011

共同研究報告書
整理番号第63号

建設省土木研究所
4.3.10
図書室

地下構造物の耐震設計技術の開発に関する

共同研究報告書

平成3年3月

建設省土木研究所　地震防災部　耐震研究室
財団法人　先端建設技術センター
株式会社　奥村組　　鹿島建設株式会社　　株式会社　鴻池組
清水建設株式会社　　大成建設株式会社　　飛島建設株式会社
株式会社　間組　　株式会社　フジタ

Copyright © 1991 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

整理番号第６３号

地下構造物の耐震設計技術の開発に関する

共同研究報告書

建設省土木研究所地震防災部耐震研究室
財団法人　先端建設技術センター
株式会社　奥村組　　鹿島建設株式会社　　株式会社　鴻池組
清水建設株式会社　　大成建設株式会社　　飛島建設株式会社
株式会社　間組　　株式会社　フジタ

要旨：

本報告書は、「地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究」の平成２年度の研究成果をとりまとめたものである。本研究は、大都市域の土地利用の高度化に伴い、今後、大規模、大深度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的として実施したものであり、平成２年度は、土木研究所、㈱奥村組、清水建設㈱、大成建設㈱及び㈱間組が大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究を、土木研究所及び飛島建設㈱が幅広地下構造物の耐震設計法の検討を、土木研究所及び鹿島建設㈱が大深度鉛直地下構造物の地震応答特性の検討を、土木研究所及び㈱鴻池組が地下構造物の免震技術の検討を、土木研究所及び㈱フジタが地下空間の地震防災方法の検討を担当して実施した。㈱先端技術センターは全体のとりまとめに参加した。

キーワード：大規模地下構造物、大深度地下、耐震設計、免震設計、地震防災システム

共同研究者氏名

所属			氏名
建設省土木研究所			
	耐震研究室	室長	川島一彦
	耐震研究室	研究員	杉田秀樹
	耐震研究室		加納尚史
（財）先端建設技術センター			
	専務理事		赤松惟央
	常務理事		小宮山克治
	研究第一部長		朝倉肇
	研究第一部	主任研究員	榊信昭
（株）奥村組			
	本社	技術開発部 課長	竹内幹雄
		技術開発部 副課長	高橋直樹
		技術開発部	高橋忠
		技術開発部	色川邦彦
	技術研究所	地盤研究室 室長	有本勝二
鹿島建設（株）			
	技術研究所	第一研究部 部長	岩城良
		第三研究室 主管研究員	村山八洲雄
		第三研究室 主任研究員	大保直人
		第三研究室 研究員	山野辺慎一
		第三研究室 研究員	林和生
		第三研究室	上野健治

（株）鴻池組

土木本部	第一技術部	部長	小野紘一
	第一技術部	構造課　課長	嶋村貞夫
		構造課　主任	河西寛
		構造課	大本修
		構造課	佐々木洋

清水建設（株）

大崎研究室		主席研究員	竹脇尚信
大崎研究室		研究員	福武毅芳
大崎研究室		研究員	奥村俊彦
技術研究所	地下技術研究部	主任研究員	田蔵隆
	地下技術研究部	研究員	清水勝美

大成建設（株）

技術研究所	副所長	後藤英一
地震・風研究グループ	グループリーダー	河村壮一
地震・風研究グループ	研究員	横山正義
地震・風研究グループ	研究員	志波由紀夫
地震・風研究グループ	研究員	岡本晋
研究企画室	主任研究員	末岡徹

飛島建設（株）

技術本部	研究開発部	部長	増渕孝二
	研究開発部	課長	松島健一
	研究開発部	課長	立花秀夫
	研究開発部	主任	森伸一郎
	研究開発部		池田隆明
	研究開発部		林啓之

（株）間組

技術研究所		副所長	山口靖紀
	研究第一部	第三課　課長	脇田和試
		第三課　係長	松原勝己
		第三課　研究員	新井伸夫
		第三課　研究員	浦野和彦

	土木本部　土木設計部　係長	原　田　雅　男
（株）フジタ		
	技術研究所　副所長	鎌　田　正　孝
	技術研究所　土木研究部長	古　賀　重　利
	技術研究所　土木研究部	
	コンクリートグループリーダ	中　村　正　博
	土木耐震グループリーダ	斉　藤　悦　郎
	土木耐震グループ　主任研究員	池　見　　拓
	土木耐震グループ	中　野　浩　之

目　　次

第１章　まえがき …… 1

第２章　研究計画 …… 2
２・１　研究体制 …… 2
２・２　全体計画 …… 4

第３章　大断面シールドトンネル縦断方向の耐震性に関する研究 …… 7
３・１　二次覆工鉄筋量の大小がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響 …… 7
３・１・１　まえがき …… 7
３・１・２　継手部に生じる変形の分散からみた二次覆工の長手方向最小鉄筋量 …… 7
３・１・３　正負交番載荷実験による二次覆工の長手方向最小鉄筋量の検討 …… １１
３・１・４　まとめ …… ２８
３・１・５　今後の課題 …… ２８
参考文献
３・２　ゴムとＰＣ鋼棒を用いた軸方向プレストレス導入法の耐震設計法に関する検討 …… ２９
３・２・１　はじめに …… ２９
３・２・２　ゴムとＰＣ鋼棒を用いた軸方向プレストレス導入法の概念 …… ２９
３・２・３　軸方向交番載荷試験結果の分析 …… ３１
３・２・４　応答変位法による地震時応力の算定 …… ４２
３・２・５　まとめ …… ５３
３・２・６　今後の検討課題 …… ５３
参考文献

第４章　大断面シールドトンネル横断方向の耐震性に関する研究 …… ５４
４・１　応答変位法の外力評価に関する検討 …… ５４
４・１・１　はじめに …… ５４
４・１・２　ＦＥＭによる動的解析 …… ５６
４・１・３　応答変位法 …… ６９
４・１・４　まとめ …… ７８
参考文献
４・２　大深度・大口径シールドトンネルの横断面方向の耐震設計法の開発 …… ８０
４・２・１　はじめに …… ８０
４・２・２　トンネル・地盤間の相互作用ばねの評価法 …… ８１
４・２・３　均質地盤中のトンネルに生ずる地震時応力の再定式化 …… ８７
４・２・４　地震時応力の近似計算式の改良 …… ９３
４・２・５　動的ＦＥＭとの比較解析 …… ９５
４・２・６　均質地盤中のトンネルの地震時応力の特性 ……１０６
４・２・７　２層構造地盤中のトンネルに生ずる地震時応力の特性 ……１１１

4・2・8　耐震解析手法の2層構造地盤系への拡張 ……120
4・2・9　まとめ ……135
参考文献
4・3　双設トンネルの地震時挙動特性に関する検討 ……139
4・3・1　はじめに ……139
4・3・2　SV波入射に対する検討 ……140
4・3・3　SH波入射に対する検討 ……160
4・3・4　まとめ及び今後の検討課題 ……178
参考文献

第5章　幅広地下構造物の耐震設計法の検討 ……180
5・1　幅広地下構造物の耐震設計で考えるべき地震荷重 ……180
5・1・1　はじめに ……180
5・1・2　研究目的 ……182
5・1・3　構造物の断面検討（常時） ……184
5・1・4　解析条件の設定 ……195
5・1・5　二次元動的FEM解析による地盤と構造物の挙動把握 ……199
5・1・6　静的骨組み解析による地震荷重の検討 ……213
5・1・7　一次元解析手法の適用性 ……231
5・1・8　結論 ……235
5・1・9　今後の課題 ……235
参考文献

第6章　大深度鉛直地下構造物の地震応答特性 ……237
6・1　概要 ……237
6・2　検討の概要 ……238
6・3　動的解析による検討 ……244
6・4　静的解析による検討 ……263
6・5　動的解析結果と静的解析手法の比較 ……285
参考文献

第7章　地下構造物の免震技術の開発 ……290
7・1　概要 ……290
7・2　地層境界に跨る立坑の動的解析 ……292
7・3　地層境界に跨るシールドトンネルの動的解析 ……307
7・4　まとめ及び今後の方針 ……328
参考文献

第8章　地下空間の地震防災方法 ……331
8・1　大規模地下道路の地震防災方策の検討 ……331
8・1・1　概要 ……331
8・1・2　地震時不安感に関する要因の抽出 ……332
8・1・3　不安要因の相互関連の数値化 ……334
8・1・4　構造モデルの同定手法 ……336
8・1・5　地震時不安感の構造モデル ……339

8・1・6　まとめ ……364
8・1・7　今後の課題 ……365
参考文献
8・2　地震時の心理的不安度の推定 ……367
8・2・1　はじめに ……367
8・2・2　ＡＨＰによる推論 ……369
8・2・3　推論モデル ……371
8・2・4　心理的不安の低減に効果の高い入力要因 ……385
8・2・5　アンケート調査による新旧地下街の心理的不安度の推定 ‥386
8・2・6　まとめ ……400
参考文献
アンケート調査票

第９章　まとめ及び今後の検討方針 ……413

第１章　まえがき

東京等の大都市圏では、地上での土地利用の厳しい制約等から、地下空間を利用した構造物、特に全く新しい利用目的及び利用形態を有した構造物の建設が予想されている。従来、地下施設は地上施設と比較すると一般に地震の影響を受けにくいと言われているが、我国は世界第一級の地震国であり、大規模な地下構造物の建設に際しては、耐震性の検討が重要と考えられている。そのためには、今後の新しい利用形態や構造特性に見合った耐震設計技術の開発を図っていく必要がある。

建設省土木研究所では、総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」に関連して、昭和６３年度から平成３年度までの４か年にわたる「地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究」を計画した。本共同研究は、大規模地下構造物の耐震設計技術の開発を目的として実施するものであり平成２年度は、土木研究所、（財）先端建設技術センター、㈱奥村組、鹿島建設㈱、㈱鴻池組、清水建設㈱、大成建設㈱、飛島建設㈱、㈱間組、㈱フジタにより研究を実施した。

平成２年度は、土木研究所、㈱奥村組、清水建設㈱、大成建設㈱及び㈱間組が大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究を、土木研究所及び飛島建設㈱が幅広地下構造物の耐震設計法の検討を、土木研究所及び鹿島建設㈱が大深度鉛直地下構造物の地震応答特性の検討を、土木研究所及び㈱鴻池組が地下構造物の免震技術の検討を、土木研究所及び㈱フジタが地下空間の地震防災方法の検討を担当して実施した。（財）先端建設技術センターは全体のとりまとめに参加した。本共同研究報告書は、上記の平成２年度分の研究成果をとりまとめたものである。

第２章　研究計画

２・１　研究体制

研究の実施に際しては、平成元年度の研究成果をふまえ、以下に示す研究項目を実施することとした。

（１）大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究
（２）幅広地下構造物の耐震設計法の検討
（３）大深度鉛直地下構造物の地震応答特性の検討
（４）地下構造物の免震技術の検討
（５）地下空間の地震防災方法の検討

研究の分担は表２・１－１の通りである。

表２・１－１　研究分担の概要

研究項目	研究分担									
	土研	ｾﾝﾀｰ	奥村	鹿島	鴻池	清水	大成	飛島	間	ﾌｼﾞﾀ
1.大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究										
1）縦断方向の耐震性	○	○							○	
2）横断方向の耐震性										
①応答変位法の外力評価に関する検討	○	○	○							
②大深度・大口径シールドトンネルの横断面方向の耐震設計法の開発	○	○					○			
③双設トンネルの地震時挙動特性に関する検討	○	○				○				
2.幅広地下構造物の耐震設計法の検討	○	○						○		
3.大深度鉛直地下構造物の地震応答特性の検討	○	○		○						
4.地下構造物の免震技術の検討	○	○			○					
5.地下空間の地震防災方法の検討	○	○								○

2．2　全体計画

研究年次計画は以下のとおりである。

（1）大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究

1）縦断方向の耐震性

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年 度	3 年 度
既往の研究及び問題点の整理	———			
二次覆工最小鉄筋量の検討		———	———	
覆工剛性の評価方法の検討		———		
覆工剛性の非線型性のモデル化			———	
軸方向プレストレス導入法に関する載荷実験の計画・実施		———		
実験結果の分析・軸方向剛性評価			———	
応答変位法を用いたパラメータスタディ			———	———
設計チャートの作成				———
とりまとめ				———

2）横断方向の耐震性

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年 度	3 年 度
既往の設計指導・基準及び研究の文献調査		———		
構造物の地震時応答特性の把握		———	———	
応答変位法の外力評価に関する検討		———	———	
応答変位法に用いる地盤バネの検討		———	———	
耐震規定・震害事例の文献調査	———			
地震応答解析手法の検討		———		
定常状態の変位・応力の検討		———	———	
地震入力に対する耐震性の検討			———	———
横断面方向の耐震解析手法の開発		———	———	
均質地盤中のシールドトンネルの地震時応力の検討		———		
2層地盤中のシールドトンネルの地震時応力の検討			———	
提案手法の検証			———	
とりまとめ				———

②双設トンネルの地震時挙動特性に関する検討

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
耐震規定・震害事例の文献調査	———			
地震応答解析手法の検討		———		
定常状態の変位・応力の検討		———	———	
地震入力に対する応答特性の検討			———	———
とりまとめ				———

③大深度・大口径シールドトンネルの耐震設計法の開発

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
横断面方向の耐震解析手法の開発		———	———	
均質地盤中のシールドトンネルの地震時応力の検討		———		
2層地盤中のシールドトンネルの地震時応力の検討			———	
提案手法の検証			———	
研究のまとめおよびマニュアル化				———

（2）幅広地下構造物の耐震性に関する研究

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
耐震規定・震害事例・地震観測の文献調査	———			
構造物及び周辺地盤の振動特性の検討		———	———	
地震応答解析手法の検討	———	———		
地盤条件変化部における耐震性の検討		———	———	
既存の耐震設計法の適用方法の検討			———	
とりまとめ				———

（3）大深度鉛直地下構造物の地震応答特性の検討

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年 度	3 年 度
耐震規定・既往研究の文献調査	———			
地震応答解析手法の検討		———	———	
構造物に生じる地震時応力の解析的検討		———	———	
応答変位法による解析手法の検討			———	———
地盤条件変化部における耐震性の検討			———	
耐震安全性評価の検討				———
とりまとめ				———

（4）地下構造物の免震技術の研究

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年 度	3 年 度
地下構造物の地震時被害形態の把握	———			
地震時被害の発生を防ぐ免震方法の分類	———			
免震構造並びに免震効果の解析的検討		———	———	
地下構造物の免震解析法の検討			———	———
とりまとめ				———

（5）地震防災システムの研究

研　究　項　目	昭和63年度	平成元年度	2 年 度	3 年 度
地震防災方法についての調査及び検討	———			
不安感についてのアンケート調査		———	———	
不安感についての数値化及び構造化		———		
地震防災時の心理的影響度予測システムの検討			———	
とりまとめ				———

第３章　大断面シールドトンネル縦断方向の耐震性に関する研究

３・１　二次覆工鉄筋量の大小がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響

３．１．１　まえがき

これまでの検討により、二次覆工を有するシールドトンネルの長手方向の変形特性は、二次覆工の長手方向鉄筋量の大小により大きく異なることがわかっている。二次覆工の長手方向鉄筋量の大小がシールドトンネル長手方向の変形特性に及ぼす影響をまとめると次のようになる。

①軸力あるいは曲げモーメントを受けるシールドトンネルで、二次覆工がない場合には、いずれかのリング接合面で耐力が減少する程度の損傷（リング継手の降伏等）を生じると、これ以後の損傷（継手の破壊）はすべて当該リング接合面にのみ集中する。

②二次覆工がある場合には、二次覆工の長手方向鉄筋の働きにより、損傷（二次覆工コンクリートのクラック、リング継手・二次覆工鉄筋の破壊）が複数のリング接合面に分散して生じる。ただし、二次覆工が無筋であったり、二次覆工鉄筋量が少ない場合には、リング接合面位置で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間に当該リング接合面は二次覆工のないトンネルと同じ状態になり、このリング接合面のみに損傷が集中することになる。

多数のセグメント及び継手から構成されるシールドトンネルは、元来、個々のリング継手が変形を吸収することにより長手方向にはかなりの変形性能を有する構造物である。しかし、止水等の目的から二次覆工が設置され、二次覆工の損傷がある特定のリング接合面に集中するようになると、トンネルの変形性能は大きく減少することになる。シールドトンネルがこのような形態で破壊するのを防ぐためには、二次覆工の損傷を複数のリング接合面に分散させることが重要であり、このためには、二次覆工の長手方向にある程度以上の鉄筋量（以下、二次覆工の最小鉄筋もしくは鉄筋量と呼ぶ）を配置しておく必要がある。

上記の観点から、平成２年度は、二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぎ、シールドトンネル長手方向の変形性能を確保する上で必要とされる二次覆工の長手方向最小鉄筋量を、トンネル覆工の部分模型供試体を用いた正負交番軸力載荷実験により検討した。

３．１．２　継手部に生じる変形の分散から見た二次覆工の長手方向最小鉄筋量

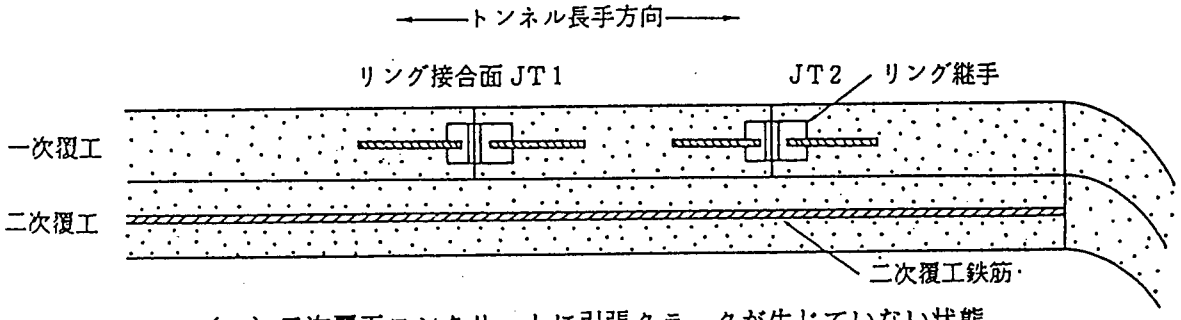
二次覆工の損傷が複数のリング接合面に分散して生じるか否かは、最初に二次覆工に損傷が生じたリング接合面と他のリング接合面における引張耐力の大小で決まる。すなわち、最初に損傷が生じたリング接合面の引張耐力が他のリング接合面の引張耐力よりも大きければ、より大きな荷重作用に伴う損傷は他のリング接合面に生じることになり、反対に小さければ最初に損傷が生じたリング接合面において損傷が進展することになる。ここに、リング接合面の引張耐力とは、一次覆工と二次覆工がジベル筋などで完全に付着されてい

る場合には、二次覆工の引張耐力と一次覆工の引張耐力の合計であり、また、一次覆工と二次覆工との付着がない場合には、両者が独立に引張力を受けるために、一次覆工と二次覆工のうち、いずれか大きい方の引張耐力となる。ここに、一次覆工の引張耐力はリング継手の耐力で決まり、一般には二次覆工の耐力の方がリング継手の耐力よりも大きいため、一次覆工と二次覆工の付着がない場合には二次覆工の耐力が重要となる。

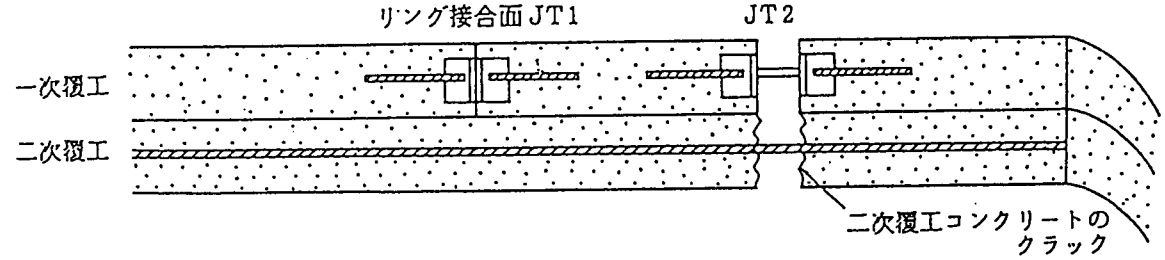
以上の観点から、ジベル筋等により一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合と、防水シート等により両覆工間が分離されている場合に分けて、シールドトンネルが引張力を受けた場合に、特定のリング接合面に損傷が集中するのを防ぐために必要とされる二次覆工の最小鉄筋量の定式化を行ってみよう。

①一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合

シールドトンネル覆工が軸引張力を受けて変形する前と、二次覆工鉄筋（あるいはリング継手）が破断する直前の状態を図３．１－１に示す。図３．１－１(b)の状態において、リング接合面ＪＴ２の引張耐力がＪＴ１の引張耐力を上回っていれば、リング接合面ＪＴ２で二次覆工鉄筋（あるいはリング継手）の破断が生じる前にリング接合面ＪＴ１で二次覆工コンクリートにクラックが生じることになる。すなわち、損傷が分散するためには、リング接合面ＪＴ１及びＪＴ２の引張耐力の間に次の関係が成立している必要がある。



（ａ）二次覆工コンクリートに引張クラックが生じていない状態



（ｂ）ある特定のリング接合面で二次覆工コンクリートに引張クラックが生じた状態

図３．１－１　シールドトンネル覆工の変形

$$(JT2)^T > (JT1)^T \qquad (3.1\text{-}1)$$

ここに、

$(JT2)^T$：リング接合面ＪＴ２（二次覆工コンクリートにクラックが生じている状態）の引張耐力(kgf)

$(JT1)^T$：リング接合面ＪＴ１（二次覆工コンクリートにクラックが生じていない状態）の引張耐力(kgf)

なお、二次覆工コンクリートにクラックが生じていない段階では、二次覆工に比較して剛性の低い一次覆工は引張力をほとんど分担していないため、リング接合面ＪＴ１の引張耐力は次式で与えられる。

$$(JT1)^T = A_L \times \sigma_L \qquad (3.1\text{-}2)$$

ここに、

A_L：二次覆工コンクリートの断面積(cm^2)

σ_L：二次覆工コンクリートの引張強度(kgf/cm^2)

また、二次覆工コンクリートにクラックが生じた後のリング接合面ＪＴ２の引張耐力は、**図３．１－２**に示すように二次覆工鉄筋とリング継手のどちらが先に破断するかに応じて、式(3.1-3)もしくは式(3.1-4)で与えられる。

$$(JT2)^T = \begin{cases} (JT2)^T_{LS} = \{P_R\}\ \delta_{LS} + A_{LS} \times \sigma_{LS} \\ (JT2)^T_R = P_R + A_{LS} \times \{\sigma_{LS}\}\ \delta_R \end{cases} \qquad (3.1\text{-}3)$$

ここに、

$(JT2)^T_{LS}$：二次覆工鉄筋がリング継手よりも先に破断する場合のリング接合面ＪＴ２の引張耐力(kgf)

$(JT2)^T_R$：リング継手が二次覆工鉄筋よりも先に破断する場合のリング接合面ＪＴ２の引張耐力(kgf)

A_{LS}：二次覆工鉄筋の断面積(cm^2)

σ_{LS}：二次覆工鉄筋の破断応力度(kgf/cm^2)

$\{\sigma_{LS}\}\ \delta_R$：リング継手の破断変位に対する二次覆工鉄筋の引張応力度(kgf/cm^2)

$\{P_R\}\ \delta_{LS}$：二次覆工鉄筋の破断変位に対するリング継手の引張力(kgf)

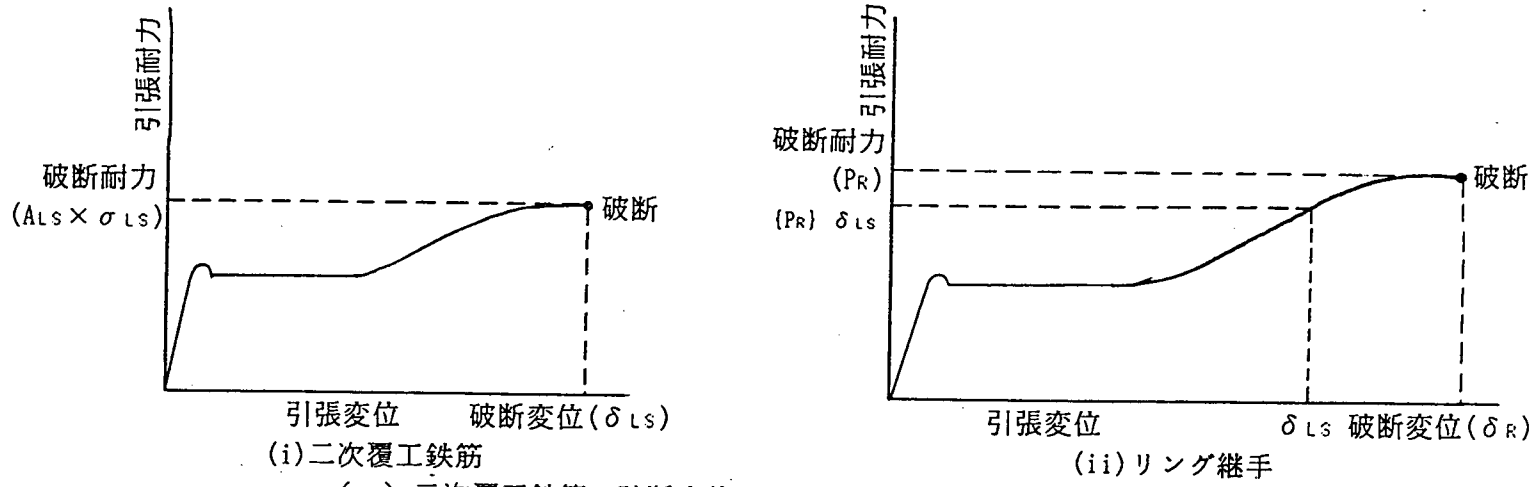
δ_{LS}：二次覆工鉄筋の破断変位(cm)

δ_R：リング継手の破断変位(cm)

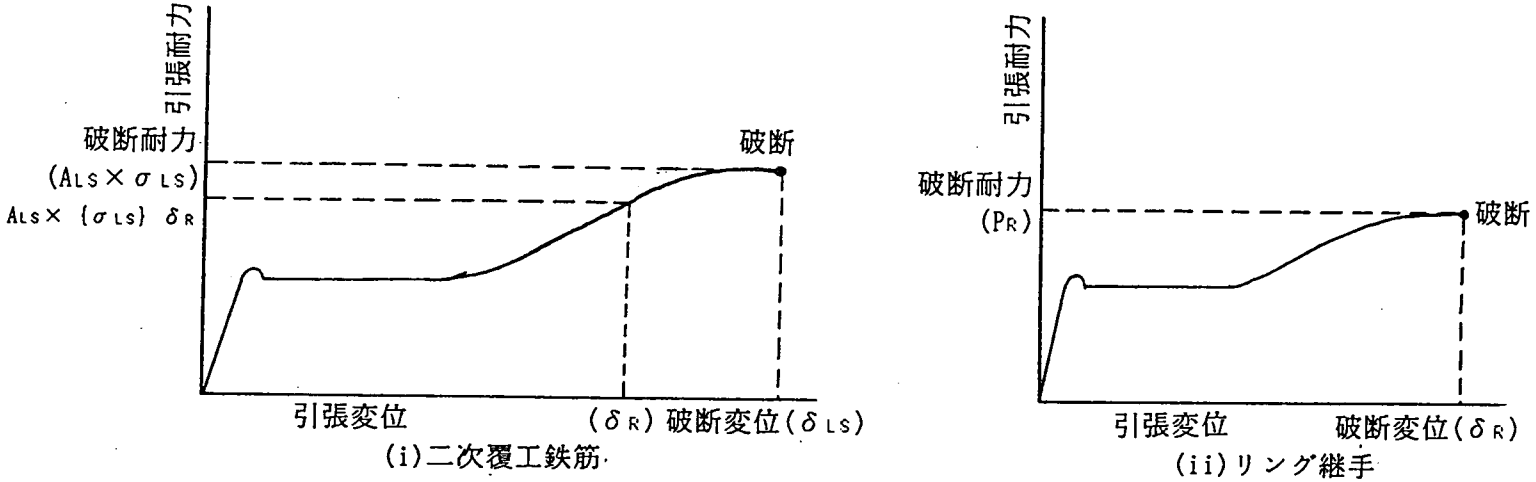
P_R：リング継手の破断耐力(kgf)で、リング継ボルトとアンカー鉄筋の引張耐力の大小関係から次式で決定される。

$$P_R = \{P_A、P_B\}\ \min \qquad (3.1\text{-}4)$$

ここに、



（ａ）二次覆工鉄筋の破断変位がリング継手の破断変位より小さい場合



（ｂ）二次覆工鉄筋の破断変位がリング継手の破断変位より大きい場合

図３．１－２　二次覆工鉄筋とリング継手の引張耐力の関係

P_A：アンカー鉄筋の破断耐力(kgf)

P_B：リング継ボルトの破断耐力(kgf)

したがって、リング接合面ＪＴ２の引張耐力は、δ_Rとδ_{LS}の大小関係に応じて、次のように与えられることになる。

$$(JT2)^T = \begin{cases} (JT2)^T_{LS} & \delta_R \geq \delta_{LS} \\ (JT2)^T_R & \delta_R < \delta_{LS} \end{cases} \qquad (3.1\text{-}5)$$

ここに、リング継手の破断変位δ_R及び二次覆工鉄筋の破断変位δ_{LS}は、それぞれ、アンカー鉄筋及び二次覆工鉄筋の付着切れ長さによって変化するため、実際には式(3.1-5)によりリング接合面ＪＴ２の引張耐を評価することは難しい。このため、ここでは、リング継手及び二次覆工鉄筋のいずれか一方が破断する際にはもう一方も破断耐力に近い引張力を分担しているはずであり、δ_Rとδ_{LS}が等しいと仮定する。このように仮定すれば、二次覆工の長手方向最小鉄筋量は次式で与えられることになる。

$$A_L \times \sigma_L = P_R + A_{Lsmin} \times \sigma_{LS}$$
$$= \{P_A, P_B\}\ min + A_{Lsmin} \times \sigma_{LS} \qquad (3.1\text{-}6)$$

ここに、

A_{Lsmin}：二次覆工の最小鉄筋量(cm^2)

②一次覆工と二次覆工が分離されている場合

一次覆工と二次覆工が独立して引張力を受ける場合には、二次覆工の損傷が分散するか否かは二次覆工の構成部材の引張強度によることになる。したがって、二次覆工の損傷が特定箇所に集中するのを防止するために必要な二次覆工の長手方向最小鉄筋量は、次式で与えられる。

$$A_L \times \sigma_L = A_{Lsmin} \times \sigma_{LS} \qquad (3.1\text{-}7)$$

ここに、

A_{LSmin}：二次覆工の長手方向最小鉄筋量(cm^2)

A_L　：二次覆工コンクリートの断面積(cm^2)

σ_L　：二次覆工コンクリートの引張強度(kgf/cm^2)

σ_{LS}　：二次覆工鉄筋の破断応力度(kgf/cm^2)

３．１．３　正負交番載荷実験による二次覆工の長手方向最小鉄筋量の検討

式(3.1-6)及び式(3.1-7)の妥当性を検討するために、模型実験により、二次覆工鉄筋量と破壊モードの関係を検討することにした。まず、実験に先だって、これまでに土木研究所において行った載荷実験では、二次覆工鉄筋量がどのようになっていたかを整理した結果が表３．１－１である。これによれば、既往の載荷実験に用いた供試体は、いずれも式(3.1-6)及び式(3.1-7)により算定される二次覆工の長手方向最小鉄筋量を大きく上回る鉄

表３．１－１　既往の載荷実験に用いた供試体における二次覆工の損傷状況

供試体	載荷力	覆工間の付着	リング継手の破断耐力＋二次覆工鉄筋の破断耐力 二次覆工ｺﾝｸﾘｰﾄの引張耐力	二次覆工の損傷状況
部分模型 (外径4m相当,ﾘﾝｸﾞ接合面数5)	軸力	あり (ジベル筋による)	１．４０７	各リング接合面に損傷が分散
リング組み模型 (外径1.8m,ﾘﾝｸﾞ接合面数3)	軸力	あり (ジベル筋による)	１．４７８	各リング接合面に損傷が分散
リング組み模型 (外径1.8m,ﾘﾝｸﾞ接合面数3)	曲げ	あり (ジベル筋による)	１．４９４	各リング接合面に損傷が分散

筋が配置されており、二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中することなく複数箇所に分散して生じている。しかし、これらの供試体は、式(3.1-6)及び式(3.1-7)で与えられる最小鉄筋量を十分上まわる鉄筋が配置されたものであるため、式(3.1-6)及び式(3.1-7)で与えられる最小鉄筋量に近い鉄筋を配置した場合の挙動を検討する必要がある。このため、ここでは、二次覆工の最小鉄筋量を検討するための模型載荷実験を行うこととした。

（１）　実験に用いた供試体

実験に用いた供試体及び配筋図を示すと、それぞれ**図３．１－３**及び**図３．１－４**の通りである。これらは、外径４～５ｍ級のシールドトンネル覆工の一部をトンネル長手方向に切り出した形状であり、幅５０ｃｍ、長さ９０ｃｍ、厚さ２０ｃｍのＲＣシールドセグメントをリング継手により６リング分連結した上に、厚さ２０ｃｍの二次覆工コンクリートを打設したものである。一次覆工と二次覆工の結合方式は２種類にしており、ジベル筋により一次覆工と二次覆工を一体構造としたものをＦタイプ供試体、一次覆工と二次覆工の間に厚さ約１ｍｍの防水シートを設置して両覆工を分離したものをＧタイプ供試体と呼ぶ。セグメント及びリング継手の構造は、「シールド工事用標準セグメント」（土木学会、日本下水道協会共編）に従っている。

実験供試体としては、**表３．１－２**に示すように、Ｆタイプ供試体とＧタイプ供試体の各々について、二次覆工鉄筋量を変化させて各３体ずつ、合計６体を製作した。３体の違いは、式(3.1-6)及び式(3.1-7)から算定される最小鉄筋量を配置したケース、これを上回る鉄筋量を配置したケース、及び、これを下回る鉄筋量を配置したケースである。ただし、

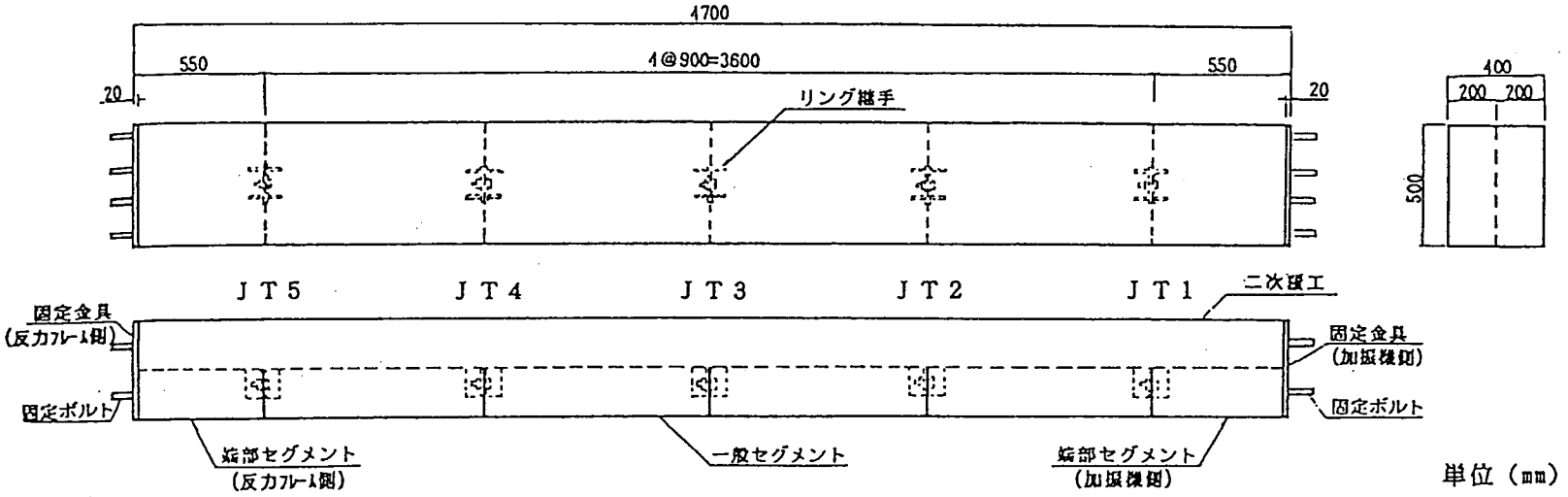


図３．１－３　Ｆタイプ供試体及びＧタイプ供試体

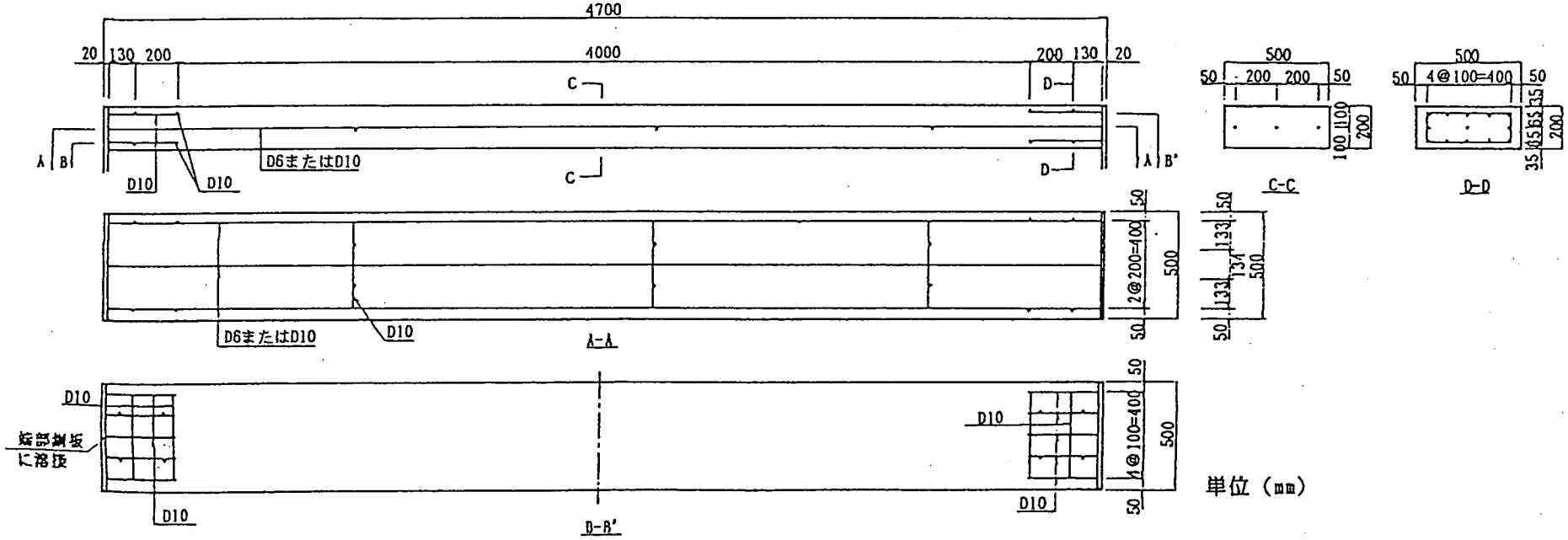


図３．１－４　Ｆタイプ供試体及びＧタイプ供試体の配筋図

表３．１－２　実験ケース

（ａ）Ｆタイプ供試体

	一次覆工			二次覆工			
	ｾｸﾞﾒﾝﾄ	ｱﾝｶｰ鉄筋	ﾘﾝｸﾞ継ﾎﾞﾙﾄ	ｺﾝｸﾘｰﾄ	長手方向鉄筋量		
					ケース１	ケース２	ケース３
寸法	200×500cm	D13×2本	M22×1本	200×500cm	D6×3本	D10×3本	D10×4本
断面積（cm^2）	1000	2.53	3.03	1000	2.85	3.80	5.07
強度規格（kgf/cm^2）	420	SD35	8.8	240	SD35	SD35	SD35
降伏強度（kgf/cm^2）	―――	3500	6400	―――	3500	3500	3500
降伏耐力（tf）	―――	8.86	19.39	―――	3.33	7.49	9.97
破断強度（kgf/cm^2）	28.0	5000	8000	19.3*	5000	5000	5000
破断耐力（tf）	28.0	12.65	24.24	19.3	4.75	10.70	14.25
二次覆工鉄筋の破断耐力 / 二次覆工コンクリートの破断耐力 × １００（%）					90.2 (108.0)**	121.0 (121.0)**	139.0 (139.4)**

（ｂ）Ｇタイプ供試体

	一次覆工			二次覆工			
	ｾｸﾞﾒﾝﾄ	ｱﾝｶｰ鉄筋	ﾘﾝｸﾞ継ﾎﾞﾙﾄ	ｺﾝｸﾘｰﾄ	長手方向鉄筋量		
					ケース４	ケース５	ケース６
寸法	200×500cm	D13×2本	M22×1本	200×500cm	D10×4本	D13×3本	D13×4本
断面積（cm^2）	1000	2.53	3.03	1000	2.85	3.80	5.07
強度規格（kgf/cm^2）	420	SD35	8.8	240	SD35	SD35	SD35
降伏強度（kgf/cm^2）	―――	3500	6400	―――	3500	3500	3500
降伏耐力（tf）	―――	8.86	19.39	―――	9.89	13.30	17.74
破断強度（kgf/cm^2）	28.0*	5000	8000	19.3	5000	5000	5000
破断耐力（tf）	28.0	12.65	24.24	19.3	14.25	19.00	25.35
二次覆工鉄筋の破断耐力 / 二次覆工コンクリートの破断耐力 × １００（%）					73.8 (84.9)**	98.4 (107.3)**	131.3 (143.2)**

注）*は、コンクリート標準示方書による計算値（0.5×（強度規格）$^{2/3}$）
**は、実勢強度による計算値

これはコンクリートや鉄筋の公称強度を用いた場合であり、部材試験に基づく実勢強度を用いると、Ｆタイプ供試体の二次覆工鉄筋量は式(3.1-6)により算定される最小鉄筋量の約１０８％（ケース１）、１５２％（ケース２）、１７６％（ケース３）に、また、Ｇタイプ供試体では式(3.1-7)により算定される最小鉄筋量の約８５％（ケース４）、１０７％（ケース５）、１４３％（ケース６）になった。

供試体に用いたリング継手は、**図３．１－５**に示すように、厚さ９㎜の面板（SS41）に同厚の定着板を溶接し、定着板に溶接された２本のアンカー鉄筋（長さ３０cm、D13）によりセグメント内に定着するビルトアップ式継手である。継ボルト（M22）に初期軸力として６tfの引張力を導入した。

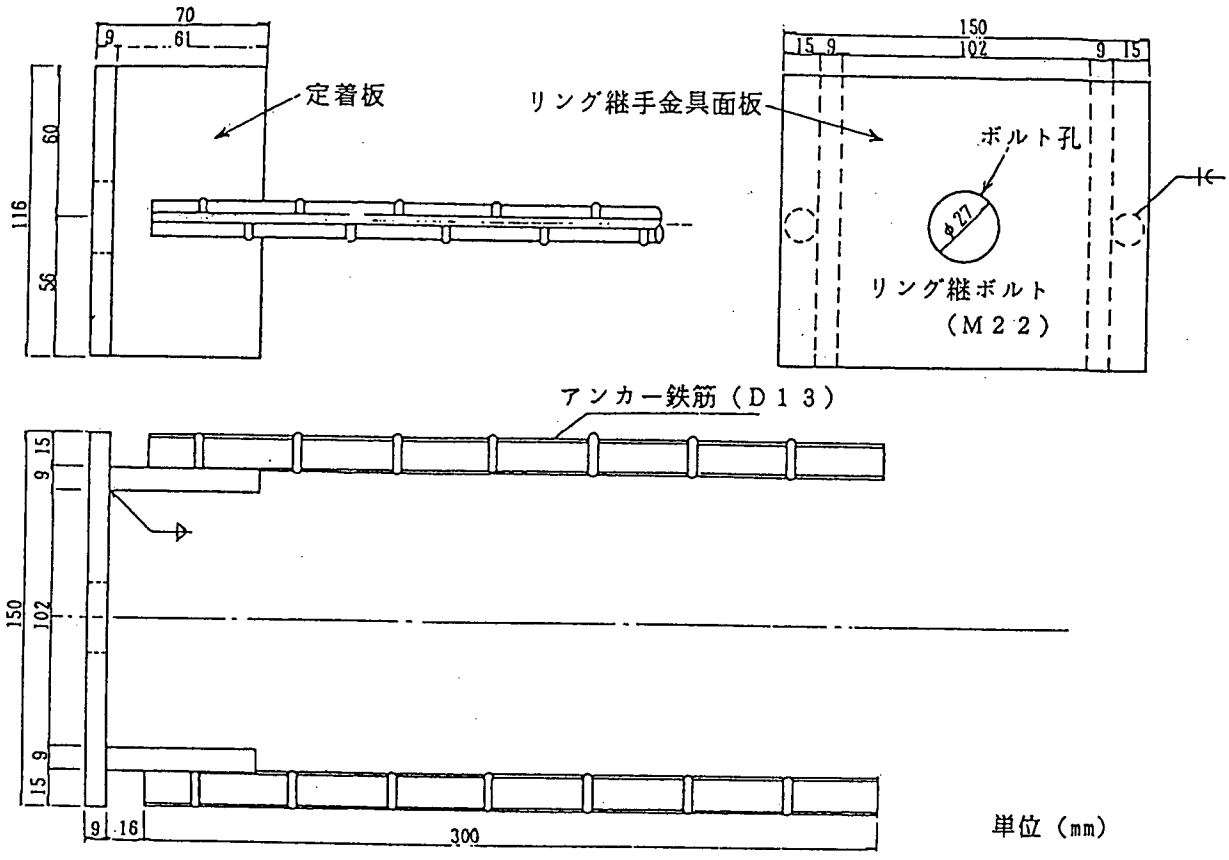


図3．1－5　実験に用いたリング継手

（2）　載荷方法

実験は、建設省土木研究所の部材耐震強度実験施設において実施した。供試体への正負交番軸力の載荷は、**図3．1－6及び写真3．1－1**に示すように、供試体の両端をそれぞれ反力フレーム及び動的加振機に接続し、動的加振機を変位制御により正弦波加振することにより行った。なお、供試体の下面には鋼棒を挿入し、供試体下面と支持板の間の摩擦力を軽減した。

具体的な載荷は**図3．1－7**に示す通りである。引張方向には変位振幅が３０mmまでは１mm、２mm、４mmと順次倍増させ、３０mm以降は２０mmピッチで増加させることとした。各々の変位がピーク値をとるまでの載荷ステップ数は１０ステップとし、除荷ステップ数は５ステップとした。一方、圧縮側には、この直前の引張力の載荷時に生じたピーク荷重を目標に、荷重制御で載荷することとした。各々の荷重がピーク値をとるまでの載荷及び除荷ステップ数は各々５ステップとした。これにより、供試体には引張側と圧縮側で同じ荷重が作用することになり、したがって見かけ上、荷重制御による正負交番載荷を行ったことになる。

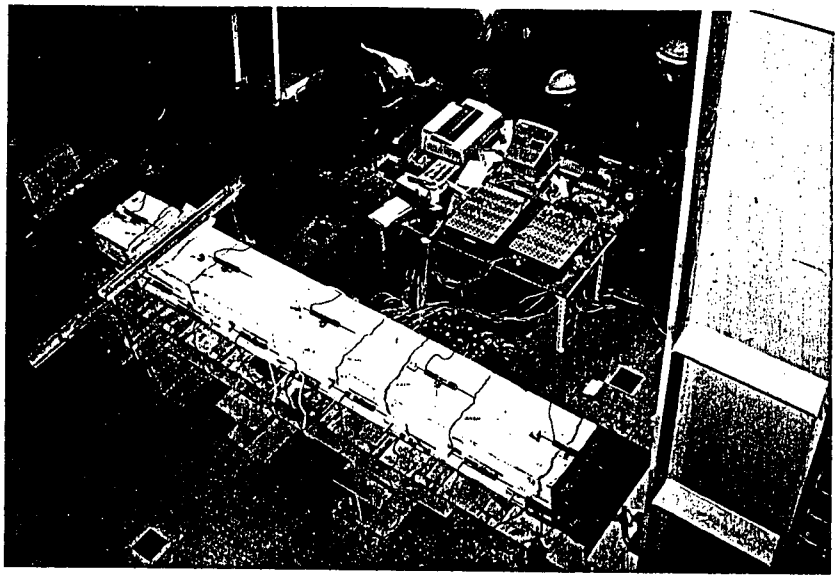


写真３．１－１　Ｆタイプ供試体及びＧタイプ供試体への載荷のようす

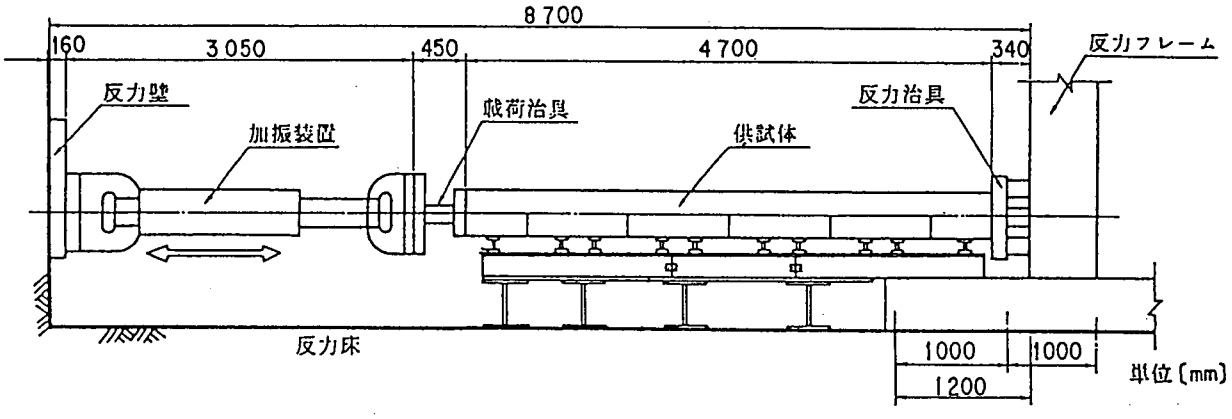


図３．１－６　供試体に対する軸力の載荷方法

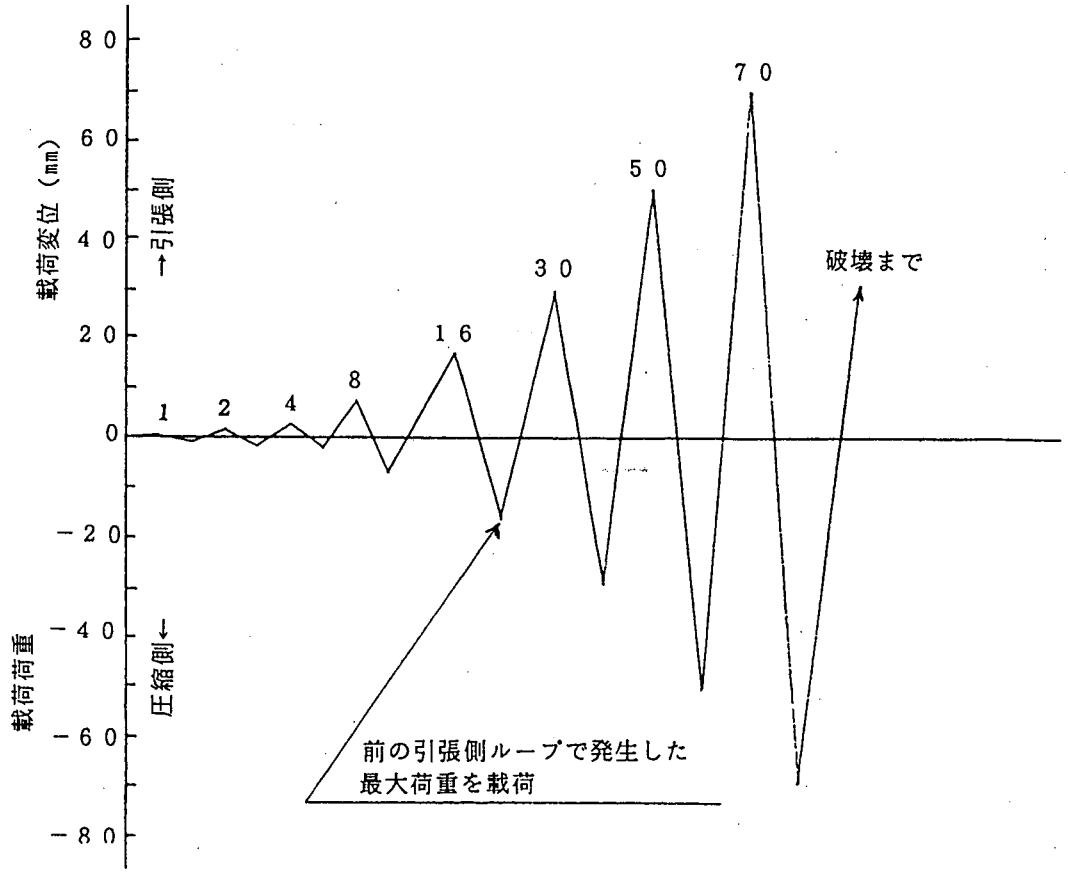


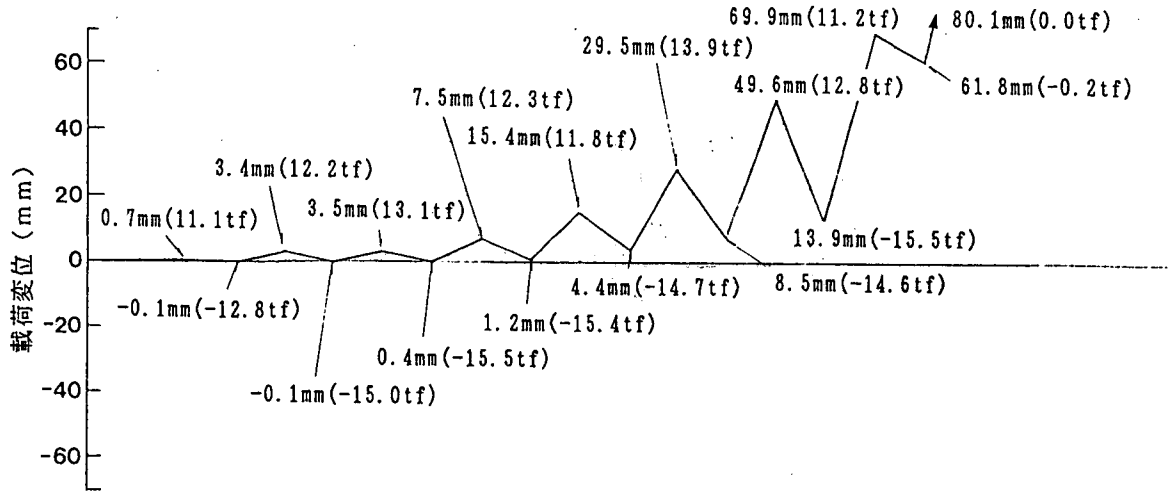
図３．１－７　供試体への軸力の載荷パターン

以上の載荷条件により、Ｆタイプ供試体及びＧタイプ供試体に用いた載荷パターンを、それぞれ**図３．１－８**及び**図３．１－９**に示す。Ｄタイプ供試体及びＥタイプ供試体と同様に引張側に載荷変位が累積しており、最終的にＦタイプ供試体では１３．９mm（ケース１）、１２．８mm（ケース２）、２０．８mm（ケース３）に、また、Ｇタイプ供試体では１９．４mm（ケース４）、５７．２mm（ケース５）、４０．９mm（ケース６）となっている。なお、以後の実験結果の整理では特にことわらない限り、変位は長スパン相対変位計による変位、荷重は載荷ロッドに貼付したひずみゲージによる荷重を示すものとする。

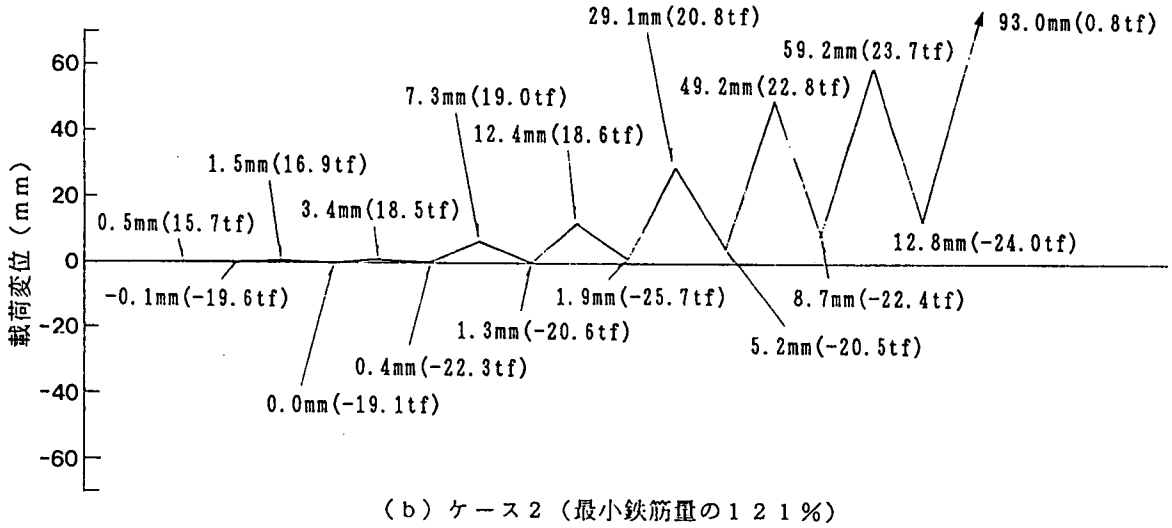
（３）　一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合の損傷特性

１）損傷特性

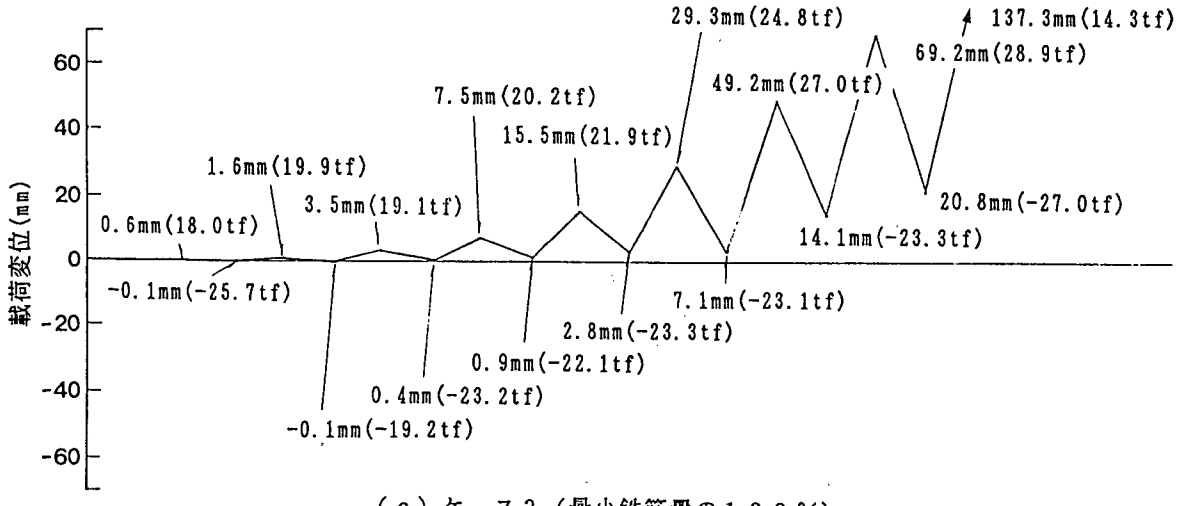
ケース１（最小鉄筋量の１０８％）、ケース２（同１２１％）、及び、ケース３（同１３９％）の最終的な破壊状況を示すと**図３．１－１０**の通りである。**図３．１－１０**によれば、二次覆工鉄筋量が式(3.1-6)による最小鉄筋量の１０８％と最も少ないケースにおいても、二次覆工コンクリートのクラックは複数のリング接合面に分散している。したがって、一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合には、式(3.1-6)による最小鉄筋量を配置すれば、二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぐことができる。た



（ａ）ケース１（最小鉄筋量の１０８％）

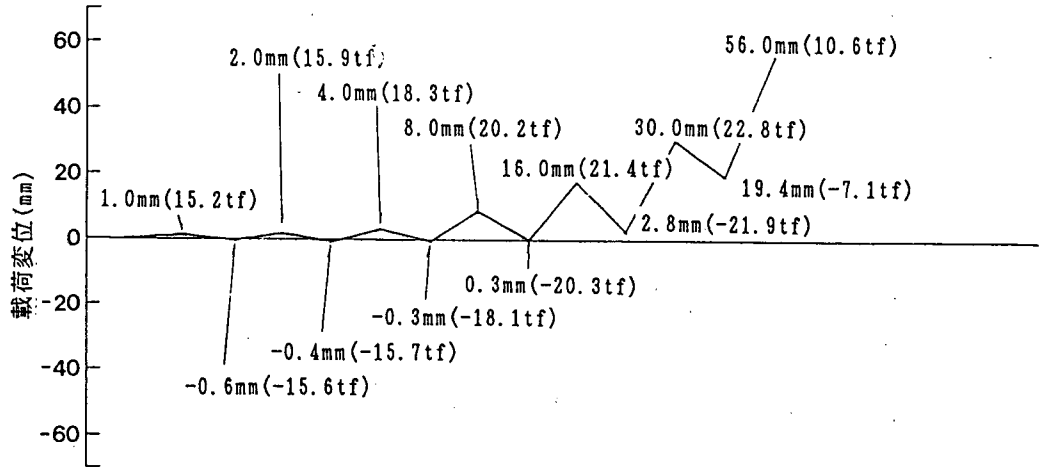


（ｂ）ケース２（最小鉄筋量の１２１％）

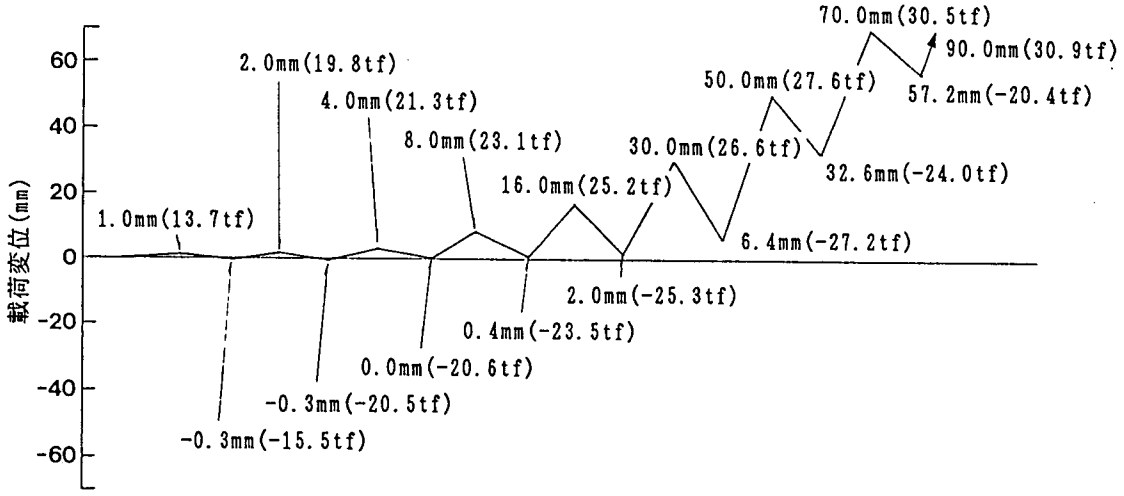


（ｃ）ケース３（最小鉄筋量の１３９％）

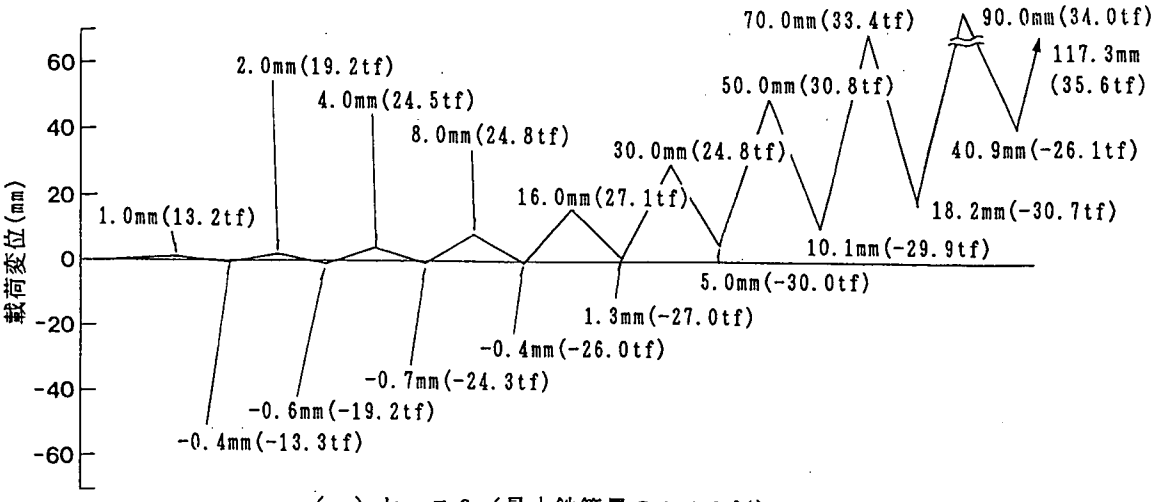
図３．１－８　Ｆタイプ供試体に用いた載荷パターン



（ａ）ケース４（最小鉄筋量の８５％）

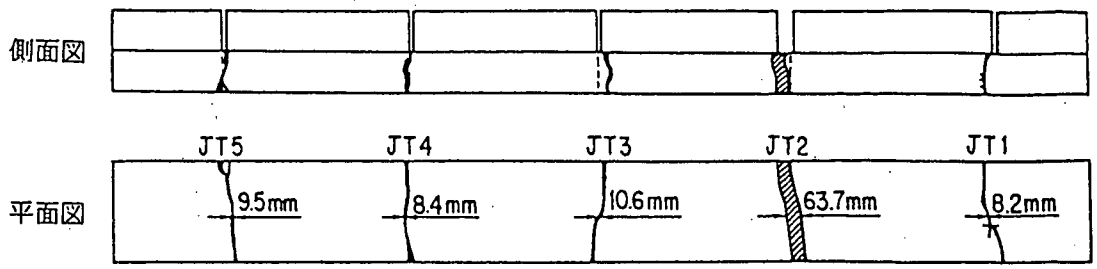


（ｂ）ケース５（最小鉄筋量の１０７％）

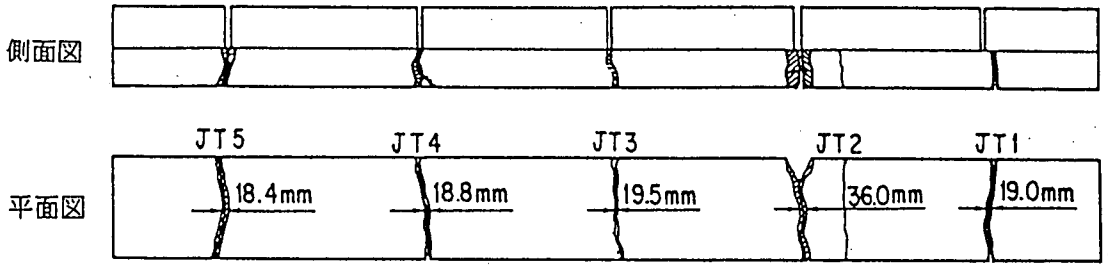


（ｃ）ケース６（最小鉄筋量の１４３％）

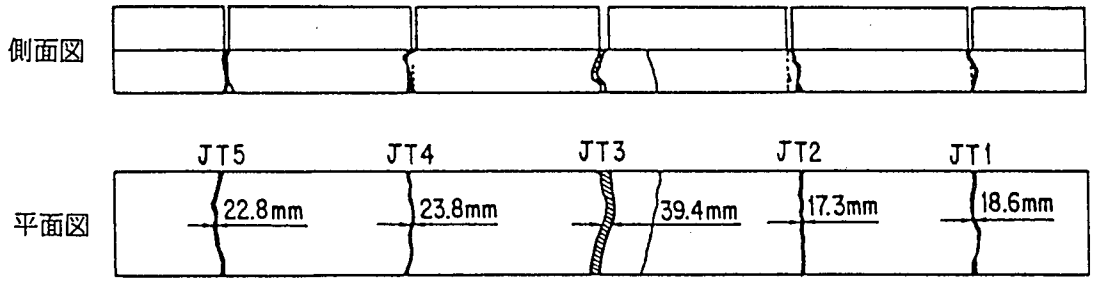
図３．１－９　Ｇタイプ供試体に用いた載荷パターン



（ａ）ケース１（最小鉄筋量の１０８％）



（ｂ）ケース２（最小鉄筋量の１２１％）



（ｃ）ケース３（最小鉄筋量の１３９％）

図３．１－１０　Ｆタイプ供試体の破壊状況

だし、二次覆工鉄筋量をケース１よりもさらにどの程度まで減少させても二次覆工の損傷の分散が期待できるかについては、本実験からは明らかでないため、今後、さらに検討が必要である。

また、**図３．１－１０**において興味深いのは、式(3.1-6)による最小鉄筋量を二次覆工に配置すれば特定のリングに損傷が集中できることは確かであるが、これにも限度があり、１箇所のリング接合面においてリング継手が破壊したり二次覆工鉄筋が破断するような損傷に達すると、これ以後の大きな載荷に伴う損傷は当該リング接合面に集中することである。したがって、耐震設計上は、どのような大きな地震を受けてもリング継手の破壊や二次覆工鉄筋の破断といった所までは損傷を生じさせないようにすることが重要である。

２）損傷の進展状況

ケース１～３について、供試体に生じた長手方向変位と載荷荷重との履歴を示すと**図３．１－１１**のようになる。これによれば、供試体に生じた損傷の進展順序は以下の通りである。

①リング接合面の位置で二次覆工にクラックが発生

②二次覆工にクラックが生じた位置で二次覆工鉄筋が降伏

③上記以外のリング接合面において①及び②の繰り返し

④リング継手のアンカー鉄筋が降伏（ケース１）

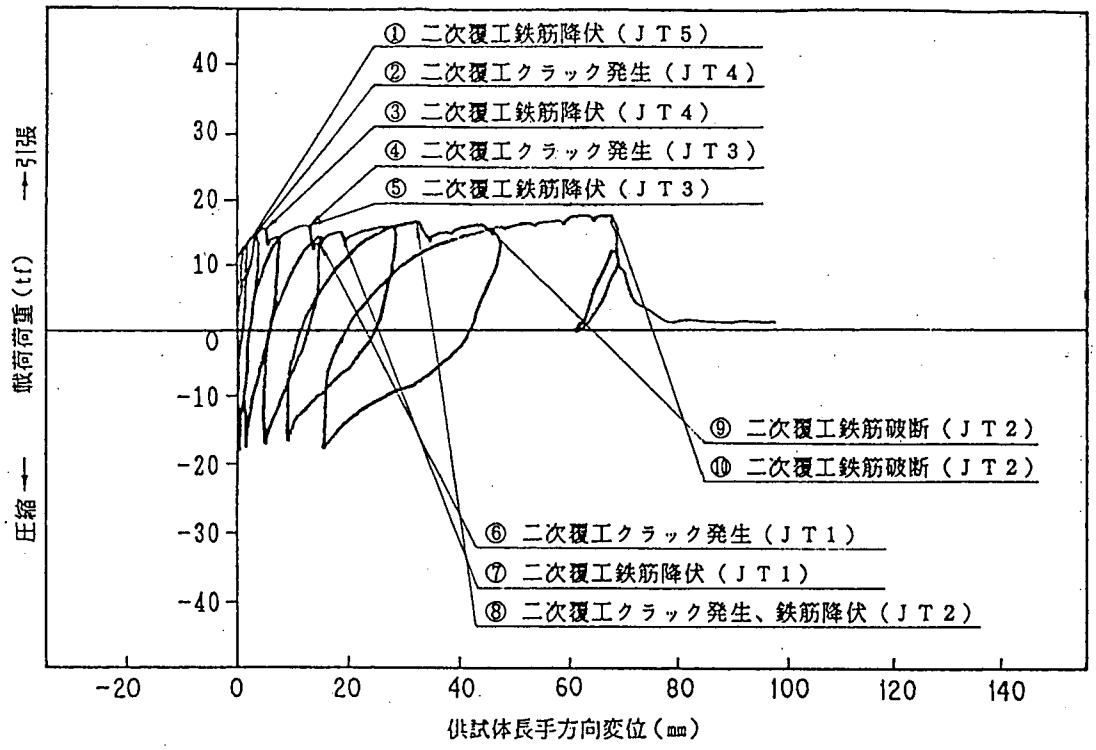
⑤　　〃　　破断（ケース１）

⑥二次覆工鉄筋が破断（ケース１及びケース３）

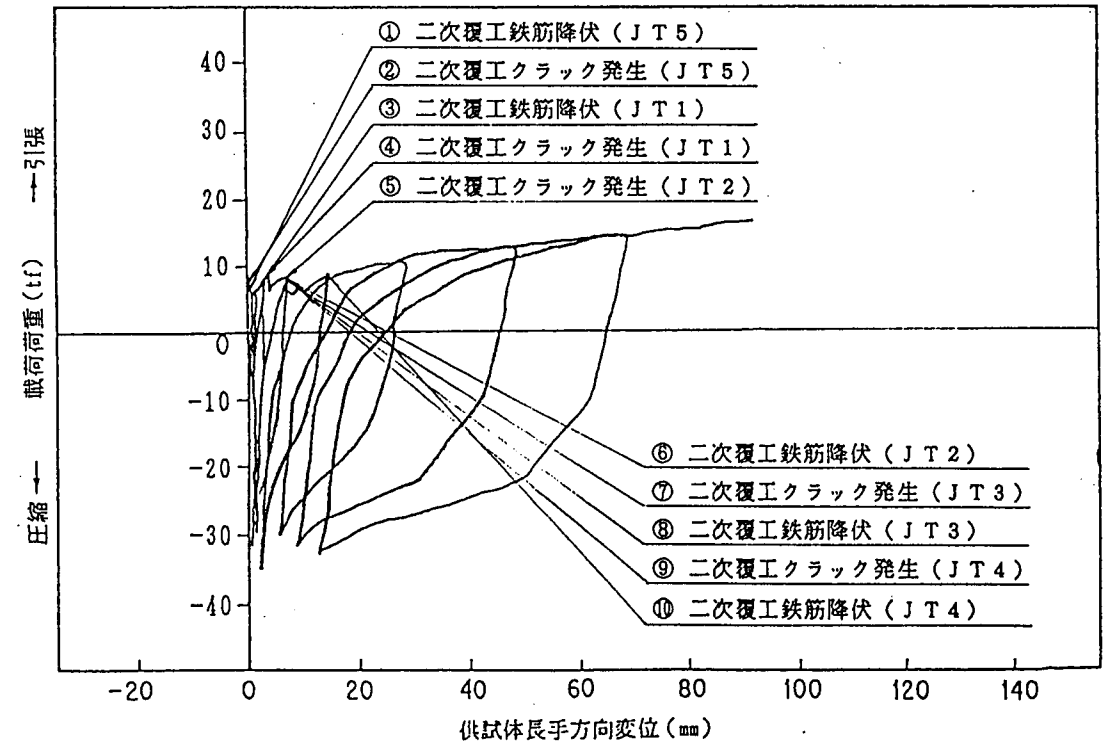
ここに、④～⑥の損傷については、アンカー鉄筋のひずみの計測をリング接合面ＪＴ３でしか行っていないこと、及び、ケース２では二次覆工鉄筋が破断するまで載荷を行っていないこと等により、上記以外のケースでも生じたかどうかは確認できない。ただし、ここで重要な点は、ケース１～３とも、最終的にいずれか１箇所のリング接合面でリング継手の破壊や二次覆工鉄筋の破断が生じる前に全てのリング接合面で二次覆工コンクリートの降伏が生じている点である。このように、二次覆工鉄筋が相次いで降伏することにより、供試体は長手方向に大きな変形を吸収することができる。

以上に示したように、ともに最小鉄筋量を上回る鉄筋が配置されているケース１～３では、損傷はほぼ同じ順番で進展する。ただし、１箇所のリング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間に、他のリング接合面で生じていた供試体長手方向の相対変位を示すと**図３．１－１２**の通りであり、供試体長手方向の変形性能に関して以下に挙げるような二次覆工鉄筋量の影響があることが注目される。

①１箇所のリング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間の各リング接合面の相対変位は、ケース１で1.6～9.1mm、ケース２で0.7～3.8mm、ケース３で0.5～3.2mmである。したがって、同じように最小鉄筋量を満足しているケース１～３の中でも、二次覆工鉄筋量が多いほど、二次覆工のクラックはより分散しやすくなる。

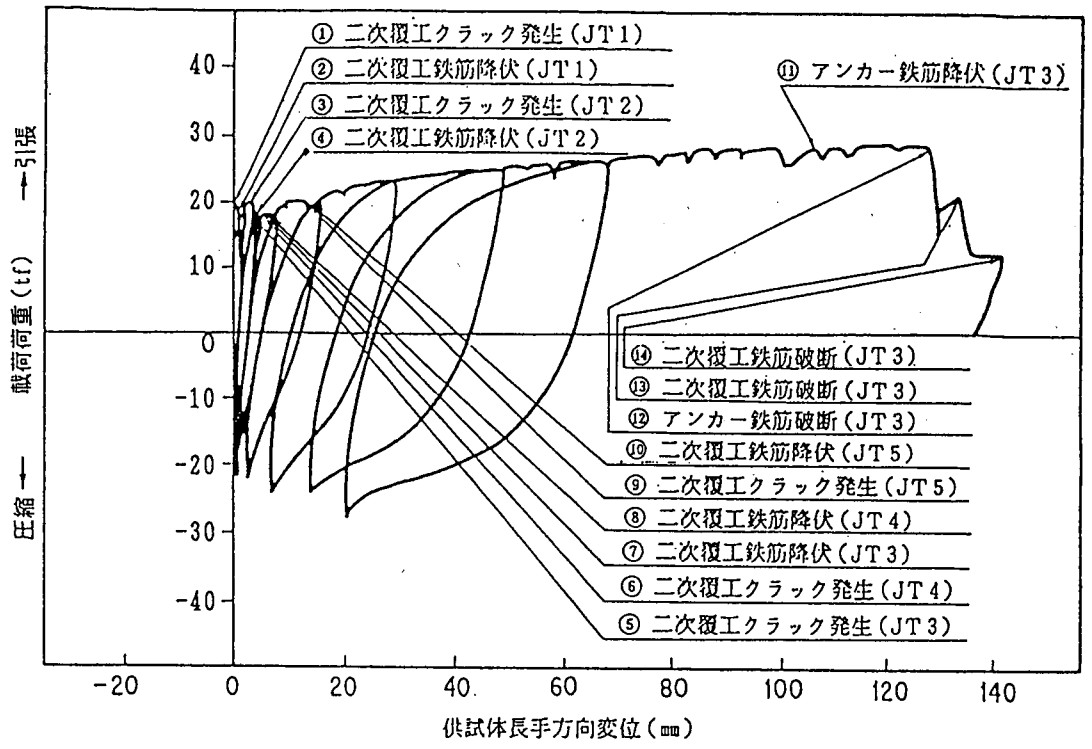


（ａ）ケース１（最小鉄筋量の１０８％）



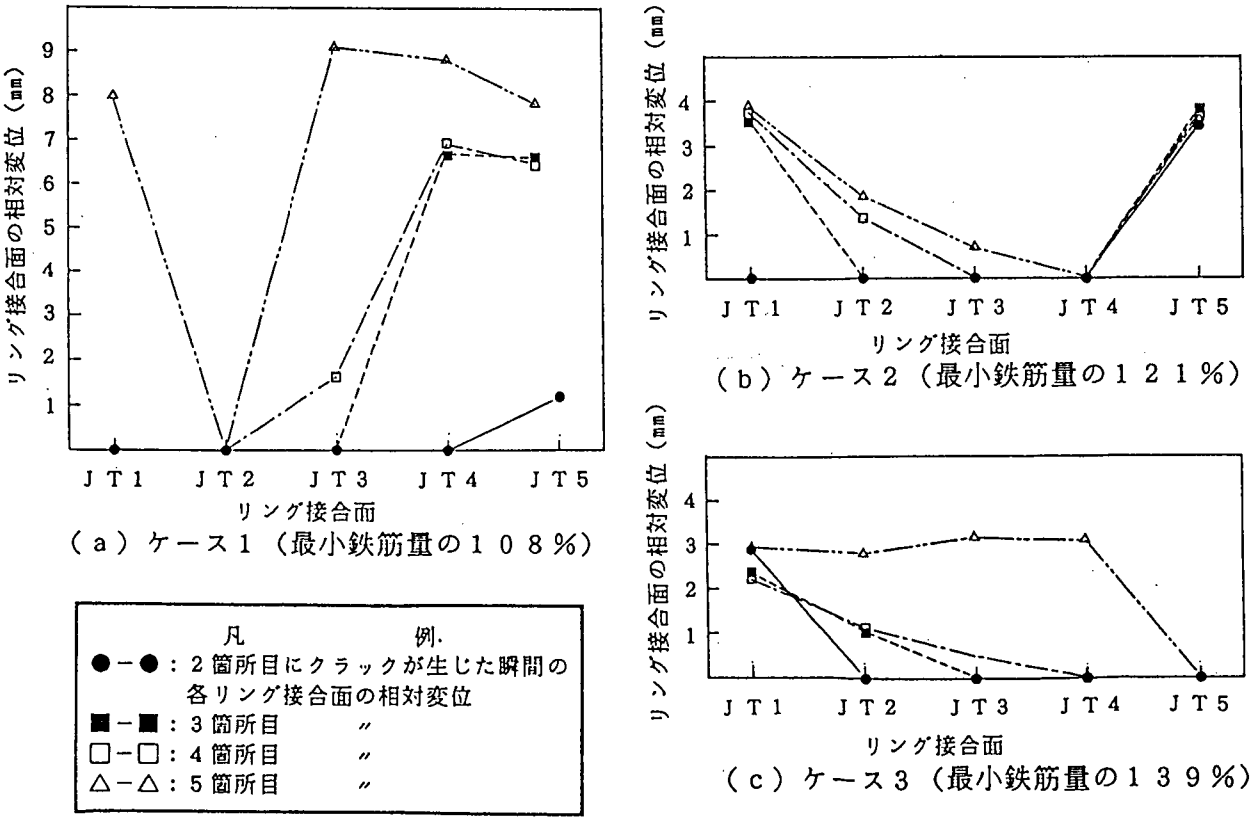
（ｂ）ケース２（最小鉄筋量の１２１％）

図３．１－１１（１）　Ｆタイプ供試体の載荷履歴



（ｃ）ケース３（最小鉄筋量の１３９％）

図３．１－１１（２）　Ｆタイプ供試体の載荷履歴



（ａ）ケース１（最小鉄筋量の１０８％）

（ｂ）ケース２（最小鉄筋量の１２１％）

（ｃ）ケース３（最小鉄筋量の１３９％）

図３．１－１２　二次覆工にクラックが生じた瞬間の各リング接合面における長手方向相対変位

②全てのリング接合面で二次覆工鉄筋が降伏するまでに供試体が吸収した長手方向変形量は、ケース１で約３５㎜、ケース２で約１８㎜、ケース３で約１５㎜であり、二次覆工鉄筋量が多いほど小さな載荷変位で二次覆工の損傷が分散していることがわかる。また、全てのリング接合面で二次覆工鉄筋の降伏が生じてからリング継手の破壊や二次覆工鉄筋の破断が生じるまでに供試体が吸収した長手方向変形量は、ケース１で約１２㎜、ケース３で約１１０㎜であり、二次覆工鉄筋量の少ないケース１では二次覆工鉄筋量の多いケース３の約１／９となっている。

（４）　一次覆工と二次覆工が分離されている場合の損傷特性

１）損傷特性

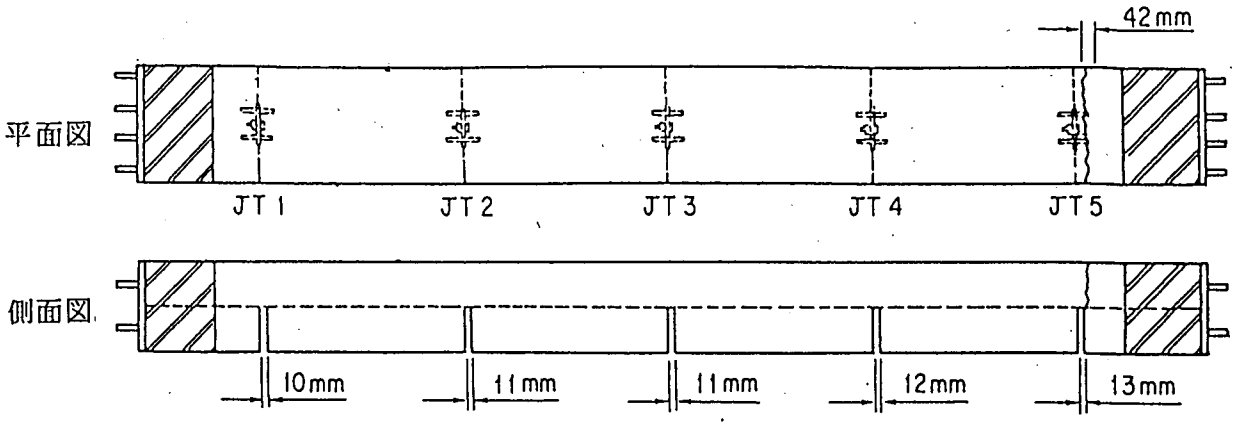
ケース４（最小鉄筋量の８５％）、ケース５（同１０７％）、及び、ケース６（同１４３％）の最終的な破壊状況を示すと**図３．１－１３**の通りである。**図３．１－１３**によれば、ケース５及びケース６では二次覆工コンクリートのクラック及び二次覆工鉄筋の降伏が複数のリング接合面に分散して生じているのに対して、ケース４では二次覆工の損傷がリング接合面ＪＴ５に集中して生じ、他のリング接合面には何等損傷が生じないうちに、ＪＴ５において二次覆工鉄筋が破断し、これがリング継手の破断につながって最終状態に至った。したがって、一次覆工と二次覆工が分離されている場合に配置すべき二次覆工の最小鉄筋量は、式(3.1-7)により適切に評価できる。

また、ケース４～６ではともに、載荷の初期の段階から覆工間の付着が切れ、一次覆工と二次覆工は独立に変形した。したがって、**図３．１－１０**に示した一次覆工と二次覆工がジベル筋で付着されている場合に比較すると、全体としての変形性能が大きいことがわかる。これは、一次覆工との付着があれば、リング接合面近くの二次覆工にはクラックや鉄筋の降伏が生じない、すなわち、変形性能に寄与しないのに対して、一次覆工との付着がなければ、二次覆工が全体にわたって、変形性能に寄与するためである。ただし、本供試体はトンネル覆工の一部を切り出したものであり、一次覆工や二次覆工の変形に対するリング方向の拘束はないと仮定している。実際のシールドトンネルでは、付着が切れて二次覆工が一次覆工と離れようとしても、リングの反対側における拘束のため、一次覆工と二次覆工が別々に変形する可能性は低いと考えられる。したがって、実際のシールドトンネルでどの程度の付着切れの影響を見込んでよいかについては、別途検討が必要である。

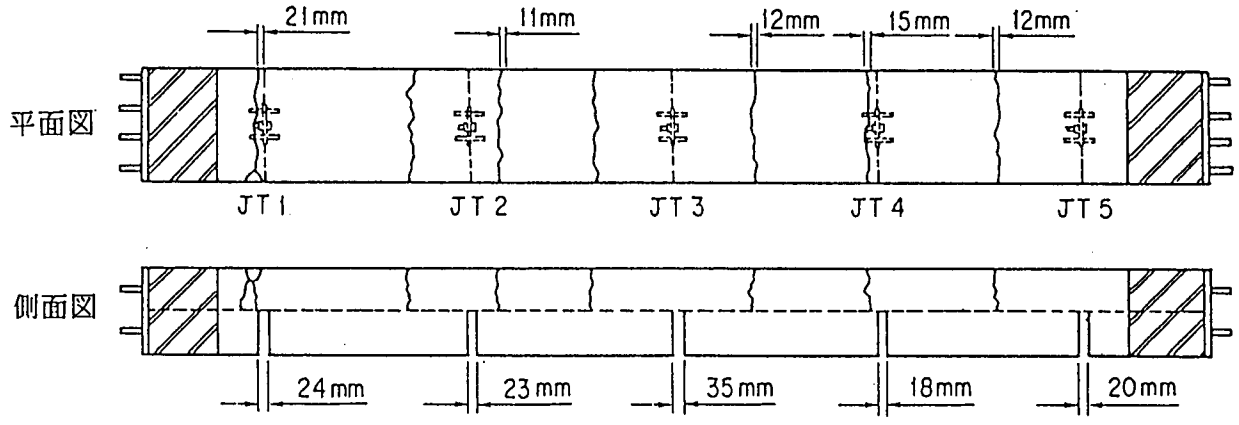
２）損傷の進展状況

ケース４～６について、供試体に生じた長手方向変位と載荷荷重との履歴を示すと**図３．１－１４**のようになる。これによれば、供試体に生じた損傷の進展順序は以下の通りである。

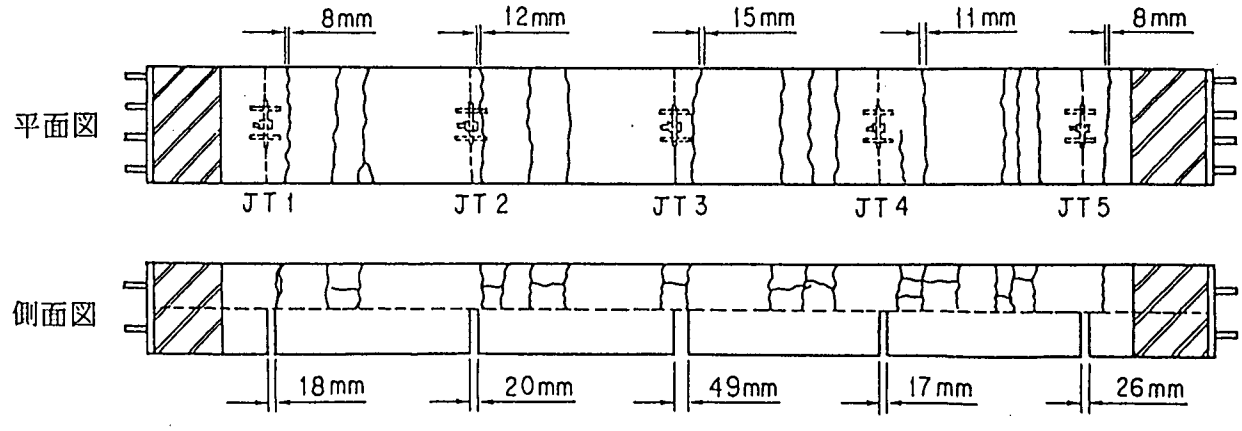
①二次覆工にクラックが発生



（ａ）ケース４（最小鉄筋量の８５％）

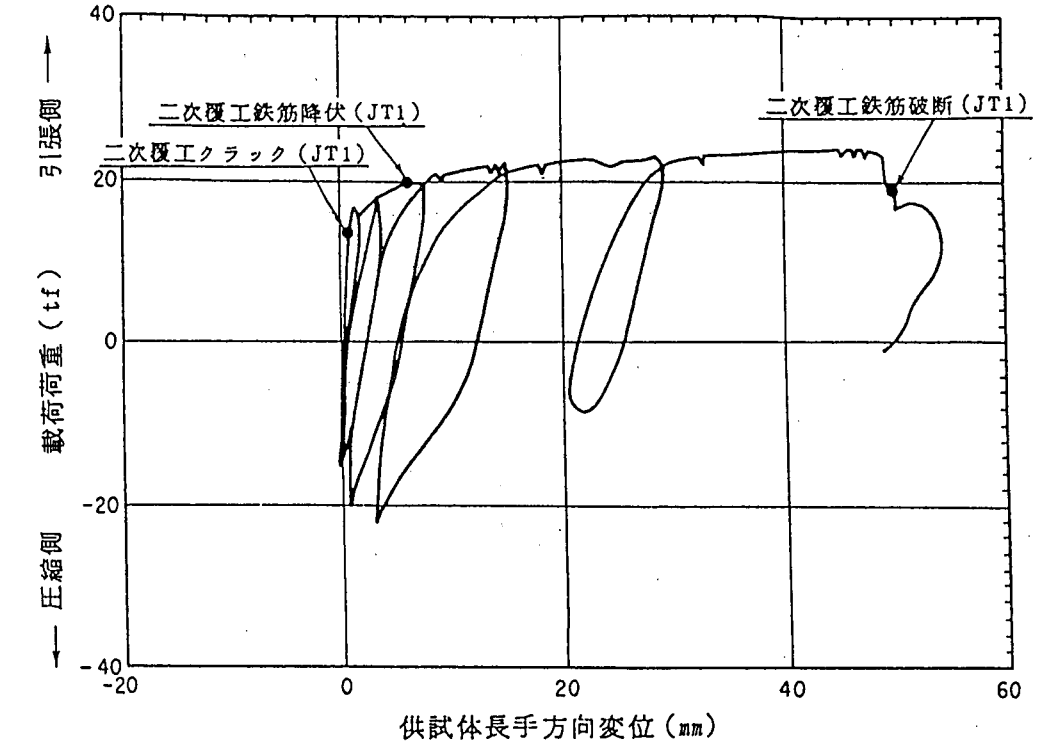


（ｂ）ケース５（最小鉄筋量の１０７％）

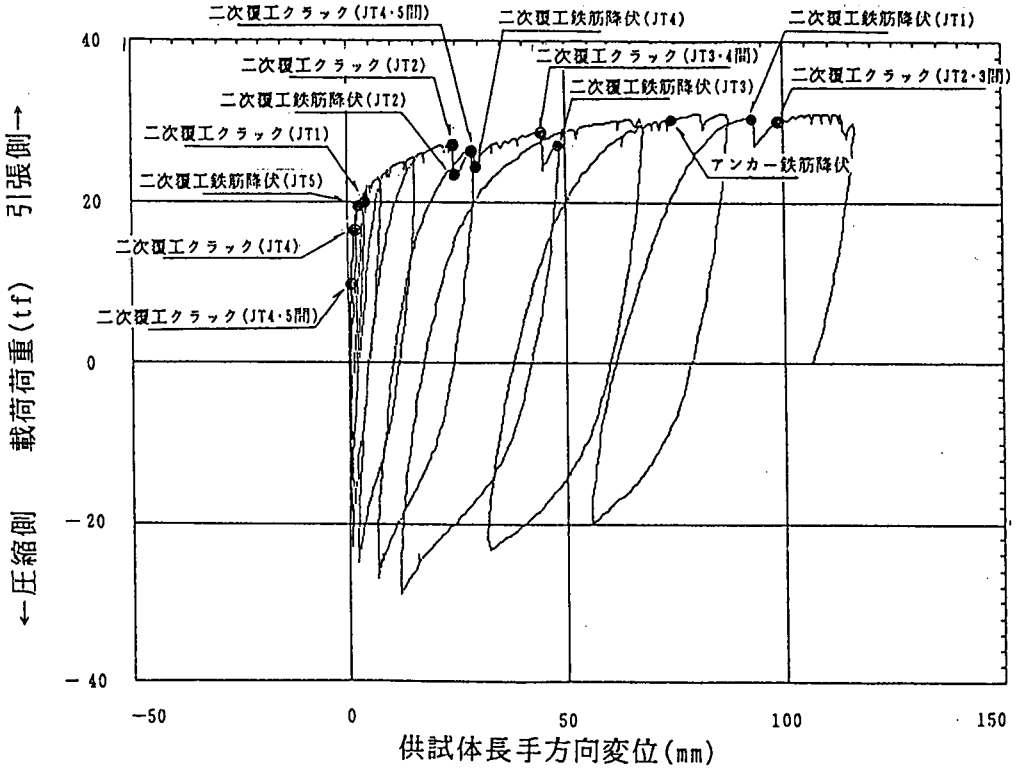


（ｃ）ケース６（最小鉄筋量の１４３％）

図３．１－１３　Ｇタイプ供試体の破壊状況

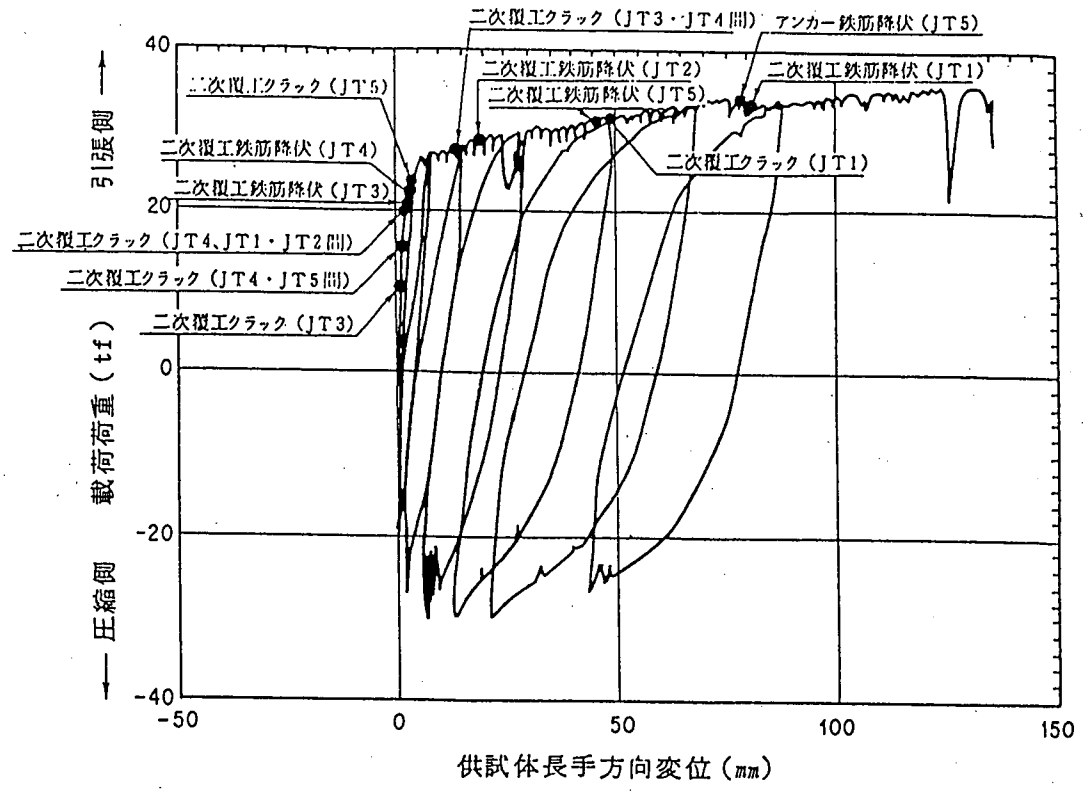


（ａ）ケース４（最小鉄筋量の８５％）



（ｂ）ケース５（最小鉄筋量の１０７％）

図３．１－１４（１）　Ｇタイプ供試体の載荷履歴



（ｃ）ケース６（最小鉄筋量の１４３％）

図３．１－１４（２）　Ｇタイプ供試体の載荷履歴

②二次覆工にクラックが生じた位置で二次覆工鉄筋が降伏

③①及び②の繰り返し（ケース５及びケース６）

④リング継手のアンカー鉄筋が降伏（ケース５及びケース６）

⑤二次覆工鉄筋が破断（ケース４）

以上に示した損傷の進展順序は、上述したＦタイプ供試体の場合と全く同様である。ただし、上述したように、一次覆工と二次覆工が長手方向に独立して変形するＧタイプ供試体では、二次覆工のクラック及びこれに起因する二次覆工鉄筋の降伏は必ずしもリング接合面の位置で生じることにはならない。二次覆工にクラックが生じた箇所数をケース間で比較すると、ケース４では１箇所、ケース５では７箇所、ケース６では１６箇所であり、二次覆工鉄筋量が多いほどクラックの本数も多くなっている。

また、最小鉄筋量を下回る二次覆工鉄筋しか配置していないケース４では載荷変位が５１mmに達した段階で二次覆工鉄筋の破断が生じているのに対して、最小鉄筋量を上回る鉄筋量を配置したケース６では載荷変位を１４０mmとしても鉄筋の破断等の最終的な損傷は生じておらず、ケース４の２．７倍以上の伸び性能を示している。したがって、二次覆工に式(3.1-7)による最小鉄筋量を上回る二次覆工鉄筋を配置することが、シールドトンネルの長手方向の変形性能を向上させる上で重要である。

3．1．4　まとめ

シールドトンネルの二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぎ、シールドトンネルがの長手方向の変形性能を向上させるために必要とされる二次覆工の長手方向の最小鉄筋量を、シールドトンネル覆工の部分模型供試体を用いた載荷実験により検討した。

本検討により得られた結論をまとめると、次のようになる。

1）二次覆工の長手方向に式(3.1-6)もしくは式(3.1-7)による最小鉄筋量以上の鉄筋を配置することが、シールドトンネルの変形性能を確保する上で重要である。二次覆工の最小鉄筋量は、一次覆工と二次覆工の付着がジベル筋等により確保されている場合には式(3.1-6)により、また、一次覆工と二次覆工が防水シート等により分離されている場合には式(3.1-7)により、それぞれ与えられる。

2）ただし、一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合については、式(3.1-6)による最小鉄筋量の１０８％以上の鉄筋を配置すれば上記の通りの結果となるが、これをさらにどの程度まで減少させても特定のリング接合面に対する二次覆工の損傷を防止できるかについては本検討からは明らかでなく、今後、さらに確認が必要である。

3．1．5　今後の課題

本検討により、シールドトンネルの耐震設計上必要とされる二次覆工の長手方向最小鉄筋量が明らかにされた。

平成３年度は、大規模線状地下構造物の耐震設計法として、曲がり部・分岐部を有する場合、及び、地盤条件の変化部に建設される場合の応答変位法による耐震計算法の開発を行う。

【参考文献】

1）建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その３）鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験、土木研究所資料、第2381号、昭和６１年４月

2）建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その５）軸方向正負交番荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験、土木研究所資料、第2649号、昭和６３年７月

3）建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その６）正負交番の曲げ及びねじり荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験、土木研究所資料、第2786号、平成元年７月

3・2　ゴムとＰＣ鋼棒を用いた軸方向プレストレス導入法の耐震設計法に関する検討

3・2・1　はじめに

大地震時にシールドトンネルには、大きな軸方向引張ひずみが周辺地盤から導入される。この引張ひずみが、リング間継手部に集中し、継手板の塑性変形や目開き量の増大により、漏水の恐れが生じることになる。この対策の一つとして、シールドトンネル一次覆工軸方向にプレストレスを導入し、軸方向耐震性能を向上させる方法が考えられる。

平成元年度においては、このプレストレス導入の耐震性能向上効果をより有効に発揮させる手段として、セグメント間にゴムを介在させ、ＰＣ鋼棒を用いて1リング毎にプレストレスを導入する方法を提案し、そのプレストレス導入効果を図3・2－1に示すＲＣセグメント模型を用いた軸方向交番載荷試験を実施して確認した。

本年度は、軸方向交番載荷試験結果の分析を行うとともに、耐震設計法作成に向けて、試験結果の分析に基づき、応答変位法によりシールドトンネルに発生する軸方向の地震時応力を算定した。

以下では、軸方向プレストレス導入の概念について簡単に説明し、試験結果の分析と応答変位法による解析結果について報告する。

3・2・2　ゴムとＰＣ鋼棒を用いた軸方向プレストレス導入法の概念

図3・2－2にゴムとＰＣ鋼棒を用いた軸方向プレストレス導入方法の概念を示す。図3・2－2に沿って本方法を説明すれば、以下の通りである。

1）プレストレス導入前に、セグメントリング間に施した溝にゴムを介在させてセグメントリングを組み立てる。

2）セグメントリングを1リングずつＰＣ鋼棒で緊張し、セグメントコンクリート端面が面接触するまでゴムに圧縮ひずみを与える。プレストレス緊張状態においてセグメントコンクリート端面を面接触させる目的は、シールド掘進時のジャッキ推力をコンクリートセグメントの圧縮反力で受けるためである。

3）大地震時に周辺地盤より引張ひずみが与えられた場合、プレストレスによってあらかじめゴムに与えられた大きな圧縮ひずみにより、この引張ひずみを吸収する。また、圧縮ひずみが十分大きいため、大地震時にもゴム内に圧縮応力が残留し、止水性が保持される。

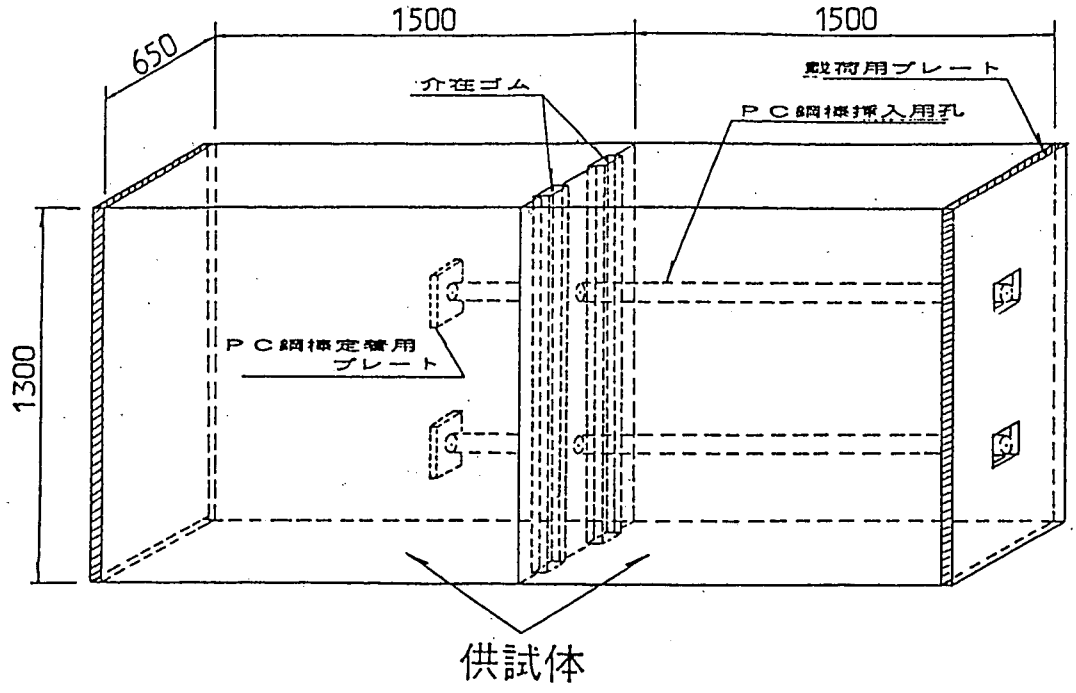


図３・２－１　実験に用いたＲＣセグメント供試体

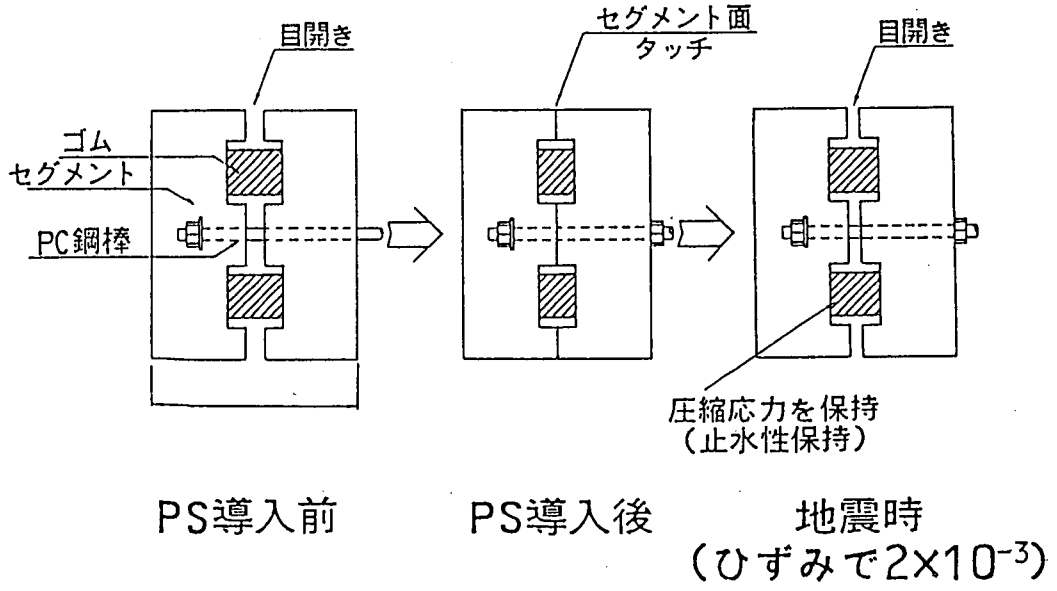


図３・２－２　プレストレス導入の概念

3・2・3　軸方向交番載荷試験結果の分析

1）試験結果分析の流れ

応答変位法を用いてシールドトンネルの軸方向地震時応力を算定するためには、軸方向荷重と軸変位の関係が必要となる。ここでは、前年度実施した軸方向交番載荷試験結果に基づいて、軸方向プレストレス導入時の簡易な軸剛性評価モデルを設定し、試験時の軸変位・継ぎ目目開き量・ＰＣ鋼棒応力・ゴム圧縮応力と比較することにより、モデルの妥当性を検討した。図３・２－３に試験結果分析の流れを示す。

2）プレストレス導入時の検討

（1）ゴムの圧縮側弾性係数の推定

プレストレス導入時の、プレストレス－目開き量関係とプレストレス－ゴム圧縮応力関係より、ゴムの圧縮側弾性係数を推定する。これは、当初、ゴム弾性係数の目標値を75kgf／cm²としたが、ゴムの形状効果による弾性係数への影響を正確に見積れなかったため、試験結果から推定するものである。

図３・２－４に、プレストレス導入時のプレストレス－目開き量関係を、図３・２－５に、プレストレス－ゴム圧縮応力関係を示す。図３・２－６に、図３・２－４、３・２－５により求められたゴム圧縮応力－目開き量関係を示す。

①　導入プレストレス力よりゴム弾性係数E_Gを求めた場合

プレストレス導入により目開き量とゴム圧縮応力がほとんど変化しなくなった時点(プレストレス24.2tf)での継目目開き量の平均値より、ゴムのひずみε_G、ゴムの応力σ_Gおよびゴムの弾性係数E_Gは、以下のように求められる。

$$\varepsilon_G = \frac{\delta}{\ell_G} = \frac{7.483}{38.5} = 0.194$$

$$\sigma_G = \frac{P}{A_G} = \frac{24200}{130 \times 8 \times 2} = 11.63\text{kgf／cm}^2$$

$$E_G = \frac{\sigma_G}{\varepsilon_G} = \frac{11.63}{0.194} = 59.9\text{kgf／cm}^2$$

ここに、ℓ_Gはゴムの軸方向の厚さ、A_Gはゴムの断面積である。

②　土圧計よりゴム弾性係数E_Gを求めた場合

プレストレス導入により目開き量とゴム圧縮応力がほとんど変化しなくなった時点（プレストレス24.2tf）でのゴム圧縮応力（土圧計による測定値）の平均値より、ゴムの応力σ_Gおよびゴムの弾性係数E_Gは、以下のように求められる。

$$\sigma_G = \frac{1}{3}(11.0 + 10.0 + 10.0) = 10.33\text{kgf／cm}^2$$

$$E_G = \frac{\sigma_G}{\varepsilon_G} = \frac{10.33}{0.194} = 53.2\text{kgf／cm}^2$$

図３・２－６に、以上の計算結果も示した。なお、以下の検討結果では、ゴムの弾性係数として、$E_G = 53.2\text{kgf／cm}^2$を用いることにする。

（２）プレストレス－ＰＣ鋼棒応力関係

あるプレストレスＰでのＰＣ鋼棒応力σ_p（計算値）は、

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p}$$

より求まる。ここに、A_p はＰＣ鋼棒の断面積を示す。この計算値とＰＣ鋼棒応力σ_p*（実験値）との比較を、図３・２－７に示す。図３・２－７より、実験値と計算値はほぼ対応していることがわかる。

３）軸方向交番載荷試験時の検討

（１）軸剛性評価のモデル

プレストレス導入時に、プレストレス導入力がP_0の時点でセグメント端面が面接触し、P_{PC}までプレストレスを導入したものとする。また、セグメント端面接触後のゴム圧縮応力は増加しないものと仮定する。

この時、セグメント端面接触時および端面非接触時の軸剛性モデルとして、図３・２－８に示すものを考える。すなわち、セグメント端面接触時には、コンクリートセグメントとＰＣ鋼棒バネの並列バネとして、セグメント端面非接触時には、セグメントとゴムを直列につないだものにＰＣ鋼棒バネを並列に組み合わせたモデルを考える。

①　等価剛性

セグメント端面の面接触が起こる時点の軸力P_0は、以下の式で求められる。

$$P_0 = P_{PC} - \sigma_G A_G = \sigma_p A_p - \sigma_G A_G \qquad (3・2－1)$$

ここに、P_{PC}：プレストレス導入力

σ_p：交番載荷試験開始時のＰＣ鋼棒応力

A_p：ＰＣ鋼棒断面積

σ_G：交番載荷試験開始時のゴム圧縮応力

A_G：ゴムの断面積

作用軸力Ｐが$P \leq P_0$ の時の等価剛性$(EA)_{eq}{}^{I}$は、

$$\frac{(EA)_{eq}{}^{I}}{\ell_S} = \frac{E_S A_S}{\ell_S} + \frac{E_p A_p}{\ell_p}$$

$$\therefore (EA)_{eq}{}^{I} = E_S A_S + \frac{\ell_S}{\ell_p} E_p A_p \qquad (3・2－2)$$

ここに、E_S：セグメントの弾性係数

A_S：〃　断面積

ℓ_S：〃　長さ

E_p：ＰＣ鋼棒の弾性係数

A_p：〃　断面積

ℓ_P：　〃　長さ

また、$P \geqq P_0$の時の等価剛性$(EA)_{eq}^{II}$は、

$$\frac{(EA)_{eq}^{II}}{\ell_S} = \frac{1}{\frac{\ell_S}{E_S A_S} + \frac{\ell_G}{E_G A_G}} + \frac{E_P A_P}{\ell_P}$$

$$\therefore (EA)_{eq}^{II} = \frac{E_S A_S}{1 + \frac{E_S A_S \ell_G}{E_G A_G \ell_S}} + \frac{\ell_S}{\ell_P} E_P A_P$$

（3・2－3）

ここに、E_G：ゴムの弾性係数

A_G：　〃　断面積

ℓ_G：　〃　長さ

② 荷重と軸方向変位量の関係

$P \leqq P_0$のとき　$P = (EA)_{eq}^{I} \frac{\delta}{\ell_S}$

（3・2－4）

$P \geqq P_0$のとき　$P = (EA)_{eq}^{II} \frac{\delta}{\ell_S} + P_0 \{1 - \frac{(EA)_{eq}^{II}}{(EA)_{eq}^{I}}\}$

（3・2－5）

ここに、δは軸方向変位量を表す。

この関係を図示すれば、図3・2－9のようになる。

③ PC鋼棒応力とゴム圧縮応力

PC鋼棒応力の載荷による増分量$\triangle \sigma_P$は、

$P \leqq P_0$ のとき　$\triangle \sigma_P = E_P \frac{\delta}{\ell_P} = \frac{\ell_S}{\ell_P} E_P \frac{P}{(EA)_{eq}^{I}}$

（3・2－6）

$P \geqq P_0$ のとき　$\triangle \sigma_P = E_P \{\frac{\delta_0}{\ell_P} + \frac{\delta - \delta_0}{\ell_P}\}$

$$= \frac{\ell_S}{\ell_P} E_P \{\frac{P_0}{(EA)_{eq}^{I}} + \frac{P - P_0}{(EA)_{eq}^{II}}\}$$

（3・2－7）

となる。また、ゴム圧縮応力の載荷による減少量$\triangle \sigma_G$は、

$P \leqq P_0$ のとき　$\triangle \sigma_G = 0$　$(\sigma_G = \text{const})$

（3・2－8）

$P \geqq P_0$ のとき　$\triangle \sigma_G = \frac{P - P_0}{A_G} \frac{E_S A_S}{(EA)_{eq}^{II}} \{\frac{1}{1 + \frac{E_S A_S \ell_G}{E_G A_G \ell_S}}\}$

（3・2－9）

（２）実験材料の諸元及び計算条件

実験材料の諸元を表３・２－１に示す。また、交番載荷試験開始時のP_{PC}，σ_P，σ_Gは、

$$P_{PC}=34.2\ (tf)$$

$$\sigma_P=2787\ (kgf/cm^2)$$

$$\sigma_G=8.8\ (kgf/cm^2)$$

であった。なお、P_{PC}については、交番載荷試験開始時のロードセルによって測定したプレストレスの値を、また、σ_Pについては、交番載荷試験開始時のＰＣ鋼棒応力の平均値を、また、σ_Gについては、交番載荷試験開始時の土圧計によって測定したゴム圧縮応力の平均値である。

したがって、P_0は以下の様に求められる。

①　P_{PC}を用いた場合

$$P_0=P_{PC}-\sigma_G\cdot A_G$$

$$=34.2-(8.8\times10)\times0.208=15.90tf$$

②　σ_Pを用いた場合

$$P_0=\sigma_P A_P-\sigma_G A_G$$

$$=(2787\times10)\times1.062\times10^{-3}-(8.8\times10)\times0.208=11.29tf$$

（３）実験結果と計算結果の比較

①　等価剛性

等価剛性の計算値は、式（３・２－２）および（３・２－３）を用いて、以下のように求められる。

$$(EA)_{eq}^{I}=(3.12\times10^6)\times0.845+\frac{3.000}{2.249}\times(2.075\times10^7)\times(1.062\times10^{-3})=2.666\times10^6tf$$

$$(EA)_{eq}^{II}=\frac{3.12\times10^6\times0.845}{1+\dfrac{(3.12\times10^6)\times0.845\times385\times10^{-2}}{532\times0.208\times3.000}}+\frac{3.000}{2.249}\times2.075\times10^7\times1.062\times10^{-3}=3.799\times10^4tf$$

等価剛性の実験値については、$(EA)_{eq}^{I}$は、荷重０tfと最大圧縮荷重50tfでの軸方向変位量（Ｄ14－Ｄ20）を用い、$(EA)_{eq}^{II}$は、荷重15tfと最大引張荷重95tfでの軸方向変位量（Ｄ14－Ｄ20）を用いて、以下のように求められる。

$$(EA)_{eq}^{I}=\frac{0.0-(-50.0)}{-0.077-(-0.166)}\times10^3\times3.000$$

$$=1.685\times10^6\ tf$$

$$(EA)_{eq}^{II}=\frac{95.0-15.0}{6.839-0.181}\times10^3\times3.000$$

$$=3.605\times10^4\ tf$$

（注）Ｄ14，Ｄ20については図３・２－９を参照

表３・２－２に、等価剛性の計算値と実験値の比較を示す。

② 荷重と軸方向変位量の関係

実験結果から求めた荷重と軸方向変位量の関係を図３・２－10に実線で示す。また、式（３・２－４）および（３・２－５）による計算値を図中に破線で記入し、実験値と計算値を比較した。

同様に、荷重と目開き量の関係を図３・２－11に示す。

③ ＰＣ鋼棒応力とゴム圧縮応力

実験結果から求めた荷重とＰＣ鋼棒応力の関係を図３・２－12に実線で示す。また、式（３・２－６）および（３・２－７）による計算値を図中に破線で記入し、実験値と計算値を比較した。

同様に、荷重とゴム圧縮応力の関係についても、式(３・２－８)および（３・２－９）による計算値を用いて図３・２－13に示す。

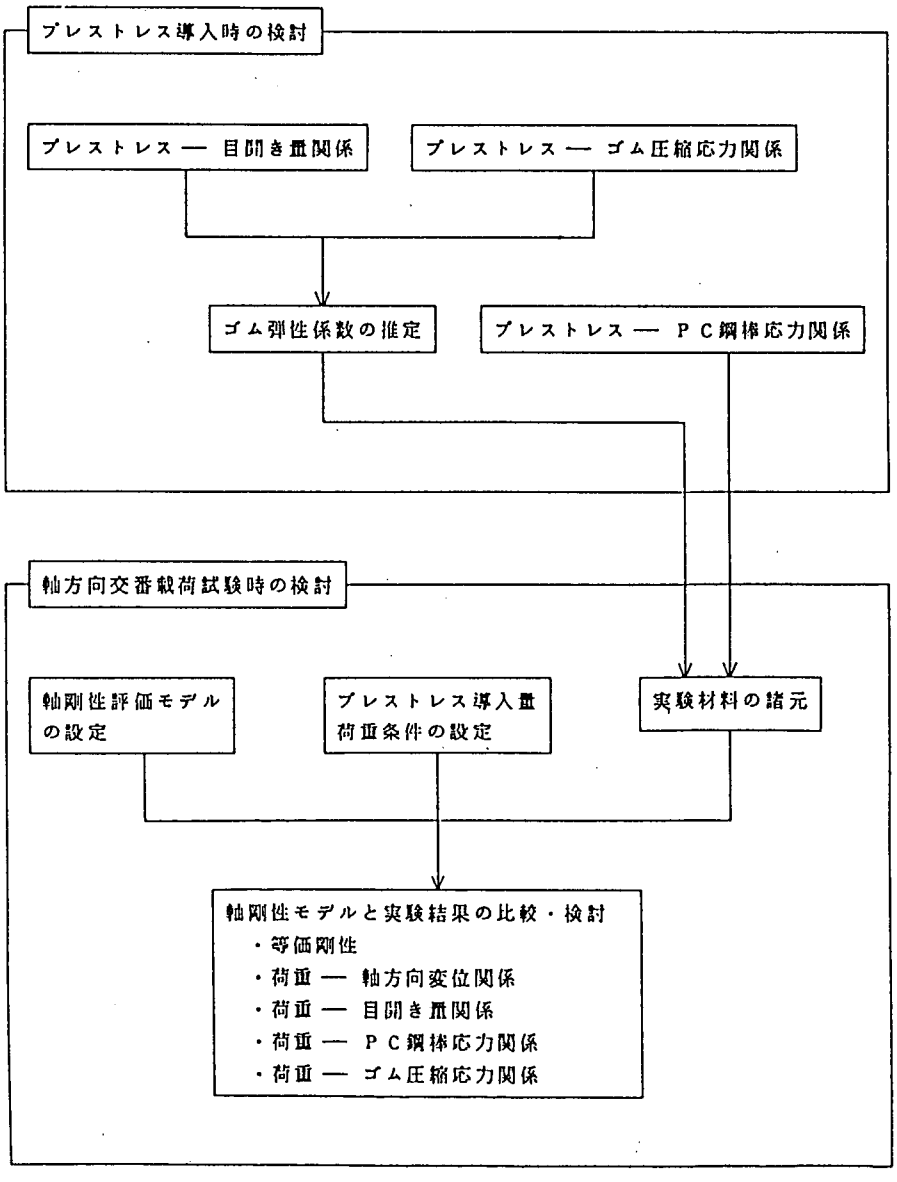


図３・２－３　試験結果分析の流れ

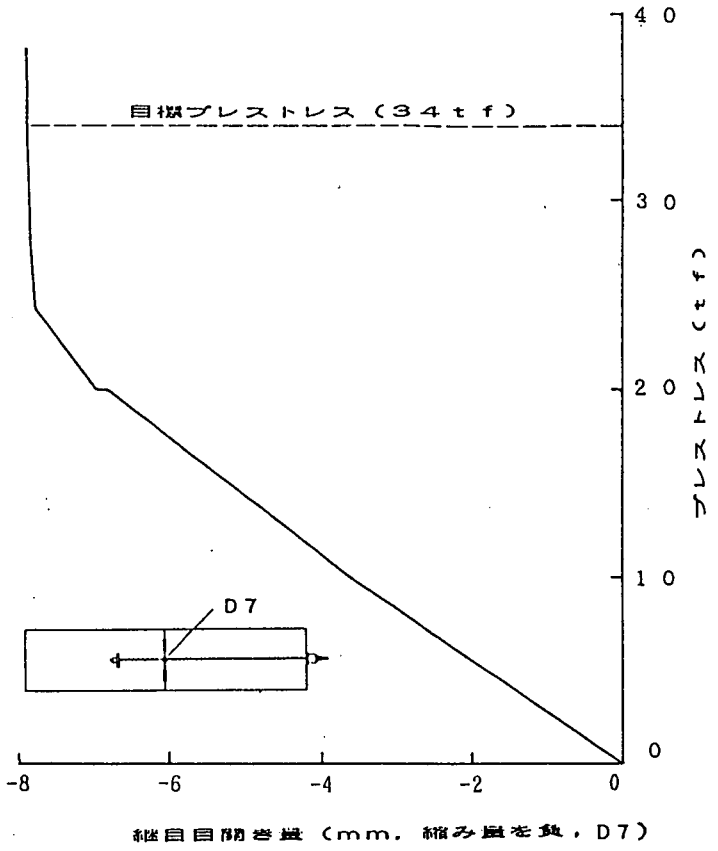


図３・２－４　プレストレス－目開き量関係
（プレストレス導入時）

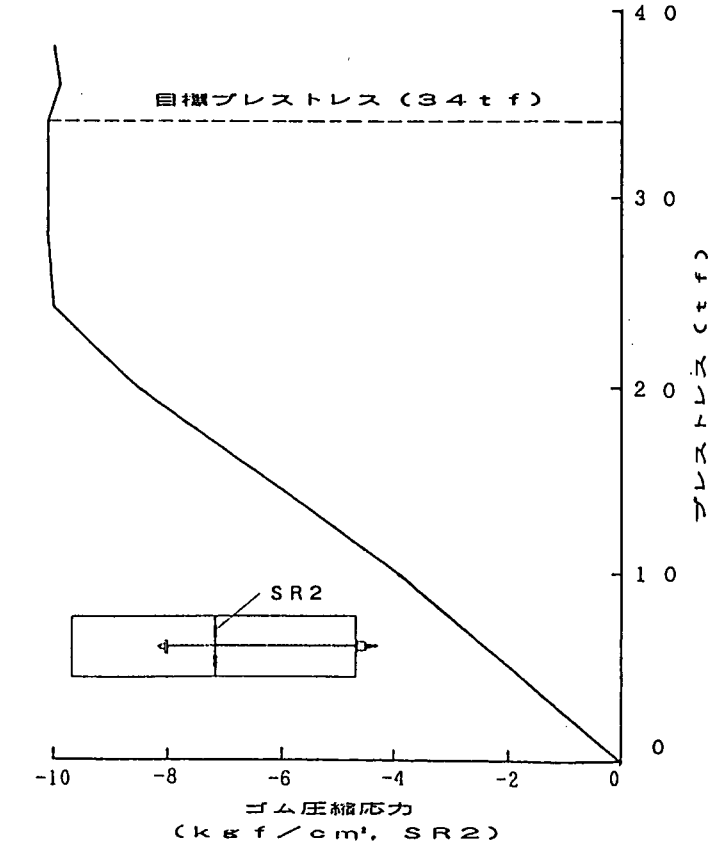


図３・２－５　プレストレス－ゴム圧縮応力関係
（プレストレス導入時）

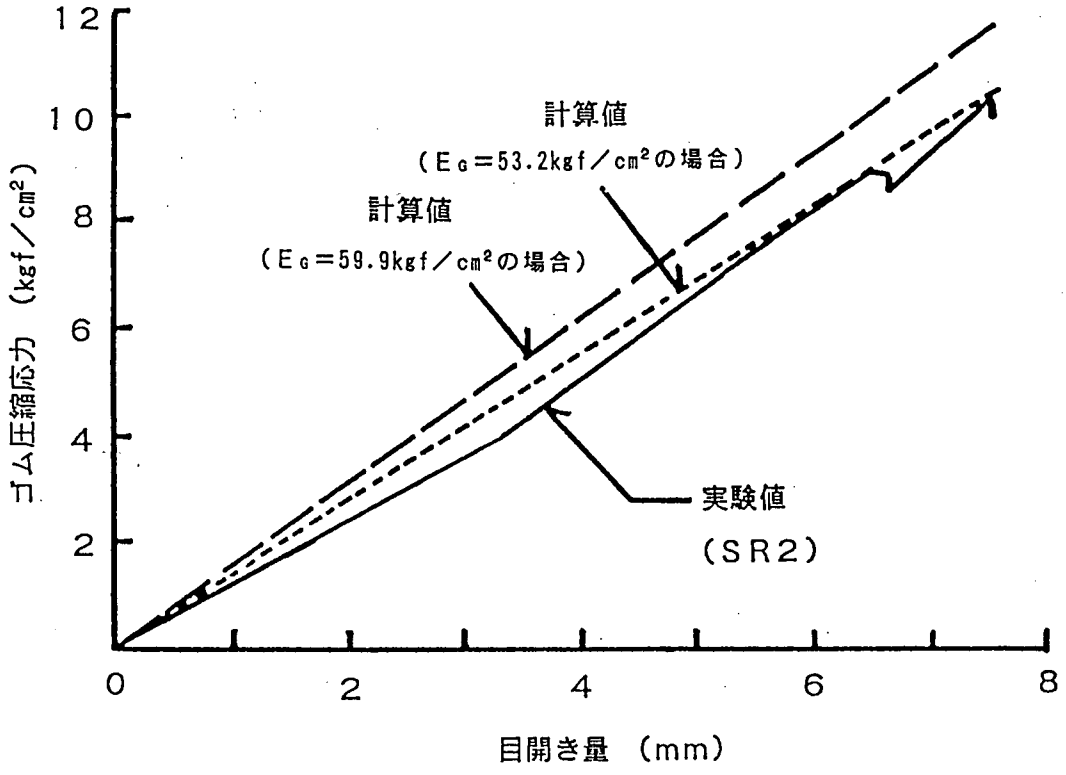


図３・２－６　ゴム圧縮応力ー目開き量関係
(プレストレス導入時)

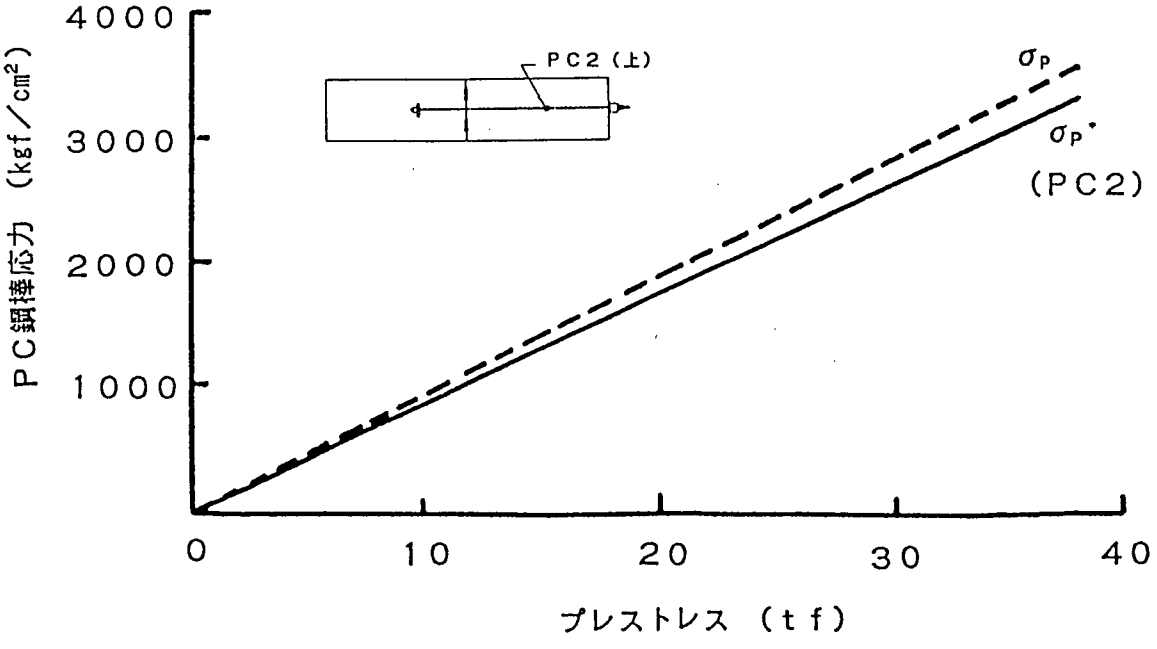


図３・２－７　実験値と計算値の関係（ＰＣ鋼棒応力）

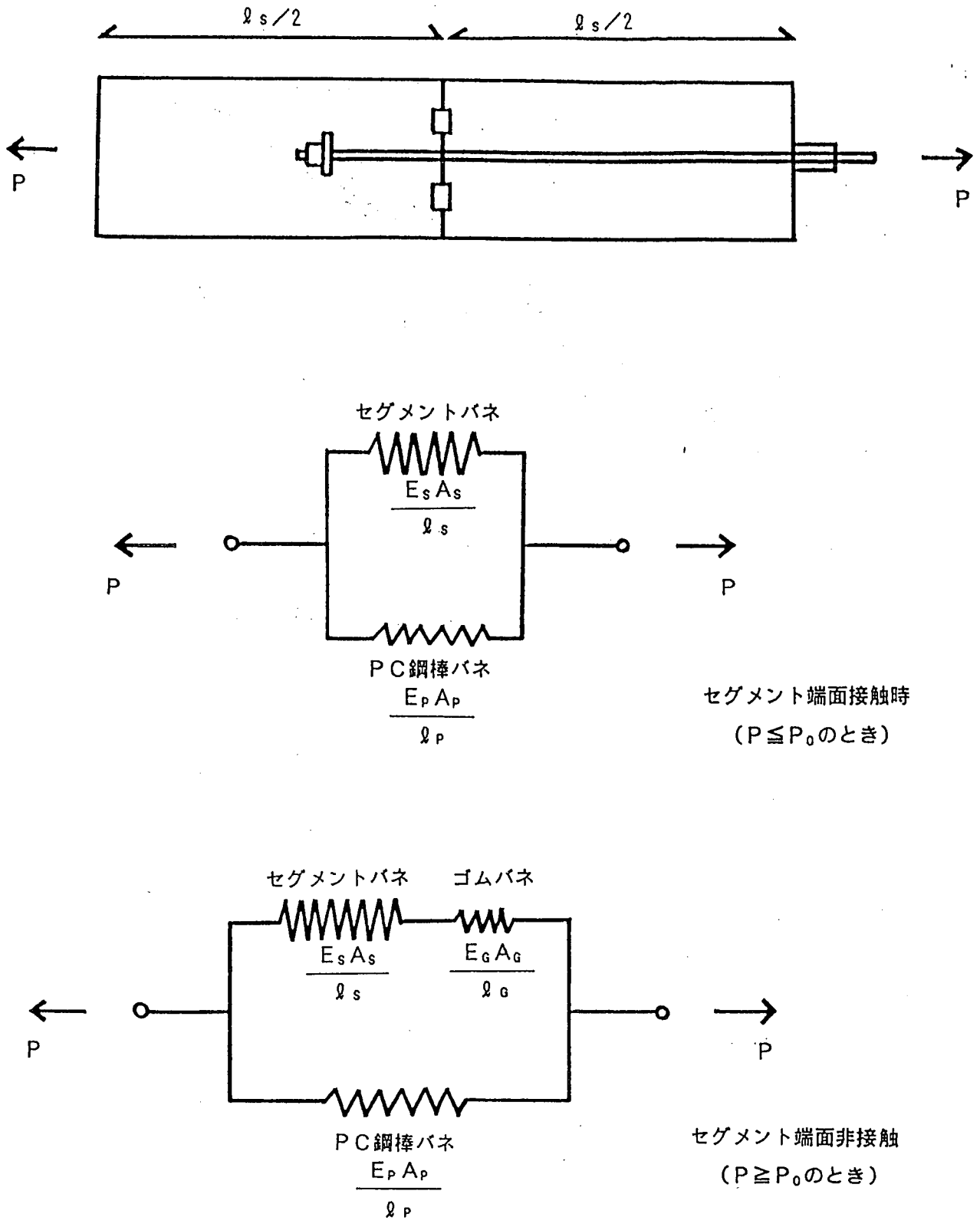
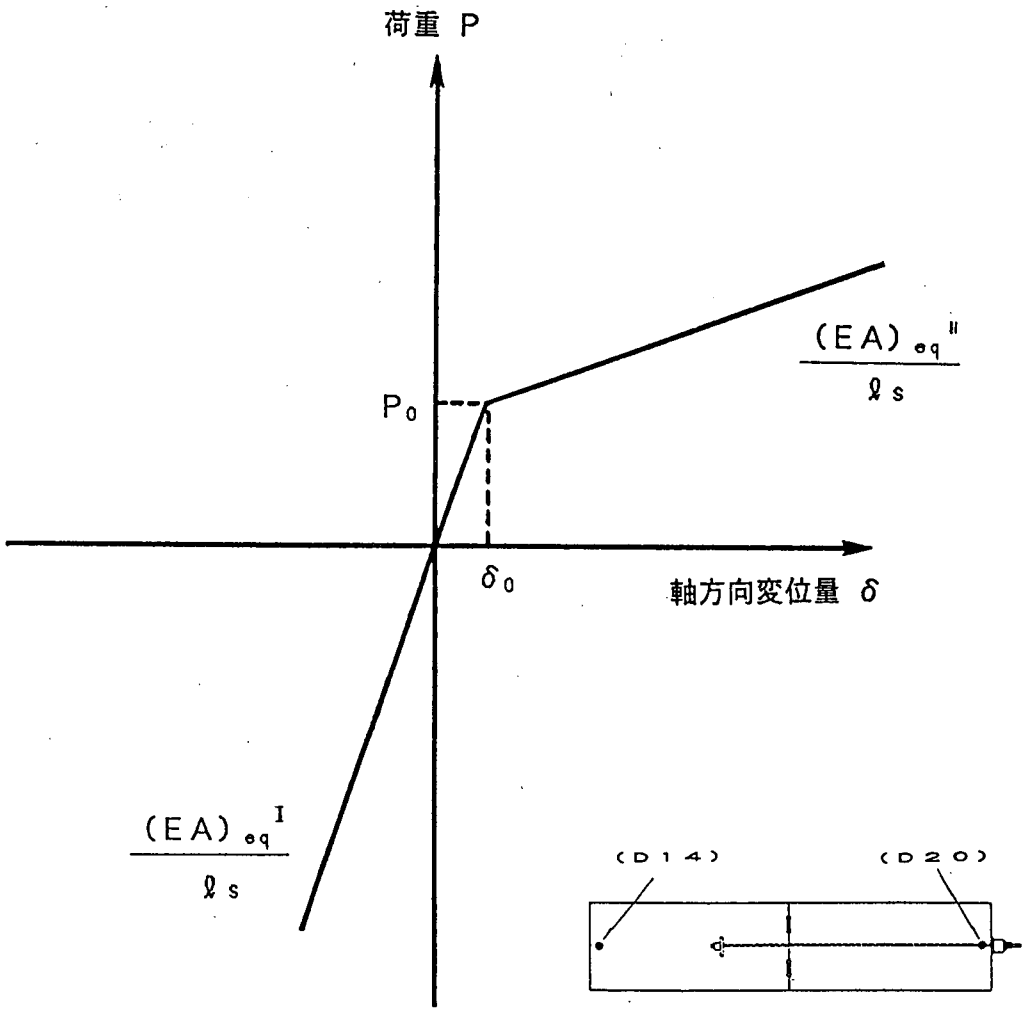

ℓs/2
ℓs/2
P
P
セグメントバネ
EsAs
ℓs
P
P
PC鋼棒バネ
EpAp
ℓp
セグメント端面接触時
(P≦P0のとき)
セグメントバネ
ゴムバネ
EsAs
ℓs
EGAG
ℓG
P
P
PC鋼棒バネ
EpAp
ℓp
セグメント端面非接触
(P≧P0のとき)

図3・2－8　軸剛性モデル



軸方向変位量の実験値として、変位計Ｄ１４とＤ２０の計測値の差を用いる。

図３・２－９　荷重と軸方向変位量の関係

表３・２－１　実験材料の諸元

実験材料	諸元		備考
ゴム	圧縮方向厚さ (m)	3.85×10^{-2}	
	断面積 (m^2)	0.208	
	弾性係数 (tf/m^2)	532	プレストレス導入時のゴム応力と変形の関係より推定
PC鋼棒	長さ (m)	2.249	
	断面積 (m^2)	1.062×10^{-3}	PC鋼棒２本当り
	弾性係数 (tf/m^2)	2.075×10^{7}	別途引張試験を実施して決定
コンクリート	軸方向長さ (m)	3.000	
	断面積 (m^2)	0.845	
	弾性係数 (tf/m^2)	3.12×10^{6}	別途静弾性試験を実施して決定

表３・２－２　等価剛性一覧表

	計算値	実験値
$(EA)_{eq}^{I}$ (セグメント端面接触時)	2.666×10^{6}	1.685×10^{6}
$(EA)_{eq}^{II}$ (セグメント端面離反時)	3.799×10^{4}	3.605×10^{4}

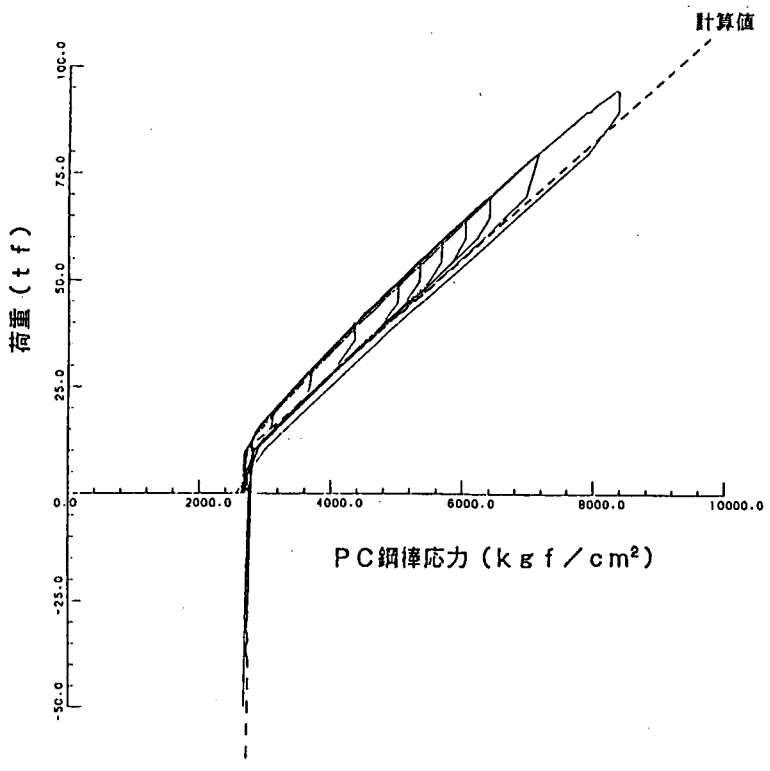


図３・２－１２　荷重とＰＣ鋼棒応力の関係
（実験値と計算値の比較）

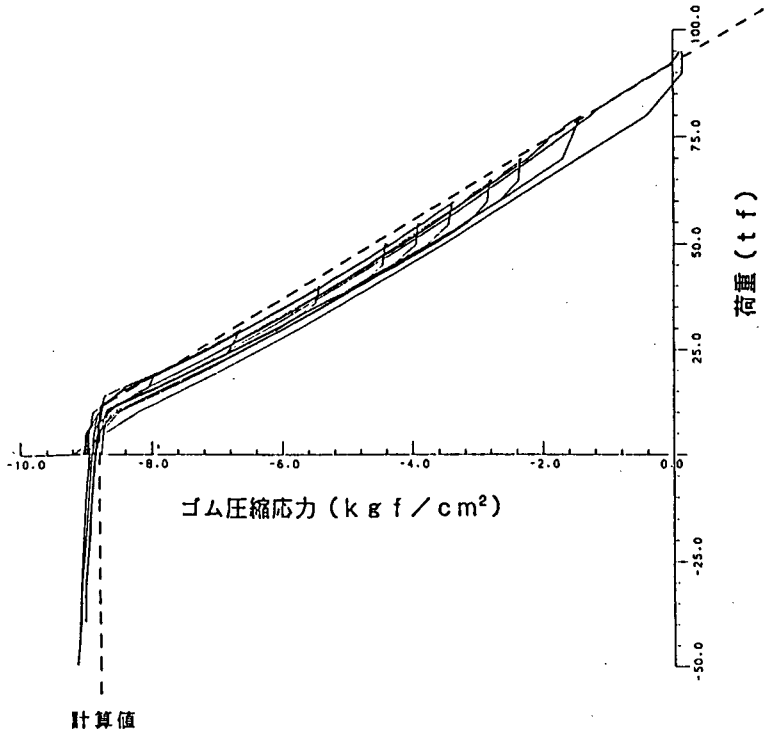


図３・２－１３　荷重とゴム圧縮応力の関係
（実験値と計算値の比較）

3・2・4　応答変位法による地震時応力の算定

1）解析方法

（1）解析モデル

応答変位法は、トンネルを地盤バネに支持された弾性床上の梁と考え、バネ端にトンネル深さでの地盤変位（トンネル軸方向の変位分布を正弦曲線と仮定）を与えることで、トンネルに生じる最大断面力を求めるものである。応答変位法による解析モデルの概念図を図3・2－14に示す。

（2）応答計算の基本仮定と定式化

①　基本方程式

図3・2－15に示すように、シールドトンネルのdxなる長さをもつ一部を取り出し、それに対して、地盤バネを介して強制変位Uが作用しているものとする。いま、図3・2－15の左端と右端の平均を取ってそれがdx区間に作用するものとすれば、地盤バネk_Gからトンネルに作用する力Fは、右方向正として次式で与えられる。

$$F = k_G \left[\frac{U + U + \frac{dU}{dx} dx}{2} - \frac{\delta + \delta + \frac{d\delta}{dx} dx}{2} \right] dx$$

$$= k_G \{ (U - \delta)\, dx + \frac{1}{2} \left(\frac{dU}{dx} - \frac{d\delta}{dx} \right) (dx)^2 \} \qquad (3・2－10)$$

ここに、δは、トンネルの軸方向変位である。

式（3・2－10）で$(dx)^2$の項を無視すれば、

$$F = k_G (U - \delta)\, dx \qquad (3・2－11)$$

図3・2－15において、トンネル（dx）区間での力のつり合いを考えれば、次式をうる。

$$P + \frac{dP}{dx} dx + F - P = 0$$

すなわち、

$$\frac{dP}{dx} dx + F = 0 \qquad (3・2－12)$$

ここに、Pは、トンネルに作用する軸力である。

式（3・2－11）および（3・2－12）より、

$$\frac{dP}{dx} - k_G \delta = - k_G U \qquad (3・2－13)$$

プレストレス導入時にセグメント端面が面接触する荷重をP_0とした時、トンネル軸力－軸方向ひずみ関係を、図3・2－16に示すように仮定する。すなわち、P_0までは、シールドトンネルの等価剛性$(EA)_{eq}^{I}$で変形し、それ以後の引張荷重

に対しては、等価剛性（ＥＡ）$_{eq}^{II}$で変形するものとする。この時、引張力を正として、軸力Ｐと伸びひずみεとの間に、次の関係が成立する。

$$\left.\begin{aligned} &P \leqq P_0 ; \quad P = (EA)_{eq}^{I}\,\varepsilon \\ &P \geqq P_0 ; \quad P = (EA)_{eq}^{II}\,\varepsilon + P_0\left(1 - \frac{(EA)_{eq}^{II}}{(EA)_{eq}^{I}}\right) \end{aligned}\right\} \quad (3\cdot2-14)$$

式（３・２－13）および（３・２－14）より、剛性が場所によらないとすれば、

$$\left.\begin{aligned} &P \leqq P_0 ; \quad (EA)_{eq}^{I}\frac{d\varepsilon}{dx} - k_G\delta = -k_G U \\ &P \geqq P_0 ; \quad (EA)_{eq}^{II}\frac{d\varepsilon}{dx} - k_G\delta = -k_G U \end{aligned}\right\} \quad (3\cdot2-15)$$

軸ひずみεと軸変位δの関係ε＝ｄδ／ｄｘを用いると、式（３・２－15）は、軸方向変位δに関する二階常微分方程式に書き換えられる。

$$\left.\begin{aligned} &P \leqq P_0 ; \quad (EA)_{eq}^{I}\frac{d^2\delta}{dx^2} - k_G\delta = -k_G U \\ &P \geqq P_0 ; \quad (EA)_{eq}^{II}\frac{d^2\delta}{dx^2} - k_G\delta = -k_G U \end{aligned}\right\} \quad (3\cdot2-16)$$

② 地盤変位と境界条件

いま、図３・２－17に示すように、無限長のトンネルに波長Ｌを有する無限長の正弦的な地盤変位がトンネル軸方向に作用しているものと仮定する。図３・２－17に示すトンネルのＬ／２の部分を取り出して考えるとすれば地盤変位Ｕ（Ｘ）は、次式のように表される。

$$U(x) = U_0 \sin(2\pi x / L) \qquad (3\cdot2-17)$$

ここに、U_0は、地盤変位振幅、Ｌは、地盤変位の波長である。

境界条件としては、取り出した部分の左端および右端での変位がゼロ、Ｐ≧Ｐ$_0$域とＰ≧Ｐ$_0$域境界での変位およびひずみが連続であること、およびＰ≧Ｐ$_0$域とＰ≦Ｐ$_0$域境界での軸力がＰ$_0$ であることから、次式のように表される。

$$\left.\begin{aligned} &\delta_{II}(o) = 0 \\ &\delta_{I}(L/2) = 0 \\ &\delta_{II}(\eta) = \delta_{I}(\eta) \\ &\left.\frac{d\delta_{II}}{dx}\right|_{x=\eta} = \left.\frac{d\delta_{I}}{dx}\right|_{x=\eta} \\ &P_0 = (EA)_{eq}^{I}\left.\frac{d\delta_{I}}{dx}\right|_{x=\eta} \end{aligned}\right\} \quad (3\cdot2-18)$$

ここに、ηは、Ｐ≧Ｐ$_0$域とＰ≦Ｐ$_0$域の境界位置を表わす座標であり、下つきの添え字ＩおよびＩＩは、それぞれＰ≦Ｐ$_0$域、Ｐ≧Ｐ$_0$域に対応する変位を表している。

③ 基本方程式の解

基本方程式（３・２－16）の一般解は、Ｐ≧Ｐ$_0$での変位をδ$_{II}$（Ｘ）、Ｐ≦Ｐ$_0$での変位をδ$_I$（ｘ）として、次式で表すことができる。

$$\delta_{II}(x) = A\cosh(\lambda_{II}x) + B\sinh(\lambda_{II}x) + \frac{U_0}{1+\left[\frac{2\pi}{L\lambda_{II}}\right]^2}\sin\left[2\pi\frac{x}{L}\right] \quad (3\cdot2-19)$$
$$(0 \leqq x \leqq \eta)$$

$$\delta_{I}(x) = C\cosh(\lambda_{I}x) + D\sinh(\lambda_{I}x) + \frac{U_0}{1+\left[\frac{2\pi}{L\lambda_{I}}\right]^2}\sin\left[2\pi\frac{x}{L}\right] \quad (3\cdot2-20)$$
$$(\eta \leqq x \leqq \frac{L}{2})$$

ただし、

$$\lambda_{II} = \sqrt{k_G/(EA)_{eq}^{II}},\quad \lambda_{I} = \sqrt{k_G/(EA)_{eq}^{I}} \quad (3\cdot2-21)$$

であり、ηは、$P \geqq P_0$と$P \leqq P_0$の境界位置を表している。ここに、積分定数A，B，C，Dおよび境界位置のパラメータηは、式（3・2－18）に示した5個の境界条件から決定することができる。

以上より、未知定数を決定し、軸力－軸ひずみ関係式（3・2－14）および軸ひずみと軸変位関係（$\varepsilon = d\delta/dx$）を用いることにより、$P \geqq P_0$および$P \leqq P_0$での軸力$P_{II}(X)$と$P_{I}(x)$が、次式の様に求められる。

$$-\frac{P_0}{(EA)_{eq}^{I}\frac{2\pi}{L}U_0}\frac{2\pi}{L\lambda_{II}}\left[\frac{L\lambda_{II}}{L\lambda_{I}}\tanh\{L\lambda_{I}(1/2-\eta/L)\}+\tanh\left(L\lambda_{II}\frac{\eta}{L}\right)\right]$$

$$+\frac{2\pi/L\lambda_{II}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_{II}}\right)^2}\tanh\left(L\lambda_{II}\frac{\eta}{L}\right)\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)$$

$$+\frac{2\pi/L\lambda_{I}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_{I}}\right)^2}\tanh\{L\lambda_{I}(1/2-\eta/L)\}\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)$$

$$-\left\{\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_{II}}\right)^2}-\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_{I}}\right)^2}\right\}\sin\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)=0 \quad (3\cdot2-22)$$

$0 \leqq x \leqq \eta$において、

$$\frac{P_{II}(\chi)}{\frac{2\pi}{L}U_0(EA)_{eq}^{I}} = \left(\frac{L\lambda_{I}}{L\lambda_{II}}\right)^2\left\{\frac{\frac{P_0}{(EA)_{eq}^{I}\frac{2\pi}{L}U_0}-\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_{II}}\right)^2}\cos\left(\frac{2\pi\eta}{L}\right)}{\cosh\left(L\lambda_{II}\frac{\eta}{L}\right)}\cosh\left(\frac{L\lambda_{II}\chi}{L}\right)\right.$$

$$\left.+\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_{II}}\right)^2}\cos\left(2\pi\frac{\chi}{L}\right)\right\}+\frac{P_0}{(EA)_{eq}^{I}\frac{2\pi}{L}U_0}\left\{1-\left(\frac{L\lambda_{I}}{L\lambda_{II}}\right)^2\right\} \quad (3\cdot2-23)$$

$\eta \leqq x \leqq L/2$ において、

$$\frac{P_I(\chi)}{\frac{2\pi}{L}U_0(EA)^{I}_{\infty}} = \frac{\dfrac{P_0}{(EA)^{I}_{\infty}\frac{2\pi}{L}U_0} - \dfrac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_1}\right)^2}\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\{L\lambda_1(1/2-\eta/L)\}}\cosh\{L\lambda_1(1/2-\chi/L)\}$$

$$+\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\lambda_1}\right)^2}\cos\left(2\pi\frac{\chi}{L}\right) \qquad (3\cdot2-24)$$

式（３・２－22）によって、パラメータηの値が求まり、それを式（３・２－23）および（３・２－24）に代入することにより、軸力P_{II}（ｘ）およびP_I（ｘ）が求められる。

（３）解析フロー

応答変位法による、シールドトンネル軸方向の地震時応力算定のフローを、図３・２－18に示す。

応答計算に当っては、シールドトンネルは表層地盤と基盤とからなる二層系地盤内の表層内にあるものと仮定して、地盤変位の鉛直面内の分布形状は１／４正弦波形とし、水平面内の分布形状は、正弦波形とした。また、トンネル軸方向の等価剛性については、３・２・３に述べた剛性評価モデルによって設定した。

２）解析条件

①　応答変位法に用いる速度応答スペクトル

応答変位の算定に必要な速度スペクトルＳｖは、図３・２－19に示す加速度スペクトルS_Aをもとに次式で設定する。

$$Sv(T,\ h) = \frac{S_A(T,\ h)\cdot T}{2\pi} \qquad (3\cdot2-25)$$

ここに、Ｔ；固有周期（sec）、ｈ；減衰定数

今回の解析では、Ｌ２の応答スペクトルを用いる。

②　解析ケース

計算に当たって、セグメントおよびゴムの弾性係数等の諸元は、以下に示す様な一定値とした。

ゴムの弾性係数$E_G = 532.0$（tf/m^2）

ＰＣ鋼棒の弾性係数$E_P = 2.075\times10^7$（tf/m^2）

コンクリートの弾性係数$E_C = 3.12\times10^6$（tf/m^2）

セグメント長$\ell_S = 1.5$（ｍ）

また、トンネルの応答特性を検討する目的で、トンネルの深度、口径等を変化させた８ケースを表３・２－３、解析モデルを図３・２－20に示す。今回の解

析では、$\delta_G / \ell_G = 0.2$、$\ell_P / \ell_S = 0.9$とする。

ここに、δ_G：ＰＳ導入時のゴム圧縮量

ℓ_G：ゴム厚

ℓ_P：（セグメント１個当りの）ＰＣ鋼棒長

３）解析結果

２）で示した解析条件下で、シールドトンネルの地震時応力の算定を行った。

表３・２－４に解析結果を示す。

表３・２－４より以下のことがうかがえる。

① 今回の条件での解析結果によれば、ＰＣ鋼棒応力は降伏応力（10,500kgf/cm^2）以内に収まっており、ＰＣ鋼棒の安全性は確保されている。

② ゴム内の発生応力についても、すべてのケースで圧縮応力を示している。

③ 継ぎ目目開き量については、口径および覆工厚を小さくしたケース３が最も大きい値（1.28mm）を示している。これは、地盤剛性に対するトンネルの軸剛性が相対的に低下し、地盤変位の伝達率が増大したためと考えられる。

④ セグメント間の介在ゴムの圧縮応力については、ゴム厚を小さくしたケース８で最大引張時の応力減少が最も大きくなっている。これは、継ぎ目目開き量では、最も大きいケース３に比較してケース８で若干小さくなっているものの、ゴムの厚さが小さいため同一の目開きに対する応力減少量が大きくなることが原因と考えられる。

⑤ ＰＣ鋼棒応力については、ゴム断面積を大きくしたケース５で最大引張時の応力が大きくなっている。これは、プレストレス導入時において、ゴムに同一の圧縮変位を与えるのに、大きなＰＣ鋼棒応力を必要とすることが原因と考えられる。

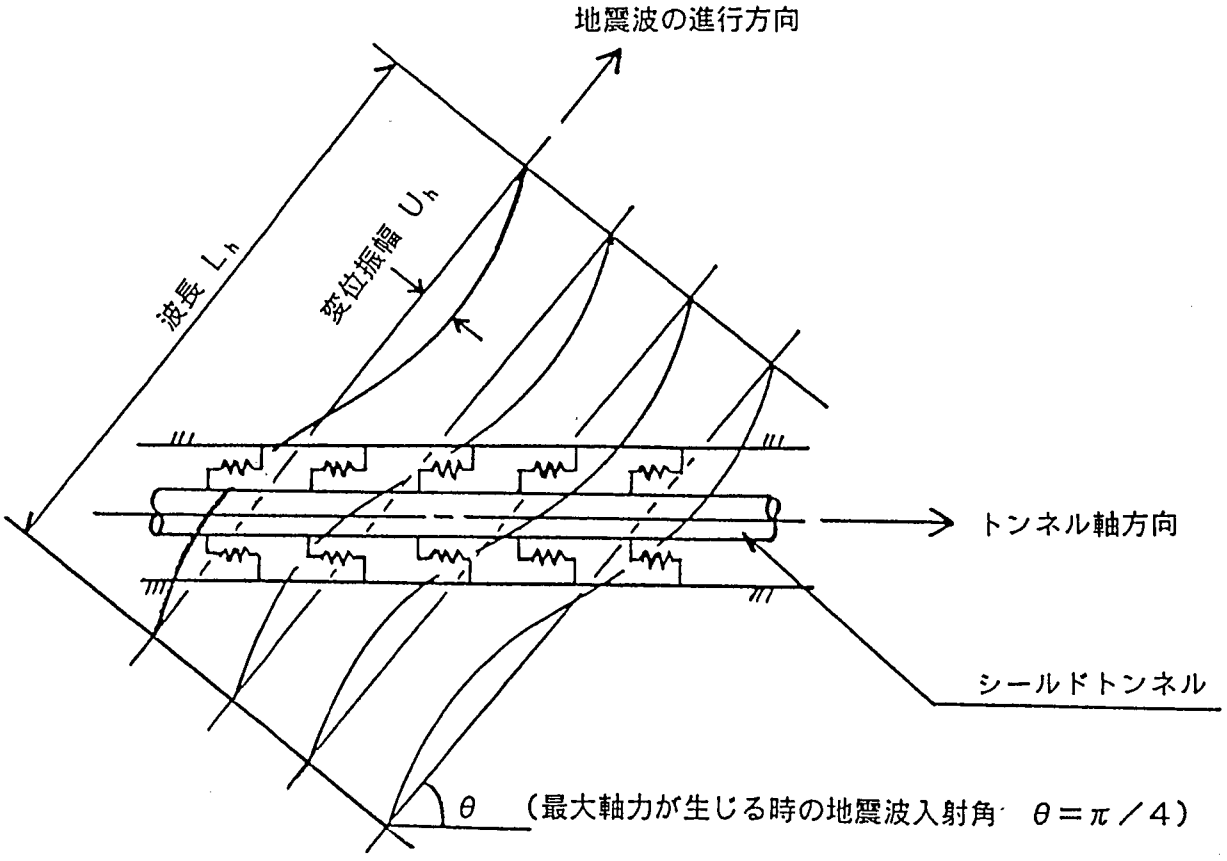


図３・２－１４　応答変位法の解析モデル

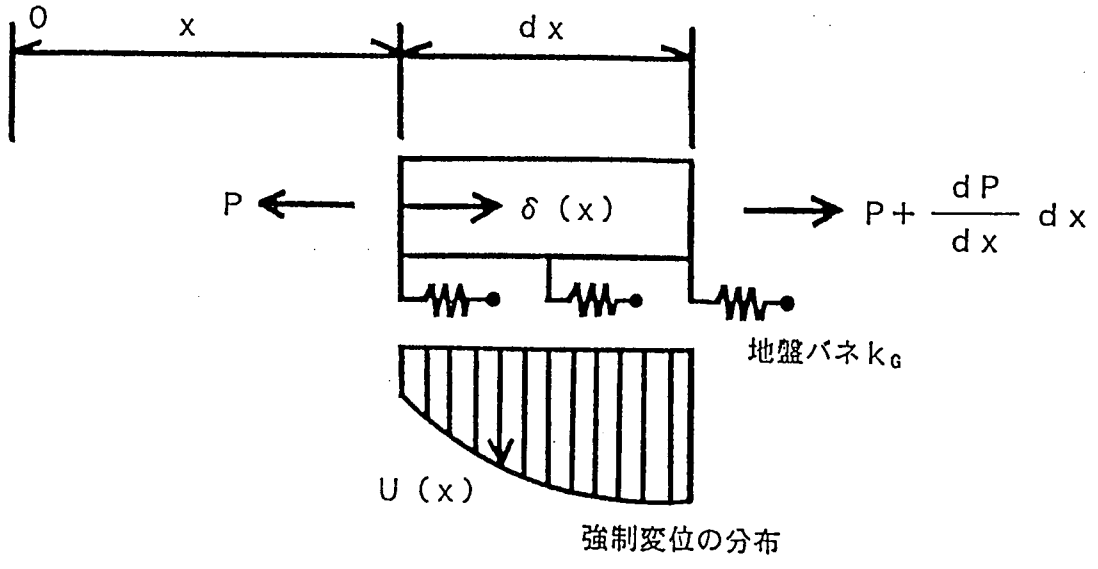


図３・２－１５　軸方向に関するつり合い

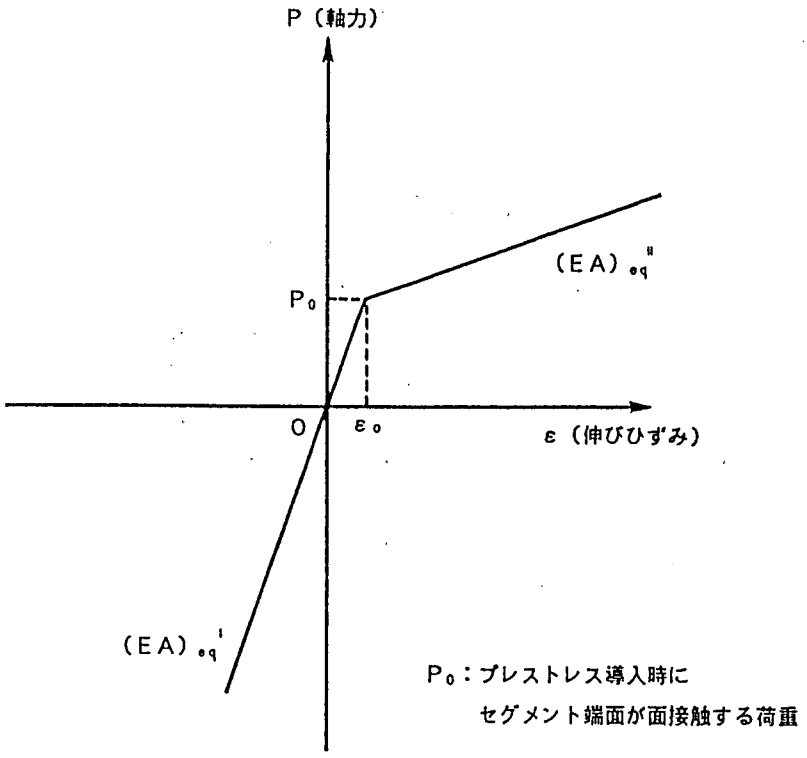


図３・２－１６　軸力ー軸ひずみ関係のモデル化

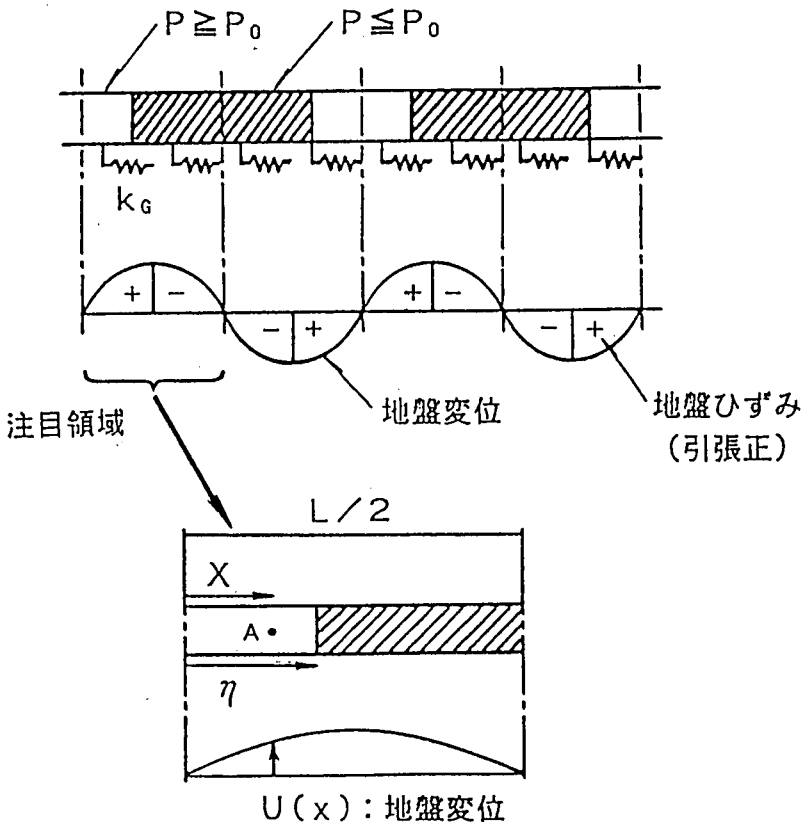


図３・２－１７　地盤変位と境界条件（文献１を修正）

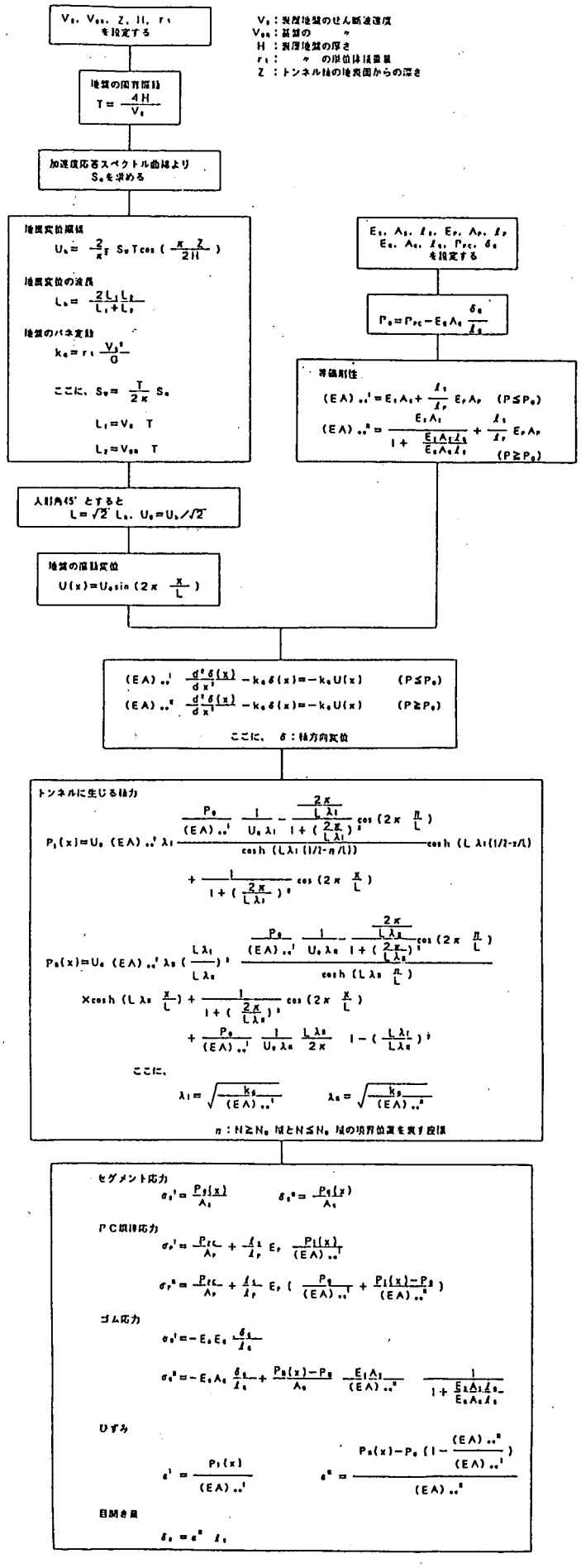


図3・2－18　応答変位法による耐震解析フローチャート

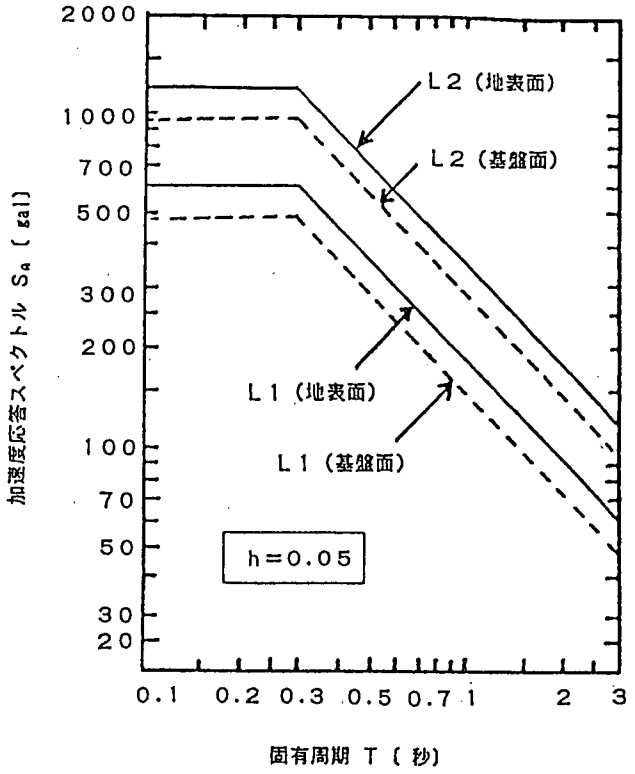


図3・2－19 入力地震動の加速度応答スペクトル曲線（文献2より）

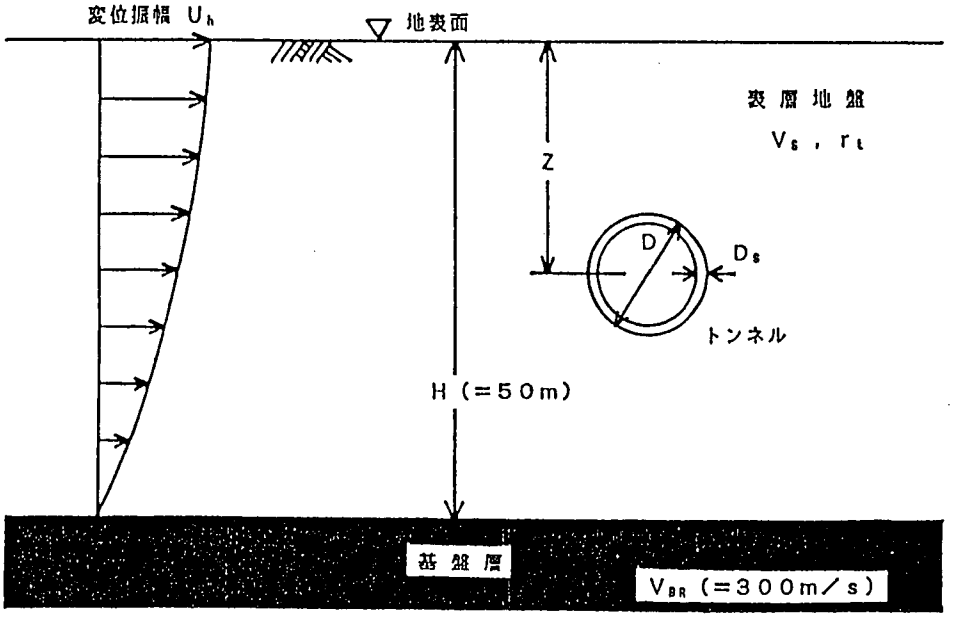


図3・2－20 解析モデル

表３・２－３　解析ケース

No		1	2	3	4	5	6	7	8
トンネル	口径 D(m)	16.0	16.0	6.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0
	覆工厚 Ds(m)	0.8	0.8	0.3	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	深度 Z(m)	25.0	40.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
	Ap/As	1.25×10^{-3}	1.25×10^{-3}	1.25×10^{-3}	2.50×10^{-3}	1.25×10^{-3}	1.25×10^{-3}	1.25×10^{-3}	1.25×10^{-3}
	Ag/As	0.25	0.25	0.25	0.25	0.50	0.25	0.25	0.25
	Ppc/Ppco	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.5	1.2	1.2
	ゴム厚 ℓg(mm)	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	26.0
表層地盤	せん断波速度 Vs(m/s)	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	100.0	200.0
	単位体積重量 γ_t(t/m³)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.6	1.8
備考		基本ケース	深度変更	口径変更	PC鋼棒断面積変更	ゴム断面積変更	プレストレス導入力変更	地盤物性変更	ゴム厚変更

As　；セグメント断面積（m²）
Ap　；ＰＣ鋼棒断面積（m²）
Ag　；ゴム断面積（m²）
Ppc　；プレストレス導入力（tf）
Ppco；セグメント端面接触に必要なプレストレス力（tf）

表３・２－４　解析結果

No	1	2	3	4	5	6	7	8
プレストレス導入力 P_{PC}(tf)	1219.4	1219.4	171.5	1219.4	2439.8	1524.3	1219.4	1219.4
最大圧縮軸力 P_I(tf)	-23504.0	-10208.0	-8925.1	-23352.0	-23351.0	-23336.0	-16412.0	-23484.0
最大引張軸力 P_{II}(tf)	1081.1	583.9	183.9	1631.4	1385.1	1378.0	970.5	1133.0
最大圧縮ひずみ ε_I ($\times 10^{-4}$)	-1.954	-0.849	-5.276	-1.924	-1.941	-1.940	1.364	-1.952
最大引張ひずみ ε_{II} ($\times 10^{-4}$)	6.777	2.948	8.524	5.969	6.577	6.741	5.926	6.690
最大圧縮時応力 σ_S^I $=P_I/A_S$(tf/m^2)	-615.3	-267.2	-1611.4	-611.3	-611.3	-610.9	-429.6	-614.8
最大引張時応力 σ_S^{II} $=P_{II}/A_S$(tf/m^2)	28.3	15.3	34.2	42.7	36.3	36.1	25.4	29.7
最大圧縮時 PC鋼棒応力 σ_P^I (tf/m^2)	21031.0	23579.0	13371.0	8332.7	46596.0	27447.0	22390.0	21035.0
最大引張時 PC鋼棒応力 σ_P^{II} (tf/m^2)	41160.0	32333.0	45189.0	26529.0	66236.0	47462.0	39198.0	40960.0
最大圧縮時 ゴム応力 σ_G^I (tf/m^2)	-106.4	-106.4	-106.4	-106.4	-106.4	-106.4	-106.4	-106.4
最大引張時 ゴム応力 σ_G^{II} (tf/m^2)	-92.4	-100.3	-88.8	-94.1	-92.9	-92.5	-94.2	-86.0
継目目開き量 δ_D (mm)	1.02	0.442	1.28	0.895	0.987	1.01	0.889	1.00
入力データ U0	0.0464	0.0203	0.0464				0.0929	0.0464
L	339.41	339.41	339.41				424.26	339.41
K_G	7346.9	7346.9	7346.9				1632.7	7346.9

（注）表中において引張側を正とする。

3・2・5　まとめ

本年度の検討では、軸方向交番載荷試験結果の分析による軸方向剛性モデルの提案、およびそれに基づき応答変位法による想定シールドトンネルの地震時応力算定を行った。その結果、以下のことが判明した。

1）試験結果の分析

（1）セグメント端面接触時の軸剛性モデルは、セグメントバネとＰＣ鋼棒バネの並列バネと考える事ができる。

（2）セグメント端面非接触時の軸剛性モデルは、セグメントバネとゴムバネを直列につないだ合成バネとＰＣ鋼棒バネの並列バネと考える事ができる。

2）応答変位法による解析

（1）すべての解析ケースにおいて、ＰＣ鋼棒応力は降伏応力以下であり、ゴムが高い圧縮応力を保持し、高止水性が期待できる事がわかり、本工法の耐震効果が解析面からも実証された。

（2）継ぎ目目開き量に対しては、トンネル口径と覆工厚の影響が大きいことが判明した。また、ゴム応力に対しては、ゴム厚が大きい方がゴム圧縮応力の低減が小さく有利であること、ＰＣ鋼棒応力に対しては、ゴム断面積が小さい方がプレストレス導入力およびＰＣ鋼棒応力が小さく有利であることが判明した。

3・2・6　今後の検討課題

今後は、応答変位法による想定シールドトンネルの地震時応力算定のパラメータ・スタディをさらに進めていき、その解析結果を設計に利用しやすい形の図表等にまとめる予定である。また、応答変位法における外力評価について検討を行う予定である。

＜参考文献＞

1）川島一彦、大日方尚己、志波由紀夫、加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究 ― （その1）シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用 ― 、土木研究所資料　第2262号　昭和60年10月

2）荒川直士、川島一彦：動的解析における入力地震動の設定法、土木技術資料、VOL.26, NO.3, PP. 126～131, 1984

第４章　大断面シールドトンネル横断方向の耐震性に関する研究

４・１　応答変位法の外力評価に関する検討

ライフラインに代表される中小断面を有する地中構造物の耐震設計は、構造物縦断方向の検討が大勢を占めており、横断方向については綿密な検討がなされていないのが現状である。しかし、大都市においては土地の高度利用化に伴って地下空間の開発が注目されており、地中構造物も浅深度・中小断面から大深度・大断面へと変貌しつつある。このような背景から、現在の耐震設計法については見直しを含む検討が必要とされている。本研究は耐震設計手法として一般的に広く用いられている応答変位法に着目し、横断方向における外力評価に関して以下の手順で検討を行っているものである。

①構造物の基準モデル（等価剛性構造物・等価質量構造物）の設定。

②２次元ＦＥＭを用いた数値解析による構造物の地震時応答特性の把握。

③②の結果を規範とした応答変位法に用いる外力の設定。

④地盤バネ定数の設定。

⑤応答変位法の計算結果とＦＥＭ解析結果を比較し、ＦＥＭ解析結果を良好に表現し得る外力の評価。

①の「等価剛性構造物」とは、構造物がみかけ上自由地盤と同様なせん断変形をするような剛性を有する構造物と定義し、「等価質量構造物」とは、構造物によって取り除かれた地盤の質量と等しい質量を有する構造物と定義したものである。「等価剛性」、「等価質量」はその場合の剛性、質量を示している。

元年度[1]は基本的なモデルの応答特性を先ず把握するという観点から、地盤を剛な基盤を有する均質な表層地盤とし、構造物の断面形状を正方形断面に限定した。②に関しては構造物の剛性・質量・深度をパラメーターにして検討を行い、③については自由地盤の変位（構造物下面位置に対する相対変位）を地盤バネを介して構造物に作用させる力、自由地盤のせん断応力から求めたせん断力を構造物周面に作用させる力、構造物の慣性力の以上３つを外力として評価した。その結果以下のことがわかった。

ⅰ．全体として構造物は地盤と同様な動きをするが、構造物の剛性が等価剛性より大きいと構造物は剛体的に回転挙動する。逆に小さいと構造物はせん断変形および曲げ変形が卓越した挙動を示す。

ⅱ．構造物に作用する側方動土圧は、構造物と自由地盤の相対変位に密接に関係しており、構造物が自由地盤の変位に追従するように作用する。すなわち、側方動土圧は構造物の剛性が等価剛性より大きいと構造物の変位を助長するように作用し、等価剛性より小さいと構造物の変形を抑止するように作用する。

ⅲ．ⅱと同じ理由により、構造物周面のせん断力は、構造物の剛性が等価剛性と等しい場合は自由地盤のせん断力とほぼ等しく、等価剛性より大きいと増大し、逆に小さい

と減少する。

iv．構造物の発生断面力は構造物の剛性変化に対して変動が大きいが、構造物の質量変化に対しては小さい。

v．構造物の発生断面力は周面のせん断力によるものが無視できず、全体の５０％以上を占める。

vi．構造物の発生断面力に対する構造物の慣性力の影響は小さいが、構造物の深度が浅い場合は構造物の質量によって曲げモーメントに最大３０％程度の差異が生じ、無視できない外力となる。

vii．応答変位法における外力として、側方動土圧、構造物周面のせん断力、構造物の慣性力を評価することにより、応答変位法はＦＥＭによる数値解析結果を比較的良好に近似することができる見通しを得た。

しかし大断面を有する地中構造物の現状は、このような正方形断面ではなく、東京湾岸道路、地下駐車場等に代表されるように、断面が高さに対して幅が広い構造物が多い。特に高さに対して幅が広い構造物の場合は構造物上面および底面に作用するせん断力が、構造物の発生断面力に対して大きなウェートを占めると予想される。

本年度は元年度の正方形断面の結果を規範として、構造物の高さを一定にし幅を変化させた場合について、元年度に考慮した外力で評価できるのか、また各外力の全発生断面力に占める割合がどのように変化するかなどの検討を行った。

4・1・2　ＦＥＭによる動的解析

1）解析条件

(1)　解析ケースおよび物性値

解析ケースを表４・１－１に、地盤および構造物の物性値を表４・１－２示す。解析ケースは構造物モデルについては元年度で実施した正方形断面を基準モデルとし、構造物の高さを一定にして構造物幅を 1/2倍、２倍、４倍の４ケースとし、さらに各ケースについて構造物の剛性を等価剛性の1/10倍、１倍、10倍の計12ケースについて検討を行った。

表４・１－１　解析ケース

No.	Case表示	構造物幅	構造物高さ	構造物の剛性
1	B75H150	7.5 m	15.0 m	全ケースとも等価剛性の{1/10倍, 1倍, 10倍}の３ケース
2	B150H150	15.0 〃		
3	B300H150	30.0 〃		
4	B600H150	60.0 〃		

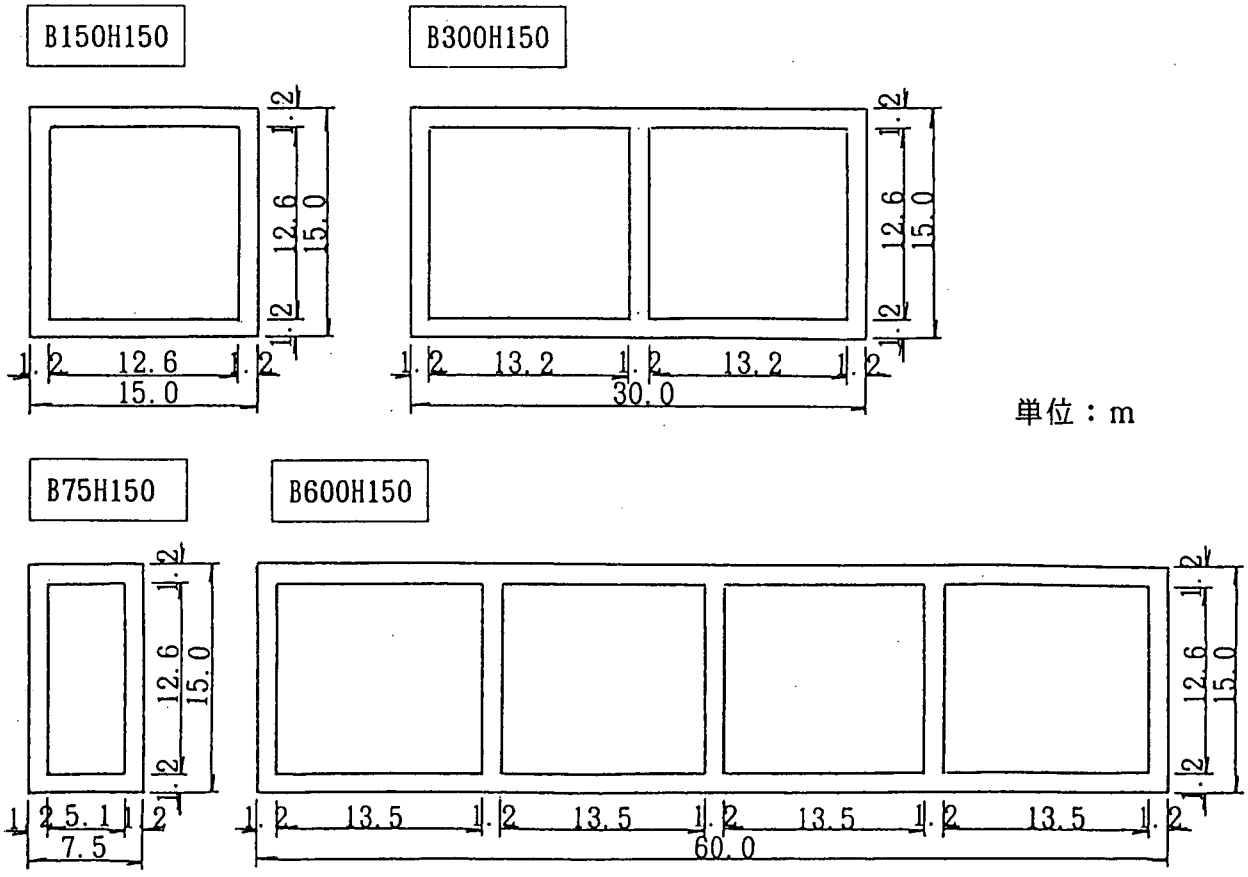


表４・１－２　地盤物性および構造物の断面性能

地盤	せん断波速度 Vs(m/sec)	せん断剛性 G (tf/m²)	ポアソン比 ν	減衰定数 h	単位体積重量 γ(tf/m³)
	２００	６５３０	０．４５	０．０５	１．６

構造物	No.	Case表示	弾性定数 E 1)	線密度 ρ 2)	断面積 A(m²)	減衰定数 h
	1	B75H150	3.302×10⁶tf/m²	0.294tf/m³	１．２	０．０５
	2	B150H150	9.931 — 〃 —	0.469 〃	断面二次モーメント I(m⁴)	
	3	B300H150	13.268 — 〃 —	0.546 〃		
	4	B600H150	14.587 — 〃 —	0.592 〃	０．１４４	

1) 各モデルの等価剛性の弾性定数　2)等価質量構造物の線密度

なお、構造物の質量は等価質量とし、地盤は元年度と同様せん断波速度 200m/sec の粘性土とした。なお、各構造物モデルの等価剛性の算定式は式（４・１－１）～式（４・１－３）の通りである。ここでＧは地盤のせん断剛性、ａは１ボックス分の幅、ｂは高さを示す。ＥＩは構造物の曲げ剛性である。

①１連ボックス構造物（ B75H150,B150H150 ）

$$EI = \frac{G a b (a + b)}{24} \quad \cdots\cdots (4・1－1)$$

②２連ボックス構造物（ B300H150 ）

$$EI = \frac{G a b (3a^2 + 6ab + b^2)}{36 (2a + b)} \quad \cdots\cdots (4・1－2)$$

③４連ボックス構造物（ B600H150 ）

$$EI = \frac{G a b (8b^3 + 29ab^2 + 30a^2 b + 9a^3)}{6 (20b^2 + 57ab + 36a^2)} \quad \cdots\cdots (4・1－3)$$

(2)　解析モデルおよび解析手法

解析モデルは２次元ＦＥＭモデルを用い、地盤は平面歪み要素、構造物を梁要素で離散化し、モデルの対称性を利用して全体の半断面部分をモデル化した。地盤の境界条件は底面を固定、側面を水平ローラー支持とし、表層地盤の厚さは50m、側方境界は構造物幅が大きく、剛性が等価剛性でない場合でも境界の影響が小さくなるように 800m遠方に設定した。代表例として構造物が高さ15m、幅60mの場合の解析モデルを図４・１－１に示す。

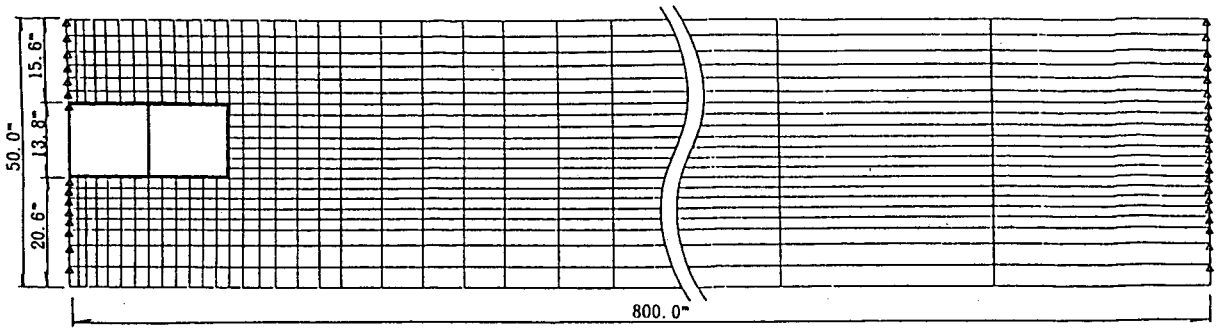


図４・１－１　解析モデル

数値解析手法はニューマークのβ法（β＝1/3 ）を用い、線形解析を行った。また入力波は地盤－構造物系の支配的モードである１次の固有振動数を有する正弦波（20波入力）とし、最大加速度振幅は100galとした。なお解析結果に用いた応答値はモデル中央の地表面の応答変位が最大となる時刻における応答値である。

２）解析結果

(1)　構造物の挙動

図４・１－２に構造物の変形図を、図４・１－３～図４・１－６に構造物側壁に沿った深さ方向の応答変位分布、自由地盤との相対変位、および側方動土圧分布（構造物側壁に接する地盤要素の直応力）を各ケースについてそれぞれ示す。

図４・１－２より、全体的に構造物は周辺地盤と同様にせん断変形をしていることがわかる。剛性変化に応じた応答特性をみると、構造物の剛性が等価剛性より大きいと剛体的な挙動を示し、回転運動が生じる。逆に構造物の剛性が等価剛性より小さいと曲げ変形およびせん断変形が卓越する形状となっている。等価剛性の場合は鉛直変位は殆ど無く水平方向にのみ変形し、その量は自由地盤の応答変位にほぼ等しい。以上の応答特性は、構造物の幅を変化させた場合でも特に変化はない。

次に、構造物幅の変動に伴う応答の変化をみると、構造物の剛性が等価剛性の場合は上述したように構造物幅の変化に関係なく、自由地盤の応答とほぼ等しい。また、構造物の剛性が等価剛性の10倍の場合は、構造物幅が広くなるに従って構造物の水平方向の変位は小さくなる傾向が見られる。しかし、構造物の剛性が等価剛性の1/10倍の場合は、構造物幅が高さの２倍のケース（以下、B300H150）までは鉛直変位・水平変位ともに構造物の幅が広くなるに従って大きくなる傾向が見受けられるが、構造物幅が高さの４倍（以下、B600H150）になると逆に小さくなっており、幅の変化に対して同じ傾向を示さなくなっている。これは図４・１－３～図４・１－６の構造物と自由地盤との相対変位の分布からわかるように、B600H150の場合は他のケースと異なり、構造物下端での応答が極端に小さくなっているためである。構造物下端での応答が小さくなっている理由としては、構造物の幅が高さの４倍以下程度では、基盤から伝播した構造物直下のせん断

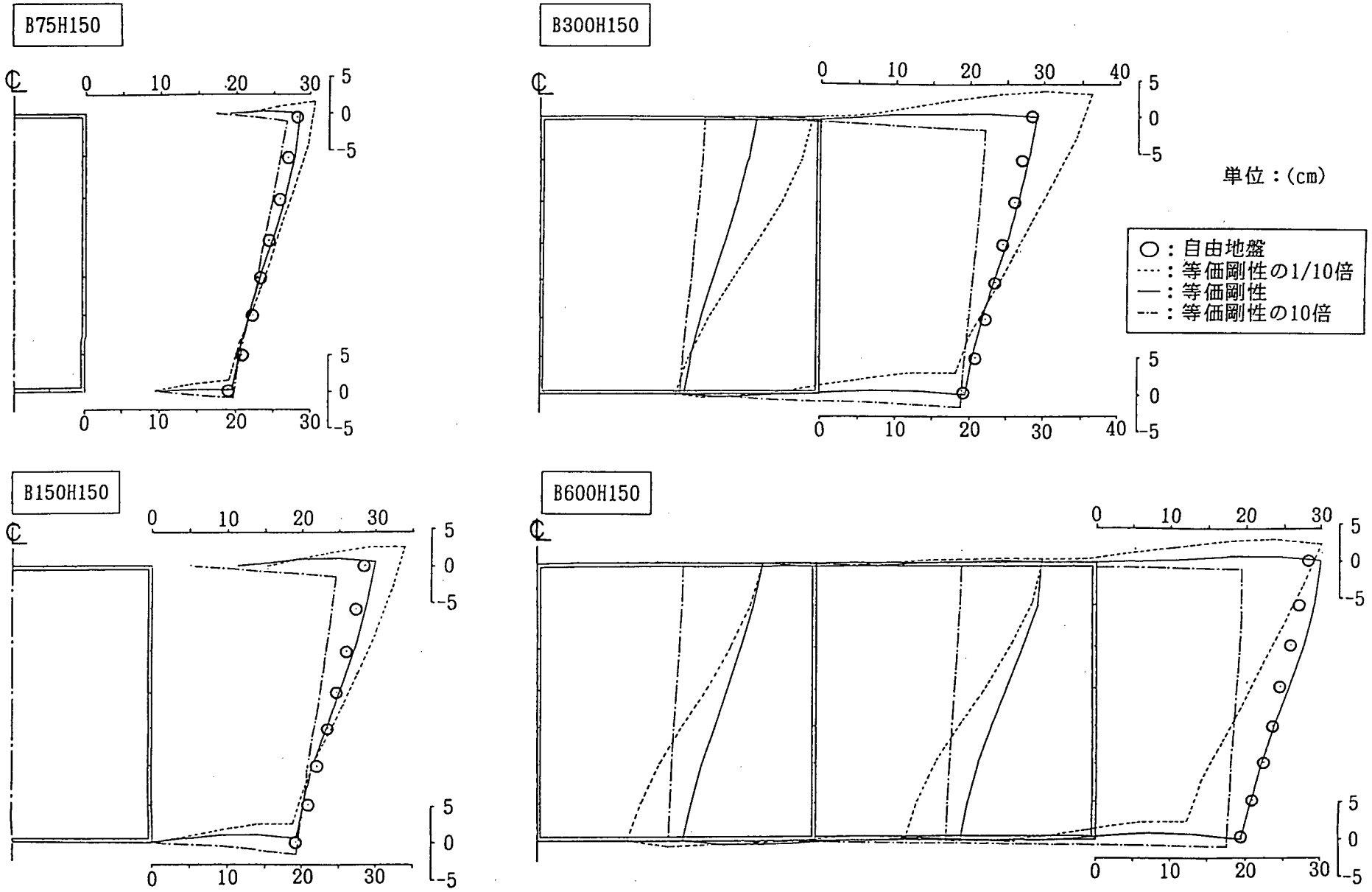

B75H150
B300H150
B150H150
B600H150
0 10 20 30 40
5 0 -5
単位：(cm)
○：自由地盤
‥‥：等価剛性の1/10倍
—：等価剛性
---：等価剛性の10倍

図４・１－２　構造物の変形

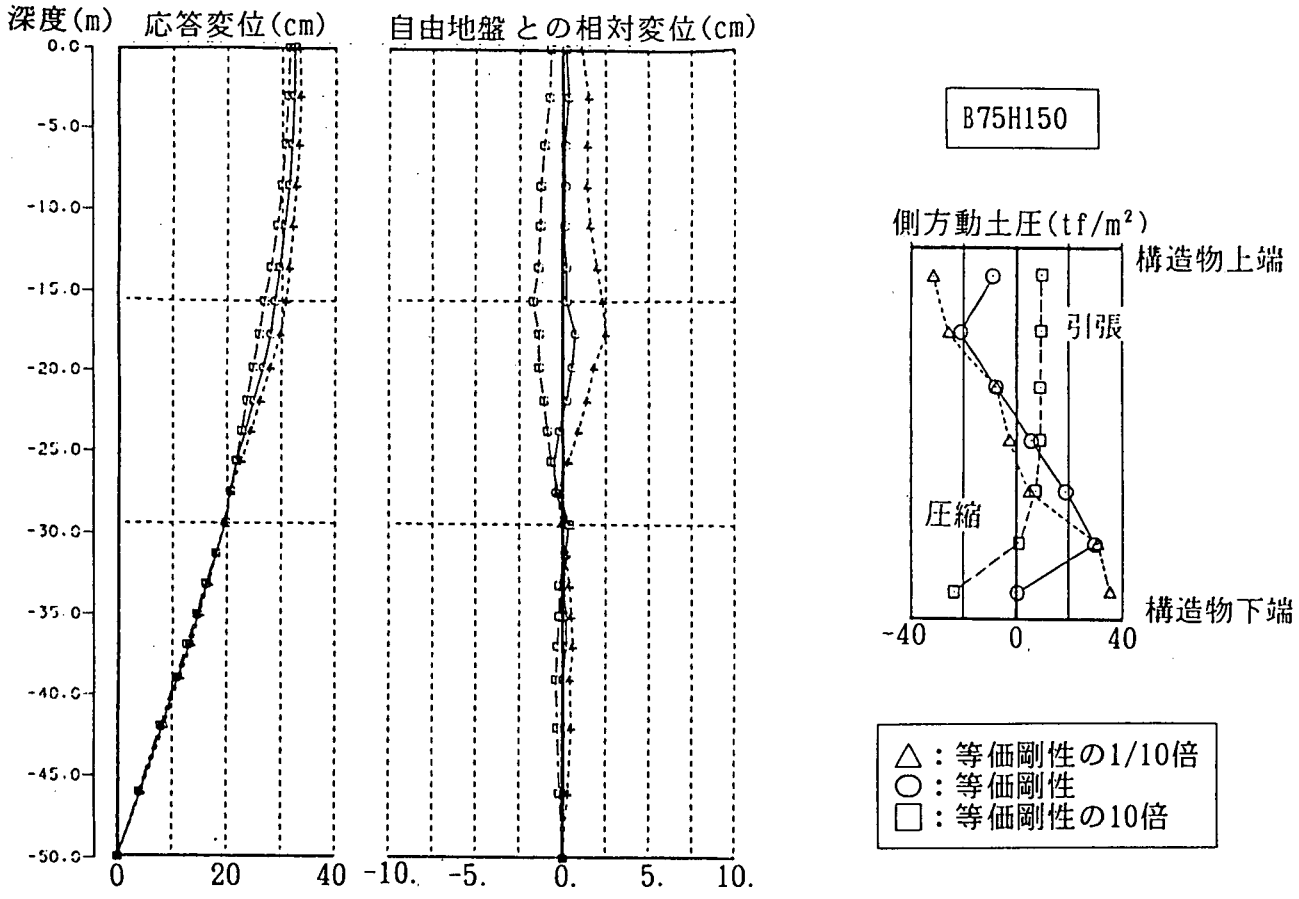


図４・１－３　構造物側壁に沿った深さ方向の応答変位，自由地盤との相対変位および側方動土圧分布（B75H150）

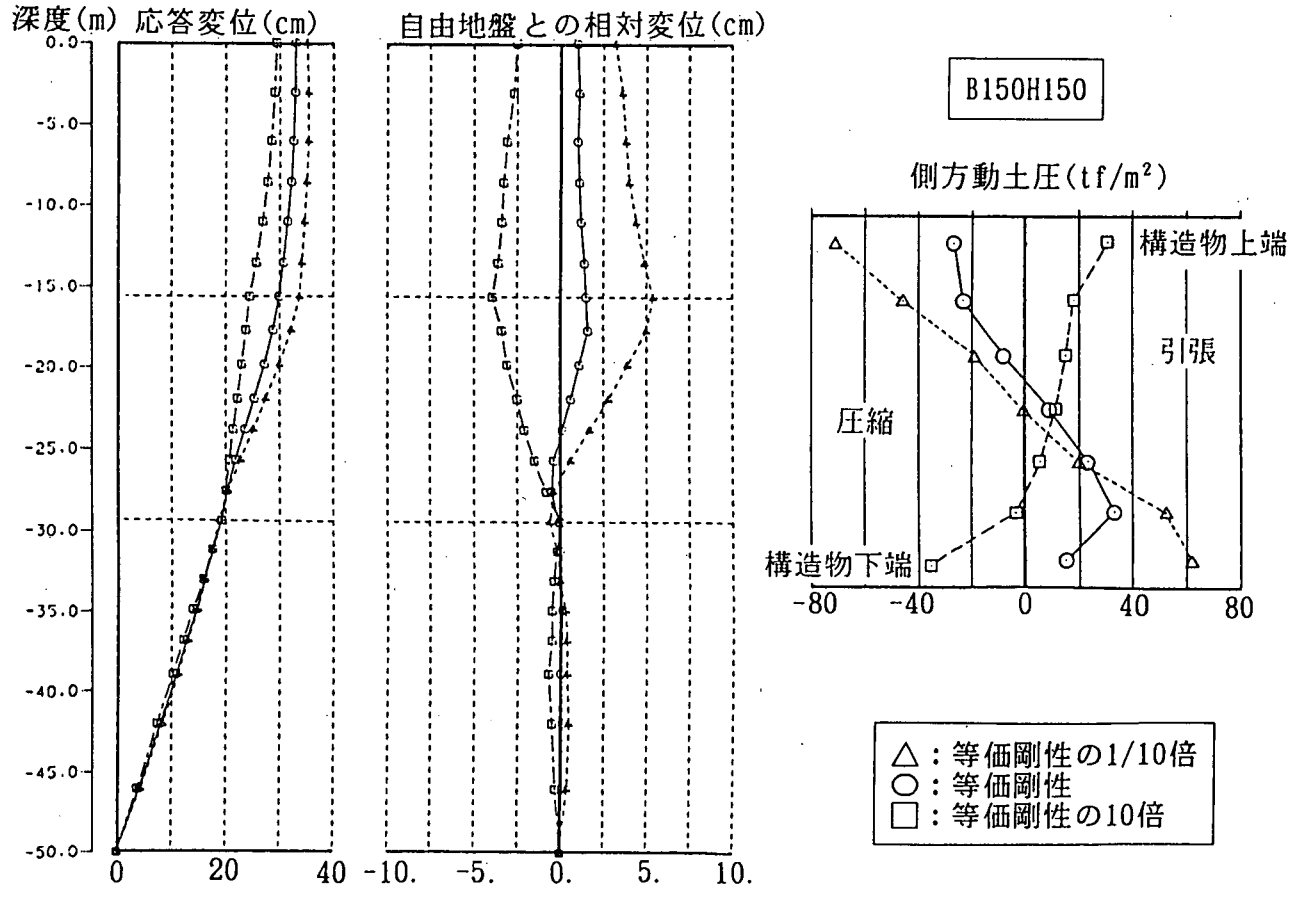


図４・１－４　構造物側壁に沿った深さ方向の応答変位，自由地盤との相対変位および側方動土圧分布（B150H150）

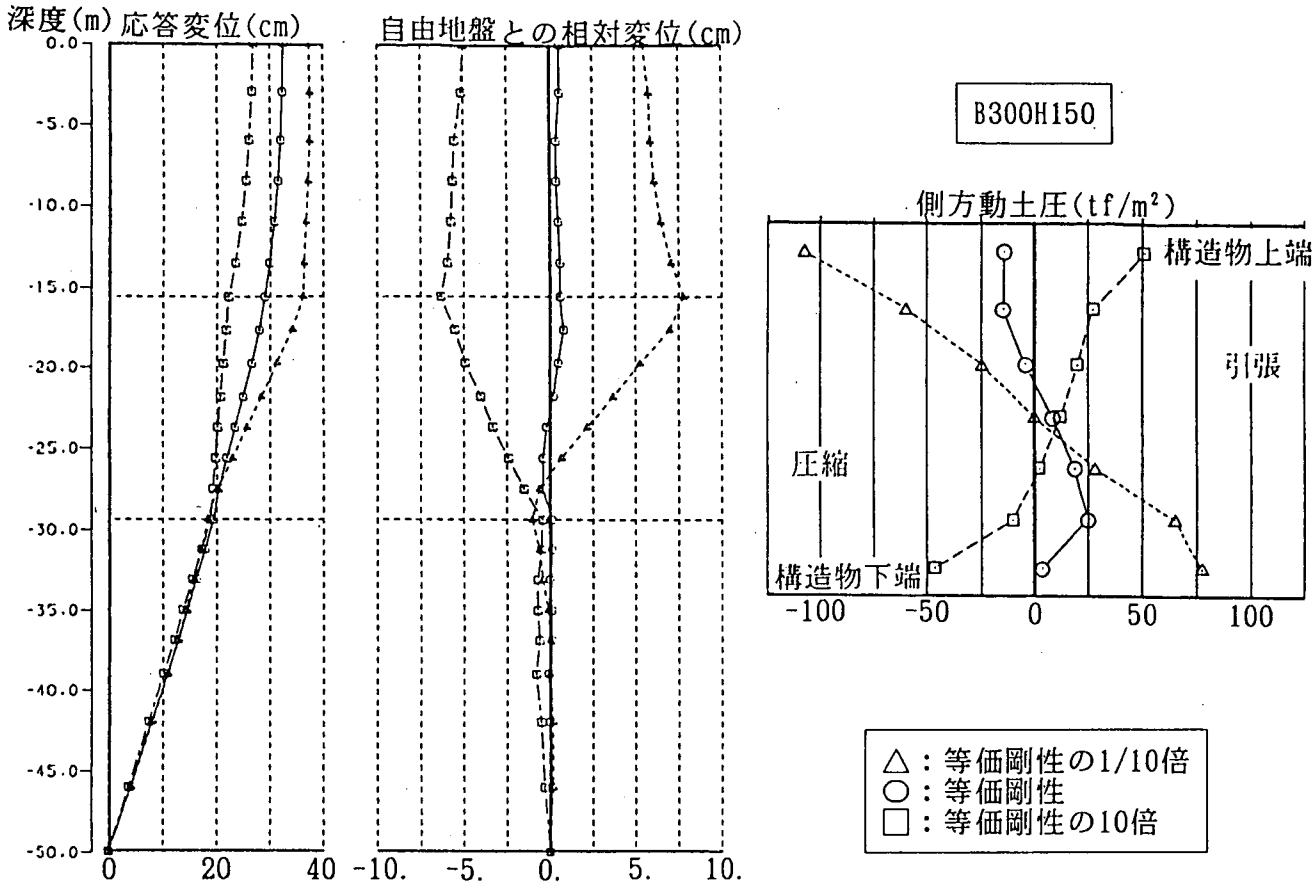


図４・１－５　構造物側壁に沿った深さ方向の応答変位，自由地盤との相対変位および側方動土圧分布（B300H150）

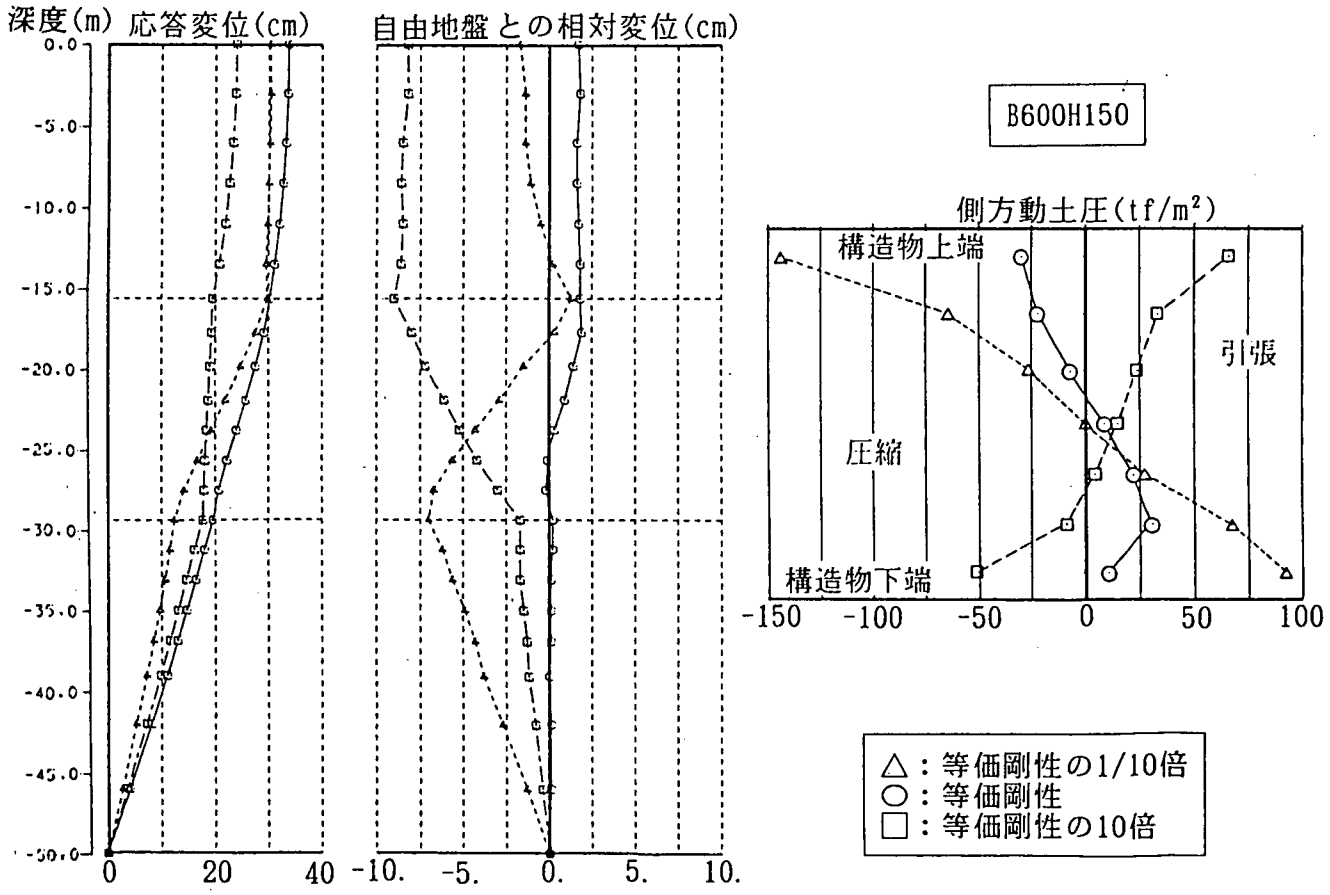


図４・１－６　構造物側壁に沿った深さ方向の応答変位，自由地盤との相対変位および側方動土圧分布（B600H150）

波は構造物側面を迂回して構造物上面に伝えられるが、4倍以上となるとせん断波は迂回できなくなり、構造物下端で反射され、構造物上部に伝わりにくくなっためと考えられる。

また、B300H150とB600H150の自由地盤と構造物の相対変位にこのような差異があるにもかかわらず、側方動土圧分布を見ると両者には殆ど差異がない。一方、構造物側壁部の深さ方向の応答変位分布の傾きはほぼ等しい。これまで側方動土圧は、自由地盤と構造物との相対変位と密接な関係があることを述べてきたが、以上のことから、側方動土圧は構造物が存在することによって乱されたせん断応力状態（分布）を自由地盤のせん断応力状態（分布）に戻すような形で発生すると考えた方がこれらの現象を理解し易い。すなわち、側方動土圧の分布形状は、自由地盤の構造物上下端部の応答変位の傾きと構造物の上下端部の変位の傾きとの差に関係があるといえる。

また、構造物下端の応答に対する上端の応答の比を構造物幅の変化による傾向をみたのが図4・1－7である。なお、同図には図4・1－8に示すように、構造物幅が無限長になった場合を想定した1次元モデルで解析したケースについても示した。

図より、構造物の剛性が等価剛性の場合は応答比がほぼ 1.5と構造物幅に関係なく一定であり、等価剛性の1/10倍の場合は構造物幅が広くなるに従い、1.61から7.46と大きく変化し、等価剛性の10倍の場合は逆に1.36から1.05と小さくなる傾向があり、剛性が等価剛性の1/10倍と比較してその変化（傾き）は小さい。このことから、構造物の変形は剛性が柔らかい方が構造物幅の変化による影響が大きいといえる。

また、各ケースの応答変位の等高線図を図4・1－9、図4・1－10に示す。図は解析モデル中心から約100mの幅の地盤について示しており、図中の数字は基盤面から2cmピッチ（1が基盤で0）で付番して大きさを表わし、更に10cm毎に識別した。なお、地表面の応答変位は32～34cmである。図より、構造物の剛性が等価剛性の1/10倍の場合、幅の狭いB75H150の場合は自由地盤と比較してさほど

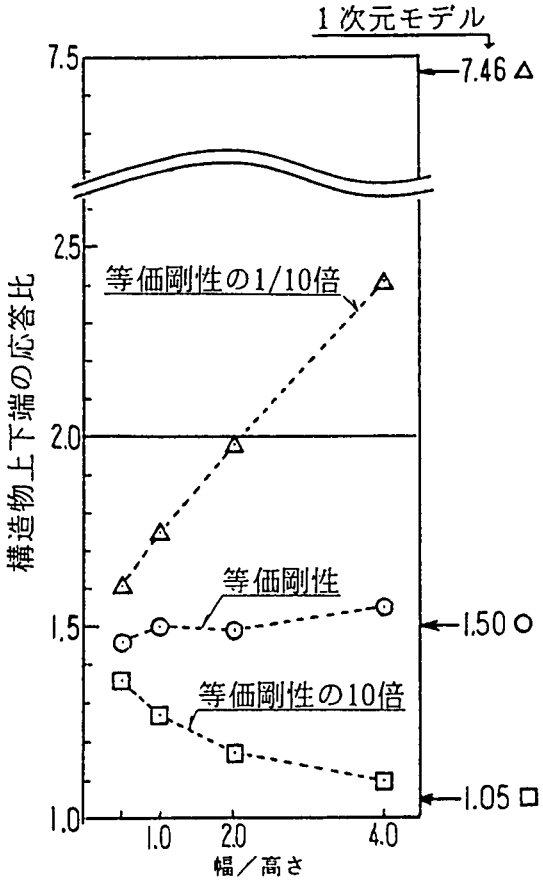


図4・1－7　構造物上下端の応答比

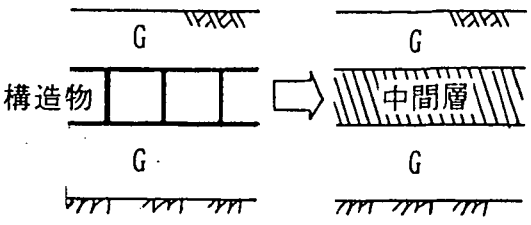


図4・1－8　1次元モデル

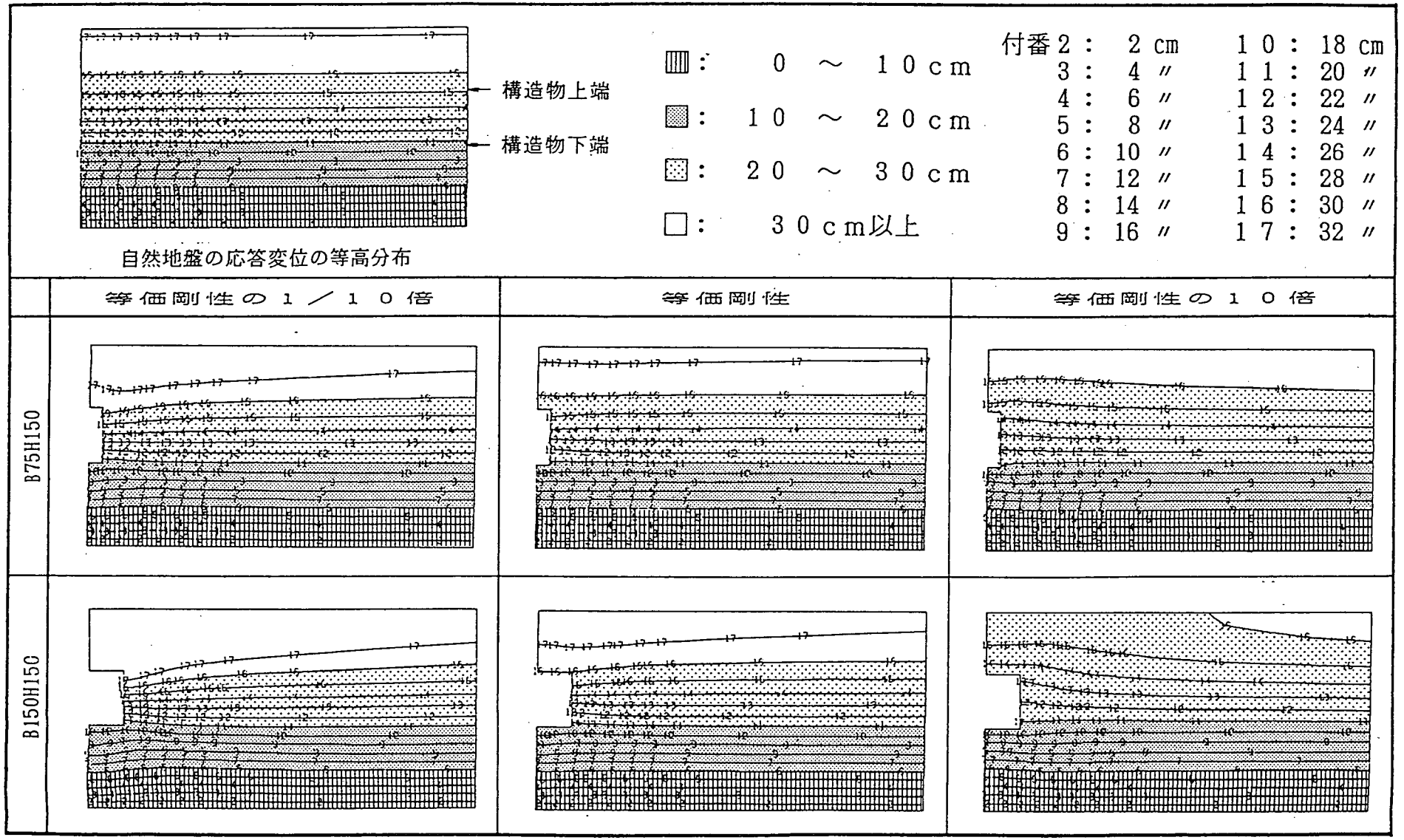


図４・１－９　構造物周辺地盤の応答変位(水平方向)の等高線図

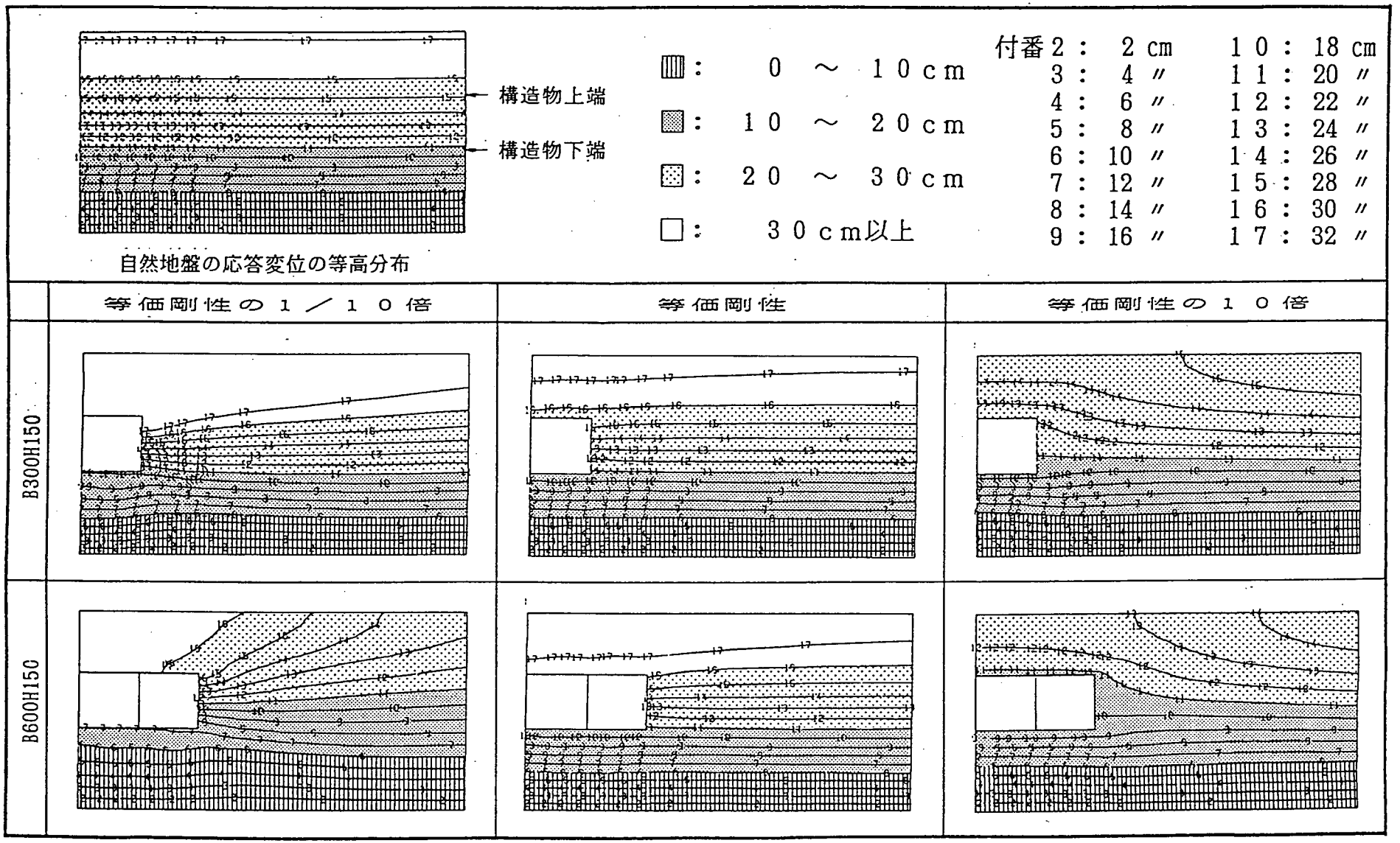


図４・１－10　構造物周辺地盤の応答変位(水平方向)の等高線図

変化は見られない。B150H150以上になると構造物付近の応答が大きくなり、構造物上面では顕著な増幅がみられないことがうかがえる。さらに構造物の剛性が等価剛性より大きい場合は構造物付近に限らず、広範囲にわたって応答が抑制される傾向があり、構造物幅が広いほどその影響が大きいことが認められる。

(2) 構造物に作用する外力

構造物周面のせん断応力分布を図4・1－11に、また全モデルについて、構造物がせん断変形を伴いながら負担している全水平力について書き出したものを図4・1－12に示す。各モデル毎に上下面位置の数値は構造物上下面がそれぞれ負担するせん断方向の力、側面の数値は全動土圧、中間位置の数値は構造物の慣性力を示す。慣性力は各梁要素の質量にその位置での応答加速度を乗じた合計値で求め、全動土圧は構造物に発生し

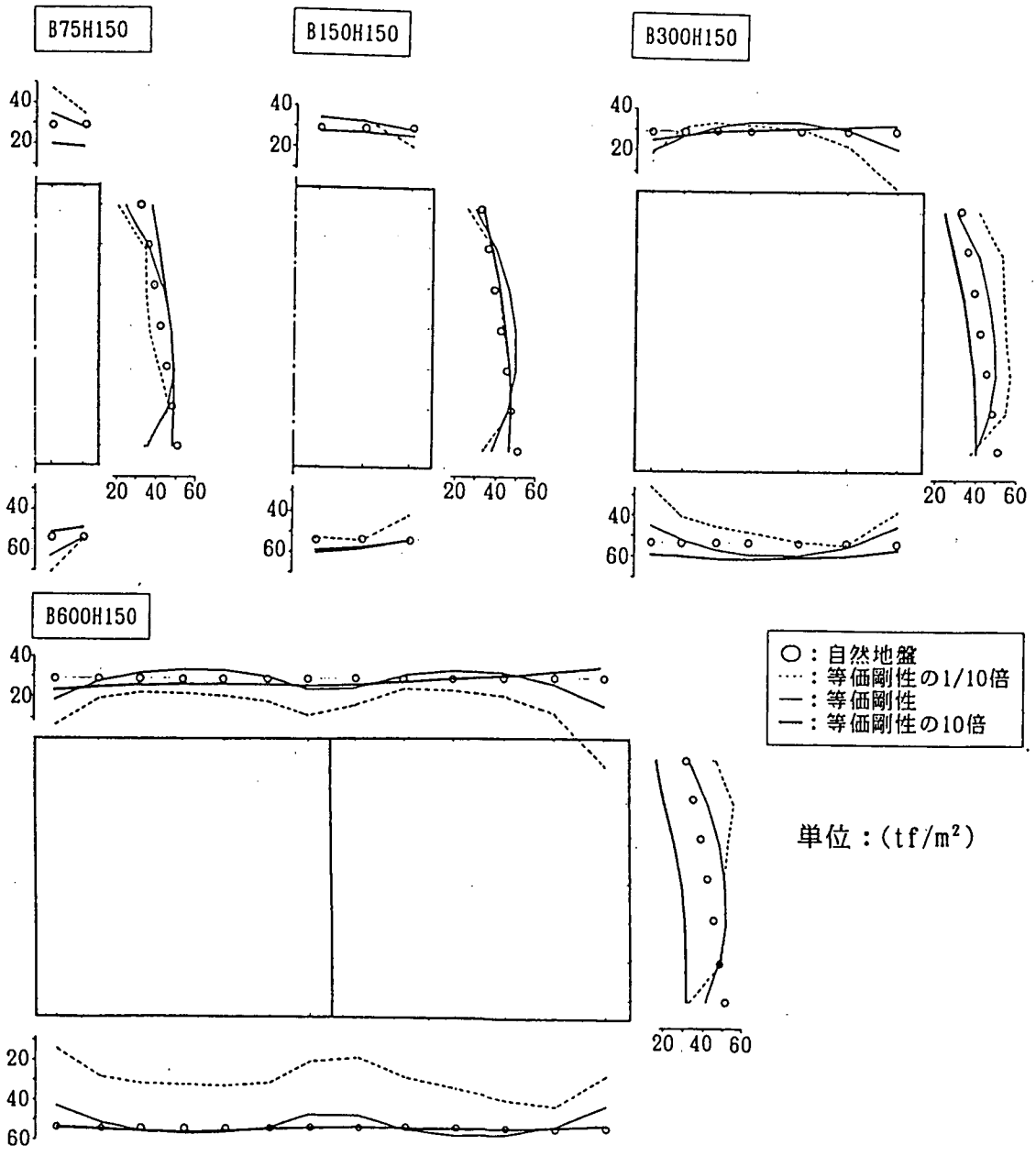
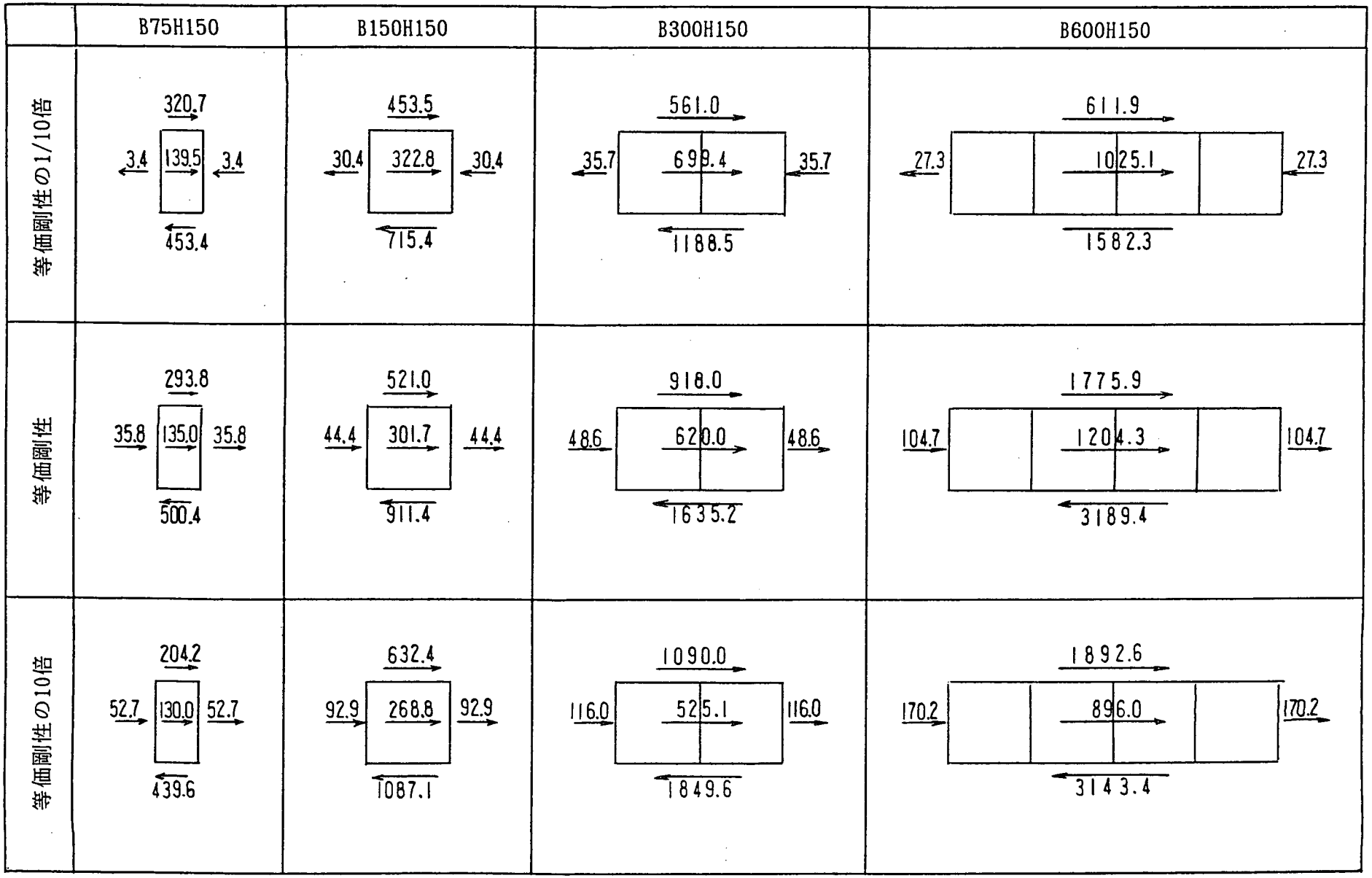


図4・1－11 構造物周面のせん断応力分布



単位：tf

図４・１－12　構造物が負担する全外力(水平方向)

たせん断力分布を多項式で近似し、それを微分することによって得られた荷重を構造物上端から下端まで積分して求めた値、構造物上下面のせん断方向の力は、構造物上下端それぞれの位置の左端、右端の荷重差から求めた値（対象モデルのため、右端あるいは左端の荷重の２倍の値）である。ただし、上述した方法で算出した全動土圧、構造物上下面のせん断方向の力は構造物の慣性力を含んでいるので、慣性力分を差し引いた値を示してある。なお、地盤は紙面の左側から右側に挙動している。

図４・１－11から、全体的に構造物隅角部および結合部はせん断応力が減少しているが、これは地盤のせん断変形がある程度拘束されたためと考えられる。また、B600H150の場合は、構造物の剛性が等価剛性より小さいと上下面ではせん断応力が小さくなる。これは図４・１－10の応答変位の等高線分布からわかるように、構造物下面の応答が減少したために基盤と構造物下面との変位差が小さくなったためである。

図４・１－12の構造物上下面が変形を伴いながら負担するせん断方向の力を自由地盤の同じ深さにおけるせん断応力に構造物幅を乗じたせん断力で基準化し（せん断力比）、構造物の各剛性について、構造物幅による違いをみたのが図４・１－13である。

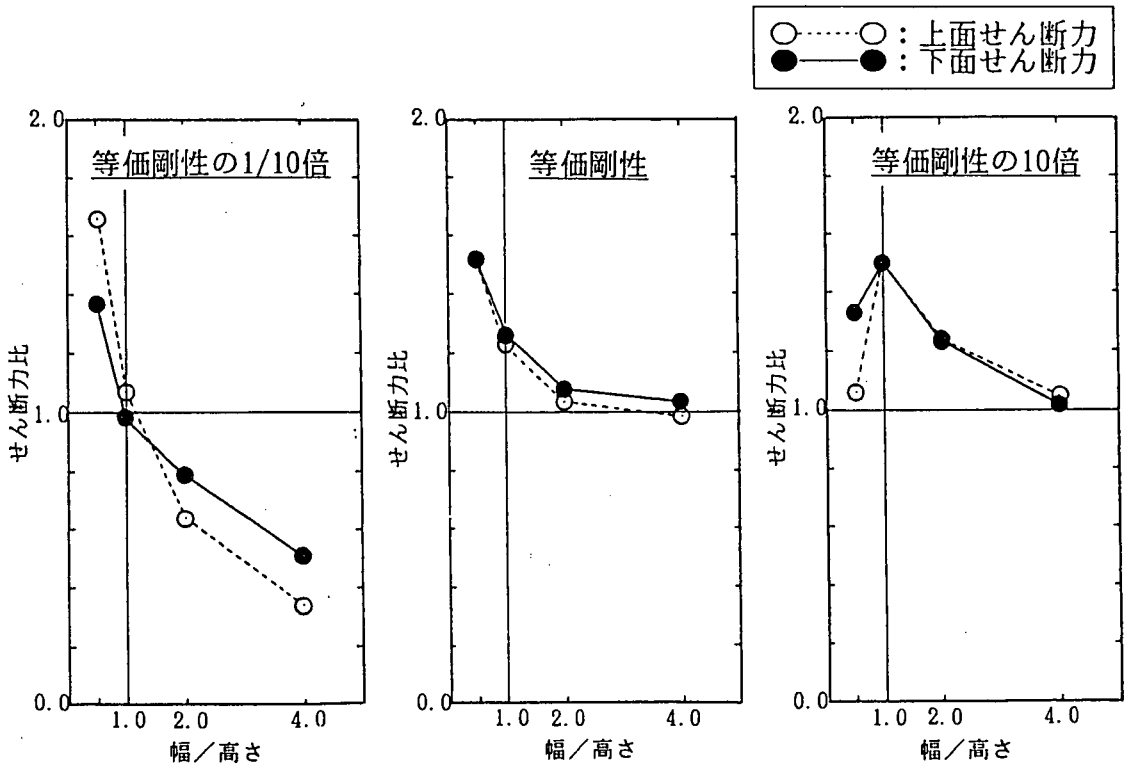


図４・１－13　上下面に作用するせん断力の構造物幅による変化

図より以下のことがわかる。

ⅰ．構造物幅が広くなるに従い、構造物上面および下面が負担するせん断力は小さくなり、収束する傾向がある。

ⅱ．上面、下面のそれぞれのせん断力比はほぼ等しい。

ⅲ．構造物上面および下面が負担するせん断力は、構造物の剛性が等価剛性より小さくなると小さくなり、逆に等価剛性より大きくなると大きくなる傾向を示す。これは構

造物の剛性が等価剛性より小さい場合、構造物の変形が周辺地盤より大きいためそれを抑止する方向に地盤からの外力が作用し、逆に構造物の剛性が等価剛性より大きい場合は、構造物の変形が周辺地盤より小さいためそれを助長するように外力が作用するためと考えられる。

ⅲ．しかしB75H150 の場合、つまり構造物幅が高さに対して小さい場合はこの傾向が見られない。この原因については構造物上下面の要素分割が荒い（判断面で２要素）ことや、上下面の幅が狭いことから隅角部の影響が大きいためと考えられるが、本検討とは逆に構造物幅に対して高さが大きい場合についても検討が必要と思われる。

(3) 構造物の発生曲げモーメント

表４・１－３に構造物右下端部および隔壁下端部における発生曲げモーメントを示す。なお、B600H150については中央の隔壁下端部の発生曲げモーメントである。

全体的に構造物の剛性が大きいほど、また構造物幅が広いほど構造物の発生曲げモーメントは大きくなり、構造物幅が広くなると収束する傾向がうかがえる。また、隔壁を有するB300H150、B600H150の場合は剛性が大きくなると右下端部の２倍～２．５倍程度の発生曲げモーメントが中央の隔壁下端部に発生する。

表４・１－３　構造物の発生曲げモーメント(tf・m)

	B75H150	B150H150	B300H150		B600H150	
	右下端部	右下端部	右下端部	隔壁下端	右下端部	隔壁下端
等価剛性1/10倍	276.7 (0.14)	612.9 (0.31)	856.6 (0.43)	1047.7 (0.53)	839.5 (0.43)	1022.8 (0.52)
等価剛性	907.4 (0.46)	1972.6 (1.00)	2185.0 (1.11)	4133.2 (2.10)	2518.0 (1.28)	4694.8 (2.38)
等価剛性の10倍	1506.3 (0.76)	3583.6 (1.82)	2887.3 (1.46)	6294.4 (3.19)	2471.2 (1.25)	5990.5 (3.04)

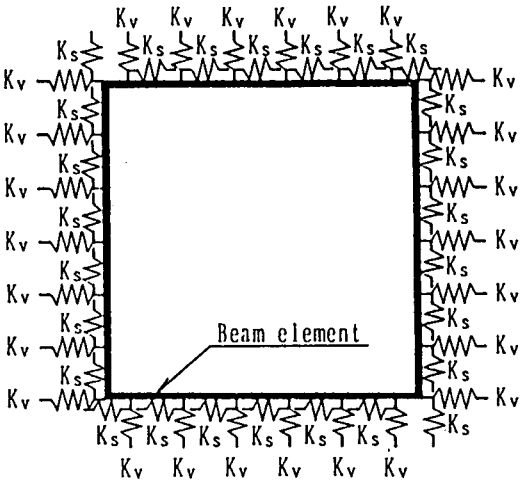
( ):B150H150構造物が等価剛性の場合の発生曲げモーメントに対する比

4・1・3　応答変位法

1）計算条件

(1)　計算ケースおよび計算モデル

計算ケースは表4・1－1と同様である。解析モデルは図4・1－14に示すように、構造物を梁要素でモデル化し、地盤はバネで評価した。応答変位法の結果は地盤バネに左右されるにもかかわらず、地盤バネの評価については統一的なものがないのが現状である。ここでは、元年度報告書と同様、図4・1－15に示すように、地盤系のＦＥＭモデルを用いて構造物各辺の全幅に相当する等分布荷重を作用させ、荷重と変位の関係から地盤バネを算出した。このようにして求まった構造物壁面法線方向の直バネと壁面に沿うせん断バネと壁面に沿うせん断バネの分布形状を図4・1－16に示す。分布は隅角部で大きくなる剛板基礎における地盤バネ分布に類似した形状となっており、地盤バネの特性として知られている寸法効果も表れている。また、各面ごとに平均値を求めたところ、道路橋示方書[2]等で示されているように幅の-3/4乗にほぼ比例している値となった。よってここでは簡略の意味も含めて各面ごとに平均値を用いることにした。各ケースの地盤バネ定数を表4・1－4に示す。



Ｋｖ；直バネ，Ｋｓ；せん断バネ

図4・1－14　応答変位法の計算モデル

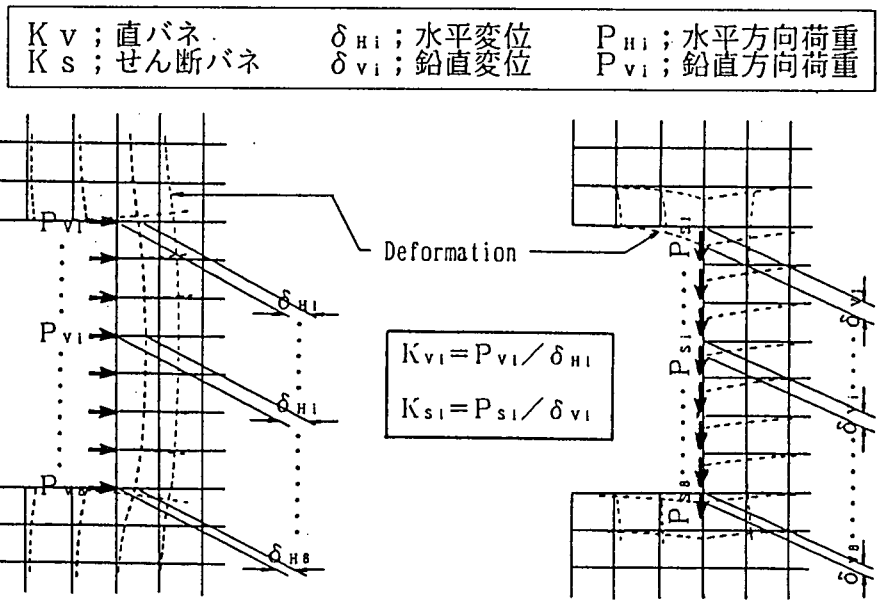


図4・1－15　地盤バネの求め方

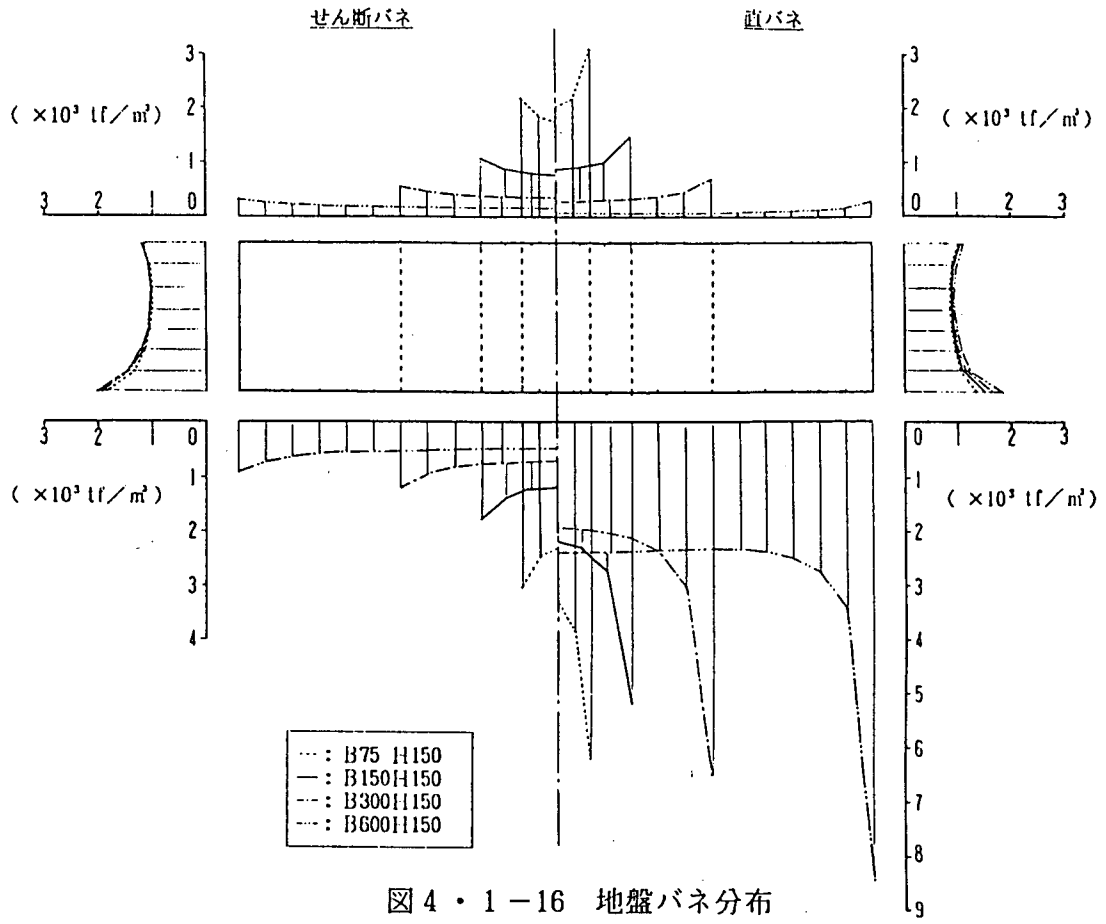


図４・１－16　地盤バネ分布

表４・１－４　応答変位法に用いた地盤バネ定数（tf/m³）

	B75H150		B150H150		B300H150		B600H150	
	直バネ	せん断バネ	直バネ	せん断バネ	直バネ	せん断バネ	直バネ	せん断バネ
上　面	2349	1921	1009	861	366	410	99	202
側　面	955	1158	994	1224	1026	1212	1080	1181
下　面	4215	2573	2897	1363	2627	813	2754	549

(2)　構造物に作用させる外力

構造物に作用させる外力についても、地盤バネ定数同様、元年度と同じである。構造物に作用させる外力および算出方法を図４・１－17に示す。

(a)構造物と地盤との相対変位に基づく外力

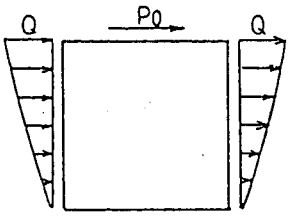
構造物と地盤との相対変位に基づく外力は、構造物周面の地盤バネ（直バネ、せん断バネ）を介して自由地盤の変位を構造物全周に強制変位として与えた。ただし、構造物以深の自由地盤の応答は構造物の発生曲げモーメントに寄与しないため、構造物下面に対する自由地盤相対変位を作用させた。

(b)構造物周面のせん断力

構造物上面、下面には自由地盤の構造物上面、下面位置におけるせん断応力に構造物幅を乗じたせん断力、側面には上面と下面の平均せん断応力に構造物高さを乗じたせん断力を作用させた。

(c)構造物の慣性力

各節点に配分された質量に、自由地盤の応答加速度を乗じた外力を作用させた。以上の方法によって算出した各外力値を表4・1－5に示す。



側　面　$Q = K_V \cdot \delta_G$

上　面　$P_0 = K_S \cdot \delta_T$

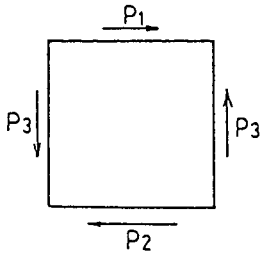
ここで　K_V ：側面の直バネ

K_S ：上面のせん断バネ

δ_G ：自由地盤の構造物底面に対する相対変位

δ_T ：δ_G の構造物上面位置における変位

(a)構造物と地盤との相対変位に基づく外力



上　面　$P_1 = \tau_U \cdot L$

底　面　$P_2 = \tau_L \cdot L$

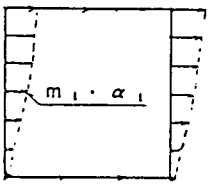
側　面　$P_3 = (\tau_U + \tau_L)/2 \cdot L$

ここで　τ_U ：自由地盤の構造物上面におけるせん断応力

τ_L ：自由地盤の構造物底面におけるせん断応力

L ：構造物幅（高さ）

(b)構造物周面のせん断力



$P = \Sigma m_i \cdot \alpha_i$

ここで

m_i ：構造物各質点の質量

α_i ：自由地盤の構造物各位置における応答加速度

(c)構造物の慣性力

図4・1－17　構造物に作用させる外力

表4・1－5　応答変位法に用いた各外力（tf）

	相対変位に基づく外力		せ　ん　断　力			慣性力
	上面　P_0	側面　Q	上面　P_1	下面　P_2	側面　P_3	F
B75H150	1101.3	771.3	192.8	330.1	572.7	134.5
B150H150	1081.2	655.3	422.3	723.1	572.7	300.8
B300H150	1096.9	676.4	881.3	1509.1	572.7	627.8
B600H150	1080.9	710.8	1799.3	3081.1	572.7	1281.8

3）計算結果とＦＥＭ解析結果との比較

(1) 構造物の挙動

図４・１－18に構造物の変形図を示す。同図には構造物の側壁部についてＦＥＭ解析結果も示した。

図より、「構造物の変形は周辺地盤と同様に挙動しており、構造物の剛性が等価剛性より小さい場合は曲げ変形・せん断変形が卓越した形状を示し、逆に大きい場合は剛体的な挙動を示し回転運動する。」というＦＥＭ解析の結果と同様な結果となっている。量的には構造物の剛性が等価剛性より小さい場合は、応答変位法の結果はＦＥＭ解析結果に比べてやや小さい応答を示し、逆に大きい場合はやや大きい応答を示している。また、構造物の剛性が等価剛性以外の場合は応答変位法の結果とＦＥＭ動的解析結果との差が若干大きくなっている。これらの原因については、地盤バネを各面毎に平均した一定値を用いていることや、地盤バネ定数の設定方法自体に問題があったためと考えられる。また、ＦＥＭ動的解析結果では、構造物の幅が高さの４倍になり、かつ構造物の剛性が等価剛性の1/10倍の場合は他のケースと異なる応答を示したが、これらの影響を考慮できなかったことも一因と思われる。

(2) 構造物に作用する外力

図４・１－19に構造物が負担している全水平力を全ケースについて示す。ＦＥＭ解析結果の場合と同様、上段・下段の数値は上下面がせん断変形を伴いながら分担しているせん断方向の力で、側面位置の数値は全動土圧、中間位置の数値は構造物の慣性力を示している。また図４・１－13と同様に、上面・下面に作用するせん断方向の力を自由地盤の同じ深さにおけるせん断応力に構造物幅を乗じたせん断力で基準化し（せん断力比）、各剛性について構造物の幅の変化による影響をみたのが図４・１－20である。

図より、構造物の剛性が等価剛性の場合はほぼ自由地盤と同等で、等価剛性より大きい場合は自由地盤より大きいせん断力が作用し、逆に構造物の剛性が等価剛性より小さい場合は自由地盤より小さくなっている。これは周辺地盤の変形に追随するように外力が作用することを良く表現している。すなわち、構造物の剛性が等価剛性より小さい場合は構造物の変形を抑止するように地盤からの外力が逆方向に働くため小さくなり、逆に大きい場合は構造物の変形が小さいため、大きく変形させるようにせん断力が大きくなると考えられる。この結果はＦＥＭ動的解析結果と同様である。また、構造物の剛性が等価剛性の場合と等価剛性の1/10倍の場合は、構造物の幅の変化に伴うせん断力比の変化が殆ど見られない。

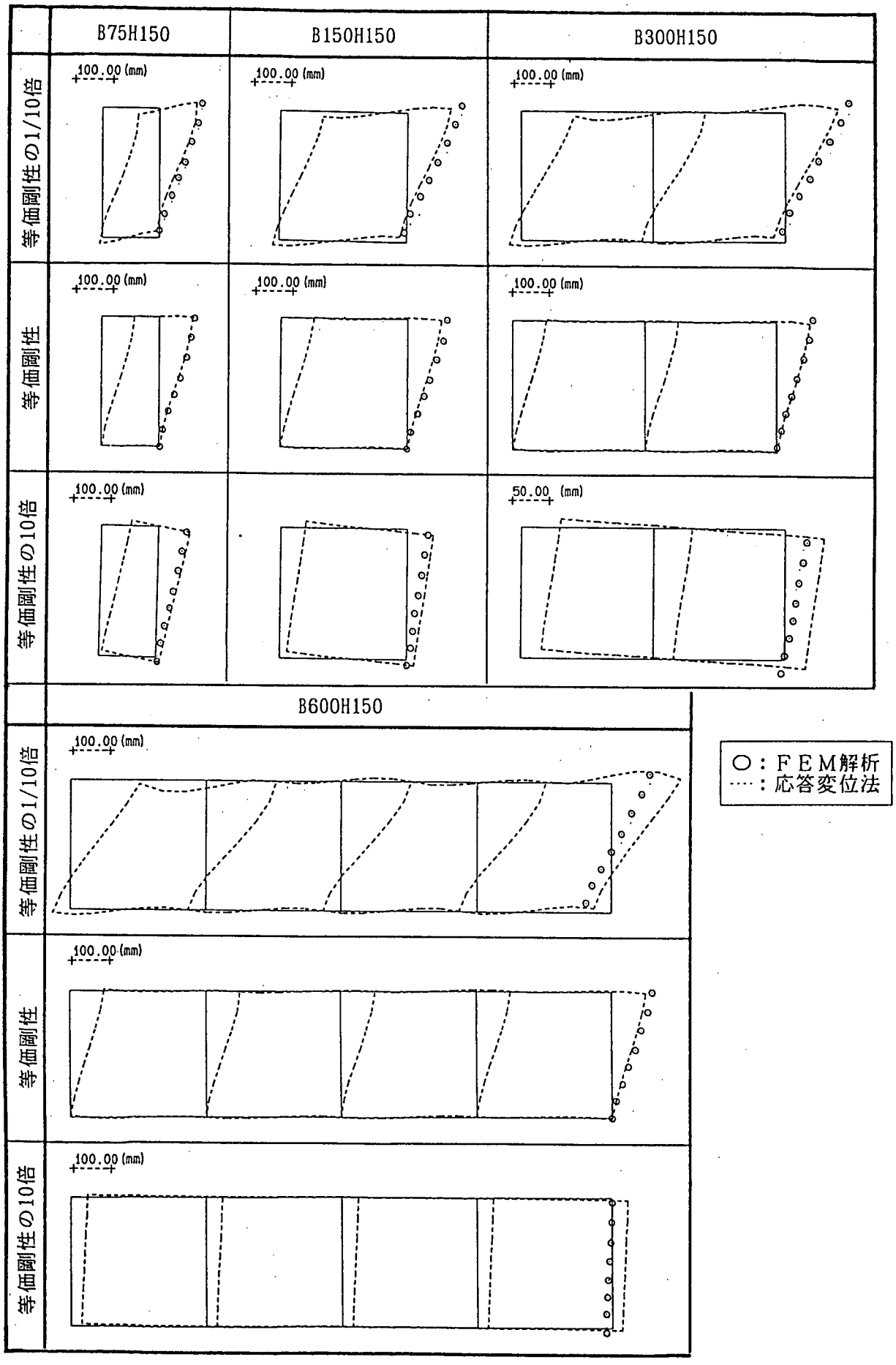
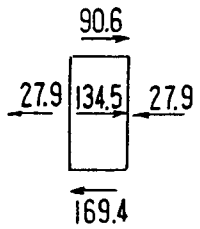
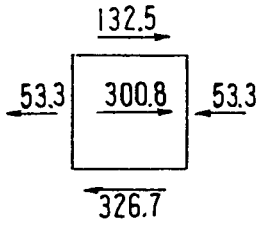
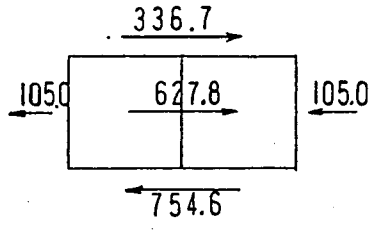
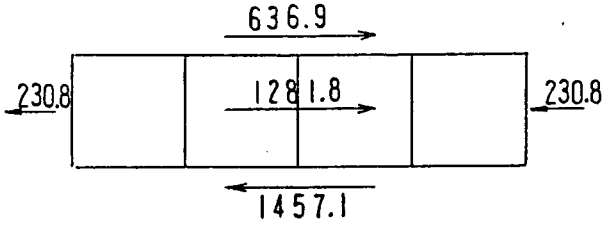
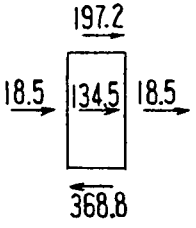
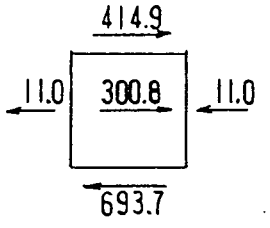
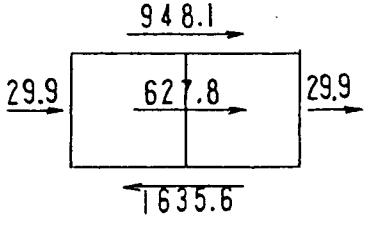
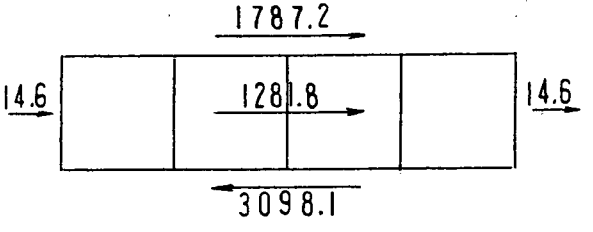
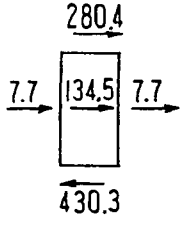
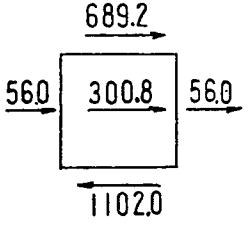
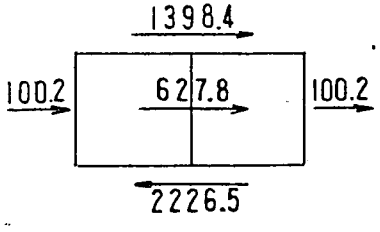
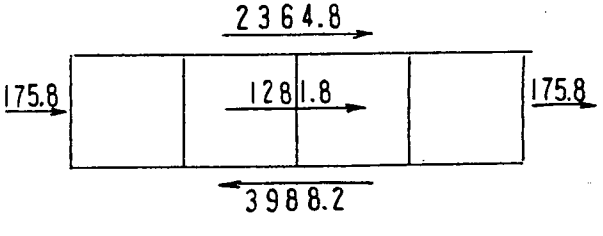


図４・１－18　応答変位法における構造物の変形とFEM解析結果との比較

	B75H150	B150H150	B300H150	B600H150
等価剛性の1/10倍				
等価剛性				
等価剛性の10倍				

単位：tf

図4・1－19　構造物が負担する全外力(水平方向)

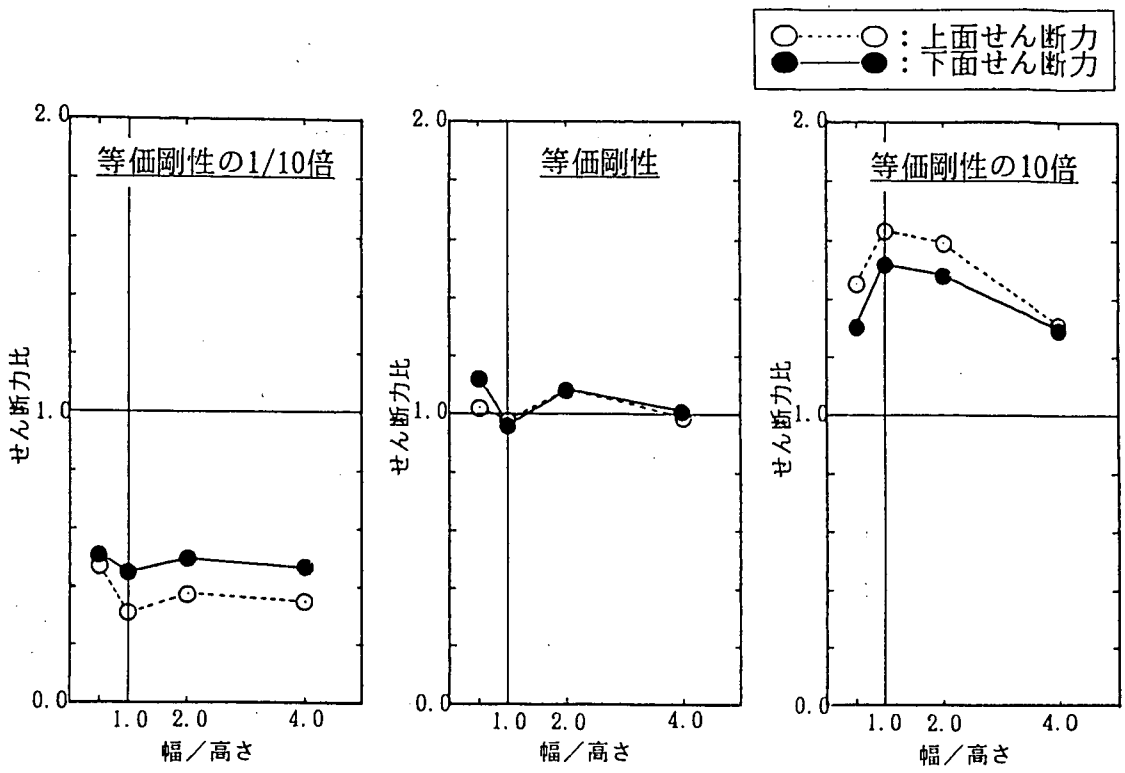


図４・１－20　上下面に作用するせん断力の構造物幅による変化

(3)　構造物の発生曲げモーメント

構造物の発生曲げモーメント分布を図４・１－21に、また構造物右下端部の発生曲げモーメントについて、各外力の全発生曲げモーメントに対する占有率を図４・１－22に示す。ただし、ＦＥＭ解析結果を１とした値である。なお、図４・１－21には構造物側壁と隔壁部についてＦＥＭ解析結果も合わせて示した。

図より以下のことがわかる。

①　構造物の幅が高さに対して広くなると構造物周面のせん断力に起因する発生曲げモーメントの占有率は５割から７割程度と大きくなる。

②　構造物の剛性が等価剛性の場合は構造物の幅にかかわらず、ＦＥＭ解析結果との差も１割程度であり、比較的良く近似している。

③　構造物の剛性が等価剛性以外の場合はＦＥＭ解析結果と最大３割程度の誤差があるが、前述したように、地盤バネ定数の設定に問題があったためと考えられる。

④　構造物の慣性力の影響は構造物幅の変化においてもその影響は小さい。

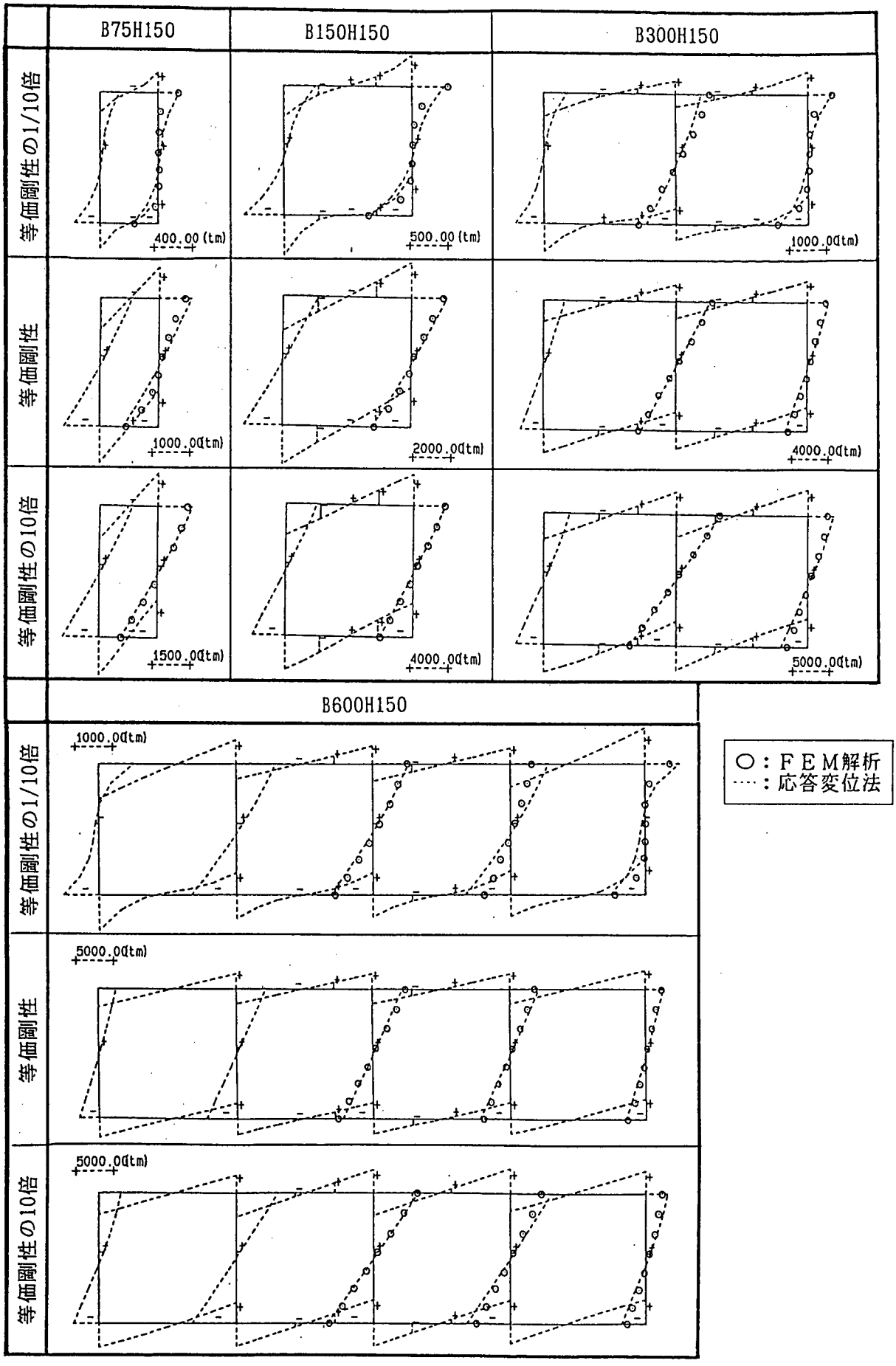


図４・１－21　応答変位法における構造物の発生曲げモーメントとFEM解析結果との比較

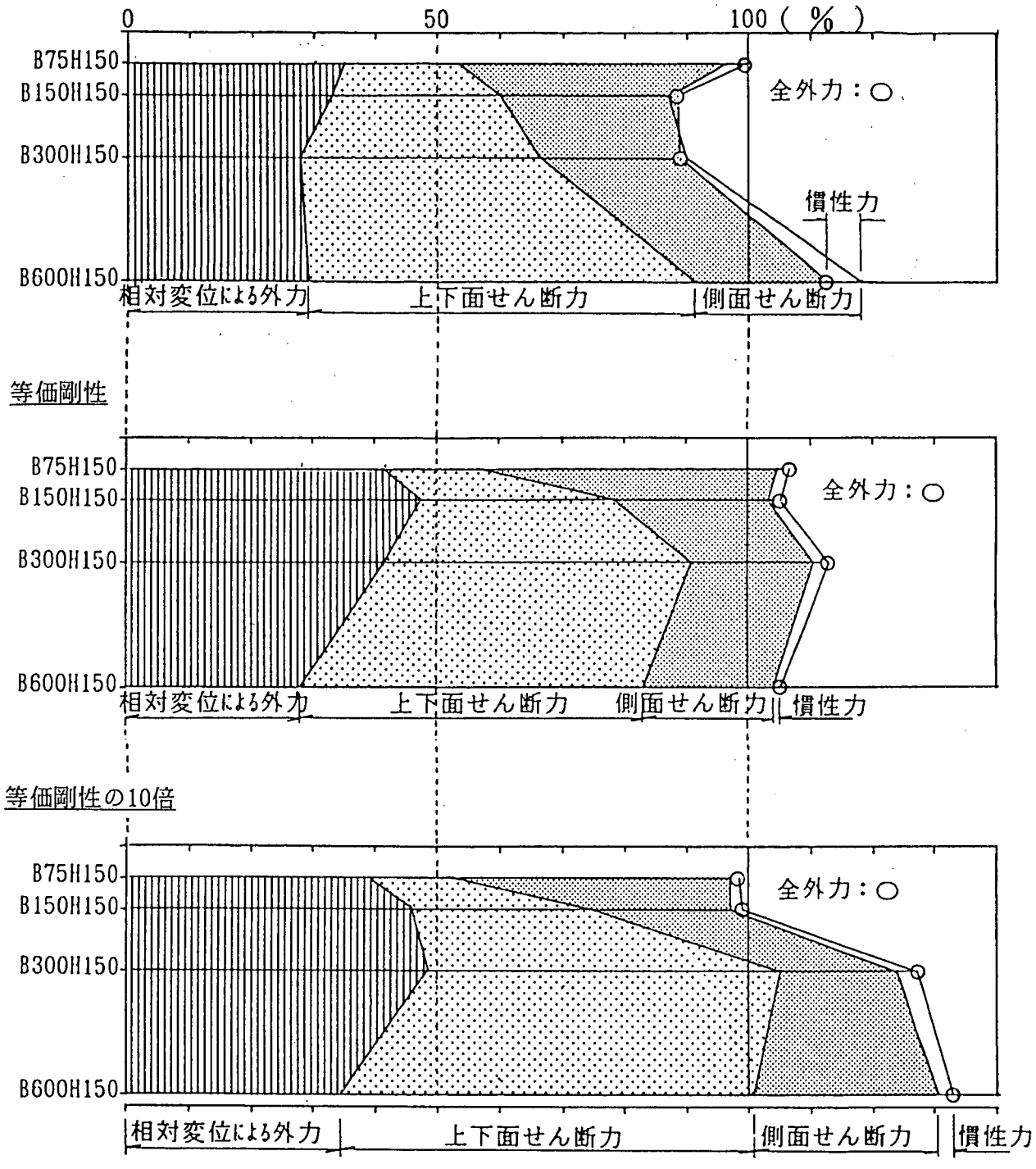


図４・１－22　応答変位法における各外力の全発生曲げモーメント
に対する占有率（右下端部，　FEM解析結果を100%）

4・1・4　まとめ

1）構造物の地震時応答特性および応答変位法における外力評価

元年度は均質地盤中の正方形断面を有する構造物について、ＦＥＭ動的解析によって地震時応答特性を把握し、応答変位法に用いる外力に関しては、構造物周面に作用するせん断力に起因する構造物の発生曲げモーメントは全体の50％程度となり、無視できない外力であることを報告した。本年度は構造物の高さを一定にして構造物幅を変化させた場合について検討を行い、以下の結果を得た。

(1) 構造物は周辺地盤と同様にせん断変形をしており、構造物の剛性が等価剛性より大きいと剛体的な挙動を示し、回転運動が生じる。逆に構造物の剛性が等価剛性より小さいと曲げ変形およびせん断変形が卓越する形状となっている。以上の応答特性については縦横比（幅／高さ）の変化について特に変化はない。また、応答変位法においても同様な傾向がうかがえた。

(2) 側方動土圧は、自由地盤の構造物上下端部の応答変位の傾きと、構造物の上下端部の応答変位の傾きとの差に関係がある。

(3) 構造物の幅が高さに対して広くなると、構造物周面のせん断力に起因する発生曲げモーメントの占有率は、５割から７割程度と大きくなる。

(4) 構造物の剛性が等価剛性の場合はＦＥＭ解析結果との差は１割程度であり、比較的良く近似しているが、等価剛性以外の場合は最大３割程度の誤差があった。これは地盤バネの設定に問題があったためと考えられる。

(5) 構造物の慣性力の影響は構造物幅の変化においてもその影響は小さい。

2）今後の検討事項

本検討では構造物の幅が高さに対して広い場合においても、自由地盤との相対変位に基づく外力、構造物周面のせん断力、構造物の慣性力の３つの外力を考慮すれば、ＦＥＭ解析結果を比較的良く近似できる見通しが得られた。今後は応答変位法における適切な地盤バネ定数の算定法の検討、地盤条件や構造物の寸法（縦横比だけでなく全体的な大きさ）を変化させた検討を行い、応答変位法の適用限界を明確にする必要がある。

参考文献

1）建設省土木研究所・㈶先端建設技術センター・㈱奥村組・鹿島建設㈱・㈱鴻池組・清水建設㈱・大成建設㈱・飛島建設㈱・㈱間組・フジタ工業㈱：「地下構造物の耐震設計技術に関する研究　平成元年度共同研究報告書」，平成２年３月

2）㈳日本道路協会：「道路橋示方書・同解説　Ⅳ　下部構造編」，平成２年２月

9章　まとめ及び今後の検討方針

（1）大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究

2）横断方向の耐震性

①応答変位法の外力評価に関する検討

元年度の正方形断面を有する構造物の検討結果を規範とし、本年度は、構造物の高さを一定にして構造物幅を変化させた場合について、構造物の地震時応答特性と、応答変位法における外力評価について検討を行い、以下の結果を得た。

i．構造物は周辺地盤と同様にせん断変形をしており、構造物の剛性が等価剛性より大きいと剛体的な挙動を示し、回転運動が生じる。逆に構造物の剛性が等価剛性より小さいと曲げ変形およびせん断変形が卓越する形状となっている。以上の応答特性については縦横比（幅／高さ）の変化について特に変化はない。また、応答変位法においても同様な傾向がうかがえた。

ii．側方動土圧は、自由地盤の構造物上下端部の応答変位の傾きと、構造物の上下端部の応答変位の傾きとの差に関係がある。

iii．構造物の幅が高さに対して広くなると、構造物周面のせん断力に起因する発生曲げモーメントの占有率は、5割から7割程度と大きくなる。

iv．構造物の剛性が等価剛性の場合はＦＥＭ解析結果との差は1割程度であり、比較的良く近似しているが、等価剛性以外の場合は最大3割程度の誤差があった。これは地盤バネの設定に問題があったためと考えられる。

v．構造物の慣性力の影響は構造物幅の変化においてもその影響は小さい。

今後は応答変位法における適切な地盤バネ定数の算定法の検討、地盤条件や構造物の寸法（縦横比だけでなく全体的な大きさ）を変化させた検討を行い、応答変位法の適用限界を明確にする必要がある。

4·2 大深度·大口径シールドトンネルの横断面方向の耐震設計法の開発

4·2·1 はじめに

大都市における土地利用の高度化を背景として、シールドトンネルは今後、大深度·大口径化の方向に向かうことが予想される。シールドトンネルの耐震性の問題に関しては、これまで主としてトンネル軸方向の検討が行われており、耐震解析手法もいくつか提案されている。一方、横断面方向については地震時応力の特性や耐震解析手法の検討はあまり行われていないため、大深度·大口径シールドトンネルの計画に際しては、その横断面に及ぼす地震の影響を予め検討しておく必要がある。このような観点から、本研究は大深度·大口径シールドトンネルの横断面方向の耐震設計法の開発を目的としている。

平成元年度[1]は、均質地盤中のシールドトンネルを対象とした耐震解析手法の開発、ならびにトンネル横断面内に生ずる地震時応力の特性の検討を行った。開発した解析手法は、トンネル横断面を弾性床上のリングにモデル化し、これに地盤の振動変位およびトンネルとの接触力を作用させた場合のトンネル応力を数学的に解くものである。これにより、簡便な演算でトンネル応力を比較的高精度で計算することができるようになった。また、この解析手法を用いたパラメーター·スタディーによりトンネル横断面に生ずる地震時応力を検討し、その基本的な特性を把握した。

本年度は、まず、平成元年度に開発した耐震解析手法で用いているトンネル·地盤間の相互作用を表現するばねについて検討し、ばねのモデル化の一手法を提示した。ここで提示したばねは、地中構造物の耐震解析で通常用いられている Winkler 型のばねとは異なり、地盤を連続弾性体と考えた場合の荷重·変形関係を比較的忠実に表現しようとするものである。このばねの改良にともない、平成元年度に定式化した地震時応力の再定式化を行った。そして、このばねのモデル化手法を含め、開発した耐震解析手法の妥当性を検討する目的で、動的 FEM との比較解析を行った。その結果、均質地盤中のトンネルについては、開発した解析手法と動的 FEM とでトンネル応力の計算結果が実用的に十分な精度で一致することが確認された。

次に、大深度·大口径シールドトンネルの現実的な問題として、トンネル横断面が軟質層と硬質層にまたがるケースについて動的 FEM 解析により検討し、トンネル横断面に生ずる地震時応力の基礎的な特性を把握した。また、均質地盤中のトンネルを対象として開発した耐震解析手法を、2層構造地盤中のトンネルの問題に拡張することを試みた。動的 FEM との比較解析を行った結果、拡張した耐震解析手法は上記の均質地盤系の解析に比較して計算精度が低いことが指摘された。これは、拡張した耐震解析手法において、2層構造地盤系のトンネル·地盤間の相互作用ばねの評価が適切でないことが原因と考えられ、このばねの評価方法が今後の検討課題として残された。

4·2·2　トンネル・地盤間の相互作用ばねの評価法

シールドトンネルに限らず地中構造物一般の耐震計算法において、構造物・地盤間の相互作用ばねについてはこれまでに確立された評価方法がなく、重要な検討課題の一つとなっている。現在、シールドトンネルの耐震性検討の実務では、周辺地盤の土質やN値を目安として静的な地盤反力係数を推定し[2]、これに工学的判断を加えて相互作用ばね定数としたり、橋梁下部構造の設計に用いられている地盤反力係数[3]を準用したりしているのが実情である。また、このようにして一応評価した相互作用ばね定数は、トンネル・地盤間の相互作用をいわゆるWinkler型ばねでモデル化する際のばね定数として適用することがほとんどである。

しかしながら、上記の地盤反力係数は一定寸法の平板載荷試験等の成果から得られたものであるから、構造物の寸法に応じてばね定数の寸法効果を考慮する必要があるが、円形断面のシールドトンネルでは矩形断面の構造物と違って側壁や上下床版といった区別がないため、断面形状を区分けしてそれらの寸法からばね定数を算出するようなことができない。また、連続媒質である地盤と円形断面のトンネルとの相互作用力を、変位とその反力の方向が同一、かつ、ばねとしての挙動が円周上の各点で独立なWinkler型ばねでモデル化することの妥当性も定かではない。

このような観点から、本項ではトンネル・地盤間の相互作用ばねの評価の一方法を提案する。ここで提案するのは、均質な無限弾性体中の円孔表面に力を作用させたときの力と変位の関係から、トンネル・地盤間の相互作用ばねを評価するものである。以下にその方法を示す。

図4·2−1に示すように、均質な無限弾性体中の円孔(半径R)を考える。座標系は図のような極座標とし、円孔中心からの距離をr、鉛直軸から時計回りに測った角度をθとする。

円孔表面に作用する法線方向分布荷重pと接線方向分布荷重qは、地震時の対称性を考慮して、次式のようにフーリエ級数で表されるものとする。

$$p(\theta) = \sum_{n=1}^{\infty} p_n \cdot \sin(n\cdot\theta) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-1a)$$

$$q(\theta) = \sum_{n=0}^{\infty} q_n \cdot \cos(n\cdot\theta) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-1b)$$

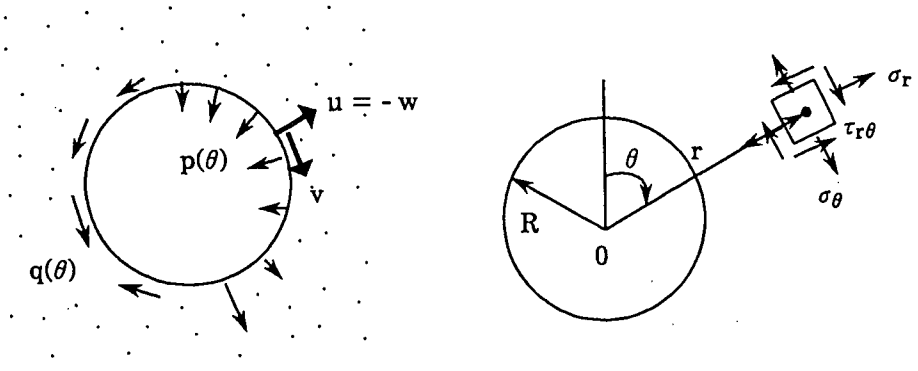


図4·2−1　均質な無限弾性体中の円孔と座標系

ここに、p_n, q_nはそれぞれp, qのフーリエ係数である。このような荷重が円孔の内側表面に作用する場合の円孔周辺の挙動を、Airyの応力関数を導入して解くこととする[4]。Airyの応力関数とは、弾性体中に生ずる法線方向応力σ_r、接線方向応力σ_θおよびせん断応力$\tau_{r\theta}$が

$$\sigma_r = \frac{1}{r}\cdot\frac{\partial F}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\cdot\frac{\partial^2 F}{\partial \theta^2} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-2a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-2b)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{r^2}\cdot\frac{\partial F}{\partial \theta} - \frac{1}{r}\cdot\frac{\partial^2 F}{\partial r\,\partial \theta} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-2c)$$

によって定められるような関数Fである。上式は応力のつり合い条件を自動的に満足することになるが、関数Fが応力関数であるためには、次式で表される変位の適合条件を満足する必要がある。

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\cdot\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\cdot\frac{\partial^2}{\partial \theta^2}\right)\cdot\left(\frac{\partial^2 F}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\cdot\frac{\partial F}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\cdot\frac{\partial^2 F}{\partial \theta^2}\right) = 0 \quad \cdots\cdots (4\cdot2-3)$$

ここで、式(4·2−1)の荷重状態に対応する応力関数Fを次のように仮定する。

$$F = f_0(r) + \left[\sum_{n=1}^{\infty} f_n(r)\cdot\sin(n\cdot\theta)\right] + g(\theta) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-4)$$

式(4·2−4)を式(4·2−3)に代入して微分方程式を解くと、f(r), g(θ)は以下のようになる。

$$f_0(r) = B_{01} + B_{02}\cdot\log r + B_{03}\cdot r^2 + B_{04}\cdot r^2\cdot\log r \quad \cdots\cdots (4\cdot2-5a)$$

$$f_1(r) = B_{11}\cdot r + B_{12}\cdot r\cdot\log r + B_{13}\cdot r^{-1} + B_{14}\cdot r^3 \quad \cdots\cdots (4\cdot2-5b)$$

$$f_n(r) = B_{n1}\cdot r^n + B_{n2}\cdot r^{-n} + B_{n3}\cdot r^{2+n} + B_{n4}\cdot r^{2-n} \;:\; n \geqq 2 \quad \cdots\cdots (4\cdot2-5c)$$

$$g(\theta) = A_1 + A_2\cdot\theta + A_3\cdot\sin 2\theta + A_4\cdot\cos 2\theta \quad \cdots\cdots (4\cdot2-5d)$$

ここに、A, Bは未定係数である。式(4·2−5)を成分とするFは応力関数としての資格をもち、さらに、未定係数A, Bを定めれば、式(4·2−1)で表される荷重状態に対応する応力関数が確定する。未定係数A, Bは、応力関数Fを応力変換式(4·2−2)に代入して、円孔表面(r = R)における境界条件

$$\left.\sigma_r\right)_{r=R} = p(\theta)$$
$$\left.\tau_{r\theta}\right)_{r=R} = q(\theta) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-6)$$

ならびに、無限遠方で応力が消散する条件から決定される。すなわち、

$$A_3 = A_4 = 0 \qquad A_2 = q_0\cdot R^2$$
$$B_{02} = B_{03} = B_{04} = B_{14} = B_{n1} = B_{n3} = 0$$

$$B_{n2}=\frac{n\cdot p_n+(n+2)\cdot q_n}{2n\cdot(n+1)}\cdot R^{n+2}\quad 、\quad B_{n4}=-\frac{p_n+q_n}{2(n-1)}\cdot R^{n}\qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad (4\cdot2-7)$$

である。ただし、B_{12}およびB_{13}については、

$$\frac{B_{12}}{R}-\frac{2B_{13}}{R^3}=p_1\quad 、\quad \frac{B_{12}}{R}-\frac{2B_{13}}{R^3}=-q_1\qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad (4\cdot2-8a)$$

という条件となることが必要であるが、$p_1=-q_1$の場合以外は解がない。これは、$n=1$の場合は作用力の水平方向の合計が0とはならず、作用力による変位が無限遠方で収束しないためである。そこで、$n=1$の場合にかぎって、$p_1=-q_1$の作用力を仮定することにする。すると、後述の変位の条件により、

$$B_{12}=0\quad 、\quad B_{13}=-\frac{1}{2}\cdot p_1\cdot R^3\qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad (4\cdot2-8b)$$

と定まる。なお、トンネルの曲げモーメントおよびせん断力については、$n=1$の外力項が影響を及ぼさないため、このような仮定は実質的には必要ない。

以上のように未定係数が定まると応力関数Fが確定し、さらに、式(4・2−2)によって円孔周辺の応力が次式のように得られる。

$$\sigma_r=p_1\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^3\cdot\sin\theta$$
$$+\sum_{n=2}^{\infty}\left[-\frac{n\cdot p_n+(n+2)\cdot q_n}{2}\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^{n+2}+\frac{n+2}{2}\cdot(p_n+q_n)\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^n\right]\cdot\sin(n\cdot\theta)\quad \cdots\cdots\quad (4\cdot2-9a)$$

$$\sigma_\theta=-p_1\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^3\cdot\sin\theta$$
$$+\sum_{n=2}^{\infty}\left[\frac{n\cdot p_n+(n+2)\cdot q_n}{2}\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^{n+2}-\frac{n-2}{2}\cdot(p_n+q_n)\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^n\right]\cdot\sin(n\cdot\theta)\quad \cdots\cdots\quad (4\cdot2-9b)$$

$$\tau_{r\theta}=q_0\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^2+q_1\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^3\cdot\cos\theta$$
$$+\sum_{n=2}^{\infty}\left[\frac{n\cdot p_n+(n+2)\cdot q_n}{2}\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^{n+2}-\frac{n}{2}\cdot(p_n+q_n)\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^n\right]\cdot\cos(n\cdot\theta)\quad \cdots\cdots\quad (4\cdot2-9c)$$

次に、円孔周辺の変位は、平面ひずみの条件下における変位と応力の関係式

$$\varepsilon_r=\frac{\partial u}{\partial r}=\frac{1+\nu}{E}\cdot[(1-\nu)\cdot\sigma_r-\nu\cdot\sigma_\theta]\qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad (4\cdot2-10a)$$

$$\varepsilon_\theta=\frac{u}{r}+\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial v}{\partial\theta}=\frac{1+\nu}{E}\cdot[(1-\nu)\cdot\sigma_\theta-\nu\cdot\sigma_r]\qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad (4\cdot2-10b)$$

$$\varepsilon_{r\theta}=\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial u}{\partial\theta}+\frac{\partial v}{\partial r}-\frac{v}{r}=\frac{2(1+\nu)}{E}\cdot\tau_{r\theta}\qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad (4\cdot2-10c)$$

により、以下のように求められる。ただし、E,νはそれぞれ地盤のヤング率、ポアソン比である。

$$u = -\frac{1+\nu}{E}\cdot R\cdot\left[\frac{1}{2}\cdot p_1\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^2\cdot\sin\theta + \sum_{n=2}^{\infty}\left\{-\frac{n\cdot p_n+(n+2)\cdot q_n}{2(n+1)}\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^{n+1}+\frac{n+2-4\nu}{2(n-1)}\cdot(p_n+q_n)\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^{n-1}\right\}\cdot\sin(n\cdot\theta)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-11a)$$

$$v = -\frac{1+\nu}{E}\cdot R\cdot\left[q_0\cdot\left(\frac{R}{r}\right)+\frac{1}{2}\cdot q_1\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^2\cdot\cos\theta + \sum_{n=2}^{\infty}\left\{\frac{n\cdot p_n+(n+2)\cdot q_n}{2(n+1)}\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^{n+1}-\frac{n-4+4\nu}{2(n-1)}\cdot(p_n+q_n)\cdot\left(\frac{R}{r}\right)^{n-1}\right\}\cdot\cos(n\cdot\theta)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-11b)$$

上式より、円孔表面における力と変位の関係は、次のようになる。

$$u)_{r=R} = -\frac{R}{2G}\cdot\left[\frac{1}{2}\cdot p_1\cdot\sin\theta+\sum_{n=2}^{\infty}\left\{\frac{2n+1-2\nu(n+1)}{n^2-1}\cdot p_n+\frac{n+2-2\nu(n+1)}{n^2-1}\cdot q_n\right\}\cdot\sin(n\cdot\theta)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-12a)$$

$$v)_{r=R} = -\frac{R}{2G}\cdot\left[q_0+\frac{1}{2}\cdot q_1\cdot\cos\theta+\sum_{n=2}^{\infty}\left\{\frac{n+2-2\nu(n+1)}{n^2-1}\cdot p_n+\frac{2n+1-2\nu(n+1)}{n^2-1}\cdot q_n\right\}\cdot\cos(n\cdot\theta)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-12b)$$

ここに、$G=E/2(1+\nu)$:地盤のせん断弾性係数である。

式(4·2−12)は式(4·2−1)に示した荷重が作用した場合に円孔表面に生ずる変位を求めたものであるが、これを書き換えることにより、式(4·2−13)に示す強制変位を円孔表面に作用させたときに生ずる地盤反力を求めることができる。その結果は式(4·2−14)のようになる。

$$w(\theta) = \sum_{n=1}^{\infty} w_n\cdot\sin(n\cdot\theta) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-13a)$$

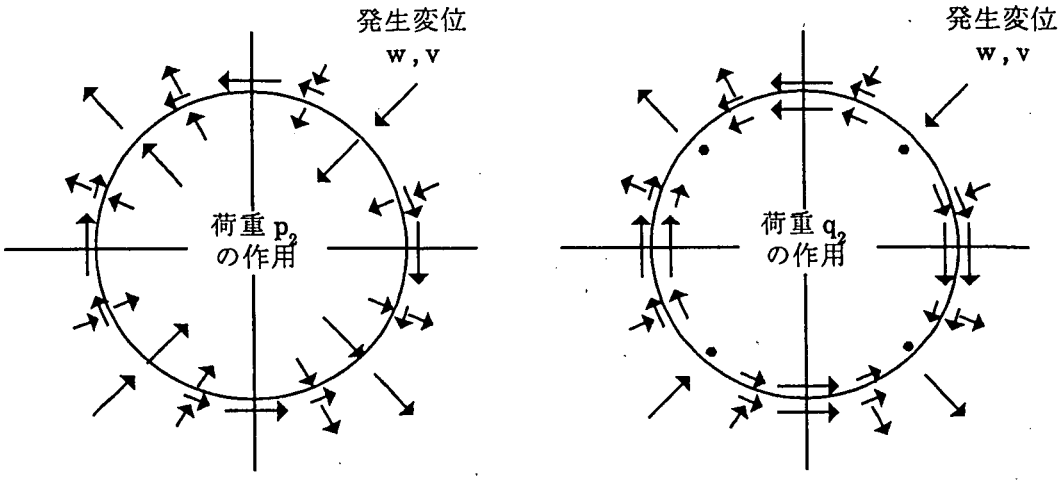
$$v(\theta) = \sum_{n=0}^{\infty} v_n\cdot\cos(n\cdot\theta) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-13b)$$

$$\sigma = \frac{2G}{R}\cdot\left[2w_1\cdot\sin\theta+\sum_{n=2}^{\infty}\left\{\frac{2n+1-2\nu(n+1)}{3-4\nu}\cdot w_n+\frac{n+2-2\nu(n+1)}{3-4\nu}\cdot v_n\right\}\cdot\sin(n\cdot\theta)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-14a)$$

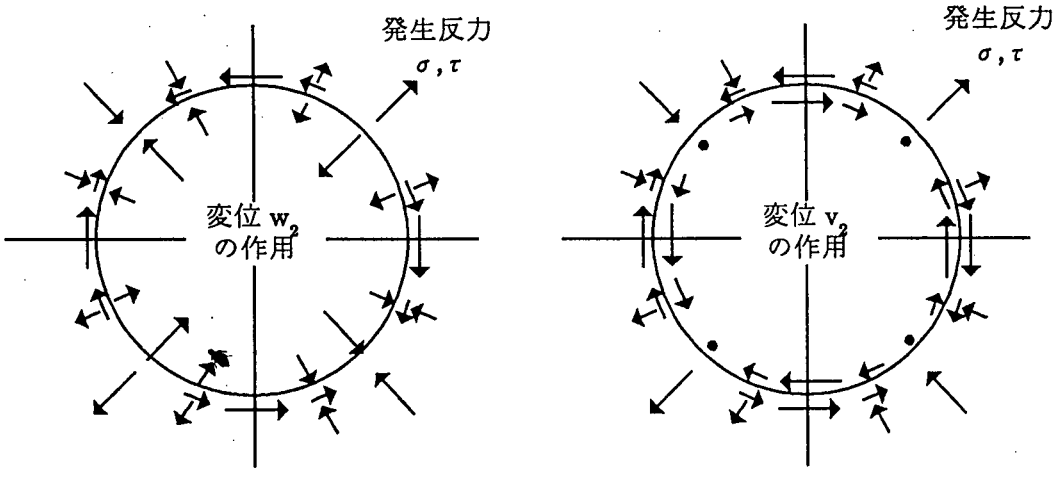
$$\tau = \frac{2G}{R}\cdot\left[v_0+2v_1\cdot\cos\theta+\sum_{n=2}^{\infty}\left\{\frac{2n+1-2\nu(n+1)}{3-4\nu}\cdot v_n+\frac{n+2-2\nu(n+1)}{3-4\nu}\cdot w_n\right\}\cdot\cos(n\cdot\theta)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-14b)$$

ここに、σは円孔の法線方向の地盤反力、τは接線方向の地盤反力である。なお、次項に示すリングの座標系との関係上、法線方向の強制変位wの符号は、図4·2−1に示すように変位uとは逆になっている。

式(4·2−12)および式(4·2−14)の関係を、n＝2の場合を例にとって図4·2−2に示す。図より明らかに、円孔表面に法線方向の荷重を作用させた場合、円孔には法線方向の変位以外に接線方向の変位も生ずる。接線方向の荷重を作用させた場合も同様である。また逆に、円孔



(a) 作用荷重と発生変位の関係



(b) 作用変位と発生反力の関係

図4・2−2 円孔の挙動（n＝2の場合）

表面に法線方向の強制変位を与えた場合、法線方向の地盤反力以外に接線方向の地盤反力が生ずる。トンネル・地盤間の相互作用をWinkler型のばねでモデル化すると、このような挙動を適切に表現することができない。

式(4・2−14)は、トンネルに接触している地盤を変位させたときに生ずる地盤反力の大きさを表すものであるから、この式からいわゆるばね定数に相当するものを得ることができる。すなわち、式(4・2−14)を、

$$\sigma = \sum_{n=1}^{\infty} (K_n \cdot w_n + K_n' \cdot v_n) \cdot \sin(n \cdot \theta) \quad \cdots\cdots (4 \cdot 2 - 15\,a)$$

$$\tau = \sum_{n=0}^{\infty} (K_n \cdot v_n + K_n' \cdot w_n) \cdot \cos(n \cdot \theta) \quad \cdots\cdots (4 \cdot 2 - 15\,b)$$

と書き換えることにより、K_nおよびK_n'を見かけ上、ばね定数として取り扱うことができる。ここに、添字nは作用変位をフーリエ級数展開したときの次数、また、K_nおよびK_n'は次式で定義される。

$$K_n = \frac{G}{R}\cdot C_n \quad 、 \quad C_n = \begin{cases} 2 & : n=0 \\ 4 & : n=1 \\ 2\cdot\dfrac{2n+1-2\nu(n+1)}{3-4\nu} & : n \geqq 2 \end{cases} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-16a)$$

$$K_n' = \frac{G}{R}\cdot C_n' \quad 、 \quad C_n' = \begin{cases} 0 & : n=0,1 \\ 2\cdot\dfrac{n+2-2\nu(n+1)}{3-4\nu} & : n \geqq 2 \end{cases} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-16b)$$

C_nとC_n'は、地盤のポアソン比およびフーリエ級数の次数によって、表4·2−1に示す値となる。

式(4·2−15)で表されるばねが通常のWinkler型ばねと異なるのは、ばね定数が作用変位のモード(フーリエ級数展開したときの次数)によって変化すること、変位の方向に反力が生ずる"主ばね"の他にそれと直交する方向に反力が生ずる"従ばね"とが対になっていること、の2点である。

式(4·2−15)において$K_n' = 0$とすれば、トンネル·地盤間の相互作用をWinkler型ばねでモデル化することになる。

表4·2−1　トンネル·地盤間相互作用ばねの係数 (×G/R)

n	$\nu = 0.3$		$\nu = 0.4$		$\nu = 0.5$	
	C_n	C_n'	C_n	C_n'	C_n	C_n'
0	2.00	0	2.00	0	2.00	0
1	4.00	0	4.00	0	4.00	0
2	3.56	2.44	3.71	2.29	4.00	2.00
3	5.11	2.89	5.43	2.57	6.00	2.00
4	6.67	3.33	7.14	2.86	8.00	2.00
5	8.22	3.78	8.86	3.14	10.00	2.00
6	9.78	4.22	10.57	3.43	12.00	2.00
7	11.33	4.67	12.29	3.71	14.00	2.00
8	12.89	5.11	14.00	4.00	16.00	2.00
9	14.44	5.56	15.71	4.29	18.00	2.00
10	16.00	6.00	17.43	4.57	20.00	2.00

4·2·3　均質地盤中のトンネルの地震時応力の再定式化

1)　用いる記号の説明

平成元年度は、トンネル·地盤間の相互作用ばねをWinkler型のばねでモデル化して、均質地盤中のトンネルの地震時応力を定式化した。ここでは、前項に示した相互作用ばねのモデルを取り入れ、トンネルの地震時応力を改めて定式化する。定式化にあたり、以下の記号を用いる(図4·2−3参照)。

ϕ　:リング上端からの角度　単位;radian　(時計回りを正とする)

U　:周辺地盤(自然地盤)の水平方向変位　単位;m　(右向きを正とする)

Uに添字hを付けたときは、地表面での変位振幅を意味する。

q　:周辺地盤(自然地盤)の内部応力　単位;tf/m^2

w　:リング任意点の半径方向変位　単位;m　(中心向きを正とする)

v　:リング任意点の接線方向変位　単位;m　(時計回りを正とする)

w,vに添字gを付けたときは、周辺地盤の変位を意味する。

ω　:リング任意点のたわみ角　単位;radian　(中心にたわむ方向を正とする)

σ　:リングに作用する垂直方向荷重強度　単位;tf/m^2　(中心向きを正とする)

τ　:リングに作用する接線方向荷重強度　単位;tf/m^2　(時計回りを正とする)

σ,τに添字gを付けたときは、地盤内応力qの方向成分を意味する。

M　:リング任意点の曲げモーメント　単位;tf·m/m　(リング内側引張りを正とする)

N　:リング任意点の軸力　単位;tf/m　(引張りを正とする)

Q　:リング任意点のせん断力　単位;tf/m　(時計回りに回転する方向を正とする)

R　:リングの図心半径　単位;m

h　:リングの桁高(覆工厚)　単位;m

A　:リングの断面積　単位;m^2/m　(単位奥行き当たり)

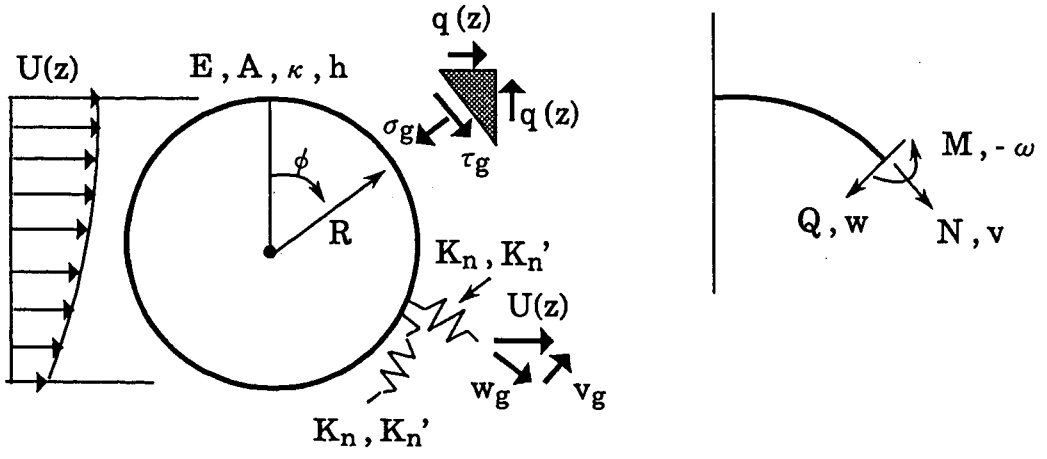


図4·2−3　解析モデルと使用記号

I　：リングの断面2次モーメント　単位；m^4/m　（単位奥行き当たり）

E　：リングの弾性係数　単位；tf/m^2

κ　：曲がりばりとしての断面係数　単位；無次元

$$\kappa = \frac{1}{A \cdot R} \int_A \frac{y^2}{R - y} dA \quad \cdots\cdots (4\cdot2-17a)$$

ただし、yは曲がりばりの断面中心からの距離。なお、桁高hに比較して図心半径Rが十分に大きい場合は、断面2次モーメントIを用いて、

$$\kappa = \frac{I}{A \cdot R^2} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-17b)$$

と近似できる。また、長方形断面の場合は、

$$\kappa = \frac{R}{h} \cdot log\left(\frac{R + h/2}{R - h/2}\right) - 1 \quad \cdots\cdots (4\cdot2-17c)$$

K_n, K_n'：リング・地盤間の相互作用ばね定数　単位；tf/m^3　（4・2−2参照）

G　：周辺地盤のせん断弾性係数

ν　：周辺地盤のポアソン比

H_g　：表層地盤の層厚　単位；m

H　：トンネル中心の深度　単位；m

2)　地震時応力の基本式の誘導

均質な水平成層地盤が水平方向のみに振動する場合には、地盤・構造系および地震動の対称性により、トンネル横断面の変形は鉛直軸に関して逆対称形となる。すなわち、トンネル横断面の変位はフーリエ級数展開により、

$$w(\phi) = \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot sin(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-18a)$$

$$v(\phi) = \sum_{n=0}^{\infty} v_n \cdot cos(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-18b)$$

と表せる。同様に、地盤変位 w_g, v_g と地盤内応力 σ_g, τ_g は次式で表せる。

$$w_g(\phi) = \sum_{n=1}^{\infty} w_{gn} \cdot sin(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-18c)$$

$$v_g(\phi) = \sum_{n=0}^{\infty} v_{gn} \cdot cos(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-18d)$$

$$\sigma_g(\phi) = \sum_{n=1}^{\infty} \sigma_{gn} \cdot sin(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-18e)$$

$$\tau_g(\phi) = \sum_{n=0}^{\infty} \tau_{gn} \cdot cos(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-18f)$$

以上のようにすると、トンネル覆工の変位と応力の関係、および力のつり合い条件は以下のようになる（平成元年度報告書　4・2・4項参照）。

$$M = -E\cdot A\cdot\kappa\cdot\left(\frac{d^2w}{d\phi^2}+w\right) = \sum_{n=1}^{\infty} M_n\cdot\sin(n\cdot\phi)$$

ただし、$M_n = E\cdot A\cdot\kappa\cdot(n^2-1)\cdot w_n$ ……(4·2−19)

$$N = -\frac{E\cdot A}{R}\cdot\left\{\kappa\cdot\frac{d^2w}{d\phi^2}+(1+\kappa)\cdot w-\frac{dv}{d\phi}\right\} = \sum_{n=1}^{\infty} N_n\cdot\sin(n\cdot\phi)$$

ただし、$N_n = \frac{E\cdot A}{R}\cdot\left[\left\{\kappa\cdot(n^2-1)-1\right\}\cdot w_n - n\cdot v_n\right]$ ……(4·2−20)

$$Q = \frac{1}{R}\cdot\frac{dM}{d\phi} = \sum_{n=0}^{\infty} Q_n\cdot\cos(n\cdot\phi)$$

ただし、$Q_n = \frac{E\cdot A\cdot\kappa}{R}\cdot n\cdot(n^2-1)\cdot w_n$ ……(4·2−21)

$$N_n = n\cdot Q_n - R\cdot\sigma_{gn} - R\cdot K_n\cdot(w_{gn}-w_n) - R\cdot K_n'\cdot(v_{gn}-v_n) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-22)$$

$$Q_n = n\cdot N_n + R\cdot\tau_{gn} + R\cdot K_n\cdot(v_{gn}-v_n) + R\cdot K_n'\cdot(w_{gn}-w_n) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-23)$$

ここで、トンネル・地盤間の相互作用力については、式(4·2−15)を用いている。

さて、上に示した式(4·2−19)～(4·2−23)の5つの式より、5つの未知数w,v,M,N,Qが求められる。まず、未知数の一つw_nを求めると、

$$w_n = \frac{(n^2+\kappa\cdot\beta_n)\cdot\left(\beta_n\cdot w_{gn}+\beta_n'\cdot v_{gn}+\frac{R^2\cdot\sigma_{gn}}{E\cdot A\cdot\kappa}\right)-(n+\kappa\cdot\beta_n')\cdot\left(\beta_n\cdot v_{gn}+\beta_n'\cdot w_{gn}+\frac{R^2\cdot\tau_{gn}}{E\cdot A\cdot\kappa}\right)}{n^6-(2-\kappa\cdot\beta_n)\cdot n^4+(1+\beta_n-2\kappa\cdot\beta_n)\cdot n^2-2\beta_n'\cdot n+(1+\kappa)\cdot\beta_n+\kappa\cdot(\beta_n^2-\beta_n'^2)} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-24)$$

を得る。ここに、

$$\beta_n = \frac{R^2\cdot K_n}{E\cdot A\cdot\kappa} \quad , \quad \beta_n' = \frac{R^2\cdot K_n'}{E\cdot A\cdot\kappa} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-25)$$

である。式(4·2−24)のw_nを式(4·2−19)および式(4·2−21)に代入すれば、リングの曲げモーメントMおよびせん断力Qが求まる。また、軸力N、接線方向変位vは以下のようになる。

$$N_n = \frac{1}{n+\kappa\cdot\beta_n'}\cdot\frac{E\cdot A\cdot\kappa}{R}\cdot\left[\left\{(n^3+\kappa\cdot\beta_n')\cdot(n^2-1)+n\cdot\beta_n-\beta_n'\right\}\cdot w_n - n\cdot\left(\beta_n\cdot w_{gn}+\beta_n'\cdot v_{gn}+\frac{R^2\cdot\sigma_{gn}}{E\cdot A\cdot\kappa}\right)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-26)$$

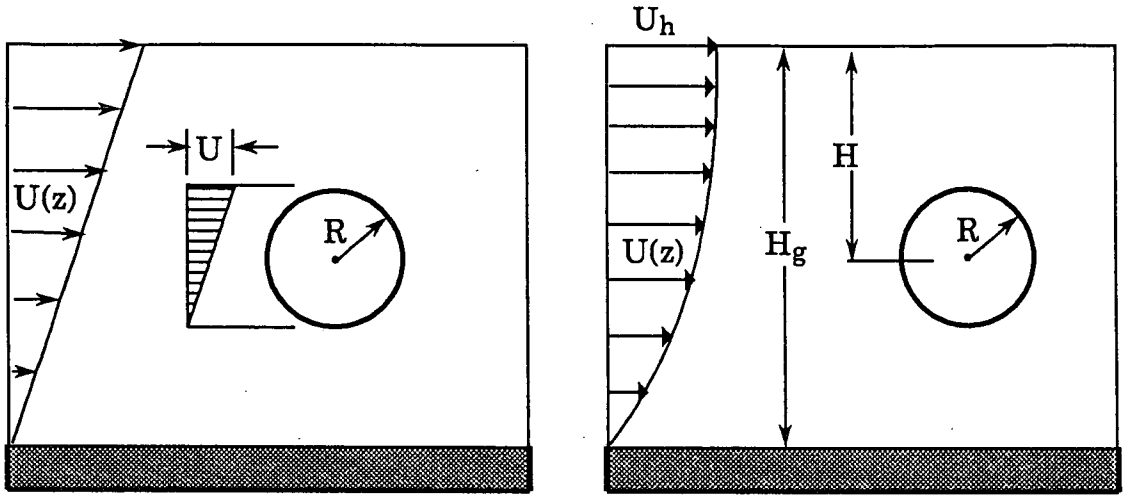
$$v_n = \frac{1}{n+\kappa\cdot\beta_n'}\cdot\left[-\left\{\kappa\cdot(n^2-1)^2+1+\kappa\cdot\beta_n\right\}\cdot w_n + \kappa\cdot\left(\beta_n\cdot w_{gn}+\beta_n'\cdot v_{gn}+\frac{R^2\cdot\sigma_{gn}}{E\cdot A\cdot\kappa}\right)\right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-27)$$

ただし、$n=0$のとき $v_0 = v_{g0}+\frac{1}{\beta_0}\cdot\frac{R^2\cdot\tau_{g0}}{E\cdot A\cdot\kappa}$

以上で、均質地盤中のシールドトンネルの地震時挙動の基本式が得られた。地盤の地震時変位を設定し、基本式中の$w_{gn}, v_{gn}, \sigma_{gn}, \tau_{gn}$を具体的に与えれば、それぞれの状態に対するトンネルの挙動が求まる。以下では、図4·2−4に示すように、地盤の地震時変位として2ケースを考える。

① 地盤変位が単純せん断の場合

② 地盤が1次モードで振動する場合



(a) 地盤変位が単純せん断の場合　　(b) 地盤が1次モードで振動する場合

図4·2−4 トンネルの挙動を定式化するための2ケースの地盤変位

3) 地盤変位が単純せん断の場合

表層地盤内のせん断ひずみが深さ方向に一定で、トンネル上下端の変位差がUの場合を考える。この場合、自然地盤の変位と地盤内応力は次式で与えられる。

地盤変位

$$w_g = -\frac{U}{2}\cdot(1+\cos\phi)\cdot\sin\phi = -\frac{U}{2}\cdot\left(\sin\phi+\frac{1}{2}\sin 2\phi\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-28a)$$

$$v_g = \frac{U}{2}\cdot(1+\cos\phi)\cdot\cos\phi = \frac{U}{2}\cdot\left(\frac{1}{2}+\cos\phi+\frac{1}{2}\cos 2\phi\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-28b)$$

トンネルとの接触面位置における地盤内応力

$$\sigma_g = -q\cdot\sin 2\phi = -\frac{U}{2R}\cdot G\cdot\sin 2\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-29a)$$

$$\tau_g = q\cdot\cos 2\phi = \frac{U}{2R}\cdot G\cdot\cos 2\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-29b)$$

上式より、

$$w_{g1} = -\frac{U}{2} \quad 、 \quad w_{g2} = -\frac{U}{4}$$

$$v_{g0} = \frac{U}{4} \quad 、 \quad v_{g1} = \frac{U}{2} \quad 、 \quad v_{g2} = \frac{U}{4}$$

$$\sigma_{g1} = 0 \quad 、 \quad \sigma_{g2} = -\frac{U \cdot G}{2R}$$

$$\tau_{g0} = 0 \quad 、 \quad \tau_{g1} = 0 \quad 、 \quad \tau_{g2} = -\frac{U \cdot G}{2R} \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-30)$$

である。これらを、$\beta_0' = \beta_1' = 0$であることに注意して式(4・2－24)に代入すれば、以下の結果を得る。

$$w_1 = -\frac{U}{2} \quad 、 \quad w_2 = -\frac{U}{2} \cdot C \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-31)$$

$$\text{ただし、} \quad C = \frac{\left\{6 + \kappa \cdot (\beta_2 + \beta_2')\right\} \cdot (2\beta_G + \beta_2 - \beta_2')}{2\left\{36 + 5\beta_2 - 4\beta_2' + \kappa \cdot (9\beta_2 + \beta_2^2 - \beta_2'^2)\right\}} \quad 、 \quad \beta_G = \frac{R \cdot G}{E \cdot A \cdot \kappa}$$

したがって、リングの変位および応力は、

$$w = -\frac{U}{2} \cdot \left(\sin\phi + C \cdot \sin 2\phi\right) \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-32a)$$

$$v = \frac{U}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} + \cos\phi + \left\{1 - \frac{3(1-3\kappa)}{6 + \kappa \cdot (\beta_2 + \beta_2')}\right\} \cdot C \cos 2\phi\right] \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-32b)$$

$$M = -\frac{3}{2} U \cdot E \cdot A \cdot \kappa \cdot C \cdot \sin 2\phi \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-32c)$$

$$Q = -\frac{3U \cdot E \cdot A \cdot \kappa}{R} \cdot C \cdot \cos 2\phi \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-32d)$$

$$N = -\frac{3U \cdot E \cdot A \cdot \kappa}{R} \cdot \left\{1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{(1-3\kappa) \cdot (\beta_2 + \beta_2')}{6 + \kappa \cdot (\beta_2 + \beta_2')}\right\} \cdot C \cdot \sin 2\phi \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-32e)$$

と求まる。

4) 地盤が1次モードで振動する場合

地盤が1次モードで振動し、表層地盤内の変位が深さ方向に正弦分布する場合は、地盤の変位と応力は次式で与えられる。

<u>地盤変位</u>

$$U(z) = U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H_g}\right) \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-33a)$$

$$w_g = -U_h \cdot \cos\left\{\frac{\pi \cdot (H - R \cdot \cos\phi)}{2H_g}\right\} \cdot \sin\phi \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-33b)$$

$$v_g = U_h \cdot \cos\left\{\frac{\pi \cdot (H - R \cdot \cos\phi)}{2H_g}\right\} \cdot \cos\phi \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-33c)$$

<u>トンネルとの接触面位置における地盤内応力</u>

$$q(z) = G \cdot \frac{dU(z)}{dz} = \frac{\pi \cdot G \cdot U_h}{2H_g} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{2H_g}\right) \qquad \cdots\cdots (4\cdot2-34a)$$

$$\sigma_g = -\frac{\pi \cdot G \cdot U_h}{2H_g} \cdot \sin\left\{\frac{\pi \cdot (H - R \cdot \cos\phi)}{2H_g}\right\} \cdot \sin 2\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-34\,b)$$

$$\tau_g = \frac{\pi \cdot G \cdot U_h}{2H_g} \cdot \sin\left\{\frac{\pi \cdot (H - R \cdot \cos\phi)}{2H_g}\right\} \cdot \cos 2\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-34\,c)$$

上記の $w_g, v_g, \sigma_g, \tau_g$, は、第1種 Bessel 関数を用いて次のようにフーリエ級数展開できる。

$$w_g = U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n} + J_{2n-2}) \cdot \sin(2n-1)\phi + U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n+1} + J_{2n-1}) \cdot \sin(2n)\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-35\,a)$$

$$v_g = U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot J_1 + U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n} - J_{2n-2}) \cdot \cos(2n-1)\phi + U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n+1} - J_{2n-1}) \cdot \cos(2n)\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-35\,b)$$

$$\frac{R^2 \cdot \sigma_g}{E \cdot A \cdot \kappa} = -U_h \cdot \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n+1} - J_{2n-3}) \cdot \sin(2n-1)\phi - U_h \cdot \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n+2} - J_{2n-2}) \cdot \sin(2n)\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-35\,c)$$

$$\frac{R^2 \cdot \tau_g}{E \cdot A \cdot \kappa} = -U_h \cdot \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot J_2 - U_h \cdot \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n+1} + J_{2n-3}) \cdot \cos(2n-1)\phi - U_h \cdot \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (J_{2n+2} + J_{2n-2}) \cdot \cos(2n)\phi \quad \cdots\cdots (4\cdot2-35\,d)$$

ただし、 $J_n\left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right)$ を J_n と省略して表記。 また、$J_{-n} = (-1)^n \cdot J_n$

これらを式(4・2−24)に代入すれば、w_nが次のように得られる。

$$\frac{w_n}{U_h} = \frac{F_n}{n^6 - (2 - \kappa \cdot \beta_n) \cdot n^4 + (1 + \beta_n - 2\kappa \cdot \beta_n) \cdot n^2 - 2\beta'_n \cdot n + (1+\kappa) \cdot \beta_n + \kappa \cdot (\beta_n^2 - \beta'^2_n)} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-36)$$

ここに、

$$F_n = P_n \cdot \left[\left\{ n^2 + n + \kappa \cdot (\beta_n + \beta'_n) \right\} \cdot \left\{ (\beta_n - \beta'_n) \cdot J_{n-1} + \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot J_{n-2} \right\} + \left\{ n^2 - n + \kappa \cdot (\beta_n - \beta'_n) \right\} \cdot \left\{ (\beta_n + \beta'_n) \cdot J_{n+1} - \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot J_{n+2} \right\} \right] \quad \cdots\cdots (4\cdot2-37)$$

n が奇数のとき　$P_n = (-1)^{\frac{n+1}{2}} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right)$

n が偶数のとき　$P_n = (-1)^{\frac{n}{2}} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right)$

上に得られたw_nを用いて、トンネルの変位および応力が以下のように求まる。ただし、ここでは変位および応力を無次元化して表した。

$$\frac{w(\phi)}{U_h} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{w_n}{U_h} \cdot \sin(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-38a)$$

$$\frac{M(\phi)}{E \cdot A \cdot \kappa \cdot U_h} = \sum_{n=2}^{\infty} (n^2-1) \cdot \frac{w_n}{U_h} \cdot \sin(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-38b)$$

$$\frac{R \cdot Q(\phi)}{E \cdot A \cdot \kappa \cdot U_h} = \sum_{n=2}^{\infty} n \cdot (n^2-1) \cdot \frac{w_n}{U_h} \cdot \cos(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-38c)$$

$$\frac{R \cdot N(\phi)}{E \cdot A \cdot \kappa \cdot U_h} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n + \kappa \cdot \beta_n'} \cdot \left[\left\{ (n^3 + \kappa \cdot \beta_n') \cdot (n^2-1) + n \cdot \beta_n - \beta_n' \right\} \cdot \frac{w_n}{U_h} \right.$$
$$- n \cdot P_n \cdot \left\{ \beta_n \cdot (J_{n+1} + J_{n-1}) + \beta_n' \cdot (J_{n+1} - J_{n-1}) \right.$$
$$\left. \left. - \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot (J_{n+2} - J_{n-2}) \right\} \right] \cdot \sin(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-38d)$$

$$\frac{v(\phi)}{U_h} = \left\{ J_1 - \frac{\beta_G}{\beta_0} \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot J_2 \right\} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right)$$
$$+ \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n + \kappa \cdot \beta_n'} \cdot \left[- \left\{ \kappa \cdot (n^2-1)^2 + 1 + \kappa \cdot \beta_n \right\} \cdot \frac{w_n}{U_h} \right.$$
$$+ \kappa \cdot P_n \cdot \left\{ \beta_n \cdot (J_{n+1} + J_{n-1}) + \beta_n' \cdot (J_{n+1} - J_{n-1}) \right.$$
$$\left. \left. - \beta_G \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot (J_{n+2} - J_{n-2}) \right\} \right] \cdot \cos(n \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-38e)$$

以上の改良の結果については、4・2・5項において動的ＦＥＭとの比較解析を行った結果を示すが、平成元年度のモデルに比較して主に軸力計算式が改善された。

4・2・4　地震時応力の近似計算式の改良

トンネル・地盤間の相互作用ばねの改良にともない、平成元年度に提示した地震時応力の近似計算式（平成元年度報告書　4・2・6項）についても、以下のように改良する。

すなわち、地盤が1次モードで振動する場合のトンネル応力を改めて定式化した式（4・2－38）について、通常のシールドトンネルでは土被りがトンネル口径2R以上あることを前提に、第1種Bessel 関数を近似するとともに、曲りばりの断面形状に関する係数κを式（4・2－17b）で近似する。このようにすると、式（4・2－38a）のw_nはn＝2までの項が有意な値をもち、

$$\frac{w_1}{U_h} \simeq -\cos\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-39a)$$

$$\frac{w_2}{U_h} \simeq -\frac{3(2B_G + B_2 - B_2')}{36 + 5B_2 - 4B_2'} \cdot \left(\frac{\pi \cdot R}{2H_g}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-39b)$$

となる。ここに、B_G, B_2, B_2'はトンネル・地盤間の相互作用ばねの式(4・2−16)を用いて、

$$B_G = \frac{G \cdot R^3}{E \cdot I} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-40a)$$

$$B_2 = \frac{K_2 \cdot R^4}{E \cdot I} = \frac{G \cdot R^3}{E \cdot I} \cdot \frac{10 - 12\nu}{3 - 4\nu} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-40b)$$

$$B_2' = \frac{K_2' \cdot R^4}{E \cdot I} = \frac{G \cdot R^3}{E \cdot I} \cdot \frac{8 - 12\nu}{3 - 4\nu} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-40c)$$

である。これらを式(4・2−38)に代入し、トンネルの曲げモーメントと軸力の最大値が斜め上下45°で、せん断力の最大値がトンネル上下端で、それぞれ発生すると仮定することにより、トンネル応力の最大値の近似式を以下のように導いた。

曲げモーメント：$M_{max} = \frac{3\pi \cdot E \cdot I}{2R \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot C$ $\cdots\cdots (4\cdot2-41a)$

せん断力　　：$Q_{max} = \frac{3\pi \cdot E \cdot I}{R^2 \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot C$ $\cdots\cdots (4\cdot2-41b)$

軸　　力　　：$N_{max} = \frac{3\pi \cdot E \cdot I}{R^2 \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \left(1 + \frac{G \cdot R^3}{6E \cdot I}\right) \cdot C$ $\cdots\cdots (4\cdot2-41c)$

ただし、$C = \frac{3(2B_G + B_2 - B_2')}{36 + 5B_2 - 4B_2'} = \frac{4(1-\nu) \cdot G \cdot R^3}{(3-2\nu) \cdot G \cdot R^3 + 6(3-4\nu) \cdot E \cdot I}$

ここに、
- H_g ：地盤の層厚　単位；m
- H　：トンネル中心の深度　単位；m
- R　：覆工リングの図心半径　単位；m
- E　：覆工の弾性係数　単位；tf/m²
- I　：覆工の断面2次モーメント　単位；m⁴/m　(単位奥行き当たり)
- G　：地盤のせん断弾性係数　単位；tf/m²
- ν　：地盤のポアソン比
- U_h ：地表面での変位振幅　単位；m

平成元年度に提示した地震時応力の近似計算式と今回の改良式(4・2−41)とでは、計算式の誘導方法は同じであるが、以下の違いがある。

① トンネル・地盤間の相互作用ばねを改良した効果が、軸力計算式と係数Cに現れている。

表4·2−2　解析ケース

ケースNo.	トンネル口径 2R(m)	覆工厚 (m)	トンネル深度 H(m)	表層地盤					備　考
				密度 (t/m^3)	せん断波速度 (m/s)	ポアソン比	減衰定数	基本固有周波数 (Hz)	
1	16.0	0.8	25.0	1.6	120	0.45	0.02	0.60	基本ケース
2	16.0	0.8	40.0	1.6	120	0.45	0.02	0.60	深度変更
3	6.0	0.3	25.0	1.6	120	0.45	0.02	0.60	口径変更
4	16.0	0.8	25.0	1.8	240	0.40	0.02	1.20	地盤物性変更

表4·2−3　トンネル覆工および基盤層の物性値

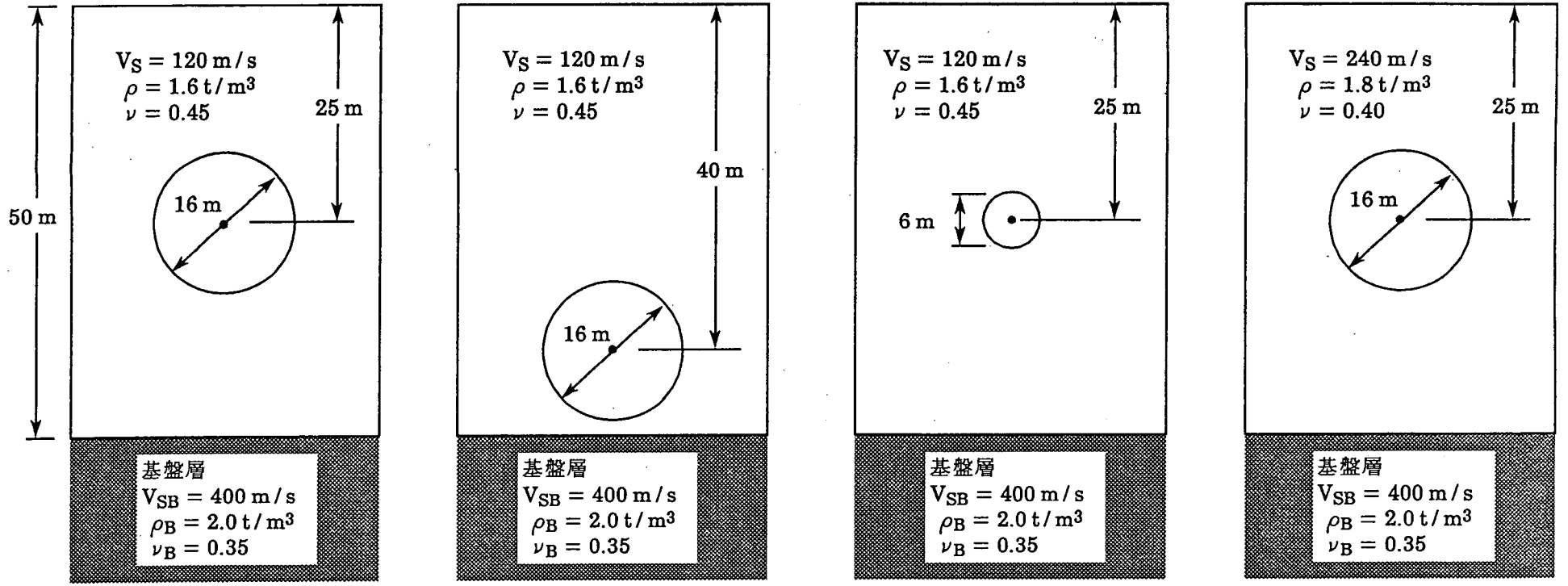
物　性	トンネル覆工	基盤層
密度 (t/m^3)	2.6	2.0
ヤング率 (tf/m^2)	3.5×10^6	8.8×10^4
せん断波速度 (m/s)	2370	400
ポアソン比	0.17	0.35
減衰定数	0.02	0.02

2)　動的ＦＥＭの概要

動的ＦＥＭでは、図4·2−5に示すように解析領域の側方境界および底面をそれぞれエネルギー伝達境界·粘性境界とした。動的ＦＥＭの各ケースに用いたＦＥＭメッシュを図4·2−7に示す。解析領域はトンネルを中心とした左右60ｍとしたが、構造系の対称性から、ＦＥＭメッシュはトンネル中心から左側の半分とし、モデルの右側境界では鉛直方向の自由度を拘束した。シールドトンネルの覆工は、はり要素を正72角形の骨組みにしてモデル化した。なお、動的ＦＥＭでは波動の基盤層への逸散を考慮している関係から、基盤層の物性を設定した。これを表4·2−3に示す。

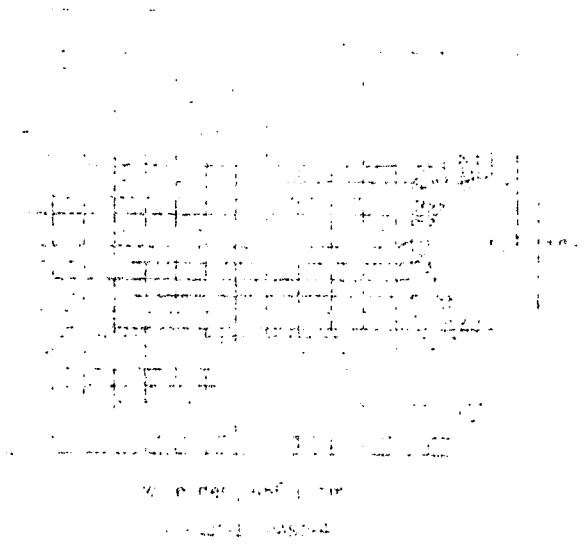
3)　入力地震動

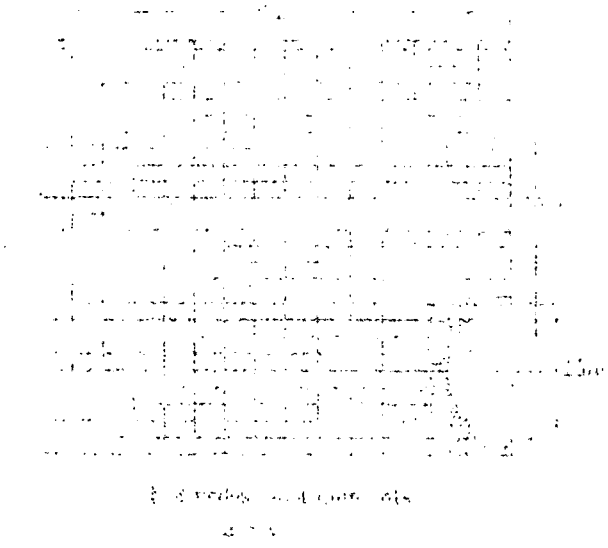
表層地盤の定常応答時の挙動を検討することから、入力地震動は調和波とし、その周波数を表層地盤の基本固有周波数(表4·2−2参照)に一致させた。地震動の加速度振幅は、解放基盤面上で100 Galとなる大きさ(入射波としては50 Gal)とした。ただし、本解析は開発した耐震計算手法と動的ＦＥＭとの比較を行うことが目的であり、地震動の大きさに意味をもたせていない。したがって、以下の解析結果で示す応答値は入力地震動100 Gal当たりの値として理解する。

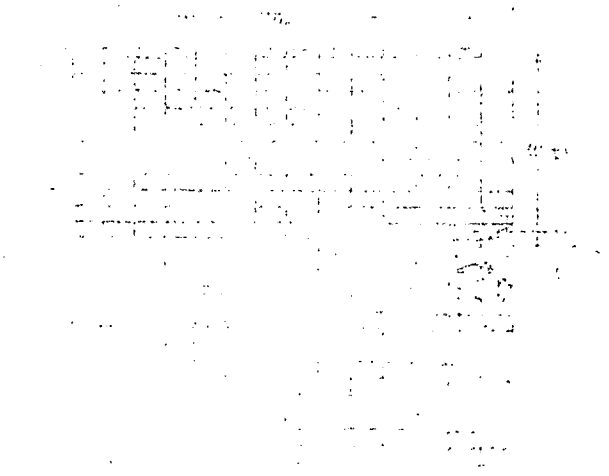


ケース1　　ケース2　　ケース3　　ケース4

図4·2−6　解析対象







4) 解析結果の比較

表4·2−4は、トンネル覆工応力の最大値を、動的ＦＥＭと開発した耐震計算法(以下、本計算法と記す)とで比較して示したものである。また、覆工の応力分布の比較については、図4·2−8～図4·2−10に示した。本計算法においては地表面の変位振幅U_hが必要であるが、この値としては動的ＦＥＭで得られた値を用いた。動的ＦＥＭで得られた地表面での応答加速度振幅および地表面·基盤面間の相対変位振幅は、表4·2−4に示すとおりである。これらは解析領域の左側境界での値であり、同一地盤であるケース1,2,3の間でわずかな差が生じているが、本計算法にはそれぞれのケースの変位振幅を用いた。

これらの比較図表から、ケース2のせん断力の大きさを除けば、本計算法によるトンネル覆工の応力は動的ＦＥＭによる値に対して数パーセントの差であることがわかる。ケース2においてせん断力の大きさに差が生じたことについては、トンネル·地盤間の相互作用ばねの評価方法が主な原因と考えられる。すなわち、ケース2ではトンネル下端と基盤層との距離が近いことから、実際には、覆工の下部では上部に比較して相互作用ばねの値が大きいと考えられる。しかしながら、本計算法では相互作用ばねを無限地盤で評価しているため、このようなばね値の位置変化を考慮できず、結果として覆工下部での相互作用力を小さく見積もったものと考えられる。このほか、ケース2での動的ＦＥＭの解析モデルにおいてトンネル下端と基盤層との間のメッシュ分割数が少なかったことから、動的ＦＥＭの解析結果にも多少の誤差があることも考えられる。

いずれにしても、トンネル下端と基盤層との距離が近い場合には若干の誤差が生ずるものの、本計算法は実用的に十分な解析精度を有しており、解析手法の妥当性が確認された。

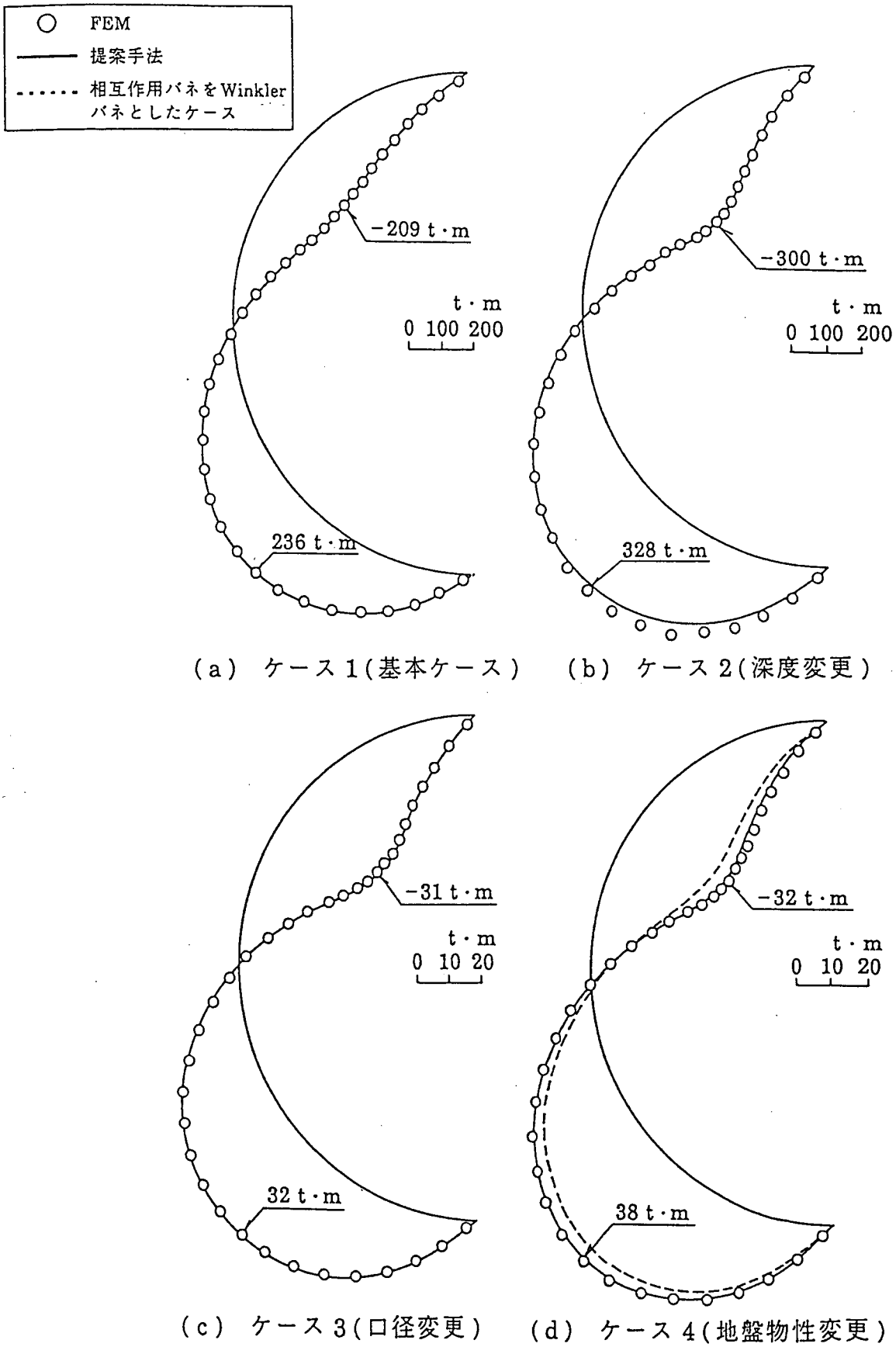
5) 近似計算式による応力

表4·2−4では、4·2·4項で誘導した近似計算式による応力も動的ＦＥＭと比較して示した。ここで比較解析した4ケースについていえば、最大誤差20パーセント(ケース2のせん断力)である。ケース2のせん断力を除いても誤差が10パーセント以上になることがあるが、近似計算式としては十分有用である。

表4·2−4　本計算法と動的ＦＥＭとの比較　(入力地震動 100 Gal 当たりの値)

ケース No.	表層地盤の応答		トンネルの応答								
	地表面加速度 (Gal)	地表面変位 (cm)	最大曲げモーメント (tf·m/m)			最大せん断力 (tf/m)			最大軸力 (tf/m)		
			ＦＥＭ	本計算法	近似式	ＦＥＭ	本計算法	近似式	ＦＥＭ	本計算法	近似式
1	367	25.00	235.7	241.3 (1.02)	228.6 (0.97)	61.6	63.7 (1.03)	57.1 (0.93)	150.0	148.8 (0.99)	133.9 (0.89)
2	371	25.37	328.1	315.4 (0.96)	312.0 (0.95)	96.9	80.0 (0.83)	78.0 (0.80)	181.6	187.5 (1.03)	182.8 (1.01)
3	368	25.18	32.3	33.1 (1.02)	32.4 (1.00)	22.1	22.6 (1.02)	21.6 (0.98)	54.2	52.7 (0.97)	50.6 (0.93)
4	178	2.77	37.6	37.0 (0.98)	34.0 (0.90)	10.0	9.9 (0.99)	8.5 (0.85)	68.8	65.6 (0.95)	59.9 (0.87)

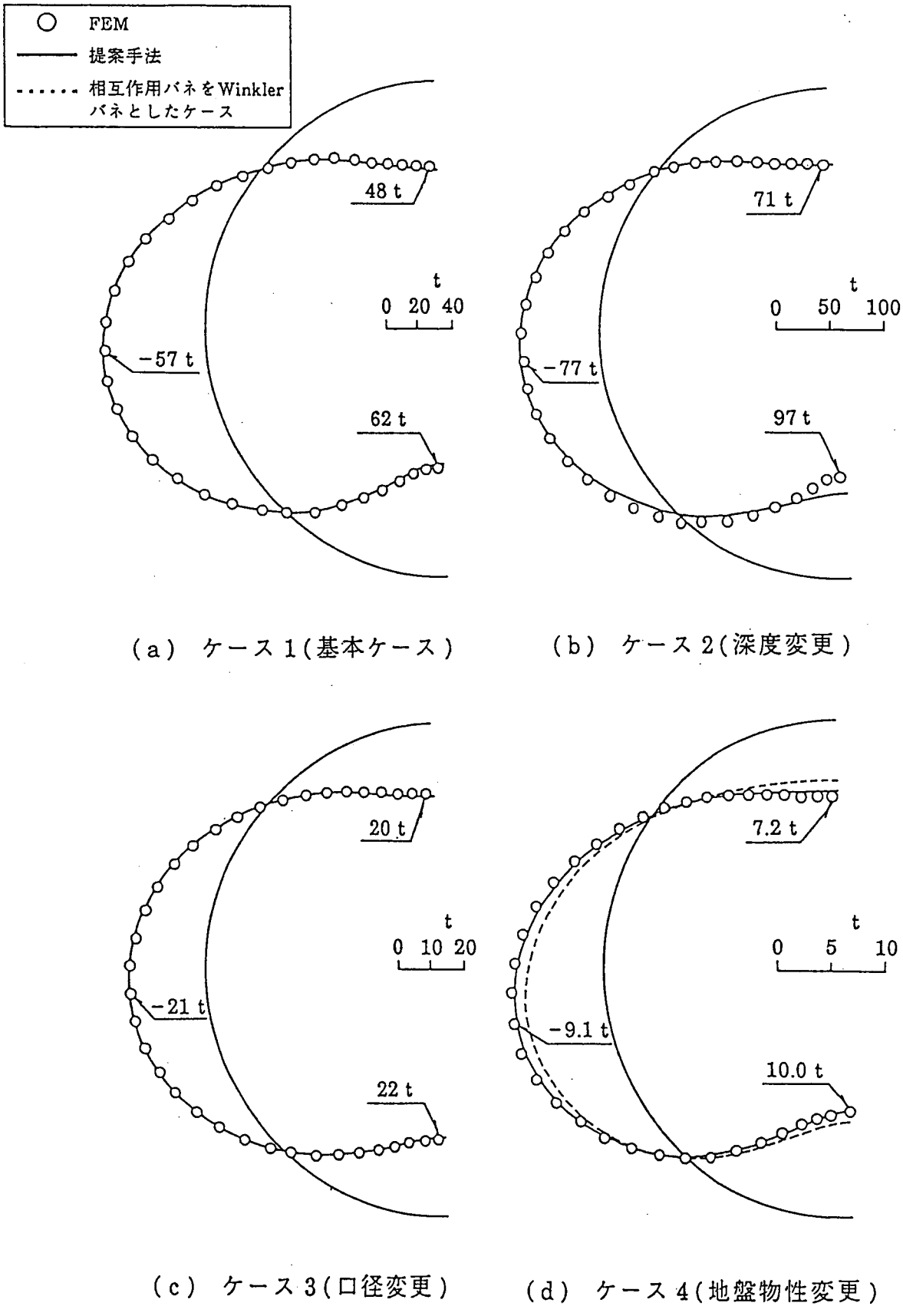
(　)内は動的ＦＥＭに対する比



（a） ケース1(基本ケース)　（b） ケース2(深度変更)

（c） ケース3(口径変更)　（d） ケース4(地盤物性変更)

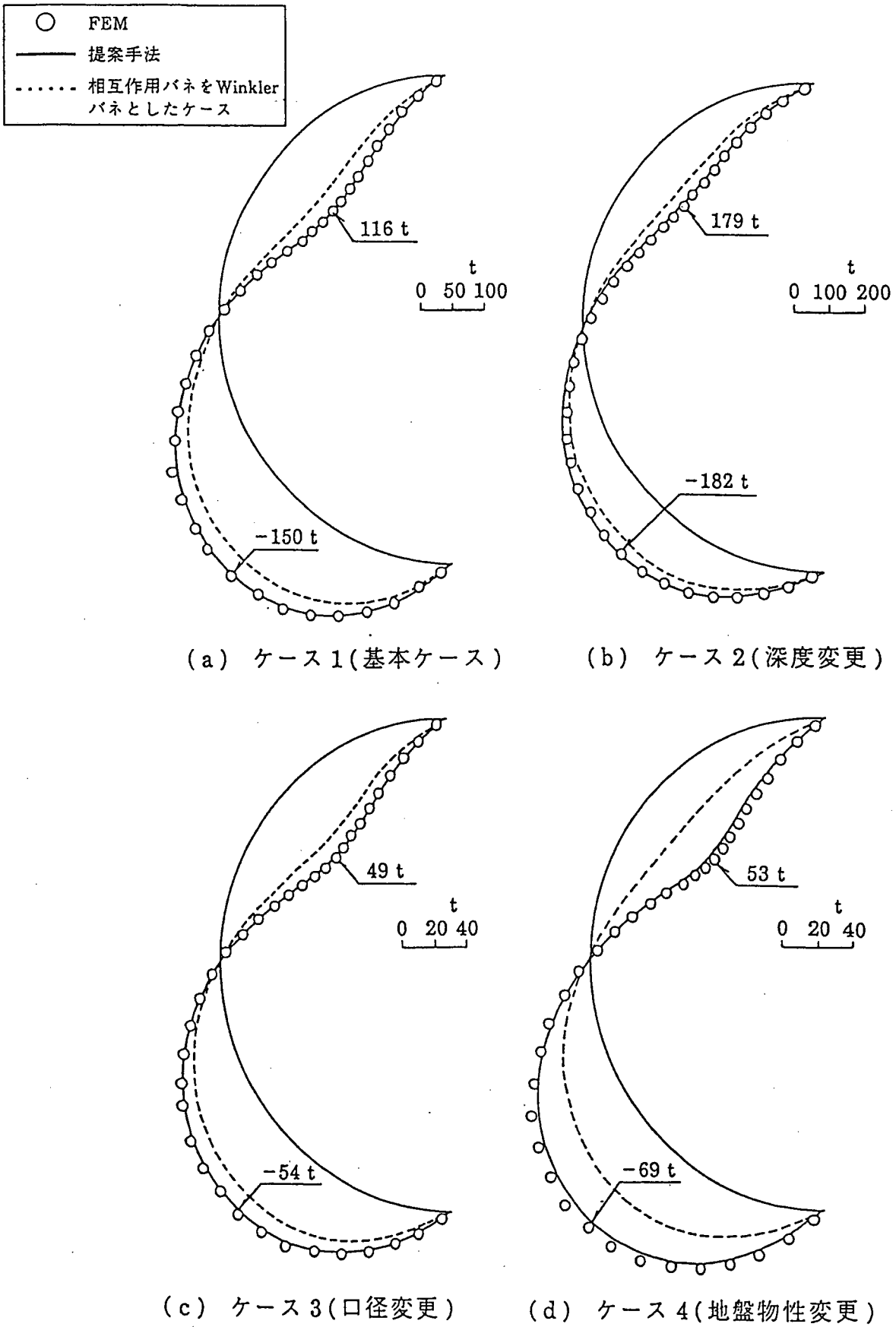
図4·2−8　曲げモーメントの比較



（a） ケース1(基本ケース）　（b） ケース2(深度変更）

（c） ケース3(口径変更）　（d） ケース4(地盤物性変更）

図4·2−9 せん断力の比較



(a) ケース1(基本ケース)　(b) ケース2(深度変更)

(c) ケース3(口径変更)　(d) ケース4(地盤物性変更)

図4・2−10　軸力の比較

6) Winkler型ばねモデルとの比較

本計算法においては、トンネル・地盤間の相互作用を表すばねとして、4・2・2項に示した地盤の連続弾性体としての挙動を考慮した連成型ばねモデルを用いている。ところで、式(4・2−15)および式(4・2−16)において$K_n' = 0$とすれば、変位の作用方向のみに反力が生ずるWinkler型のばねモデルとなる。ただし、この場合のWinkler型ばねは、トンネルの変形モードのフーリエ次数nによってばね定数が変化するものである。

表4・2−5は、本計算法で仮にWinkler型のばねモデルを用いた場合の解析結果を、連成型ばねモデルと比較したものである。また、応力分布については図4・2−8～図4・2−10に示したとおりである。Winkler型のばねモデルの場合には、全ケースでトンネル覆工の軸力が小さく評価されたほか、地盤剛性が大きいケース(ケース4)の応力全般で動的FEMとの差が大きくなっている。すなわち、トンネル・地盤間の相互作用の評価は、Winkler型ばねモデルよりも連成型ばねモデルの方が妥当である。

表4・2−5　Winkler型ばねモデルと連成型ばねモデルの比較

ケースNo.	最大曲げモーメント (tf・m/m)			最大せん断力 (tf/m)			最大軸力 (tf/m)		
	FEM	連成型	Winkler	FEM	連成型	Winkler	FEM	連成型	Winkler
1	235.7	241.3 (1.02)	245.6 (1.04)	61.6	63.7 (1.03)	65.3 (1.06)	150.0	148.8 (0.99)	122.6 (0.82)
2	328.1	315.4 (0.96)	318.7 (0.97)	96.9	80.0 (0.83)	81.0 (0.84)	181.6	187.5 (1.03)	151.2 (0.83)
3	32.3	33.1 (1.02)	33.5 (1.04)	22.1	22.6 (1.02)	22.9 (1.04)	54.2	52.7 (0.97)	42.7 (0.79)
4	37.6	37.0 (0.98)	33.3 (0.89)	10.0	9.9 (0.99)	9.0 (0.90)	68.8	65.6 (0.95)	41.8 (0.61)

(　)内は動的FEMに対する比

7) トンネル・地盤間の相互作用ばねの改良成果

平成元年度に開発した解析モデルと、今回トンネル・地盤間の相互作用ばねの改良を行った解析モデルとについて、ここで検討した4ケースの解析結果を比較すると、表4・2−6(厳密解の比較)および表4・2−7(近似計算式の比較)のようになる。ただし、平成元年度の解析モデルでは、トンネル・地盤間の相互作用ばねをWinkler型とし、しかもこのばね定数はトンネルの変形モードのフーリエ次数に依存しないとしていた。表4・2−6および表4・2−7に示した値は、平成元年度の解析モデルにおけるリング法線方向ばねk_nと接線方向ばねk_sの値を、式(4・2−16a)で与えられるK_2と等しくした場合の結果である。すなわち、

$$k_n = k_s = \frac{G}{R} \times 2 \cdot \frac{2 \times 2 + 1 - 2 \cdot \nu \times 3}{3 - 4\nu}$$

とした。このようにフーリエ次数n＝2のばね定数を用いたのは、トンネルの地震時変形においてn＝2のモードが卓越するからである。

表4·2−6および表4·2−7より、全てのケースで覆工の軸力の計算値が改善されたほか、地盤剛性が大きいケース(ケース4)の応力が改善されたことがわかる。

表4·2−6　平成元年度モデルと改良モデルの比較

ケースNo.	最大曲げモーメント (tf·m/m)			最大せん断力 (tf/m)			最大軸力 (tf/m)		
	FEM	元年度	改　良	FEM	元年度	改　良	FEM	元年度	改　良
1	235.7	244.6 (1.04)	241.3 (1.02)	61.6	64.9 (1.05)	63.7 (1.03)	150.0	121.1 (0.81)	148.8 (0.99)
2	328.1	318.3 (0.97)	315.4 (0.96)	96.9	81.0 (0.84)	80.0 (0.83)	181.6	150.6 (0.83)	187.5 (1.03)
3	32.3	33.4 (1.03)	33.1 (1.02)	22.1	22.9 (1.04)	22.6 (1.02)	54.2	42.4 (0.78)	52.7 (0.97)
4	37.6	33.7 (0.90)	37.0 (0.98)	10.0	9.2 (0.92)	9.9 (0.99)	68.8	41.2 (0.60)	65.6 (0.95)

(　)内は動的FEMに対する比

表4·2−7　平成元年度の近似計算式と改良計算式の比較

ケースNo.	最大曲げモーメント (tf·m/m)			最大せん断力 (tf/m)			最大軸力 (tf/m)		
	FEM	元年度	改　良	FEM	元年度	改　良	FEM	元年度	改　良
1	235.7	230.3 (0.98)	228.6 (0.97)	61.6	57.6 (0.94)	57.1 (0.93)	150.0	107.0 (0.71)	133.9 (0.89)
2	328.1	314.3 (0.96)	312.0 (0.95)	96.9	78.6 (0.81)	78.0 (0.80)	181.6	146.0 (0.80)	182.8 (1.01)
3	32.3	32.6 (1.01)	32.4 (1.00)	22.1	21.7 (0.98)	21.6 (0.98)	54.2	40.4 (0.75)	50.6 (0.93)
4	37.6	30.2 (0.80)	34.0 (0.90)	10.0	7.5 (0.75)	8.5 (0.85)	68.8	35.8 (0.52)	59.9 (0.87)

(　)内は動的FEMに対する比

4·2·6 均質地盤中のトンネルの地震時応力の特性

平成元年度の検討[1]で、均質地盤中のシールドトンネル横断面に生ずる地震時応力の特性についてパラメータ・スタディを行い、その基本的な特性を明らかにした。ここでは、改良した解析モデルを用いて同様のパラメータ・スタディを行った結果を示す。結果的には、平成元年度に得られた結論と変わらない。

地震時応力の特性を調べた対象は、図4·2−11に示す構造系である。この構造系では次の9種類のパラメータが関与する。

H_g ：地盤の層厚　単位；m

H　：トンネル中心の深度　単位；m

R　：リングの図心半径　単位；m

A　：リング（曲がりばり）の断面積　単位；m^2/m　（単位奥行き当たり）

E　：リングの弾性係数　単位；tf/m^2

κ　：曲がりばりの断面係数　単位；無次元

G　：地盤のせん断弾性係数　単位；tf/m^2

ν　：地盤のポアソン比

U_h ：自然地盤の地表面での変位振幅　単位；m

平成元年度の検討と同様に、上記のパラメータを表4·2−8に示すように整理した。なお、パラメータの整理にあたって、新たに以下のパラメータを導入している。

h　：覆工厚　単位；m

ρ　：地盤の密度　単位；t/m^3

V_s ：地盤のせん断波速度　単位；m/s

S_V ：地震動の応答速度スペクトル値　単位；m/s

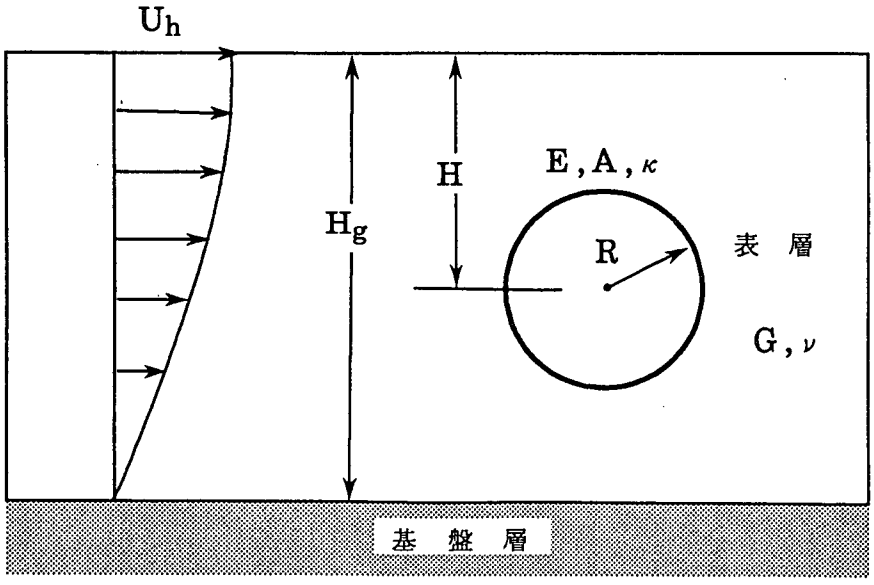


図4·2−11　地震時応力の検討対象構造系と9種類のパラメータ

表4・2－8　パラメータ・スタディの条件

固定したパラメータ	E	$= 3.2\times10^{6}\ \mathrm{tf/m^2}$
	ρ	$= 1.7\ \mathrm{t/m^3}$
	h/2R	$= 0.05$
	κ	$= 8.346\times10^{-4}$
	ν	$= 0.40$
変化させたパラメータ	P_1	$= 2R/H_g$
	P_2	$= H/H_g$
	V_s	(m/s)
従属させたパラメータ	A	$= h\cdot 1$ (m^2/m)
	G	$= \rho\cdot V_s^2$ (tf/m^2)
	U_h	$= 2/\pi^2\cdot S_V\cdot T_s$ (m)
	T_s	$= 4H_g/V_s$ (s)

T_sは表層地盤の基本固有周期

トンネル横断面内に発生する曲げモーメントM、せん断力Q、および軸力Nは、次式のように"ひずみ"の形に無次元化して表示することとした。

$$M^* = \frac{M}{E\cdot A\cdot\kappa\cdot R}\cdot\left(\frac{h}{2R-h}-\kappa\right)\cdot\frac{1}{S_V} \quad (\text{単位 } s/m) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-42a)$$

$$Q^* = \frac{Q}{E\cdot A\cdot S_V} \quad (\text{単位 } s/m) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-42b)$$

$$N^* = \frac{N}{E\cdot A\cdot S_V} \quad (\text{単位 } s/m) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-42c)$$

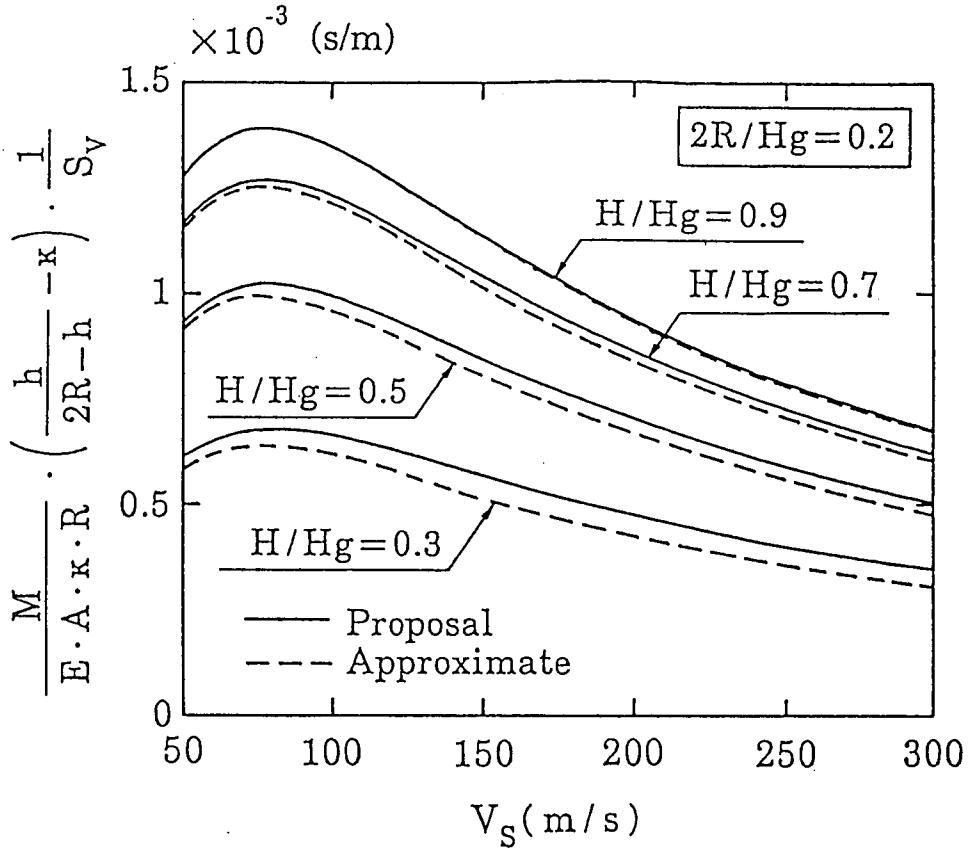
パラメータ・スタディの結果は、図4・2－12～図4・2－14に示すとおりである。これらの図から、シールドトンネル横断面に発生する地震時応力(ひずみ)に関して、以下のことがわかる。

① 曲げモーメントによるひずみは軸力によるひずみの数倍(地盤が硬質な場合)ないし数10倍(地盤が軟質な場合)であり、覆工に発生するひずみとしては曲げモーメントによるひずみが卓越する。

② 曲げモーメント、せん断力、軸力とも、パラメータP_1(トンネル口径/地盤層厚)が大きいほど、また、パラメータP_2(トンネル深度/地盤層厚)が大きいほど大きくなる。パラメータP_1とP_2とでは、P_2の影響の方が大きい。

③ 曲げモーメントとせん断力は、本計算条件では$V_s = 80\sim100$ m/sの比較的軟質な地盤のときに最大となり、地盤がこれよりもさらに軟質または硬質となるにしたがって小さくなる。

④ 軸力は、地盤のせん断波速度の増加とともに単調に増加する。



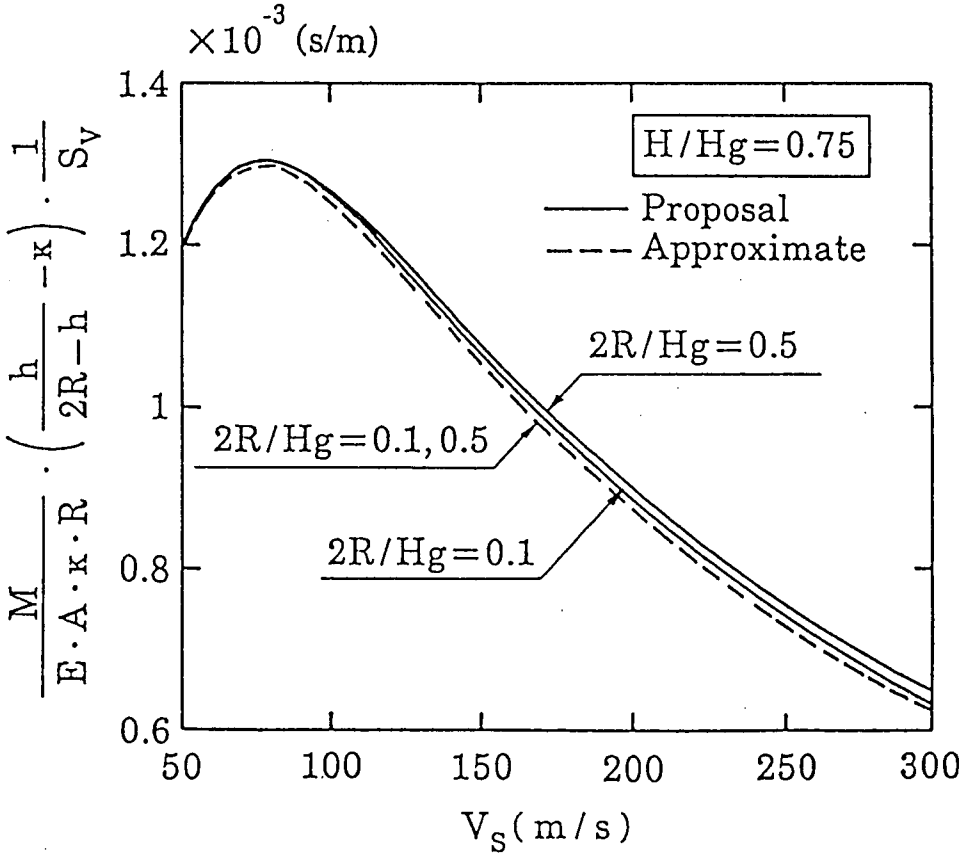
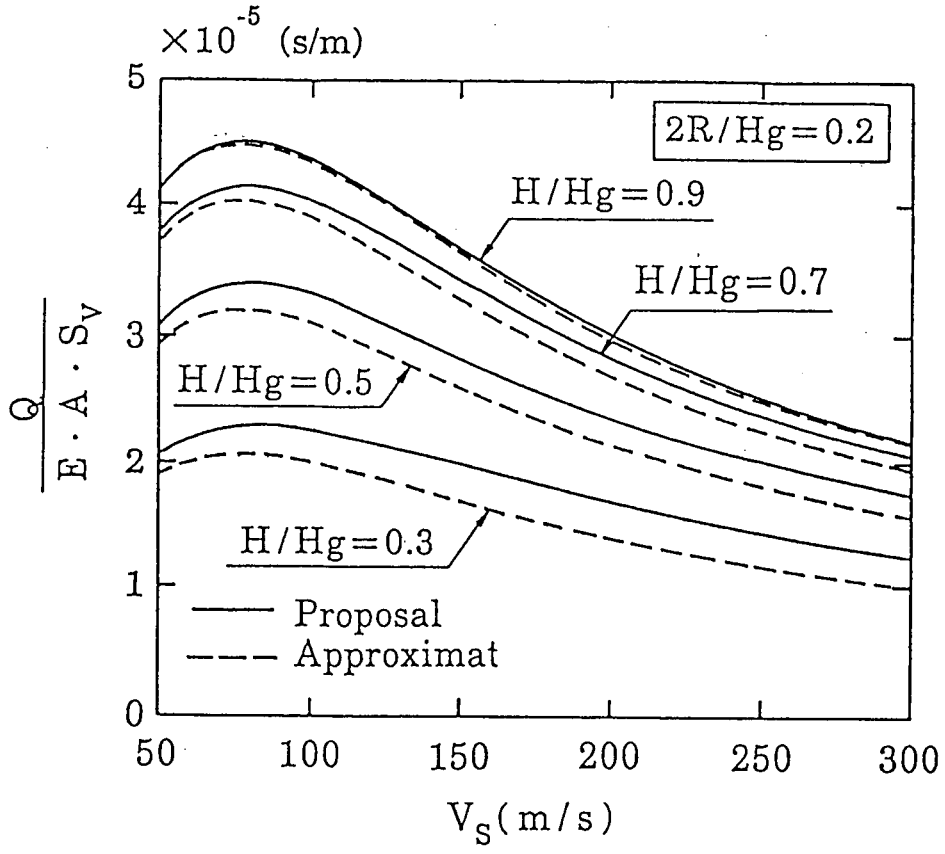


図4·2−12　曲げモーメントの特性



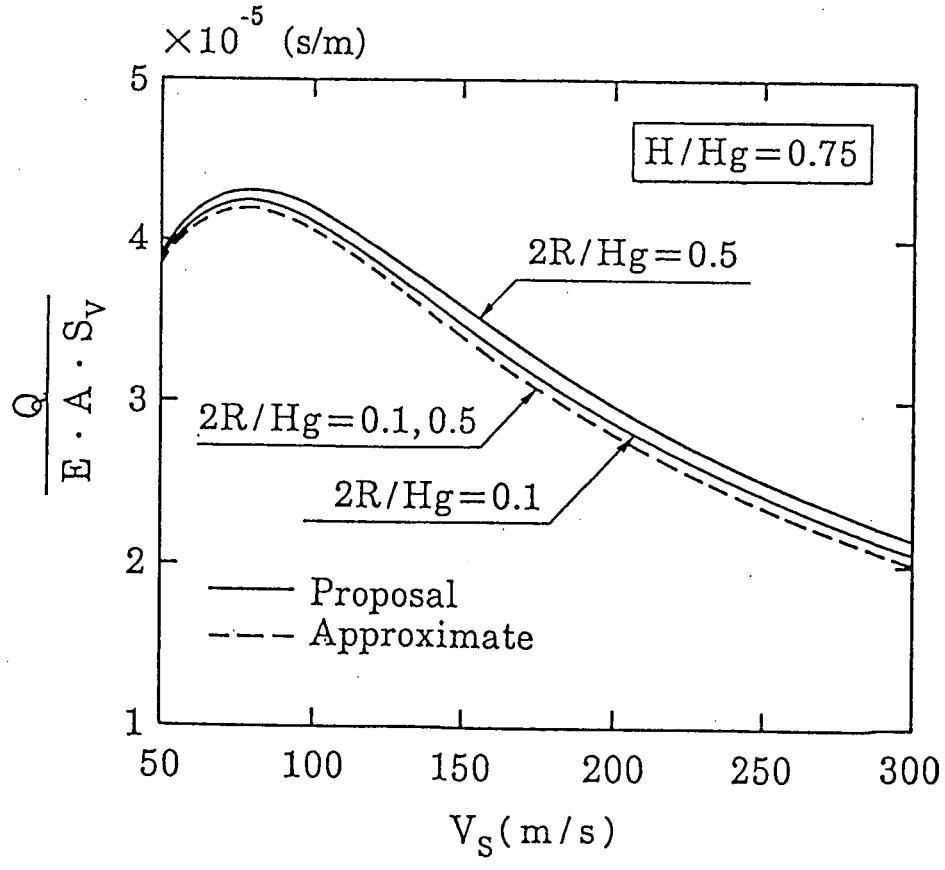
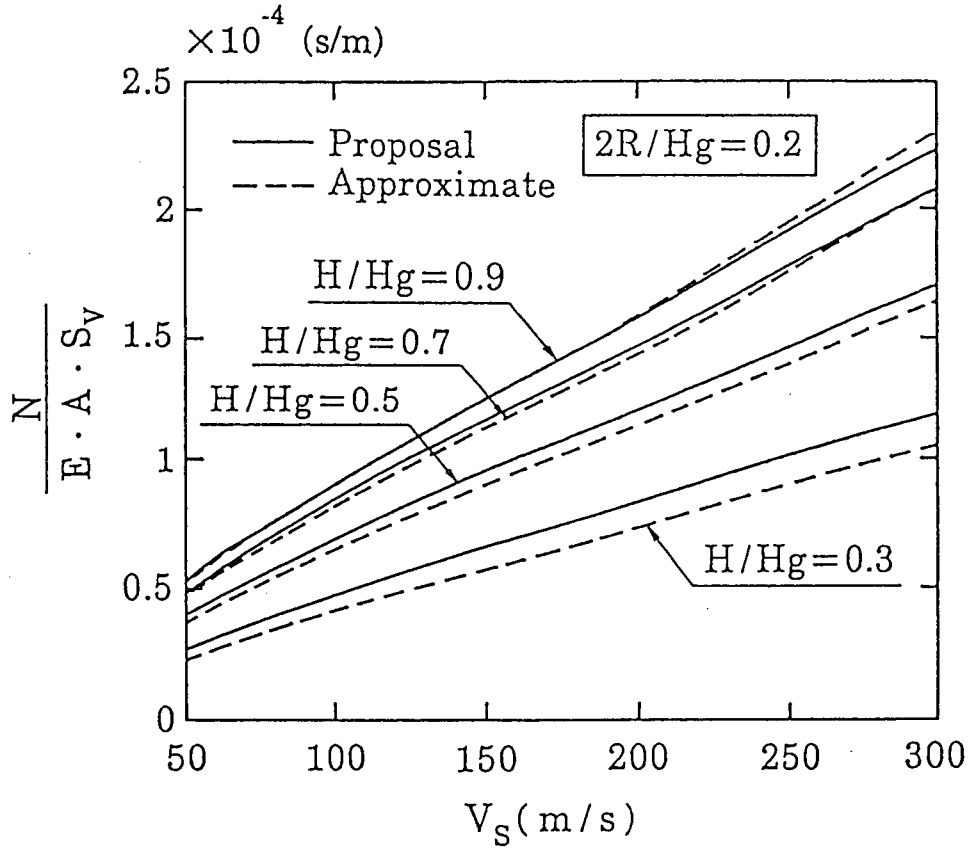


図4·2−13　せん断力の特性


×10^-4 (s/m)
2.5
2
1.5
1
0.5
0
N / E・A・Sv
Proposal
Approximate
2R/Hg=0.2
H/Hg=0.9
H/Hg=0.7
H/Hg=0.5
H/Hg=0.3
50
100
150
200
250
300
Vs(m/s)

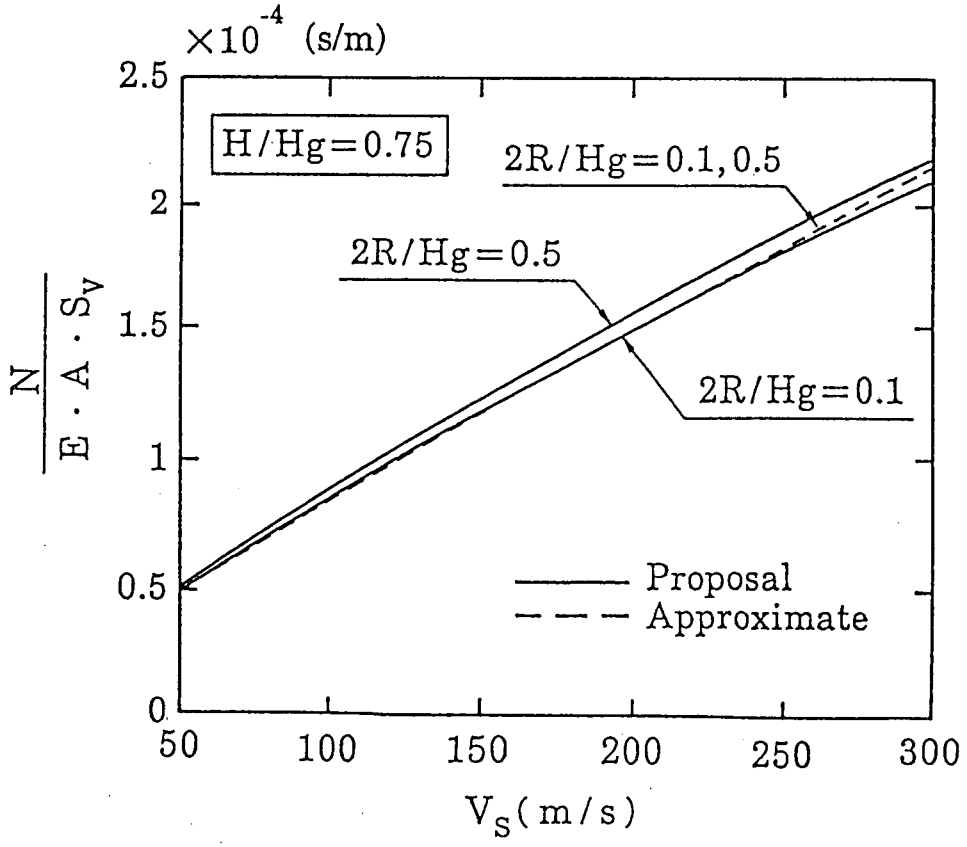

×10^-4 (s/m)
2.5
2
1.5
1
0.5
0
N / E・A・Sv
H/Hg=0.75
2R/Hg=0.1,0.5
2R/Hg=0.5
2R/Hg=0.1
Proposal
Approximate
50
100
150
200
250
300
Vs(m/s)

図4・2－14　軸力の特性

4·2·7　2層構造地盤中のトンネルに生ずる地震時応力の特性

1)　検討対象

大深度·大口径シールドトンネルの現実的な問題として、トンネル横断面が軟質·硬質層の境界をまたぐような場面が予想される。このような地盤構造では、層境界で振動モードが変化しこの近傍の地盤ひずみが大きくなるため、トンネル横断面に生ずる地震時応力も大きくなることが考えられる。本項では、2層構造地盤中のトンネルに生ずる地震時応力の特性を動的ＦＥＭ解析により調べる。

検討対象としたのは表4·2−9および図4·2−15に示す5ケースであり、4·2·5項で検討した動的ＦＥＭ解析モデルを利用した。ケース5,6,7ではトンネル横断面を横切る層境界の位置を変化させた。ケース8では軟質·硬質層の対比を強調した。また、ケース9ではトンネル全体が硬質層内にある場合を考えた。軟質層、硬質層等の物性値は表4·2−10に示すとおりである。覆工の諸元は表4·2−11のようにした。

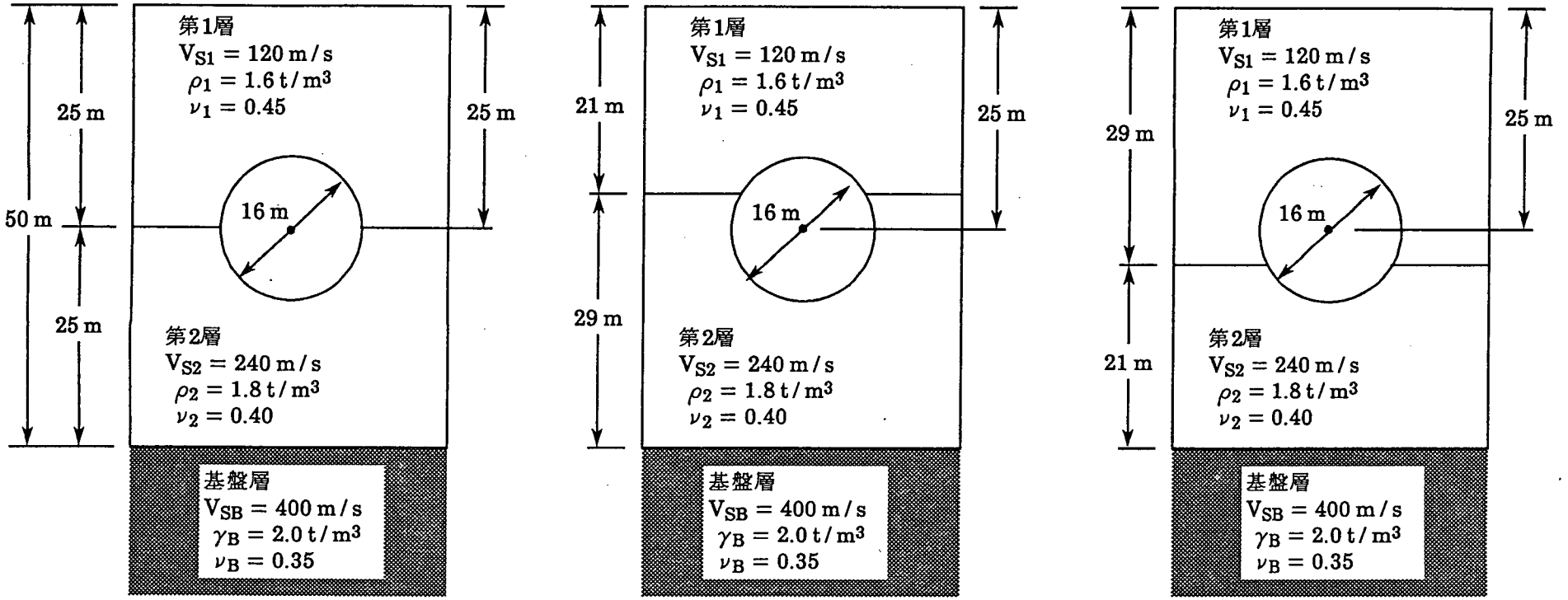
各ケースとも、地盤が1次モードで振動するするときの定常応答を検討することとし、地盤の基本固有周波数をもつ調和波を入力地震動とした。地震動の加速度振幅は、解放基盤面上で100 Galとなる大きさ(入射波としては50 Gal)とした。また、線形解析とし、地盤物性のひずみ依存性等は考慮していない。

表4·2−9　解析ケース

ケースNo.	第1層		第2層		トンネル深度 H (m)	基本固有周波数 (Hz)	刺激係数	備　考
	厚さ H_1 (m)	層　名	厚さ H_2 (m)	層　名				
5	25	Ⅰ層	25	Ⅱ層	25	0.961	1.431	層境界が横断面中央
6	21	Ⅰ層	29	Ⅱ層	25	1.044	1.491	層境界が横断面上部
7	29	Ⅰ層	21	Ⅱ層	25	0.883	1.374	層境界が横断面下部
8	25	Ⅰ層	25	B層	25	1.115	1.384	第2層の物性変更
9	25	Ⅰ層	25	Ⅱ層	40	0.961	1.431	トンネルが第2層内

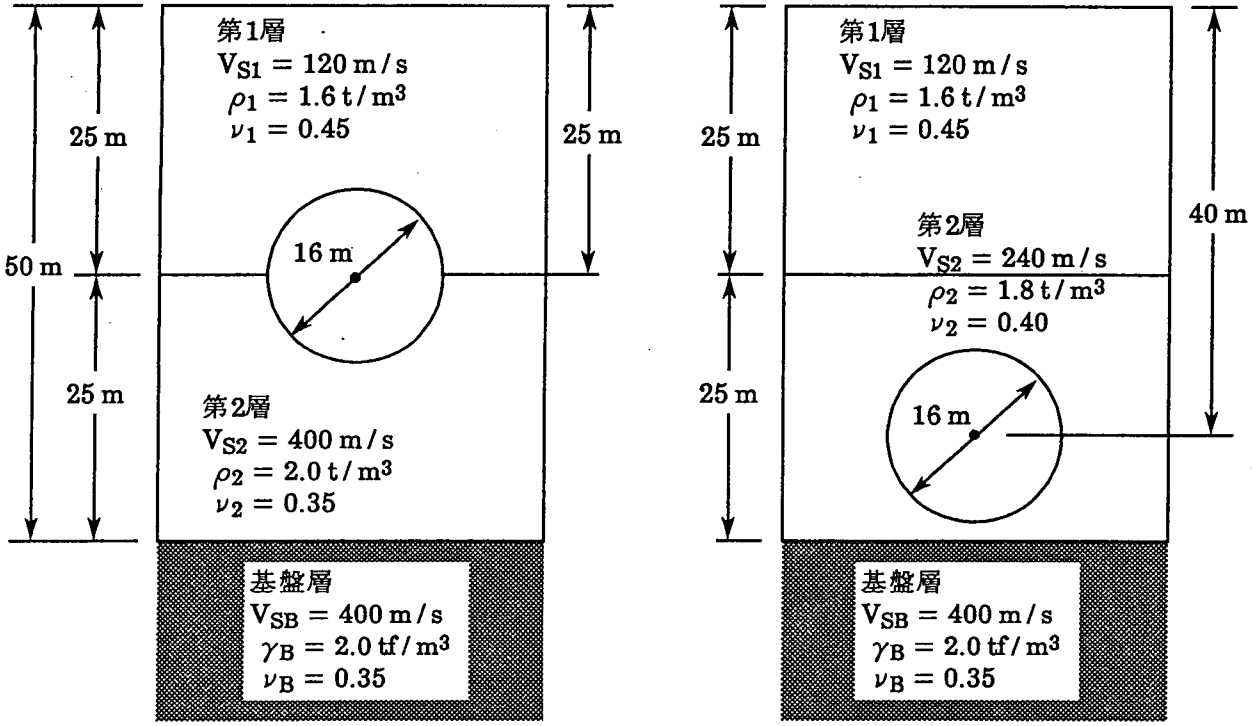
表4·2−10　地盤の物性値

層　名	密度 ρ (t/m³)	せん断波速度 V_S (m/s)	ポアソン比 ν	減衰定数
Ⅰ層(軟質層)	1.6	120	0.45	0.02
Ⅱ層(硬質層)	1.8	240	0.40	0.02
B層(基盤層)	2.0	400	0.35	0.02



ケース5　　ケース6　　ケース7

図4·2−15(a)　2層構造地盤系の解析対象



ケース8　　ケース9

図4·2−15(b)　2層構造地盤系の解析対象(つづき)

表4·2−11　トンネル覆工諸元

物　性		トンネル覆工
口径 2R	(m)	16
覆工厚	(m)	0.8
密度	(t/m³)	2.6
ヤング率	(tf/m²)	3.5×10⁶
ポアソン比		0.17

2) 解析結果

解析結果を表4·2−12および図4·2−16～図4·2−18に示す。なお、図4·2−16～図4·2−18において、○印のプロットが動的FEM解析の結果であり、実線は後述する耐震計算法による解析結果である。

ここで行った解析ケースの範囲で2層構造地盤系のトンネルの応答を4·2·5項で検討した均質地盤系のトンネルの応答と比較すると、以下の特性が見られる。

応力の分布形状に関する特性

① 曲げモーメントは、均質地盤系では全てのケースに共通して、横断面上端から約140°の斜め下方で最大となり、斜め上方約50°の位置でこれに次ぐ値が発生する。また、両者の値の差は20%以下である。これに対し、2層構造地盤系では曲げモーメントの分布がケースごとに異なる。最大値の発生する位置は、地層境界の位置に近いケース(ケース6,7,8)もあるが、そうでないケース(ケース5)もある。また、斜め上方と下方とで曲げモーメントの差が大きいケース(ケース5,6)がある。

② トンネルに生ずる応力のうち、せん断力に2層構造地盤の影響が最も大きく現れている。せん断力が最大となる位置はおおむね地層境界の位置に近く(ケース5,6,8)、また、この位置で値が大きく変化する。

③ 軸力が最大となる位置は、均質地盤系では上端から約140°の斜め下方であるが、2層構造地盤系では上端から約50°の斜め上方となるケースがある(ケース5,8)。しかし、軸力は曲げモーメント·せん断力に比較して地層境界付近での分布形状の変化が小さい。

表4·2−12 2層構造地盤系のトンネルの動的FEM解析結果
(入力地震動100 Gal当たりの値)

ケースNo.	表層地盤の応答		トンネルの応答					
	地表面加速度(Gal)	地表面変位(cm)	曲げモーメント(tf·m/m)		せん断力(tf/m)		軸力(tf/m)	
			最大値	発生位置	最大値	発生位置	最大値	発生位置
5	324	8.56	144.5 95.9	45° 100°	37.0 55.2	0° 85°	98.1 97.3	50° 140°
6	297	6.60	93.9 49.5	40° 140°	28.2 31.2	0° 60°	78.8 94.5	50° 135°
7	344	10.84	169.4 170.9	50° 120°	40.8 51.4	0° 95°	98.5 112.1	50° 135°
8	343	6.73	139.2 139.4	45° 95°	36.7 68.5	0° 90°	101.1 92.3	50° 135°
9	325	8.61	69.2 91.4	45° 150°	18.2 35.6	0° 180°	125.1 111.0	50° 145°

④ トンネル横断面が下層内にあるケース9では、応力分布は他のケースに比較すれば均質地盤系の分布形状に近い。しかし、4·2·5項で検討した均質地盤系のケース2の応答と比較すると、軸力の最大値が斜め上方約50°の位置に生じていること、横断面の上半部と下半部とで曲げモーメントおよびせん断力の大きさの差が大きくなっていることなどの違いがある。すなわち、横断面が完全に下層内に入っている場合も、2層構造地盤の影響を受けている。

応力の絶対値に関する特性

均質地盤系、2層構造地盤系のトンネルに生ずる応力の最大値は、それぞれ、表4·2−4、表4·2−12に示したとおりである。ただし、これらの解析では入力地震動(調和波)の加速度振幅は等しいが、周期は各地盤構造の基本固有周期に合わせているため異なっており、同一の入力地震動ではない。そこで、各ケースの応力を次のように基準化して、均質地盤系と2層構造地盤系との比較を行った。

① 応力の最大値を地表面変位 $U_h = 1\,cm$ 当たりの値に基準化する。この場合、各地盤構造の1次振動モードの形状の影響が現れる。

② 上記①の基準化応力を基に、下式で地震動の応答速度スペクトル値 $S_V = 1\,cm/s$ 当たりの値に基準化する。この場合、地盤構造の振動モード形状のほか、地盤の揺れやすさの影響が現れる。

$$U_h = \text{刺激係数} \times \frac{\text{基本固有周期}}{2\pi} \times S_V$$

$$\therefore \quad \frac{\text{トンネル応力}}{S_V} = \text{刺激係数} \times \frac{\text{基本固有周期}}{2\pi} \times \frac{\text{トンネル応力}}{U_h}$$

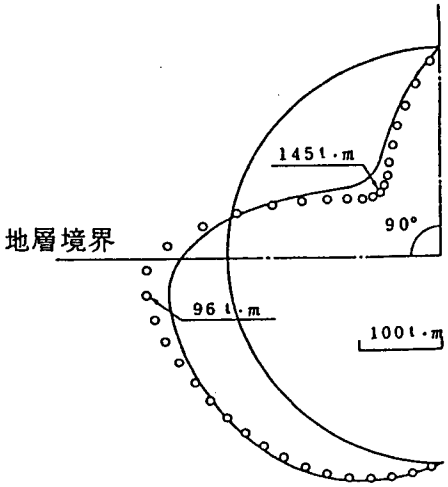
基準化した応力の値ならびに均質地盤系のトンネル応力との比を表4·2−13に示す。同表では、比較の対象となる均質地盤系のトンネル応力として、上層(軟質層)と同一の物性をもつ均質地盤系の場合と、下層(硬質層)と同一の物性をもつ均質地盤系の場合との2ケースを考えた。この表から、2層構造地盤系のトンネル応力の絶対値に関して、次のことがいえる。

① トンネル横断面が地層境界にまたがる場合(ケース5,6,7,8)の曲げモーメントおよびせん断力は、軟質·硬質いずれの均質地盤系に比較しても大きく、特にせん断力にこの傾向が大きく見られる。軸力は、軟質の均質地盤系よりも大きいが、硬質の均質地盤系よりは小さい。

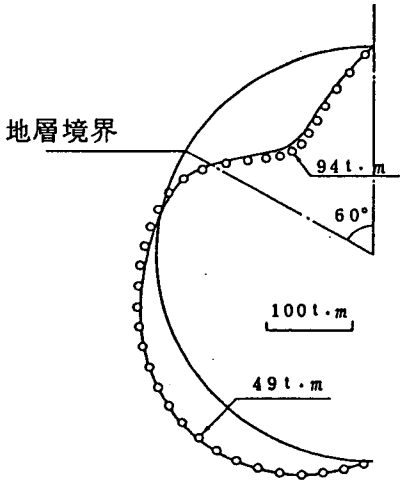
② ケース5とケース8の比較から、曲げモーメントおよびせん断力の均質地盤系に対する比は、軟質·硬質層のコントラスト(インピーダンス比)が大きいほど大きい。

③ ケース5,6,7の比較から、地層境界がトンネル横断面のどこに位置した場合に応力が最も大きくなるかについては、単純な法則性が見つからない。

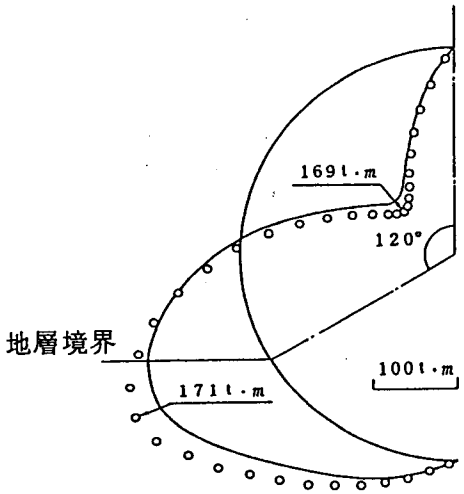
④ 横断面が完全に硬質層内に入っている場合(ケース9)は、せん断力を除けば、硬質の均質地盤系の応力よりも小さい。



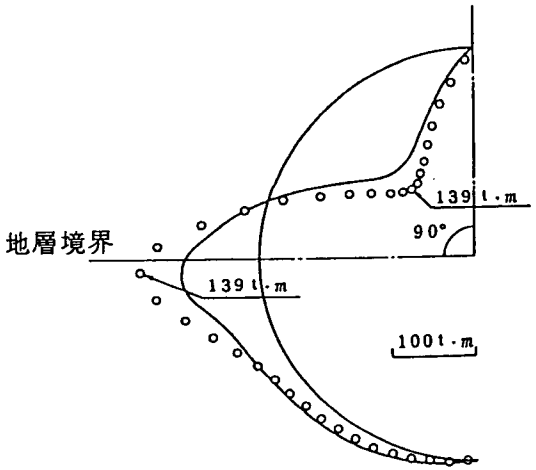
ケース5



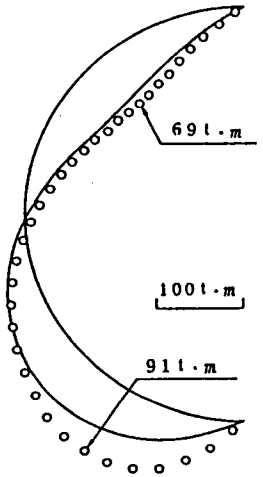
ケース6



ケース7



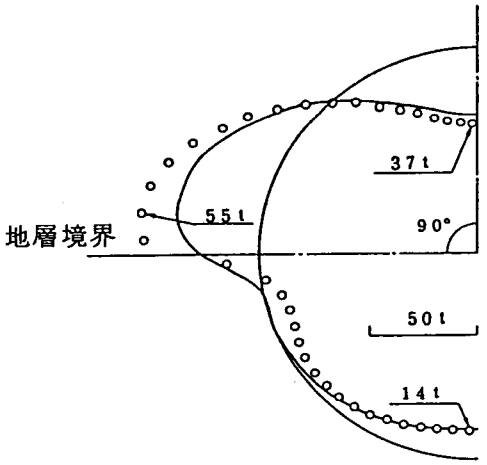
ケース8



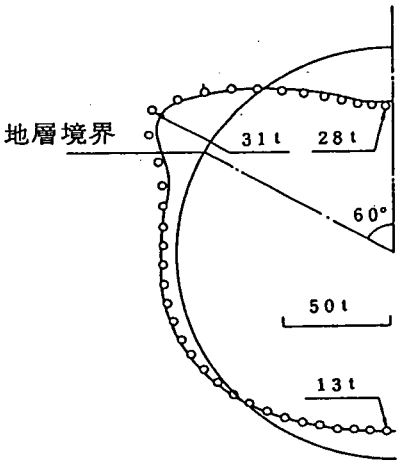
ケース9



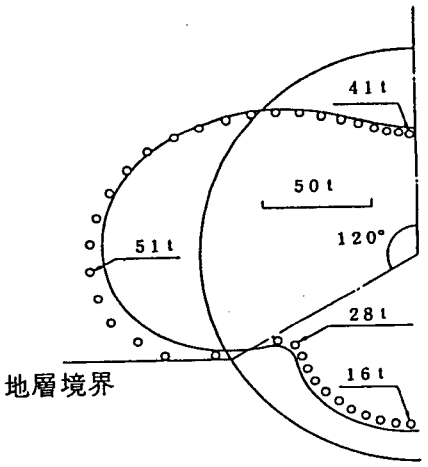
図4・2−16　2層構造地盤中のトンネルの曲げモーメント



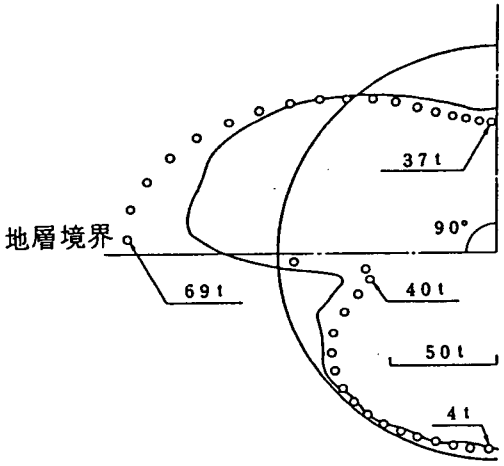
ケース5



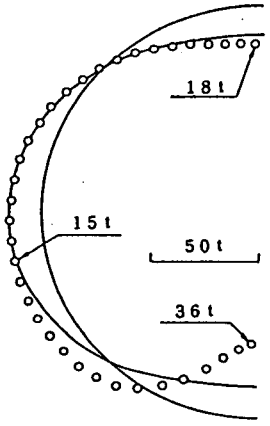
ケース6



ケース7



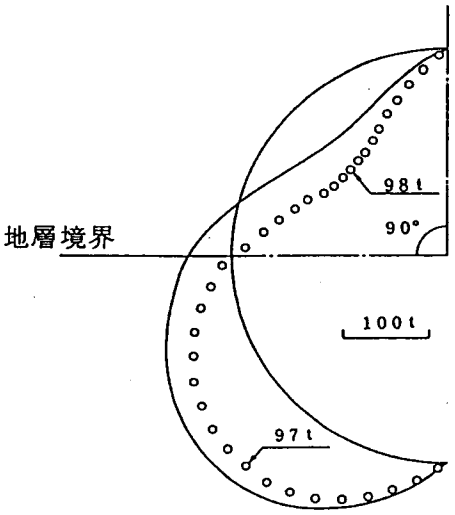
ケース8



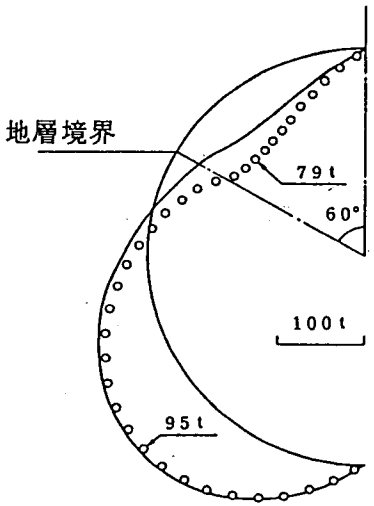
ケース9



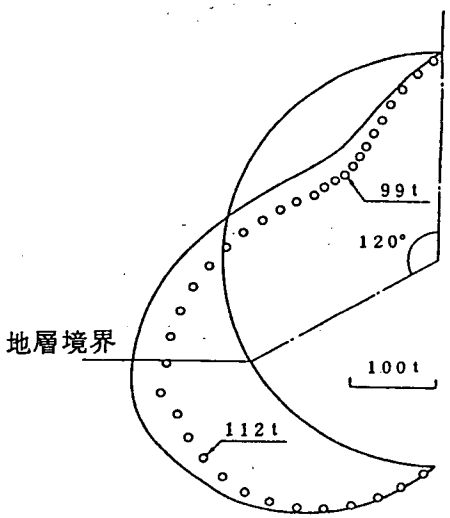
図4·2－17　2層構造地盤中のトンネルのせん断力



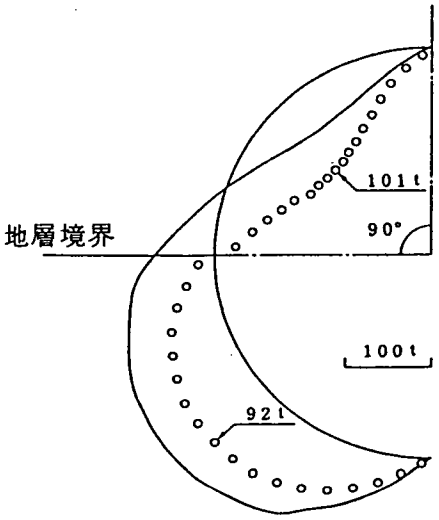
ケース5



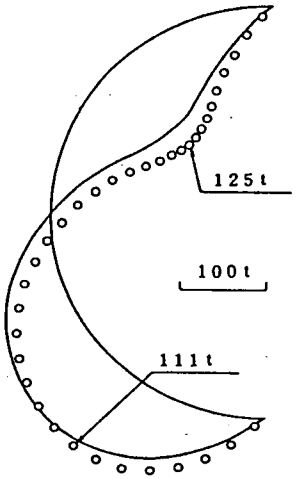
ケース6



ケース7



ケース8



ケース9

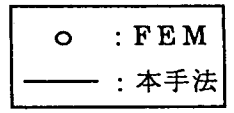


図4·2−18　2層構造地盤中のトンネルの軸力

表4・2－13　均質地盤系のトンネル応力との比

ケースNo.	最大曲げモーメント				最大せん断力				最大軸力			
	U_hによる基準化 1)		S_Vによる基準化 2)		U_hによる基準化 1)		S_Vによる基準化 2)		U_hによる基準化 1)		S_Vによる基準化 2)	
	応力値 (tf・m/m)	比率 3)	応力値 (tf・m/m)	比率 3)	応力値 (tf/m)	比率 3)	応力値 (tf/m)	比率 3)	応力値 (tf/m)	比率 3)	応力値 (tf/m)	比率 3)
1	9.43	—	3.18	—	2.46	—	0.83	—	6.00	—	2.03	—
4	13.57	—	2.29	—	3.61	—	0.61	—	24.84	—	4.19	—
5	16.88	1.79 1.24	4.00	1.26 1.75	6.45	2.62 1.79	1.53	1.84 2.51	11.46	1.91 0.46	2.72	1.34 0.65
6	14.23	1.51 1.05	3.23	1.02 1.41	4.73	1.92 1.31	1.08	1.30 1.77	14.32	2.39 0.58	3.25	1.60 0.78
7	15.77	1.67 1.16	4.14	1.30 1.81	4.74	1.93 1.31	1.24	1.49 2.03	10.34	1.72 0.42	2.71	1.33 0.65
8	20.71	2.20 (1.37)	4.09	1.29 (2.68)	10.18	4.14 (2.50)	2.01	2.42 (4.88)	15.02	2.50 (0.22)	2.97	1.46 (0.43)
9	10.62	(0.85) (0.63)	2.52	(0.60) (0.88))	4.13	(1.31) (0.96)	0.98	(0.92) (1.35)	14.53	(1.97) (0.50)	3.44	(1.38) (0.70)

注　1)：地表面変位 $U_h = 1$ cm 当たりに基準化した応力

2)：地震動の応答速度スペクトル値 $S_V = 1$ cm/s 当たりに基準化した応力

3)：上段：ケース1に対する比率　　下段：ケース4に対する比率

ケース8,9では均質地盤系の動的FEMの結果がないため、4・2・3項に示した耐震計算法による計算値を用いた

4·2·8　耐震解析手法の2層構造地盤系への拡張

1)　解析対象および解析手法

均質地盤中のトンネルを対象に開発した耐震解析手法を、図4·2−19に示すように軟質層と硬質層とで構成された2層構造の地盤中にトンネルがある場合に拡張することを試みる。解析手法の基本的考え方は、均質地盤系の場合と同様に、以下のとおりとする。

①トンネル横断面を弾性床上のリングにモデル化する。リングの剛性は一様とみなす。

②弾性床上のリングには、地震力として、自然地盤(トンネルがない状態の地盤)を振動させたときにトンネル位置に生ずる変位およびせん断応力の2種類を作用させる。リングの慣性力は無視する。

③自然地盤は1次固有振動モードで振動すると仮定する。

④地盤およびリングの非弾性的挙動は考慮しない。

2)　2層構造地盤の振動特性

図4·2−19に示した2層構造地盤について、トンネルに作用させる地震力となる動的変位およびせん断応力を、振動論を用いて求める。

第1層·第2層の各々の振動方程式は次式のとおりである。

$$\rho_i \cdot \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} - G_i \cdot \frac{\partial^2 u_i}{\partial z_i^2} = -\rho_i \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-43)$$

ここに、
- ρ_i　:第i層の密度
- G_i　:第i層のせん断弾性係数
- u_i　:第i層の基盤に対する相対変位
- z_i　:第i層の上面からの深度
- t　:時間
- y　:基盤の変位

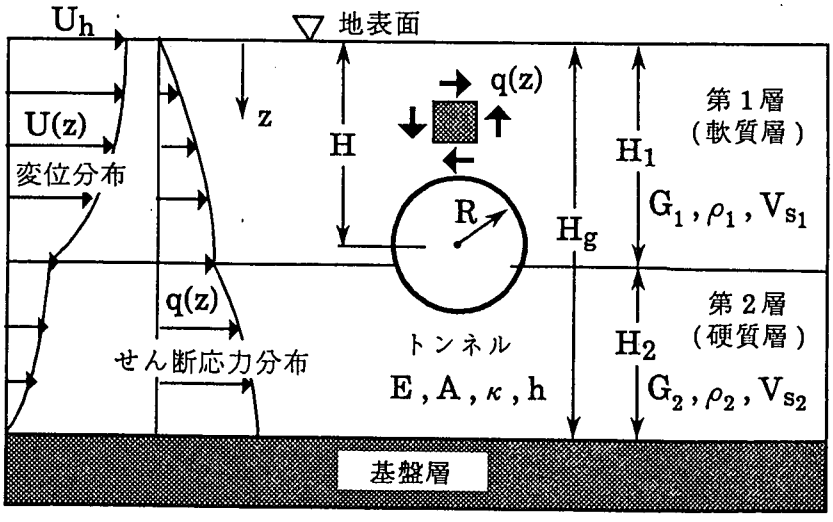


図4·2−19　2層構造の地盤中のシールドトンネルのモデル

ここで、式(4・2−43)の右辺を0とした自由振動の方程式の解を

$$u_i = \phi_i(z_i)\cdot e^{i\omega t} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-44)$$

と置くと、振動変位モード$\phi_i(z_i)$に関する微分方程式が

$$-\rho_i\cdot\omega^2\cdot\phi_i - G_i\cdot\frac{d^2\phi_i}{dz_i^2} = 0 \quad \cdots\cdots (4\cdot2-45)$$

と得られる。この微分方程式に対し以下の境界条件を適用すると、2層構造地盤の固有振動数方程式および固有振動モードが得られる。

① $\left.\dfrac{d\phi_1}{dz_1}\right)_{z1=0} = 0$

② $\left.G_1\cdot\dfrac{d\phi_1}{dz_1}\right)_{z1=H1} = \left.G_2\cdot\dfrac{d\phi_2}{dz_2}\right)_{z2=0}$

③ $\phi_1(H_1) = \phi_2(0)$

④ $\phi_2(H_2) = 0$

固有振動数方程式は次式のとおりである[5]。

$$\tan\left(\frac{H_1}{V_{S1}}\cdot\omega\right)\cdot\tan\left(\frac{H_2}{V_{S2}}\cdot\omega\right) = \frac{\rho_2\cdot V_{S2}}{\rho_1\cdot V_{S1}} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-46)$$

ここに、H_i, V_{Si}は第i層の層厚およびせん断波速度である。式(4・2−46)を満足するω(固有円振動数)のうち最も小さいもの(1次の固有円振動数)を求めてこれをω^*と書くと、1次の固有振動モード$\phi(z)$は次式で表される[5]。

第1層 $\phi_1(z_1) = U_h\cdot\cos\left(\dfrac{\omega^*}{V_{S1}}\cdot z_1\right)$ $\cdots\cdots (4\cdot2-47a)$

第2層 $\phi_2(z_2) = U_h\cdot\dfrac{\cos\left(\dfrac{H_1}{V_{S1}}\cdot\omega^*\right)}{\sin\left(\dfrac{H_2}{V_{S2}}\cdot\omega^*\right)}\cdot\cos\left\{\dfrac{\omega^*}{V_{S2}}\cdot\left(\dfrac{\pi\cdot V_{S2}}{2\omega^*} - H_2 + z_2\right)\right\}$ $\cdots\cdots (4\cdot2-47b)$

上式中、U_hは地表面での変位振幅である。上式より、1次の固有振動モードは、第1層・第2層ともcosine関数で表せることがわかる。すなわち、図4・2−20に示すように、第1層では振動モードの節が地表面から$(\pi\cdot V_{S1})/(2\omega^*)$の位置にあるcosine分布、第2層では振動モードの腹が基盤面から$(\pi\cdot V_{S2})/(2\omega^*)$の位置にあるcosine分布となる。

地表面での変位振幅U_hは、地盤の1次の固有周期T_S、刺激係数β、および地震動の速度応答スペクトル値S_Vを用いて、次式で算定することができる[5),6)]。

$$U_h = \frac{\beta}{2\pi}\cdot T_S\cdot S_V \quad \cdots\cdots (4\cdot2-48a)$$

ただし、

$$T_S = \frac{2\pi}{\omega^*} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-48\,b)$$

$$\beta = \frac{\int_0^{H1+H2} \rho(z)\cdot\phi(z)\cdot dz}{\int_0^{H1+H2} \rho(z)\cdot\phi^2(z)\cdot dz}$$

$$= \frac{2\rho_2\cdot V_{S2}}{\omega^*}\cdot\frac{\cos\left(\frac{H_1}{V_{S1}}\cdot\omega^*\right)\cdot\sin\left(\frac{H_2}{V_{S2}}\cdot\omega^*\right)}{\rho_1\cdot H_1\cdot\sin^2\left(\frac{H_2}{V_{S2}}\cdot\omega^*\right) + \rho_2\cdot H_2\cdot\cos^2\left(\frac{H_1}{V_{S1}}\cdot\omega^*\right)} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-48\,c)$$

である。なお、第1層と第2層とで物性が同じ場合には、

$$\omega^* = \frac{\pi\cdot V_S}{2(H_1+H_2)} = \frac{\pi\cdot V_S}{2H_g}, \quad T_S = \frac{4H_g}{V_S}, \quad \beta = \frac{4}{\pi}$$

となる。ここに、H_gは表層地盤の全層厚($H_g = H_1 + H_2$)である。

各層内に生ずるせん断応力$q_i(z_i)$は次式のとおりである。

$$q_i(z_i) = G_i\cdot\frac{d\phi_i}{dz_i} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-49)$$

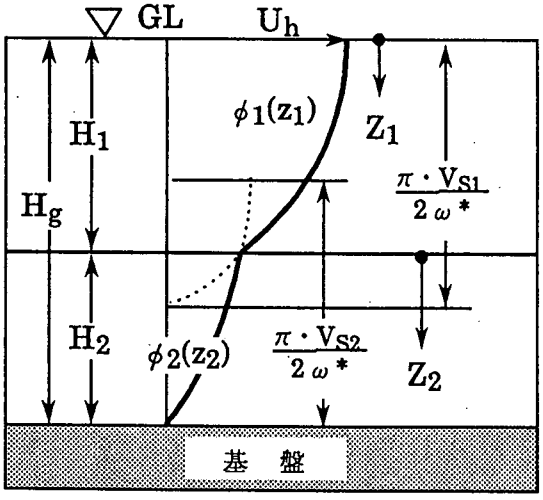


図4·2−20　2層構造地盤の固有振動モード

3)　シールドトンネルの地震時応力

2層構造地盤においては、図4·2−21に示すようにシールドトンネル横断面の位置が3ケース考えられる。すなわち、

①　$H_1 \geqq 2R$　かつ、$H \leqq H_1 - R$　ならば、横断面全体が第1層内にある

②　$H_2 \geqq 2R$　かつ、$H \geqq H_1 + R$　ならば、横断面全体が第2層内にある

③　$H_1 - R < H < H_1 + R$　ならば、横断面は第1層と第2層にまたがる

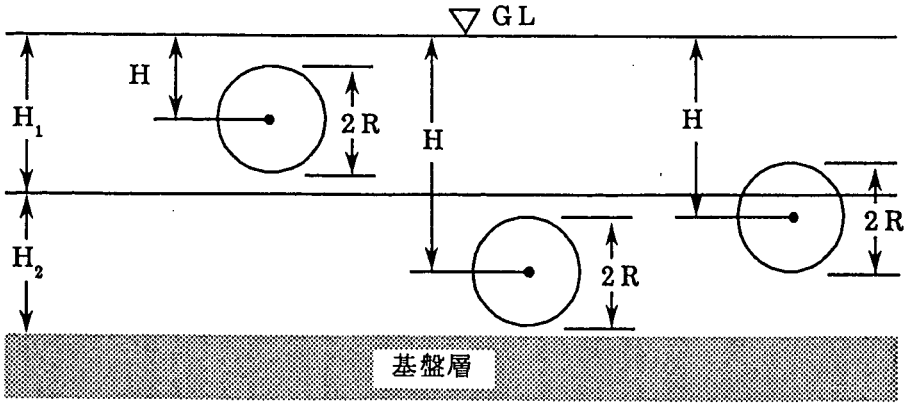


図4·2−21　シールドトンネル横断面の位置関係

以下では、各ケースについて、トンネル横断面に生ずる地震時応力の算定方法を示す。

(1)　横断面全体が第1層内にある場合

図4·2−20を参照して第1層部分の振動モードを表す式(4·2−47a)を書き換えると、

$$\phi_1(z_1) = U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z_1}{2H_{g1}}\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-50a)$$

となる。ただし、

$$H_{g1} = \frac{\pi \cdot V_{S1}}{2\omega^*} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-50b)$$

である。これは、図4·2−22に示すように、見かけの層厚がH_{g1}の均質な地盤中にトンネルがあり、地盤が地表面においてU_hの変位振幅をもつ1次固有振動モードで振動する場合と考えることができる。すなわち、層厚をH_{g1}に置き換えることにより、4·2·3項に示した均質地盤系の定式化の結果をそのまま利用することができる。

(2)　横断面全体が第2層内にある場合

(1)と同様に、第2層部分の振動モードを表す式(4·2−47b)を書き換えると、

$$\phi_2(z_2') = U_h' \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z_2'}{2H_{g2}}\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-51a)$$

となる。ただし、

$$H_{g2} = \frac{\pi \cdot V_{S2}}{2\omega^*} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-51b)$$

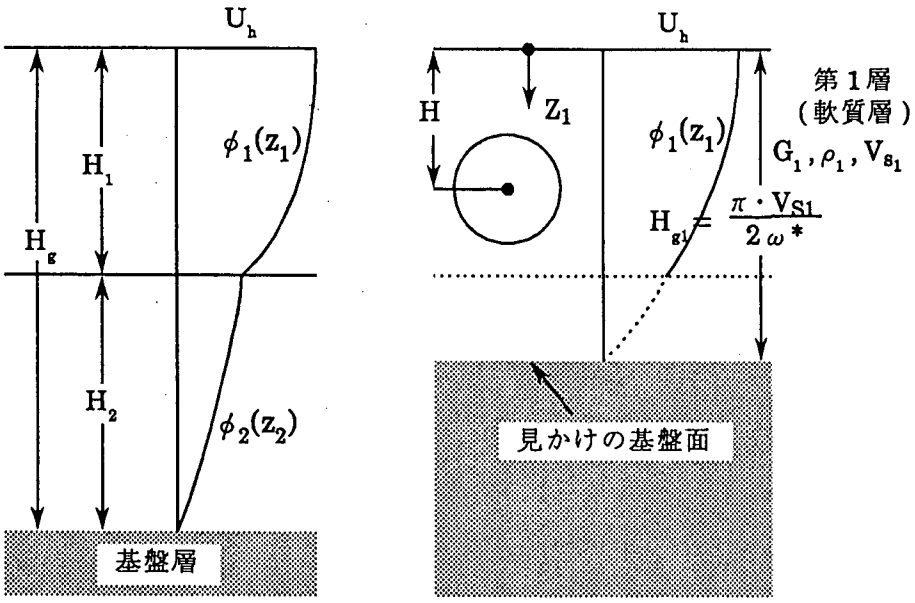
$$U_h' = U_h \cdot \cos\left(\frac{H_1}{V_{S1}} \cdot \omega^*\right) / \sin\left(\frac{H_2}{V_{S2}} \cdot \omega^*\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-51c)$$

$$z_2' = z_2 + H_{g2} - H_2 \quad \cdots\cdots (4\cdot2-51d)$$

である。また、見かけのトンネル中心深度を、

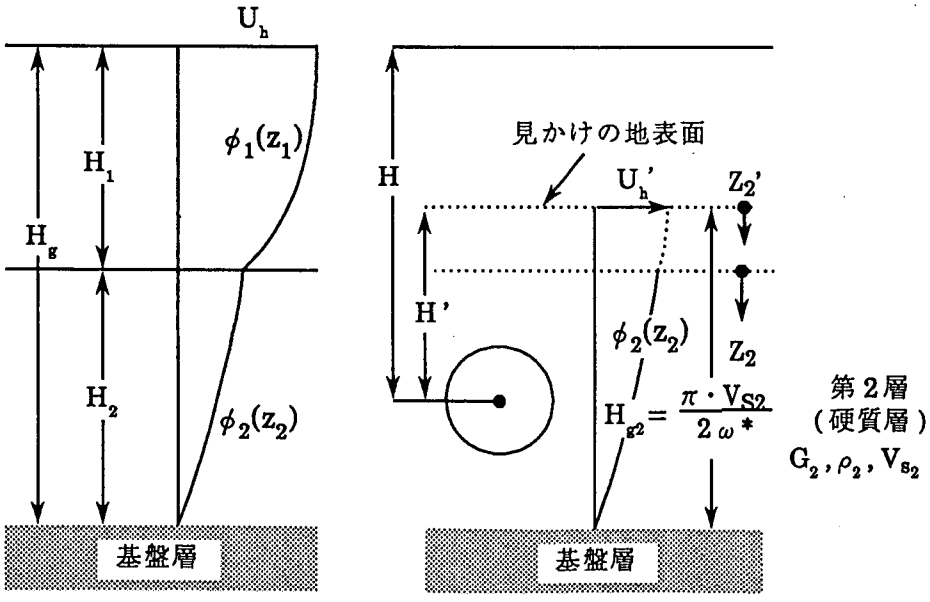
$$H' = H - (H_g - H_{g2}) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-51e)$$

とする。このようにすると、図4·2−23のように、見かけ上、層厚がH_{g2}の均質な地盤中の深さH'の位置にトンネルがあり、地盤が地表面においてU_h'の変位振幅をもつ1次固有振動モードで振動する問題に置き換えられ、やはり均質地盤系の結果を利用することができる。



地盤の振動モード　　見かけの均質地盤

図4·2−22　横断面全体が第1層内にある場合



地盤の振動モード　　見かけの均質地盤

図4·2−23　横断面全体が第2層内にある場合

(3) 横断面が第1層と第2層にまたがる場合

この場合は、図4·2−24に示すように、地層境界上の点 $\phi = \phi_0$ を境にして、リングに作用する地震力を上半部と下半部とに分けて考える。なお、

$$\phi_0 = \cos^{-1}\left(\frac{H - H_1}{R}\right) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-52)$$

である。まず、リングの変位(未知数)は次式のようにフーリエ級数で表せるものとする。

$$\left.\begin{aligned} w &= \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin(n\cdot\phi) \\ v &= \sum_{n=0}^{\infty} v_n \cdot \cos(n\cdot\phi) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-53)$$

自然地盤の振動モード ϕ_1, ϕ_2 をリングの法線方向および接線方向の成分に分解した w_g, v_g も、上式と同様の形のフーリエ級数で表される。ただし、第1層の変位のフーリエ係数は $w_{gn}{}^{I}$, $v_{gn}{}^{I}$、第2層の変位のフーリエ係数は $w_{gn}{}^{II}$, $v_{gn}{}^{II}$ と、層別にフーリエ係数が異なることとなる。これらのフーリエ係数をリング全体で統一するには、以下のように、$\phi = \phi_0$ を境にして振幅が異なる三角関数についてのフーリエ級数展開を行えばよい。

<u>$\phi = \phi_0$ を境に振幅の異なる三角関数(一般的表記)</u>

$$s_n(\phi) = \begin{cases} s_n^{I} \cdot \sin(n\cdot\phi) & 0 \leqq \phi \leqq \phi_0 \\ s_n^{II} \cdot \sin(n\cdot\phi) & \phi_0 \leqq \phi \leqq \pi \end{cases} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-54a)$$

$$c_n(\phi) = \begin{cases} c_n^{I} \cdot \cos(n\cdot\phi) & 0 \leqq \phi \leqq \phi_0 \\ c_n^{II} \cdot \cos(n\cdot\phi) & \phi_0 \leqq \phi \leqq \pi \end{cases} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-54b)$$

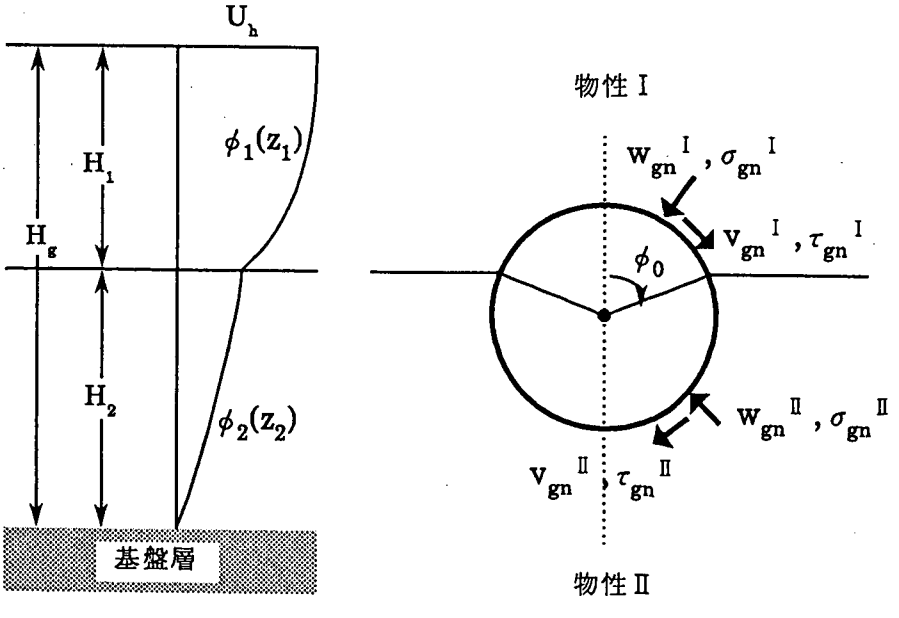


図4·2−24 横断面が第1層と第2層にまたがる場合

上記関数のフーリエ級数展開(一般的表記)

$$s_n(\phi) = \sum_{k=1}^{\infty} S_{n,k} \cdot \sin(k \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-55a)$$

$$c_n(\phi) = \frac{C_{n,0}}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} C_{n,k} \cdot \cos(k \cdot \phi) \quad \cdots\cdots (4\cdot2-55b)$$

ここに、

$$S_{n,k} = \frac{2}{\pi}\int_0^{\pi} s_n(\phi)\cdot\sin(k\cdot\phi)\, d\phi$$

$$= \begin{cases} \dfrac{s_n^{\mathrm{I}} - s_n^{\mathrm{II}}}{\pi}\cdot\left[\dfrac{\sin\{(k-n)\cdot\phi_0\}}{k-n} - \dfrac{\sin\{(k+n)\cdot\phi_0\}}{k+n}\right] & k \neq n \\ \dfrac{\phi_0\cdot s_n^{\mathrm{I}}}{\pi} + \dfrac{(\pi-\phi_0)\cdot s_n^{\mathrm{II}}}{\pi} - \dfrac{(s_n^{\mathrm{I}} - s_n^{\mathrm{II}})\cdot\sin(2n\cdot\phi_0)}{2\pi\cdot n} & k = n \end{cases} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-56a)$$

$$C_{n,k} = \frac{2}{\pi}\int_0^{\pi} c_n(\phi)\cdot\cos(k\cdot\phi)\, d\phi$$

$$= \begin{cases} \dfrac{c_n^{\mathrm{I}} - c_n^{\mathrm{II}}}{\pi}\cdot\left[\dfrac{\sin\{(k-n)\cdot\phi_0\}}{k-n} + \dfrac{\sin\{(k+n)\cdot\phi_0\}}{k+n}\right] & k \neq n \\ \dfrac{\phi_0\cdot c_n^{\mathrm{I}}}{\pi} + \dfrac{(\pi-\phi_0)\cdot c_n^{\mathrm{II}}}{\pi} + \dfrac{(c_n^{\mathrm{I}} - c_n^{\mathrm{II}})\cdot\sin(2n\cdot\phi_0)}{2\pi\cdot n} & k = n \neq 0 \\ \dfrac{2\phi_0\cdot c_0^{\mathrm{I}}}{\pi} + \dfrac{2(\pi-\phi_0)\cdot c_0^{\mathrm{II}}}{\pi} & k = n = 0 \end{cases} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-56b)$$

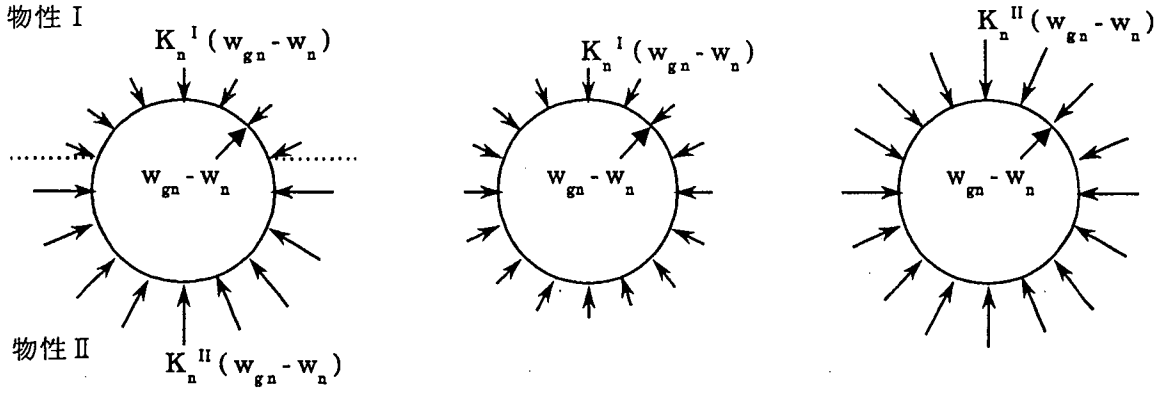
上記のようにフーリエ級数展開することにより、自然地盤の変位は次式のように表せる。

$$\left.\begin{aligned} w_g &= \sum_{n=1}^{\infty} w_{gn}\cdot\sin(n\cdot\phi) \\ v_g &= \sum_{n=0}^{\infty} v_{gn}\cdot\cos(n\cdot\phi) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-57)$$

リングに作用させる地震力は、自然地盤に生ずるせん断応力の方向成分σ_g, τ_gと、リング・地盤間の相対変位に起因する相互作用力の2種類である。このうち前者については、$\phi = \phi_0$より上部では軟質層の振動モード$\phi_1(z_1)$と物性からフーリエ級数展開の形で$\sigma_{gn}^{\mathrm{I}}, \tau_{gn}^{\mathrm{I}}$と与えられ、$\phi = \phi_0$より上部では硬質層の振動モード$\phi_2(z_2)$と物性から$\sigma_{gn}^{\mathrm{II}}, \tau_{gn}^{\mathrm{II}}$と与えられる。

後者については、4・2・2項に示した均質地盤の相互作用ばねを用いて評価することとする。本来は、2層構造地盤とトンネルの間の相互作用ばねを別途詳細に検討してモデル化する必要があるが、ここでは、2層間の相互作用を無視して、リング上部に接する層と下部に接する層それぞれに対し、形式的に式(4・2−15)を適用する(図4・2−25参照)。

このような仮定を設けることにより、リングの$\phi = \phi_0$より上部に作用する地震力は次式で表される。$\phi = \phi_0$より下部については、上付き添字Ⅰを Ⅱに置き換えればよい。



2層構造地盤　　物性Ⅰの均質地盤　　物性Ⅱの均質地盤

図 4・2－25　2層構造地盤での相互作用ばね反力の仮定

$$\left.\begin{aligned}\sigma^{I} &= \sum_{n=1}^{\infty}\left[\sigma_{gn}^{I}+K_n^{I}\cdot(w_{gn}-w_n)+K_n^{'I}\cdot(v_{gn}-v_n)\right]\cdot\sin(n\cdot\phi)\\ \tau^{I} &= \sum_{n=0}^{\infty}\left[\tau_{gn}^{I}+K_n^{I}\cdot(v_{gn}-v_n)+K_n^{'I}\cdot(w_{gn}-w_n)\right]\cdot\cos(n\cdot\phi)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-58)$$

σ^{I} と σ^{II}、および τ^{I} と τ^{II} も $\phi=\phi_0$ で振幅が変化する三角関数の集まりであるから、式(4・2－54)～(4・2－56)を用いてリング全体で統一されたフーリエ級数に展開すると、リングに作用させる地震力は

$$\left.\begin{aligned}\sigma &= \sum_{n=1}^{\infty}\sigma_n\cdot\sin(n\cdot\phi)\\ \tau &= \sum_{n=0}^{\infty}\tau_n\cdot\cos(n\cdot\phi)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-59)$$

の形で表される。

リングに生ずる曲げモーメント M、せん断力 Q、および軸力 N を円周方向にフーリエ級数展開し、式(4・2－19)～(4・2－23)に示した変位・応力関係および力のつり合い条件を適用すると、リングの変位、応力、および地震力の関係は以下のようになる。

$$\frac{M_n}{E\cdot A\cdot\kappa} = (n^2-1)\cdot w_n \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-60a)$$

$$\frac{R\cdot N_n}{E\cdot A\cdot\kappa} = (n^2-1)\cdot w_n - \frac{1}{\kappa}\cdot(w_n+n\cdot v_n) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-60b)$$

$$\frac{R\cdot Q_n}{E\cdot A\cdot\kappa} = n\cdot(n^2-1)\cdot w_n \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-60c)$$

$$\frac{R\cdot N_n}{E\cdot A\cdot\kappa} = n\cdot\frac{R\cdot Q_n}{E\cdot A\cdot\kappa} - \frac{R^2\cdot\sigma_n}{E\cdot A\cdot\kappa} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-60d)$$

$$\frac{R\cdot Q_n}{E\cdot A\cdot\kappa} = n\cdot\frac{R\cdot N_n}{E\cdot A\cdot\kappa} + \frac{R^2\cdot\tau_n}{E\cdot A\cdot\kappa} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4\cdot2-60e)$$

これらの関係より、

$$\left.\begin{aligned} \{1+\kappa\cdot(n^2-1)^2\}\cdot w_n \;+\; n\cdot v_n &= \kappa\cdot\sigma_n \\ n\cdot w_n \;+\; n^2\cdot v_n &= \kappa\cdot\tau_n \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-61)$$

が得られる。上式の右辺の σ_n, τ_n にも未知数 w_n, v_n が含まれ、これらを整理すると、未知数 w_n, v_n に関する連立方程式が次式のように得られる。

$$\left.\begin{aligned} a_n\cdot w_n + \sum_{k\neq n}^{\infty} l_{n,k}\cdot w_k + b_n\cdot v_n + \sum_{k\neq n}^{\infty} m_{n,k}\cdot v_k &= p_n \\ c_n\cdot w_n + \sum_{k\neq n}^{\infty} n_{n,k}\cdot w_k + d_n\cdot v_n + \sum_{k\neq n}^{\infty} o_{n,k}\cdot v_k &= q_n \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-62a)$$

ただし、$n \geqq 1, k \geqq 1$ であり、式中の係数は、

$$\left.\begin{aligned} f(x_n) &= \frac{\phi_0\cdot x_n^{\mathrm{I}}}{\pi} + \frac{(\pi-\phi_0)\cdot x_n^{\mathrm{II}}}{\pi} \\ g(x_n) &= \frac{x_n^{\mathrm{I}} - x_n^{\mathrm{II}}}{\pi} \\ h_{k,n} &= \frac{\sin\{(k+n)\cdot\phi_0\}}{k+n} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-62b)$$

という関数表記を用いて、以下のように表される。

$$a_n = 1+\kappa\cdot\{(n^2-1)^2 + f(\beta_n) - g(\beta_n)\cdot h_{n,n}\}$$

$$b_n = n+\kappa\cdot\{f(\beta_n') - g(\beta_n')\cdot h_{n,n}\}$$

$$c_n = n+\kappa\cdot\{f(\beta_n') + g(\beta_n')\cdot h_{n,n}\} - 2\kappa\cdot\frac{g(\beta_0)}{f(\beta_0)}\cdot g(\beta_n')\cdot h_{0,n}^2$$

$$d_n = n^2+\kappa\cdot\{f(\beta_n) + g(\beta_n)\cdot h_{n,n}\} - 2\kappa\cdot\frac{g(\beta_0)}{f(\beta_0)}\cdot g(\beta_n)\cdot h_{0,n}^2$$

$$l_{n,k} = \kappa\cdot g(\beta_k)\cdot(h_{n,-k} - h_{n,k})$$

$$m_{n,k} = \kappa\cdot g(\beta_k')\cdot(h_{n,-k} - h_{n,k})$$

$$n_{n,k} = \kappa\cdot g(\beta_k')\cdot\left\{h_{n,-k} + h_{n,k} - 2\frac{g(\beta_0)}{f(\beta_0)}\cdot h_{0,n}\cdot h_{0,k}\right\}$$

$$o_{n,k} = \kappa\cdot g(\beta_k)\cdot\left\{h_{n,-k} + h_{n,k} - 2\frac{g(\beta_0)}{f(\beta_0)}\cdot h_{0,n}\cdot h_{0,k}\right\}$$

$$p_n = \kappa\cdot\left\{f(\sigma_n') - g(\sigma_n')\cdot h_{n,n} + \sum_{k\neq n}^{\infty} g(\sigma_k')\cdot(h_{n,-k} - h_{n,k})\right\}$$

$$q_n = -2\kappa\cdot\frac{g(\beta_0)}{f(\beta_0)}\cdot h_{0,n}\cdot\left\{f(\tau_0') + \sum_{k=1}^{\infty} g(\tau_k')\cdot h_{0,k}\right\}$$

$$+\kappa\cdot\left\{2g(\tau_0')\cdot h_{0,n} + f(\tau_n') + g(\tau_n')\cdot h_{n,n} + \sum_{k\neq n}^{\infty} g(\tau_k')\cdot(h_{n,-k} + h_{n,k})\right\}$$

$$\cdots\cdots (4\cdot2-62c)$$

ここに、

$$\left.\begin{aligned}\sigma_n' &= \frac{R^2\cdot\sigma_{gn}}{E\cdot A\cdot\kappa} + \beta_n\cdot w_{gn} + \beta_n'\cdot v_{gn}\\ \tau_n' &= \frac{R^2\cdot\tau_{gn}}{E\cdot A\cdot\kappa} + \beta_n\cdot v_{gn} + \beta_n'\cdot w_{gn}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-62d)$$

$$\beta_n = \frac{R^2\cdot K_n}{E\cdot A\cdot\kappa}\ ,\quad \beta_n' = \frac{R^2\cdot K_n'}{E\cdot A\cdot\kappa} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-62e)$$

である。

式(4·2−62a)の連立方程式は無限級数で表されているが、実際にはnを20項程度として方程式を解き、フーリエ1次～20次モードのw_n, v_nを求めればよい。なお、接線方向変位のフーリエ0次モードv_0は、式(4·2−59)で表される地震力において$\tau_0 = 0$となる条件から、

$$v_0 = \frac{f(\tau_0')}{f(\beta_0)} + \frac{1}{f(\beta_0)}\sum_{n=1}^{\infty}\left\{g(\tau_n') - v_n\cdot g(\beta_n) - w_n\cdot g(\beta_n')\right\}\cdot h_{0,n} \quad \cdots\cdots (4\cdot2-63)$$

と決まる。

リングの応力は、w_n, v_nを式(4·2−60)に代入することにより求められる。

4) 本手法の解析精度

拡張した耐震解析手法の解析精度を、動的FEMとの比較計算により検討した。比較計算の対象としたのは、4·2·7項で検討した5ケース(表4·2−9参照)である。本手法の計算で必要な地表面変位U_hには、動的FEMで得られた値を用いた。比較計算の結果を表4·2−14に示す。応力の分布形状については図4·2−16～18に示した。これらの比較図表から、次のことがいえる。

① 2層構造地盤系についての本手法の解析精度は、均質地盤系に比べて低い。応力の最大値に関していえば、均質地盤系の場合は動的FEMとの誤差がおおむね数%であったが、2層構造地盤系では30%を越えるケースもある(ケース8,9)。特にせん断力の誤差が大きい。

② 地層境界がトンネル横断面を横切るケース(ケース5,6,7,8)では、本手法による曲げモーメントとせん断力は小さく計算される傾向がある。これらの分布形状については、全体的な特徴は表現できているが、地層境界付近での急激な変化を表現しきれていない。軸力は、最大値としては大きく計算されているが、これは横断面の下半部においてであり、上半部では過小に計算している。

③ トンネル全体が第2層内に入っているケース(ケース9)では、全ての応力が小さく計算されており、特にせん断力の誤差が大きい。ケース9は均質地盤系について検討したケース2と同様にトンネル下端が基盤層に近づいているケースである。ケース2でも本手法によるせん

表4·2−14　2層構造地盤系についての本計算法と動的ＦＥＭとの比較
（入力地震動100 Gal当たりの値）

ケース No.	表層地盤の応答		トンネルの応答					
	地表面加速度 (Gal)	地表面変位 (cm)	最大曲げモーメント (tf·m/m)		最大せん断力 (tf/m)		最大軸力 (tf/m)	
			ＦＥＭ	本計算法	ＦＥＭ	本計算法	ＦＥＭ	本計算法
5	324	8.56	144.5	121.7 (0.84)	55.2	38.7 (0.70)	98.1	121.1 (1.23)
6	297	6.60	93.9	86.5 (0.92)	31.2	26.2 (0.84)	94.5	98.5 (1.04)
7	344	10.84	170.9	152.8 (0.89)	51.4	44.8 (0.87)	112.1	144.4 (1.29)
8	343	6.73	139.4	110.5 (0.79)	68.5	41.8 (0.61)	101.1	138.8 (1.37)
9	325	8.61	91.4	61.6 (0.67)	35.6	15.6 (0.44)	125.1	106.0 (0.85)

（　）内は動的ＦＥＭに対する比

断力の計算値に比較的大きい誤差が生じていたが、ケース9では誤差がさらに大きくなった。

このように2層構造地盤系に拡張した耐震計算法の解析精度が均質地盤系に比較して低い主な理由としては、2層構造地盤・トンネル間の相互作用ばねの設定が適切でないことが考えられる。本手法では均質地盤系を対象として評価した比較的単純な相互作用ばねを2層構造地盤の各層に形式的に適用したのであるが、実際の相互作用ばねは2層間の相互作用や地盤変位・応力の連続性等により、特に地層境界付近で複雑に変化するものと考えられる。2層構造地盤系の相互作用ばねの設定法については、今後さらに詳細な検討が必要である。

5)　地震時応力の特性に関するパラメータ・スタディ

本手法は、上述したように条件によってはトンネル応力の計算値に30％を越える誤差が生ずるが、トンネル応力の定性的な傾向の把握には利用できると考えられる。2層構造地盤系の地震時応力の特性については4·2·7項で5ケースの地盤・トンネル条件を対象として動的FEMによる検討を行ったが、ここでは、本手法を用いたパラメータ・スタディによりこの検討を補足する。

図4·2−19に示した2層構造地盤系ではトンネルの地震時応力に関係するパラメータが数多くあるが、これらを以下に示す12のパラメータに整理した。

$$P_1 = \frac{H_2}{H_1} \qquad P_2 = \frac{V_{S2}}{V_{S1}} \qquad P_3 = \frac{\rho_2}{\rho_1} \qquad P_4 = \frac{2R}{H_g} \qquad P_5 = \frac{H}{H_g} \qquad P_6 = \frac{h}{2R}$$

κ　　ν_1　　ν_2　　$\beta_{G1} = \dfrac{G_1 \cdot R}{E \cdot A}$　　$\beta_{G2} = \dfrac{G_2 \cdot R}{E \cdot A}$　　V_{S1}

これらのパラメータのうちで、軟質層と硬質層の剛性比に関するP_2、およびトンネルの深度に関するP_5の2つを選び、これらパラメータとトンネル応力との関係を調べた。他のパラメータは、4·2·6項で行った均質地盤系を対象としたパラメータ・スタディと同様にして、表

表4·2－15　パラメータ・スタディの条件

固定したパラメータ	$P_1 = H_2/H_1 = 1$
	$P_3 = \rho_2/\rho_1 = 1$
	$P_4 = 2R/H_g = 0.2$
	$P_6 = h/2R = 0.05$
	$\kappa = 8.346 \times 10^{-4}$
	$\rho_1 = \rho_2 = 1.7\,t/m^3$
	$\nu_1 = \nu_2 = 0.40$
	$V_{s1} = 100\,m/s$
	$E = 3.2 \times 10^6\,tf/m^2$
変化させたパラメータ	$P_2 = V_{s2}/V_{s1}$
	$P_5 = H/H_g$
従属させたパラメータ	$A = h \cdot 1$　　(m^2/m)
	$G = \rho \cdot V_s^2$　(tf/m^2)
	$\beta_G = G/(2E \cdot P_6)$

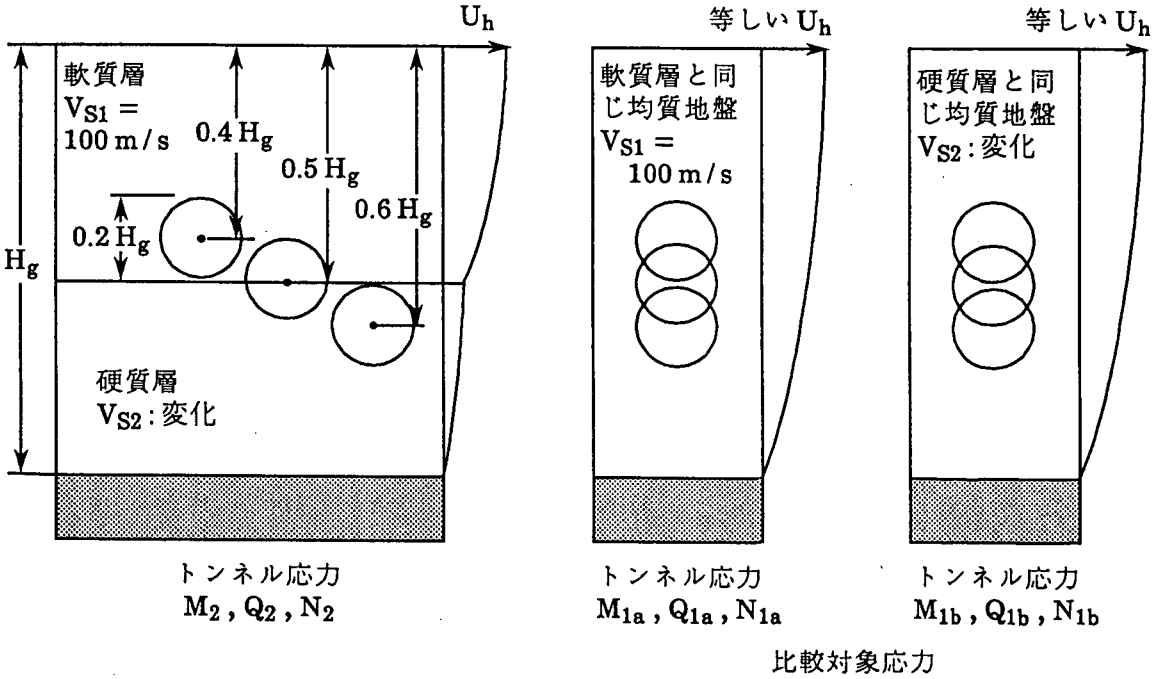


図4·2－26　パラメータ・スタディの方法

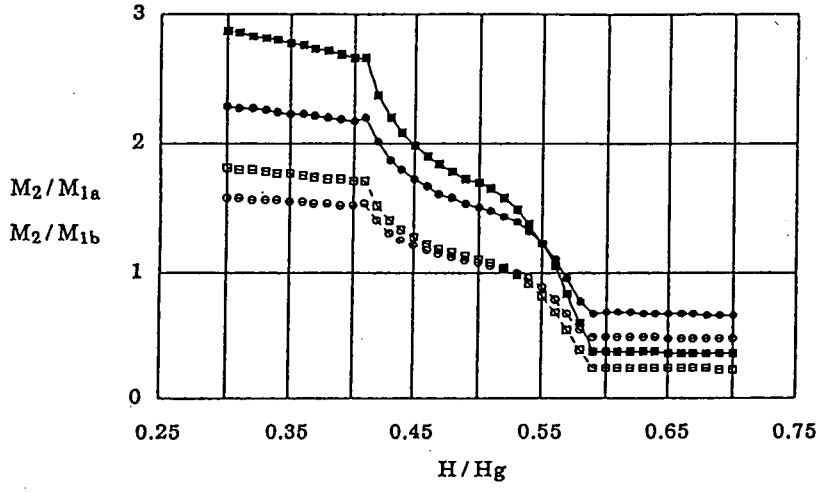
4・2－15のように設定した(表4・2－8参照)。図4・2－26はパラメータ・スタディの方法を示したものである。2層構造地盤の軟質層のせん断波速度V_{S1}を100m/sに固定し、硬質層のせん断波速度V_{S2}の比$P_2 = V_{S2}/V_{S1}$を1～3の範囲で変化させた。トンネルの深度に関するパラメータ$P_5 = H/H_g$は、0.3～0.7の範囲で変化させた。この範囲のうち、P_5が0.4～0.6のときに横断面が地層境界にまたがる。2層構造地盤中のトンネルに生ずる応力は、曲げモーメントM_2、せん断力Q_2、および軸力N_2であるが、これらを均質地盤中のトンネル応力との比率で表すことにする。均質地盤としては、軟質層と同じ地層、および硬質層と同じ地層の2通りがあるので、各均質地盤中のトンネル応力をM_{1a}, Q_{1a}, N_{1a}ならびにM_{1b}, Q_{1b}, N_{1b}とする。ここで、地震動の規模については、各地盤の地表面での変位振幅が等しくなるようにした。

以上のパラメータ・スタディの結果を、図4・2－27と図4・2－28に示す。図4・2－27はトンネル応力とパラメータP_5との関係を表したものである。また、図4・2－28はトンネル応力とパラメータP_2との関係を表したものである。図4・2－27において、せん断力および軸力の一部が$P_5 = 0.40 \sim 0.45$の間で急激な変化を示しているが、これは横断面が地層境界に差しかかった状態であり、解析上、トンネル応力の計算方法が変わるために生じたものである。本解析手法には比較的大きな計算誤差があるほか、このような問題点もあるが、パラメータ・スタディの結果から2層構造地盤中のトンネルに生ずる応力に関して定性的には以下のことがいえる。ただし、4・2・7項に示したことがらを補足する程度にとどめる。

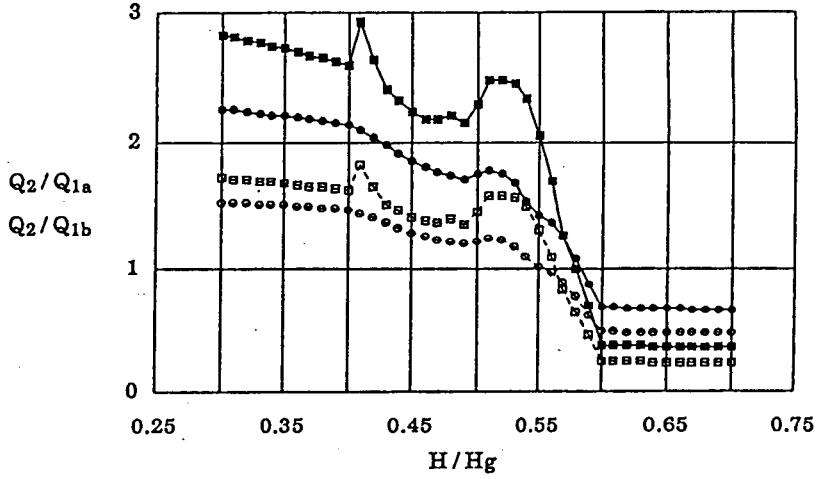
①2層構造地盤系で横断面全体が軟質層に入っている場合の応力は、軟質層と同じ地層の均質地盤系の応力に比べてかなり大きい。これは、2層構造地盤では振動モードが地層境界で変化し、地層境界近傍の軟質層に大きなひずみが生ずるためである。

② 逆に、横断面全体が硬質層に入っている場合には、トンネルの応力は硬質層と同じ均質地盤系の応力に比べて小さい。これは、地表面での変位振幅が等しければ、2層構造地盤の硬質層でのひずみは均質地盤でのひずみよりも小さいためである。

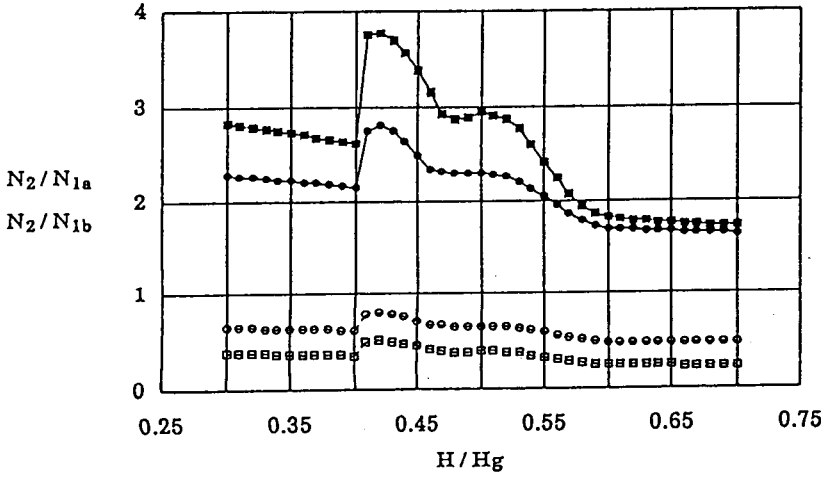
③ 上記①,②の特性は、軟質層と硬質層の剛性の差が大きくなるほど、傾向が強くなる。



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

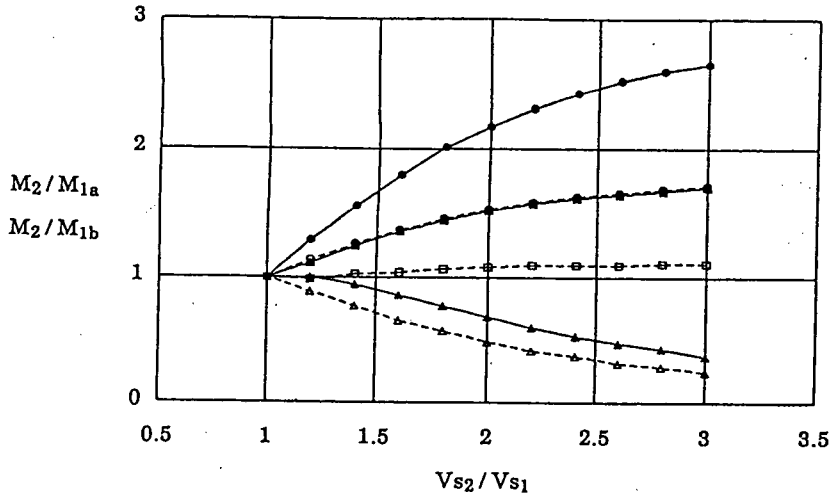


(c) 軸　力

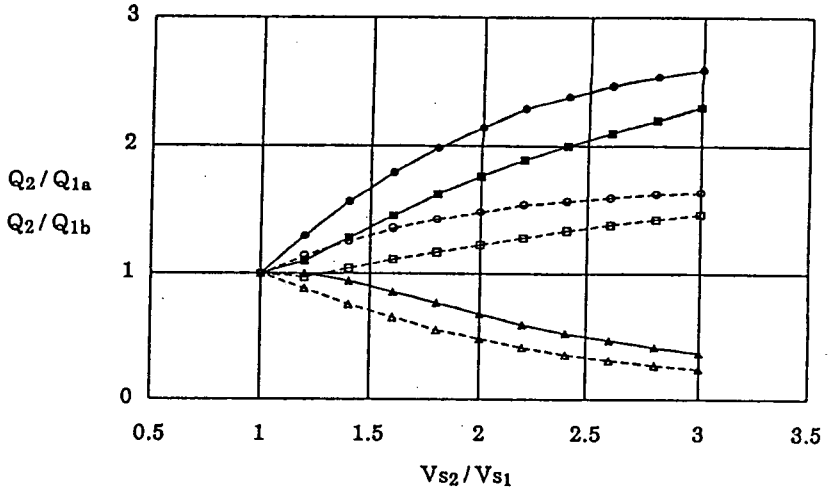
凡　例

$V_{s2}/V_{s1}=2$	M_2/M_{1a} , Q_2/Q_{1a} , N_2/N_{1a}
3	
2	M_2/M_{1b} , Q_2/Q_{1b} , N_2/N_{1b}
3	

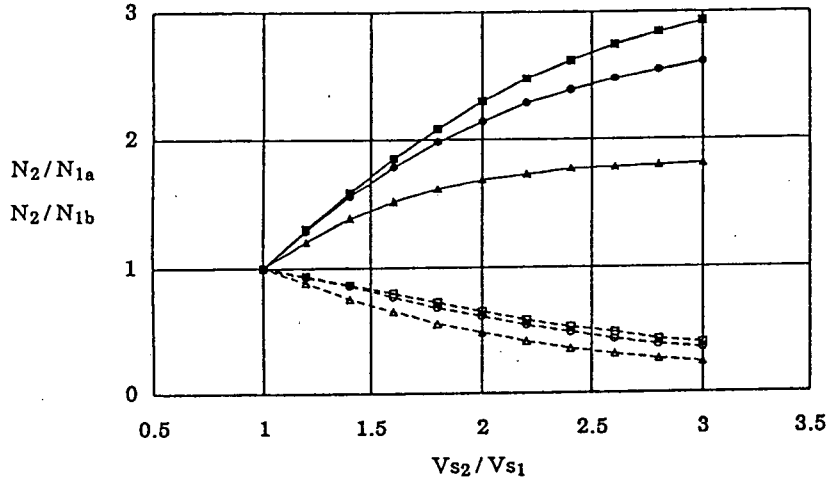
図 4·2−27　トンネル深度とトンネル応力の関係(2層構造地盤系)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力



(c) 軸　力

凡　例

H/Hg=0.4	M2/M1a , Q2/Q1a , N2/N1a
0.5	
0.6	
0.4	M2/M1b , Q2/Q1b , N2/N1b
0.5	
0.6	

図 4·2−28　地層の剛性比とトンネル応力の関係（2層構造地盤系）

4·2·9 ま と め

大深度·大口径シールドトンネルの横断面方向の耐震設計法の確立を目的として、実用的な耐震計算法の研究·開発を進めている。本年度の研究成果は以下のようにまとめられる。

(1) 均質地盤系の耐震計算法の改良(相互作用ばねの改良)

均質地盤中のトンネルを対象として平成元年度に開発した耐震計算法について、トンネル·地盤間の相互作用を表現するばねのモデルを改良した。平成元年度の耐震計算法も含め、地中構造物の耐震計算では、通常、Winkler型のばねが用いられているが、改良モデルは均質な無限弾性体中の円孔の表面に載荷したときの荷重·変形関係からトンネル·地盤間の相互作用ばねを評価しており、地盤を連続弾性体と考えた場合の荷重·変形関係をより忠実に表現することができる。この改良モデルではトンネル横断面の法線方向と接線方向のばね作用が連成しており、ばね定数は次式で表される。なお、相互作用ばねをWinkler型にモデル化した場合には、トンネルに生ずる地震時応力のうち特に軸力を小さく見積もる結果となる。

$$K_n = \frac{G}{R}\cdot C_n \quad 、 \quad C_n = \begin{cases} 2 & : n = 0 \\ 4 & : n = 1 \\ 2\cdot\dfrac{2n+1-2\nu(n+1)}{3-4\nu} & : n \geqq 2 \end{cases}$$

$$K_n' = \frac{G}{R}\cdot C_n' \quad 、 \quad C_n' = \begin{cases} 0 & : n = 0,1 \\ 2\cdot\dfrac{n+2-2\nu(n+1)}{3-4\nu} & : n \geqq 2 \end{cases}$$

K_n :与えた変位または荷重と同じ方向に作用するばねの定数 (単位:tf/m^3)

K_n':与えた変位または荷重に対して直交方向に連成するばねの定数 (単位:tf/m^3)

G :地盤のせん断弾性係数 (単位:tf/m^2)

R :トンネル横断面の図心半径 (単位:m)

ν :地盤のポアソン比

n :トンネルの変形モードのフーリエ次数

(2) 地震時応力の再定式化

相互作用ばねの改良にともない、平成元年度に定式化した地震時応力の再定式化を行った。また、地震時応力の概算値を得るための近似計算式を改良した。改良された近似計算式は次式のとおりである。

最大曲げモーメント $M_{max} = \dfrac{3\pi\cdot E\cdot I}{2R\cdot H_g}\cdot U_h\cdot \sin\left(\dfrac{\pi\cdot H}{2H_g}\right)\cdot C$ (単位:$tf\cdot m/m$)

最大せん断力 $Q_{max} = \dfrac{3\pi\cdot E\cdot I}{R^2\cdot H_g}\cdot U_h\cdot \sin\left(\dfrac{\pi\cdot H}{2H_g}\right)\cdot C$ (単位:tf/m)

最大軸力　$N_{max} = \frac{3\pi \cdot E \cdot I}{R^2 \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \left(1 + \frac{G \cdot R^3}{6E \cdot I}\right) \cdot C$　（単位：tf/m）

ただし、$C = \frac{4(1-\nu) \cdot G \cdot R^3}{(3-2\nu) \cdot G \cdot R^3 + 6(3-4\nu) \cdot E \cdot I}$

ここに、
- H_g ：表層地盤の層厚　単位；m
- H　：トンネル中心の深度　単位；m
- R　：トンネル横断面の図心半径　単位；m
- E　：覆工の弾性係数　単位；tf/m^2
- I　：覆工の断面2次モーメント　単位；m^4/m　（単位奥行き当たり）
- G　：地盤のせん断弾性係数　単位；tf/m^2
- ν　：地盤のポアソン比
- U_h ：地表面での変位振幅　単位；m

(3) 開発した耐震計算法の検証

開発・改良した耐震計算法の妥当性および計算精度を検討することを目的として、動的FEMとの比較計算を行った。トンネルの深度、口径、および地盤物性をパラメータとした4ケースについて両計算法で計算した結果、均質地盤中のトンネルについては一部のケースを除いて、開発した計算法と動的FEMとでトンネル応力が実用的に十分な精度（誤差数％）で一致することが確認された。計算誤差が比較的大きかったのは、トンネル横断面の下端が基盤層にかなり近づいているケースにおけるせん断力であり、誤差は約20％となった。

(4) 2層構造地盤中のトンネルに生ずる地震時応力の検討

大深度・大口径シールドトンネルの現実的な問題として、トンネル横断面が軟質層と硬質層にまたがるケースの地震時応力について、動的FEM解析により検討した。検討対象としたのは、トンネル横断面を横切る層境界の位置、軟質・硬質層の物性値、およびトンネル深度をパラメータとした5ケースであり、各ケースとも、地盤は1次モードで振動するものとした。

検討の結果、地震時応力の特性に関し、次のような基礎的な知見が得られた。

① 曲げモーメントおよびせん断力の分布形は地層境界の影響を受け、均質地盤系の分布形から大きく変化する。軸力の分布形の変化は比較的小さい。せん断力が最大となる位置はおおむね地層境界の位置に近いが、曲げモーメントと軸力については最大となる位置に関して明確な法則性が見つからない。

② 軟質層・硬質層それぞれの物性をもつ均質地盤系の応力と比較した場合、曲げモーメントとせん断力はいずれの均質地盤系の応力よりも大きい。応力の増加は、軟質・硬質層のコントラストが大きいほど大きい。軸力は、軟質の均質地盤系よりも大きいが、硬質の均質地盤系よりは小さい。地層境界がトンネル横断面のどこに位置した場合に応力が最も大きくなるかについては、明確な法則性が見つからない。

③ トンネル横断面が2層地盤の下層内に完全に入っている場合も、応力分布形に均質地盤系との差が生ずるなど、2層構造の影響を受ける。

(5) 2層構造地盤系の耐震計算法の検討

均質地盤中のトンネルを対象として開発した耐震計算法を、2層構造地盤系に拡張することを試みた。動的FEMとの比較計算を行った結果、拡張した計算法は均質地盤系の計算法に比較して計算精度が低いことが指摘された。これは、2層構造地盤系のトンネル・地盤間の相互作用ばねの評価が適切でないことが原因と考えられる。

(6) 今後の研究課題

本年度の研究により、均質地盤中のシールドトンネル横断面を対象とした実用的な耐震計算法の開発については、一応の成果が得られた。今後、2層構造地盤系を対象とした耐震計算法の確立、大深度・大口径シールドトンネルの横断面方向の耐震設計ガイドラインの策定等を進める上で、必要と考えられる研究課題を以下に挙げる。

① トンネル・地盤間の相互作用ばねの検討

本年度の検討で、均質地盤系の相互作用ばねについては、モデル化手法およびばね定数の算定法を提示し、その妥当性も検証した。これに対し、2層構造地盤系の相互作用ばねについては、本年度に、均質地盤系のばねを形式的に拡張したモデルを考え耐震計算法に取り入れたが計算精度に問題があり、モデル化に関してのさらに詳細な検討の必要性が指摘された。応答変位法に基づいた耐震計算法においては、構造物・地盤間の相互作用ばねのモデル化は重要な研究課題であり、今後も検討が必要である。

② 上下方向地震動によるトンネル応力の検討

これまでの研究では、地震動として水平動を対象としてきた。地震の上下動によってトンネル横断面に生ずる応力は設計上問題にならない大きさであることも予想されるが、一応の検討は必要と考えられる。

③ 常時応力との比較検討

地震時応力は常時応力に対してどの程度の比率になるのか、また、シールドトンネルの設計上、地震時応力が問題となるのはどういう地盤・トンネル条件かを把握する。

参考文献

1) 建設省土木研究所・先端建設技術センター・奥村組・鹿島建設・鴻池組・清水建設・大成建設・飛島建設・間組・フジタ工業：「地下構造物の耐震設計技術に関する研究　平成元年度共同研究報告書」, pp. 92~131, 1990年

2) 土木学会：「トンネル標準示方書（シールド編）・同解説」, pp. 36~38, 1986年

3) 日本道路協会：「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」, pp. 193~196, 1980年

4) 川本眺万：「応用弾性学」, pp. 67~71, 共立出版, 1968年

5) 日本国有鉄道編：耐震設計指針（案）解説, pp. 54~57, 日本鉄道施設協会, 1979年

6) 日本道路協会：「共同溝設計指針」, pp. 52~58, 1986年

4·3 双設トンネルの地震時挙動特性に関する検討

4·3·1 はじめに

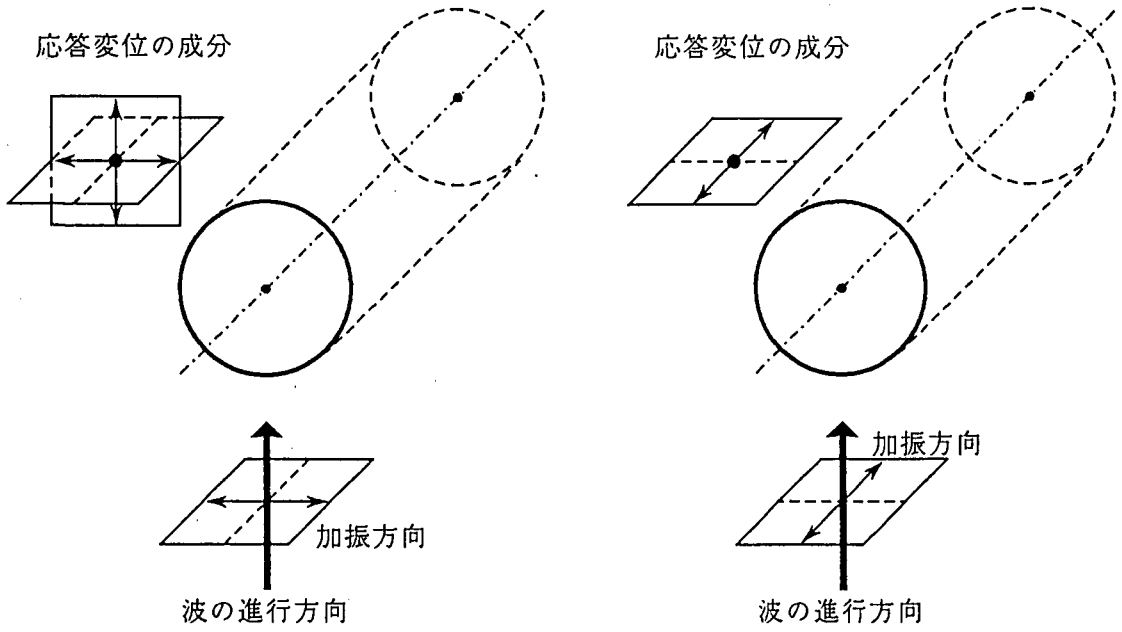
大都市圏における土地利用の高度化に伴い、大深度·大断面のシールドトンネルの建設が今後増大するものと予想される。また、道路·鉄道·河川などその利用形態および輸送量によっては単設のトンネルでは対処できず、東京湾横断道路のシールドトンネル部に見られるような双設のトンネルとする必要が生じる場合も考えられる。しかし、双設トンネルの耐震性については、これまで十分な検討が行われていないため未解明な部分が多い。双設トンネルの耐震性に関する最も重要な検討課題は、単設トンネルの地震時挙動との差異を定量的に把握することであり、トンネル相互の挙動が及ぼす影響度を解明することである。

さて、トンネルのような線状地中構造物の耐震性の検討は、従来主として長手方向について行われてきた。これは、地表付近に埋設されるトンネルの場合、横断面内の相対変位が長手方向のものと比較して小さいことが背景となっている。しかしながら、地中構造物の大深度·大断面化に伴い、構造物横断面の上下端の相対変位はこれまでのものよりも大きくなることから、横断面の検討も重要となってくる。これらを踏まえ、本研究は、数値解析手法により、せん断波に対する双設トンネルの地震時挙動特性を横断面について検討するものである。

ところで、せん断波に対するトンネルの地震時挙動をその横断面を対象とした2次元問題として考える場合、入力する地震波動はその振動の方向により2種類に分けることができ、それぞれの入力に対する応答は全く異なる。これらを図で示すと、図4·3−1のように表され、横断面内の波動をSV波、横断面に直交する波動すなわちトンネル軸方向の振幅を有する波動をSH波と称している。SV波入射に対する応答変位は平面内の水平と鉛直の2成分となり、一方、SH波入射に対する応答変位は軸方向の水平1成分のみで鉛直成分は持たない。

平成元年度の研究では、これら2種類の入射波のうちSH波に対する定常応答特性について検討した[1]。トンネル間隔、口径、深度、地盤剛性、入射波の角度および振動数の違いが双設トンネルの地震時挙動に及ぼす影響を検討した結果、いずれの要因も定常応答に及ぼす影響が大きく、とりわけ入射波の振動数の影響が大きい(振動数が高いほどトンネルのせん断応力応答が大きい)ことがわかった。しかしながら、実際の地震波では、高振動数成分の波の変位振幅は小さいことから、定常応答で得られた結論をそのまま評価することはできないと考えられる。そこで、本年度は、地震波入力を主眼とした検討を行うこととし、SV波入射とSH波入射の両者を検討の対象とした。解析手法は、入力する地震波動の違いにより、SV波に対しては2次元有限要素法、SH波に対しては弾性波動論に基づく手法を用いた。

以下、まずSV波入射に対する検討として、双設トンネルおよび単設トンネルの動的応答解析結果から、トンネル間の動的相互作用がトンネルに発生する断面力に及ぼす影響について考察した。次に、SH波入射に対する検討を行い、SV波入射の場合と同様の考察を行った。



(a) SV波入射　　(b) SH波入射

図4・3－1　2次元問題におけるSV波入射とSH波入射

4・3・2・SV波入射に対する検討

1)　概説

本節では、地下深部に建設された双設シールドトンネルのSV波入射に対する動的応答特性を、2次元有限要素法を用いて検討する。本年度の検討では、トンネルの周辺地盤の物性、トンネルの深さおよび口径などのパラメータは固定し、単設トンネルおよび種々のトンネル間隔を有する双設トンネルの動的応答解析結果から、双設するトンネル間の距離が応答に及ぼす影響について以下のような順序で考察する。まず、入射波に対する応答加速度および断面力の伝達関数を用い、周波数軸上で双設トンネルの影響を考察する。次に、単設の場合と双設の場合の断面力の応答波形の比較から、その差異を論じる。さらに、トンネル覆工周上の各点における最大値分布から、双設の影響が覆工のどの部位に顕著に現れるかを検討する。最後に、各時刻ごとの応答値分布をもとに、変形の性状を考察する。

2) 解析モデルおよび解析に用いた定数

SV波入射に対する双設トンネルの地震応答解析モデルの概要を図4·3−2に示す。解析に用いた定数は図中に示したとおりである。本節の検討では、トンネルが双設された場合の影響を把握することを主目的としていることから、地盤·覆工の定数、トンネルの深さ、およびトンネルの径は固定し、トンネル間隔のみをパラメータとして解析を行った。また、入力地震波の違いによる影響を見るために、トンネル間隔が5mの場合については El Centro 記録 N-S 成分と十勝沖地震 八戸記録 N-S 成分の2波を用いた応答解析を行った。これらの地震波の加速度時刻歴およびフーリエスペクトル (最大加速度を 200 gal にした場合のもの) を図4·3−3に示す。また、表4·3−1には解析ケースを示す。

表4·3−1 解析ケース

ケース	トンネル純間隔(m)	覆工のせん断剛性 G (tf/m^2)	深さ (m)	地盤の V_S (m/s)	入力地震波
1(標準)	5	9.0×10^5	50	200	El Centro N-S
2	∞(単設)	〃	〃	〃	〃
3	10	〃	〃	〃	〃
4	50	〃	〃	〃	〃
5	5	〃	〃	〃	十勝沖 八戸 N-S

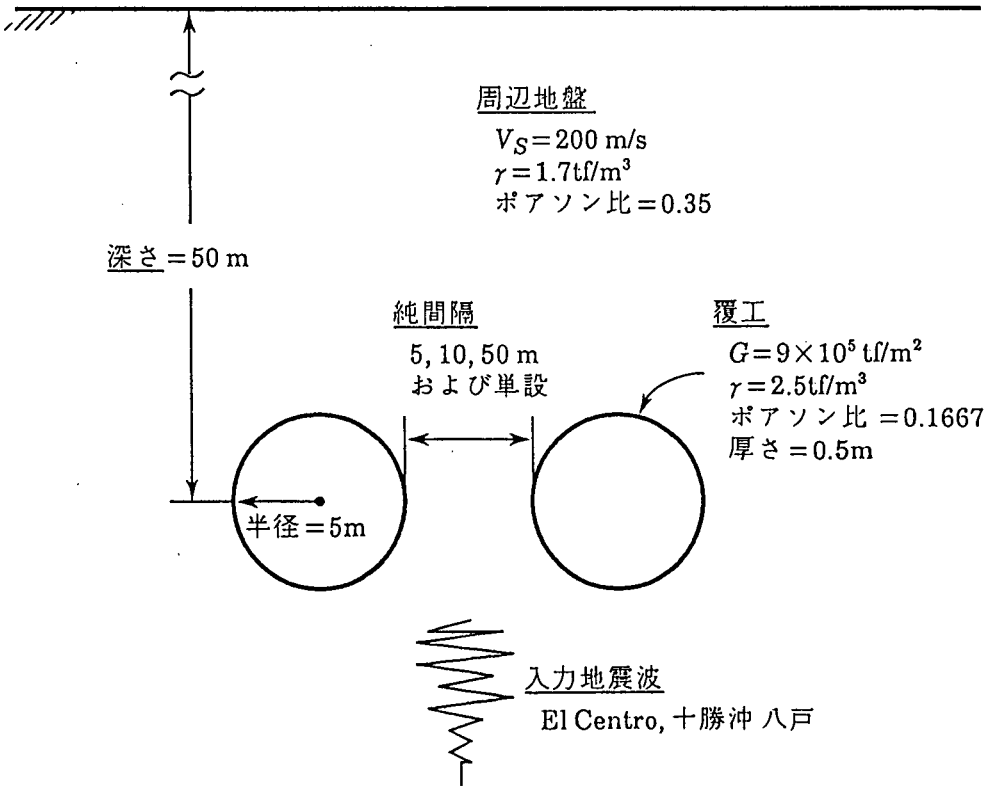
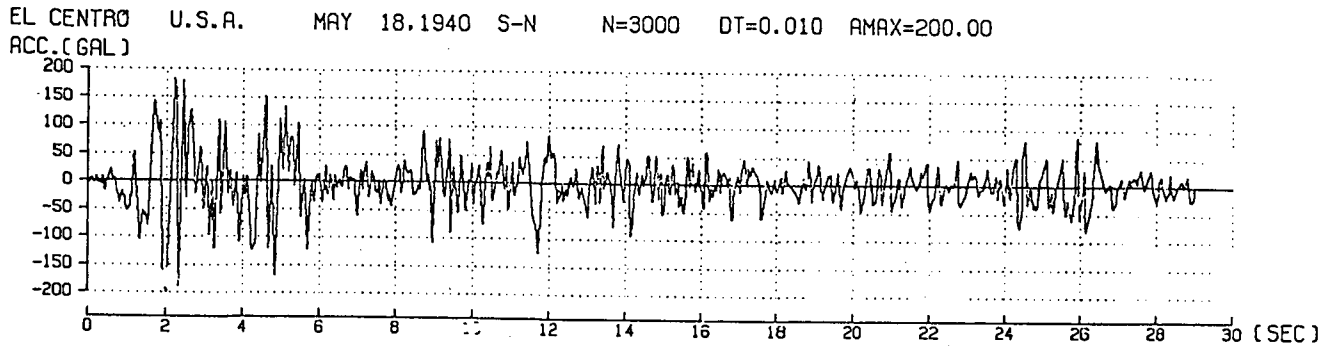
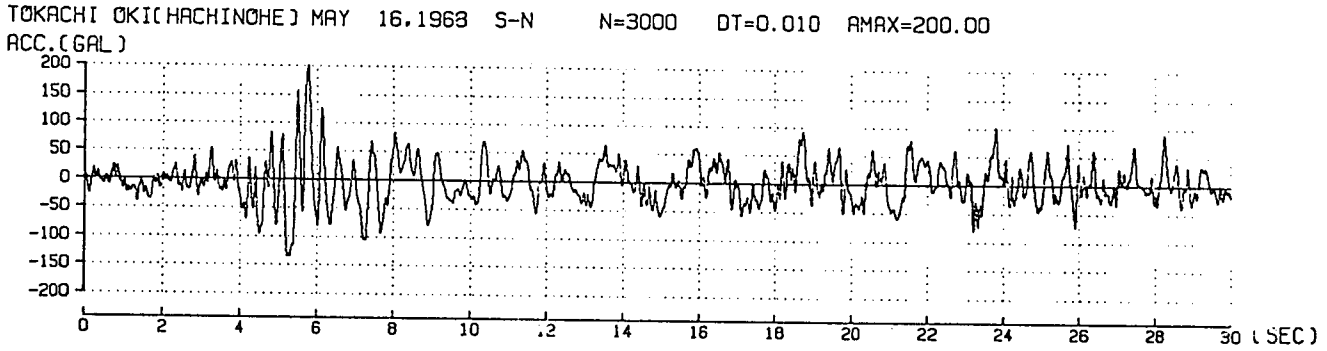


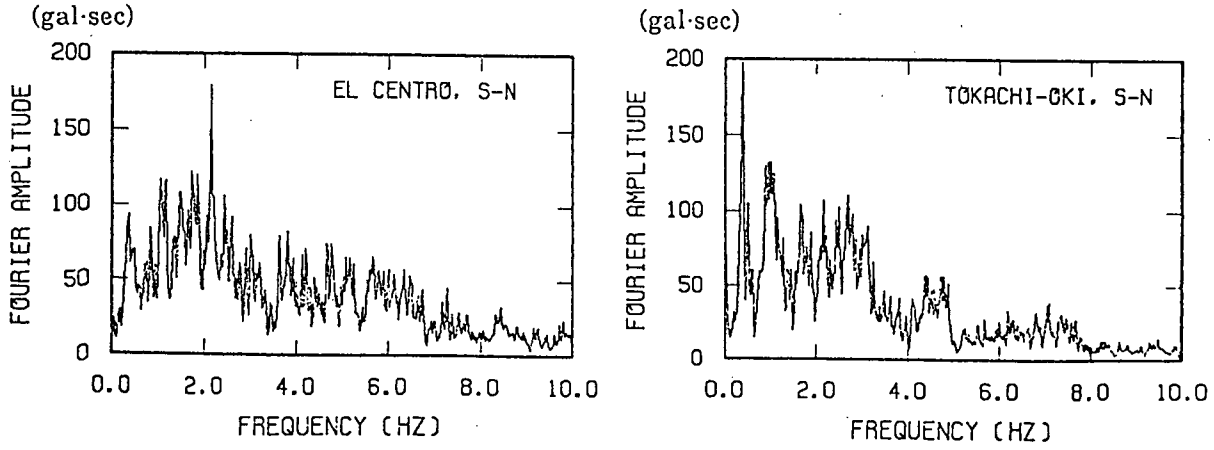
図4·3−2 解析モデルの概要



El Centro 記録 N-S 成分の加速度時刻歴 (最大加速度は200gal に修正)



十勝沖地震八戸記録 N-S 成分の加速度時刻歴 (最大加速度は200gal に修正)



El Centro 記録のフーリエスペクトル

八戸記録のフーリエスペクトル

図4·3−3 入力地震波の加速度時刻歴とフーリエスペクトル

図4·3−4は、トンネル間隔を5mとした場合のFEMモデルを示したものである。左右のトンネルの深さは同一とし、対称モデルを用いた。地盤は半無限一様地盤を想定していることから基盤は設定していない。地震動の入力は底部粘性境界(−72.5m)を介して行い、入力地震動の最大加速度は $2E$ で200 galとした。側方境界はエネルギー伝達境界としている。また、トンネルの形状は正48角形とし、はり要素により覆工(厚さ50 cmと仮定)をモデル化している。地盤および覆工の物性は、先に図4·3−2に示したとおりであり、いずれも減衰は考慮していない。なお、解析には、自社開発のコード(Super Flushとほぼ同等)を用いた。

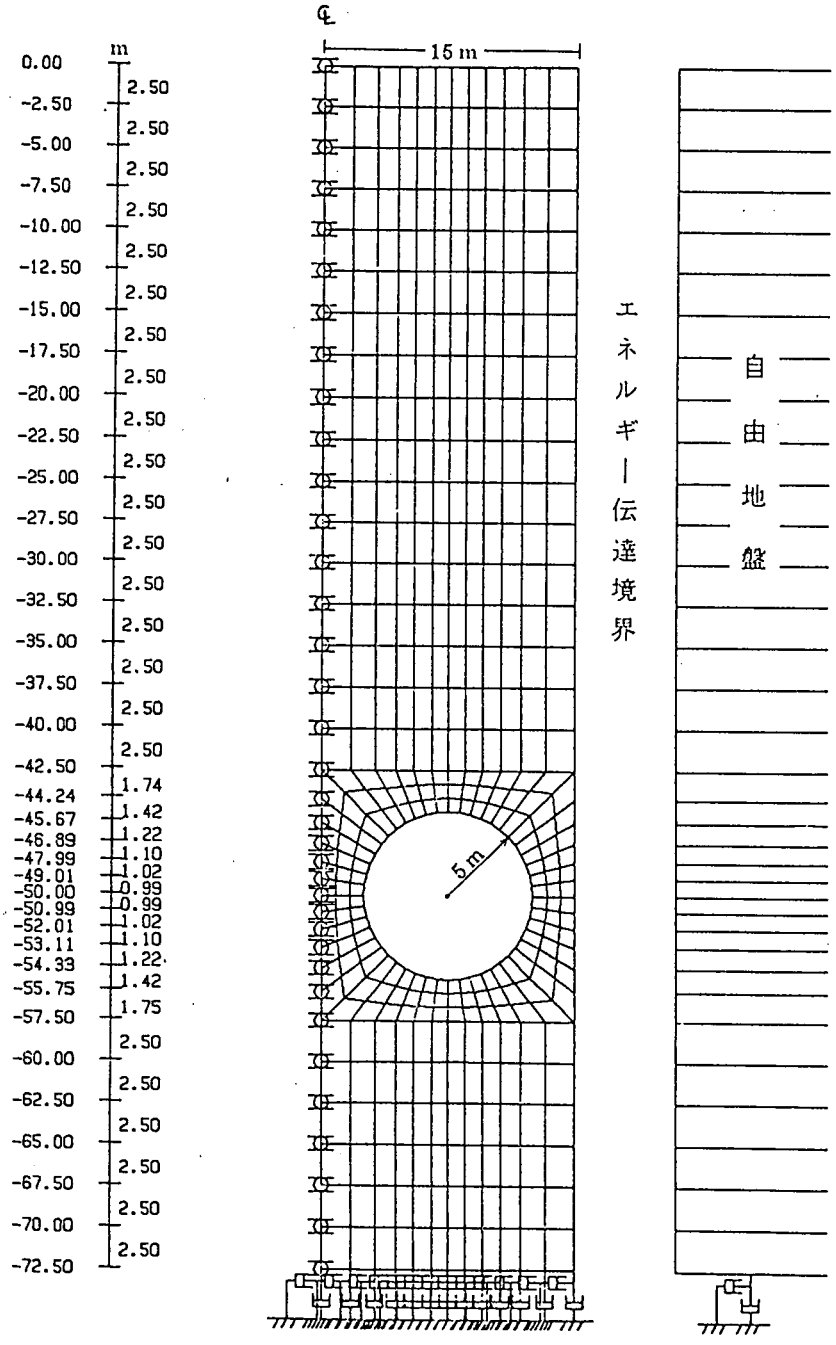


図4·3−4 標準ケースのFEMメッシュ

3) 地震応答解析結果

双設および単設トンネルに対する地震応答解析結果は、以下に示す4種類の出力形式でとりまとめ、これらに基づき双設トンネルの影響を検討する。なお、断面力は、厚さ50cmの覆工における単位奥行き(1m)当たりの値である。

① 入力加速度(2E)に対する応答加速度および断面力の周波数伝達関数

② 断面力の応答波形

③ トンネル周上における最大応答値分布

④ トンネル周上における各時刻断面での応答値分布

(1) 伝達関数による検討

まず、トンネル周上に45°間隔にとった出力点での入力加速度(2E)に対する伝達関数により、単設と双設の差およびトンネル間隔の影響を振動数軸上で検討する。検討の対象とした応答値は、水平および鉛直絶対加速度、はりのせん断力・軸力および曲げモーメントとし、それぞれの応答値の伝達関数を図4・3－5(1)~(5)に示す。なお、断面力は変位に対応する値であるが、これらの図では加速度に対する伝達関数を表示しており、この結果、振動数が0Hz付近でも値を持っている。また、解析結果は右側のトンネルをイメージして出力しており、図の左側がモデルの中心軸側、すなわち隣接するトンネル側となっている。

これらの図より、双設するトンネル間の距離の影響が以下のように考察できる。

- 水平加速度では、双設の影響は概ね4Hz程度以上で現れており、特にトンネル上部および隣接トンネル側(θ＝－90°)での影響が顕著である。
- 双設トンネルの場合には、単設には現れないトンネル頂部および底部の鉛直応答加速度が発生する。また、隣接トンネル側(θ＝－45°~－135°)の鉛直応答加速度がその反対側(θ＝45°~135°)よりも大きくなる傾向がある。
- せん断力では、隣接トンネル側(θ＝－90°)で差が顕著に現れ、また、トンネル間距離が短いほど影響が大きい。一方、隣接トンネルの反対側およびトンネルの上下では双設の影響は見られない。低振動数領域における伝達関数から判断すると、トンネル間隔が5mの場合の－90°でのせん断力は、単設の場合の1.5倍程度になることが予想される。
- 軸力および曲げモーメントにおいても、せん断力の場合と同様に、トンネル間隔が小さいほど断面力が大きくなる。しかし、双設の影響の度合いはせん断力の場合と比較して小さく、トンネル間隔が5mの場合に、軸力で単設の1.1倍、曲げモーメントで1.2倍程度と予想される。

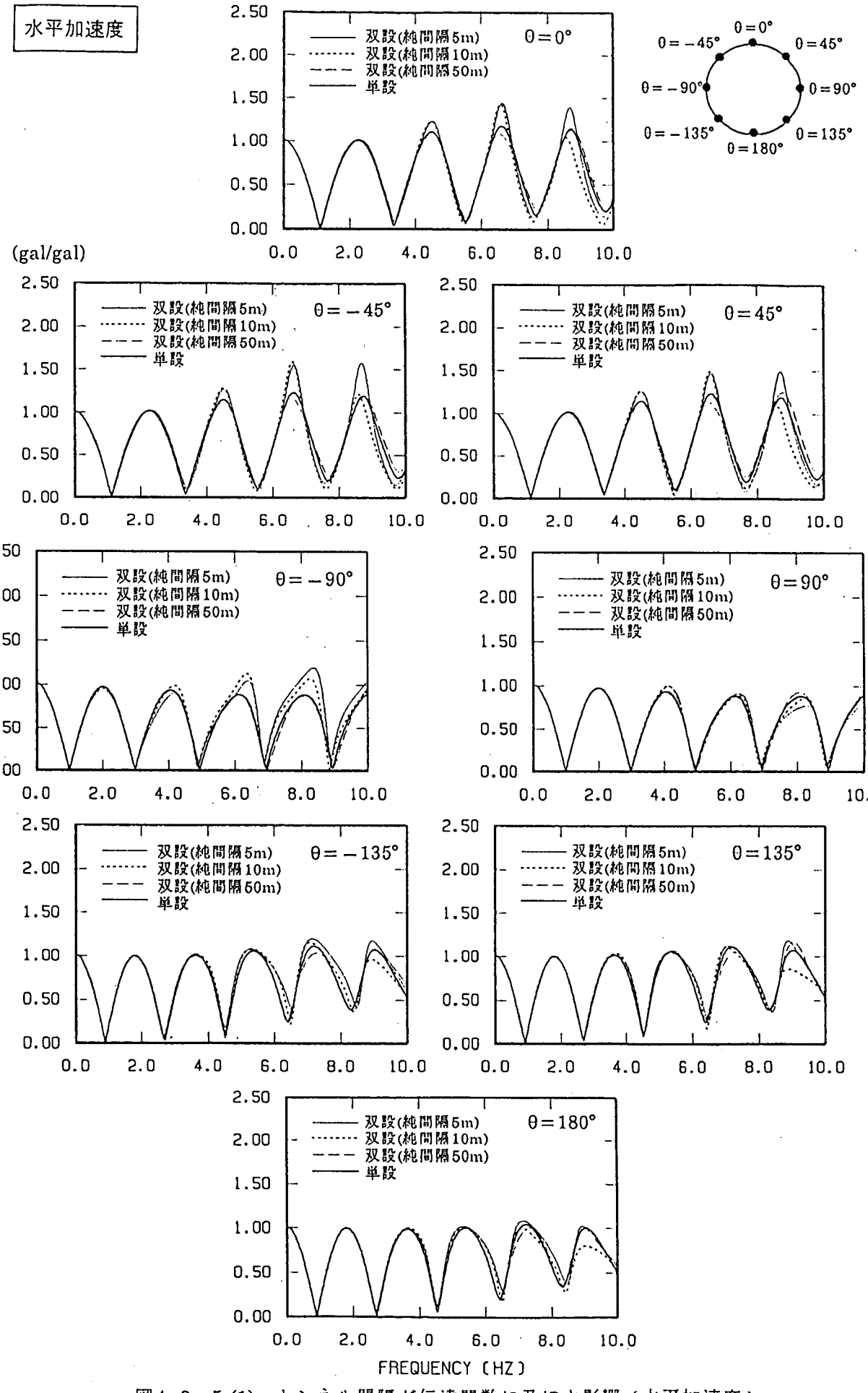


図4・3−5 (1)　トンネル間隔が伝達関数に及ぼす影響（水平加速度）

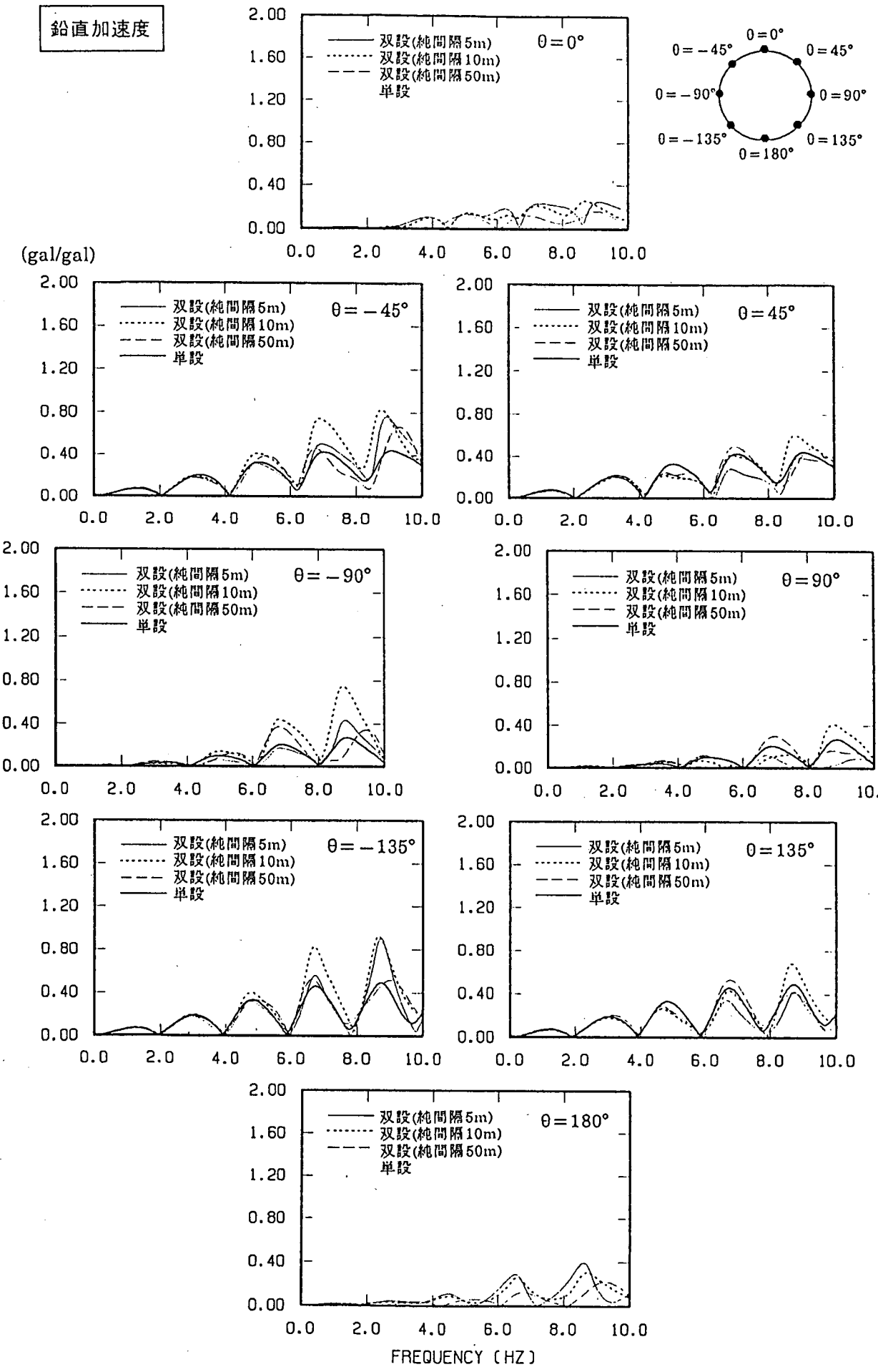


図4·3−5 (2)　トンネル間隔が伝達関数に及ぼす影響（鉛直加速度）

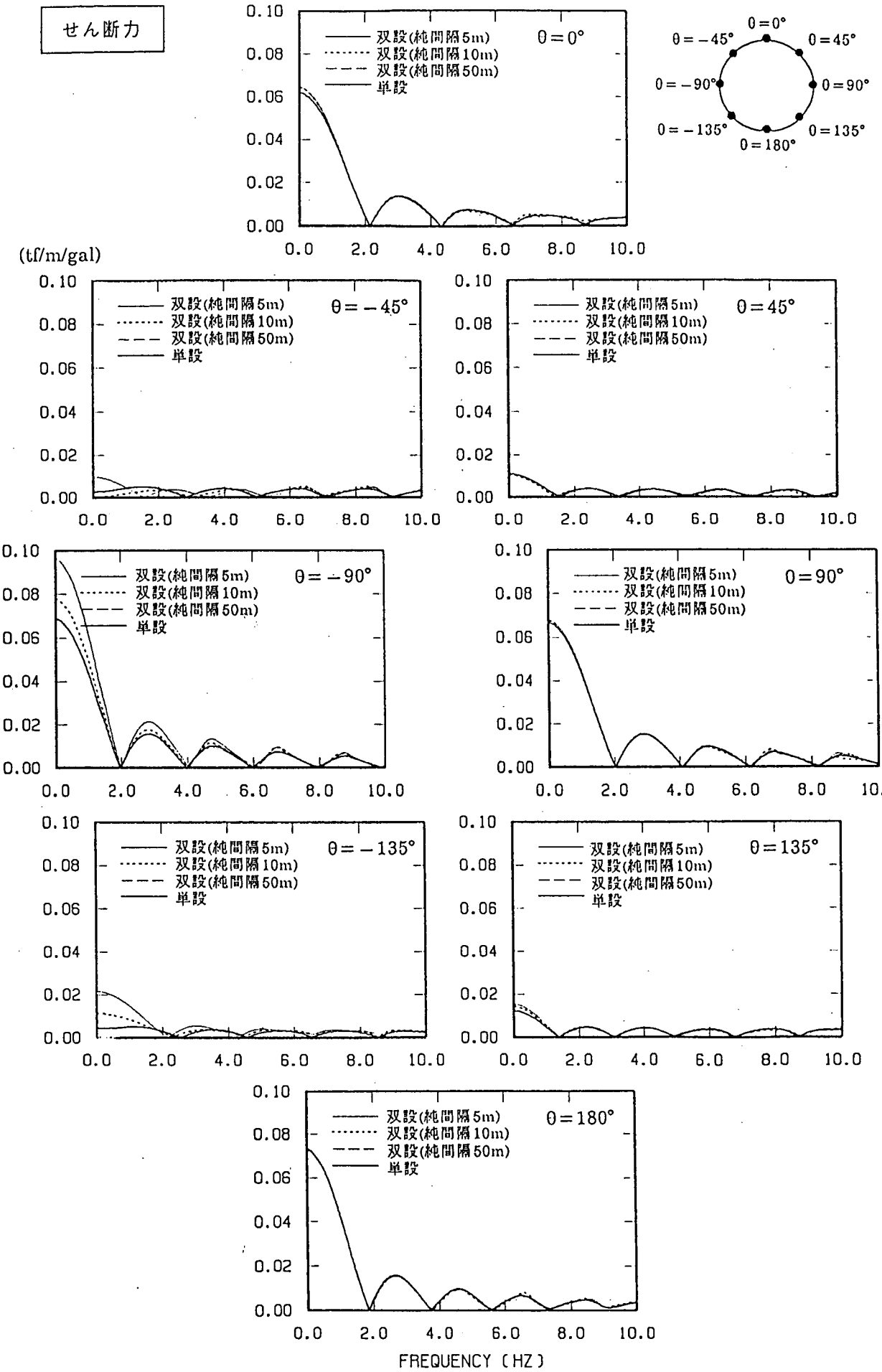


図4・3−5 (3)　トンネル間隔が伝達関数に及ぼす影響（せん断力）

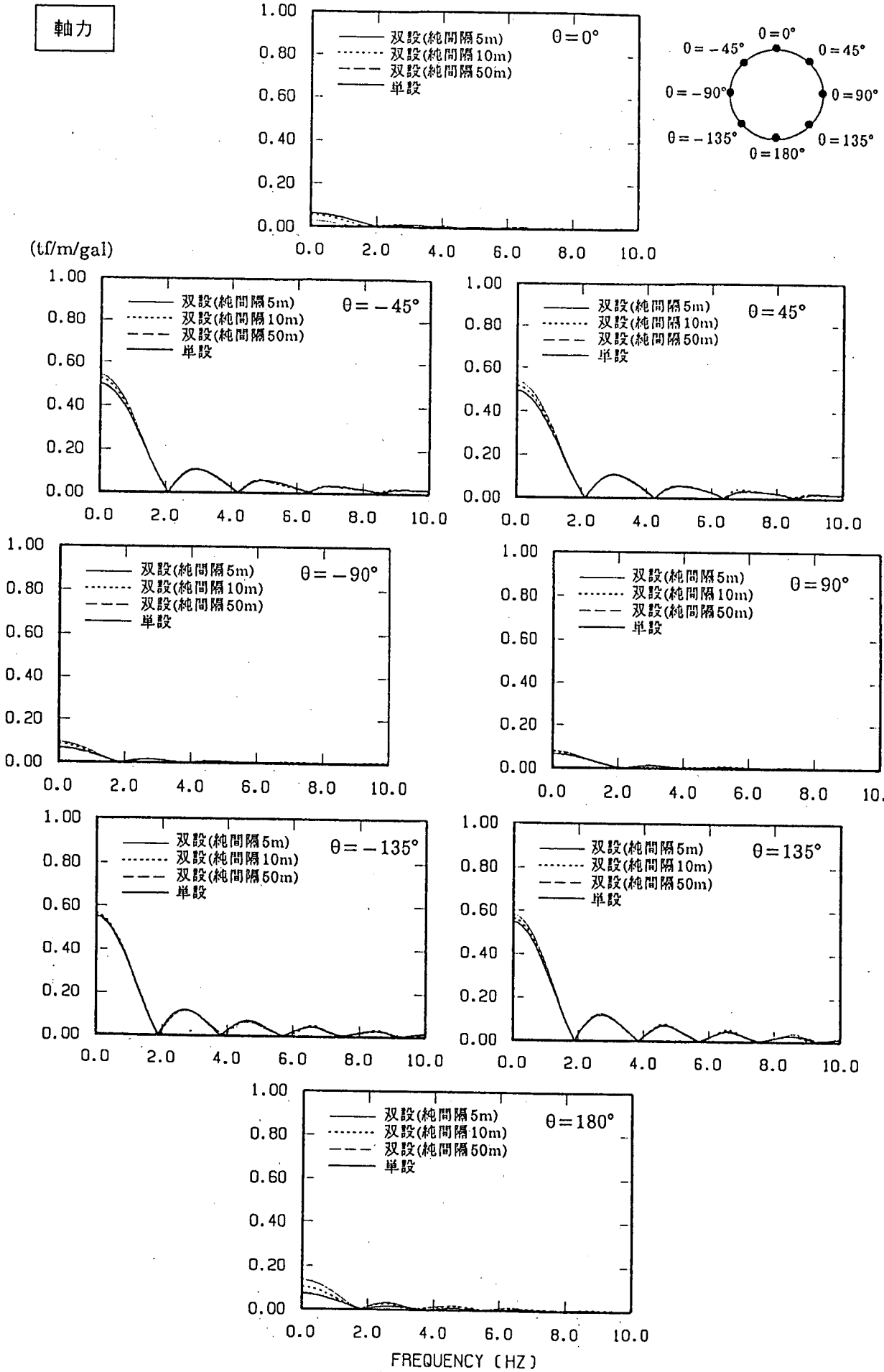


図4・3−5 (4)　トンネル間隔が伝達関数に及ぼす影響（軸力）

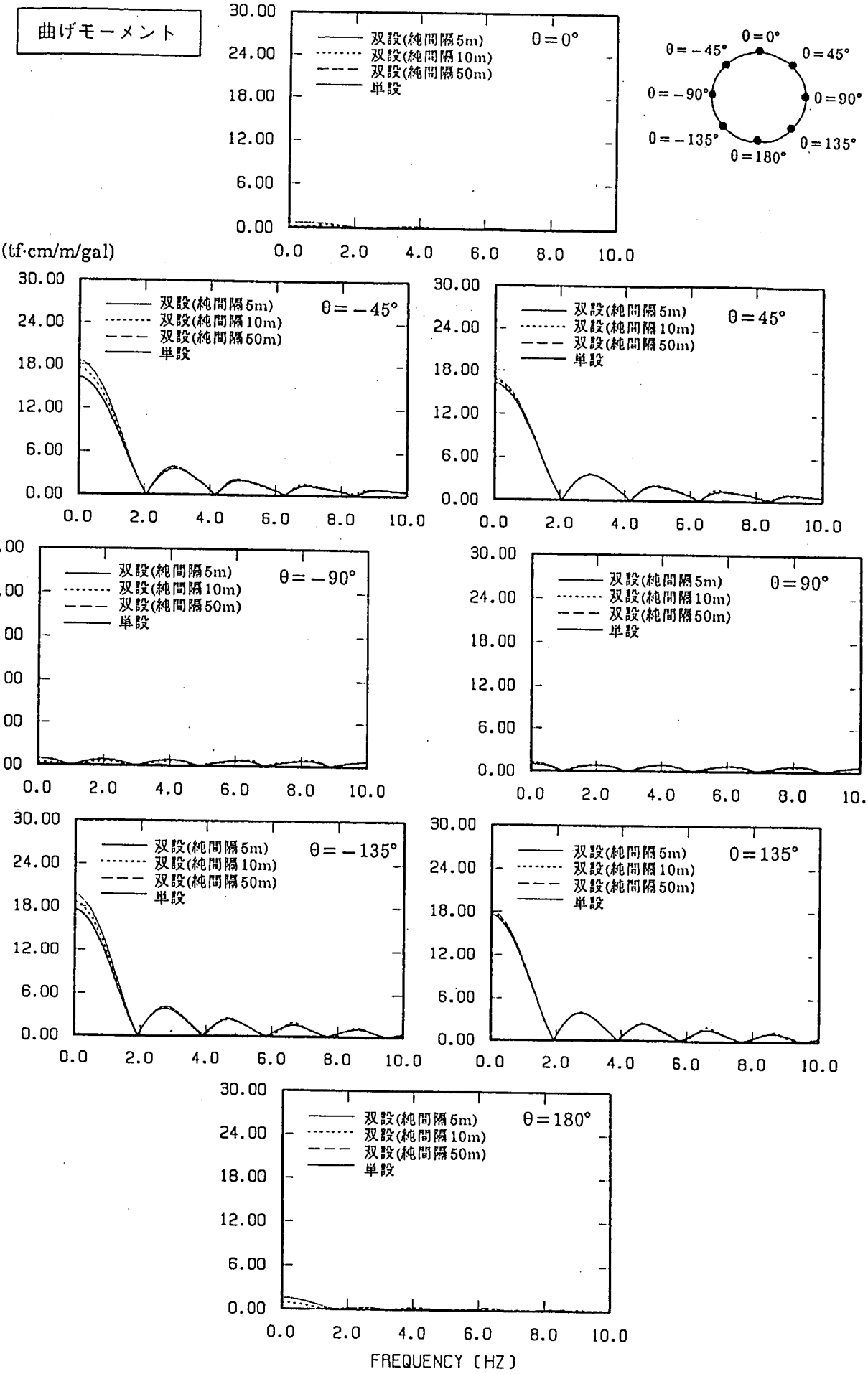


図4·3−5 (5)　トンネル間隔が伝達関数に及ぼす影響（曲げモーメント）

(2) 断面力の応答波形による検討

El Centro記録N-S成分を入力した場合のせん断力・軸力および曲げモーメントの応答波形を、トンネル周上に45°間隔にとった8つの出力点においてそれぞれ単設トンネルの場合と純間隔5mの双設トンネルの場合で比較したものが図4・3－6(1)~(3)である。各図において、実線は双設トンネルの結果、破線は単設トンネルの結果をそれぞれ示している。また、先の伝達関数と同様に、双設の場合の結果は右トンネルをイメージして描かれている。これらの図から明らかなように、せん断力の絶対値は0°および90°方向で大きくなり、45°および135°方向ではほとんど生じない。逆に、軸力および曲げモーメントの絶対値は45°および135°方向で大きくなり、0°および90°方向では小さい。

まず、せん断力に着目すると、中心軸より右側では単設と双設の結果にほとんど差は見られないが、中心軸よりも左側、すなわち隣接するトンネル側において双設の場合の結果が単設の場合を上回っている。例えば－90°の点では双設の場合が単設の約1.4倍程度となっており、これは伝達関数から推定される値とほぼ整合する。一方、軸力に関しては、単設と双設の差は中心軸上で現れているが、絶対値が小さいため実際の影響は顕著とは言えない。曲げモーメントについては、隣接するトンネル側でやや差が出ている。しかしながら、双設の場合には単設場合の1.2倍弱であり、せん断力ほどの差は見られない。

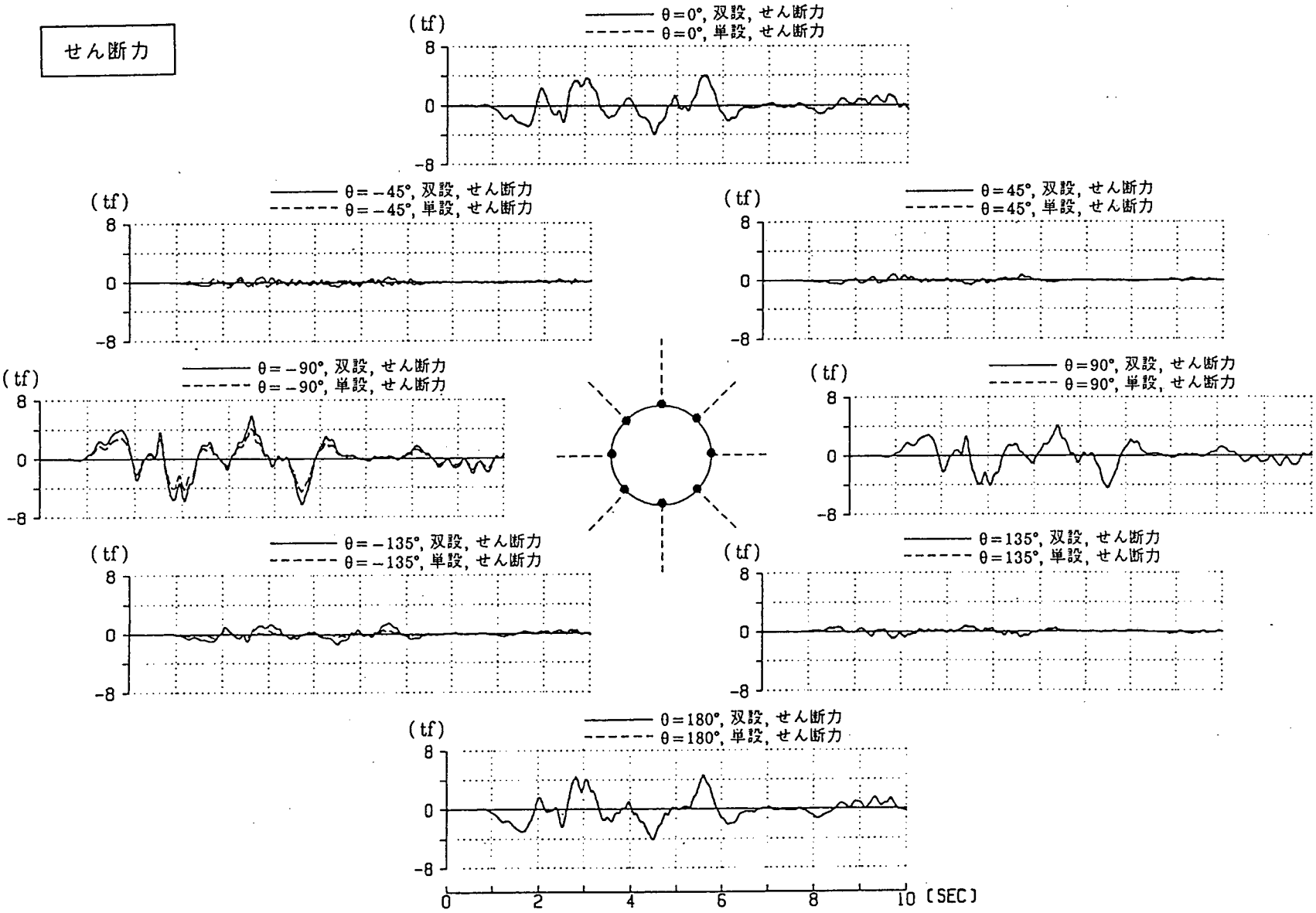


図4·3−6 (1)　双設トンネルと単設トンネルの応答波形の比較（せん断力）

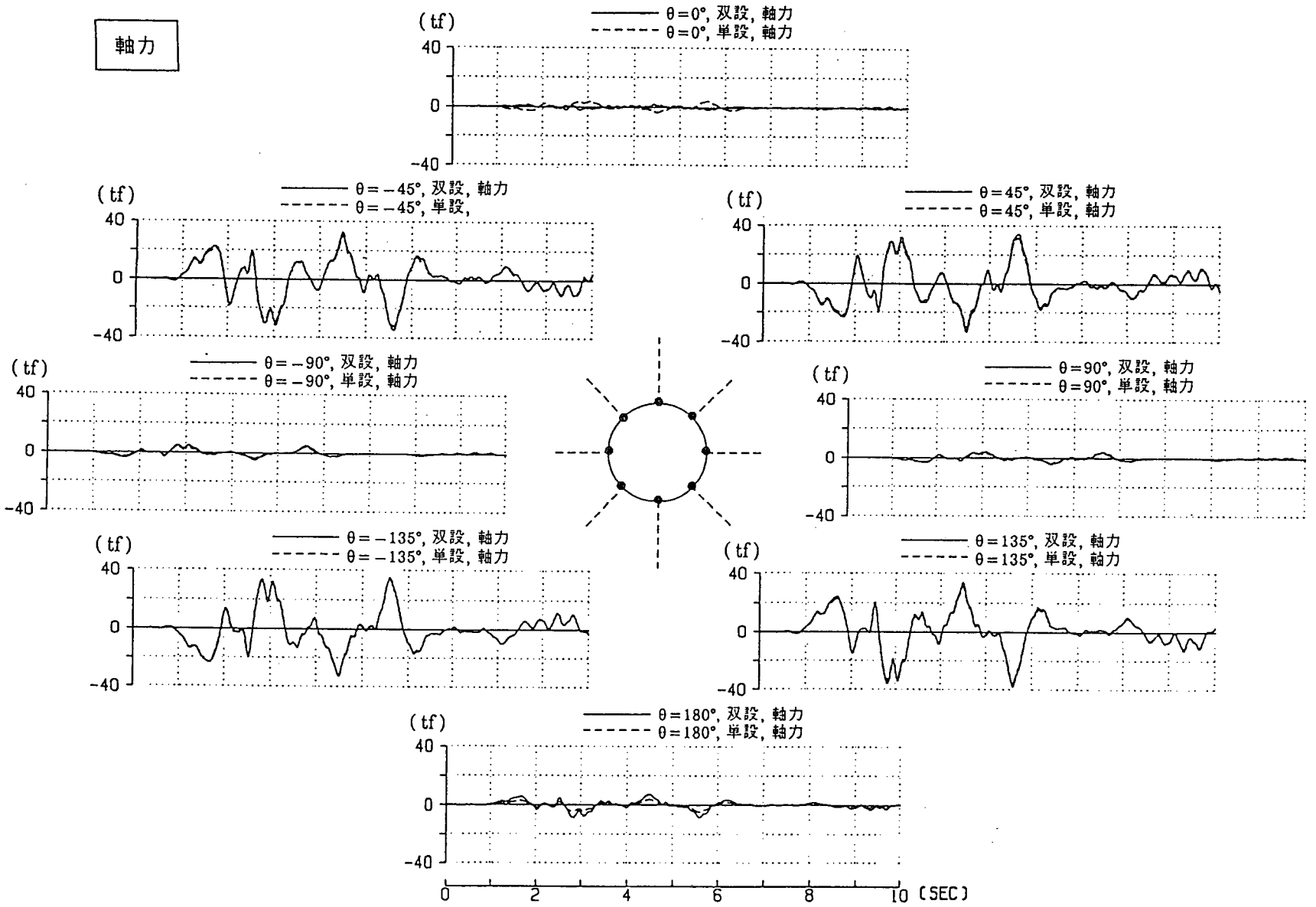


図4·3−6 (2)　双設トンネルと単設トンネルの応答波形の比較（軸力）

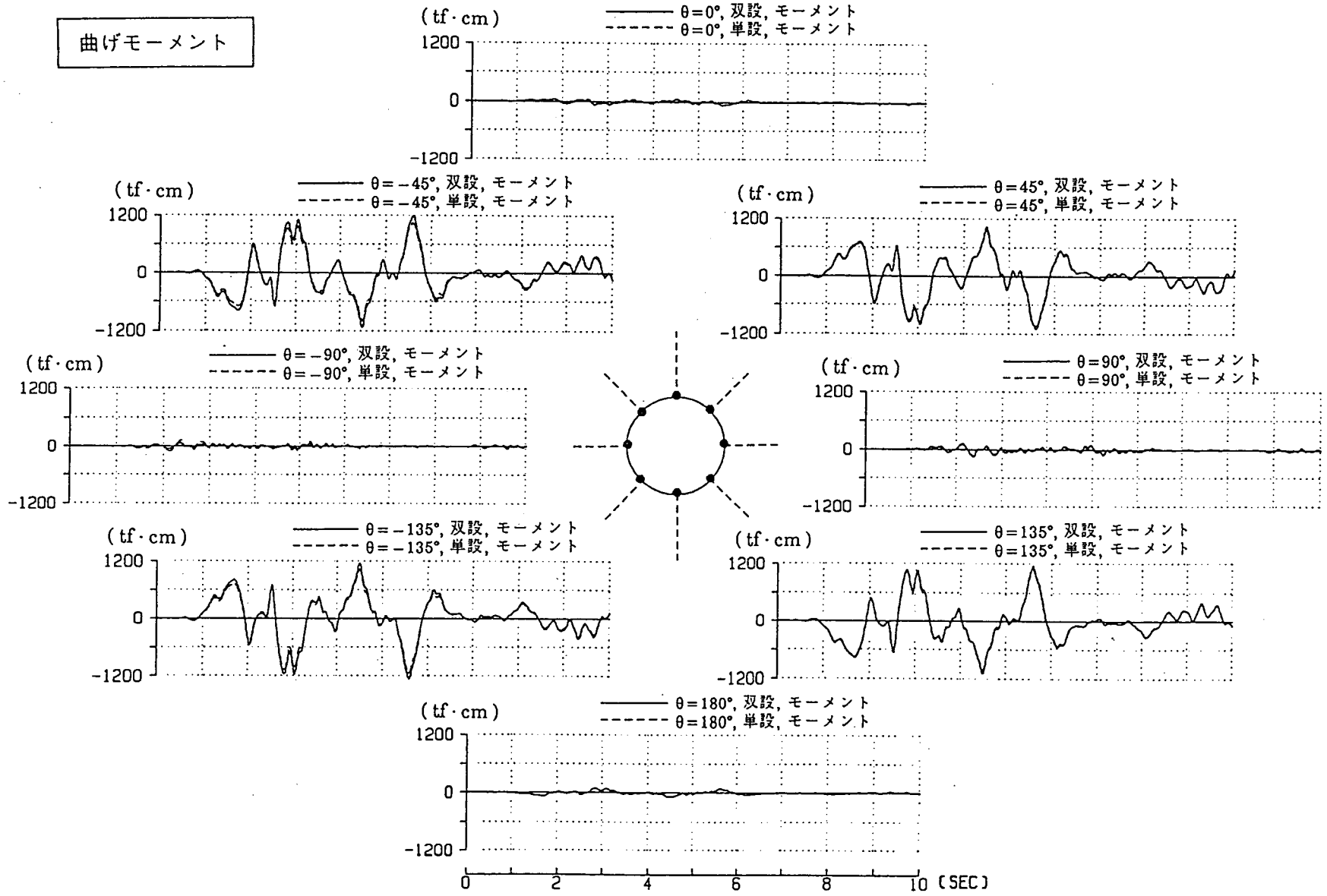


図4·3−6 (3)　双設トンネルと単設トンネルの応答波形の比較（曲げモーメント）

(3) 最大応答値の周方向分布による検討

ここでは、トンネル周上48点での応答の最大値分布に基づいて双設トンネルの応答特性の検討を行う。対象とする応答値は、水平・鉛直の絶対加速度、はりのせん断力・軸力および曲げモーメントとした。図4・3−7(1)は、El Centro記録N-S成分を入力した場合の最大応答値を、単設の場合と双設の場合(トンネル間隔5m)とで比較したものであり、双設の結果が実線、単設の結果が破線で示されている。図4・3−7(2)は、入力地震波の違いによる影響を見るために、双設トンネルにEl Centro記録N-S成分(実線)と八戸記録N-S成分(破線)を入力した場合の結果を比較したものである。

まず、図4・3−7(1)に基づき、単設と双設の差について考察する。単設の場合、応答は左右対称となるが、双設では対称性がくずれている。この傾向は、上下動、せん断力、曲げモーメントで顕著であり、特にせん断力の−90°付近での差は著しい。また、せん断力および軸力の図では、極大および極小値の発生する位置が双設の場合と単設の場合とでやや異なっており、双設の影響によりトンネルの変形の軸が若干ではあるがずれていることがわかる。応答値そのものについて見ると、前節の応答波形でも見られたように、せん断力は−90°付近(隣接するトンネル側)で単設の1.4倍、曲げモーメントでは1.2倍程度の値となっている。軸力では変形軸のずれが認められるものの、最大値は単設の1.1倍程度であり、せん断力や曲げモーメントと比較して双設の影響は小さい。

入力地震波の違いによる影響を見ると、八戸記録N-S成分を入力した場合には、加速度以外の全ての応答値がEl Centro記録を入力した場合よりも大きくなっており、断面力では平均的に1.2~1.3倍となっている。(1)で示した伝達関数の形状から見て、隣接トンネルの反対側(トンネル中心軸よりも右側)での断面力の値は、入力地震波の振動数特性にかかわらず単設のものとほぼ同等であると見なすことができるから、この関係を用いると、八戸記録N-S成分を入力した場合の双設トンネルの断面力は、せん断力で単設の1.4倍、曲げモーメントで1.1倍程度と類推され、これはEl Centro記録を入力した場合とほぼ同様の結果となっている。

単設と双設の比較

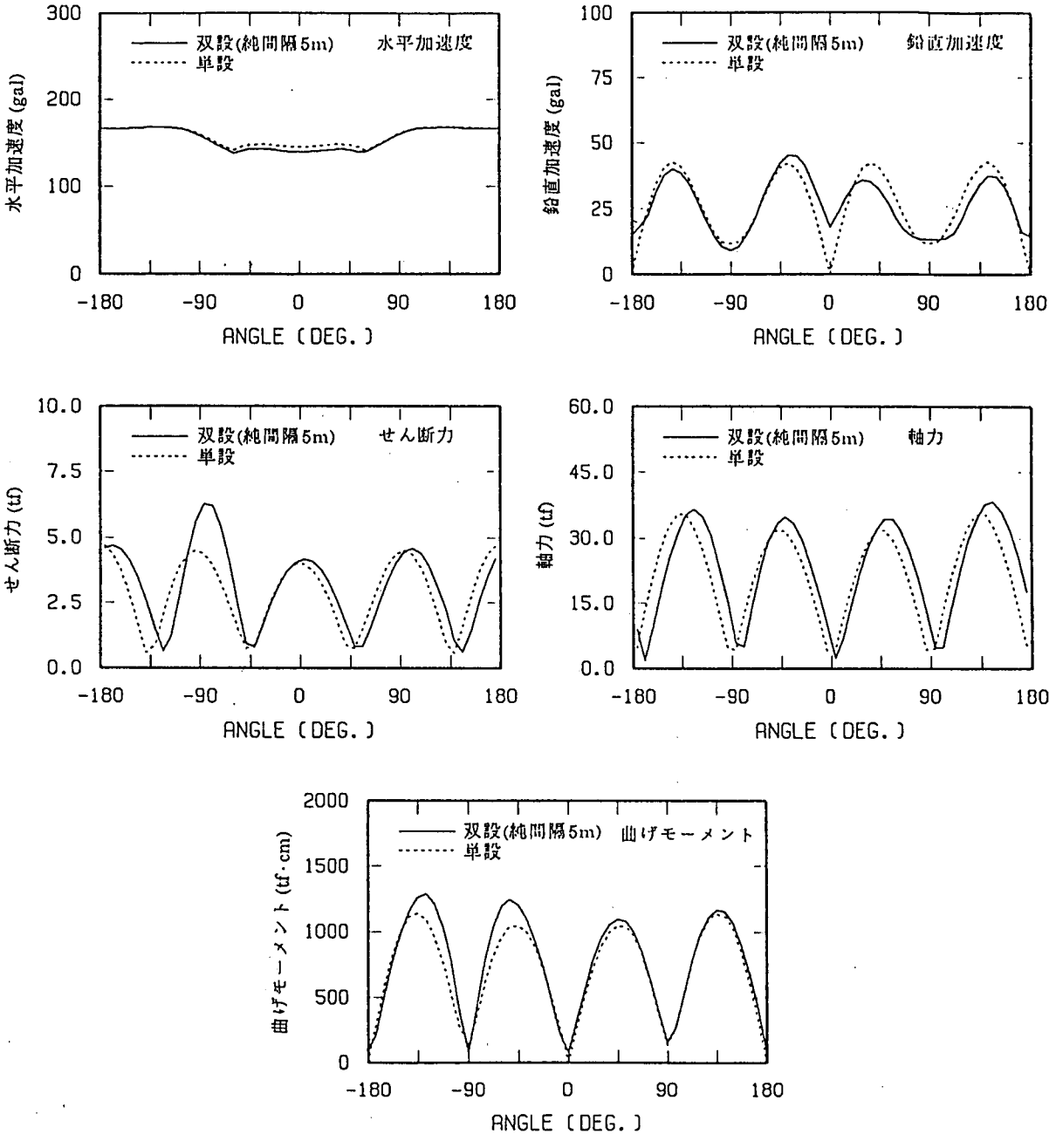


図4·3−7 (1)　最大応答値分布（双設と単設の比較）

入力地震波の差の比較

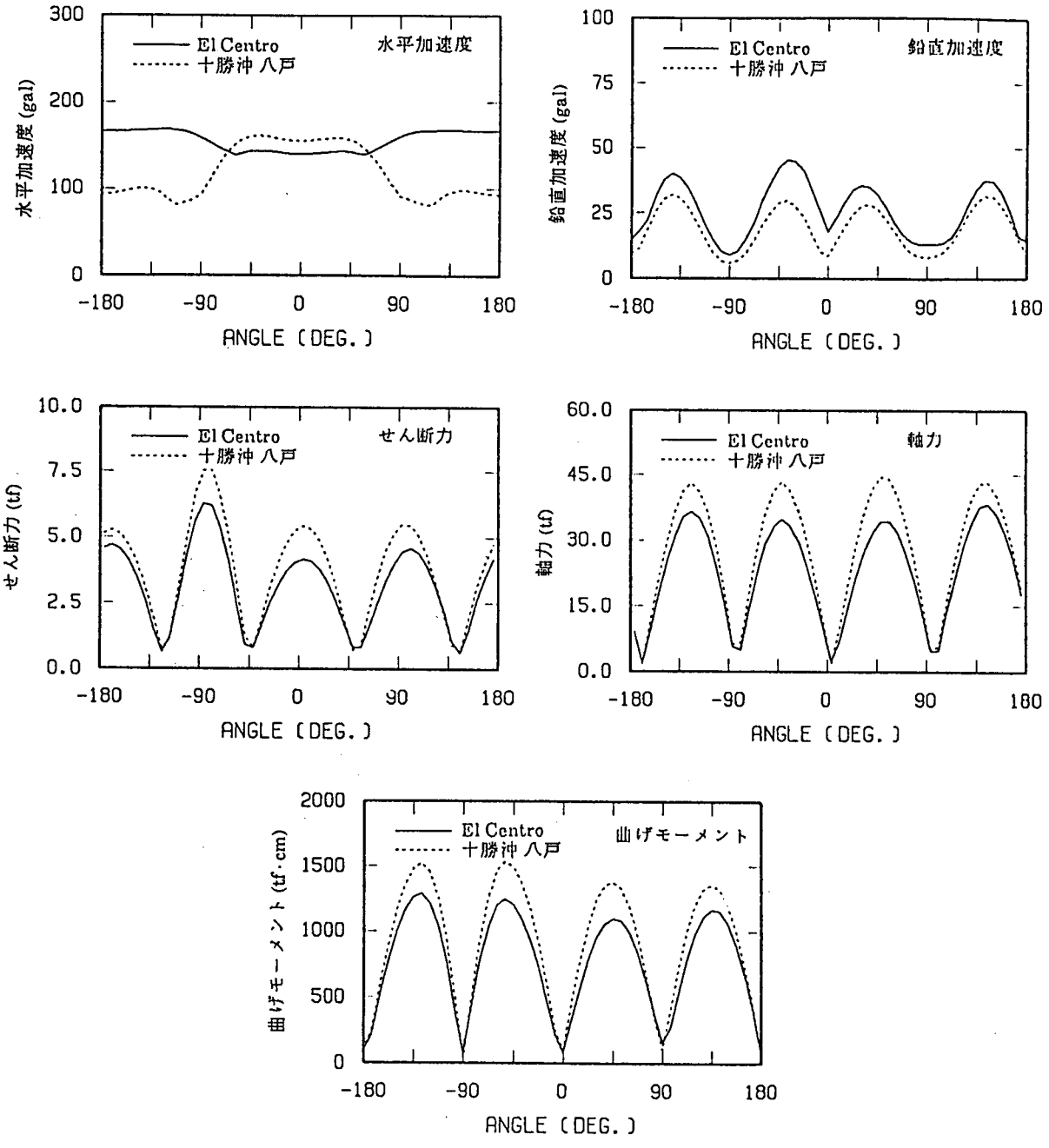


図4·3−7 (2)　最大応答値分布（入力地震波の違いによる比較）

(4) 各時刻ごとの応答値分布による検討

図4·3−8は、El Centro記録を入力した場合のトンネル周上の応答値分布を時刻 $T=3.0$ 秒から5.5秒まで0.5秒ごとに描いたものであり、実線および点線はそれぞれ双設と単設に対応している。また、破線で示された円は、トンネルの静止状態の位置すなわち零線を表している。加速度および相対変位(単設トンネルの底部(180°)における変位に対する相対値)の図は、水平成分と上下成分を合成したベクトルの終点を結んだものであり、断面力は、各点での値をトンネル中心からの放射線上にプロットし、それらを結んでいる。

これらの図から明らかなように、支配的な変形はせん断変形であり、この結果、せん断力は0°および90°方向、軸力と曲げモーメントは45°および135°方向で大きくなる傾向を示している。また、トンネル中心軸よりも左側(隣接トンネル側)で単設と双設のせん断力にかなりの差が生じており、双設の影響が現れていることがこの図からも明瞭に読み取れる。

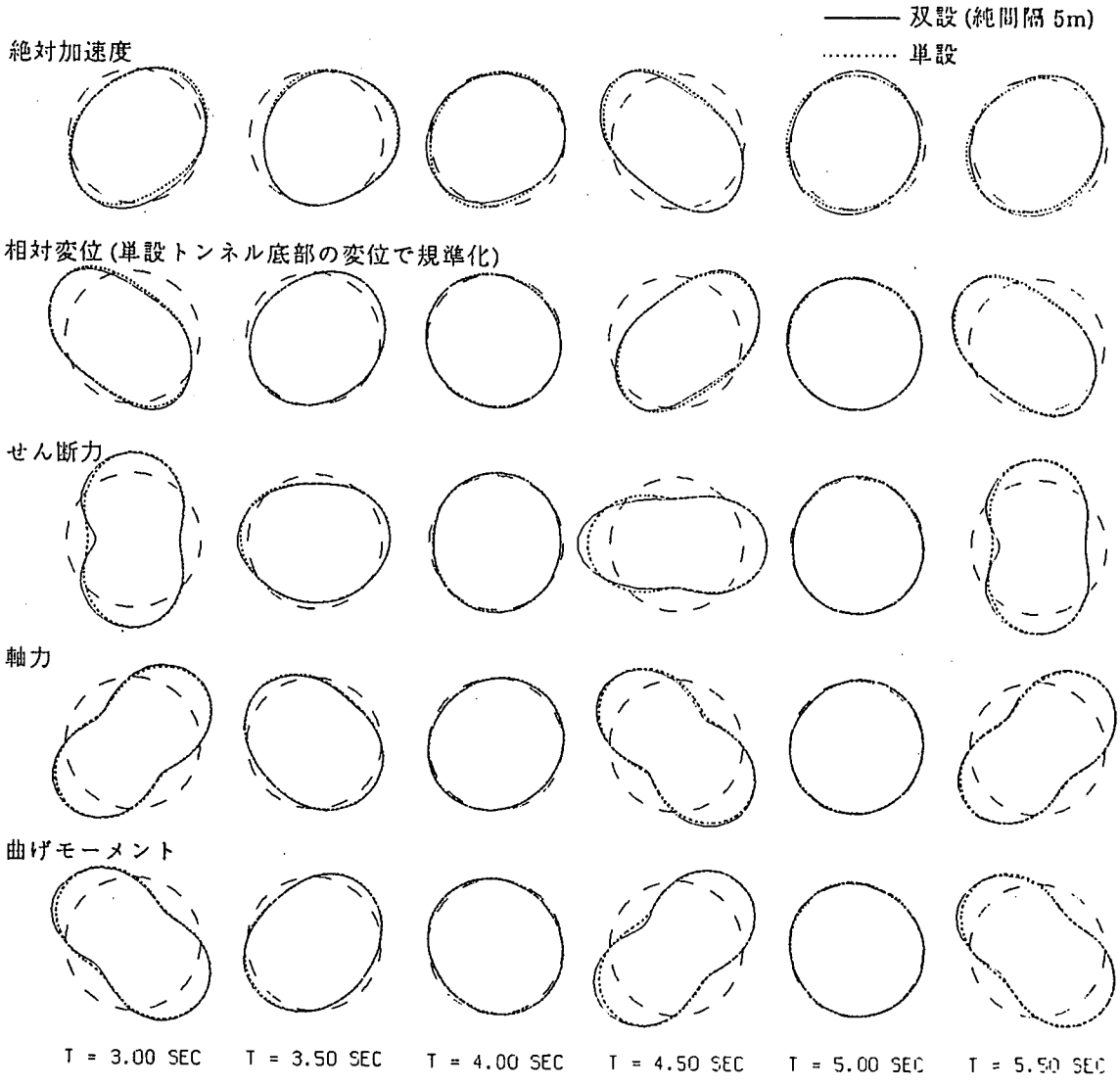


図4·3−8 各時刻ごとの応答値分布

(5) 応力度の算定

トンネルの純間隔が5mの双設トンネルにEl Centro記録N-S成分を入力した場合の断面力から、覆工断面における応力度を算定する。上記の場合の応答解析結果から、厚さ50cmの覆工に対して、奥行き1m当たりの断面力の最大値は、せん断力が6,300 kgf、軸力が38,300 kgf、曲げモーメントは1,280,000 kgf·cmである。ここまでの検討から、せん断力は0°および90°方向で大きくなり、45°および135°方向ではほとんど生じないこと、また、軸力および曲げモーメントは45°および135°方向で大きくなり、0°および90°方向では小さいことが明らかになっている。したがって、応力度の算定は、せん断力のみが作用している場合と、軸力と曲げモーメントが同時に作用している場合について行う。覆工に用いるセグメントは平板型鉄筋コンクリートを仮定し、曲げによる応力度の算定に用いる断面は、図4·3−9に示すように複鉄筋矩形断面とする。また、鉄筋は圧縮·引張り両側とも10−D29とし、かぶりは5cmとした。

まず、せん断応力については、鉄筋の負担分を無視し、かつ断面内で応力が一様分布をしていると仮定すると、上記の最大せん断力を断面積で除すことにより、

$$\tau = 6300\ \mathrm{kgf} / 5000\ \mathrm{cm}^2 = 1.26\ \mathrm{kgf/cm}^2$$

となる。前項までの検討から、双設の影響はせん断力に最も顕著に現れることが明らかとなったが、上記の結果から、せん断応力の絶対値は非常に小さく、構造的には問題はない

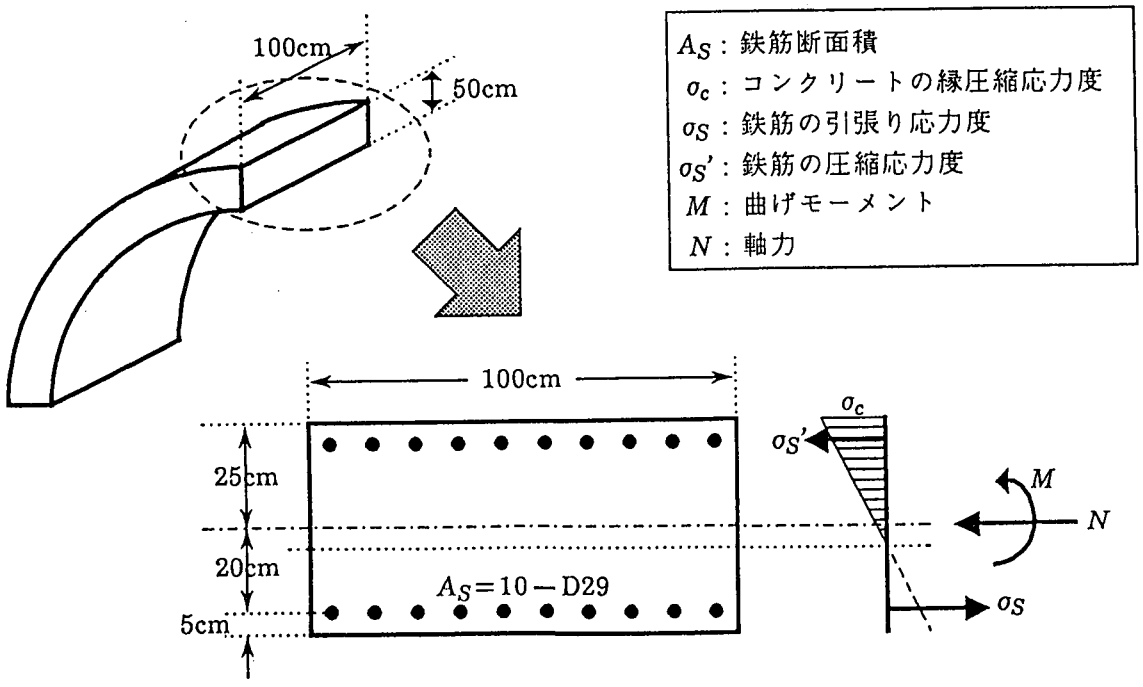


図4·3−9 曲げおよび軸力が作用する場合のコンクリートセグメントの断面

ものと考えられる。

一方、軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合については、軸力が圧縮力となる場合と引張り力となる場合の2ケースが考えられる。それぞれのケースについてのコンクリートおよび鉄筋の応力度は、鉄筋コンクリートの応力算定方法に従うことにより、以下のようになる。

	軸力が圧縮となる場合	軸力が引張りとなる場合
コンクリート縁圧縮応力度 σ_c	25.5 kgf/cm^2	13.8 kgf/cm^2
引張り側鉄筋応力度 σ_s	254 kgf/cm^2	792 kgf/cm^2

ただし、この結果は動的な外力のみに基づいて算定されたものであるが、実際のトンネルが常時受けている静的な外力を考慮すると、断面の状態(例えば中立軸など)は今回のものとは異なったものとなる。したがって、ここで得られた値は厳密には動的な外力による増分とはならず、あくまでも参考値であることに注意を要する。

4) まとめ

SV波入射に対する双設トンネルの動的応答特性を検討した結果、以下のような知見が得られた。

①トンネルの変形は基本的に地盤のせん断変形に伴うものであり、せん断力は0°および90°、軸力と曲げモーメントは45°および135°の方向で大きくなる。

②双設トンネル間の距離の影響は、隣接するトンネル側のせん断力に特に顕著に現れる。純間隔が5mの場合には、せん断力で単設の場合の約1.4倍、曲げモーメントで1.2倍弱の値となるが、トンネル間の距離が長くなるにつれてその影響は小さくなる。

③入力地震動の違いにおいて、十勝沖地震八戸記録N-S成分による最大応答はEl Centro記録N-S成分によるものより大きく、断面力ではおおむね1.2~1.3倍となる。

4・3・3　SH波入射に対する検討

1）概説

トンネル横断面直交方向に対する地震波動はSH波であり、図4・3-10に示すように、トンネルの変位の方向はトンネルの軸方向のみ1成分、覆工のせん断応力はτ_{rz}（r＝一定の面上にz方向へ働くせん断応力）と$\tau_{\theta z}$（θ＝一定の面上にz方向へ働くせん断応力）の2成分となる。本研究では、SH波に対する円形断面の双設トンネルの定常応答に関して、T.Balendraら[2]によって導かれた定常応答解を用いて、これまでトンネル間隔、口径、深度、地盤剛性、入射波の角度および振動数の違いが双設トンネルの地震時挙動に及ぼす影響について検討してきた[1]。ここでは、地震波入力に対する検討結果を示すもので、解析手法として弾性波動論に基づくBalendraらの定常応答解を地震波入力に拡張した周波数応答解析手法を用いた。

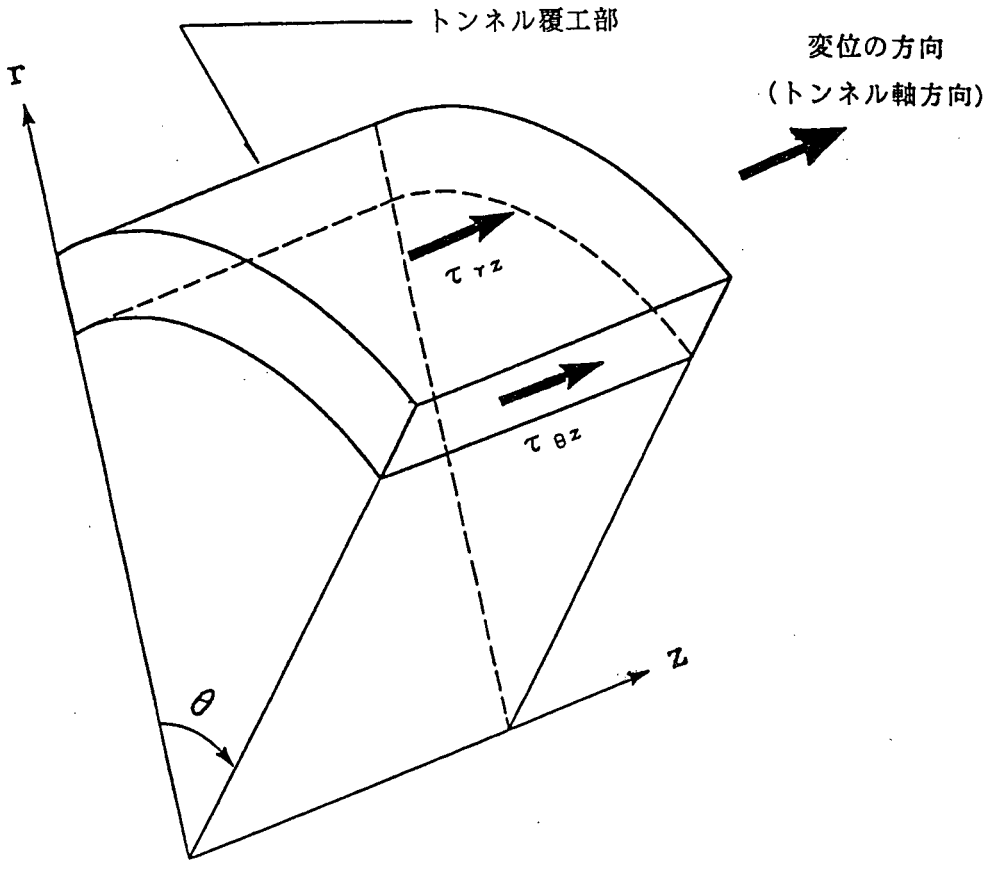


図4・3－10　SH波入射に対するトンネル覆工の変位およびせん断応力

2） 解析モデルおよび解析定数

ＳＨ波入射に対する双設トンネルの地震応答解析モデルを図４・３-11に示す。表４・３-２は解析定数を示したもので、ＳＶ波入射に対する検討における解析定数に合わせている。さらに、地盤のせん断波速度Ｖs、地震波の入射角γ、入力地震波の違いによる応答の差異を比較検討するために、それぞれ２ケースずつの解析定数を設定した。入力地震波は図４・３-３に示したトンネル横断面方向の検討で用いた波形と同じである。また、双設の影響を見るために、同一の解析条件により単設トンネルの解析も併わせて行った。

地震応答解析において、入射波の時間刻みΔtは0.01秒、継続時間は10.24秒(図４・３-３の０～10.24秒)であり、最大加速度は深度50ｍの位置においてＥで100Gal(２Ｅで200Gal)とした。

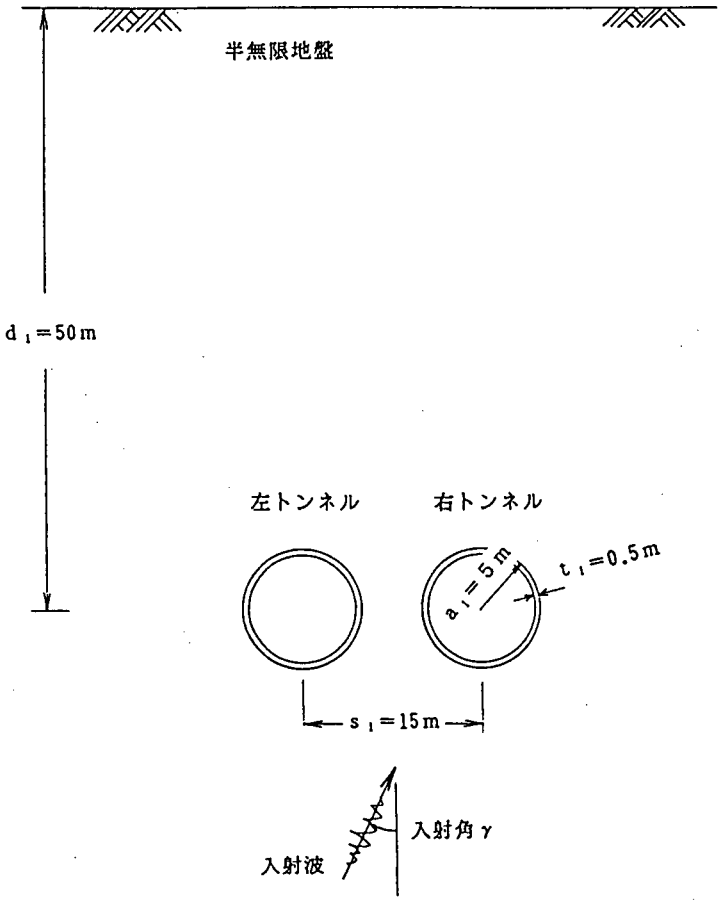


図４・３－11　ＳＨ波入射に対する双設トンネルの地震応答解析モデル

表４・３－２　ＳＨ波入射に対する双設トンネルの解析定数

項目		解析定数	ケース数
トンネル	外半径 a_1	5.0 m	1
	覆工厚 t_1	0.5 m (t_1/a_1=0.1)	1
	深　度 d_1	50 m (d_1/a_1=10)	1
	間　隔 s_1	15 m (s_1/a_1=3)	1
	覆工のせん断弾性係数 μ_1	9.0×10^5 tf/m²	1
地　盤	せん断波速度Ｖs	200 m/s, 400 m/s	2
地震波	入射角γ	0°, 30°	2
	最大加速度	100 Gal	1
	地震波名	EL-CENTRO 記録 N-S 成分 十勝沖地震八戸記録 N-S成分	2

3） 地震応答解析結果

双設および単設トンネルに対する地震応答解析結果は、図４・３-12に示す位置（トンネル円周上を45° 間隔で８等分した位置）における加速度およびせん断応力の周波数伝達関数、応答波形および最大応答値について示した。なお図中のθは、トンネル中心と天端を結ぶ線をθ＝０° とし、時計回りを正の方向として定めた角度を表している。また、半径方向の解析位置については、加速度とせん断応力τ_{rz}はｒ＝5.0ｍ(トンネル外面)、せん断応力$\tau_{\theta z}$はｒ＝4.5ｍ(トンネル内面)とした。

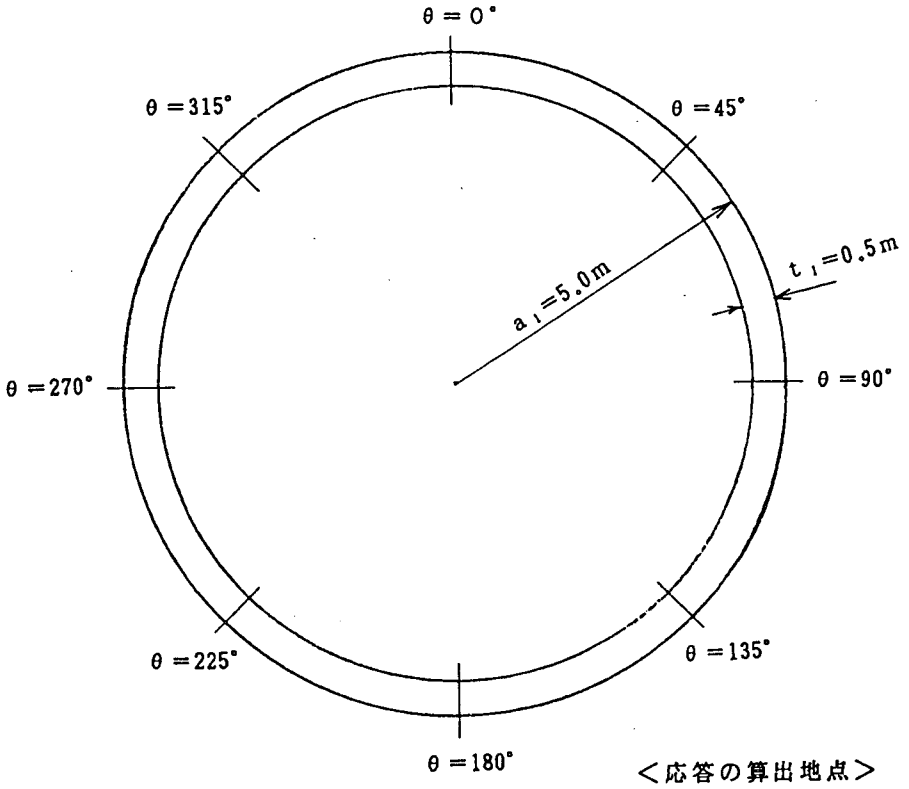


図４・３－12　加速度およびせん断応力の解析位置

（１）周波数伝達関数

図４・３-13～図４・３-15は振動数範囲０～10Hzにおける加速度およびせん断応力の周波数伝達関数を示したものである。各図の上段はせん断波速度Ｖｓ＝200m/s、下段はＶｓ＝400m/sに対する解析結果であり、入射角の違いによる双設トンネル(左側のトンネル)および単設トンネルの振動数特性の比較を行っている。

図４・３-13は加速度の周波数伝達関数で、縦軸は入射波Ｅに対する加速度Ｅ＋Ｆの倍率を表しており、振動数ｆ＝０Hzで倍率は2.0となる。図４・３-13より、せん断波速度および入射角の違いに対する双設および単設トンネルの加速度の振動数特性の差異に関して、以下の考察ができる。

①せん断波速度および入射角の違いに拘らず、振動数が増加するに従って倍率は低下する傾向を示す。この場合、双設と単設で倍率の差が徐々に現れ、入射角が０°では双設は単設よりも大きめの倍率となる。一方、入射角が30°では入射角が０°の場合よりも双設と単設の差異は大きいが、双設の倍率が単設よりも大きい振動数領域とその逆の領域がある。

②入射角が30°の場合、伝達関数のピークは入射角が０°の場合よりも高振動数側に移行し、振動数が大きいほどこの移行量は大きくなる。

③せん断波速度が400m/sの伝達関数は、200m/sの結果に対して振動数軸上で２倍に引き伸ばしたような形をとる。

④トンネル円周上の位置の違いによって、波動の伝播特性により伝達関数のピークに対応する振動数は異なる。トンネル最下端のθ＝180°に対して、他の地点のピークの振動数は少しずつ大きくなり、θ＝０°とθ＝180°でその差が最大となる。

⑤双設トンネルにおけるθ＝90°とθ＝270°の地点は、それぞれトンネルが隣接する側とその反対側に対応しているが、両者の伝達関数にはほとんど差異は見られない。

図４・３-14は入射変位１cm当たりのせん断応力τ_{rz}の周波数伝達関数を示したものであり、この図より以下のことが考察できる。

①振動数が増加するに従い、せん断応力τ_{rz}はせん断波速度および入射角の違いに拘らず増大する。

②トンネルが隣接する側（θ＝45～135°）では、双設のせん断応力τ_{rz}は単設より小さく、その反対側(θ＝225～315°)は低振動数では両者ほぼ等しく、高振動数側では双設の方が大きくなる。

③入射角が30°の場合、せん断応力τ_{rz}のピークは加速度の伝達関数と同様に、入射角が０°の結果より高振動数側に移行し、応力の値も大きくなる傾向を示す。

④トンネルの円周上の位置の違いによってせん断応力τ_{rz}の値は異なり、θ＝０°およびθ＝180°で最も大きくなり、θ＝90°とθ＝270°で小さくなる。

⑤せん断波速度が400m/sのせん断応力τ_{rz}は、200m/sの結果より２倍程度大きい。

図４・３-15はせん断応力$\tau_{\theta z}$の周波数伝達関数を示したもので、縦軸はせん断応力τ_{rz}と同様に入射変位１cm当たりのせん断応力を表している。これより以下のことが考察できる。

①振動数が増加するに従い、せん断応力$\tau_{\theta z}$はせん断波速度および入射角の違いに拘らず増大する。

②トンネルが隣接するθ＝90°の地点では、双設のせん断応力$\tau_{\theta z}$は単設より小さく、その反対側θ＝270°の地点では低振動数で両者ほぼ等しく、高振動数側で双設の方が大きくなる。

③入射角が30°の場合のせん断応力$\tau_{\theta z}$の振動数特性は、ピークの位置が加速度およびせん断応力τ_{rz}と同様に、入射角が０°の結果より高振動数側に移行し、応力の値も大きくなる傾向を示す。

④せん断応力$\tau_{\theta z}$の値はθ＝90°およびθ＝270°の地点で最も大きくなり、入射角が０°の場合にはθ＝０°とθ＝180°の地点で最も小さくなる。入射角が30°の場合には、θ＝０°とθ＝180°の地点でも他の地点と同程度の応力が発生する。

⑤せん断波速度が400m/sのせん断応力$\tau_{\theta z}$は、せん断応力τ_{rz}の場合と同様に200m/sの結果より２倍程度大きい。

⑥せん断応力$\tau_{\theta z}$とせん断応力τ_{rz}の比較では、せん断応力$\tau_{\theta z}$はせん断応力τ_{rz}より５～10倍程度大きい結果となっている。

上記の加速度およびせん断応力の伝達関数で見られた共通点をまとめると次のようになる。

①振動数が高くなると双設と単設の応答に差異が生じてくるが、低振動数領域では双設と単設の応答の差は小さい。

②せん断応力が最大となる地点はτ_{rz}と$\tau_{\theta z}$で異なり、前者はトンネルの上部と下部（θ＝０°，180°）、後者はトンネルの両側面（θ＝90°，270°）で発生する。

③入射角が30°の振動数特性は入射角が０°の場合と異なり、伝達関数のピークに対応する振動数が高振動数側に移行する。

④地盤のせん断波速度が大きくなると、トンネルに発生するせん断応力も大きくなる。

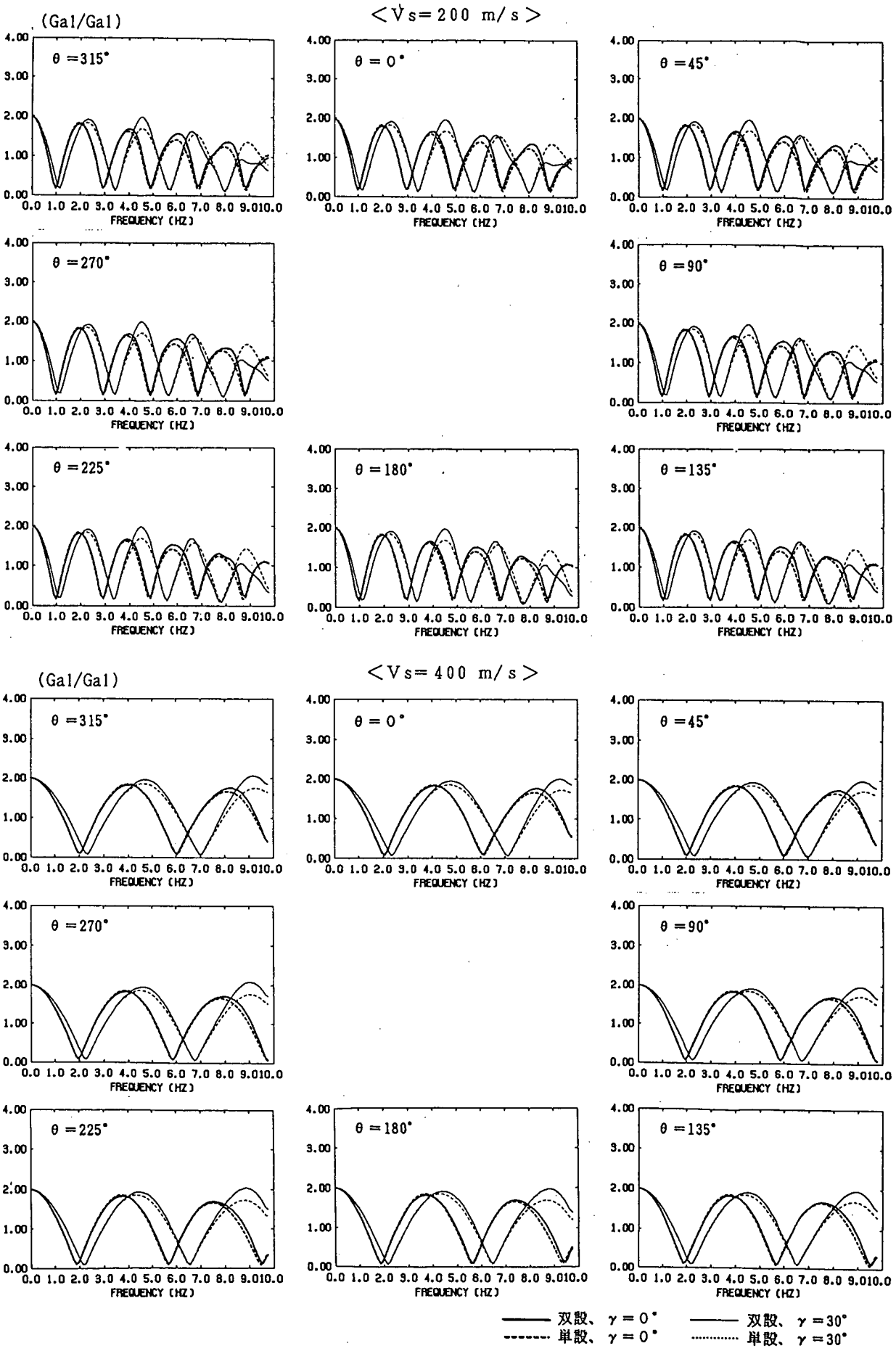


図4・3－13　加速度の周波数伝達関数

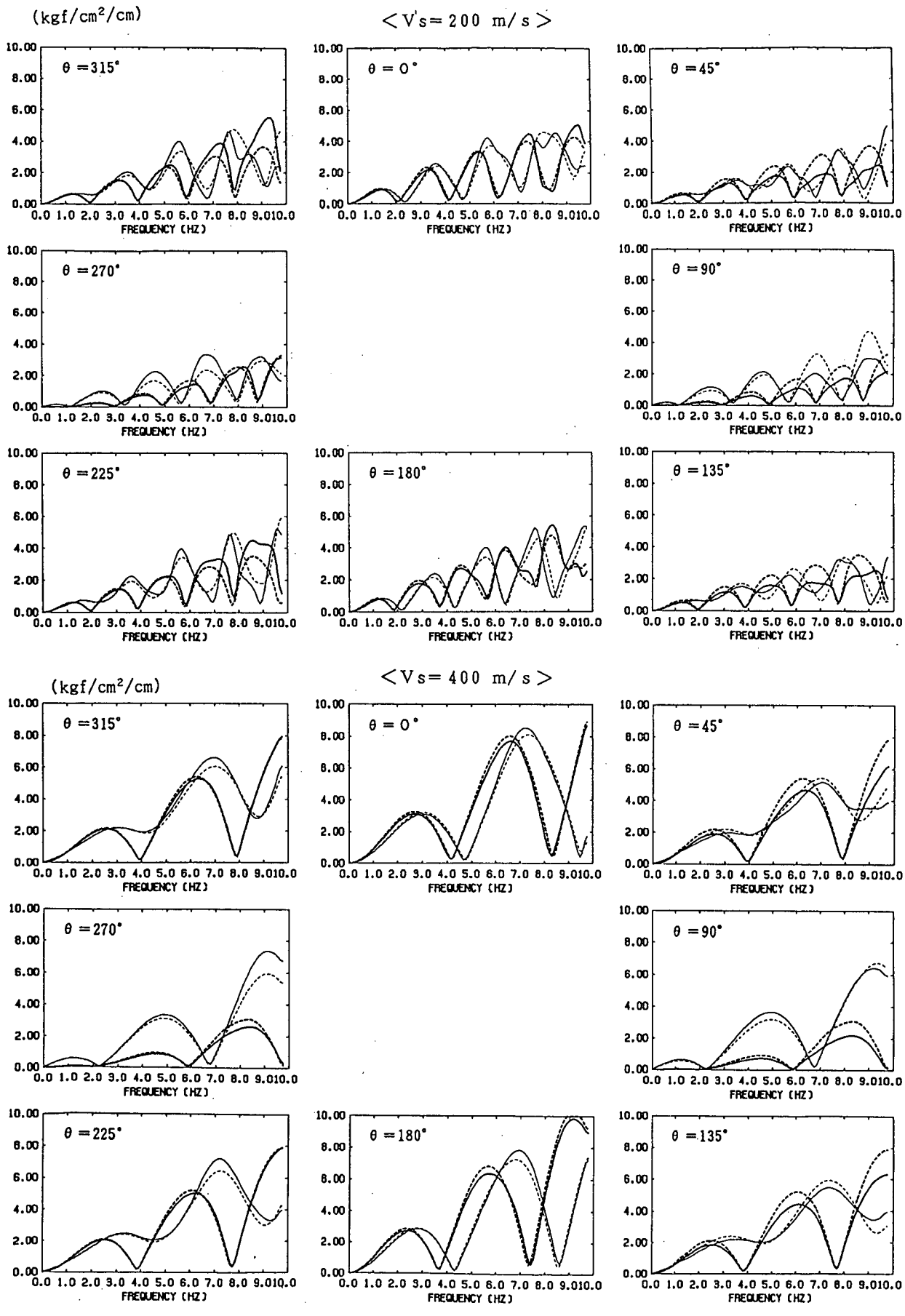


図4・3－14　せん断応力τ_{rz}の周波数伝達関数

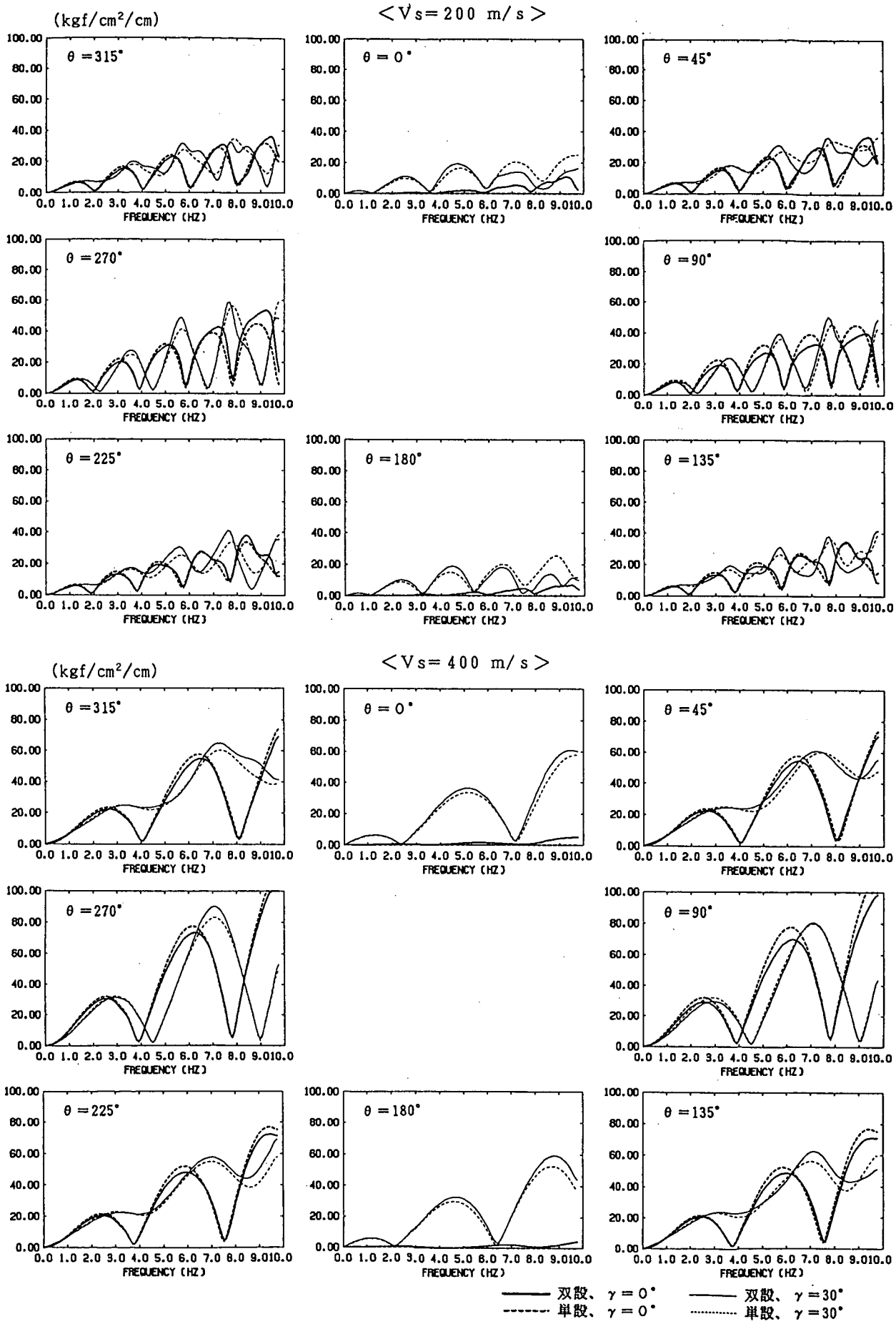


図4・3－15　せん断応力 $\tau_{\theta z}$ の周波数伝達関数

（２）応答波形

図４・３-16～図４・３-19は、双設および単設トンネルの加速度とせん断応力波形を比較した一例を示したもので、0.5～10.0Hzのバンドパスフィルターにより波形処理を行っている。各応答の出力箇所は周波数伝達関数で最大値を与えた位置であり、加速度はθ＝90°、せん断応力τ_{rz}はθ＝０°、せん断応力$\tau_{\theta z}$はθ＝90°とθ＝270°の各地点における解析結果である。各図の解析条件を以下に示す。

図４・３-16：Ｖs＝200m/s，γ＝０°，入力地震波；El Centro 記録

図４・３-17：Ｖs＝200m/s，γ＝０°，入力地震波；八戸記録

図４・３-18：Ｖs＝200m/s，γ＝30°，入力地震波；El Centro 記録

図４・３-19：Ｖs＝400m/s，γ＝０°，入力地震波；El Centro 記録

上記の解析結果において、双設と単設の応答波形は極めて良く似ている結果が得られている。特に、加速度応答は全時刻を通して双設と単設はほとんど等しく、差異は見られない。一方、せん断応力応答は単設の方が双設より最大値で1.05～1.20倍程度大きく、双設することによって応力が抑えられたことが分かる。せん断応力応答波形は加速度応答および入力加速度波形と比較して低振動数成分の波が支配的となっており、単設のせん断応力応答が双設より大きいことは、周波数伝達関数の低振動数領域における両者の応答の比較から理解できる。また、せん断応力τ_{rz}と$\tau_{\theta z}$の比較においては、$\tau_{\theta z}$がτ_{rz}の10倍程度大きな結果を与えている。

図４・３-16と図４・３-17を比較することにより、入力地震波の違いに対する応答の差異を検討することができる。加速度応答は反射波の影響の違いにより、El Centro 記録に対する最大加速度は入射波よりも大きいのに対して、八戸記録に対する最大加速度は入射波よりも小さい結果となっている。せん断応力に関しては、八戸記録に対する結果はEl Centro 記録の結果より1.3～1.4倍程度大きく、低振動数成分の波をより多く含む八戸記録の方がせん断力が大きいことが分かる。

図４・３-16と図４・３-19では地盤のせん断波速度の違いによる応答の差異が比較できる。せん断応力の周波数伝達関数において、せん断波速度が400m/sに対する結果は200m/sに対する結果の２倍程度となっていたが、応答波形においてもこの傾向は同じように現れている。

図４・３-20は入射角の違いによる双設トンネルの応答の差異を比較したものである。入射角の違いによって応答波形に位相ずれが見られ、入射角が30°の応答波形は入射角が０°の応答波形よりも周期が短くなっていることが分かる。入射角が０°に対するせん断応力の最大値は、τ_{rz}と$\tau_{\theta z}$のいずれも入射角が30°の場合よりも大きい。

（３）最大応答値

表４・３-３および表４・３-４は、表４・３-２に示した全ての解析条件に対するトンネルの加速度およびせん断応力の最大応答値を示したもので、表４・３-３はEl Centro 記録、表４・３-４は八戸記録に対する解析結果である。なお、表中のせん断応力で網掛けした部分は、各解析条件においてトンネル円周上８地点の最大応答値の中で最大となる地点を表している。

最大加速度応答に関して、以下の考察ができる。

①同一の解析条件ではトンネルの円周位置の違いによる差異は小さく、双設と単設の差も見られない。

②入力地震波の違いによって最大加速度の値に差が見られる。例えば、地盤のせん断波速度が200m/sで入射角が０° の場合は、El Centro 記録における最大加速度はおよそ145Galであるのに対して、八戸記録では80Gal程度と異なっている。また、地盤のせん断波速度が400m/sの場合は、El Centro記録で120～135Gal、八戸記録で155～170 Galであり違いが見られる。

③入力地震波の違いによって、入射角および地盤のせん断波速度の違いが加速度応答に及ぼす影響が異なる。El Centro 記録では入射角やせん断波速度の違いによる影響は小さい。これに対して、八戸記録ではせん断波速度が200m/sの場合に入射角の影響が現れ、せん断波速度が大きいほど最大加速度は大きい。

せん断応力τ_{rz}の最大応答値に関しては、以下のことが言える。

①せん断応力τ_{rz}はトンネルの上部と下部($\theta=0°$,$\theta=180°$)で最大となり、トンネルの両側面($\theta=90°$,$\theta=270°$)で最小となる。

②トンネルが隣接する側($\theta=45°$ ～$135°$)のせん断応力τ_{rz}は、その反対側($\theta=225°$ ～$315°$)より少し小さく、双設の影響(応力が抑えられる)が現れている。また、$\theta=225°$ ～$315°$ の地点の応力は単設とほぼ等しく、双設の影響は見られない。これらの傾向はせん断応力τ_{rz}の周波数伝達関数の低振動数領域の傾向と対応している。

③入射角が30° に対するせん断応力τ_{rz}は、入射角０° の結果と比較して$\theta=0°$ の地点で小さくなる傾向を示すが、$\theta=90°$ と$\theta=270°$ の地点では逆に大きくなる。

④地盤のせん断波速度が大きいほどトンネルのせん断応力τ_{rz}は大きくなり、周波数伝達関数の結果と一致する。

⑤入力地震波の違いに対しては差異が見られ、トンネルのほぼ全周において八戸記録のせん断応力τ_{rz}はEl Centro記録の結果よりも大きい。

また、円周方向のせん断応力$\tau_{\theta z}$の最大応答値に関しては、以下の考察ができる。

①せん断応力$\tau_{\theta z}$はトンネルの両側面($\theta=90°$,$\theta=270°$)で最大となり、トンネルの上部と下部($\theta=0°$,$\theta=180°$)で最小となる。

②双設トンネルのせん断応力$\tau_{\theta z}$は$\theta = 0°$の地点以外は単設よりも小さく、双設の影響が現れている。この傾向は周波数伝達関数の低振動数領域における傾向と対応するものである。

③入射角の違いによるせん断応力$\tau_{\theta z}$の差異は、$\theta = 0°$と$\theta = 180°$の地点で大きく現れる。また、最大応答が生じる$\theta = 270°$の地点では入射角が30°の結果は入射角が0°の場合よりも小さな値となる。

④地盤のせん断波速度が大きいほどトンネルのせん断応力τ_{rz}は大きくなり、周波数伝達関数の結果と一致する。

⑤入力地震波の違いに関して、八戸記録のせん断応力τ_{rz}はEl Centro 記録の結果よりも大きい傾向を示すが、地盤のせん断波速度が小さいほどその差異は大きい。

以上の結果をまとめると次のようになる。

①ＳＨ波に対する双設トンネルの加速度応答およびせん断応力応答は、単設トンネルと比較して小さめの応答を与え、設計的には単設トンネルを検討すれば十分であると考えられる。

②入射角が0°に対するせん断応力応答は入射角30°の結果より全体的に大きく、設計的には入射角が0°（鉛直入射）の検討で良いと考えられる。

③地盤のせん断波速度が大きいほどせん断応力応答は大きくなる傾向を示す。

④低振動数成分の波を多く含む入力地震波ほどせん断応力応答は大きくなる。

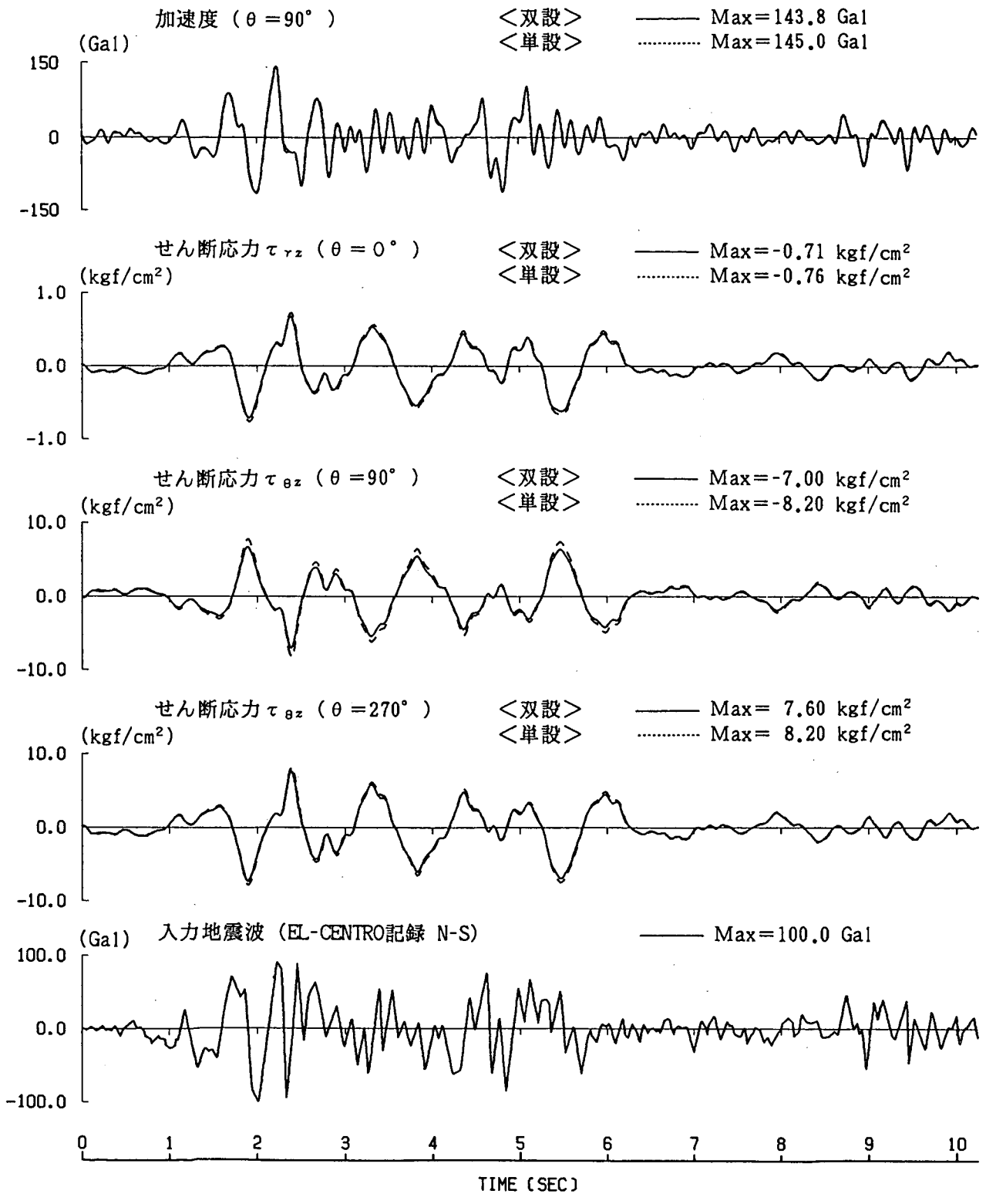


図4・3－16　双設トンネルと単設トンネルの加速度およびせん断応力波形の比較
（Vs=200m/s, γ＝0°, El Centro 記録）

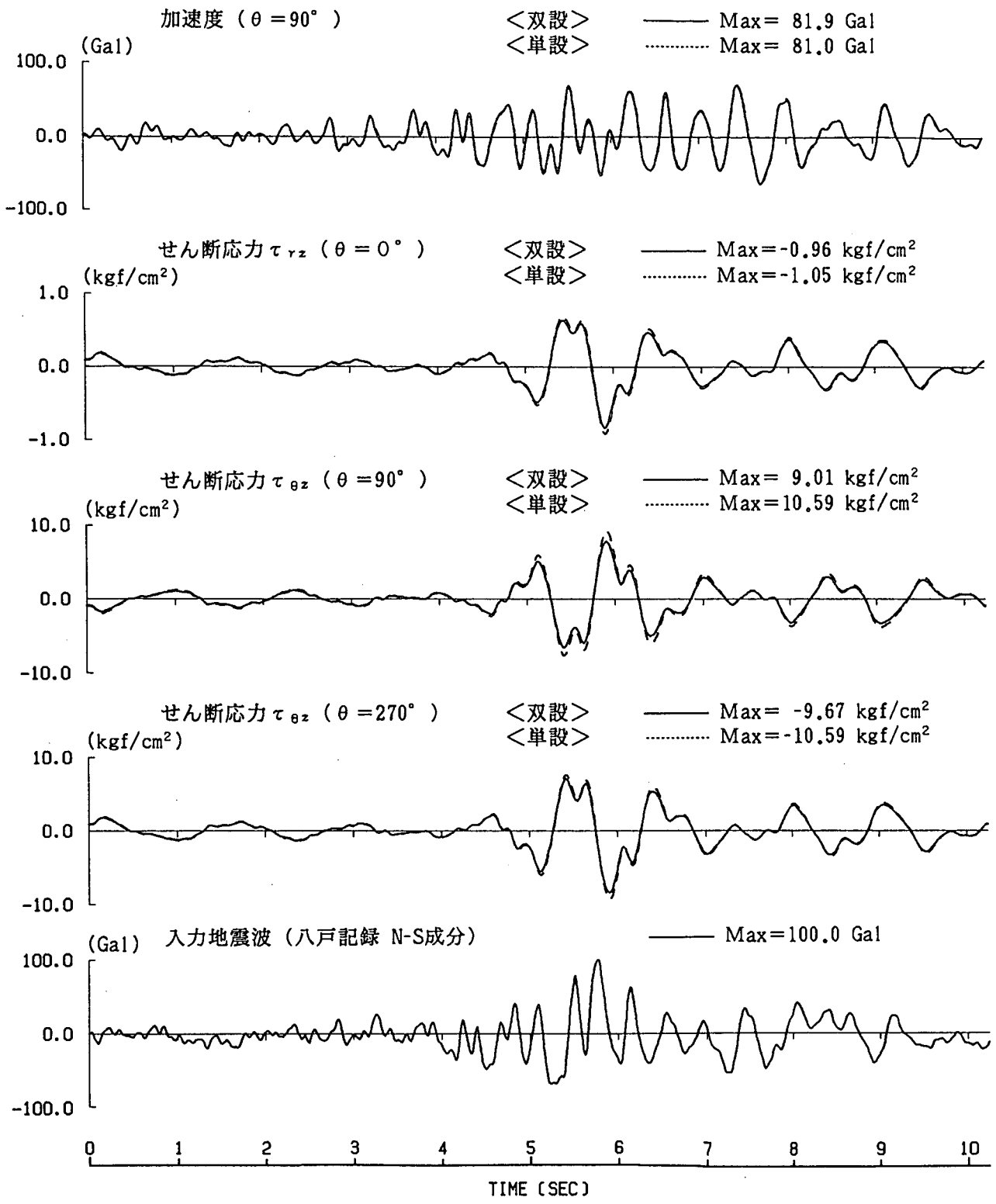


図4・3－17　双設トンネルと単設トンネルの加速度およびせん断応力波形の比較
（Vs＝200m/s，γ＝0°，八戸記録）

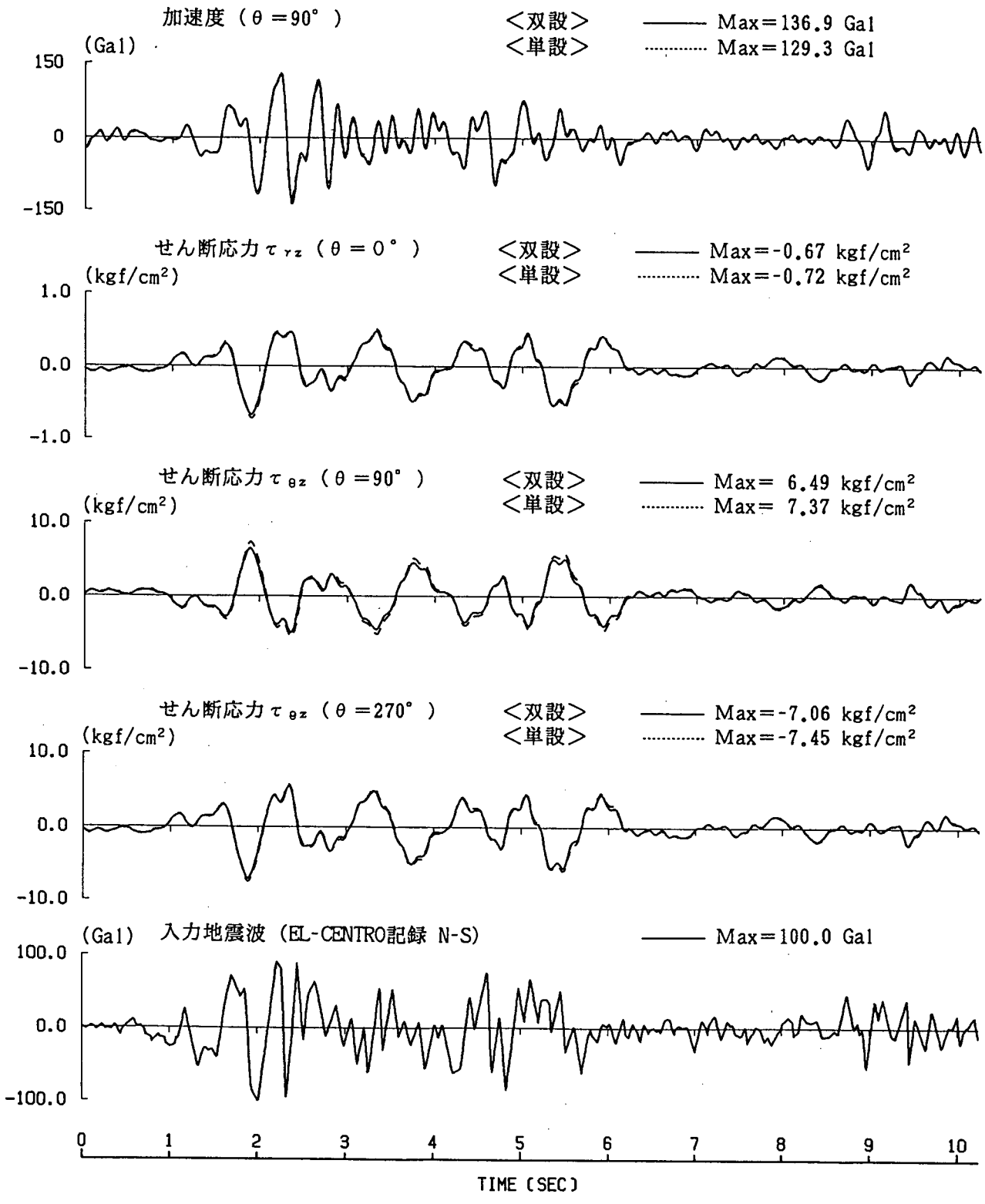


図4・3－18 双設トンネルと単設トンネルの加速度およびせん断応力波形の比較
（Vs＝200m/s, γ＝30°, El Centro 記録）

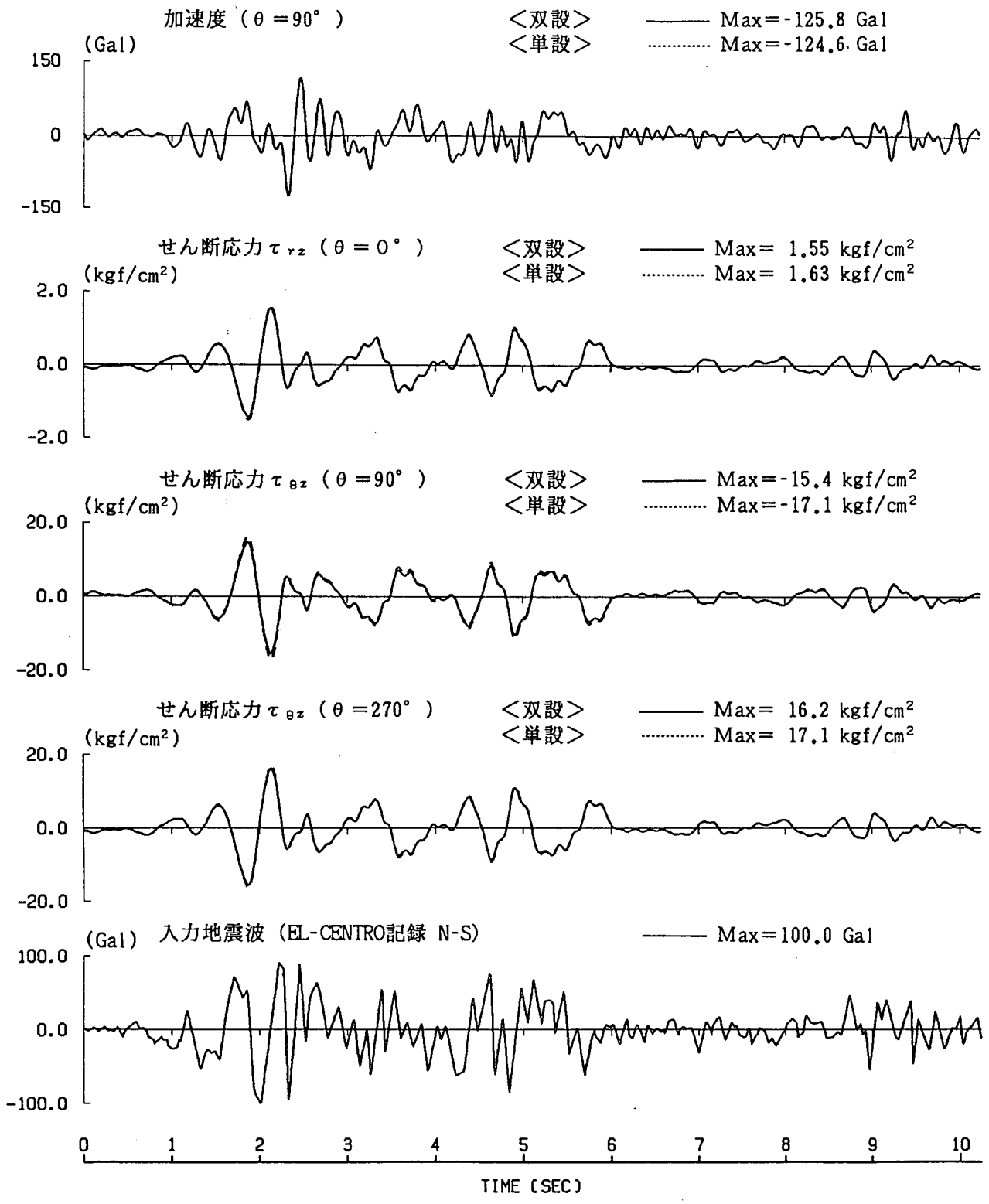


図４・３－19　双設トンネルと単設トンネルの加速度およびせん断応力波形の比較
（Vs＝400m/s，γ＝0°，El Centro 記録）

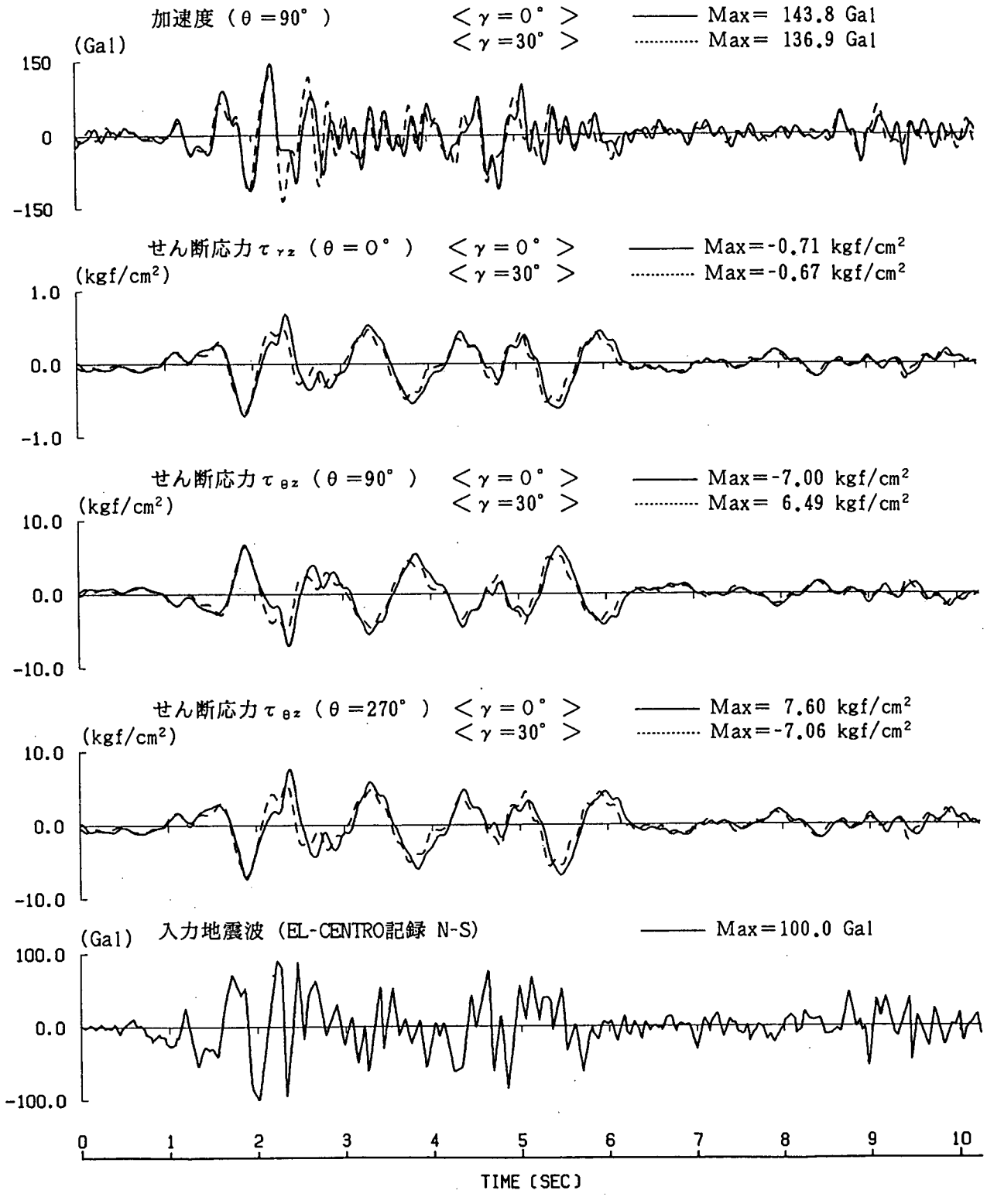


図4・3－20　入射角が0°と30°に対する双設トンネルの加速度およびせん断応力波形の比較
（Vs＝200m/s, El Centro 記録）

表４・３－３　El Centro記録に対する最大応答値

項目	双設 or 単設	Vs (m/s)	γ (°)	トンネル円周位置θ (°)							
				0	45	90	135	180	225	270	315
加速度 (Gal)	双設（左）	200	0	142	143	144	144	144	144	144	142
			30	144	141	137	133	131	134	139	144
		400	0	123	122	126	132	135	132	126	122
			30	135	135	134	134	133	134	135	135
	単設	200	0	143	143	145	146	146	146	145	143
			30	130	130	129	129	128	128	129	131
		400	0	124	122	125	132	135	132	125	122
			30	133	133	133	132	131	132	133	133
せん断応力 τ_{rz} ($\frac{kgf}{cm^2}$)	双設（左）	200	0	0.7	0.4	0.1	0.4	0.7	0.5	0.1	0.5
			30	0.7	0.5	0.5	0.5	0.7	0.7	0.4	0.6
		400	0	1.6	1.0	0.1	1.0	1.5	1.1	0.1	1.1
			30	1.3	1.0	0.5	1.0	1.3	1.1	0.5	1.2
	単設	200	0	0.8	0.6	0.1	0.6	0.8	0.6	0.1	0.6
			30	0.7	0.6	0.4	0.5	0.7	0.7	0.4	0.6
		400	0	1.6	1.2	0.1	1.2	1.6	1.2	0.1	1.2
			30	1.4	1.1	0.5	1.1	1.4	1.1	0.5	1.2
せん断応力 $\tau_{\theta z}$ ($\frac{kgf}{cm^2}$)	双設（左）	200	0	0.3	5.2	7.0	5.4	0.3	5.4	7.6	5.1
			30	4.2	6.2	6.5	6.6	3.7	6.3	7.1	6.5
		400	0	0.3	11.4	15.4	11.4	0.3	11.3	16.2	11.3
			30	5.5	11.8	13.3	11.3	5.0	11.7	14.1	10.8
	単設	200	0	0.0	5.6	8.2	5.9	0.0	5.9	8.2	5.6
			30	3.7	5.9	7.4	6.7	3.4	6.2	7.5	6.7
		400	0	0.0	12.1	17.1	12.0	0.0	12.0	17.1	12.1
			30	5.2	12.0	14.7	11.5	4.8	12.1	14.7	11.2

表４・３－４　十勝沖地震八戸記録に対する最大応答値

項　目	双　設 or 単　設	Ｖｓ (m/s)	γ (°)	トンネル円周位置θ (°)							
				0	45	90	135	180	225	270	315
加速度 (Gal)	双　設 (左)	２００	0	83	82	82	81	81	81	82	82
			３０	141	140	137	135	135	136	139	141
		４００	0	165	165	166	166	166	166	166	165
			３０	156	158	161	164	165	164	162	158
	単　設	２００	0	81	81	81	80	80	80	81	81
			３０	126	125	124	121	120	121	123	126
		４００	0	167	168	168	168	168	168	168	168
			３０	155	157	160	163	164	163	160	156
せん断応力 τ_{rz} $(\frac{kgf}{cm^2})$	双　設 (左)	２００	0	1.0	0.6	0.1	0.5	0.9	0.7	0.1	0.7
			３０	0.9	0.5	0.4	0.6	0.9	0.6	0.3	0.7
		４００	0	1.6	1.1	0.1	1.1	1.7	1.2	0.1	1.2
			３０	1.3	1.0	0.9	0.8	1.4	1.1	0.8	0.9
	単　設	２００	0	1.1	0.7	0.1	0.7	0.9	0.7	0.1	0.7
			３０	0.9	0.6	0.3	0.7	0.9	0.6	0.3	0.7
		４００	0	1.7	1.2	0.1	1.2	1.8	1.2	0.1	1.2
			３０	1.3	1.1	0.8	0.9	1.4	1.1	0.8	0.9
せん断応力 $\tau_{\theta z}$ $(\frac{kgf}{cm^2})$	双　設 (左)	２００	0	0.3	7.0	9.0	6.5	0.3	6.5	9.7	6.9
			３０	3.8	6.9	8.6	6.5	3.1	6.9	9.4	6.3
		４００	0	0.3	12.0	16.5	12.3	0.3	12.3	17.4	11.9
			３０	9.0	9.4	13.2	11.5	8.9	9.4	14.0	11.1
	単　設	２００	0	0.0	7.7	10.6	7.2	0.0	7.2	10.6	7.7
			３０	3.4	7.3	9.7	6.6	2.8	7.3	9.8	6.5
		４００	0	0.0	12.6	18.2	13.0	0.0	13.0	18.2	12.6
			３０	8.4	9.6	14.5	12.0	8.5	9.9	14.5	11.7

4·3·4　まとめおよび今後の検討課題

双設トンネルの地震時挙動特性の検討に関して、SV波入射ならびにSH波入射に対する地震応答解析を行い、トンネル横断面の耐震性を検討した。双設トンネルの断面力応答について、単設トンネルとの差異の比較ならびに双設の影響について検討した結果、以下のような知見が得られた。

① トンネルに発生する断面力が大きくなる円周方向の位置は入射波の種類の違いによって異なり、SV波入射の場合、せん断力はトンネルの上下 (θ＝0°, 180°) と左右 (θ＝±90°) の4か所、軸力と曲げモーメントは斜め45°の方向 (θ＝±45°, ±135°) の4か所で大きくなる。一方、SH波入射の場合には、せん断応力 τ_{rz} はトンネルの上下2か所、せん断応力 $\tau_{\theta z}$ はトンネルの左右2か所で最大値をとる。これらはいずれも低振動数成分の波によって発生する断面力の分布形状と対応しており、高振動数成分の波の影響は小さい。

② 双設トンネル相互の影響に関して、SV波入射では断面力は単設トンネルより大きくなり、SH波入射では逆に小さくなる傾向を示す。SV波入射ではトンネル間隔の違いによって断面力応答が異なり、間隔が小さいほど断面力は大きくなる。これより、設計的には単設トンネルの検討結果を基本とし、SV波すなわち横断面方向の入射波に対してはトンネル間隔に対応する割増係数を考え、SH波すなわち横断面直交方向の入射波に対しては単設トンネルの結果を用いれば十分であると考えられる。なお、割増係数は、トンネルの純間隔が半径と等しい場合の解析結果の一例では、せん断力で1.4、曲げモーメントで1.2程度の結果が得られている。

③ SH波の入射角の影響に関しては、鉛直入射によるせん断応力は斜め入射の結果よりも全体に大きいことから、鉛直入射の検討で良いと言える。

④ 入力地震波の違いでは、十勝沖地震八戸記録N-S成分による断面力の最大応答は、El Centro記録N-S成分による場合と比較して大きめの結果となり、低振動数成分の波を多く含む地震波ほど断面力は大きくなる。

双設トンネルの耐震設計に関するガイドライン策定のためには、上記の割増係数がトンネル間隔、深度、地盤物性などの諸条件とどのような対応関係にあるかを十分に把握しておく必要がある。本年度は、トンネル間隔について一部言及したが、得られた結果はトンネル深度や地盤物性などの値を固定した検討に基づくものであり、一般性を有するものかどうかの検討を行う必要がある。したがって、平成3年度では、トンネル深度や地盤物性を変化させた場合、さらには成層地盤内にトンネルがある場合などについてケーススタディを行い、隣接トンネルの影響をより一般的な形で捉える予定である。

参考文献

1) 建設省土木研究所・先端建設技術センター・奥村組・鹿島建設・鴻池組・清水建設・大成建設・飛島建設・間組・フジタ：地下構造物の耐震設計技術に関する研究 平成元年度共同研究報告書, pp. 132-173, 1990年

2) Balendra, T., D.P. Thambiratnam, C.G. Koh and S.L. Lee : Dynamic Response of Twin Circular Tunnels due to Incident SH-Waves, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp. 181-201, 1984.

第５章　幅広地下構造物の耐震設計法の検討

５・１　幅広地下構造物の耐震設計で考えるべき地震荷重

５・１・１　はじめに

高さに対して幅の広い地下構造物（幅広地下構造物）に対する耐震設計法に関する研究を行ってきている。

平成元年度においては、幅広地下構造物と周辺地盤の地震時挙動についての研究を実施した。地盤－構造物モデルは、表層と基盤層からなる２層系の成層地盤中に箱型中空構造が横に連続して成る多連ボックス構造物を想定して動的ＦＥＭ解析（以下、ＦＥＭ解析）を実施し、構造物の幅高さ比、設置深度、地盤との剛性比、地震波等の要因が周辺地盤や構造物の地震時挙動に与える影響を検討してきた。その結果、①構造物の端部から水平に構造物幅の 1/2以上離れた地表の地震時挙動には、地下構造物の影響はみられないこと、②構造物幅が変化するにつれて構造物直上の地表の地震応答や構造物に発生する断面力は変化すること、③構造物の断面を厚くして、見かけの剛性を高めることにより、周辺地盤の応答を低減できること、などの知見が得られた。[1),2)]

既往の地下構造物の耐震設計法である応答変位法[3)]では、構造物側面に作用する地盤のせん断変形や伸縮変形などに起因する地盤と構造物の水平相対変位が地震荷重として考えられている。しかし、上述した知見はこのような構造物側面に対する変位入力だけでは説明することが困難である。また、本来せん断変形している地盤中の構造物には、その各面（側面および上、下面）に垂直な成分だけではなく、せん断成分の力も作用していると考えられる。そのため、地下構造物の耐震設計に用いる地震荷重としては、これまでの構造物側面に作用する変位入力に加え、構造物周面にせん断力を作用させるべきであると考えられる。特に幅広地下構造物に対しては、その特殊な構造形態から考えて、構造物の上、下面に作用するせん断力が主要な地震荷重であると考えられる。

そこで本年度は、①幅広地下構造物に対する地震荷重を明らかにすること、②従来の応答変位法の適用性と改善すべき点を明らかにすることを目的に検討を行った。検討に用いた地盤－構造物モデルは、前年度と同様に表層と基盤層からなる２層系の水平成層地盤中の多連ボックス構造物を想定した。このモデルに対して、ＦＥＭ解析を実施し、構造物に発生する断面力と地盤の応答の関係から、構造物に作用する荷重－構造系を検討した。そして、その荷重を構造物の上、下、側面に作用する荷重に分解し、地盤バネに支持された平面骨組モデルに作用させて、構造物に発生する断面力を計算し、ＦＥＭ解析結果と比較することにより、幅広地下構造物の耐震設計において考えるべき地震荷重を検討した。

その結果、従来の応答変位法で考えられている構造物側面に垂直に作用させる地盤と構造物の水平相対変位に加えて、構造物周面にせん断力を作用させることにより、構造物に発生する断面力が、ＦＥＭ解析から得られる断面力を説明できることがわかった。また、構造物の幅高さ比が大きくなるにつれて、発生する断面力は構造物の上、下面に作用する

せん断力に大きく影響されることがわかり、幅広地下構造物における主たる地震荷重が、構造物の上、下面に作用するせん断力であることがわかった。

5・1・2　研究目的

1）研究目的

幅広地下構造物の耐震設計法の確立が研究の最終目的である。前年度は幅広地下構造物と周辺地盤の地震時挙動の把握と、それらに影響を与える諸要因についてＦＥＭ解析から検討した。

そこで今年度は、幅広地下構造物の耐震設計に用いる地震荷重、および地盤－構造物系のモデル化手法について研究を実施する。特に地震荷重については、構造物周面に作用するせん断力に注目する。

2）検討項目と検討内容

表５・１－１に本年度の研究で検討する項目とその内容を示す。

表５・１－１　検討項目と検討内容

検　討　項　目	検　　討　　内　　容
昨年度検討した構造物の断面設計	昨年度検討した構造物について、常時の荷重の下での断面設計を実施する。
今年度検討する構造物の断面設計	常時の荷重の下で通常の設計が可能で、かつ周辺地盤の地震時挙動が、増幅することがない構造物の断面を決定する。
構造物に発生する断面力の検討	本年度新たに設定した構造物に対してＦＥＭ解析を行い、構造物幅による断面力の変化、および周辺地盤の地震時挙動を検討する。
地下構造物の耐震設計に用いるべき地震荷重の検討	地盤－構造物系を垂直方向とせん断方向の地盤バネに支持された平面骨組モデルに置換し、考え得る地震荷重を作用させ、ＦＥＭ解析結果と比較し、地下構造物に作用させるべき地震荷重を検討する。
一次元解析法の適用性	構造物を見かけのせん断剛性と見かけの密度を有する層に置換し、一次元重複反射解析を実施し、構造物に作用させるせん断力を算出し、静的解析を実施しその結果をＦＥＭ解析結果と比較する。
地盤バネの影響	応答変位法に用いる地盤バネの計算方法の違いによる、断面力の差を検討する。

3）検討手順

本研究で実施した検討手順を以下に記す。

（1）構造物の断面設計

昨年度および今年度の研究で用いる構造物について、常時の荷重の下での断面設計を実施し、今年度の検討に用いる構造物断面を決定する。

（2）地震波入力による地盤－構造物系および地盤の動的解析

地震波入力による地盤－構造物系の動的応答解析をＦＥＭ解析により実施する。

（3）静的骨組解析による地震荷重の検討

静的解析に用いる地盤バネに支持された構造物のモデル化と地盤バネの検討、および静的解析による、分解した地震荷重の構造物に発生する断面力に及ぼす寄与率を検討する。

（4）幅広地下構造物の耐震設計に用いる地震荷重の検討

4）使用プログラム

本研究で使用した解析プログラムを以下に列挙する。

（1）地盤－構造物系の動的解析

地盤－構造物系の動的解析には、昨年度と同様に地盤－構造物系を有限要素によりモデル化して、二次元動的ＦＥＭ複素応答解析プログラム「ＴＦＬＵＳＨ」を用いて解析した。（自社開発）

（2）地盤の動的解析

地盤の動的解析は、昨年度と同様に一次元重複反射理論に基づいた複素応答解析プログラム「ＳＨＡＫＥ２」を用いた。（自社改良）

（3）構造物の静的骨組解析

構造物の静的骨組解析は、「ＭＥＰ－２」を用いて解析した。このプログラムは平面骨組構造物の静的ならびに動的弾塑性応答解析プログラムである。（自社開発）

（4）各種波形解析

各種の波形解析および図面のプロットは、昨年度と同様に汎用波形解析プログラム「ＳＷＡＹ－１」を用いた。（自社開発）

5・1・3　構造物の断面検討（常時）

1）はじめに

ここでは本研究において検討する構造物の設計条件を示し、あわせて昨年度および本年度の検討で用た構造物について、常時の荷重のもとで断面設計を実施する。

2）設計条件

以下に示す条件に従って、構造物の断面設計を行う。

（1）一般条件

①構造形式　　鉄筋コンクリートのボックス状構造物が水平方向に１０個連なる構造物。ただし、断面厚は頂版、底版、壁についてすべて同一とした。

②断　　面　　１ボックスあたり　幅１０ｍ×高さ５ｍ
設計では単位奥行きを考え、奥行きは１ｍとする。

③土 被 り　　次の３種類を考える。

ａ）　ｈ＝　０ｍ　　（設置深度　５ｍ）

ｂ）　ｈ＝　５ｍ　　（設置深度１０ｍ）

ｃ）　ｈ＝２５ｍ　　（設置深度３０ｍ）

※　設置深度は、地表面から構造物下面までの深さとする。

④ハンチ　　構造物の隅角部に壁の軸線に対して３：１の傾きをもつ長さ３００mmのハンチを設ける。

（2）自然条件

①地下水位　　W．L．＝G．L．（地表面）

②水の単位体積重量

$\gamma w = 1.0$ tf/m³

（3）土質条件

①単位体積重量　$\gamma t = 1.7$ tf/m³

$\gamma t' = 0.7$ tf/m³

②内部摩擦角　　$\phi = 25°$

③土の粘着力　　$c = 1.0$ tf/m²

（4）使用材料

①コンクリート

ａ）ヤング係数	Ec	2.7×10^5	kgf/cm²
ｂ）単位体積重量	γc	2．5	tf/m³
ｃ）設計基準強度	σck	２４０	kgf/cm²
ｄ）許容曲げ圧縮応力度	σca	８０	kgf/cm²
ｅ）許容せん断応力度	τa	３．９	kgf/cm²

②鉄　　筋

a）ヤング係数　　$E_s = 2.1 \times 10^6$ kgf/cm²

b）仕様　　種類　　SD30

c）許容引張応力度　$\sigma_{sa} = 1800$　　kgf/cm²

（5）荷重

①上載荷重　　$q = 1.0$ tf/m²

②躯体自重　　$W = t \times H \times \gamma_c$ tf/m

t：部材の断面厚　m

H：部材の長さ　m

③土　　圧

a）鉛直土圧　$P_v = h \times \gamma' t$ tf/m/m

b）水平土圧　$P_H = K \times h \times \gamma t' - 2cK^{0.5} + K \times q$ tf/m/m

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}}\right)^2}$$

θ　：構造物と鉛直面とのなす角度（°）

δ　：壁面の摩擦角　（°）

ϕ　：土のせん断抵抗角　（°）

α　：地表面と水平面とのなす角度（°）

④水　　圧　　$P_w = \gamma_w \times h$ tf/m/m

（6）荷重組合せ

図5・1－1に構造物に作用させる荷重の組み合わせを示す。

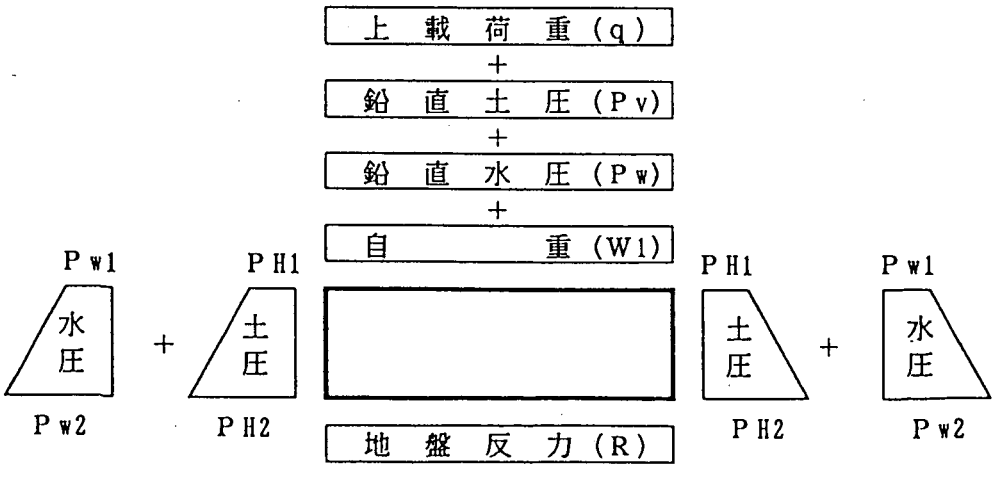


図5・1－1　構造物に作用させる荷重の組み合わせ

（７）検討方法

構造物の奥行きは単位奥行きを考え、構造物を梁部材にモデル化して静的骨組解析を行い、構造物に発生する断面力をもとめ、複鉄筋矩形断面で断面設計を行う。

（８）準拠指針

本検討は道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編（平成２年２月）に準じて実施した。[4)]

３）昨年度検討した構造物の断面設計

（１）形状寸法

図５・１－２に構造物の形状寸法を示す。

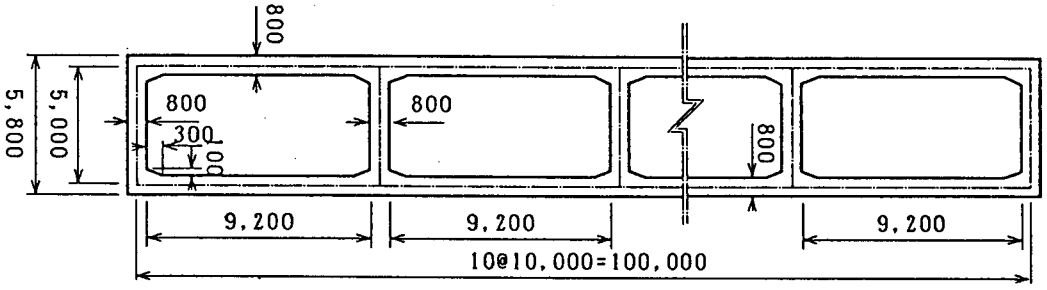


図５・１－２　構造物の形状寸法

（２）荷　　重

構造物に作用する荷重の一覧を表５・１－２に示す。

表５・１－２　荷　重　一　覧　表　（奥行きは１ｍ）

設置深度			５ｍ	１０ｍ	３０ｍ
土被り厚			０ｍ	５ｍ	２５ｍ
頂版	上載土圧	q (tf/m)	１．０	１．０	１．０
	鉛直土圧	Pv (tf/m)	０．０	３．５	１７．５
	鉛直水圧	Pw (tf/m)	０．０	５．０	２５．０
	上版自重	W1 (tf/m)	２．０	２．０	２．０
	頂版に作用する荷重	(tf/m)	３．０	１１．５	４５．５
底版	頂版に作用する荷重	(tf/m)	３．０	１１．５	４５．５
	壁自重	W2 (tf/m)	１．１	１．１	１．１
	底版自重	W3 (tf/m)	２．０	２．０	２．０
	地盤反力	R (tf/m)	６．１	１４．６	４８．６
側壁	水圧	Pw1 (tf)	０．０	５．０	２５．０
	水圧	Pw2 (tf)	５．０	１０．０	３０．０
	土圧	PH1 (tf)	０．０	０．５５	６．２２
	土圧	PH2 (tf)	０．５５	１．９７	７．６６
	小計	(Pw1＋PH1) (tf)	０．０	５．５５	３１．２２
	小計	(Pw1＋PH1) (tf)	５．５５	１１．９７	３７．６６

（３）骨組解析

剛域を考慮せず、軸線による線形解析を行う。計算は単位奥行き（１ｍ）当たりについて行う。軸線はハンチを無視した図心とする。図５・１－３に構造解析モデルを、表５・１－３に解析モデル諸元を示す。

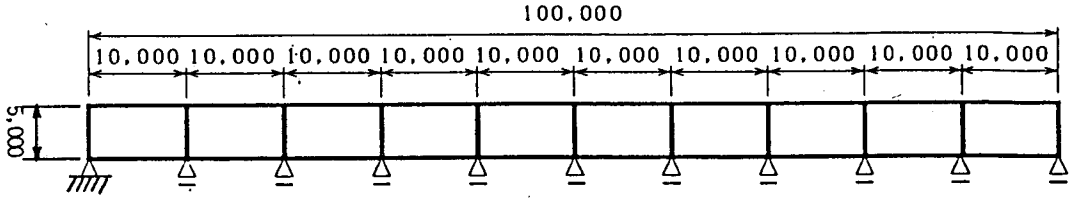


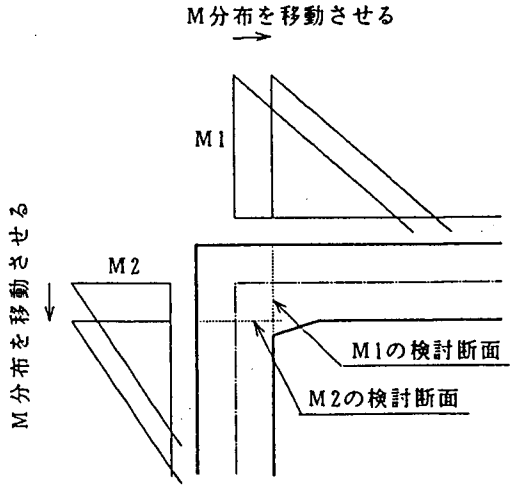
図５・１－３　骨組モデル

表５・１－３　骨組モデル諸元（単位奥行き１ｍあたり）

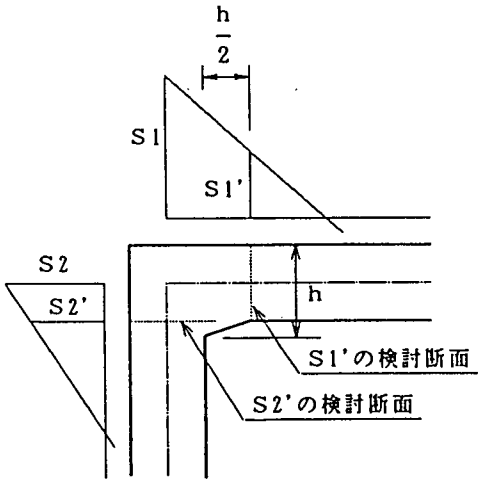
部　位	断　面　厚（m）	断　面　積（m²）	断面二次モーメント（m⁴）
頂　版	０．８	０．８	０．０４２７
底　版	０．８	０．８	０．０４２７
壁	０．８	０．８	０．０４２７

（４）曲げモーメントおよびせん断力に対する検討断面

図５・１－４に示す断面において曲げモーメントおよびせん断力に対する検討を行う。



（ａ）曲げモーメントの検討位置



（ｂ）せん断力の検討位置

図５・１－４　曲げモーメント、せん断力の検討位置

表５・１－４に骨組解析から得られた断面力検討位置における断面力を示す。

表５・１－４　断面の検討に用いる断面力　（M：曲げモーメント　S：せん断力　N：軸　力）

設置深度 (m)	頂版			底版			壁		
	M tf・m	S tf	N tf	M tf・m	S tf	N tf	M tf・m	S tf	N tf
5	16.1	16.2	4.9	39.1	22.3	10.3	21.0	10.3	41.6
１０	61.2	62.4	16.7	120.3	68.7	25.5	63.8	25.5	130.9
３０	241.3	247.0	84.3	443.3	253.6	89.4	237.2	89.4	487.9

（５）断面設計

表５・１－４の断面力を用いて、複鉄筋矩形断面の必要鉄筋量の設計を行う。表５・１－５に各断面の必要鉄筋量を示す。なお、断面の設計において全断面とも鉄筋比は1:15、かぶりを１０ｃｍ、上鉄筋と下鉄筋の比は1.0 とする。

表５・１－５　単位奥行き(1m)あたりの必要鉄筋量の計算

設置深度 (m)	部位	必要鉄筋量 As=As' (cm²)	使用鉄筋および鉄筋量 (cm²)	せん断応力 (kgf/cm²)	せん断補強筋
５ｍ	頂版	12.5	D22ctc250= 15.48	2.32＜τa	最小鉄筋量 (D13ctc250)
	底版	32.2	D22ctc100= 38.71	3.19＜τa	
	壁	6.4	D22ctc500= 7.74	1.48＜τa	
１０ｍ	頂版	50.0	D29ctc100= 64.24	8.92＞τa	D22ctc200
	底版	117.5	2D29ctc100=128.48	9.81＞τa	D22ctc200
	壁	40.0	D29ctc125= 51.39	3.65＜τa	最小鉄筋量
３０ｍ	頂版	345.3	断面設計不可能	35.3 ＞τa	断面設計不可能
	底版	718.0		36.2 ＞τa	
	壁	468.5		12.8 ＞τa	

※　τa=3.9kgf/cm²

図５・１－５に設置深度１０ｍの場合の略配筋図を示す。

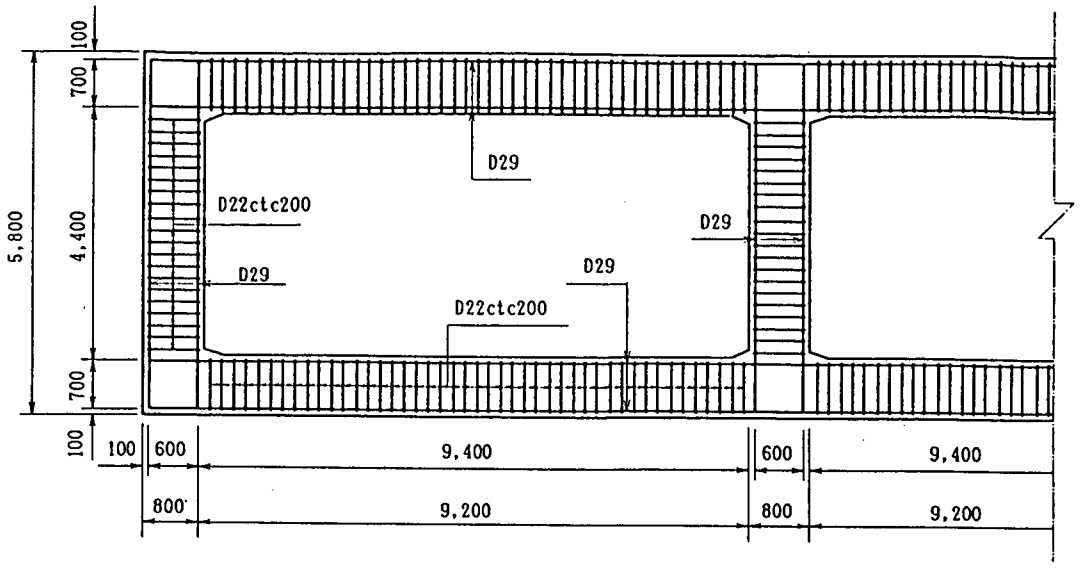


図５・１－５　設置深度１０ｍの場合の略配筋図

（６）断面厚の変更

表５・１－５で示したように、スパンが１０ｍの構造物に対しては、設置深度５ｍ（土被り厚０ｍ）では断面の設計が可能なものの、設置深度１０ｍ（土被り厚５ｍ）では、当初の断面厚（８０ｃｍ）では、せん断応力が許容応力をはるかに越えるため、相当なせん断補強を必要とする。また、設置深度３０ｍ（土被り厚２５ｍ）では、曲げ、せん断共に許容応力をはるかに越え、断面設計は不可能である。

そこで、設置深度１０ｍおよび３０ｍの場合を対象に、同様の方法により通常の設計が可能な断面厚を求めた。表５・１－６に断面厚を変更した結果を示す。ただし、壁厚は腹厚より薄くてよいと考えられるが、頂版、底版、壁の断面厚を同一として検討した。

表５・１－６で示すように、１０ｍのスパン長では、設置深度１０ｍの場合は断面厚が１６０ｃｍ以上必要となる。しかし、設置深度３０ｍの場合は断面厚を２００ｃｍまで厚くしても、頂版および底版にかなりのせん断補強を必要とする。そのため、通常の設計が可能な断面を考えると、断面厚を厚くする他に、スパンを短くするという構造の変更が必要である。

表５・１－６　設計可能な断面厚

設置深度 (m)	部位	断面厚 (cm)	必要鉄筋量 As=As' (cm²)	使用鉄筋および鉄筋量(cm²)	せん断応力 (kgf/cm²)	せん断補強筋
１０ｍ	頂版	160	27.5	D22ctc100=38.71	3.8 ＜τa	最小鉄筋量
	底版		31.4	D22ctc100=38.71	4.6 ＞τa	D13ctc200
	壁		7.8	D22ctc250=15.48	1.7 ＜τa	最小鉄筋量
３０ｍ	頂版	200	44.5	D29ctc100=64.29	8.25＞τa	D19ctc100
	底版		52.5	D29ctc100=64.29	8.92＞τa	D19ctc100
	壁		1.0	D29ctc500= 5.73	0.55＞τa	最小鉄筋量

4）本年度の研究で用いる構造物の断面設計

（1）形状寸法

今年度は、設置深度を１０ｍの１種類に限定し、設計可能な構造形状の構造物を対象に構造物に作用させるべき地震荷重の検討を行う。

前述した通り、前年度検討した構造物形状（スパン１０ｍ、高さ５ｍ、断面厚８０ｃｍ）では、設置深度１０ｍにおいて通常の設計が困難であった。そこで構造物の諸元のうち、スパンを７．５ｍに変更して、１０連ボックス構造物を対象に設計可能な断面厚を検討する。断面厚は、８０ｃｍ、１００ｃｍ、１２０ｃｍ、１４０ｃｍの４種類を検討した。図５・１－６に断面厚を除く構造物の形状寸法を示す。

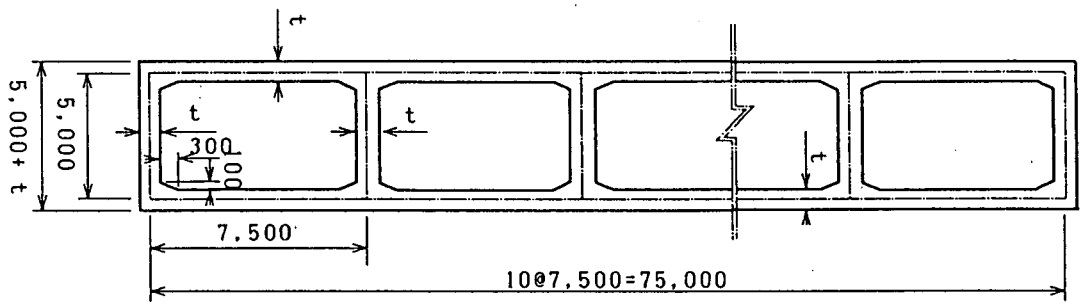


図５・１－６　形状寸法

（2）荷重

表５・１－７に、断面厚毎の各版に作用する荷重を示す。

表５・１－７　荷　重　一　覧　表

断面厚			８０ｃｍ	１００ｃｍ	１２０ｃｍ	１４０ｃｍ
頂版	上載荷重	q (tf/m)	１．０			
	鉛直土圧	Pv (tf/m)	３．５			
	鉛直水圧	Pw (tf/m)	５．０			
	上版自重	W1 (tf/m)	２．０	２．５	３．０	３．５
	頂版に作用する荷重	(tf/m)	１１．５	１２．０	１２．５	１３．０
底版	頂版に作用する荷重	(tf/m)	１１．５	１２．０	１２．５	１３．０
	壁自重	W2 (tf/m)	１．４７	１．８３	２．２０	２．５７
	底版自重	W3 (tf/m)	２．０	２．５	３．０	３．５
	地盤反力	R (tf/m)	１４．９７	１６．３３	１７．７０	１９．０７
側壁	水圧	Pw1 (tf)	５．０			
	水圧	Pw2 (tf)	１０．０			
	土圧	PH1 (tf)	０．５５			
	土圧	PH2 (tf)	１．９７			
	小計(Pw1＋PH1)	(tf)	５．５５			
	小計(Pw1＋PH1)	(tf)	１１．９７			

（３）構造解析

剛域を考慮せず、軸線による線形解析を行う。計算は単位奥行き（１ｍ）当たりについて行う。軸線はハンチを無視した図心とする。図５・１－７に解析に用いた骨組モデルを、表５・１－８にモデルの諸元を示す。

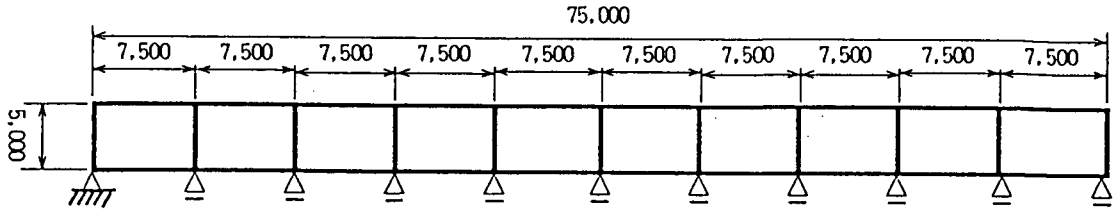


図５・１－７　骨組モデル

表５・１－８　骨組モデル諸元（単位奥行き１ｍあたり）

断面厚 (cm)	部　位	断　面　積 (m^2)	断面二次モーメント (m^4)
８０	頂　版	０．８	０．０４２７
	底　版	０．８	０．０４２７
	壁	０．８	０．０４２７
１００	頂　版	１．０	０．０８３３
	底　版	１．０	０．０８３３
	壁	１．０	０．０８３３
１２０	頂　版	１．２	０．１０００
	底　版	１．２	０．１０００
	壁	１．２	０．１０００
１４０	頂　版	１．４	０．１１６７
	底　版	１．４	０．１１６７
	壁	１．４	０．１１６７

（４）曲げモーメントおよびせん断力に対する検討断面

表５・１－９に平面骨組構造解析から得られた断面力検討位置における断面力を示す。

表５・１－９　断面の検討に用いる断面力

（M：曲げモーメント　S：せん断力　N：軸　力）

断面厚 cm	頂　版			底　版			壁		
	M tf・m	S tf	N tf	M tf・m	S tf	N tf	M tf・m	S tf	N tf
８０	59.6	35.7	17.5	80.3	46.9	26.4	42.9	21.7	39.7
１００	61.7	34.7	17.2	88.2	48.2	26.7	45.7	20.9	41.5
１２０	63.7	33.6	17.0	96.2	48.9	26.9	48.4	19.9	43.4
１４０	66.2	32.2	16.8	104.2	49.1	27.0	51.1	19.0	45.3

（５）断面設計

表５・１－９の断面力を用いて、複鉄筋矩形断面の必要鉄筋量の設計を行う。表５・１－１０に各断面の必要鉄筋量を示す。なお、断面の設計において全断面とも鉄筋比は１：１５、かぶりを１０ｃｍ、上鉄筋と下鉄筋の比は１とする。

表５・１－１０　必要鉄筋量の計算

断面厚 (cm)	部位	必要鉄筋量 As=As' (cm^2)	使用鉄筋および鉄筋量 (cm^2)	せん断応力 (kgf/cm^2)	せん断補強筋	
80	頂版	36.4	D29ctc125=51.4	5.1 ＞ τa	D16ctc200	
	底版	50.7	D29ctc100=64.3	6.7 ＞ τa	D16ctc200	
	壁	33.1	D25ctc125=51.4	3.1 ＜ τa	D13ctc250	*
100	頂版	30.9	D25ctc125=40.5	4.1 ＞ τa	D13ctc200	
	底版	44.6	D25ctc125=40.5	5.7 ＞ τa	D13ctc200	
	壁	27.6	D25ctc125=40.5	＜ τa	D13ctc250	*
120	頂版	27.1	D25ctc125=40.5	3.4 ＜ τa	D13ctc250	*
	底版	41.3	D25ctc100=50.6	4.9 ＞ τa	D13ctc200	
	壁	24.1	D25ctc125=40.5	＜ τa	D13ctc250	*
140	頂版	24.5	D25ctc125=40.5	＜ τa	D13ctc250	*
	底版	38.9	D25ctc125=40.5	4.3 ＞ τa	D13ctc200	
	壁	21.6	D25ctc200=25.3	＜ τa	D13ctc250	*

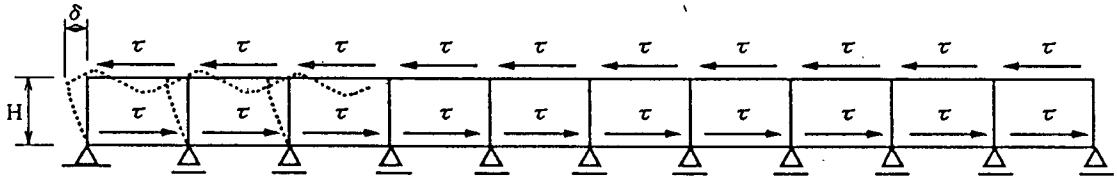
*：D13ctc250は最小補強筋

（６）地盤に対する構造物の見かけのインピーダンス比

昨年度の研究において、地盤に対する構造物の見かけのインピーダンス比($\overline{\rho}\cdot\overline{Vs}$の比すなわち$(\overline{\rho}\cdot\overline{G})^{0.5}$の比)が１．０を下回ると、構造物直上の地盤の地震時挙動が自由地盤のそれに比べて増幅することがわかった。そこで、本年度の研究においては、構造物直上の地盤の地震時挙動が増幅することがないように（地盤に対する構造物の見かけのインピーダンス比が１．０を下回らないように）、事前に検討を実施した。

構造物の見かけのインピーダンスを求めるため、まず構造物の見かけのせん断剛性（$\overline{G}$）を算出する。構造物の見かけのせん断剛性は、図５・１－８に示すように、構造物の上、下面に同じ大きさで、逆方向のせん断分布荷重を作用させ、そのせん断応力と構造物の平均的なせん断変形量から算出した。なお、このモデルでは節点の回転成分は拘束していない。次に地盤の見かけの密度（$\overline{\rho}$）を求め、構造物の見かけのインピーダンスを算出する。なお、表層地盤のインピーダンスは、２７．８tf/m³である。

表５・１－１１に上述した方法で算出した構造物の見かけのせん断剛性と、地盤に対する構造物の見かけのインピーダンス比を示す。



$\overline{G}=\tau/\gamma$　　$\overline{G}$：見かけのせん断剛性

γ：δ/H

図５・１－８　見かけのせん断剛性の算出方法

表５・１－１１　構造物の見かけのせん断剛性と
地盤に対する構造物の見かけのインピーダンス比

断　面　厚：t	８０ｃｍ	１００ｃｍ	１２０ｃｍ	１４０ｃｍ
せん断ひずみ　：γ	2.28×10^{-4}	1.16×10^{-4}	6.76×10^{-5}	4.25×10^{-5}
せん断応力　：τ	1.0tf/m²	1.0tf/m²	1.0tf/m²	1.0tf/m²
見かけのせん断剛性　：$\overline{G}$	4386tf/m²	8620tf/m²	14793tf/m²	23529tf/m²
見かけの単位体積重量：$\overline{\gamma}$	1.09tf/m³	1.37tf/m³	1.64tf/m³	1.91tf/m³
見かけのせん断波速度：$\overline{Vs}$	198.6m/sec	248.3m/sec	297.3m/sec	347.5m/sec
見かけのインピーダンス比	0.79	1.25	1.79	2.42

（７）本年度の検討に用いる断面厚

（５）、（６）の断面設計および、地盤に対する構造物のみかけのインピーダンス比の検討より、本年度の検討に用いる構造物の壁厚を1.0mとする。この時の構造物の見かけのせん断剛性は8620tf/m² となり、地盤(4440.8tf/m²) の約２倍となる。また、見かけの単位体積重量は1.37tf/m³ となり、地盤の約０．８倍となる。したがって浮力に対する検討は不要である。また地盤に対する見かけのインピーダンス比は１．２５となる。図５・１－９に昨年度検討した地盤に対する構造物の見かけのインピーダンス比と、構造物直上の地盤の伝達関数の自由地盤に対するピーク増幅率の関係図中に、本年度の検討に用いる構造物の値を加えたものを示す。これより、本年度の検討においては、構造物直上の地盤の地震時挙動が自由地盤に比べて増幅することはないことがわかる。

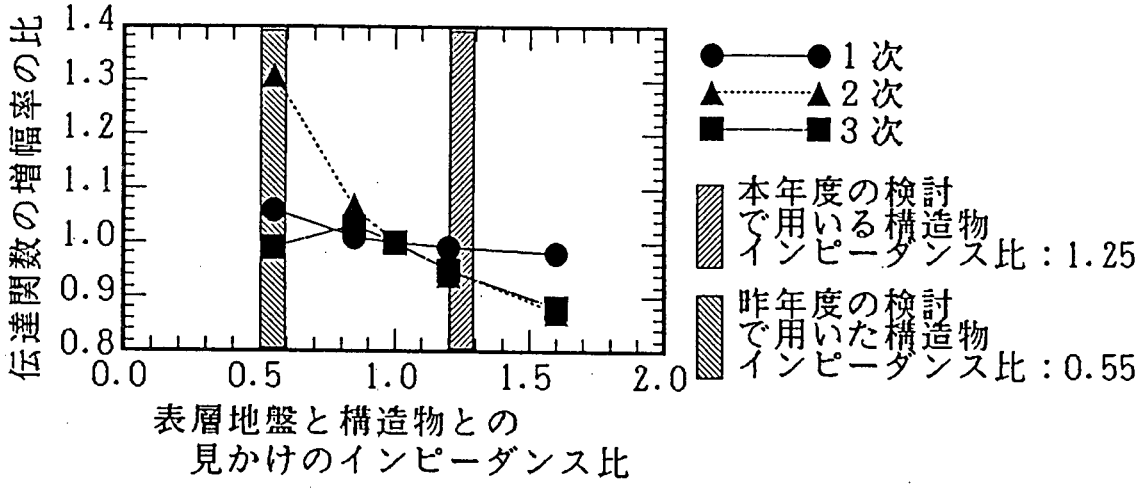


図５・１－９　構造物直上の地表の動的応答におよぼす構造物の影響

これらの検討を得て決定した構造物の略配筋図を図５・１－１０に示す。

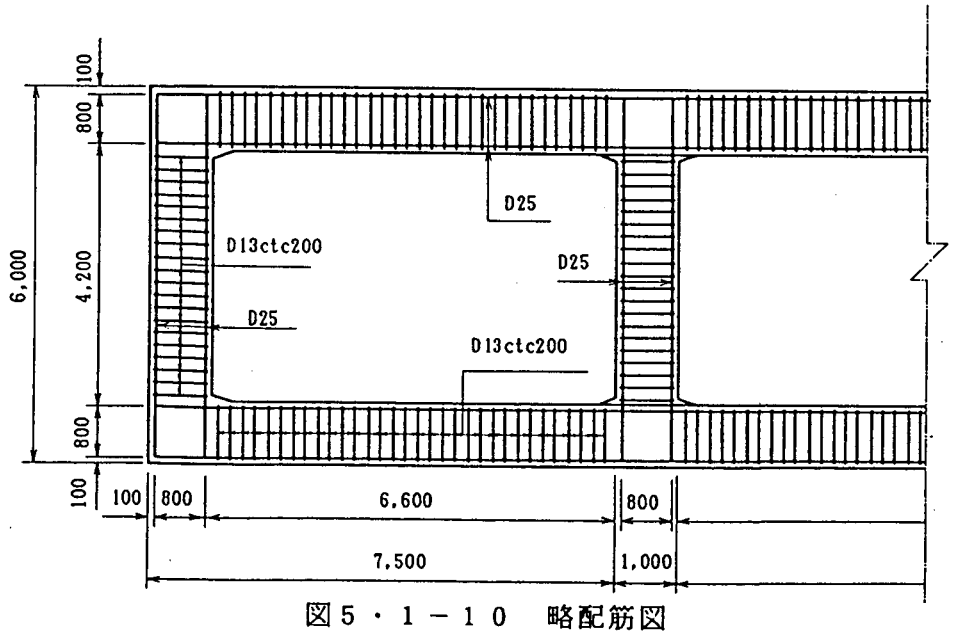


図５・１－１０　略配筋図

5・1・4　解析条件の設定

1）概要

解析にあたり想定した地盤および構造物の形状は以下の通りである。

地　盤：厚さ４０ｍ、固有周期１秒の表層とインピーダンス比が約１／３となる弾性基盤からなる２層系の水平成層地盤。

構造物：高さ５ｍ×幅７．５ｍのＲＣ構造の箱型中空構造が横に連続してなる多連ボックス構造物。

構造物の断面厚は、構造物の設置深度において通常の断面設計ができる断面厚とする。

2）地盤

平成元年度の検討[1]と同じく、次のような成層構造の２層系の地盤を設定した。

①表層部の固有振動数を１Ｈｚ（固有周期を１秒）とする。

②代表的な支持地盤を考えて、表層の厚さを４０ｍとする。

③地盤インピーダンス比を約１／３とする。

④基盤層は弾性基盤とし、波動の下方逸散を考える。

⑤二次元の検討においては、側方への波動逸散も考慮する。

図５・１－１１に想定する成層地盤構造を、表５・１－１２に地盤モデルの諸元を示す。

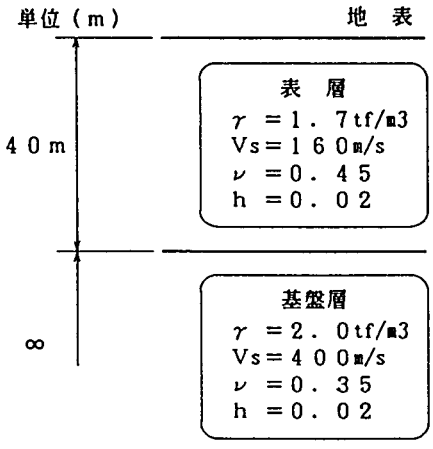


図５・１－１１　想定する成層地盤構造

表５・１－１２　地盤モデルの諸元

諸　元	第１層　表　層	第２層　弾性基盤層
層　厚　Hg　(m)	４０	∞
単位体積重量　γ　(tf/m³)	１．７	２．０
せん断波速度　Vs　(m/s)	１６０	４００
地盤インピーダンス比	０．３４	
減衰定数　h	０．０２	０．０２
ポアソン比　ν	０．４５	０．３５

3）構造物

構造物としては、平成元年度と同じく構造物の幅が広がることによって構造物断面に大きな変化がないように、平均的に応力が分配される特性を持つ同寸法の多連ボックス状ＲＣ構造物を考えた。

今回解析するケースは表５・１－１３に示す３種類である。表５．２－１４に構造物モデルの諸元および材料物性を示す。

表５・１－１３　解析を行った構造物種類

解析ケース	構造物		幅高さ比
	構造物幅（m）	ボックス数	
1	７．５	1	１．５
2	２２．５	3	４．５
3	７５．０	１０	１５．０

表５・１－１４　構造物モデルの諸元および材料物性[1)]

項目	採用値
構造寸法基準	壁芯～壁芯
基本ボックス寸法	高さ×幅＝５ｍ×７．５ｍ
ボックス数	１、３、１０ボックス
構造物幅　B	７．５ｍ、２２．５ｍ、７５．０ｍの３種類
構造物高さ　H	５ｍ
構造物壁厚　t	１．０ｍ
幅高さ比　B／H	１．５、４．５、１５．０の３種類
単位体積重量　γc	２．５　tf／m³
ヤング係数　Ec	２．７×１０⁶　tf／m²
ポアソン比　νc	０．１６７
せん断剛性　Gc	１．１６×１０⁶　tf／m²

4）地盤－構造物系

1）～3）にしたがって想定した地盤と地下構造物を合わせた全体系の想定モデルの概略図を、図5・1－12に示す。

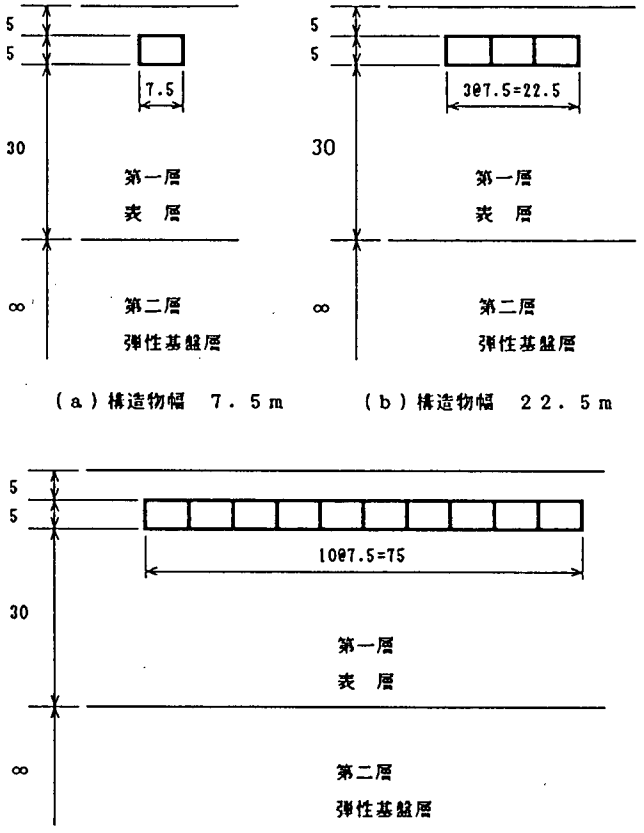


図5・1－12 地盤－構造物全体系の概略図

5）入力地震波

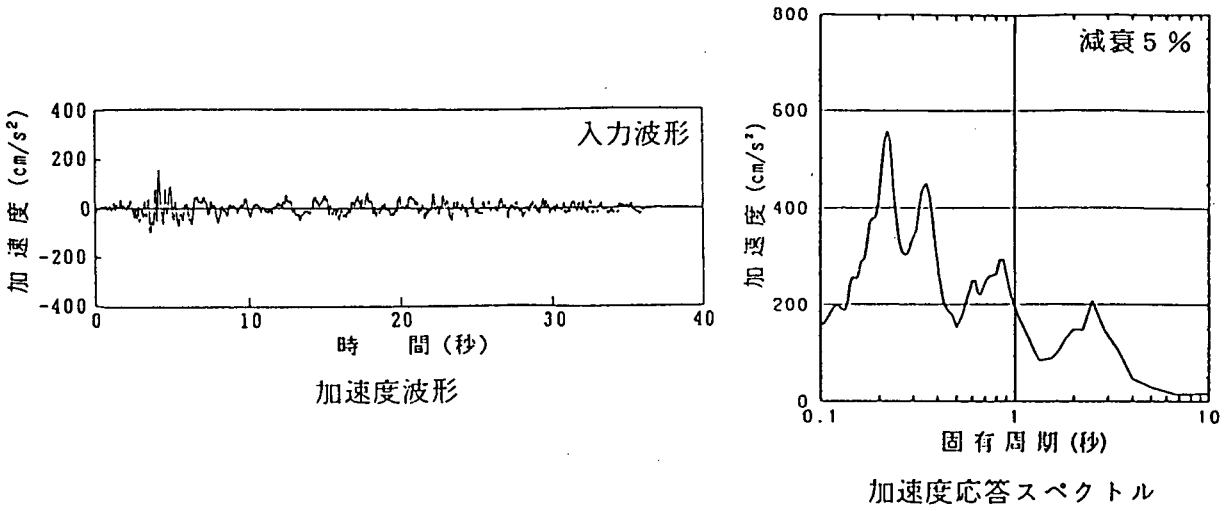
入力地震波として解析に使用した地震波とその最大加速度値を、表5・1－15に示す。使用した波形は基本的に昨年度の解析で用いた波形と同じである。

表5・1－15 解析用入力地震波

観測地震波（成分）	原波形		入力波形			
	Acc	F	Acc	F	N	Δt
EL CENTRO 1940 NS	341.7	0-25	266.6	0-10	2250	0.01
TAFT 1952 NS	175.9	0-25	90.0	0-10	2250	0.01
HACHINOHE 1968 NS	225.0	0-50	159.2	0-10	3750	0.01

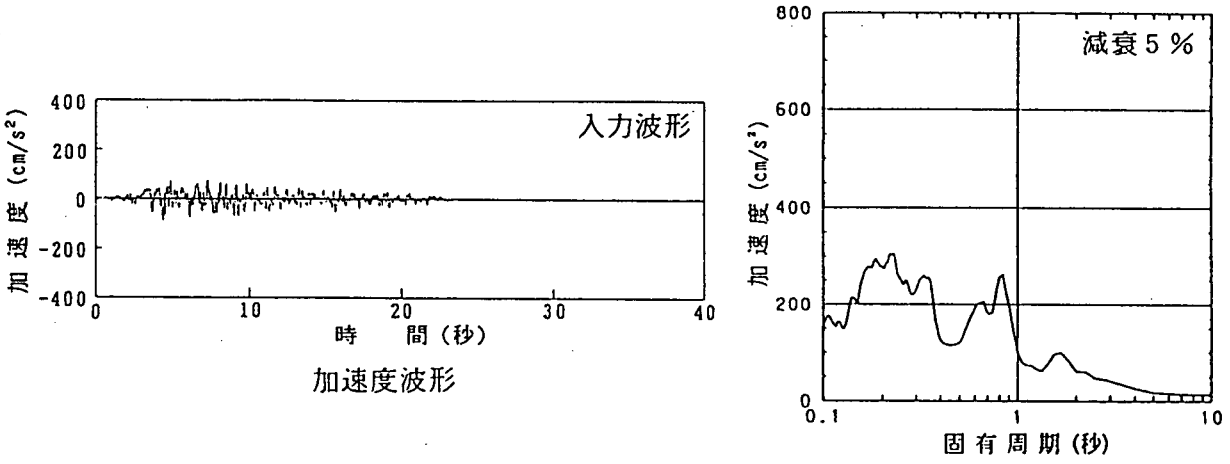
Acc ：最大加速度 (cm/s²)
F ：含まれる振動数成分(Hz)
N ：波形数
Δt：時間間隔 (s)

表5・1－15に記した入力波形は、原波形に10Hzを遮断振動数とするローパスフィルターを作用させたものである。図5・1－13に解析用入力地震波の加速度時刻歴とその加速度応答スペクトルを示す。入力地震波は全て基盤入射波として扱った。線形解析であるので、入力と応答は比例する。



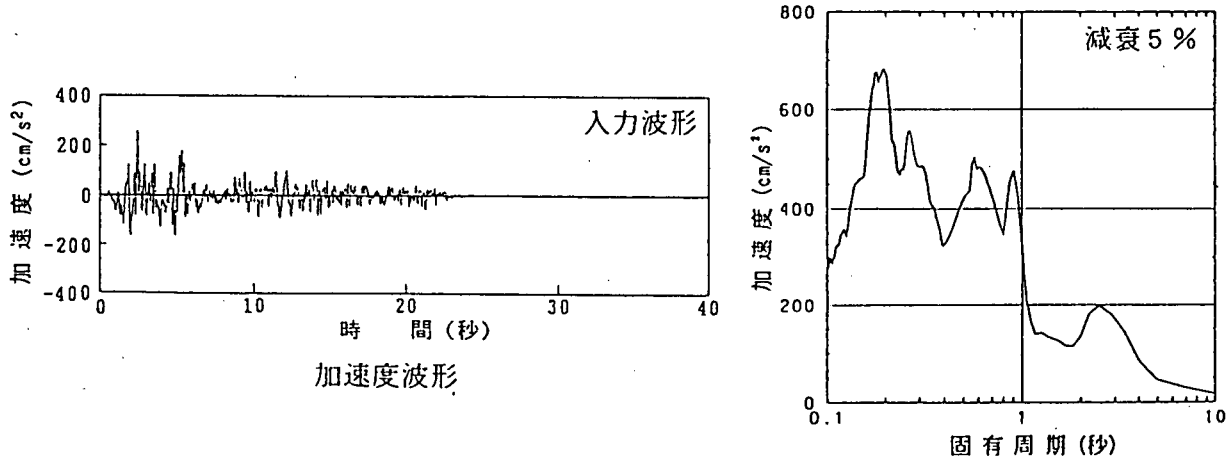
加速度波形　　加速度応答スペクトル

（ａ）ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ　ＮＳ　波



加速度波形　　加速度応答スペクトル

（ｂ）ＴＡＦＴ　ＮＳ　波



加速度波形　　加速度応答スペクトル

（ｃ）ＨＡＣＨＩＮＯＨＥ　ＮＳ　波

図５・２－１３　解析用入力地震波の加速度波形と加速度応答スペクトル

５・１・５　二次元動的ＦＥＭ解析による地盤と構造物の挙動把握

１）はじめに

対象とする地盤－構造物系を所定の精度を有する有限要素モデルに離散化し、所定の地震波を入力して動的解析を行い、地盤の地震時挙動と構造物に発生する断面力および構造物周辺の地盤に作用する地震時応力を求める。

２）解析用離散化モデル

（１）モデルの離散化

鉛直方向のメッシュ分割は耐震上重要と考えられる０～１０Ｈｚの振動数範囲を考えることを前提として、０～８Ｈｚまで十分な精度で表現できるように離散化した。

鉛直下方から伝播してくるＳ波を表現するためには、最低でも１波長中に５つ以上の節点が必要である。このことより、Ｓ波速度をＶｓ、考慮する最大振動数をｆmax　、ｆmaxを考慮するために必要な鉛直方向の離散化の最大間隔をｈmax とすると、ｈmaxは下記の式で表される。

$$h_{max} \leq \frac{1}{4} \frac{Vs}{f_{max}}$$

この式にｆmax＝８(Hz)、Ｖｓ＝１６０(m/s)を代入するとｈmaxは５(m)となるため、鉛直方向の離散化の最大間隔は５ｍとする。これにより、地盤の３次の固有振動数（５Ｈｚ）程度までは十分な精度を有すると考えられる。構造物近傍の地盤は、構造物に作用する地盤応力、加速度、変位を算定するため、さらに細分化している。

水平方向の離散化は、鉛直下方から入射してきたせん断波が、構造物に反射して生ずる散乱波が水平方向に伝播することができるように離散化した。

地盤は４節点のアイソパラメトリック要素を用いて、地下構造物はせん断変形を考慮した線形梁要素を用いてモデル化した。梁要素の長さは全て1.25m としており、各ボックスは頂版は６つ、壁は４つの梁要素で構成している。

（２）解析範囲

前年度の研究により、構造物の端部から水平方向に構造物幅の半分だけ離れた地表では、その地震時挙動には地下構造物の影響は見られないという結論が得られている。その知見を生かし、水平方向の解析範囲は、構造物端部から構造物の幅の半分以上とした。

鉛直方向の解析範囲は、工学的基盤より上の表層地盤の４０ｍを対象とした。表５・１－１６に各解析ケースの解析範囲を示す。

表５・１－１６　解析範囲

構造物幅 (m)	解析範囲	
	水平方向 (m)	鉛直方向 (m)
７．５	２３．７５	４０．０
２２．５	３１．２５	４０．０
７５．０	８７．５０	４０．０

（３）境界条件

地盤－構造物系が左右対称であるため、右側半断面を解析対象とし、左側境界は鉛直方向の自由度を拘束した。また、下方には下方逸散減衰を考慮するための下方粘性境界、側方には遠方地盤への波動の逸散減衰を考慮するためのエネルギー伝達境界を用い、地盤の半無限性を考慮した。なお、本解析においては面外方向の波動の逸散は考慮していない。ここで、下方粘性境界とは、垂直に伝播する波動に対して十分な精度を有するLysmer-Kuhlemeyer[5]のダッシュポットであり、また、側方エネルギー伝達境界とは、境界に垂直に伝播してくるRayleigh波に対して有効な下方無限弾性基盤を考慮した Variable Depth Method[6]により求められるエネルギー伝達境界[7]である。図５・１－１４に解析モデルと境界条件を模式的に示す。

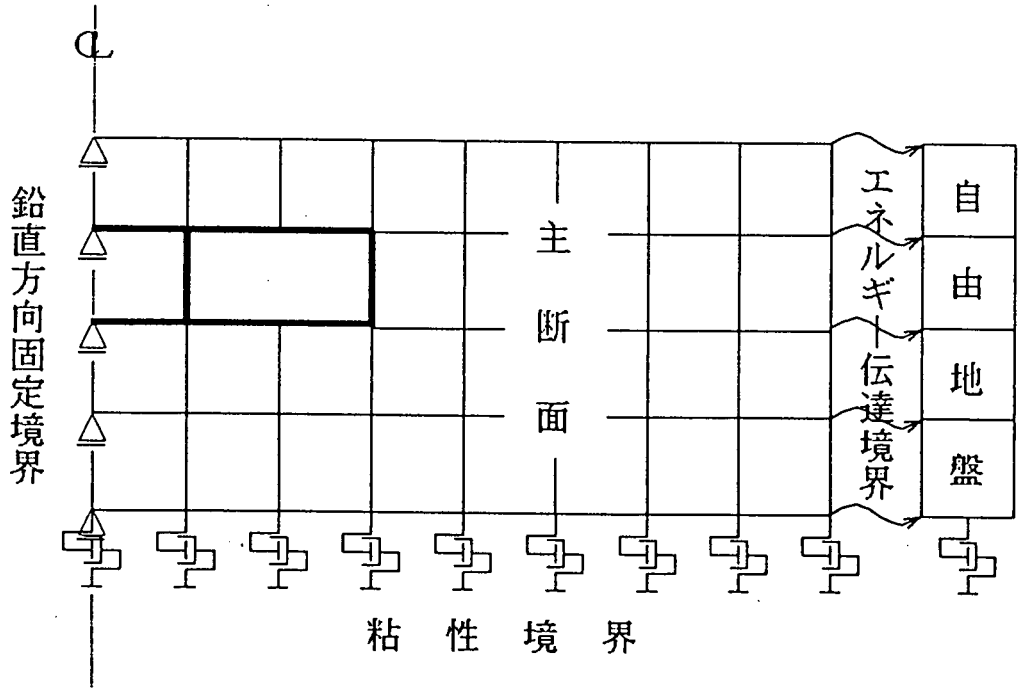


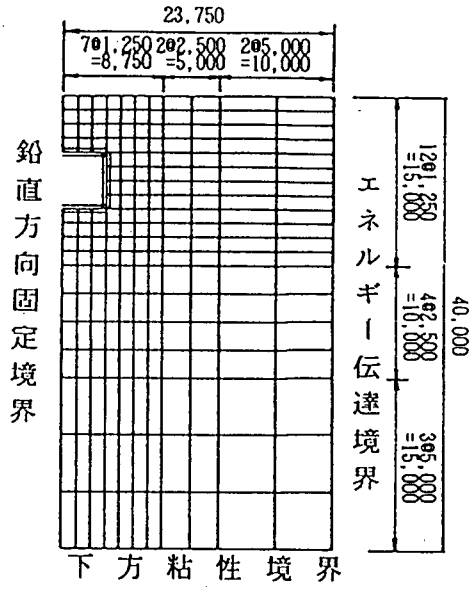
図５・１－１４　解析に用いた境界条件

（４）解析において着目する位置

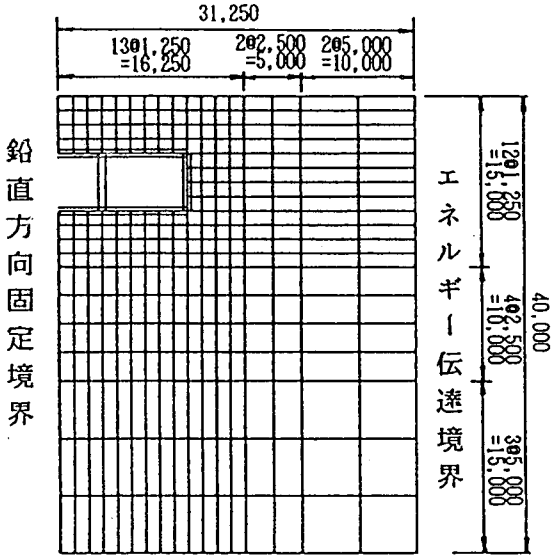
地盤－構造物の動的解析を実施するにあたり、目的に応じて着目する位置を設定する。表５・１－１７に動的解析において着目する位置とその目的を示す。また、図５・１－１５に解析モデルを、図５・１－１６に応答に関して着目する位置を示す。

表５・１－１７　動的解析において着目する位置とその目的

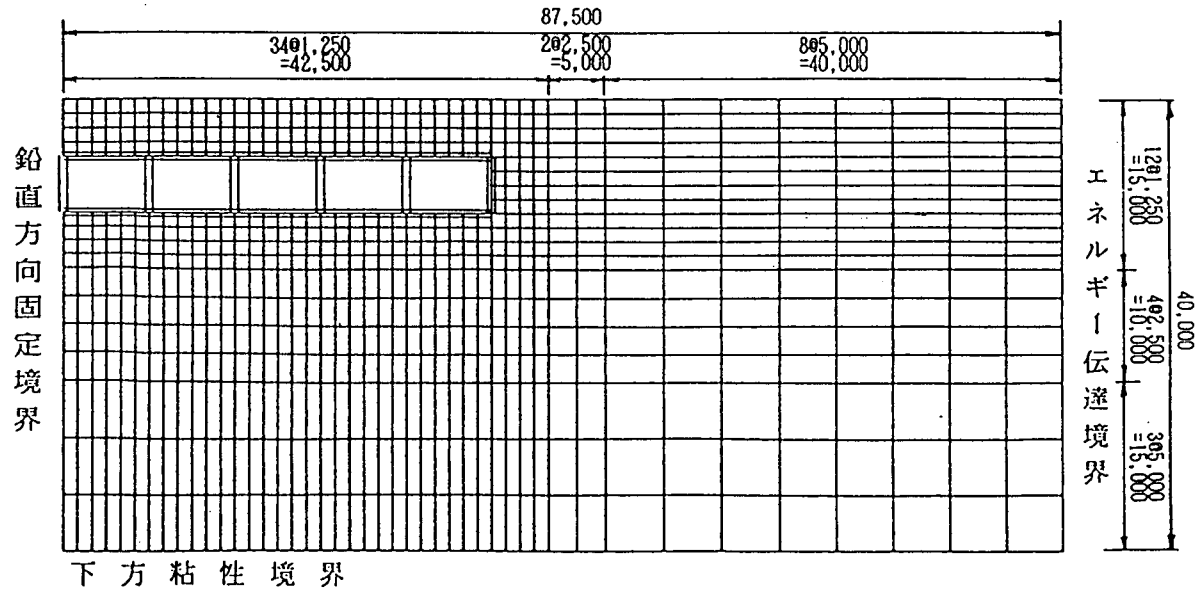
目　　的	応答に着目する位置	呼　　称
離散化モデルの精度の検証	・自由地盤の地表の点 ・主断面の右端の地表の点 （エネルギー伝達境界を取り付けた点を除く）	自由地表 右端地表
地下構造物の幅による周辺地盤の挙動の変化の把握	・自由地表 ・構造物中心線上の地表 ・構造物端部直上の地表	 中心地表 端部地表
地下構造物の幅による構造物に発生する断面力の変化の把握	・構造物の頂版・底版・壁を問わず、最大断面力が発生する部材 （構造物、地震波で変化する） ・構造物端部の隅角部（壁と底版）	最大部材 端部隅角部
構造物に作用する地震荷重の把握	・自由地盤の構造物の設置深度にあたる位置 ・主断面の構造物に接する地盤要素	



(a) 構造物幅　7.5m

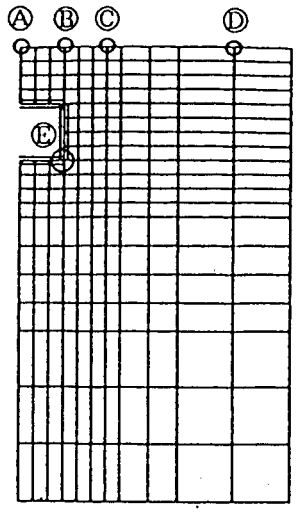


(b) 構造物幅　22.5m



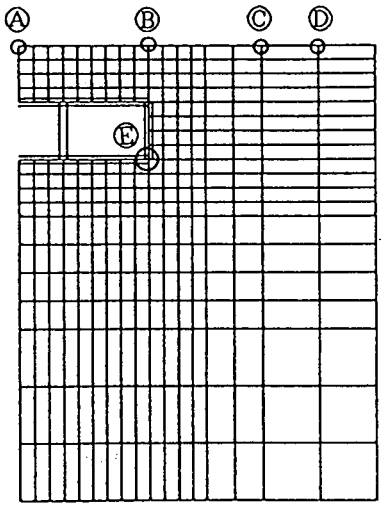
(c) 構造物幅　75.0m

図5・2－15　解析モデル

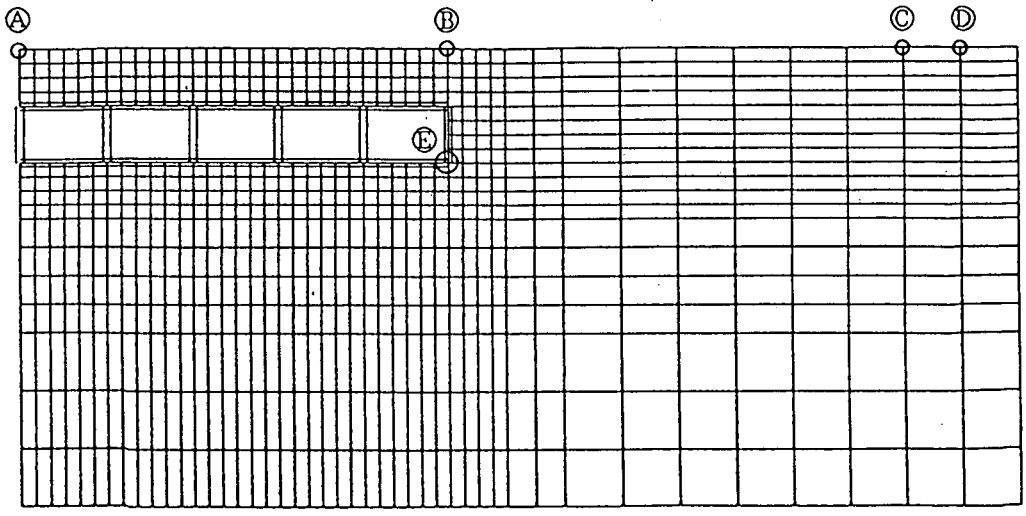


Ⓐ：構造物中心線上の地表（中心地表）
Ⓑ：構造物端部直上の地表（端部地表）
Ⓒ：構造物端部から構造物幅の半分だけ離れた地表（B／2地表）
Ⓓ：主断面の右端の地表　（右端地表）
（エネルギー伝達境界上の点を除く）
Ⓔ：構造物の端部隅角部　（端部隅角部）
Ⓕ：構造物の頂版、底版、壁を問わず、最大断面力の発生する部材
（最大部材）

（a）構造物幅　7.5m



（b）構造物幅　22.5m



（c）構造物幅　75m

図5・2－16　応答に関して着目する点

（５）解析用離散化モデルの精度の検証

想定した地盤の振動特性の確認と、ＦＥＭ解析に用いる離散化モデルの精度の妥当性を確認する目的で、一次元重複反射理論による解析を行い、ＦＥＭ解析結果と比較した。図５・１－１７に双方の自由地表の基盤入射波（の２倍）に対する伝達関数を示す。また、得られた固有振動数と対応する増幅倍率を表５・１－１８に示す。高次振動数の１次固有振動数に対する比が一次元解析によれば、１、３、５、７・・・となっていることから、均質なせん断振動体として挙動していることが確認できる。また、これらの図表より、０～６Ｈｚの振動数範囲では鉛直方向の離散化は十分な精度で行われており、本解析モデルが妥当であることが確認できた。

なお、以後「基盤入射波（の２倍）に対する・・・」という言葉は省略するが、伝達関数はすべて基盤入射波の２倍が基準になっている。

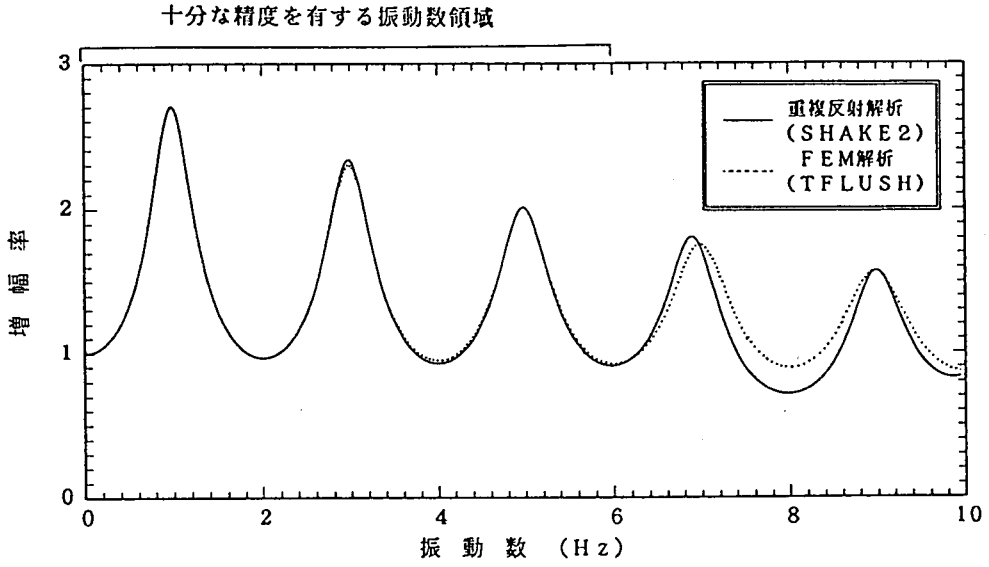


図５・１－１７　自由地表の基盤入射波に対する伝達関数の比較

表５・１－１８　自由地盤の固有振動数と増幅率

（基盤入射波（２Ｅ）に対する伝達関数による）

次数	重複反射解析(SHAKE2)		ＦＥＭ解析(TFLUSH)		
	固有振動数（Ｈｚ）	増幅率	固有振動数（Ｈｚ）	増幅率	
1	1．００	2．６９	1．００	2．６９	
2	3．００	2．２９	3．００	2．３３	
3	5．００	1．９９	5．００	2．００	
4	7．００	1．７６	6．９１	1．７９	参考
5	9．００	1．５６	9．０３	1．５６	参考

3）地表の応答特性の変化

ここでは、前年度の検討と同様に、地下構造物の存在の有無および構造物の幅高さ比の違いによる表層地盤の応答特性を、地表面各点について伝達関数の増幅率を自由地盤のそれと比較することにより検討する。図５・１－１８に構造物幅による、中心地表と自由地表のピーク増幅率の比の変化を示す。また、その値を表５・１－１９に示す。また、図５・１－１９に構造物幅が７．５ｍ、２２．５ｍ、７５ｍの場合の中心地表、端部地表、Ｂ／２地表、右端地表の伝達関数の増幅率を自由地盤のそれと重ねて示す。

表５・１－１９より、Ｂ／２地表の伝達関数の増幅率のピーク値（１～３次）は、自由地盤のそれととほぼ等しく、地下構造物の影響が地震時挙動にあらわれないという昨年度の研究成果が裏付けられる。あわせて、図５・１－１９により、地表面のいずれの位置においても、伝達関数の増幅率のピーク値は、自由地盤のそれを下回っている。これにより、構造物の見かけのインピーダンスを周辺地盤のそれよりも大きくすることにより、周辺地盤の地震時挙動が抑制されることがわかる。

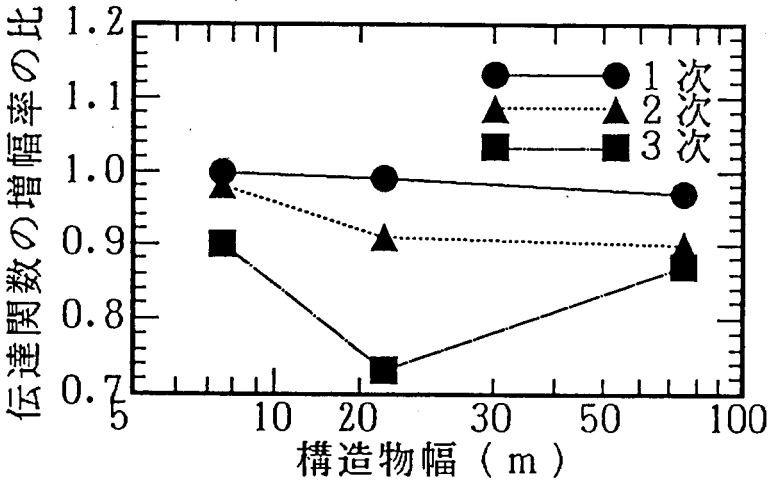


図５・１－１８　中心地表と自由地盤の地表の基盤入射波に対する伝達関数の増幅率の増幅率の比

表５・１－１９　自由地盤地表と周辺地盤地表の基盤入射波に対する伝達関数の増幅率とその比

構造物幅（m）	次数	自由地盤	中心地表		端部地表		Ｂ／２地表		右端地表	
		増幅率	増幅率	比	増幅率	比	増幅率	比	増幅率	比
7.5	1	2.69	2.69	1.00	2.69	1.00	2.68	1.00	2.68	1.00
	2	2.33	2.29	0.98	2.26	0.97	2.22	0.95	2.27	0.97
	3	2.00	1.80	0.90	1.79	0.89	1.70	0.85	2.03	1.02
22.5	1	2.69	2.65	0.99	2.66	0.99	2.67	0.99	2.67	0.99
	2	2.33	2.13	0.91	2.17	0.93	2.23	0.96	2.31	0.99
	3	2.00	1.46	0.73	1.67	0.84	1.99	1.00	2.12	1.06
75.0	1	2.69	2.61	0.97	2.63	0.98	2.69	1.00	2.70	1.00
	2	2.33	2.10	0.90	2.24	0.96	2.41	1.03	2.37	1.02
	3	2.00	1.75	0.87	1.91	0.95	2.05	1.03	2.03	1.02

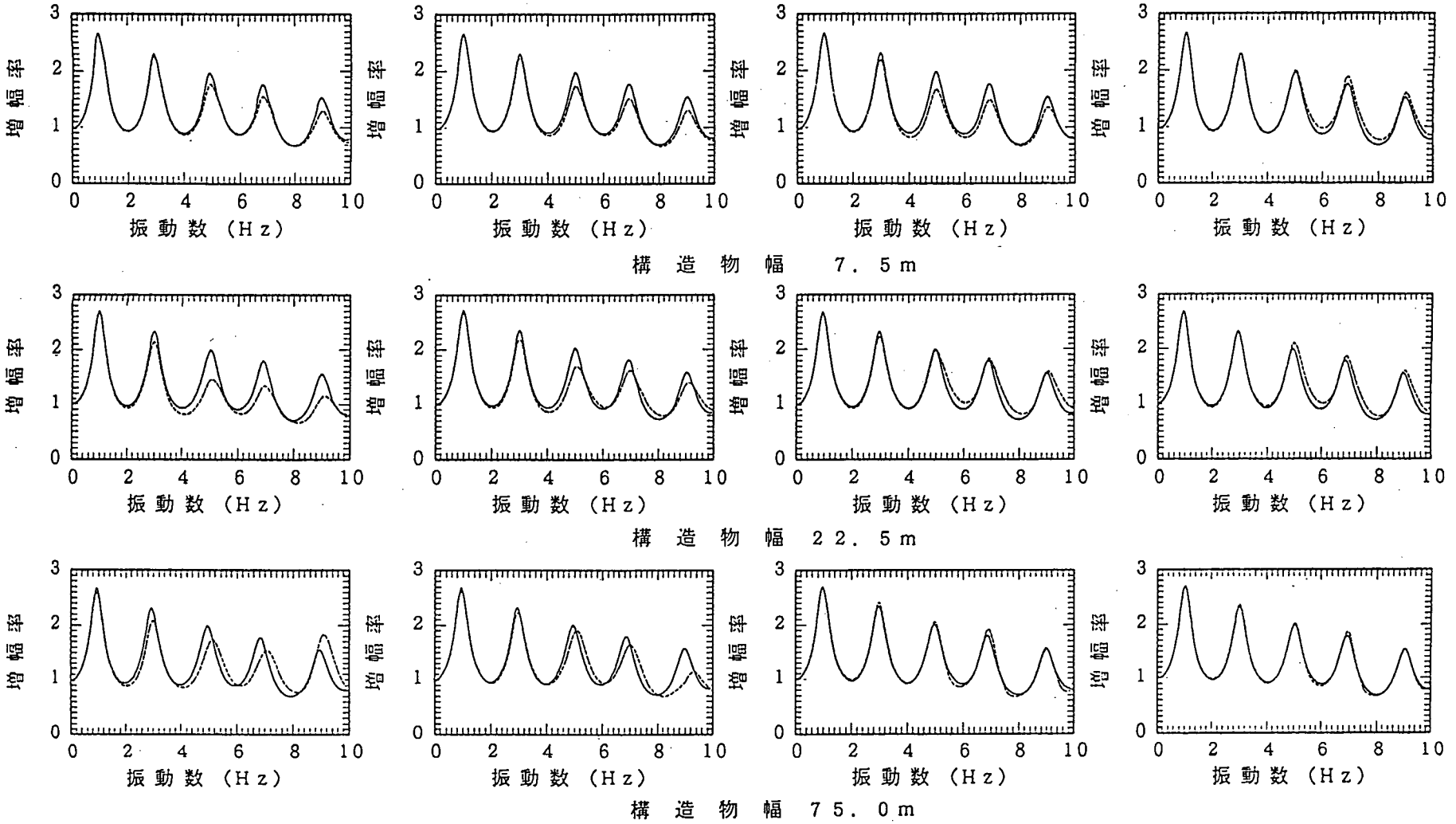


図5・2－19　周辺地盤地表と自由地盤地表の基盤入射波に対する伝達関数

表５・１－２０に地震波入力（基盤入射波）に対する中心地表における最大加速度と最大加速度の比を示す。基盤入射波に対する地表面の加速度応答倍率は０．８５～０．９９であり、いづれの場合においても１．０を上回ることはない。図５・１－２０に中心地表での構造物の幅と最大加速度の比の関係を示す。昨年度の検討では、構造物の見かけのインピーダンス比が地盤のそれに比べて小さかったため、地下構造物によっては地下構造物上の地表の応答が大きくなり、その割合は構造物の幅が大きくなるにつれ大きく（最大で１．２倍程度）なった。しかし、本年度の検討では、前述のように構造物の見かけのインピーダンスを地盤のそれよりも大きくしたため、地下構造物上の地表の加速度応答は自由地盤より増幅することはなく、むしろ低減されることがわかった。

表５・１－２０　地震波入力に対する地表面における最大加速度とその比

上段：加速度応答の最大値　下段：最大加速度比　（単位：cm/s²）

入力地震波	自由地表	構造物中心線上の地表		
		B=7.5m	B=22.5m	B=75.0m
EL CENTRO	459.7	439.1	392.8	414.6
		0.955	0.855	0.902
TAFT	249.6	243.2	228.3	240.8
		0.974	0.915	0.965
HACHINOHE	415.5	412.8	401.5	402.9
		0.993	0.966	0.970

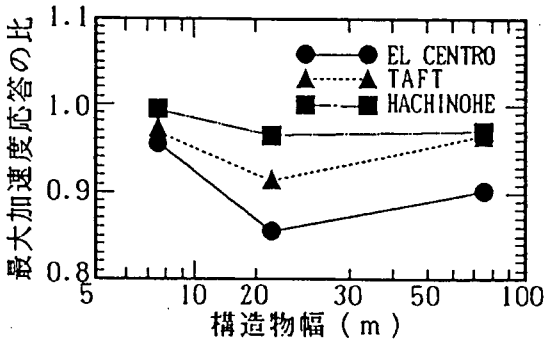


図５・１－２０　構造物幅に対する中心地表の加速度応答の変化

（自由地盤地表の値で規準化）

４）構造物に発生する断面力

ここでは耐震設計において直接断面設計の対象となる構造物の断面力（曲げモーメント、せん断力、軸力）の構造物の幅の変化にともなう変化を検討する。

ここでは、表５・１－１７に示したように、構造物の部材の中でいちばん大きい断面力を発生する部材（最大部材）と構造物端部の隅角部（端部隅角部）の２箇所について断面力を検討する。端部隅角部は、構造物の幅が変化することによる断面力の変化を同一点において検討するために設定した。なお、構造系全体の断面力（着目する部材以外）は、着目する部材において最大断面力が発生する時刻の断面力とする。

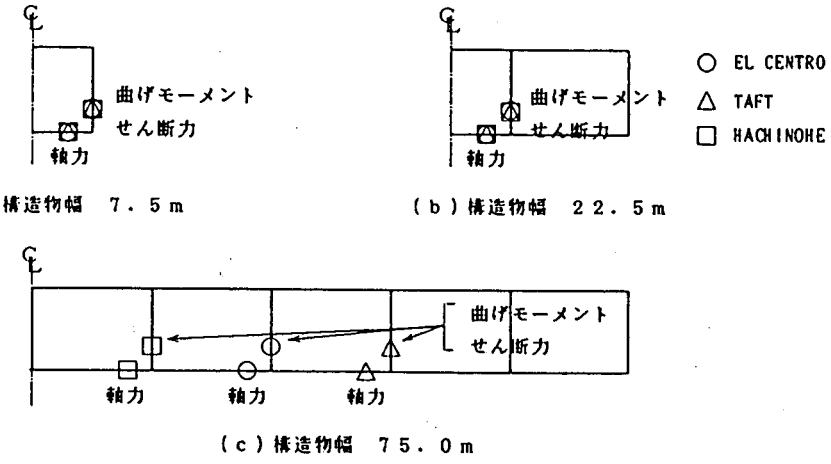
図５・１－２１に各構造物幅と地震波別に現れる最大断面力発生位置を、表５・１－２１に最大断面力の発生時刻とその値を最大部材と端部隅角部について示す。

図５・１－２２に構造物幅の変化にともなう、端部隅角部に発生する断面力の変化を、構造物幅７．５ｍの場合の値で除した断面力の比を示す。昨年度の研究では、構造物の幅が広くなるにつれて構造物隅角部に発生する断面力はそれにあわせて増大していたが、本年度の検討においては構造物幅の変化にともない断面力はむしろ減少する場合もあることがわかった。この結果の差は、検討した地盤と構造物の見かけのインピーダンス比に原因があると考えられる。昨年度検討した構造物は、見かけのインピーダンス比が地盤のそれに比べて約０．６倍程度と低いが、本年度の検討で用いた構造物は約１．２５倍あり、この違いが原因と考えられる。

図５・１－２３に構造物幅の変化にともなう、最大部材に発生する断面力の変化を、構造物幅７．５ｍの場合の値で除した断面力の比を示す。構造物に発生する最大断面力は地震波により多少の違いはあるが、構造物幅が７．５ｍから２２．５ｍに変化することにより１．６倍程度増幅している。しかし、構造物幅が７５ｍではこの傾向はなくなり、逆に構造物幅が２２．５ｍの場合よりも低減される。

図５・１－２４に地震波としてEL CENTRO 波を入力した場合について、最大部材に最大断面力が発生したときの時刻における曲げモーメント、せん断力、軸力の分布図を示す。

頂版や底版の部材内の曲げモーメント分布がほぼ直線的であることから、この部材においては、せん断力がほぼ均等に作用していること、垂直方向の荷重要素は小さいことが推察される。



（a）構造物幅　7．5ｍ　　（b）構造物幅　22．5ｍ

（c）構造物幅　75．0ｍ

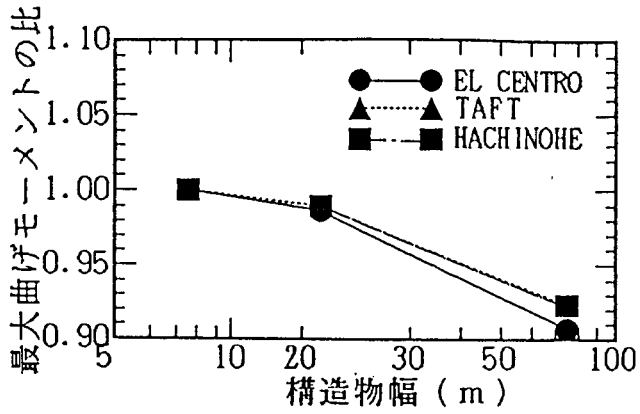
図5・1－21　最大断面力を発生する位置（右半分のみを図示）

表5・1－21（a）　最大断面力値と発生時刻（端部隅角部）

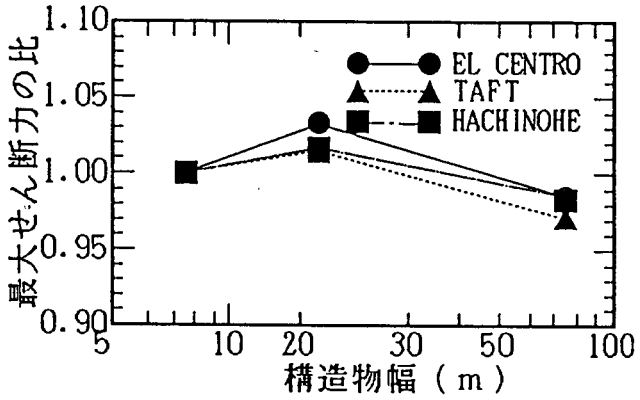
地震波	構造物幅	時刻	ﾓｰﾒﾝﾄ	せん断力	軸力
		sec	tf・m	tf	tf
EL CENTRO	7.5 m	2.23	57.2	25.2	-17.3
	22.5 m	2.23	56.5	26.0	-18.2
	75.0 m	2.23	51.9	24.8	15.0
TAFT	7.5 m	9.19	31.4	-13.9	- 9.4
	22.5 m	9.19	31.1	-14.1	9.4
	75.0 m	4.39	-29.0	-13.5	9.3
HACHINOHE	7.5 m	4.41	-62.2	-27.9	19.0
	22.5 m	4.41	-61.7	-28.4	19.9
	75.0 m	4.41	-57.4	-27.5	20.0

表5・1－21（b）　最大断面力値と発生時刻（最大断面力部材）

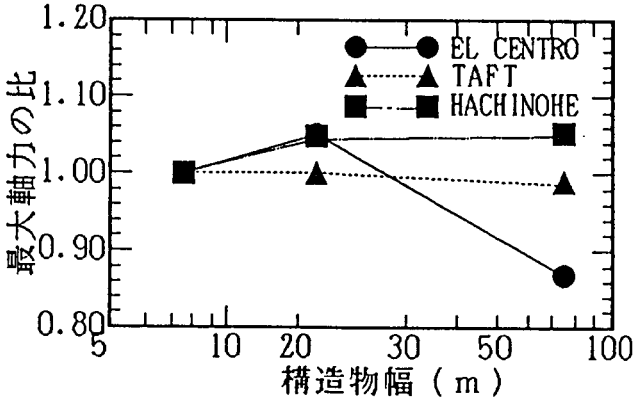
地震波	構造物幅	時刻	ﾓｰﾒﾝﾄ	せん断力	軸力
		sec	tf・m	tf	tf
EL CENTRO	7.5 m	2.23	57.2	25.2	-17.3
	22.5 m	2.23	91.9	37.5	-16.0
	75.0 m	2.70	-90.5	-36.9	-15.7
TAFT	7.5 m	9.19	31.4	-13.9	- 9.4
	22.5 m	4.39	-51.9	-21.1	8.8
	75.0 m	4.39	-49.8	-20.3	- 8.6
HACHINOHE	7.5 m	4.41	-62.2	-27.9	19.0
	22.5 m	4.41	-100.9	-41.2	17.7
	75.0 m	4.41	-97.0	-39.8	-16.7



（a）最大曲げモーメント

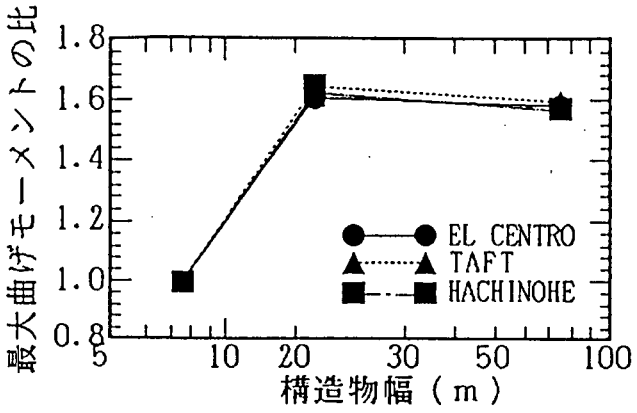


（b）最大せん断力

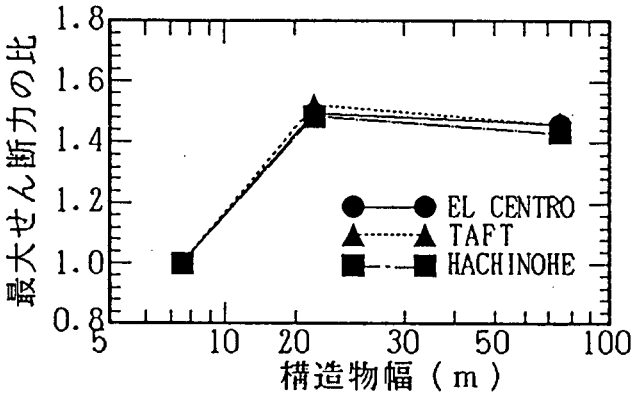


（c）最大軸力

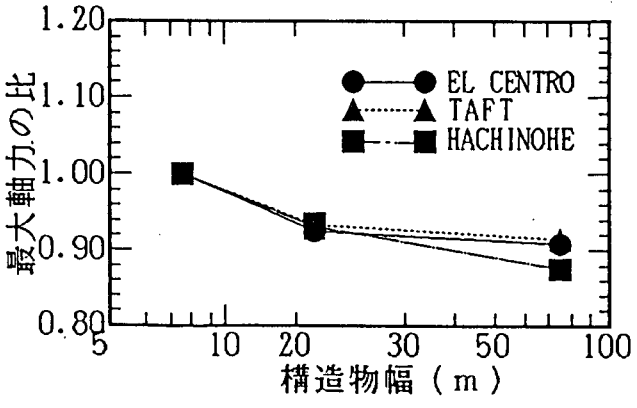
図５・１－２２　構造物の端部隅角部における断面力の比の変化



（a）最大曲げモーメント

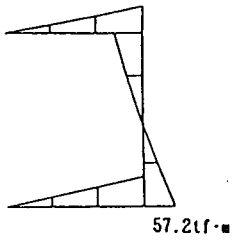


（b）最大せん断力

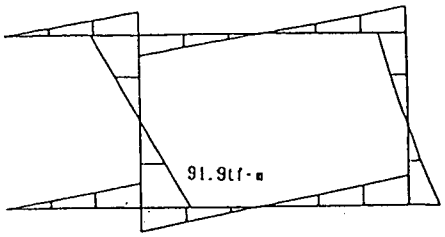


（c）最大軸力

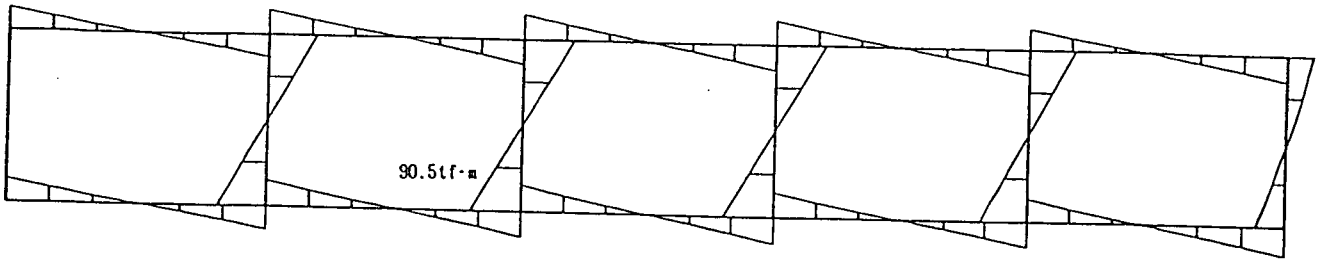
図５・１－２３　構造物の最大部材における断面力の比の変化



構造物幅　７．５ｍ

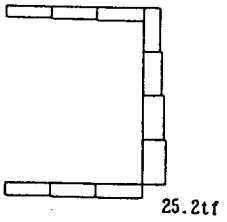


構造物幅　２２．５ｍ

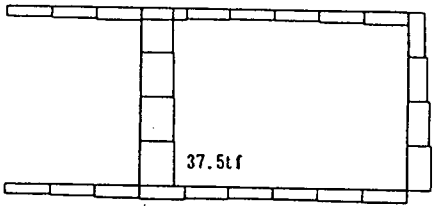


構造物幅　７５ｍ

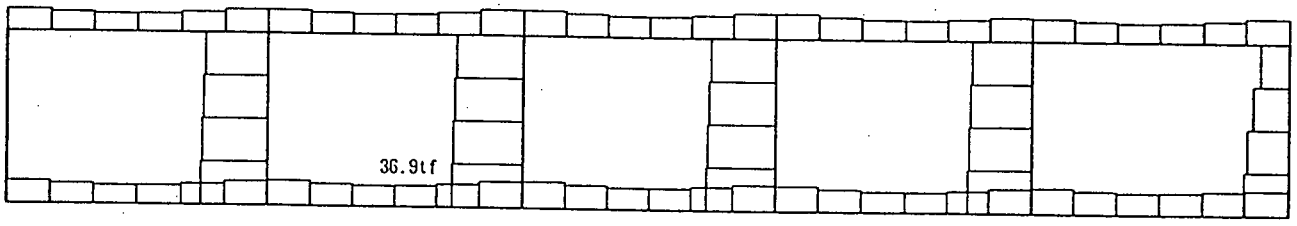
（ａ）曲げモーメント



構造物幅　７．５ｍ

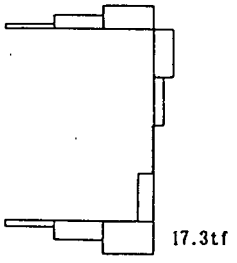


構造物幅　２２．５ｍ

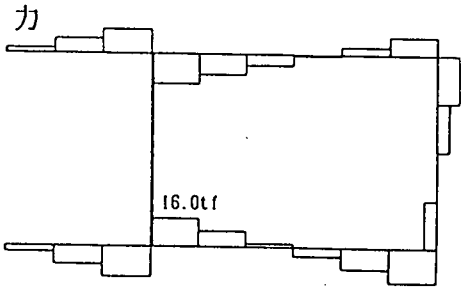


構造物幅　７５ｍ

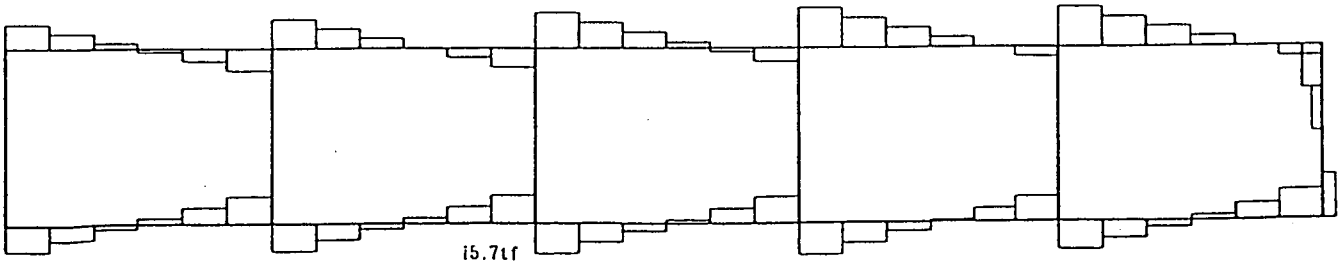
（ｂ）せ　ん　断　力



構造物幅　７．５ｍ



構造物幅　２２．５ｍ



構造物幅　７５ｍ

（ｃ）軸　　力

図５・２－２４　構造物に発生する断面力（ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ波）

５・１・６　静的骨組解析による地震荷重の検討

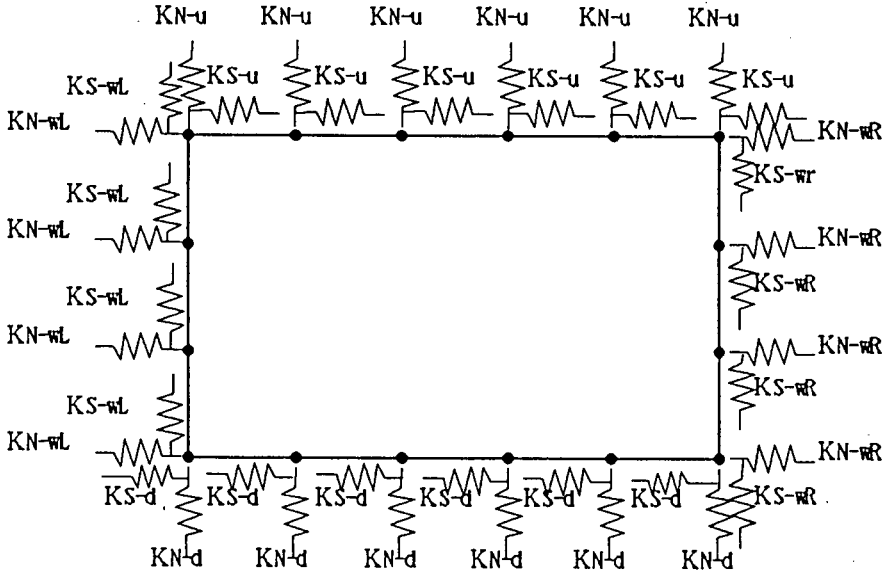
１）はじめに

地震時に動的な挙動をする地中構造物に作用する地震荷重を分解して捉えられる静的荷重と骨組解析によって、ＦＥＭ解析から得られるのと同程度の断面力を表現できれば、その検討は、耐震設計の確立に大きく寄与すると考えられる。

ここでは、まず地震時に幅広地下構造物が受けるであろう地震荷重を、要因別および成分別の荷重に分解する。地盤－構造物系を各節点が垂直方向とせん断方向の相互作用バネ（以下地盤バネと称する）に支持された平面骨組モデルに置換し、分解した各荷重を組み合わせてこのモデルに作用させ、構造物に発生する断面力を求める。次に、得られた断面力をＦＥＭ解析から得られた断面力と比較し、地下構造物に作用させるべき地震荷重を検討する。

２）地盤－構造物系の解析モデル

静的骨組解析に用いる地盤－構造物系の骨組解析モデルを図５・１－２５に示す。構造物は梁部材として、構造物周辺の地盤は鉛直および水平方向の地盤バネに置換する。



KN-u ：頂版の垂直バネ　　KS-u ：頂版のせん断バネ
KN-d ：底版の垂直バネ　　KS-d ：底版のせん断バネ
KN-wR：右側の壁の垂直バネ　KS-wR：右側の壁のせん断バネ
KN-wL：左側の壁の垂直バネ　KS-wL：左側の壁のせん断バネ

図５・１－２５　骨組解析モデル

3）地盤反力係数と地盤と構造物の間の相互作用バネ

地盤と構造物の間の地盤バネ（相互作用バネ）は、解析結果に多大な影響を及ぼすため、構造物の地震時挙動を考えた上で設定する必要がある。この地盤バネを設定するために算出しなくてはならないものに地盤反力係数がある。一般に地盤反力係数の算出方法には、①Ｎ値からの推定、②静的ＦＥＭ解析による方法。③地盤せん断剛性から設定する方法、④弾性論による方法等が考えられる。このなかで本解析では、②の静的ＦＥＭ解析による方法を用いて、地盤反力係数を算出する。

地盤反力係数は、構造物の上、下、側面に対して垂直方向およびせん方向の計６種類が考えられる。また、地盤反力係数は構造物幅によっても異なるため、構造物幅別に算出する必要がある。

地盤反力係数の算出方法は、対象とする部位に、対象とする方向に単位分布荷重（Ｐ）を与え、それによる変位量（Ｄ）を求め、荷重と変位の関係から算出する。また、同一部位であっても、変形量が各節点で異なるため、地盤反力係数は各節点で異なる。地盤反力係数を求めるために静的ＦＥＭモデルに作用させる分布荷重の作用方法は、地震時の構造物の挙動を考慮して、図５・１－２６に示すような２種類を考えた。

静的ＦＥＭ解析に用いた離散化モデルの大きさは、荷重が作用して地盤が変形する状態を妨げない程度の広い範囲を考え、水平方向には構造物幅の５倍程度を、鉛直方向には表層厚の４０ｍまでとした。なお、解析は線形計算とし、解析に用いる地盤定数は、動的解析で用いたものと同一の定数を用いる。

表５・１－２２に、静的ＦＥＭ解析から得られた地盤反力係数を、各部位ごとに平均したものを示す。構造物の上面と下面と側面では、地盤反力係数１と地盤反力係数２の差は構造物幅によって変化する。その程度は、構造物幅が７．５ｍでは、地盤反力係数１は地盤反力係数２の１．３～１．４倍程度あるが、構造物幅が広くなるにつれその差は小さくなり、構造物幅が最大の７５ｍではほぼ等しい値となる。下面の地盤反力係数は構造物幅によらず、地盤反力係数１が地盤反力係数２の１．４～１．５倍程度である。

静的ＦＥＭ解析の結果求められた地盤反力係数から、各節点における地盤バネを算出する。地盤反力係数は静的ＦＥＭの要素幅単位で求められるため、節点の受け持ち幅を乗じて節点における地盤バネを計算する。なお、本報告では地盤反力係数１から求められた地盤バネをバネ１、地盤反力係数２から求めたバネをバネ２と称する。

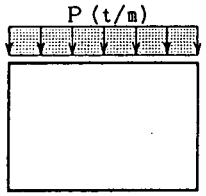
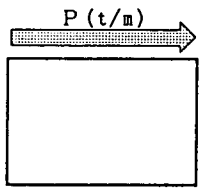
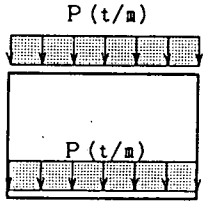
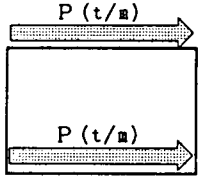
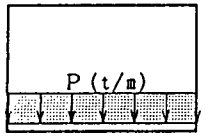
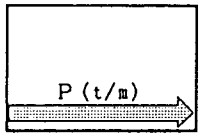
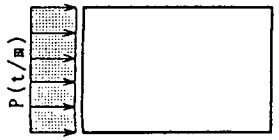
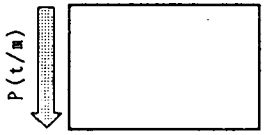
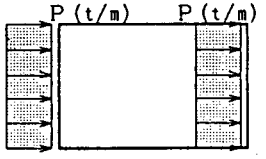
	地盤反力係数 1		地盤反力係数 2	
	垂直方向	せん断方向	垂直方向	せん断方向
上面	 構造物上面に対して垂直方向に荷重を作用させる。	 構造物上面に沿う方向に荷重を作用させる	 構造物上面と下面に対して、垂直方向に同じ向きの荷重を作用させる	 構造物上面と下面に沿う方向に同じ向きの荷重を作用させる
下面	 構造物下面に対して垂直方向に荷重を作用させる。	 構造物下面に沿う方向に荷重を作用させる		
側面	 構造物側面に垂直方向に、荷重を作用させる。	 構造物側面に平行に、荷重を作用させる	 構造物両側面に対して、垂直方向に同じ向きの荷重を作用させる	 構造物両側面に沿う方向に同じ向きの荷重を作用させる

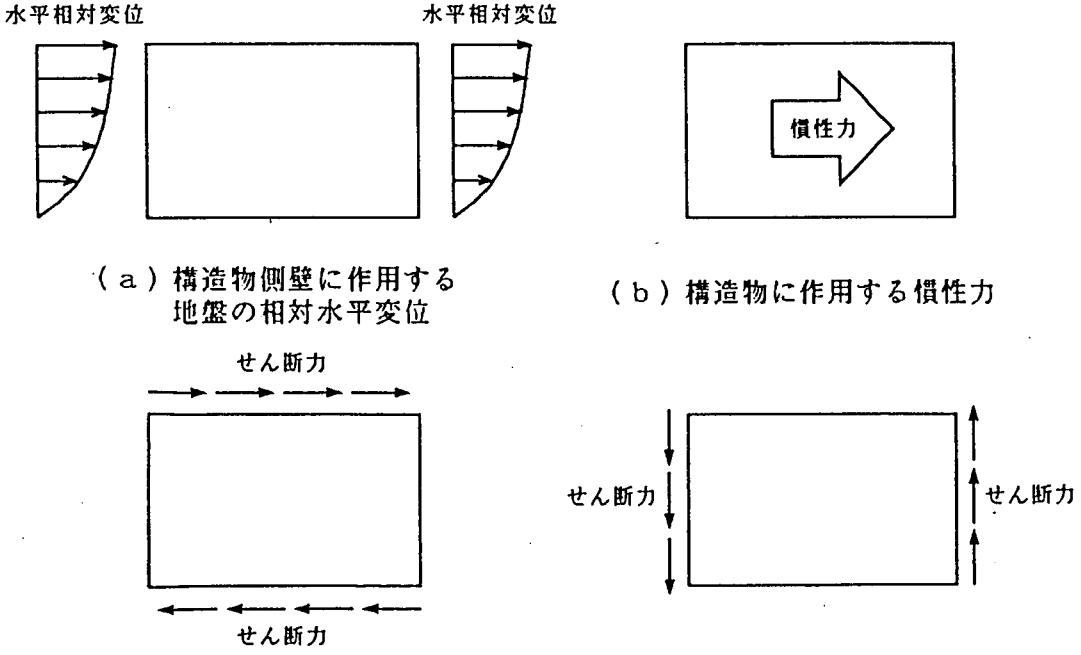
図５・１－２６　静的ＦＥＭ解析から、地盤反力係数を求めるための荷重の作用方法

表５・１－２２　地盤反力係数（平均値）　（単位：kgf/cm³）

地盤反力係数	構造物幅 (m)	上面 垂直方向	上面 せん断方向	下面 垂直方向	下面 せん断方向	側面 垂直方向	側面 せん断方向
1	7.5	0.900	0.902	1.929	1.250	1.745	1.695
	22.5	0.140	0.284	1.176	0.535	1.686	1.509
	75.0	0.007	0.073	1.190	0.264	1.666	1.437
2	7.5	0.717	0.674	1.243	0.851	1.199	1.394
	22.5	0.132	0.228	0.767	0.367	1.293	1.518
	75.0	0.007	0.064	0.849	0.182	1.660	1.454

４）地震外力

図５・１－２７に地震時に地下構造物に作用すると考えられる地震外力を示す。これらを表５・１－２３のような４種類の荷重に重ね合わせ、静的骨組解析を実施する。「ケース１」は地盤のと構造物の相対水平変位を構造物側面の地盤バネを介して垂直に作用させるもので、従来の応答変位法に相当する荷重である。「ケース２」はそれに慣性力を付与したものである。「ケース３」は構造物に作用する周面せん断力のうち、構造物の上、下面に作用するせん断力をさらに作用させるもので、幅広地下構造物にとって最も重要な地震荷重と考えられる荷重である。「ケース４」はさらに構造物の側面にもせん断力を作用させたものであり、地下構造物に作用すると考えられる全ての地震荷重である。



（ａ）構造物側壁に作用する地盤の相対水平変位　（ｂ）構造物に作用する慣性力

（ｃ）構造物頂版・底版に作用するせん断力　（ｄ）構造物側壁に作用するせん断力

図５・１－２７　地震時に地下構造物に作用すると考えられる地震荷重

表５・１－２３　静的骨組解析に用いる荷重の組み合わせ

荷重		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
①	構造物の側面に地盤と構造物の相対水平変位を作用させる	○	○	○	○
②	構造物に慣性力を作用させる		○	○	○
③	構造物の上、下面にせん断力を作用させる			○	○
④	構造物の側面にせん断力を作用させる				○

慣性力は、対象とする構造物部材の深さにおける水平方向加速度に、部材の質量を乗じて算出する。図５・１－２８に構造物に作用する慣性力の算出方法を模式的に示す。

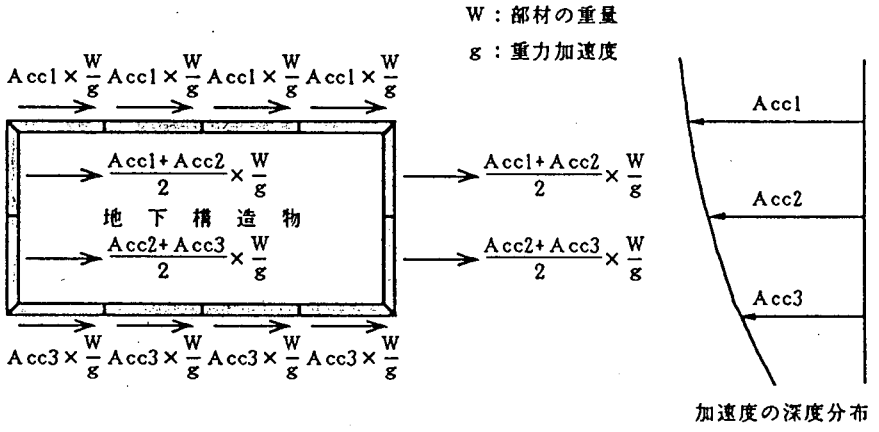


図５・１－２８　構造物に作用する慣性力の算出方法

せん断力は、地震時の地下構造物の変形状態を考え、変形状態を合わせるように、構造物の各面にせん断力を与える。せん断力は、対象とする構造物部材の深さにおけるせん断力応力に部材の面積を乗じて算出する。図５・１－２９に構造物に作用するせん断力の算出方法を模式的に示す。

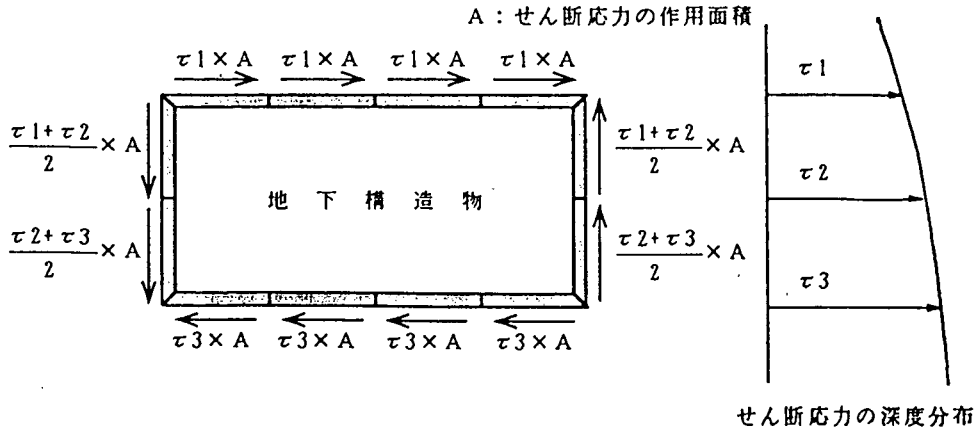


図５・１－２９　構造物に作用するせん断力の算出方法

なお、本検討において、慣性力およびせん断力の算出に用いた地盤の水平方向の加速度およびせん断応力は、同一時刻における自由地盤での応答値を用いた。

5）解析結果

4）で示した4種類の荷重ケースを用いて静的骨組解析を行ない、荷重による構造物に発生する断面力の変化を検討した。表5・1－24に2種類の地盤バネを用いて、4種類の荷重を入力したときの、構造物の端部隅角部および最大部材に発生する断面力を地震波別に示す。

図5・1－30にEL　CENTRO波を対象にして、各荷重による2種類のバネを用いて計算した断面力の分布形状とその変化を、FEM解析で得られた結果とあわせて示す。

図からわかるように、曲げモーメント、せん断力、軸力とも、各ボックスには対称的に断面力が発生しており、各ボックスとも分布形状はほぼ同じ形を示すことがわかる。また、各荷重に対する断面力の発生量は、比例的に変化していることがみとめられる。従来の応答変位法の地震荷重である「ケース1」の載荷によって発生した断面力は、曲げモーメント、せん断力、軸力のどの断面力においても、またどの部材においてもFEM解析で得られた値のよりもかなり低い値を示すことがわかる。また、荷重にせん断力を加えることにより、断面力の値は急激にFEM解析の結果に近づいて行く傾向が見られる。

図5・1－31、図5・1－32に荷重ケースと静的骨組解析とFEM解析から得られた断面力の比の関係を、端部隅角部および最大部材について示す。

静的骨組解析によると、構造物幅7．5mの場合、「ケース1」で得られる各断面力の比は、端部隅角部および最大部材においても、最大でも0．3程度しか表現できていない。特に最大部材においては、構造物幅が広がるにつれてその比率は下がり、構造物幅75mの場合では、0．1を下回る。構造物幅が広がるにつれてその割合が低くなることは、従来の応答変位法で用いられている地震荷重では、幅広地下構造物に発生する断面力を過小評価することを示している。

「ケース2」で慣性力を付与してみた。しかし、発生する断面力は「ケース1」で得られる断面力と大差ない。この傾向は構造物幅が変化しても変わらない。このことより、慣性力は構造物に発生する断面力にはあまり影響を及ぼさないことがわかる。

「ケース3」で構造物の上面および下面にせん断力を作用させることにより、算出される断面力はFEM解析結果に大きく近づく。その比は、構造物幅7．5mでは曲げモーメント、せん断力で0．7、軸力は0．9程度である。その比率は構造物幅が広がるにつれ高くなり、構造物幅が75mの場合、端部隅角部では曲げモーメントで0．8程度、せん断力で0．9程度表現できる。軸力はFEM解析よりも僅かであるが高い値を示す。また、最大部材においては、構造物幅が75mの場合、曲げモーメント、せん断力はほぼFEM解析を表現できている。軸力は多少高めであるがほぼ満足している。

これらの傾向は、どの地震波についても見られ、発生する断面力と地震荷重の関係は地震波によらないことがわかる。

これらの検討から、これまでの応答変位法に用いられてきた構造物側面に作用する水平方向変位入力だけでは、FEM解析の結果を再現することは不可能であり、構造物側面に

水平変位を与えると同時に、構造物周面にせん断力を作用させることによって、ＦＥＭ解析の結果と同等の断面力を得ることが出来ることもわかった。また、構造物の幅が広くなるにつれて、構造物の上、下面に作用するせん断力の寄与率が高くなることがわかった。このことより、幅広地下構造物に発生する断面力は、構造物上、下面に作用するせん断力に大きく依存することがわかった。

構造解析に用いる地盤バネの違いによる断面力の差を検討した。表５・１－２５に各解析ケースごとにバネ１とバネ２から計算されたモーメントの比を示す。いづれのケースも、せん断力を作用させたケース３、ケース４では構造物に発生するモーメントはバネによらずほぼ同一であり、構造物幅が広くなるにつれ、どちらの方法でバネ値を計算しても、得られる断面力には影響しないことがわかった。

表５・１－２４　構造物に発生する断面力

（ａ）ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ波

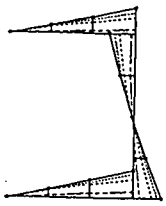
構造物幅 m	荷重	端部隅角部 バネ1 M tf・m	S tf	N tf	バネ2 M tf・m	S tf	N tf	最大部材 バネ1 M tf・m	S tf	N tf	バネ2 M tf・m	S tf	N tf
7.5	1	12.8	6.9	4.4	9.2	5.0	3.2	12.8	6.9	4.4	9.2	5.0	3.2
	2	14.1	7.1	4.4	10.5	5.2	3.2	14.1	7.1	4.4	10.5	5.2	3.2
	3	38.5	18.8	16.1	37.5	17.8	15.5	38.5	18.8	16.1	37.5	17.8	15.5
	4	49.2	22.8	18.6	47.9	21.7	18.0	49.2	22.7	18.6	47.9	21.7	18.0
22.5	1	7.2	5.3	3.2	5.5	3.9	2.4	9.8	3.8	1.9	7.2	2.8	1.5
	2	8.4	3.3	0.2	6.3	1.7	1.2	16.6	7.5	2.8	13.3	6.3	2.3
	3	44.0	22.1	19.6	44.9	21.8	19.4	85.1	34.6	16.9	84.8	34.6	16.9
	4	52.5	24.9	21.8	51.8	24.1	21.3	82.9	34.0	17.4	83.3	34.2	17.3
75.0	1	4.6	4.4	3.0	3.8	3.6	2.2	3.8	1.5	1.2	3.0	1.2	1.1
	2	5.6	0.6	5.4	4.2	2.6	7.4	16.1	7.0	1.7	14.7	6.4	1.9
	3	41.4	21.3	16.1	43.5	21.6	19.5	91.2	37.0	15.4	92.5	37.5	14.0
	4	54.4	25.8	23.5	53.7	25.5	23.2	86.6	35.2	18.4	87.1	35.4	18.3

（ｂ）ＴＡＦＴ波

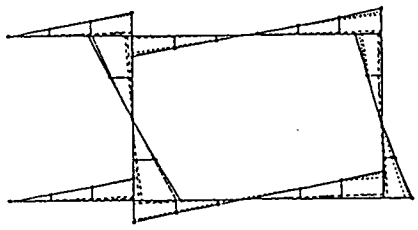
構造物幅 m	荷重	端部隅角部 バネ1 M tf・m	S tf	N tf	バネ2 M tf・m	S tf	N tf	最大部材 バネ1 M tf・m	S tf	N tf	バネ2 M tf・m	S tf	N tf
7.5	1	6.9	3.7	2.4	5.0	2.7	1.7	6.9	3.7	2.4	5.0	2.7	1.7
	2	7.9	4.01	2.5	6.1	2.9	1.9	7.9	4.0	2.5	6.1	2.9	1.9
	3	21.3	10.3	8.8	20.7	9.8	8.5	21.3	10.3	8.8	20.7	9.8	8.5
	4	27.1	12.4	10.2	26.4	11.9	9.8	27.1	12.4	10.2	26.4	11.9	9.8
22.5	1	3.8	2.7	1.6	2.9	2.0	1.2	5.2	2.0	1.0	3.8	1.5	0.8
	2	5.0	2.2	0.5	4.0	1.4	0.0	9.4	4.1	1.2	7.8	3.5	1.0
	3	23.9	11.8	10.4	24.5	11.7	10.3	46.5	18.7	8.6	46.4	18.8	8.6
	4	28.5	13.3	11.6	28.2	12.9	11.3	45.3	18.4	8.9	45.6	18.6	8.9
75.0	1	2.6	2.5	1.7	2.1	2.0	1.3	2.1	0.9	0.9	1.7	0.7	0.8
	2	2.7	0.7	3.5	1.9	1.9	4.7	8.5	3.8	2.5	7.4	3.3	2.7
	3	23.0	12.0	10.9	24.2	12.3	11.2	49.8	20.3	8.7	49.1	20.0	7.7
	4	30.3	14.6	13.4	29.9	14.4	13.3	48.2	19.7	11.5	48.7	19.9	11.4

（ｃ）ＨＡＣＨＩＮＯＨＥ波

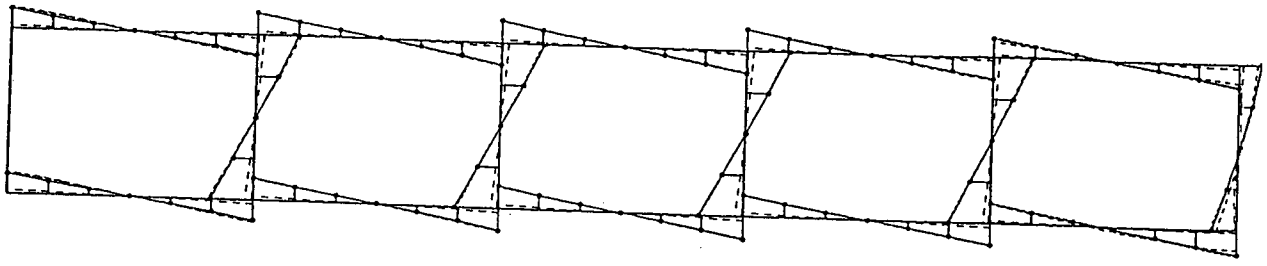
構造物幅 m	荷重	端部隅角部 バネ1 M tf・m	S tf	N tf	バネ2 M tf・m	S tf	N tf	最大部材 バネ1 M tf・m	S tf	N tf	バネ2 M tf・m	S tf	N tf
7.5	1	14.0	7.59	4.5	9.8	5.3	3.5	14.0	7.5	4.5	9.8	5.3	3.5
	2	15.0	7.51	4.6	10.9	5.4	3.3	15.0	7.5	4.6	10.9	5.4	3.3
	3	41.8	20.5	17.6	40.4	19.4	16.9	41.9	20.5	17.6	40.4	19.4	16.9
	4	53.2	24.7	20.3	51.6	23.5	19.6	53.2	24.7	20.3	51.6	23.5	19.6
22.5	1	7.7	5.63	3.4	5.8	4.2	2.6	10.5	4.0	2.0	7.6	2.9	1.6
	2	8.5	3.33	0.5	6.3	1.6	1.6	17.0	7.9	1.9	13.5	6.5	1.4
	3	47.5	24.3	21.8	48.6	24.0	21.6	91.4	37.3	17.6	91.3	37.3	17.5
	4	52.7	25.9	23.0	52.5	25.3	22.4	88.3	36.2	16.6	88.6	36.4	16.5
75.0	1	5.3	5.24	3.6	4.3	4.2	2.7	4.1	1.6	1.0	3.3	1.3	0.9
	2	3.2	4.66	11.5	1.0	7.6	14.6	15.6	7.3	0.5	13.6	6.5	0.8
	3	46.0	25.3	24.0	48.4	26.2	24.7	98.4	40.5	17.7	101.	41.5	17.2
	4	60.5	30.6	28.9	59.8	30.5	28.8	93.2	38.4	18.8	93.6	38.5	18.9



構造物幅　７．５ｍ

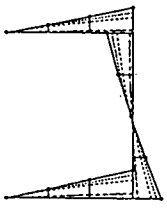


構造物幅　２２．５ｍ

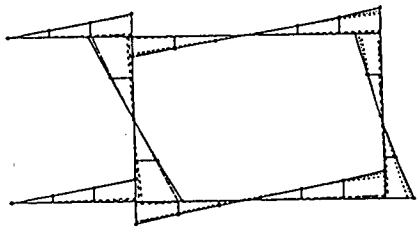


構造物幅　７５ｍ

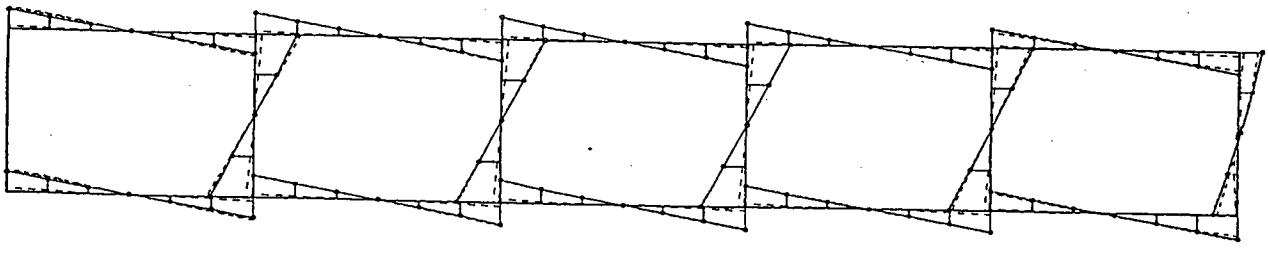
バ　ネ　１



構造物幅　７．５ｍ



構造物幅　２２．５ｍ



構造物幅　７５ｍ

バ　ネ　２

（ａ）曲げモーメント

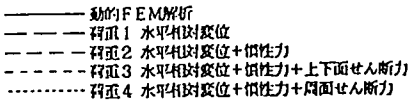
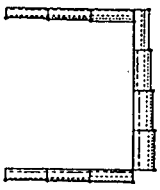
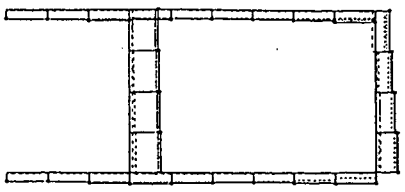


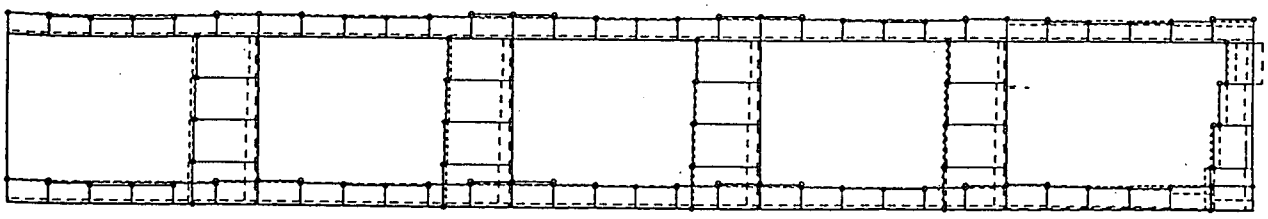
図５・２－３０　構造物に発生する断面力（ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ波）



構造物幅　７．５ｍ

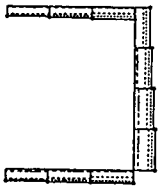


構造物幅　２２．５ｍ

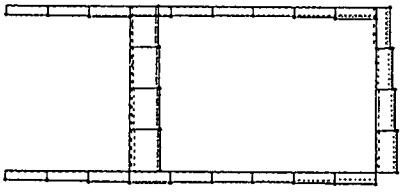


構造物幅　７５ｍ

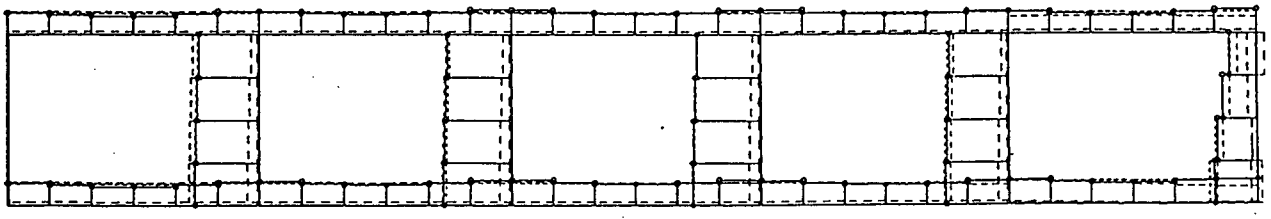
バ　ネ　1



構造物幅　７．５ｍ



構造物幅　２２．５ｍ



構造物幅　７５ｍ

バ　ネ　2

（ｂ）せ　ん　断　力

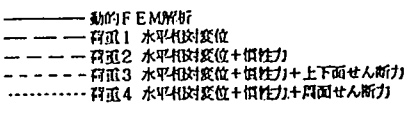
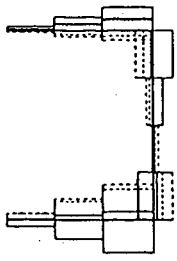
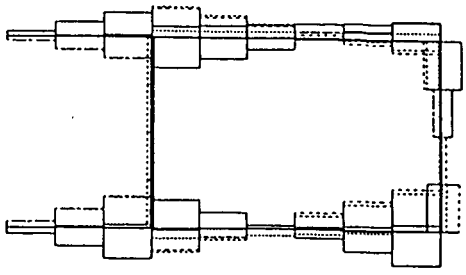


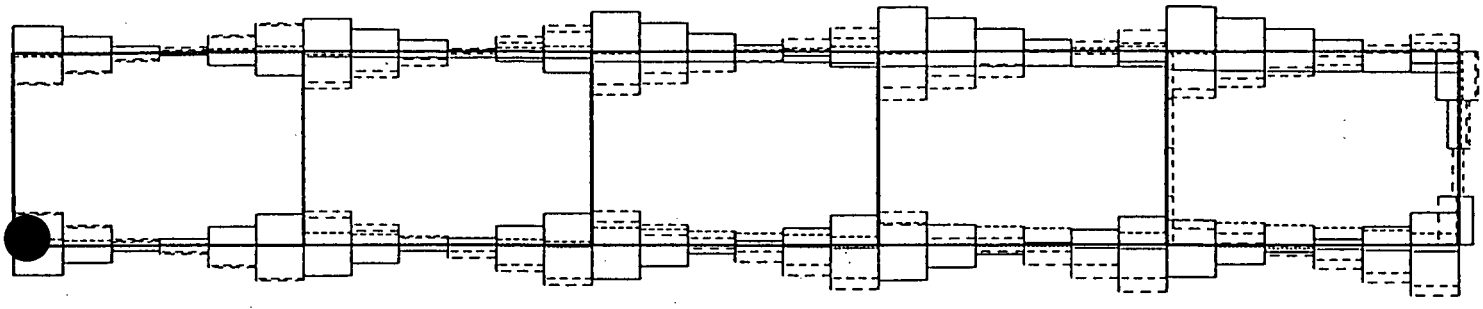
図５・２－３０　構造物に発生する断面力（ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ波）



構造物幅　７．５ｍ

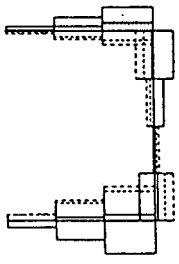


構造物幅　２２．５ｍ

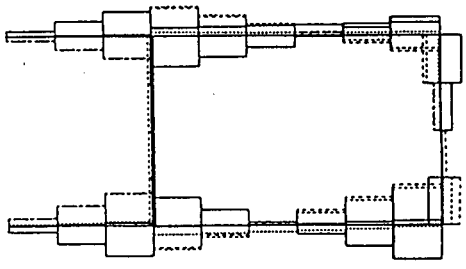


構造物幅　７５ｍ

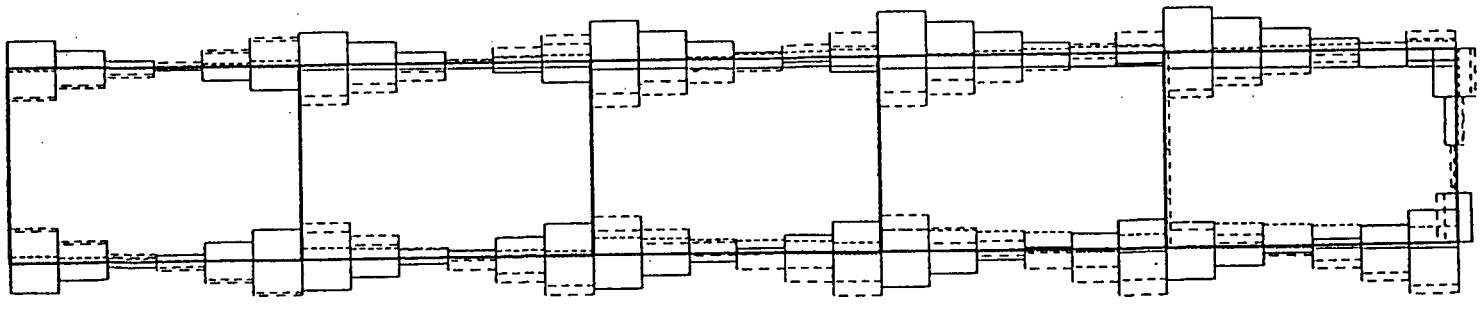
バ　ネ　１



構造物幅　７．５ｍ



構造物幅　２２．５ｍ



構造物幅　７５ｍ

バ　ネ　２

（ｃ）軸　　力

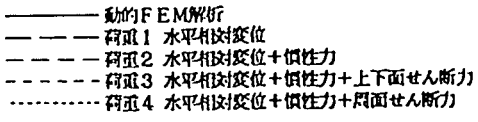


図５・２－３０　構造物に発生する断面力（ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ波）

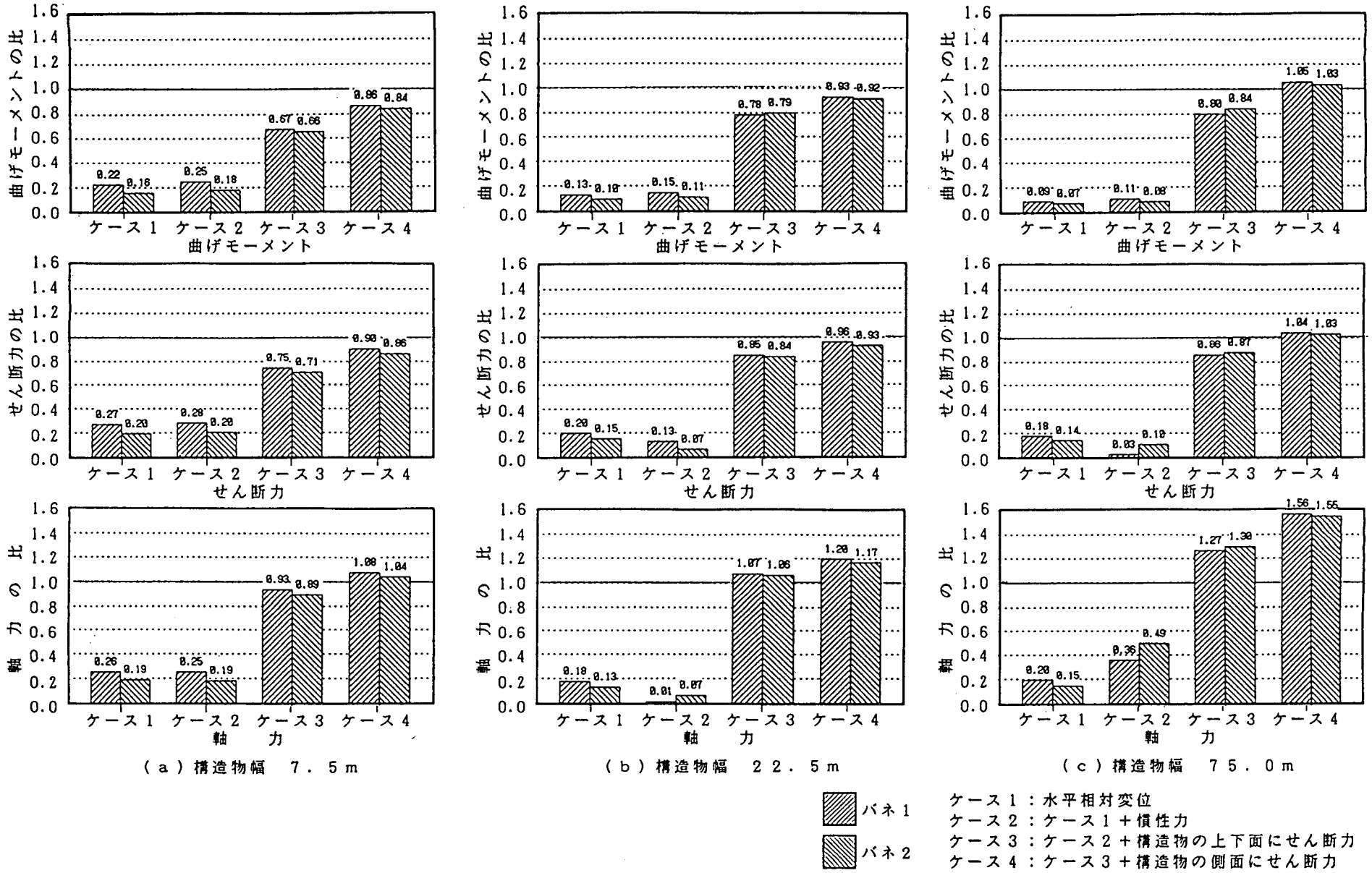
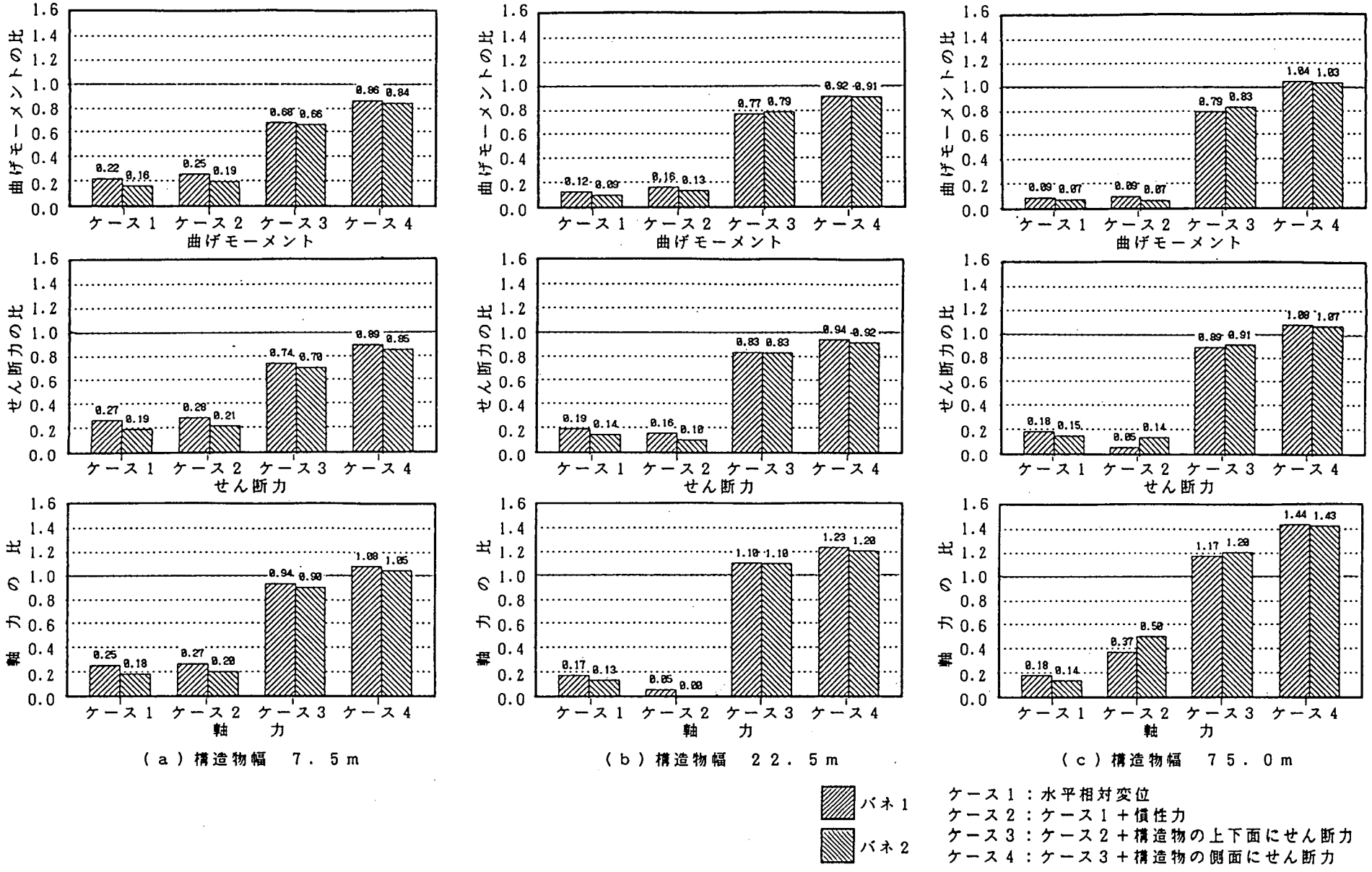


図５・１－３１　荷重ケースと構造物の端部隅角部に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係
（ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ波）



（ａ）構造物幅　７．５ｍ　　（ｂ）構造物幅　２２．５ｍ　　（ｃ）構造物幅　７５．０ｍ

図５・１－３１　荷重ケースと構造物の端部隅角部に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係
（ＴＡＦＴ波）

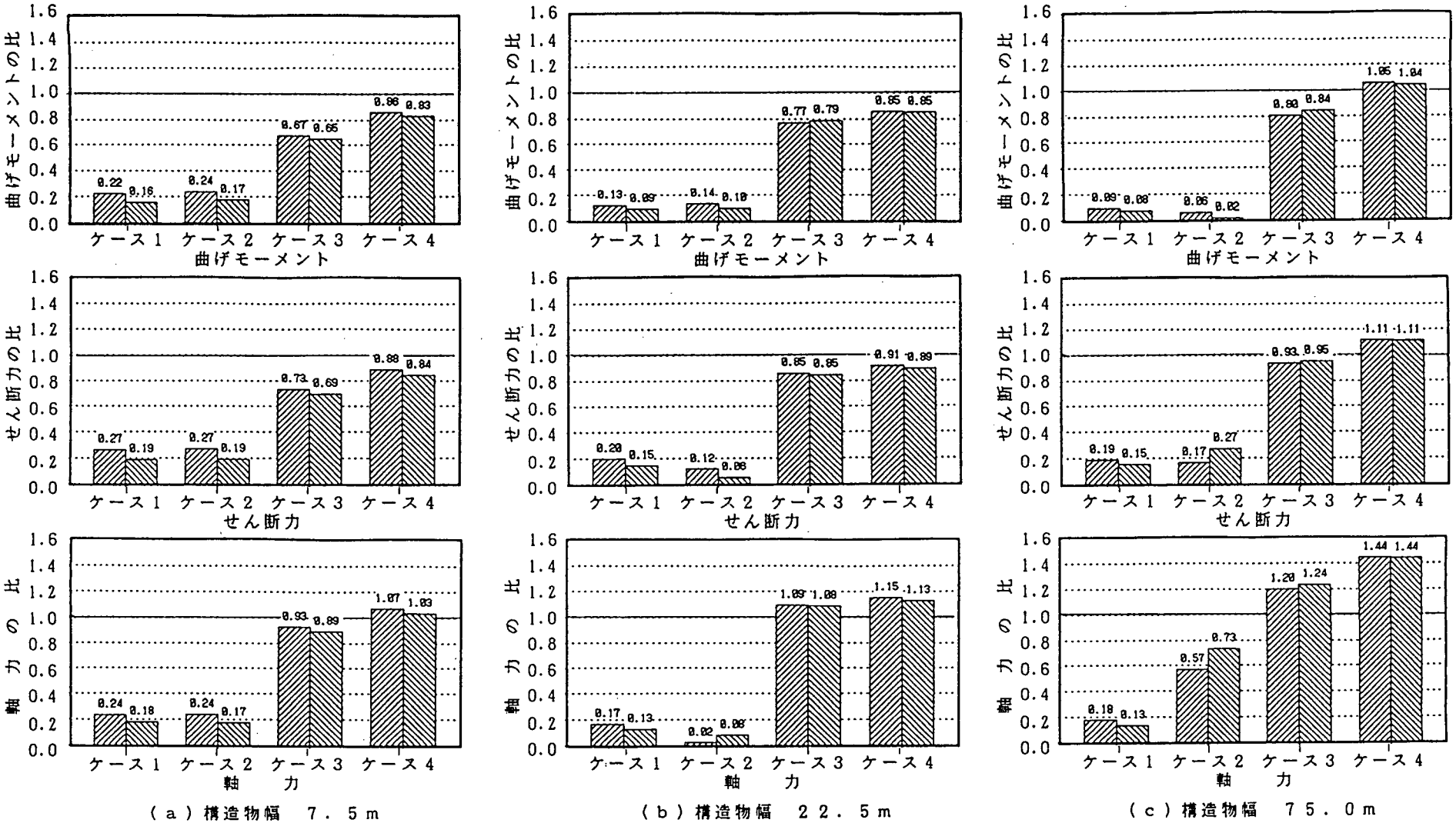


図５・１－３１　荷重ケースと構造物の端部隅角部に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係
（ＨＡＣＨＩＮＯＨＥ波）

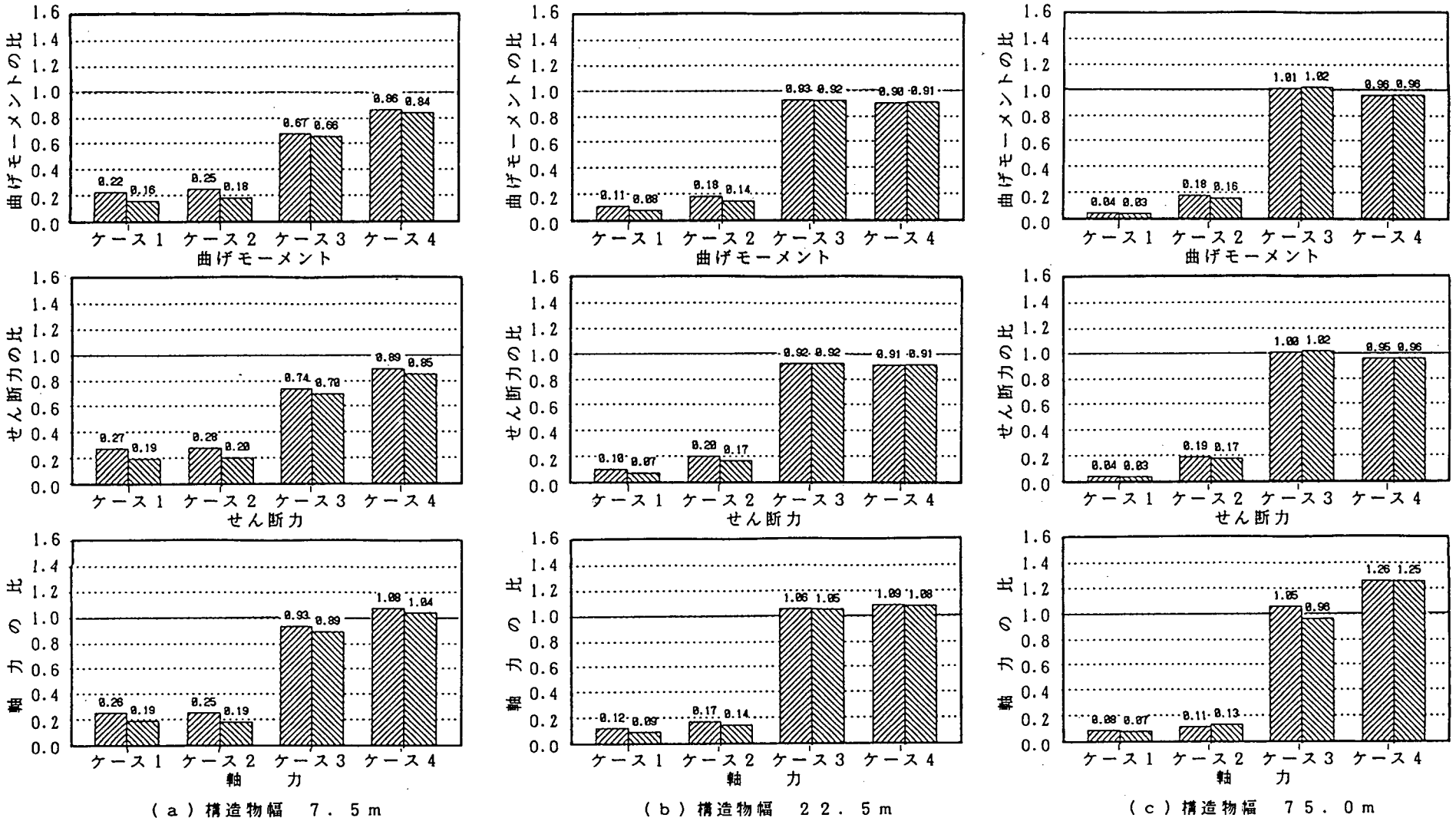


図５・１－３２　荷重ケースと構造物の最大部材に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係
（ＥＬ　ＣＥＮＴＲＯ波）

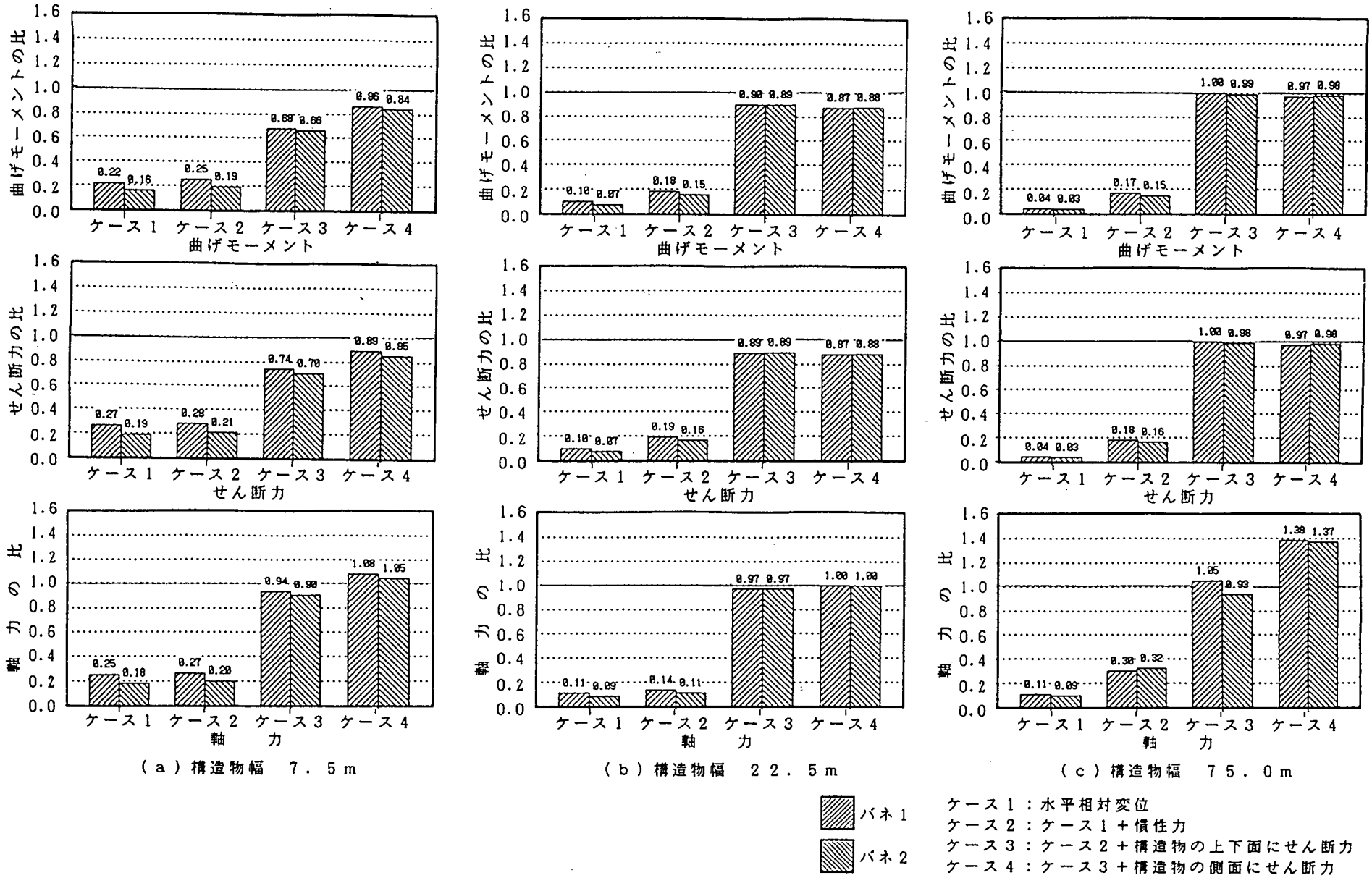


図５・１－３２　荷重ケースと構造物の最大部材に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係
（ＴＡＦＴ波）

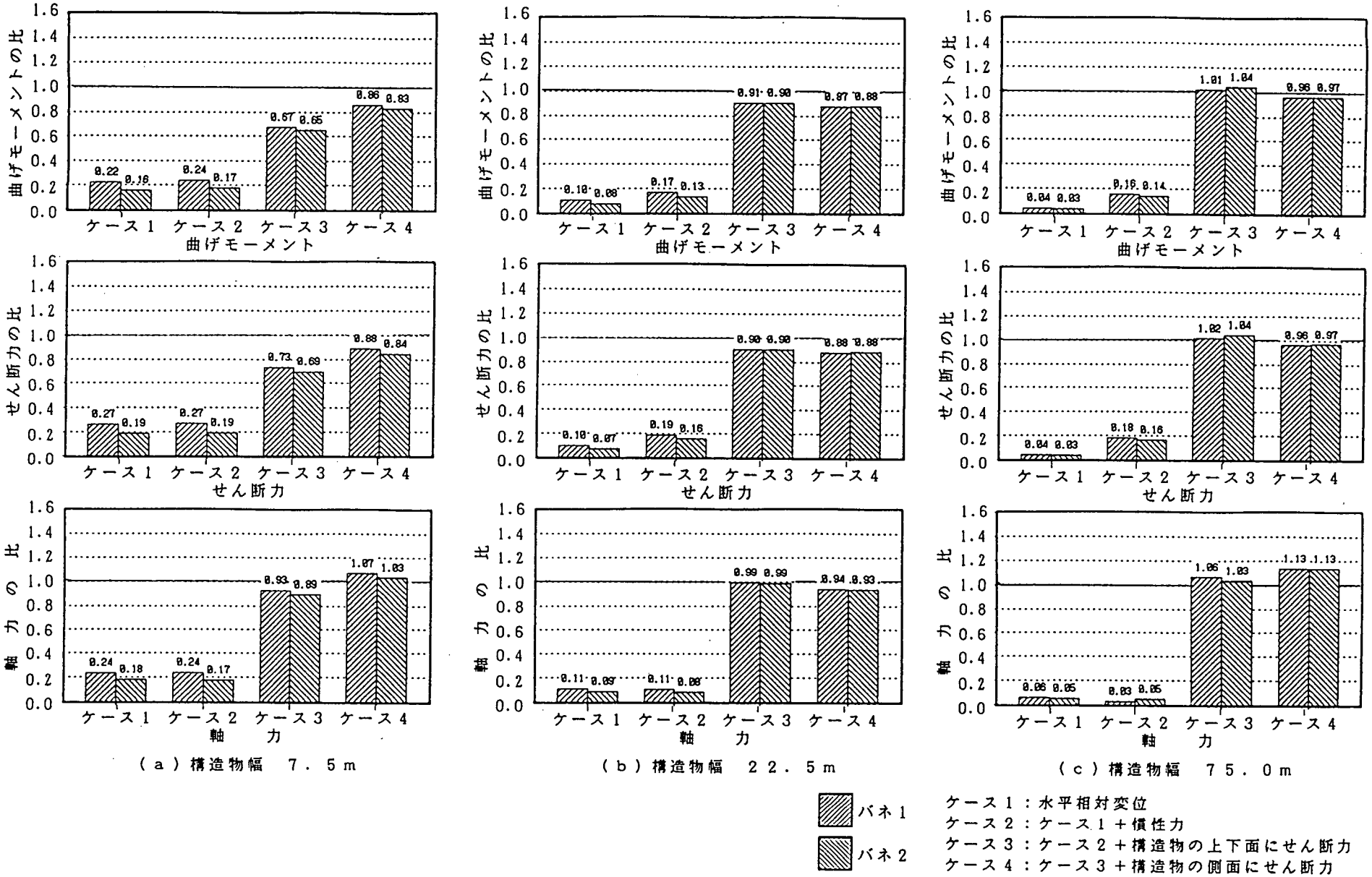


図５・１－３２ 荷重ケースと構造物の最大部材に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係
（ＨＡＣＨＩＮＯＨＥ波）

表５・１－２５　バネの違いによる端部隅角部および
最大部材における曲げモーメントの比（バネ１／バネ２）

入力地震波	荷重	端部隅角部			最大部材		
		B= 7.5m	B=22.5m	B=75.0m	B= 7.5m	B=22.5m	B=75.0m
EL CENTRO	1	1.38	1.33	1.21	1.38	1.37	1.24
	2	1.34	1.32	1.34	1.34	1.25	1.10
	3	1.03	0.98	0.95	1.03	1.00	0.99
	4	1.03	1.01	1.01	1.03	1.00	0.99
TAFT	1	1.38	1.33	1.21	1.38	1.38	1.27
	2	1.31	1.25	1.45	1.31	1.21	1.15
	3	1.02	0.98	0.95	1.03	1.00	1.01
	4	1.02	1.01	1.01	1.02	0.99	0.99
HACHINOHE	1	1.42	1.33	1.21	1.42	1.37	1.23
	2	1.38	1.35	3.22	1.38	1.26	1.15
	3	1.04	0.98	0.95	1.04	1.00	0.97
	4	1.03	1.00	1.01	1.03	1.00	1.00

５・１・７　一次元解析手法の適用性

１）はじめに

これまでの検討から、静的な骨組モデルから地震時に地下構造物に発生する断面力を算定する場合、従来の応答変位法で用いられてきた地盤と構造物の相対変位を構造物側面に垂直に作用させる荷重に加え、構造物の周面にせん断力を作用させることにより、ＦＥＭ解析の結果をほぼ表現できることが確認された。また、構造物の幅が広くなることにより、構造物に発生する断面力は、構造物の上、下面に作用するせん断力に大きく影響されることがわかった。

平成元年度の検討において、構造物の幅が広くなると、構造物を見かけの剛性と見かけの密度を有する層に置換して、構造物を考慮したかたちで地盤の一次元解析（重複反射解析）を行うことか可能であることが確認されている。そこで構造物幅が７５ｍの場合を対象にして一次元解析を行い、構造物を考慮した地盤の応答を用いて地震外力を算出し、これまでと同様の検討を実施した。

２）解析ケース

解析用地盤は、構造物の設置深度にあたる層を、構造物の見かけの地盤物性を有する層に置き換えて作成した。構造物の見かけのせん断剛性は５・１・４で記した方法で求めた。表５・１－２６に構造物を地盤に変換したときの見かけの地盤物性を示す。入力地震波はこれまでの検討で用いた３地震波を、荷重ケースは、「ケース３」と「ケース４」の２種類を用いた。

図５・１－３３に、構造物を考慮した一次元地盤の地表での伝達関数を、構造物幅が７５ｍの場合のＦＥＭ解析の中心地表の伝達関数と重ねて示す。両者は離散化が十分行われている６Ｈｚまでは、固有振動数にわずかなずれはあるもののよく一致しており、この振動数範囲では構造物を考慮した一次元解析が幅広地下構造物の直上の地表の応答を表現できることがわかる。

表５・１－２６　見かけの地盤定数

単位体積重量 γ (tf/m³)	せん断剛性 G' (tf/m²)	せん断波速度 Vs (m/sec)
１．３７	８６２０．７	２４８．３

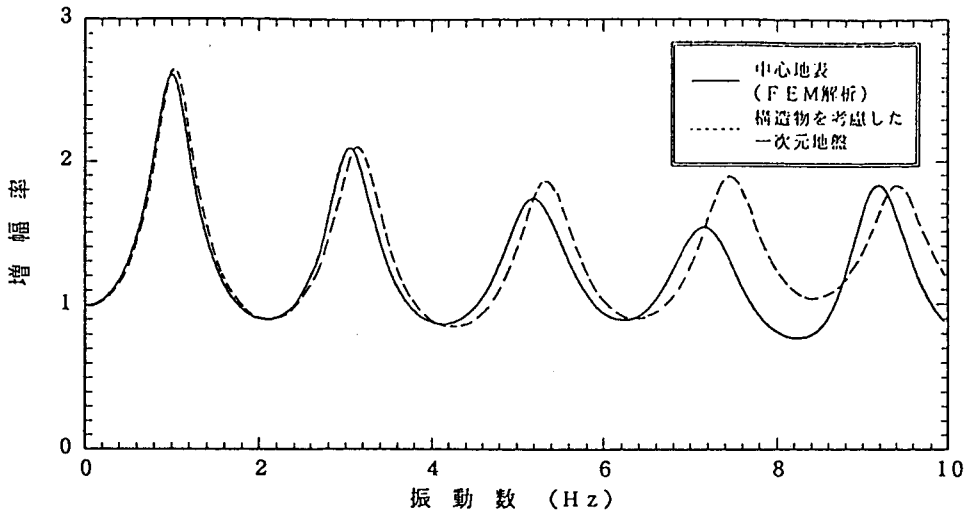


図５・１－３３　構造物を考慮した一次元地盤と
中心地表の基盤入射波に対する伝達関数

３）解析結果

図５・１－３４にこれまでの自由地盤の応答から求めた荷重を用いた結果と、構造物を考慮した一次元解析から求めた荷重を入力した時の、構造物の端部隅角部に発生する断面力を、ＦＥＭ解析から得られた断面力の値で基準化した断面力の比を示す。横軸は荷重ケースである。また、図５・１－３５に同様に、構造物の最大部材について示す。

構造物の端部隅角部においては、構造物を考慮した地盤の応答を用いた場合の結果は、自由地盤の応答を用いた場合の結果より曲げモーメントとせん断力で０．１～０．２程度、軸力で０．４程度小さい値を示す。

構造物の最大部材においても端部隅角部と同様に、構造物を考慮した地盤の応答を用いた場合の結果は、自由地盤の応答を用いた場合の結果より小さい値をとる。しかしその差は０．１程度である。

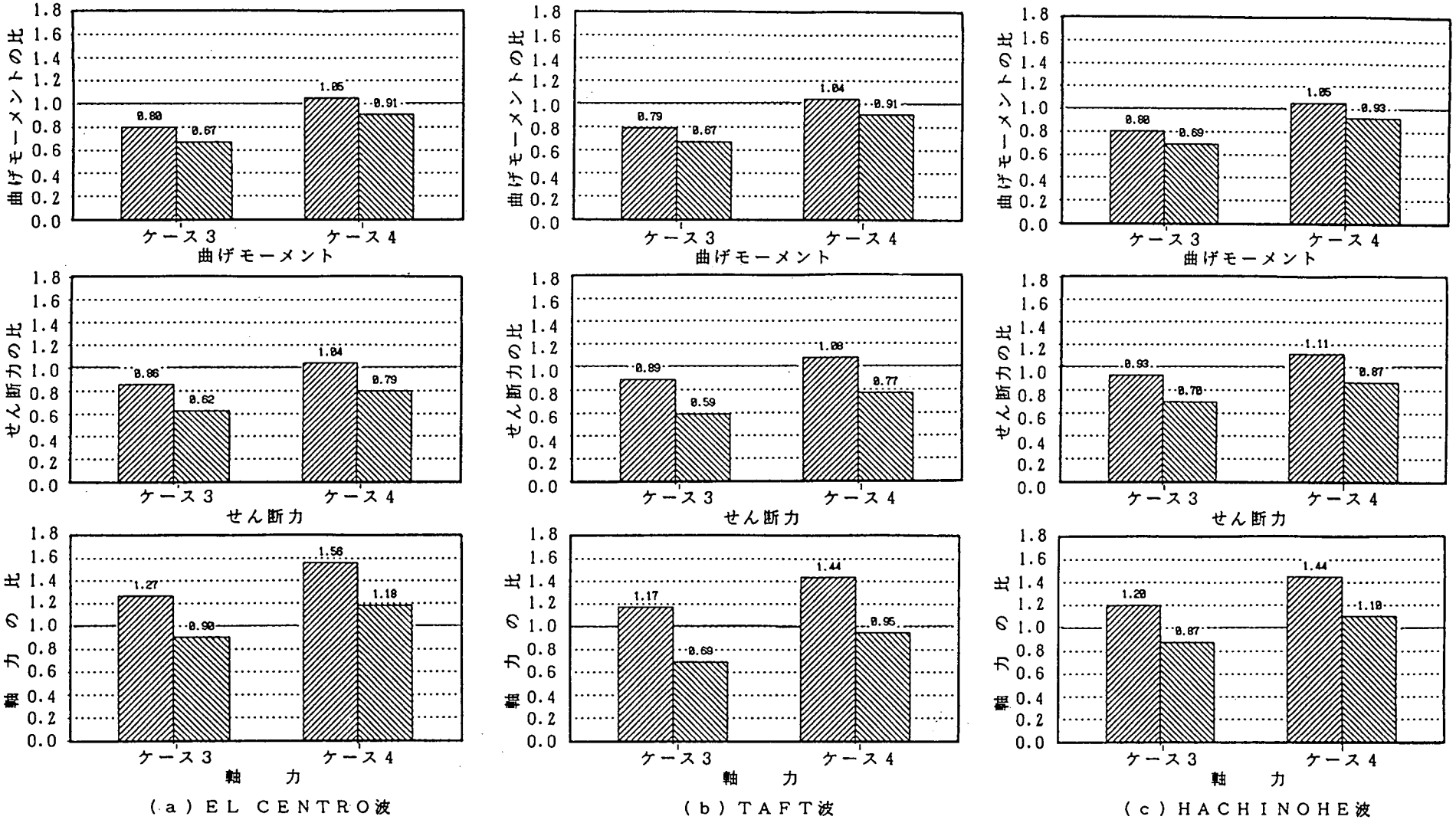


図５・１－３４　構造物を考慮した一次元解析から地震荷重を求めた場合の、
荷重ケースと構造物の端部隅角部に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係

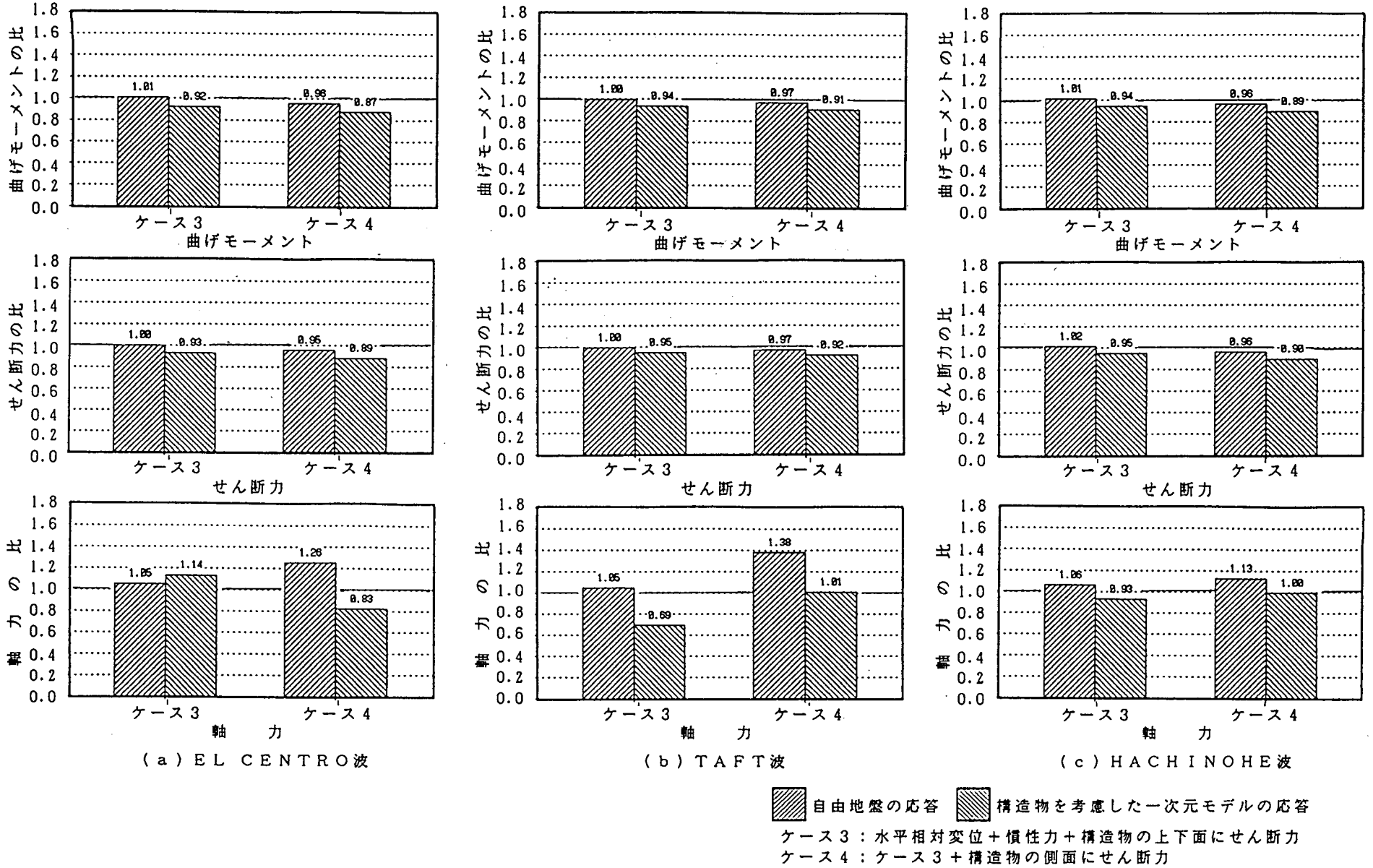


図５・１－３５　構造物を考慮した一次元解析から地震荷重を求めた場合の、
荷重ケースと構造物の最大部材に発生する断面力の比（静的骨組解析／ＦＥＭ解析）との関係

5・1・8　結論

表層と基盤からなる2層系の地盤中の地下構造物を対象に、ＦＥＭ解析や静的骨組解析等を実施して、幅広地下構造物の耐震設計において考えるべき地震荷重や、応答変位法の適用性を検討した。その結果、以下のような様々な結論が得られた。

1）構造物の上載土の地震時応答と構造物の断面力の応答は、構造物の見かけのインピーダンスが地盤のインピーダンスよりも小さいときは増大するが、逆のそれを大きくすることにより低減できる。
2）地震時に構造物に発生する断面力の最大値は、構造物の幅により変化する。
3）垂直方向とせん断方向の地盤バネに支持された静的な骨組解析によると、従来の応答変位法で考えられていた構造物側面に作用する水平変位と慣性力だけでは過小評価となり、それに加えて構造物周面に作用するせん断力を作用させることにより、ＦＥＭ解析結果と同程度に断面力が評価できる。
4）幅広地下構造物にとっての主要な地震荷重は、構造物の上、下面に作用するせん断力であり、構造物に発生する断面力は幅が広くなるほどそれに影響される。
5）地下構造物に作用する慣性力は、構造物に発生する断面力に大きな影響を及ぼさない。
6）1）～5）は、入力地震波の種類には関係しない。

5・1・9　今後の課題

これまでの研究において、幅広地下構造物とその周辺地盤の地震時挙動の特性や、その構造物に作用する主な地震荷重が明らかにされた。

今後は、本研究の最終目的である幅広地下構造物の耐震設計法の確立に向けて、地盤の不整形性や設置深さによる挙動の違いについてさらに検討を続けるとともに、地震荷重の簡便な算定方法や、地盤バネの算定方法について検討する必要がある。

参考文献

1）飛島建設株式会社：地下構造物の耐震設計技術に関する研究、第５章第２節幅広地下構造物の耐震設計法の検討、地下構造物の耐震設計技術に関する研究、平成元年度共同研究報告書、1990.2.,pp.191-242

2）森伸一郎、池田隆明、松島健一：幅広地下構造物と周辺地盤の地震時挙動、土木学会第４５回年次学術講演会講演概要集Ⅰ集、1990.10, pp.1174-1175

3）建設省土木研究所：総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告、新耐震設計法（案）、土木研究所資料第1185号、昭和５２年３月

4）日本道路協会：道路橋示方書・Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編、1990.2.

5）Lysmer,J.,et al:Finite Dynamic Model for Infinite Media,ASCE,Vol.95,No.EM4, pp.859-877,1969.8.

6）Chen,J.C.,et al:Analysis of Local Vibrations in Free Field Seismic Ground Motion,Report No.EERC 81-03,1981.1.

7）Lysmer,J.,et al:FLUSH-A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems,Report No.EERC 75-30,1975.11.

8）森伸一郎、池田隆明、松島健一、立花秀夫：幅広地下構造物の地震時挙動と地震荷重、第２１回地震工学研究発表会講演概要集、1991.7、pp.

第６章　大深度鉛直地下構造物の地震応答特性

６・１　概要

大深度を通過する道路の建設時に必要となる発進立坑・完成後の換気塔、避難路あるいは地表へのアプローチとしての機能を持つと考えられる深さ100m程度の大深度鉛直地下構造物は、従来の地下構造物、例えばＬＮＧタンク、大型ケーソン、トンネル立坑等に比べて幅に対する深さ比が大きくなり、道路橋示方書等で定められたＮ値50以上の設計基盤面に構造物本体が埋め込まれる場合が多くなる。このような大深度鉛直地下構造物の耐震性に関する研究はほとんど行われておらず、近い将来の地下空間利用プロジェクトに向けて耐震設計技術を確立する必要がある。

昨年度は、大深度鉛直地下構造物の形状寸法を固定し、周辺地盤の軟弱層厚及び地震動入力位置の深さを変化させた軸対称ＦＥＭ動的解析を実施し、地震時に構造物に発生する応力の変化について検討した。

今年度は、軸対称ＦＥＭ動的解析による、大深度鉛直地下構造物が周辺地盤に与える影響の検討及び軸対称ＦＥＭ動的解析結果と現行の耐震設計手法を大深度鉛直地下構造物に適用した解析結果の比較・検討を実施した。

６・２　検討の概要

６・２・１　本年度の検討の位置付け

大深度鉛直地下構造物の耐震設計技術の開発の全体フローの概要を図６・２－１に示す。

ステップ１では、円筒形構造物の解析に有効な軸対称ＦＥＭ動的解析手法を用いて、構造物の卓越振動モードで構造物に発生する応力の変化について検討した。

ステップ２では、以下の項目について検討する。

①軸対称ＦＥＭ解析手法による地盤応答解析の精度を検討するため、同等の地盤条件を用いた一次元応答解析を実施し、両者の解析結果を比較する。

②構造物の安全性を検討するうえで、構造物に発生する応力を精度よく求めることが重要となるが、構造物をソリッド要素でモデル化した解析では、直接、曲げモーメントが得られないため、直接に精度よく曲げモーメントが得られるシェル要素で構造物をモデル化した解析を実施し、両者の解析結果を比較する。

③構造物の深さの変化が地盤－構造物系の振動特性に与える影響の検討。

④構造物の埋め込み深さと耐震設計手法の整理。

⑤偏土圧法を用いた耐震設計検討。

⑥応答変位法を用いた耐震設計検討。

⑦軸対称ＦＥＭ動的解析結果と⑤⑥で得られた結果との比較。

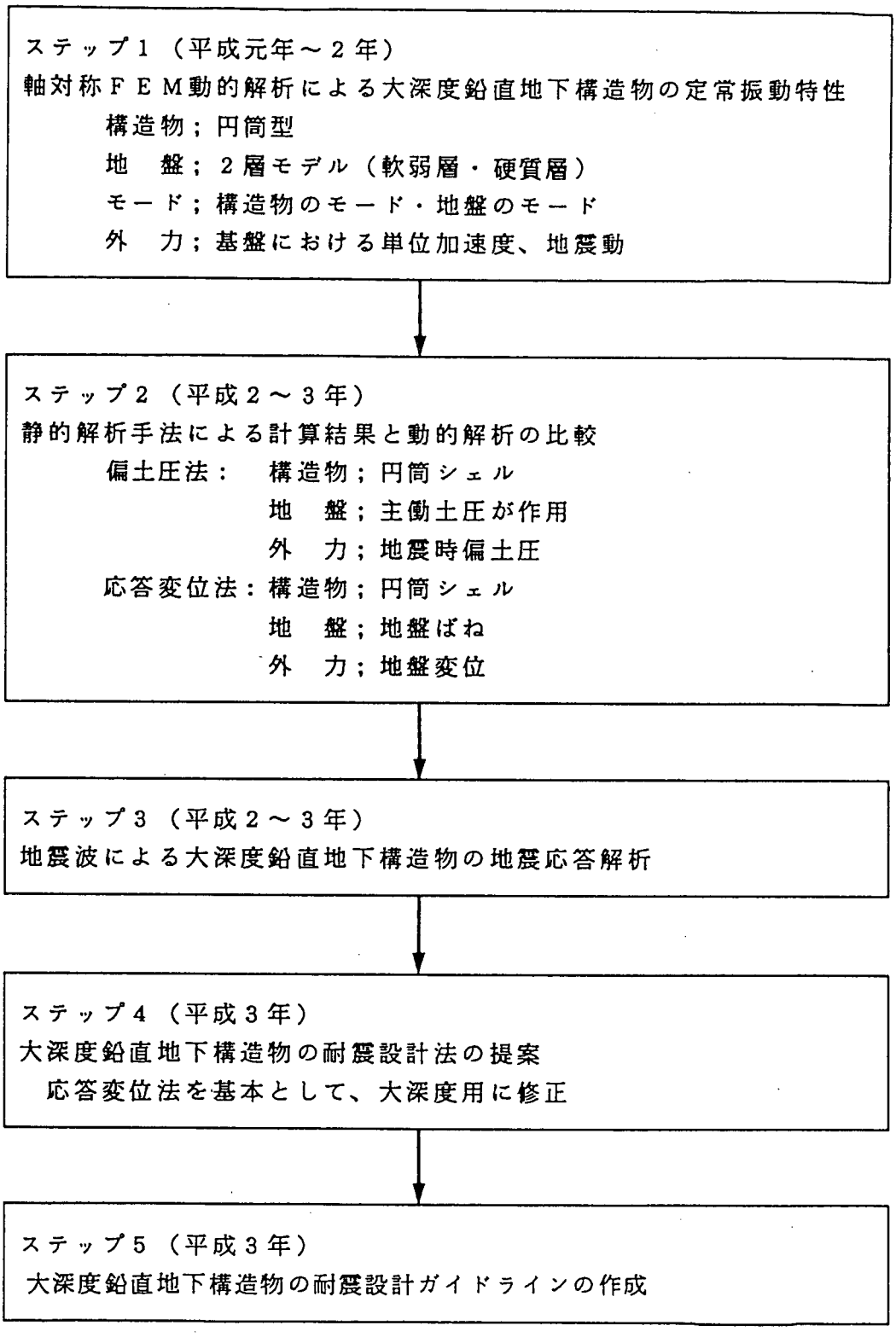

ステップ1（平成元年～2年）
軸対称ＦＥＭ動的解析による大深度鉛直地下構造物の定常振動特性
構造物；円筒型
地　盤；2層モデル（軟弱層・硬質層）
モード；構造物のモード・地盤のモード
外　力；基盤における単位加速度、地震動
ステップ2（平成2～3年）
静的解析手法による計算結果と動的解析の比較
偏土圧法：　構造物；円筒シェル
地　盤；主働土圧が作用
外　力；地震時偏土圧
応答変位法：構造物；円筒シェル
地　盤；地盤ばね
外　力；地盤変位
ステップ3（平成2～3年）
地震波による大深度鉛直地下構造物の地震応答解析
ステップ4（平成3年）
大深度鉛直地下構造物の耐震設計法の提案
応答変位法を基本として、大深度用に修正
ステップ5（平成3年）
大深度鉛直地下構造物の耐震設計ガイドラインの作成

図6・2－1　研究フロー

6・2・2　検討対象構造物の設定

近い将来の地下空間利用プロジェクトで考えられている、大深度に建設される地下構造物の例を表6・2－1[1)]に示した。ここで扱う構造物としては、鉄道・道路大幹線が近未来に建設されると紹介されている。

道路大幹線を検討対象構造物とした具体的な設計事例については、現状では規定するのは困難である。今回は一例として、深さ80m にシールドトンネルを掘削するために必要な円筒型の発進立坑を検討対象とした。この構造物は外径D、壁厚W、深さH及び底面厚Sをパラメータとして整理でき、その概要を図6・2－2に示す。

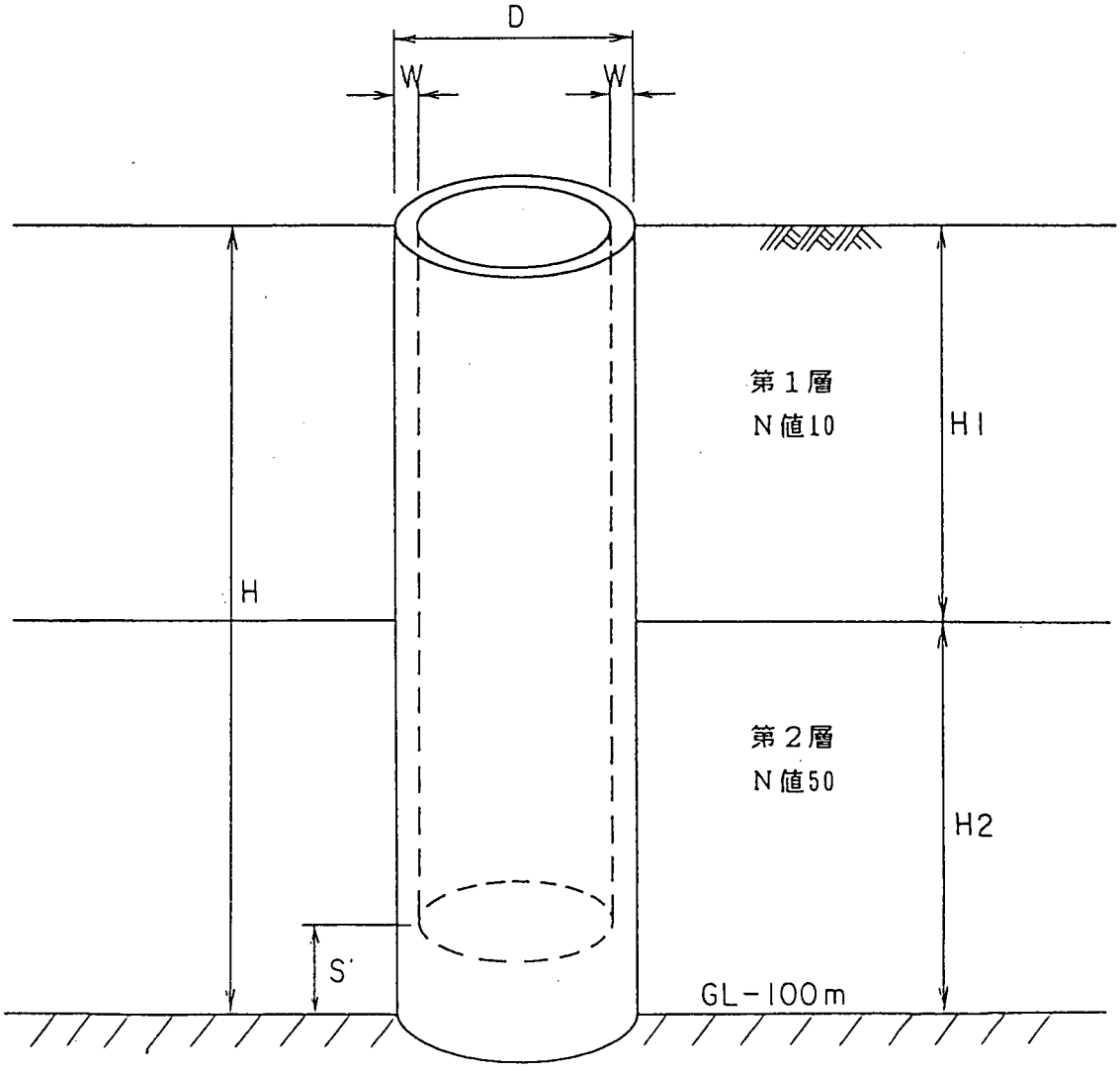


図6・2－2　大深度鉛直地下構造物の概要

表6・2－1　地下施設の防災上から見た区分 1)

1989年 8月

空洞形状／深度	線状構造物 <ネットワーク型>		防災区分	時期	面状＆立体（大空間）構造物 <ドーム型>		防災区分	時期
浅深度 (GL-30 m未満)	無人	・水道　・下水道　・河川　・地域冷暖房配管 ・ガス導配管　・石油パイプライン　・中水道 ・工水道　・電力線路　・電気通信路 ・廃棄物処理管路　・物流支線（◎）	A1	●	無人	・無人機械式駐車場　・下水処理施設　・中水施設 ・上水処理施設　・雨水施設	D1	●
	特定少数	・大深度特定少数に同じ	A2	●	特定少数	・大深度特定少数に同じ	D2	●
	不特定多数	・鉄道　・道路　・歩道	A3	●	不特定多数	・地下街　・地下駐車場	D3	●
中深度 (GL-50 m未満)	無人	・浅深度無人に同じ（●）　・物流幹線（◎）	B1	◎	無人	・変電所（●）　・大深度無人に同じ	E1	◎
	特定少数	・大深度特定少数に同じ	B2	◎	特定少数	・大深度特定少数に同じ	E2	○
	不特定多数	・浅深度不特定多数に同じ	B3	◎	不特定多数	・大深度不特定多数に同じ	E3	△
大深度 (GL-50 m以深)	無人	・物流大幹線（ゴミ，小荷物，コンテナ） ・地冷大幹線（熱水，冷水，蒸気） ・水道大幹線，下水大幹線	C1	○	無人	・エネルギー貯蔵（LPG，LNG，石油，熱冷水，圧縮空気など）　・変電所　・下水処理施設 ・廃棄物処理施設	F1	◎
	特定少数	・点検通路　・共同溝	C2	○	特定少数	・倉庫　・地下冷蔵庫　トランクルーム ・情報処理センター　・流通センター　・地下研究室 ・物流センター　・印刷出版施設　・食料品加工施設	F2	○
	不特定多数	・歩道（○）　・鉄道大幹線　・道路大幹線	C3	◎	不特定多数	・防災センター　・見本市会場　・スポーツ施設 ・健康施設　・コンサートホール　・博物館 ・アミューズメントセンター　・地下街 ・地下駐車場	F3	△

注1．想定着工時期；●現在　◎近未来 5～15年後　○中未来10～20年後　△遠未来15～25年後／『無人』：メンテ要員のみ入るものを含む。
2．浅深度・中深度の境界のGL-30 mは便宜的な数字である。（東京都における主要地下10種類の施設の現時点における各々の最大深度の平均値）

1）　構造物の条件

大深度鉛直地下構造物の外形寸法として、図６・２－２に示した構造物の各パラメータのうち、外径Ｄ=20m、底面厚Ｓ=10m 及び壁厚Ｗ=2mの値を用いた。また、表６・２－２に、コンクリート標準示方書[2]及び道路橋示方書Ⅰ[3]を参考にして求めた構造物の諸元を示す。

表６・２－２　構造物の諸元

物理定数の種類	物理定数の値	決定法
単位体積重量ρc(tf/m^3)	2.5	設定
設計基準強度σck(kgf/cm^2)	240	設定
ヤング係数Ｅc(kgf/cm^2)	2.7x10^5	ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書[2]より
せん断弾性係数Ｇc(kgf/cm^2)	1.2x10^5	Ｅc／2.3
ポアソン比νc	0.17	道路橋示方書Ⅰ[3]より

2）　地盤の条件

大深度鉛直地下構造物の周辺地盤の諸元を表６・２－３に示す。Ｎ値10の砂質土から構成される軟弱層とＮ値50の粘性土から構成される硬質層を仮定し、各層の物性は、主に各層のＮ値より道路橋示方書等[3),4)]を参考にして求めた。

表６・２－３　地盤の諸元

物理定数の種類	第１層 軟弱層	第２層 硬質層	決定法
地　　質	砂質土	粘性土	設定
単位体積重量ρ (tf/m^3)	1.7	1.8	道示Ⅰ[3]の標準値
せん断波速度Vs(m/s)	172	295	Ｎ値より(道示Ⅴ[4)])
せん断弾性係数G(tf/m^2)	5.13x10^3	1.60x10^4	$\rho \cdot Vs^2/9.8$
ポアソン比	0.45	0.35	設定
減衰定数h(%)	2	2	設定
Ｎ値	10	50	設定
内部摩擦角(°)	39	0	設定
粘着力(tf/m^2)	0	30	設定

6・2・3　検討ケース

これまでに検討した解析ケース及び本年度に新たに検討対象に加えた解析ケースの一覧を表6・2－4に示す。

平成元年度は、構造物をソリッド要素でモデル化した軸対称ＦＥＭ解析により、軟弱層の厚さと地震動入力位置が変化したとき、大深度鉛直地下構造物に発生する応力の変化について定常振動解析結果を用いて検討した。

本年度は、昨年度実施した解析ケース2の地盤条件を用いた一次元応答解析、構造物をシェル要素でモデル化した軸対称ＦＥＭ動的解析及び偏土圧法、応答変位法を用いたＦＥＭ静的解析について解析ケースを追加した。

表6・2－4　解析ケース一覧

解析ケース	構造物の高さH(m)	軟弱層厚 H1(GL-m)	入力位置 (GL-m)	解析手法
1	100	25	100	軸対称ＦＥＭ動的解析(構造物ｿﾘｯﾄﾞ要素)
2	100	50	100	〃
3	100	75	100	〃
4	100	25	25	〃
5	100	50	50	〃
6	100	75	75	〃
7	自然地盤	50	100	〃
8	自然地盤	50	100	一次元応答解析（ＳＨＡＫＥ）
9	100	50	100	軸対称ＦＥＭ動的解析(構造物ｼｪﾙ要素)
10	100	50	50	〃
11	50	50	50	〃
12	100	50	100	ＦＥＭ静的解析(偏土圧法)
13	100	50	100	ＦＥＭ静的解析(応答変位法)

6・3　動的解析による検討

6・3・1　地盤構造の変化に伴い構造物に発生する応力の変化

昨年度は、軟弱層の厚さ及び地震動入力位置の変化が検討対象構造物の応答性状に与える影響を調べるために、表6・2－4に示した解析ケース1～6について動的解析を実施した。得られた結果の概要を以下に示す。

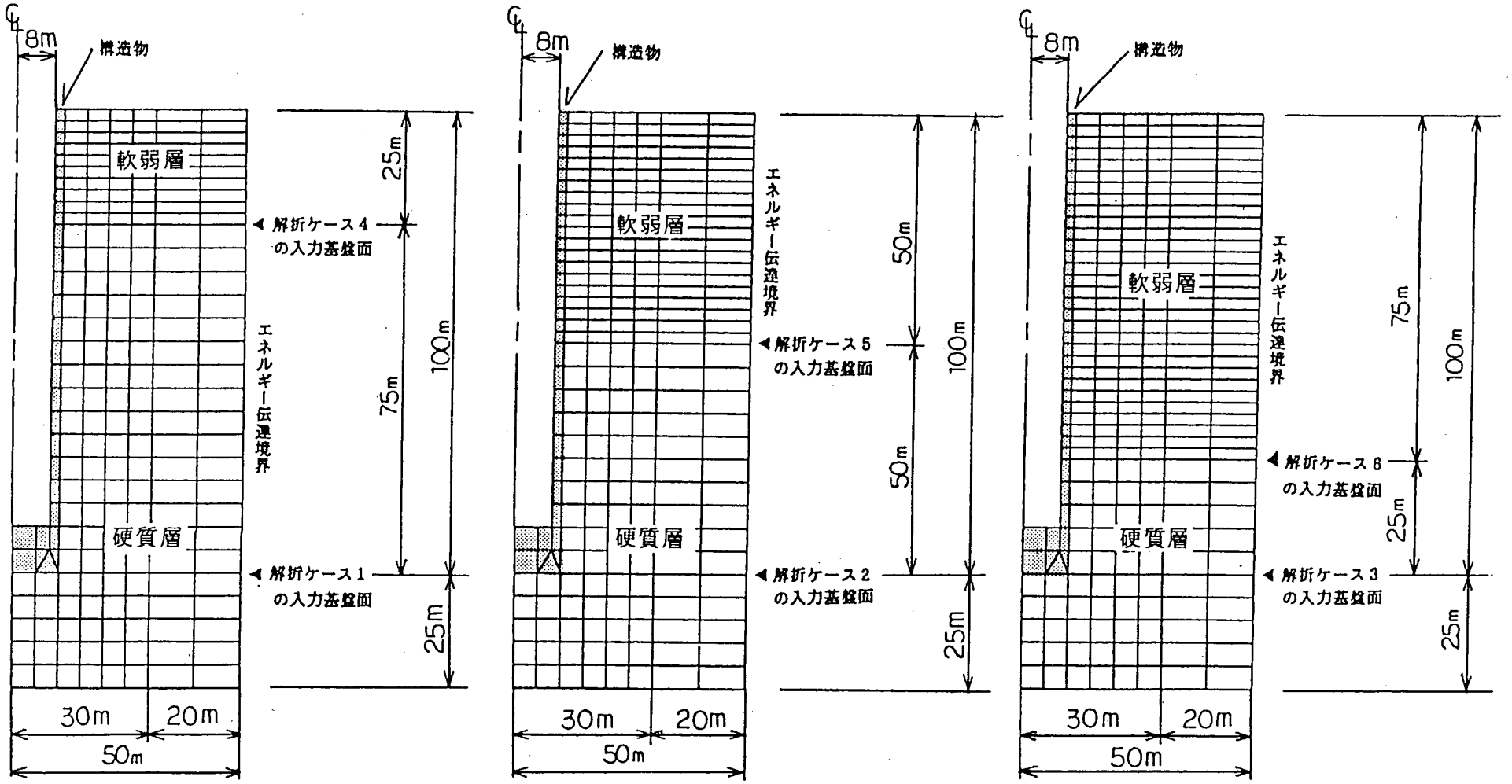
解析ケース1～6の解析モデルを図6・3－1に示す。構造物及び周辺地盤を4角形及び3角形のソリッド要素でモデル化し、地盤底面の境界条件として粘性境界を、地盤側面の境界条件としてエネルギー伝達境界を用いた。この解析では、地震動入力位置の深さをパラメータとして、構造物底面（解析ケース1～3）と設計基盤に相当するN値50の硬質層上面（解析ケース4～6）の2カ所を選んだ。

構造物の一次及び二次卓越振動数における、各解析ケースの地震動入力位置に対する構造物天端での加速度応答倍率を図6・3－2に示す。地震動入力位置を構造物下端とした解析ケース1～3では、構造物の一次卓越振動数は、軟弱層が厚くなるほど、卓越振動数は小さくなり、加速度応答倍率は大きくなっている。また、N値50の地盤上面を地震動入力位置とした解析ケース4～6では、一次卓越振動数は軟弱層の固有振動数(Vs/4H) と一致している。一方、構造物の二次振動数は軟弱層が厚くなるほど、卓越振動数、加速度応答倍率とも小さくなっている。

次に、地震動入力位置を構造物底面（解析ケース1～3）及び硬質層上面（解析ケース4～6）とした場合の、軟弱層厚の変化と構造物に発生する単位加速度（1G）当りの応力の深さ方向分布の関係について整理した。解析ケース1～3の一次振動モードで構造物に発生する半径（r成分）及び鉛直（z成分）方向の深さ方向応力分布を図6・3－3に示す。一次卓越振動数における半径方向応力分布は、層境界で大きくなり、軟弱層が厚くなるほど、最大応力は大きくなっている。この傾向は、鉛直方向応力分布においても同様である。

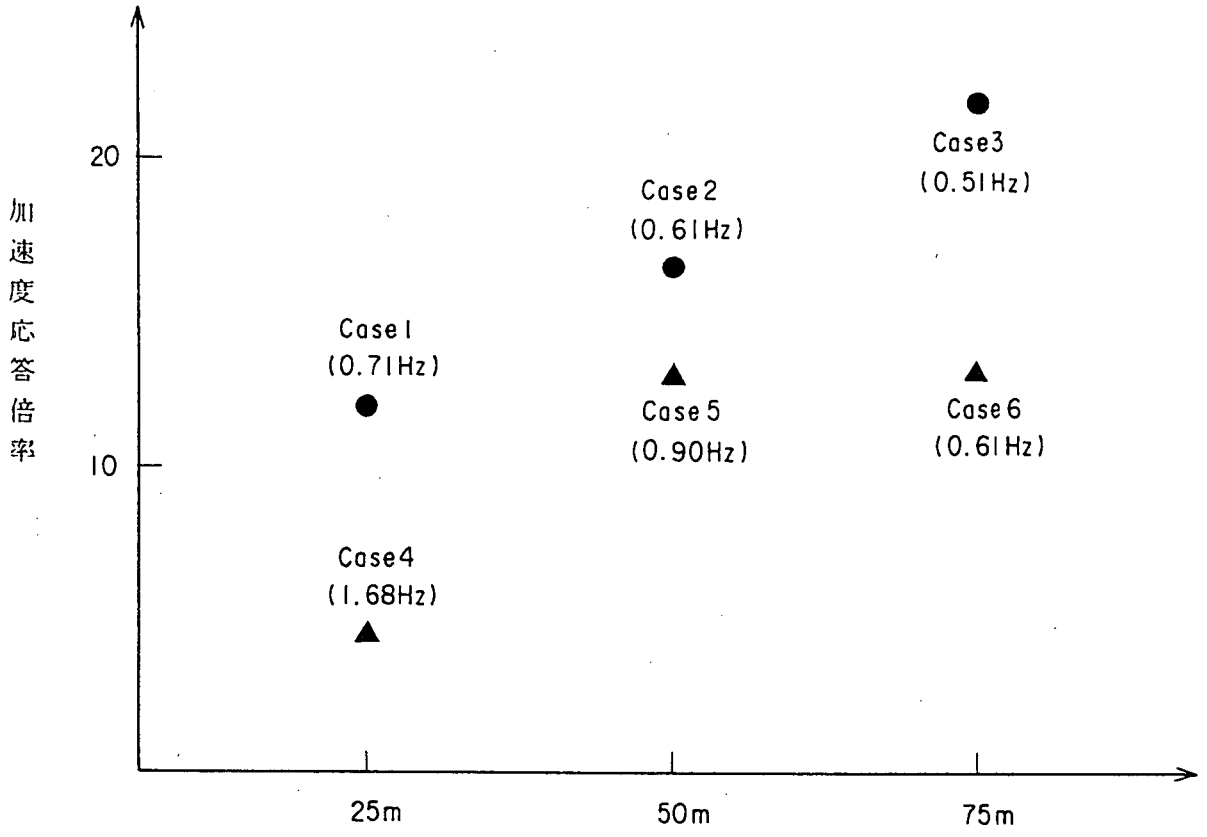
図6・3－4に、解析ケース1～3の一次及び二次振動モードで構造物に発生する半径方向応力の深さ方向分布を示す。この図より、軟弱層が厚くなるほど、一次での応力が二次での応力より大きくなっており、軟弱層の厚さが厚くなるほど、一次卓越振動数での応力が二次に比べて支配的になることがわかる。この傾向は、図6・3－5に示す鉛直方向応力分布についても同様である。

解析ケース4～6の一次振動モードで構造物に発生する半径方向及び鉛直方向の応力分布を図6・3－6に示す。この図より、層境界で応力が大きくなっており、軟弱層の層厚が大きくなるほど、応力が大きくなることがわかる。

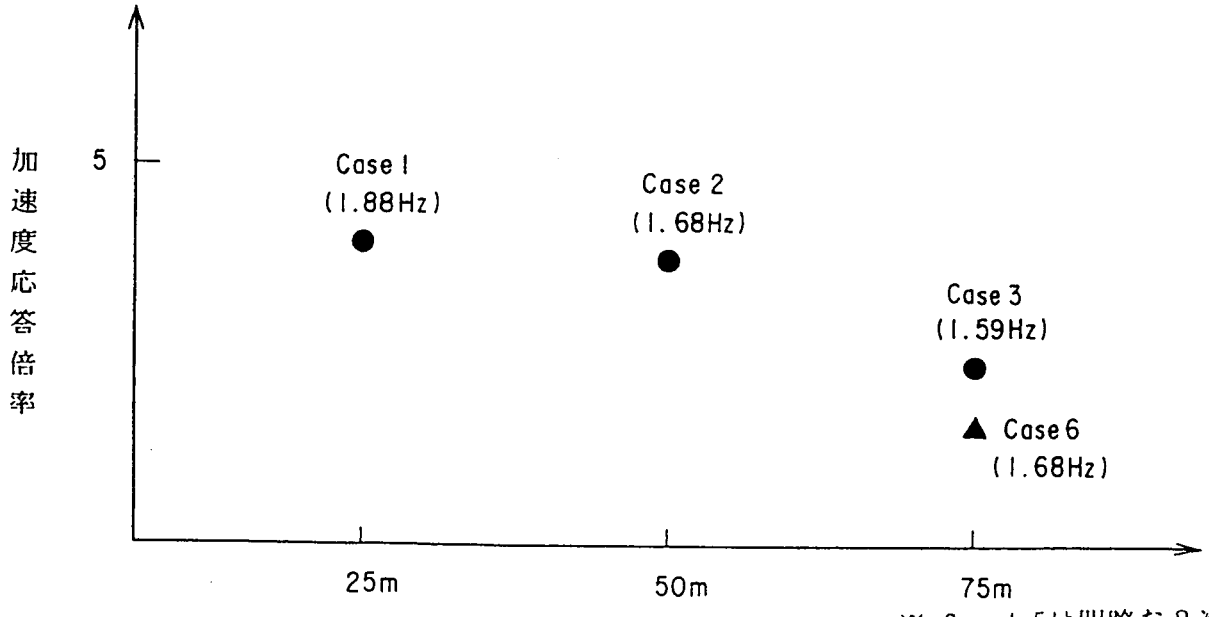


(a) 解析ケース１，４　　(b) 解析ケース２，５　　(c) 解析ケース３，６

図６・３－１　軸対称ＦＥＭ動的解析モデル



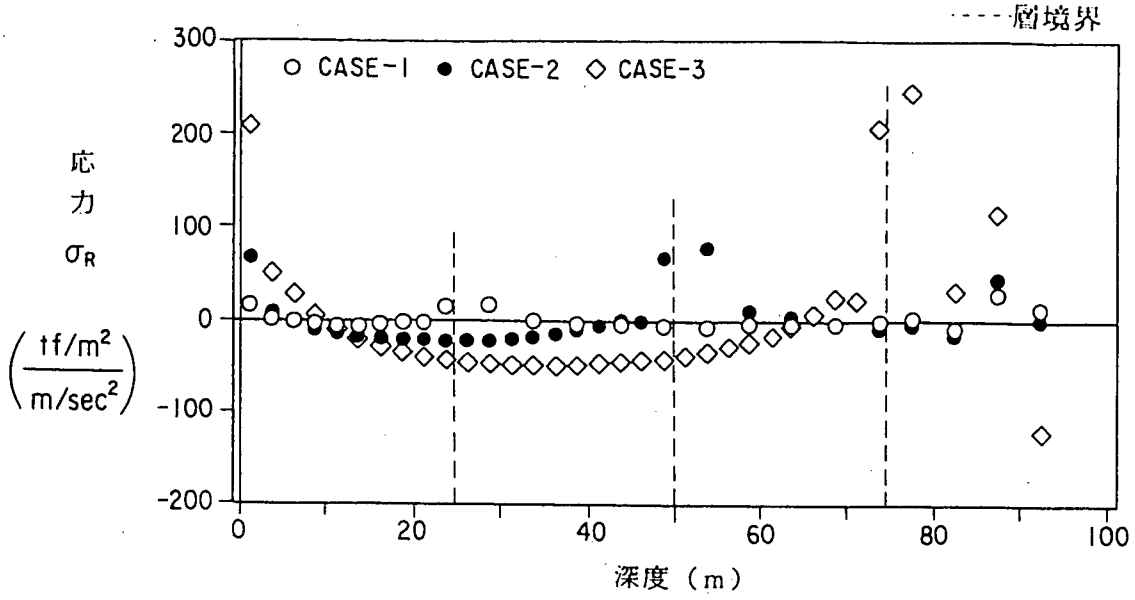
（a）一次振動モード



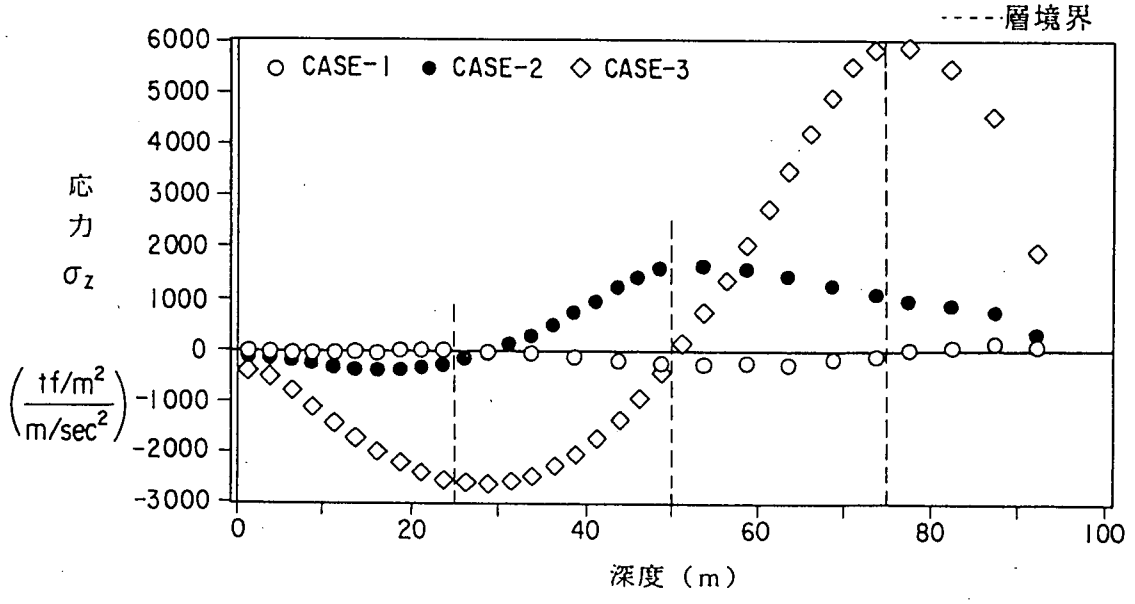
（b）二次振動モード

※ Case4, 5は明瞭な2次振動モードが認められなかった。

図6・3－2　軟弱層の厚さと加速度応答倍率の関係

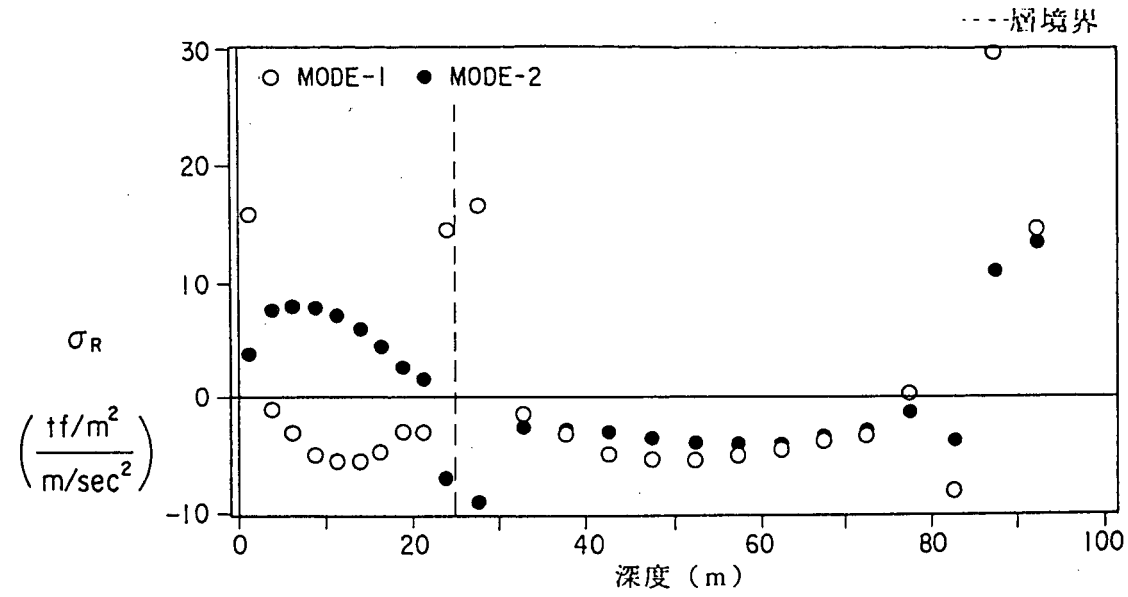


(a) 構造物に発生する半径方向応力分布（解析ケース 1,2,3;一次モード）

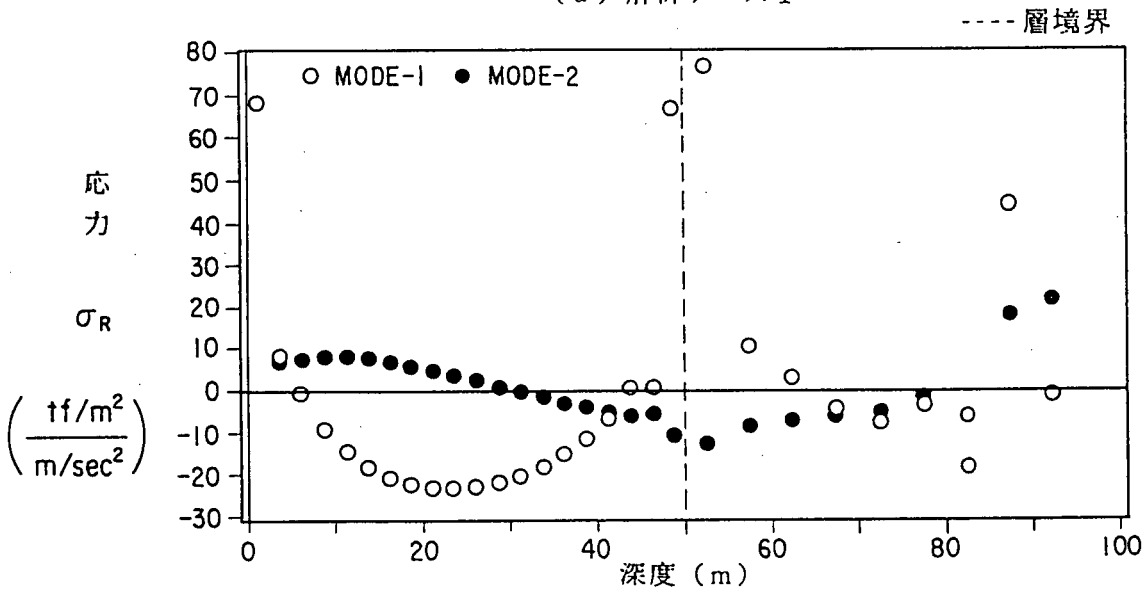


(b) 構造物に発生する鉛直方向応力分布（解析ケース 1,2,3;一次モード）

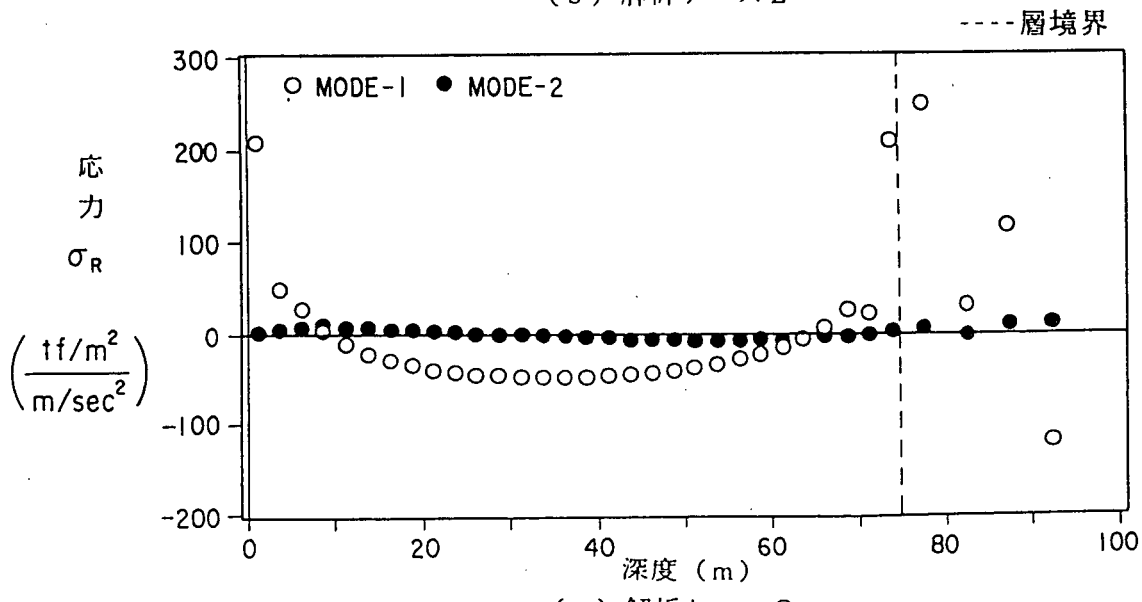
図６・３－３　構造物に発生する応力分布



（a）解析ケース1

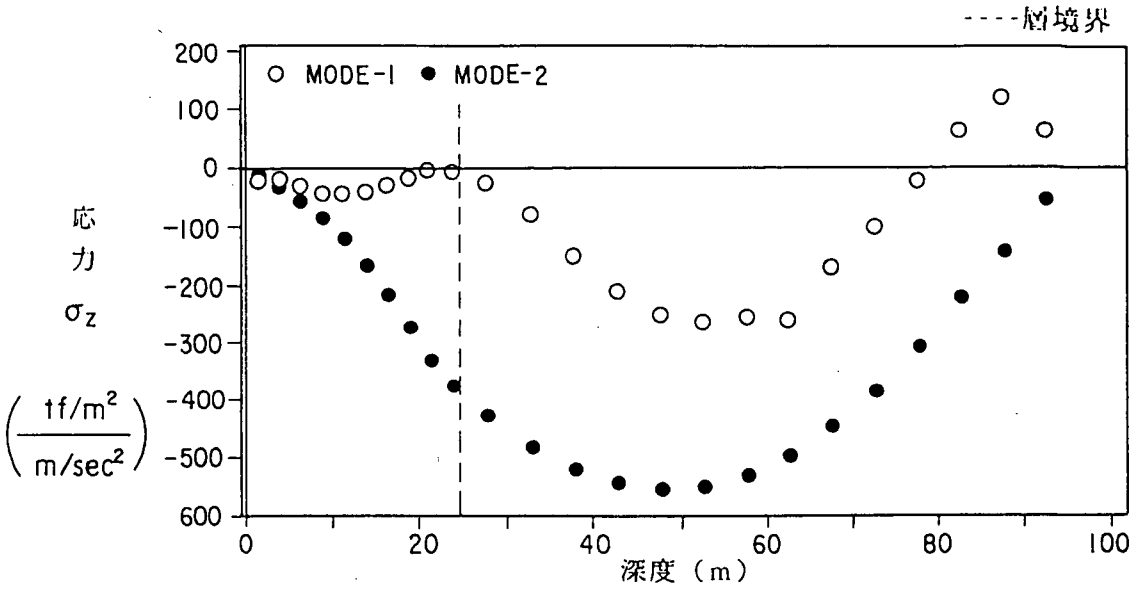


（b）解析ケース2

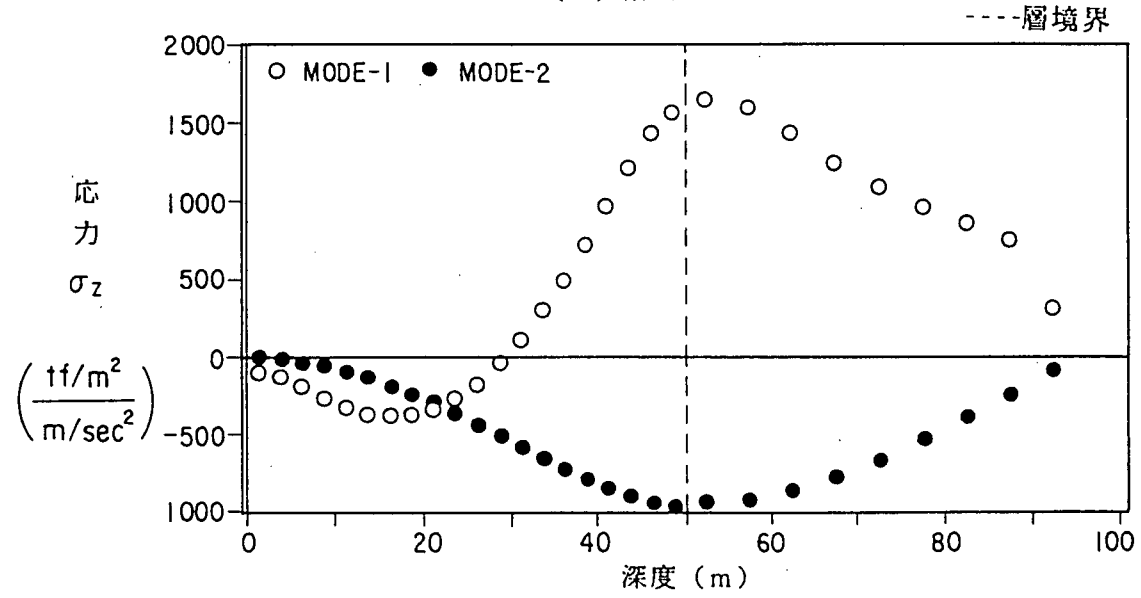


（c）解析ケース3

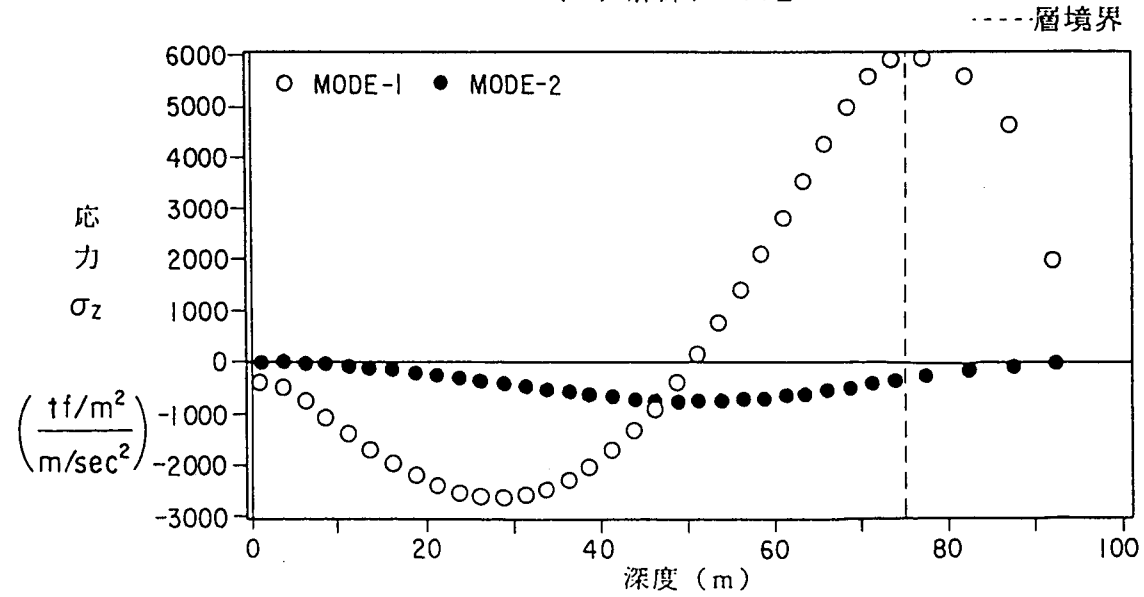
図6・3－4　構造物に発生する半径方向応力分布（一次及び二次）



（a）解析ケース１

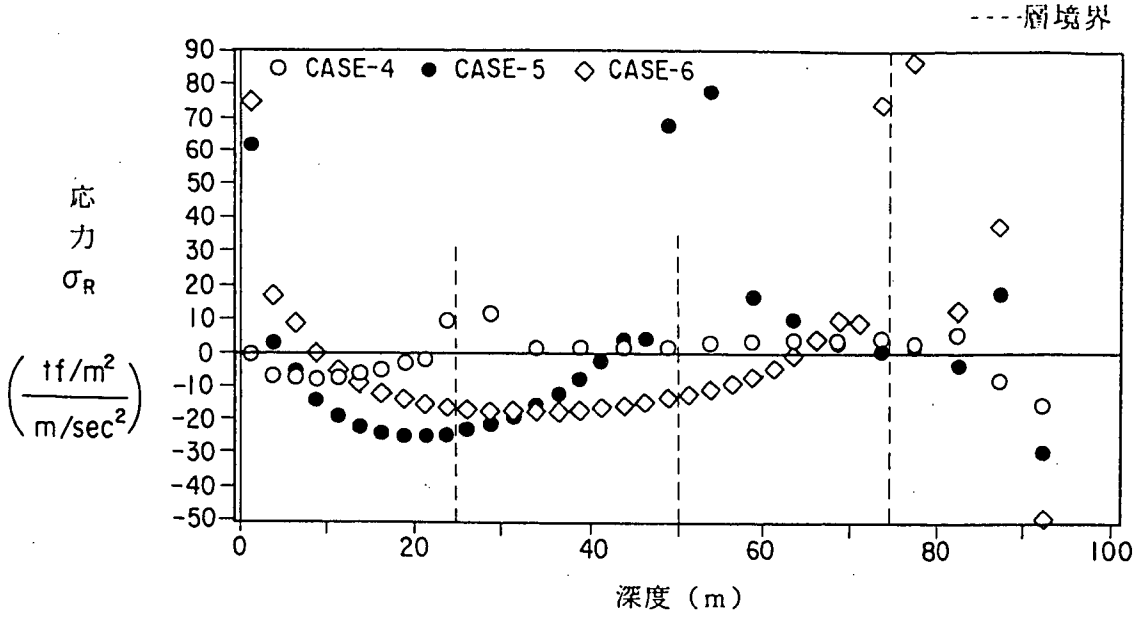


（b）解析ケース２

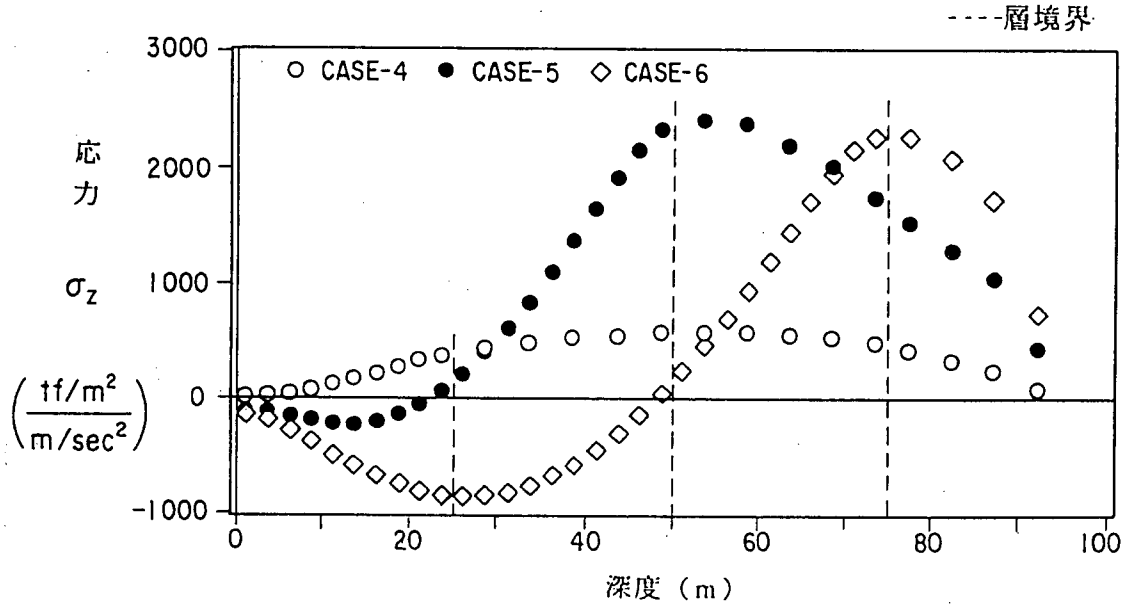


（c）解析ケース３

図６・３－５　構造物に発生する鉛直方向応力分布（一次及び二次）



(a) 構造物に発生する半径方向応力分布（解析ｹｰｽ 4,5,6;一次ﾓｰﾄﾞ）



(b) 構造物に発生する鉛直方向応力分布（解析ｹｰｽ 4,5,6;一次ﾓｰﾄﾞ）

図６・３－６　構造物に発生する応力分布

6・3・2　構造物と周辺地盤の応答特性の比較

これまでは、周辺地盤の変化が構造物の応答性状に与える影響について検討した。ここでは、構造物が周辺地盤の振動特性に与える影響（例えば、構造物の存在が周辺地盤のどこまで影響を与えているのか？）について検討すると共に、軸対称ＦＥＭ解析手法による地盤部のみをモデル化した解析結果と、一次元応答解析との比較を行い、軸対称ＦＥＭ解析手法の精度について検討する。

1）　構造物と周辺地盤の応答特性の比較

周辺地盤の応答特性が構造物からどの程度離れれば影響を受けないかを検討するために、軟弱層厚を50m、地震動入力位置を構造物底面（深さ100m）とした解析ケース２において、構造物天端、構造物から5m、20m及び40m離れた地表での地震動入力位置に対する加速度応答曲線を図６・３－７に示した。どの地点においても、一次及び二次卓越振動数は等しい値を示している。また、一次卓越振動数での応答倍率は、解析モデル全体で等しい値を示しており、構造物と周辺地盤が一緒に動いていることが分かる。これに対し、二次卓越振動数での応答倍率は、構造物から離れるに従って大きくなっている。また、構造物から20m 以内の地盤の加速度応答曲線には三～五次の振動モードは認められないが、構造物から20m 以上離れると明瞭な三次～五次の振動モードが現れている。

一般に、自然地盤の弾性範囲内での地盤応答は、高次の卓越振動数においても比較的顕著なピークが見られる。しかし、この解析結果によれば構造物から 20m程度離れた地点でも、構造物が周辺地盤の振動特性に影響を与えるため、高次の卓越振動数が抑えられているものと考えられる。構造物が地盤の応答に与える影響については、今後検討が必要である。

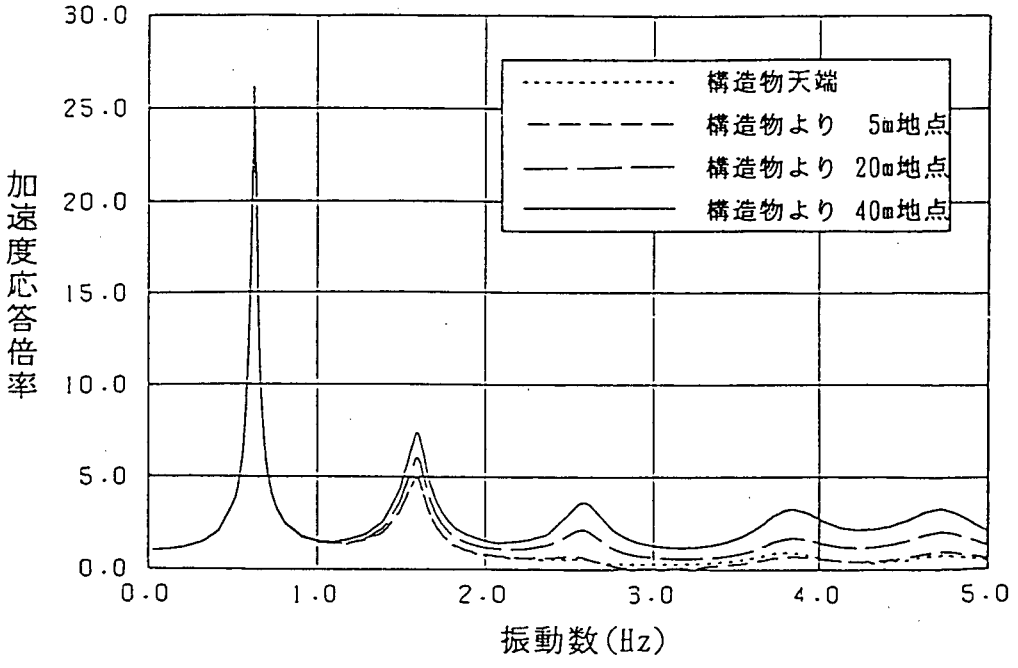


図６・３－７　地震動入力位置に対する加速度応答曲線（解析ケース２）

2）　地盤－構造物モデルと地盤モデルの地盤応答の比較

前節において、構造物と周辺地盤での地盤応答について比較した結果、構造物から20m程度離れた地点では、構造物の存在が地盤の振動特性に影響を与えることが分かった。この原因を調べるために、この解析ケースと同じ地盤条件（軟弱層厚50m、地震動入力位置100m）を用いた自然地盤モデルの軸対称ＦＥＭ解析（解析ケース７）を実施し、自然地盤での振動特性を求め、構造物が存在した場合の周辺地盤の振動特性と比較した。解析に用いた自然地盤モデルのＦＥＭメッシュ図と境界条件を図６・３－８に示す。

図６・３－９に、地盤－構造物モデル（解析ケース２）で得られた構造物から40m 離れた地表及び自然地盤モデル（解析ケース７）の地表での地震動入力位置に対する加速度応答曲線を示した。両解析ケースとも五次までの振動モードが認められ、両モデルで卓越振動数は等しいが、応答倍率は地盤－構造物モデルの方が小さくなっている。また、この傾向は次数が高くなるほど顕著になっている。これは、地盤－構造物モデルで、構造物が地盤の変形を拘束するために応答倍率が小さくなったものと考えられる。

地盤－構造物モデルで、高次の卓越振動数が抑えられていることは、構造物に作用する土圧を問題にするとき、土圧の発生は構造物による地盤変位の拘束に関係するため、今後、高次モードでの地盤－構造物モデルに発生する土圧については、さらに詳細な検討が必要である。

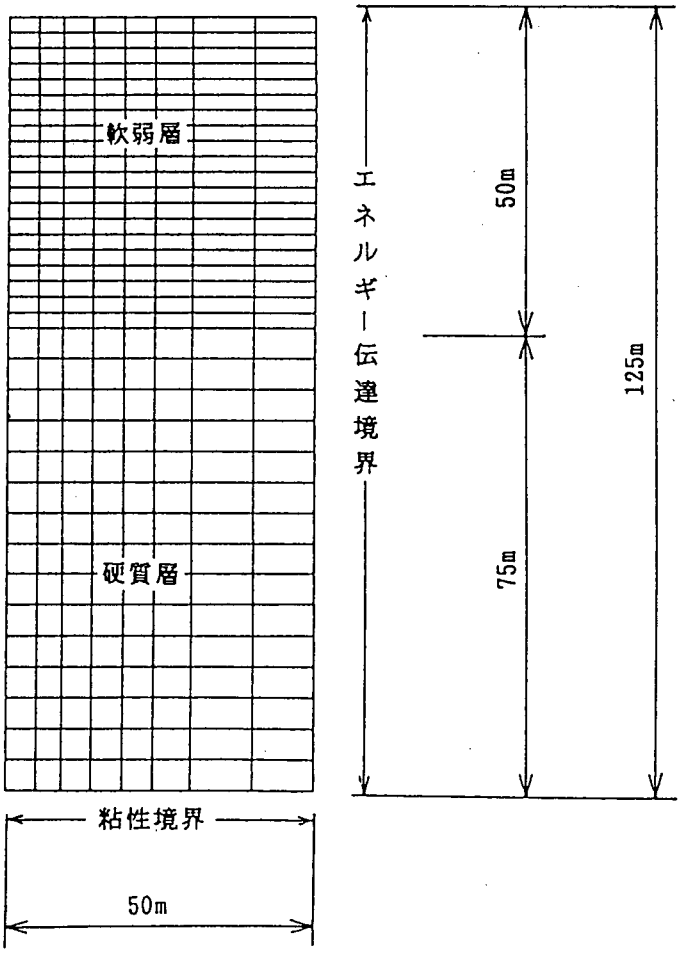


図６・３－８　自然地盤モデルのＦＥＭメッシュ、境界条件図

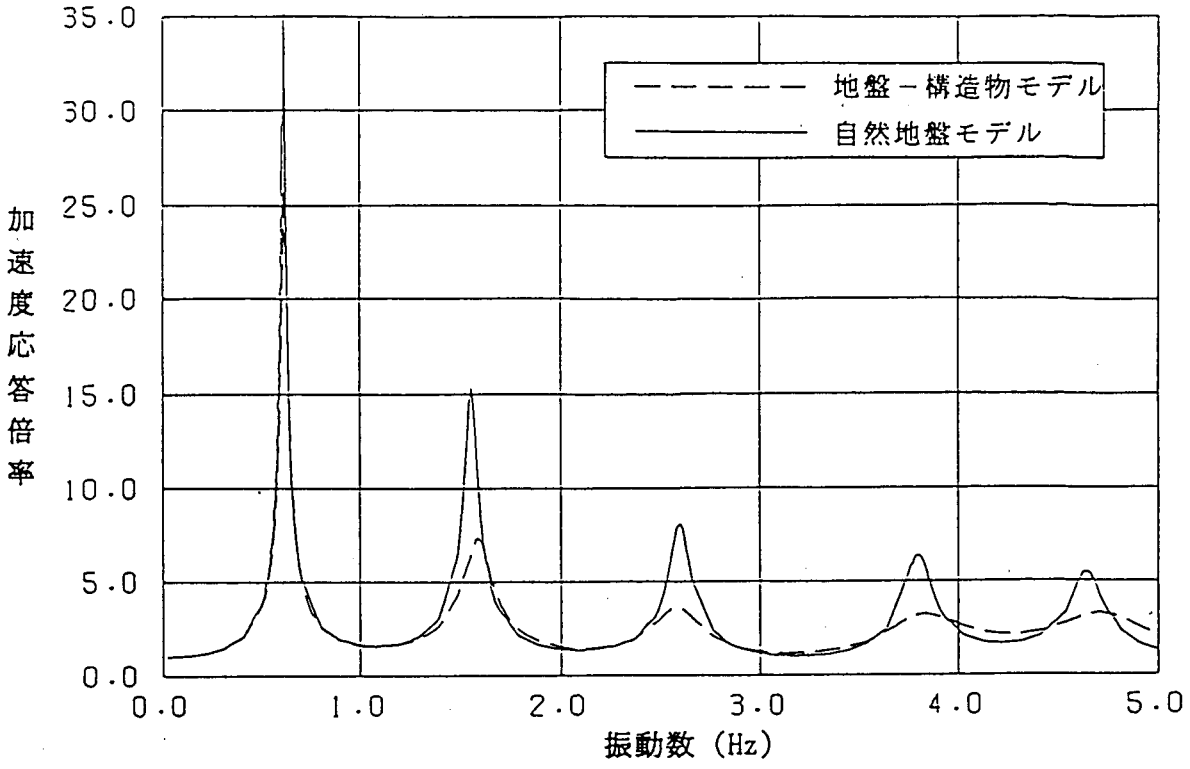


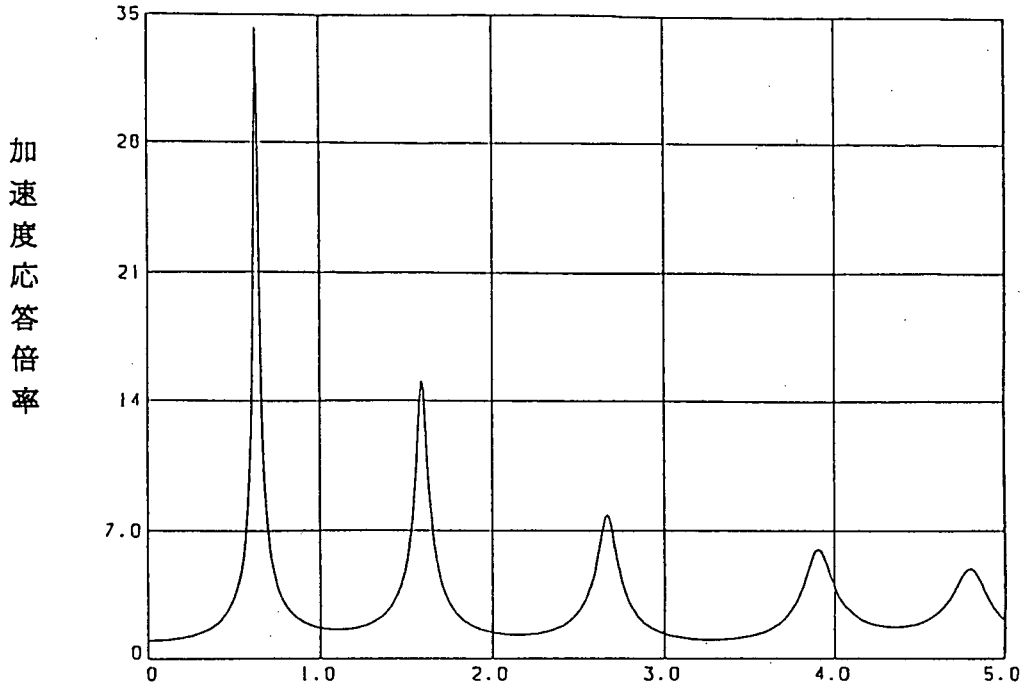
図６・３－９　構造物と周辺地盤の応答特性の比較

３）　軸対称ＦＥＭ解析と一次元応答解析との比較

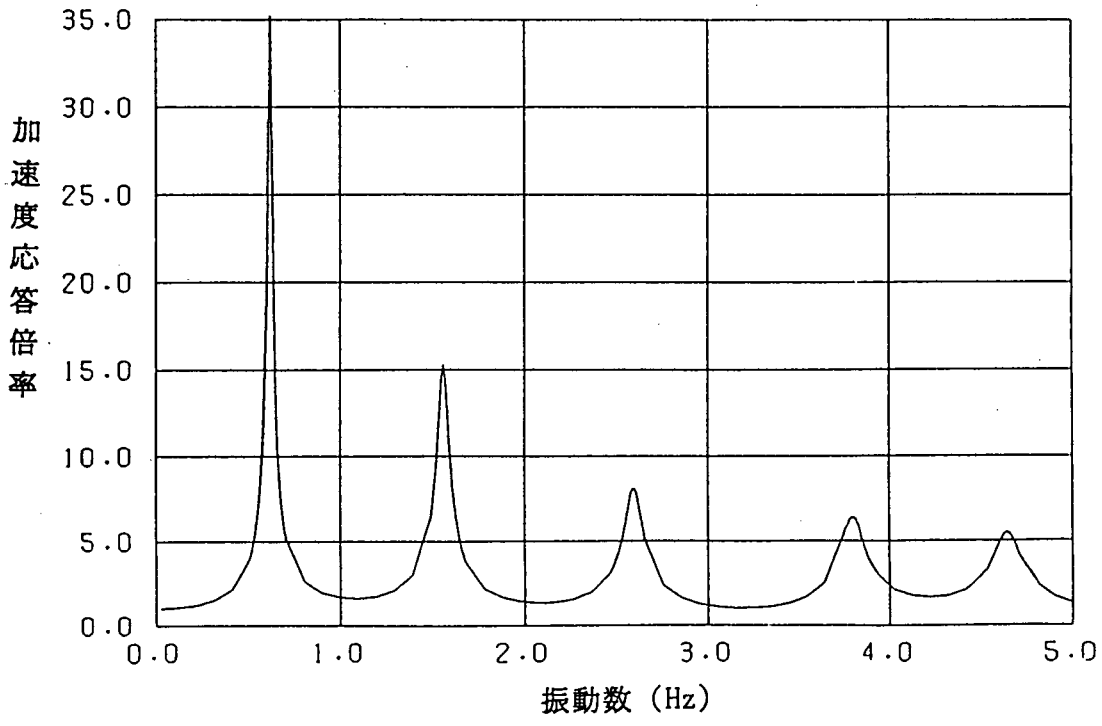
これまで、図６・３－１に示すように、周辺地盤を構造物から側方に構造物直径の２倍の40m離れた地点まで、下方に25m離れた地点までモデル化し、側方境界としてエネルギー伝達境界を、底面境界として粘性境界を用いた解析を実施した。

ここでは、境界条件の影響等を含めた軸対称ＦＥＭ解析手法による地盤応答解析の精度を検討するため、半無限地盤を想定した一次元地盤応答解析手法（ＳＨＡＫＥ）によりこれまでと同等の地盤条件を用いた解析（解析ケース８）を実施し、両手法による解析結果を比較した。

図６・３－１０に、ＳＨＡＫＥ（解析ケース８）及び軸対称ＦＥＭ解析（解析ケース７）で得られた自然地盤地表面での地震動入力位置に対する加速度応曲線の比較を示した。高次の卓越振動数が若干ずれているが、卓越振動数及び応答倍率とも両手法による解析結果はよい対応を示している。従って、軸対称ＦＥＭ解析手法により、精度よく自然地盤の応答を解析できると考えられる。



(a) 一次元応答解析結果



(b) 軸対称FEM解析結果

図６・３－10　軸対称ＦＥＭ解析と一次元応答解析との比較

６・３・３　構造物のモデル化の違いが計算結果に与える影響

これまで、一次及び二次卓越振動数において構造物に発生する応力について検討した。地下構造物の設計では、設計震度、土圧等の外力によって構造物に発生する断面力、曲げモーメント等の応力値が構造物の部材強度範囲内に収まっているかどうかが重要である。従って、現行の設計手法による解析値と動的解析結果を比較・検討するためには、動的解析において構造物に発生する軸力、面内せん断力、曲げモーメント等を精度よく求めるためのモデル化を行う必要がある。

これまで実施した動的解析では、構造物をソリッド要素でモデル化したため、直接、曲げモーメントが得られず、要素を断面方向にいくつか分割することで曲げモーメントを求めることができるが、ある程度の誤差は免れない。従って、今後設計値との比較を行うためには、直接に精度よく曲げモーメントが得られるシェル要素で構造物をモデル化した解析を実施する必要がある。

ここでは、解析ケース２と同じ地盤条件で構造物のみをシェル要素とした解析（解析ケース９）を実施し、これまでの構造物をソリッド要素とした解析結果と比較し、構造物のモデル化の違いによる計算結果の相違について検討する。

図６・３－１１に構造物をシェル要素とした解析モデルを示す。

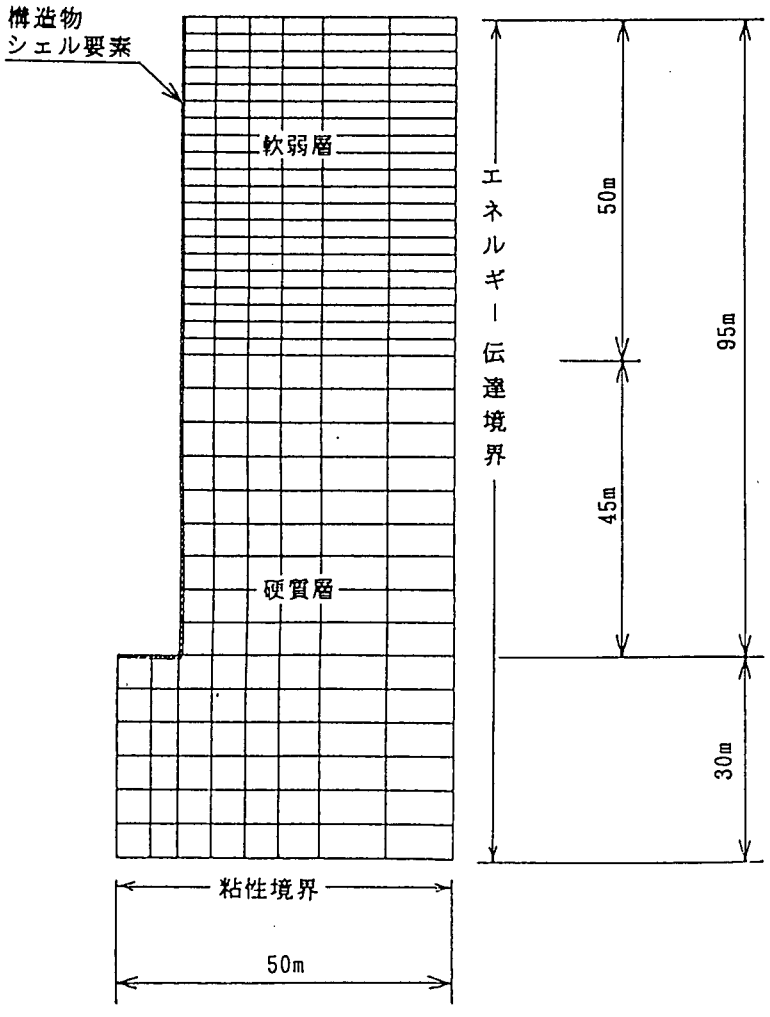
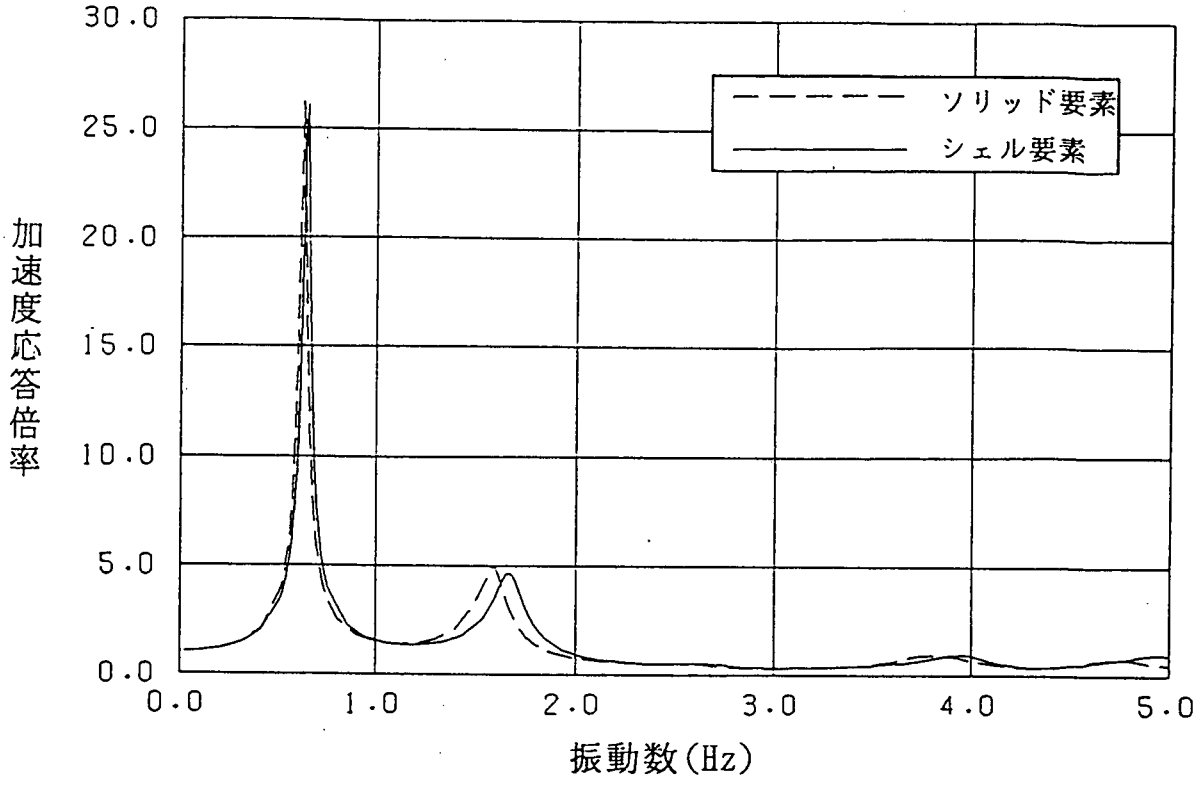


図６・３－11　構造物をシェル要素とした解析モデル

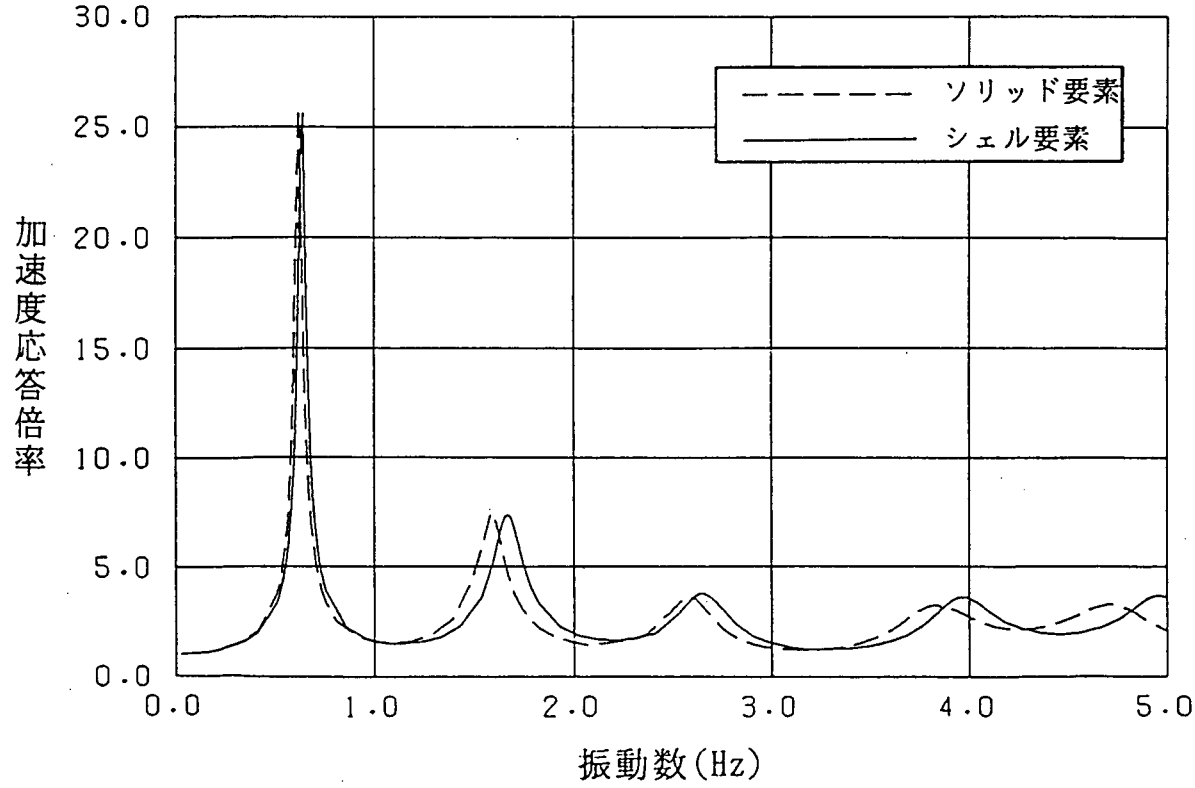
地震動入力位置を構造物底面（深さ100m）とし、地震動入力位置に対する構造物天端と構造物から40m 離れた地表でのソリッド要素とシェル要素を用いた解析で得られた加速度応答曲線を図６・３－１２に示した。二次以上の高次モードでは、卓越振動数が若干ずれているが一次振動モードでは、卓越振動数及び応答倍率とも、構造物のモデル化の違いに関係なくよく一致している。

一次振動モードでソリッド要素及びシェル要素に発生した円周方向と鉛直方向の軸力および面内せん断力の深さ方向分布を図６・３－１３に示した。なお、ソリッド要素では応力度、シェル要素では単位幅当りの断面力が得られるため、ソリッド要素で得られた応力値に要素の厚さを乗じて、軸力および面内せん断力を求めて比較した。地震動入力位置での軸力およびせん断力の値が若干異なっており、特に、円周方向に発生する軸力は地表、層境界でも両者の構造物のモデル化の違いによる相違が見られている。しかし、全体的には、軸力およびせん断力は、構造物部分の要素の違いに関係なくよく一致している。

この結果から今後の検討では構造物をシェル要素でモデル化した軸対称ＦＥＭ解析を実施する。



(a) 構造物天端



(b) 地表（構造物より40m地点）

図6・3－12　構造物のモデル化の違いによる応答特性の比較

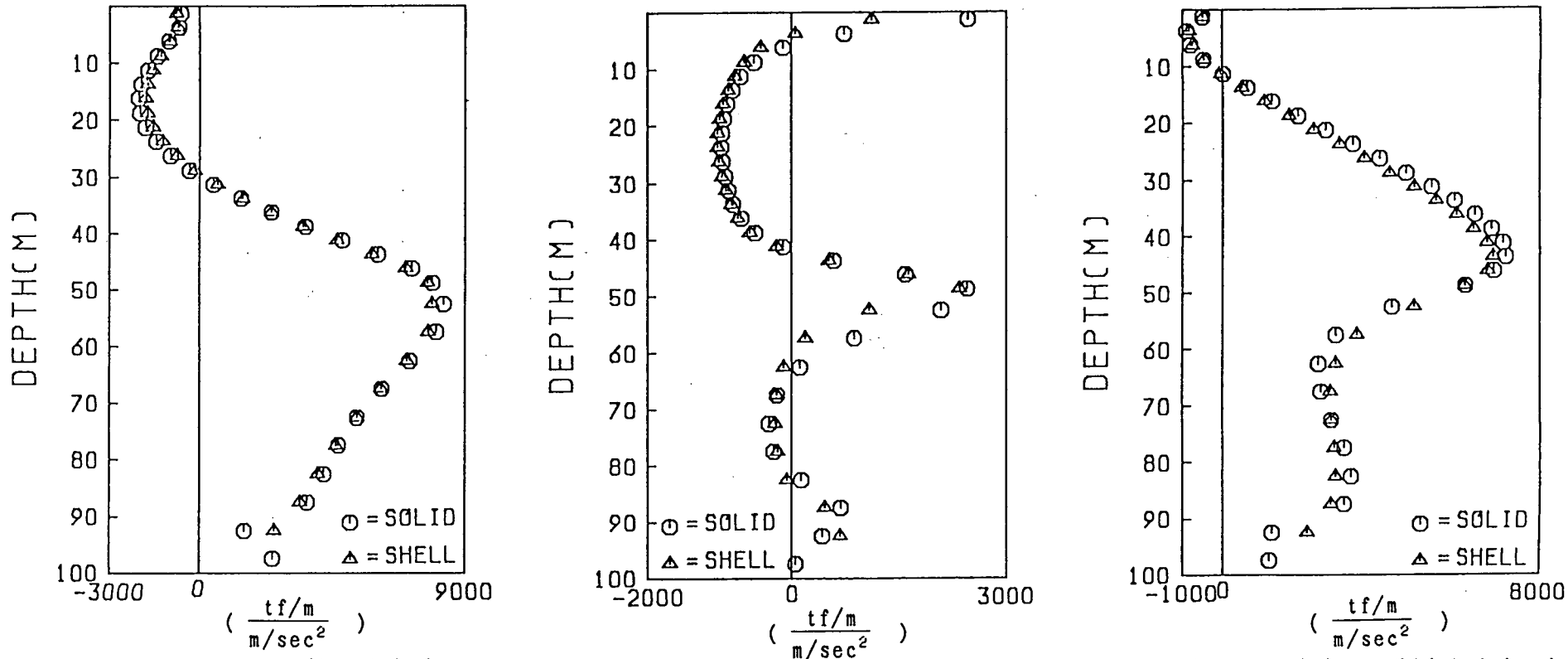


図6・3－13　構造物のモデル化の違いによる断面力の比較

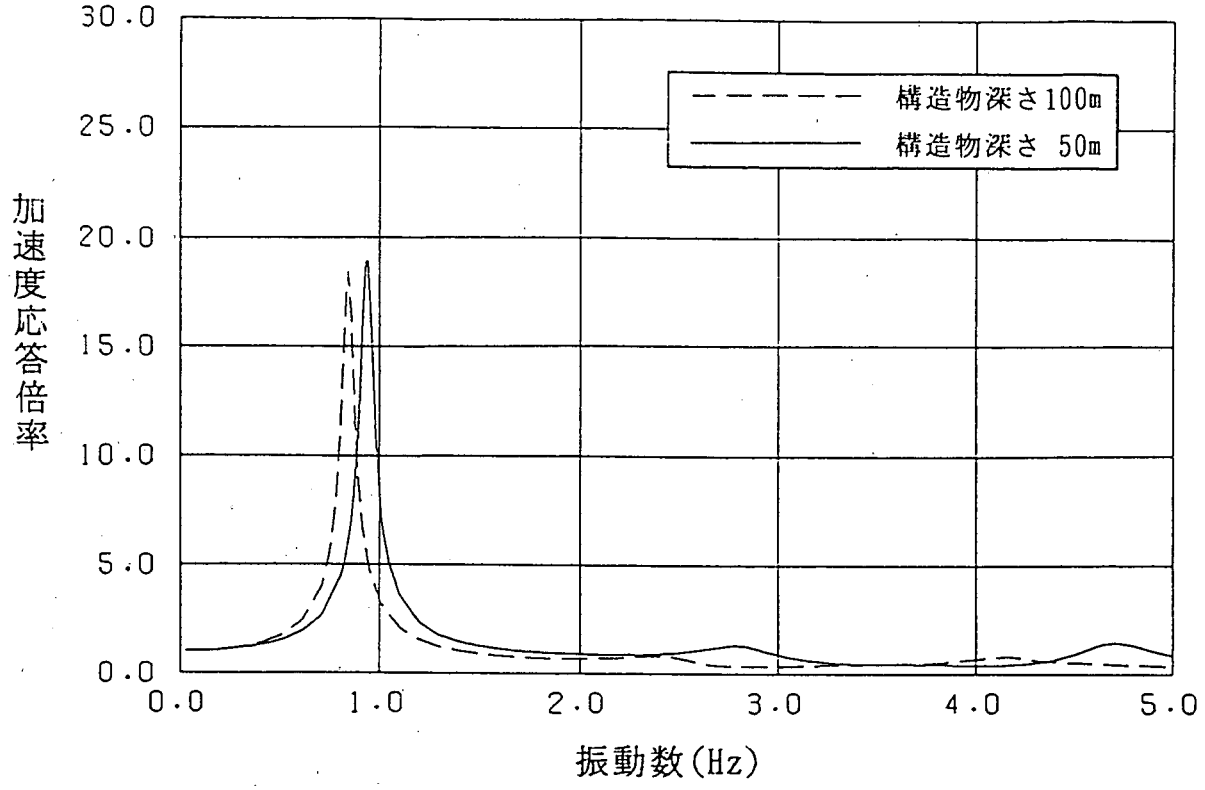
６・３・４　構造物の深度の変化に伴い構造物に発生する応力の変化

これまで、構造物の深さを100mに固定した動的解析を実施し、地盤－構造物系の振動特性や構造物に発生する応力の変化について検討した。しかし、等しい地盤条件で構造物の深さを変化させたとき、地盤－構造物系の振動特性や構造物に発生する断面力の変化についてはまだ十分に検討されていない。ここでは、軟弱層厚を50m、地震動入力位置を50m、構造物深度を100m（解析ケース１０）及び 50m（解析ケース１１）としたモデルについて解析を実施した。

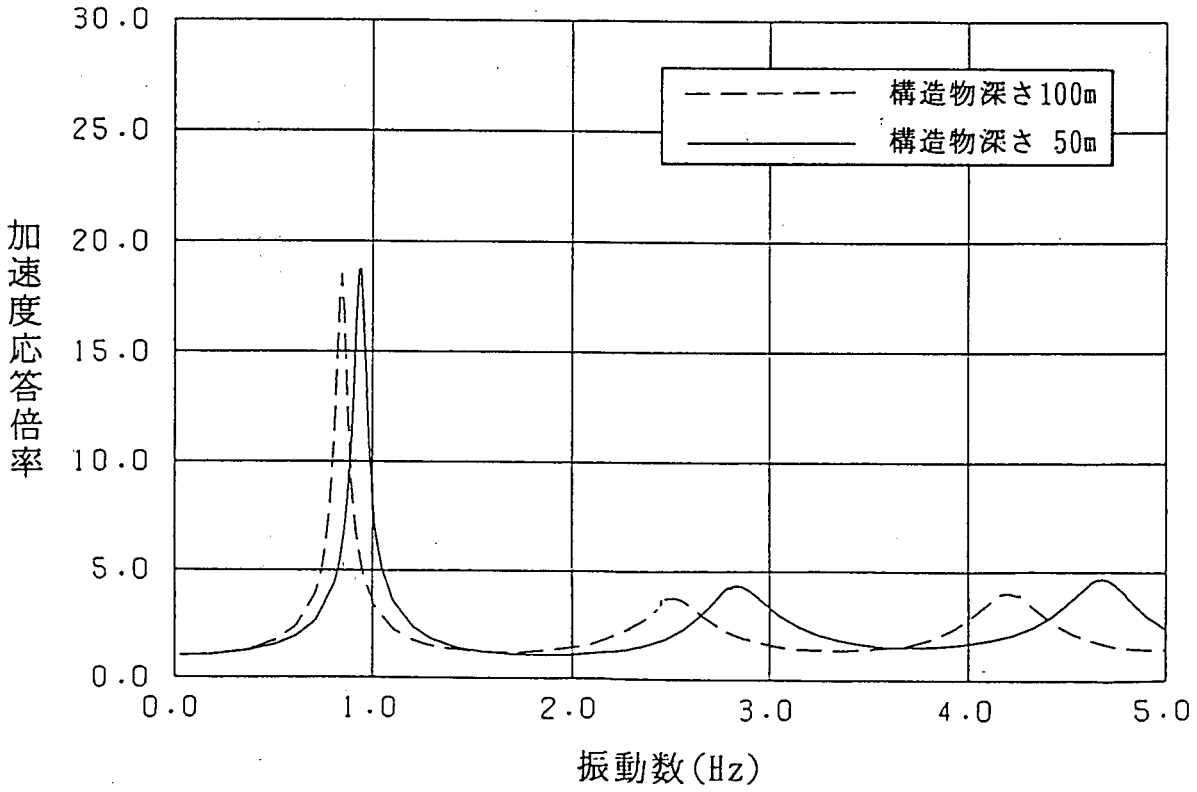
図６・３－１４に、解析ケース１０及び１１で得られた地震動入力位置に対する構造物天端及び構造物から 40m離れた地表での加速度応答曲線を示す。一次卓越振動数に違いが見られ、構造物の深さが軟弱層と同じ解析ケース１１での卓越振動数が高くなっている。これは、浅い構造物の方が幅に対する深さ比が小さく、曲げ剛性が高いためと考えられる。これらの解析で用いている周辺地盤の卓越振動数は約0.86Hzで、解析ケース１１の結果がこの値に対応している。構造物天端と構造物より 40m離れた周辺地盤での振動特性は、構造物から離れた地点では、二次および三次の卓越振動数が顕著になる特徴がある。

構造物の深さの変化と構造物に発生する軸力及びせん断力の関係を図６・３－１５に示した。軸力、せん断力とも地表および地盤構造の層境界で大きくなる傾向にある。構造物の深さの変化によって、地盤境界層で軸力およびせん断力は、約２倍程度増加している。

図６・３－１６に、構造物の深さの変化と構造物に発生する曲げモーメントの関係を示した。曲げモーメント分布は、地盤境界層部分で若干異なった分布形状を示しているが、その大きさは構造物の深度の変化に対して鈍感であり、ほとんど変化が見られない。



(a) 構造物天端



(b) 地表（構造物より40m地点）

図6・3－14　構造物深度の変化による応答特性の比較

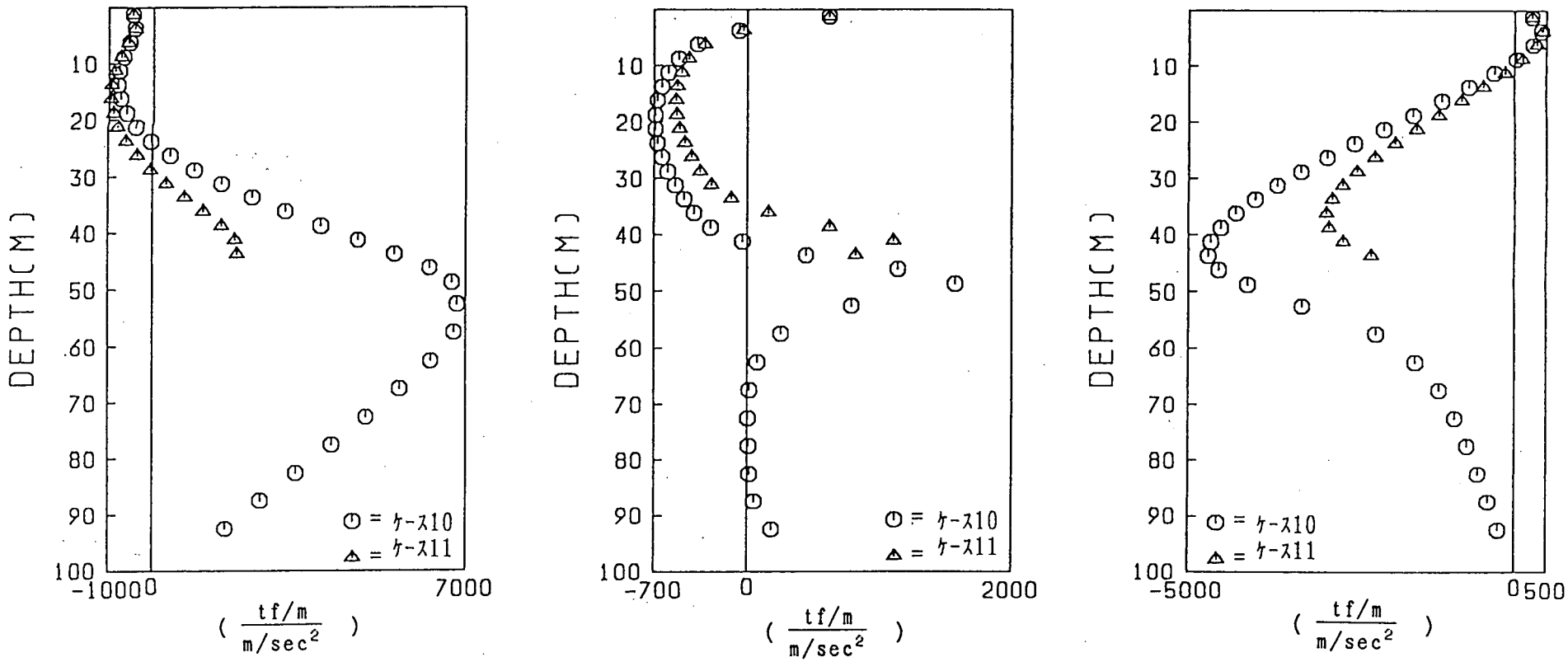
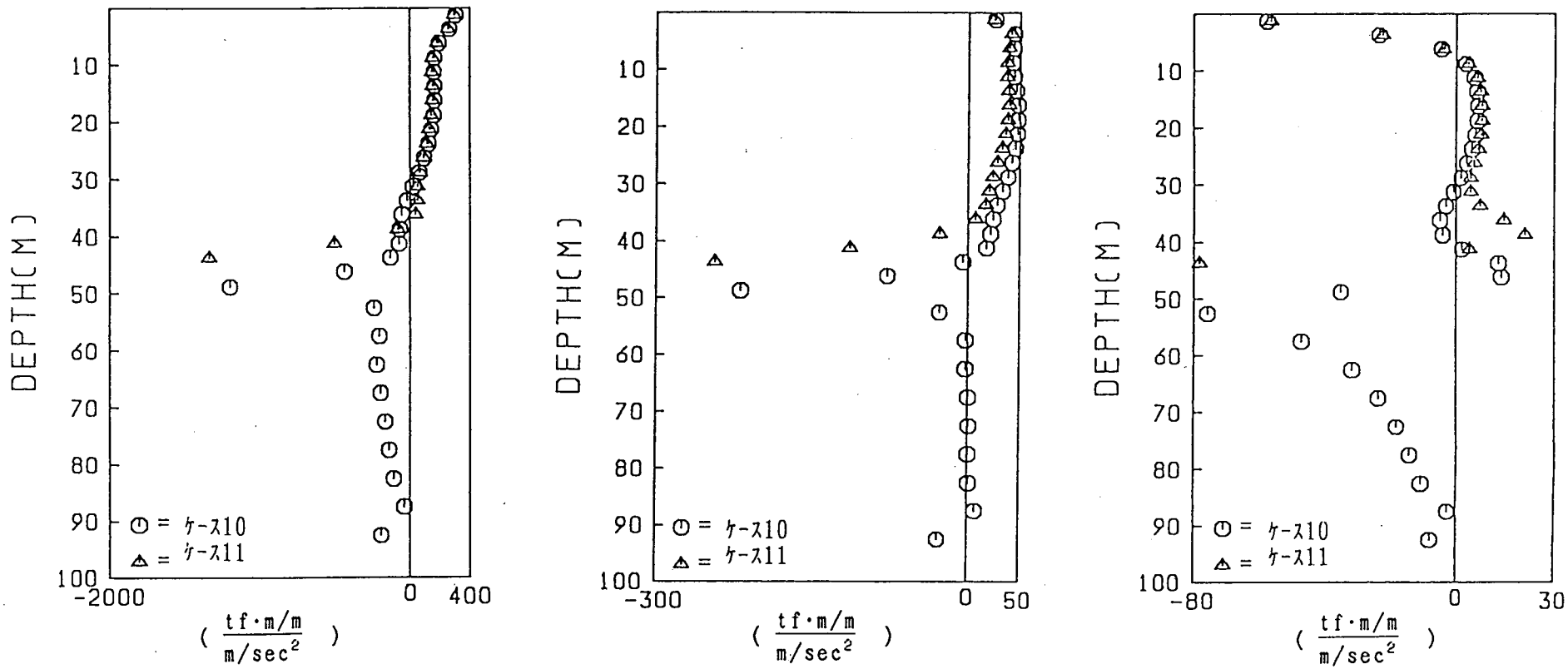


図6・3－15　構造物深度の変化による軸力、せん断力の比較



(a) 鉛直方向曲げモーメント分布(Mz)　(b) 円周方向曲げモーメント分布(Mt)　(c) ねじりモーメント分布(Mtz)

図6・3－16　構造物深度の変化による曲げモーメントの比較

6・4　静的解析による検討

6・4・1　地下構造物の種類とその現行設計

地下埋設管、シールドトンネル、沈埋トンネル、ケーソン基礎、地下ＬＮＧタンク等の20～30m 以浅に構築される地下構造物の耐震設計には、偏土圧法・応答変位法・動的解析手法が用いられており、構造物の種類別に耐震設計指針が作成されている[5)]。たとえば、構造物の埋め込み深さと耐震設計法の種類を整理すると図６・４－１[1)]のようになる。

橋梁、ダム等の構造物の耐震設計手法は、被害地震が発生した地域に存在した構造物の応答・被害調査により照査・検証が行われている。しかし、地下構造物は比較的最近構築されたものであり被害地震の経験が少なく、設計手法の妥当性・照査については十分な資料が得られていないのが現状である。

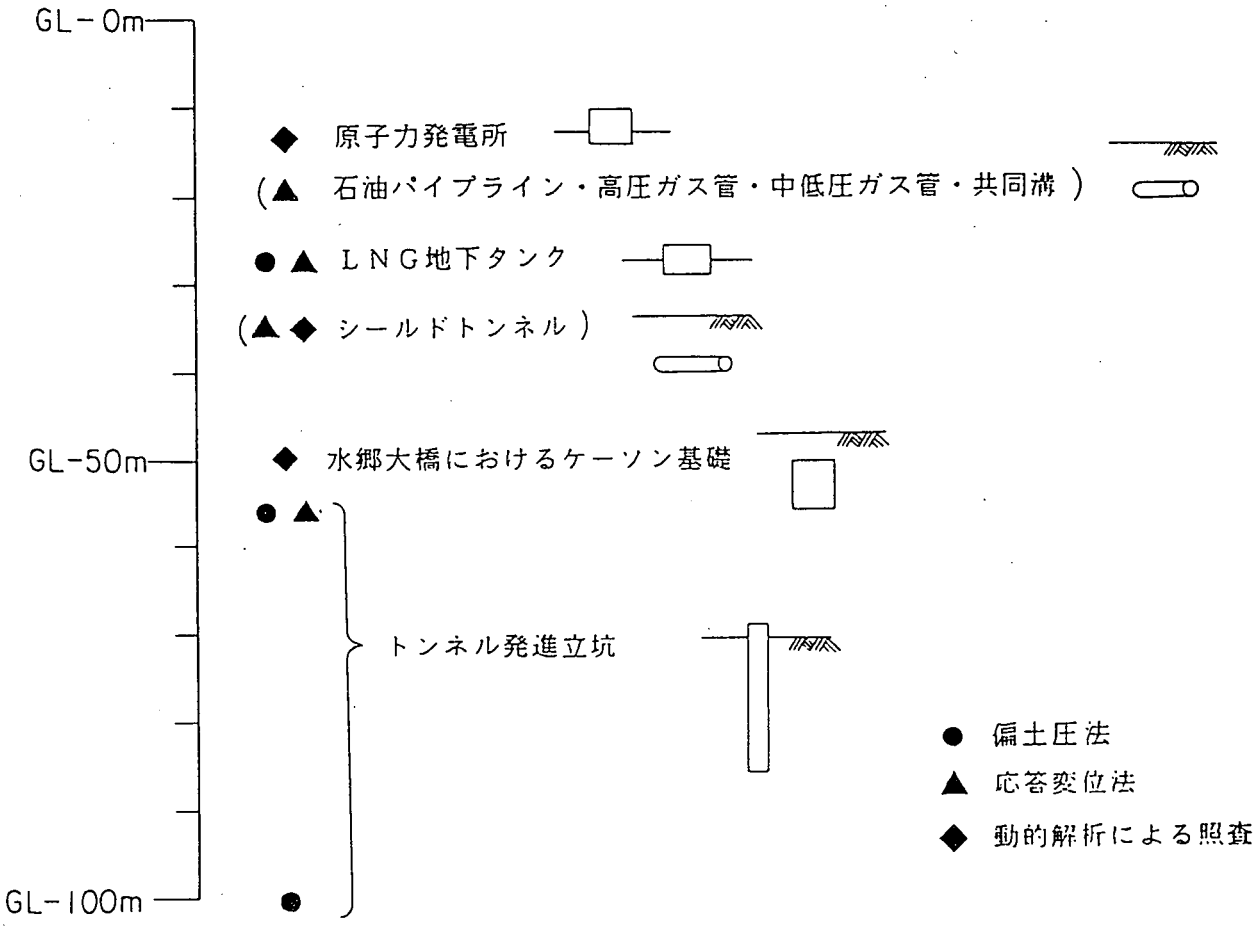


図６・４－１　構造物の埋め込み深さと耐震設計法の種類

6・4・2　考慮すべき設計荷重および条件

耐震設計で考慮すべき設計荷重や条件について、示方書及び設計指針でやや異なっているものがある。以下に、耐震設計で考慮すべき常時・施工時荷重、地震時の荷重、地盤ばね及び地震動による地盤変位について、各種示方書、設計指針及び大深度立坑の設計例として報告されている資料[6]を参考に整理した。

1）　常時作用している設計荷重

(1) 上載荷重：q（tf/m²）

上載荷重とは、構造物周辺の地盤上に存在する盛土等の上載物による荷重を意味し、設計資料[6]ではq＝1.00(tf/m²)としている。

また、道路橋示方書[3]には、「橋台に対する地表面載荷荷重としては、一般に橋の等級に関係なくq＝1.00(tf/m²)としてよい」と記述されている。

(2) 静止土圧：Po（tf/m²）

静止土圧とは、ある地盤深さでの土の重量による圧力の水平方向成分である。

静止土圧は、静止土圧係数：Koを用いて以下のように表される。

$$Po = Ko(\rho \cdot h + q) \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－1)$$

表6・4－1　N値によるKoの推定（設計資料[6]）

土質	砂質土		粘性土	
N値	N≧50	N＜50	N≧10	N＜10
Ko	0.3	0.5	0.3	0.5

ρ：土の単位体積重量（地下水位以下については水中重量）（tf/m³）

h：土層の厚さ(m)

ただし、固結シルトや土丹層ではPo＝15(tf/m²)一定とする。

(3) 水圧：Pw（tf/m²）

設計資料[6]には、「地下連続壁に作用する水圧は地下水位面から掘削底面まで静水圧分布で作用し、根入れ先端で地山側と掘削側の水圧を等しいものとする。」と記述されている。掘削底面の深さをχ input、根入れ先端の深さをχ base とすると、深さχでの水圧は次式で与えられる。

$\chi < \chi$ inputの場合

$$Pw = \rho_w \cdot \chi \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－2)$$

$\chi \geqq \chi$ inputの場合

$$Pw = \frac{(\chi\ base - 2 \cdot \chi\ input)\chi + \chi\ input^2}{\chi\ base - \chi\ input} \rho_w \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－3)$$

構造物底端での水圧が0(tf/m²)となる場合

$$Pw = \frac{\rho w \cdot \chi input}{\chi base - \chi input} (\chi base - \chi) \quad (tf/m^2) \qquad (6・4-4)$$

ここに、ρw：水の単位体積重量　(tf/m³)

(4) 施工時土圧：ΔP (tf/m²)

設計資料[6]には、「水圧、土圧は均等側圧として連続地下壁に作用し、円周方向は全断面圧縮となり、曲げモーメントはほとんど発生しない。このため、安全側に偏土圧として、常時側圧の5%を2方向から作用させ、曲げモーメントを発生させた。」と記述されている。

$$\Delta P = 0.05 \cdot (Po + Pw) \quad (tf/m^2) \qquad (6・4-5)$$

ここに、Po：土圧　(tf/m²)

Pw：水圧　(tf/m²)

2)　地震時に作用する荷重

(1) 設計震度

設計震度とは、地震時に構造物に作用する慣性力を算定するために、構造物の重量に乗じる係数である。また、水道施設耐震工法指針[7]には「震度法による地中構造物の耐震計算に用いる地震時土圧の算定に当たっては、地表面における設計水平震度：Kh及び耐震計算上の基盤面における設計水平震度：Kh'を次式により求め、この間を直線で補間して良い。」と記述されている。以下に、上記指針による設計震度の算定法を示す。

①地表面における設計水平震度：Kh

$$Kh = \Delta 1 \cdot \Delta 2 \cdot \Delta 3 \cdot Ko \qquad (6・4-6)$$

②基盤面における設計水平震度:Kh'

$$Kh' = 0.75 \cdot \Delta 1 \cdot Ko \qquad (6・4-7)$$

ここに、Ko：標準設計水平震度

一般にKo=0.2の値が用いられる。

$\Delta 1$：地域による補正係数

$\Delta 2$：地盤の種別による補正係数

$\Delta 3$：構造物の種別による補正係数

以下に、$\Delta 1$、$\Delta 2$、$\Delta 3$の決定法について示す。

i)地域による補正係数：$\Delta 1$

図6・4－2による。

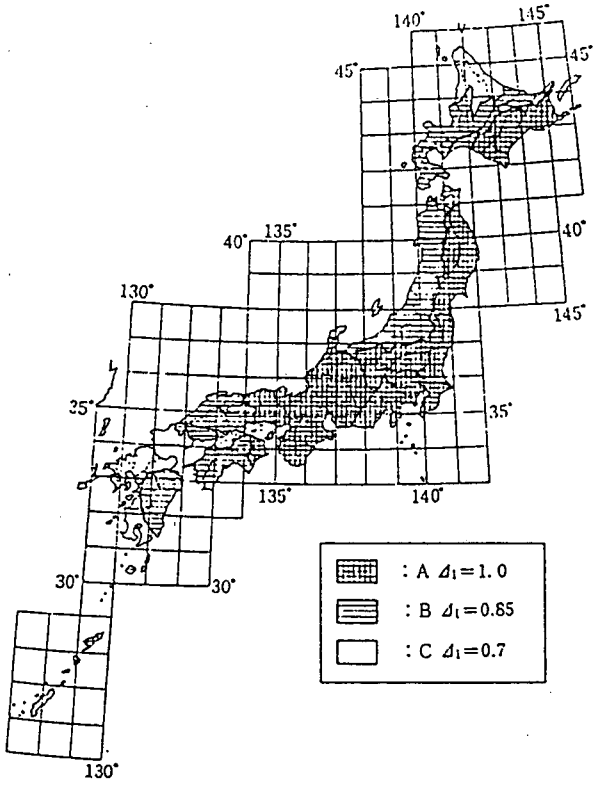


図６・４－２　地域による補正係数：⊿1

ii) 地盤の種別による補正係数：⊿2

表６・４－２による。

表６・４－２　地盤の種別による補正係数：⊿2

区分	地盤種別	係数
１種	(1)第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する） (2)岩盤までのこう積層の厚さが10m未満	0.9
２種	(1)岩盤までのこう積層の厚さが10m以上 (2)岩盤までの沖積層の厚さが10m未満	1.0
３種	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層の厚さが5m未満	1.1
４種	上記以外の地盤	1.2

今回の解析のように地盤種別が明確でない場合のために、道路橋示方書Ⅴ[4]による地盤の特性値（固有周期）T_Gから地盤種別による係数：$\Delta 2$を決定する方法について以下に示す。

表６・４－３　地盤の種別による補正係数：$\Delta 2$

地盤種別	地盤の特性値（固有周期）	係数
Ⅰ	$T_G < 0.2$	0.8
Ⅱ	$0.2 \leqq T_G < 0.6$	1.0
Ⅲ	$0.6 \leqq T_G$	1.2

$$T_G = 4\Sigma (Hi / Vsi) \quad (sec) \qquad (6・4－8)$$

ここに、Hi：i番目の地層の厚さ(m)

Vsi：i番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

標準貫入試験によるＮ値から Ｖsを算定する方法は各示方書で異なっており、以下に各示方書での算定式を示す。

a)道路橋示方書Ⅴ[4]

・粘性土　$Vs = 100 \cdot N^{1/3} \quad (1 \leqq N \leqq 25) \quad (m/s)$　（６・４－９）

・砂質土　$Vs = 80 \cdot N^{1/3} \quad (1 \leqq N \leqq 50) \quad (m/s)$　（６・４－１０）

b)日本鉄道施設協会；耐震設計指針[8]

・粘性土　$Vs = 30 \cdot N^{1/2} \quad (2 \leqq N) \quad (m/s)$　（６・４－１１）

・砂質土　$Vs = 20 \cdot N^{1/2} \quad (2 \leqq N) \quad (m/s)$　（６・４－１２）

c)水道施設耐震工法指針[7]

$$Vs = (g \cdot Go / \rho)^{1/2} \quad (m/s) \qquad (6・4－13)$$

$$Go = (120 \cdot N^{0.8}) \cdot 10 \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－14)$$

ここに、ｇ：重力の加速度（＝9.8m/s^2）

Go：初期せん断剛性（tf/m^2）

ρ：土の単位体積重量（tf/m^3）

iii)構造物の種別による補正係数：$\Delta 3$

表６・４－４による。

表６・４－４　構造物の種別による補正係数：$\Delta 3$

構造物の種別	係数
鋼構造物 コンクリート構造物 鉄骨鉄筋コンクリート構造物	1.0
巨大な剛体状の構造物 土構造物	0.5

(2) 地震時慣性力：Fi　(tf)

慣性力とは、物体の重量と設計震度の積で与えられる力であり、次式で表される。

$$Fi = Khi * Wi \quad (tf) \qquad (6・4－15)$$

ここに、Khi：構造物の各部分における設計震度

Wi：構造物の各部分の自重および積算荷重　(tf)

(3) 地震時偏土圧：ΔP_E (tf/m^2)

地震時偏土圧とは、地震時に地盤に作用する慣性力に起因する圧力であり、次式のように表される。

$$\Delta P_E = P_{EA} - P_A \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－16)$$

ただし、$P_{EA} \geqq 10 (tf/m^2)$とする。

ここに、P_{EA}：地震時主働土圧 (tf/m^2)

P_A：常時主働土圧 (tf/m^2)

地震時主働土圧：P_{EA}と常時主働土圧：P_A は、砂質土と粘性土とで取扱いが異なる。以下に、LNG地下式貯槽指針[9]によるP_{EA}及びP_Aの算定式を示す。

・砂質土の場合

$$P_A = K_A \Sigma (\rho \cdot h + q) \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－17)$$

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos\delta \left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right\}^2} \qquad (6・4－18)$$

$$P_{EA} = K_E (1-kV) \Sigma (\rho \cdot h + q) \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－19)$$

$$K_E = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\theta+\delta) \left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\theta+\delta)}}\right\}^2} \qquad (6・4－20)$$

ただし、$\phi - \theta < 0$ の場合には$\phi - \theta = 0$とする。

・粘性土の場合

$$P_A = \Sigma (\rho \cdot h + q) - 2c \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－21)$$

$$P_{EA} = (1-Kv) \Sigma (\rho \cdot h + q) \frac{\sin(\theta+\alpha)}{\cos\theta \cdot \sin\alpha} - \frac{c}{\cos\alpha \cdot \sin\alpha} \quad (tf/m^2) \qquad (6・4－22)$$

ここに、ρ：地下水位以上；土の湿潤単位体積重量 (tf/m^3)

ρ'：地下水位以下；土の水中単位体積重量 (tf/m^3)

h：土層の厚さ (m)

δ：土の壁面摩擦角 (°)

ϕ：土の内部摩擦角 (°)

θ：地震時合成角 (°)

$$= \tan^{-1}(Kh/(1-Kv) \cdot \rho / \rho') \qquad (6・4－23)$$

Kh：設計水平震度

Kv：設計鉛直震度

c ：粘性土の粘着力(tf/m^2)

q ：上載荷重(tf/m^2)

α ：崩壊面が水平となす角（=45° ）

3） 地盤ばね

地盤ばねは、偏土圧法や応答変位法により耐震設計を行う場合に、構造物の周辺に配置されるものである。以下に、道路橋示方書Ⅳ[10] による地盤ばね算定式を示す。

(1) 鉛直方向地盤ばね：kv (kgf/cm)

$$kv = Av \cdot kv' \qquad (6・4-24)$$

ここに、Av：各節点が受け持つ分担面積（cm^2）

kv'：鉛直方向の地盤反力係数（kgf/cm^3）

$$kv' = kv_0' \cdot (Bv/30)^{-3/4} \qquad (6・4-25)$$

kv_0'：直径30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数（kgf/cm^3）

$$kv_0' = (1/15)\, E_0 \qquad (6・4-26)$$

Bv：基礎の換算載荷幅（cm）ただし、底面形状が円形の場合は直径とする。

$$Bv = Av'^{1/2} \qquad (6・4-27)$$

E_0：変形係数（kgf/cm^2）

$$E_0 = 28 \cdot N \qquad (6・4-28)$$

Av'：鉛直方向の載荷面積

N：標準貫入試験による値

(2) 水平方向地盤ばね：kh (kgf/cm) (6・4－29)

$$kh = Ah \cdot kh'$$

ここに、Ah：各節点が受け持つ分担面積（cm^2）

kh'：水平方向の地盤反力係数（kgf/cm^3）

$$kh' = kh_0' \cdot (Bh/30)^{-3/4} \qquad (6・4-30)$$

kh_0'：直径30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数（kgf/cm^3）

$$kh_0' = (1.2/15)\, E_0 \qquad (6・4-31)$$

Bh：荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅（cm）

$$Bh = Ah'^{1/2} \qquad (6・4-32)$$

E_0：変形係数（kgf/cm^2）

$$E_0 = 28 \cdot N \qquad (6・4-33)$$

Ah'：荷重作用方向に直行する基礎の載荷面積

N：標準貫入試験による値

(3) 水平方向せん断ばね：ks（kgf/cm）

$$ks = Av \cdot ks' \qquad (6・4-34)$$

ここに、Av：各節点が受け持つ分担面積（cm^2）

ks'：水平方向のせん断ばね係数（kgf/cm^3）

$$ks' = kv'/3.5 \qquad (6・4-35)$$

(4) 地盤の回転ばね：$k\theta$（kgf・cm/rad）

$$k\theta = I \cdot kv' \qquad (6・4-36)$$

ここに、I：構造物底面の断面2次モーメント（cm^4）

4） 地震動による地盤変位

地震動による自然地盤の深さ方向変位分布は、応答変位法により耐震設計を行う際に必要となる。日本鉄道施設協会；耐震設計指針[8]による2層地盤の地盤変位の算定式を以下に示す。

(1) 地表面での地盤変位：y_0（cm）

$$y_0 = 0.16\phi \cdot T \cdot Sv \cdot Kh \qquad (6・4-37)$$

ここに、ϕ：刺激係数

$$\phi = \frac{2 \cdot \rho_2 \cdot Vs_2 \cdot \cos\frac{h_1}{Vs_1}\omega_0 \cdot \sin\frac{h_2}{Vs_2}\omega_0}{\omega_0\left\{\rho_1 \cdot h_1 \cdot \sin^2\frac{h_2}{Vs_2}\omega_0 + \rho_2 \cdot h_2 \cdot \cos^2\frac{h_1}{Vs_1}\omega_0\right\}} \qquad (6・4-38)$$

T：表層地盤の固有周期（sec）

$$T = 6.3/\omega_0 \qquad (6・4-39)$$

Sv：応答速度の基準値（cm/s）

図6・4－3による。

Kh：設計基盤面での水平震度

ω_0：表層地盤の固有円振動数　（rad/s）

$$\tan(h_1 \cdot \omega_0/Vs_1) \cdot \tan(h_2 \cdot \omega_0/Vs_2) = \rho_2 \cdot Vs_2/(\rho_1 \cdot Vs_1) \qquad (6・4-40)$$

Vsi：i層のせん断弾性波速度（m/s）

hi：i層の厚さ（m）

ρi：i層の湿潤単位体積重量（tf/m^3）

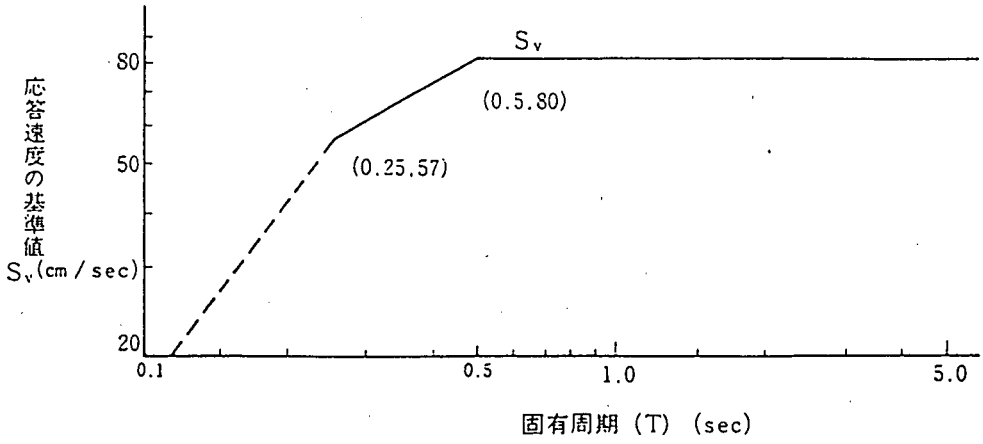


図６・４－３　応答速度の基準値

(2)地盤変位の深さ方向分布

①１層（上層）の深さ方向分布：$y_1(\chi)$（cm）

$$y_1(\chi_1) = y_0 \cdot \cos(\omega_0 \cdot \chi_1 / Vs_1) \qquad (6・4－41)$$

②２層（下層）の深さ方向分布：$y_2(\chi)$（cm）

$$y_2(\chi_2) = y_2' \cdot \left(\cos\frac{\omega_0 \cdot \chi_2}{Vs_2} - \cot\frac{\omega_0 \cdot h_2}{Vs_2} \cdot \sin\frac{\omega_0 \cdot \chi_2}{Vs_2}\right) \qquad (6・4－42)$$

$$y_2' = y_0 \cdot \cos(\omega_0 \cdot h_1 / Vs_1) \qquad (6・4－43)$$

6・4・3　偏土圧法による大深度鉛直地下構造物の耐震検討

偏土圧法は、地震時慣性力に伴う土圧の増分を偏土圧として構造物に作用させ、構造物の変形により地盤が圧縮される部分には地盤ばねを配置して、構造物の変形、応力を求める方法である。

1）　解析モデル

図6・4－4に示すような、面内・面外剛性を持ったシェル要素で構成されたモデルを用いて、3次元ＦＥＭ解析（解析ケース１２）を行った。このモデルは動的解析における解析ケース2に相当する。

解析結果として、以下の応力が求められる。（図6・4－5参照）

・鉛直方向軸応力：σz（tf/m²）

・円周方向軸応力：σt（tf/m²）

・せん断応力：τtz（tf/m²）

・鉛直方向曲げモーメント：Mz（tf･m/m）

・円周方向曲げモーメント：Mt（tf･m/m）

・ねじり曲げモーメント：Mtz（tf･m/m）

なお、軸応力と比較するため、曲げモーメントは、断面係数：Wで除して曲げ応力とした。

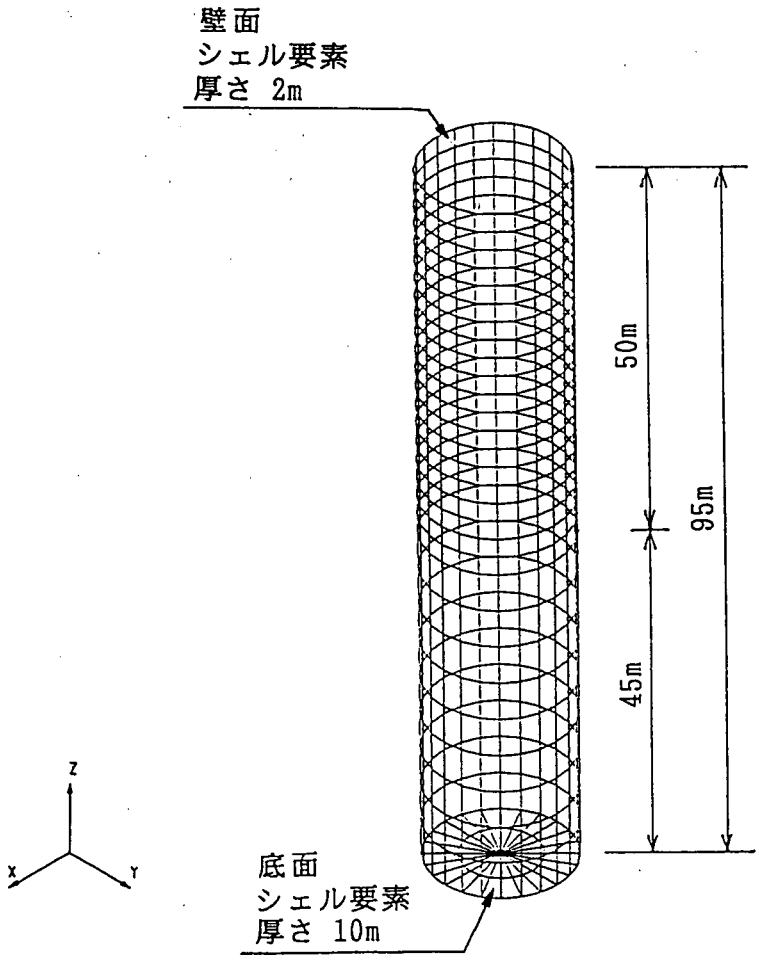


図6・4－4　静的解析用ＦＥＭメッシュ図

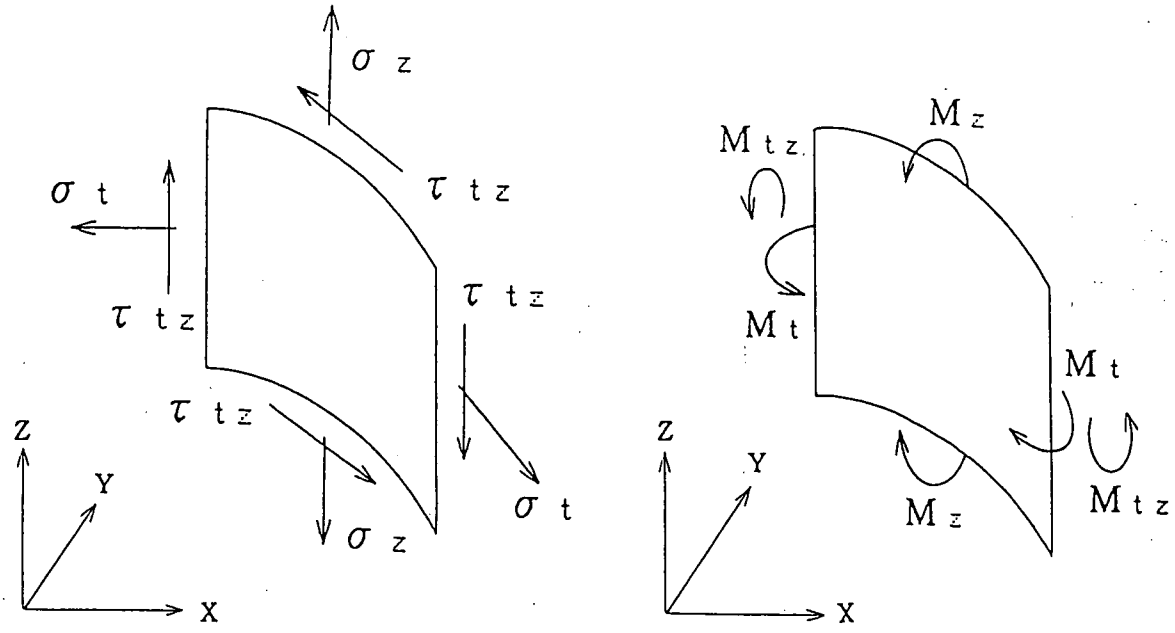


図６・４－５　静的解析で得られる応力値

２）　解析条件

(1) 荷重条件

地震時の荷重として、慣性力、偏土圧が考えられるが、偏土圧に比べ慣性力による影響は微小だと考えられるので、ここでは荷重として偏土圧のみを考慮した。

図６・４－６に、式（６・４－１６）～式（６・４－２３）を用いて算出した常時主働土圧、地震時主働土圧及び地震時偏土圧の深さ方向分布を示す。

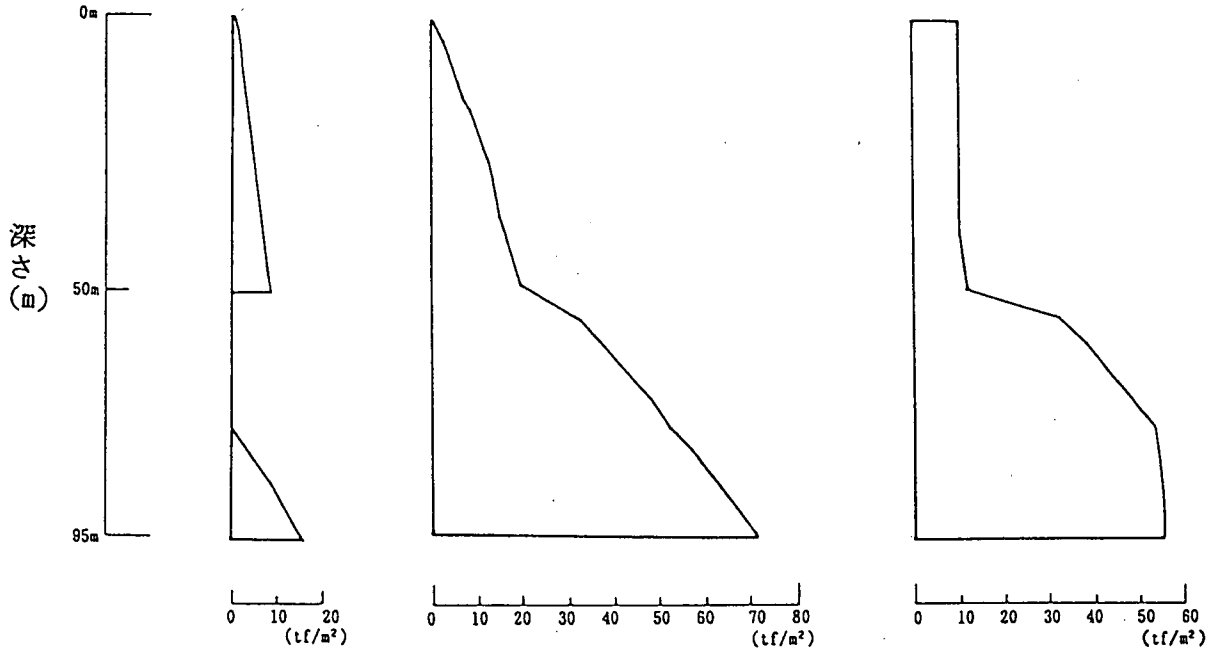
図６・４－７に、荷重載荷方法を示す。一般に偏土圧法を用いた耐震設計で行われているように、円環を押しつぶすような左右逆方向に荷重を載荷した。

(2) 境界条件

図６・４－７に、地盤ばね配置方法を示す。式（６・４－２４）～式（６・４－３６）を用いて算出した地盤ばねのうち、構造物の変形により地盤が圧縮される部分には、地盤の水平方向ばねを、構造物底面には、地盤の鉛直方向ばね、せん断ばね及び回転ばねを配置した。第１層及び第２層の地盤ばねの値を表６・４－５に示す。

表６・４－５　静的解析に用いた地盤ばねの値

地盤ばねの種類	第１層（軟弱層）	第２層（硬質層）
鉛直方向ばね（tf/cm）	－	256.5
水平方向ばね（tf/cm）	34.3	308.6
せん断ばね（tf/cm）	－	73.3
回転ばね（tf･cm/rad）	－	6.4×10^7



(a) 常時主働土圧　　(b) 地震時主働土圧　　(c) 地震時偏土圧

図6・4－6　偏土圧法で用いる偏土圧分布図

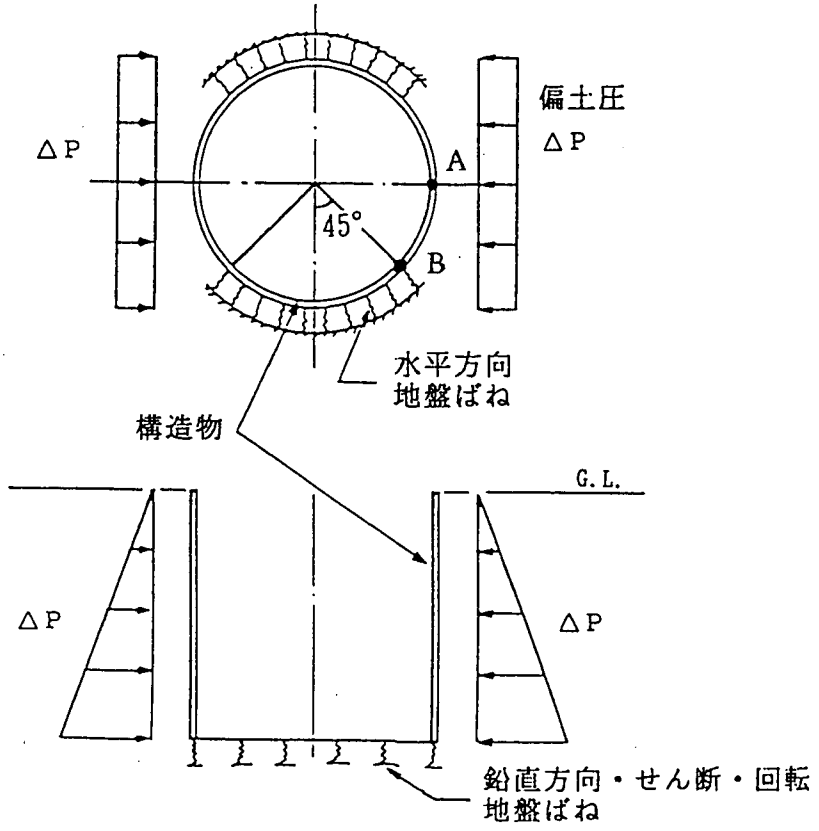


図6・4－7　偏土圧法での荷重載荷方法及び地盤ばね配置図

3）　解析結果

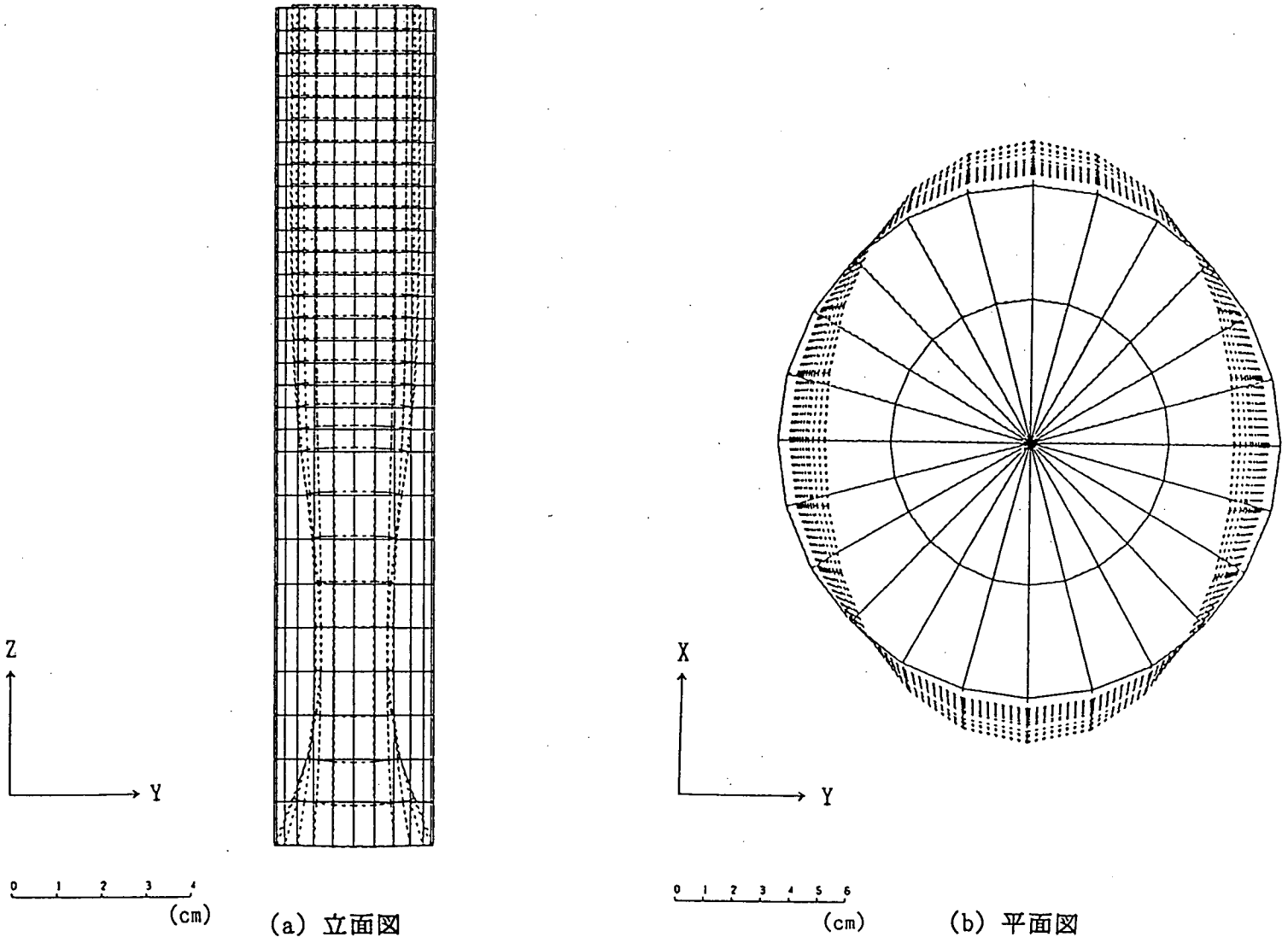
偏土圧法により得られた構造物の変位形状を図６・４－８に示す。偏土圧を構造物両側から逆方向に作用させているために、構造物横断面は円環を押し潰したような変形をしている。また、偏土圧は深さ方向に大きくなっているのに対し、壁厚は一定なので、深さ75m 付近で最も変位が大きくなっている。

偏土圧法により得られた構造物に発生する応力のうち、軸方向応力及びせん断応力の深さ方向分布を図６・４－９に、曲げ応力の深さ方向分布を図６・４－１０に示す。なお、せん断応力及びねじりせん断応力は、図６・４－７のＢ断面、他の応力はＡ断面の値である。

鉛直方向軸応力は、構造物底面で引張最大値を示し、変位の大きくなる深さ75m 付近で引張の2／3程度の圧縮最大値を示している。円周方向軸応力は、偏土圧分布とよく似た分布形状で鉛直方向軸応力と同程度の応力値を示している。せん断応力は、鉛直方向軸応力とよく似た分布形状を示し、その1／2～1／3 程度の値である。

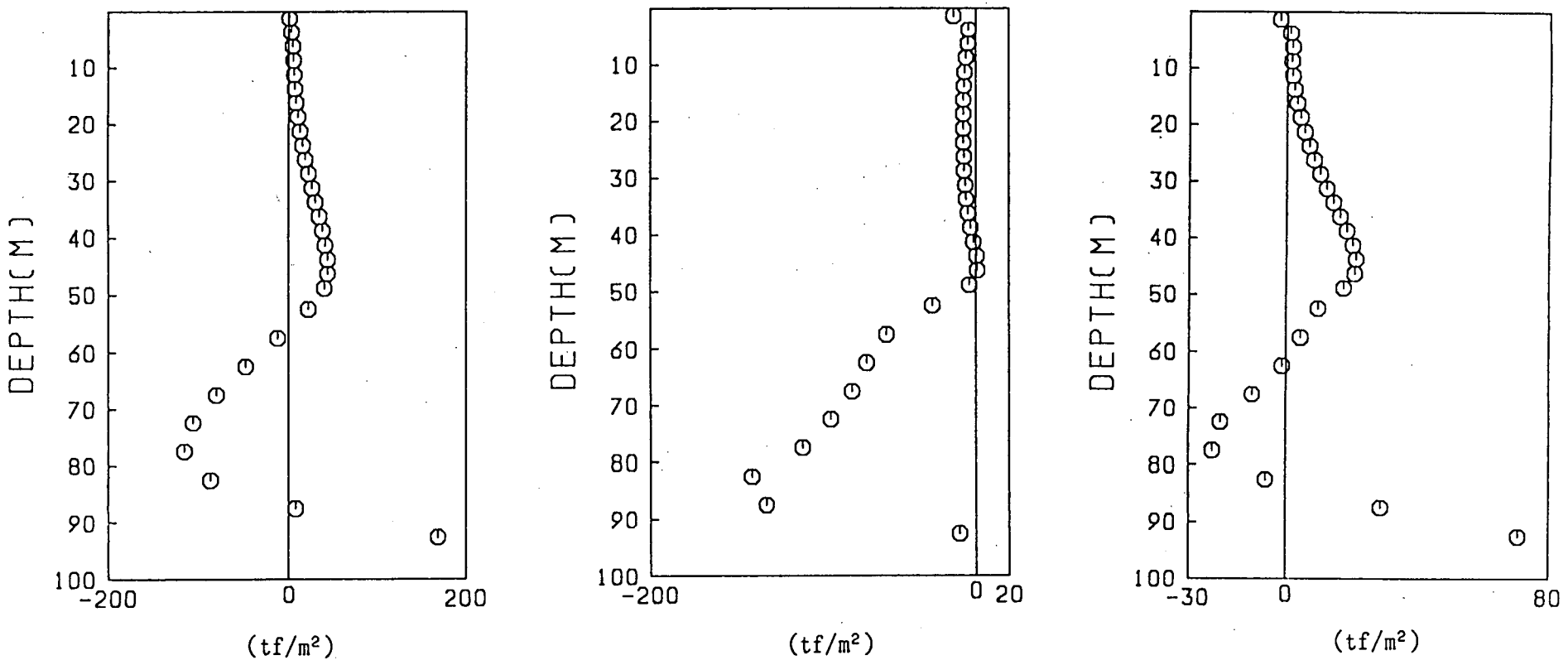
鉛直方向曲げ応力は、偏土圧分布とよく似た分布形状を示している。円周方向曲げ応力は、変位の大きくなる深さ75m 付近で最大値を示し、鉛直方向曲げ応力の２倍以上、軸応力の４倍以上の値を示しており、支配的である。

せん断応力、ねじりせん断応力とも、他の応力に比べて非常に小さい。



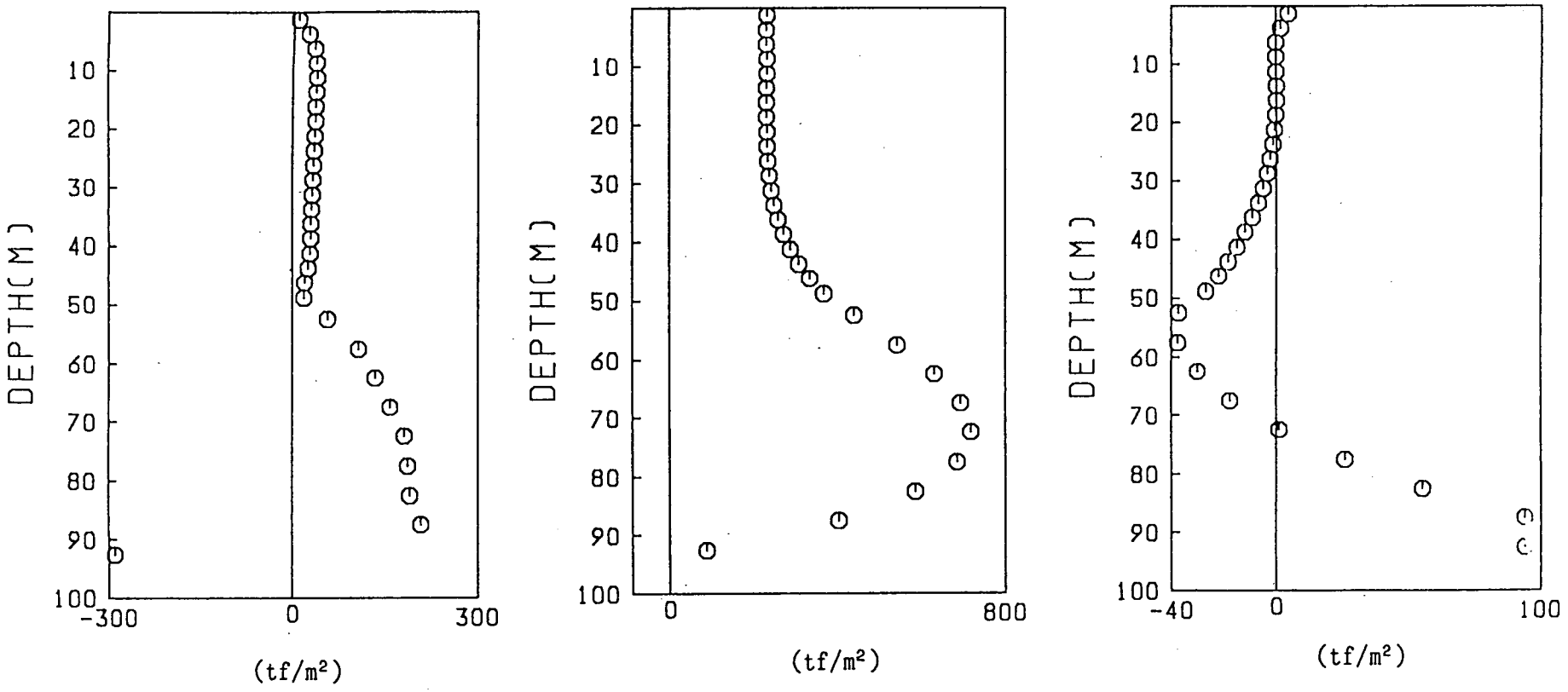
(a) 立面図　　(b) 平面図

図６・４－８　偏土圧法による構造物の変位形状



(a) 鉛直方向軸応力分布(σ_z)　(b) 円周方向軸応力分布(σ_t)　(c) せん断応力分布(τ_{tz})

図6・4－9　偏土圧法による軸応力分布



(a) 鉛直方向曲げ応力分布(σ bz)　(b) 円周方向曲げ応力分布(σ bt)　(c) ねじりせん断応力分布(τ tlz)

図6・4－10　偏土圧法による曲げ応力分布

6・4・4　応答変位法による大深度鉛直地下構造物の耐震検討

応答変位法は、地震動による周辺地盤の変位応答を入力とし、その変位が地盤ばねを介して構造物に作用するものとして構造物の変形、応力を求める方法である。

1）　解析モデル

図6・4－4に示すような、面内・面外剛性を持ったシェル要素で構成されたモデルを用いて、3次元ＦＥＭ解析（解析ケース１３）を行った。このモデルは動的解析における解析ケース2に相当する。

解析結果として、以下の断面力が求められる。（図6・4－5参照）

・鉛直方向軸応力：σz（tf/m^2）

・円周方向軸応力：σt（tf/m^2）

・せん断応力：τtz（tf/m^2）

・鉛直方向曲げモーメント：Mz（tf･m/m）

・円周方向曲げモーメント：Mt（tf･m/m）

・ねじり曲げモーメント：Mtz（tf･m/m）

なお、軸応力と比較するため、曲げモーメントは、断面係数：Wで除して曲げ応力とした。

2）　解析条件

(1) 荷重条件

地震時の荷重として、慣性力、地盤変位による偏土圧が考えられるが、偏土圧に比べ慣性力による影響は微小だと考えられるので、ここでは荷重として偏土圧のみ考慮した。

地震時の地盤の変位応答に基づく偏土圧：ΔP_Eは、次式で算出される。

$$\Delta P_E = kh \cdot y \qquad (6・4－44)$$

ここに、kh：周辺地盤の水平方向ばね

y：周辺地盤の地震時変位量

地盤ばねは、表6・4－5の値を用いた。

地震動による地盤変位の深さ方向分布は、式（6・4－37）～式（6・4－43）を用いて算出した。図6・4－11に、地盤変位の深さ方向分布と式（6・4－44）を用いて算出した地盤変位による偏土圧の深さ方向分布を示す。

図6・4－12に、荷重載荷方法を示す。

(2) 境界条件

図6・4－12に、地盤ばね配置方法を示す。表6・4－5に示す地盤ばねのうち、水平方向ばねを構造物全側面に、鉛直方向ばね、せん断ばね及び回転ばねを構造物底面に配置した。

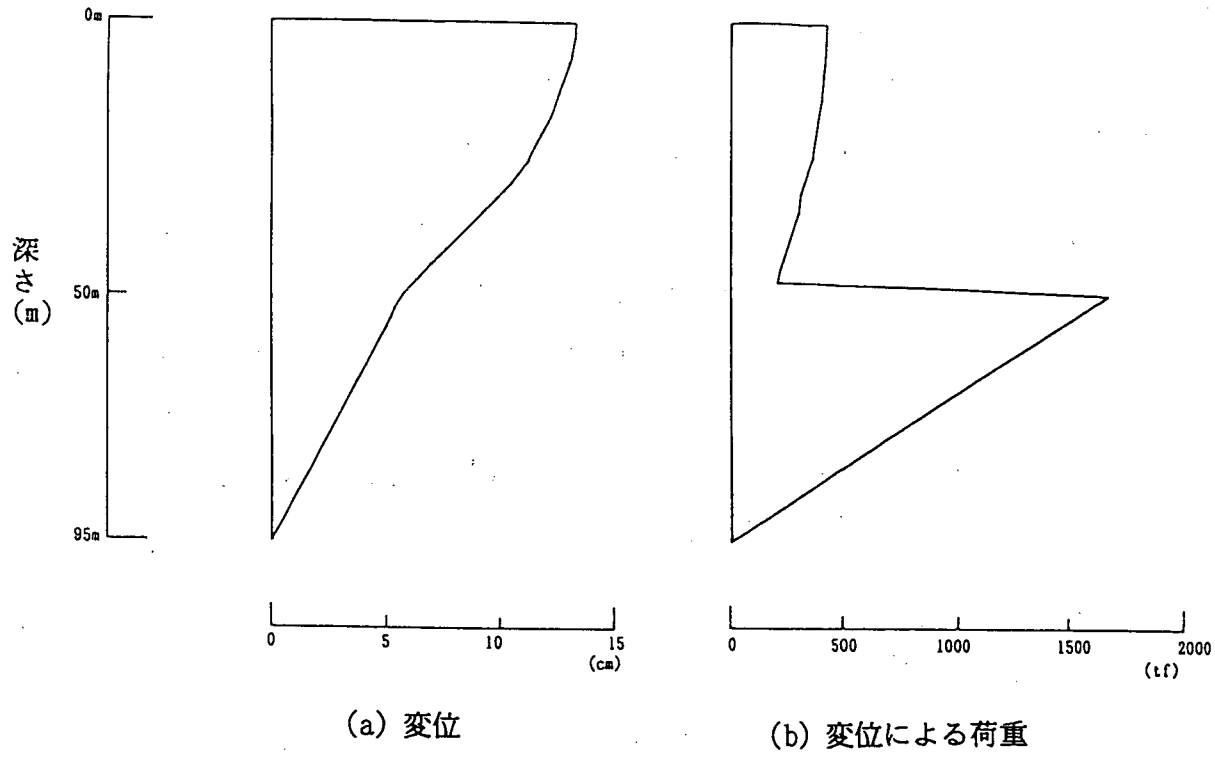


図6・4－11　応答変位法で用いる地盤変位及び偏土圧分布図

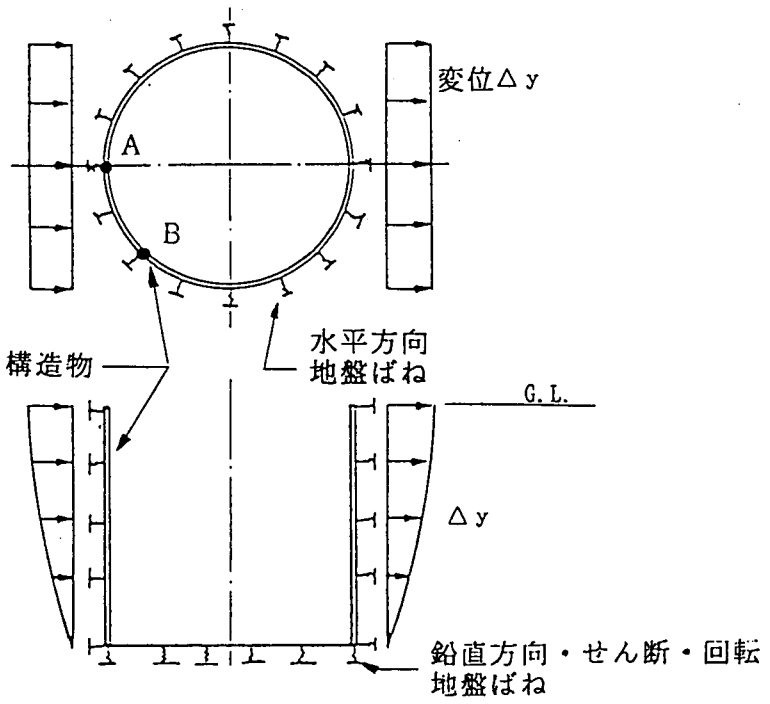


図6・4－12　応答変位法での荷重載荷方法及び地盤ばね配置図

3）　解析結果

応答変位法により得られた構造物の変形形状を図６・４－１３に示す。構造物底面で若干回転し、深さ50m付近でわずかにくの字に折れ曲がっている。

応答変位法により得られた構造物に発生する応力のうち、軸応力及びせん断応力の深さ方向分布を図６・４－１４に、曲げ応力の深さ方向分布を図６・４－１５に示す。なお、せん断応力及びねじりせん断応力は、図６・４－１２のＢ断面、他の応力は、Ａ断面の値である。

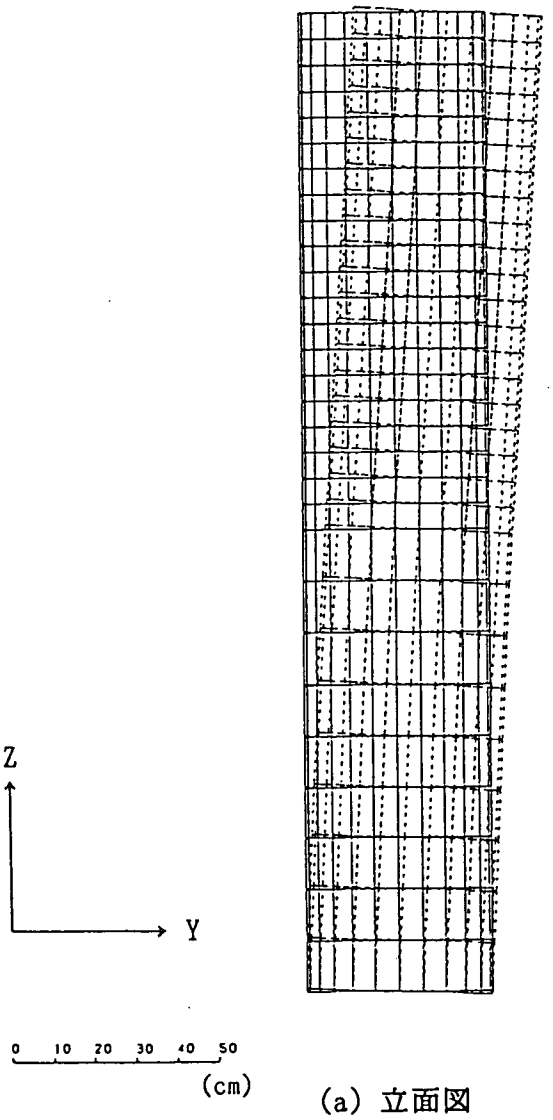
各応力とも、地盤剛性の急変する深さ50m 付近で最大値を示しており、周辺地盤の影響がよく反映されている。

鉛直方向軸応力は、円周方向軸応力の４倍以上、曲げ応力の３倍以上の値を示しており、支配的である。円周方向軸応力は、構造物天端でも最大値の2／3倍程の値を示している。

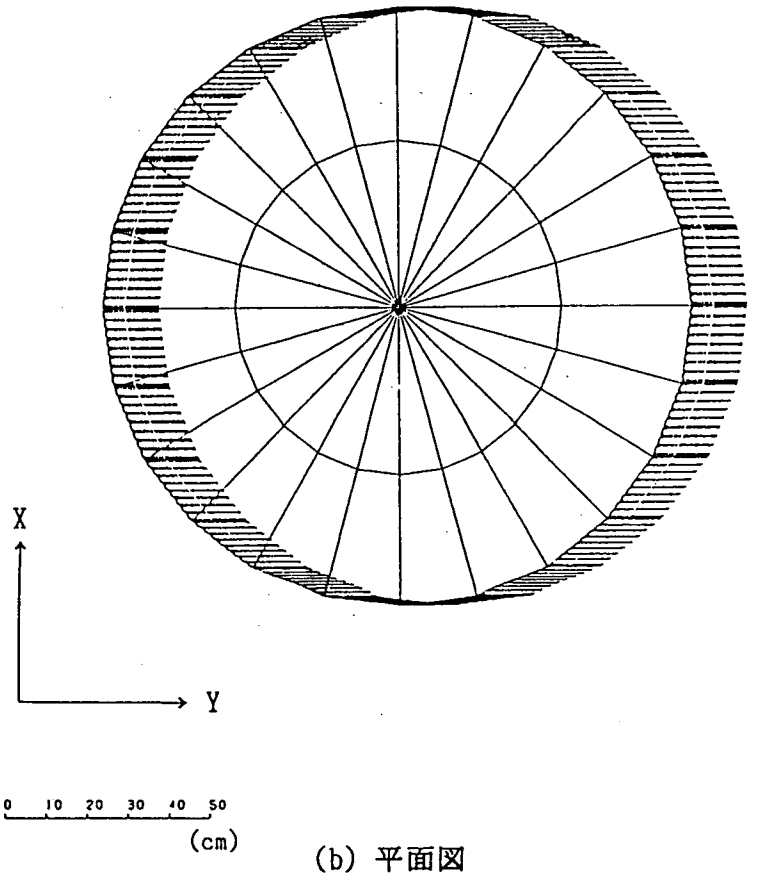
鉛直方向、円周方向曲げ応力及びねじりせん断応力は、地盤剛性の急変する深さ50m付近に応力が集中しており、他の位置ではその１／４程の応力しか発生していない。

今回の解析では、構造物両側に同方向の変位を与える「片押し・片引張り」パターンで荷重を載荷したが、他に、片側だけに変位を与える「片押し」、偏土圧法のように両側から圧縮力を与える「両押し」等の載荷パターンが考えられるので、動的解析と比較し、より実際の現象に近い載荷方法の検討が必要でる。

載荷方法以上に地盤の物性についての検討が必要だと考えられる。例えば、式（６・４－９）～式（６・４－１４）に示したようにせん断弾性波速度:Ｖｓの算定式は各示方書で異なっており、地震動による地盤の変位を推定するときに大きな影響を与えると考えられる。詳細な地盤調査等をして現地盤をよく表現できる物性値を得るのが理想的ではあるが、費用等の問題から常に理想的な条件で設計を行うのは不可能であろう。また、地震時のひずみの大きさ等を考慮すると、常時の値をそのまま使用できないものも多い。従って今後、Ｎ値のような比較的簡単に入手できる物性値から実際の地盤の特性をよく表現できる推定式の提案が必要であると考えられる。

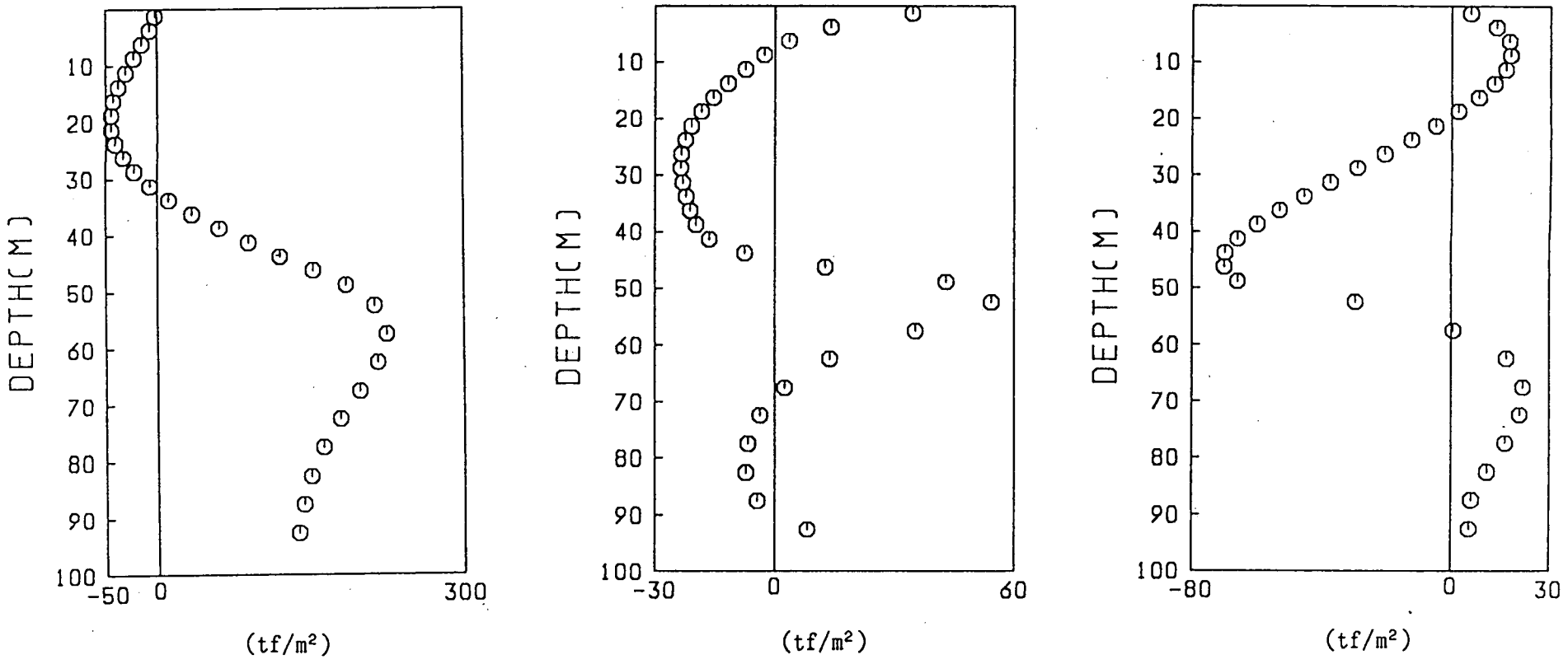


(a) 立面図



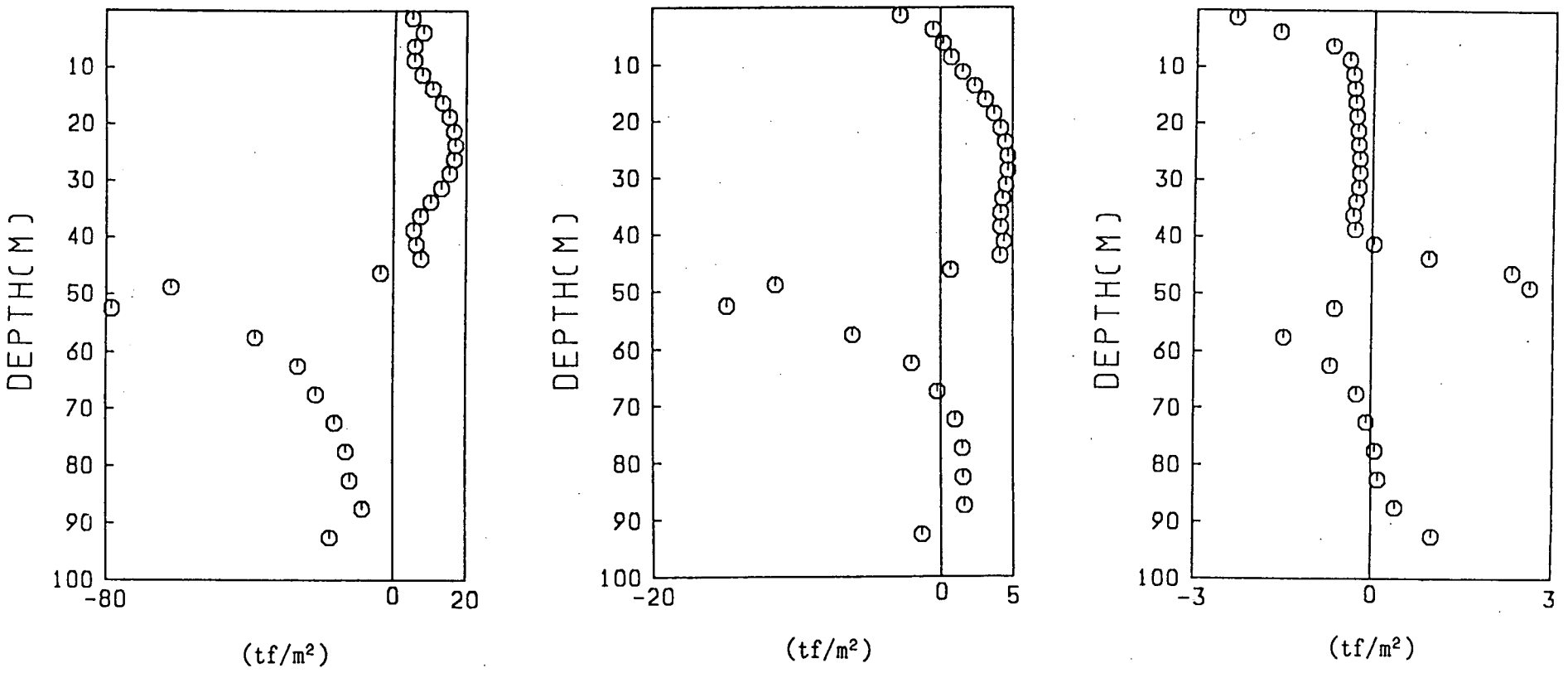
(b) 平面図

図6・4－13　応答変位法による構造物の変位形状



(a) 鉛直方向軸応力分布(σ_z)　(b) 円周方向軸応力分布(σ_t)　(c) せん断応力分布(τ_{tz})

図6・4－14　応答変位法による軸応力分布



(a) 鉛直方向曲げ応力分布(σ_{bz})　(b) 円周方向曲げ応力分布(σ_{bt})　(c) ねじりせん断応力分布(τ_{tz})

図6・4－15　応答変位法による曲げ応力分布

６・５　動的解析結果と静的解析手法の比較

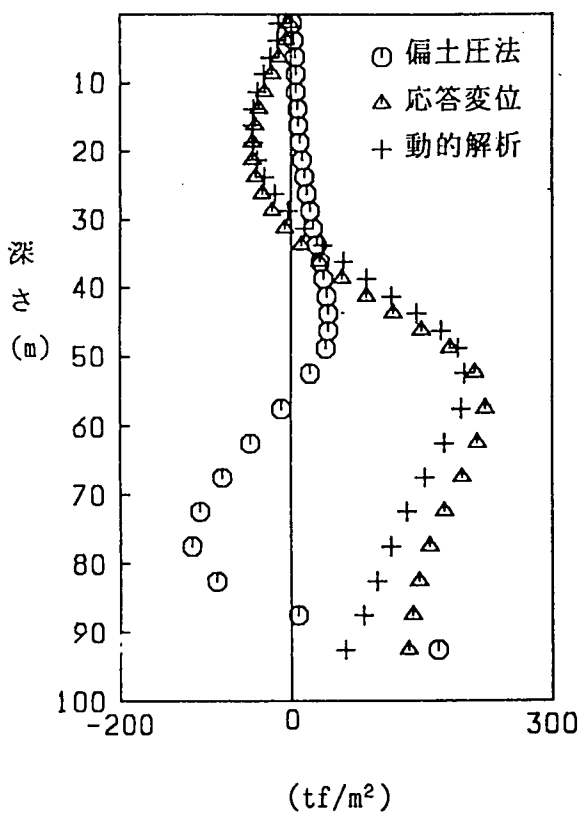
偏土圧法及び応答変位法の大深度鉛直地下構造物の耐震設計への適用性を検討するため、両手法による解析結果と軸対称ＦＥＭ動的解析結果を比較した。

偏土圧法及び応答変位法による解析と軸対称ＦＥＭ動的解析から得られた応力の比較を、図６・５－１、図６・５－２に示す。ただし、静的解析では基盤での震度を0.15としており、動的解析による応力値は単位加速度（１m/s^2）当りの値なので、動的解析結果を0.15倍すれば静的解析と動的解析の対応がつくはずであるが、動的解析による応力値は、定常振動解析による一次振動モードで構造物に発生する応力値であり、二次以上の高次振動モードの影響を考慮していないため静的解析より大きな値を示している。そこで、動的解析による応力値を 0.1倍して重ね書きした。従って、今回は静的解析と動的解析により求めた応力の分布形状についてのみ検討し、その大きさについては、今後、地震波入力による地震応答解析を実施し、その結果を用いて検討する。

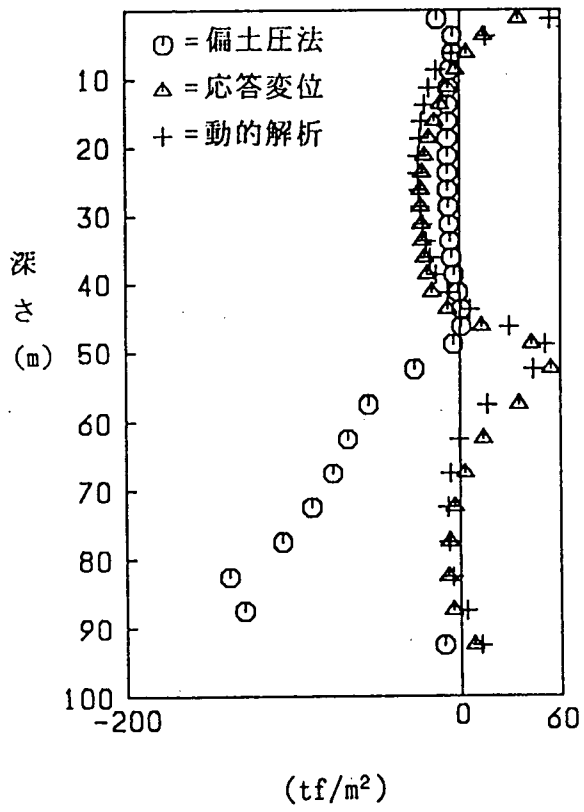
軸方向応力、せん断応力、曲げ応力とも、応答変位法と動的解析から得られたものはよく似た分布形状で、地盤剛性の急変する深さ50m付近で最大値を示している。これに対し、偏土圧法によるものは全く異なった分布形状をしており、硬質層で応答変位法及び動的解析による応力値より大きな値を示す傾向にある。これは、偏土圧法で地震時土圧を算定する際に用いている式（６・４－１６）～式（６・４－２３）が、地盤の極限平衡状態を想定しており、深い硬質層における地震時土圧が過大に評価されたためだと考えられる。

また、せん断応力について、軸方向応力のレベルを揃えたにも関わらず、動的解析による応力値が静的解析の２倍以上の値を示しており、今後の地震応答解析による結果でも似たような傾向を示すか注目すべき点である。もし、地震応答解析においても同様の傾向を示すのであれば、その原因の究明及び静的解析手法の改善が必要となる。

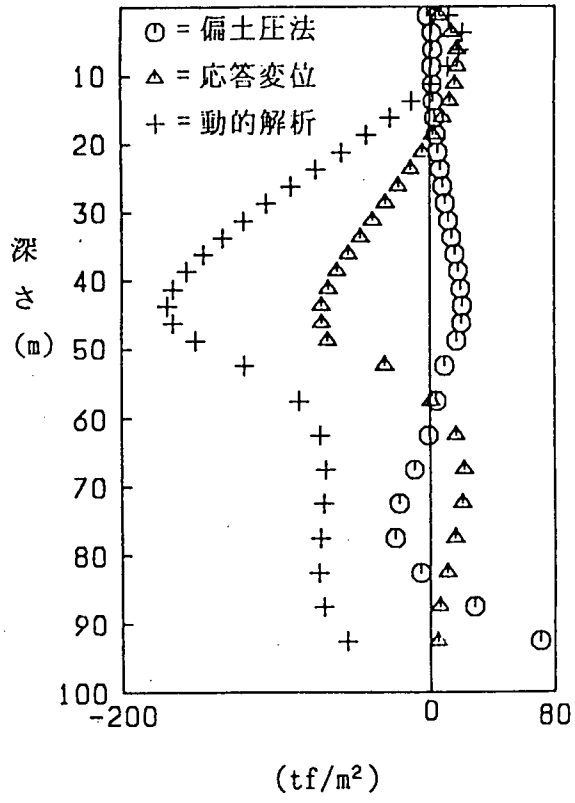
偏土圧法、応答変位法、動的解析法の特徴について表６・５－１にまとめた。



(a) 鉛直方向軸応力分布(σ_z)

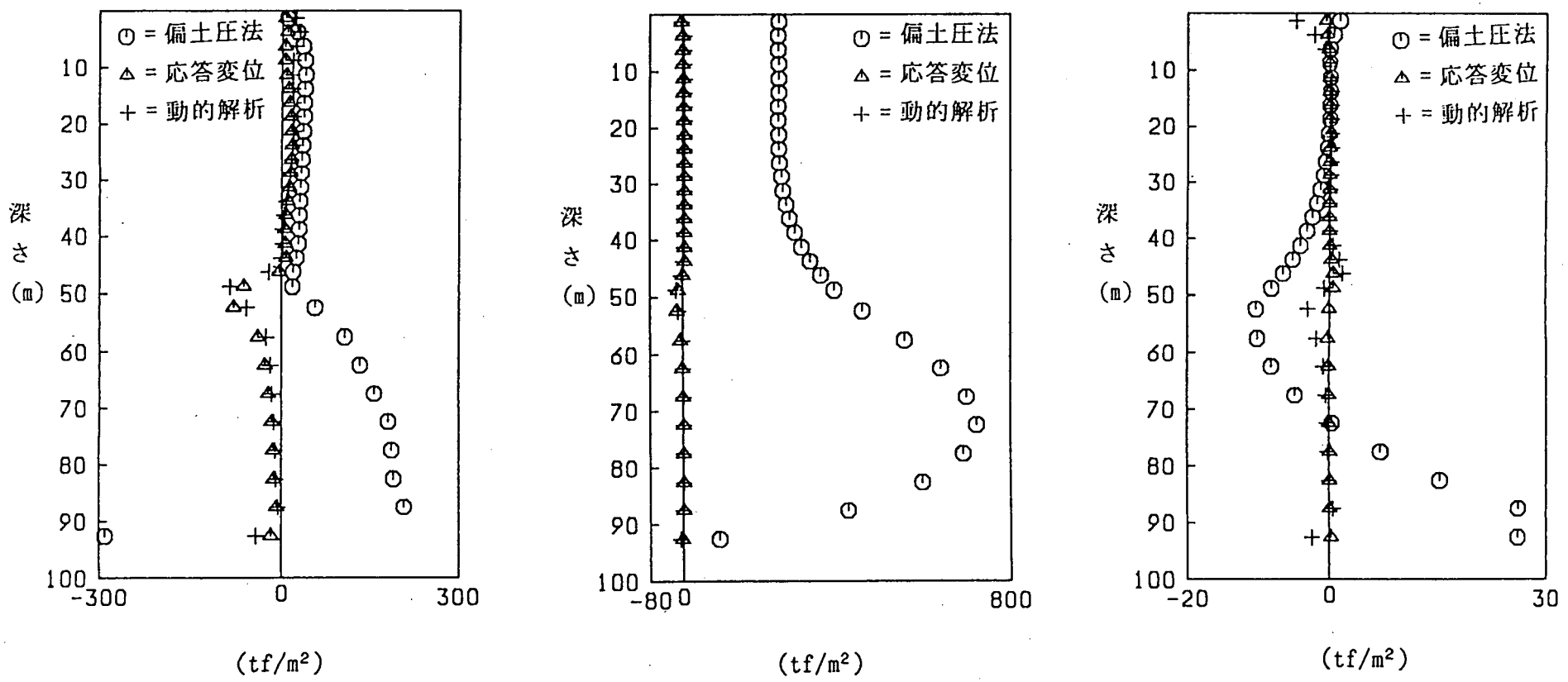


(b) 円周方向軸応力分布(σ_t)



(c) せん断応力分布(τ_{tz})

図6・5－1　静的解析と動的解析による軸応力の比較



(a) 鉛直方向曲げ応力分布（σ_{bz}）　(b) 円周方向曲げ応力分布（σ_{bt}）　(c) ねじりせん断応力分布（τ_{tz}）

図６・５－２　静的解析と動的解析による曲げ応力の比較

表６・５－１　静的・動的解析手法の比較

比較項目	偏土圧法	応答変位法	動的解析法
入力荷重	土圧公式と設計震度から一義的に決まる。 偏土圧は、深くなるほど大きくなる。	地震動による自然地盤変位の算定法が明らかでない。 地盤変位は、深くなるほど小さくなる。	地震応答解析に用いる入力地震波形の選定基準が明らかでない。
周辺地盤の影響	考慮できない。	地盤変位を与えることにより考慮できる。	地盤条件を与えることにより考慮できる。
鉛直方向応力	構造物底面で最大値を示す。 軸応力、曲げ応力は同程度の大きさである。 軸応力は圧縮、引張とも同程度の大きさである。	地盤剛性の急変する位置で最大値を示す。 軸応力が曲げ応力より３倍以上大きく、支配的である。 軸応力、曲げ応力とも軟弱層と硬質層で応力の向きが逆転する。	応答変位法と同様な傾向を示す。
円周方向応力	軸応力は常に圧縮力となる。 曲げ応力が軸応力より４倍以上大きく、支配的である。	地盤剛性の急変する位置で最大値を示す。 構造物天端でも最大値の８割程の軸応力が発生する。 軸応力が曲げ応力より３倍以上大きくなる。	応答変位法と同様な傾向を示す。
せん断応力 ねじり応力	せん断応力は、鉛直、円周方向応力の半分以下である。 ねじり応力は小さい。	せん断応力は、円周方向応力より1.5倍程大きくなる。 ねじり応力は小さい。	せん断応力は、円周方向応力の３倍以上大きく、鉛直方向応力の2/3程の大きさである. ねじり応力は小さい。

参考文献

1） 合力・船越・萩尾：大深度地下施設における防災システム上の課題、地下空間利用シンポジウム1989、土木学会、1989年11月.

2） 土木学会：コンクリート標準示方書・解説、1980年

3） 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編、1990年2月

4） 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編、1990年2月

5） 建設省　土木研究所・（株）鴻池組・清水建設（株）・飛島建設　（株）・フジタ工業（株）：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書、共同研究報告書　整理番号第29号、1989年8月.

6） 小山・大内・鈴木：土木技術　43巻11号　pp.60～69

7） 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979年

8） 日本鉄道施設協会：耐震設計指針（案）解説、1983年8月

9） 日本瓦斯協会：ＬＮＧ地下式貯槽指針、1979年3月

10） 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造設計編、1990年2月

第７章　地下構造物の免震技術の検討

７・１　概要

地下構造物は、一般に地表の構造物よりも耐震性に優れているといわれている。しかしながら、シールドトンネルや立坑などの線状地下構造物は、地震時において地盤中で独自の震動をすることなく、周辺地盤の変形に追随して変形する特性があるため、地盤剛性の急変部や地形の急変部など地震時に地盤のひずみが集中して発生しやすい箇所では、その耐震性が問題になる。

昭和63年度は、シールドトンネル等の地下構造物には、その震動特性から周辺地盤の相対変形に応じたひずみが生じるため、断面の補強等の従来の耐震的な対策よりも、構造物に作用する地盤ひずみを緩和する免震的な対策が有効であることを示すとともに、この免震方法の考え方を、構造物に伝達する地盤ひずみをどこで低減するかによって、構造物と地盤との間での免震、構造物本体での免震、構造物本体と内部施設との間での免震の３タイプに分類し、各方法に関する具体的なアイデアを考案した[1)]。

平成元年度は、沖積粘土層と洪積砂層に跨ったシールドトンネルおよび立坑を例とし、応答変位法を用いて地盤剛性急変部に発生する長手方向断面力の集中度合と構造物と地盤との間での免震（地下構造物と周辺地盤との境界に周辺地盤より柔らかい材料でできた免震層を介在する方法）によるこの断面力の低減効果についてケーススタディを行ない、地下構造物に対する免震の必要性と有効性を明らかにした[2)]。

今年度は、平成元年度と同様に沖積粘土層と洪積砂層に跨ったシールドトンネルおよび立坑を例として、地震応答解析により応答変位法で仮定したような地盤の変形状態を動的に再現し、地盤剛性急変部における長手方向断面力の集中度合と免震によるこの断面力の低減効果について検討するとともに、昨年度実施した応答変位法による解析結果との比較検討も実施した。

その結果、動的解析によっても昨年度の応答変位法による解析結果と同様な知見が得られ、地盤剛性急変部に発生する軸力や曲げモーメントは構造物と地盤との間の免震（構造物と周辺地盤との境界に柔らかい免震層を介在する方法）により低減可能であることを確認した。

本章では、まず、７・２節において地盤剛性の急変する地層境界に跨った立坑について検討し、次に７・３節で、地盤剛性の急変する地層境界に跨った水平なシールドトンネルについて検討する。最後に７・４節で、本章のまとめと今後の検討方針について述べる。

図７・１－１に地下構造物の免震技術に関する検討のフローを示す。

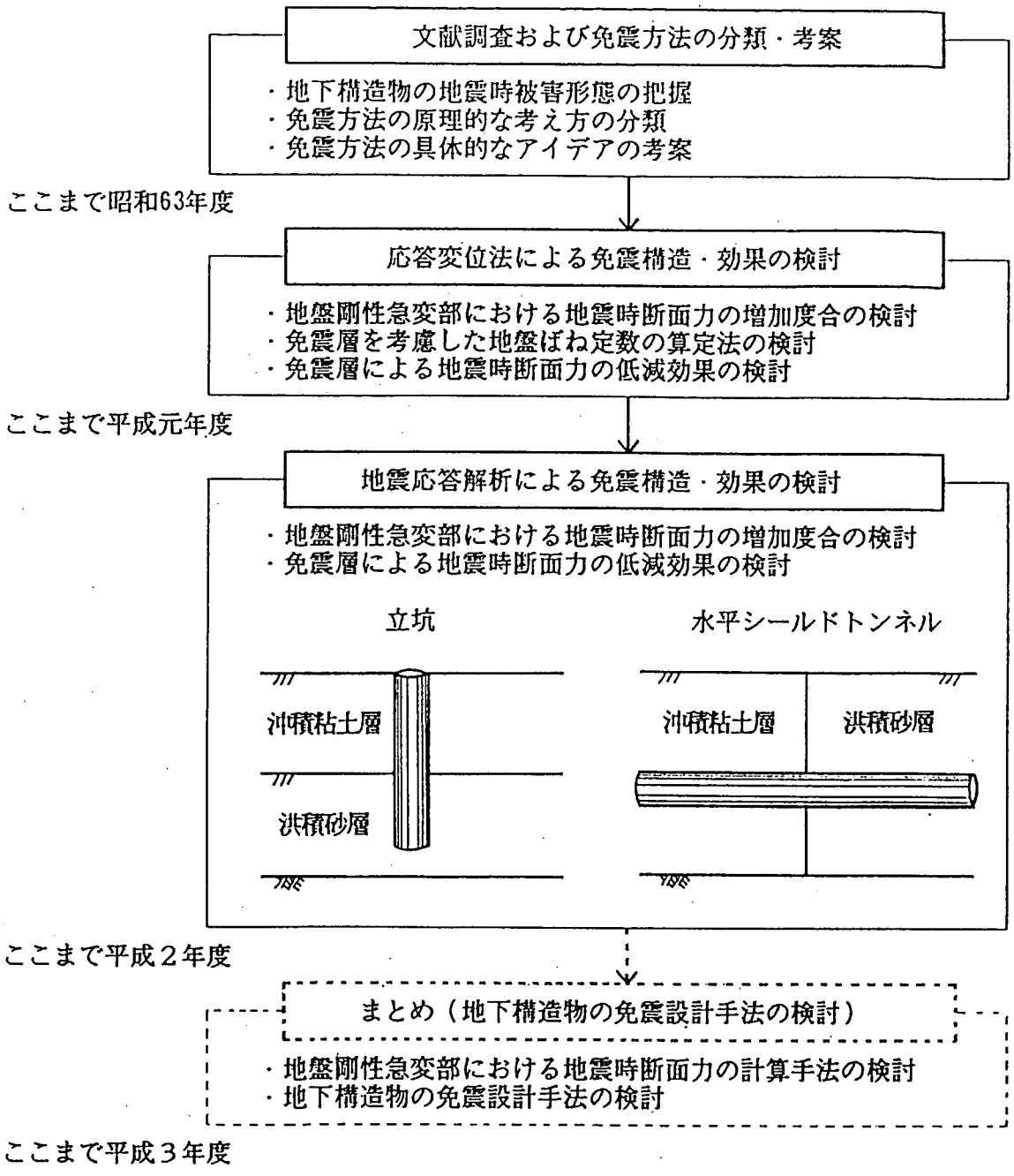


図７・１－１　地下構造物の免震技術の検討フロー

７・２　地層境界に跨る立坑の動的解析

７・２・１　解析概要

本節では、地層境界に跨った立坑を例とし、地震時に地盤剛性急変部に発生する長手方向の断面力の集中度合と免震によるこの断面の低減効果について、有限要素法を用いた地震応答解析により検討した。図７・２－１に検討の対象とした立坑および地盤概要を示す。

立坑は、外径10m、長さ90m、壁厚１mのＲＣ構造体で、これが沖積粘土層と洪積砂層に跨っている。このケースを基本ケースとして、立坑と周辺地盤との間に周辺地盤よりも柔らかい免震層を介在したケース、および地盤剛性が深さ方向に一様なケースについて解析を行い、これらの結果を比較検討した。

立坑と周辺地盤との間に介在する免震層は、昨年度の研究成果[2)]より、免震層を考慮した地盤ばね定数が、免震層のない場合の概ね1/100になるような諸元を設定し、これを地層境界から洪積砂層内20mの区間に配置した。地盤剛性が深さ方向に一様なケースでは、沖積粘土層の諸元を用いた。

動的解析は、ＮＩＳＥＥ(NATIONAL INFORMATION SERVICE FOR EARTHQUAKE ENGINEERING)が提供する解析コード「ＡＳＨＳＤ２」を使用して、３次元軸対称ＦＥＭによる線形時刻歴応答解析を実施した。

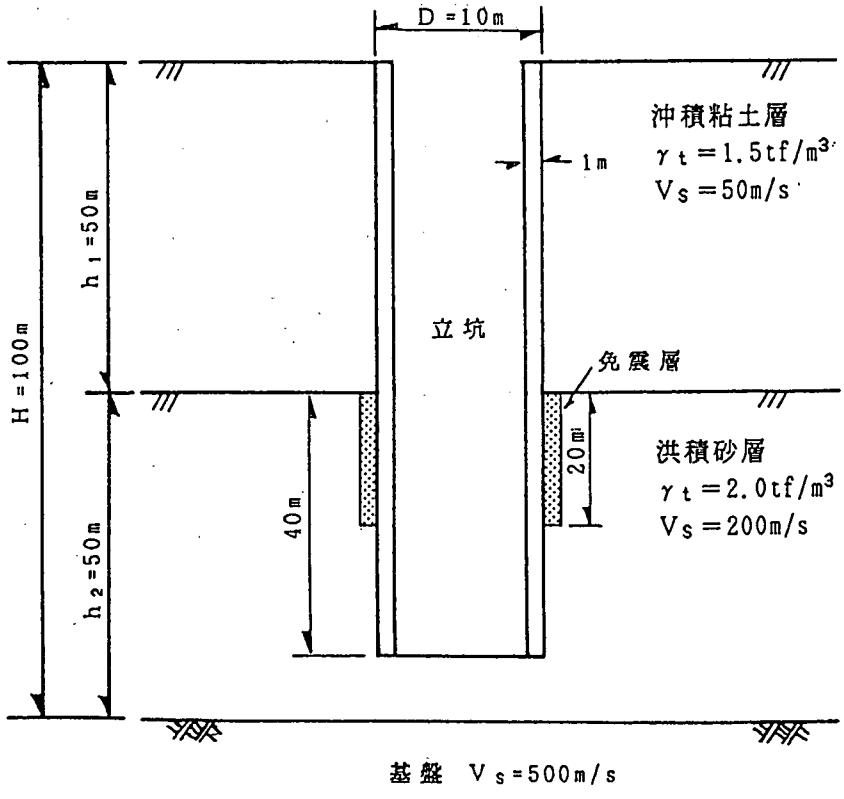


図７・２－１　立坑および地盤概要

7・2・2　解析モデルおよび入力物性値

本解析では解析領域を地表面からGL-100ｍの深さまで、立坑中心から左右150ｍまでとした。解析モデルは、その対称性から図７・２－２に示すように立坑中心より右側半分とし、底面は完全固定に、右側境界は鉛直固定とした。

立坑、地盤および免震層は、３次元軸対称連続体要素（弾性体）でモデル化した。その入力物性値を表７・２－１に示す。

免震層の弾性係数は、平成元年度の研究成果[2)]に基づき、厚さ50ｃｍの免震層を考慮した地盤ばね定数が免震層のない場合の概ね1/100になるように設定した。図７・２－３に免震層厚を50ｃｍとしたときの免震層の弾性係数と免震層を考慮した地盤ばね定数比の関係を示す。

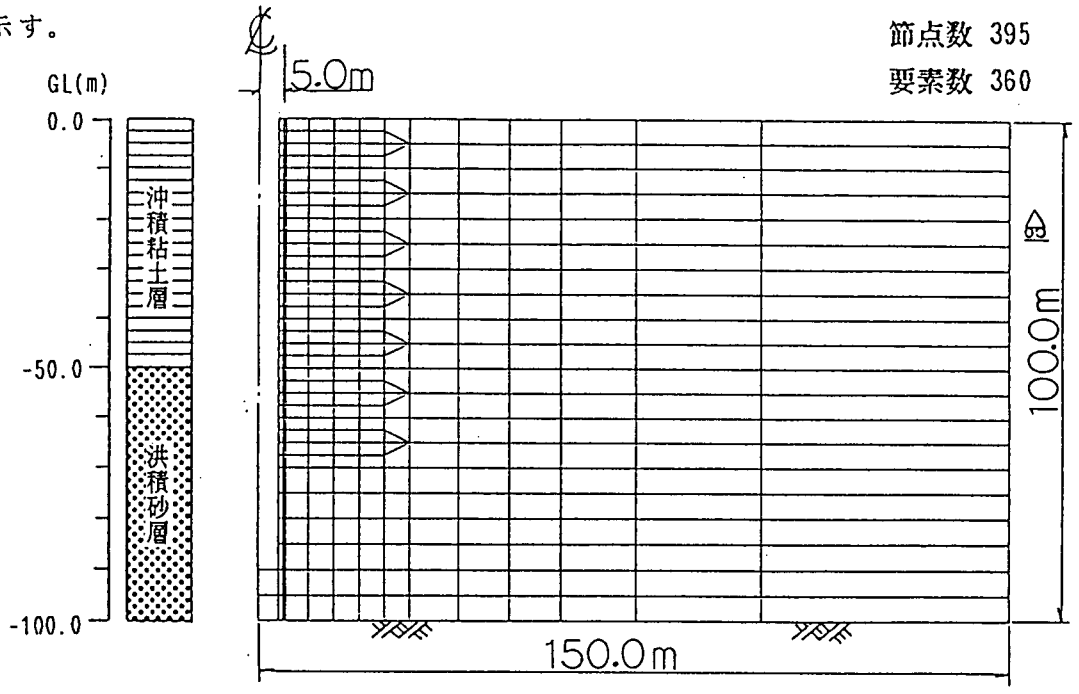


図７・２－２　解析モデル図

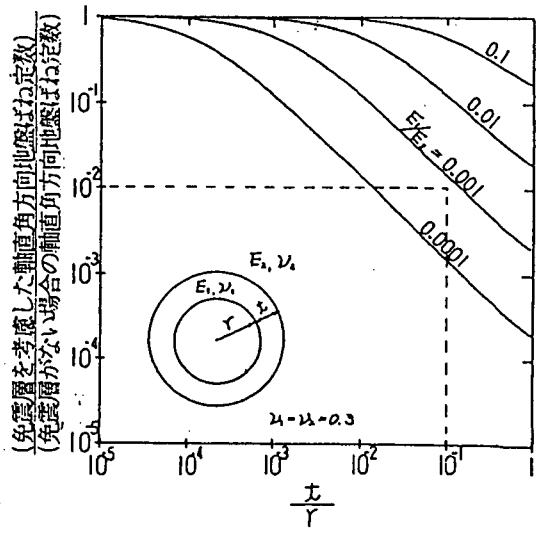


図７・２－３　免震層を考慮した地盤ばね定数[2)]

表7・2－1　地盤および立坑の入力物性値

	沖積粘土層	洪積砂層	立坑	免震層
単位体積重量γ (tf/m³)	1.5	2.0	2.5	1.8
弾性係数　E (tf/m²)	1 140	24 300	3.0x10 ⁶	20
ポアソン比　ν	0.49	0.49	0.167	0.49

7・2・3　入力地震動

解析モデル基盤面への入力地震動は、新耐震設計法（案）[3] に記載されている単位震度当りの速度応答スペクトルに、基盤面の設計水平震度 $k_h = 0.15$ を乗じて算出した速度応答スペクトルを有する加速度波形を作成し、これを水平方向に入力した。

入力加速度波形の作成方法[4] は、EL CENTRO(1940)記録のNS成分（最大加速度319gal）を用い、図7・2－4のフローに従って減衰定数 h＝10％の条件で振幅調整を行ったものである。

図7・2－5に入力加速度波形（最大加速度126.2gal）を、図7・2－6に速度応答スペクトルを示す。

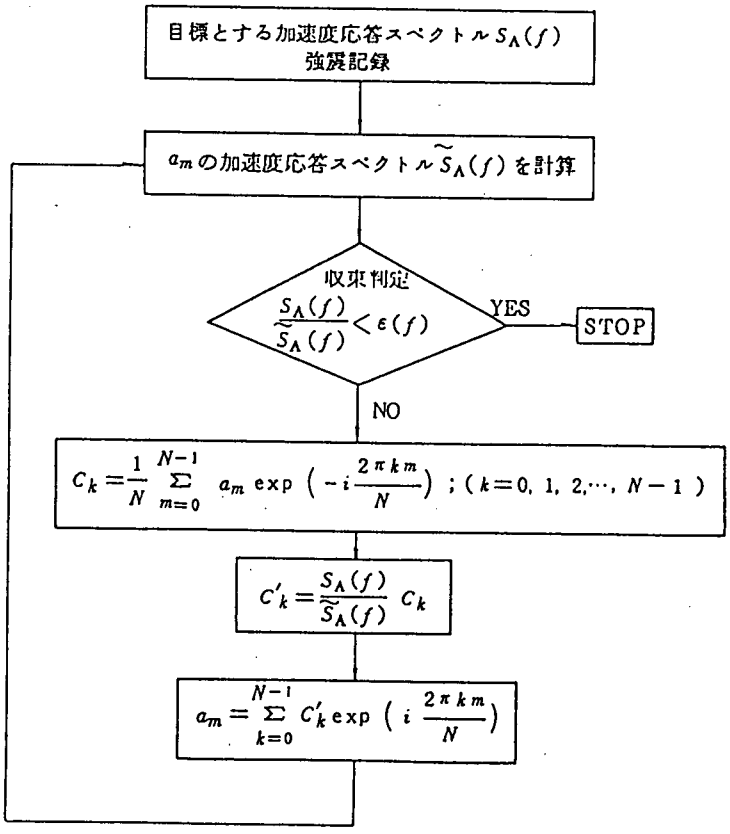


図7・2－4　強震記録の振幅特性調整フロー[4]

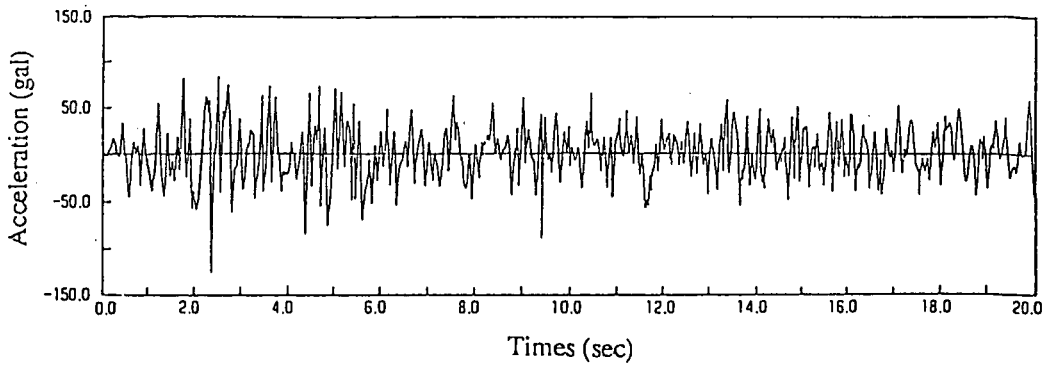


図７・２－５　基盤入力加速度波形

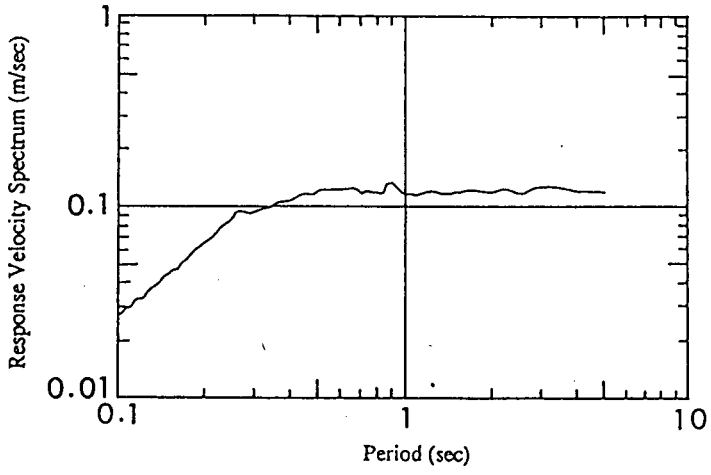


図７・２－６　基盤入力加速度波形の速度応答スペクトル

７・２・４　解析条件および解析ケース

時刻歴応答解析は、モード重ね合わせ法で行ない、その重ね合わせ次数は50次（一次の固有振動数の10倍程度の固有振動数）までとした。減衰はモード減衰定数を仮定し、その減衰定数は各モード一律ｈ＝10％とした。また、解析時間間隔は0.005秒とし20秒間4000ステップの解析を実施した。

解析ケースは、沖積粘土層と洪積砂層の２層地盤で免震を行わない場合を基本ケースとして、沖積粘土・洪積砂２層地盤で免震を行ったケース、沖積粘土層１層地盤で免震を行わないケースの合計３ケースとした。表７・２－２に解析条件の一覧を、表７・２－３に解析ケースの一覧を示す。

表7・2－2　解析条件

時刻歴応答解析	モード重ね合わせ法
重ね合わせ次数	50次
解析時間間隔Δｔ（秒）	0.005
解析時間　　Ｔ　（秒）	20.0（ｎ＝4000）
減衰	モード減衰
減衰定数　　ｈ	0.10（各モード一律）

表7・2－3　解析ケース一覧

解析ケース番号	表層地盤構成	免震層の有無
1	粘土・砂2層地盤	なし
2	粘土・砂2層地盤	あり
3	粘土1層地盤	なし

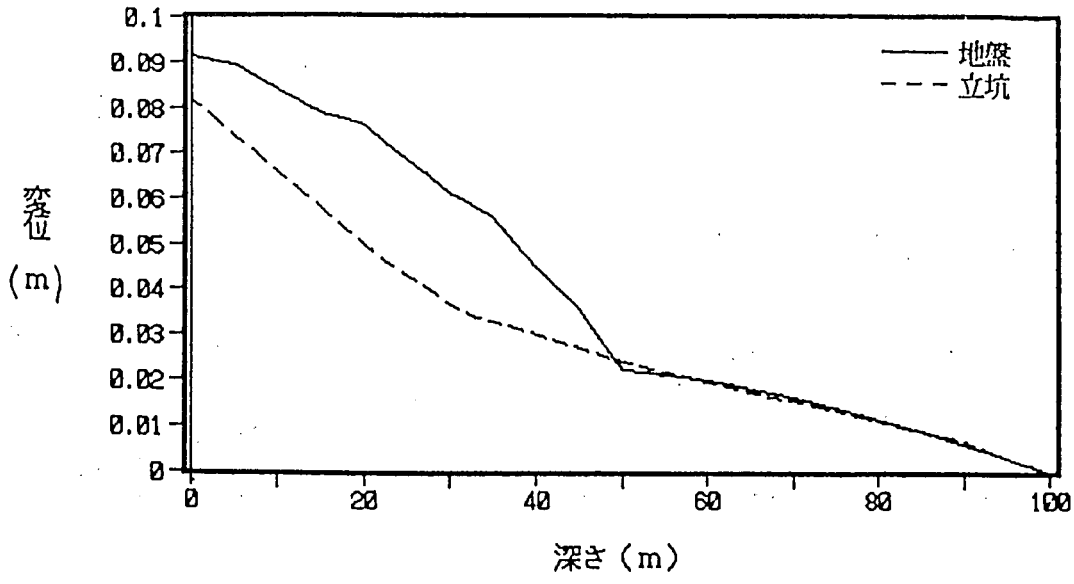
7・2・5　解析結果

1）立坑および地盤の最大応答変位

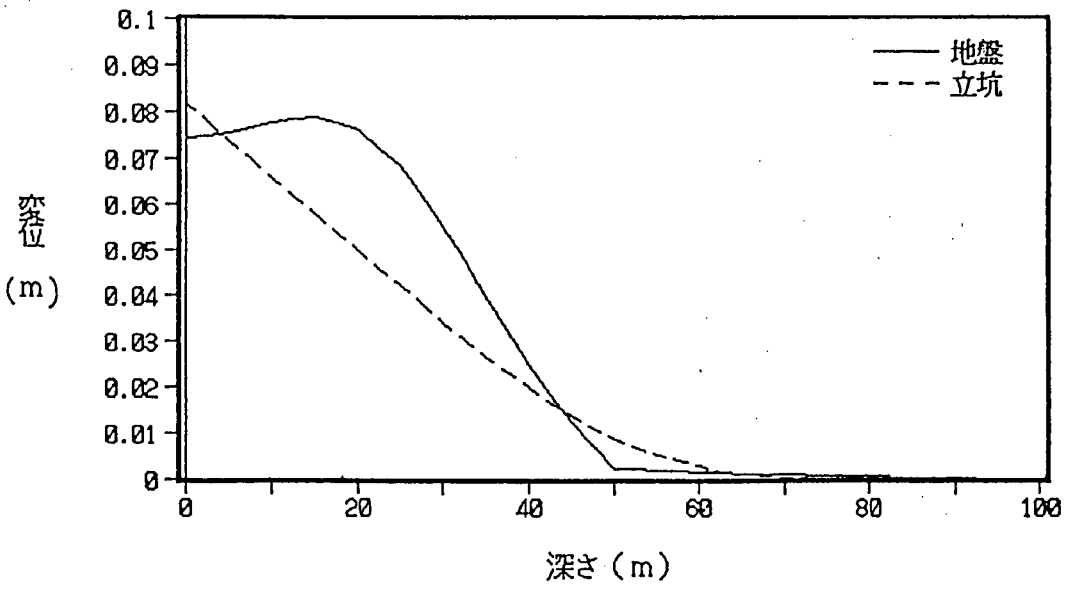
冒頭で述べたように、立坑のような地下構造物は、周辺地盤の変形に追従して変形するといわれているため、まず立坑と地盤の変位応答に着目して、その地震時挙動を検討する。図7・2－7～図7・2－9は、立坑と地盤の最大応答変位の深さ方向の分布および立坑の長手方向の変形により発生する鉛直方向直応力σ_{zz}が最大となる時刻（t＝6.50秒）における立坑と地盤の深さ方向の変位分布を比較して示したもので、実線が地盤、破線が立坑を表す。ただし、地盤の応答変位は、立坑から最も離れている解析モデル右側端の値である。

図7・2－10は、地層境界から洪積砂層内20mの範囲に免震層を配置したことにより、立坑の変位応答がどのような影響を受けるか示したものであり、実線は免震層のない場合を、破線は免震のある場合をそれぞれ示す。これらの結果より、以下に示すことが考察される。

- 地盤剛性が極端に異なる粘土・砂2層地盤（ケース1、2）では、剛性の小さい沖積粘土層における応答変位の増幅が著しく、立坑は地震時に洪積砂層に埋込まれた片持梁のような挙動を呈しているものと考えられる。一方、地盤剛性が均一な粘土一層地盤（ケース3）では粘土・砂2層地盤と異なり、応答変位法の深さ方向の分布が単一の余弦波状となるため、立坑は、地盤の変形に沿って滑らかに変形していることが伺える。
- 地盤変位が急変する地層境界から洪積砂層内20mの範囲に周辺地盤よりも柔らかい免震層を介在することにより、この区間における立坑の曲げ変形が滑らかに増加しており、立坑に発生する応力の低減が予想できる。

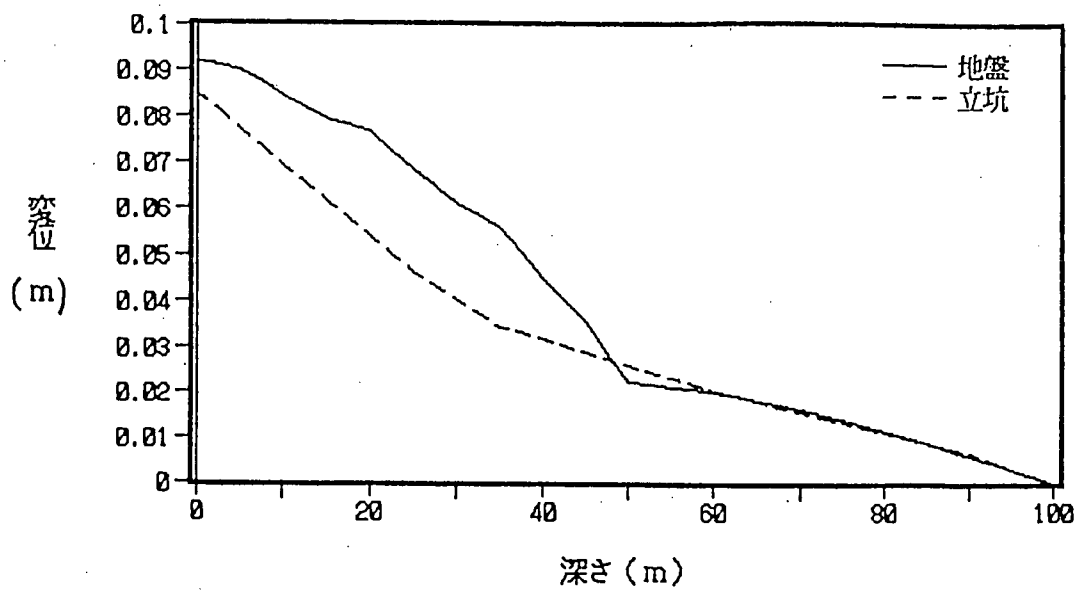


（ａ）　地盤および立坑の最大応答変位分布

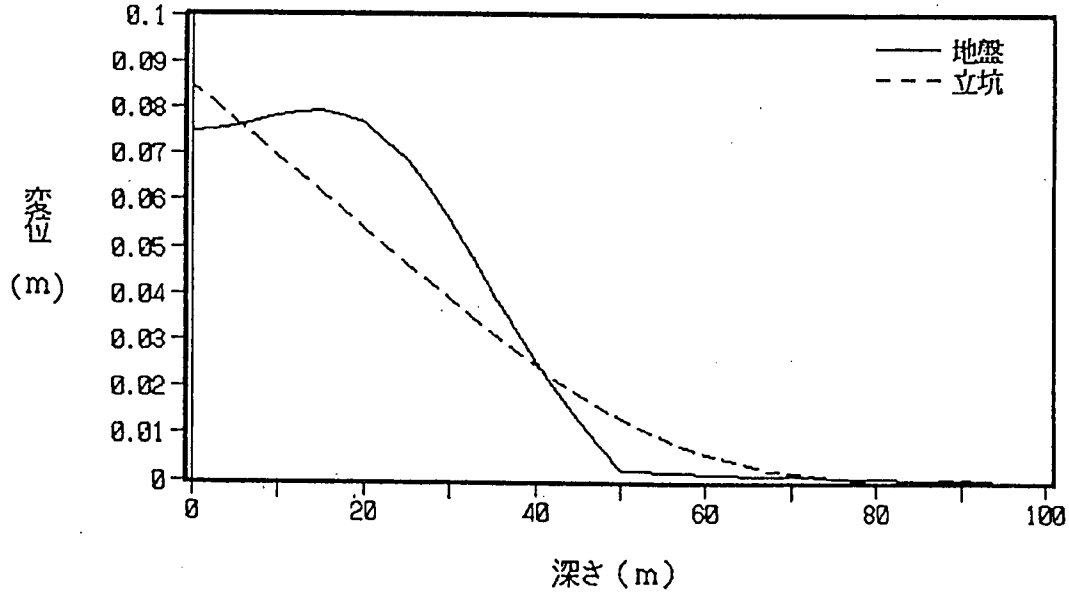


（ｂ）　地盤および立坑の応答変位分布（6.50秒）

図７・２－７　　地盤および立坑の応答変位分布（ケース１）

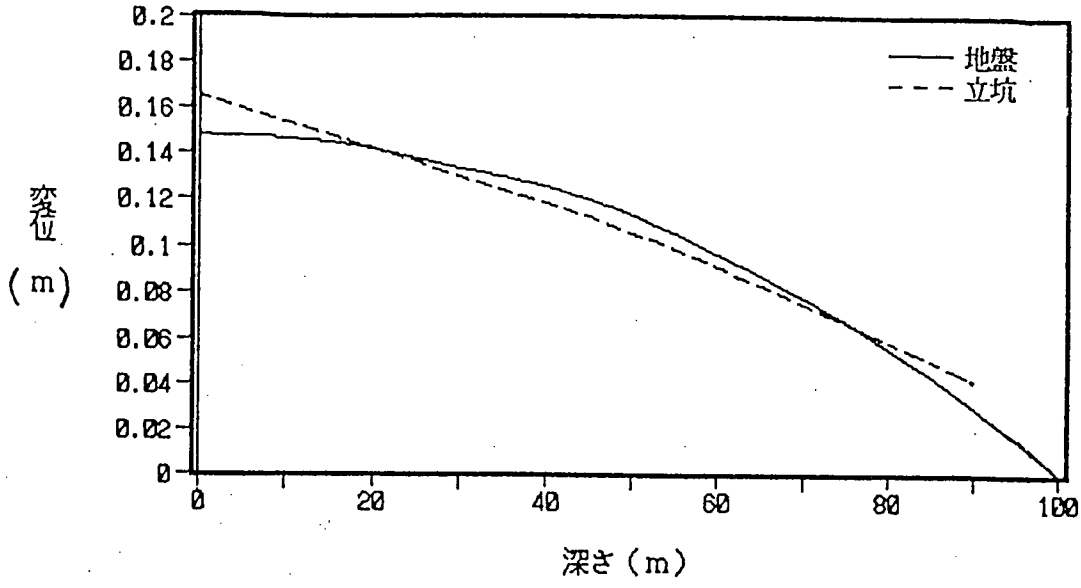


（ａ）　地盤および立坑の最大応答変位分布

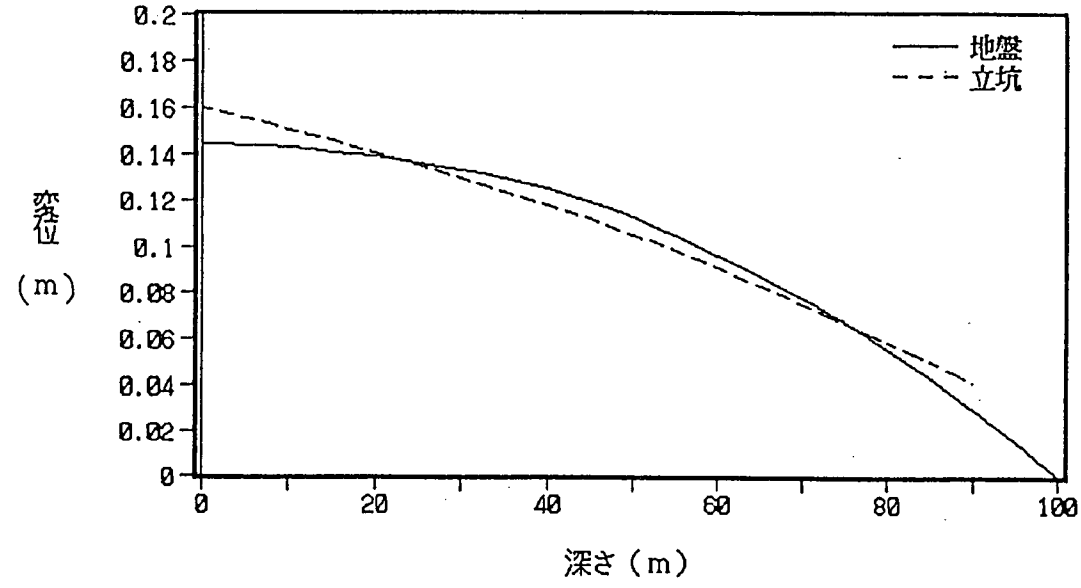


（ｂ）　地盤および立坑の応答変位分布（6.50秒）

図７・２－８　　地盤および立坑の応答変位分布（ケース２）

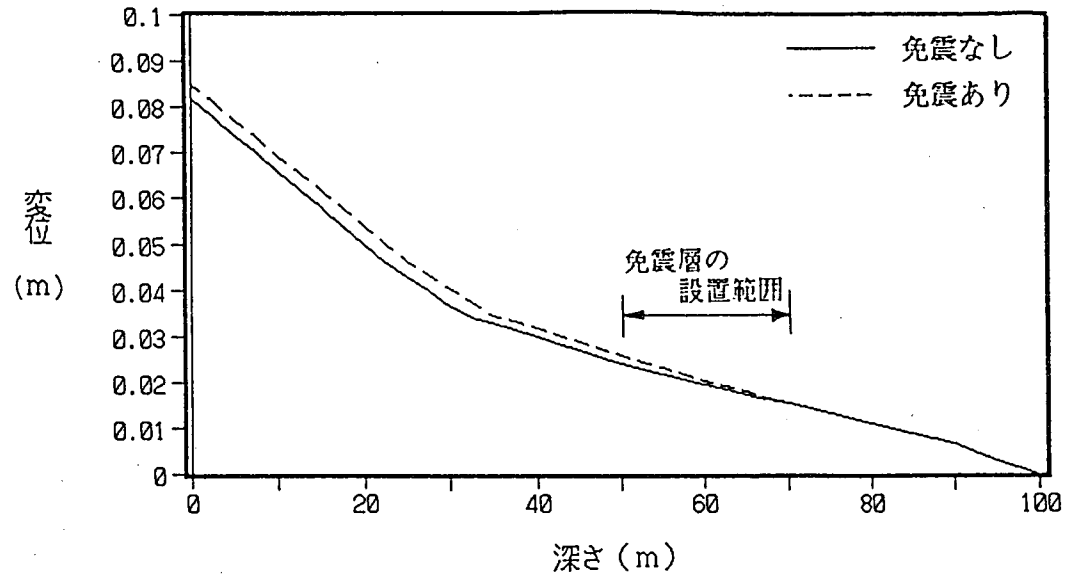


（ａ）　地盤および立坑の最大応答変位分布

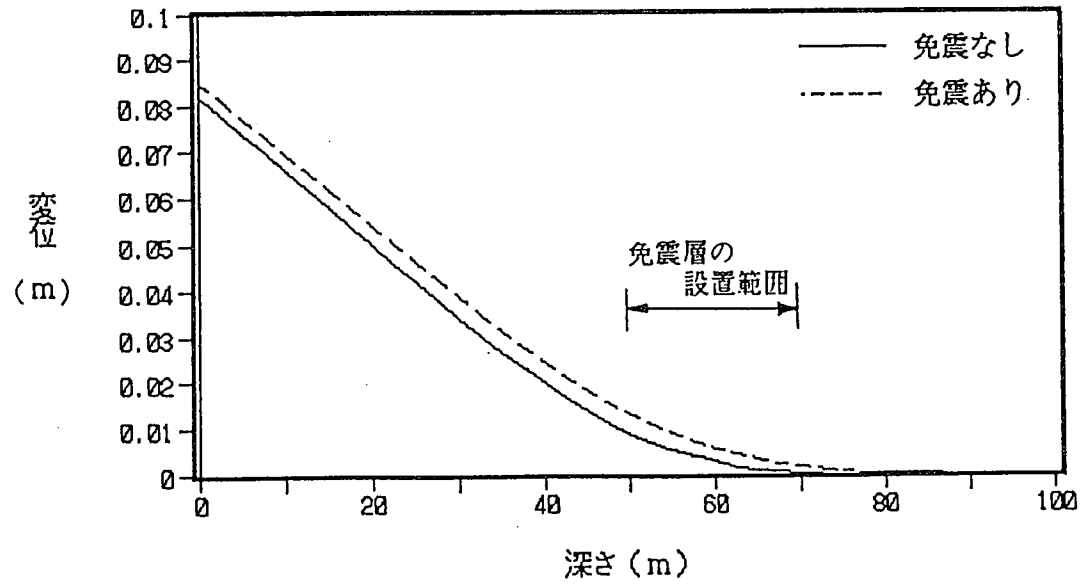


（ｂ）　地盤および立坑の応答変位分布（11.50 秒）

図７・２－９　　地盤および立坑の応答変位分布（ケース３）



（ａ）　立坑の最大応答変位分布



（ｂ）　立坑の応答変位分布（6.50秒）

図７・２－１０　免震層の有無による立坑の応答変位分布の比較

2）立坑の最大応答応力

動的解析結果では立坑を軸対称ＦＥＭ要素でモデル化しているため、図７・２－１１に示す６成分の応力が得られる。しかし、本解析では立坑の長手方向の変形に着目して解析を行っており、以降、これらの応力成分のうち長手方向の変形に伴うσ_{zz}、σ_{Rz}およびσ_{zT}について検討する。表７・２－４は、これら３成分の応力の最大応答値を絶対値で示したものである。図７・２－１２～図７・２－１４はその深さ方向の分布を、解析モデル断面を0°として、その鉛直軸回りに45°および90°回転させた断面について示したものである。また、図７・２－１５は、各ケースの深さ方向分布をσ_{zz}およびσ_{Rz}は0°の断面について、σ_{zT}は90°の断面について比較して示したものである。これらの結果より以下に示すことが考察される。

- 地盤剛性が急変する地層境界に跨った立坑の応力、σ_{zz}、σ_{Rz}、σ_{zT}（ケース１）は、地層境界付近で最大値（62.5kgf/cm²、2.64kgf/cm²、13.5kgf/cm²）が発生する。これは、立坑の地震時挙動特性から容易に予想できる。
- 粘土・砂２層地盤（ケース１）の最大応答応力を粘土１層地盤（ケース３）のそれと比較するとσ_{zz}で3.47倍、σ_{Rz}で8.00倍、σ_{zT}で3.35倍大きくなっている。これは、地表面における最大応答変位の倍率1.6のさらに2倍以上に相当することから、地盤剛性急変による応力集中が最大応答応力に大きな影響を及ぼしているのが伺われる。
- 地層境界から洪積砂層内20ｍの区間に免震層を介在することにより、立坑の最大応答応力はいずれも20％程度低下する。ただし、その深さ方向分布を見ると必ずしも全長にわたって減少するとは限らず、場所によっては増加する。例えば、σ_{zz}では、免震層の中央付近より浅部では減少するが、これより深部では逆に増加する傾向がある。しかしながら、このような応力増加が生じても免震区間付近に発生する最大値よりは小さいため、立坑の設計を左右する恐れはほとんどないものと思われる。
- 昨年度の応答変位法による解析結果と今回の動的解析結果を比較すると、地層境界付近に最大応力が発生する現象や免震による応力の低減効果などは定性的に一致している。しかしながら、応答変位法におけるσ_{zz}の最大値が102kgf/cm²、免震によるこの最大応力の低下率が50％程度であり、今回動的解析結果とは定量的には20～30％程度異なっている。
- 解析法の違いにより発生する20～30％程度の相違の問題は、今後の研究成果により十分解消できるものと思われる。したがって、地層境界に跨る立坑の耐震設計では応答変位法をベースとした解析法が有望であろう。

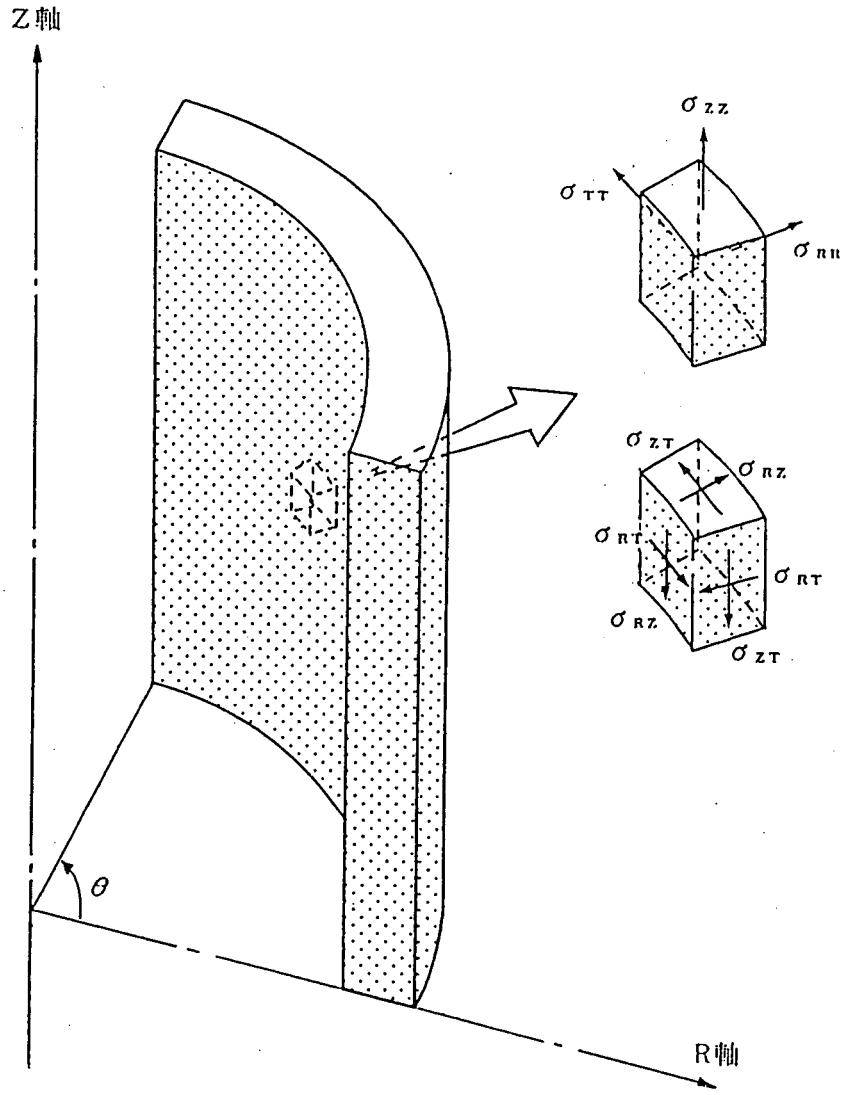
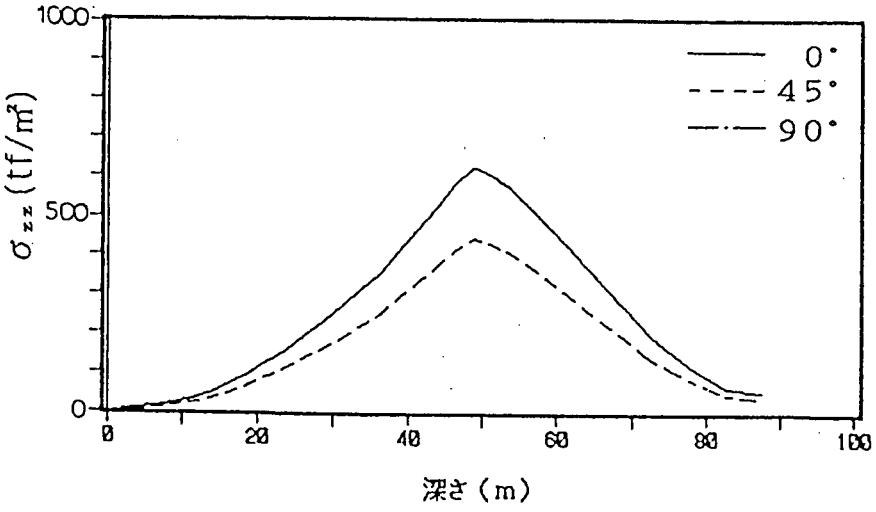


図７・２－１１　軸対称ＦＥＭ要素の応力成分

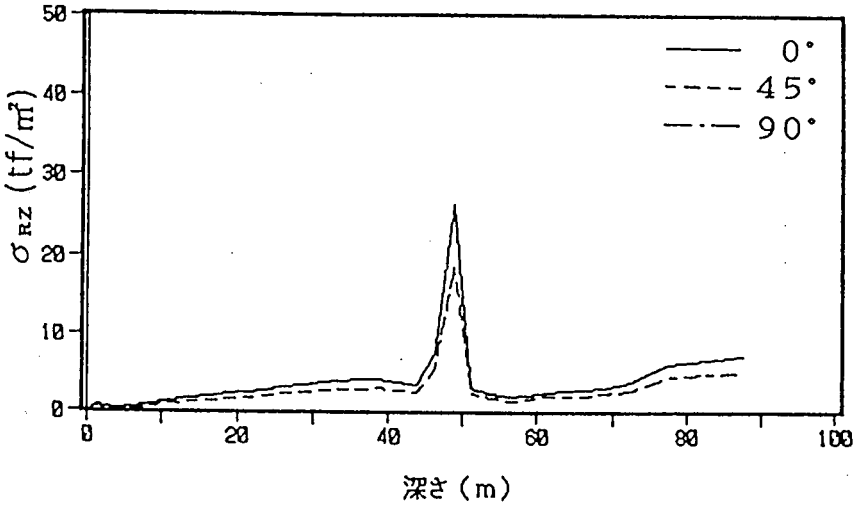
表７・２－４　立坑の最大応力とその比較

応力の単位：kgf/cm²

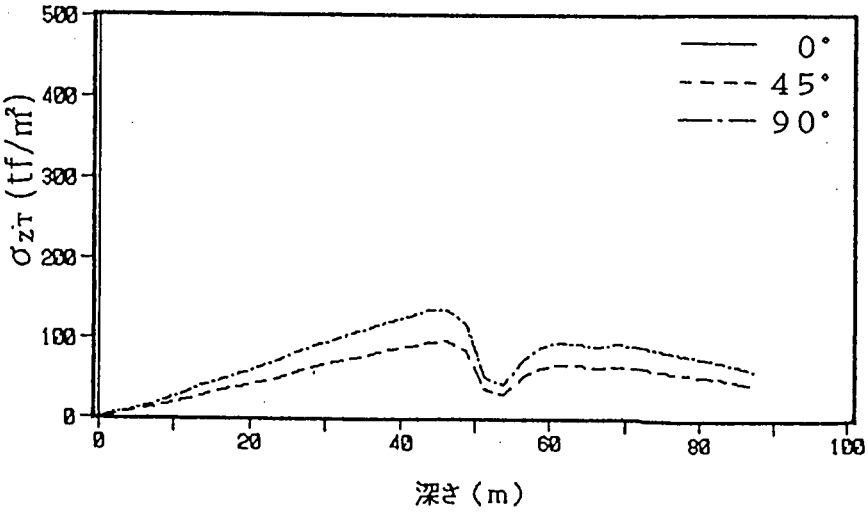
解析ケース	ケース１	ケース２	ケース３		
地盤	粘土・砂２層地盤		粘土１層地盤	$\left(\frac{\text{ケース1}}{\text{ケース3}}\right)$	$\left(\frac{\text{ケース2}}{\text{ケース1}}\right)$
免震層	なし	あり	なし		
σ_{zz}	62.5	49.2	18.0	3.47	0.79
σ_{RZ}	2.64	2.12	0.33	8.00	0.80
σ_{ZT}	13.5	10.5	4.03	3.35	0.78



（a）σ_{zz}の深さ方向分布

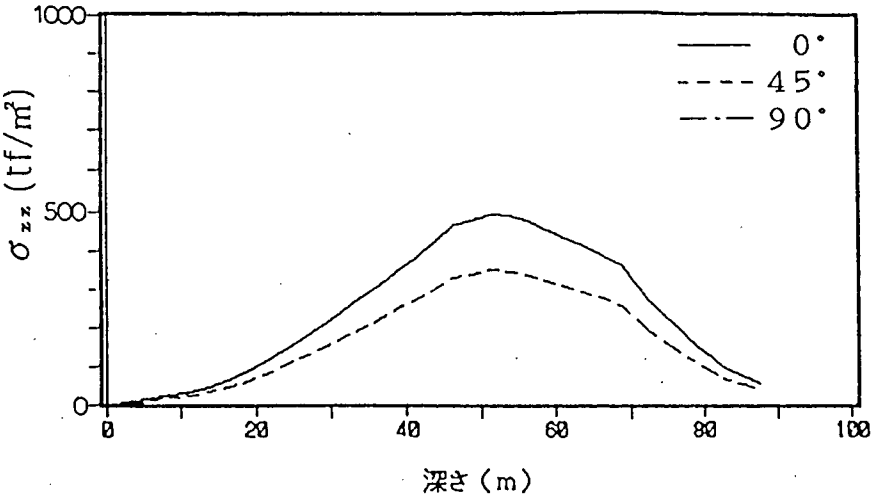


（b）σ_{RZ}の深さ方向分布

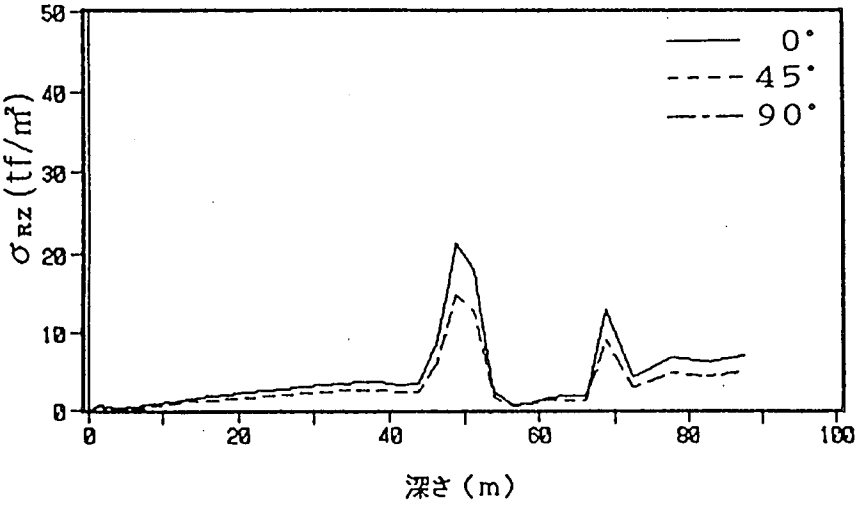


（c）σ_{zT}の深さ方向分布

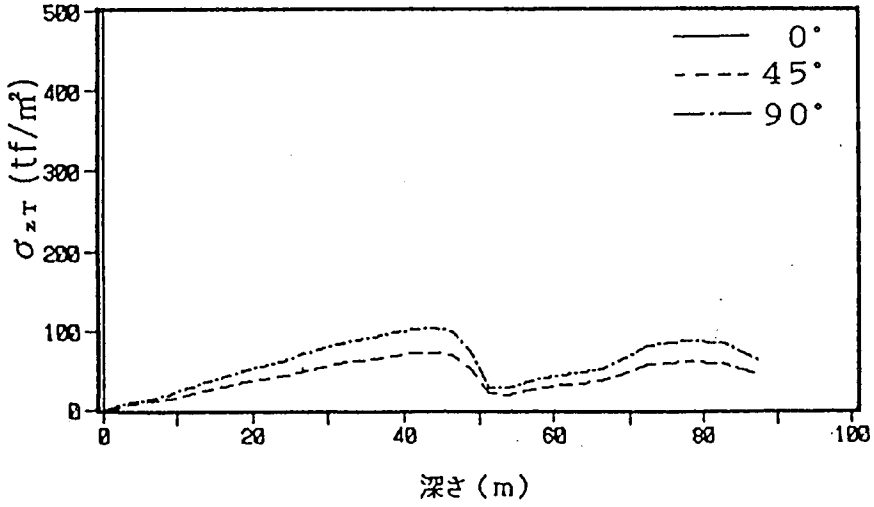
図7・2－12　立坑の最大応答応力の深さ方向分布（粘土・砂2層地盤、免震なし）



（a）σ_{zz}の深さ方向分布

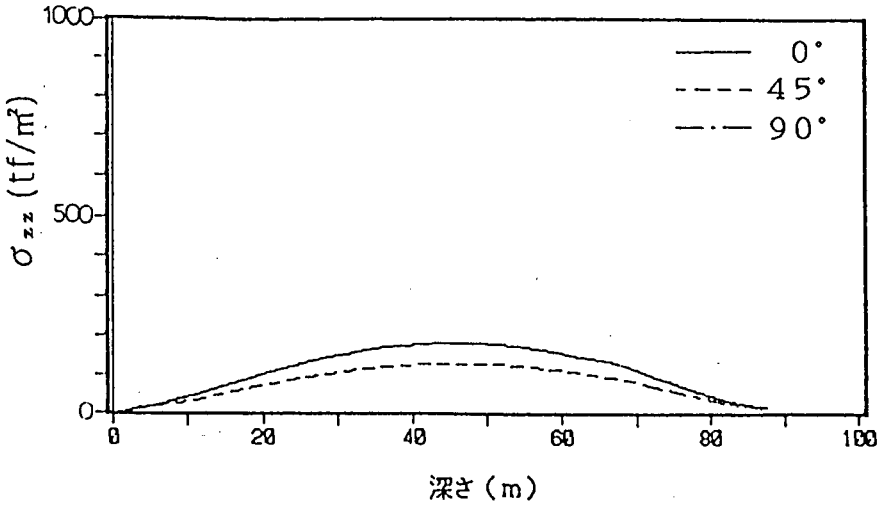


（b）σ_{RZ}の深さ方向分布

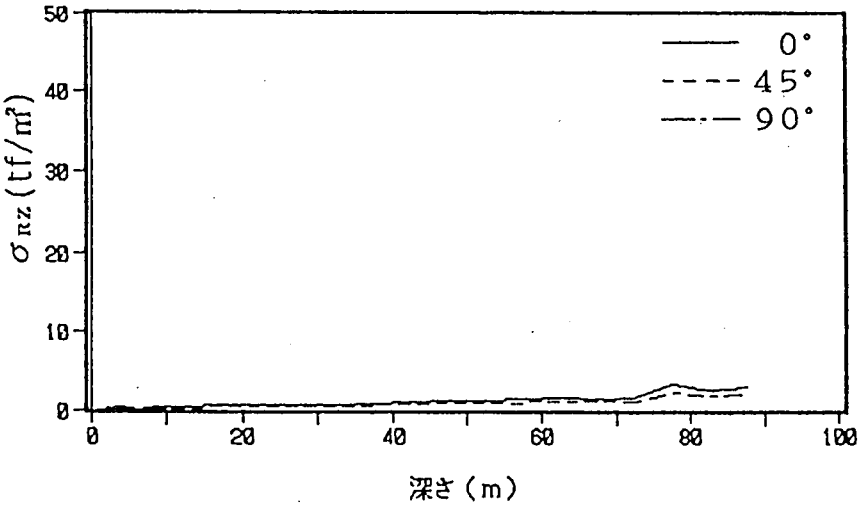


（c）σ_{zT}の深さ方向分布

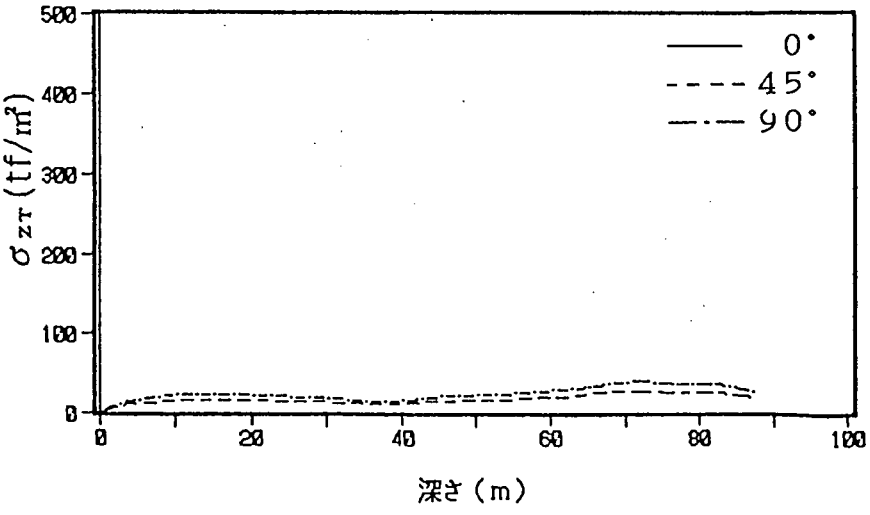
図7・2－13　立坑の最大応答応力の深さ方向分布（粘土・砂2層地盤、免震あり）



（a）σ_{zz}の深さ方向分布



（b）σ_{rz}の深さ方向分布



（c）σ_{zT}の深さ方向分布

図７・２－１４　立坑の最大応答応力の深さ方向分布（粘土１層地盤、免震なし）

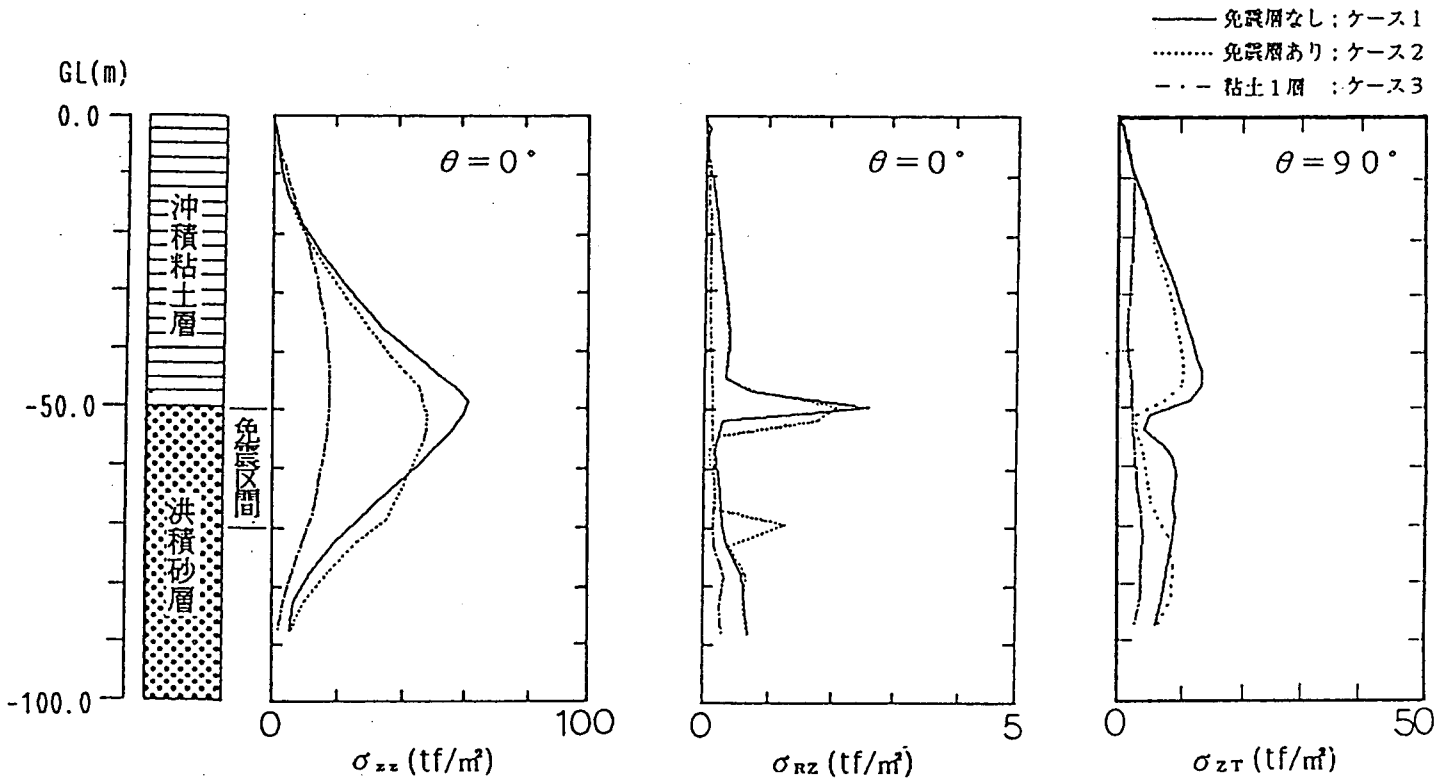


図7・2－15　立坑の最大応答応力の比較

７・３　地層境界に跨るシールドトンネルの動的解析

７・３・１　解析概要

本節では、地層境界に跨った水平なシールドトンネルを例とし、地盤剛性急変部に発生する地震時断面力の集中度合と免震によるこの断面力の低減効果について、表層地盤に応答変位法で仮定するような正弦波状の変形を動的に生じさせる解析を行い検討する。動的解析により応答変位法で仮定する地震時の地盤変位を表現する場合、①トンネル軸に沿った地盤の最大応答変位分布により応答変位法で仮定する正弦波状の分布を表現する、②応答変位法で仮定するような正弦波状の地盤変形が時間とともに進行する状況を表現する、などの方法が考えられる。今年度は、まず①の方法で検討したもので、次年度②の方法による検討を予定している。図７・３－１に検討の対象としたシールドトンネルおよび地盤概要を示す。

シールドトンネルは、外径10ｍ、厚さ0.4ｍのＲＣセグメント構造で、これが沖積粘土層と洪積砂層に跨っている。このケースを基本ケースとして、シールドトンネルと周辺地盤との間に周辺地盤よりも柔らかい免震層を介在したケースについて解析を行った。

なお、シールドトンネルと周辺地盤との間に介在する免震層は、免震層を考慮した地盤ばね定数を免震層のない場合の1/100に設定し、これを地層境界から洪積砂層内40ｍの区間に配置した。

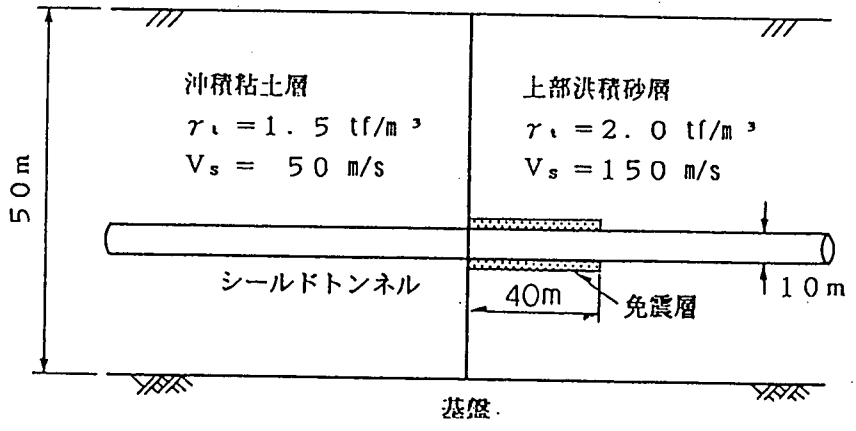


図７・３－１　シールドトンネルおよび地盤概要

7・3・2　動的解析法[5)]

本解析では、以下に示す多点異入力系の動的解析法を用いて、表層地盤に応答変位法で仮定する正弦波状の変形を動的に生じさせ、シールドトンネルの断面力を求めた。

多点異入力系の動的解析法では、図7・3－2に示すように表層地盤を質量m$_j$、減衰係数c$_j$、ばね係数k$_j$の多質点－ばね系にモデル化し、この地盤質点がばねs$_j$とダッシュポットd$_j$を通じて地動z$_j$を受けるものと仮定する。実際には、地盤質点はばねを介してシールドトンネルに結びつくが、ここでは説明の都合上省略する。

このような質点m$_j$の変位u$_j$についての運動方程式は次式で表わされる。

$$m_j\ddot{u}_j + c_{j-1}(\dot{u}_j - \dot{u}_{j-1}) + c_j(\dot{u}_j - \dot{u}_{j+1}) + k_{j-1}(u_j - u_{j-1}) + k_j(u_j - u_{j+1}) + s_j(u_j - z_j) + d_j(\dot{u}_j - \dot{z}_j) = 0 \qquad (7・3－1)$$

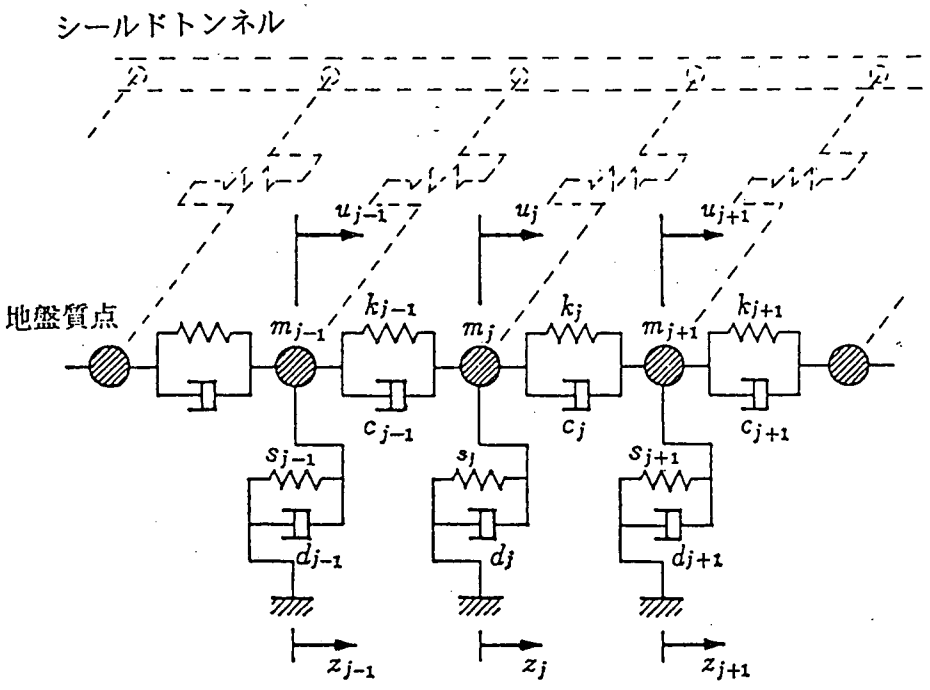


図7・3－2　多点異入力系の地盤モデル

（７・３－１）式は次のようにマトリックス表示できる。

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=[D]\{\dot{z}\}+[S]\{z\} \qquad (7\cdot3-2)$$

ここに、［M］：mからなる質量マトリックス
［C］：cおよびdからなる減衰マトリックス
［K］：kおよびsからなる剛性マトリックス
［D］：dからなる対角マトリックス
［S］：sからなる対角マトリックス
｛u｝：uからなる絶対変位ベクトル
｛z｝：zからなる地動ベクトル

実際にはシールドトンネルが地盤質点にばねを介して結びつくため、シールドトンネルの質量が［M］に、シールドトンネルの剛性およびシールドトンネル－地盤質点間のばねが［K］に重ね合わされる。これを、相対変位｛y｝を用いて書き直すと、次式になる。

$$[M]\{\ddot{y}\}+[C]\{\dot{y}\}+[K]\{y\}=-[M][K]^{-1}[S]\{\ddot{z}\}+\{[D]-[C][K]^{-1}[S]\}\{\dot{z}\} \qquad (7\cdot3-3)$$

上式において右辺第２項は、第１項に比較して一般には小さいと考えられるため、この項を省略すれば次式を得る。

$$[M]\{\ddot{y}\}+[C]\{\dot{y}\}+[K]\{y\}=-[M][K]^{-1}[S]\{\ddot{z}\} \qquad (7\cdot3-4)$$

（７・３－４）式を用いることで、各入力点での地動加速度が与えられれば、それらが互いに異なる時刻歴であっても系の応答を知ることができる。

７・３・３　解析モデルおよび入力物性値

１）解析モデル

本解析では、シールドトンネルの設置深度が異なっても、地層境界付近の地震時断面力の集中度合と免震によるこの断面力の低減効果の比率は変わらないものと考え、この設置深度を地盤質点と同一深さで代表した。解析領域は沖積粘土層と洪積砂層との地層境界から左右にそれぞれ500ｍ、合計1000ｍの範囲とした。

シールドトンネルは骨組要素に、地盤は幅100ｍの土柱として質点・ばね系にモデル化を行ない、地盤質点・シールドトンネル間および隣り合った地盤質点間に相互作用ばねを設置した。図７・３－３に解析モデルを示す。

シールドトンネルの剛性は、平成元年度の報告書[2)]に示すセグメントと継手のばねを考慮した軸引張剛性および軸曲げ剛性を採用した。免震層は、地層境界から洪積砂層内40ｍの区間の地盤質点・シールドトンネル間の相互作用ばねのばね定数を1/100に低減させることによって表現した。表７・３－１にシールドトンネルの諸元を、表７・３－２に地盤の入力物性値を示す。

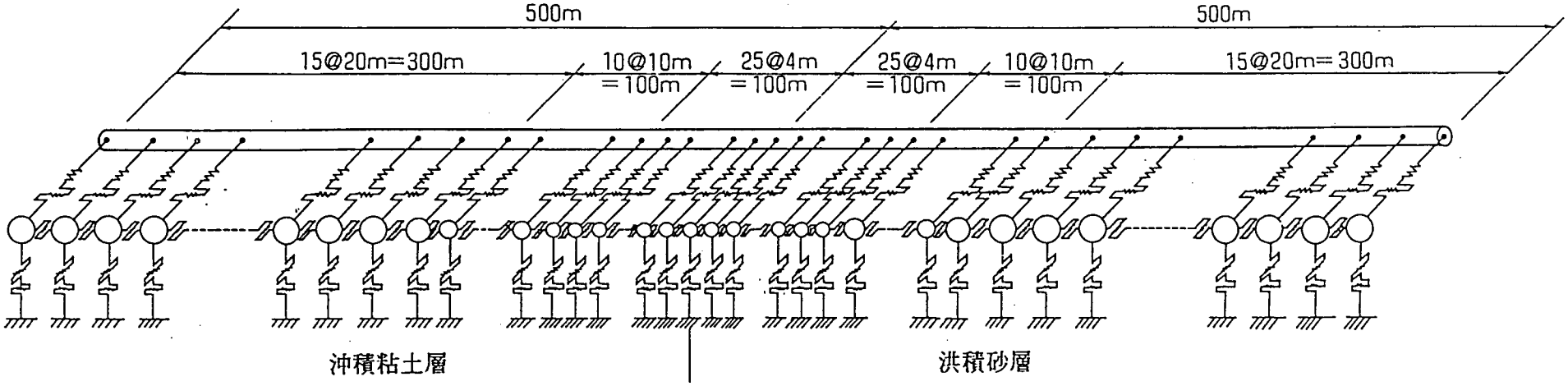
表7・3－1　シールドトンネルの諸元

単位体積重量γ　(tf/m³)	2.5
軸剛性　EA (tf)	1.81×10^{6}
曲げ剛性　EI (tf m²)	4.18×10^{7}

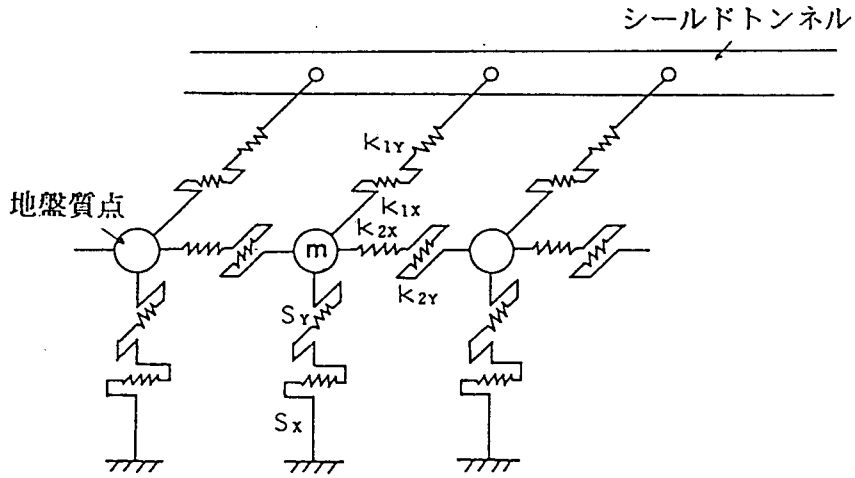
表7・3－2　地盤の入力物性値

地　層			沖積粘土			洪積砂		
表層地盤厚	H	(m)		50			50	
表層地盤の単位体積重量	γ	(tf/m³)		1.5			2.0	
表層地盤のせん断波速度	V_s	(m/s)		50			150	
表層地盤の固有周期	T	(s)		4.00			1.33	
表層地盤の減衰定数	h			0.10			0.10	
表層地盤のせん断弾性係数	G	(tf/m²)		383			4 590	
表層地盤の弾性係数	E	(tf/m²)		1 140			13 700	
地盤質点間距離	l	(m)	4.0	10.0	20.0	4.0	10.0	20.0
地盤質点の質量	m	(tfs²/m/m)	24.81	62.03	124.1	33.08	82.71	165.4
地盤質点間の軸方向ばね	k_{2x}	(tf/m/m)	11 550	4 620	2 310	133 800	55 520	27 760
地盤質点間の軸直角方向ばね	k_{2y}	(tf/m/m)	3 881	1 552	776.1	46 510	18 600	9 301
トンネル－地盤質点間のばね	k_1	(tf/m/m)	4 600	11 500	23 000	55 100	138 000	275 000
地盤質点と基盤間のばね	s	(tf/m/m)	61.22	153.1	306.2	738.3	1 846	3 691

全体図



拡大図



地盤質点数 101
骨組要素数 100

図7・3－3　解析モデル図

2）質量およびばね定数の算出方法[6)]

（1）地盤質点の質量M

地盤のせん断振動モード$\phi(z)$を、

$$\phi(z)=\cos\frac{\pi z}{2H} \qquad (7\cdot3-5)$$

ここに、z：地表面からの深さ（m）

H：表層地盤の厚さ（m）

と仮定すると、単位幅×単位長さあたりの有効質量$\overline{m}$は、

$$\overline{m}=\frac{\left\{\int_0^H \frac{\gamma}{g}\phi(z)dz\right\}^2}{\int_0^H \frac{\gamma}{g}\phi^2(z)dz}=\frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{\gamma}{g}\cdot H \qquad (7\cdot3-6)$$

ここに、γ：表層地盤の平均単位体積重量（tf/m³）

g：重力の加速度（m/s²）

と表される。よって、質点間距離ℓの長さ分の質量Mは、単位幅あたり、次のように求められる。

$$M=\overline{m}\cdot\ell \qquad (7\cdot3-7)$$

（2）地盤質点間のばねk_z

①トンネル軸方向のばねk_{zz}

表層地盤の基本変位モード$\overline{\phi}(z)$は、分布質量系のせん断梁のモード解析により、刺激係数$4/\pi$が掛かって次のように表される。

$$\overline{\phi}(z)=\frac{4}{\pi}\cos\frac{\pi z}{2H} \qquad (7\cdot3-8)$$

ここに、z：地表面からの深さ（m）

H：表層地盤の厚さ（m）

この分布は、一自由度系の地盤質点が単位変位したときの地盤各深さの変位振幅を表していると考えられるから、質点間のばねk_{z_1}は単位幅あたり次のように求められる。

$$k_{z_1}=\int_0^H \frac{E}{\ell}\bar{\phi}(z)dz=\frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{E}{\ell}\cdot H \qquad (7\cdot3-9)$$

ここに、E：表層地盤の弾性係数（tf/m²）

ℓ：質点間距離（m）

H：表層地盤の厚さ（m）

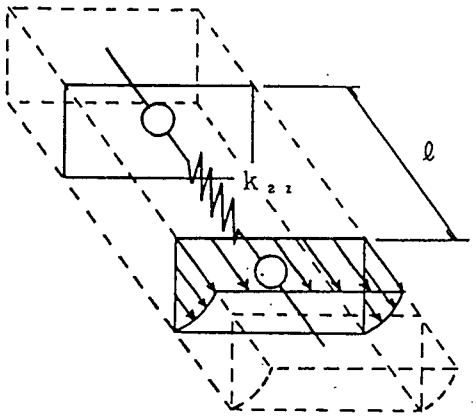


図7・3－4　トンネル軸方向のばねk_{z_x}の算出方法

②トンネル軸直角方向のばねk_{z_y}

トンネル軸直角方向の地盤質点間ばねk_{z_y}は、①と同様にして、単位幅あたり、次式で求められる。

$$k_{z_y}=\int_0^H \frac{G}{\ell}\bar{\phi}(z)dz=\frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{G}{\ell}\cdot H \qquad (7\cdot3-10)$$

ここに、G：表層地盤のせん断弾性係数（tf/m²）

ℓ：質点間距離（m）

H：表層地盤の厚さ（m）

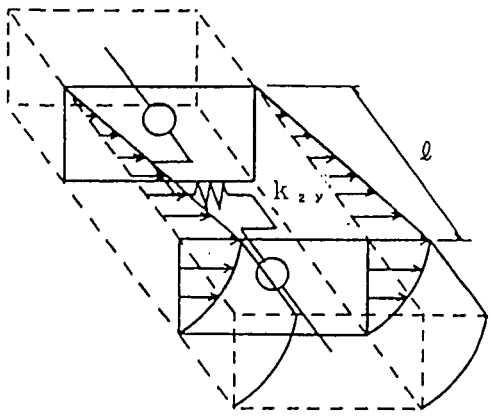


図７・３－５　トンネル軸直角方向のばねk_{2y}の算出方法

（３）地盤質点と基盤間のばね s

地盤質点と基盤間のばねは、一自由度系として表層地盤の基本固有周期に一致するように定める。従って、トンネル軸方向およびトンネル軸直角方向ともに、地盤質点と基盤間のばね s は、単位幅あたり、次式で求められる。

$$s = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot M \qquad (7・3－11)$$

ここに、M：単位幅あたりの地盤質点の質量（tf・s²/m/m）

T：表層地盤の固有周期で、次式にて算定する。

$$T = 4H/Vs$$

ここに、H　：表層地盤の厚さ（m）

Vs：表層地盤の平均S波速度（m/s）

（４）トンネルと地盤質点間のばね k_1

トンネルと地盤の相互作用ばねは、応答変位法の場合と同様に、トンネル軸方向およびトンネル軸直角方向ともに、トンネルの単位長さあたり、次式で算定する。

$$k_1 = 3 \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot Vs^2 \qquad (7・3－12)$$

ここに、γ　：表層地盤の平均単位体積重量（tf/m³）

g　：重力の加速度（m/s²）

Vs：表層地盤の平均S波速度（m/s）

7・3・4　基盤入力地震動

解析モデルの基盤に入力する地震動は、前節の立坑の動的解析において使用した加速度波形（図7・2－5）を基本とし、表層地盤が応答変位法で仮定するような正弦波状に変形するように、入力点毎にその振幅を調整した。解析モデルの基盤各点における振幅の補正は、地層境界面における基盤入力加速度がピークとなるよう次式により行った（図7・3－4）。

・沖積粘土層（$\chi \leqq 0$）の場合

$$Z(\chi, t) = Ac \cdot \cos\left(\frac{2\pi\chi}{Lc}\right) \cdot \frac{Z_{\circ}(t)}{A_{\circ}} \qquad (7・3－13a)$$

・洪積砂層（$\chi \geqq 0$）の場合

$$Z(\chi, t) = As \cdot \cos\left(\frac{2\pi\chi}{Ls}\right) \cdot \frac{Z_{\circ}(t)}{A_{\circ}} \qquad (7・3－13b)$$

ここに、$Z(\chi, t)$　：地層境界から距離χの基盤点における時刻tでの加速度入力値

Ac, As　：沖積粘土地盤側、洪積砂地盤側における基盤入力最大加速度

Lc, Ls　：応答変位法で用いた沖積粘土地盤側、洪積砂地盤側における地震動の波長

$Z_{\circ}(t)$, $A_{\circ}$：図7・2－5に示す加速度波形の時刻tにおける加速度の値、その最大値で$A_{\circ}$=126.2gal

なお、本解析では、表層地盤の最大応答変位が昨年度の応答変位法で用いた地表面の変位振幅となるように、事前に沖積粘土一様地盤モデルおよび洪積砂一様地盤モデルの解析を実施し、それぞれに対する基盤入力最大加速度を設定した。表7・3－3に基盤入力地震動に関する諸元を示す。

表7・3－3　基盤入力地震動諸元

	軸方向解析時		軸直角方向解析時	
表層地盤	沖積粘土層	洪積砂層	沖積粘土層	洪積砂層
表層地盤の変位振幅U_h (cm)	6.88	2.28	9.73	3.23
波長 L (m)	453	325	320	230
基盤入力最大加速度A_{max} (gal)	282	353	367	453

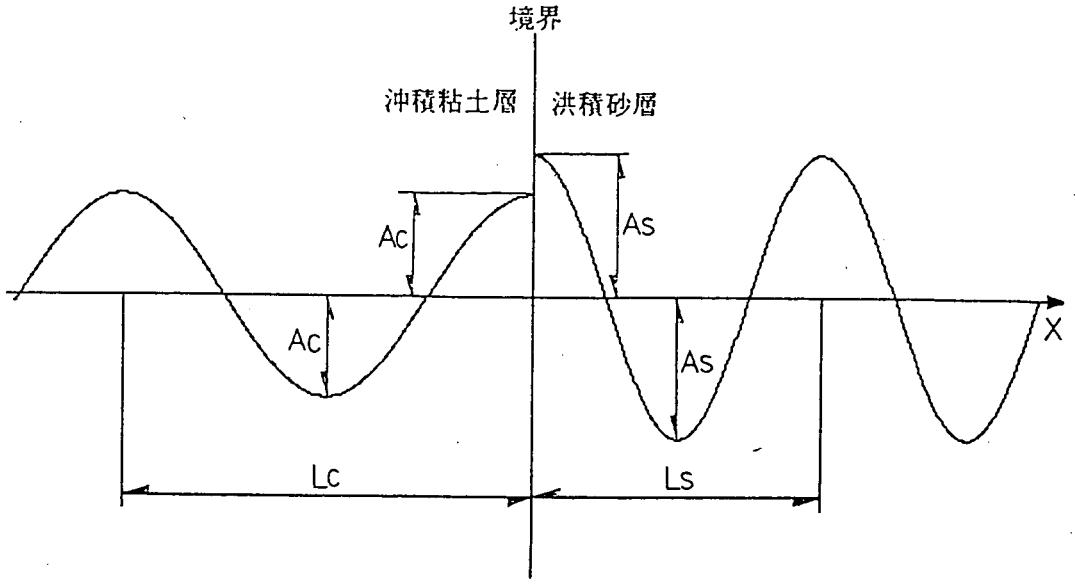


図7・3－6　基盤入力加速度波形の振幅補正

7・3・5　解析条件および解析ケース

時刻歴応答解析は、直接積分法を用い、解析時間間隔Δt＝0.01秒で、20秒間2000ステップの解析を実施した。減衰はレイリー減衰を仮定し、沖積粘土地盤側、洪積砂地盤側の一次固有振動数に対して減衰定数h＝10％になるように、次式により係数α、βを算出し、これを用いた。

$$h = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta}{2}\omega$$

$$\therefore \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = \frac{1}{\frac{1}{2\omega c}\frac{\omega s}{2} - \frac{1}{2\omega s}\frac{\omega c}{2}} \begin{pmatrix} \frac{\omega s}{2} - \frac{\omega c}{2} \\ \frac{1}{2\omega s} - \frac{1}{2\omega c} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} hc \\ hs \end{pmatrix}$$

$$= \begin{pmatrix} 0.236 \\ 0.032 \end{pmatrix} \qquad (7・3－14)$$

ここに、ωc，ωs：沖積粘土地盤側、洪積砂地盤側それぞれの一次固有円振動数で、ωc＝1.57rad/秒，ωs＝4.72rad/秒

hc，hs：沖積粘土地盤側、洪積砂地盤側それぞれの一次固有円振動数に対する減衰定数で，hc＝hs＝0.10

解析ケースは、免震層のない場合でシールドトンネル軸方向震動時と軸直角方向震動時の２ケース、および免震層のある場合で同様に２ケースの合計４ケースとした。

表７・３－４に解析条件を、表７・３－５に解析ケースの一覧を示す。

表7・3－4　解析条件

時刻歴応答解析		直接積分法
解析時間間隔Δt（秒）		0.01
解析時間　T（秒）		20.0（n＝2000）
減衰		レイリー減衰
レイリー減衰の係数	α	0.236
	β	0.032

表7・3－5　解析ケース一覧

解析ケース番号	解析方向	免震層の有無
1	軸方向	なし
2	軸直角方向	なし
3	軸方向	あり
4	軸直角方向	あり

7・3・6　解析結果

1）地盤剛性の急変が最大応答量に及ぼす影響

沖積粘土層と洪積砂層からなる地盤の最大応答変位分布、並びにこの両層に跨った水平シールドトンネルに発生する最大応答軸力および曲げモーメントの分布を図7・3－7、図7・3－8の（a）、（b）に示す。これらの分布図は絶対値で表示しているため、正弦波の半波長（0～π）の分布形状が繰返し続く傾向がある。また、同図の（c）、（d）には、地層境界付近における最大応答軸力および曲げモーメントの極大値が発生する時刻に注目して、地盤の変位分布と断面力の分布を示す。ただし、これらの動的解析結果では、解析モデル左右端から100m程度（地層境界から400m以遠）の範囲において側方境界の影響が現れており、注意を要する。

また、表7・3－6には、地層境界付近に発生する断面力の集中度合を見るため、沖積粘土一様地盤および洪積砂一様地盤における応答変位法の計算結果を示す。これらの結果より以下に示すことが考察される。

（1）軸力および軸方向変位に及ぼす影響

・　地層境界付近における最大応答軸力は、地層境界から10m程度沖積粘土層側で極大値1189tfを示す。この値が沖積粘土一様地盤における応答変位法の計算結果1330tfよりも若干小さいことから、地盤剛性急変部における軸力の増加度合はあまり大きくなく、地層境界の影響がない沖積粘土地盤において発生する最大軸力を明らかに上回るような大きな軸力は発生しないようである。なお、この軸力増加度合を沖積粘土一様地盤の最大軸力に対する比率でみると、昨年度の応答変位法（約2倍）よりも今回の動的解析（約1倍）の方が小さい。

・　地層境界付近における最大応答軸力の極大値が発生する時刻（t＝5.81秒）は、基盤入力加速度が最大となる時刻（t＝2.32秒）や地盤の応答変位が最大となる時刻と必ずしも一致しない。極大値の発生時刻における地盤の応答変位は、沖積粘土一様地盤と洪積砂一様地盤ではそれぞれ図中（c）の破線で示す分布であるが、沖積粘土地盤と洪積砂地盤が中央で接合することにより、実線で示す分布になるものと考えられる。この時、破線で示した均質地盤の応答変位は、両者とも最大応答変位よりも小さく、また、地層境界における応答変位もその最大値よりも小さいことが伺える。

・　地盤剛性の急変が地盤の最大応答変位とトンネルの最大応答軸力に及ぼす影響は、地盤剛性の小さい沖積粘土側の方が洪積砂側よりも地層境界から遠い範囲にまで及ぶ。この影響範囲は、地層境界から沖積粘土側が300m程度（トンネル軸に沿った地震動の見かけの波長の約2/3）、洪積砂側が20m程度（トンネル軸に沿った地震動の見かけの波長の約1/15）と考えられる。

（２）曲げモーメントおよび軸直角方向変位に及ぼす影響

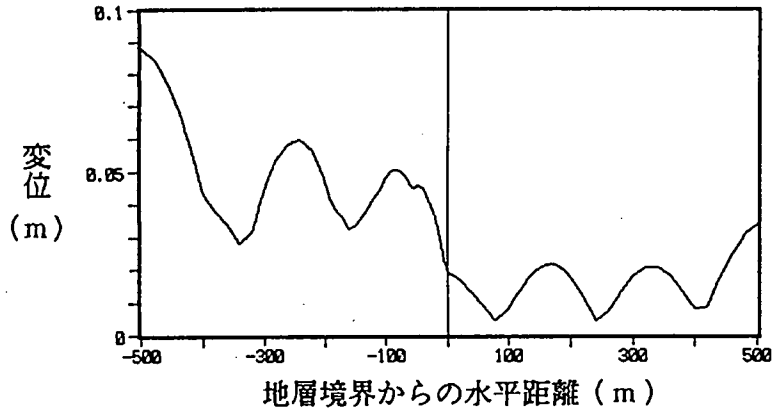
・　地層境界付近における最大応答曲げモーメントは、ほぼ地層境界面上で極大値4929 tf･mを示す。この値は、沖積粘土一様地盤における応答変位法の計算結果1560tf･mよりも約3.2倍大きい。このように、地盤剛性急変部では軸力よりも曲げモーメントの集中度合の方が顕在しやすい傾向がある。なお、この曲げモーメントの増加度合を沖積粘土一様地盤の最大曲げモーメントに対する比率でみると、昨年度の応答変位法（約4倍）よりも今回の動的解析（約3.2倍）の方が若干小さい。

・　地層境界付近における最大応答曲げモーメントの極大値が発生する時刻（ｔ＝4.77秒）は、軸力と同様に基盤入力加速度が最大となる時刻（ｔ＝2.32秒）や地盤の応答変位が最大となる時刻とは必ずしも一致しないようである。極大値の発生時刻における均質地盤の変位分布を見ると、地層境界面においてその震動方向が逆転しているために、大きな曲げモーメントが発生したと考えられる。このような地層境界における震動方向の相違は、表層地盤の固有振動数が違うため、基盤入力波形の加振振動数が同一であっても表層地盤の応答に生じる位相差が異なることで理解できる。

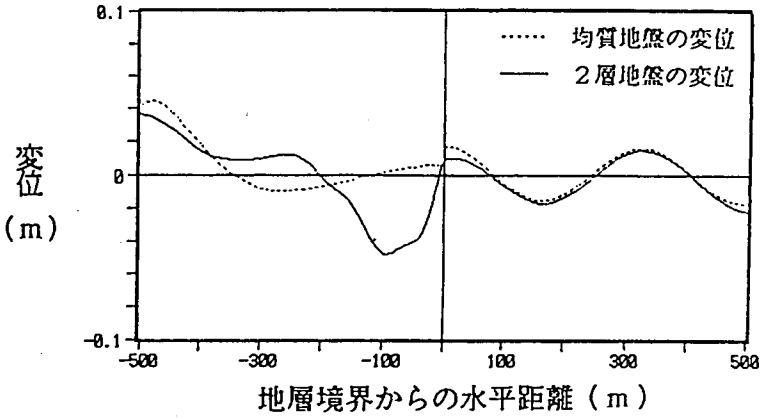
・　地盤剛性の急変が地盤の最大応答変位とトンネルの最大応答曲げモーメントに及ぼす影響は、軸方向解析結果と同様に、地盤剛性の小さい沖積粘土側の方が洪積砂側よりも地層境界から遠い範囲にまで及ぶ。この影響範囲は、沖積粘土側が、200ｍ程度（地震動の波長の約 2/3）、洪積砂側が30ｍ程度（地震動の波長の約1/8）と考えられる。ただし、この影響範囲に発生する曲げモーメントは、軸方向解析結果と異なり、地層境界の影響がない均質地盤において発生する最大値よりも大きくなる傾向がある。

表7・3−6　応答変位法によって計算した断面力

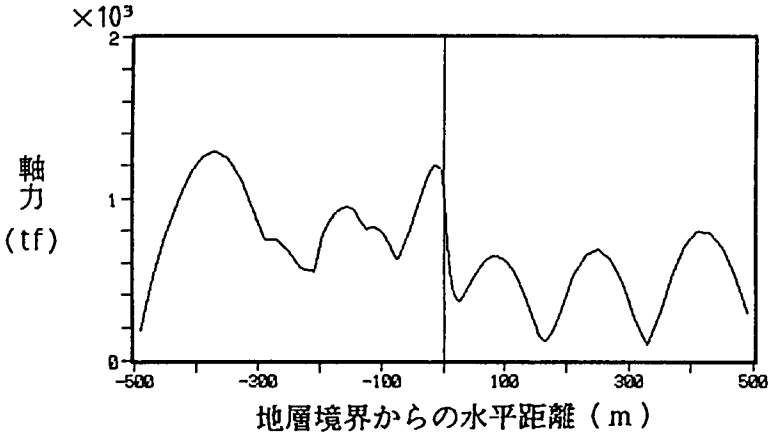
		沖積粘土層	洪積砂層
表層地盤の変位振幅 U_h (cm)		9.73	3.23
波長	L (m)	320	230
ひずみの伝達率	α_1	0.767	0.953
	α_2	0.995	0.998
軸力	(tf)	1330	760
曲げモーメント	(tf m)	1560	1010



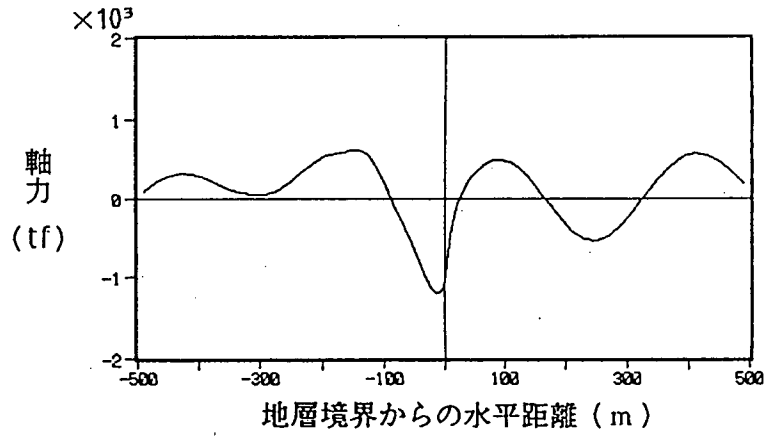
（a） 地盤の最大応答変位分布



（c） 地盤の応答変位分布（5.80秒）

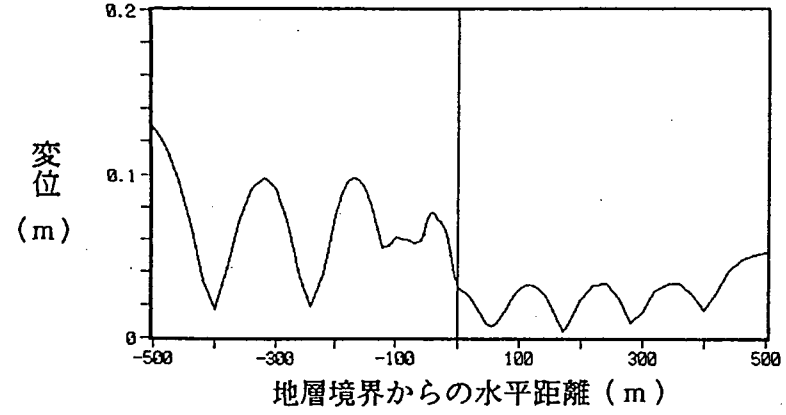


（b） トンネルの最大応答軸力分布

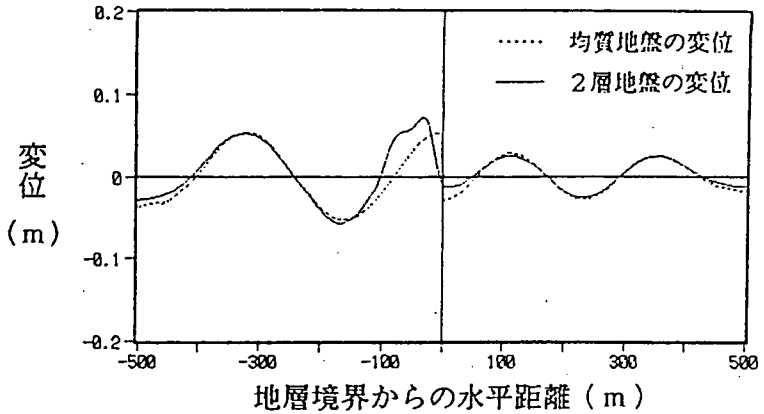


（d） トンネルの応答軸力分布（5.80秒）

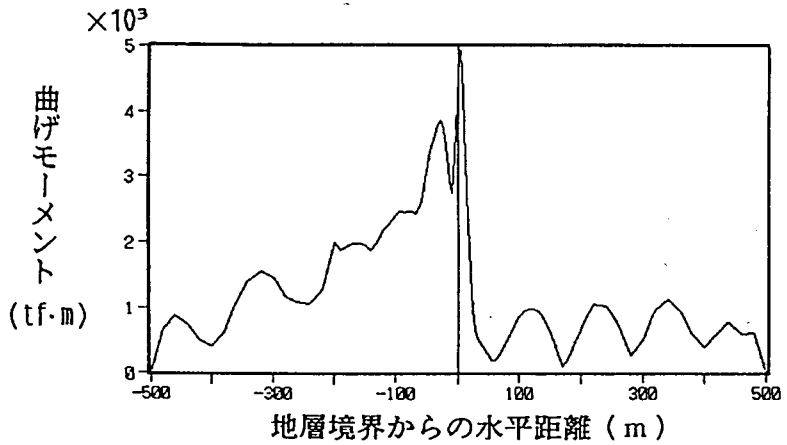
図7・3－7 地盤の最大応答変位およびトンネルの最大応答軸力（免震なし、ケース1）



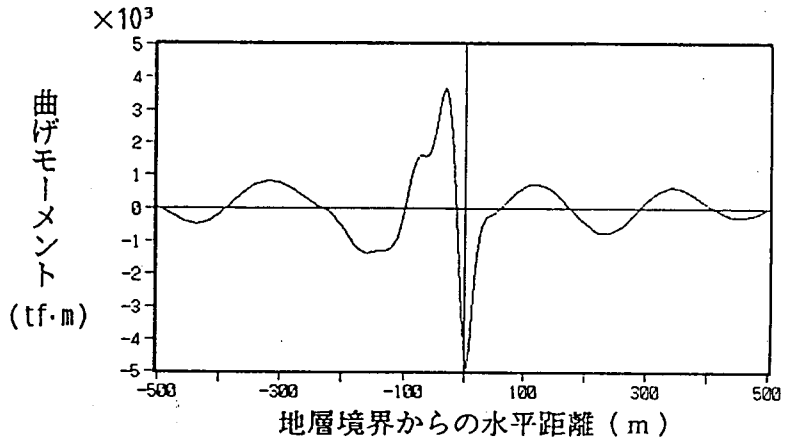
（a） 地盤の最大応答変位分布



（c） 地盤の応答変位分布（4.80秒）



（b） トンネルの最大応答曲げモーメント分布



（d） トンネルの応答曲げモーメント分布（4.80秒）

図7・3－8 地盤の最大応答変位およびトンネルの最大応答曲げモーメント（免震なし、ケース2）

2）免震による影響

沖積粘土層と洪積砂層に跨った水平シールドトンネルの地層境界付近に発生する断面力を低減する目的で、地層境界から洪積砂層内40ｍの区間に地盤ばね定数を1/100に低減させる免震層を配置したケース（ケース３、４）における地盤の最大応答変位分布、並びに最大応答軸力および曲げモーメントの分布を図７・３－９、図７・３－１０の（ａ）、（ｂ）に示す。また、同図の（ｃ）、（ｄ）には、地層境界付近における最大応答断面力の極大値が発生する時刻に注目した、地盤の変位分布と断面力の分布図を示す。

図７・３－１１、図７・３－１２および表７・３－７には、免震による断面力の低減効果を免震層の有無で比較して示す。図中の実線が免震を行わない場合で、破線が免震を行った場合の最大断面力の分布を示す。これらの結果より、以下に示すことが考察される。

（１）軸力および軸方向変位に及ぼす影響

・　地層境界付近における最大応答軸力は、地層境界から沖積粘土側へ20ｍ程度入った位置で極大値784tfを示す。この結果を免震のない場合と比較すると、極大値の発生位置はほとんど変わらないが、その値は免震のない場合の65％に低減しており、地盤剛性急変部に発生する軸力は免震により低減可能であることが分かる。なお、昨年度の応答変位法では、この免震による最大軸力の低減効果は、85％程度であった。

・　地層境界付近における最大応答軸力の極大値が発生する時刻には、免震の有無による違いはほとんど見られない。

・　最大応答軸力に及ぼす免震の影響は、地層境界より左右100ｍ程度の範囲に限られる。概ね、沖積粘土側は発生軸力が減少し、反対側の洪積砂側は増加する傾向がある。ただし、この程度の軸力増加によって、トンネルの設計が左右される恐れはほとんどないものと思われる。

・　トンネル軸方向の地盤の応答変位には、免震の有無による違いがほとんど見られない。

（２）曲げモーメントおよび軸直角方向変位に及ぼす影響

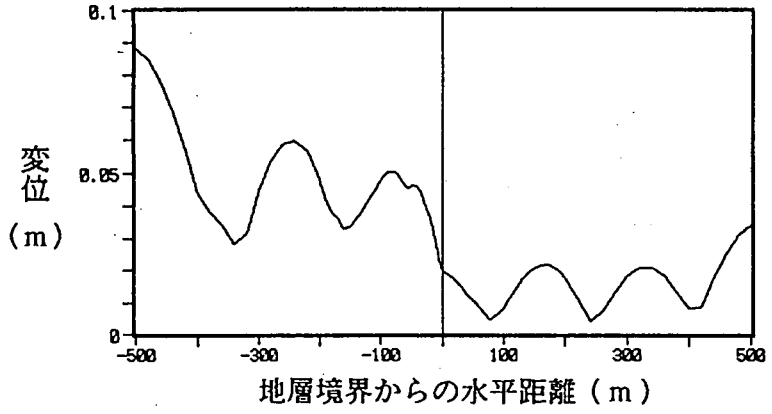
・　地層境界付近における最大応答曲げモーメントは、地層境界から沖積粘土層側へ40ｍ程度入った位置で極大値3347tf･mを示す。この結果を免震のない場合と比較すると、極大値の発生位置は地層境界面から40ｍ程移動するが、その値は、免震のない場合の68％に低減しており、軸力同様地盤剛性急変部に発生する曲げモーメントは、免震により低減可能であることが分かる。なお、昨年度の応答変位法では、この免震による曲げモーメントの低減効果は、50％程度であった。

・　地層境界付近における最大応答曲げモーメントの極大値が発生する時刻は、極大値の発生位置が異なるにもかかわらず、免震の有無による違いはほとんど認められない。

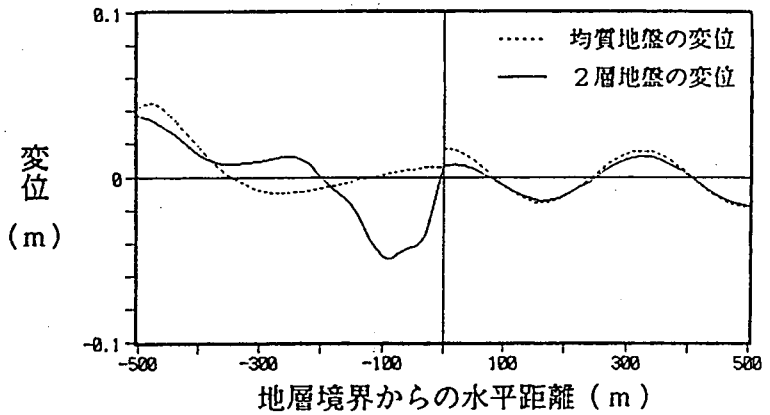
・　最大応答曲げモーメントに及ぼす影響は、地層境界より左右60～70ｍ程度の範囲に

限られる。このうち、沖積粘土側と、地層境界から洪積砂層内20m程度（免震区間長の約1/2）の範囲は、発生曲げモーメントが減少し、地層境界から洪積砂層内 20m～70m程度の範囲は増加する傾向がある。軸力同様、この程度の曲げモーメント増加によって、トンネルの設計が左右される恐れはほとんどないものと思われる。

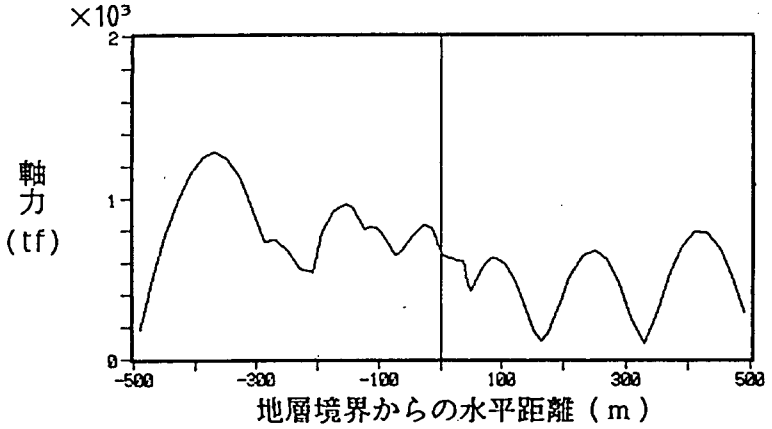
トンネル軸直角方向の地盤の応答変位には、免震の有無による違いがほとんど見られない。



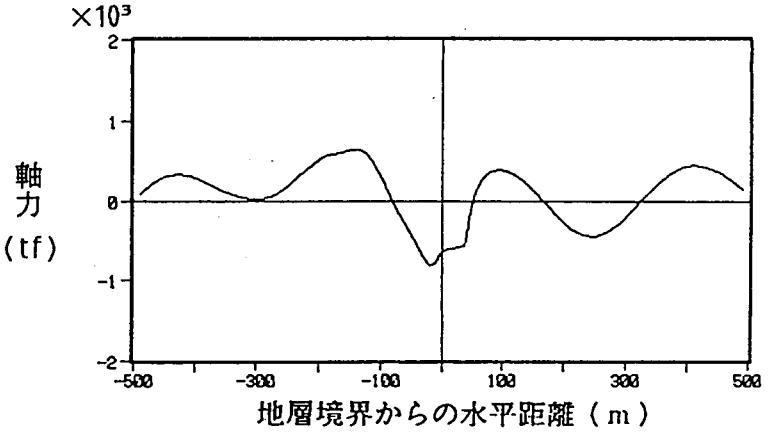
（a） 地盤の最大応答変位分布



（c） 地盤の応答変位分布（5.80秒）

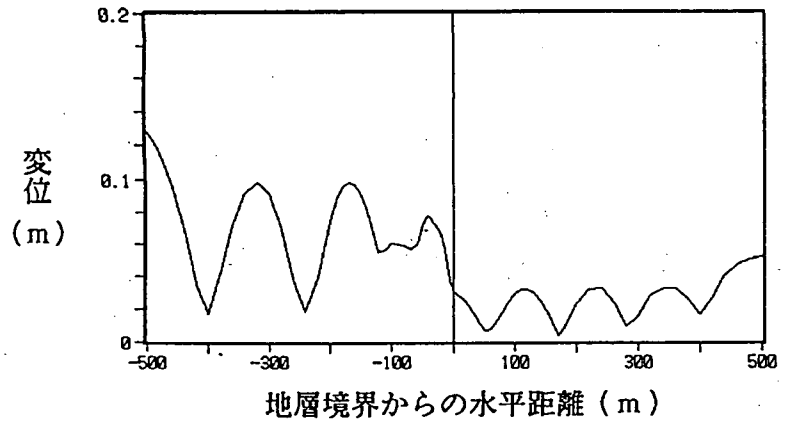


（b） トンネルの最大応答軸力分布

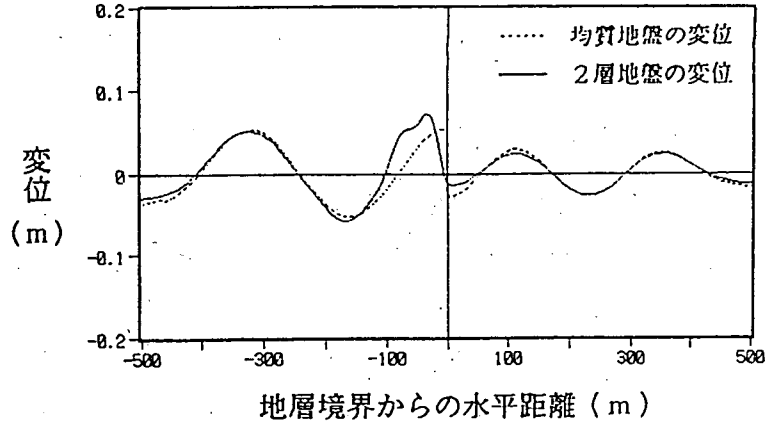


（d） トンネルの応答軸力分布（5.80秒）

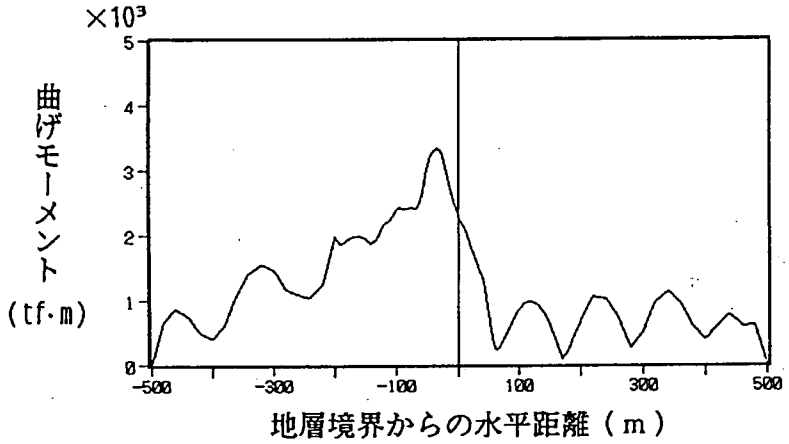
図7・3－9 地盤の最大応答変位およびトンネルの最大応答軸力（免震あり、ケース3）



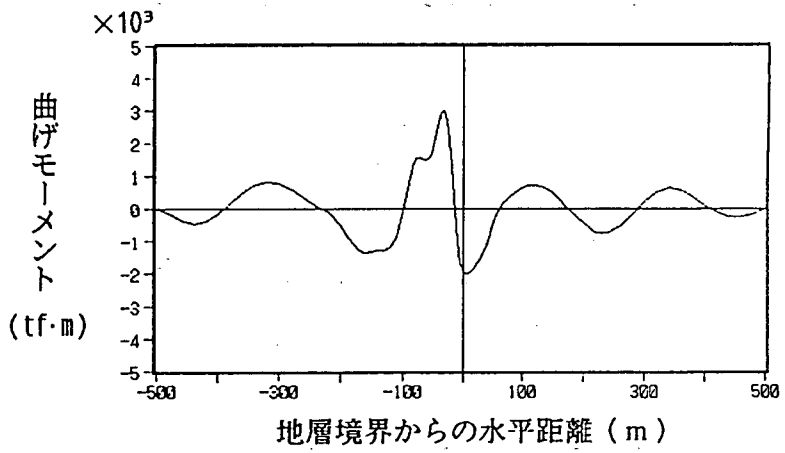
（a） 地盤の最大応答変位分布



（c） 地盤の応答変位分布（4.80秒）



（b） トンネルの最大応答曲げモーメント分布



（d） トンネルの応答曲げモーメント分布（4.80秒）

図7・3－10 地盤の最大応答変位およびトンネルの最大応答曲げモーメント（免震なし、ケース4）

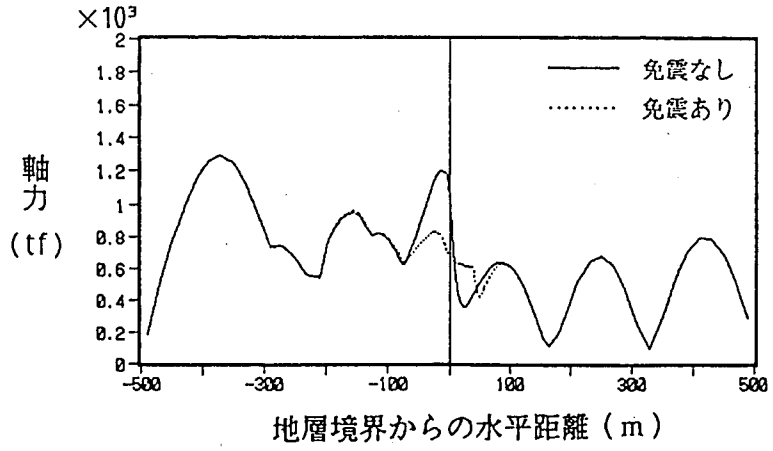


図７・３－１１　免震による最大応答軸力の低減効果

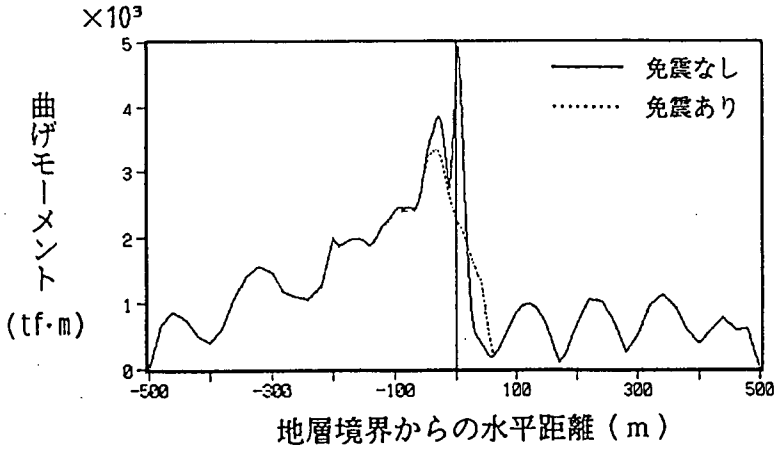


図７・３－１２　免震による最大応答曲げモーメントの低減効果

表７・３－７　免震による地層境界付近の最大応答断面力の低減効果

		免震なし	免震あり	免震あり／なし
軸力	最大値（tf）	1198	784	0.65
	発生時刻（秒）	5.81	5.78	——
曲げモーメント	最大値（tf・m）	4929	3347	0.68
	発生時刻（秒）	4.78	4.86	——

7・4　まとめおよび今後の方針

地盤剛性が急変する沖積粘土層と洪積砂層との地層境界に跨った立坑および水平シールドトンネルを例とし、地盤剛性急変部における断面力の集中度合と免震（構造物と周辺地盤との間に周辺地盤のばね定数を1/100に低下させるような柔らかい免震層を介在する方法）によるこの断面力の低減効果について、地震応答解析により応答変位法で仮定するような正弦波状の地盤変形を動的に生じさせ検討した。これらの結果より得られた知見をまとめて以下に示す。

① 地盤剛性が急変する地層境界に跨った立坑は、剛性の大きい方の洪積砂層に埋め込まれた片持梁のような挙動を示すため、地層境界付近で大きな応力が発生する。ところが、地盤剛性が均一な場合には、立坑は地盤の単一余弦波状の変形に沿って滑らかに変形するため、応力集中は起こりにくい。今、両者の地表面における最大応答変位が同一とすれば、地層境界に跨った立坑の方には均一地盤中のそれよりも概ね２倍程度大きな応力が発生するものと考えられる。

② 地盤剛性が急変する地層境界に跨った水平シールドトンネルでは、軸力よりも曲げモーメントが集中して発生しやすい傾向がある。この傾向は、昨年度の応答変位法により得られた知見と一致する。しかしながら、その集中度合を沖積粘土一様地盤に発生する最大断面力に対する比率で見ると、動的解析では、軸力が１倍程度、曲げモーメントが３倍程度、これに対し、応答変位法では軸力が２倍程度、曲げモーメントが４倍程度であり、動的解析の方が若干小さくなった。

③ 地盤剛性急変部に発生する立坑の最大応力は、立坑と洪積砂地盤との間に周辺地盤よりも十分柔らかい免震層を地層境界から立坑直径の２倍程度剛性の大きな地層内に介在すれば、その最大値を免震のない場合の80％程度にまで低減できると考えられる。この免震による低減効果は、昨年度の応答変位法では55％程度であり、動的解析の結果とは若干異なる。

④ 地盤剛性急変部に発生する水平シールドトンネルの最大断面力は、立坑同様シールドトンネルと洪積砂地盤との間に周辺地盤よりも十分柔らかい免震層を地層境界からトンネル直径の４倍程度剛性の大きな地層内に介在すれば、軸力および曲げモーメントの最大値を免震層のない場合の70％程度にまで低減できると考えられる。また、この免震による低減効果も立坑と同様に昨年度の応答変位法では軸力85％、曲げモーメント50％程度であり、今回の動的解析結果とは若干異なる。

今後は、地盤剛性急変部の地下構造物に対する免震設計法のガイドラインの策定を念頭におき、応答変位法をベースとした地盤剛性急変部における断面力の集中度合と免震によるこの断面力の低減効果の評価方法について、検討を行う予定である。また、免震構造や

その施工法についても検討したいと考えている。

参考文献

1）建設省土木研究所・㈱鴻池組・清水建設㈱・飛島建設㈱・フジタ工業㈱：地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究報告書，共同研究報告書第２９号、pp.208－235、1989.8

2）建設省土木研究所・(財)先端建設技術センター・㈱奥村組・鹿島建設㈱・㈱鴻池組・清水建設㈱・大成建設㈱・飛島建設㈱・㈱間組・フジタ工業㈱ ：地下構造物の耐震設計技術に関する研究，平成元年度共同研究報告書、pp.282-324、1990.3

3）建設省土木研究所：新耐震設計法（案）、土木研究所資料、No.1185、1977

4）荒川・川島・相沢：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震波形、土木技術資料、Vol.26-7、1984.7

5）土岐憲三：構造物の耐震解析、新体系土木工学、No.11、pp.172-174、1981.4

6）Tamura,C.,S.Okamoto and M.Hamada;Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes、東京大学生産技術研究所報告、第２４巻、第５号、1975

第８章　地下空間の地震防災方法

８・１　大規模地下道路の地震防災方法の検討

８．１．１．概要

地下構造物は、地上構造物と異なり密閉空間であるという特徴を有している。このため、地下構造物の利用者は地震災害に対する潜在的な不安感を抱きやすく、地震時にはパニック等の二次災害が懸念されるところである。

本検討は、不特定多数の車両及び人間が利用する都市型大規模地下道路を対象として、地震時防災の方策を、利用者の地震時不安感要因から抽出・整理するものである。昨年度（平成元年度）は、地下道路利用者といった立場から、利用者の地震時不安感を低減するためにはどのような対策を講じればよいかをＶＥ手法により検討し、大規模地下道路の地震防災システムの特徴を整理した。その結果、以下の点が明かとなった。

１）「不安感をなくす」が大規模地下道路の地震防災上最も基本的な働き（基本機能）であることが明かとなった。また、「不安感をなくす」ための対策（上位機能）として、①安全性をＰＲする、②付加機能をもたせる、③快適な線形・形状をつくる、④快適な空間環境をつくる、⑤情報をコントロールする、⑥避難システムをつくる、⑦通行規制をつくる、⑧構造物の耐災性を向上させる、⑨車の耐災性を向上させる、が抽出された。

２）上位機能のうち、地震時不安感を低減させる効果の大きい対策として、「快適な線形・形状をつくる」、「快適な空間環境をつくる」、「安全性をＰＲする」が挙げられる。これらは、「狭い・暗い・不快である」といった地下施設に特有な潜在的な不安感を解消しようとするものである。

ブレーンストーミングにより、大規模地下道路の地震防災対策として785件のアイディアを得ることができた。これらのアイディアを十分生かすためには、それらの相互関連性について明らかにするとともに、利用者に対してどのような地震防災上の効果を発揮するかを検討する必要がある。

本報告は、785件の大規模地下道路の地震防災対策のアイディアを不安感項目に転義させるとともに絞り込み、それらの不安感項目の相互関連性をアンケートにより数値化し、大規模地下道路利用者の地震時不安感の構造化を行い、構造のモデル及び最下層にある地震時不安感を明らかにするものである。構造モデルの作成にあたっては、ＩＳＭ法（Interpretative Structural Modeling）及び相互関連性にあいまいさを考慮できるＦＳＭ法（Fuzzy Structural Modeling）を用いることとした。

8．1．2　地震時不安感に関する要因の抽出

平成元年度に実施した「大規模地下道路の地震防災対策」をテーマとしたブレーンストーミングから得られた785件のアイディアを基に、地震時不安感に関して以下に示す８つの主要因を抽出した。

①潜在的不安要因：大規模地下道路を利用することに対して、常時から持っている漠然とした不安要因

②被害要因　　：構造物本体、内部施設及び車両等の被災要因及び身の危険に関する不安要因

③地震時対応要因：緊急時の対応方策・行動に関する不安要因

④走行要因　　：地下道路内の走行に関する不安要因

⑤環境要因　　：地下道路内の環境の整備方策等に関する不安要因

⑥避難要因　　：地下道路内での緊急時の避難行動に関する不安要因

⑦被災・避難情報要因：被災情報及び避難情報の確度・伝達体制等に関する不安要因

⑧交通事故要因　：地震時の交通事故発生に関する不安要因

それぞれの主要因に対する従属要因は表８・１－１～表８・１－８に示すとおりである。

表８・１－１　潜在的不安感要因

番号	要因および内容
1	悪いイメージがある（環境が暗い、狭い、土木工事が暗い、臭い、汚い）
2	危険なイメージがある
3	慣れていない（運転経験が無い）
4	親しみにくい
5	閉鎖空間である
6	時間感覚が無い
7	方向感覚が無い
8	避難がしにくい
9	救助が困難である
10	利用しにくい
11	PRが足りない
12	ルートがわかりにくい

表８・１－２　被害要因

番号	要因および内容
1	トンネルの材料が弱い（耐火性、耐水性、耐食性）
2	トンネルの構造が弱い
3	耐震化対策がなされていない（制震・免震構造、地盤改良、液状化対策）
4	内部施設が弱い（環境・防災施設の損傷、施設の落下）
5	トンネル（内部施設）が揺れる
6	車両が弱い（強度、耐水性、耐火性）
7	車両の緊急機器が不十分（脱出装置、消火装置、情報装置）
8	被害が拡大しやすい
9	浸水が発生する
10	火災が発生する
11	交通事故が発生する
12	パニックが発生する
13	停電が発生する
14	被害を知らされる
15	被害を目撃する（構造物・内部施設の被害、けが人）
16	煙が発生する
17	トンネルが壊れる

表８・１－３　地震時対応要因

番号	要因および内容
1	防災教育を受けていない（教育、見学）
2	防災訓練を受けていない（非常機器の取扱い、避難訓練）
3	災害に対する意識が薄い
4	防災機器の設置場所を知らない
5	防災機器の使い方を知らない
6	災害時の指示情報が不十分である
7	災害に遭った経験が無い（地上施設、地下施設とも）
8	災害事例を知らない
9	地形・現在位置がわからない

表８・１－４　走行要因

番号	要因および内容
1	路面が滑らかでない
2	路線がわかりにくい（複雑、地形が不明確）
3	分合流が多い
4	線形が滑らかでない
5	勾配が適切でない
6	車線の整備が不十分である（車線数、車線別路線、対面通行）
7	視界が悪い
8	交通管理が不十分である（渋滞、車種規制、交通量規制、危険物管理）
9	交通教育が不十分である
10	常時の交通規則が明確でない
11	非常時の交通規則が明確でない
12	路上障害物が発生する
13	運転者のモラルが悪い（非常時の乗り捨て、非常時用品の未整備）
14	自分のペースで走れない
15	歩行者が混在している

表８・１－６　避難要因

番号	要因および内容
1	避難路が少ない
2	避難路が不明確
3	避難路が狭い（通路、非常口）
4	避難路が複雑
5	避難に時間がかかる
6	避難場所が少ない（非常停車帯、安全区間、非常駐車場、シェルター）
7	避難場所が不明確
8	避難場所が狭い
9	非常用設備が不十分（医療設備、発電機器、非常電話、レスキュー隊）
10	避難場所の防災設備が不十分（災害検知装置、防煙・防火シャッター）
11	避難誘導設備が不十分（誘導標識、監視モニター）
12	避難誘導体制が不十分（中央管理センター、誘導員）
13	避難補助設備が不十分（エスカレーター、エレベーター）
14	事故・放置車両の管理体制が不十分
15	パニックが発生する
16	非常口が遠い
17	人が殺到する

表８・１－５　環境要因

番号	要因および内容
1	地上環境との相違
2	内壁が親しみにくい（色、無機質的、設備・機器の露出）
3	内部空間の整備が不十分（騒音、照明、換気）
4	付帯施設の整備が不十分（トイレ、電話）
5	生活施設の整備が不十分（公園、デパート、遊歩道）
6	他施設と連絡しにくい（地下道、地下駐車場）
7	地上に出にくい
8	環境の管理が不十分（環境制御、車両通行管理、事故車の管理）
9	利用者が少ない
10	利用する機会が少ない
11	利用するメリットが少ない
12	出入口が親しみにくい（形状、アプローチの長さ、照明）
13	内部空間の変化が乏しい（単調な環境、断面が変化しない）
14	地上と連絡がとりにくい（情報のやり取り）

表８・１－８　交通事故要因

番号	要因および内容
1	ハンドルをとられる
2	急ブレーキをかける
3	焦ってしまう
4	車両からの落下物がある
5	車が蛇行する
6	運転者の反応がバラバラである
7	トンネルが揺れる

表８・１－７　被災情報・避難情報要因

番号	要因および内容
1	地震情報が不十分（地震規模、震源、余震）
2	地下道路内の被災情報が不十分（寸断、浸水、火災、事故）
3	地上の被災情報が不十分
4	避難誘導情報が不十分（避難路、避難場所）
5	現在位置がわからない
6	情報の信頼性が低い
7	情報の氾濫（デマ、古い情報、関係のない情報）
8	情報内容が統一されていない
9	情報伝達体制が不十分（テレビ、ラジオ、パトロールカー、情報板）
10	情報伝達が遅い
11	情報が確認できない（管理者→利用者への一方通行）
12	情報管理体制が不十分
13	情報収集体制が不十分（災害検知システム、避難状況把握システム、他施設との情報交換）
14	情報内容がわかりにくい

なお、従属要因の構造化に際しては、上記の①～⑧の主要因間は互いに独立であるものと仮定した。

８．１．３　不安要因の相互関連の数値化

各主要因ごとに、それぞれの従属要因間での二項関係をアンケート方式により求めた。アンケート調査では、要因の構造化に際してファジイ性を取り入れるため、0.0から1.0の間の数値により二項関係の重みを回答していただくこととした。ここで、0.0と回答があった場合には二項関係に因果関係が全く存在しないことを意味し、1.0と回答した場合には完全な因果関係が存在することを意味するものである。

アンケートの質問形式は、図８・１－１ に示すように各要因間に対する因果関係を問うもので、「要因S_iが原因となって、要因S_j（結果）を導くか？」とした。

アンケートの項目数は、要因数をｎとするとｎ×ｎ－ｎ回の回答が必要となる。本アンケート調査ではそれぞれの主要因ごとに

①　潜在的不安要因　　12×12-12＝132回

②　被害要因　　17×17-17＝272回

③　地震時対応要因　　9×　9-　9＝　72回

④　走行要因　　15×15-15＝210回

⑤　環境要因　　14×14-14＝182回

⑥　避難要因　　17×17-17＝272回

地下道路の地震防災と地下道路に対する地震時不安感要因との関係についてのアンケート

あなたが地下道路を車両で走行している情景を頭に描きながらアンケートにお答え下さい。地下道路に対する地震時不安感要因と、不安感を持たせる原因となる要因との結び付きの度合を、以下の例に示す方法で0.0～1.0の破線上に記入して下さい。ただし、縦の破線は度合の目安でありますので、必ずしも縦の破線と横の破線との交点にチェックをしなくてはならないということではありません。

例)　「火災が発生する」（原因）ため、「パニックが発生する」（結果）と思いますか？

以下の原因があるために、「パニックが発生する」と思いますか？	
0.0：全く関係ない 0.5：半分ぐらいそうだ 1.0：絶対そうだ	0.0　0.2　0.4　0.6　0.8　1.0
火災が発生する	
・・・・・・・	

全否定　　半分　　全肯定

なお、アンケート回答者ご自身の考え方として、「地下道路を利用したことがないからわからない」要因（例：「情報伝達が遅い」、「利用しにくい」）及び「いや、地下道路に対して私はそうは思わない」要因（例：「耐震化対策がなされていない」訳がないじゃないか）が含まれていた場合でも、その要因が実際にあるものと仮定して、原因と結果の結び付きの度合のみに着目してお答え下さい。

氏名		年齢		性別	男女

以下の原因があるために、「悪いイメージがある（環境が暗い・狭い、土木工事が暗い、臭い、汚い）」と思いますか？	
0.0：全く関係ない 0.5：半分ぐらいそうだ 1.0：絶対そうだ	0.0　0.2　0.4　0.6　0.8　1.0
危険なイメージがある	
慣れていない（運転経験がない）	
親しみにくい	
閉鎖空間である	
時間感覚がない	
方向感覚がない	
避難がしにくい	
救助が困難である	
利用しにくい	
ＰＲが足りない	
ルートがわかりにくい	

図8・1－1　アンケート調査票（部分）

⑦　被災・避難情報要因　14×14-14＝182回

⑧　交通事故要因　　7×　7-　7＝　42回

の合計1364回の回答が必要である。

アンケート対象者は男性20名、女性15名の計35名である。男女別の属性を以下に示す。

男性のうち、16名が土木技術者、３名が土木工学科の学生、１名が事務職である。年齢構成は、10代が１名、20代が13名、30代が５名、40代が１名である。

女性のうち、１名が土木技術者、１名が土木工学科の学生、１名が学生、６名が事務職、６名が主婦である。年齢構成は、10代が１名、20代が11名、30代が１名、40代が２名である。

アンケートの集計は、男性のみ、女性のみ及び全体に対して、それぞれサンプル平均により不安要因の構造化解析を行うこととした。

８．１．４　構造モデルの同定手法

１）ＩＳＭ法

ＩＳＭ(Interpretive Structural Modeling) 法は、項目間の関係を０、１にとり、グラフ理論を用いて要素間の相互関係パターンを多層階の有向グラフとして図示するものである。

あるシステムがｎ個の要素の集合Ｓ＝｛$s_1, s_2, \ldots\ldots, s_n$｝から成るものとする。さらに、集合Ｓには二項関係Ｒが定義されているものとする（集合でいう直積）。

要素s_iが、要素s_jに直接関係している場合、$s_i R s_j$のように表わすこととする。

有向グラフは、$s_i R s_j$のとき頂点s_iから頂点s_jに向かう線を描くことにより、表現できることになる。

次に、この関係を２値行列を用いて表現する。つまり、集合Ｓの各要素を行と列に持つ行列Ａを考え、$s_i R s_j$が成り立てば$a_{ij}=1$（a_{ij}は、Ａの要素）、そうでない場合には$a_{ij}=0$として関係Ｒを示すことにより２値行列として表現できる。

この行列Ａは二項関係Ｒの、あるいは有向グラフの、隣接行列（adjacency matrix）と呼ばれ、要素間の関係を行列により表現したものである。

Ａに単位行列Ｉを加え、ブール代数演算のもとで行列の乗算を

$$(A+I)^{r-1} \neq (A+I)^{r} = (A+I)^{r+1} = T \qquad (8\cdot1\text{-}1)$$

が得られるまで行った行列Tを可到達行列（reachability matrix）といい、この行列はもとの隣接行列Aにおけるすべての直接的な関係とともに、関係Rの推移性によって得られる間接的な関係も同時に示されることになる。

なお、任意の要素s_i、s_jおよびs_kの間で$s_i R s_j$かつ$s_j R s_k$により$s_i R s_k$という関係が成り立つとき、関係Rは「推移的」であるという。

要素を多層階に分割する場合、まず要素s_iについて、次式に示す2つの集合を定義する。

$$\Psi_i = \{ s_j \in S \mid t_{ij} = 1 \} \qquad (8\cdot1\text{-}2)$$

$$\Omega_i = \{ s_j \in S \mid t_{ji} = 1 \} \qquad (8\cdot1\text{-}3)$$

ここで、Ψ_i：要素s_iから到達可能な要素をすべて集めた集合

Ω_i：要素s_iに到達可能な要素をすべて集めた集合

次に、Ψ_iとΩ_iとの積集合を考え、次式を満足する要因s_iの集合を求める。

$$\Psi_i \cap \Omega_i = \Psi_i \qquad (8\cdot1\text{-}4)$$

この集合は、これに属さない要素のいずれにも到達できない要素の集合であり、したがって、多層階有向グラフの最上位レベルの要素ということになる。

この要素を可到達行列から取り除き、各要素に対して式(8.1-2)～(8.1-4)を繰り返すことにより、各要素のレベル分割ができることとなり、多層階有向グラフが求められる。

2）　ＦＳＭ法

ＦＳＭ（Fuzzy Structural Modeling）法は、項目間にファジイ関係を導入し、グラフ理論及びその演算にはファジイ代数を利用するもので、ファジイ構造パラメータλを考慮しながら構造化を行うものである。

したがってＩＳＭ法に比べ、柔軟性を持った構造モデルを同定できるものである。また、有向グラフには項目間の連結度及び影響度を求めることができる。計算手順の概要を以下に示す。

ＩＳＭ法の場合と同様に対象システムを$S = \{ s_1, s_2, \ldots, s_n \}$として、項目間の従属関係を示すファジイ従属行列Aを次式のように定義する。

$$A = [a_{ij}],\ i, j = 1,\ 2,\ \ldots\ n \qquad (8\cdot1\text{-}5)$$

ここで、A：n×nの正方行列

a_{ij}：項目s_iが項目s_jに従属する度合であり、次式によって求められる。

$$a_{ij} = f_r(s_i, s_j),\ 0.0 \leqq a_{ij} \leqq 1.0$$

$f_r(s_i, s_j)$ はメンバーシップ関数を表わす。

また、ファジイ補集合 $\overline{A}$ のメンバーシップ関数 $\overline{f_r}(s_i, s_j)$ は、λの構造パラメータによって次式のように与える。

$$\overline{f_r}(s_i, s_j) = \frac{1 - f_r(s_i, s_j)}{1 + \lambda f_r(s_i, s_j)} \qquad (-1 < \lambda < \infty) \qquad (8\cdot1\text{-}6)$$

ファジイ従属行列Aは、与える閾値p（0.0～1.0）に対して、次の条件を満足するものとする。

ファジイ非反射律

$\forall(s_i, s_i) \in S \times S$ に対して $f_r(s_i, s_i) < p$ を満足する。

ファジイ非対称律

$\forall(s_i, s_j) \in S \times S$ $(i \neq j)$ に対して $f_r(s_i, s_j) < p$ あるいは $f_r(s_j, s_i) < p$ の少なくともどちらか一方が成り立つ。

また、ＩＳＭ法で示した可到達行列に対して、その条件を緩和したファジイ半到達可能行列A'は、次の条件を満足するものとする。

ファジイ半推移律

$\forall(s_i, s_j)$，(s_j, s_k)，$(s_k, s_i) \in S \times S$ $(i \neq j,\ j \neq k,\ k \neq i)$

に対して、

$$M = \bigvee_{j=1}^{n} \left(f_r(s_i, s_j) \wedge f_r(s_j, s_k) \right) \geqq p$$

のとき、$f_r(s_i, s_k) \geqq M$ を満足する。

次に、Sの項目がどの階層に属するかのレベル集合を次式により定義する。

$$\left.\begin{aligned}
&\text{最上層レベル集合} \quad L_t(S) = \{s_k \mid \bigvee_{j=1}^{n} a_{kj} < p \leqq \bigvee_{m=1}^{n} a_{mk}\} \\
&\text{中間層レベル集合} \quad L_i(S) = \{s_k \mid p \leqq \bigvee_{j=1}^{n} a_{kj},\ p \leqq \bigvee_{m=1}^{n} a_{mk}\} \\
&\text{最下層レベル集合} \quad L_b(S) = \{s_k \mid \bigvee_{m=1}^{n} a_{mk} < p \leqq \bigvee_{j=1}^{n} a_{kj}\} \\
&\text{独立レベル集合} \quad L_{is}(S) = \{s_k \mid \bigvee_{j=1}^{n} a_{kj} < p,\ \bigvee_{m=1}^{n} a_{mk} < p\}
\end{aligned}\right\} \qquad (8\cdot1\text{-}7)$$

ファジイ半到達可能行列から $L_t(S)$ に属する項目の行、$L_b(S)$ に属する項目の列、また

$L_b(S)$に属する項目では行及び列を削除する。すなわちファジイ半到達可能行列から有向グラフに関与しない行および列を削除することとなる。

上記によって新たに作成したファジイ半到達可能行列に対して、$L_t(S)$と$L_b(S)$集合の項目から独立な構造として表現できる構造を決定する。これをブロック化（Q_j）と呼ぶこととする。そして同一ブロックに従属する項目間の従属関係を示す小行列を抜き出す。この行列$A^{(j)}$を単一ハイアラーキー行列と呼ぶ。

最後に有向グラフを作成するために、ある項目に対する唯一の従属関係をそれぞれのブロックに対して決定する。

すなわち小行列$A^{(j)}$からレギュラー行または列を見つけ、この従属関係を示す指標をグラフに加え、次式より$[a_{\cdot j}]$を$[a^{*}_{\cdot j}]$に置き換え、そのレギュラー行または列を小行列$A^{(j)}$より削除する。

$$[a^{*}_{\cdot j}]=[a_{\cdot j}]\wedge[\overline{a}_{\cdot 1}]\wedge[\overline{a}_{\cdot 2}]\cdots[\overline{a}_{\cdot n}] \qquad (8\cdot1\text{-}8)$$

ここで、s_iに対するレギュラー行をs_j,（$j=1,2,\ldots,n$）とする。

[ ]は列ベクトルを示す。

レギュラー行または列とは、$a_{ij}\geqq p$を満たすj ($=1,2,\ldots,n$)が唯一存在するときに行iをレギュラー行といい、$a_{ij}\geqq p$を満たすi ($=1,2,\ldots,n$)が唯一存在するときに列jをレギュラー列といい、それぞれ唯一の従属関係が成り立つことになる。

なお、小行列$A^{(j)}$にレギュラー行または列が見つからない場合には、もっと低次元の行をレギュラー行に分割し、同様の計算を行う。この繰り返しにより構造グラフが完成し、構造モデルが同定できる。

（注）　全称記号 $\forall$ ×p(x)：全てのxに対してp(x)が成立する。

$$\bigvee_{j=1}^{n} a_{kj}: \quad \max_{1\leqq i\leqq n}\{a_{ij}\}, \qquad a\wedge b: \min(a,\ b)$$

8．1．5　地震時不安感の構造モデル

1）　潜在的不安要因

図8・1－2 ～図8・1－4 は、それぞれ男性、女性および全体に対してＩＳＭ法（閾値ｐ＝0.6）により求めた潜在的不安要因に対する構造モデルである。

ＩＳＭ法による閾値ｐ＝0.6の表示は、要因間の二項関係をファジイ関係（0.0～1.0）と

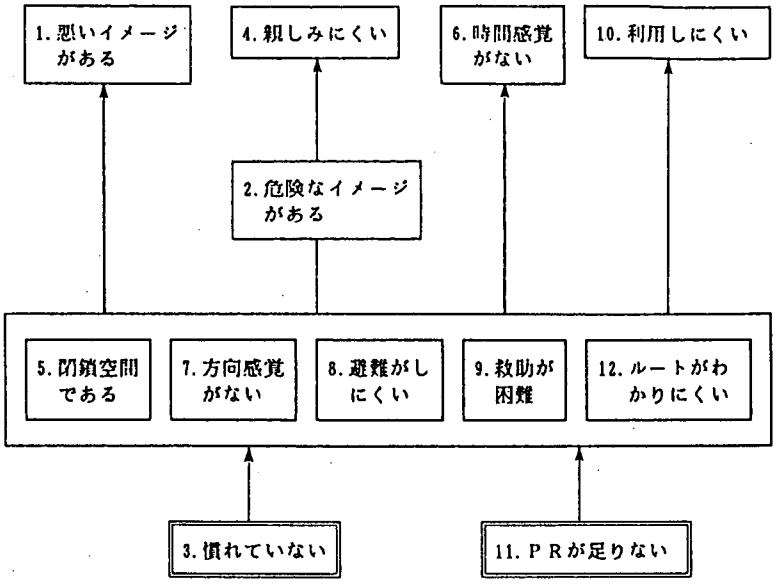


図８・１－２　潜在的不安要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

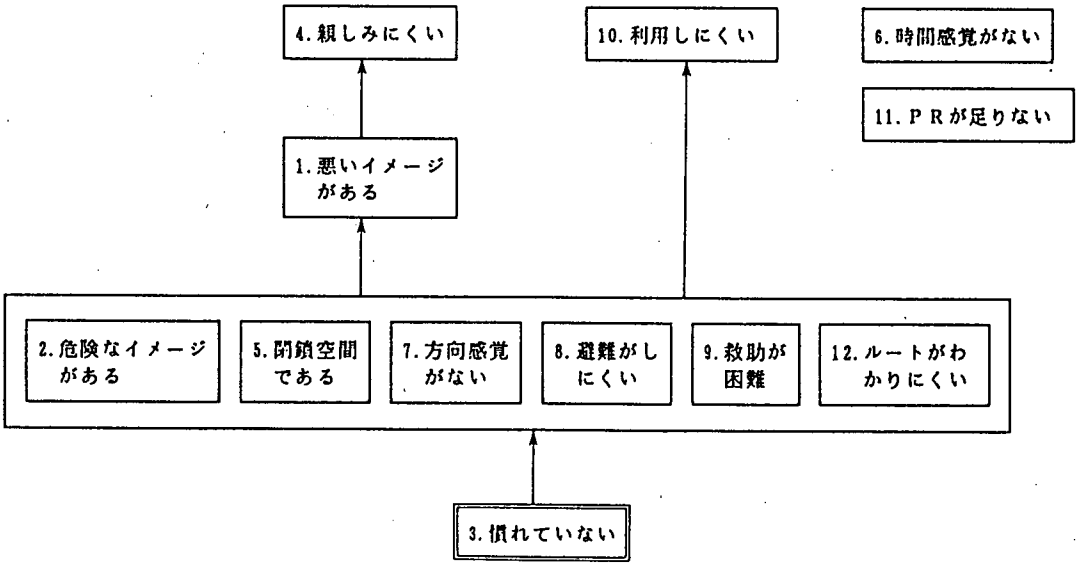


図８・１－３　潜在的不安要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

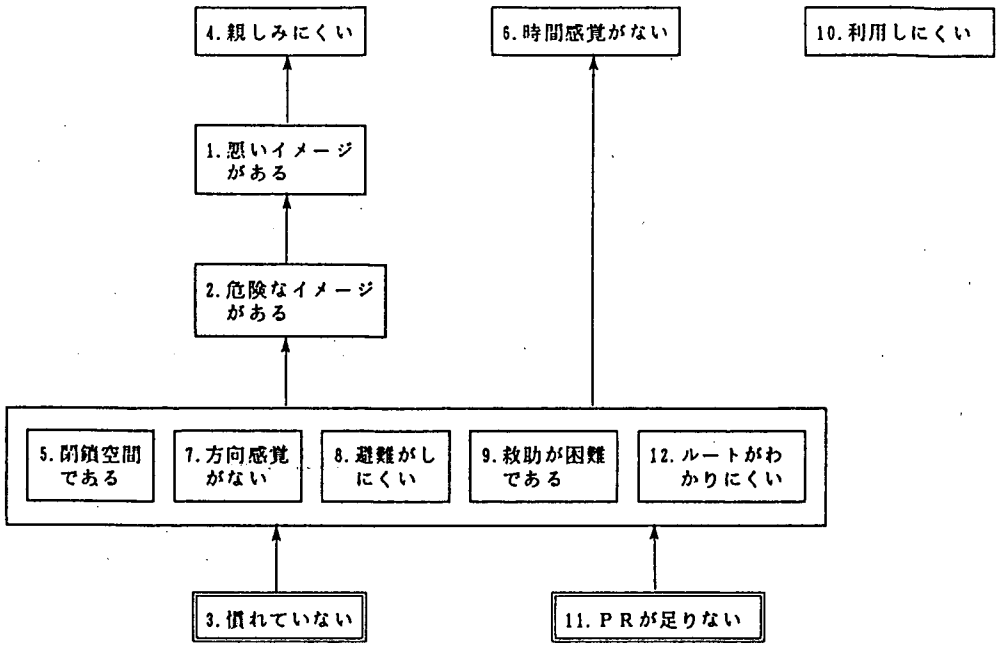


図８・１－４　潜在的不安要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

して回答を求めたため、ファジイ従属行列の要素$a_{ij} \geqq 0.6 = p$のときＩＳＭ法における隣接行列の要素$b_{ij} = 1$とし、$a_{ij} < 0.6 = p$のとき$b_{ij} = 0$として設定したことを意味する。

男性では、地下道路に「慣れていない」ことと地下道路の「ＰＲが足りない」こととが原因となって、「閉鎖空間である」「方向感覚がない」「避難がしにくい」「救助が困難である」「ルートがわかりにくい」といった不安要因を導く。これらは相互に強く影響し合っており、これによって「危険なイメージ」を生み出し、結果的に「親しみにくい」という要因に至る構造モデルとなった。

女性では、地下道路に「慣れていない」ことが契機となって、「危険なイメージがある」「閉鎖空間である」「方向感覚がない」「避難がしにくい」「救助が困難」「ルートがわかりにくい」といった不安要因を導く。これらは相互に強く影響し合っており、これによって「悪いイメージ」を生み出し、結果的に「親しみにくい」という要因に至る構造モデルとなった。

全体では男性の構造モデルとほぼ同様のモデルが得られた。

これらの構造モデルによると潜在的不安要因では、「親しみにくい」「利用しにくい」「時間感覚がない」が、その直接的原因であり、その解消のためには、最下層の要因であ

る「慣れていない」、「ＰＲが足りない」についての対策を立てることが最も効率がよいことがわかった。

図８・１－５ ～図８・１－７ は、それぞれ男性、女性および全体に対してＦＳＭ法により求めた構造モデルである。なお、男性、女性および全体とも二項間行列に閾値ｐ＝0.6では非対称律が成り立たない二項間関係があるため、図８．１．５～図８．１．７は男性、女性および全体に対して非対称律が成り立つように閾値を設定し（それぞれｐ＝0.73、ｐ＝0.8およびｐ＝0.7）、ファジイ構造パラメータλを-0.3とした場合の構造モデルである。

図８．１．５の男性による構造モデルでは、「閉鎖空間である」という原因から「方向感覚がない」状態となり、このため「ルートがわかりにくい」状態となる。このことが「避難がしにくい」という不安を生み、結果的に「悪いイメージ」および「危険なイメージ」を導くこととなる。なお、ＦＳＭ法の構造モデルでは、ＩＳＭ法に比較して閾値が高いため、単純なモデルとなり、また、要因間の連結度は強連結となっている。このため、ＩＳＭ法では最下層にあった「慣れていない」および「ＰＲが足りない」は、連結度が閾値よりも低かったため、ＦＳＭ法による構造モデルでは独立要因として抽出されている点が興味深い。 図８．１．６の女性による構造モデルでは、閾値がｐ＝0.8と非常に高いため、独立要素が多く、非常に簡単な構造モデルの同定となった。

全体では、男性の構造モデルとほぼ同様のモデルであり、「閉鎖空間である」が原因となって、結果的に「悪いイメージ」および「危険なイメージ」が導かれている。

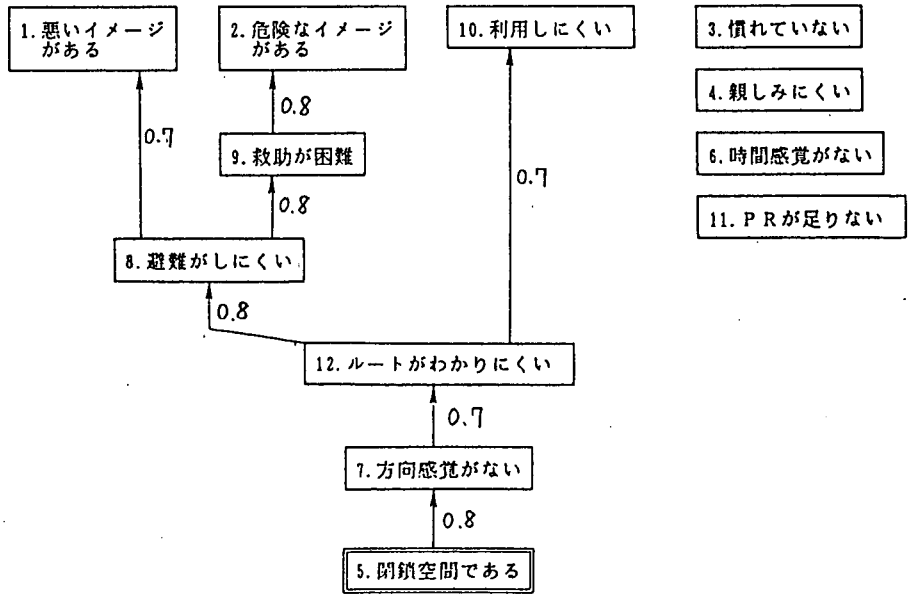


図８・１－５　潜在的不安要因に対する構造モデル（男性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.73、λ＝-0.3）

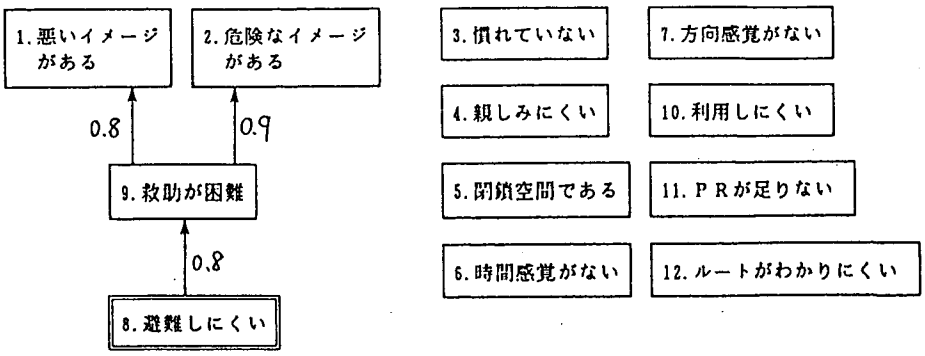


図８・１－６　潜在的不安要因に対する構造モデル（女性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.8、λ＝-0.3）

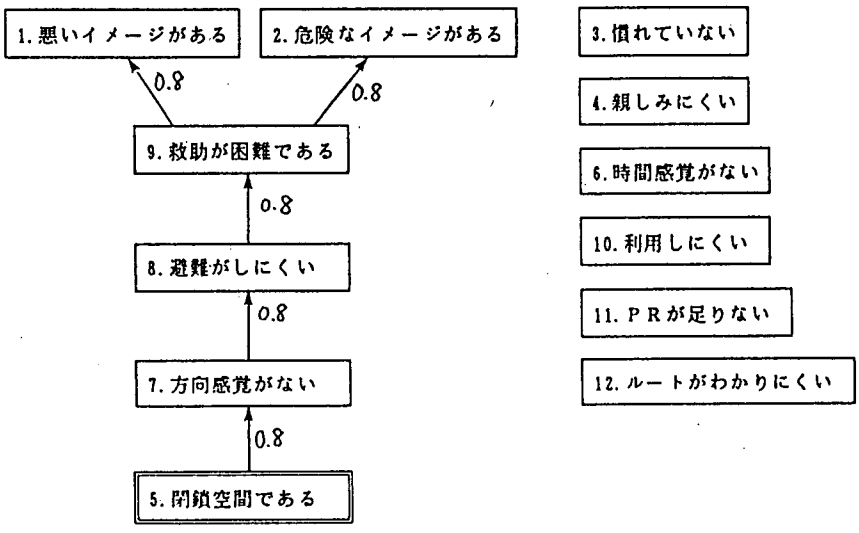


図８・１－７　潜在的不安要因に対する構造モデル（全体）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.7、λ＝-0.3）

２）被害要因

図８・１－８ ～図８・１－１０ に、それぞれ男性、女性および全体に対するＩＳＭ法（ｐ＝0.6）による被害要因の構造モデルを示す。

男性の構造モデルでは、「トンネルが揺れる」、「被害が拡大しやすい」および「被害を知らされる」が最上層レベルとなって抽出された。中間層レベルでは、「トンネルが壊れる」ことが原因となって生じる他の被害要因（「浸水が発生」「火災が発生」「停電が発生」等）への発展が基本となっており、その最終段階として「パニックの発生」が予想されている。最下層レベルとしては「耐震化対策がなされていない」、「トンネルの材料が弱い」「車両が弱い」、「車両の緊急機器が不十分」であり、いずれも防災対策への不備を危惧する要因となっている。

図８・１－９ の女性によるモデルは、比較的構造が単純であり、最上層および最下層の

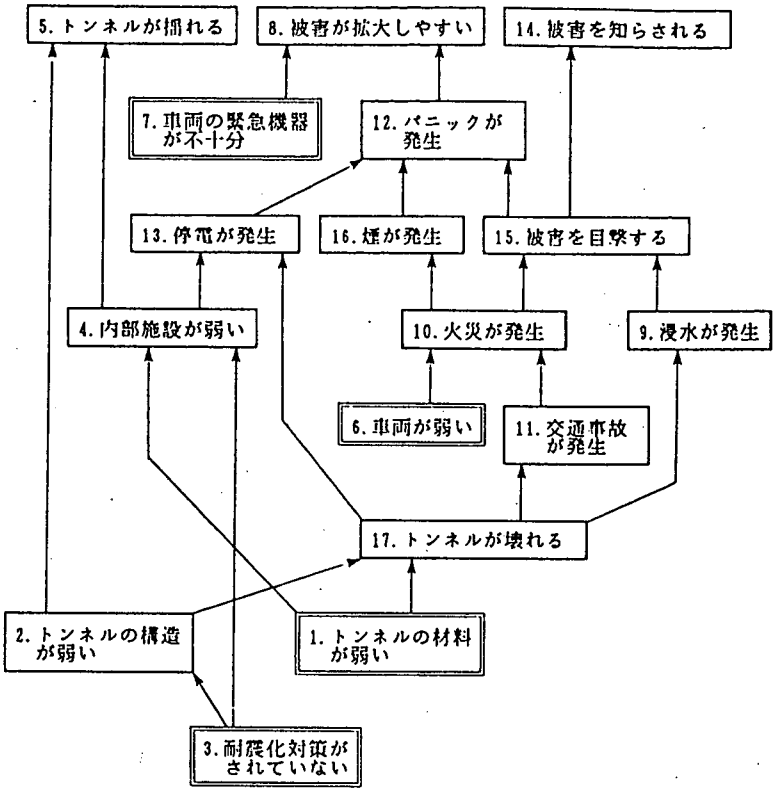


図８・１－８　被害要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

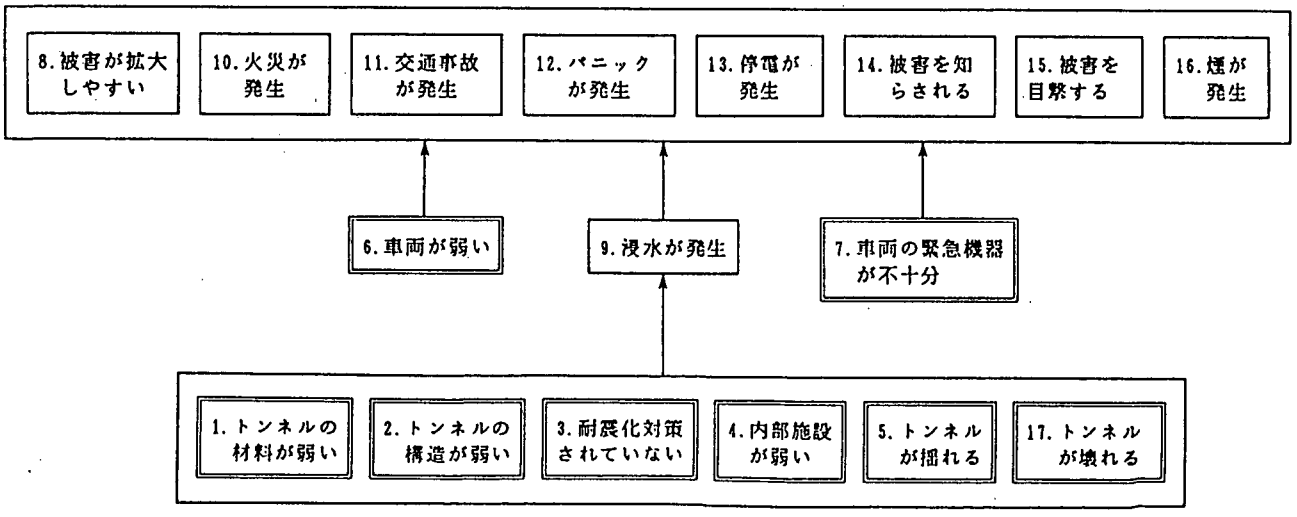


図８・１－９　被害要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

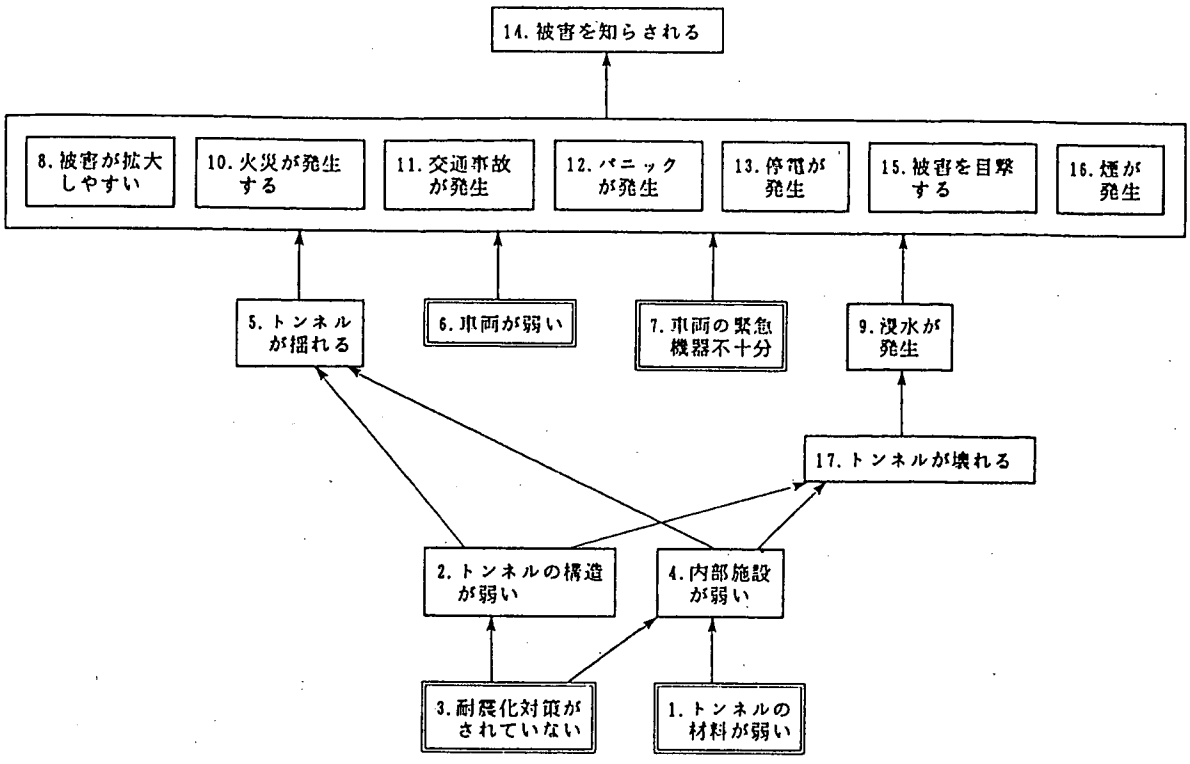


図８・１－10　被害要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

要因がそれぞれ相互に強い関係で結ばれているといったモデルとなっている。

全体の構造モデルは男性と女性の中間的な構成となっており、最下層レベルの要因は男性の構造モデルと同様であり、最上層レベルの「被害を知らされる」の直接的原因となる要因は女性による構造モデルと同様となっている。

図８・１－１１ ～図８・１－１３は、それぞれＦＳＭ法による男性、女性および全体に対する構造モデルである。なお、女性および全体の構造化にあたっては、それぞれの二項間行列中に閾値ｐ＝0.6では、非対称律が成り立たない二項間関係がある。したがって、これらの項目間の非対称律が成り立つように閾値を設定すると、男性ｐ＝0.59、女性ｐ＝0.75、全体ｐ＝0.63となった。

男性の構造モデルにおいて、最上層レベルには「被害が拡大しやすい」と「被害を知らされる」が抽出された。前者に対する直接的原因は「パニックの発生」となっており、「パニックの発生」の原因として最も連結度の強い要因は「煙の発生」である。

女性の構造モデルでは、最上層レベルとして「被害が拡大しやすい」、「浸水が発生する」が抽出されており、「被害を知らされる」が独立要因となっている。基本的には男性の構造モデルと大きく変化がないが、最下層レベルに「交通事故の発生」が抽出されてお

り、「火災の発生」に対する原因として重要視している点が興味深い。

全体の構造モデルでは、最下層レベルに「耐震化対策がなされていない」、「トンネルの材料が弱い」、「内部施設が弱い」、「車両が弱い」、「車両の緊急機器が不十分」が抽出されており、これらの要因に対して対策を講じることによって、被害の拡大および被害の認知を軽減させることとなる。

3）地震時対応要因

図8・1－14～図8・1－16に、それぞれ男性、女性および全体に対してＩＳＭ法（ｐ＝0.6）により求めた地震時対応要因に対する構造モデルを示す。

男性および全体についてはほぼ同様なモデルとなっており、これは基本的に、「災害にあった経験がない」ことによる災害に対する無関心が原因となって「防災教育を受けていない」、「防災訓練を受けていない」、「災害に対する意識が薄い」、「災害事例を知らない」といった結果を生み、このため「防災機器の設置場所・使用方法を知らない」という結果に至るものと同定された。

図8・1－17～図8・1－19に、非対称律が成り立つように閾値を男性、女性および全体についてそれぞれｐ＝0.71、ｐ＝0.8およびｐ＝0.72とした場合のＦＳＭ法による構

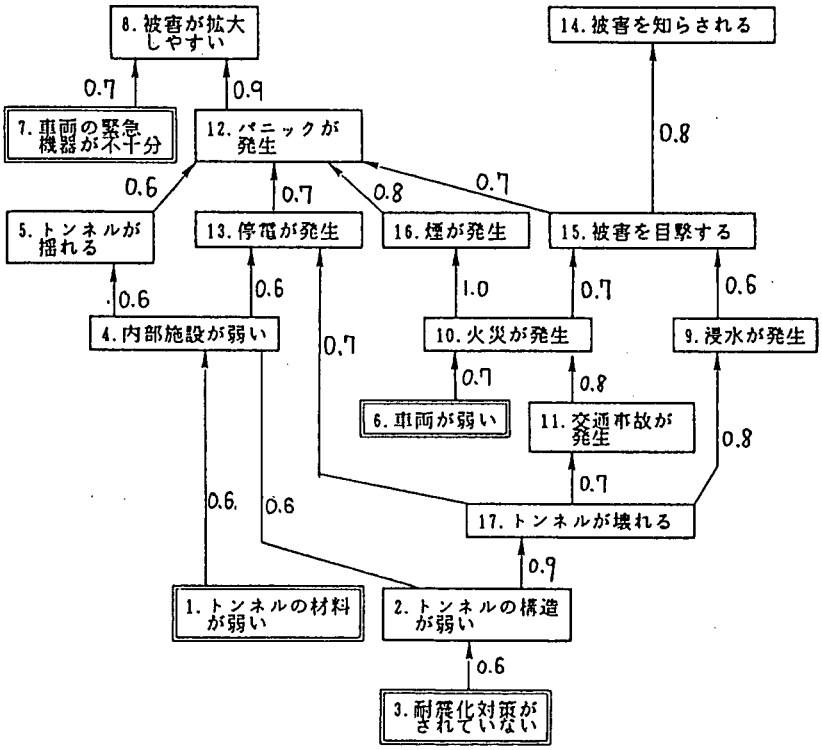


図8・1－11　被害要因に対する構造モデル（男性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.59、λ＝-0.3）

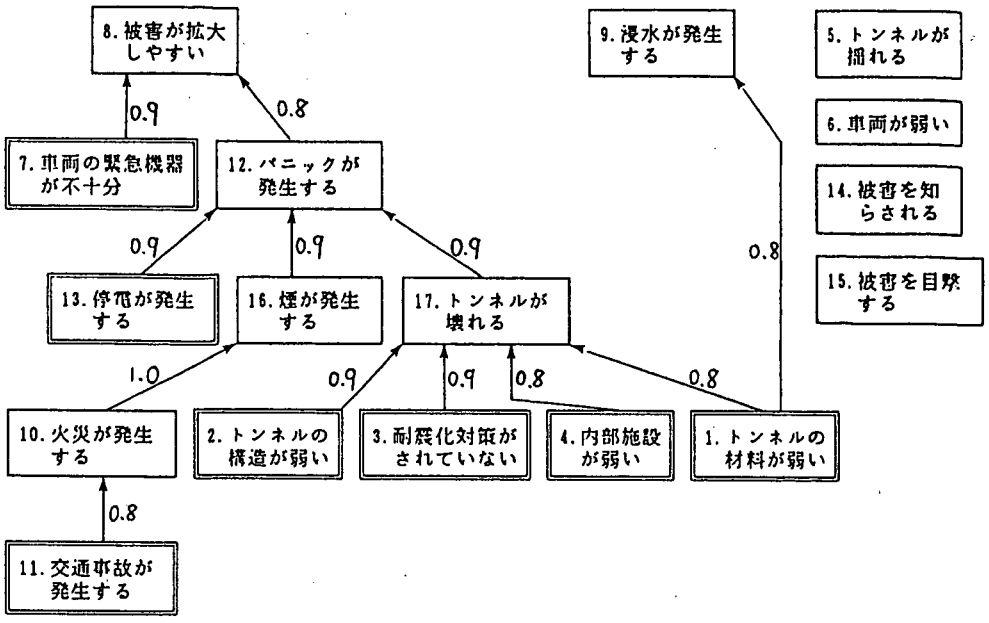


図８・１－12　被害要因に対する構造モデル（女性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.75、λ＝-0.3）

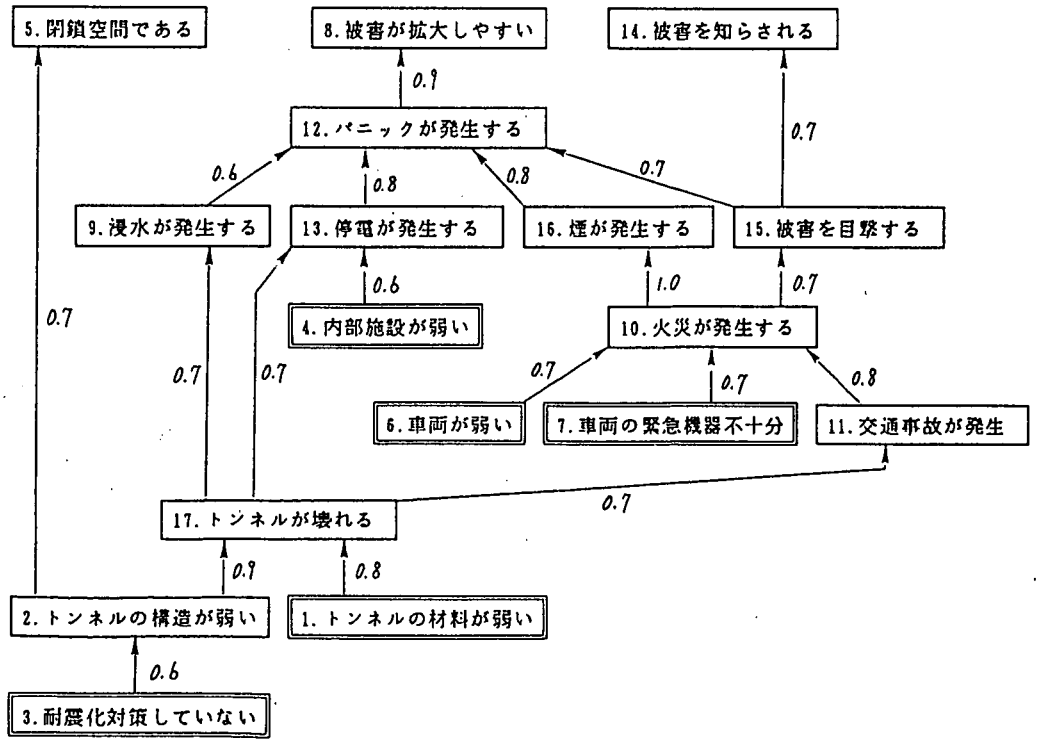


図８・１－13　被害要因に対する構造モデル（全体）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.63、λ＝-0.3）

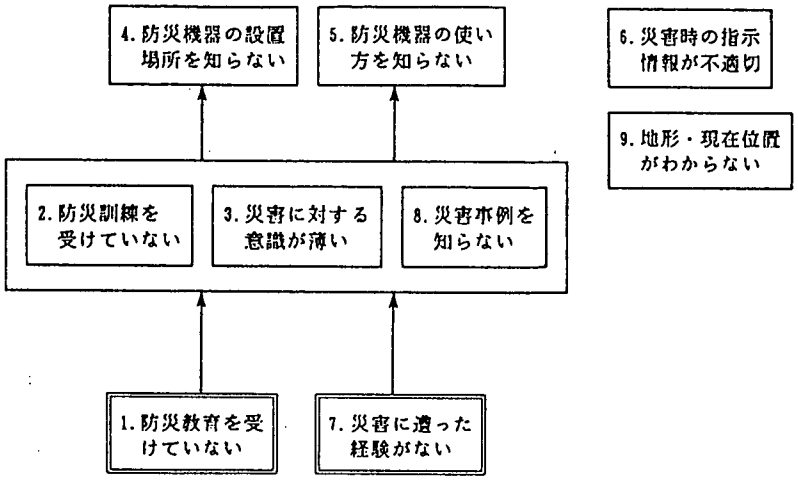


図８・１－14　地震時対応要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

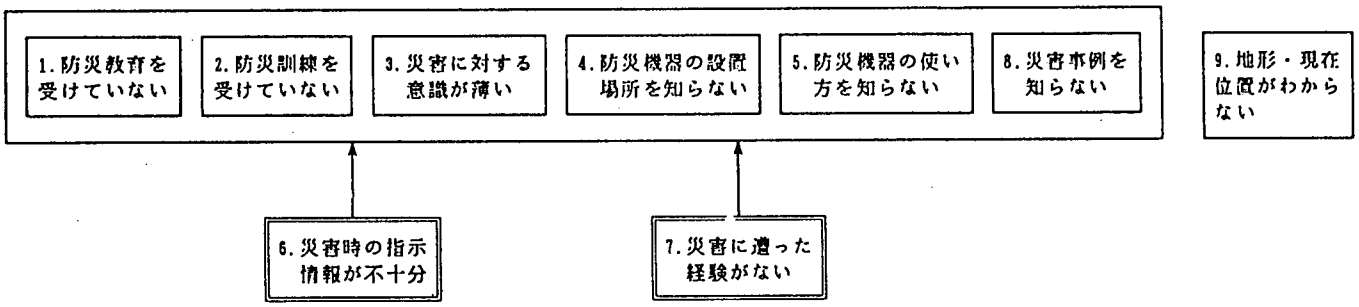


図８・１－15　地震時対応要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

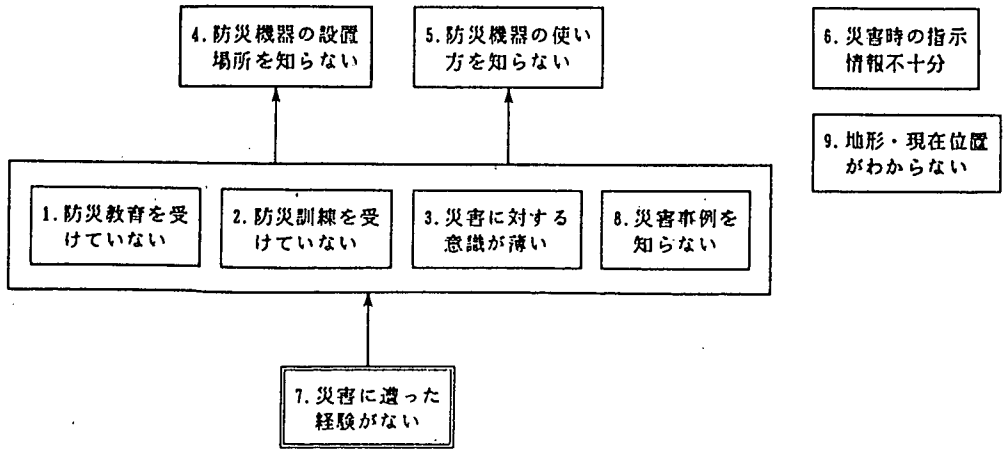


図８・１－16　地震時対応要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

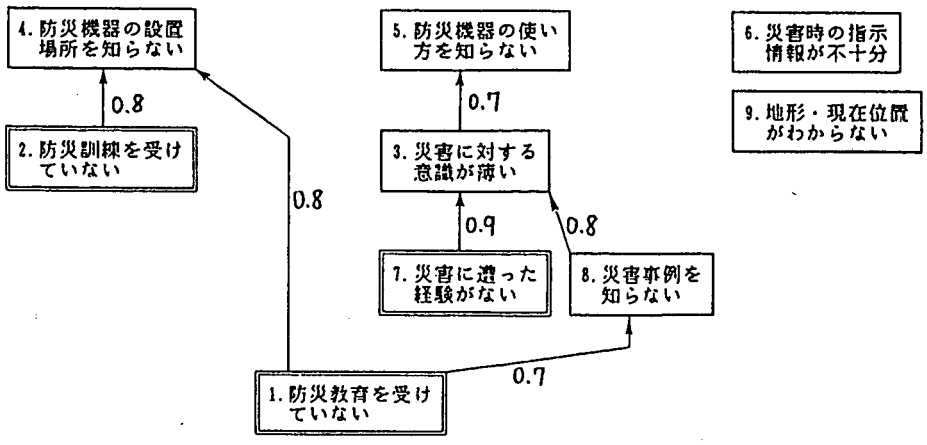


図８・１－17　地震時対応要因に対する構造モデル（男性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.71、λ＝-0.3）

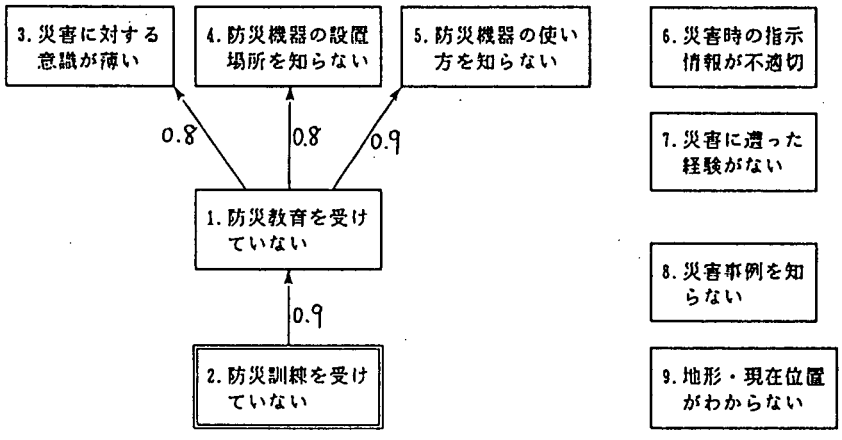


図８・１－18　地震時対応要因に対する構造モデル（女性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.8、λ＝-0.3）

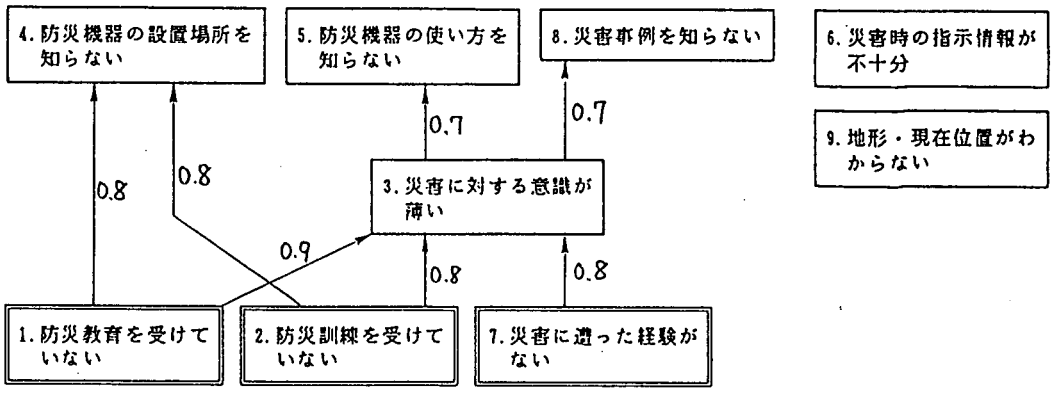


図８・１－19　地震時対応要因に対する構造モデル（全体）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.72、λ＝-0.3）

造モデルを示す。

全体では、「防災訓練・教育を受けていない」ことおよび「災害にあった経験がない」ことから「災害に対する意識が薄い」結果となり、これにより「防災機器の設置場所・使い方を知らない」結果を生じるモデルとなった。また、ここでは最上層レベルに「災害事例を知らない」が抽出されている。

したがって、最下層レベルの要因である「防災教育・訓練を受けていない」および「災害にあった経験がない」に対する対策を講じることにより、地下道路利用者の地震時対応に対する関心を高めるとともに、緊急時の対応をスムーズに行えることとなる。

4）走行要因

図8・1－20～図8・1－22に、それぞれ男性、女性および全体に対してＩＳＭ法（ｐ＝0.6）により求めた走行要因に対する構造モデルを示す。

最上層レベルには、男性、女性、全体とも「自分のペースで走れない」が選ばれている。その直接的原因は、全体の場合「路線がわかりにくい」、「交通管理が不十分」、「路上障害物が発生」であり、男性の場合には「車線の整備が不十分」が加わっている。一方、女性の場合には「線形が滑らかでない」、「交通管理が不十分」、「歩行者が混在している」であり、男性の場合と差異が見られる。

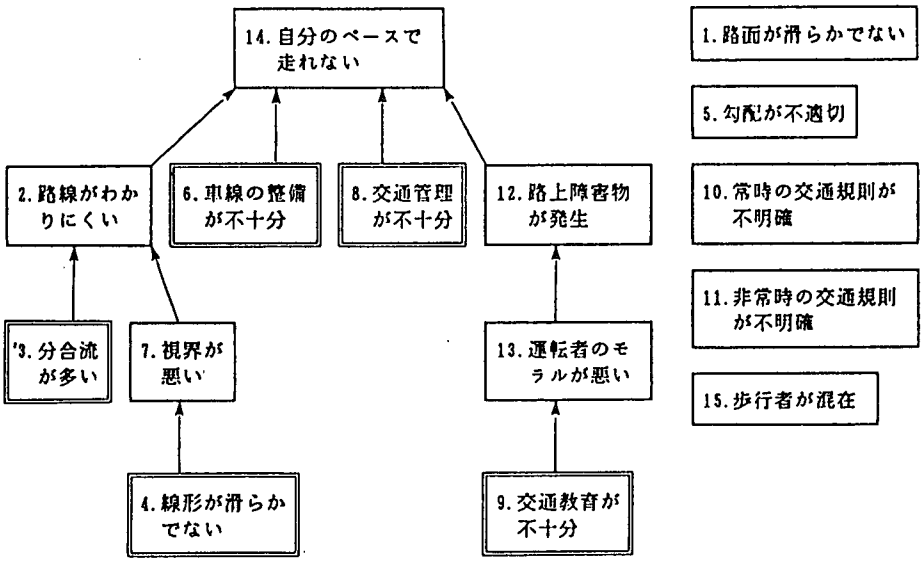


図8・1－20　走行要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

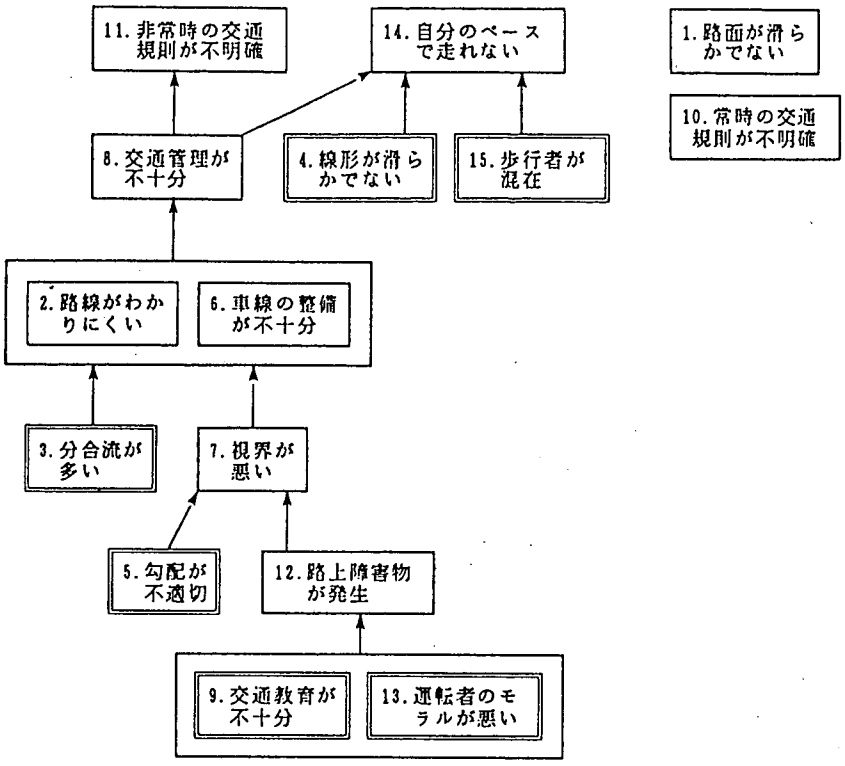


図８・１－21　走行要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

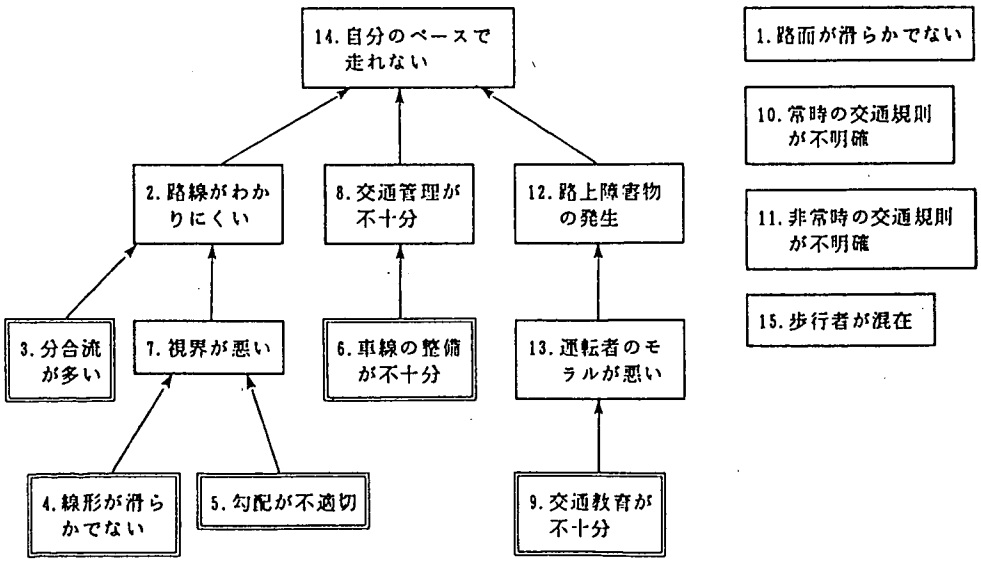


図８・１－22　走行要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

全体の場合の最下層レベルを見ると、「分合流が多い」、「線形が滑らかでない」、「勾配が不適切」、「車線の整備が不十分」といった地下道路構造本体に関する不安要因と、「交通教育が不十分」といった地下道路利用者に対する不安要因とがあり、この両面から対策を講じていく必要があることを示唆している。

図８・１－２３ ～ 図８・１－２５に、それぞれ男性、女性および全体に対してＦＳＭ法によって求めた構造モデルを示す（それぞれ、ｐ＝0.51、ｐ＝0.62、ｐ＝0.56）。

男性の場合、下位のレベルと上位のレベルとが複雑に関係しており、全体に７つのレベルから構成されている。最上層レベルは、「自分のペースで走れない」であり、直接的原因として、「路線がわかりにくい」、「車線の整備が不十分」、「交通管理が不十分」、「路上障害物が発生」、「歩行者の混在」となっている。最下層レベルとしては、「分合流が多い」、「勾配が不適切」、「交通教育が不十分」、「歩行者が混在」があり、これも地下道路本体の構造面からくる不安と、地下道路利用者に対する不安要因とに大きく区分することができる。一方、「常時・非常時の交通規則が不明確」といった要因については、男性の場合のみならず、女性、全体の場合にも独立要因として構造モデルのなかには

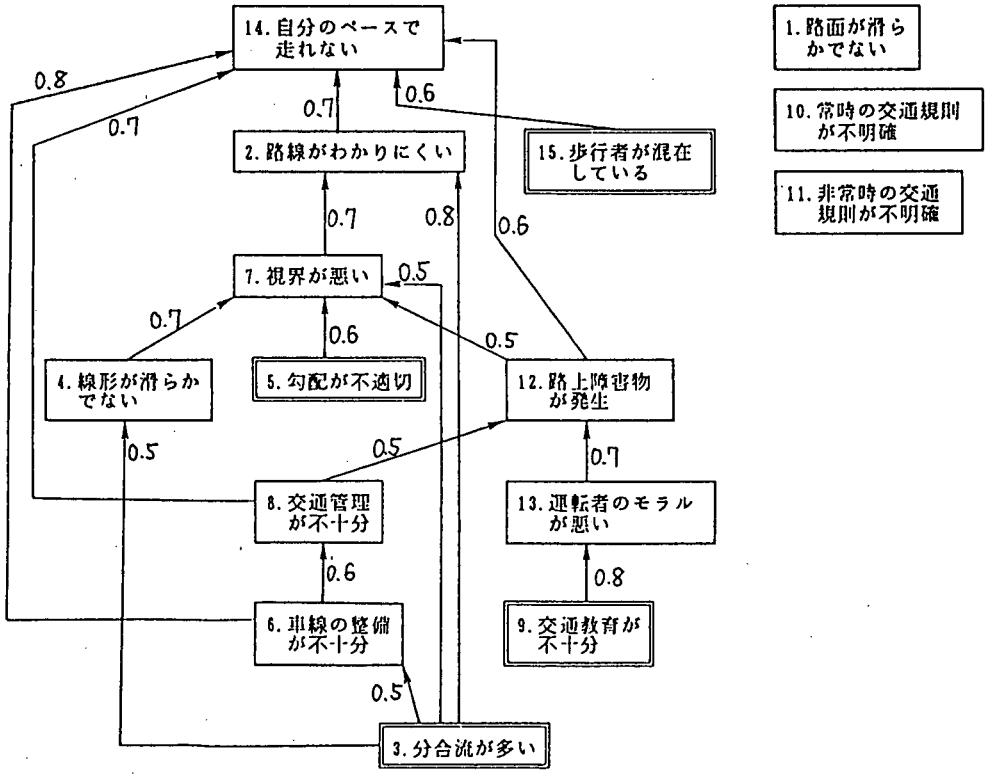


図８・１－23　走行要因に対する構造モデル（男性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.51、λ＝-0.3）

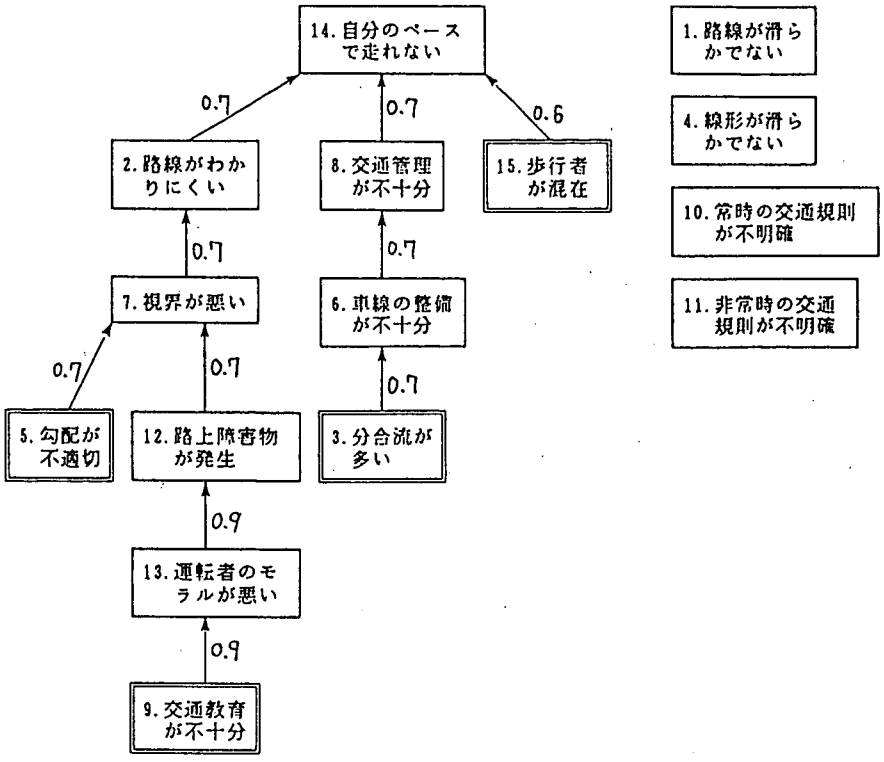


図８・１－24　走行要因に対する構造モデル（女性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.62、λ＝-0.3）

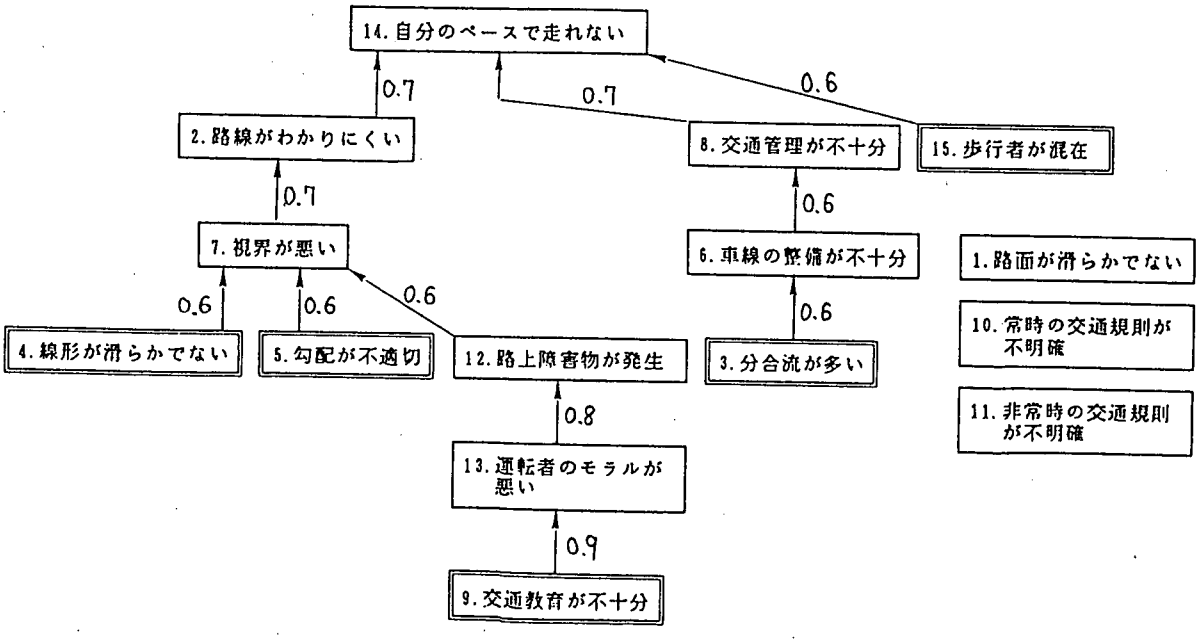


図８・１－25　走行要因に対する構造モデル（全体）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.56、λ＝-0.3）

組み込まれていない。

女性の場合も基本的に男性に対する結果と同様である。ここで、「視界が悪い」ための原因として、男性の場合には「線形が滑らかでない」があったが、これが女性の場合には独立要因としてモデルには組み込まれてないことに注意が必要である。

全体としては、女性の場合の構造モデルとほぼ同様の結果となった。最下層レベルの要因のうち、「交通教育が不十分」が原因となって「運転者のモラルが悪い」という結果を導く関係の連結度は0.9と非常に高くなっており、交通教育の徹底が、地下道路構造面からの対策の実施とともに、地下道路を快適に走行するために有効であるといえる。

5）環境要因

図8・1－26 ～図8・1－28に、それぞれ男性、女性および全体に対してＩＳＭ法（ｐ＝0.6）により求めた環境要因に対する構造モデルを示す。

男性の場合、「利用者が少ない」が最上層レベルに選ばれており、その直接的原因として、「地上環境との相違」、「利用する機会が少ない」がある。「利用する機会が少ない」の原因としては、「利用するメリットが少ない」とともに、「他施設と連絡しにくい」ががあり、これはデパート、公共施設の利用といった車外での活動にも地下道路から連絡できることを反映したものといえる。最下層レベルには、「内部空間の整備が不十分」、「生活施設の整備が不十分」、「内壁が親しみにくい」、「地上に出にくい」、「他施設と連絡しにくい」があり、基本的には地上環境に近い空間をいかにして地下道路空間に持ち込むかがポイントとなっている。

女性、全体の場合、両者はほぼ同様の構造モデルとなっており、最上層レベルは男性の場合とほぼ同様であるが、それ以外の要因のほとんどが最下層レベルに属する結果となり、非常に単純なモデルとなっている。

図8・1－29 ～図8・1－31に、それぞれ男性、女性および全体に対してＦＳＭ法により求めた環境要因に対する構造モデルを示す（閾値はそれぞれ、ｐ＝0.55、ｐ＝0.56、ｐ＝0.53）。

男性および全体の場合、ほぼ同様の構造モデルとなっており、最上層レベルは「利用者が少ない」である。その直接的原因としては、男性、全体に共通して「地上環境との相違」および「利用機会が少ない」があり、ともに地上環境に地下空間を近づける（まねる）ことが基本と考えられる。

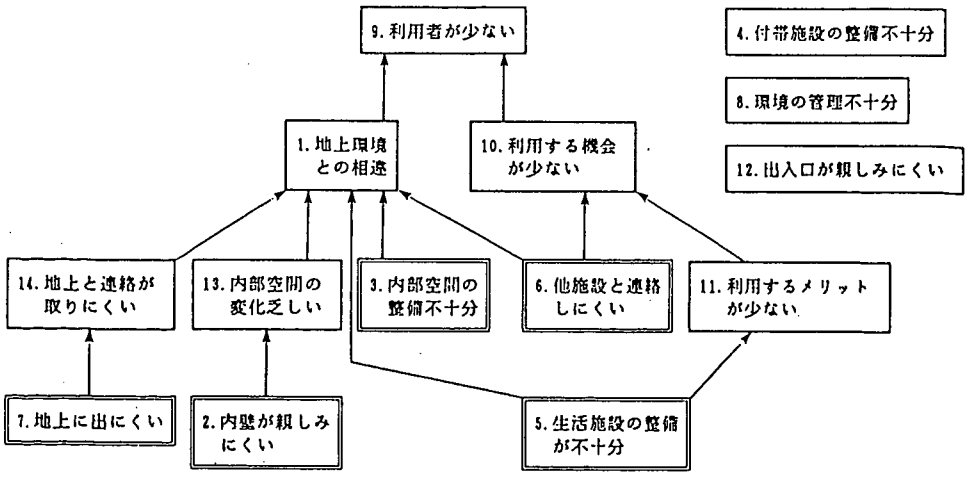


図８・１－26　環境要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

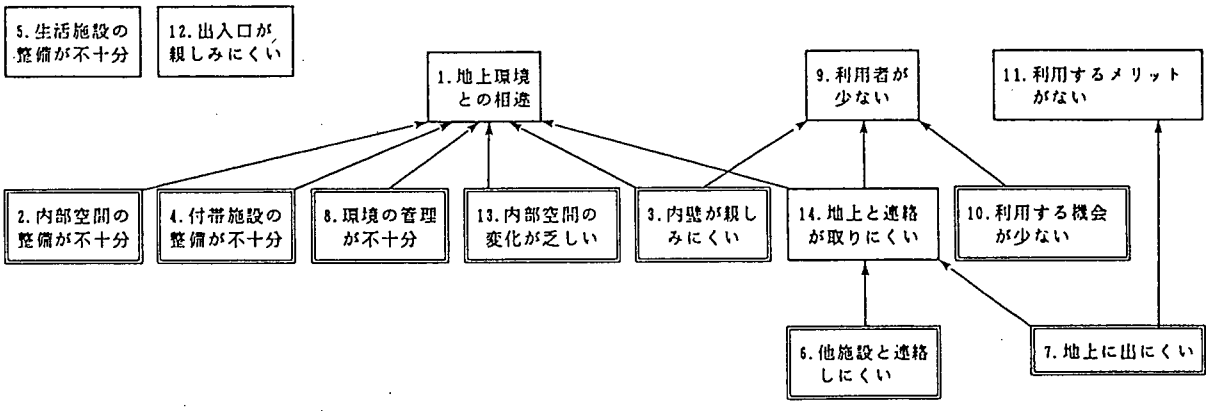


図８・１－27　環境要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

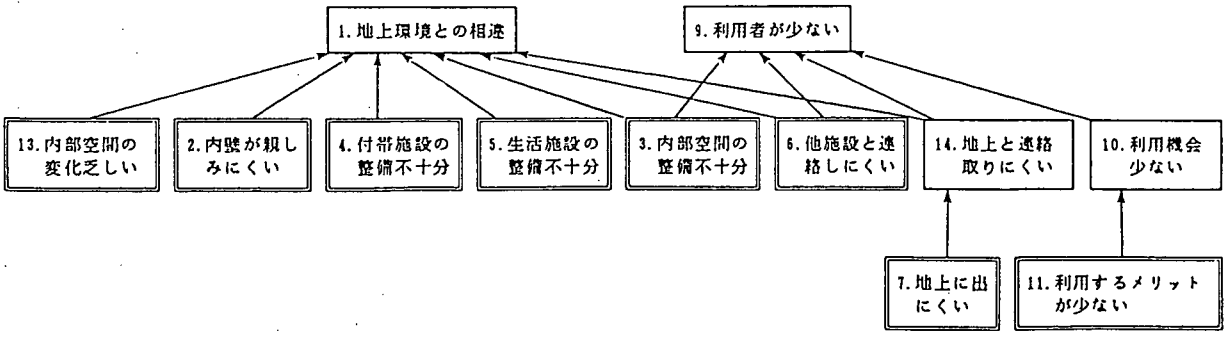


図８・１－28　環境要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

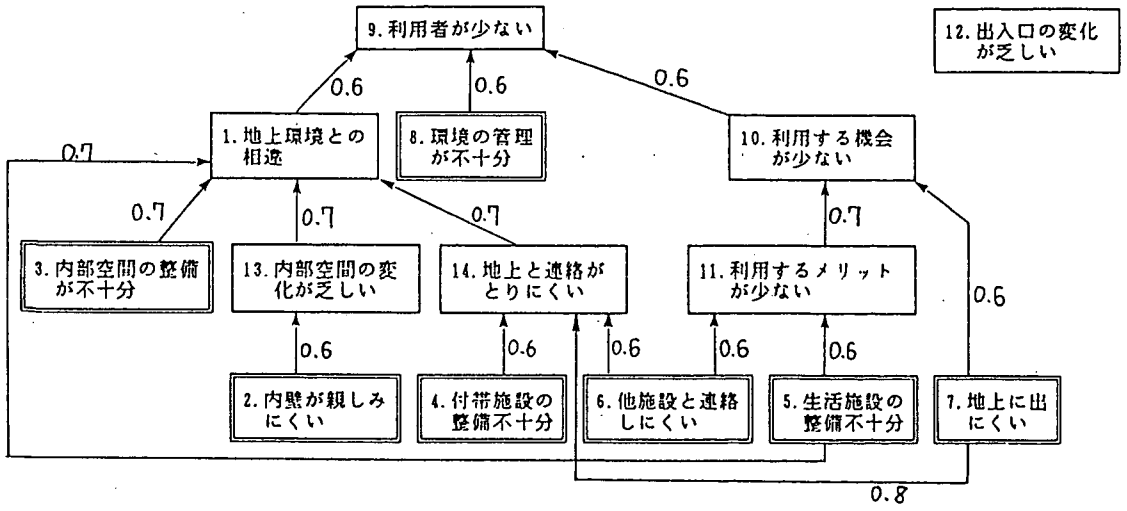


図８・１－29　環境要因に対する構造モデル（男性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.55、λ＝-0.3）

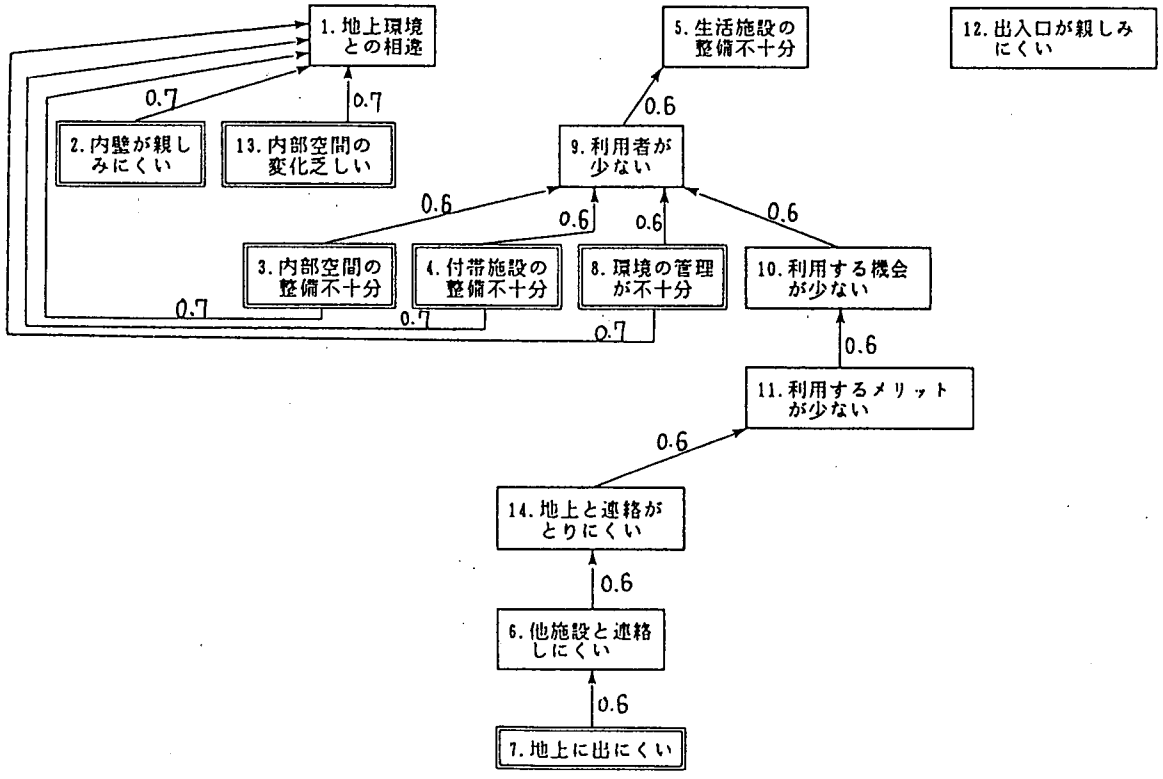


図８・１－30　環境要因に対する構造モデル（女性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.56、λ＝-0.3）

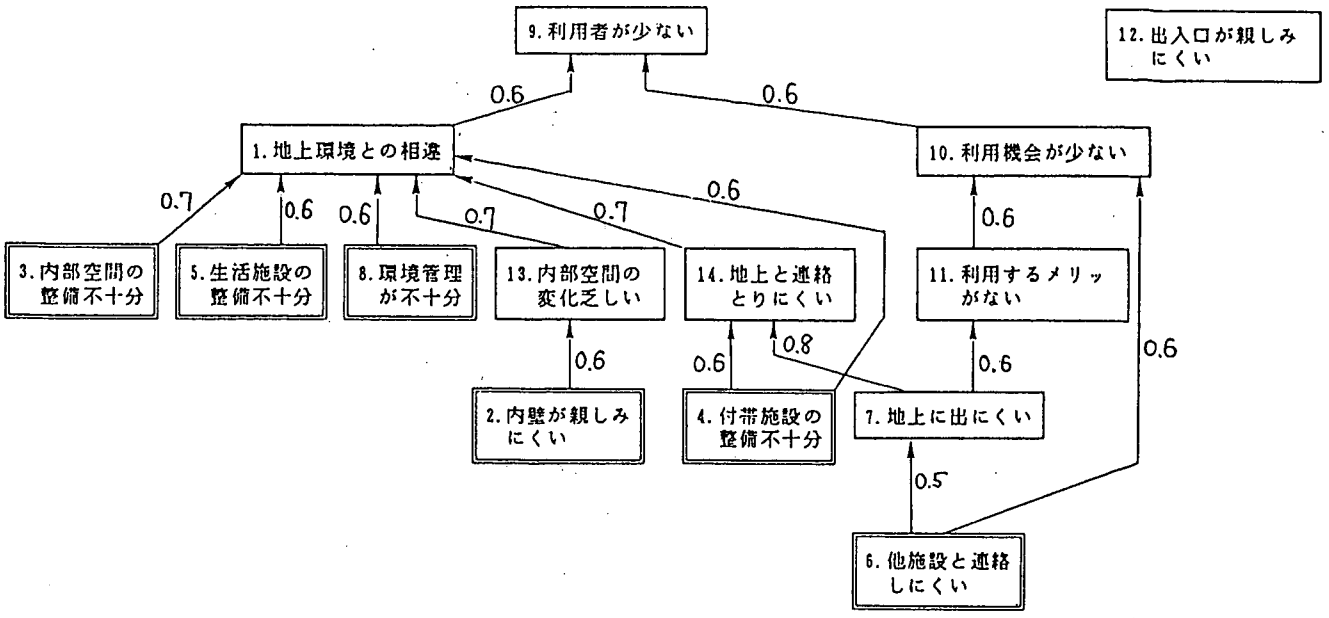


図８・１－31　環境要因に対する構造モデル（全体）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.53、λ＝-0.3）

一方、女性の場合には、最上層レベルに、「地上環境との相違」、「生活施設の整備が不十分」が位置しており、男性、全体では最上層レベルにあった「利用者が少ない」が「生活施設の整備が不十分」の直接的原因となっている。表８・１－５ に示したように、アンケートでは生活施設として、公園、デパート、遊歩道を例として示していたが、女性の場合にはこれらの施設を重視する傾向が表れたものと思われる。

６）避難要因

図８・１－３２～図８・１－３４に、それぞれ男性、女性および全体にたいしてＩＳＭ法（ｐ＝0.6）により求めた避難要因に対する構造モデルを示す。

これによると、男性、女性および全体とも２～３のレベルで構造モデルが構成され、いずれの場合でも最上層レベルの要因が相互に強く関係し合っており、はっきりとした特性を見ることができない。

図８・１－３５～図８・１－３７に示す構造モデルの同定結果では、要因相互間の強連関を反映して、閾値が非常に高い（男性、女性、全体それぞれ、ｐ＝0.8、ｐ＝0.92、ｐ＝0.84）結果となった。

これによれば、中間層レベルに位置する要因は、「避難路が不明確」、「避難に時間がかかる」、「人が殺到する」の３つのみであり、これと「パニックが発生する」という最

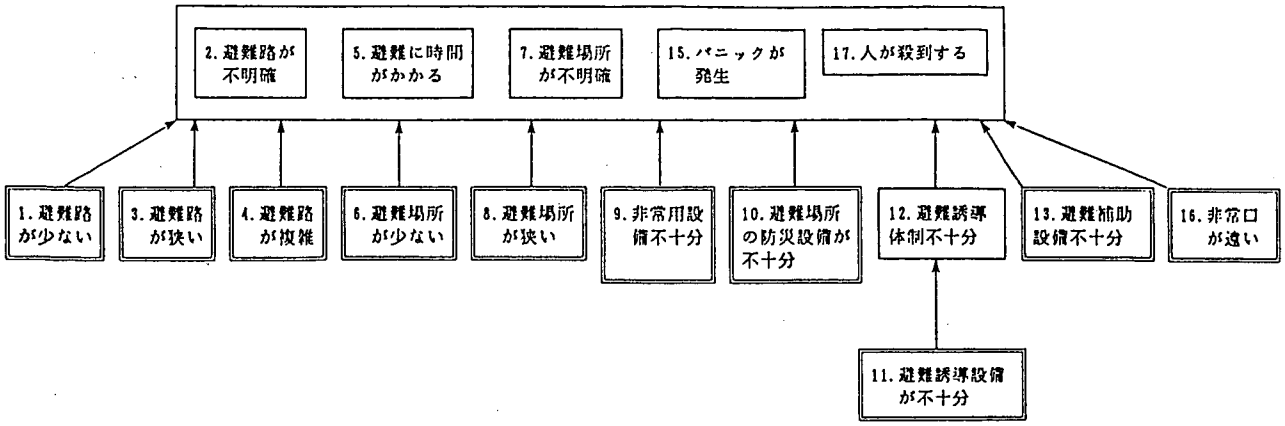


図８・１－32　避難要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

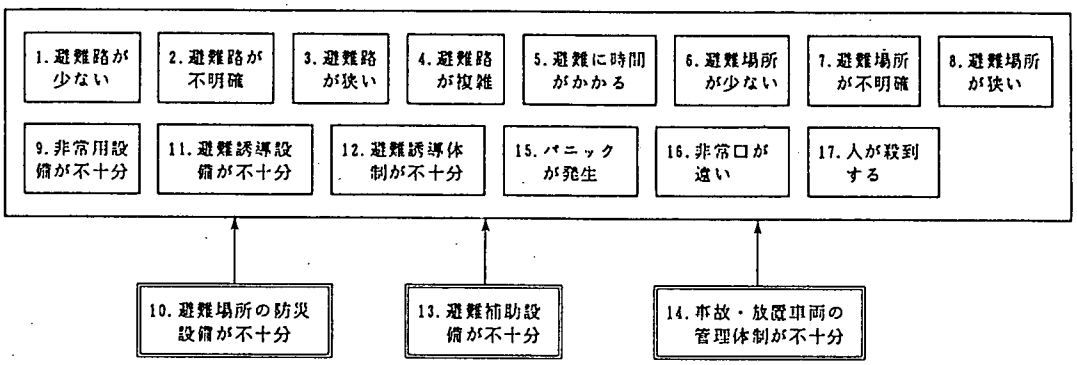


図８・１－33　避難要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

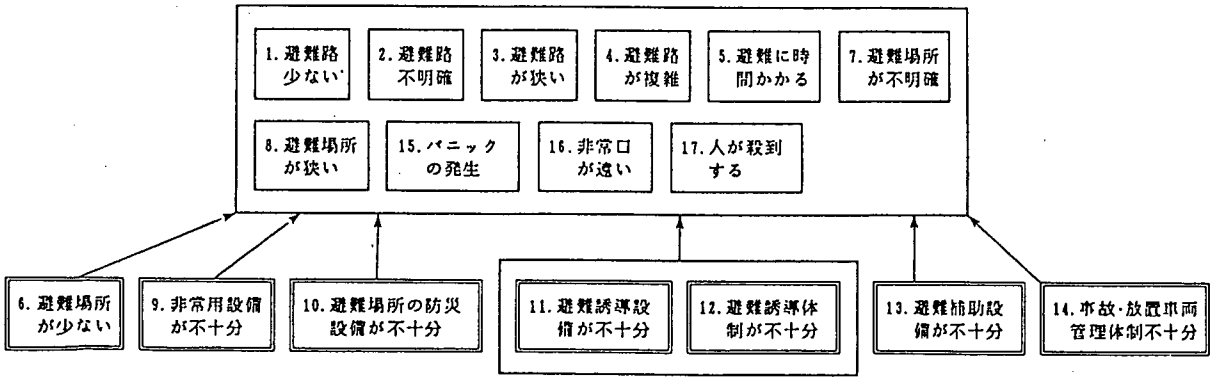


図８・１－34　避難要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

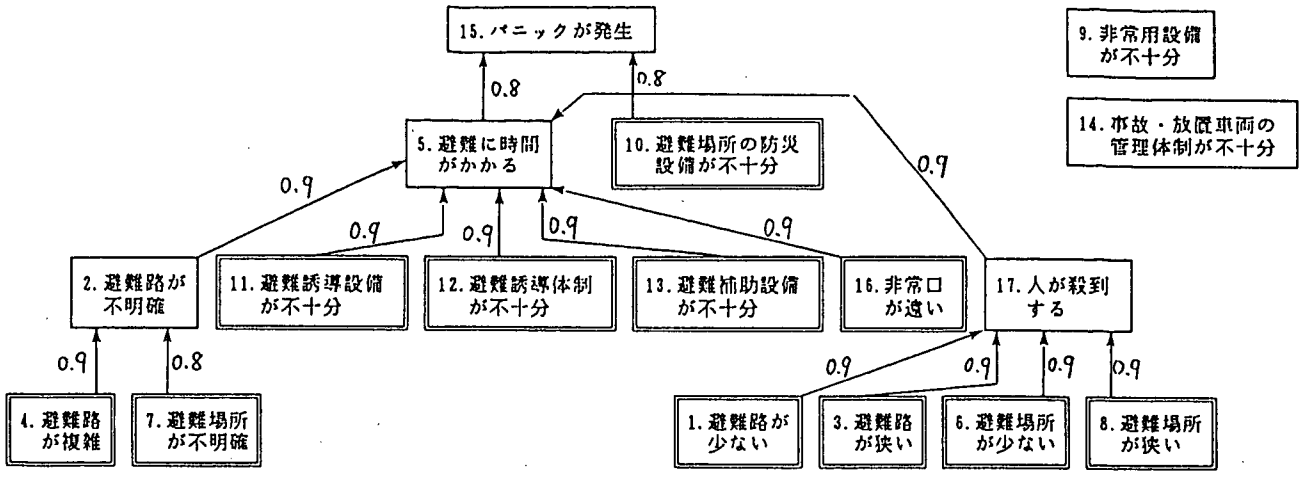


図８・１－35　避難要因に対する構造モデル（男性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.8、λ＝-0.3）

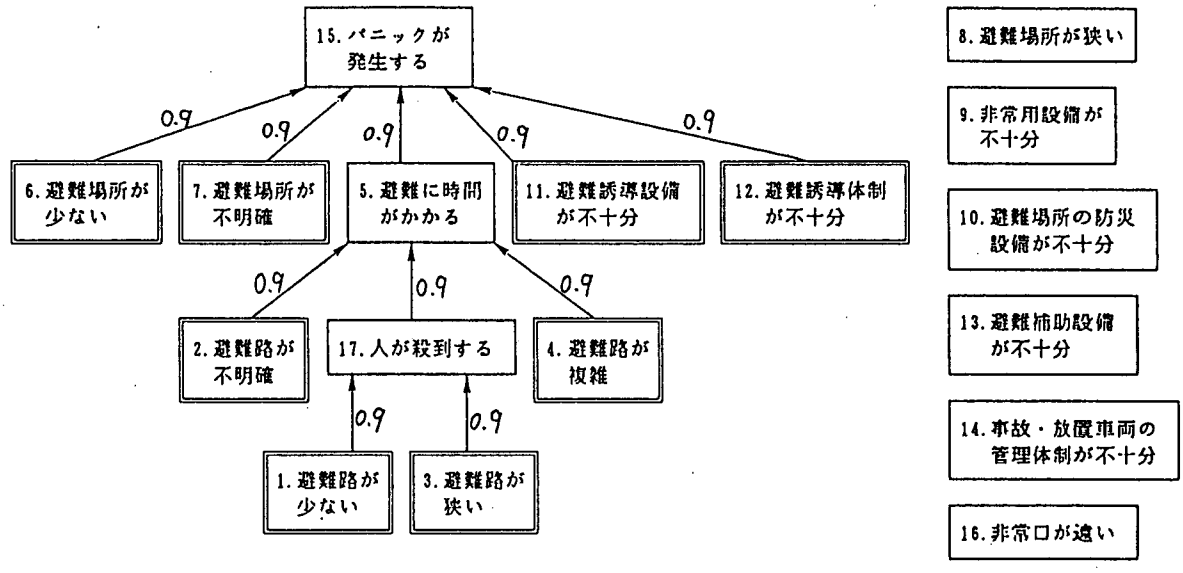


図８・１－36　避難要因に対する構造モデル（女性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.92、λ＝-0.3）

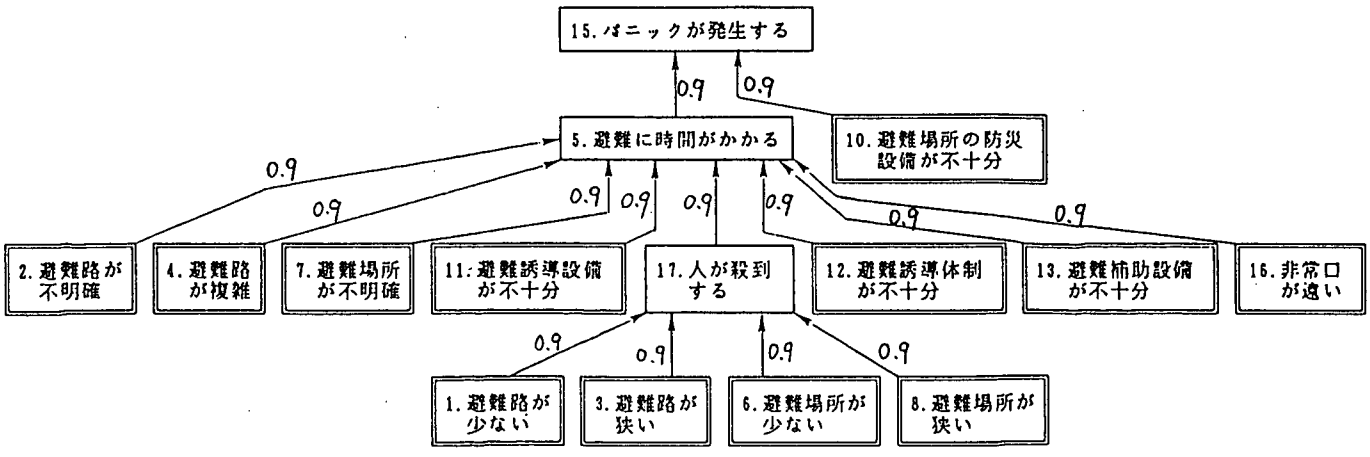


図８・１－37　避難要因に対する構造モデル（全体）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.84、λ＝-0.3）

上層レベルの要因および独立要因を除いた全てが最下層レベルに位置している。このことから、避難を円滑に進めるためには、避難施設、避難誘導、避難情報等全般にわたった総合的な対策の立案・実行が求められる。

7）被災・避難情報要因

図8・1－38 ～ 図8・1－40に、それぞれ男性、女性および全体にたいしてＩＳＭ法（ｐ＝0.6）により求めた被災・避難情報要因に対する構造モデルを示す。

男性の場合、最上層レベルに「地震情報が不十分」、「地上の被災情報が不十分」、「避難誘導情報が不十分」といった要因が位置しており、これに「地下道路内の被災情報が不十分」、「情報の信頼性が低い」、「情報の氾濫」、「情報内容の不統一」、「情報内容がわかりにくい」といった要因が相互に強く関連して最上層レベルの直接的原因となっている。最下層レベルには「情報収集体制が不十分」が位置しており、これによって、情報の管理体制の不備、伝達体制の不備へとつながるものと構造化されている。

一方、女性の場合には、最上層レベルが「避難誘導情報が不十分」のみであり、これと「現在位置がわからない」という独立要素以外はすべて最下層レベルにあり、相互に強く関連し合っているモデルとなった。

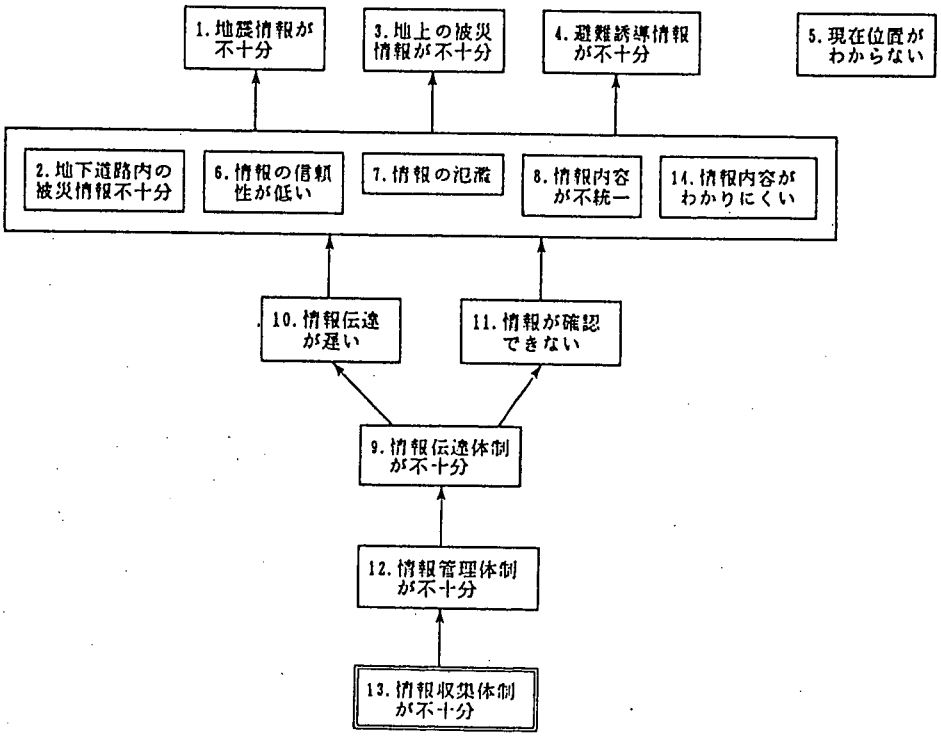


図8・1－38　被災・避難情報要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

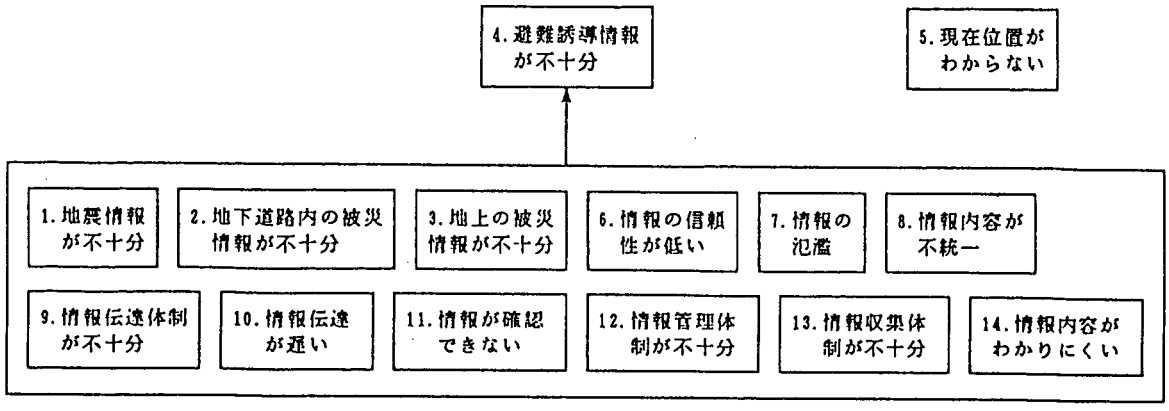


図８・１－39　被災・避難情報要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

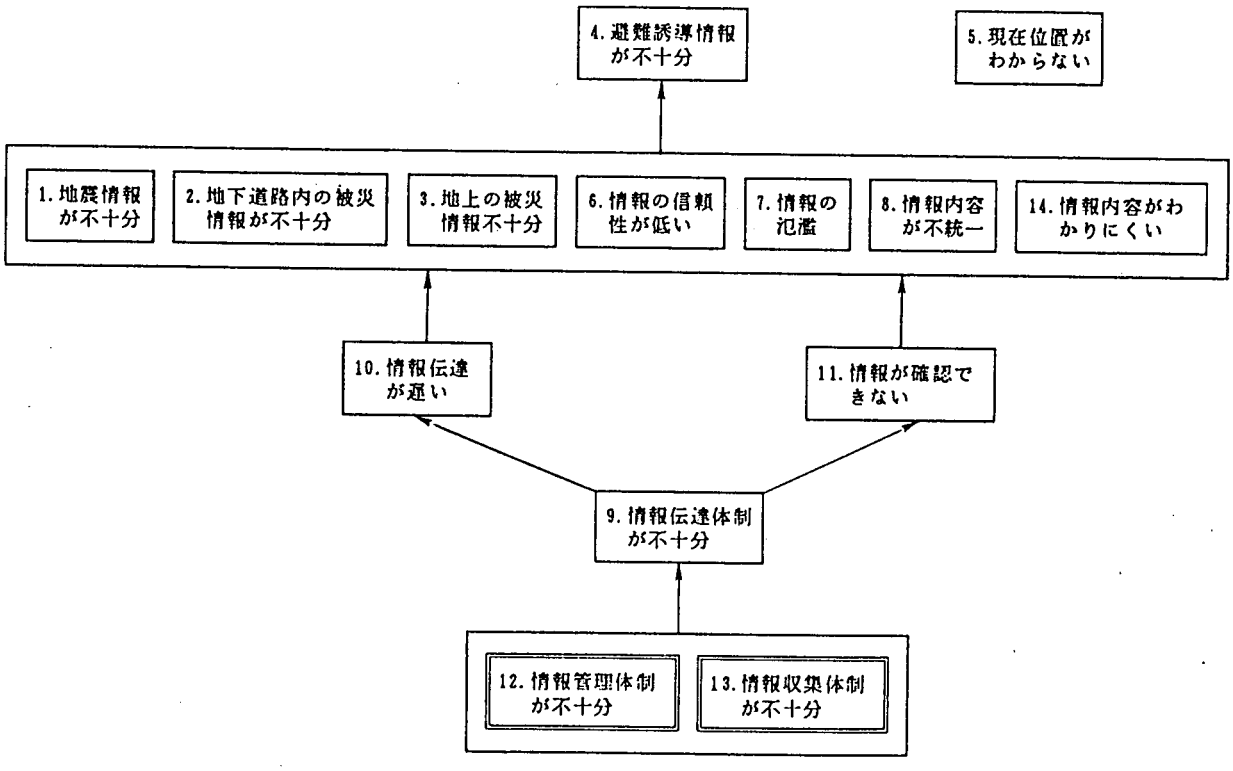


図８・１－40　被災・避難情報要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

全体としては、男性の場合とほぼ同様の結果であり、最上層レベルには「避難誘導情報が不十分」が位置している。最下層レベルには「情報管理体制が不十分」および「情報収集体制が不十分」があり、これが原因となって「情報伝達体制が不十分」という結果を導くものとなっている。最下層レベルの２つの要因は、地下道路管理者側の情報の処理に関する体制の重要性を反映したものである。

8）交通事故要因

図8・1－41～図8・1－43に、それぞれ男性、女性および全体に対してＩＳＭ法（ｐ＝0.6）により求めた交通事故要因に対する構造モデルを示す。

女性と全体は、全く同じ構造モデルであり、最下層レベルの「車両からの落下物」および「トンネルの揺れ」のために、「ハンドルをとられる」、「急ブレーキを架ける」、「焦ってしまう」、「車が蛇行する」といった結果が相互に強く関係しながら発生するものと同定された。男性の場合も、最下層レベルが「トンネルの揺れ」である以外は同様の構造モデルとなっている。

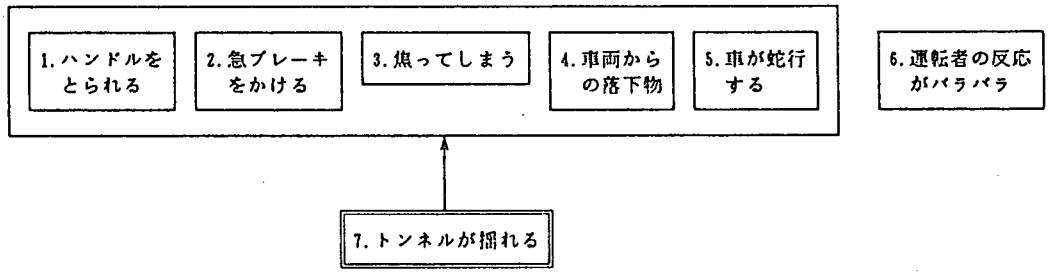


図8・1－41　交通事故要因に対する構造モデル（男性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

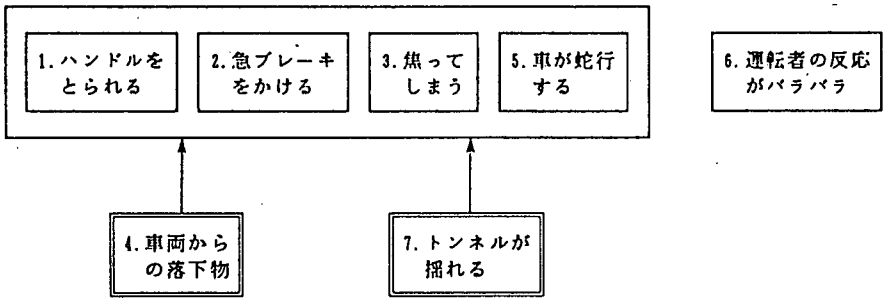


図8・1－42　交通事故要因に対する構造モデル（女性）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

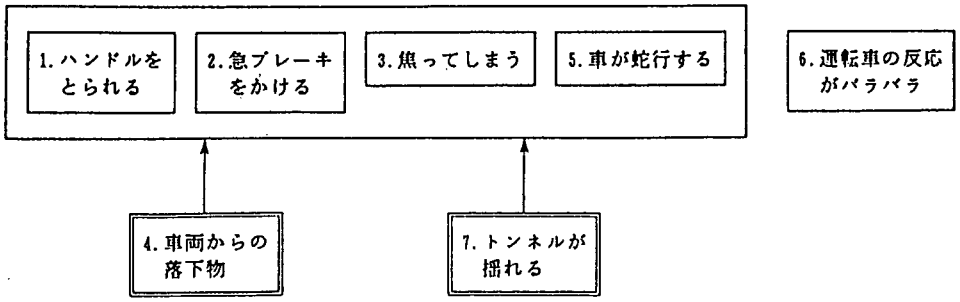


図8・1－43　交通事故要因に対する構造モデル（全体）（ＩＳＭ法、ｐ＝0.6）

図８・１－４４ ～ 図８・１－４６ に、男性、女性および全体に対するＦＳＭ法による構造モデルをそれぞれ示す（ｐ＝0.73、ｐ＝0.62、ｐ＝0.7）。

これによれば、男性では最下層レベルの「トンネルが揺れる」ために「ハンドルをとられる」こととなり、「車が蛇行する」結果となる。一方、女性では「車両からの落下物」があるために「急ブレーキをかける」こととなり、「ハンドルをとられる」ため「車が蛇行する」ものと同定され、以上から男性と女性とで「車が蛇行する」ことに対する考え方の相違がうかがえる。

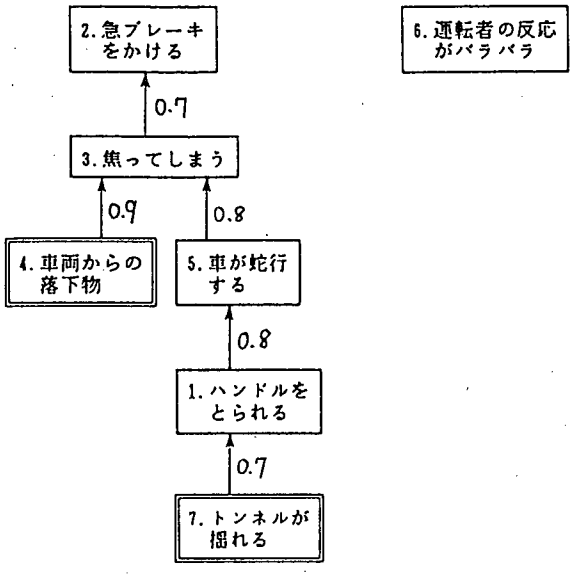


図８・１－44　交通事故要因に対する構造モデル（男性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.73、λ＝-0.3）

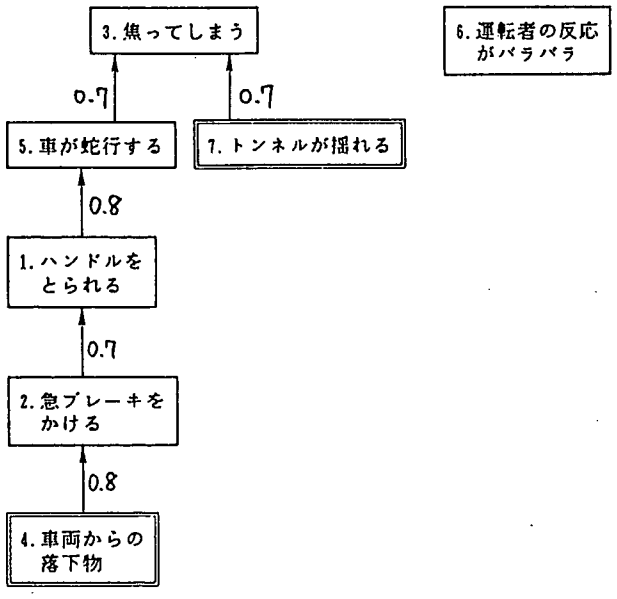


図８・１－45　交通事故要因に対する構造モデル（女性）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.62、λ＝-0.3）

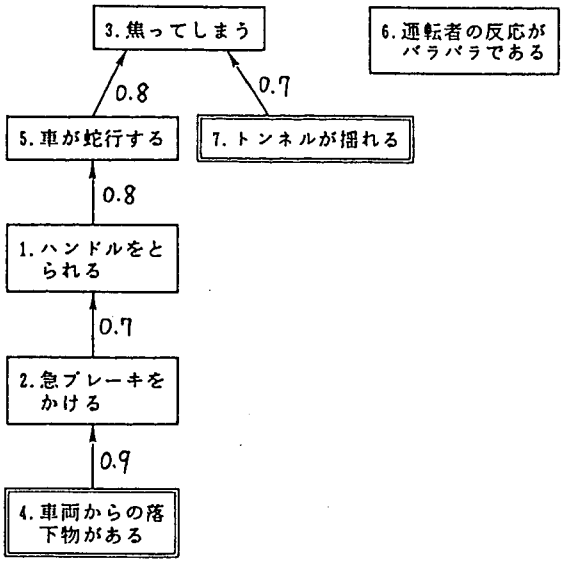


図８・１－46　交通事故要因に対する構造モデル（全体）（ＦＳＭ法、ｐ＝0.7、λ＝-0.3）

全体の場合には、最上層レベルに、「焦ってしまう」が位置し、その直接的原因として「車が蛇行する」および「トンネルが揺れる」が位置している。この「トンネルが揺れる」と「車両からの落下物」が最下層レベルの要因として位置しており、これに対策を加えることで地震時の運転の焦りを有効に軽減させることができるものと考えられる。

８．１．６　まとめ

平成２年度は、地下構造物のうち、不特定多数の車両および人間が利用する大規模な地下道路を想定し、利用者の地震に対する不安感がどのような要因で、またどのような因果関係で助長・転換していくかを定性的に明らかにすることを目的として、その要因の構造モデルの同定を行った。構造モデルの同定にはＩＳＭ法およびＦＳＭ法を用いた。以下に本研究のまとめを示す。

１）昨年の「地下道路利用者の地震時不安感を解消するための対策」をテーマとしたブレーンストーミングにより得られたアイディアから、地震時不安感要因として「潜在的不安要因」、「被害要因」、「地震時対応要因」、「走行要因」、「環境要因」、「避難要因」、「被災・避難情報要因」、「事故要因」の８つの主要因が抽出された。

２）各主要因に対する最下層レベルの要因は以下に示すとおりであり、これらの要因に対して対策を講じることが不安感を軽減する上で有効である。

①「潜在的不安要因」‥‥慣れていない、ＰＲが足りない、閉鎖空間である

②「被害要因」‥‥‥‥‥‥トンネルの材料が弱い、耐震化対策がなされていない、内部施設が弱い、車両が弱い、車両の緊急機器が不十分

③「地震時対応要因」‥‥防災教育を受けていない、防災訓練を受けていない、災害に遭った経験がない

④「走行要因」‥‥‥‥‥‥分合流が多い、線形が滑らかでない、勾配が不適切、交通教育が不十分、歩行者が混在している

⑤「環境要因」‥‥‥‥‥‥内壁が親しみにくい、内部空間の整備が不十分、生活施設の整備が不十分、付帯施設の整備が不十分、環境管理が不十分、他施設と連絡しにくい

⑥「避難要因」‥‥‥‥‥‥避難路が少ない、避難路が不明確、避難路が狭い、避難路が複雑、避難場所が少ない、避難場所が不明確、避難場所が狭い、避難誘導設備が不十分、避難誘導体性が不十分、避難補助設備が不十分、避難場所の防災設備が不十分、非常口が遠い

⑦「被災･避難情報要因」･情報管理体制が不十分、情報収集体制が不十分

⑧「交通事故要因」‥‥‥車両からの落下物がある、トンネルが揺れる

3）男性と女性それぞれに対して構造モデルの同定を行ったところ、女性の場合には男性の場合に比較して各主要因ともその要因間の相互関連度が高く、要因間によってはそれらの因果関係が不明確な場合もある。

8．1．7　今後の課題

本年度の検討により、地下道路の利用者が地震に対して潜在的に持つ不安感の構造モデルが明らかにされた。

地下道路の地震防災対策として具体的な対策を選定するためには、技術的な観点、地上施設との整合性に加えて、対策を実施することにより不安感をどの程度解消することができるかをあらかじめ評価しておく必要がある。このため、平成３年度は、不安感の構造モデルを基本とした防災対策効果の定量的な波及モデルの開発を行い、防災対策の選定システムを検討する。

【参考文献】

1）建設省土木研究所他：地下構造物の耐震設計技術に関する研究平成元年度共同研究報告書、平成２年３月

2）田村坦之：構造モデリング－理論とアルゴリズムを中心にして－、計測と制御、Vol.18、No.2、昭和５４年２月

3）田崎栄一郎：あいまい理論による社会システムの構造化、数理科学、No.191、１９７９年５月

4）土木学会：土木情報処理の基礎－FORTRAN77に即して－、昭和63年３月

８・２　地震時の心理的不安度の推定

８・２・１　はじめに

大都市部の密集化・地価高騰などの社会的背景を受け、都市機能の維持向上のためには新しい利用空間の開発が必要である。地下はその目的に適した空間の一つとして近年脚光を浴びている。地下に建設される施設は、地上施設に比べその拡充や再構築といった再開発が困難であるため、長期的展望にたった計画に基づく開発が望まれる。また地下空間は、人工の閉鎖的空間となることは宿命であるため、特に不特定多数の一般利用を対象とする場合には、その利用面・法制面・経済面・技術面などの検討とともに、非常時の防災面に対して十分な検討が必要である。

本研究は、不特定多数が利用する新しい都市型地下空間を対象とし、その地震時の防災に焦点を当て、その対応策について検討するものである。

以下に昭和６３年度、平成元年度（図８．２－１）の研究成果を概説する。

昭和６３年度[1),2),3),4)]は、一般の地下空間利用者の立場から、地下空間の地震時防災対策についてＶＥ手法を用い、その全体的な骨組みおよび特徴を明らかにした。

1)　地下空間を利用する一般にとって、「人を守る」、「不安感をなくす」がその地震時防災対策の基本的な働き、すなわち基本機能であることが明らかになった。特に「不安感をなくす」の基本機能は、不慣れな地下空間利用による潜在的な心理不安により、非常時においてその不安が不安全行動を助長されることの対応策と考えられ、地下空間の地震防災対策としての特徴的な点である。

2)　基本機能である「人を守る」、「不安感をなくす」の目的を達するための手段の上位機能は、「非常用施設を整える」、「地下施設を守る」、「情報をコントロールする」、「地上環境をまねる」、「教育・訓練をする」、「地下の環境特性を利用する」、「法規制・基準・組織を整備する」、「救出・救護体制を整える」、「乗り物・携帯品を改善する」、「防犯・保安体制を整える」の優先順位でまとめられた。

これらの優先順位からみると、地下空間利用者として各個人は、発生した被害に対して安全に安心して避難できる事業者側の対応を最優先として望んでおり、被害者の立場に立った救出・救護や、利用者携帯品などの改善などといった利用者側からの積極的な対応については、その優先順位が低いことがわかった。

平成元年度は、一般の地下空間利用者が地震時に心理的不安を導く要因を抽出し、これらの要因間の因果関係をアンケート調査に基づいて数値化して、この構造モデルを明らかにした[5),6)]。

要因の抽出は、昭和６３年度に実施したブレーンストーミングから得られたアイデアおよびこれに関する参考資料をもとに行なった。また構造モデルの同定手法は、ＩＳＭ法[7)]およびＦＳＭ法[8)]によった。

1) 地震時心理的不安の主要因として「潜在的不安要因」、「被害要因」、「避難情報要因」、「避難誘導要因」、「避難施設・設備要因」および「地震時対応要因」の６要因が抽出された。

2) アンケート調査によると、「潜在的不安要因」、「避難情報要因」の主要因に対する従属要因間において、女性は男性に比較して各要因間の相互関連度が高くなる傾向にあった。

3) 地震時の心理的不安の命題に対する基本構造モデルは、男性および女性の構造モデルを平均化したＦＳＭ法によるモデルとした。

本年度の研究は、研究過程③に相当するもので、地下空間利用者の地震時における不安の程度（不安度）を予測することを目的とした。

1) 平成元年度の「地震時の心理的不安」の基本構造モデルを用いて推論モデルを求めた。

2) 求められた推論モデルを用いて、地震時の心理的不安の命題に大きく影響を与える要因を感度解析によって検討した。すなわち抽出された要因に対して対策を講じることが、地震時の心理的不安を低減するために効果の高い対策となる。

3) 既存の新旧地下街に対して、推論モデルの入力項目からなるアンケート調査を行ない、不安度の相違、新地下街の改善された主要因、新地下街の改善されなかった主要因、および推論モデルの妥当性について検討した。

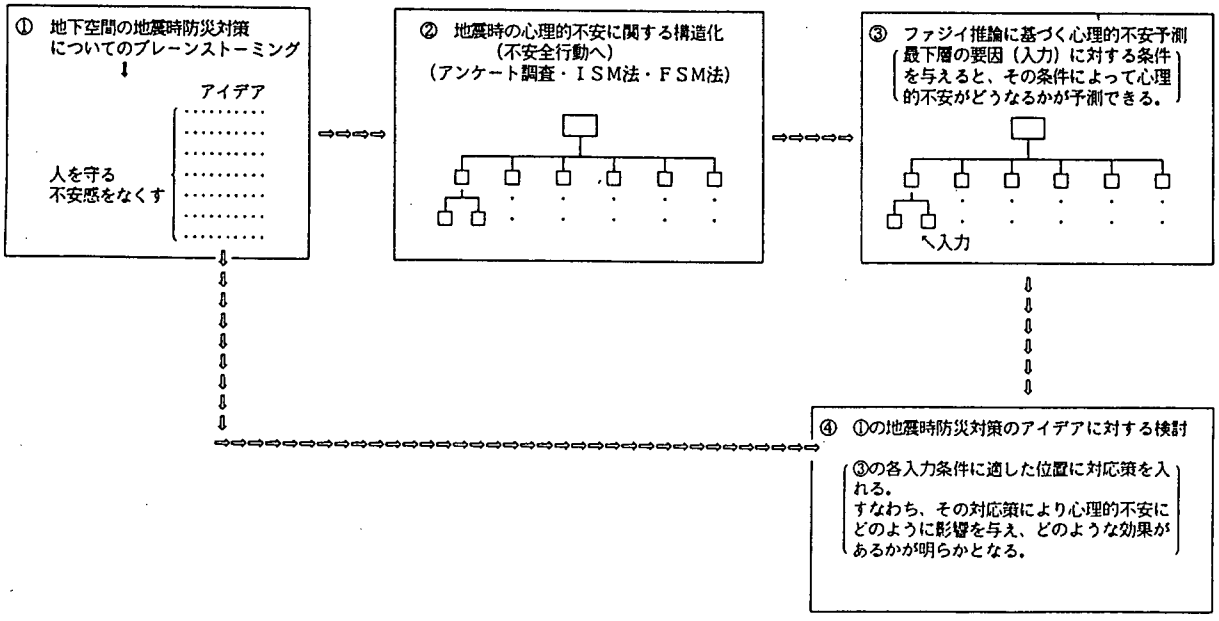


図８．２－１　研究の手順

８・２・２　ＡＨＰによる推論

ＡＨＰ（Analytic Hierarchy Process）[9),10)]は、階層構造図をもとに、それぞれの階層レベルの要素間の一対比較から比例尺度の重要度を求め、全体構造としての比例尺度（総合重要度）を推論するものである。ここでは図８・２－２に示した完全型階層図をもとにその手順を概説する。階層図で各層をレベルと呼び、任意のレベル間の要素が結ばれた場合に、上層レベルの要素を親要素、下層レベルの要素を子要素と呼ぶ。すなわち図８・２－２のレベル１，レベル２では、親要素がR_{11}、子要素がR_{21}，R_{22}，R_{23}となる。子要素間の親要素に対する重要度（またはウエイト、重み、優先度またはプライオリテイなどとも呼ぶ）は、比例尺度として求める。例えばアンケート調査によって親要素（レベル１）に対する子要素（レベル２）間の一対比較による回答が

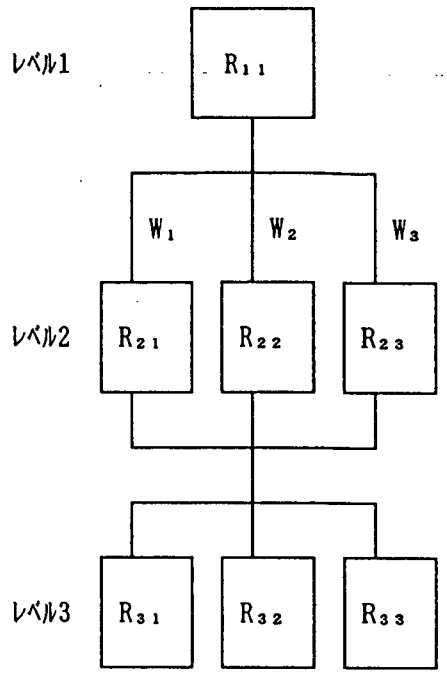


図８・２－２　完全型階層図の例

$$A=\begin{bmatrix} a_{11}, & a_{12}, & a_{13} \\ a_{21}, & a_{22}, & a_{23} \\ a_{31}, & a_{32}, & a_{33} \end{bmatrix} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\cdot2-1)$$

として得られたものとする。この時　$a_{ij}=w_i/w_j$ の理想的な関係であるとすると

$$AW=nW \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\cdot2-2)$$

ここで、$W=\{w_1, w_2, w_3\}^T$ ：ウエイトベクトル

ｎ：子要素の数（ここでは３）

が成り立つことになる。すなわちウエイトベクトルはＡの固有ベクトルであり、ｎはＡの固有値となることがわかる。

また

$$a_{ik}=a_{ij}\cdot a_{jk} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\cdot2-3)$$

の推移律が成り立つことがわかる。前年度の構造モデルの同定に用いたＩＳＭ法，ＦＳＭ法ではそれぞれ推移律、半推移律が成り立つ。

したがって一対比較により子要素間のＡマトリックスから、その固有ベクトルと固有値を求め、固有ベクトルが子要素間の親要素に対する重要度として考えられる。この重要度は、比例尺度としての意味を持つ。

しかしながら実際に求められたＡマトリックスは、式８・２－１の形をしていることは期待できない。固有値と固有ベクトルの性質より

$$\lambda_{max} \geqq \mathrm{trace}(A) \quad \cdots\cdots (8\cdot 2-4)$$

$$\sum_{i=1}^{n} \lambda_i = \mathrm{trace}(A) \quad \cdots\cdots (8\cdot 2-5)$$

ここで、λ_i ：固有値

となる。これらの性質を用いて、固有値計算により求められる重要度の妥当性を整合度（consistency index)および整合比(consistency ratio) によって評価する。

$$C.I. = \frac{\lambda_{max} - n}{n-1} \quad \cdots\cdots (8\cdot 2-6)$$

ここで C.I.：整合度（0.1 以下であれば合格とする）

n：$a_{11}=1$であるからtrace(A) ＝nとなる。

$$C.R. = \frac{C.I.}{M} \quad \cdots\cdots (8\cdot 2-7)$$

ここで、C.R.：整合比（0.1 以下であれば合格とする）

M ：Aの対角要素を１、対称要素の逆数関係は成立するものとして
ランダムに入れた行列AのC.I.を多数回計算した時の平均値

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M	0.00	0.00	0.58	0.90	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45

このようにして順次各レベル間の親要素に対する子要素間の重要度を求めることができる。次に各レベル間の重要度をもとに、次式により合成重要度を求めることができる。

$$w_{k+1,j} = \sum_{i \in F_j} w_{k,i}\, v_{ij} \quad \cdots\cdots (8\cdot 2-8)$$

ここで、F_j：jの親要素の集合

k：レベル（k＝1,2,････L-1）、Lはレベルの数

v_{ij}：親要素iに関するレベルk+1 の子要素jの重要度

$w_{k,i}$：レベルkの要素iの重要度（ただし$w_{1,1}=1$）

以上によって最終レベル（L）の命題に対する総合重要度が推論できる。

例えば、図８・２－２では、レベル１に対するレベル３の重要度すなわち総合重要度が推論できることになる。

８・２・３　推論モデル

１）ＦＳＭ構造同定モデルからＡＨＰ推論モデル

地震時の心理的不安の命題に対する推論は、ＡＨＰによりその総合重要度を不安度として評価するものとする。.

ＡＨＰの計算に先立ち必要な構造モデルすなわち階層図は、ＦＳＭ法により求めた各主要因のファジイ基本構造モデル[5]を基本とした。

中間レベルの重要度は、ファジイ基本構造モデルで示した連結度を比例尺度に変換して用いた。ただし親要素に対して子要素が一つの場合の連結度に関しては、ダミー要素を導入してその評価を行った。

最下層レベルすなわち入力要因に関しては図８・２－３に示した”思う””思わない”の二つの選択問題（以後二択問題という）とし、重要度の計算に関しては、文献 9),10) に示されている計算法によった。

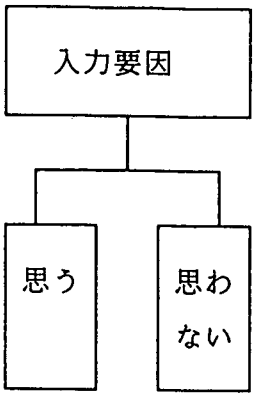


図８・２－３　入力要因

①　主要因間の階層モデル（レベル１、レベル２）

図８・２－４は、主要因間のFSM(P=0.5, λ=-0.3)法による基本構造モデルである。命題の地震時の心理的不安がこの６主要因の原因によってすべてを表現できるものとする。この仮定によると、命題に対する各主要因の連結度を比例尺度の重要度として表現できる。図８・２－５は連結度を重要度に変換したもので、このモデルをレベル１、レベル２の階層モデルとした。

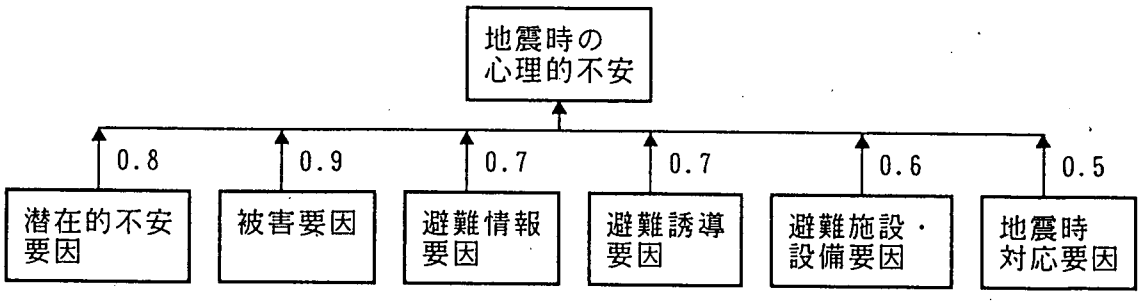


図８・２－４　主要因間の基本構造モデル（FSM 法, p=0.5 , λ=-0.3)

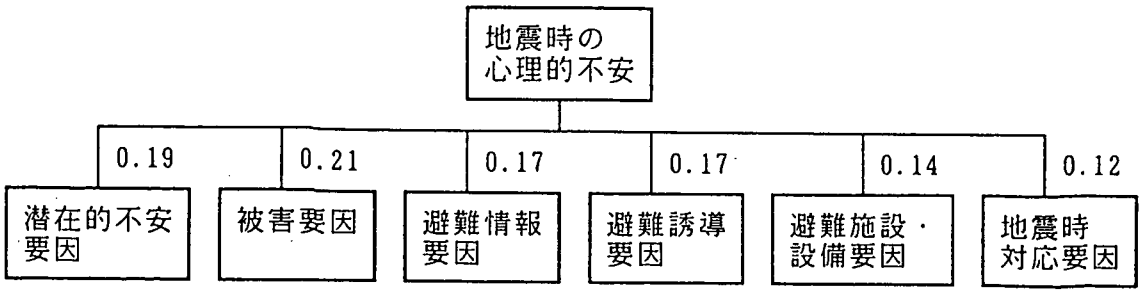


図８・２－５　主要因間の階層モデル

② 潜在的不安要因に対する階層モデル（レベル３以下）

図８・２－６は、潜在的不安要因に対するFSM(P=0.5, λ=-0.3)法による基本構造モデルである。最上層の「イメージが悪い」に対する子要素は、「音が反響する」、「時間感覚がない」、「避難がしにくい」である。「音が反響する」の親要素に対する子要素は、「閉鎖空間」のみである。「時間感覚がない」の親要素に対する子要素も「閉鎖空間」である。また、「避難がしにくい」の親要素に対する子要素は、「方位感がない」、「外部からの救援困難」、「人工空間」および「消火に手間がかかる」である。さらに、「方位感がない」の親要素に対する子要素は「閉鎖空間」、「不案内空間」で、「消火に手間がかかる」の親要素に対する子要素は「閉鎖空間」、「人工空間」である。

「消火に手間がかかる」は「外部からの救援困難」の要素を介して「避難がしにくい」の要素にまた直接「避難がしにくい」に連結されており、推論モデルでは直接「避難がしにくい」への連結のみとした。「音が反響する」および「時間感覚がない」の子要素は、一つであり、それぞれの子要素「閉鎖空間」の連結度は、0.5 および0.8 である。したがって比例尺度の重要度に変換する場合、「音が反響する」に対して「閉鎖空間」以外の原因が0.5 また「時間感覚がない」に対しては、「閉鎖空間」以外の原因が0.2 あるものと考えられる。したがってこれらの原因をダミー要素として表現した。以上によって求めた潜在的不安要因に対する階層モデルは、図８・２－７に示したようである。ただし要素「消火に手間がかかる」は柔軟な表現として「二次的災害が起こりやすい」に修正した。また図中の二重線で囲んだ要素は、潜在的不安要因の不安度を評価するための入力要素（Ｑ１～Ｑ８）の親要素である。以上によって求められた階層モデルが図８・２－５の潜在的不安要因の要素と結ばれる。

③ 被害要因に対する階層モデル（レベル３以下）

図８・２－８は、被害要因に対するFSM(P=0.5, λ=-0.3)法による基本構造モデルである。図８・２－９および図８・２－10は、図８・２－８を基本に求めた階層モデルである。図８・２－９のⓐ，ⓑ，ⓒは、図８・２－10のⓐ，ⓑ，ⓒと結ばれることを意味する。この階層モデルにおいて、基本構造モデルの要因である「けが人を見る」は「悲鳴を聞く」の要因と同様なものとして評価した。

図中の二重線で囲んだ要素は、被害要因に対する不安度を評価するための入力要素（Ｑ９～Ｑ１５）の親要素である。以上によって求められた階層モデルが図８・２－５の被害要因の要素と結ばれる。

④ 避難情報要因に対する階層モデル（レベル３以下）

図８・２－11は、避難情報要因に対するFSM(P=0.5, λ=-0.3)法による基本構造モデルである。図８・２－12は、図８・２－11より求めた階層モデルである。

図中の二重線で囲んだ要素は、避難情報要因に対する不安度を評価するための入力要素（Ｑ１６～Ｑ２０）の親要素である。以上によって求められた階層モデルが図８・２－５の避難情報要因の要素と結ばれる。

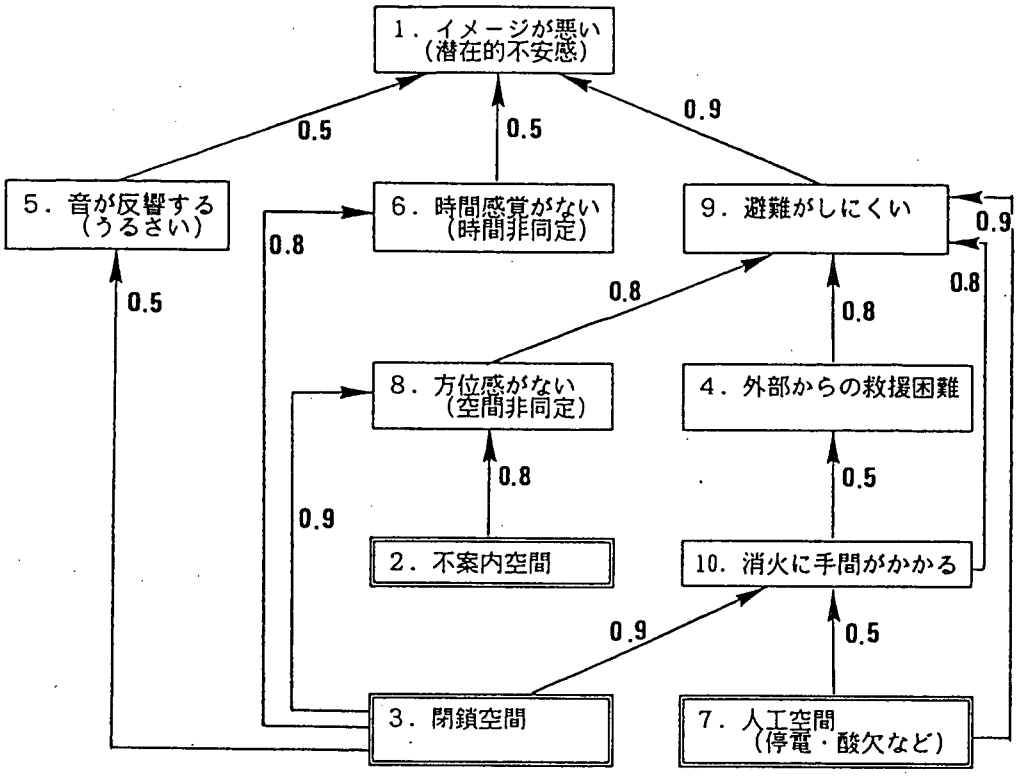


図８・２－６　潜在的不安要因の基本構造モデル（ＦＳＭ法 p=0.5，λ=-0.3)

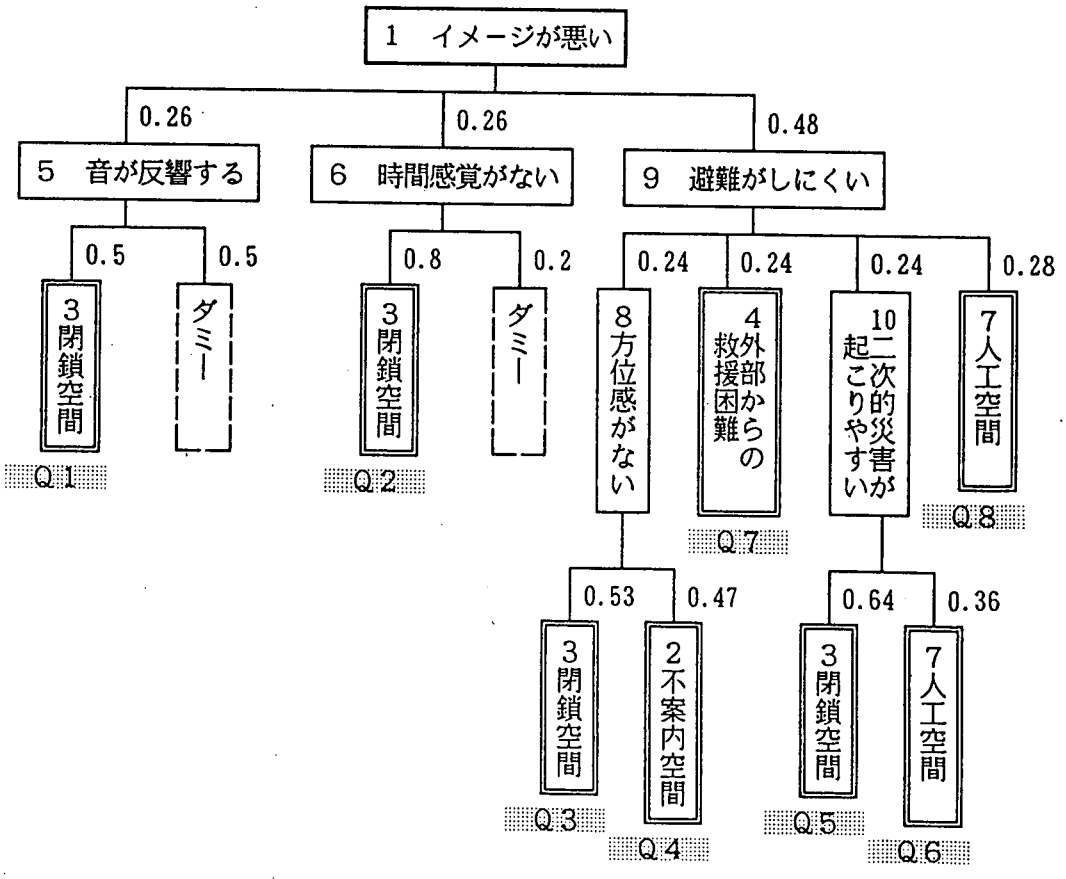


図８・２－７　潜在的不安要因の階層モデル

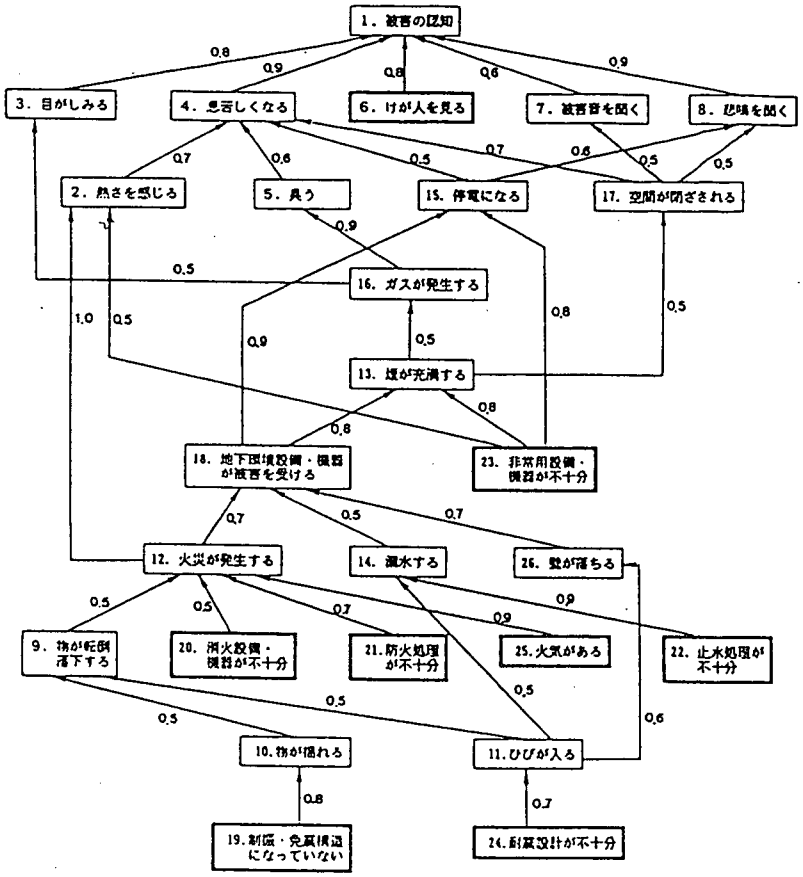


図８・２－８　被害要因の基本構造モデル（ＦＳＭ法 p=0.5，λ=-0.3)

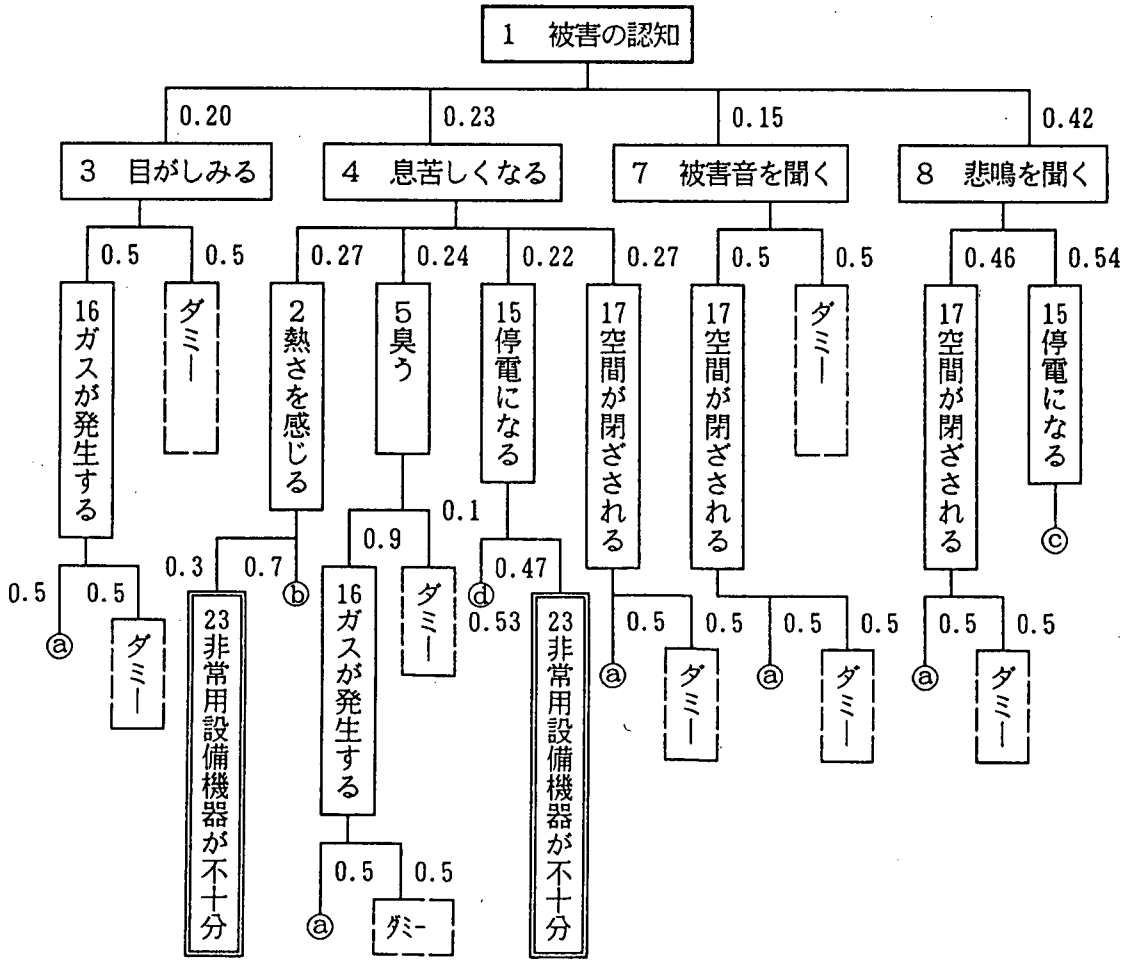


図８・２－９　被害要因の階層モデル

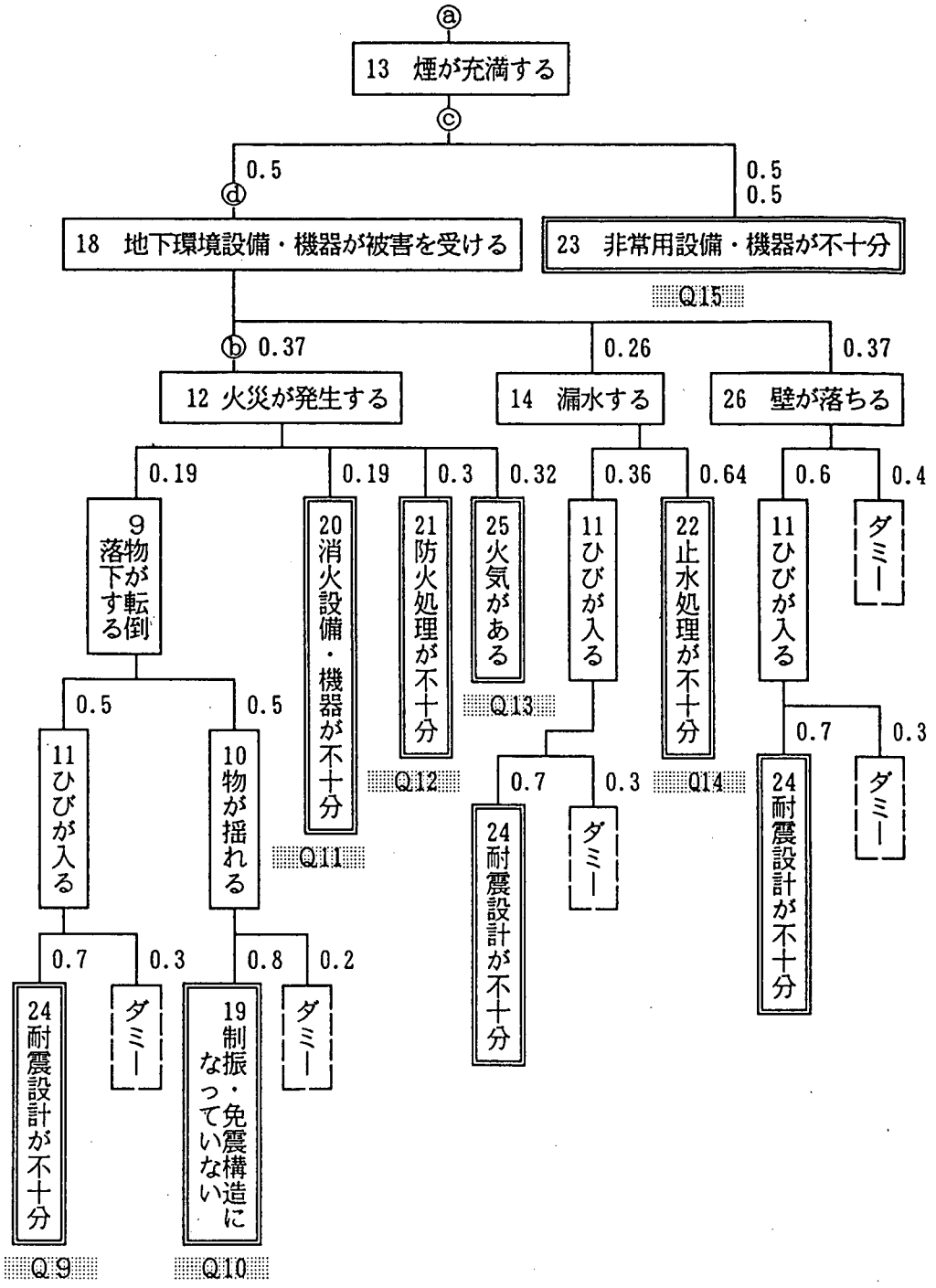


図8・2−10　被害要因の階層モデル

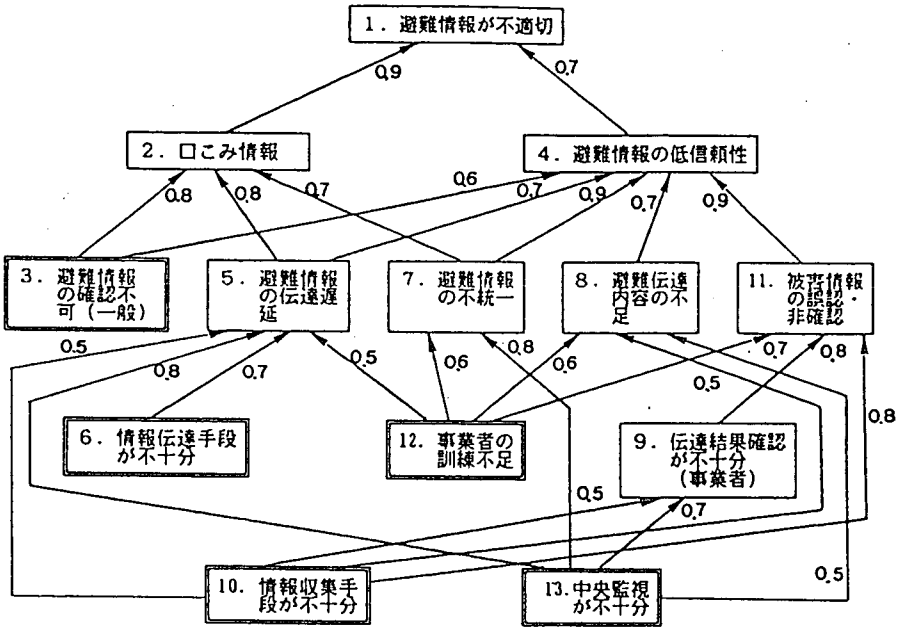


図８・２－11　避難情報要因の基本構造モデル（ＦＳＭ法 p=0.5，λ=-0.3)

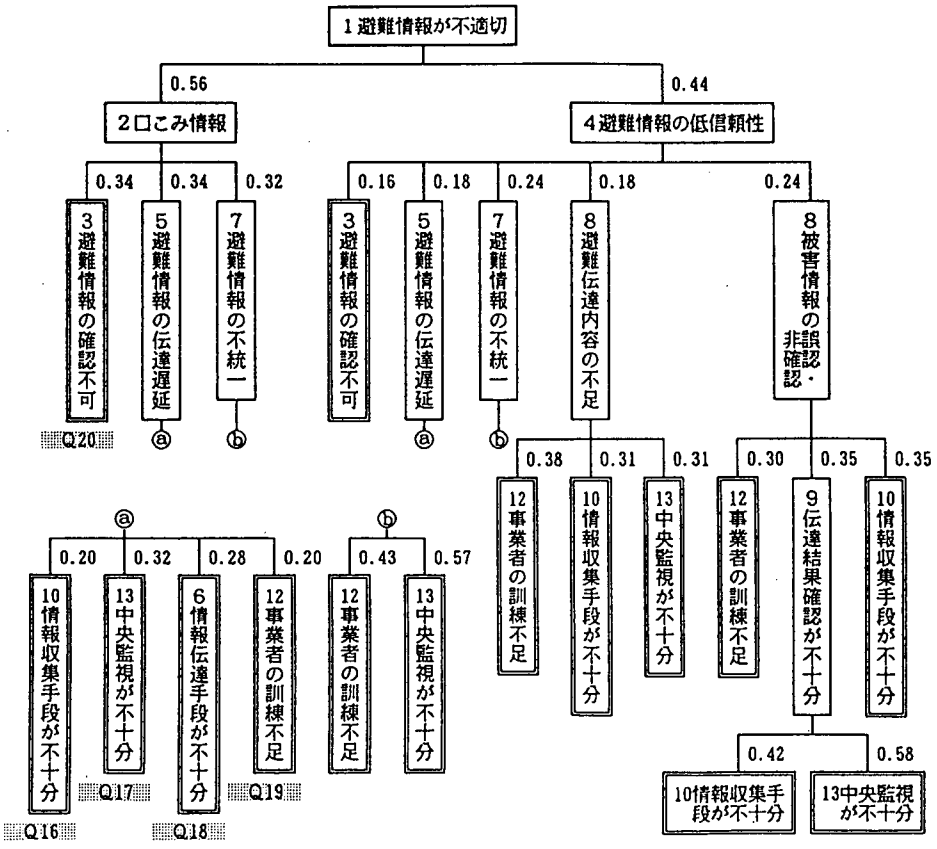


図８・２－12　避難情報要因の階層モデル

⑤　避難誘導要因に対する階層モデル（レベル３以下）

図８・２－13は、避難誘導要因に対するFSM(P=0.5, λ=-0.3)法による基本構造モデルである。図８・２－14は、図８・２－13より求めた階層モデルである。

図中の二重線で囲んだ要素は、避難誘導要因に対する不安度を評価するための入力要素（Ｑ２１～Ｑ２４）の親要素である。以上によって求められた階層モデルが図８・２－５の避難誘導要因の要素と結ばれる。

⑥　避難施設・設備要因に対する階層モデル（レベル３以下）

図８・２－15は、避難施設・設備要因に対するFSM(P=0.5, λ=-0.3)法による基本構造モデルである。図８・２－16は、図８・２－15を基本として求めた階層モデルである。現在、深い建設深度の地下駅を除いて、地下街の避難場所は地上として考えられている。本研究の目的の一つは現状の地下街に対する不安度の推定を一つの目的としていることから、要因「避難場所が狭い」は階層モデルから削除した。

図中の二重線で囲んだ要素は、避難施設・設備要因に対する不安度を評価するための入力要素（Ｑ２５～Ｑ２９）の親要素である。以上によって求められた階層モデルが図８・２－５の避難施設・設備要因の要素と結ばれる。

⑦　地震時対応要因に対する推論モデル（レベル３以下）

地震時対応要因の基本構造モデルは、他の主要因に対する基本構造モデルの閾値（ｐ）に比べかなり高く、主要因間の階層モデル（図８・２－５）と同等に結びつけることはできない。従ってここでは閾値が比較的他の主要因と近い男性の構造モデルを用いるものとした。図８・２－17は、地震時対応要因に対する男性のFSM(P=0.65, λ=-0.3)法による構造モデルである。図８・２－18は、図８・２－17を基本にして求めた階層モデルである。最上層の要因の一つである「災害事例を知らない」は、この階層モデルから削除した。図中の二重線で囲んだ要素は、地震時対応要因に対する不安度を評価するための入力要素（Ｑ３１～Ｑ３２）である。以上によって求められた階層モデルが図８・２－５の地震時対応要因の要素と結ばれる。

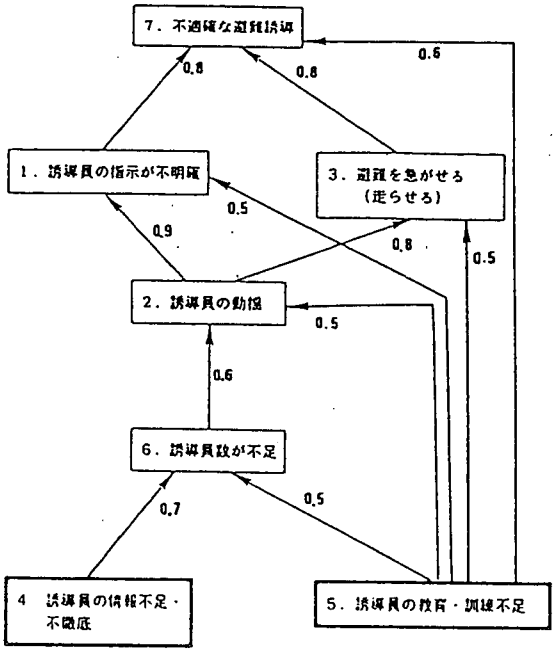


図８・２－13　避難誘導要因の基本構造モデル（ＦＳＭ法 p=0.5 , λ=-0.3)

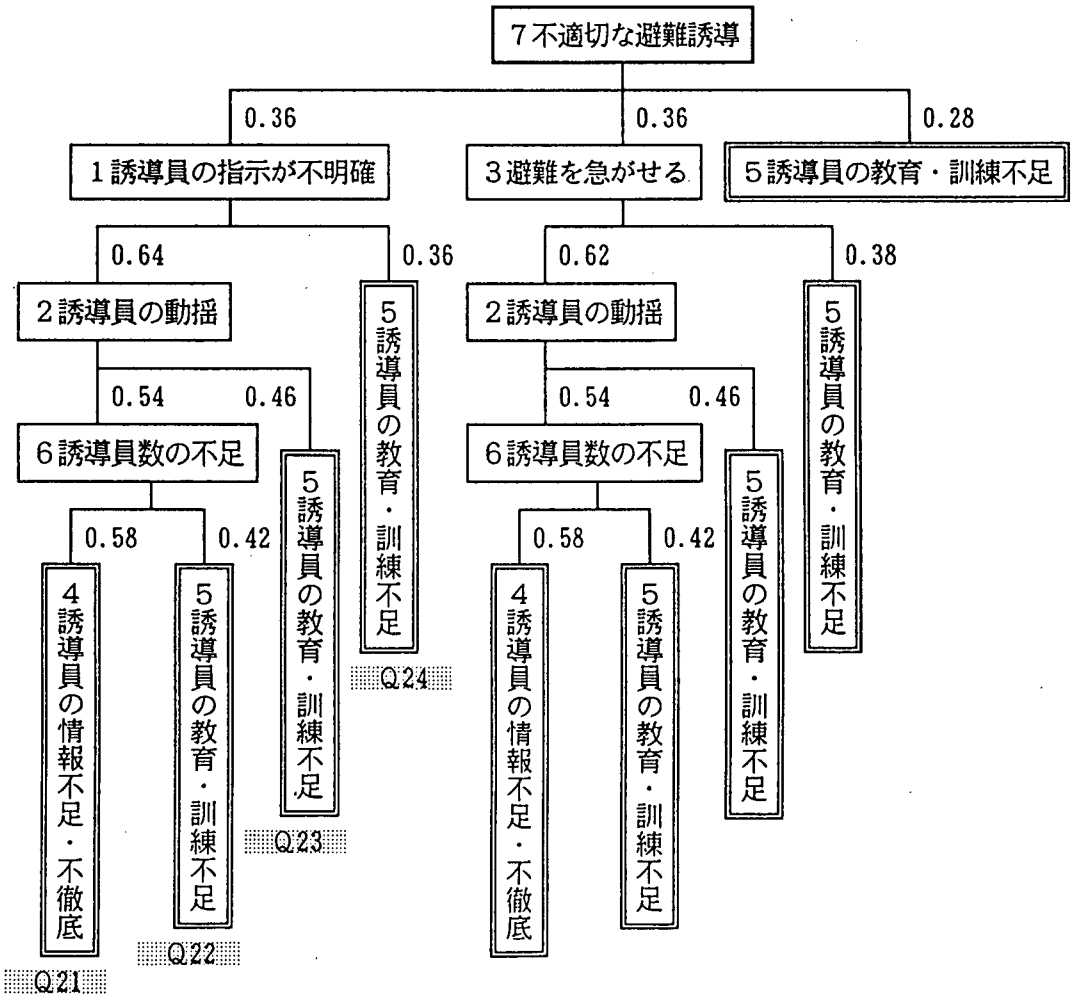


図８・２－14　避難誘導要因の階層モデル

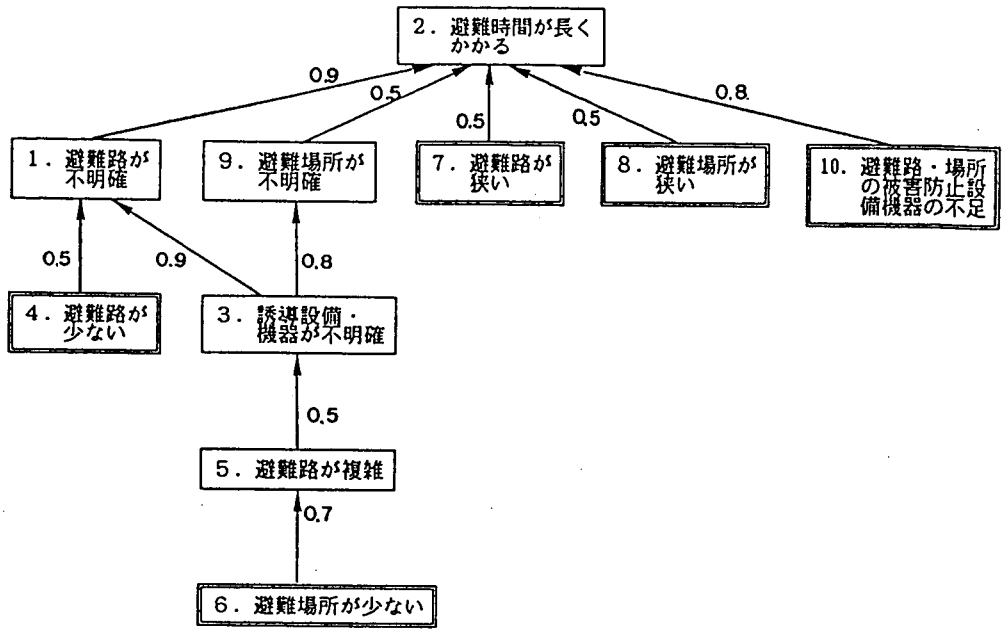


図８・２－15　避難施設・設備要因の基本構造モデル（ＦＳＭ法 p=0.5 , λ=-0.3)

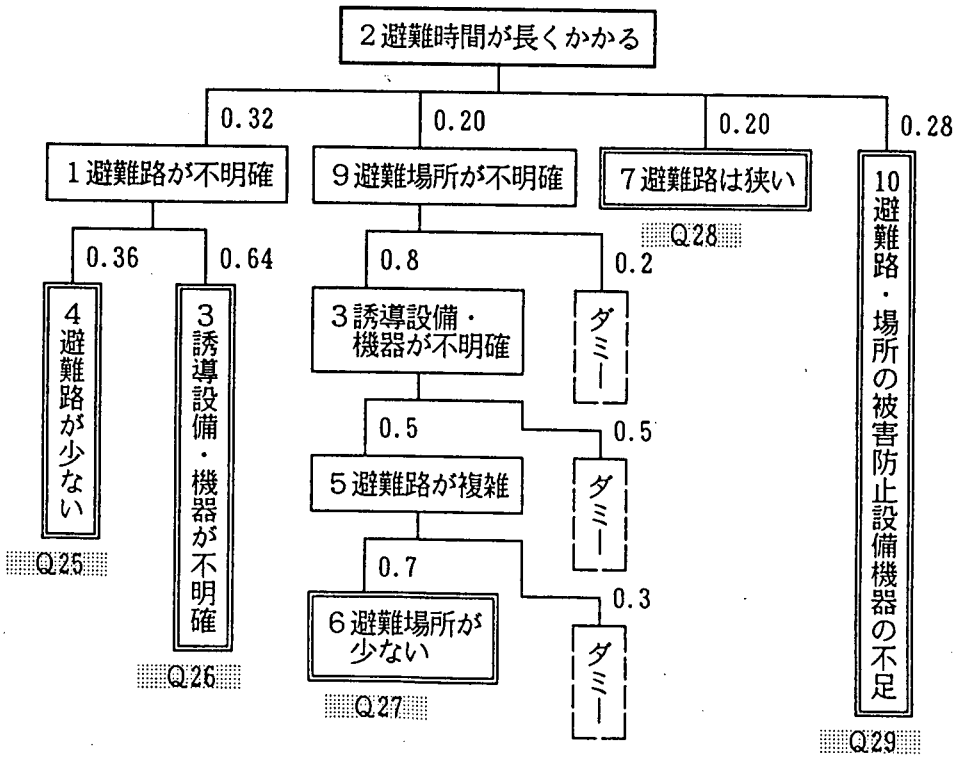


図８・２－16　避難施設・設備要因の階層モデル

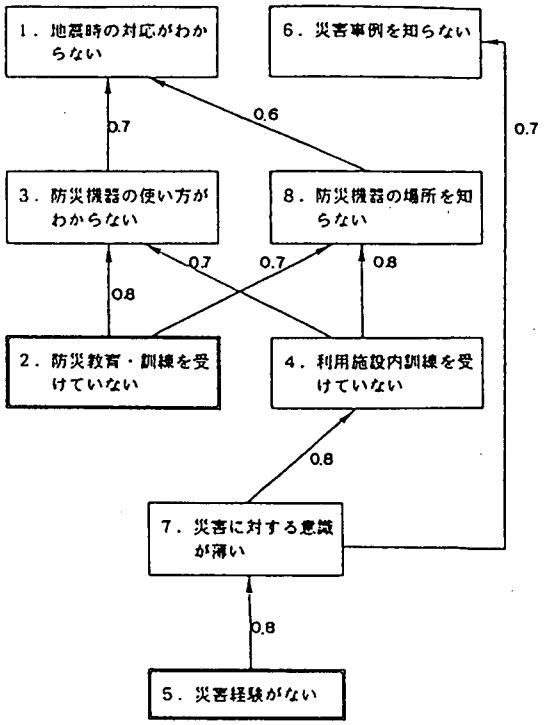


図８・２－17　地震時対応要因の基本構造モデル（ＦＳＭ法 p=0.67 ， λ=-0.3)

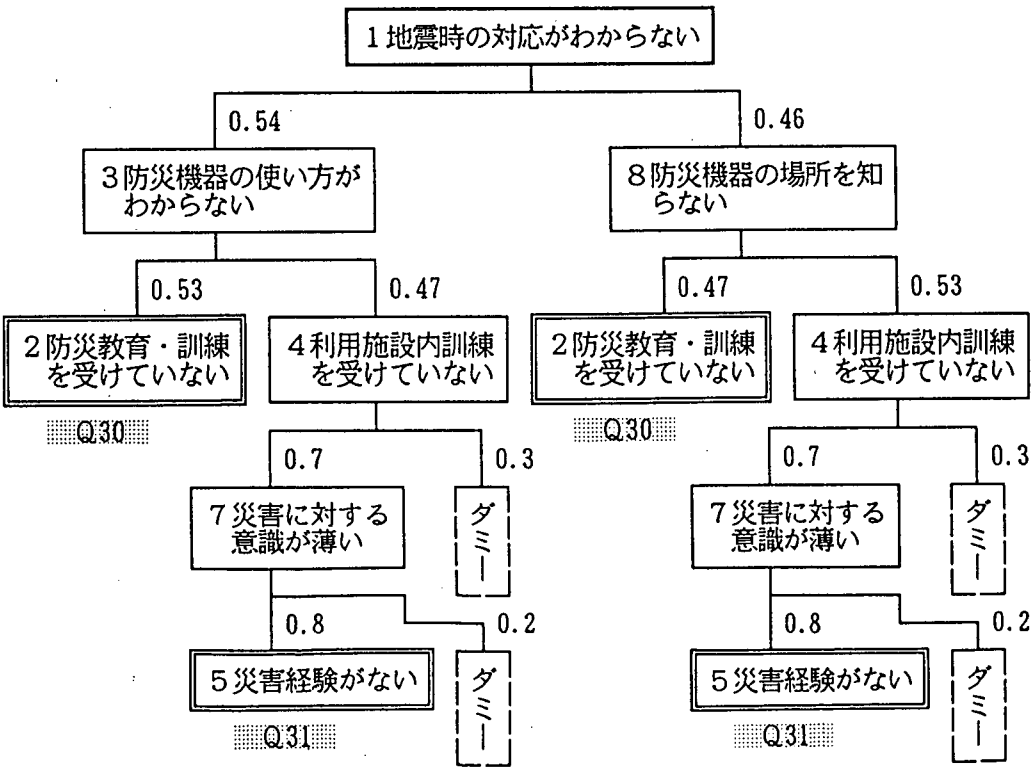


図８・２－18　地震時対応要因の階層モデル

2）ＡＨＰの計算手順

潜在的不安要因の階層モデル（図８・２－７）を用いてＡＨＰの計算手順を示す。

入力要素はＱ１～Ｑ８で、それぞれに対して二択問題の質問によって潜在的不安の不安度を推論することになる。すなわちある地下空間を設定した場合、Ｑ１の質問であれば、閉鎖空間によって音が反響してうるさいと思う程度を問うことになる。そして”思う”に対する程度を1/9 ～９の尺度によって数値化した回答を求める（アンケート調査票参照）。”思わない”に対する数値尺度は”思う”に対する数値尺度の逆数をとる。数値尺度1/9 ～９の意味は表８・２－１のようである。

表８・２－１　数値尺度

数値尺度	感　覚
1	どちらとも思えない
3	ややそう思う
5	そう思う
7	かなりそう思う
9	絶対にそう思う
2,4,6,8	補間的に用いる
上の数値の逆数	各々の数値に対する意味の反意語

質問によって得られた回答は、８・２・２で示したように固有値計算によって求められた最大の固有値に対応する固有ベクトルをもって重要度が計算できる。ここでは二択問題であることから、以下に示した簡略計算[9),10)]によって重要度（不安度と読み替える）を計算した。すなわち”思う”に対する回答（数値化したもの）をＡとすると表８・２－２に従って重要度を求めることができる。

表８・２－２　入力に対する重要度の計算

閉鎖空間	思う	思わない	幾何平均	重要度（不安度）
思う	1	A	$\sqrt{1\times A}$	$\dfrac{\sqrt{1\times A}}{\sqrt{1\times A}+\sqrt{1/A\times 1}}$
思わない	1/A	1	$\sqrt{1/A\times 1}$	$\dfrac{\sqrt{1/A\times 1}}{\sqrt{1\times A}+\sqrt{1/A\times 1}}$

表８・２－２は、

$$\begin{bmatrix} 1 & , & A \\ 1/A & , & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dfrac{\sqrt{A}}{\sqrt{A}+\sqrt{1/A}} \\ \dfrac{\sqrt{1/A}}{\sqrt{A}+\sqrt{1/A}} \end{Bmatrix} = 2 \begin{Bmatrix} \dfrac{\sqrt{A}}{\sqrt{A}+\sqrt{1/A}} \\ \dfrac{\sqrt{1/A}}{\sqrt{A}+\sqrt{1/A}} \end{Bmatrix} \quad \cdots\cdots (8\cdot 2-9)$$

となり、最大固有値は、

$$\lambda_{max} = \mathrm{trace}\ (M) = 2 \quad \cdots\cdots (8\cdot 2-10)$$

ここで

$$M = \begin{bmatrix} 1 & , & A \\ 1/A & , & 1 \end{bmatrix}$$

であるからC.I., C.R.は、0.0 となる。したがって整合性が完全にとれることになり、整合度の判定は不要となる。

ダミー要素についても二択問題として重要度を推定しなければならない。しかしながら具体的な質問が不可能であるため、ここでは同程度であるとの回答（A＝1）をあらかじめ用意しておくことにした。したがって重要度は0.5,0.5 となる。これによる合成重要度または総合重要度への影響については８・２・３，３）に示す。

さて次に入力要素およびダミー要素の重要度を用いて、それぞれの親要素の合成重要度求める。表８・２－３～表８・２－６は、それぞれの親要素に対する合成重要度の求め方を示したものである。表中のA11 , A12,・・・・・A61,A62の記号は、それぞれＱ１～Ｑ６の入力要因に対する”思う”および”思わない”に対する重要度を示している。

表８・２－３　音が反響するに対する合成重要度

音が反響する	閉鎖空間 [0.5]	ダミー [0.5]	合成重要度
思う	A11	0.5	B11=0.5xA11+0.5x0.5
思わない	A12	0.5	B12=0.5xA12+0.5x0.5

表８・２－４　時間感覚がないに対する合成重要度

時間感覚がない	閉鎖空間 [0.5]	ダミー [0.5]	合成重要度
思う	A21	0.5	B21=0.5xA21+0.5x0.5
思わない	A22	0.5	B22=0.5xA22+0.5x0.5

表８・２－５　方位感がないに対する合成重要度

方位感がない	閉鎖空間 [0.53]	不案内空間 [0.47]	合成重要度
思う	A31	A41	B31=0.53xA31+0.47xA41
思わない	A32	A42	B32=0.53xA32+0.47xA42

表８・２－６　二次的災害が起こりやすいに対する合成重要度

二次的災害が起こりやすい	閉鎖空間 [0.64]	人工空間 [0.36]	合成重要度
思う	A51	A61	B41=0.64xA51+0.36xA61
思わない	A52	A62	B42=0.64xA52+0.36xA62

また「避難がしにくい」に対する合成重要度は表８・２－５、表８・２－６およびＱ７，Ｑ８の重要度を用いて表８・２－７のように求められる。

表８・２－７　避難がしにくいに対する合成重要度

避難がしにくい	方位感がない [0.24]	外部からの救援困難 [0.24]	二次的災害が起こりやすい [0.24]	人工空間 [0.28]	合成重要度
思う	B31	A71	B41	A81	B51=0.24(B31+A71 +B41)+0.28xA81
思わない	B32	A72	B42	A82	B52=0.24(B32+A72 +B42)+0.28xA82

最後に潜在的不安要因に対する合成重要度すなわち不安度は、表８・２－３、表８・２－４および表８・２－６を用いて表８・２－８のように求められる。

表８・２－８　潜在的不安に対する合成重要度

イメージが悪い	音が反響する [0.26]	時間感覚がない [0.26]	避難がしにくい [0.48]	合成重要度
思う	B11	B21	B51	W11=0.26(B11+B21) +0.48xB51
思わない	B12	B22	B52	W12=0.26(B12+B22) +0.48xB52

以上の手順によって求められた各主要因の合成重要度より、命題に対する総合重要度を推論できる。

3）　重要度

二択問題に対するアンケート調査回答１（どちらとも思えない）～９（絶対にそう思う）の重要度は、表８・２－９のように求められる。

表８・２－９　二択問題の重要度

回答	1	2	3	4	5	6	7	8	9
重要度	0.50	0.67	0.75	0.80	0.83	0.86	0.88	0.89	0.90

また、図８・２－19は、各主要因に対してそれぞれ同一の回答（１～９）を与えた場合の合成重要度を求めたものである。

ダミー要素を含まない避難誘導要因と避難情報要因の主要因は、表８・２－９と同様な値の合成重要度が得られる。しかしながら、ダミー要素を含んだ主要因では、同じ回答に対して低い合成重要度が計算されることになる。

したがってここでは、ダミー要素を含んだ主要因に対してその合成重要度を次式のように補正を行った。

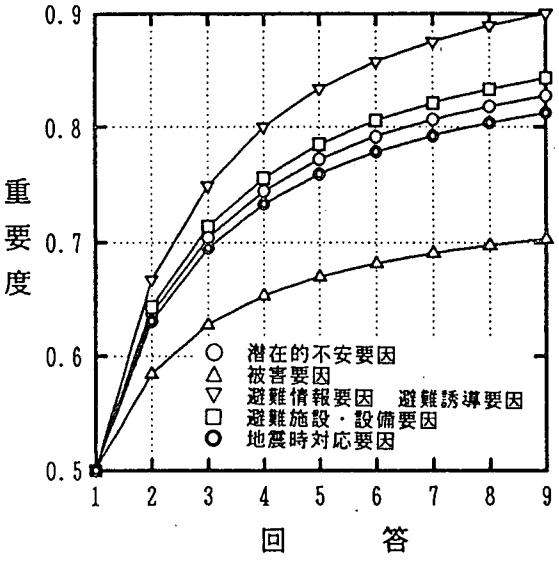


図８・２－19　各主要因の合成重要度

$$MW_k = \frac{BW(NN)-BW(NN+1)}{EW_k(NN)-EW_k(NN+1)}(W_k-EW_k(NN+1)) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (8\cdot2-11)$$

$$EW_k(NN+1) \leqq W_k < EW_k(NN)$$

ここで、MW_k　：補正したｋ主要因の合成重要度

W_k　：合成重要度（ただし、ダミー要素を含んだｋ主要因）

NN　：回答に対するインデックス（下表）

NN	1	2	3	4	5	6	7	8	9
回答	9	8	7	6	5	4	3	2	1

NN	10	11	12	13	14	15	16	17
回答	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9

$BW(NN)$　：NNに対する回答の重要度（表８・２－９）

$EW_k(NN)$　：ｋ主要因のすべての入力に対してNNの回答とした場合の合成重要度（図８・２－19）

以上の補正により各主要因の合成重要度は同レベルの値となり、それぞれの主要因の合成重要度をそのまま比較できることになる。

８・２・４　心理的不安の低減に効果の高い入力要因

図８・２－20は、ＡＨＰによる推論モデルにより感度解析を行った結果である。感度解析は以下の手順によって行った。

①　各主要因のすべての入力要素に対する回答を１（どちらとも思えない）とおく。

②　任意の一つの入力要因を９（絶対にそう思う）とおく。

③　推論計算を行う。

④　推論結果（総合重要度）を②で選定した入力要素の感度とする。

各主要因についてみると、潜在的不安要因では、「閉鎖空間」の原因による「時間感覚がない」、被害要因では「非常用設備・機器が不十分」、避難情報要因では、「中央監視が不十分」、避難誘導要因では、「誘導員の教育訓練不足」、避難施設・設備要因では、「避難路・場所の被害防止設備機器の不足」、地震時対応要因では、「防災教育・訓練を受けていない」がそれぞれ感度が高いことがわかる。また全体を通してみると避難誘導要因の「誘導員の教育訓練不足」、被害要因の「非常用設備・機器が不十分」、地震時対応要因の「防災教育・訓練を受けていない」の順に感度が高いことがわかる。

したがって誘導員の教育訓練、非常用設備・機器および防災教育・訓練に対して十分な対策を立てることが、地震時の心理的不安の低減に対し効果的であることになる。

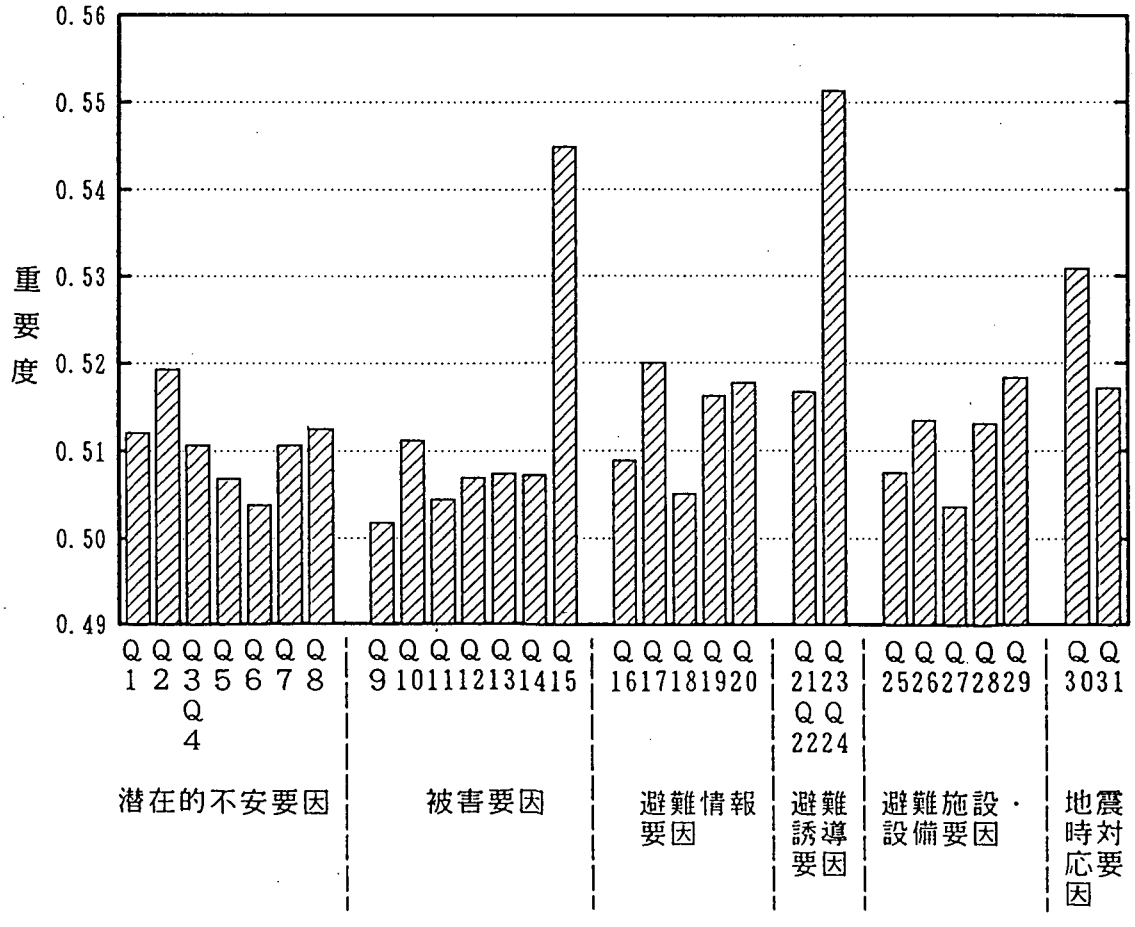


図８・２－20　心理的不安の低減に効果の高い入力要因

８・２・５　アンケート調査による新旧地下街の心理的不安度の推定

１）アンケート調査

現存の地下街に対して一般の人々が地震時の不安がどの程度であるかをアンケート調査にもとづいて推論を行った。アンケート調査票は、推論モデルの入力要因に対して問題文として与えた２８の質問事項から構成されている。

また、地震時の不安度の推論結果の検証のため、直接地震時の不安度を質問する事項を付け加えた。なお調査票には、参考資料として基準または過去の資料を添付した。

アンケート調査方法は、防災対策を中心に撮影したシミュレーションビデオを調査対象者に見てもらい、その後調査票に回答してもらう形式をとった。

シミュレーションビデオは、昭和３０年代に開業した古い地下街と昭和6.0年代に開業した新しい地下街を用意した。

したがってアンケート調査対象者は、古い地下街と新しい地下街に対して回答してもらうことにした。

アンケート対象者は、２１名でその属性は以下のようである。

男性は１５名で、１０名が土木技術者（２０代……３名、３０代 ……５名、４０代……２名）、４名が大学生、１名が小学生である。また女性は６名で、２名が２０代の会社員、２０代、３０代、４０代の主婦がそれぞれ１名、および１名の小学生である。

なお、アンケート対象者の立場は、シミュレーションビデオで見た地下街を利用していた時に、関東大震災クラスの地震に遭遇したものとした。

2）推定結果

図８・２－21～図８・２－23は、アンケート調査対象者全体、男性の調査対象者および女性の調査対象者による各主要因に対して推論した不安度の頻度分布を示したものである。縦軸はその頻度で、横軸は表８・２－10に示した不安度の階級である。

表８・２－10　不安度の階級

階級	不安度	感　　覚
1	0.10～0.12	絶対にそう思わない　～　かなりそう思わない
2	0.12～0.17	かなりそう思わない　～　そう思わない
3	0.17～0.25	そう思わない　～　ややそう思わない
4	0.25～0.50	ややそう思わない　～　どちらとも思えない
5	0.50～0.75	どちらとも思えない　～　ややそう思う
6	0.75～0.83	ややそう思う　～　そう思う
7	0.83～0.88	そう思う　～　かなりそう思う
8	0.88～0.90	かなりそう思う　～　絶対にそう思う

古い地下街の不安度の頻度分布は、地震時対応要因以外の各主要因とも”不安に思う”から”絶対に不安に思う”が高い頻度を示しているのに対し、新しい地下街では”やや不安に思わない”から”やや不安に思う”が高い頻度を示している。

すなわち地震時対応要因以外の各主要因の不安度は、男性、女性とも古い地下街に対し新しい地下街では低減されていることが推論結果より得られたことになる。

地震時対応要因は、アンケート調査対象者の過去の地震体験および防災訓練の経験を問うものであり、本来古い地下街および新しい地下街とも同様な推論結果が得られるもので、両者の相違はアンケート回答者の回答時のあいまいさによるものと思われる。

また頻度分布は、古い地下街に比べ新しい地下街では、そのばらつきが大きい。特に避難誘導要因および避難施設・設備要因に対してはその傾向が強い。新しい地下街では、古い地下街と比較して防災上の綿密な対策がなされているものと思われるが、この傾向は防災対策を立てたことによって、一般の利用者のそれに対する価値観がより多様化したことによるものと思われる。

男性、女性および全体の頻度分布を比較すると、男性のアンケート対象者がかなり多いことから、全体と男性とはほぼ同様な分布となる。女性の場合にはサンプル数もかなり少なく男性との明確な相違などの傾向を考察することは難かしかった。

図８・２－24～図８・２－26は、新旧地下街の地震時の不安度の推論結果およびアンケートの質問によって直接得られた地震時の不安度の頻度分布である。両者とも新しい地下街は古い地下街と比較して不安度が低減されたとして受け取られていることがわかる。またアンケート結果と推論結果とを比較すると、頻度分布形状はあまり良い一致を示さないことがわかった。

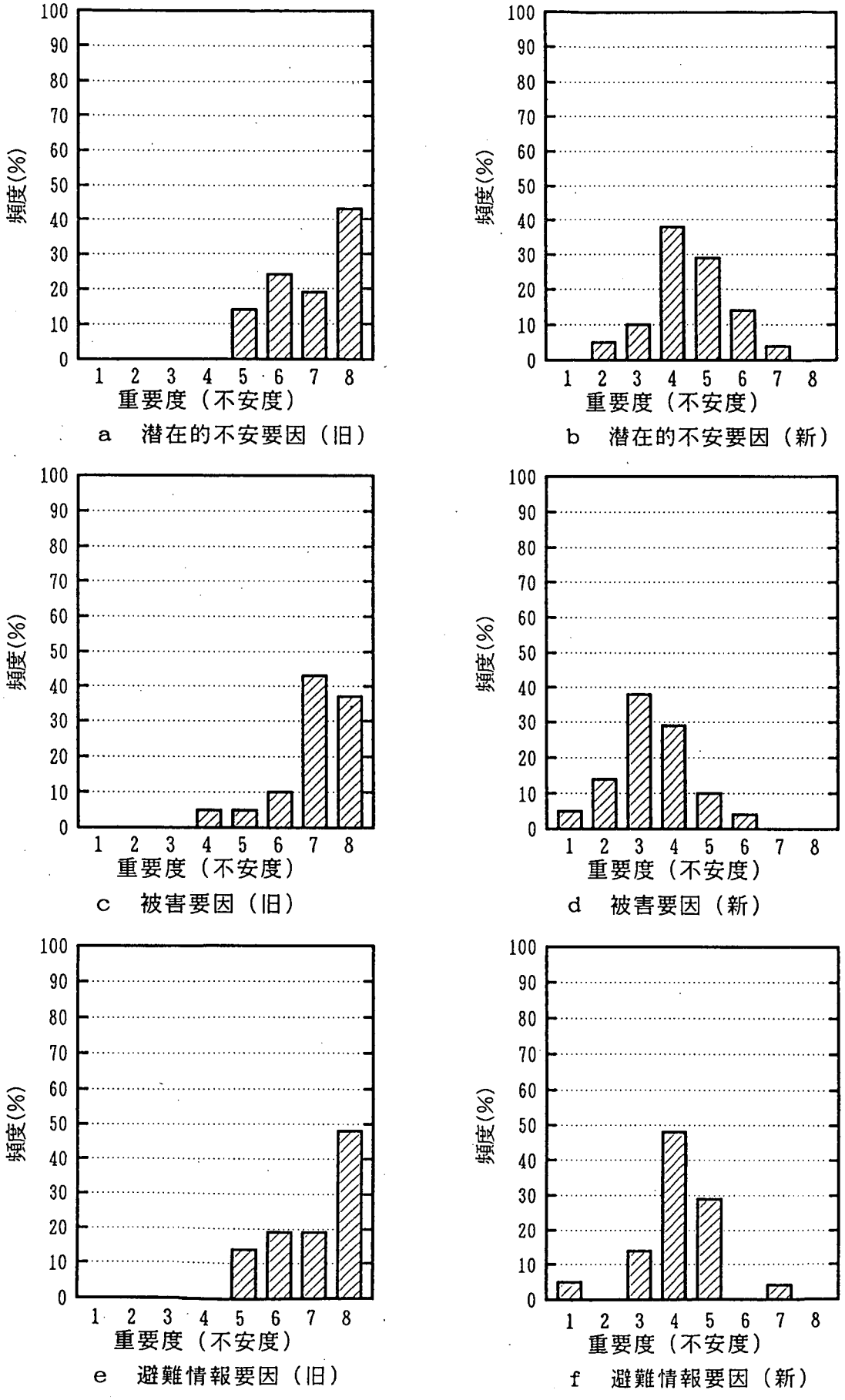
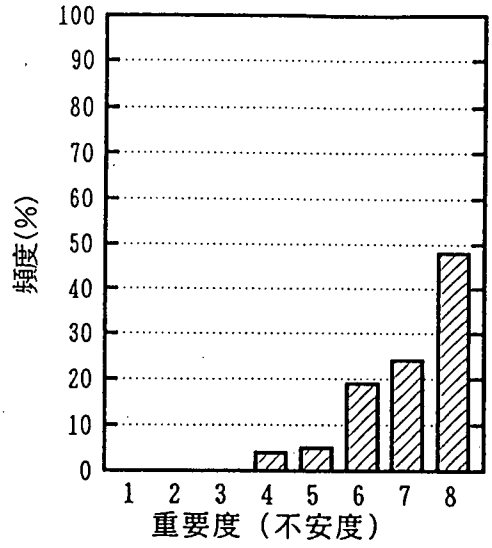
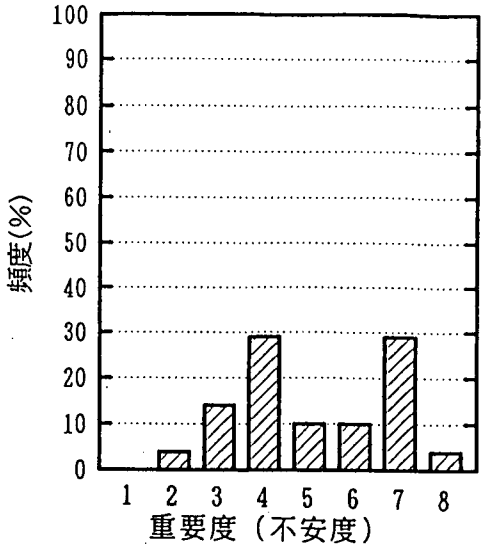


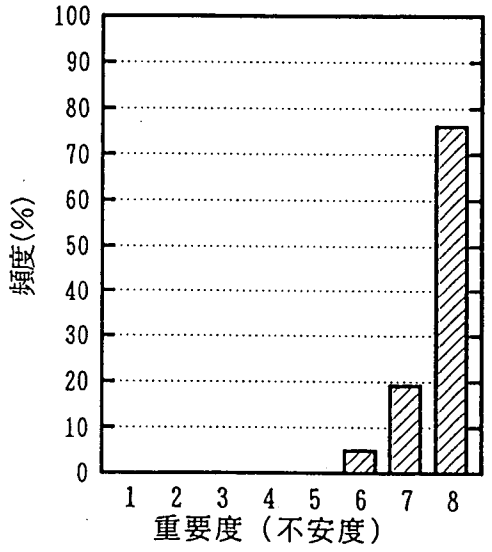
図8・2−21 新旧地下街の主要因に対する不安度の推定（全体）



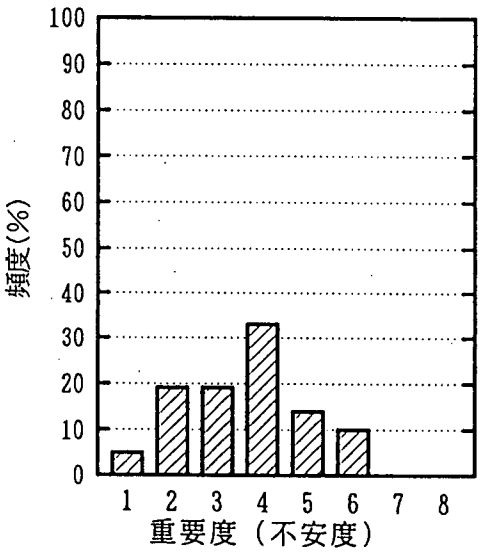
g　避難誘導要因（旧）



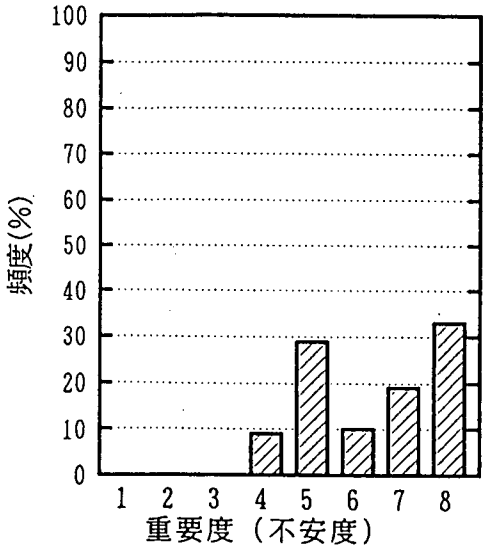
h　避難誘導要因（新）



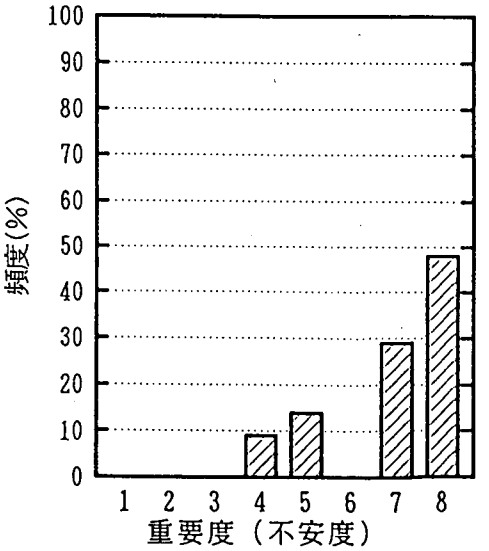
i 避難施設・設備要因（旧）



j 避難施設・設備要因（新）



k　地震時対応要因（旧）



ℓ　地震時対応要因（新）

図８・２－21　新旧地下街の主要因に対する不安度の推定（全体）

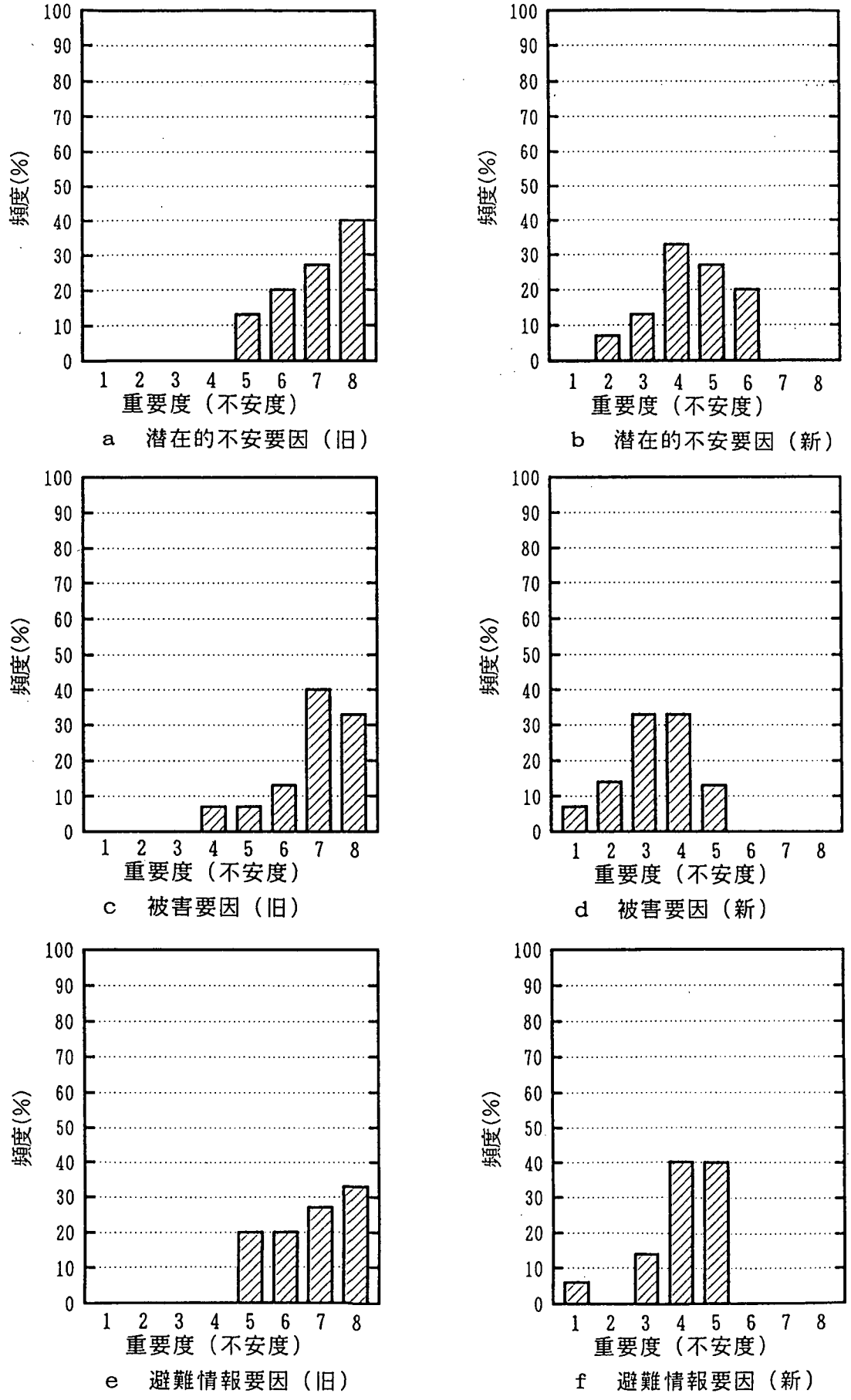
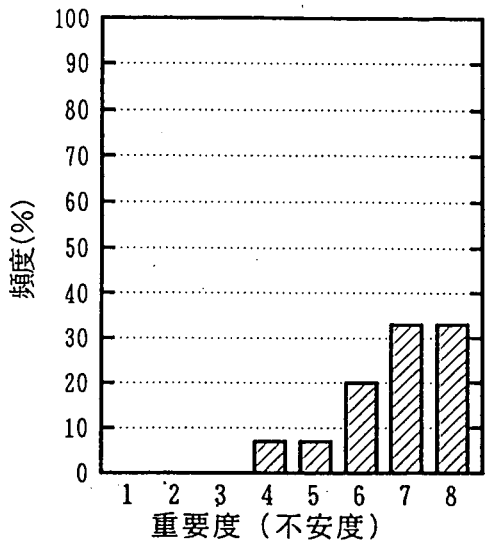
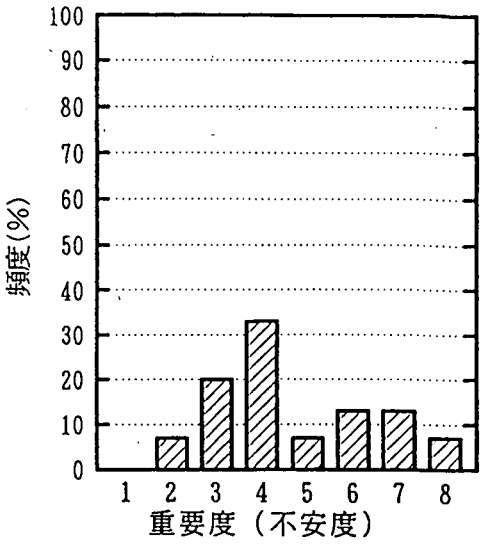


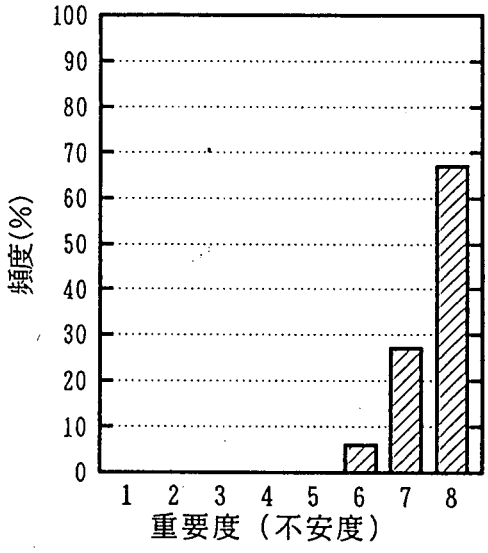
図８・２－22 新旧地下街の主要因に対する不安度の推定（男性）



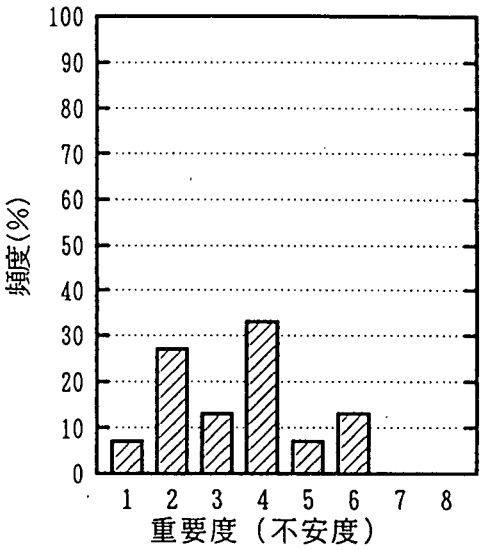
g　避難誘導要因（旧）



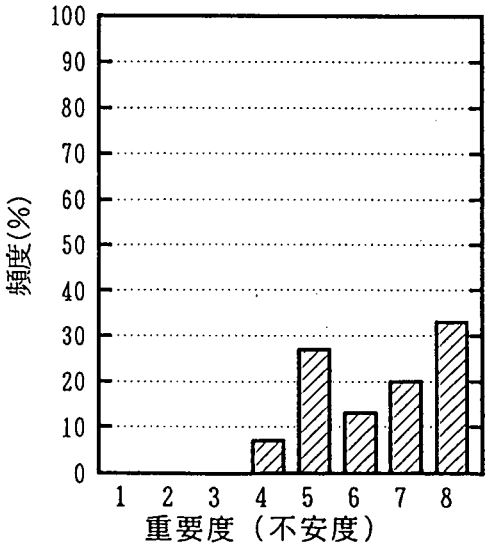
h　避難誘導要因（新）



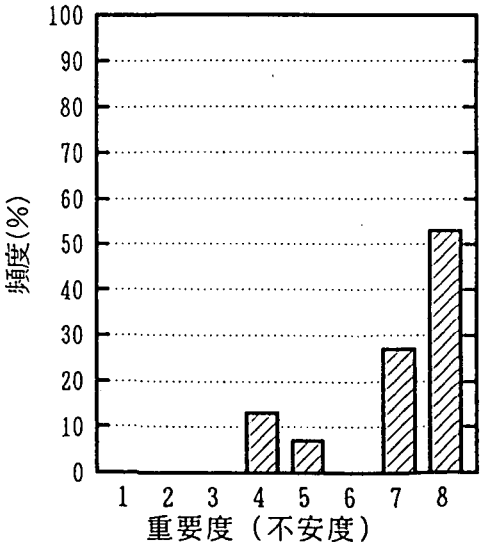
i 避難施設・設備要因（旧）



j 避難施設・設備要因（新）



k　地震時対応要因（旧）



ℓ　地震時対応要因（新）

図8・2－22　新旧地下街の主要因に対する不安度の推定（男性）

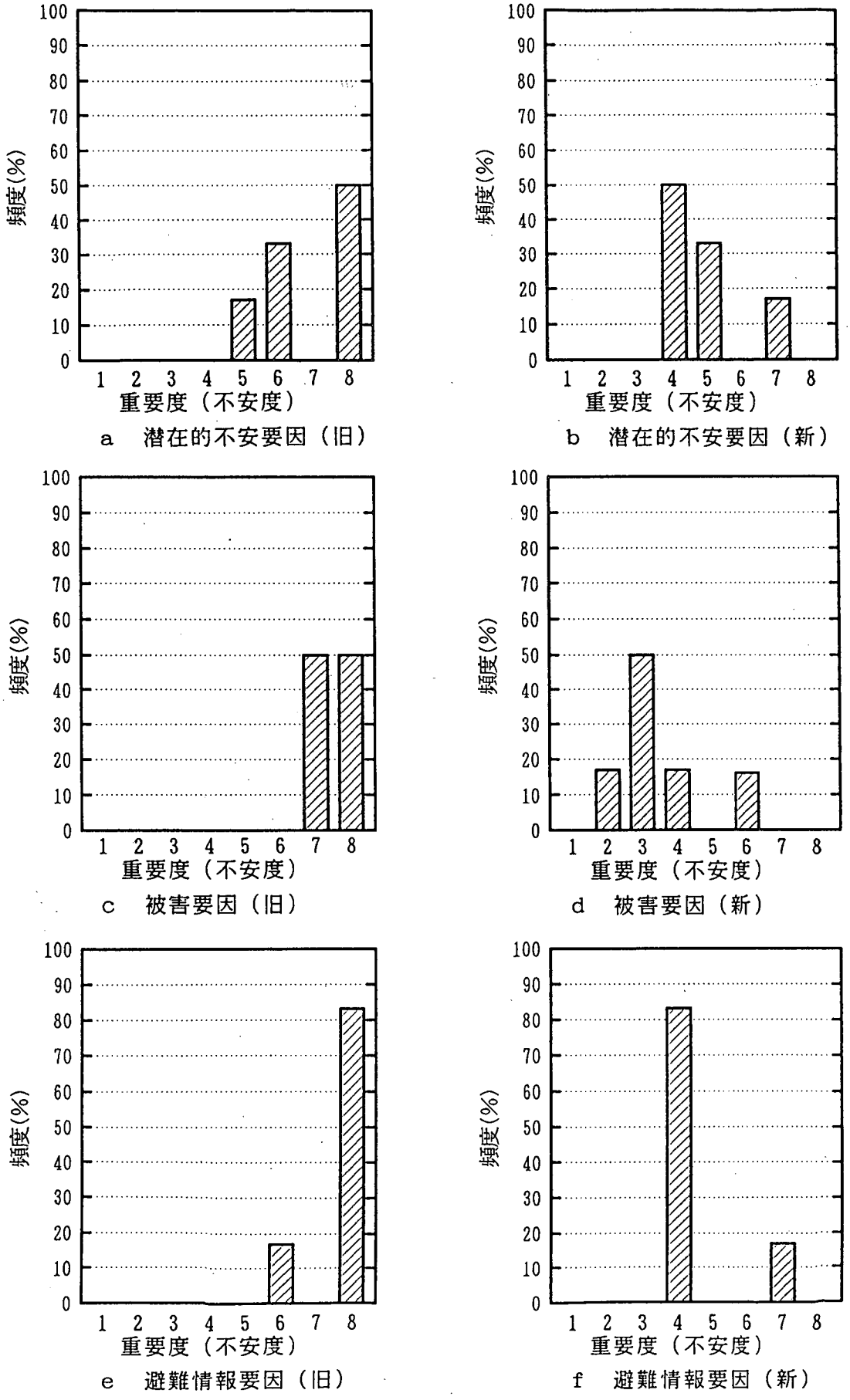


図８・２－23 新旧地下街の主要因に対する不安度の推定（女性）

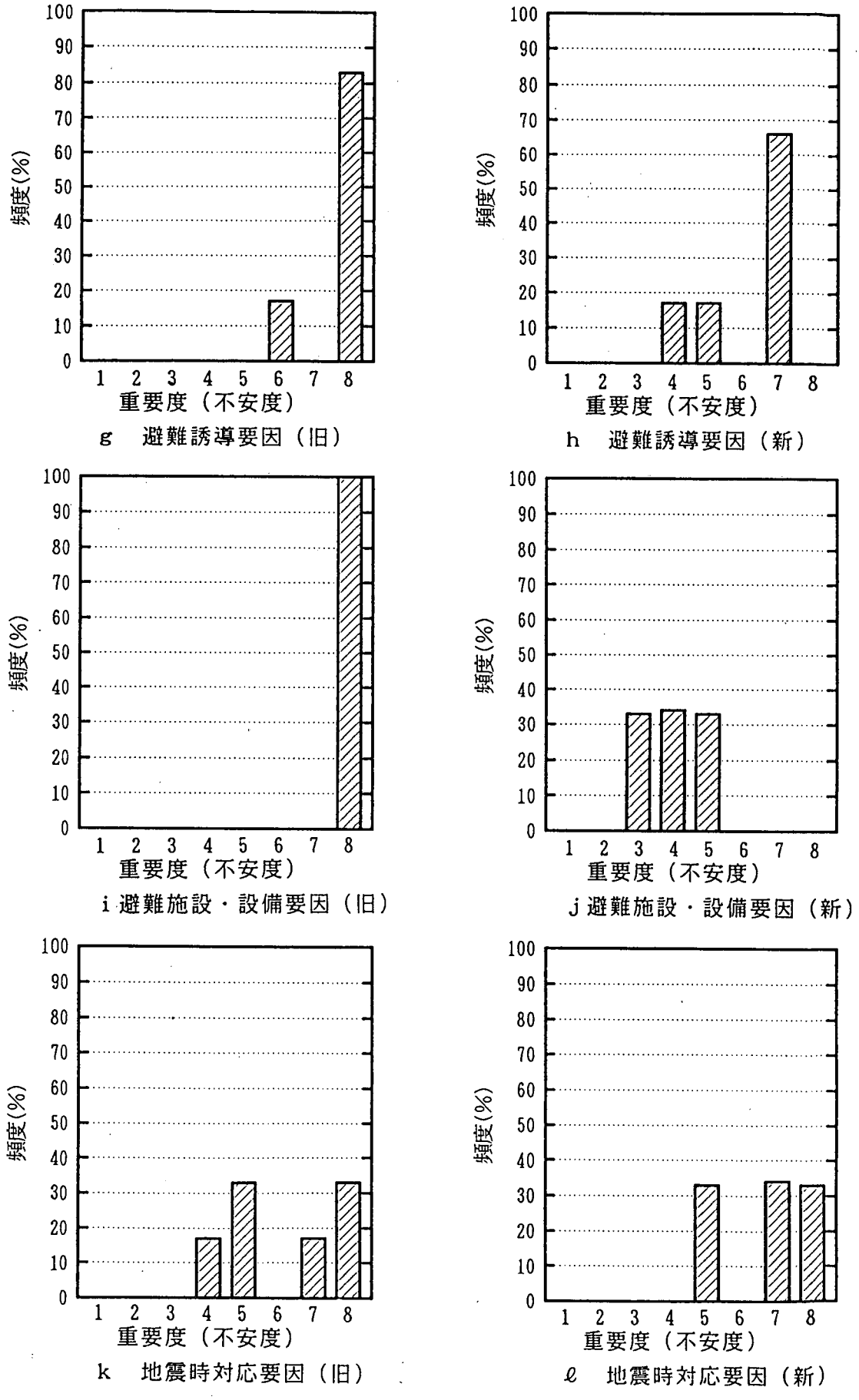


図８・２－23 新旧地下街の主要因に対する不安度の推定（女性）

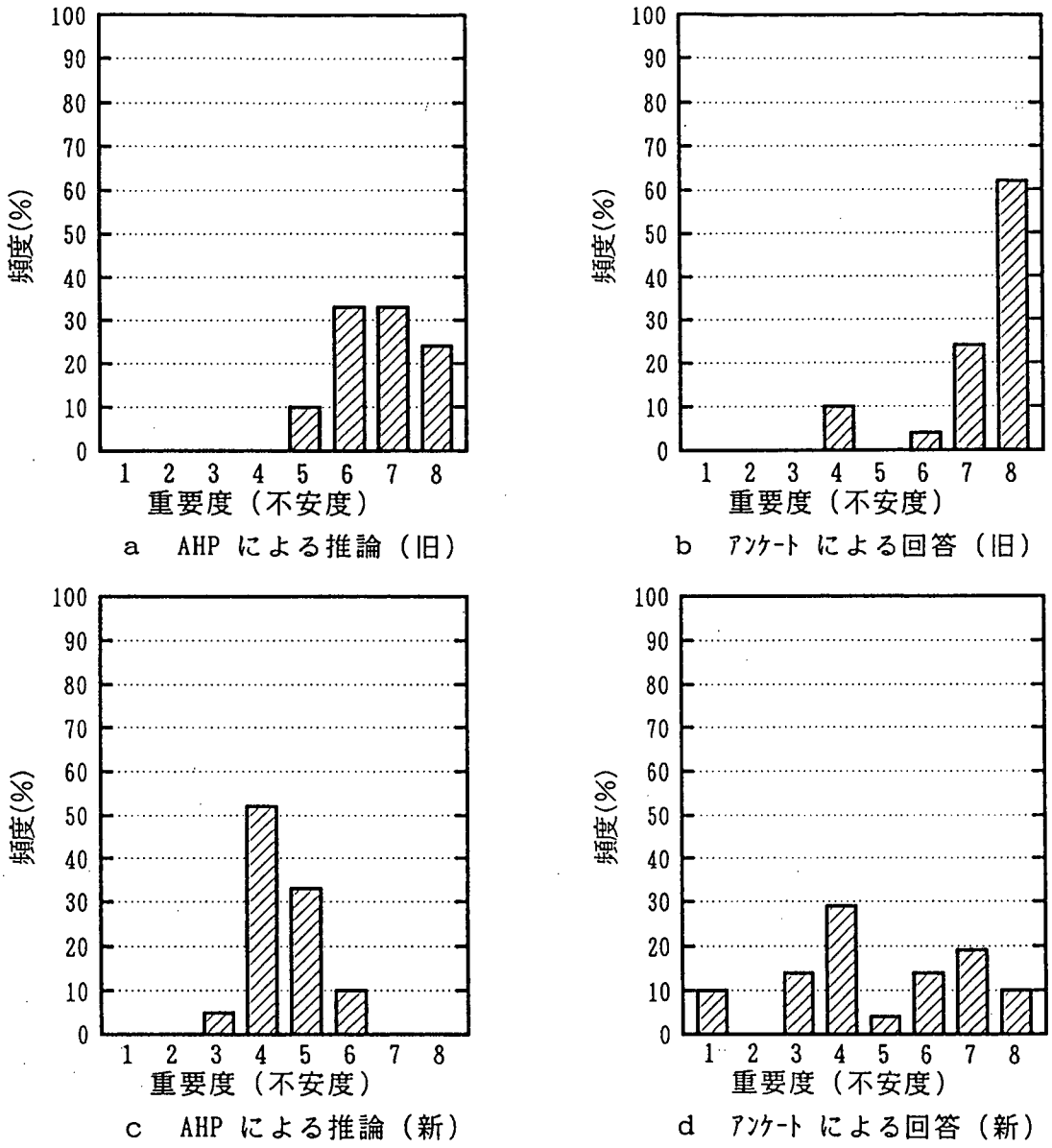


図８・２－24 新旧地下街の地震時の不安度（全体）

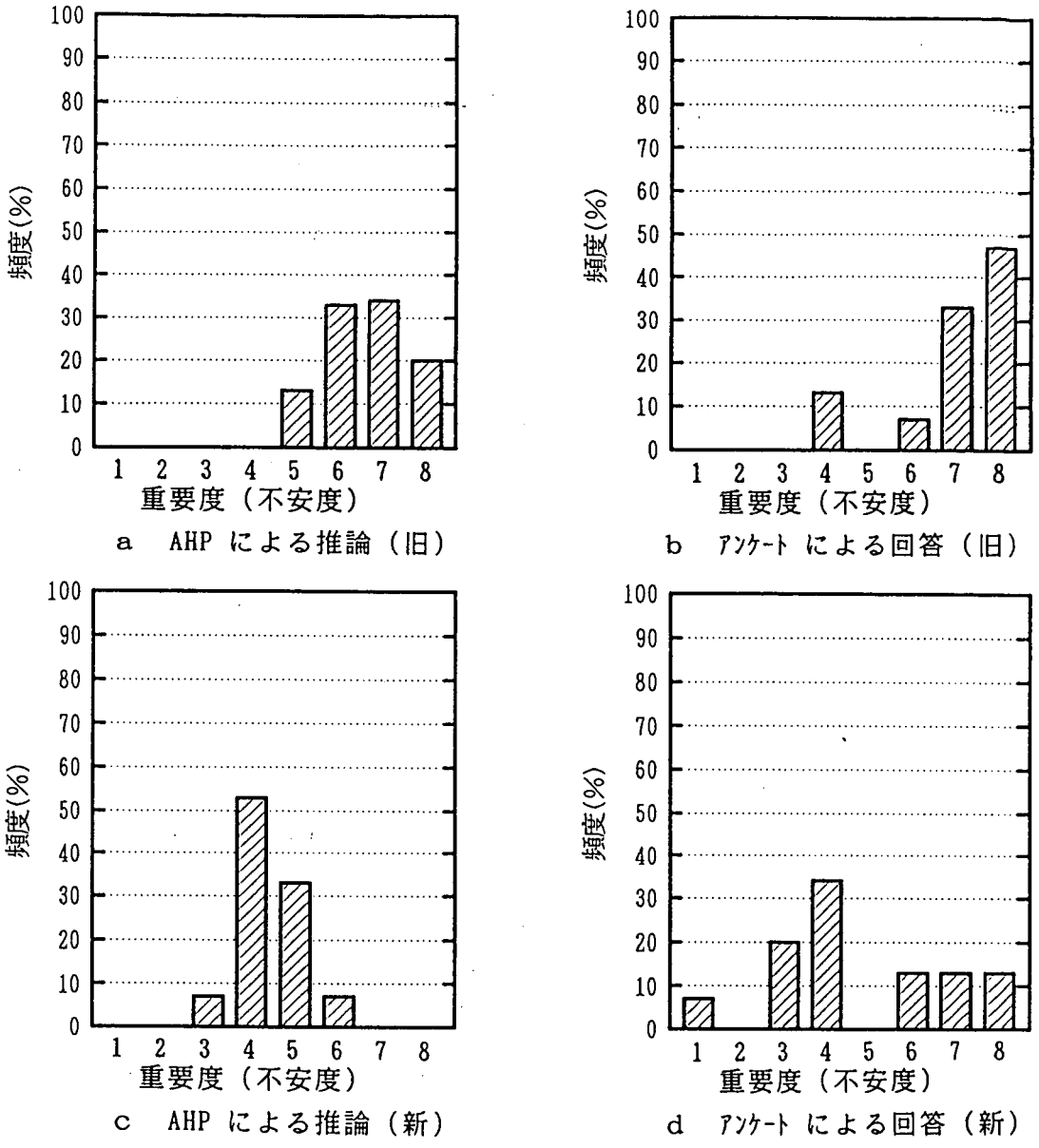


図８・２－25　新旧地下街の地震時の不安度（男性）

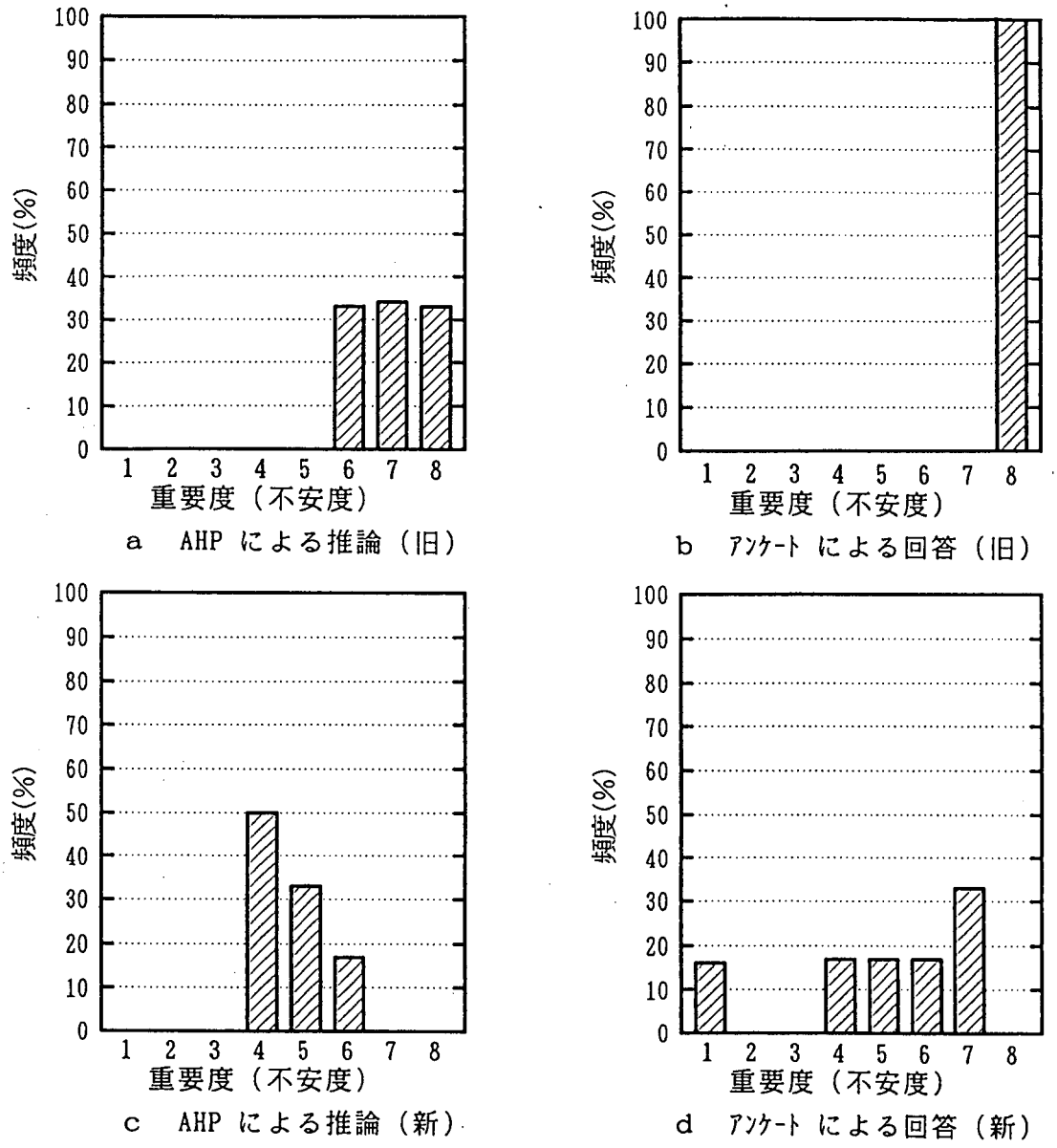


図８・２－26 新旧地下街の地震時の不安度（女性）

図８・２－27～図８・２－28は、各主要因、地震時の不安度の推論結果および直接的なアンケート結果のサンプル平均およびサンプル変動係数を示したものである。図中のＡ～Ｆはそれぞれ主要因である潜在的不安要因、被害要因、避難情報要因、避難誘導要因、避難施設・設備要因および地震時対応要因を示す。また推定値は地震時の不安度の推定値で、アンケートは地震時の不安度を直接質問したアンケート結果である。

図８・２－27ａ，ｂ（全体、男性）より、被害要因および避難施設・設備要因に対して新旧地下街の不安度の差が大きく、これらの要因に対してその改善策がかなりなされているものとして受け取られていることがわかる。しかしながら潜在的不安要因と避難誘導要因に対しては、その改善度合いが小さいものとしてとらえられていることがわかる。

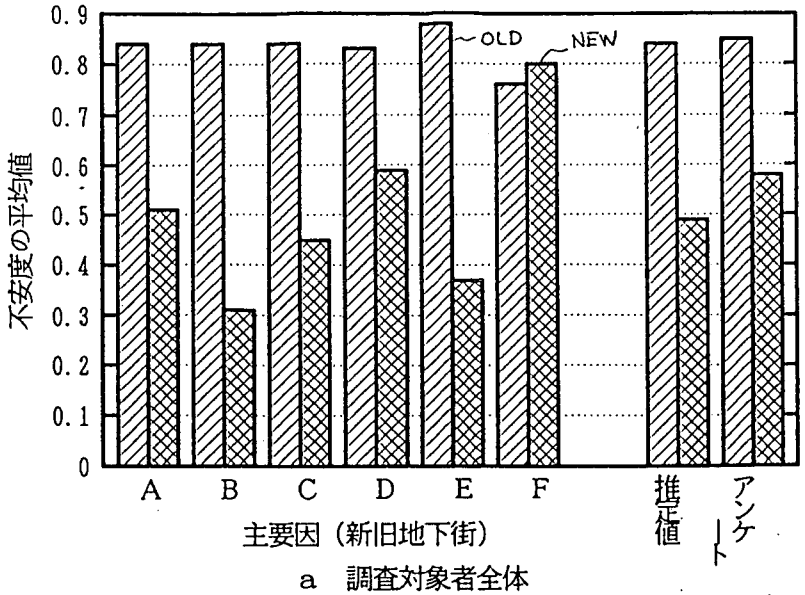
また地震時の不安度は、アンケート結果および推論結果と良い一致を示し、古い地下街と新しい地下街では、”不安に思う”から”どちらとも思わない”に不安度が低減していることがわかった。

変動係数に関しては（図８・２－28ａ，ｂ）、新しい地下街は古い地下街に比較してその値が大きく、被害要因および避難施設・設備要因に対してその傾向が大きい。

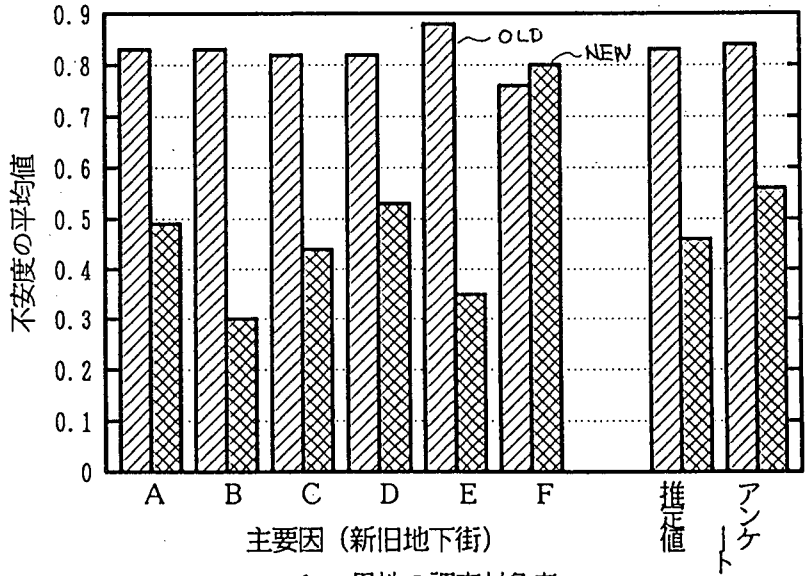
図２・８－27ｃ（女性）より、被害要因および避難施設・設備要因に対して新旧地下街の不安度の差が大きくこれらの要因に対してその改善策がかなりなされたものとして受け取られていることがわかる。しかしながら潜在的不安要因と避難誘導要因に対してはその改善度合いが小さく、特に避難誘導要因では、その度合いが著しく小さいものとして受け取られていることがわかった。

また地震時の不安度のサンプル平均のアンケート結果と推論結果は良い一致を示し、古い地下街と新しい地下街では、”かなり不安に思う”から”どちらとも思わない”に不安度が低減したものとして受け取られていることがわかる。またそのサンプル変動係数に関しては（図８・２－28ｃ）、新しい地下街は古い地下街に比較してその値が大きく、とくに被害要因および避難施設・設備要因に対してその傾向が大きくなっている。

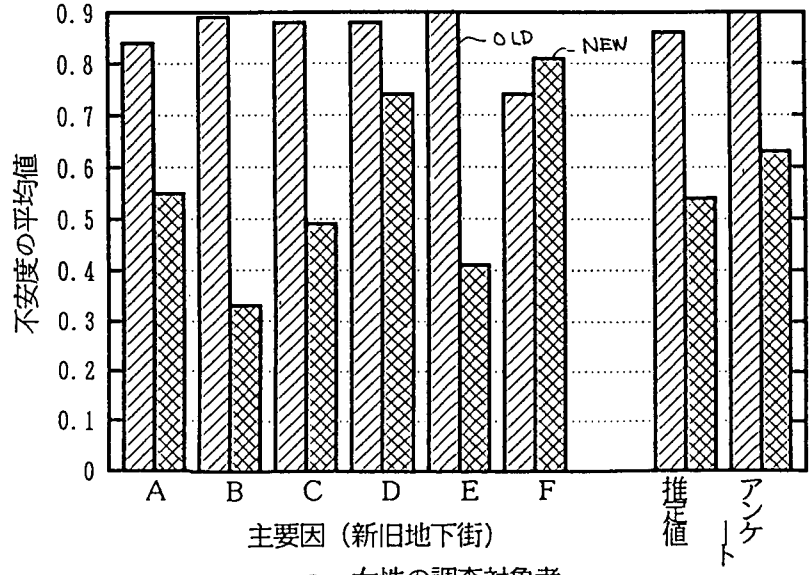
女性の主要因に対する不安度のサンプル平均は男性と比較して、古い地下街および新しい地下街ともその値は大きくなっている。命題である地震時の不安度に関しても同様な傾向を示している。



a　調査対象者全体

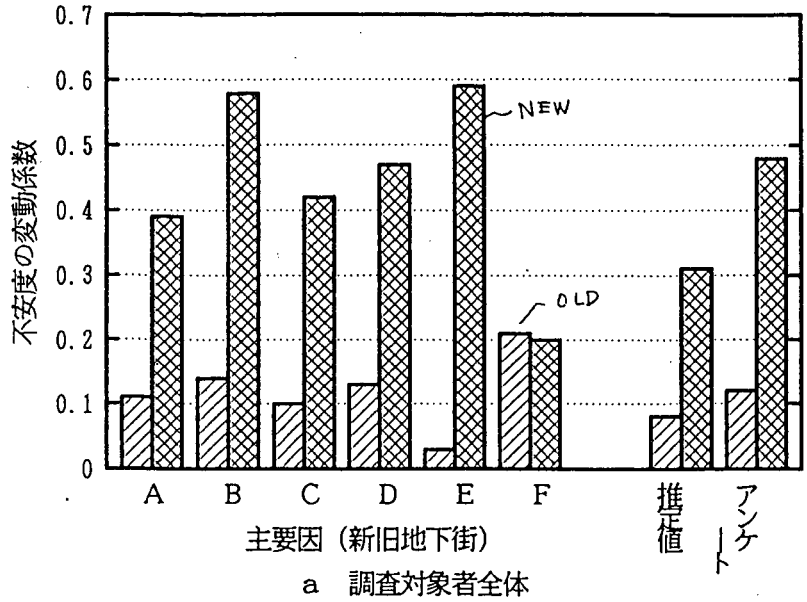


b　男性の調査対象者

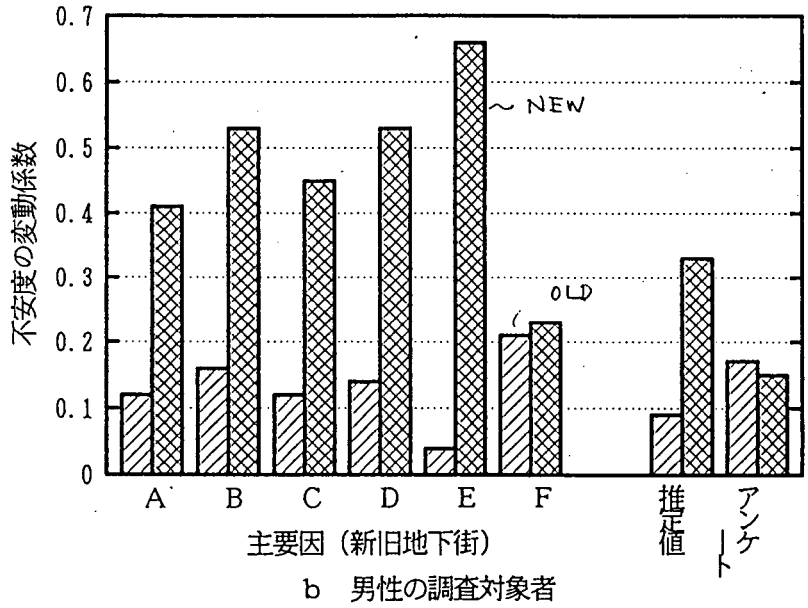


c　女性の調査対象者

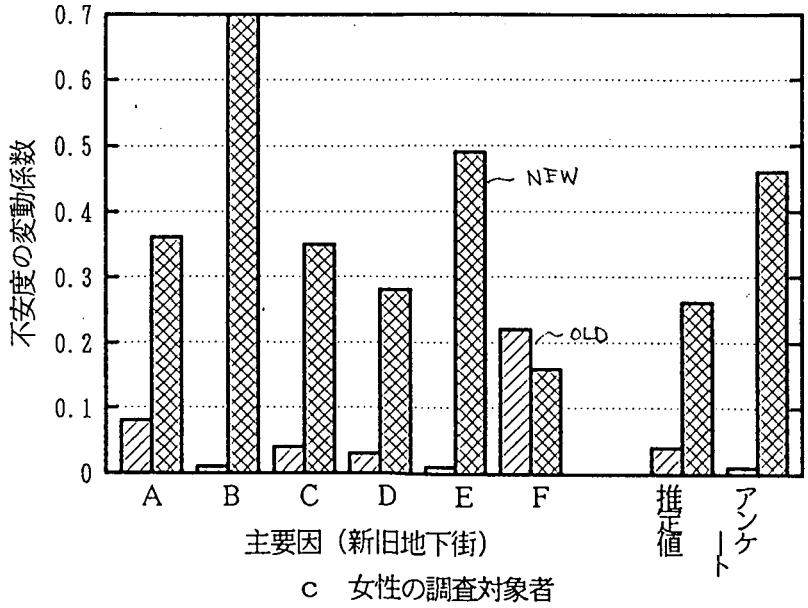
図８・２－27　新旧地下街の地震時における不安度の平均値



a　調査対象者全体



b　男性の調査対象者



c　女性の調査対象者

図８・２－28　新旧地下街の地震時における不安度の変動係数

８・２・６　まとめ

本年度の研究は、平成元年度の研究で明らかにした地下空間の「地震時の心理的不安」の命題に対する構造モデルを基本に推論モデルを作成した。そして、この推論モデルを用いて地震時の心理的不安に与える影響の大きい要因を感度解析によって抽出した。さらに古い地下街と新しい地下街に対して防災対策を中心としたビデオを作成して、このビデオを見せた後に推論モデルの入力項目からなるアンケート調査を行ない、この推論モデルの妥当性および古い地下街と新しい地下街との各主要因の不安度の相違を推論した。

なお推論計算は、ＡＨＰ(Analytic Hierarchy Process)で、アンケート調査は男性１５名、女性６名に対して行なった。

① 感度解析から、誘導員の教育訓練、非常用の設備・機器および防災教育・訓練に対して十分な対策を立てることが地震時の心理的不安の低減に効果的であることが明らかになった。

② 古い地下街と新しい地下街について推定した不安度の比較から、避難情報や避難施設・設備に対する要因は、新しい地下街ではその不安度がかなり改善されたものとして受けとられていることがわかった。しかしながら、潜在的不安や避難誘導の要因に対しては、その改善度合いが　小さいものとして受けとられていることが明らかになった。特に女性ではこの傾向が顕著である。

③ 地震時の心理的不安度およびその原因となる各主要因とも、男性の回答者に比べ女性の回答者は、それらの不安度が高いことが明らかになった。

④ 地震時の心理的不安度に対する推論とアンケートによる直接的な回答を比較すると、調査対象者のサンプル変動係数には相違が見られるものの、そのサンプル平均に関してほぼ同様な値となり、本推論モデルがほぼ妥当なものであることが明らかになった。

今後は、さらにアンケート調査を継続して実施し、より信頼性のあるデータとしてまとめる予定である。また本年度の結果を考慮して地震時の不安度を改善するための対策案について検討を行なう予定である。

参考文献

1）建設省土木研究所地震防災部耐震研究室他；地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書、共同研究報告書第２９号、1989.8

2）岸下、中村、斉藤、池見、中野；地下空間の地震防災（その１）－ＫＪ法による機能抽出－、第24回土質工学研究発表会、1989.6

3）岸下、斉藤、中村、池見、中野；地下空間の地震防災（その２）－機能分類－、土木学会第44回年次学術講演会、1989.10

4）斉藤、中村、池見、中野、岸下；地下空間の一般利用者からの地震防災機能、第20回地震工学研究発表会、1989.7

5）建設省土木研究所地震防災部耐震研究室他；地下構造物の耐震設計技術の開発に関する研究平成元年度共同研究報告書、1990.3

6）斉藤、中村、池見、中野；地下空間の地震防災（その３）－地震時の心理的不安に関する構造化－、土木学会第45回年次学術講演会、1990.9

7）椹木、河村；参加型システムズ・アプローチ、日刊工業新聞社

8）天笠；システム構成論－ファジイ理論を基礎として－、森山書店、1986.3

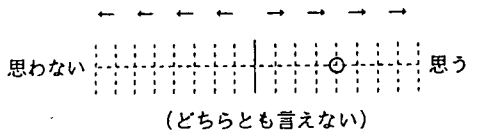
9）Saaty,T.L.;The analytic hierarchy process ,McGraw-Hill,1980

10）羽根；ゲーム感覚意志決定法、日科技連、1986

地下街における地震時の
心理的不安度アンケート調査

いま見ていただいたビデオをもとに、以下に示す方法で破線上に
記入をして下さい。

例）Q１　この地下街は、利用者の声などの反響によってざわついた
感じがすると思いますか？



なお、地震の大きさは関東大震災クラスと想定して下さい。

年齢	性別

―――― 地震時の心理的不安要因 ――――

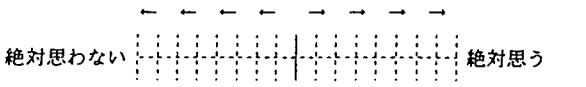
Q．０

この地下街であなたが関東大震災クラスの地震に遭遇したとします。このときどの程度不安になると思いますか？



潜在的不安要因

Q１　この地下街は、利用者の声などの反響によってざわついた感じがすると思いますか？



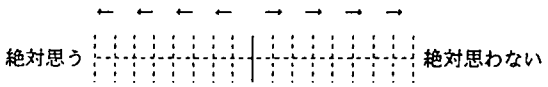
（どちらとも言えない）

Q２　地上では、自然光の変化などによって、時間感覚を持つことができます。防災上もこのような感覚が重要です。
さてこの地下街では、時間感覚を持つことができると思いますか？



（どちらとも言えない）

Q３，Q４　あなたがこの地下街で大地震に遭遇した場合、自分の位置を明確に把握し、すぐに避難体制がとれると思いますか？



（どちらとも言えない）

Q５　この地下街は大地震によって火災が発生した場合、煙が充満することがあると思いますか？



（どちらとも言えない）

Q６　この地下街は、大地震によって停電や設備機器が停止したりすることがあると思いますか？



（どちらとも言えない）

Q７　この地下街が、大地震によって火災などの二次的災害が発生した場合、地上からの救援活動は敏速に行なわれると思いますか？



（どちらとも言えない）

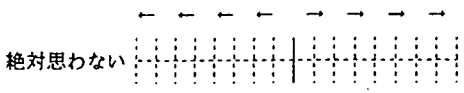
Q８　この地下街では、大地震によって利用者が閉じこめられることがあると思いますか？



（どちらとも言えない）

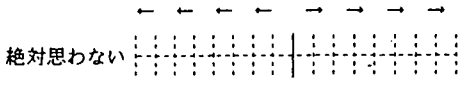
被害要因

Q９　地下街が大地震の時、照明などの設備機器が転倒（落下）することがあると思いますか？



（どちらとも言えない）

Q１０　もしこの地下街で大地震が起きた場合、出入口が潰されたり、壁が崩れ落ちることがあると思いますか？



（どちらとも言えない）

Q１１　この地下街では、消火器、スプリンクラーなどの消火設備は十分だと思いますか？



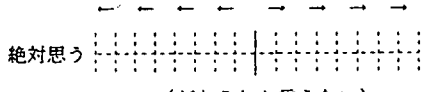
（どちらとも言えない）

Q１２　この地下街では、防火壁、防火戸、防火防炎シャッターなどの防火・防炎設備は十分だと思いますか？



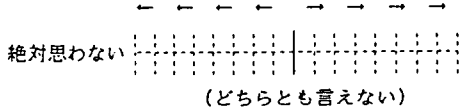
（どちらとも言えない）

Q１３　この地下街は、火気（レストラン、喫茶店等で使用されている）に対して防火管理体制は十分だと思いますか？



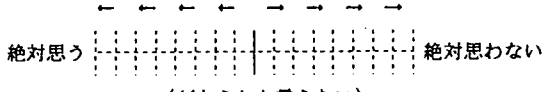
（どちらとも言えない）

Q１４　この地下街は、大地震によって地下水が流入することがあると思いますか？



（どちらとも言えない）

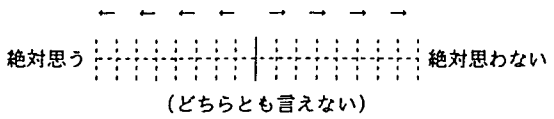
Q１５　この地下街では、非常用設備・機器（非常用電源等）は十分だと思いますか？



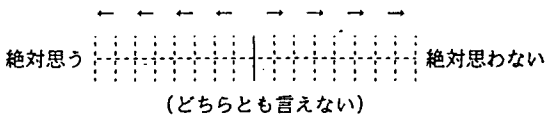
（どちらとも言えない）

避難情報要因

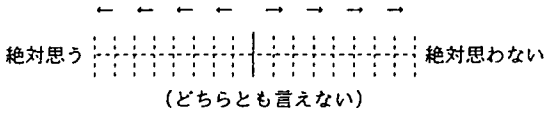
Q16　この地下街では、条例に基づいて火災感知器、煙感知器などを設置しています。
これらの設置個数は十分だと思いますか？



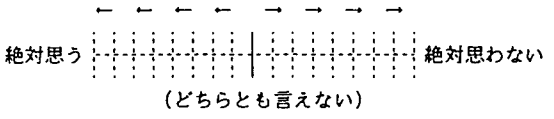
Q17　防災センターの監視システム十分だと思いますか？
（防災センターがない場合には「絶対思わない」を選択して下さい）



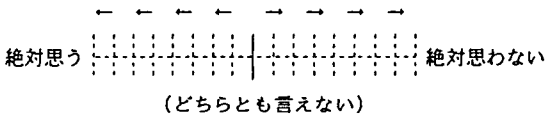
Q18　避難情報は、場内放送設備システムと防災センター職員並びにテナント従業員によって歩行者や店内客に伝えられます。
このような伝達手段のみで十分だと思いますか？



Q19　防災センター職員やテナント従業員は、条例に基づく教育訓練を定期的に受けています。
さて発災時には、これらの教育訓練が生かされ、整然とした指示を歩行者や店内客に与えることができると思いますか？

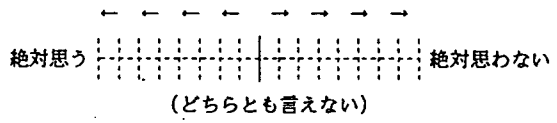


Q20　非常時には、場内放送と防災センター職員並びにテナント従業員によって、歩行者や店内客の安全な誘導が行われます。
あなたはこのようなとき、冷静にこれらの指示に従うことができると思いますか？

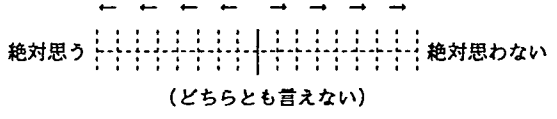


避難誘導要因

Q21，Q22　非常時には、放送設備システムと防災センター職員ならびにテナント従業員によって、歩行者や店内客を誘導することになっています。
誘導員間の情報交換が十分になされ安全かつ敏速に避難誘導ができると思いますか？

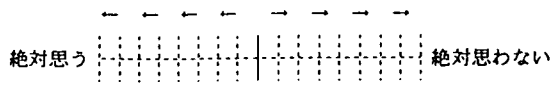


Q23，Q24　防災センター職員ならびにテナント従業員は条例に基づく教育訓練を受けています。
このような教育訓練がなされていれば、非常時において誘導員は動揺せずに、歩行者や店内客を安全に避難させることができると思いますか？



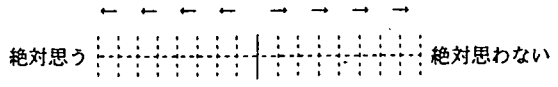
避難施設・設備要因

Q25　この地下街のどの場所にいても、避難する方向は明確だと思いますか？



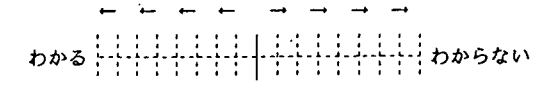
（どちらとも言えない）

Q26　非常時において、避難を容易にするための設備機器（誘導灯、誘導標識、非常照明）は明確だと思いますか？



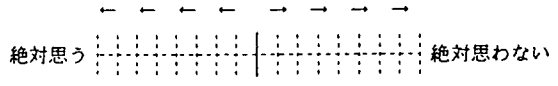
（どちらとも言えない）

Q27　非常時の避難場所（一時避難場所）はどこかわかりますか？



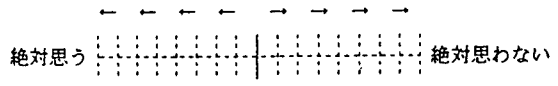
（どちらとも言えない）

Q28　非常時には、通常使われている通路や出入口、階段などが避難路として使われます。
さて、あなたはこれらが避難路として十分な広さを持っていると思いますか？



（どちらとも言えない）

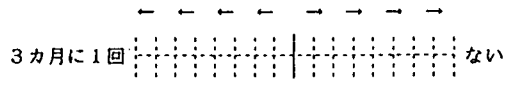
Q29　この地下街の通路、出入口、階段を避難路としてみた場合、スプリンクラー設備、消火器、防火戸、防火シャッター等の被害防止設備・機器は十分だと思いますか？



（どちらとも言えない）

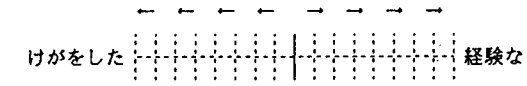
地震時対応要因

Q30　あなたは、火災訓練以外の防災教育・訓練を受けたことがありますか？



毎年1回

Q31　あなたは今までに、地下空間（地下街、地下鉄の駅など）で身体に感じる地震を経験したことがありますか？



震度Ⅲ（弱震）

これで、アンケートは終わります。
もし地震が起きたとしても、地下街そのものが壊れることはほとんど考えられません。それよりも地震と同時に発生した火災、あるいは我先にと階段へ殺到するパニック状態の方が危険だと考えられます。
地下街で地震に遭遇した際には、放送、誘導員の指示にしたがって冷静に避難してください。
どうもご協力ありがとうございました。

潜在的不安要因

★データ1★

地下勤務の人　騒々しいと思っている人　９７．３％
地上勤務の人　騒々しいと思っている人　５８．４％

★コメント2★

現代人の時間感知は時計により得られるとは言え、人間が動物である限り生理的な感覚を取り去ることは出来ません。
そして地下の空間では、地上部からの熱、音、光等が遮断され皮膚感覚として時間を認識することが難しいと一般に言われています。

★コメント3★

・一般に地下街は地上と異なり、どうしても迷路性が強い空間となりがちです。そのため災害時には混乱を生じる恐れが在るので、容易に地理認識が可能な空間とするような工夫が必要です。

・地上空間では超高層ビルなどのランドマーク（目印）が存在し、太陽や時間からの方向感覚が得られます。しかし地下空間では、このようなランドマーク（目印）は欠如しており、そのうえ通路も室内も一様に平準化されているため、人間は自己の空間を同定することが困難です

★コメント６★

１，０００㎡を越える地下街には自家発電設備があり、これは停電発生とともに自動的に起動し、約４５秒後で定格電圧となり全照明の６分の１を点灯することができ、通常１時間以上の連続運転が可能である。なお、自家発電設備は屋内消火栓、スプリンクラー設備のほか、防火・防煙シャッター、排煙ファンなどの防災設備の電力も確保している。万一自家発電設備が運転不能になった場合には蓄電池設備があり、店舗内には４０ワットの白熱球が、廊下部分には２０ワットの蛍光灯が停電と同時に点灯し、１時間以上の照明が確保される。また蓄電池設備も破損した場合に備え、全地下街に最悪の状態でも避難安全が保たれるようニッケル・カドミウム電池内蔵の誘導灯により、約２０分間の照明が確保されている。

★コメント８★

新宿サブナードで行なわれたアンケート調査によると、「地下街で地震が起こったとき、何がいちばん恐いと思いますか。」という質問に対する答えで「階段が崩れ閉じこめられること。」と答えた人は７．３％いました。

★コメント９★

固定（火災予防条例第３条の６）

・地震動等により容易に転倒、亀裂、破損しない構造のものとする。

地震装置（火災予防条例施行規則第３条の６）

・液体燃料を使用する炉、竈、温風暖房機、ボイラー簡易湯沸し設備、給湯湯沸し設備、乾燥設備にあっては１００ガル以上で作動し移動式ストーブ風呂がまにあっては１５０ガル以下で作動せず、２５０ガル以上である場合作動するものである。

〔８５～２５０ガルは震度Ⅴ、２５０～４００ガルは震度Ⅵ〕

★コメント１０★

この地下街は関東大地震にも耐えられる設計です。

★コメント１１★

消火設備

・スプリンクラー設備は延べ面積１０００㎡以上（消防法施行令第１０条の１）

・二酸化炭素消火設備等は２００㎡以上の電気ボイラー室等（消防法施行令第１２条の１）

・屋内消火栓は延べ面積１５０㎡以上（消防法施行令第１３条の１）

・消化器具は全部（消防法施行令第１３条の１）

★コメント１２★

・防火戸（安全条例第７３条の４）
　随時開閉可能で煙感知器と連動可能なものとする。
・内装制限（安全条例第７３条の７）
　天井及び壁の仕上げ、下地は不燃材料とする。

★コメント１３★

・共同防火管理（消防法第８条の２）
　消防庁が指定した地下街にあっては、消防法施行規則第４条の２で定める共同防火管理の協議すべき事項について定めておかなければならない。
・自衛消防隊（火災予防条例等５５の５）
　床面積３０００㎡以上の地下街に所要の人員及び装備を有する自衛消防隊を組織し、その訓練を行なうとともに、隊員に消防技術について消防庁が定める講習を受けさせなければならない。

★コメント１４★

・出水対策
　一般に地下空間への浸水は、次の３つの場合が考えられます。
　　①　河川、湖、海などの地表水の侵入
　　②　地下水　自由地下水、被圧地下水　の侵入
　　③　上水道、下水道などの人工水路水の侵入

★データ１６★

警報設備　・自動火災報知設備は延べ面積３００㎡以上
　・消防機関へ通報する火災報知設備、非常警報設備は全部
　　（消防法施行令第２１条の１）
　　（　　第２３条の１）
　　（　　第２４条の１）

★データ１７★

☆ 防災センター（火災予防例５５条の２の２）
　延べ面積１，０００㎡以上の地下街には防災センターを設けなければならない。
〔防災センターには２４時間監視の警報設備をはじめ消火、避難、排煙、空調、電気設備など全ての管理システムが集中している。〕

★データ１８★

☆ 非常用警報設備
　地下街全域に火災の発生を報知し、安全避難の徹底を図るため、非常警報設備を設置している。
・非常ベル
　各部分から水平距離２５ｍ間隔に設置している。
・非常放送設備
　地下街全域にスピーカーを配置し、防災センターで災害発生の状況に応じて部分放送ができるシステムとする。設備は業務放送兼用で、非常の場合、自動的に一般放送を遮断し、防災センターで非常放送を行えるよ

★コメント１８★

テナント従業員に対しては、統括防火管理者が中心となり４月の採用時に全員を集めて教育、訓練を実施している所や、各テナントの責任者のみを集めて実施しているところもあります。多くは各テナントの責任者に任せているため必ずしも十分ではありません。またテナント従業員にアルバイトや出向店員が多いことも考えられます。

★コメント１９★

防災センター職員は、ほぼ全員が火災予防条例に基ずく講習を受けており、防災設備等の操作、取扱いについによく習熟しているが、非常時の行動マニュアルが必ずしも十分とは言えず、発災時の既定の消防計画に則って、有効かつ適切な行動が出来るかどうか疑問が残ります。

★コメント２０★

非常放送文例１　Ａ地下街

・放送告知の用語（３０秒間に２回流す）

大きな地震がありました。
あわてて外に飛び出さないでください。
この建物は安全です。
落ちついて行動してください。
壁際や柱の側が安全です。
ガラスが割れることがあります。
ガラスに近ずかないで下さい。
従業員は火の元を消して下さい。
ガスの元栓は閉めましたか。
声を掛け合って火の元を確かめて下さい。

〔地下２階、電話交換室に地震計を設置し、震度Ｖでテープが連動して流れる。〕

★データ２１，２２★

・地下街で働く人を対象に行なったアンケート調査で、地震時の避難誘導についてみると、避難誘導など期待できないとするものが３１％もいました。
・地下街利用者を対象に行なったアンケート調査で、情報に混乱が起こった場合、地下街では誰の誘導に従いますかというアンケートでは、次の通りです。

① 地下街警備員２９．４％
② 警察官　２２．２％
③ 放送　１７．２％
④ 消防士　１２．４％
⑤ 標識　３．８％
⑥ 店員　２．８％
⑦ その他　１０．７％

★データ２３，２４★

・地下街従業員で避難訓練に参加した経験のあるもの、３４．２％、ない者６５．８％とほぼ３分の２が避難訓練に参加したことがない。
・地下街で火災が発生した場合、消火や避難活動の自信については、次の通りです。

① 自信がある　１９．１％
② かなり自信がある　１４．１％
③ どちらともいえない　３８．９％
④ あまり自信がない　２３．４％
⑤ 全く自信がない　４．５％

（Ａ地下街で働く人たちを対象にしたアンケート調査）

★データ２６★

☆ 誘導灯 （消防法施行令２６条）

（ａ）避難口誘導灯

（イ） 屋内から直接地上に通じる出入口及びその附室の出入口

（ロ） 直通階段、直通階段の階段室及びその附室の出入口

（ハ） （イ）または（ロ）に掲げる出入口に通じる廊下または通路に通じる出入口

（ニ） （イ）または（ロ）に掲げる出入口に通じる廊下または通路に設ける防火戸で直接手で開くことのできるものがある場所

★データ２７★

☆ 防火区画（東京都建築安全条例７３条の２２）

（イ）各構えは他の構え及び地下道とは耐火構造の床、壁または甲種防火戸で区画する。

（ロ）各構えの面積区画は５００㎡以内ごと　壁、天井の仕上げと下地を不燃材料とした場合　または２００㎡以内ごと　不燃または準不燃材料とした場合　とする。なお、スプリンクラー設備、水噴霧消火設備、泡消火設備その他これらに類するもので自動式のものが設置されてる場合は、上の数値を５００㎡は１０００㎡、２００㎡は４００㎡とする。

★データ２８★

☆ 避難施設（建築基準法施行令１２８条の３）

（イ）地下の各構えは、地下道に２ｍ以上接すること。

（ロ）地下街の各構えの居室の各部分から地下道への出入口の１つに至る歩行距離は３０ｍ以下。

（ハ）地下道は幅員５ｍ以上、天井までの高さ５ｍ以上で、段及び８分の１をこえる勾配の傾斜路を有しないこと。

（ニ）長さが６０ｍをこえる地下道にあっては、避難上安全な地上に通じる直通階段（階段及びその踊り場の幅１４０㎝以上、けあげの寸法１８㎝以下、踏面の寸法２６㎝以上であるもの）を各構えの接する部分からその一つに至る歩行距離が３０ｍ以下となるように設けること。

★データ２９★

☆ 防火戸（東京都建築安全条例７３条の４）

地下建築物に設ける防火戸は、随時開放可能で煙感知と連動可能な甲種防火戸とする。

☆ 消防用設備

消火設備：全部（消防法施行令１０条）

屋内消火栓：延べ面積１５０㎡以上（同１１条）

スプリンクラー設備：延べ面積１０００㎡以上（同１２条）

★コメント３１★

☆ 震度階について

地下構造物は地上構造物と比較してフレーム構造でねばりのあること、地上構造物のように共振による大きな応答がないこと、さらに地下街の外壁に接する土は埋め戻しのため自然状態の土に比べると緩いことなどの点を考慮すると、地下街構造体が地盤の変形から受ける強制変形は緩和の方向に動くことから、安全性は十分備えていると考えられる。

なお、地表面の揺れを１とした場合、地中の最大加速度は、地下１０ｍで約０．７、２０ｍで約０．５、３０ｍで０．４となる。

第９章　まとめ及び今後の検討方針

（１）大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究

１）縦断方向の耐震性

①二次覆工鉄筋量の大小がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討

一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合、及び、防水シート等により一次覆工と二次覆工が分離されている場合のそれぞれについて、シールドトンネルの耐震設計上必要とされる二次覆工最小鉄筋量の定式化を行った。また、特に一次覆工と二次覆工が分離されている場合について、二次覆工鉄筋量の大小がシールドトンネル長手方向の変形特性に及ぼす影響を、トンネル覆工の部分模型供試体を用いた正負交番載荷実験により実験的に検討した。

本検討の結果をとりまとめると、次のようになる。

a　一次覆工と二次覆工が分離されている場合には、二次覆工コンクリートの引張耐力を上回るように二次覆工鉄筋量を定めることにより、二次覆工の損傷が一箇所に集中するのを防ぐことができる。

b　二次覆工に最小鉄筋量を下回る鉄筋量しか配置されていない場合には、二次覆工の損傷が一箇所に集中するために、シールドトンネルの長手方向に大きな伸びを吸収できない。したがって、最小鉄筋量以上の二次覆工鉄筋を配置することが、元来シールドトンネルが有する長手方向の伸び性能を確保する上で重要である。

今後、大断面シールドトンネルの耐震設計法を開発するためには、以下の点について検討する必要がある。

a　シールドトンネルの変形特性に及ぼす覆工間の付着度合の検討

b　曲がり部・分岐部を有するシールドトンネルの応答変位法による耐震計算法の開発

c　地盤条件の変化部に建設されるシールドトンネルの応答変位法による耐震計算法の開発

②ゴムとＰＣ鋼棒を用いた軸方向プレストレス導入法の耐震設計法に関する検討

今年度は、平成元年度に行った軸方向交番載荷試験結果の分析を行い、軸方向プレストレス導入時の簡易な軸剛性モデルを提案し、試験結果との比較によるモデルの妥当性を検討した。また、その軸剛性モデルに基づき応答変位法による軸方向の地震時応力を算定し、地震時の耐震効果について検討した。その結果、以下のことが判明した。

a　セグメント端面接触時の軸剛性モデルは、セグメントバネとＰＣ鋼棒バネの並列バネとして、セグメント端面非接触時の軸剛性モデルは、セグメントバネとゴムバネを直列につないだ合成バネとＰＣ鋼棒バネの並列バネとして考える事がで

きる。

b　地震時応答解析のすべてのケースにおいて、ＰＣ鋼棒応力は降状応力以下であり、ゴムが高い圧縮応力を保持し、高止水性が期待できる事がわかり、本工法の耐震効果が解析面からも実証された。

c　地震時応答解析のパラメータ・スタディより、継ぎ目目開き量に対してはトンネル口径と覆工厚の影響が大きいこと、ゴム厚が大きい方がゴム圧縮応力の低減が小さく有利であること、ゴム断面積が小さい方がプレストレス導入力およびＰＣ鋼棒応力が小さく有利であることが確認された。

今後は、応答変位法による想定シールドトンネルの地震時応答解析のパラメータ・スタディをさらに進めていき、その解析結果を設計に利用しやすい形の図表等にまとめる予定である。また、応答変位法における外力評価についても検討を行う予定である。

2）横断方向の耐震性

①応答変位法の外力評価に関する検討

元年度では正方形断面を有する構造物について、応答変位法に用いる外力として、自然地盤の変位、自然地盤のせん断応力から求まる構造物周面のせん断力および構造物の慣性力を考慮すれば、ＦＥＭによる解析結果を比較的良好に表現することができ、構造物周面のせん断力が構造物の全発生曲げモーメントに与える影響が50%程度となり無視できない外力であることを報告した。２年度は構造物の高さを一定にして構造物幅を変化させた場合について検討を行い、以下の結果を得た。

a　全体的に構造物は周辺地盤と同様にせん断変形をしており、構造物の剛性が等価剛性より大きいと剛体的な挙動を示し、回転運動が生じる。逆に構造物の剛性が等価剛性より小さいと曲げ変形およびせん断変形が卓越する。以上の応答特性については縦横比（幅／高さ）の変化について特に変化はない。

b　しかし、構造物幅が高さの４倍のケースは他のケースと異なり、構造物の剛性が等価剛性の1/10倍の場合は構造物下端の地盤の応答が極端に小さくなる。この傾向は構造物が無限に続いた状態、すなわち剛性が等価剛性の1/10の軟弱層を挟む３層の成層地盤の応答に似た結果となる。

c　構造物の発生曲げモーメントは、構造物の剛性が大きいほど、また構造物幅が広いほど構造物の発生曲げモーメントは大きくなる。また、構造物幅が広くなると、収束する傾向がうかがえる。

d　上記３つの外力を評価すれば、構造物幅が変化しても概ね応答変位法の結果はＦＥＭ解析結果を比較的良く近似している。

e　応答変位法の計算の結果、構造物の幅を正方形断面から広くすると、発生曲げモーメントに与える構造物周面のせん断力の影響は５割から７割程度と大きくな

る。

f　しかし構造物の剛性が等価剛性以外の場合や、構造物幅が高さと比較して広い場合、構造物への作用外力の形状等の変化を地盤バネ定数の設定に考慮していないため、最大で3割程度の差異が生じる。

g　構造物の慣性力の影響は構造物幅の変化においてもその影響は小さい。

今後は構造物に作用する外力のメカニズムを更に明確にし、地盤バネ定数についても作用外力の変化を考慮した検討を行う予定である。

②大深度・大口径シールドトンネルの横断面方向の耐震設計法の開発

a　平成元年度に開発した耐震解析手法の改良と検証

平成元年度に、均質地盤中のシールドトンネル横断面を対象とした簡便な耐震解析手法の開発を行った。開発した解析手法は、トンネル横断面を弾性床上のリングにモデル化し、これに自然地盤（トンネルがない場合の地盤）に生ずる動的変位および応力を作用させ、トンネル応力を数学的に解くものである。本年度は、本耐震解析手法で用いているトンネル・地盤間の相互作用を表現するばねについて検討し、ばねのモデル化の一手法を提示した。ここで提示したばねは、地中構造物の耐震解析で通常用いられているWinkler型のばねとは異なり、地盤を連続弾性体と考えた場合の荷重・変形関係を比較的忠実に表現しようとするものである。このばねの改良にともない、平成元年度に定式化した地震時応力の厳密解および近似計算式の再定式化を行った。また、相互作用ばねのモデル化手法を含め、開発した耐震解析手法の妥当性を検討する目的で、動的ＦＥＭとの比較解析を行った。その結果、均質地盤中のトンネルについては、本耐震解析手法と動的ＦＥＭとでトンネル応力の計算結果が実用的に十分な精度で一致することが確認された。以上により、均質地盤中のシールドトンネル横断面を対象とした簡便な耐震解析手法の開発は、一応、完了した。

b　２層構造地盤中のトンネル横断面に生ずる地震時応力の検討

大深度・大口径シールドトンネルの現実的な問題として、トンネル横断面が軟質層と硬質層にまたがるケースについて動的ＦＥＭによる解析を行い、このような場合の地震時応力の基礎的な特性を検討した。その結果、トンネル横断面に生ずる曲げモーメントおよびせん断力は、軟質層・硬質層をそれぞれ均質地盤と考えた場合に生ずる応力に比較して大きくなり、軸力は両者の中間的な値となることがわかった。また、均質地盤中のトンネルを対象として開発した耐震解析手法を、２層構造地盤中のトンネルの問題に拡張することを試みた。動的ＦＥＭとの比較解析を行った結果、拡張した耐震解析手法は均質地盤中のトンネルを対象とした解析に比較して計算精度が低いことが指摘された。この原因としては、拡張

した耐震解析手法において、２層構造地盤系のトンネル・地盤間の相互作用ばねの評価に問題のあることが考えられる。

c　今後の検討方針

今後、以下の項目について検討を行い、耐震設計ガイドラインに結び付ける予定である。

i）トンネル・地盤間の相互作用ばねの評価法

ii）トンネル横断面の常時応力と地震時応力の関係

③双設トンネルの地震時挙動特性に関する検討

双設トンネルの地震時挙動特性の検討に関して、２種類のせん断波すなわちＳＶ波およびＳＨ波に対する地震応答解析を行い、トンネル相互の挙動が加速度および断面力応答に及ぼす影響について考察した。双設トンネルの断面力応答に関して、単設トンネルとの比較ならびにトンネル間隔の違いが及ぼす影響について検討した結果、以下のような知見が得られた。

a　トンネルの断面力が大きくなる位置は双設と単設では変わらないが、ＳＶ波入射とＳＨ波入射では異なる。ＳＶ波の場合、せん断力がトンネルの上下（$\theta=0°,180°$）と左右（$\theta=\pm90°$）の４か所、軸力と曲げモーメントが斜め45°の方向（$\theta=\pm45°, \pm135°$）の４か所で大きくなるのに対して、ＳＨ波の場合はせん断応力τ_{rz}がトンネルの上下２か所、せん断応力$\tau_{\theta z}$が左右２か所で大きくなる。これらはいずれも低振動数成分の波によって発生する断面力の分布形状と対応するものである。

b　ＳＶ波入射において、双設トンネルの断面力は単設トンネルより大きく、またトンネル間隔が小さいほど断面力は大きくなる。トンネルの純間隔が半径と等しい場合の解析結果の一例では、双設トンネルの断面力は単設と比較してせん断力で 1.4倍、曲げモーメントで 1.2倍程度の結果が得られている。この結果は、設計的には単設トンネルの断面力に対して、トンネル間隔に対応する割増係数を考えれば十分であることを示唆している。

c　ＳＨ波入射においては、双設トンネルの断面力は単設トンネルより小さくなる傾向を示す。また入射角の違いに対しては、鉛直入射による断面力は斜め入射の結果よりも全体的に大きくなる。これより設計的には、鉛直入射に対する単設トンネルの検討で安全側の評価になろう。

上記のＳＶ波入射における断面力の割増係数に関して、トンネル間隔、深度、地盤物性などの諸条件とどのような対応関係にあるかを十分に把握し、一般性を有するものとする必要がある。本年度はトンネル間隔の影響について一部言及したが、得られた結果はトンネル深度や地盤物性などの値を固定した検討に基づくものである。したがって、平成３年度では、トンネル深度や地盤物性を変化させた場合、さらには成層

地盤内にトンネルがある場合などについてケーススタディを行い、割増係数をより一般的な形で提示する予定である。

（2）幅広地下構造物の耐震設計法の検討

①幅広地下構造物の耐震設計で考えるべき地震荷重

本年度は、幅広地下構造物の耐震設計で考えるべき地震荷重と従来の耐震設計法である応答変位法の適用性と改善すべき点について、動的ＦＥＭ解析と静的骨組構造解析から検討した。

検討に用いた地盤－構造物系は前年度と同様に、２層系の成層地盤中の多連ボックス構造物を想定した。この地盤－構造物系を対象に動的ＦＥＭ解析を実施し、得られた地盤の応答と構造物に発生する断面力から地震時に構造物に作用する荷重を分解した。分解した荷重を考えられる荷重系に組合せ、垂直方向とせん断方向の地盤バネに支持された骨組モデルに静的に作用させ、構造物に発生する断面力をＦＥＭ解析結果と比較検討した。その結果、次のような知見を得た。

a　地震時における構造物上の地表の応答と構造物の断面力の応答は、構造物の見かけのせん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さいときは増大するが、逆にそれを大きくすることにより低減できる。

b　応答変位法を用いて構造物に発生する断面力を算定する場合、地震荷重としてこれまで考えられていた構造物側面に作用する水平変位と慣性力だけでは、得られる断面力はＦＥＭ解析結果に比べて小さく、断面力を過小評価することになる。

c　応答変位法において、地震荷重に構造物周面に作用するせん断力を加えることにより、ＦＥＭ解析結果と同程度に断面力を評価できる。

d　幅広地下構造物にとっての主要な地震荷重は、構造物の頂版・底版に作用するせん断力であり、構造物に発生する断面力は幅が広くなるほどその影響は大きい。

今後は、本研究の最終目的である幅広地下構造物の耐震設計法の確立に向けて、適切な地盤－構造物系のモデル化や簡易的な地盤バネの算出方法、さらに構造物の頂版・底版に作用するせん断力の評価方法についての検討を行う予定である。

（3）大深度鉛直地下構造物の地震応答特性

今年度は、大深度鉛直地下構造物の解析において構造物が地盤の挙動に与える影響を検討するため、同等の地盤条件を用いて構造物の深度を変化させて軸対称ＦＥＭ動的解析を実施した。また、従来から用いられている耐震設計手法の、大深度鉛直地下構造物への適用性を検討するため、偏土圧法、応答変位法を用いた静的解析を実施し、動的解析との比較を行った。得られた結果をまとめると以下のようになる。

a　入力加速度に対する地表面での加速度応答倍率は、一次卓越振動数では、構造物近傍と構造物から40ｍ離れた地点で等しい値を示すが、構造物から20ｍ以内の

地点では三次以上の卓越振動数は存在せず、また、二次卓越振動数での応答倍率も構造物に近づくに従って小さくなる。

b　同じ地盤条件で構造物深度を変化させた場合、浅い構造物の方が高い卓越振動数を示す。また、構造物に発生する軸力・せん断力は、深い構造物の方が大きな値を示すが、曲げモーメントは、構造物深度に関係なく等しい値を示す。

c　応答変位法を用いた静的解析により求めた断面力は、軸対称ＦＥＭ動的解析によるものとよく似た分布形状を示し、適切な荷重・境界条件を与えれば大深度鉛直地下構造物の耐震設計に適用できると思われる。これに対し偏土圧法によるものは、断面力の分布形状も最大値の発生ポイントも異なり、周辺地盤の影響を強く受ける構造物の耐震設計には適用できないと考えられる。

今後、地震動入力による地震応答解析を実施し、この結果と比較しながら、応答変位法を修正したかたちでの、大深度鉛直地下構造物に適用できる耐震設計手法の確立を目指す。あわせて、Ｎ値等の比較的容易に手にはいる物性値から実地盤の振動特性をよく表現できる物性値を推定する手法を提案したい。

（４）地下構造物の免震技術の検討

地盤剛性が急変する沖積粘土層と洪積砂層との地層境界に跨った立坑および水平シールドトンネルを例とし、地盤剛性急変部における断面力の集中度合と免震（構造物と周辺地盤との間に周辺地盤のばね定数を1/100 に低下させるような柔らかい免震層を介在する方法）によるこの断面力の低減効果について、地震応答解析により応答変位法で仮定するような正弦波状の地盤変形を動的に生じさせ検討した。これらの結果より得られた知見をまとめると以下のようになる。

a　地盤剛性が急変する地層境界に跨った立坑は、剛性の大きい方の洪積砂層に埋め込まれた片持梁のような挙動を示すため、地層境界付近で大きな応力が発生する。ところが、地盤剛性が均一な場合には、立坑は地盤の単一余弦波状の変形に沿って滑らかに変形するため、応力集中は起こりにくい。今、両者の地表面における最大応答変位が同一とすれば、地層境界に跨った立坑の方には均一地盤中のそれよりも概ね２倍程度大きな応力が発生するものと考えられる。

b　地盤剛性が急変する地層境界に跨った水平シールドトンネルでは、軸力よりも曲げモーメントが集中して発生しやすい傾向がある。この傾向は、昨年度の応答変位法により得られた知見と一致する。しかしながら、その集中度合を沖積粘土一様地盤に発生する最大断面力に対する比率で見ると、動的解析では、軸力が１倍程度、曲げモーメントが３倍程度、これに対し、応答変位法では軸力が２倍程度、曲げモーメントが４倍程度であり、動的解析の方が若干小さくなった。

c　地盤剛性急変部に発生する立坑の最大応力は、立坑と洪積砂地盤との間に周辺地盤よりも十分柔らかい免震層を地層境界から立坑直径の２倍程度、剛性の大き

な地層内に介在すれば、その最大値を免震のない場合の80%程度にまで低減できると考えられる。この免震による低減効果は、昨年度の応答変位法では55%程度であり、動的解析の結果とは若干異なる。

d　地盤剛性急変部に発生する水平シールドトンネルの最大断面力は、立坑同様シールドトンネルと洪積砂地盤との間に周辺地盤よりも十分柔らかい免震層を地層境界からトンネル直径の４倍程度、剛性の大きな地層内に介在すれば、軸力および曲げモーメントの最大値を免震層のない場合の70%程度にまで低減できると考えられる。また、この免震による低減効果も立坑と同様に昨年度の応答変位法では軸力85%、曲げモーメント50%程度であり、今回の動的解析結果とは若干異なる。

今後は、地盤剛性急変部の地下構造物に対する免震設計法のガイドラインの策定を念頭におき、応答変位法をベースとした地盤剛性急変部における断面力の集中度合と免震によるこの断面力の低減効果の評価方法について、検討を行う予定である。また、免震構造やその施工法についても検討したいと考えている。

（５）地下空間の地震防災方法

①大規模地下道路の地震防災システムの検討

地下構造物のうち不特定多数の車両及び人間が利用する大規模地下道路を想定し、利用者の地震に対する不安感がどのような要因から構成され、どのような因果関係で助長・転換していくかを明らかにするため、不安感のＩＳＭ法及びＦＳＭ法による構造モデルの同定を行った。

本検討の結果をとりまとめると、以下のようになる。

a　大規模地下道路の利用者が地震に対して有する不安感を構成する主要因として、「潜在的不安要因」、「被害要因」、「地震時対応要因」、「走行要因」、「環境要因」、「避難要因」、「被災・避難情報要因」、「事故要因」の８つが抽出された。

b　各主要因を導く最下層要因は以下の通りであり、これらの要因に対して対策を講じることが不安感を軽減する上で最も有効である。

・潜在的不安要因…慣れていない、閉鎖空間である、ＰＲが足りない
・被害要因……耐震化対策がなされていない、内部施設が弱い、車両が弱い、等
・地震時対応要因…防災教育を受けていない、被災経験がない、等
・走行要因……分合流が多い、線形が滑らかでない、歩行者が混在している、等
・環境要因……内壁が親しみにくい、付帯施設の設備が不十分、他施設と連絡しにくい、等

・避難要因……避難路が複雑、避難誘導体制が不十分、避難場所が不明確、
等

・被災・避難情報要因…情報管理体制が不十分、情報収集体制が不十分

・交通事故要因……車両からの落下物がある、トンネルが揺れる

今後は、防災対策の実施が不安感の軽減に及ぼす効果を定量的に明らかにするため、以下の点を検討する必要がある。

a　防災対策を行うことによる効果の波及モデルの作成

b　合理的な防災対策選定手法の開発

②ＡＨＰによる心理的不安度の推定

本年度の研究は、以下の様である。

a　昨年度の研究で同定された、地震時の心理的不安に関する構造モデルを基本として、ＡＨＰによる推論モデルの作成。

b　ａの感度解析により、地震時の心理的不安を低減するために効果の高い要因の抽出。

c　現存の新旧地下街のアンケート調査に基づいてその不安度の推定。

以上により、以下のことが明らかになった。

a　地下空間の地震時の心理的不安を低減するためには、誘導員の教育訓練、非常用の設備機器および防災教育・訓練に対して対策を立てることが効果的であることが感度解析より明らかとなった。

b　新旧地下街の推定不安度の比較から、新しい地下街では避難情報や避難施設・設備に対する要因でその不安度がかなり改善されたものとして受け取られているが、潜在的不安や避難誘導の要因に対してはその改善度合いが小さいものとして受け取られていることが明らかになった。

今後は、アンケート調査を継続して実施し、より一般性のあるデータとしてまとめる予定である。また本年度の結果を考慮して地震時の不安度を改善するための対策案について検討する予定である。

地下構造物の耐震設計技術の
開発に関する
共同研究報告書

共同研究報告書第63号
平成3年3月(1991年)
建設省土木研究所

本報告書は、「地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究」の平成2年度の研究成果をとりまとめたものである。本研究は、大都市域の土地利用の高度化に伴い、今後、大規模、大深度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的として実施したものであり、平成2年度は、土木研究所、㈱奥村組、清水建設㈱、大成建設㈱及び㈱間組が大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究を、土木研究所及び飛島建設㈱が幅広地下構造物の耐震設計法の検討を、土木研究所及び鹿島建設㈱が大深度鉛直地下構造物の地震応答特性の検討を、土木研究所及び㈱鴻池組が地下構造物の免震技術の検討を、土木研究所及び㈱フジタが地下空間の地震防災方法の検討を担当して実施した。㈱先端技術センターは全体のとりまとめに参加した。

キーワード：大規模地下構造物、大深度地下、耐震設計、免震設計、地震防災システム

郵便はがき

41円切手をはって下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室　御中

No. 011

共同研究報告書63号

No. 011

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書63号
地下構造物の耐震設計技術に
関する共同研究報告書

部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏名　　㊞