

土 木 研 究 所 資 料

共同溝の横断・縦断方向の耐震解析法および 耐震性評価に関する研究

平成15年 3 月

独立行政法人 土 木 研 究 所
耐 震 研 究 グ ル ー プ (耐震)

Copyright ©(2003) 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 Chief Executive of P.W.R.I

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同溝の横断・縦断方向の耐震解析法および 耐震性評価に関する研究

耐震研究グループ 上席研究員 運 上 茂 樹
主任研究員 西 岡 勉
主任研究員 星 隈 順 一
前研究員 大 住 道 生*
前交流研究員 村 井 和 彦**

要 旨

兵庫県南部地震の地中構造物の被災状況から、これまで地上構造物に比べて耐震安全性が高いとされていた地中構造物に対して、地盤条件、構造特性によりその地震時挙動と耐震性能に大きな幅があることが認識されている。

本研究では、矩形断面を有する共同溝の地震時挙動と耐震性能を把握することを目的に、①1層2室および2層2室の共同溝を対象とした横断・縦断方向の耐震解析を実施し、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する共同溝の耐震性評価、②横断方向の耐震解析法として提案されている骨組み・地盤ばねモデルによる応答変位法、有限要素法による静的解析法、および有限要素法による動的解析法の比較、③応答変位法による縦断方向の耐震解析に用いる地盤ばねの簡易評価式、④継手変形量の簡易算定式、の検討を行った結果をまとめたものである。

キーワード：共同溝、横断・縦断方向、耐震解析法、耐震性評価、レベル1地震動、
レベル2地震動

* 現 国土交通省四国地方整備局企画部企画課 課長補佐

** 現 戸田建設株式会社土木工事技術部技術二課

目 次

1. はじめに	1
2. 共同溝横断方向の耐震解析	2
2. 1 概要	2
2. 2 解析条件	2
2. 3 地盤の基本固有周期と変位分布	10
2. 4 耐震性評価	12
2. 5 共同溝の変形性状	28
2. 6 地盤と共同溝側壁の変位分布	30
3. 共同溝横断方向の耐震解析法の比較	34
3. 1 概要	34
3. 2 比較対象とした解析手法	34
3. 3 解析条件	36
3. 4 解析結果	42
4. 高次モード卓越地盤での共同溝横断方向の耐震解析法の比較	48
4. 1 概要	48
4. 2 解析条件	48
4. 3 解析結果	51
5. 共同溝縦断方向の地盤ばねの評価	55
5. 1 概要	55
5. 2 解析条件	55
5. 3 解析パラメータの影響分析	59
5. 4 地盤ばねの簡易評価式	63
5. 5 円形断面への適用	68
6. 共同溝縦断方向の耐震解析	71
6. 1 概要	71
6. 2 耐震性評価	71
6. 3 継手変形量の簡易算定法	79
7. 結論	87
参考文献	90

第1章 はじめに

兵庫県南部地震における地中構造物は、神戸市高速鉄道の大開駅などに見られた甚大な損傷から被災地域に位置していた共同溝や地下駐車場などの軽微な損傷まで、その被害程度に大きな差が存在した。これまで地上構造物に比べて耐震安全性が高いとされていた地中構造物に対して、地盤条件、構造特性によりその地震時挙動と耐震性能に大きな幅があることが認識されている。想定する地震動に対して各種の地中構造物に要求される性能を明確にし、構造物の応答量や地震時限界状態を簡便かつ精度よく評価する耐震設計法が必要とされている。

本研究では、矩形断面を有する共同溝の地震時挙動と耐震性能を把握することを目的に、既設共同溝をモデル化した1層2室および2層2室の共同溝を対象として既設共同溝の位置する地盤条件において、横断・縦断方向の耐震解析を実施し、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する共同溝の耐震性評価を行った。以下に、本報告書の構成を示す。

第2章では、共同溝横断方向の耐震解析を行い、レベル1およびレベル2地震動に対する共同溝の地震時の断面力、変形性状、および地盤と共同溝側壁の変位分布を算定し、共同溝横断方向の地震時挙動の把握と耐震性評価を行う。

第3章では、第2章と同じ地盤条件、共同溝モデルに対して、現在までに提案されている地中構造物横断方向の耐震解析法のうち、骨組み・地盤ばねモデルによる応答変位法、有限要素法による静的解析法、有限要素法による動的解析法を適用し、各耐震解析法の比較を行い、その適用性について検討する。

第4章では、第3章の解析結果をもとに、高次モードが卓越する地盤において有限要素法による静的解析法、有限要素法による動的解析法を適用し、各手法の比較を行い、その適用性について検討する。

第5章では、共同溝縦断方向の耐震解析に用いる地盤ばねの簡易評価式を提案する。共同溝縦断方向の耐震解析法として弾性床上はりモデルを用いた応答変位法が一般に用いられている¹⁾。弾性床上はりモデルによる耐震解析では、地盤と構造物間の相互作用を表す地盤ばねを精度よく推定することが重要となる。地盤ばねは、周辺地盤の剛性のみならず、地層構成、共同溝の断面条件、構築深度などによって変化すると考えられるため、有限要素法により精度よく算定することが望ましい。しかし、有限要素法のような詳細解析法を実務設計に用いることは効率的でなく、簡便でかつ精度のよい地盤ばねの算定法が必要とされている。

第6章では、提案した地盤ばねの簡易評価式をもとに、共同溝縦断方向の耐震解析を行い、レベル1およびレベル2地震動に対する共同溝縦断方向の耐震性評価を行う。また、共同溝の継手変形量の簡易算定法を提案し、弾性床上はりモデルによる解析法との比較を行い、簡易算定法の適用性について検討する。

第7章は、本研究の結論である。

第2章 共同溝横断方向の耐震解析

2. 1 概要

矩形共同溝横断方向の地震時挙動と耐震性能を把握することを目的に、既設共同溝をモデル化した1層2室および2層2室共同溝を対象として、既設共同溝の位置する地盤条件においてレベル1、レベル2地震動に対する共同溝横断方向の耐震解析を実施した。共同溝の地震時の断面力、変形性状、および地盤と共同溝側壁の変位分布を算定し、レベル1、レベル2地震動に対する共同溝横断方向の地震時挙動の把握と耐震性評価を行った。

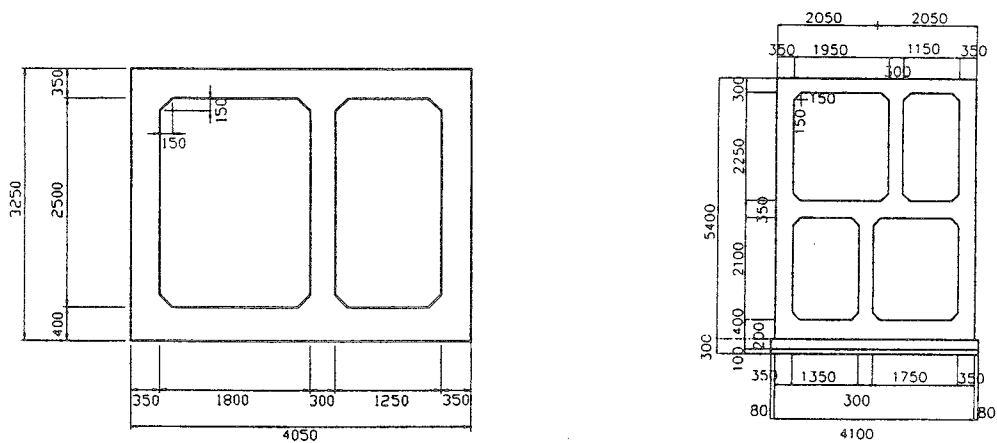
2. 2 解析条件

解析対象とした共同溝は、1層2室および2層2室の共同溝である。両共同溝の横断面の形状を図-2.1に示す。解析手法は、1次モードの地盤変位分布を再現する慣性力を地盤および構造物に作用させる地盤慣性力法²⁾を用いる。

入力地震動は、レベル1地震動として図-2.2に示す共同溝設計指針¹⁾による設計速度応答スペクトルを用い、レベル2地震動として道路橋示方書V耐震設計編³⁾におけるタイプⅡのⅠ種地盤の標準加速度応答スペクトル特性を有する地震波を露頭基盤波として用いた。1層2室および2層2室共同溝位置の地層構成をそれぞれ、図-2.3、2.4に示す。地盤剛性は、レベル1地震動に対して初期せん断波速度 V_{s0} の0.8倍に相当する剛性、レベル2地震動に対しては、対象地盤の1次元地震応答解析(以下、SHAKEという)による収束剛性を用いた。共同溝は、等価線形はり要素でモデル化し、レベル1地震動に対しては全断面有効剛性、レベル2地震動に対しては鉄筋降伏剛性を有するはり要素を用いた。コンクリートの設計基準強度は 21kN/mm^2 、鉄筋の降伏点は 300kN/mm^2 とした。入力地震動、地盤剛性、共同溝はり要素の曲げ剛性の組み合わせを表-2.1に示す。

レベル2地震動については地盤慣性力の算定に用いる地中基盤波の加速度応答スペクトルを算出するため、SHAKEにより露頭基盤波を地中基盤波に変換した。1層2室および2層2室共同溝の地盤条件における地中基盤波の加速度応答スペクトルをそれぞれ、図-2.5、2.6に示す。また、1層2室および2層2室共同溝の断面定数と鉄筋降伏時の曲げ剛性をそれぞれ、表-2.2、2.3に示す。共同溝躯体の配筋が内側と外側で異なるため、鉄筋降伏時の曲げ剛性も曲げ変形の方で異なるが、本解析では、内側引張時と外側引張時の平均を用いた。また、断面2次モーメントはコンクリート全断面を有効とした値である。レベル1地震動に対する地盤定数を表-2.4に示す。また、レベル2地震動に対する対象地盤のSHAKEの解析結果を図-2.5に示す。

なお、2層2室共同溝のレベル2地震動に対しては、後述する発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超過するため、共同溝を非線形はり要素でモデル化した。非線形はり要素は、常時荷重による軸力を考慮したトリリニアの曲げモーメントー曲率を有するはりとした。共同溝には、橋脚における横拘束筋に該当する鉄筋がないため、コンクリートおよび鉄筋の応力ーひずみ関係は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編⁴⁾により設定した。



単位:mm

(a) 1層2室共同溝

(b) 2層2室共同溝

図-2.1 共同溝の横断面の形状

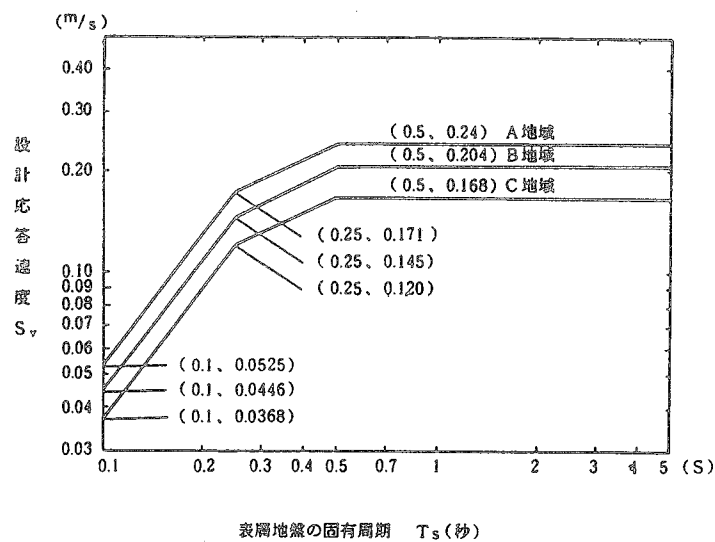


図-2.2 共同溝設計指針の設計速度応答スペクトル¹⁾

表-2.1 入力地震動、地盤剛性、共同溝はり要素の曲げ剛性

地震動レベル	入力地震動	地盤剛性	共同溝はり要素の曲げ剛性
レベル1 地震動	共同溝設計指針 設計応答速度スペクトル	$0.8V_{S0}$ V_{S0} : 初期せん断波速度	全断面有効剛性
レベル2 地震動	道路橋示方書耐震設計編タイプⅡ, I種地盤の地震波 ³⁾	SHAKE 収束剛性	鉄筋降伏剛性

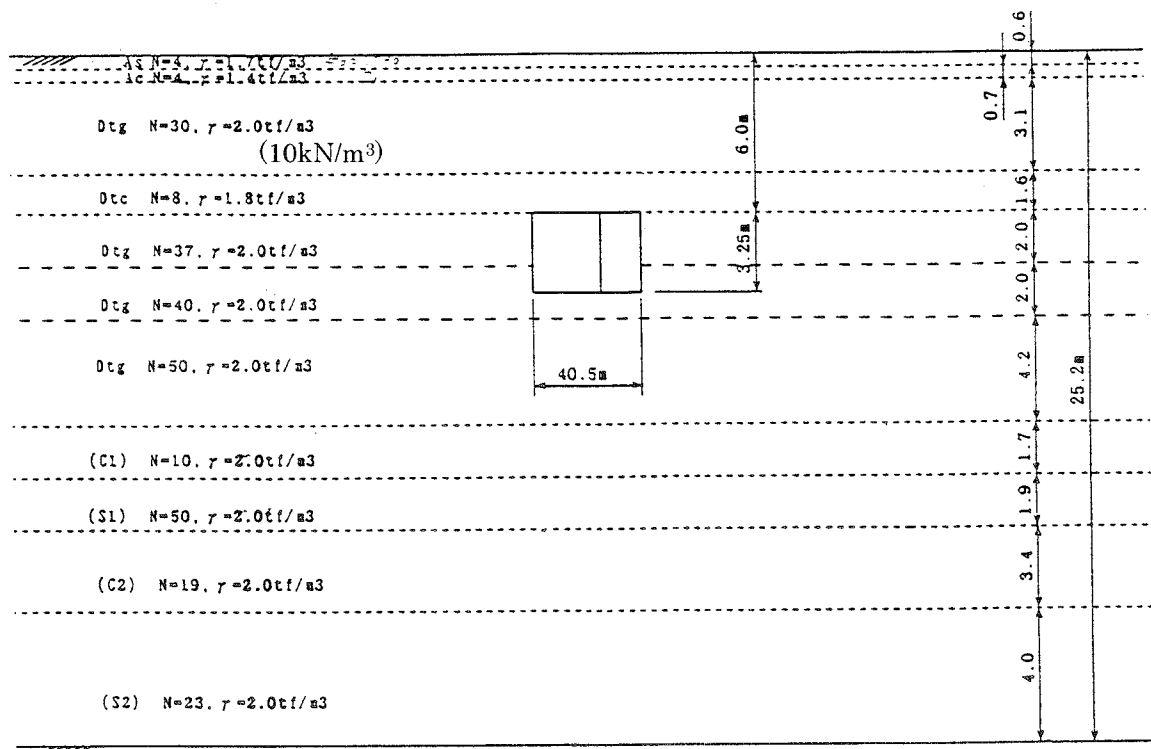


図-2.3 1層2室共同溝位置の地層構成

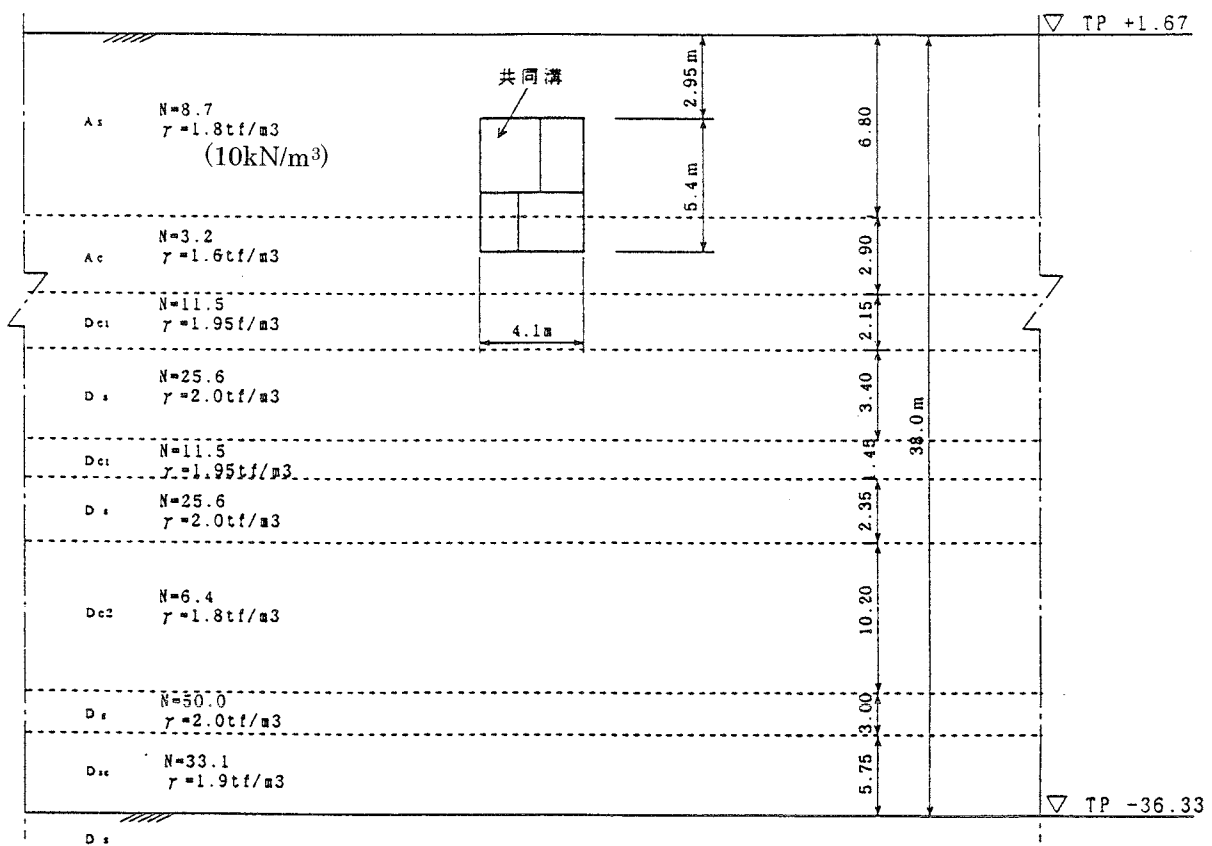


図-2.4 2層2室共同溝位置の地層構成

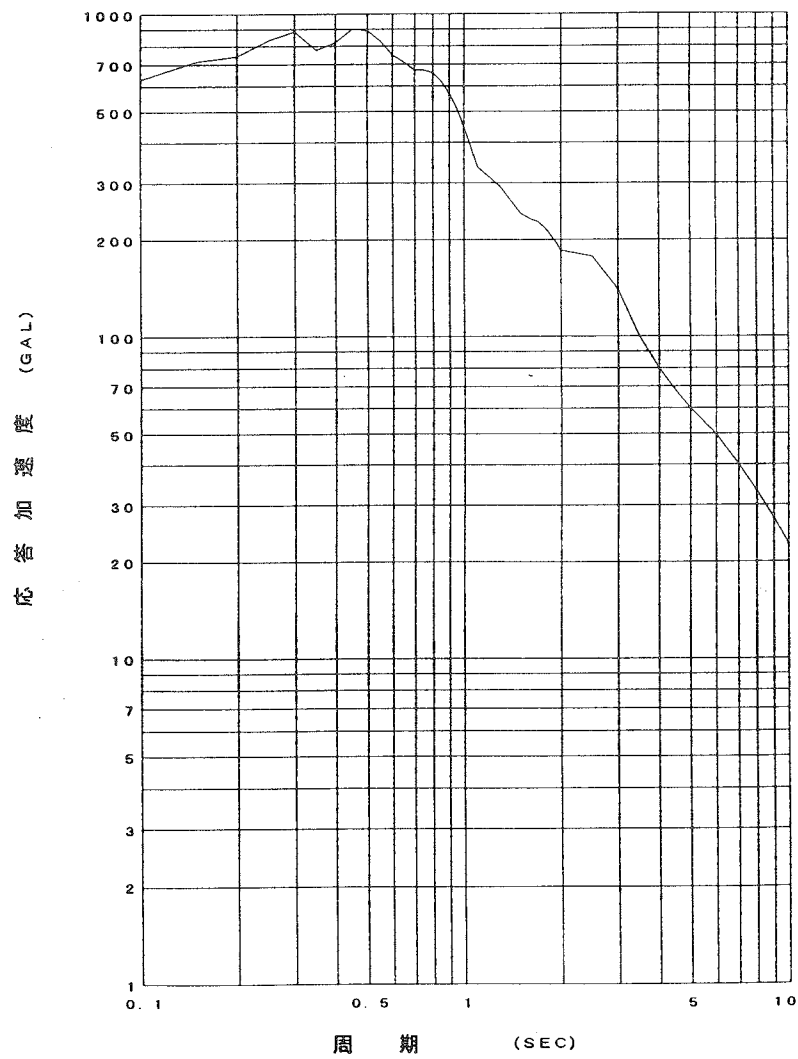


図-2.5 1層2室共同溝の地盤条件における地中基盤波の加速度応答スペクトル($h=0.20$)

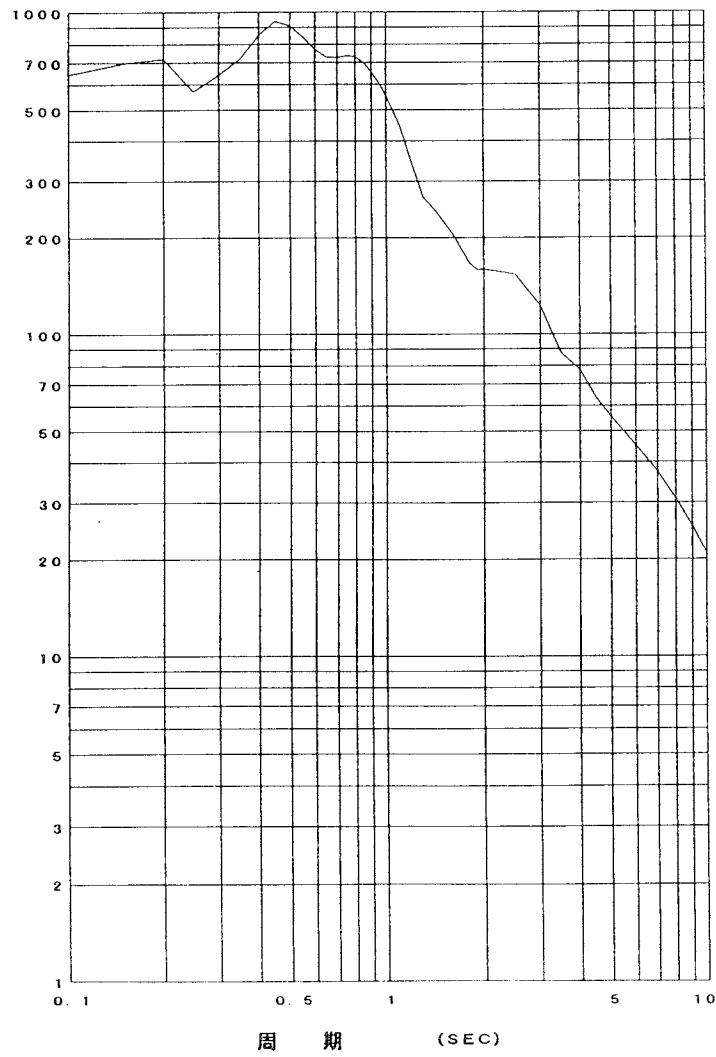


図-2.6 2層2室共同溝の地盤条件における地中基盤波の加速度応答スペクトル($h=0.20$)

表-2.2 1層2室共同溝の断面定数と鉄筋降伏時の曲げ剛性

部材	部材厚(m)	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)	鉄筋降伏時の曲げ剛性(kN・m ²)
頂版	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	1.28×10^4
底版	0.40	0.40	5.33×10^{-3}	9.42×10^3
左側壁	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	6.71×10^3
右側壁	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	6.72×10^3
中壁	0.30	0.30	2.25×10^{-3}	5.25×10^3

表-2.3 2層2室共同溝の断面定数と鉄筋降伏時の曲げ剛性

部材	部材厚(m)	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)	鉄筋降伏時の曲げ剛性(kN・m ²)
頂版	0.30	0.30	2.25×10^{-3}	4.34×10^3
底版	0.40	0.40	5.33×10^{-3}	8.93×10^3
左上側壁	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	7.05×10^3
左下側壁	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	9.60×10^3
右上側壁	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	6.56×10^3
右下側壁	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	8.94×10^3
中床版	0.35	0.35	3.57×10^{-3}	7.06×10^3
上中壁	0.30	0.30	2.25×10^{-3}	4.72×10^3
下中壁	0.30	0.30	2.25×10^{-3}	5.17×10^3

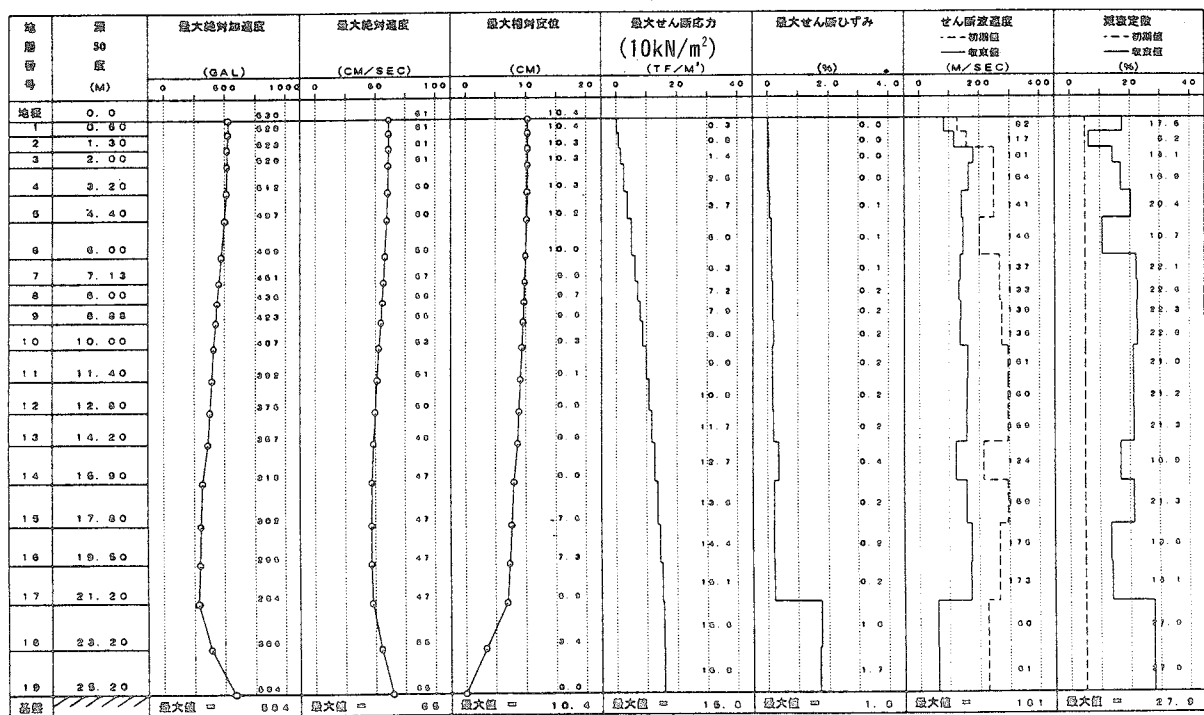
表-2.4 レベル1 地震動に対する地盤定数

(a) 1 層 2 室共同溝

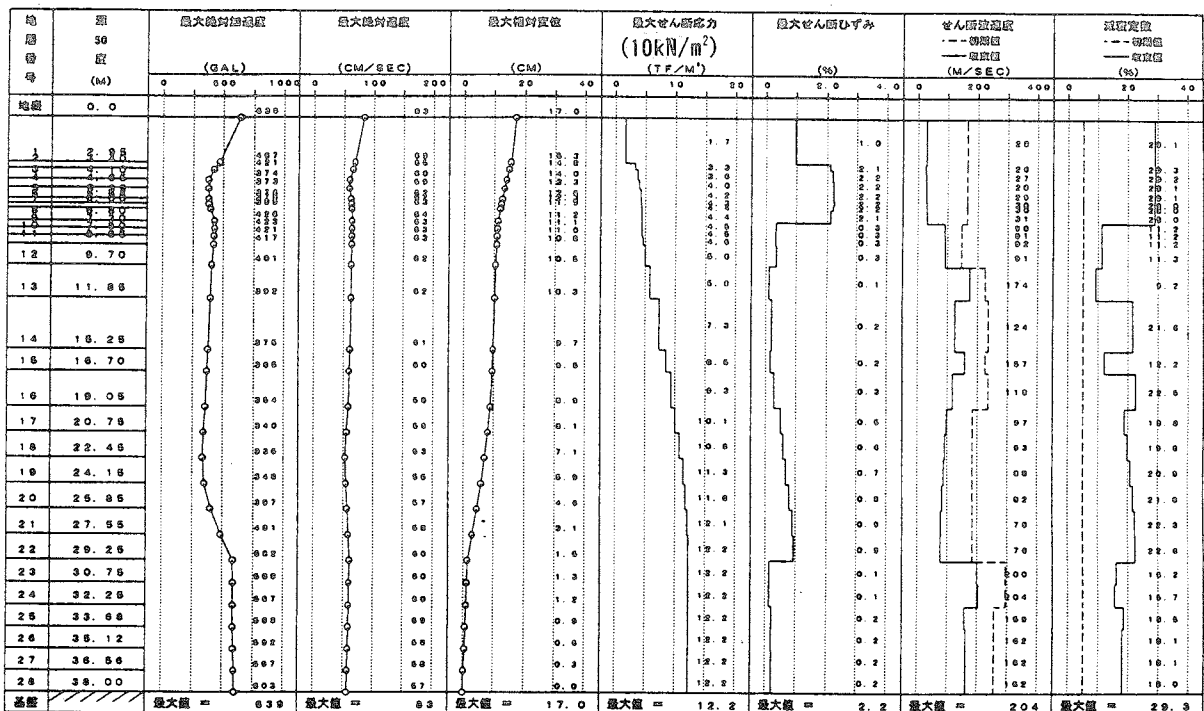
地層	厚さ(m)	単位重量(kN/m ³)	N 値	せん断波速度 (m/s)	せん断剛性 (kN/m ²)
As	0.60	17	4	127	17,900
Ac	0.70	14	4	159	23,000
Dtg	3.10	20	30	249	80,700
Dtc	1.60	18	8	200	47,000
Dtg	2.00	20	37	267	92,800
	2.00	20	40	274	97,800
	4.20	20	50	295	113,500
C1	1.70	20	10	215	60,600
S1	1.90	20	50	295	113,500
C2	3.40	20	19	267	93,000
S1	4.00	20	23	228	67,600

(b) 2 層 2 室共同溝

地層	厚さ(m)	単位重量(kN/m ³)	N 値	せん断波速度 (m/s)	せん断剛性 (kN/m ²)
As	6.80	18	8.7	165	31,800
Ac	2.90	16	3.2	147	22,700
Dc1	2.15	19.5	11.5	226	64,900
Ds	3.40	20	25.6	236	72,600
Dc1	1.45	19.5	11.5	226	64,900
Ds	2.35	20	25.6	236	72,600
Dc2	10.20	18	6.4	186	40,500
Dg	3.00	20	50	295	113,500
Dsc3	5.75	19.5	33.1	257	84,100



(a) 1層2室共同溝



(b) 2層2室共同溝

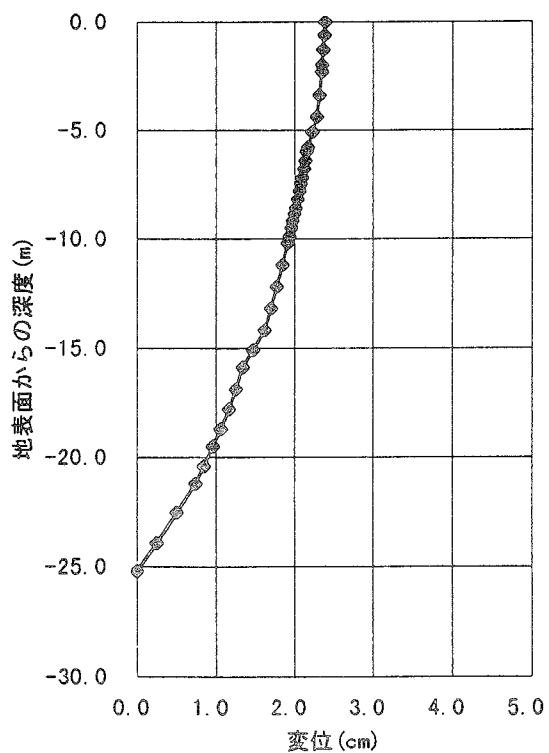
図-2.5 レベル2地震動に対する地盤の地震応答解析結果(SHAKE)

2. 3 地盤の基本固有周期と変位分布

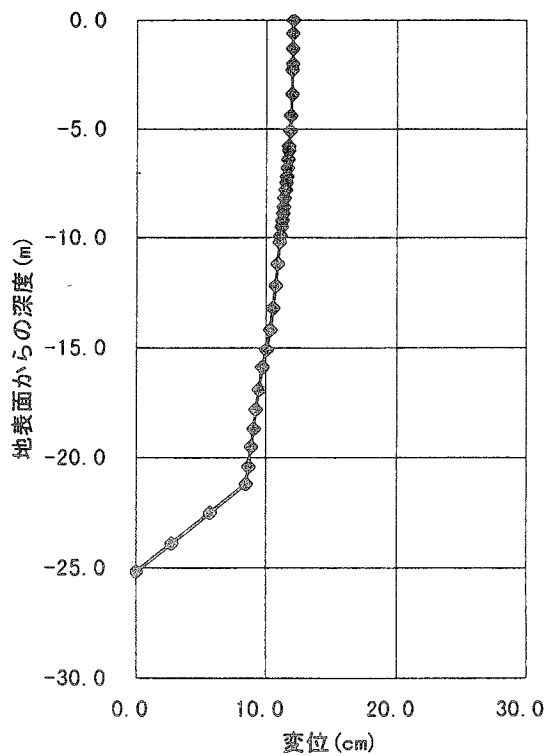
レベル1, レベル2地震動に対する地盤剛性に対して、図-2.3, 2.4に示した1層2室および2層2室共同溝位置の多層地盤の固有値解析を実施した。表層地盤の基本固有周期を表-2.5に示す。対象地盤の1次モードの変位分布を図-2.6に示す。

表-2.5 表層地盤の基本固有周期

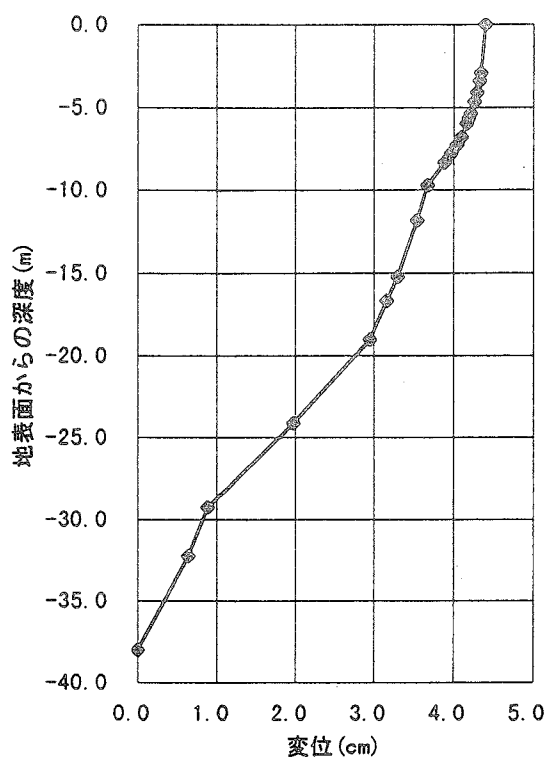
	1層2室共同溝	2層2室共同溝
レベル1地震動	0.49(s)	0.87(s)
レベル2地震動	1.09(s)	1.48(s)



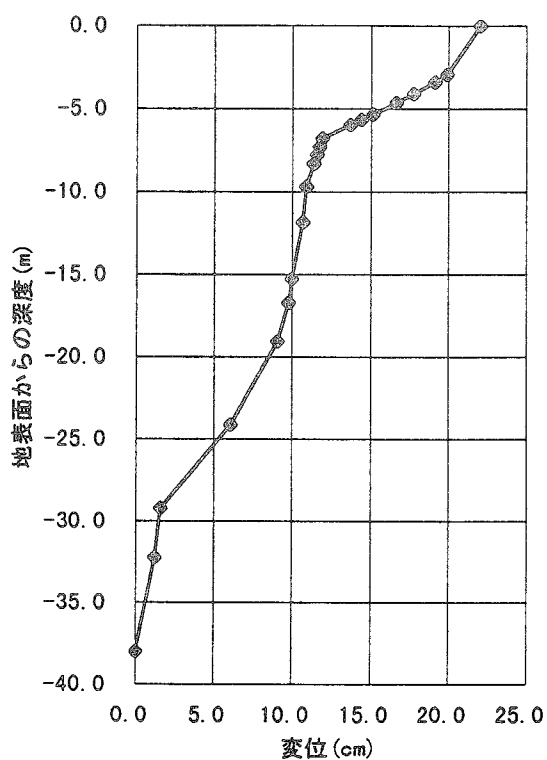
(a) 1層2室共同溝・レベル1地震動



(b) 1層2室共同溝・レベル2地震動



(c) 2層2室共同溝・レベル1地震動



(d) 2層2室共同溝・レベル2地震動

図-2.6 対象地盤の1次モードの変位分布

2. 4 耐震性評価

レベル1, レベル2地震動に対する1層2室および2層2室共同溝の曲げモーメント図, せん断力図をそれぞれ、図-2.7～2.10に示す。断面力は常時荷重による断面力と重ね合わせた結果である。なお、レベル2地震動に対する2層2室共同溝に関しては、発生曲率が降伏曲率を上回ったため、共同溝を非線形はり要素にモデル化して解析した結果を示している。

レベル1, レベル2地震動に対する1層2室共同溝の発生曲げモーメント、発生曲率、および、ひび割れ、降伏終局時の曲げモーメントと曲率を表-2.6に示す。また、曲率による照査結果を図-2.11に示す。レベル1, レベル2地震動に対する発生曲率、および、ひび割れ、降伏、終局曲率の5数値の比較を容易とするために曲率軸を対数軸とし、曲率の絶対値として表示している。レベル1地震動に対する発生曲率は、ほぼひび割れ曲率以下であり、断面位置5, 11, 15, 16で若干ひび割れ曲率を超過する。レベル2地震動に対する発生曲率は、すべての断面位置で降伏曲率以下となる。

レベル1, レベル2地震動に対する2層2室共同溝の発生曲げモーメント、発生曲率、および、ひび割れ、降伏終局時の曲げモーメントと曲率を表-2.7に示す。また、曲率による照査結果を図-2.12に示す。2層2室共同溝についても、レベル1地震動に対する発生曲率は、ほぼひび割れ曲率以下であり、断面位置5, 12, 23, 24で若干ひび割れ曲率を超過する。レベル2地震動に対する発生曲率は、断面位置9, 13, 17, 20～24で降伏曲率を超過するが、終局曲率に対しては十分に余裕がある。

レベル1地震動に対して全断面有効剛性の共同溝モデル、レベル2地震動に対して鉄筋降伏剛性の共同溝モデル（ただし、2層2室共同溝については非線形はり要素モデル）を仮定した解析であるが、レベル1地震動に対して弾性範囲内、レベル2地震動に対しても降伏曲率を少し超過する程度の発生曲率であり、十分な曲げ変形性能があると考えられる。

せん断力に関しては、共同溝設計指針に基づく許容せん断応力度によりせん断耐力を算定した。地震時に対してコンクリートの許容せん断応力度の50%を割り増しを考慮し、式(4.1)で算出した。また、分布荷重が作用する頂・底板、側壁は、共同溝設計指針に規定されているせん断応力度の割り増しを考慮した。

$$S_a = 1.5 \times (\tau_a \times b \times d) \quad (4.1)$$

ここに、 S_a ：せん断耐力(N/mm²)

τ_a ：せん断応力度(0.36 N/mm²) (コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} =21 N/mm²)

b ：構造物幅

d ：有効高さ

レベル1, レベル2地震動に対する1層2室および2層2室共同溝のせん断力に対する照査結果をそれぞれ、図-2.13, 2.14に示す。レベル1地震動に対して1層2室共同溝の左側壁下部(照査位置19)で発生せん断力がせん断耐力を若干超過するが、それ以外はすべて発生せん断力がせん断耐力以下となる。

ここでは、共同溝設計指針に規定されている許容せん断応力度に基づき、せん断耐力を評価したが、道路橋示方書V耐震設計編に規定されているせん断耐力算定式によりせん断力照査を行うと、1層2室、2層2室共同溝とも

発生せん断力がせん断耐力を超過する部材が増加する。地下トンネル、半地下構造などの壁構造を有する地中構造物は、静的または動的な土圧による分布荷重を受け、地震荷重が支配的となる隅角部付近では、荷重の作用点と支持点間の距離(せん断支間)が小さくなる特性がある。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のせん断耐力算定式は、斜めひび割れによるせん断破壊を対象とした、比較的細長い寸法形状の単純はり集中荷重を載荷することにより得られた実験式であり、上記のような特性を有する地中構造物に適用した場合、せん断耐力を過小評価することが認識されている。土圧などの分布荷重の影響が卓越する地中構造物外周部材のせん断力照査は今後の検討課題である。

また、レベル1地震動に対する発生せん断力がレベル2地震動に対する発生せん断力よりも大きい断面がある。これは、レベル1地震動よりもレベル2地震動に対する共同溝の応答変形量が大きくなるが、レベル2地震動に対して仮定した鉄筋降伏剛性がレベル1地震動に対して仮定した全断面有効剛性に対して1/10程度に低減されるためと考えられる。地中構造物を等価線形のはり要素でモデル化する場合には、構造物の応答変形量に対応した等価剛性を用いる必要がある。

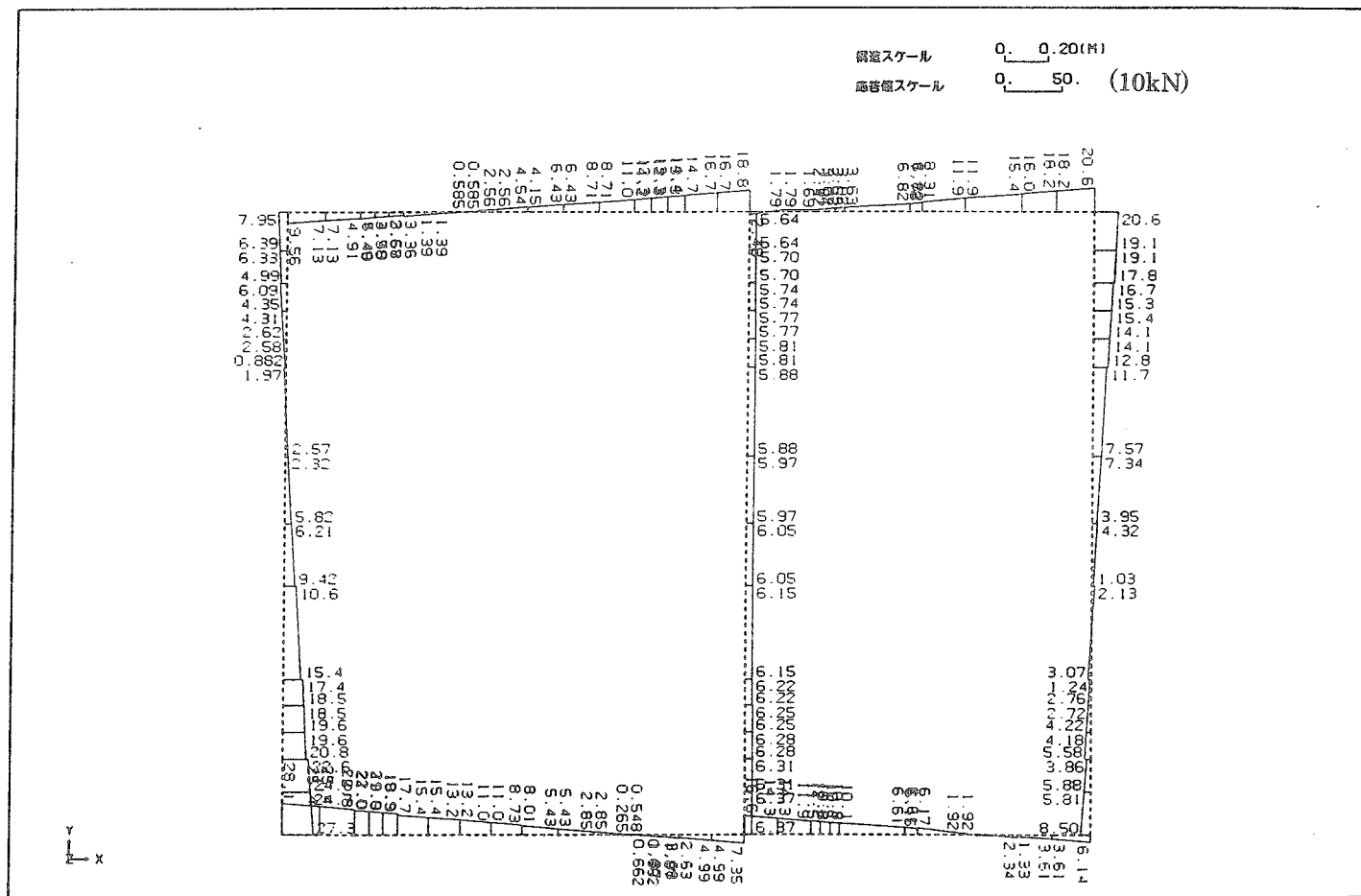


図-2.7 (b) レベル1地震動に対する1層2室共同溝のせん断力

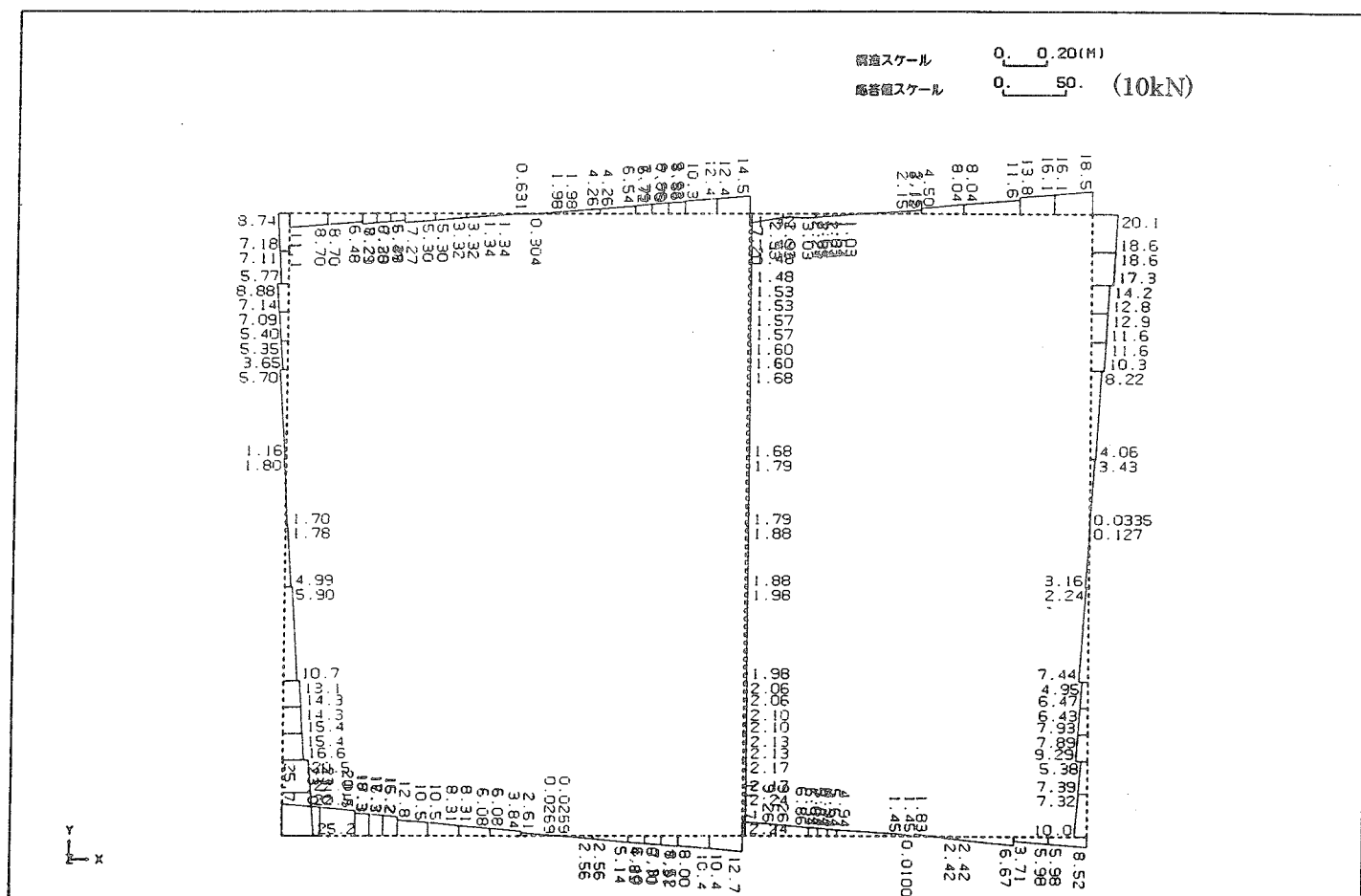


図-2.8 (b) レベル2地震動に対する1層2室共同溝のせん断力

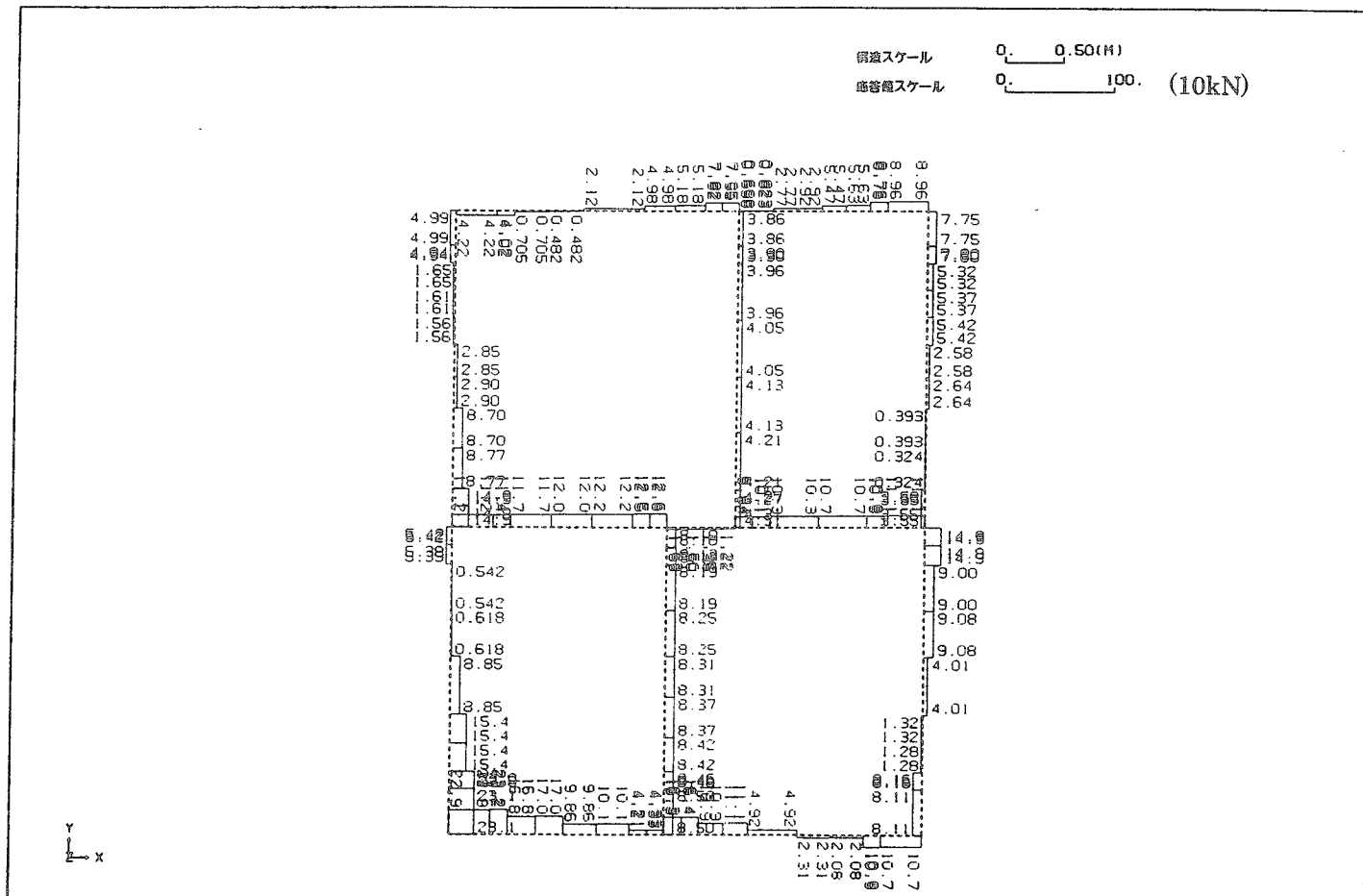
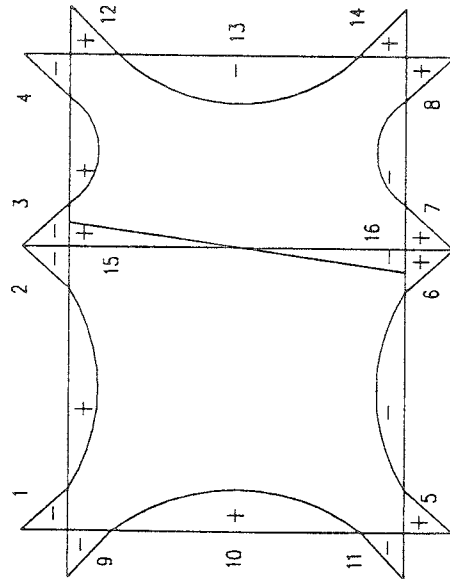


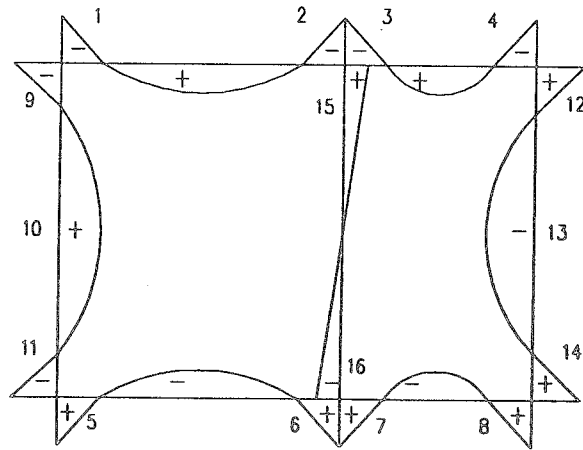
図-2.9 (b) レベル1地震動に対する2層2室共同溝のせん断力

表-2.6 レベル1, レベル2地震動に対する1層2室共同溝の発生曲げモーメントと発生曲率、および、ひび割れ、降伏、終局時の曲げモーメントと曲率

断面位置	常時断面力		レベル1発生値		レベル2発生値		ひび割れ		降伏		終局	
	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)
1	-21.1	-1.88E-04	32.7	3.91E-04	-3.9	1.06E-03	61.7	6.64E-04	-95.0	8.41E-03	-105.0	9.38E-02
2	-8.8	-6.48E-05	-39.3	-3.83E-04	-15.9	-5.86E-04	-61.7	-6.64E-04	-81.0	-6.78E-03	-90.0	-2.30E-01
3	-3.0	-3.47E-05	12.4	1.22E-04	3.8	4.66E-04	61.7	6.64E-04	85.0	6.18E-03	99.0	1.72E-01
4	-12.4	-1.20E-04	-60.5	-5.58E-04	-29.0	-1.10E-03	-61.7	-6.64E-04	-95.0	-8.85E-03	105.0	-9.38E-02
5	28.6	1.72E-04	97.0	6.65E-04	49.3	2.19E-03	81.3	5.86E-04	140.0	7.41E-03	153.0	9.38E-02
6	-1.8	-5.30E-06	-36.0	-2.43E-04	-9.5	-7.75E-04	-81.4	-5.85E-04	-79.0	-7.58E-03	-93.0	-1.63E-02
7	4.4	2.40E-04	16.3	3.02E-04	13.0	1.13E-03	81.4	5.85E-04	76.0	8.87E-03	84.0	2.26E-02
8	41.8	2.47E-04	-20.1	-1.37E-04	21.3	-1.37E-03	-81.3	-5.86E-04	140.0	-7.48E-03	153.0	-9.38E-02
9	-24.2	-1.88E-04	31.4	3.95E-04	-7.9	1.95E-03	64.0	6.89E-04	-118.0	8.80E-03	-128.0	9.37E-02
10	39.6	4.33E-04	55.1	5.32E-04	41.9	7.38E-04	63.7	6.86E-04	68.0	8.96E-03	82.0	1.63E-01
11	-36.1	-3.19E-04	-101.0	-9.93E-04	-52.9	-2.48E-03	-63.1	-6.79E-04	-120.0	-9.23E-03	-130.0	-9.41E-02
12	17.6	1.20E-04	70.8	6.78E-04	33.9	2.26E-03	62.1	6.68E-04	113.0	8.67E-03	123.0	9.37E-02
13	-44.0	-4.96E-04	-28.9	-3.98E-04	-41.7	-1.80E-04	-61.7	-6.64E-04	-64.0	-8.43E-03	-76.0	-1.69E-01
14	29.0	2.47E-04	-32.2	-3.88E-04	11.9	-1.95E-03	-61.1	-6.58E-04	115.0	-8.41E-03	125.0	-9.19E-02
15	4.3	7.21E-05	68.6	1.15E-03	23.2	3.48E-03	50.3	8.59E-04	62.0	1.18E-02	71.0	1.19E-01
16	2.7	4.54E-05	-63.7	-1.07E-03	-17.2	-3.51E-03	-50.9	-8.70E-04	-63.0	-1.20E-02	-73.0	-1.81E-01

曲げモーメント、曲率の符号と断面位置





曲率照査の断面位置

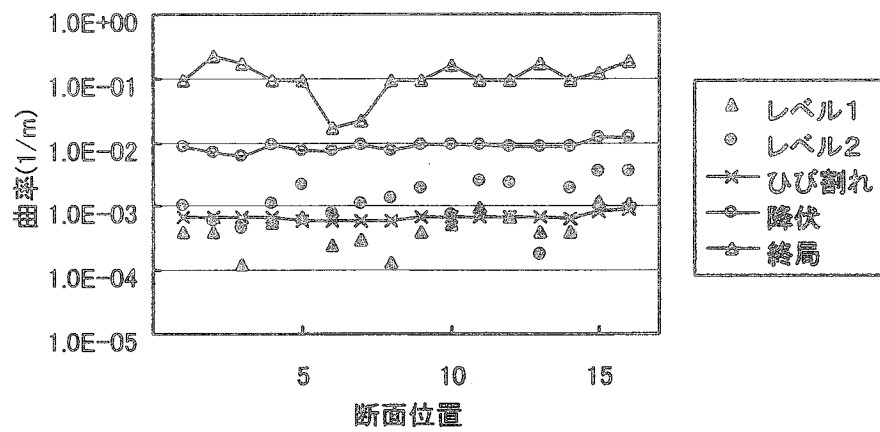
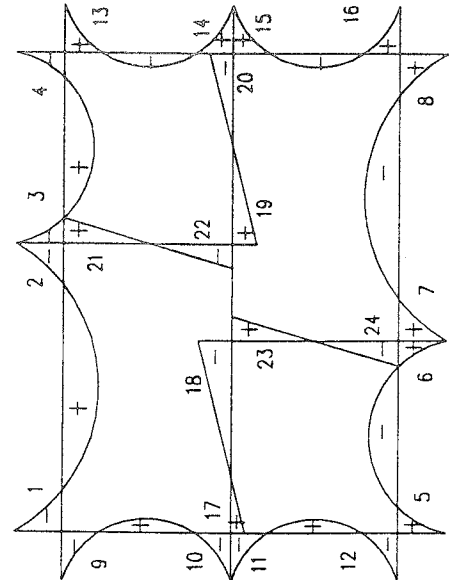


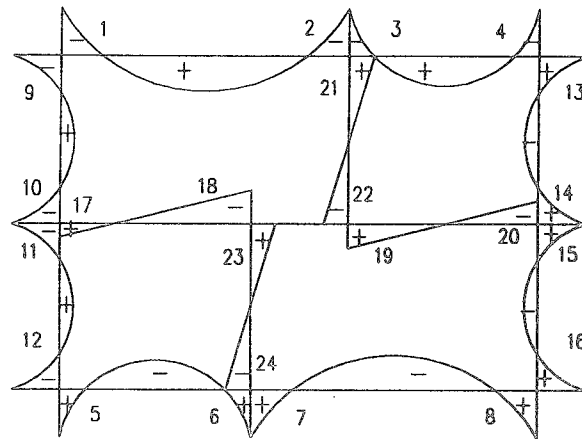
図-2.11 1層2室共同溝の曲率の照査結果

表-2.7 レベル1, レベル2地震動に対する2層2室共同溝の発生曲げモーメントと発生曲率、および、ひび割れ、降伏、終局時の曲げモーメントと曲率

断面位置	常時断面力		レベル1発生値		レベル2発生値		ひび割れ		降伏		終局	
	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)	モーメント (kN・m)	曲率(1/m)
1	-8.8	-7.44E-05	10.7	2.09E-04	59.1	6.22E-03	30.7	5.45E-04	84.0	1.12E-02	96.0	9.05E-02
2	-5.3	-2.93E-05	-23.5	-2.98E-04	-37.7	-4.67E-03	-30.7	-5.45E-04	-49.0	-1.13E-02	-60.0	-1.40E-01
3	-9.1	-1.36E-04	8.5	9.79E-05	2.7	4.83E-05	30.7	5.45E-04	49.0	1.13E-02	60.0	1.40E-01
4	-9.8	-1.46E-04	-27.2	-3.78E-04	-45.9	-9.47E-03	-30.7	-5.45E-04	-49.0	-1.13E-02	-60.0	-1.40E-01
5	36.1	1.99E-04	99.3	5.94E-04	77.4	4.99E-03	59.8	4.49E-04	91.0	8.53E-03	120.0	9.35E-02
6	-6.0	-3.75E-05	-38.8	-1.83E-04	-4.1	-3.09E-05	-59.8	-4.49E-04	-83.0	-1.09E-02	-91.0	-1.58E-01
7	-14.1	-1.34E-04	24.7	9.59E-05	19.8	1.49E-04	59.8	4.49E-04	91.0	8.58E-03	110.0	1.31E-01
8	33.4	1.53E-04	-31.9	-2.62E-04	-73.0	-2.21E-03	-59.8	-4.49E-04	-128.0	-9.52E-03	-138.0	-1.12E-01
9	-14.3	-1.16E-04	12.2	1.58E-04	106.6	1.49E-02	42.5	4.76E-04	106.0	9.14E-03	115.0	1.08E-01
10	-27.0	-2.05E-04	-53.5	-4.27E-04	-70.1	-9.36E-03	-44.1	-4.94E-04	-70.0	-9.25E-03	-88.0	-9.79E-02
11	-8.0	2.51E-06	38.5	4.19E-04	-5.6	-6.32E-05	-44.1	-4.94E-04	-70.0	-9.25E-03	-88.0	-9.79E-02
12	-27.2	-1.91E-04	-87.5	-7.64E-04	-69.1	-8.92E-03	-44.1	-4.94E-04	-70.0	-9.25E-03	-88.0	-9.79E-02
13	6.4	3.04E-05	36.8	3.44E-04	62.3	2.35E-02	41.5	4.65E-04	61.0	9.30E-03	73.0	1.41E-01
14	16.2	9.47E-05	-12.6	-1.47E-04	-64.5	-3.26E-03	-44.4	-4.98E-04	-111.0	-9.64E-03	-124.0	-9.04E-02
15	18.2	9.93E-05	63.1	5.05E-04	21.2	2.37E-04	44.4	4.98E-04	68.0	1.04E-02	85.0	9.94E-02
16	32.5	2.50E-04	-22.8	-2.73E-04	-80.2	-5.41E-03	-44.4	-4.98E-04	-111.0	-9.64E-03	-124.0	-9.04E-02
17	6.1	8.98E-06	67.6	5.28E-04	81.8	2.56E-02	50.0	5.60E-04	81.0	1.23E-02	90.0	1.59E-01
18	-28.8	-2.52E-04	-58.0	-4.09E-04	-28.4	-3.18E-04	-50.0	-5.60E-04	-84.0	-1.11E-02	-98.0	-1.30E-01
19	16.1	1.51E-04	33.1	1.28E-04	-14.8	-1.66E-04	-50.0	-5.60E-04	-84.0	-1.11E-02	-98.0	-1.30E-01
20	4.0	8.29E-05	-56.0	-3.74E-04	-85.3	-2.19E-02	-50.0	-5.60E-04	-84.0	-1.11E-02	-98.0	-1.30E-01
21	2.0	4.52E-05	40.6	5.48E-04	56.7	2.77E-02	31.7	5.64E-04	55.0	1.07E-02	67.0	1.38E-01
22	6.4	1.04E-04	-39.2	-5.13E-04	-52.3	-3.36E-02	-31.7	-5.64E-04	-55.0	-1.18E-02	-59.0	-1.43E-01
23	-5.8	-9.54E-05	70.8	9.67E-04	60.1	3.00E-02	33.7	5.95E-04	59.0	1.14E-02	67.0	1.45E-01
24	-2.1	-4.35E-05	-78.6	-1.17E-03	-60.2	-3.21E-02	-33.7	-5.95E-04	-59.0	-1.14E-02	-67.0	-1.45E-01

曲げモーメント、曲率の符号と断面位置





曲率照査の断面位置

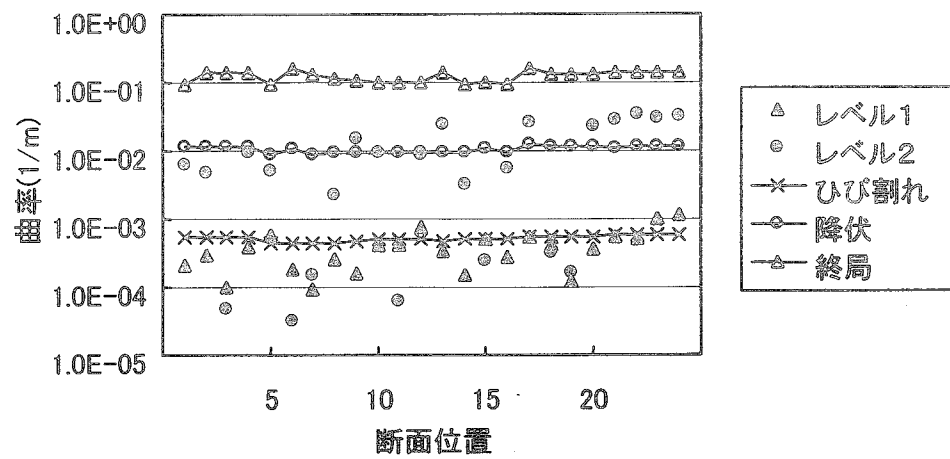
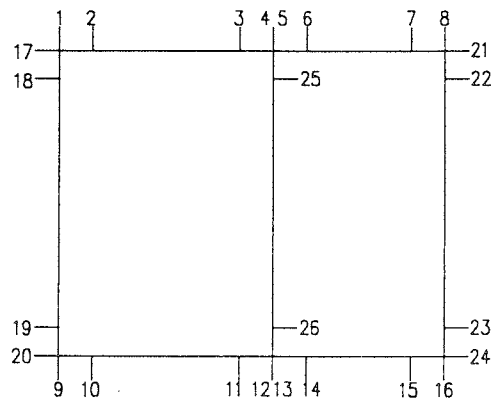


図-2.12 2層2室共同溝の曲率の照査結果



せん断力照査の断面位置

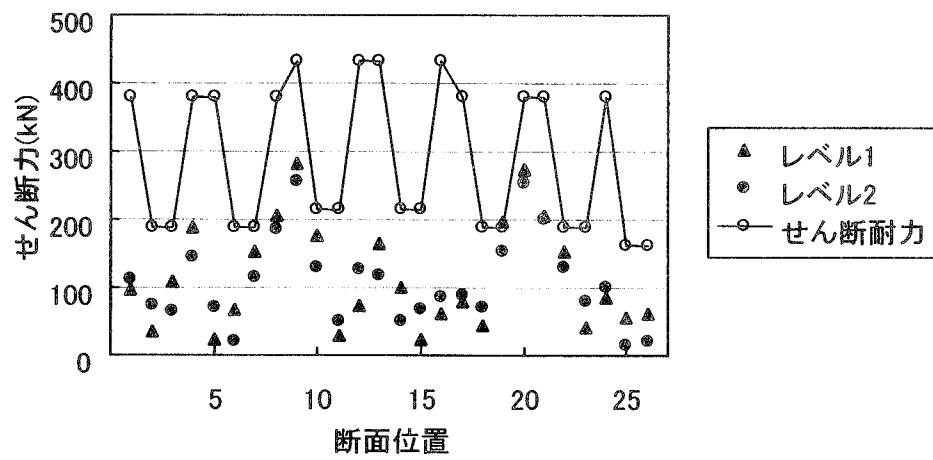
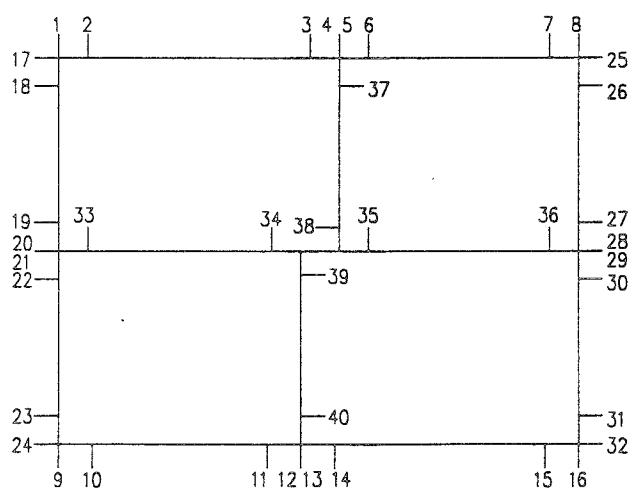


図-2.13 1層2室共同溝のせん断力の照査結果



せん断力照査の断面位置

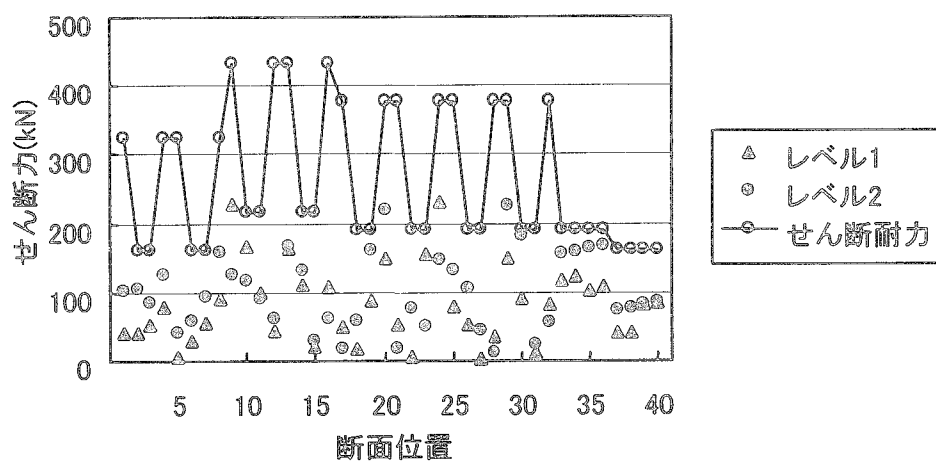


図-2.14 2層2室共同溝のせん断力の照査結果

2. 5 共同溝の変形性状

1層2室および2層2室共同溝の変形性状をそれぞれ、図-2.15、2.16に示す。共同溝の左下を原点とし、原点に対する相対変位をプロットしたものである。1層2室共同溝の横断面は、レベル1地震動に対してせん断変形が生じており、底版の回転変位はほとんど生じていない。レベル2地震動に対しては、せん断変形と反時計回りの底版の回転変位が生じている。2層2室共同溝の横断面はレベル1、レベル2地震動ともに、せん断変形に加えて時計回りの底版の回転変位が生じている。

地中構造物の横断面全体のせん断変形と底版の回転変位は、周辺地盤のせん断剛性と地中構造物横断面の等価せん断剛性の大小関係に影響を受ける。構造物の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも大きい場合、構造物のせん断変形量は地盤のせん断変形量よりも小さくなり、また、構造物が剛体的に回転し、時計回り（左から右方向に地盤変位が生じている場合）の底版の回転変位が生じる。構造物の等価せん断剛性と地盤のせん断剛性がほぼ等しい場合、構造物のせん断変形量は地盤のせん断変形量とほぼ等しくなり、構造物の底版の回転変位も生じない。一方、構造物の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さい場合、構造物のせん断変形量は地盤のせん断変形量よりも大きくなり、構造物周面に作用するせん断力の影響で構造物の底版に反時計回りの回転変位が生じると考えられる。

1層2室共同溝では、レベル1地震動に対して構造物全体の等価せん断剛性と地盤のせん断剛性がほぼ等しく、横断面全体のせん断変形だけが生じ、レベル2地震動に対しては鉄筋降伏剛性を仮定したことで構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さくなり、反時計回りの底版の回転が生じたと考えられる。2層2室共同溝では、レベル1、レベル2地震動の両者に対して構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも大きく、横断面全体のせん断変形と時計回りの底版の回転変位が生じたと考えられる。

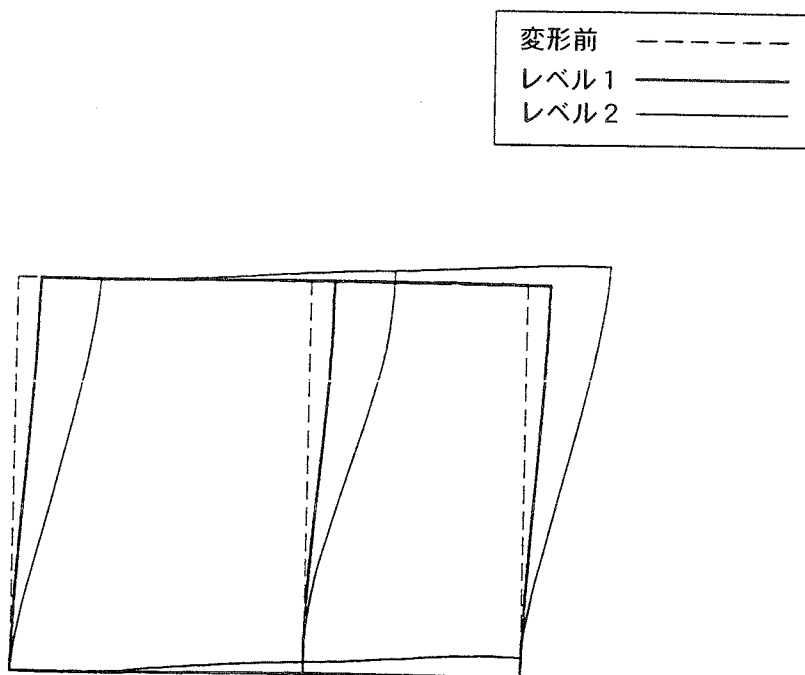


図-2.15 1層2室共同溝の変形性状

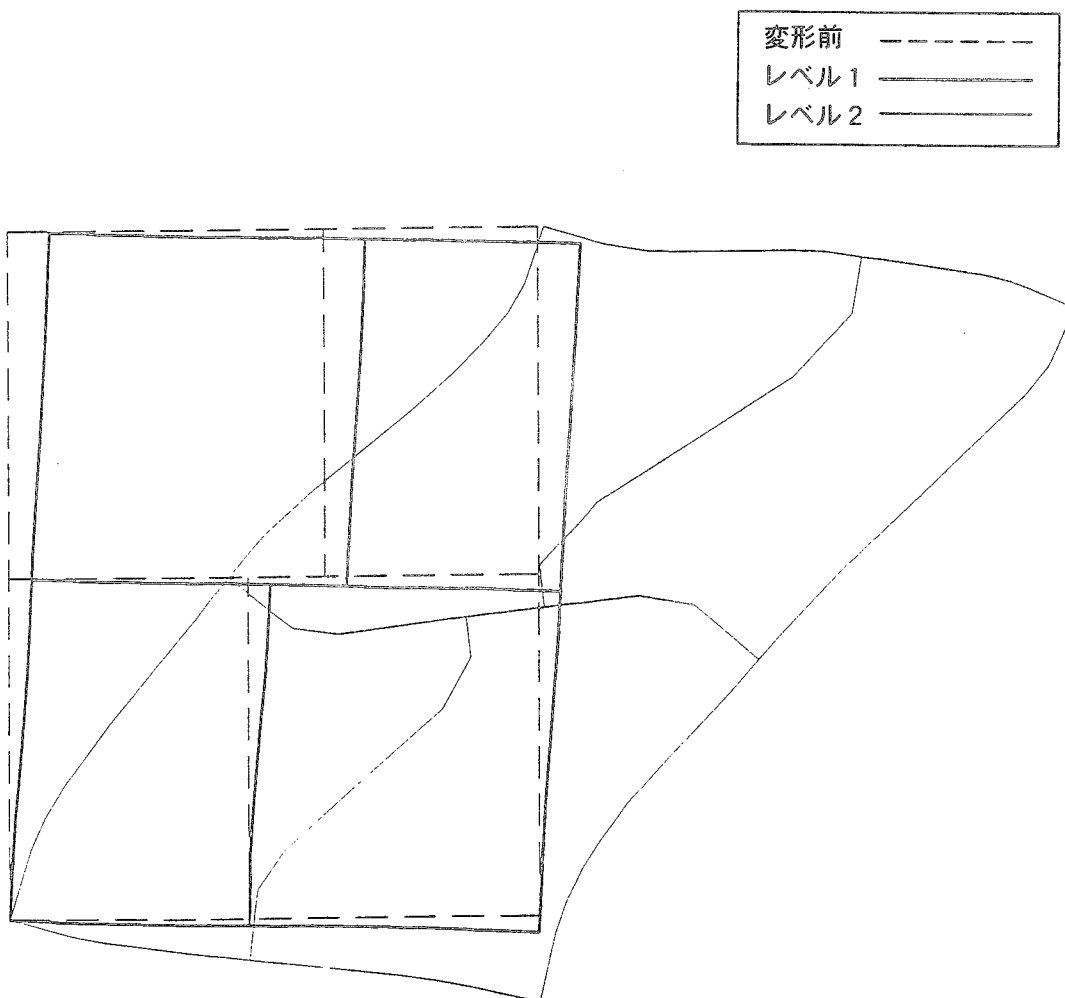


図-2.16 2層2室共同溝の変形性状

2. 6 地盤と共同溝側壁の変位分布

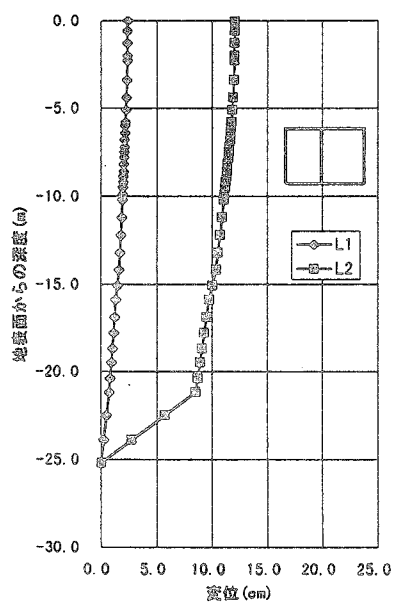
地盤変位分布から共同溝の変形量を推定することができれば、耐震設計の要否判定や共同溝単独の骨組みモデルによる部材断面力の計算に活用することができる。地盤変位と共同溝の変形量の関係は、一般に、構造物全体の等価せん断剛性が地盤剛性に比べて大きければ、構造物のせん断変形量は自然地盤のせん断変形量よりも小さくなる。また、構造物全体の等価せん断剛性と地盤剛性がほぼ等しければ、構造物のせん断変形量は自然地盤のせん断変形量とほぼ等しくなる。逆に、構造物全体の等価せん断剛性が地盤剛性に比べて小さければ、構造物のせん断変形量は自然地盤のせん断変形量よりも大きくなる。

1層2室および2層2室共同溝の位置する地盤条件での自然地盤の1次モードの地盤変位分布を図-2.17に示す。2層2室共同溝の地盤条件におけるレベル2地震動に対する自然地盤の1次モードの変位分布は、共同溝深度で大きく変化している。ここでは、共同溝深度の地盤変位分布が大きく変化していない1層2室共同溝のレベル1、レベル2地震動の場合と2層2室共同溝のレベル2地震動の場合を対象として、自然地盤の1次モードの変位分布と共同溝側壁の変位分布について調べることにする。

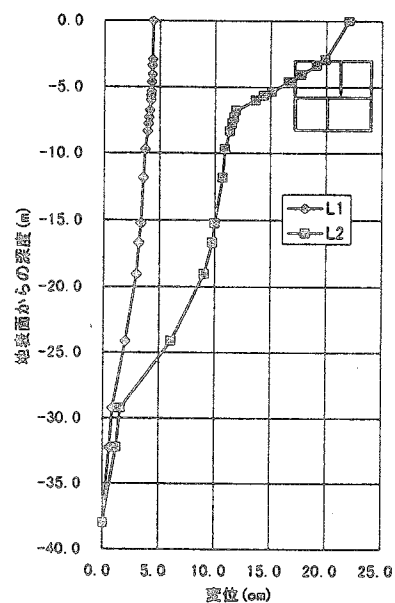
共同溝底板深さを基準点とし、自然地盤の1次モードと共同溝側壁の変位分布を図-2.18、2.19に示す。1層2室共同溝では、レベル1地震動に対して自然地盤と共同溝側壁の頂・底板間の相対変位がほぼ等しい。また、共同溝側壁の変位分布は、共同溝中心深さで自然地盤の変位分布とその大小関係が入れ替わる。レベル2地震動に対しては自然地盤よりも共同溝側壁の相対変位の方が大きい。これは、2.5で述べたように、1層2室共同溝のレベル1地震動の場合には、構造物全体の等価せん断剛性と地盤のせん断剛性がほぼ等しいため、自然地盤と共同溝側壁の頂・底板間の相対変位が等しくなると考えられる。また、1層2室共同溝のレベル2地震動の場合には、構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さいため、共同溝側壁の頂・底板間の相対変位が自然地盤の相対変位よりも大きくなると考えられる。

レベル1地震動に対する2層2室共同溝では、地盤の相対変位よりも共同溝側壁の変位が小さい。これについても、構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも大きいため、共同溝側壁の頂・底板間の相対変位が自然地盤の相対変位よりも小さくなると考えられる。

レベル2地震動に対する1層2室共同溝の側壁の変位、躯体近傍の地盤変位、および自然地盤変位の比較を図-2.20に示す。共同溝近傍の地盤変位は、共同溝に接近するほど自然地盤変位より大きくなり、共同溝側壁の変位に近づいていくことがわかる。構造物から十分離れた遠方地盤では自然地盤の変位分布と一致すると推測できるので、遠方地盤から構造物に近づくにしたがって地盤の変位分布が共同溝側壁の変位分布に近づいていくと考えられる。



(a) 1層2室共同溝



(b) 2層2室共同溝

図-2.17 1層2室および2層2室共同溝地盤条件での自然地盤の1次モードの変位分布

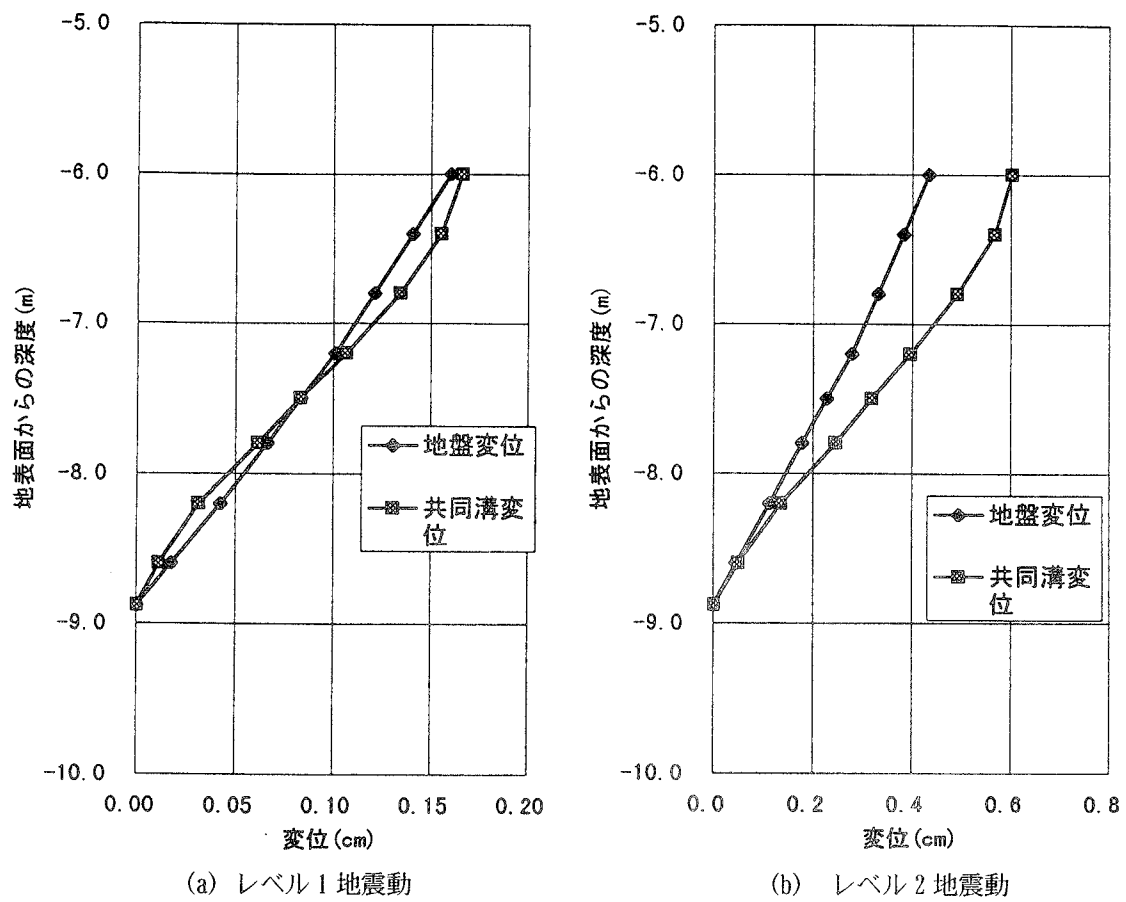


図-2.18 1層2室共同溝の自然地盤と共同溝側壁の変位分布

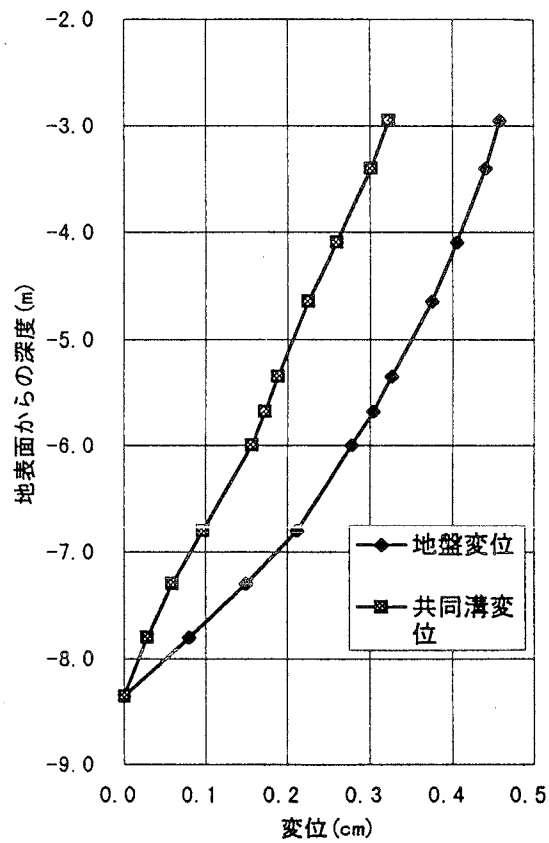


図-2.19 レベル1地震動に対する2層2室共同溝の自然地盤と共同溝側壁の変位分布

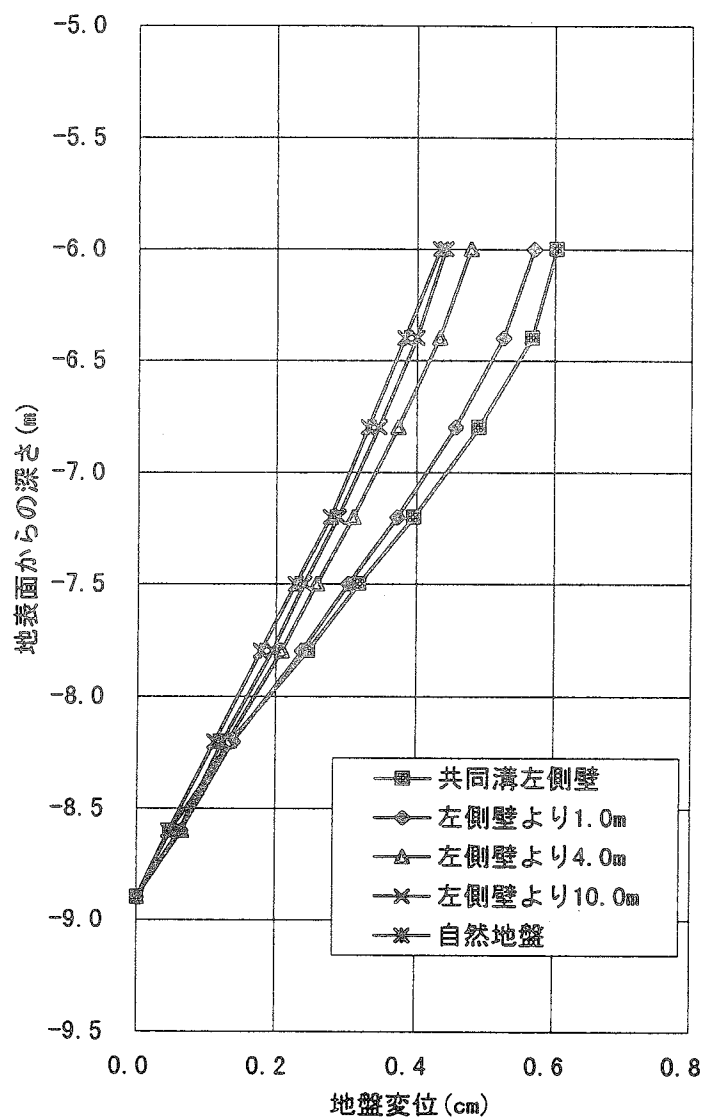


図-2.20 レベル2地震動に対する1層2室共同溝の側壁の変位、躯体近傍の地盤変位、および自然地盤変位

第3章 共同溝横断方向の耐震解析法の比較

3. 1 概要

地中構造物横断方向の耐震解析法は、構造物を地盤ばねに支持された骨組みにモデル化し、これに地盤からの変位を作用させる応答変位法が一般的である。応答変位法では地盤ばねの算定が必要となるが、合理的かつ簡易的な地盤ばねの評価手法が確立されておらず、駐車場設計・施工指針⁵⁾では、有限要素法による解析で地盤ばねの評価を行うことになっている。一方、周辺地盤を有限要素でモデル化し、この中に構造物の骨組みモデルを組み込んで地盤と構造物を一体にモデル化して解析する手法も提案されており、この手法は地盤ばねを算定する必要がない長所を有する。有限要素モデルを用いた解析手法は、地盤・構造物連成系モデルに作用させる地震荷重の算定方法や作用方法によりこれまでに複数の解析手法が提案されている。

本章では、1層2室および2層2室共同溝を対象として、これまでに提案されている4種類の耐震解析法の比較を行い、各解析法の適用性について検討する。

3. 2 比較対象とした解析手法

比較を行う地中構造物横断方向の耐震解析法は以下のとおりである。

- (1) 駐車場設計・施工指針モデル(骨組み・地盤ばねモデルによる応答変位法)
- (2) 地盤慣性力法²⁾(地盤変位の1次モードのみを考慮した有限要素法による静的解析法)
- (3) 応答震度法⁶⁾(地盤変位の高次モードまでを考慮した有限要素法による静的解析法)
- (4) 有限要素モデルによる時刻歴応答解析法(以下、動的解析法という)

上記解析法の概要を表-3.1に示す。(1)の解析手法については、駐車場設計・施工指針に基づく解析手法から地盤のモデル化、地震荷重の作用方法、および地盤ばねのモデル化の方法を変更したモデル(以下、駐車場①、②、③という)で比較を行った。また、(3)の応答震度法で用いる地盤の高次モードまでを考慮した加速度分布は、地盤の1次元地震応答解析(以下、SHAKEという)の結果を用いた。

表-3.1 解析手法の比較

項 目		はり・ばねモデル (駐車場設計・施工指針)				F E Mモデル		
		駐車場設計・ 施工指針	駐車場①	駐車場②	駐車場③	地盤慣性力法	応答震度法	動的解析法
地 盤 モ デ ル	地盤変位の算定で 考慮した振動モード	一層均一地盤	多層地盤	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左
	荷重の与え方	一次モード	同 左	同 左	同 左	同 左	高次の影響を考慮	同 左
荷 重	荷重の算出方法	地震時土圧、周面せん断 力、慣性力を共同溝モデル に入力。	同 左	同 左	同 左	慣性力を地盤及び共同 溝モデルに入力。	同 左	時刻歴加速度波形を基 盤面に入力。
	荷重	地震時土圧 深さに応じた地盤変位より算出。 周面せん断力 上下床版は深さに応じた 地盤変位分布により算出。 側壁は、上下床版の平均 値を用いる。 慣性力 設計水平震度に質量を乗 じて算出。	地震時土圧、周面せん断 力とも深さに応じた地盤変 位より算出。 躯体慣性力は、深さ方向 に応じた地盤加速度分布よ り算出。	同 左	同 左	深さ方向に応じた地盤 加速度分布より算出。	自然地震の時刻歴応答 解析 (SHAKE) を行い、 構造物が接する部分の地 盤のひずみエネルギーが 最大になる時刻における 加速度分布より算出。	—
地盤ばねのモデル化		地盤と共同溝をモデル化した F E M 解析で、共同溝に強制変位を与え、下床版、側壁の各部材毎に断面反力の平均を求め、これを強制変位量で除して算出。		左と同様な方法とし、上床版も考慮する。	左と同じ F E M で、各節点毎に反力を強制変位量で除して算出する (平均しない)。	地盤慣性力法		動的解析法
モ デ ル 概 要		駐車場設計・ 施工指針	地盤ばね算出に用いる F E M 解析モデル図		駐車場②、③ 上床版の地盤ばねを考慮	地盤慣性力法		動的解析法

3. 3 解析条件

地盤条件および共同溝の構造条件は第2章と同一とする。1層2室および2層2室共同溝の表層地盤の有限要素モデルをそれぞれ、図-3.1, 3.2に示す。入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編³⁾のレベル1地震動のI種地盤の加速度応答スペクトルを地中基盤面での加速度応答スペクトルとして用いた。(3)応答震度法や(4)動的解析法では、上記の加速度応答スペクトル特性を有する図-3.3に示す地震波³⁾を入力地震動として用いた。

(1)駐車場設計・施工指針では、地盤の固有周期が同じ等価1層均質地盤に置換する方法で地盤変位分布を算定した。駐車場①, ②, ③および(2)地盤慣性力法では、多層地盤の固有値解析を用いて地盤変位分布を式(3.1)により算定した。

$$D(z) = \phi(z) \cdot \beta \cdot S_d \quad (3.1)$$

$$S_d = S_a / \omega^2 \quad (3.2)$$

ここに、 $D(z)$ ：深さ z における水平方向の地盤変位

$\phi(z)$ ：深さ z における地盤の1次モードのモード関数

β ：地盤の1次モードの刺激係数

S_d ：変位応答スペクトル

S_a ：加速度応答スペクトル

ω ：地盤の1次の固有円振動数

(3)応答震度法では、構造物深度の地盤のせん断ひずみエネルギーが最大になる時刻における地盤変位分布をSHAKEにより算定する。図-3.4にSHAKEおよび多層地盤モデルによる地盤変位分布、図-3.5に1層2室共同溝の1層均質地盤と多層地盤モデルによる地盤変位分布を示す。

図面スケール 0. 10. (M)

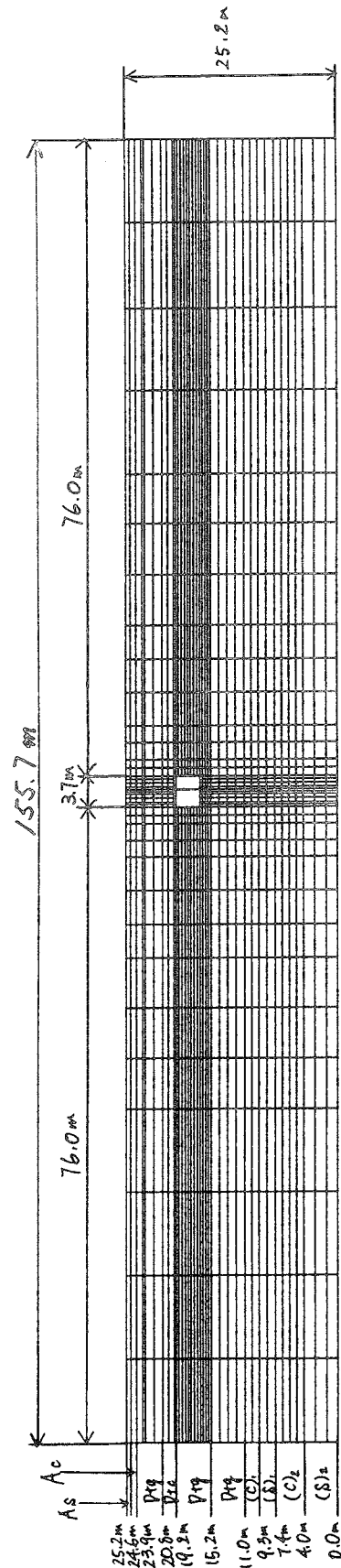


図-3.1 1 層 2 室共同溝の表層地盤の有限要素モデル

縮尺スケール 0 20 (M)

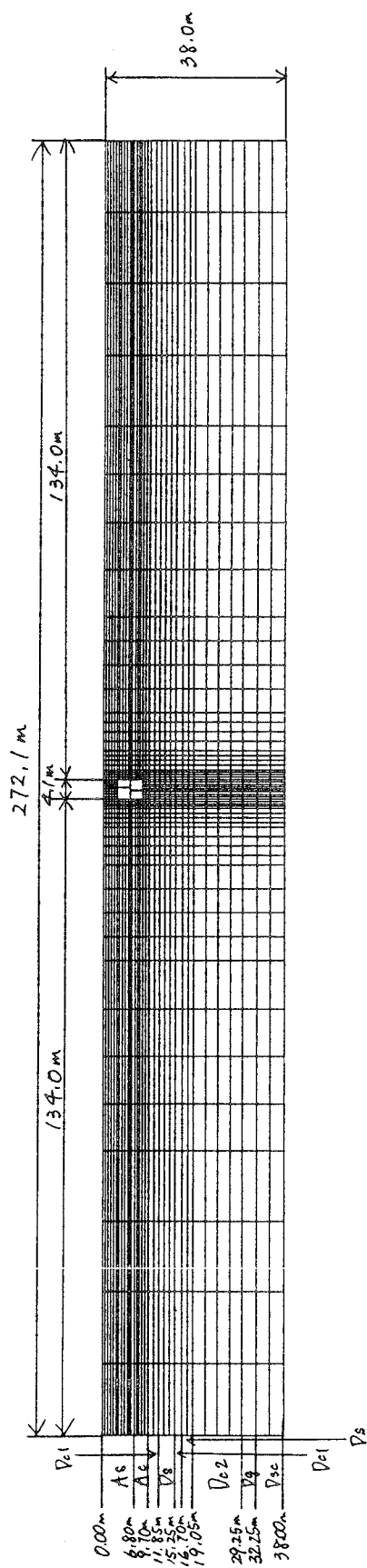


図-3.2 2層2室共同溝の表層地盤の有限要素モデル

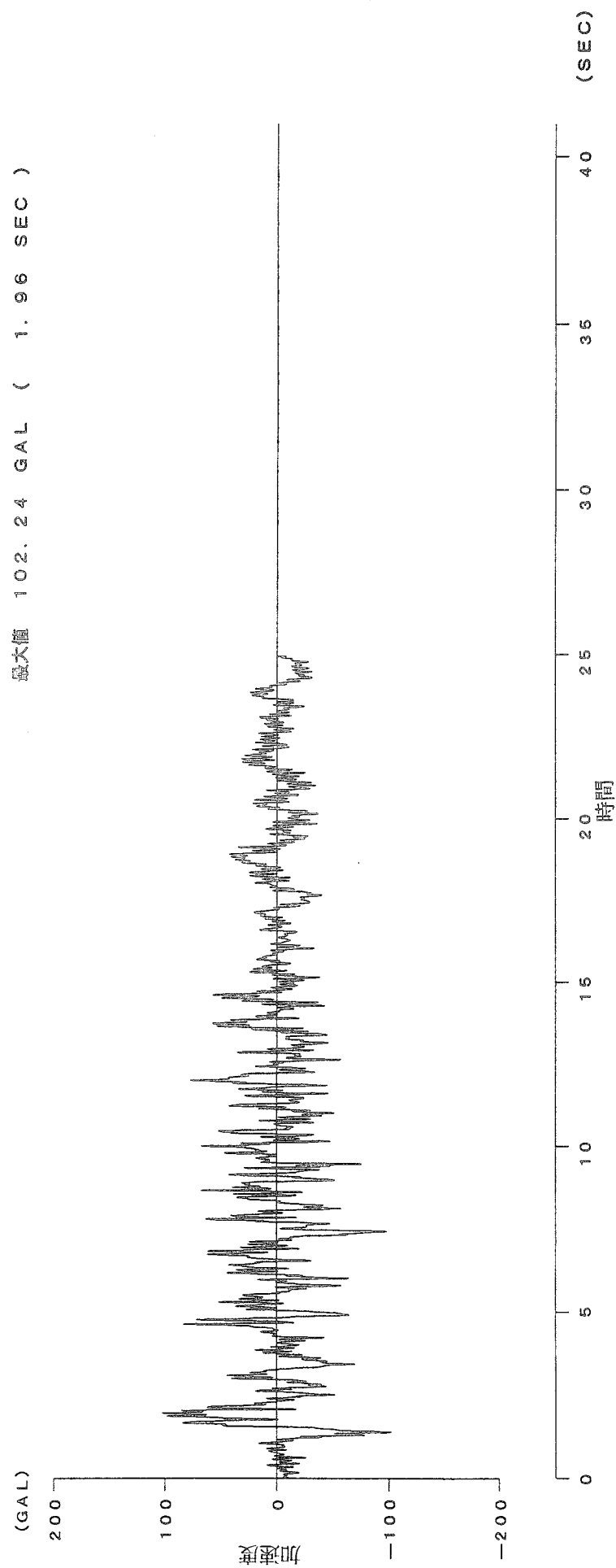


図-3.3 レベル1地震動に対するI種地盤の加速度応答スペクトル特性を有する地震波³⁾

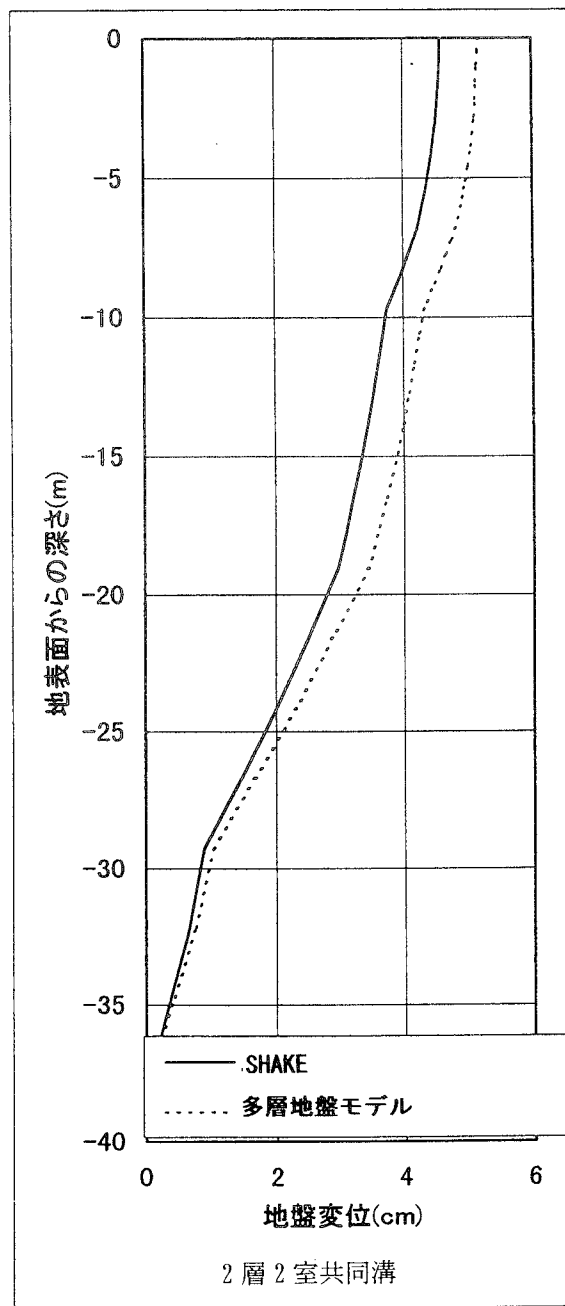
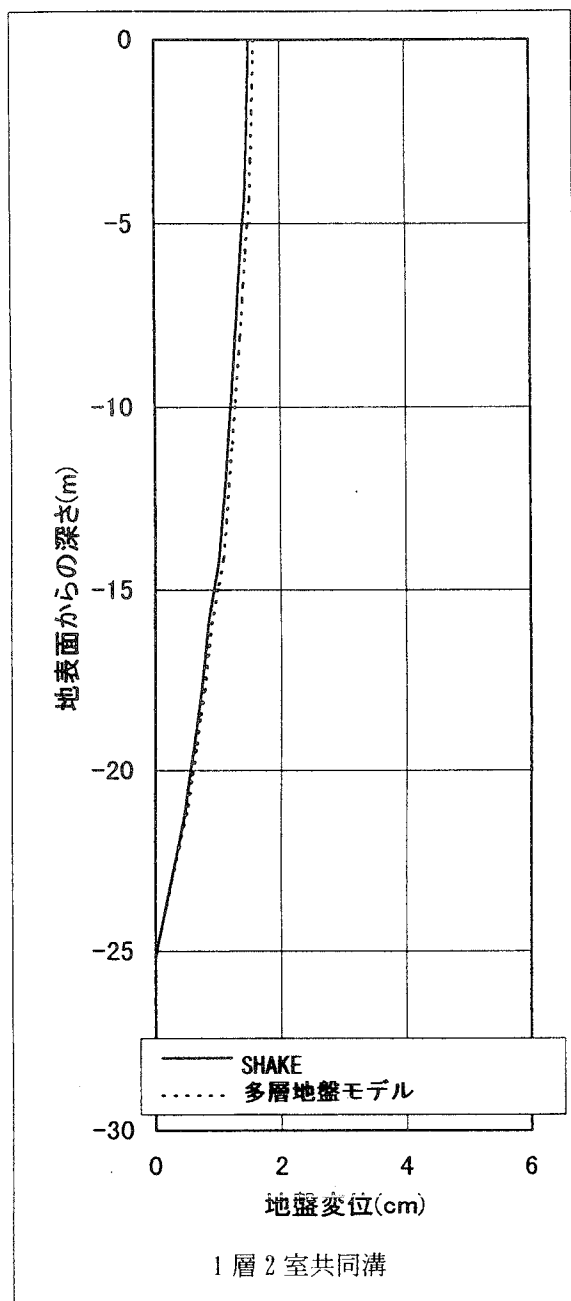


図-3.4 SHAKE および多層地盤モデルによる地盤変位分布

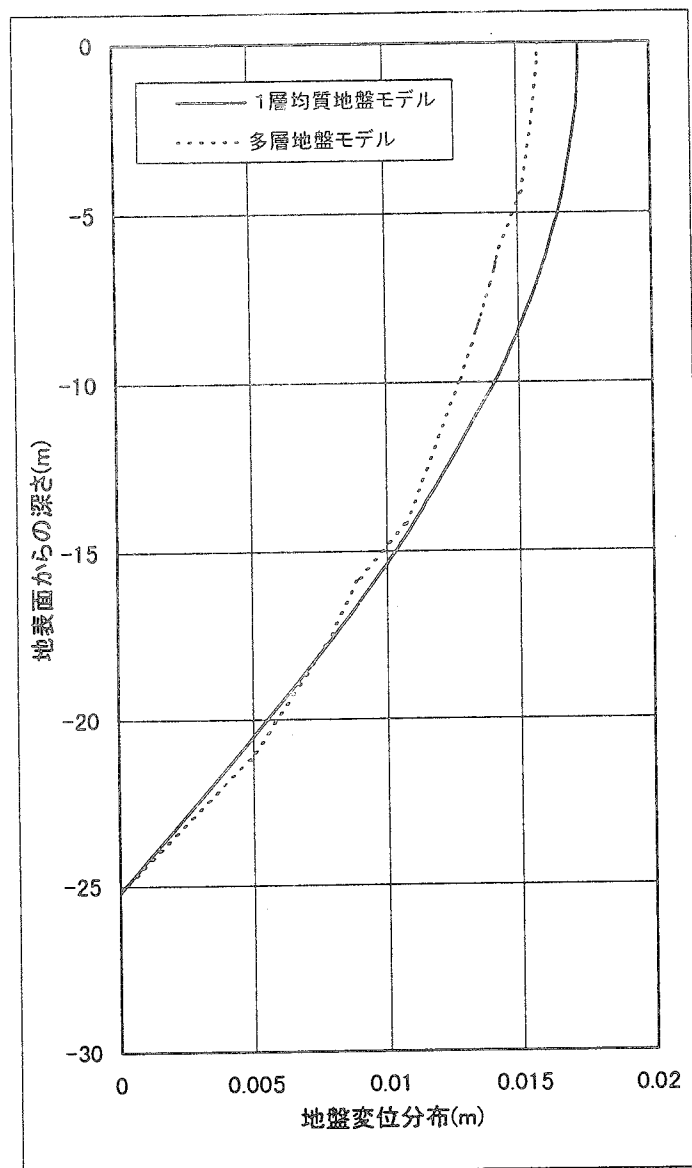


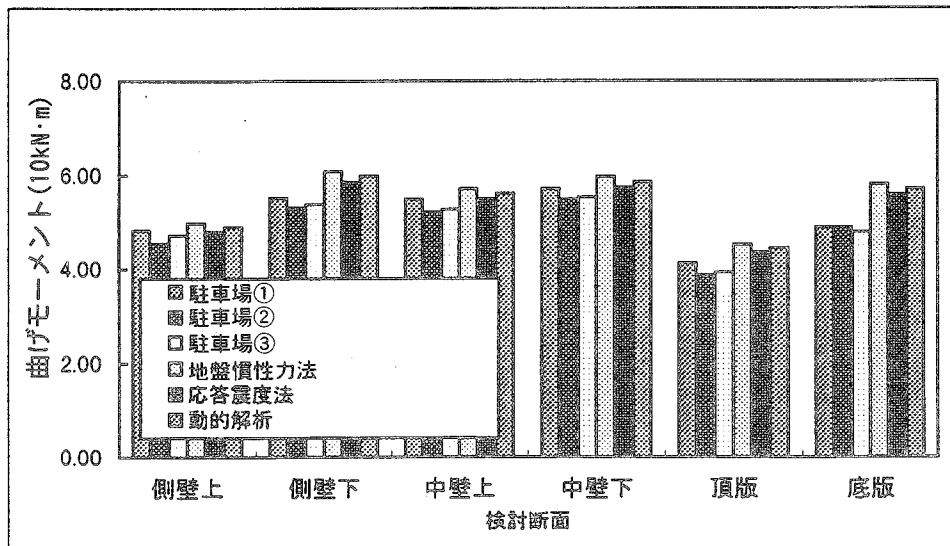
図-3.5 1層2室共同溝の1層均質地盤と多層地盤モデルによる地盤変位分布

3. 4 解析結果

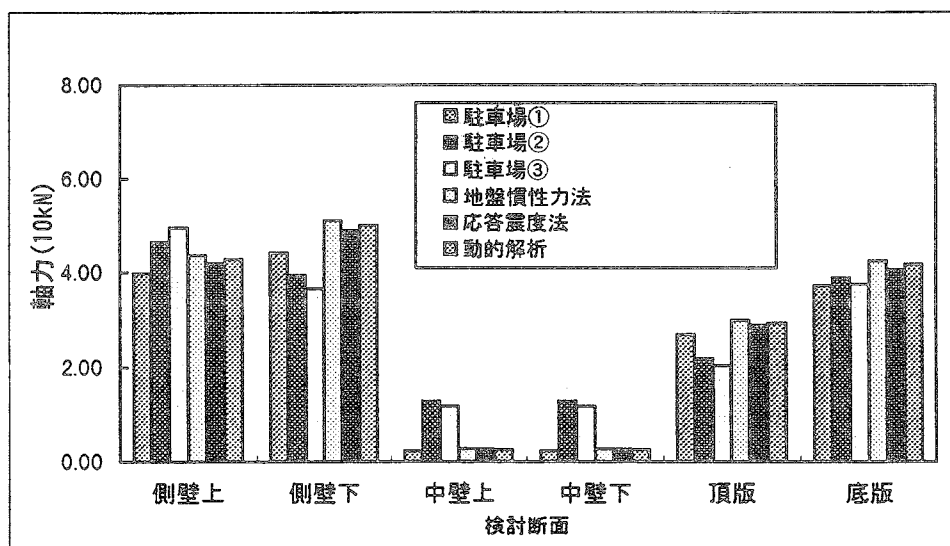
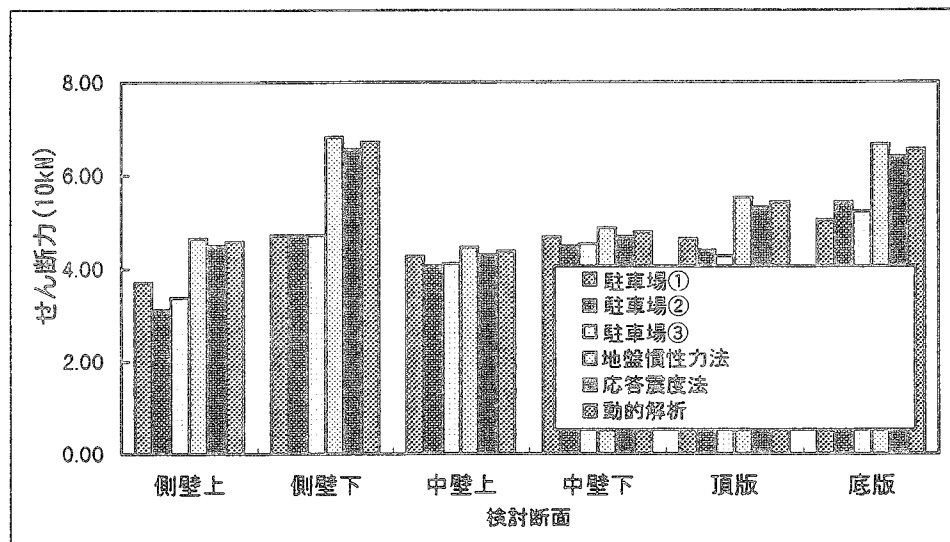
1 層 2 室および 2 層 2 室共同溝について、多層地盤モデルを用いた駐車場①～③、地盤慣性力法、応答震度法、動的解析法の部材毎の最大断面力の比較をそれぞれ、図-3.6, 3.7 に示す。また、動的解析法による最大断面力で正規化した比較を図-3.8, 3.9 に示す。1 層 2 室、2 層 2 室共同溝とも、曲げモーメント、せん断力、軸力に関して、地盤慣性力法と応答震度法による解析結果が動的解析法の結果に近くなっている。また、駐車場①～③では、動的解析法よりも曲げモーメント、せん断力を小さく評価する傾向がある。軸力に関しては、1 層 2 室共同溝の中壁で駐車場②, ③が、2 層 2 室共同溝の側壁上部で駐車場①～③が動的解析法に比べて大きい軸力を与えている。

1 層 2 室および 2 層 2 室共同溝について、側壁の変位(底版位置に対する相対変位)の比較を図-3.10 に示す。動的解析法については、最大曲げモーメント発生時の側壁の変位である。地盤慣性力法の側壁の変位が動的解析法の側壁の変位に最も近い結果となっている。

上記の解析法の比較から設計法として十分な精度で動的解析法の結果を近似できる方法は、地盤慣性力法と応答震度法であると考えられる。

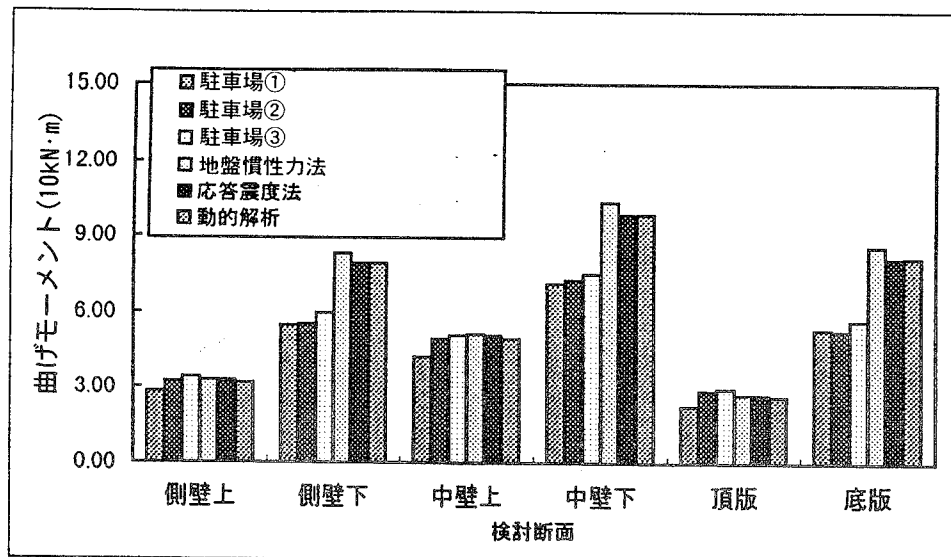


(a) 最大曲げモーメントの比較

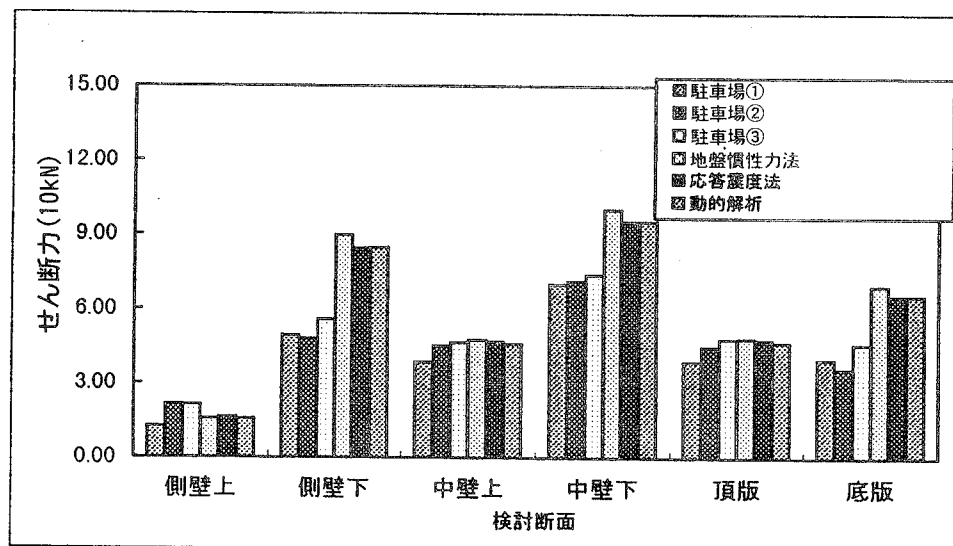


(c) 最大軸力の比較

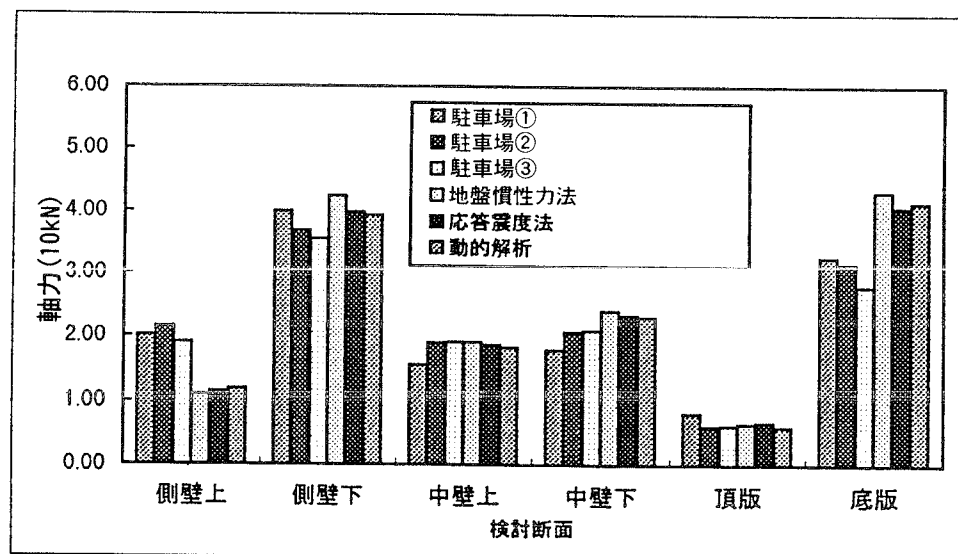
図-3.6 1層2室共同溝の最大断面力の比較



(a) 最大曲げモーメントの比較

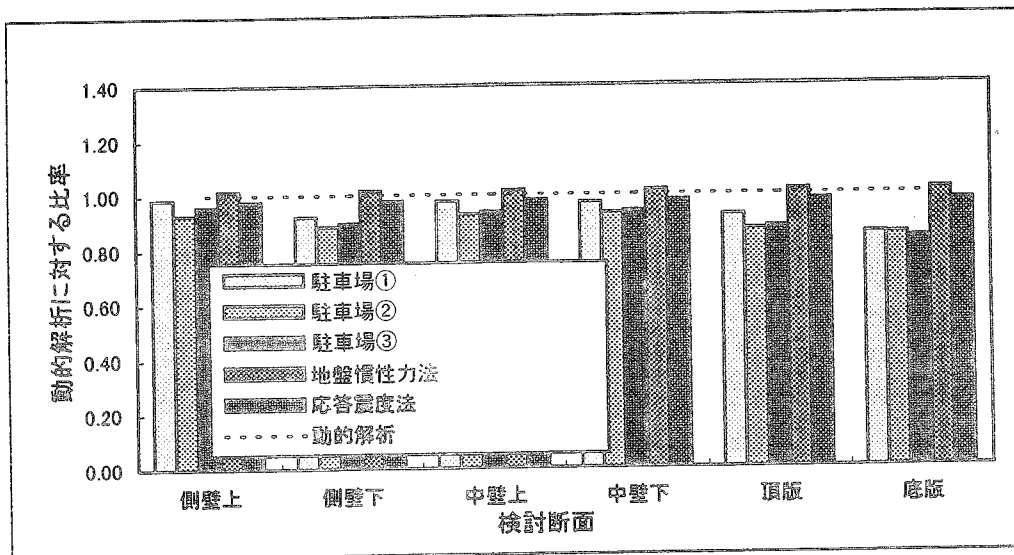


(b) 最大せん断力の比較

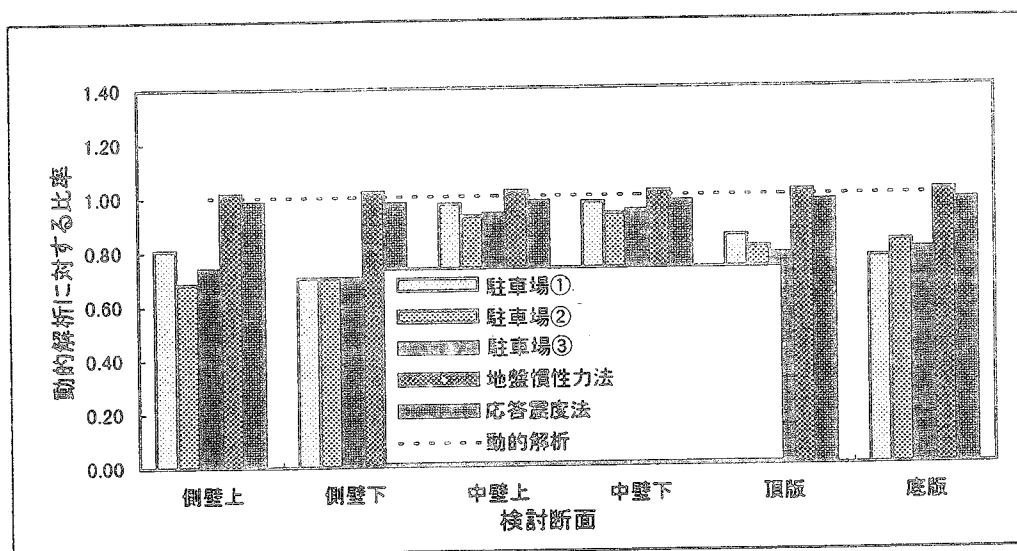


(c) 最大軸力の比較

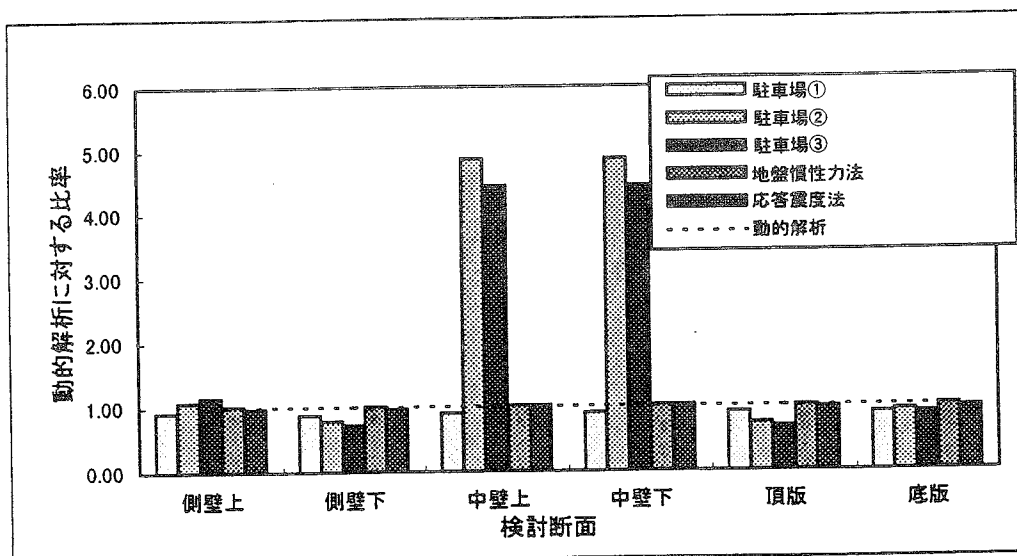
図-3.7 2層2室共同溝の最大断面力の比較



(a) 最大曲げモーメントの比較

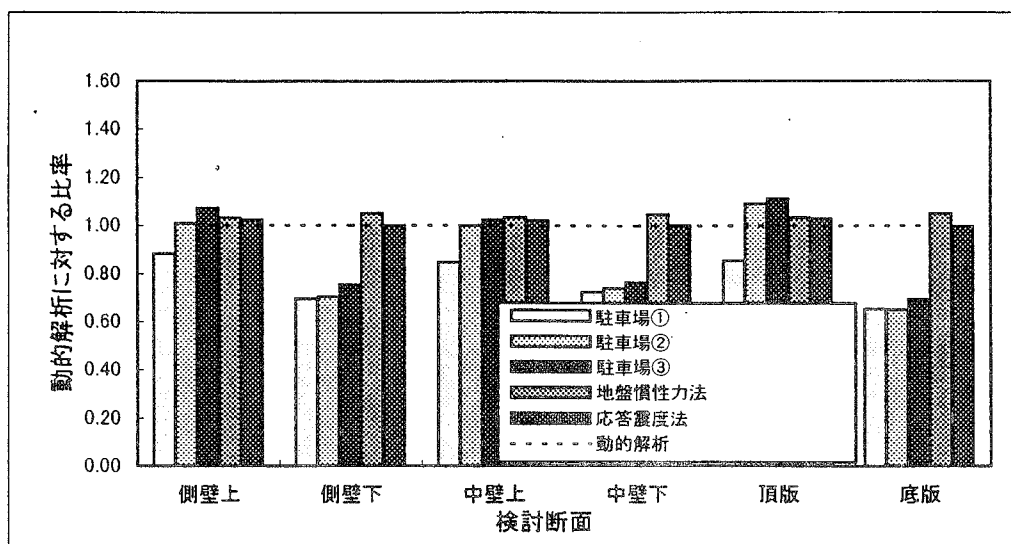


(b) 最大せん断力の比較

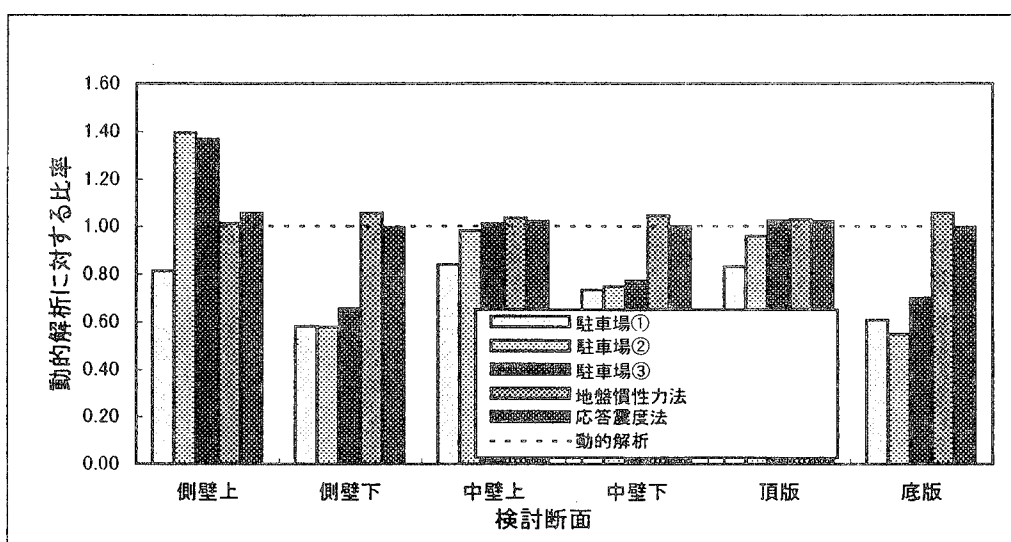


(c) 最大軸力の比較

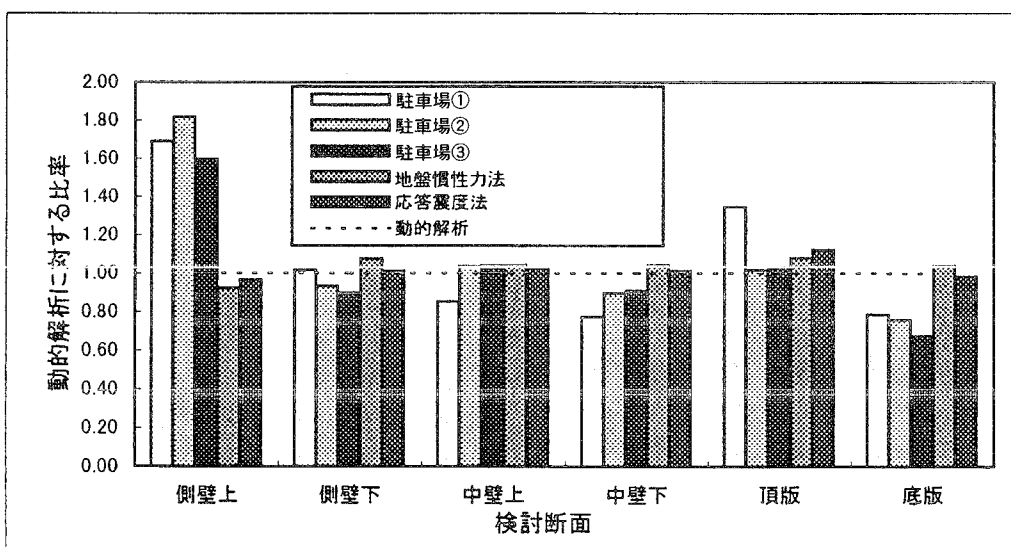
図-3.8 1層2室共同溝の最大断面力の比較(動的解析法に対する比率)



(a) 最大曲げモーメントの比較

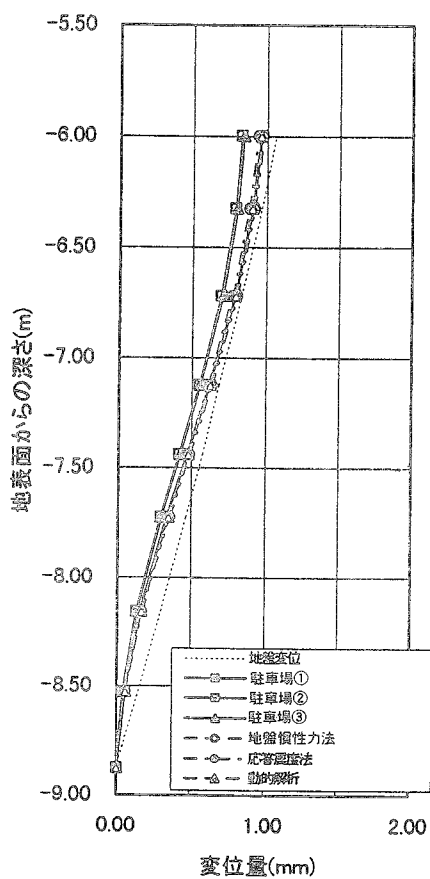


(b) 最大せん断力の比較

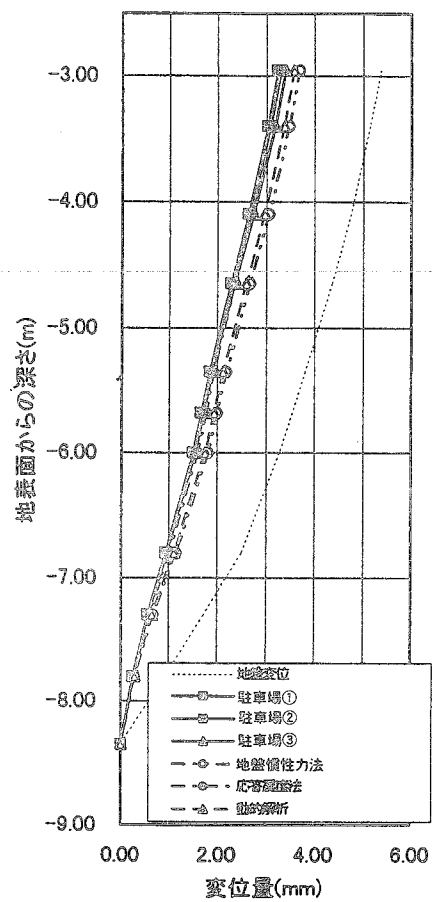


(c) 最大軸力の比較

図-3.9 2層2室共同溝の最大断面力の比較(動的解析法に対する比率)



(a) 1層2室共同溝



(b) 2層2室共同溝

図-3.10 共同溝側壁の変位の比較

第4章 高次モード卓越地盤での共同溝横断方向の耐震解析法の比較

4.1 概要

第3章の解析例では、共同溝の発生断面力に関して地盤変位の1次モードのみを考慮した地盤慣性力法²⁾と高次モードまでを考慮した応答震度法⁶⁾が有限要素モデルによる時刻歴応答解析法（以下、動的解析法という）をほぼ近似していた。本章では、高次モードが卓越する地盤において、地盤慣性力法、応答震度法、動的解析法の3手法の比較を行う。

4.2 解析条件

神戸高速鉄道大開駅の地盤条件⁷⁾を図-4.1に示す。この地盤モデルは、地表面からGL-11.4mまでは地盤のせん断波速度 V_s が200m/s以下であり、GL-11.4mからGL-39.2mの基盤までは $V_s=200\text{m/s}$ 以上の比較的硬い地盤の構成となっている。入力地震動として道路橋示方書V耐震設計編³⁾におけるタイプⅡのⅠ種地盤加速度応答スペクトル特性を有する地震波を露頭基盤波とし、地盤の1次元地震応答解析（以下、SHAKEという）により地中基盤波を算定した。対象地盤の基盤面に対する地表面の地盤振幅の伝達関数を図-4.2に示す。0.9Hzと2.0Hzが卓越周波数となっている。対象地盤のSHAKEの収束地盤剛性を用いた2次元有限要素モデルの固有値解析結果を図-4.3に示す。伝達関数のピークに対応する固有振動モードは、1次(0.9Hz)と8次(2.06Hz)である。有効質量比は1次モードが39%、8次モードが44%であり、8次モードが卓越している。なお、地盤の減衰定数は全地層10%とした。第2章で用いた1層2室共同溝を対象とし、全断面有効の曲げ剛性を有する等価線形はり要素の骨組みとして共同溝をモデル化した。また、共同溝の構築位置は土被り6mとした。

地盤慣性力法では、図-4.3に示した多層地盤の固有値解析結果と地中基盤波の応答スペクトルから算定する地盤慣性力を、応答震度法では、SHAKEの結果から構造物深度での地盤のひずみエネルギーが最大となる時刻の加速度分布を地盤および構造物に作用させ、共同溝に生じる断面力を算定する。動的解析法では、地盤の2次元有限要素モデルの基盤面にSHAKEにより算定した地中基盤波を入力し、共同溝の断面力を算定した。

GL±0m	
GL-2m	$\gamma=19\text{N/m}^3$ $V_s=140\text{m/s}$, $\nu=0.333$
GL-6.27m	$\gamma=19\text{N/m}^3$ $V_s=140\text{m/s}$, $\nu=0.488$
GL-8.85m	$\gamma=19\text{N/m}^3$ $V_s=170\text{m/s}$, $\nu=0.493$
GL-11.445m	$\gamma=19\text{N/m}^3$ $V_s=190\text{m/s}$, $\nu=0.494$
GL-17.195m	$\gamma=19\text{N/m}^3$ $V_s=240\text{m/s}$, $\nu=0.490$
GL-39.195m	$\gamma=20\text{N/m}^3$ $V_s=330\text{m/s}$, $\nu=0.487$

γ : 単位体積重量, V_s : せん断波速度, ν : ポアソン比

図-4.1 神戸高速鉄道大開駅の地盤条件⁷⁾

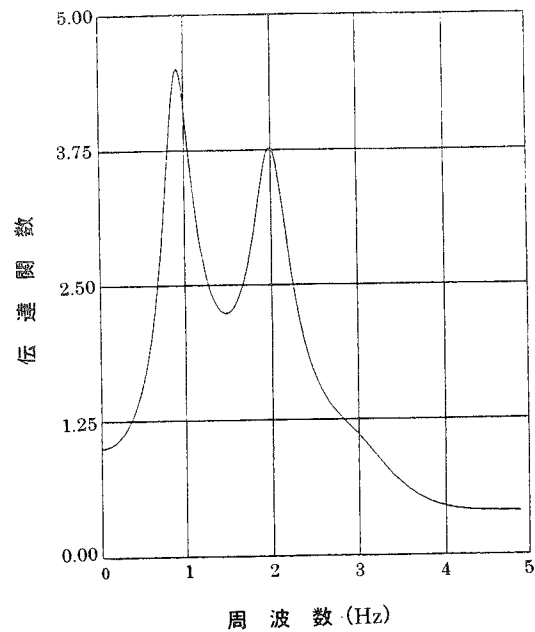
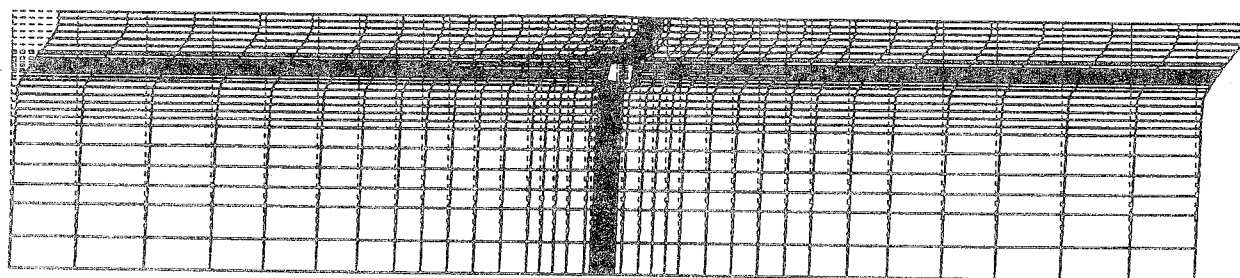


図-4.2 基盤面に対する地表面の地盤振幅の伝達関数

<1次モード>



<8次モード>

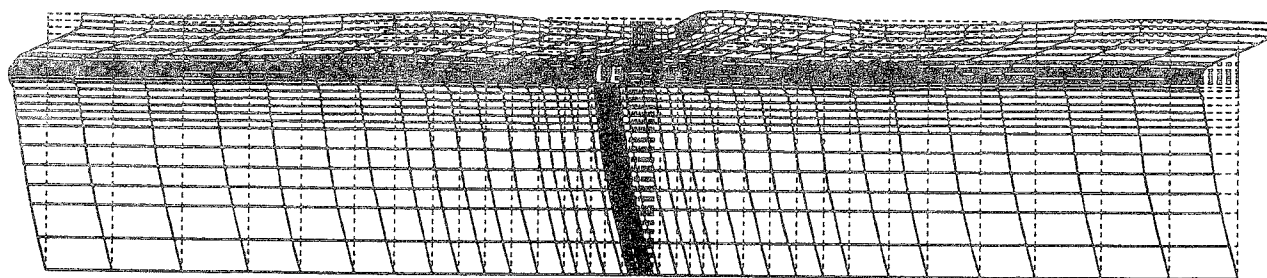


図-4.3 地盤の2次元有限要素モデルの固有値解析結果

4. 3 解析結果

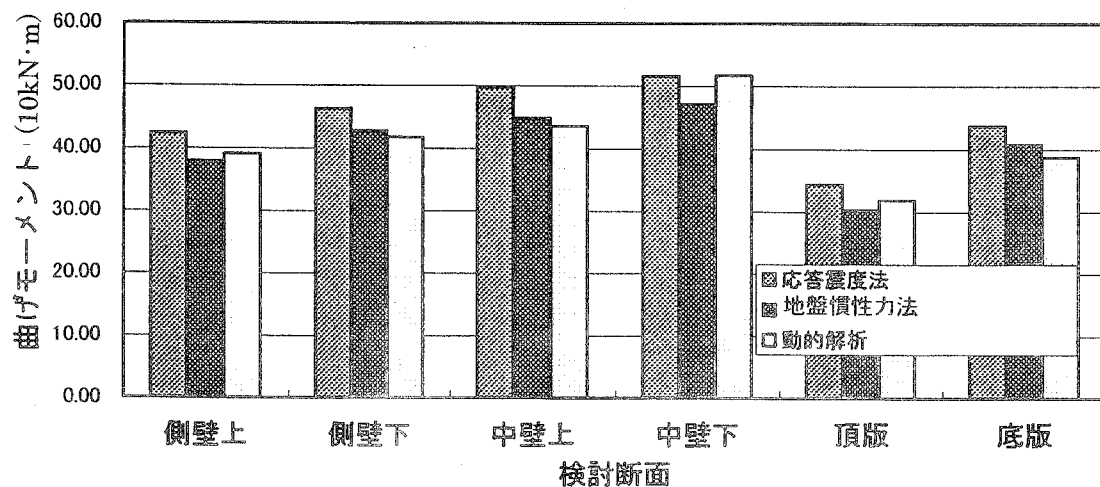
部材毎の最大断面力を 3 手法で比較を図-4.4 に示す。また、動的解析法による最大断面力で正規化した比較を図-4.5 に示す。本解析例では、応答震度法の方が地盤慣性力法よりも曲げモーメント、せん断力、軸力が若干大きい。また、曲げモーメント、せん断力に関しては、応答震度法がわずかに動的解析法よりもわずかに大きくなる傾向がある。しかし、動的解析法に対する発生断面力の近似度については、地盤慣性力法も応答震度法も大きな差がないことがわかる。

地盤慣性力法と応答震度法の加速度分布を抽出した時刻における自然地盤の変位分布の比較を図-4.6 に示す。高次モードが卓越する本解析例の地盤では、共同溝の頂・底版間の自然地盤の相対変位は、地盤慣性力法で 6.6cm、応答震度法で 6.8cm となる。地盤変位の高次モードが考慮可能な応答震度法の方が地盤慣性力法よりも共同溝の頂・底版間の自然地盤の相対変位が若干大きくなっている。このため、応答震度法の方が地盤慣性力に基づく応答変位法より発生断面力が大きくなったと考えられる。しかし、地盤変位の高次モードの影響と考えられる共同溝の頂・底版間の自然地盤の相対変位の差は 0.2cm と小さいため、発生断面力の差が小さくなったと考えられる。

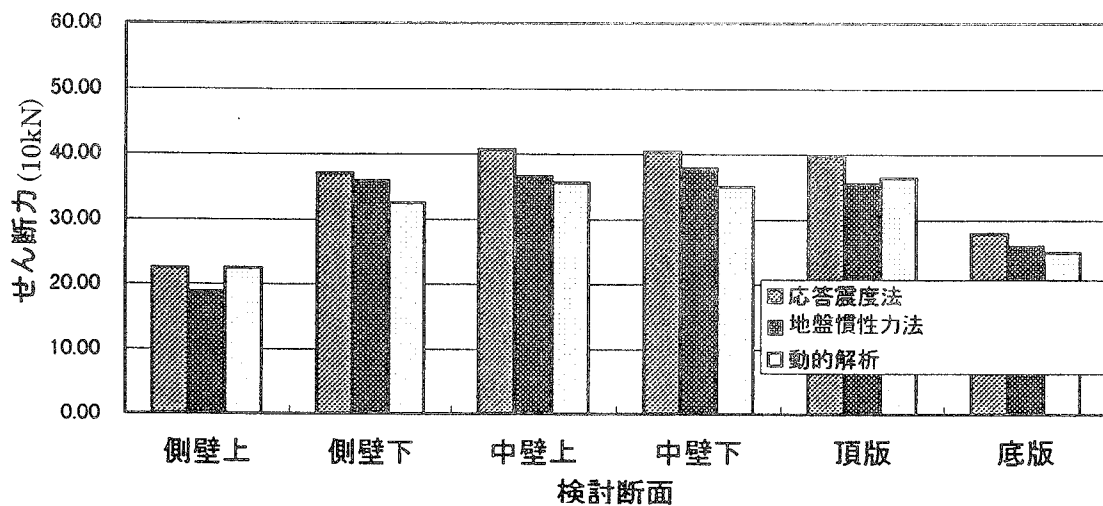
共同溝が軟弱な地層、硬軟の地層境界、硬質な地層に位置する場合を想定し、表-4.1 に地盤慣性力法で用いる多層地盤モデルの 1 次モードの変位分布と応答震度法で用いる SHAKE の共同溝の頂・底版間の自然地盤の相対変位を比較した。軟弱な地層および硬質な地層中では、多層地盤モデルの 1 次モードの変位分布に比べて SHAKE の方が自然地盤の相対変位が大きく、逆に、硬軟地層境界では、SHAKE に比べて多層地盤モデルの 1 次モードの変位分布の方が自然地盤の相対変位が大きくなっている。共同溝が硬軟地層境界に位置する場合には、応答震度法よりも地盤慣性力法の方が共同溝の発生断面力が大きくなると推測できる。

表-4.1 共同溝の頂・底版間の地盤の相対変位の比較

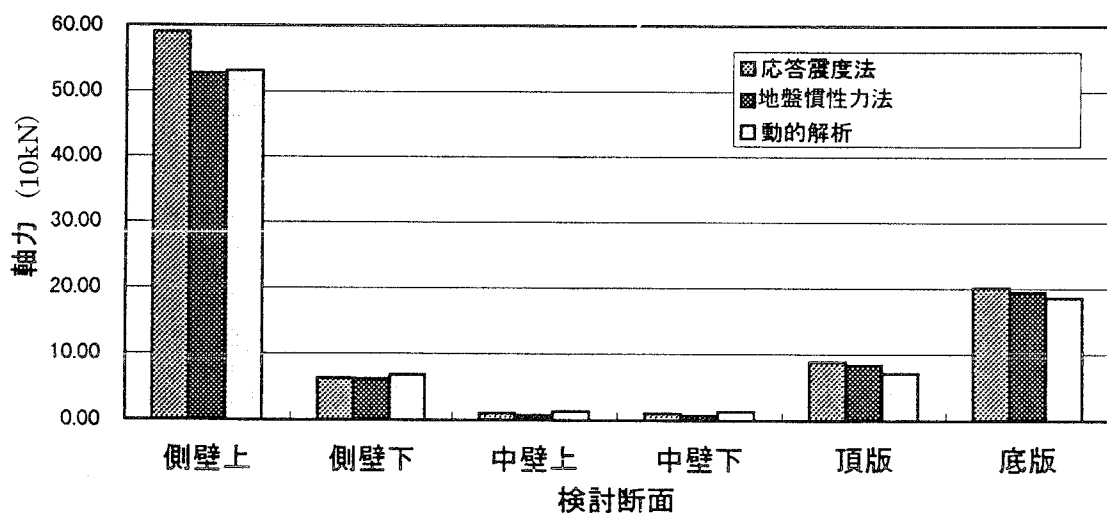
	共同溝頂版～底版間の地盤相対変位 (cm)	
	多層地盤モデル	SHAKE
軟弱な地層中	6.6	6.8
硬軟地層境界	3.2	3.0
硬質な地層中	0.29	0.46



(a) 最大曲げモーメントの比較

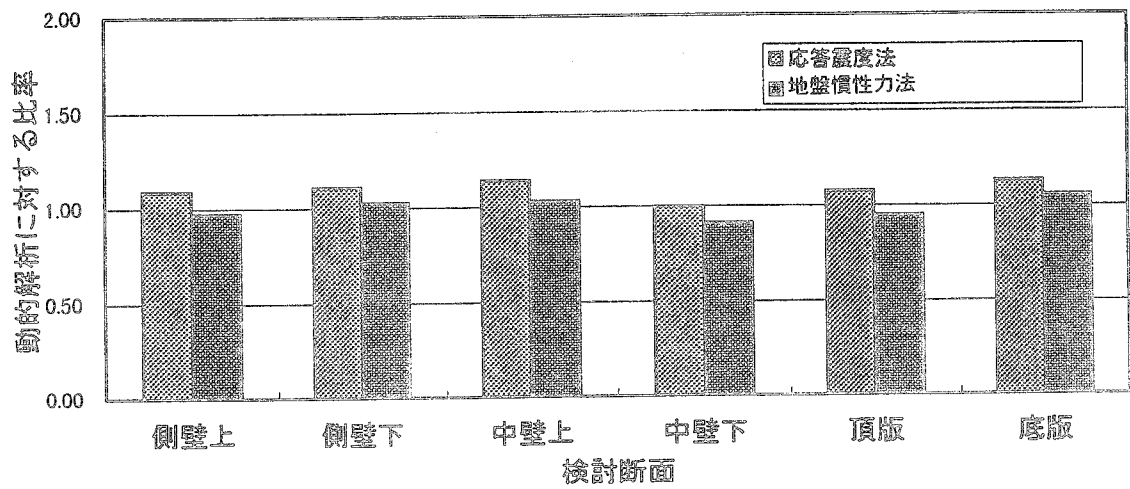


(b) 最大せん断力の比較

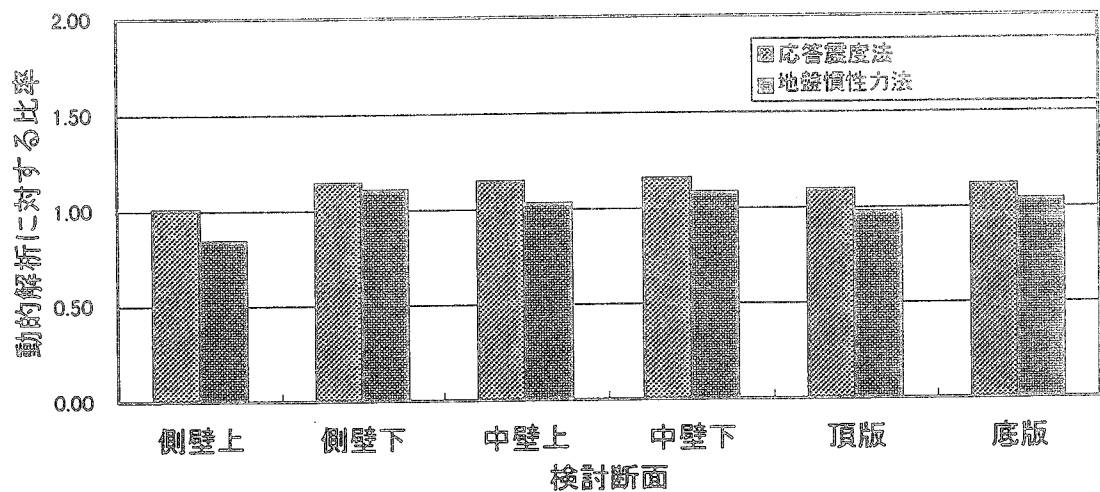


(c) 最大軸力の比較

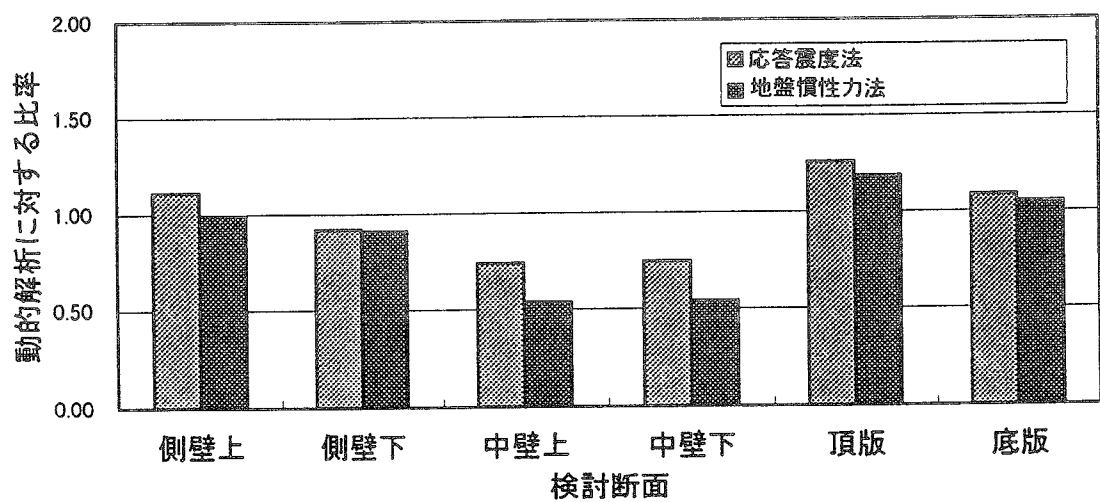
図-4.4 高次モード卓越地盤における1層2室共同溝の最大断面力の比較



(a) 最大曲げモーメントの比較



(b) 最大せん断力の比較



(c) 最大軸力の比較

図-4.5 高次モード卓越地盤における1層2室共同溝の最大断面力の比較(動的解析法に対する比率)

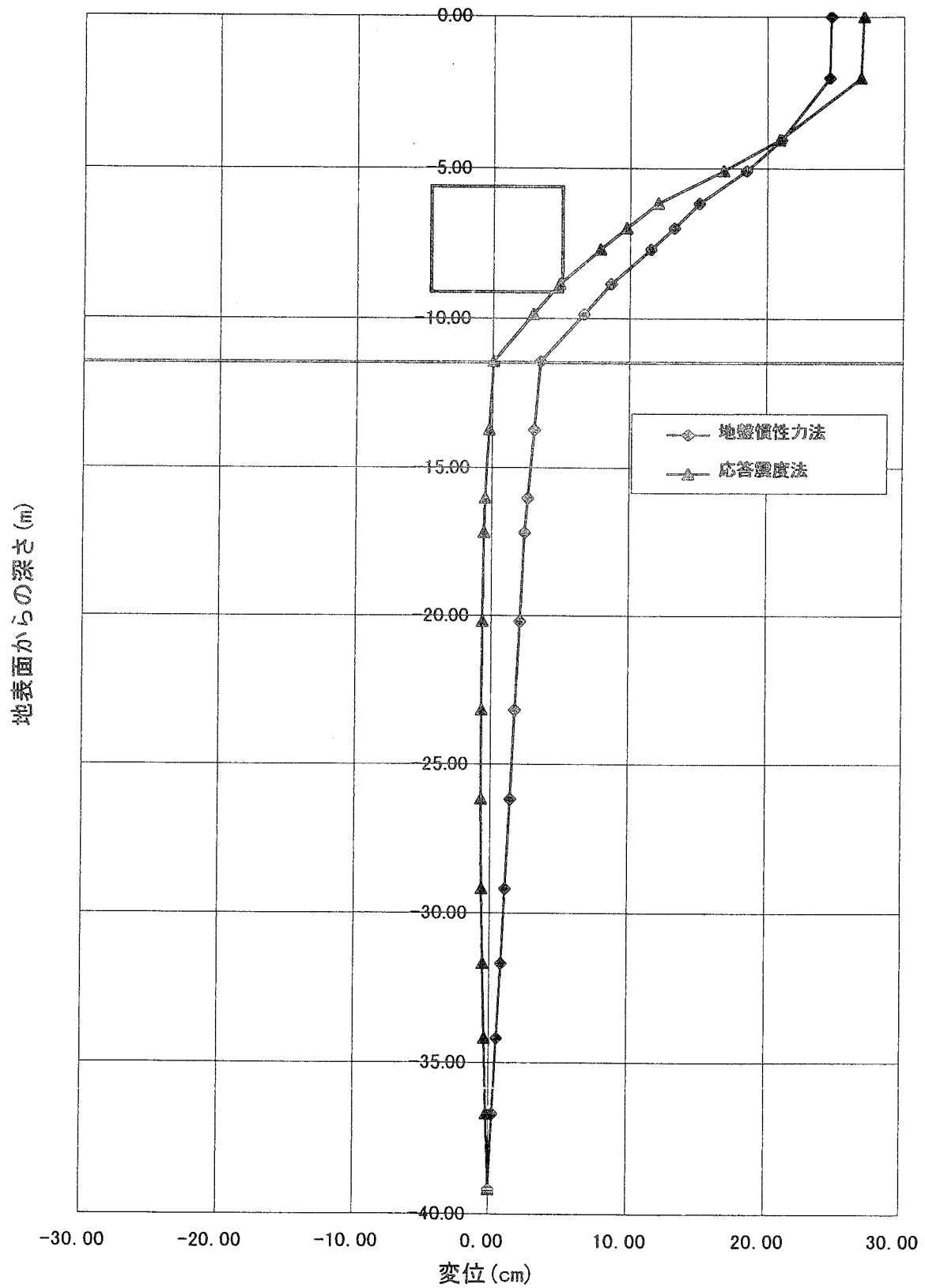


図-4.6 地盤慣性力法と応答震度法で考慮する地盤変位分布の比較

第5章 共同溝縦断方向の地盤ばねの評価

5. 1 概要

共同溝縦断方向の耐震解析法としては、弾性床上はりモデルを用いた応答変位法が一般に用いられている。弾性床上はりモデルは、地盤と共同溝の間に働く相互作用を静的なばねで表したものであり、地中構造物に生じる地震時断面力を正しく算出するためには、この地盤ばねを精度よく推定することが重要となる。地盤ばねは、周辺地盤の剛性のみならず、地層構成、共同溝の断面条件、埋設深度などによって変化するものと考えられるため、有限要素法により精度よく算出することが望ましい。

しかし、有限要素法のような詳細解析法を実務設計に用いることは効率的でなく、簡便でかつ精度のよい地盤ばねの算出法が必要とされている。本章では、矩形断面共同溝の幅と高さ、共同溝の埋設深度、地盤剛性などをパラメータとし、有限要素法により地盤ばねを解析し、上記パラメータの影響分析をもとに縦断方向の地盤ばねの簡易評価式を提案する。また、矩形断面での地盤ばねの簡易評価式の円形断面への適用性について検討する。

5. 2 解析条件

5.2.1 地盤ばねに影響を及ぼすパラメータ

図-5.1 に示すように地盤ばねに影響を及ぼすパラメータとして、以下のパラメータを考慮する。

- 1) 構造物の幅 b と高さ h
- 2) 構造物の底面から基盤面までの高さ H_1
- 3) 地表面から構造物頂版までの土被り D_0
- 4) 地盤のせん断弾性係数 G
- 5) 地盤の等価せん断弾性係数 G_{eq} (2層地盤の上層、下層のせん断弾性係数を G_1, G_2 、下層の層厚を H_2 とする。)

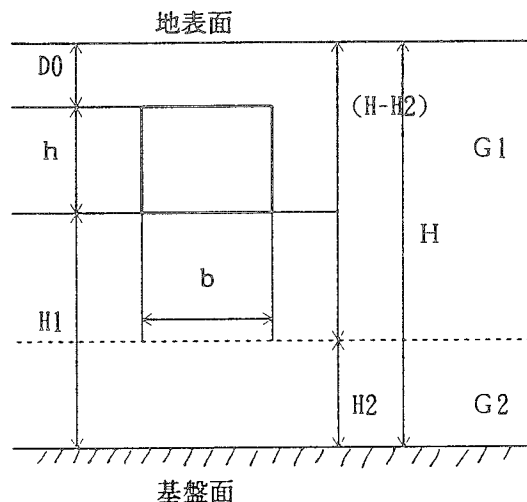


図-5.1 地盤ばねに影響を及ぼす要因

5.2.2 解析ケース

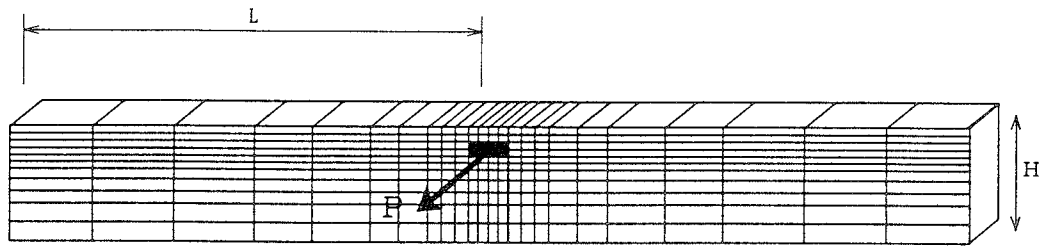
解析ケースを表-5.1 に示す。基本検討ケース、比較検討ケース、および特殊検討ケースからなり、基本検討ケース(ケース1)と比較検討ケース(ケース2~19)をもとに提案した簡易評価式の適用性を検証するため、特殊検討ケース(ケース20~23)も加え、合計23ケースとした。基本検討ケースの共同溝の構造寸法は、第2章に示した1層2室共同溝とした。地盤のせん断弾性係数 G は $18,000 \text{ kN/m}^2$ (せん断波速度 $V_s=100\text{m/s}$ に相当) を基本とし、 $5,000$, $41,000$, $73,000$, $115,000\text{kN/m}^2$ (それぞれ $V_s= 50, 150, 200, 250\text{m/s}$ に相当) の4ケースを設定した。また、2層地盤については地層境界の深さを変化させた。

特殊検討ケースは、構造物の高さと幅の比をそれぞれ、 $1\text{m}:10\text{m}$, $10\text{m}:1\text{m}$ としたケース(ケース20,21)、構造物の中心位置が2層地盤の地層境界に位置するとしたケース(ケース22)、構造条件、地盤条件のすべてのパラメータを変えたケース(ケース23)を設定した。

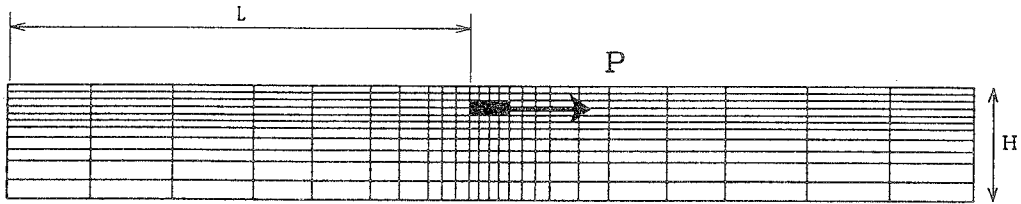
地盤ばねは、周辺地盤を有限要素にモデル化し、共同溝に単位変位を与えるのに要する反力から算定する。解析は共同溝軸方向、軸直角水平方向(以下、直角方向)、鉛直方向の3方向とした。有限要素法による地盤ばねの算定モデルを図-5.2 に示す。有限要素モデルの側方境界と構造物側壁との離れ L は、表層地盤深さ H の3倍以上とする。共同溝も地盤も左右対称であるため、共同溝の対称軸を境界に左半分でモデル化を行う。表-5.2 に地層境界ならびに対称軸境界の拘束条件を示す。

表-5.1 解析ケース

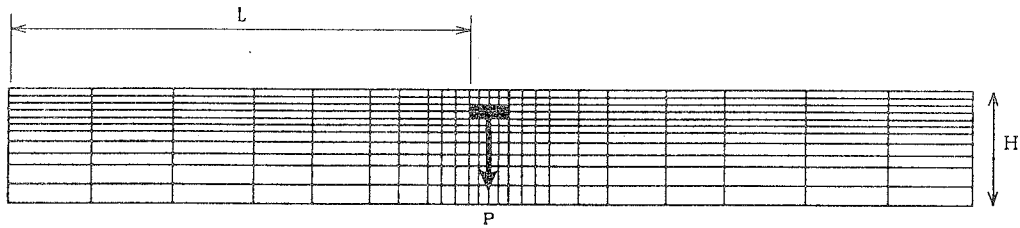
	ケース 番 号	構造物諸元		地盤諸元					
		構造物幅 b (m)	構造物高さ h (m)	上層地盤		下層地盤		上被厚D0 (m)	地層厚H (m)
				地盤定数G1 (10kN/m ²)	層厚(H-H2) (m)	地盤定数G2 (10kN/m ²)	層厚H2 (m)		
基本検討ケース	1	4.05	3.25	1800	20	—	—	6.00	29.25
比較検討 ケース	構造物幅b 変化の場合	2	5.25	1800	20			6.00	29.25
		3	6.50	1800	20	—	—	6.00	29.25
	構造物高さh 変化の場合	4	4.05	1800	20			6.00	32.05
		5	4.05	1800	20	—	—	6.00	34.10
	地盤定数G 変化の場合	6	4.05	500	20			6.00	29.25
		7	4.05	4100	20			6.00	29.25
		8	4.05	7300	20	—	—	6.00	29.25
		9	4.05	11500	20			6.00	29.25
	底面から地盤 の長さH1 変化の場合	10	4.05	1800	5			6.00	14.25
		11	4.05	1800	10			6.00	19.25
		12	4.05	1800	15	—	—	6.00	24.25
		13	4.05	1800	30			6.00	39.25
		14	4.05	1800	40			6.00	49.25
	土被りD0 変化の場合	15	4.05	1800	20			1.00	24.25
		16	4.05	1800	20	—	—	3.25	26.50
	2層地盤 の場合	17	4.05	1800	15	4100	5	6.00	29.25
		18	4.05	1800	10	4100	10	6.00	29.25
		19	4.05	1800	0	4100	20	6.00	29.25
特殊検討ケース		20	10.00	1800	20			6.00	27.00
		21	1.00	1800	20	—	—	6.00	36.00
		22	4.05	1800	-2	4100	22	6.00	29.25
		23	8.10	5000	31.5	—	—	12.00	50.00
モデル概要									



(a) 軸方向



(b) 軸直角方向



(c) 鉛直方向

図-5.2 有限要素法による地盤ばねの算定モデル

表-5.2 地層境界ならびに対称軸境界の拘束条件

		軸方向	直角方向	鉛直方向
基盤面境界	軸方向Y	固定	固定	固定
	直角方向X			
	鉛直方向Z			
側方境界	軸方向Y	固定	固定	固定
	直角方向X			
	鉛直方向Z			
対称軸境界	軸方向Y	自由	固定	固定
	直角方向X	固定	自由	固定
	鉛直方向Z	固定	固定	自由
内部要素	軸方向Y	自由	固定	固定
	直角方向X	固定	自由	自由
	鉛直方向Z	固定	自由	自由

5. 3 解析パラメータの影響分析

5.3.1 構造物幅 b の影響

構造物幅 b と地盤ばねの関係を図-5.3 に示す。他のパラメータは一定である。3 方向とも b にほぼ比例して地盤ばねは増加する。軸方向、直角方向では、 b の 2 倍の増加に対し、地盤ばねが 10% 程度増加する。鉛直方向では、 b の 2 倍の増加に対し、地盤ばねが 30% 程度増加している。

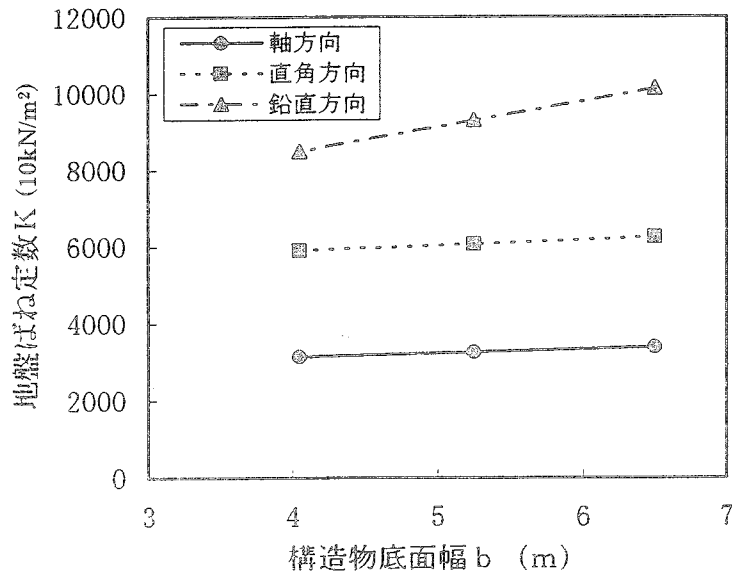


図-5.3 構造物幅 b と地盤ばねの関係

5.3.2 構造物の高さ h の影響

構造物の高さ h と地盤ばねの関係を図-5.4 に示す。他のパラメータは一定である。3 方向とも h にほぼ比例して地盤ばねは増加する。 h の 2 倍の増加に対し、地盤ばねは 10~15% 増加する。

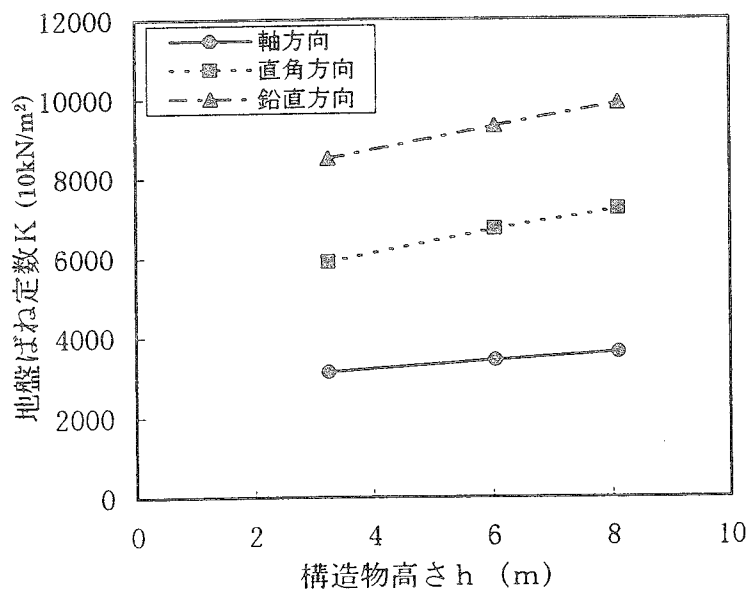


図-5.4 構造物の高さ h と地盤ばねの関係

5.3.3 構造物底面から基盤面までの高さ H_1 の影響

構造物底面から基盤面までの高さ H_1 と地盤ばねの関係を図-5.5 に示す。他のパラメータは一定である。3 方向とも地盤ばねは、 H_1 と逆比例の関係を示す。鉛直方向に比べて、軸方向および直角方向の方が H_1 の増加に対する地盤ばねの減少割合は少ない。

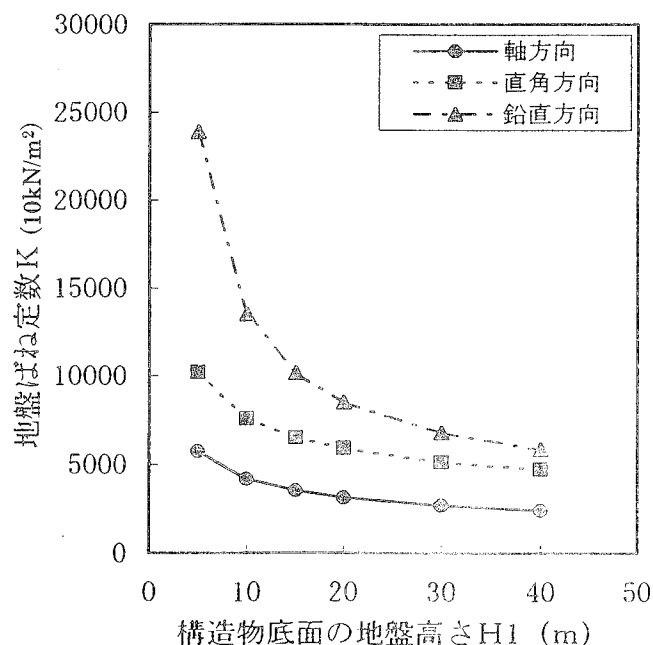


図-5.5 構造物底面から基盤面までの高さ H_1 と地盤ばねの関係

5.3.4 構造物の土被り D_0 の影響

構造物の土被り D_0 と地盤ばねの関係を図-5.6 に示す。他のパラメータは一定である。3 方向とも D_0 の 2 倍の増加に対し、地盤ばねは 10～20%程度増加している。

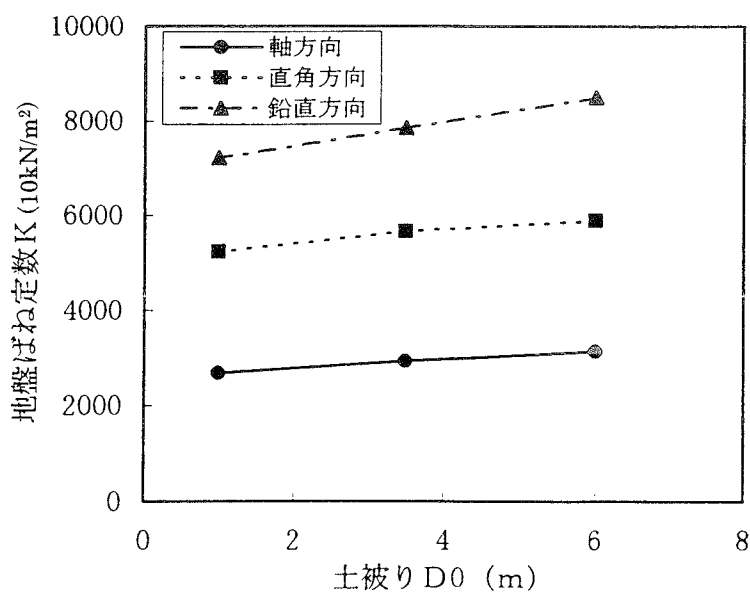


図-5.6 構造物の土被り D_0 と地盤ばねの関係

5.3.5 地盤のせん断弾性係数 G の影響

地盤のせん断弾性係数 G と地盤ばねの関係を図-5.7 に示す。他のパラメータは一定である。3 方向とも G に比例して地盤ばねは増加する。 G の増加に対する地盤ばねの増加割合は、鉛直、直角、軸方向の順に小さくなる。なお、図-5.7 中の $1G$, $2G$, $3G$ の直線は、地盤ばねをそれぞれ、 G の $1, 2, 3$ 倍とした場合のグラフである。

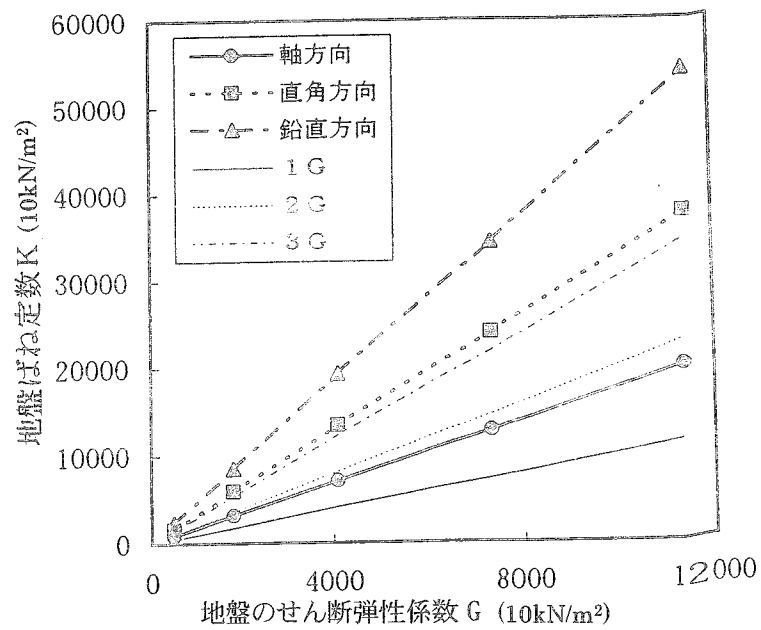


図-5.7 地盤のせん断弾性係数 G と地盤ばねの関係

5.3.6 地盤の等価せん断弾性係数 G_{eq} の影響

地盤の等価せん断弾性係数 G_{eq} は、式(5.3)により求めた。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^2 \frac{H_i}{V_{si}} \quad (5.1)$$

$$V_{seq} = \frac{4H}{T_G} \quad (5.2)$$

$$G_{eq} = \gamma_{eq} \frac{V_{seq}^2}{g} \quad (5.3)$$

ここに、 T_G : 地盤の特性値(s)

H_i : i 番目地層の厚さ(m)

H : 表層地盤の厚さ(m)

V_{si} : i 番目地層のせん断波速度(m/s)

g : 重力加速度(m/s²)

γ_{eq} : 等価単位体積重量(kN/m³) (各層の単位体積重量の層厚による重み平均)

V_{seq} : 等価せん断波速度(m/s)

G_{eq} : 地盤の等価せん断弾性係数(kN/m²)

G_{eq} と地盤ばねの関係を図-5.8 に示す。他のパラメータは一定である。3 方向とも G_{eq} の増加に伴い、地盤ばねは大きくなる。

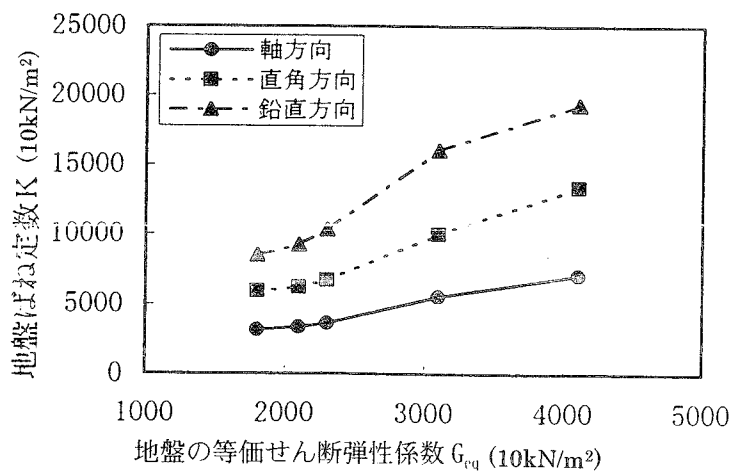


図-5.8 地盤の等価せん断弾性係数 G_{eq} と地盤ばねの関係

5. 4 地盤ばねの簡易評価式

解析パラメータの影響分析により、地盤ばねは、3 方向とも構造物の幅 b 、高さ h 、土被り D_0 、および地盤のせん断弾性係数 G に比例し、構造物底面から基盤までの距離 H_1 に反比例する傾向があることがわかった。そこで、地盤ばねの簡易評価式の形式を式(5.4)とする。

$$K = [(a_1 b + a_2 h + a_3 D_0 + a_4) / H_1 + a_5] \cdot G \quad (5.4)$$

ここに、 $a_1 \sim a_5$: 係数

式(5.4)における係数 $a_1 \sim a_5$ を以下の手順で設定した。

(1) a_1 (構造物幅 b の係数)

構造物幅 b 以外のパラメータが同一であるケース 1~3 では、式(5.4)を式(5.5)のように置き換えることができる。

$$K = (a_1 G / H_1) b + Const \quad (5.5)$$

ここに、 $Const$: 定数

ケース 1~3 の結果に最小自乗法を適用し、勾配 $(a_1 G / H_1)$ を求め、 a_1 を算出する。最小自乗法の結果を図-5.9 に示す。

(2) a_2 (高さ h の係数)

a_1 と同様に、高さのみが変化するケース 1, 4, 5 を用いて、最小自乗法により a_2 を定める。最小自乗法の結果を図-5.10 に示す。

(3) a_3 (土被り D_0 の係数)

a_1, a_2 と同様に、土被りのみが変化するケース 1, 15, 16 を用いて、最小自乗法により a_3 を定める。最小自乗法の結果を図-5.11 に示す。

(4) a_5

構造物底面から基盤までの距離 H_1 のみが変わるケース 1, 10~14 では、式(5.4)を式(5.6)のように置き換えることができる。

$$K = (Const \cdot G) / H_1 + a_5 G \quad (5.6)$$

ここに、 $Const$: 定数

有限要素法による解析結果に最小自乗法を適用し、 y 切片から a_5 を定める。最小自乗法の結果を図-5.12 に示す。

(5) a_4

以上で a_4 を除く係数が定まることになり、式(5.4)にこれらを代入し、 a_4 を求めることができる。ここでは、ケース 1~5, 15, 16 で求めた a_4 を平均した。

係数 $a_1 \sim a_5$ の算定結果を表-5.3 に示す。

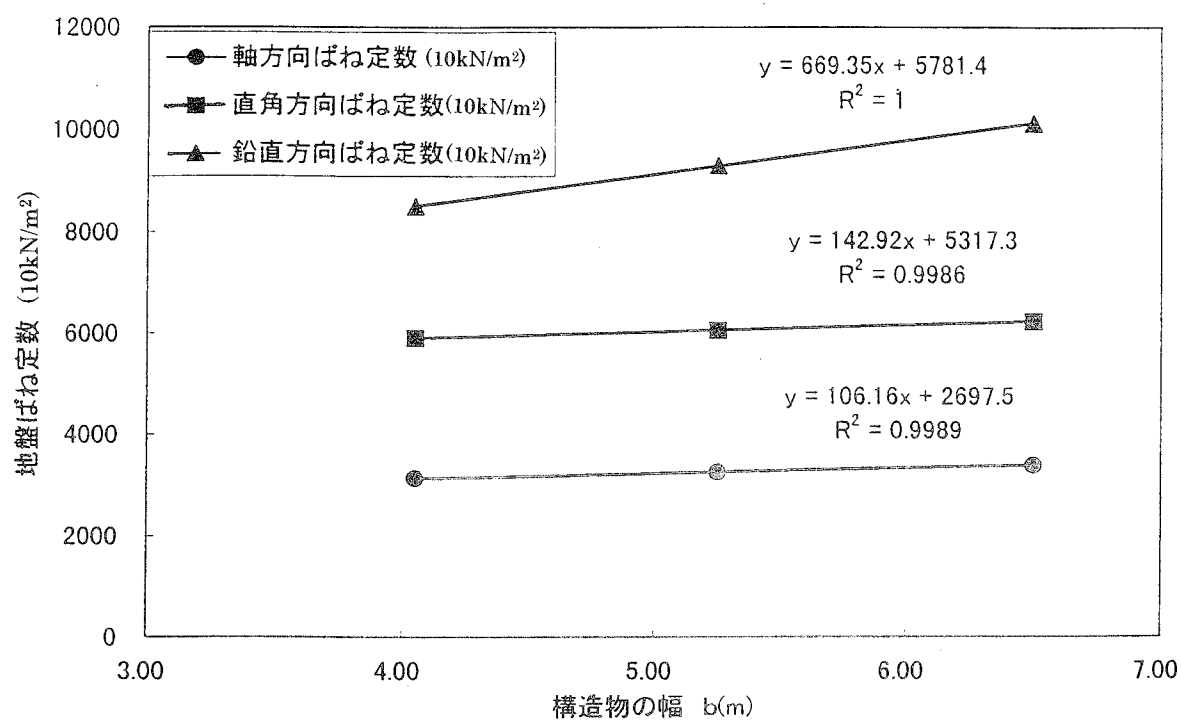


図-5.9 構造物の幅 b に対する最小自乗法の結果

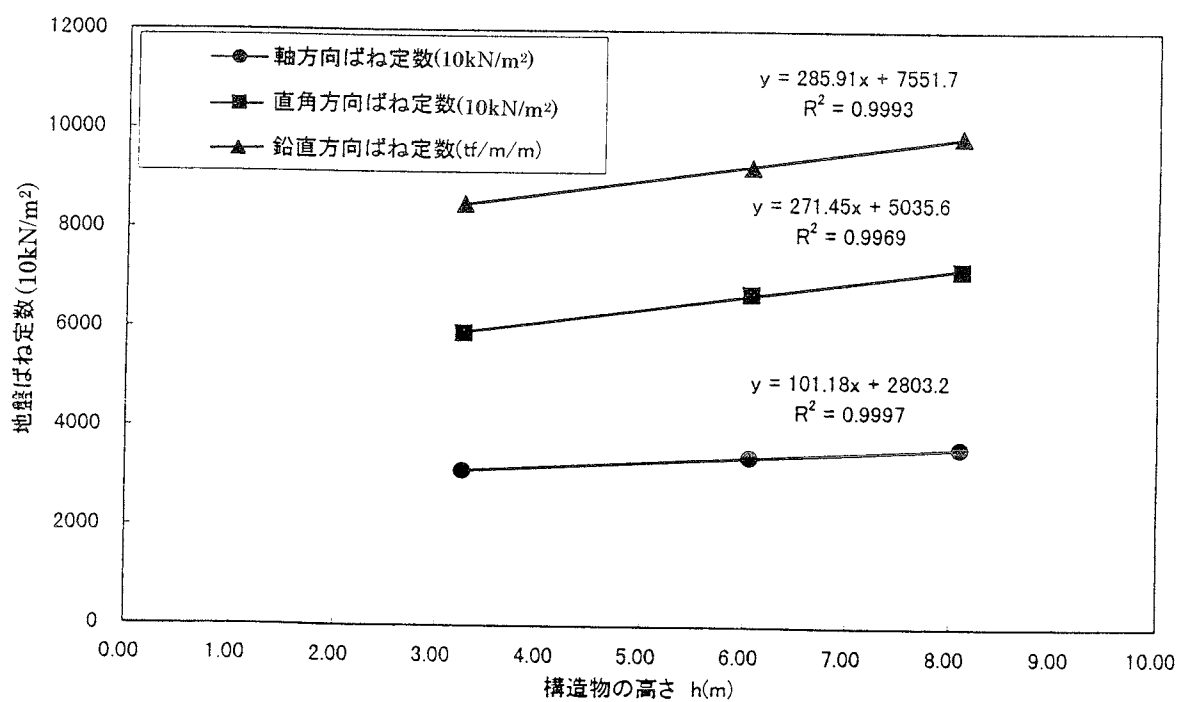


図-5.10 構造物の高さ h に対する最小自乗法の結果

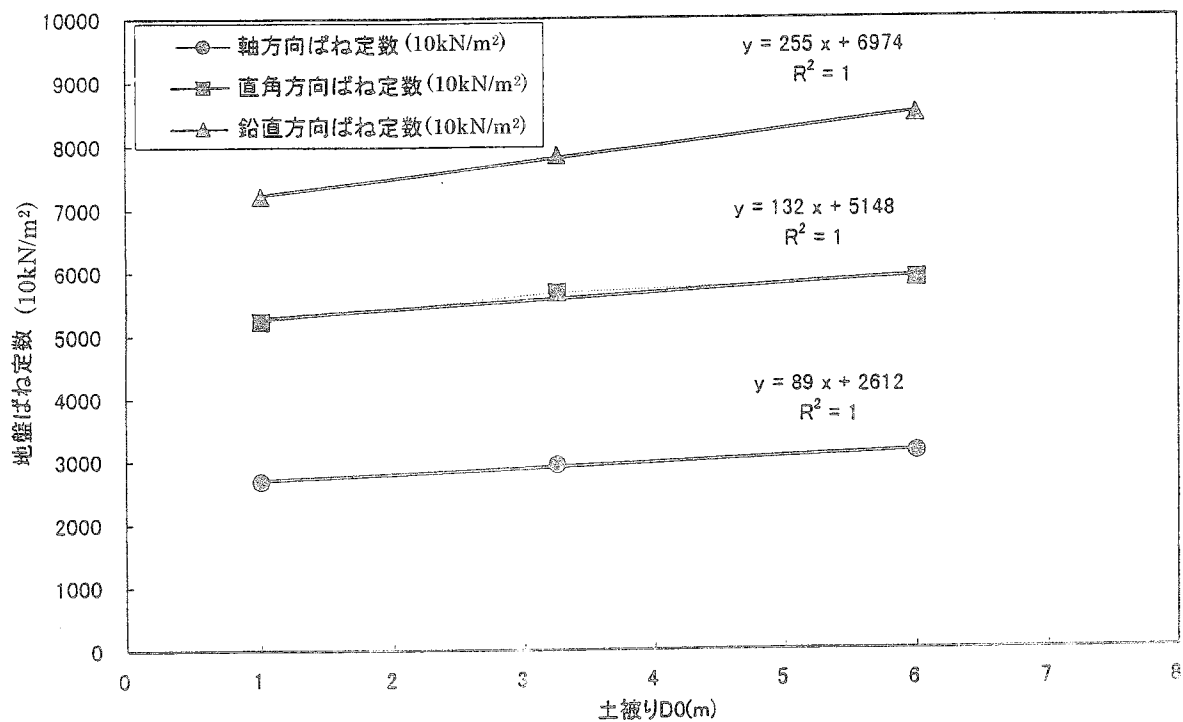


図-5.11 土被り D_0 に対する最小自乗法の結果

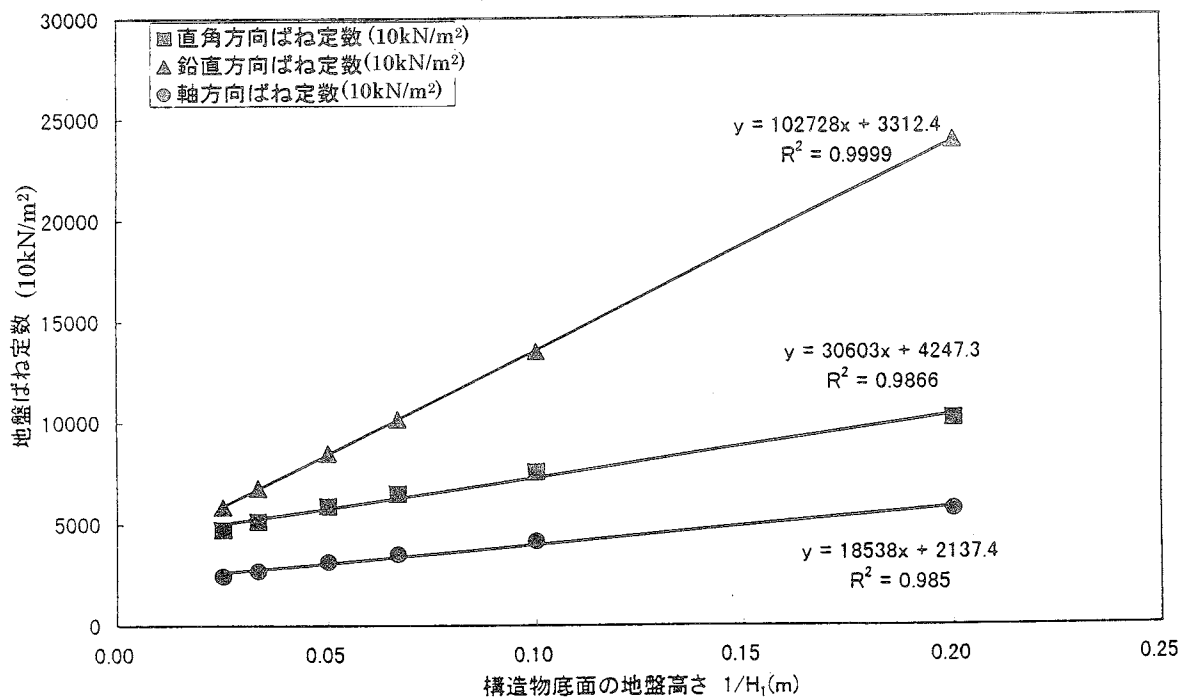


図-5.12 構造物底面から基盤までの高さ H_1 の逆数に対する最小自乗法の結果

表-5.3 係数 $a_1 \sim a_5$ の算定結果

	軸方向	直角方向	鉛直方向
a_1	1.18	1.59	7.44
a_2	1.12	3.02	3.18
a_3	0.99	1.47	2.83
a_4	-3.29	-6.40	0.19
a_5	1.19	2.36	1.84

表-5.3 に示した係数 $a_1 \sim a_5$ を用いて簡易評価式により算定した地盤ばねと有限要素法による解析結果の比較を図-5.12 に示す。簡易評価式による地盤ばねは、係数 $a_1 \sim a_5$ の設定に用いなかったケース 17~23 に関しても、 $\pm 10\%$ 程度の精度で有限要素法による解析結果を近似している。なお、簡易評価式の検討に用いたパラメータの範囲を表-5.4 に示す。

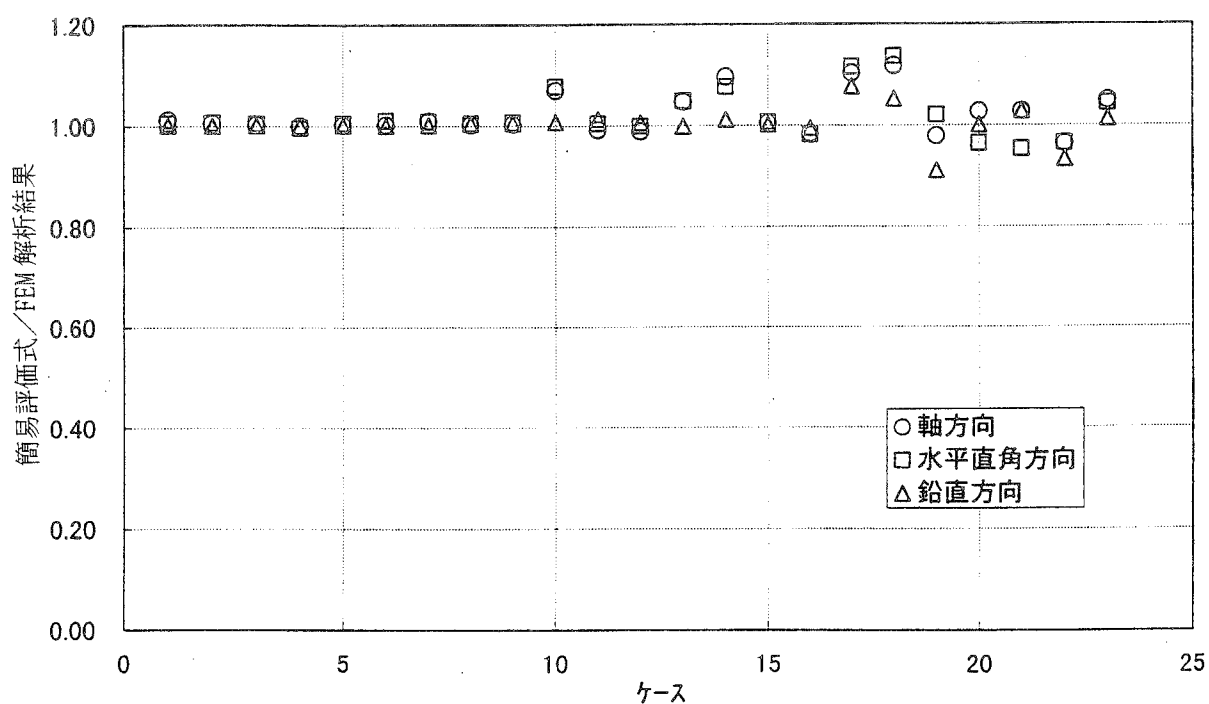


図-5.12 簡易評価式と有限要素法による解析結果の比較

表-5.4 簡易評価式の検討に用いたパラメータの範囲

	最小値	最大値
構造物形状	矩形断面	
構造物幅 b (m)	1	10
構造物高さ h (m)	1	10
構造物底面厚さ H_1 (m)	5	40
土被り D_0 (m)	1	12
せん断波速度 V_s (m/s)	50	250
せん断弾性係数 G (kN/m ²)	5,000	115,000
表層地盤厚さ H (m)	14	50
表層地盤の地層数	2 層地盤まで	
b/H_1	0.01	0.81
h/H_1	0.08	0.65
D_0/H_1	0.05	0.30
H/H_1	1.21	2.85

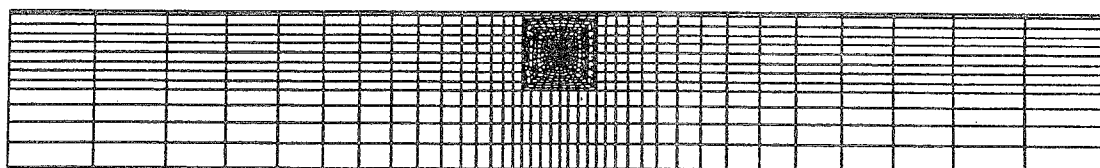
5. 5 円形断面への適用

5.5.1 円形断面の有限要素法による解析

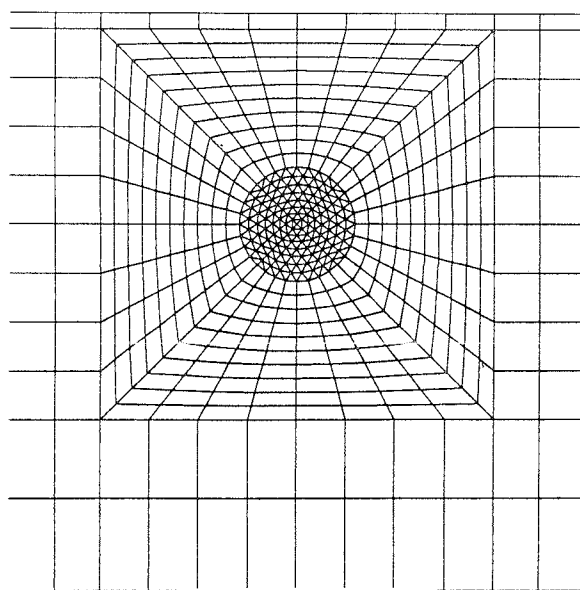
地盤ばねの簡易評価式のシールドトンネルなどの円形断面への適用性について検討を行う。円形断面の共同溝に対する地盤ばねを有限要素法により算出し、矩形断面の簡易評価式による地盤ばねと比較を行う。円形断面の直径は、矩形断面とほぼ周長が等しくなる直径($\phi 4.65\text{m}$)とした。また、解析ケースは、表-5.1に示した矩形断面に対するケースの中から、基本検討ケース(ケース1)、構造物底面から基盤面までの地盤高さ H_1 が最大のケース(ケース14)、土被りが最小のケース(ケース15)とした。円形断面の有限要素法による解析ケースを表-5.5に示す。円形断面の有限要素モデルを図-5.13に示す。

表-5.5 円形断面の有限要素法による解析ケース

	ケース1	ケース14	ケース15
構造物直径 D	4.65	4.65	4.65
土被り D_0	5.30	5.30	0.30
構造物底面高さ H_1 (m)	19.3	39.3	19.3
地盤せん断弾性係数 G (kN/m ²)	18,000	18,000	18,000
表層厚さ H (m)	29.25	49.25	24.25



有限要素モデル全体図



共同溝周辺拡大図

図-5.13 円形断面の有限要素モデル

5.5.2 簡易評価式の円形断面への適用

矩形断面の共同溝を対象とした地盤ばねの簡易評価式において、地盤ばねの算定に必要なパラメータは、構造物幅 b 、高さ h 、土被り厚 D_0 、構造物底面から基盤までの距離 H_1 、地盤のせん断弾性係数 G である。ここでは、矩形断面の地盤ばねの簡易評価式を円形断面に適用可能とするために、円形断面から矩形断面への変換方法を検討する。変換方法として、①外径等価 ($b=h=D$)、②周長等価 ($b=h=\pi D/4$)、③面積等価 ($b=h=\sqrt{\pi D^2/4}$) の3つの方法を解析し、有限要素法による解析結果と簡易評価式による地盤ばねを比較する。②、③の方法では、円形断面を矩形断面に換算する際に共同溝の高さが変わるため、表層地盤の層厚と共同溝の中心深さが有限要素モデルと一致するように、図-5.14 に示すように土被り厚 D_0 および構造物底面から基盤までの距離 H_1 の補正を行った。

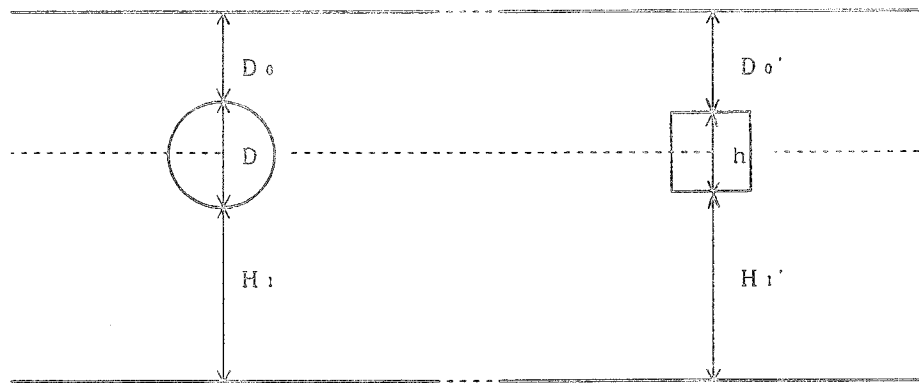


図-5.14 簡易評価式における土被り厚 D_0 と構造物底面から基盤までの距離 H_1 の変換

5.5.3 簡易評価式と有限要素法による解析結果との比較

簡易評価式と有限要素法による地盤ばねの比較を表-5.6 に示す。いずれの断面換算の方法も簡易評価式による推定誤差は±10%以内にある。外径等価の方法が有限要素法による解析結果と比較して大きめの値を与え、周長等価の方法が逆に小さめの値を与える。面積等価の方法は前の2つの方法の中間的な値を与え、3つの方法の中で近似精度がいちばんよいことがわかる。

表-5.6 簡易評価式と有限要素法による地盤ばねの比較

			有限要素解析	簡易評価式		
				外径等価	周長等価	面積等価
ケース 1	地盤ばね (kN/m/m)	軸方向	32400 (1.00)	33200 (1.02)	31300 (0.97)	32200 (0.99)
		直角方向	61600 (1.00)	63800 (1.04)	59700 (0.97)	61600 (1.00)
		鉛直方向	87200 (1.00)	93300 (1.07)	83500 (0.96)	88000 (1.01)
ケース 14	地盤ばね (kN/m/m)	軸方向	24800 (1.00)	27200 (1.10)	26300 (1.06)	26700 (1.08)
		直角方向	48800 (1.00)	52900 (1.08)	51100 (1.05)	51900 (1.06)
		鉛直方向	59600 (1.00)	62700 (1.05)	58200 (0.98)	60300 (1.01)
ケース 15	地盤ばね (kN/m/m)	軸方向	27900 (1.00)	28600 (1.03)	26800 (0.96)	27600 (0.99)
		直角方向	54400 (1.00)	56900 (1.05)	53000 (0.97)	54800 (1.01)
		鉛直方向	74100 (1.00)	80100 (1.08)	70600 (0.95)	75000 (1.01)

※()内の数値は有限要素解析による地盤ばねに対する比を表す。

第6章 共同溝縦断方向の耐震解析

6.1 概要

レベル1、レベル2地震動に対する1層2室および2層2室共同溝の縦断方向の耐震解析を行い、共同溝縦断方向の耐震性評価を行う。解析手法は、弾性床土はりモデルによる応答変位法とし、応答変位法に用いる地盤ばねは、第5章において提案した簡易評価法により算定する。なお、地盤変位の波長は、共同溝設計指針¹⁾にしたがって算定する。また、継手変形量の簡易算定法を提案し、弾性床土はりモデルによる解析法との比較を行い、簡易算定法の適用性について検討する。

6.2 耐震性評価

6.2.1 解析条件

対象とした共同溝は、第2章に示した1層2室および2層2室共同溝である。1層2室および2層2室共同溝の地盤条件、入力地震動についても第2章と同じ条件とした。1層2室および2層2室共同溝の軸方向の断面定数を表-6.1に示す。また、式(6.1)～(6.3)により算出した表層地盤の等価せん断弾性係数 G を表-6.2に示す。

$$G = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2 \quad (6.1)$$

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum (\gamma_{ti} \cdot H_i)}{H} \quad (6.2)$$

$$V_{DS} = \frac{4H}{T_s} \quad (6.3)$$

ここに、 G : 表層地盤の等価せん断弾性係数 (kN/m²)

γ_{teq} : 表層地盤の等価単位体積重量 (kN/m³)

V_{DS} : 表層地盤のせん断波速度 (m/s)

γ_{ti} : 表層地盤の第 i 層の土の単位体積重量 (kN/m³)

H_i : 表層地盤の第 i 層の厚さ (m)

H : 表層地盤厚 (m)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

また、応答変位法に用いる地盤ばねは、第5章で提案した簡易評価式、式(6.4)～(6.6)により算定する。簡易評価式により算定した地盤ばねを表-6.3に示す。地盤のひずみレベルによる剛性低下の影響でレベル2地震動よりもレベル1地震動の方が大きい地盤ばねの値となる。

$$K_L = \{(1.18b + 1.12h + 0.99D_0 - 3.29)/H_1 + 1.19\}G \quad (6.4)$$

$$K_T = \{(1.59b + 3.02h + 1.47D_0 - 6.40)/H_1 + 2.36\}G \quad (6.5)$$

$$K_V = \{(7.44b + 3.18h + 2.83D_0 + 0.19)/H_1 + 1.84\}G \quad (6.6)$$

ここに、 K_L ：軸方向の地盤ばね(kN/m²)

K_T ：水平直角方向の地盤ばね(kN/m²)

K_V ：鉛直方向の地盤ばね(kN/m²)

b ：共同溝横断面の幅(m)

h ：共同溝横断面の高さ(m)

D_0 ：土被り(m)

H_1 ：基盤面から共同溝底面までの高さ(m)

G ：地盤のせん断弾性係数(kN/m²)

表-6.1 共同溝軸方向の断面定数

	弾性係数 E (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント 水平軸回り I_h (m ⁴)	断面 2 次モーメント 鉛直軸回り I_v (m ⁴)
1 層 2 室共同溝	2.35×10^7	5.6	7.6	10.2
2 層 2 室共同溝	2.35×10^7	8.7	27.0	16.8

表-6.2 表層地盤の等価せん断弾性係数 G

		T_s (s)	H (m)	V_{DS} (m/s)	γ_{req} (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1 層 2 室共同溝	レベル 1 地震動	0.49	25.2	206	19.6	84,870
	レベル 2 地震動	1.09	25.2	92	19.6	16,930
2 層 2 室共同溝	レベル 1 地震動	0.87	38.0	175	18.7	58,440
	レベル 2 地震動	1.48	38.0	103	18.7	20,240

表-6.3 簡易評価式による地盤ばね

		地盤ばね		
		K_L (kN/m ²)	K_T (kN/m ²)	K_V (kN/m ²)
1 層 2 室共同溝	レベル 1 地震動	160,000	299,000	462,000
	レベル 2 地震動	31,900	59,700	92,200
2 層 2 室共同溝	レベル 1 地震動	90,200	179,000	218,000
	レベル 2 地震動	31,200	61,900	75,500

6.2.2 地盤変位分布

共同溝中心深さにおける地盤変位の振幅は式(6.7)，(6.8)により算出した。

$$U_h = \beta \cdot \phi(z) \cdot S_d(T) \quad (6.7)$$

$$U_v = U_h / 2 \quad (6.8)$$

ここに、 U_h ：共同溝中心深さ z における水平方向の地盤変位の振幅 (cm)

U_v ：共同溝中心深さ z における鉛直方向の地盤変位の振幅 (cm)

β ：地盤の 1 次モードの刺激係数

$\phi(z)$ ：地盤の 1 次モード関数

$S_d(T)$ ：入力地震動の変位応答スペクトル (cm)

レベル 1 地震動については、共同溝設計指針の設計応答速度から擬似変位応答として地盤変位の振幅を算出した。
レベル 2 地震動については、道路橋示方書 V 耐震設計編³⁾におけるタイプ II の I 種地盤加速度応答スペクトル特性を有する地震波を露頭基盤波として用い、対象地盤の 1 次元地震応答解析 (以下、SHAKE という) から地中基盤波を算出し、その変位応答スペクトルを計算した。

また、地盤変位の波長は、共同溝設計指針に基づき、式(6.9)により算出した。地盤変位の振幅と波長を表-6.4 に示す。

$$L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2} \quad (6.9)$$

$$L_1 = 4H \quad (6.10)$$

$$L_2 = V_{BS} \cdot T_s \quad (6.11)$$

ここに、 L ：地盤変位の波長 (m)

H ：表層地盤の厚さ (m)

V_{BS} ：基盤のせん断波速度 (300m/s とする)

T_s ：表層地盤の固有周期 (s)

表-6.4 地盤変位の振幅と波長

		U_h (cm)	U_v (cm)	L_1 (m)	L_2 (m)	L (m)
1 層 2 室共同溝	レベル 1 地震動	2	1	101	147	120
	レベル 2 地震動	12	6	101	327	154
2 層 2 室共同溝	レベル 1 地震動	4	2	152	261	192
	レベル 2 地震動	15	7.5	152	444	226

6.2.3 解析結果

共同溝の剛性として全断面有効剛性と鉄筋降伏剛性の2ケースについて、発生断面力および継手変形量を算定した。1層2室および2層2室共同溝の軸剛性と曲げ剛性を表-6.5に示す。軸力は、共同溝設計指針に基づき、地震波の進行方向を共同溝の軸方向に対して45°とし、式(6.12)により水平面内、鉛直面内の4波を合成して算出した。

$$P = \sqrt{2P_h^2 + 2P_v^2} \quad (6.12)$$

ここに、 P ：4波合成した軸力

P_h ：水平面内の地盤振動による軸力

P_v ：鉛直面内の地盤振動による軸力

曲げモーメント、せん断力は、地震波の進行方向を共同溝の軸方向に対して0°として算出した。継手変形量は、弾性床土はりモデルに基づくトンネル耐震継手技術基準(案)⁸⁾に示される方法により解析した。また、継手変形量についても軸力の算出と同様に4波の合成を行った。なお、共同溝の躯体長は30mとしている。

共同溝の発生断面力と耐力の比較を表-6.6～10に、共同溝の軸方向継手変形量を表-6.11に示す。また、全断面有効剛性の場合の軸ひずみ伝達率、曲率伝達率、地盤変位の最大軸ひずみ、および最大曲率を表-6.12に示す。軸ひずみ伝達率および曲率伝達率は、弾性床土はりモデルに基づく継手が無い場合の算定値である。

軸力については、鉄筋降伏時、コンクリートひび割れ発生時の軸引張方向の耐力を示している。全断面有効剛性では、レベル1、レベル2地震動に対して両共同溝とも鉄筋降伏を上回る軸引張力が生じている。表-6.12に示すようにレベル2地震動に対する地盤の最大軸ひずみは大きい、軸ひずみ伝達率が小さくなるため、レベル1、レベル2地震動により生じる軸力に大きな差が出なかったと考えられる。鉄筋降伏剛性では、全断面有効剛性に比べて剛性が低下するため、発生軸力が小さくなるが、レベル2地震動に対する1層2室共同溝において鉄筋降伏時およびコンクリートひび割れ時の耐力を超過する軸力が生じている。その他の軸力は、鉄筋降伏時の耐力以下である。また、両共同溝とも、コンクリートにひび割れ時の軸力よりも、鉄筋降伏時の軸力が小さくなっており、ひび割れが分散しにくい構造となっている。

曲げモーメントについては、鉄筋降伏時とコンクリートの圧縮ひずみが0.0035に達した時点を終局⁴⁾とした場合の耐力を示している。全断面有効剛性では、レベル1地震動に対する1層2室共同溝の水平面内曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回っている。レベル2地震動に対して1層2室共同溝の水平、鉛直面内とも発生曲げモーメントが終局曲げモーメントを超過している。鉄筋降伏剛性では、すべて降伏耐力以下である。

せん断耐力は、コンクリートのみの抵抗とし、道路橋示方書V耐震設計編³⁾により算定した。また、水平方向は共同溝の頂版、底版、中床版、鉛直方向は側壁、中壁部材を考慮してせん断耐力を算定した。全断面有効剛性では、両共同溝ともレベル1地震動に対する鉛直方向を除いて発生せん断力がせん断耐力を上回っている。鉄筋降伏剛性では、全断面有効剛性に比べて発生せん断力が小さくなり、いずれも耐力以下である。

軸引張力による軸方向の継手変形量について、全断面有効剛性では、レベル2地震動に対しては両共同溝も10cm

を超過するが、鉄筋降伏剛性では、全断面有効剛性よりも小さくなり、両共同溝ともレベル2地震動に対して8cm程度となっている。

本解析例では、地盤剛性をレベル1地震動に対して初期せん断波速度 V_{s0} の0.8倍、レベル2地震動に対してSHAKEの収束剛性を仮定しており、共同溝の剛性を全断面有効剛性および鉄筋降伏剛性の2ケースを仮定した。地中構造物の縦断方向の地震時挙動を精度よく評価するためには、想定する地震動レベルに対して、適切な地盤剛性、地盤変位の波長・振幅、構造物の応答変形量に応じた構造物剛性を設定する必要がある。レベル2地震動に対する地盤変位の波長・振幅の評価法や軸方向・軸直角方向の構造物の非線形特性を明らかにすることが今後の検討課題である。

表-6.5 1層2室および2層2室共同溝の軸剛性と曲げ剛性

	構造物剛性	軸剛性 EA (kN)	曲げ剛性	
			水平面内 EI_h (kN・m ²)	鉛直面内 EI_v (kN・m ²)
1層2室 共同溝	全断面有効剛性	1.32×10^8	1.79×10^8	2.40×10^8
	鉄筋降伏剛性	4.05×10^6	1.86×10^7	1.28×10^7
2層2室 共同溝	全断面有効剛性	2.04×10^8	6.35×10^8	3.95×10^8
	鉄筋降伏剛性	6.76×10^6	3.25×10^7	5.46×10^7

表-6.6 共同溝の軸引張方向の発生軸力と耐力の比較

		発生軸力 (kN)		鉄筋降伏時の耐力 (kN)	コンクリートひび割れ時の耐力 (kN)
		全断面有効剛性	鉄筋降伏剛性		
1層2室 共同溝	レベル1地震動	14,240	3,300	5,780	7,560
	レベル2地震動	14,590	8,620	5,780	7,560
2層2室 共同溝	レベル1地震動	11,390	5,140	9,650	11,750
	レベル2地震動	12,950	9,080	9,650	11,750

表-6.7 共同溝の水平面内発生曲げモーメントと耐力の比較

		水平面内発生曲げモーメント (kN・m)		降伏曲げモーメント (kN・m)	終局曲げモーメント (kN・m)
		全断面有効剛性	鉄筋降伏剛性		
1層2室 共同溝	レベル1地震動	10,720	1,070	7,370	10,900
	レベル2地震動	17,150	3,760	7,370	10,900
2層2室	レベル1地震動	9,140	1,490	12,950	18,920

表-6.8 共同溝の鉛直面内発生曲げモーメントと耐力の比較

		鉛直面内発生曲げモーメント (kN・m)		降伏曲げモーメント (kN・m)	終局曲げモーメント (kN・m)
		全断面有効剛性	鉄筋降伏剛性		
1層2室 共同溝	レベル1地震動	4,750	360	6,540	8,780
	レベル2地震動	10,100	1,370	6,540	8,780
2層2室 共同溝	レベル1地震動	6,280	1,230	16,520	25,000
	レベル2地震動	7,790	2,770	16,520	25,000

表-6.9 共同溝の水平方向発生せん断力と耐力の比較

		水平方向せん断力 (kN)		水平方向せん断耐力 (kN)
		全断面有効剛性	鉄筋降伏剛性	
1層2室 共同溝	レベル1地震動	1,120	160	560
	レベル2地震動	1,760	400	450
2層2室 共同溝	レベル1地震動	940	170	810
	レベル2地震動	1,230	370	650

表-6.10 共同溝の鉛直方向発生せん断力と耐力の比較

		鉛直方向せん断力 (kN)		鉛直方向せん断耐力 (kN)
		全断面有効剛性	鉄筋降伏剛性	
1層2室 共同溝	レベル1地震動	500	70	630
	レベル2地震動	1,040	160	510
2層2室 共同溝	レベル1地震動	650	130	930
	レベル2地震動	800	290	750

表-6.11 共同溝の軸方向継手変形量

		軸方向変形量 (cm)	
		全断面有効剛性	鉄筋降伏剛性
1層2室 共同溝	レベル1地震動	2.3	0.9
	レベル2地震動	12.0	8.2
2層2室 共同溝	レベル1地震動	3.2	1.8
	レベル2地震動	18.5	8.1

表-6.12 軸ひずみ伝達率、曲率伝達率、地盤の最大軸ひずみ、および地盤変位の最大曲率

		軸ひずみ 伝達率	曲率伝達率		地盤の最大 軸ひずみ	地盤変位の最大曲率 (1/m)	
			水平方向	鉛直方向		水平方向	鉛直方向
1 層 2 室 共同溝	レベル 1 地震動	0.468	0.994	0.997	5.2×10^{-4}	5.5×10^{-5}	2.7×10^{-5}
	レベル 2 地震動	0.226	0.989	0.995	2.4×10^{-3}	2.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}
2 層 2 室 共同溝	レベル 1 地震動	0.452	0.997	0.997	6.5×10^{-4}	4.3×10^{-5}	2.1×10^{-5}
	レベル 2 地震動	0.289	0.996	0.995	2.1×10^{-3}	1.2×10^{-4}	5.8×10^{-5}

6. 3 継手変形量の簡易算定法

6.3.1 共同溝の変形量の算定

図-6.1 に示すような地盤変位が共同溝に作用した場合、共同溝には地盤ひずみに応じた変形が生じるとともに、地盤変位に応じた移動も生じる。継手変形量は相隣り合う共同溝の相対的な移動量と共同溝の変形量から算定することができる。

共同溝設計指針では、正弦波の地盤変位分布を仮定し、弾性床はりモデルにより断面力を算定している。図-6.2 に示すような平面波が共同溝の軸方向に対して 45° 方向から入射した場合を想定し、最大軸力の算定式は式(6.13)、地盤変位分布の共同溝の軸方向成分は式(6.14)となる。

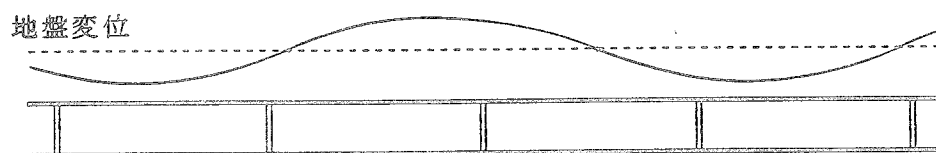


図-6.1 共同溝に作用する地盤変位

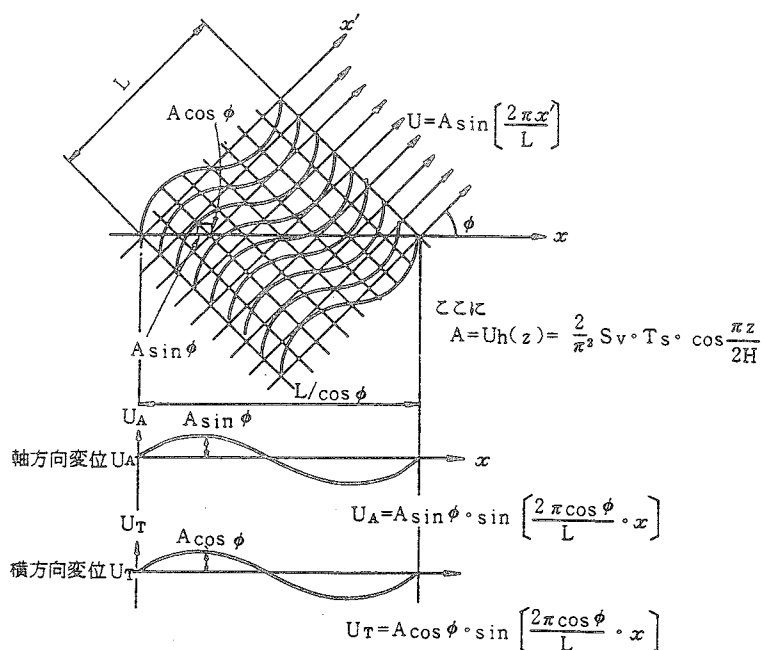


図-6.2 共同溝設計指針で考慮する地盤変位分布

$$P = \alpha \cdot \xi \cdot \left(\frac{\pi}{L} U_G\right) \cdot EA \quad (6.13)$$

$$U_A(\eta) = \frac{U_G}{\sqrt{2}} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{\sqrt{2}L} \eta\right) \quad (6.14)$$

ここに、 P ：共同溝に発生する最大軸力

α ：地盤の軸ひずみに対する構造物の軸ひずみの伝達率

ξ ：継手を設けた場合の軸力の低減係数

EA ：共同溝の軸剛性

L ：地盤変位の波長

U_G ：地盤変位の振幅

$U_A(\eta)$ ：地盤変位の共同溝の軸方向成分

η ：図-6.3に示す共同溝の軸方向の基準点からの距離

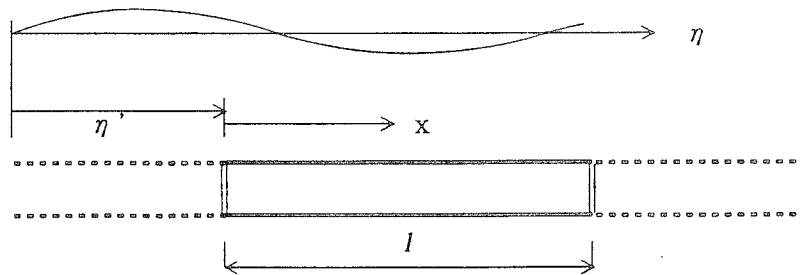


図-6.3 座標軸の定義

共同溝の軸方向の地盤のひずみ分布は、式(6.14)を微分して式(6.15)として得られ、地盤ひずみの振幅(地盤ひずみの最大値) $\varepsilon_{G,\max}$ は、式(6.16)となる。

$$\varepsilon_G(\eta) = \frac{dU_A}{d\eta} = \frac{\pi}{L} U_G \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{\sqrt{2}L} \eta\right) \quad (6.15)$$

$$\varepsilon_{G,\max} = \frac{\pi}{L} U_G \quad (6.16)$$

ここに、 $\varepsilon_G(\eta)$ ： η における共同溝の軸方向の地盤ひずみ

$\varepsilon_{G,\max}$ ：地盤ひずみの最大値

式(6.13)は、共同溝に生じる最大断面力の算定式であるが、図-6.3に示すように継手からの距離 x の関数として表すと式(6.17)となる。平面波の進行に伴い、 x における地盤ひずみは変化するが、共同溝の各点における最

大軸力の分布は式(6.18)となる。

$$P(x) = \xi(x) \cdot \alpha \cdot \varepsilon_G(\eta) \cdot EA \quad (6.17)$$

$$P_{\max}(x) = \xi(x) \cdot \alpha \cdot \frac{\pi}{L} U_G \cdot EA \quad (6.18)$$

ここに、 $P(x)$ ：継手からの距離 x における地盤振動による軸力

$P_{\max}(x)$ ：継手からの距離 x における地盤振動による最大軸力

共同溝の軸ひずみは、式(6.17)を EA で除することにより、式(6.19)で表される。

$$\varepsilon(x) = \xi(x) \cdot \alpha \cdot \varepsilon_G(\eta) \quad (6.19)$$

ここに、 $\varepsilon(x)$ ：継手からの距離 x における共同溝の軸ひずみ

図-6.3 に示すように $\eta = \eta' + x$ すると、共同溝の軸ひずみは式(6.20)となり、式(6.20)を共同溝長さ l で積分することにより、共同溝全体の変形量が式(6.21)で算出される。

$$\varepsilon(x) = \xi(x) \cdot \alpha \cdot \varepsilon_G(\eta' + x) \quad (6.20)$$

$$\delta(\eta') = \int_0^l \varepsilon(x) dx \quad (6.21)$$

ここに、 $\delta(\eta')$ ：共同溝の変形量

6.3.2 共同溝の移動量の算定

共同溝の軸剛性が非常に大きく、共同溝自身の変形量が無視できる場合を想定すると、この共同溝が地盤ばねにより支持されていて、ばね端部に地盤変位が入力される場合、地盤変位や地盤ばねが一様であれば、共同溝の移動量は地盤変位と同じとなる。地盤変位や地盤ばねが一様でない場合は、地盤ばねに反力が生じ、それらがつりあう位置まで共同溝が移動する。地盤の変位分布が一様でなく地盤ばねが一定の場合には、地盤ばね反力のつりあいから共同溝長さの範囲の地盤変位の平均値だけ共同溝は移動することになる。

式(6.14)において $\eta = \eta' + x$ とすると、軸方向の地盤変位は式(6.22)のようになり、共同溝の移動量は式(6.23)となる。

$$U_A(\eta' + x) = \frac{U_G}{\sqrt{2}} \cdot \sin \left[\frac{2\pi}{\sqrt{2}L} (\eta' + x) \right] \quad (6.22)$$

$$\Delta(\eta') = \int_0^l \frac{U_A(\eta' + x)}{l} dx \quad (6.23)$$

ここに、 $\Delta(\eta')$ ：共同溝の移動量

6.3.3 継手変形量の簡易算定法

継手変形量の算定には、継手を挟んで相隣り合う共同溝の変形量を求めるとともに、移動量を算定する必要がある。しかし、式(6.21)および(6.23)に示されるように、共同溝の変形量と移動量は η' により変化する。すなわち、地盤変位が正弦波で与えられる場合、地盤変位分布の正弦波の位相と躯体の相対的な位置により変化する。設計上問題となるのは、継手変形量の最大値であり、式(6.21)および(6.23)の最大値の簡易的な算定を試みる。

以下に示す5つの仮定をおき、継手変形量を算出する。

- 1) 共同溝に作用する地盤変位を直線分布で近似し、地盤ひずみを一定とする。地盤変位の波長が共同溝長さに比べて十分長ければ、十分な精度で近似できる。
- 2) 地盤ひずみは最大値 $\varepsilon_{G,\max}$ で近似し、一定とする。
- 3) 継手による低減係数 $\xi(x)$ は共同溝長さの範囲の最大値を用い、一定とする。したがって、共同溝の変形量は式(6.24)で計算できる。

$$\delta_{\max} = \xi_{\max} \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{G,\max} \cdot l \quad (6.24)$$

ここに、 $\delta_{\max}$ ：共同溝の変形量

- 4) 共同溝の移動量は、相隣り合う共同溝それぞれの中心位置の地盤の相対変位とする。よって、片側の共同溝の移動量は式(6.25)で計算できる。

$$\Delta_{\max} = \varepsilon_{G,\max} \cdot \frac{l}{2} \quad (6.25)$$

- 5) i 番目の継手変形量 $\delta_{J,i}$ は、隣接する2つの共同溝の変形量と移動量を合成して式(6.26)により算出する。

$$\delta_{J,i} = \left(\Delta_{\max,i} + \frac{\delta_{\max,i}}{2} \right) + \left(\Delta_{\max,i+1} + \frac{\delta_{\max,i+1}}{2} \right) \quad (6.26)$$

6.3.4 簡易算定法と弾性床はりモデルによる継手変形量の比較

前節で提案した簡易算定法と弾性床はりモデルに基づくトンネル耐震継手技術基準(案)(以下、トンネル継手基準)による継手変形量を比較し、簡易算定法の算定精度について検討する。解析対象とする共同溝は、1層2室、1層3室、2層2室とし、共同溝長さは30mとする。共同溝横断面の鉄筋コンクリート断面積は、1層2室、1層3室、2層2室で、それぞれ、5.6、7.8、8.7 m²である。鉄筋コンクリートの弾性係数は、 $E=2.35 \times 10^7$ (kN/m²)とした。継手を設けた場合の軸力低減係数 ξ は、共同溝設計指針から式(6.27)により求める。ただし、地盤変位の波長 $L \geq 160m$ 以上の場合の ξ の下限値は考慮しないものとする。また、入力地震動により決まる地盤変位の振幅

U_G は、地盤に対する構造物の軸ひずみ伝達率や継手を設けた場合の断面力低減係数に依存しないため、単位変位 (1cm) とする。

$$\xi = 900 \cdot L^{-1.8} \quad (6.27)$$

ここに、 ξ : 継手による軸力低減係数

L : 地盤変位の波長

解析を行う地盤変位の波長は、 $L=50\sim 400\text{m}$ とし、地盤ばねは、 $k=2,500\sim 80,000\text{kN/m}^2$ の範囲とした。一般に、地盤が軟らかいほど地盤ばねは小さくなり、地盤変位の波長は長くなるため、表-6.13 に示す地盤変位の波長と地盤ばねの組み合わせを解析ケースとした。

表-6.13 解析ケース

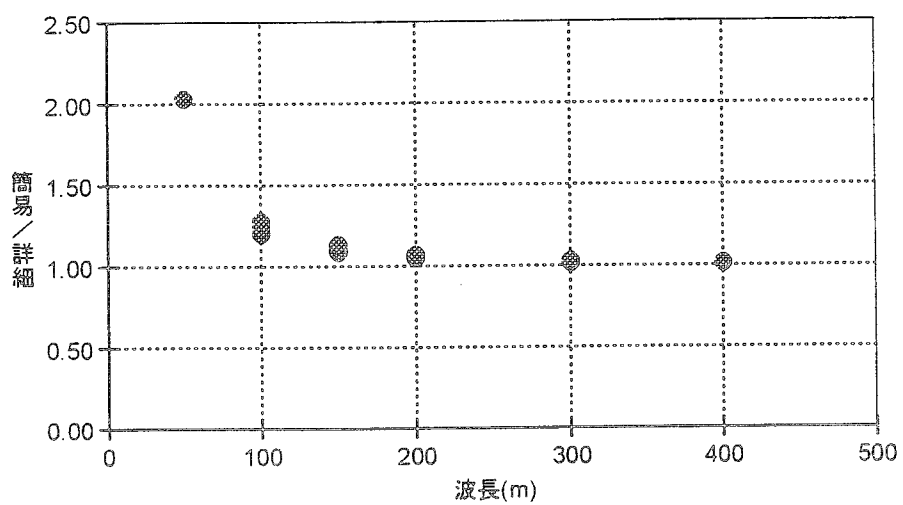
		地盤変位の波長 L (m)					
		50	100	150	200	300	400
地盤ばね k (kN/m^2)	2,500					○	○
	10,000			○	○	○	
	25,000		○	○	○		
	50,000		○	○			
	80,000	○	○				

簡易算定法とトンネル継手基準による継手変形量の解析結果を表-6.14 に示す。また、地盤変位の波長とトンネル継手基準に対する簡易算定法の継手変形量の比の関係を図-6.4 に示す。トンネル継手基準に対する簡易算定法の継手変形量の比は、いずれも 1.0 以上となっており、簡易算定法は安全側の評価となる。これは、地盤ひずみ、継手による断面力低減係数で安全側の仮定を置いたためと考えられる。また、1 層 2 室、1 層 3 室、2 層 2 室共同溝の比較から共同溝の軸剛性がトンネル継手基準に対する簡易算定法の比に与える影響は小さいことがわかる。地盤変位の波長が 100m 以下となると、簡易算定法の誤差が大きくなるが、これは、前節の仮定 1) および 2) により地盤ひずみの最大値を共同溝の躯体全長にわたって一様としたためである。

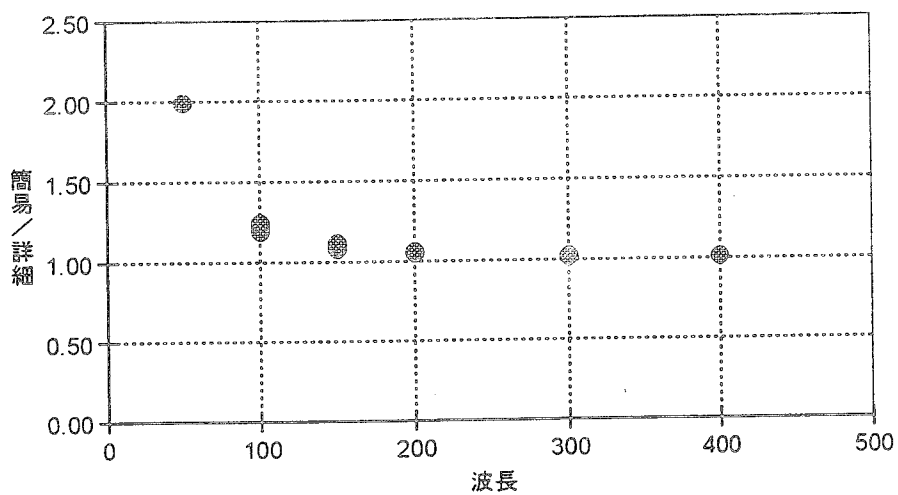
1 層 2 室共同溝の場合について、簡易算定法による継手変形量のうち、共同溝の移動量が占める割合を図-6.5 に示す。継手変形量の約 95% 以上が共同溝の移動量であり、継手変形量の評価において共同溝の変形量の影響は小さいことがわかる。

表-6.14 継手変形量の解析結果

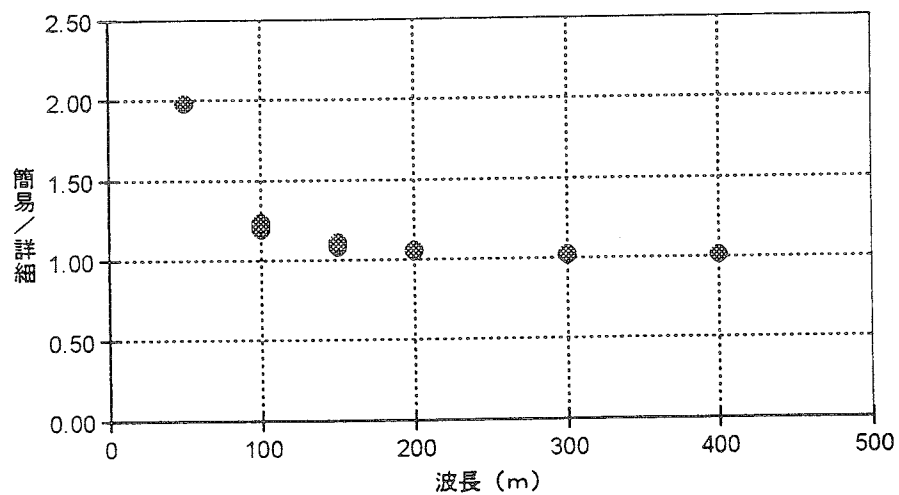
地盤変位の 波長(m)	地盤ばね (kN/m ²)	1 層 2 室継手変形量(mm)		1 層 3 室継手変形量(mm)		2 層 2 室継手変形量(mm)	
		簡易算定法	トンネル 継手基準	簡易算定法	トンネル 継手基準	簡易算定法	トンネル 継手基準
300	2,500	3.15	3.09	3.15	3.09	3.15	3.09
400	2,500	2.36	2.33	2.36	2.33	2.36	2.33
150	10,000	6.34	5.85	6.32	5.86	6.32	5.86
200	10,000	4.75	4.52	4.74	4.52	4.74	4.52
300	10,000	3.17	3.07	3.16	3.08	3.16	3.08
100	25,000	9.61	8.01	9.56	8.04	9.55	8.04
150	25,000	6.41	5.81	6.38	5.83	6.37	5.83
200	25,000	4.80	4.48	4.78	4.50	4.77	4.50
100	50,000	9.77	7.91	9.68	7.96	9.66	7.98
150	50,000	6.49	5.73	6.45	5.77	6.43	5.78
50	80,000	19.91	9.80	19.63	9.86	19.55	9.87
100	80,000	9.93	7.79	9.81	7.88	9.78	7.90



(a) 1層2室共同溝 [$A = 5.6 \text{ m}^2$]



(b) 1層3室共同溝 [$A = 7.8 \text{ m}^2$]



(c) 2層2室共同溝 [$A = 8.7 \text{ m}^2$]

図-6.4 トンネル耐震継手技術基準(案)⁸⁾に対する簡易算定法の継手変形量の比と地盤変位の波長の関係

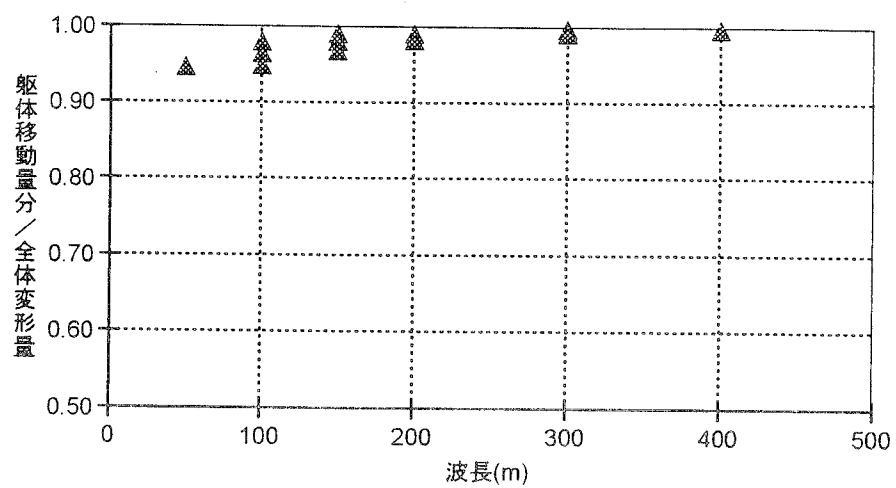


図-6.5 簡易算定法による継手変形量のうち共同溝の移動量が占める割合

第7章 結論

本研究では、既設共同溝をモデル化した1層2室および2層2室共同溝を対象とし、既設共同溝の位置する地盤条件において横断方向の耐震解析を実施し、レベル1、レベル2地震動に対する共同溝の地震時挙動の把握と耐震性評価を行った。また、横断方向の耐震解析法について、応答変位法や有限要素モデルを用いた静的・動的解析法による応答値の比較を行い、その適用性について検討した。

共同溝の縦断方向の耐震解析について、有限要素モデルを用いたパラメータ解析から縦断方向の耐震解析に用いる地盤ばねの簡易評価式を提案し、レベル1、レベル2地震動に対する1層2室および2層2室共同溝の耐震性評価を行った。最後に、継手変形量の簡易算定式を提案し、弾性床土はりモデルとの比較から継手変形量の簡易算定式の妥当性を考察した。

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 共同溝の横断方向の耐震解析の結果、1層2室および2層2室共同溝について、レベル1地震動に対する発生曲率はほぼひび割れ曲率以下であり、レベル2地震動に対する発生曲率は終局曲率に対しては十分に余裕がある。レベル1地震動に対して全断面有効剛性の共同溝モデル、レベル2地震動に対して鉄筋降伏剛性の共同溝モデル（ただし、レベル2地震動に対する2層2室共同溝については非線形はり要素モデル）を仮定した解析であるが、レベル1地震動に対して弾性範囲内、レベル2地震動に対しても降伏曲率を少し超過する程度の発生曲率であり、共同溝の各部材には十分な曲げ変形性能があると考えられる。
- 2) レベル1、レベル2地震動に対する1層2室および2層2室共同溝のせん断力に対する照査の結果、レベル1地震動に対して1層2室共同溝の左側壁下部で発生せん断力がせん断耐力を若干超過するが、それ以外はすべて発生せん断力がせん断耐力以下となる。共同溝設計指針に規定されている許容せん断応力度に基づき、せん断耐力を評価したが、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されているせん断支間比の大きいはり部材を対象としたせん断耐力算定式によりせん断力照査を行うと、1層2室、2層2室共同溝とも発生せん断力がせん断耐力を超過する部材が増加する。地下トンネル、半地下構造などの壁構造を有する地中構造物は、静的または動的な土圧による分布荷重を受け、地震荷重が支配的となる隅角部付近では、荷重の作用点と支持点間の距離（せん断支間）が小さくなる特性がある。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のせん断耐力算定式は、斜めひび割れによるせん断破壊を対象とした、比較的細長い寸法形状の単純はりに集中荷重を載荷することにより得られた実験式であり、上記のような特性を有する地中構造物に適用した場合、せん断耐力を過小評価することが認識されている。土圧などの分布荷重の影響が卓越する地中構造物外周部材のせん断力の照査方法は今後の検討課題である。
- 3) 共同溝の変形性状について、1層2室共同溝は、レベル1地震動に対してせん断変形が生じたが、底版の回転変位はほとんど生じなかった。レベル2地震動に対してせん断変形と反時計回りの底版の回転変位が生じた。2層2室共同溝は、レベル1、レベル2地震動ともにせん断変形に加えて時計回りの底版の回転変位が生じた。1層2室共同溝では、レベル1地震動に対して構造物全体の等価せん断剛性と地盤のせん断剛性がほぼ等しく、横断面全体のせん断変形だけが生じ、レベル2地震動に対しては鉄筋降伏剛性を仮定したことで構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さくなり、反時計回りの底版の回転が生じたと考えられる。2層2室共同溝では、レベル1、レベル2地震動の両者に対して構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性より

も大きく、横断面全体のせん断変形と時計回りの底版の回転変位が生じたと考えられる。

- 3) 地盤と共同溝側壁の頂・底版間の変位分布について、1層2室共同溝では、レベル1地震動に対して自然地盤と共同溝側壁の頂・底版間の相対変位がほぼ等しくなる。これは、構造物全体の等価せん断剛性と地盤のせん断剛性がほぼ等しいためと考えられる。レベル2地震動に対しては自然地盤よりも共同溝側壁の頂・底版間の相対変位の方が大きく、構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さいためと考えられる。レベル1地震動に対する2層2室共同溝では、自然地盤よりも共同溝側壁の頂・底版間の相対変位が小さくなる。これについても、構造物全体の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも大きいためと考えられる。
- 4) 1層2室および2層2室共同溝を対象とし、レベル1地震動に対して駐車場設計・施工指針、駐車場設計・施工指針の地震荷重の作用方法や地盤ばねの算定法を変更したモデル、地盤慣性力法、応答震度法、有限要素モデルを用いた動的解析法による断面力の比較を行った。1層2室、2層2室共同溝とも、曲げモーメント、せん断力、軸力に関して、地盤慣性力法と応答震度法が十分な精度で有限要素モデルを用いた動的解析法を近似できることがわかった。
- 5) 高次モードが卓越する地盤において、地盤慣性力法、応答震度法、有限要素モデルを用いた動的解析法の3手法の比較を行った。本解析例では、応答震度法の方が地盤慣性力法よりも曲げモーメント、せん断力、軸力が大きくなるが、有限要素モデルを用いた動的解析法に対する発生断面力の近似度については、地盤慣性力法も応答震度法も大きな差がないことがわかった。これは、地盤変位の高次モードの影響と考えられる共同溝の頂・底版間の自然地盤の相対変位の差が0.2cmと小さいため、発生断面力の差も小さくなったと考えられる。
- 6) 矩形断面共同溝の幅と高さ、共同溝の埋設深度、地盤剛性などをパラメータとした有限要素モデルにより地盤ばねを解析し、上記パラメータの影響分析をもとに縦断方向の地盤ばねの簡易評価式を提案した。また、矩形断面での地盤ばねの簡易評価式の円形断面への適用性について検討した。外径等価、周長等価、および面積等価の方法の内、面積等価の方法が3つの方法の中で近似精度がいちばんよいことがわかった。
- 7) 提案した地盤ばねの簡易評価式を用いてレベル1、レベル2地震動に対する1層2室および2層2室共同溝の縦断方向の耐震性評価を行った。軸力について、全断面有効剛性では、レベル1、レベル2地震動に対して両共同溝とも鉄筋の降伏を上回る軸引張力が生じた。レベル2地震動に対する地盤の最大軸ひずみは大きいですが、軸ひずみの伝達率が小さくなるため、レベル1、レベル2地震動により生じる軸力に大きな差が出なかったと考えられる。鉄筋降伏剛性では、全断面有効剛性に比べて剛性が低下するため、発生軸力が小さくなるが、レベル2地震動に対する1層2室共同溝において鉄筋降伏時およびコンクリートひび割れ時の耐力を超過する軸力が生じた。その他の軸力は、鉄筋降伏時の耐力以下であった。また、両共同溝とも、コンクリートにひび割れ時の軸力よりも、鉄筋降伏時の軸力が小さくなっており、ひび割れが分散しにくい構造となっていた。

曲げモーメントについて、全断面有効剛性では、レベル1地震動に対して降伏曲げモーメントを、レベル2地震動に対して終局曲げモーメントを超過する場合があったが、鉄筋降伏剛性では、すべて降伏耐力以下であった。

せん断耐力について、全断面有効剛性では、両共同溝ともレベル1地震動に対する鉛直方向を除いて発生せん断力がせん断耐力を上回った。鉄筋降伏剛性では、全断面有効剛性に比べて発生せん断力が小さくなり、いずれも耐力以下であった。

本解析例では、地盤剛性をレベル1地震動に対して初期せん断波速度の0.8倍、レベル2地震動に対して自然地盤の1次元地震応答解析(SHAKE)の収束剛性を仮定しており、共同溝の剛性を全断面有効剛性および鉄筋降伏剛性の2ケースを仮定した。地中構造物の縦断方向の地震時挙動を精度よく評価するためには、想定する地震動レベルに対して、適切な地盤剛性、地盤変位の波長・振幅、構造物の応答変形量に応じた構造物剛性を設定する必要がある。レベル2地震動に対する地盤変位の波長・振幅の評価法や軸方向・軸直角方向の構造物の非線形特性を明らかにすることが今後の検討課題である。

- 8) 継手変形量の簡易算定法を提案し、弾性床上はりモデルによる継手変形量との比較を行った。弾性床上はりモデルに対する簡易算定法の比は、いずれも1.0以上となっており、簡易算定法は安全側の評価となるが、地盤変位の波長が短くなるほど簡易評価法の誤差が大きくなる。また、共同溝の軸剛性が弾性床上はりモデルに対する簡易算定法の継手変形量の比に与える影響は小さい。継手変形量の内、約95%以上が共同溝の移動量であり、継手変形量の評価において共同溝の変形量の影響は小さいことがわかった。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，1986.3
- 2) 大塚久哲，星隈順一，村井和彦，田中努，橘義規：地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計法，土木学会第52回年次学術講演会講演概要集，I-B454，pp.906-907，1997.9
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002.3
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IIIコンクリート橋編，2002.3
- 5) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針同解説，1992.11
- 6) 片山幾夫，足立正信，嶋田穰，都築富雄，瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集，I-369，pp.737-738，1985.9
- 7) 佐藤工業(株)：神戸高速鉄道東西線大開駅の災害復旧の記録，1997.1
- 8) (財)国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準(案)，1979.3