ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第3852号

土 木 研 究 所 資 料

大規模地震に対する地下横断歩道の地震時挙動に関する研究

平成 14 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 © (2001) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、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、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。

土 木 研 究 所 資 料
第3852号 2002年 3月

大規模地震に対する地下横断歩道の地震時挙動に関する研究

耐震研究グループ　上席研究員　運上　茂樹
前主任研究員　足立　幸郎*
主任研究員　西岡　勉

要　旨

兵庫県南部地震における地下横断歩道の被災は軽微なクラックの発生が一部に見られたのみであった。一般に、地下横断歩道は、施工性を考慮した断面設定が行われているため、地震の影響に対して余裕のある構造となっており、このことが兵庫県南部地震における損傷が軽微であった理由と考えられている。本研究では、このように被災が軽微であったことを検証すること目的に、大規模地震に対する標準的な断面の地下横断歩道の地震時挙動を把握することとした。まず、2層地盤にモデル化した表層地盤を対象として、地盤の１次元重複反射理論による地震応答解析を実施した。得られた地震応答解析結果をもとに、有限要素モデルを用いた応答変位法による横断方向の地震応答解析を行い、地下横断歩道に発生する曲げモーメント、せん断力の照査を行った。また、縦断方向の応答変位法による地震応答解析を実施し、縦断方向の耐震性能について検討を行った。

キーワード：地下横断歩道、大規模地震、地震時挙動、応答変位法

＊　現　阪神高速道路公団工務部設計課

目　　次

ページ

1．はじめに …… 1

2．地盤の地震応答解析 …… 2
2.1 概要 …… 2
2.2 解析条件 …… 2
2.3 地盤の地震応答解析結果 …… 6

3．地下横断歩道横断方向に対する地震応答解析 …… 29
3.1 概要 …… 29
3.2 解析条件 …… 29
3.3 解析結果 …… 37
3.4 まとめ …… 52

4．地下横断歩道縦断方向に対する地震応答解析 …… 53
4.1 概要 …… 53
4.2 解析条件 …… 53
4.3 解析結果 …… 67
4.4 まとめ …… 72

5．結論 …… 73

１．はじめに

兵庫県南部地震における地下横断歩道の被災は軽微なものであった。神戸市内に設置されていた地下横断歩道等は全部で45箇所あり、その内、７箇所で損傷が確認されたが、被災状況は、軽微な壁面クラック、入口部上屋損傷、壁・床タイルの損傷、湧水などであり、床タイルの補修、機械設備の補修、湧水に対する復旧などが実施されたのみであった。これらの地下横断歩道は、耐震設計が行われていなかったにも関わらず、甚大な損傷が発生していなかった。一般に、地下横断歩道は、常時の土圧などで断面を設定した場合、部材厚が薄くなり、施工性に劣ることから施工性を考慮した断面設定が行われている。このため、地震の影響に対して余裕のある構造となっており、このことが兵庫県南部地震において、地下横断歩道の損傷が軽微であった理由と考えられている。

本研究では、道路橋示方書Ｖ耐震設計編（平成8年12月）に規定されている供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度を持つ地震動に対して、標準的な断面を有する地下横断歩道の地震時挙動を把握することを目的とする。

第２章では、2層地盤にモデル化した表層地盤を対象として、地盤の１次元重複反射理論による地震応答解析を実施し、応答変位法で考慮する地震時地盤変位の算定を行う。第３章では、有限要素モデルを用いた応答変位法による横断方向の地震応答解析を行い、地下横断歩道に発生する曲げモーメント、せん断力の照査を行う。第４章では、「共同溝設計指針」（昭和61年3月）に規定されている耐震計算法をもとに、縦断方向の応答変位法による地震応答解析を実施し、地下横断歩道縦断方向に発生する軸力、曲げモーメント等を算定し、縦断方向の耐震性能について検討する。第５章は、本研究の結論である。

2．地盤の地震応答解析

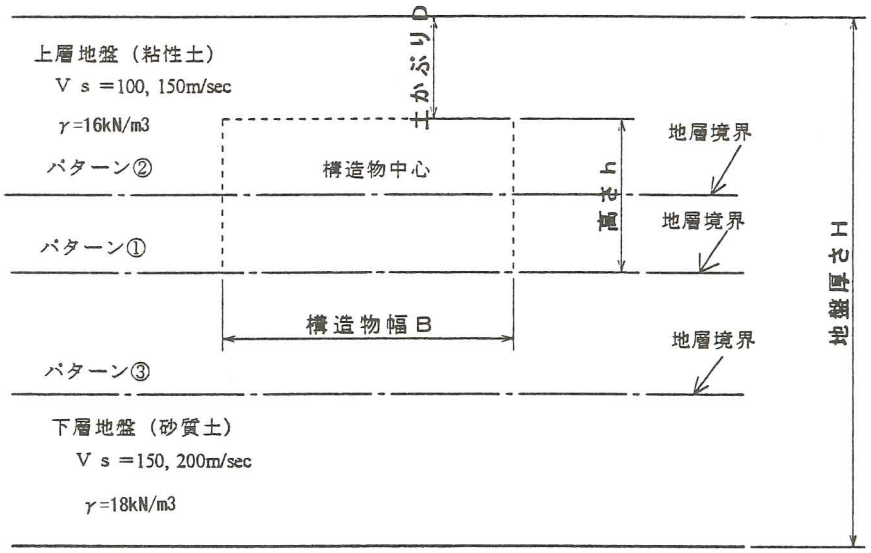
2.1 概要

本章では、2層地盤モデルの表層地盤を対象として、1次元重複反射理論による等価線形解析(SHAKE)を実施し、地下横断歩道の横断方向、縦断方向の耐震解析を行う上で必要となる地盤変位、地震時地盤定数等を算定した。

2.2 解析条件

2.2.1 地盤条件の設定

解析の対象とする表層地盤は、上層を沖積粘性土、下層を沖積砂質土で構成される２層地盤とし、各層の単位体積重量は、沖積粘性土16kN/m^3、沖積砂質土18kN/m^{3}とした。また、上層と下層のせん断波速度をそれぞれ、100／200，150／200，100／150m/secの３ケース、地層境界を構造物底版位置、構造物中心位置、および底版と基盤の中間の３パターン、全表層地盤厚を10m，20m，30mの３ケースを設定した。**図－2.1**に構造物と地層境界の位置を示す。



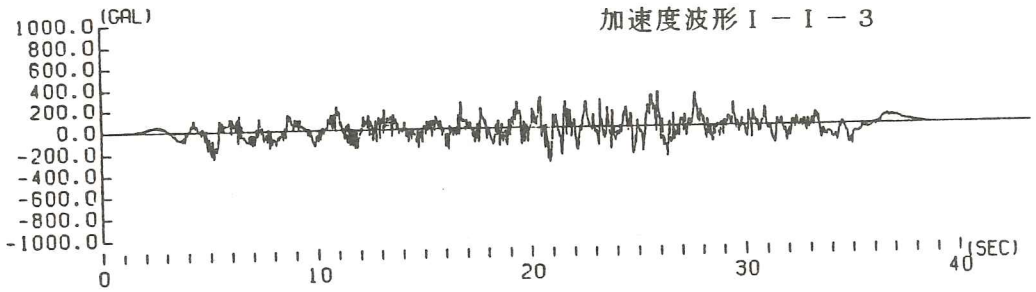
図－2.1 構造物と地層境界の位置

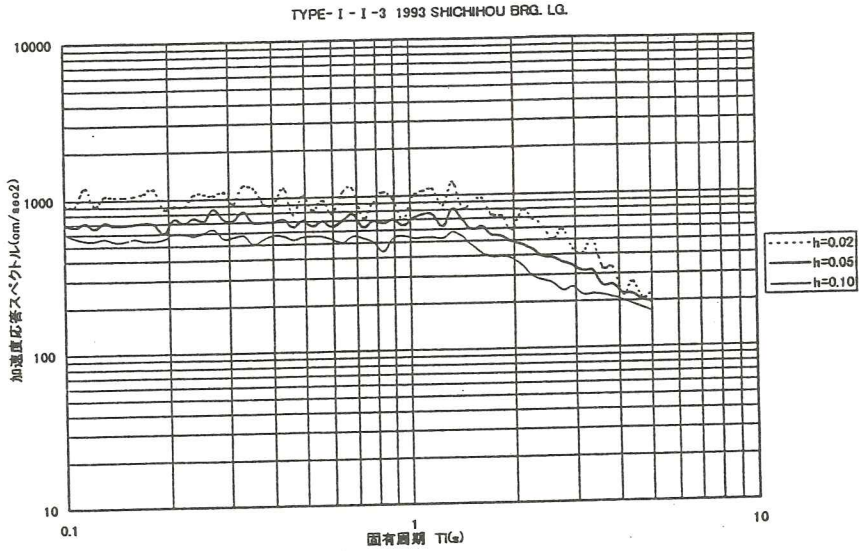
2.2.2 入力地震動

入力地震動は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(平成8年12月)[1](以下、道示Ⅴという)におけるⅠ種地盤標準加速度応答スペクトル特性を有する地震波[2]を用いた。Ⅰ種地盤の地震波は、タイプⅠおよびタイプⅡでそれぞれ3波ある。地盤の地震応答解析では、タイプⅠおよびタイプⅡの波形から最大加速度の大きいものを対象とすることとし、以下の2波を選定した。図－2.2(a),(b)にそれぞれ、選定したタイプⅠおよびタイプⅡの入力加速度波形と加速度応答スペクトルを示す。

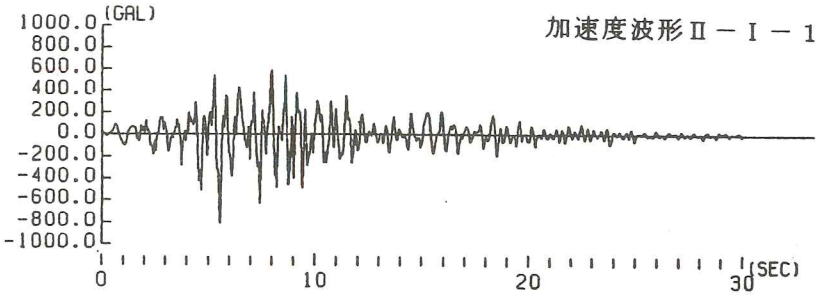
・タイプⅠ：Ⅰ－Ⅰ－3(最大加速度322.70gal)

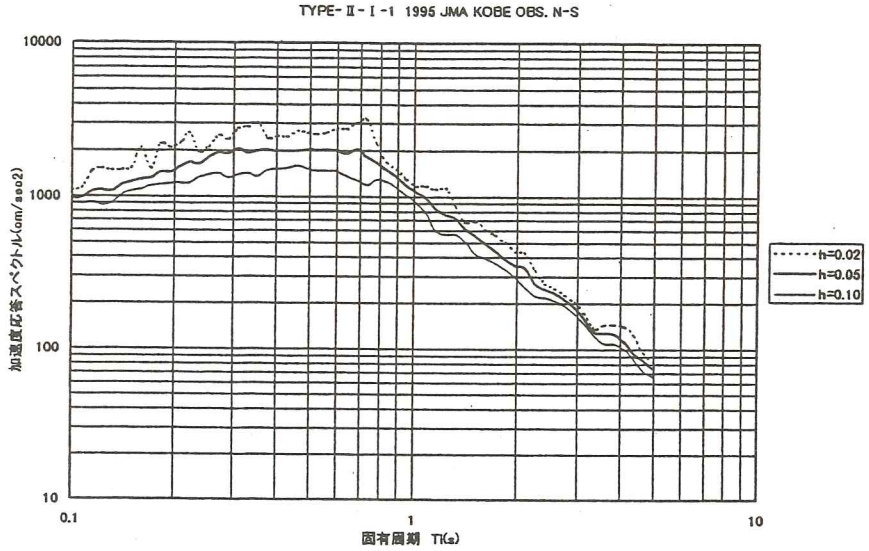
・タイプⅡ：Ⅱ－Ⅰ－1(最大加速度812.02gal)





図－2.2(a) 入力加速度波形と加速度応答スペクトル(タイプⅠ)





図－2.2(b) 入力加速度波形と加速度応答スペクトル(タイプⅡ)

2.2.3 解析ケース

地盤の地震応答解析ケースを**表－2.1**に示す。構造物底版深さを地層境界としたパターン①を基本として解析ケースを設定した。パターン②とパターン③の解析ケースについては、全地層厚10mとタイプⅡ地震動(Ⅱ－Ⅰ－1)を対象とした。これは、後節に示すようにパターン①に対する解析結果から、地層厚10mとタイプⅡ地震動(Ⅱ－Ⅰ－1)の組合せで地盤の地震応答が最も大きくなるためである。

表－2.1　解析ケース

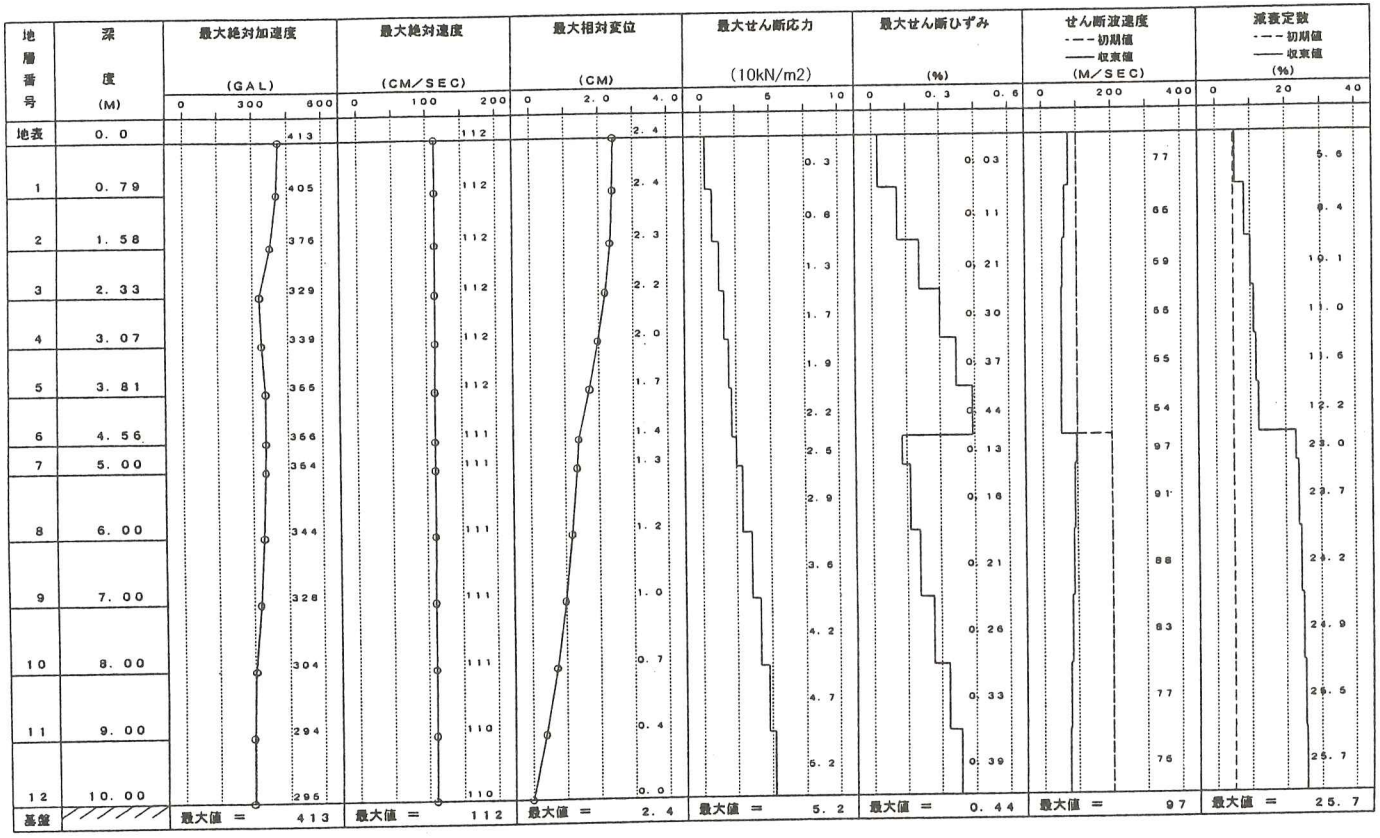
対象地盤条件		全地層厚(m)			入力地震波
		10m	20m	30m	
パターン①	上層 Vs=100m/s 下層 Vs=200m/s	○	○	○	タイプⅠ (Ⅰ-Ⅰ-3) タイプⅡ (Ⅱ-Ⅰ-1)
	上層 Vs=100m/s 下層 Vs=150m/s	○	－	○	
	上層 Vs=150m/s 下層 Vs=200m/s	○	－	○	
パターン②	上層 Vs=100m/s 下層 Vs=200m/s	○	－	－	タイプⅡ (Ⅱ-Ⅰ-1)
	上層 Vs=100m/s 下層 Vs=150m/s	○	－	－	
	上層 Vs=150m/s 下層 Vs=200m/s	○	－	－	
パターン③	上層 Vs=100m/s 下層 Vs=200m/s	○	－	－	タイプⅡ (Ⅱ-Ⅰ-1)
	上層 Vs=100m/s 下層 Vs=150m/s	○	－	－	
	上層 Vs=150m/s 下層 Vs=200m/s	○	－	－	

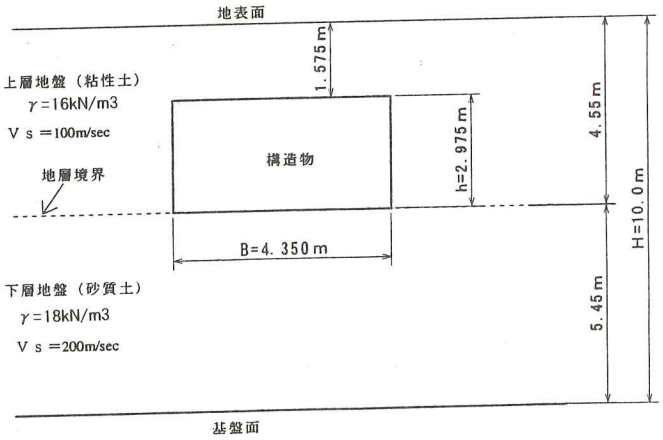
2.3 地盤の地震応答解析結果

地盤の地震応答解析は、1次元重複反射理論に基づく等価線形化法(SHAKE)により実施した。地盤のひずみ依存特性は、岩崎らの研究[3)]に基づき、Ⅰ種地盤の加速度波形を露頭基盤波として基盤面に入力した。

図－2.3～2.9に、地震動のタイプ、層厚、地盤パターン毎の地盤の地震応答解析結果を示す。また、構造物の頂・底版位置の地盤の最大相対変位および構造物中心の最大ひずみを**表－2.2**に示す。地盤の最大相対変位は、構造物の頂版と底版位置の地盤の相対変位波形により算出した。

全解析ケースの頂版と底版位置の地盤の相対変位の最大値は5.95cm、構造物中心位置のせん断ひずみの最大値は2.4%であり、いずれも、構造物底面を地層境界(パターン①)とした上層Vs＝100m/s，下層Vs＝200m/s(全地層厚10m)の地盤で、タイプⅡ地震動(Ⅱ－Ⅰ－1)を用いた場合に生じている。





地盤パターン①　（地層厚H＝１０ｍ）

図-2.3(a)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅠ地震動、層厚10m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)

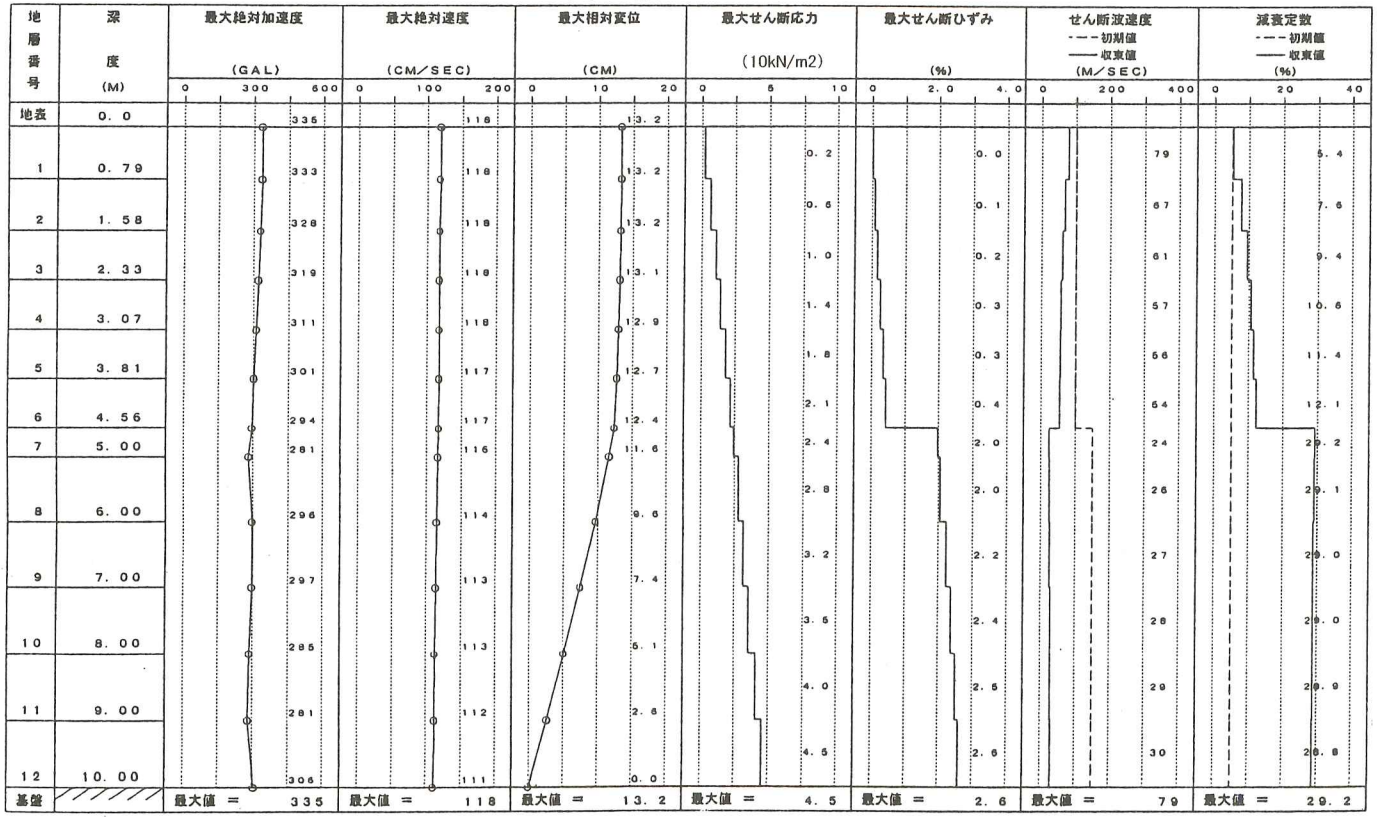


図-2.3(b)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅠ地震動、層厚10m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs150m/s)

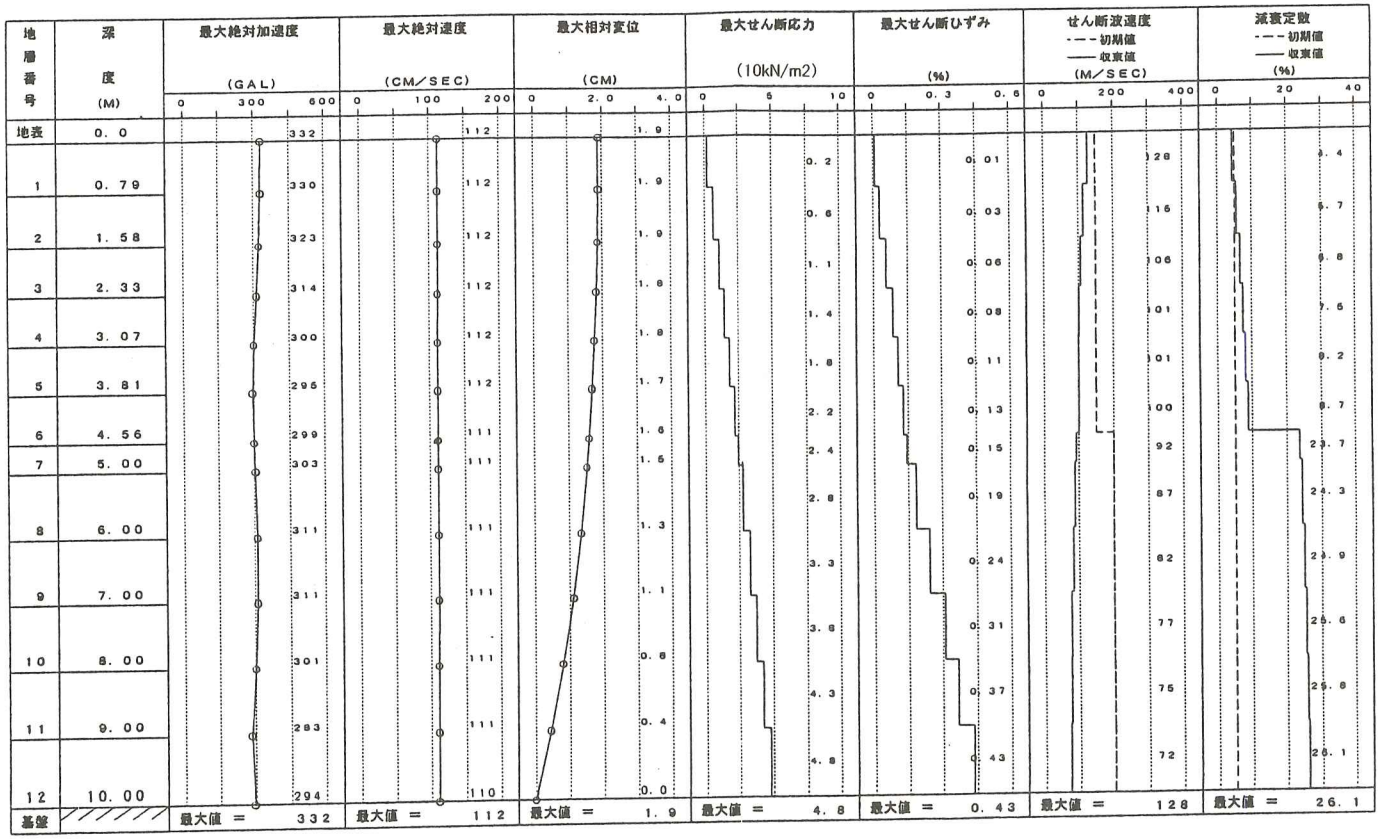
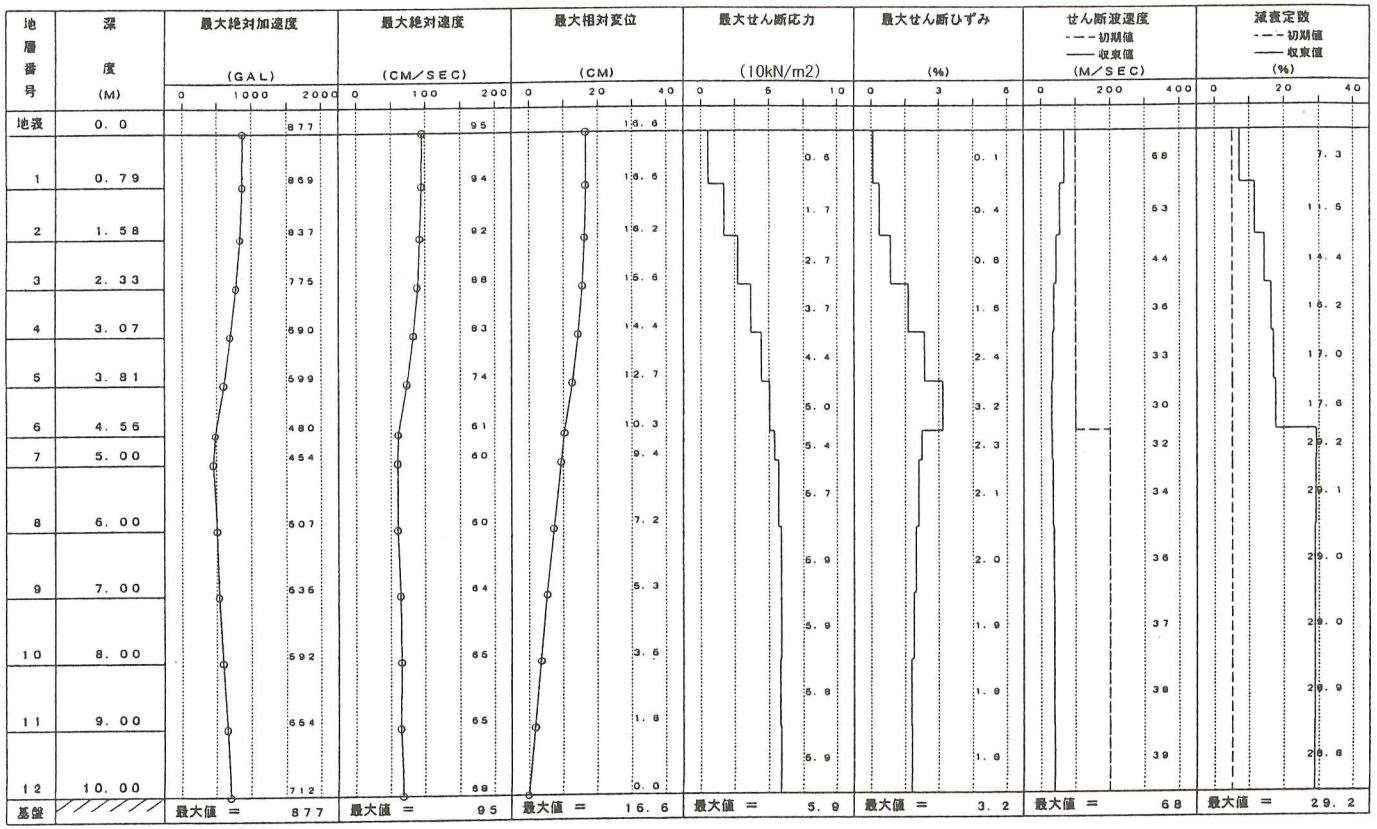
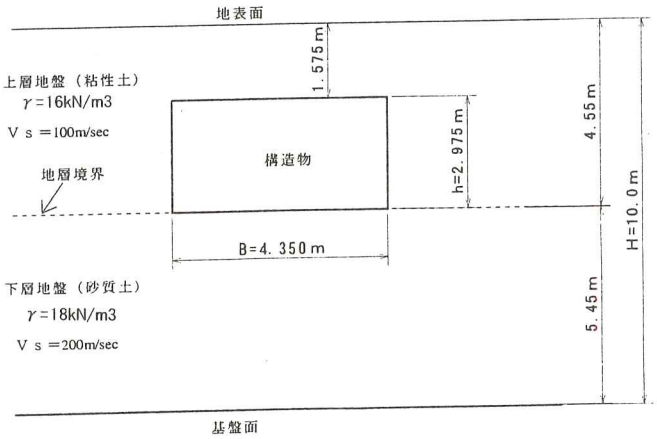


図-2.3(c)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅠ地震動、層厚10m、地盤パターン①、上層 Vs150m/s,下層 Vs200m/s)





地盤パターン①　（地層厚H＝１０ｍ）

図-2.4(a)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)

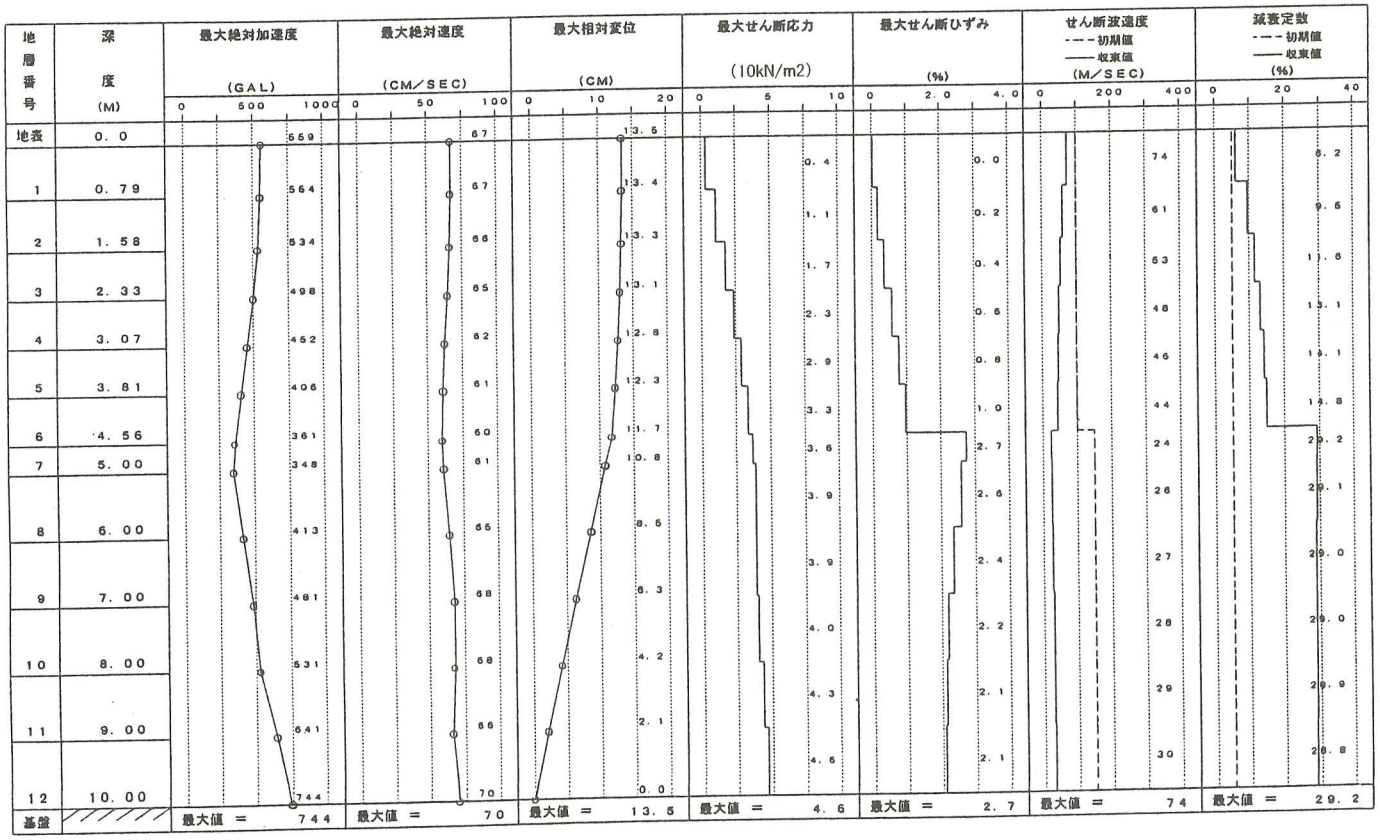


図-2.4(b)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs150m/s)

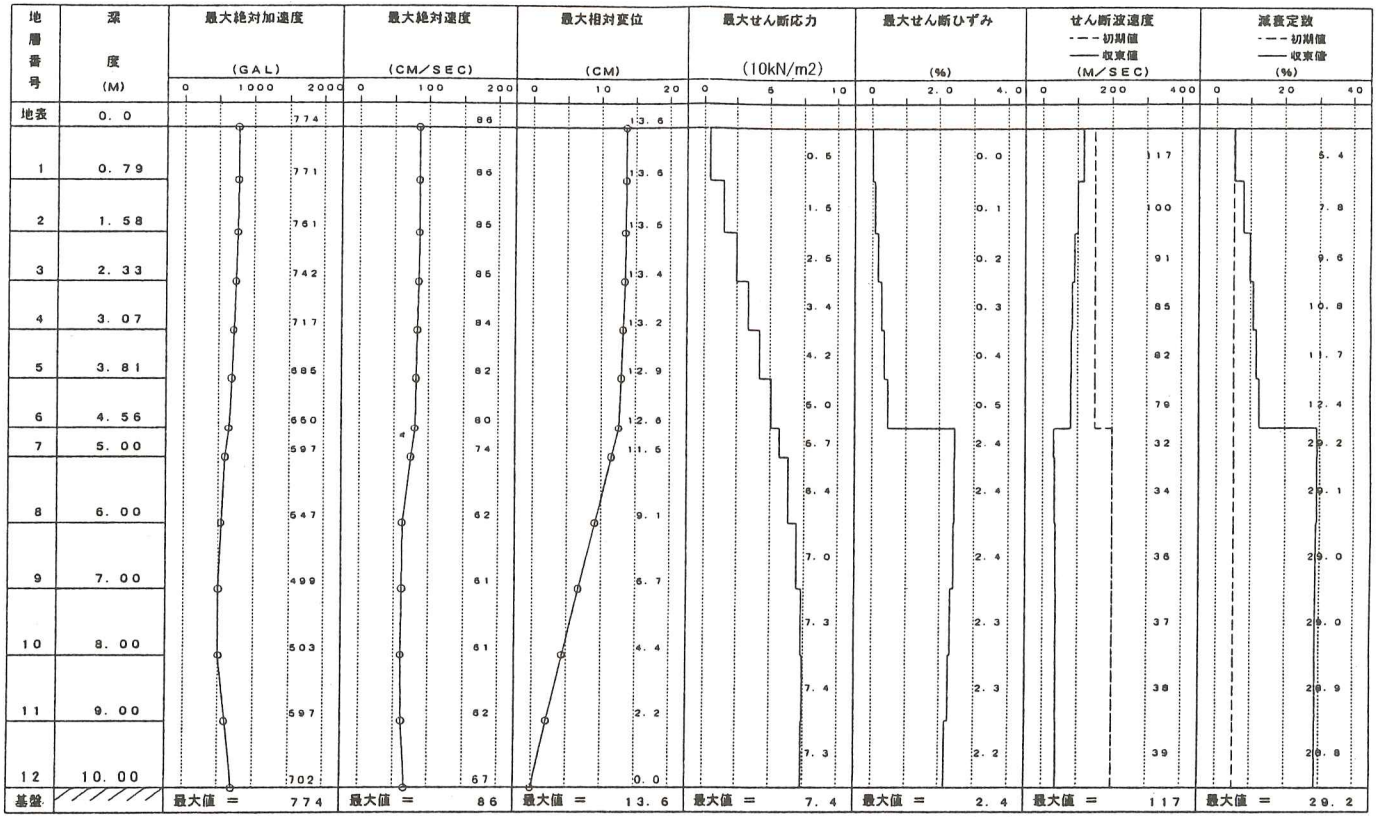
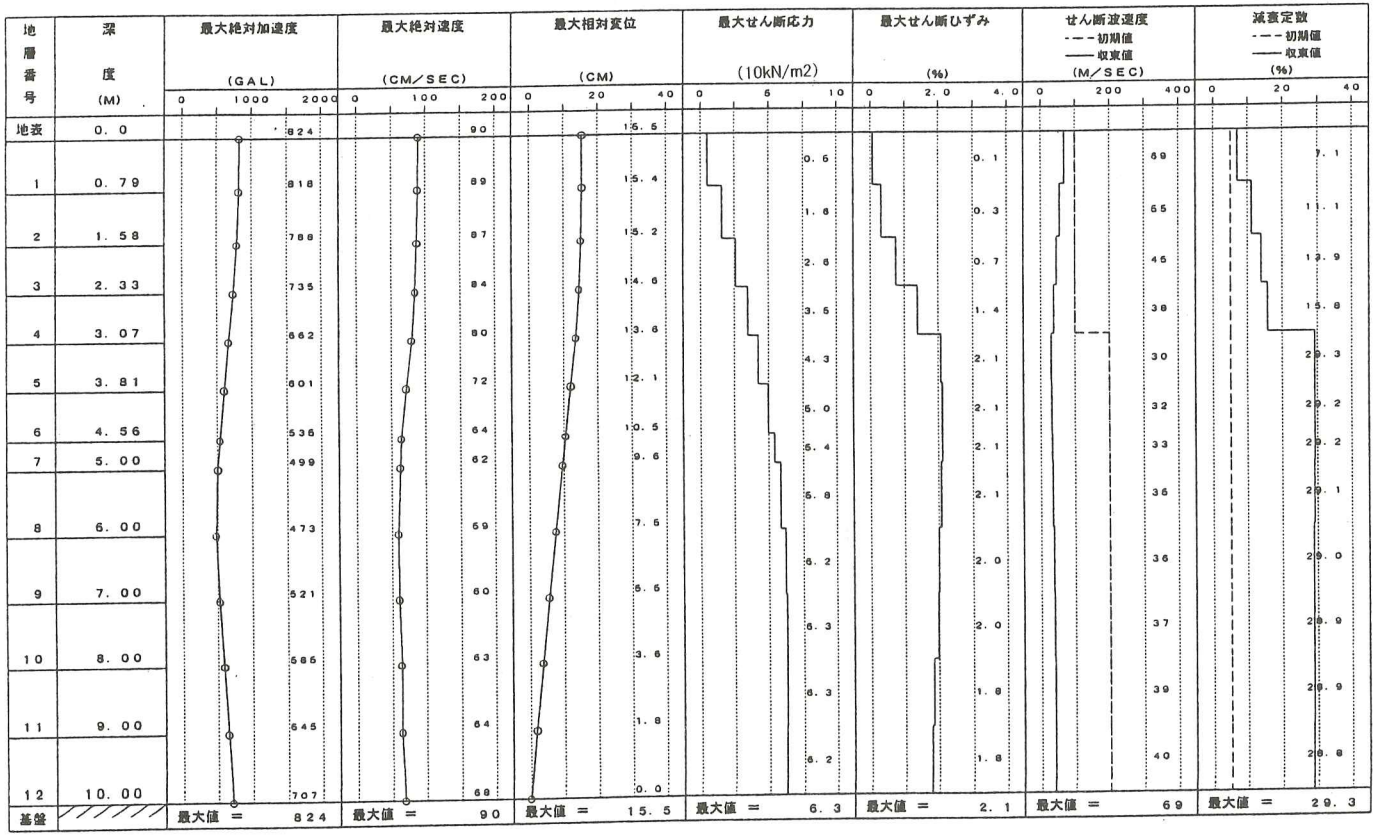
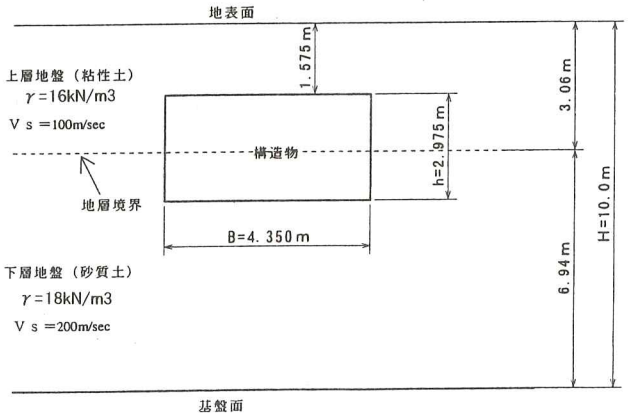


図-2.4(c)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン①、上層 Vs150m/s,下層 Vs200m/s)





地盤パターン②　（地層厚H＝１０m）

図-2.5(a)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン②、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)

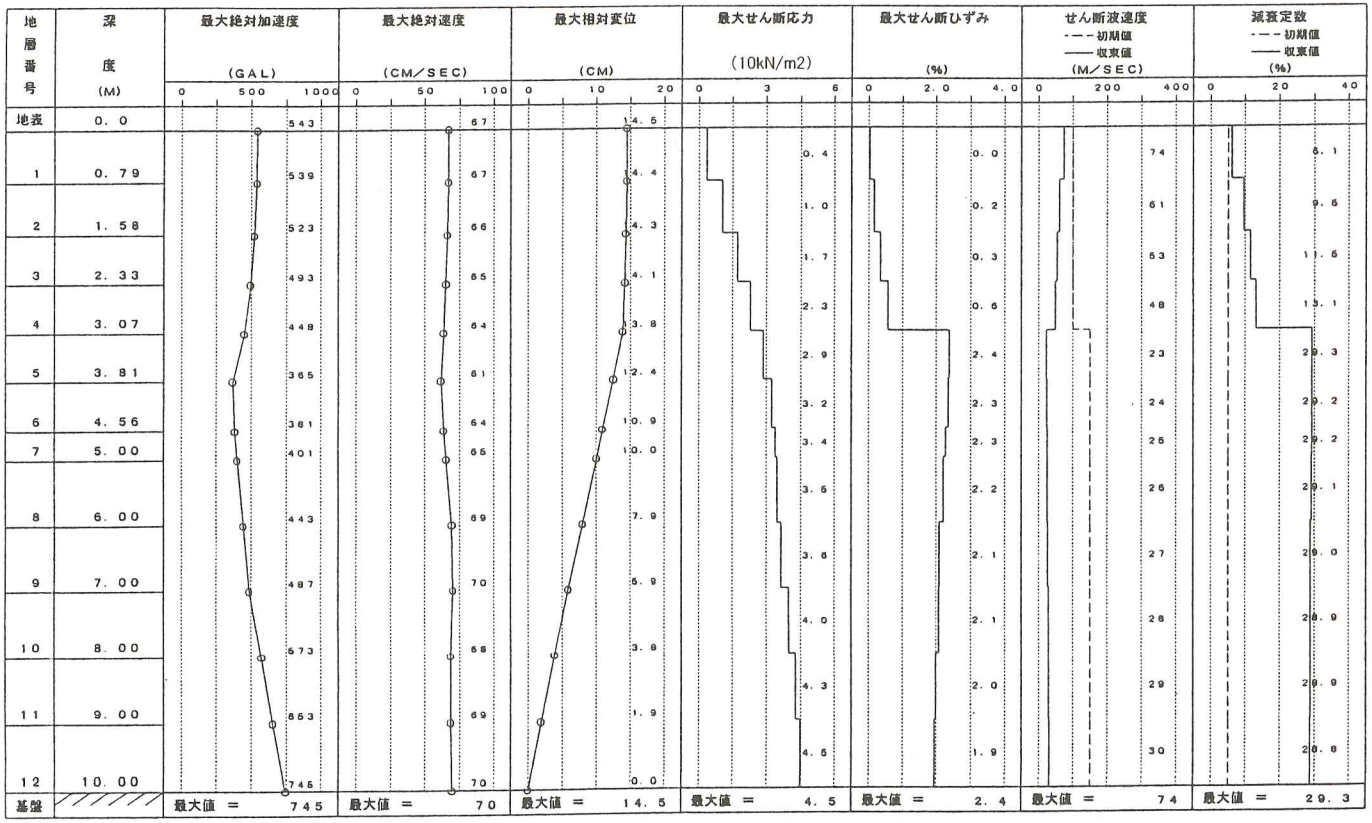


図-2.5(b)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン②、上層 Vs100m/s,下層 Vs150m/s)

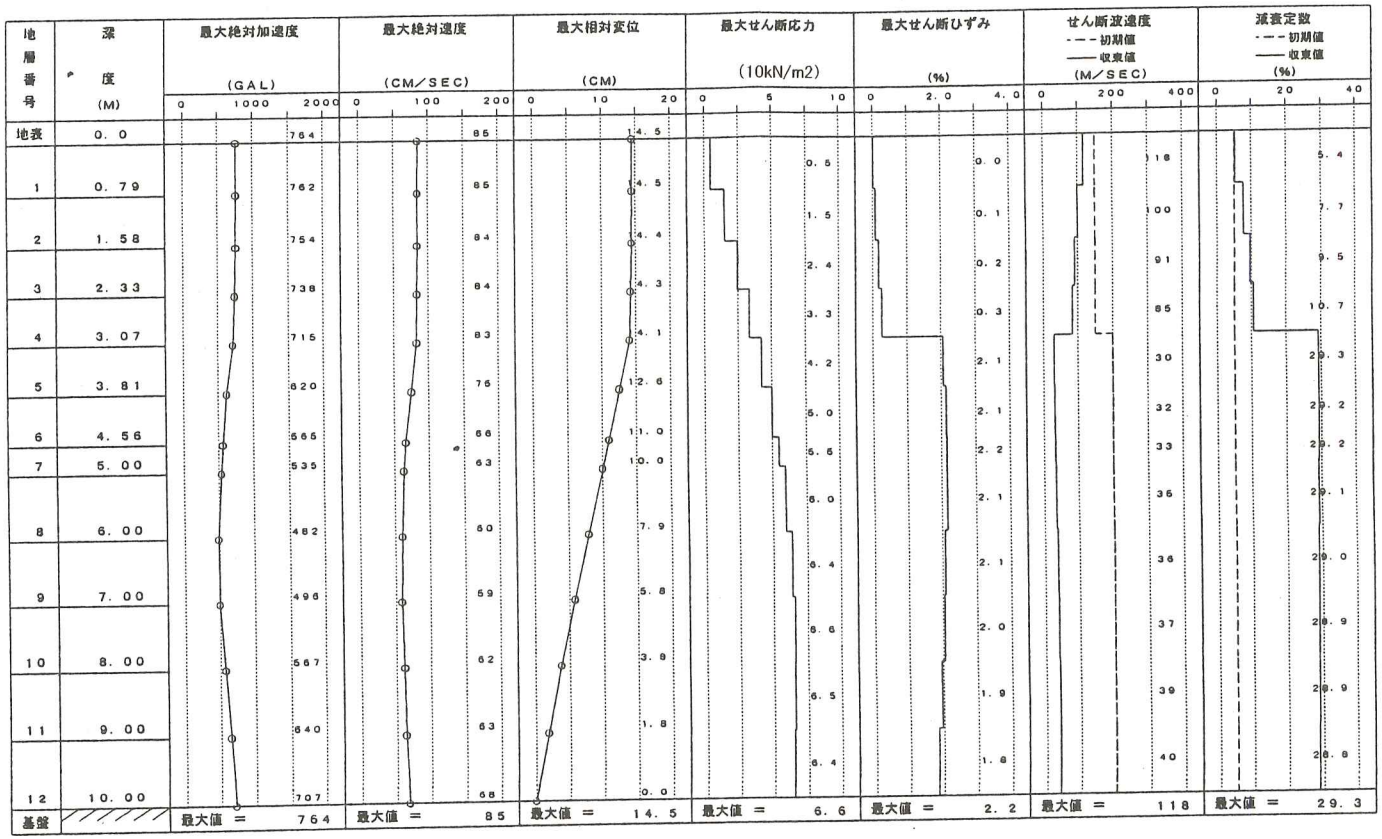
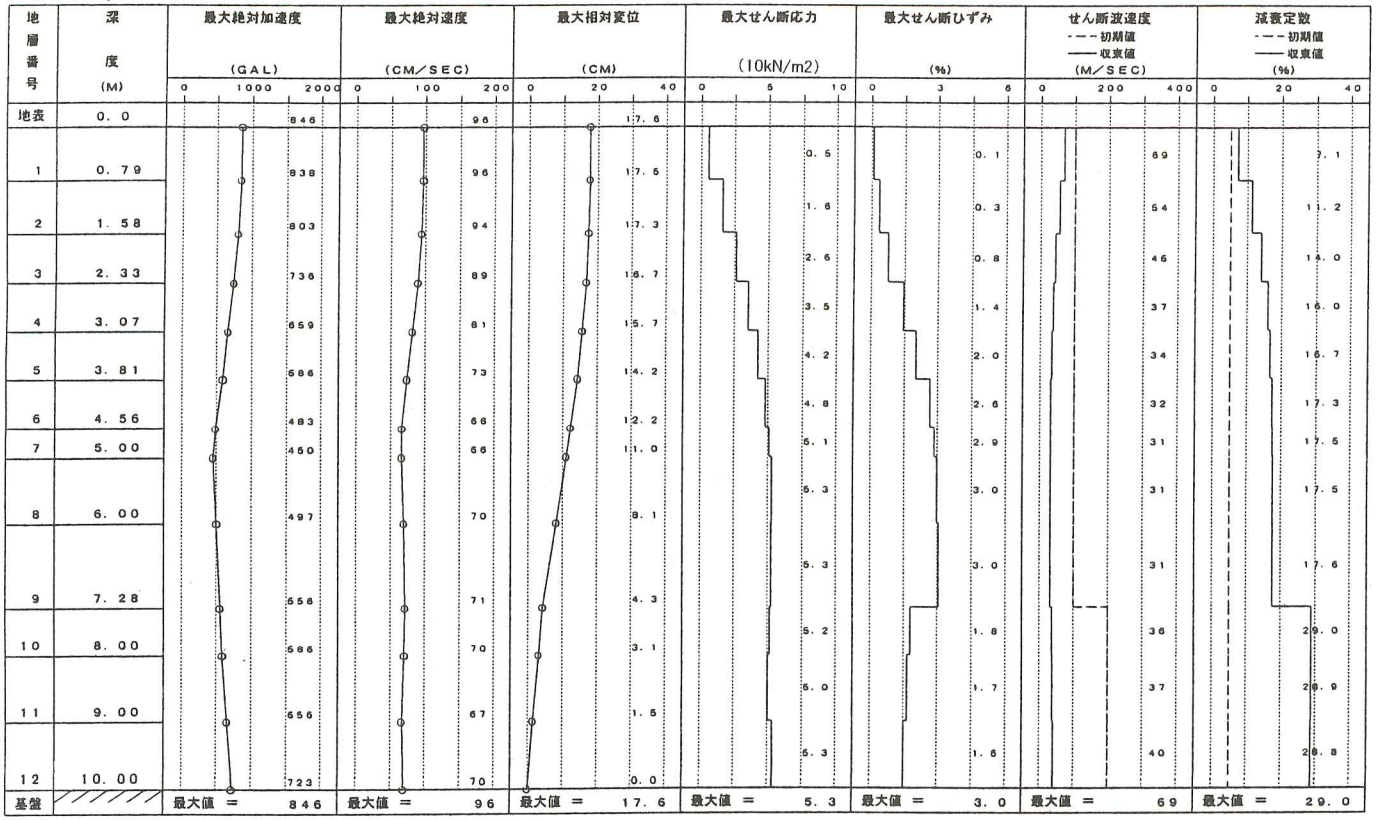
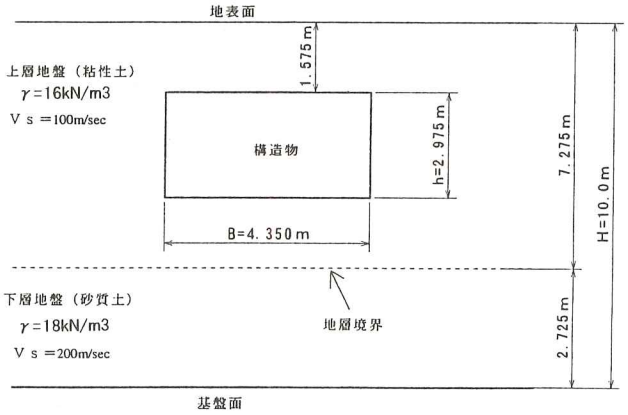


図-2.5(c)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン②、上層 Vs150m/s,下層 Vs200m/s)





地盤パターン③　（地層厚Ｈ＝１０ｍ）

図-2.6(a)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン③、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)

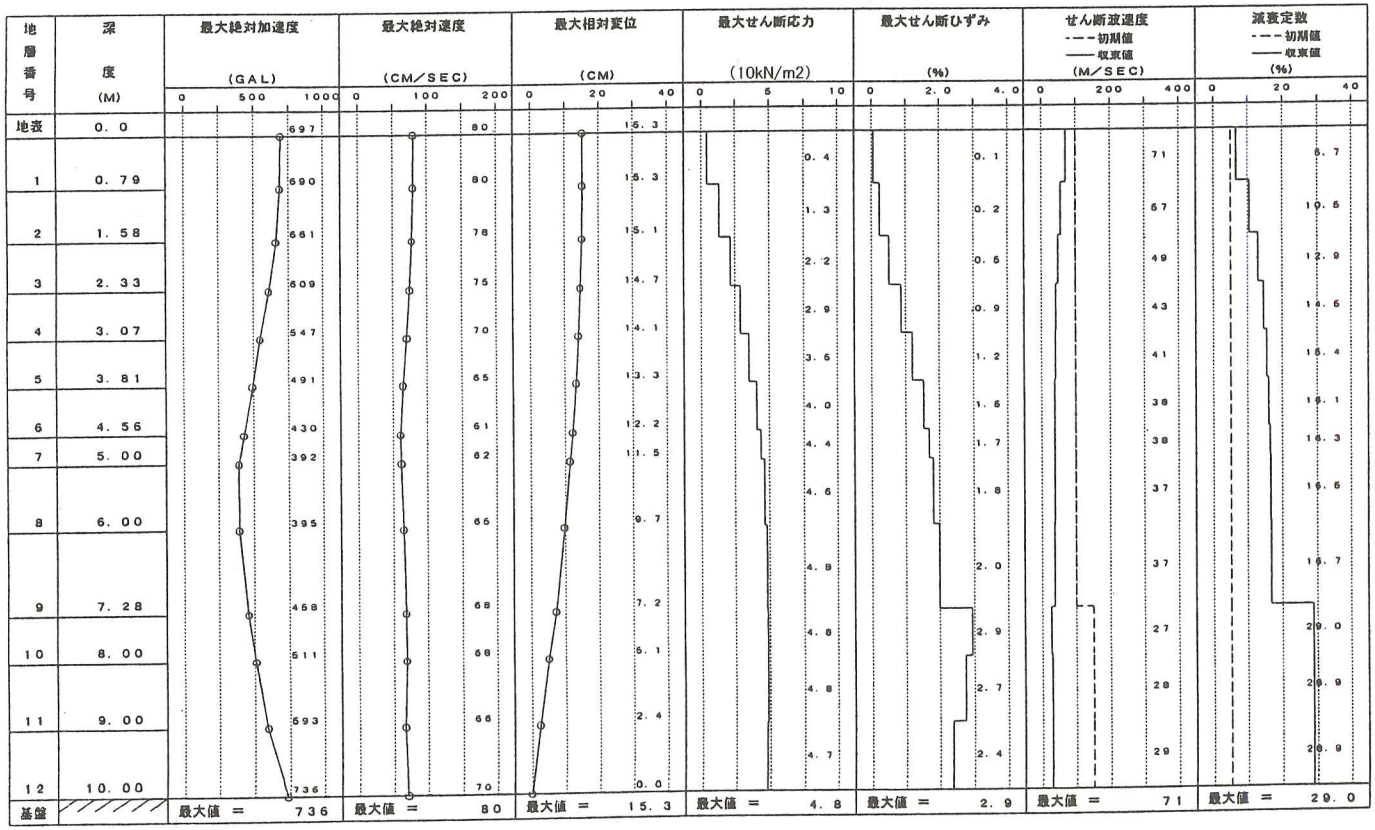


図-2.6(b)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン③、上層 Vs100m/s,下層 Vs150m/s)

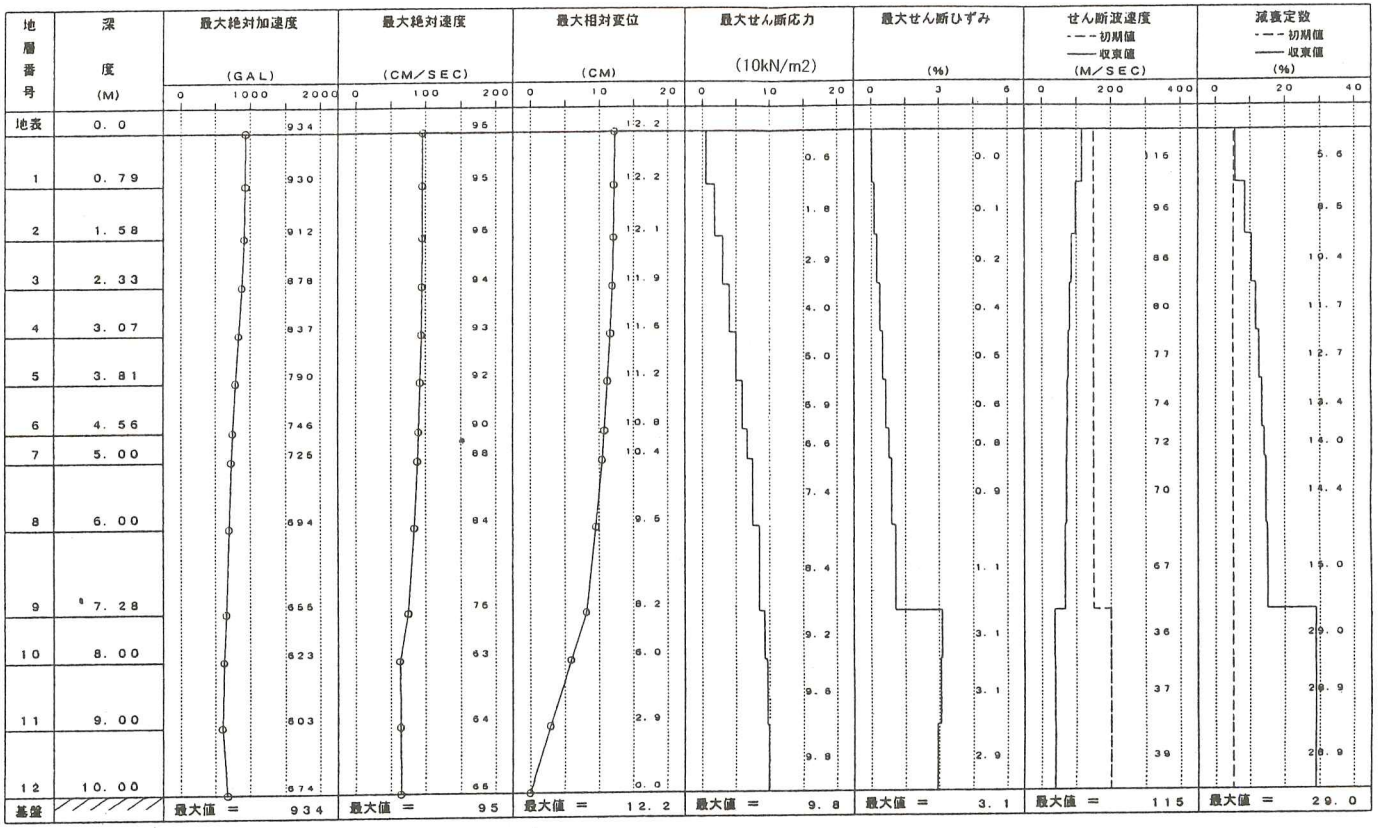
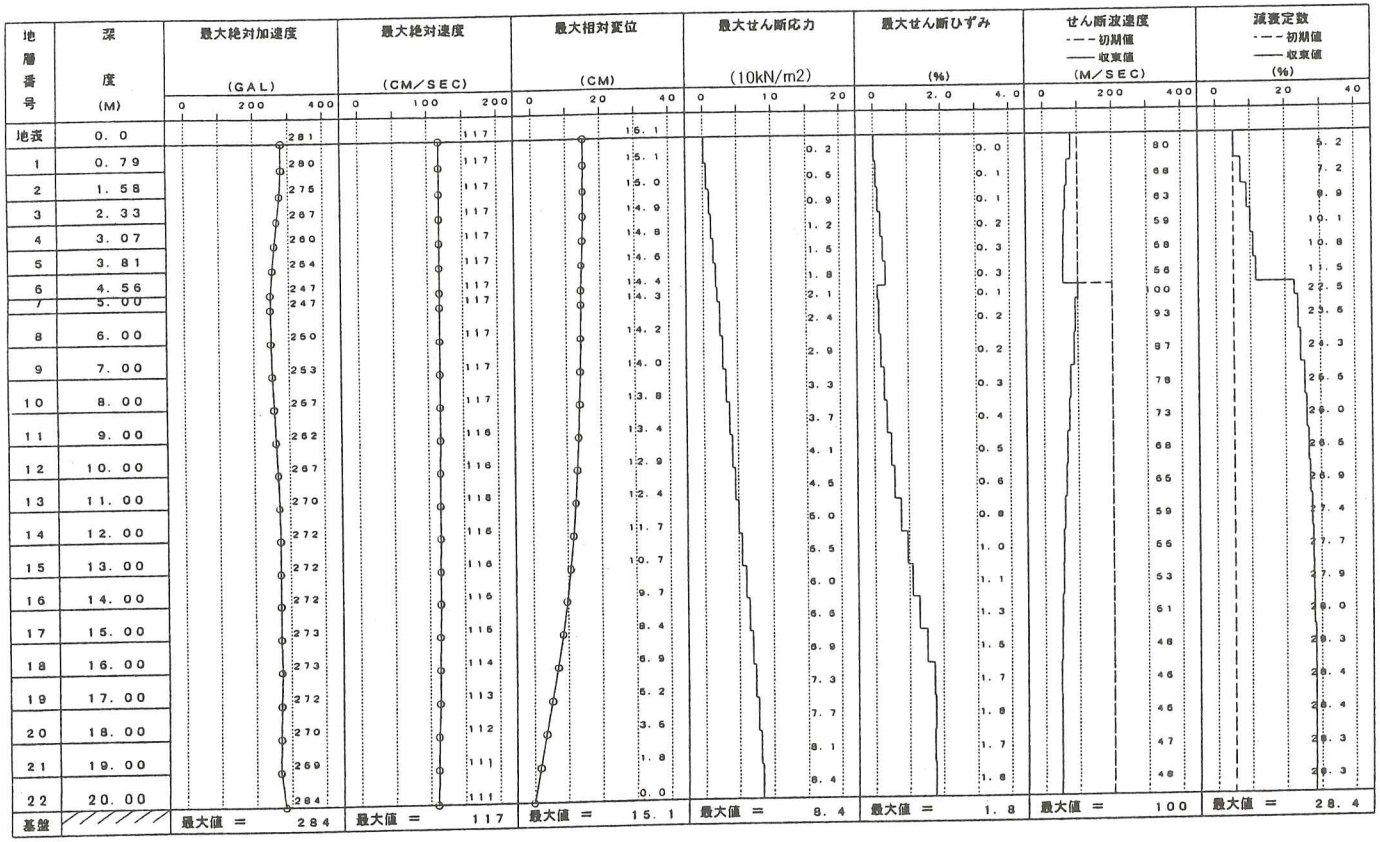
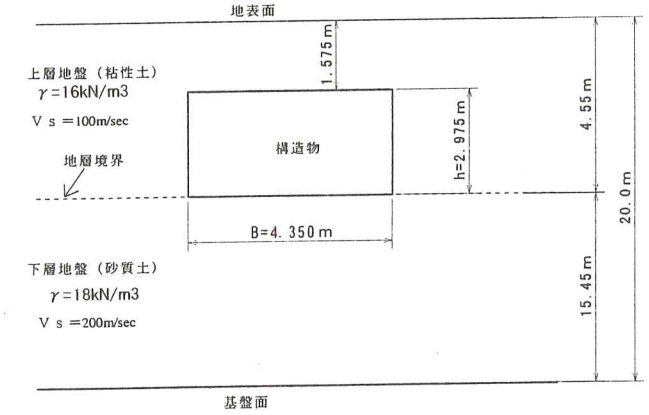


図-2.6(c)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚10m、地盤パターン③、上層 Vs150m/s,下層 Vs200m/s)





地盤パターン①　（地層厚H＝２０m）

図-2.7(a)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅠ地震動、層厚20m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)

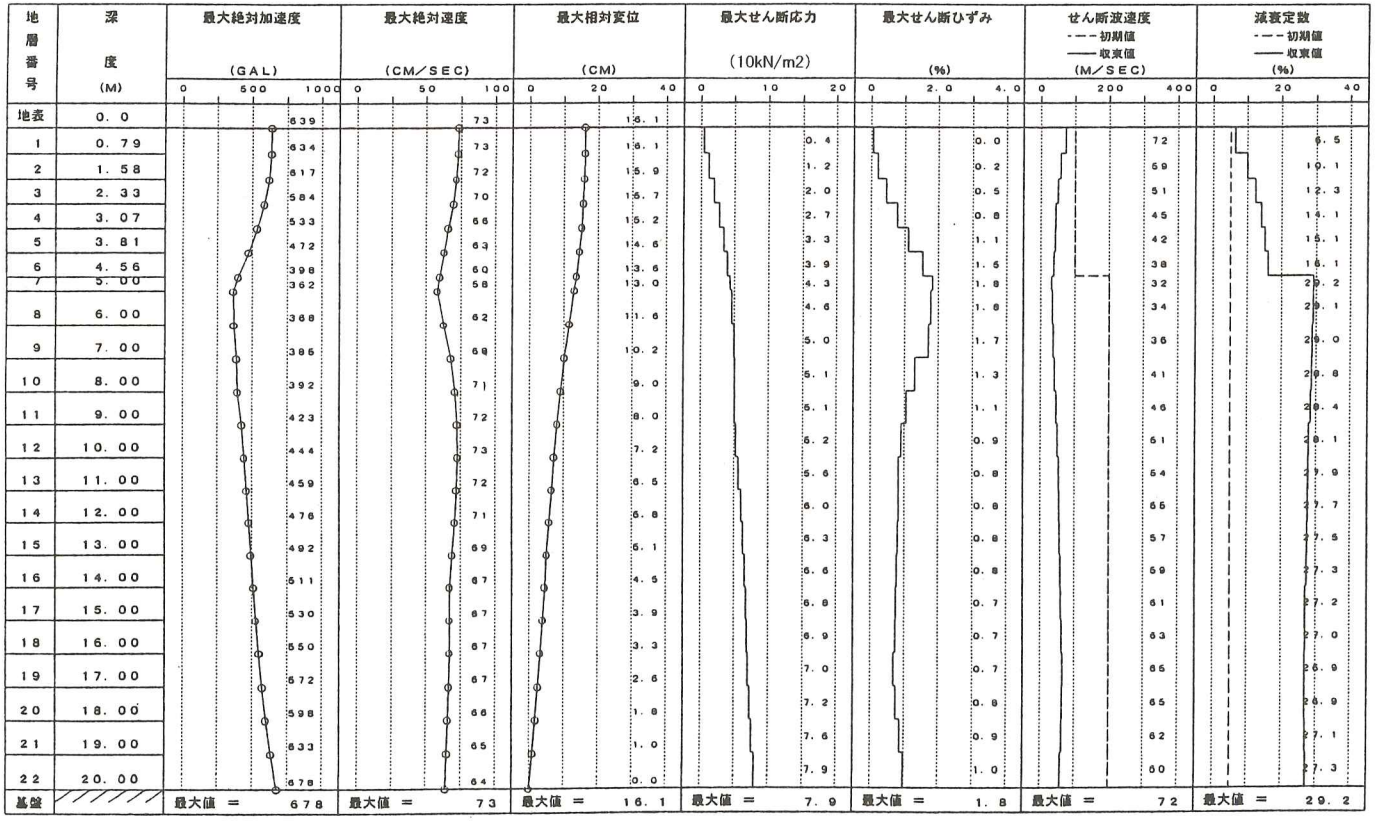
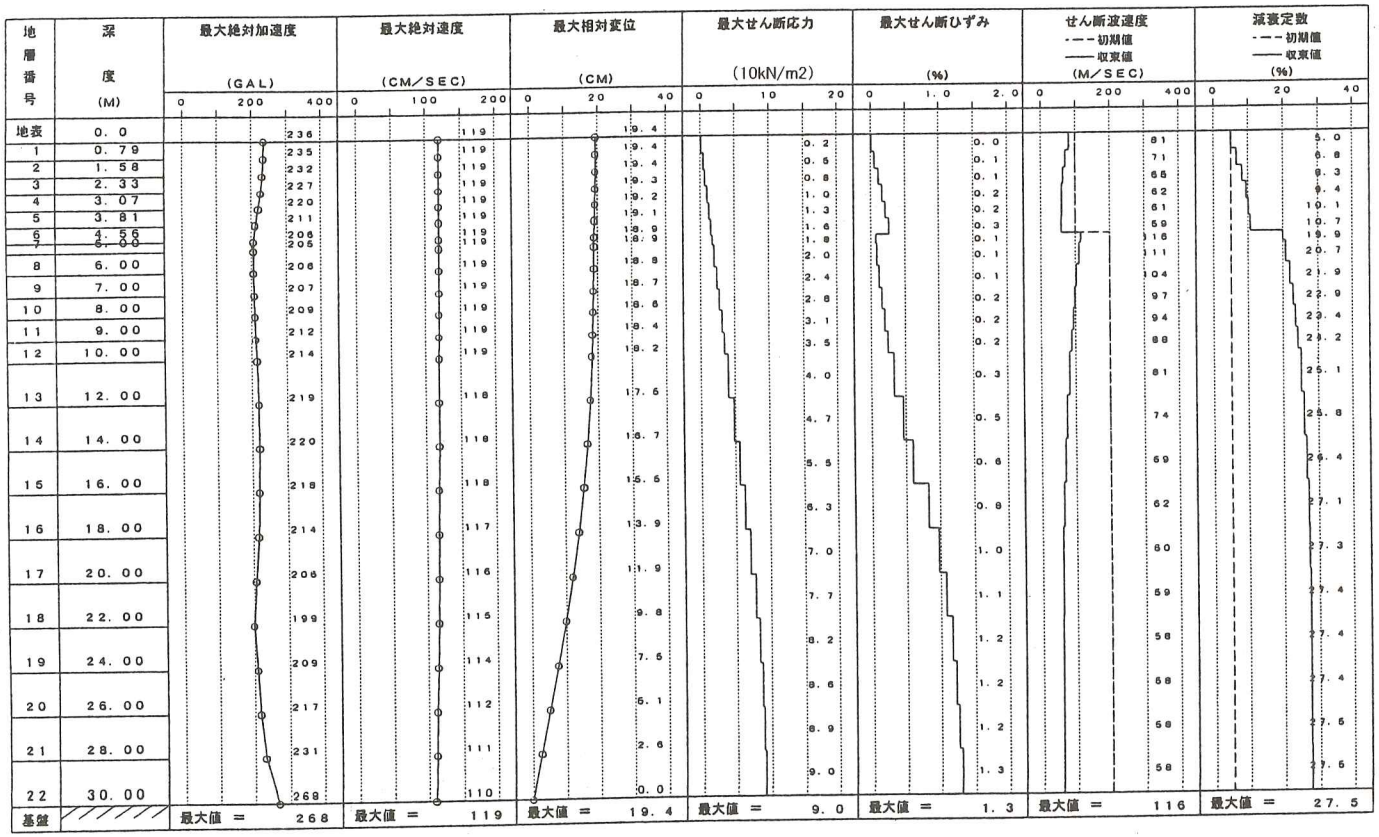
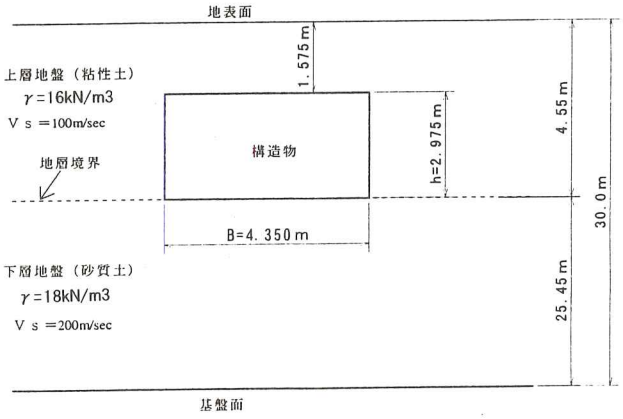


図-2.7(b)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚20m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)





地盤パターン①　（地層厚H＝３０ｍ）

図-2.8(a)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅠ地震動、層厚30m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)

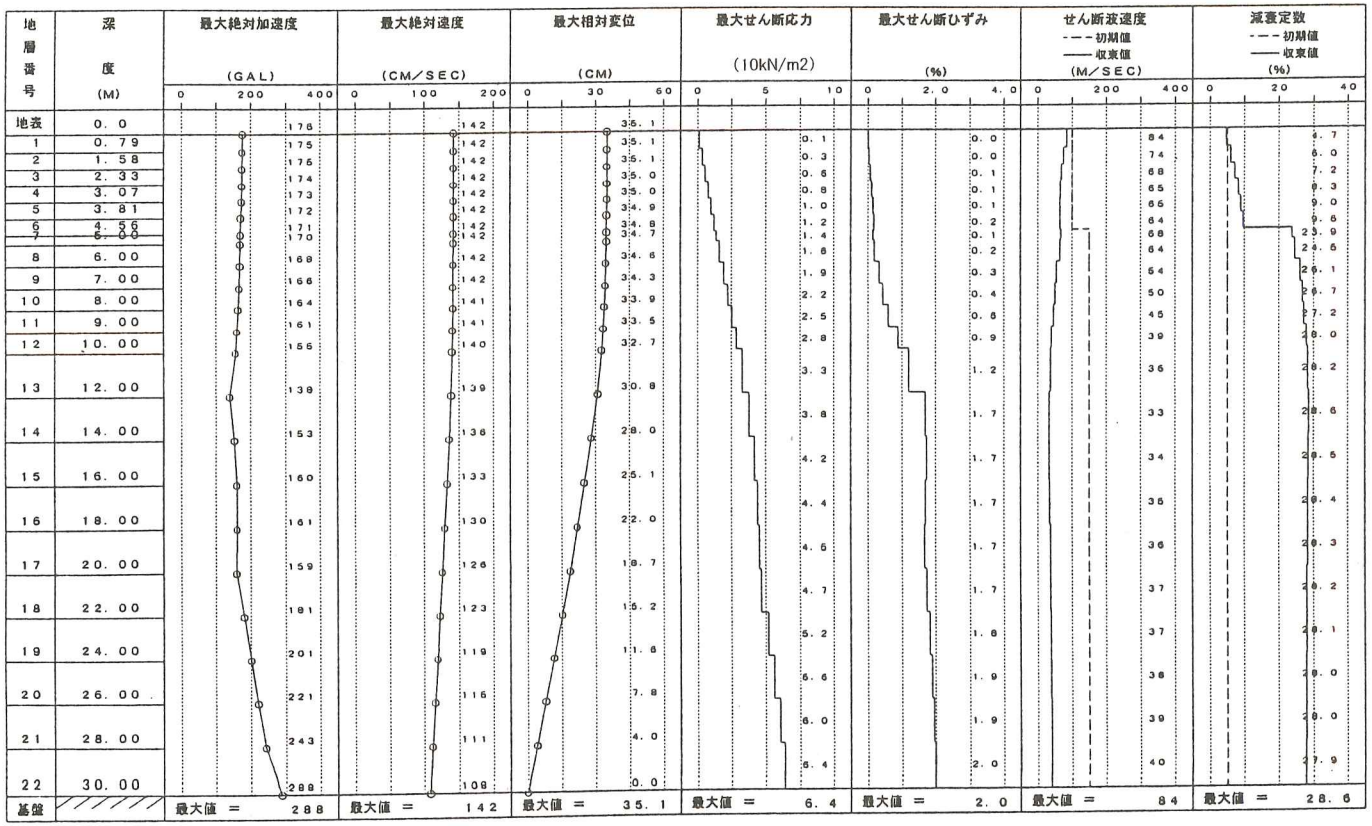


図-2.8(b)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅠ地震動、層厚30m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs150m/s)

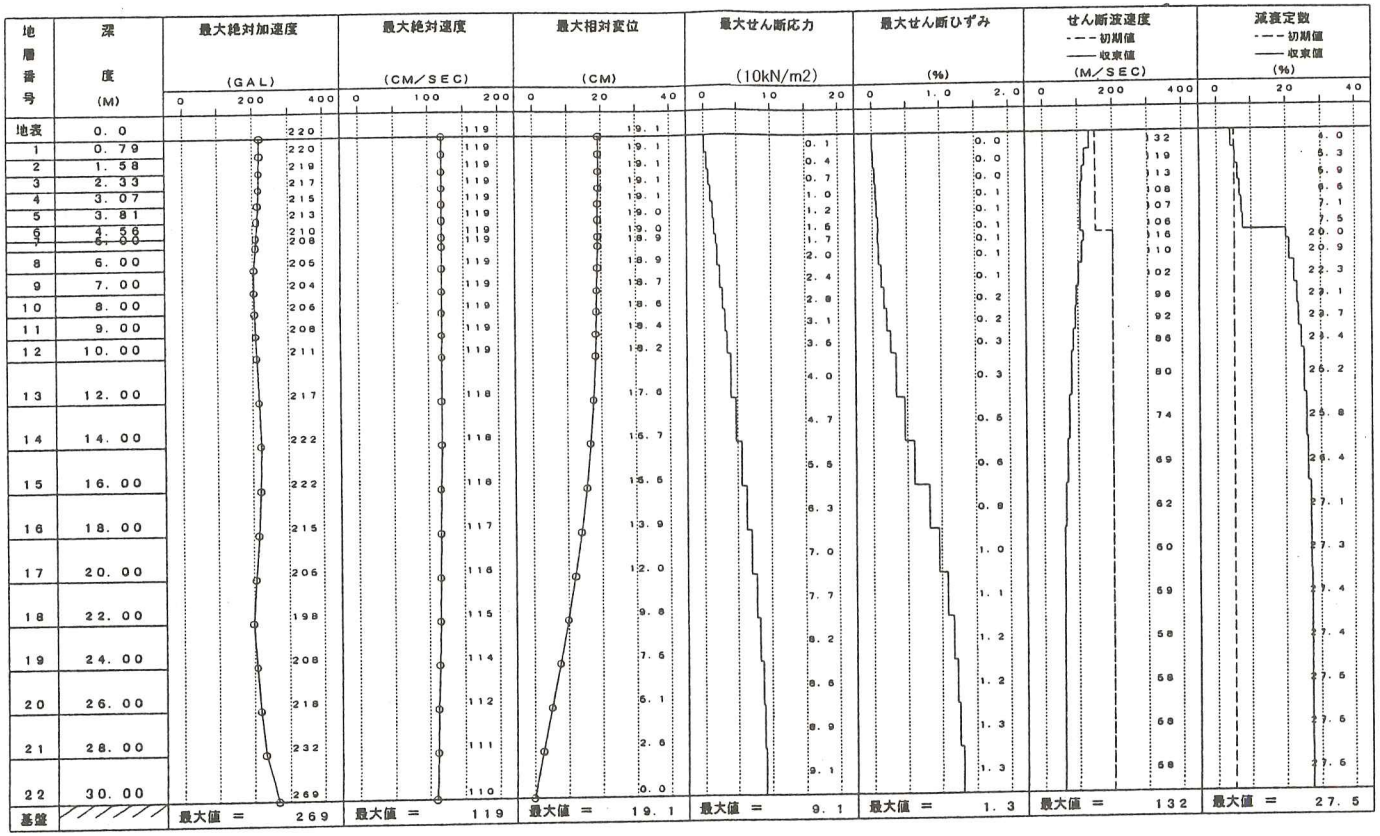
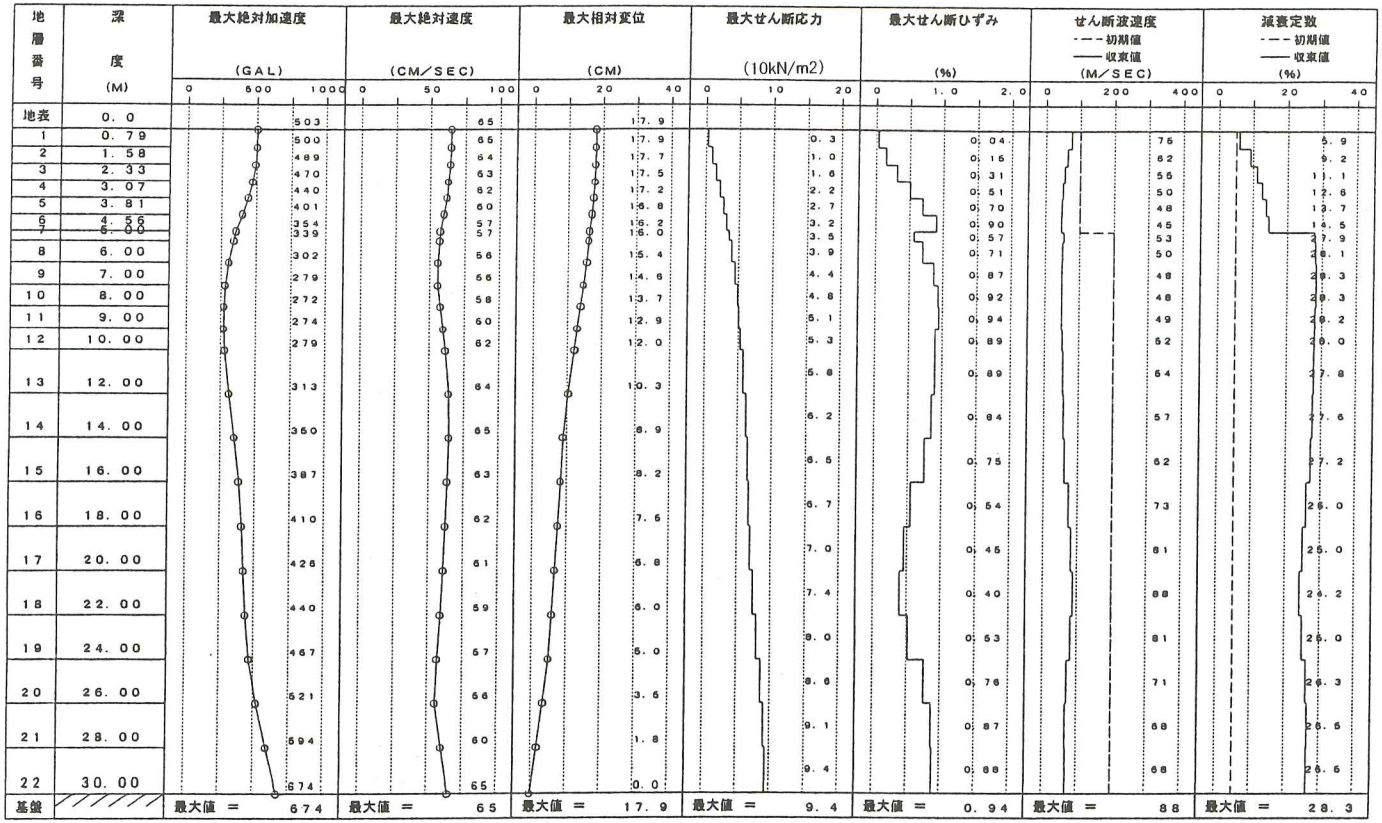
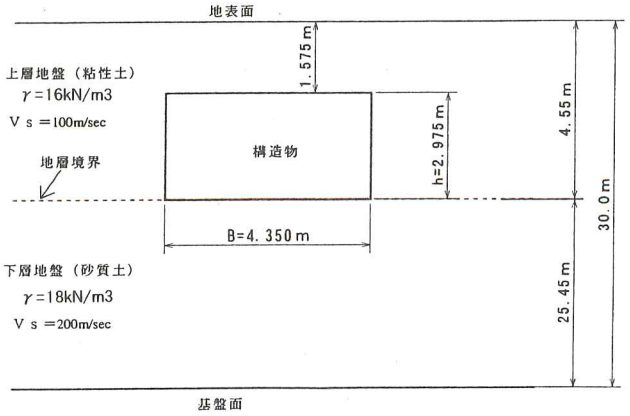


図-2.8(c)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅠ地震動、層厚30m、地盤パターン①、上層 Vs150m/s,下層 Vs200m/s)





地盤パターン①　（地層厚H＝３０ｍ）

図-2.9(a)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚30m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs200m/s)

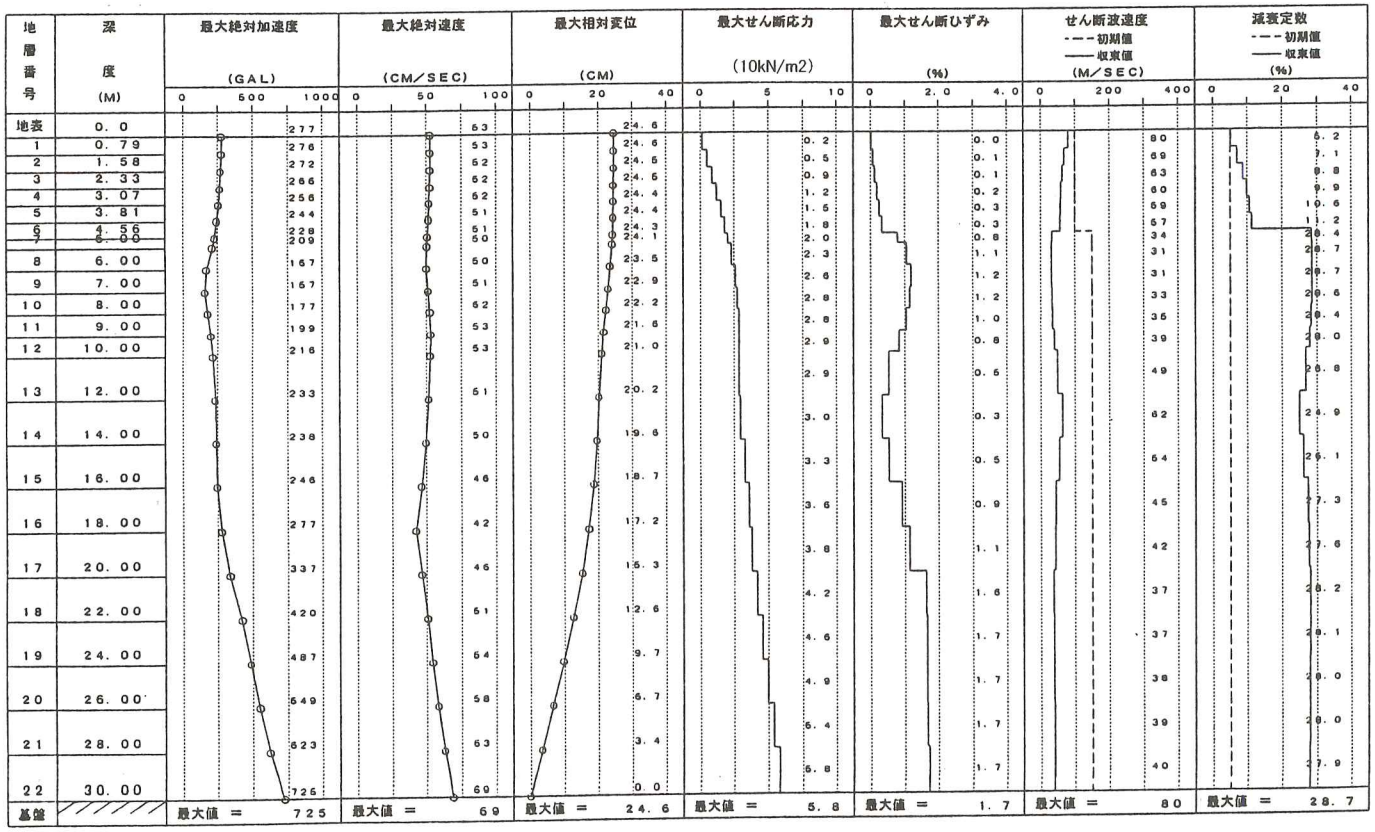


図-2.9(b)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚30m、地盤パターン①、上層 Vs100m/s,下層 Vs150m/s)

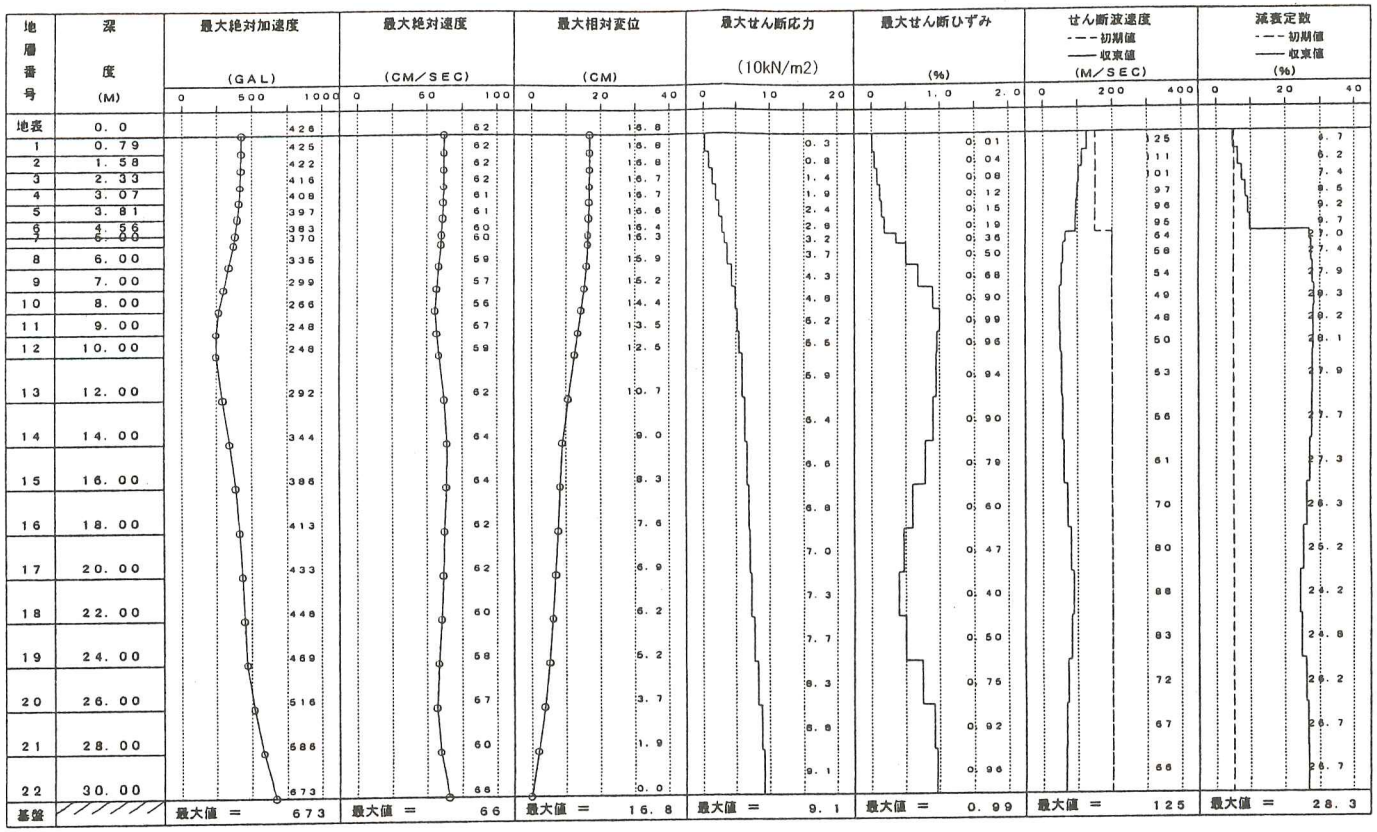


図-2.9(c)　地盤の地震応答解析結果(タイプⅡ地震動、層厚30m、地盤パターン①、上層 Vs150m/s,下層 Vs200m/s)

表－2.2　地下横断歩道の頂・底版位置の地盤の最大相対変位とせん断ひずみ

(a) 上層：Vs=100m/sec、下層：Vs=200m/sec

地盤case	入力地震動	地盤厚H(m)	地盤変位(cm)			構造物中心位置ひずみ(%)
			頂版位置	底版位置	相対変位	
パターン①	タイプⅠ Ⅰ-Ⅰ-3	10	2.3	1.4	0.97	0.37
		20	15.0	14.4	0.72	0.30
		30	19.4	18.9	0.56	0.20
	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	16.2	10.3	5.95	2.40
		20	15.9	13.6	2.89	1.10
		30	17.7	16.2	1.80	0.70
パターン②	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	15.2	10.5	4.68	2.10
パターン③	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	17.3	12.2	5.11	2.00

(b) 上層：Vs=100m/sec、下層Vs=150m/sec

地盤case	入力地震動	地盤厚H(m)	地盤変位(cm)			構造物中心位置ひずみ(%)
			頂版位置	底版位置	相対変位	
パターン①	タイプⅠ Ⅰ-Ⅰ-3	10	13.2	12.4	0.89	0.30
		30	35.1	34.8	0.37	0.10
	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	13.3	11.7	1.99	0.80
		30	24.5	24.3	0.68	0.30
パターン②	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	14.3	10.9	4.16	2.40
パターン③	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	15.1	12.2	3.08	1.20

(c) 上層：Vs=150m/sec、下層：Vs=200m/sec

地盤case	入力地震動	地盤厚H(m)	地盤変位(cm)			構造物中心位置ひずみ(%)
			頂版位置	底版位置	相対変位	
パターン①	タイプⅠ Ⅰ-Ⅰ-3	10	1.9	1.6	0.28	0.11
		30	19.1	19.0	0.18	0.10
	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	13.5	12.6	0.96	0.40
		30	16.8	16.4	0.40	0.15
パターン②	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	14.4	11.0	3.44	2.10
パターン③	タイプⅡ Ⅱ-Ⅰ-1	10	1.9	1.6	1.32	0.11

参考文献

1)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，平成8年12月

2)(社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年3月

3)岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)，土木研究所報告153の2，昭和55年3月

3．地下横断歩道横断方向に対する地震応答解析

3.1 概要

地下横断歩道の横断方向について、2次元有限要素モデルを用いた応答変位法により地震応答解析を行った。地盤振動の1次モードに着目した慣性力を地盤および構造物に作用させる地盤慣性力に基づく応答変位法[1)]により構造物の発生断面力を算定し、構造部材の照査を行った。

3.2 解析条件

3.2.1 対象構造物

地下横断歩道の標準的な断面を**図－3.1,3.2**に示す。1層1室の鉄筋コンクリート製ボックス構造であり、内空高さが2.6m、内空幅がそれぞれ、2.5m,4.0mである。ここでは、構造断面の大きい内空幅4.0mの断面を対象とした。

3.2.2 解析ケース

横断方向の解析ケースを**表-3.1**に示す。**表-2.2**に示すように頂版と底版位置の地盤の最大相対変位は5.95cm、構造物中心位置の最大せん断ひずみは2.4%となっており、これらの最大応答は、いずれも、構造物底面を地層境界（パターン①）とした上層Vs＝100m/s，下層Vs＝200m/s、地層厚10mの地盤において、タイプⅡ地震動（Ⅱ－Ⅰ－1）を用いた場合に生じていることから、横断方向の解析の対象地盤として、構造物底面に地層境界を有する層厚10mの２層地盤（上層Vs＝100m/s，下層Vs＝200m/s）のケースを選定した。また、同じ地層境界の条件で、上・下層の地盤の剛性差の影響を調べるために、インピーダンス比の小さい上層Vs＝100m/s，下層Vs＝150m/sの地盤も対象とした。

入力地震動は、対象地盤の選定と同様に、地盤応答が大きくなっているタイプⅡ地震動（Ⅱ－Ⅰ－1）を基本とする。また、入力地震動の違いによる影響を調べるために、タイプⅠ地震動（Ⅰ－Ⅰ－3）を用いた解析も行った。タイプⅠ地震動（Ⅰ－Ⅰ－3）、タイプⅡ地震動（Ⅱ－Ⅰ－1）による工学的基盤面での地震波の加速度応答スペクトル(減衰定数20%)を**図-3.3**に示す。上層Vs＝100m/s，下層Vs＝150m/sの地盤において、タイプⅠ、タイプⅡ地震動を入力した場合の地盤の1次の固有周期は、ともに1.33(s)であり、タイプⅠおよびタイプⅡの加速度応答スペクトルの大きさがほぼ等しくなることから、タイプⅠ地震動（Ⅰ－Ⅰ－3）の解析は、上層Vs＝100m/s，下層Vs＝150m/sの地盤を用いることとした。

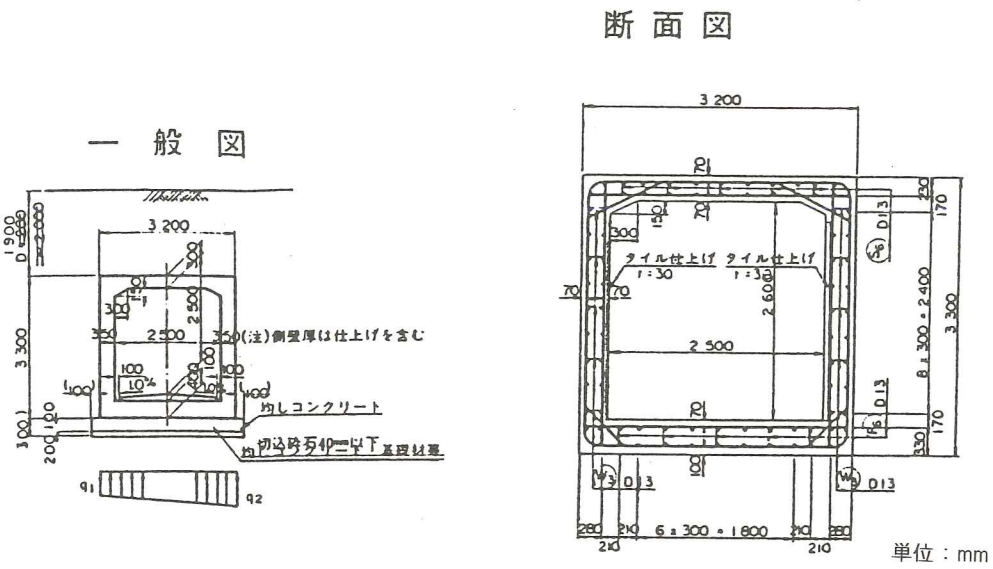


図-3.1　地下横断歩道構造図(内空幅2.5m)

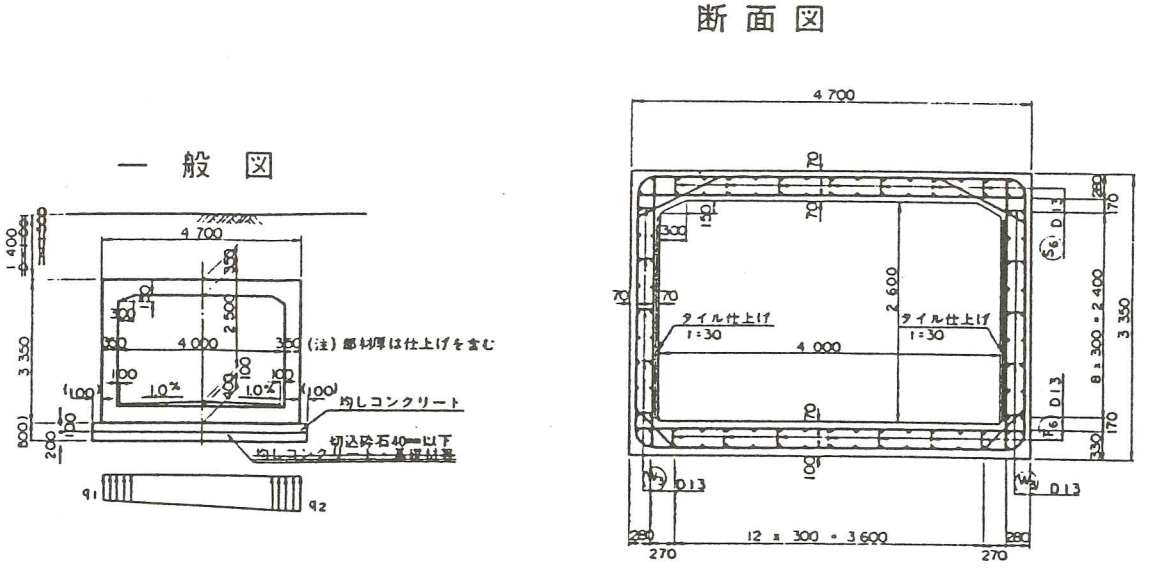
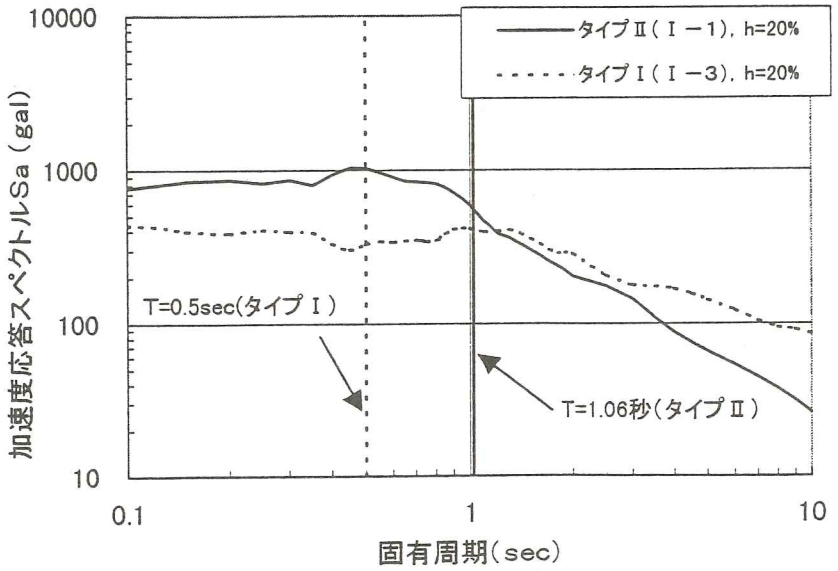


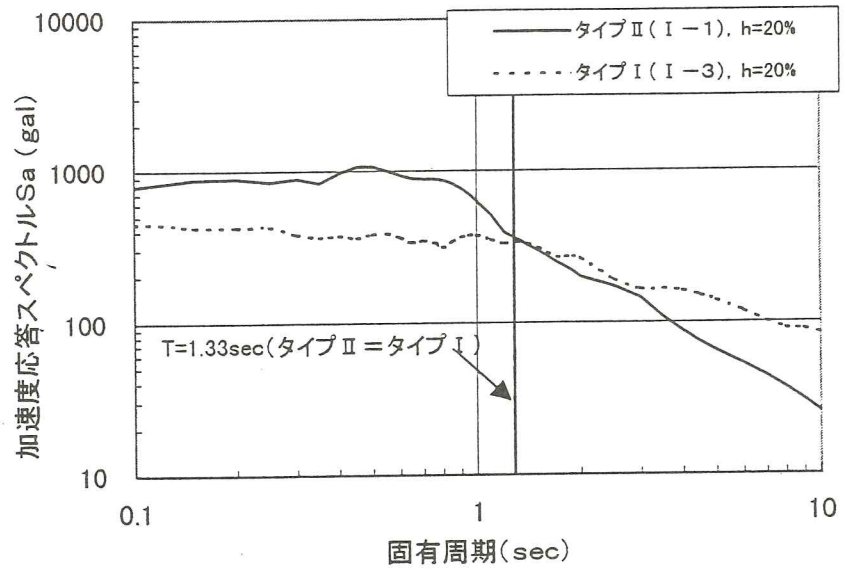
図-3.2　地下横断歩道構造図(内空幅4.0m)

表－3.1 横断方向の解析ケース

入力地震動	検討対象地盤モデル	
	上層100m/s：下層200m/s	上層100m/s：下層150m/s
Ⅱ－Ⅰ－1	○	○
Ⅰ－Ⅰ－3	－	○



(a)上層Vs=100m/s，Vs=200m/s



(b)上層Vs=100m/s，Vs=150m/s

図-3.3 タイプⅠ、タイプⅡ地震波による基盤面地震動(E+F)の加速度応答スペクトル(減衰定数20%)

3.2.3 地震時地盤定数

表-3.1に示す横断方向の解析ケースに対応する地盤の地震応答解析結果はそれぞれ、図－2.4(a),2.4(b),2.3(b)であり、表－3.2に3ケースの地震時地盤定数を示す。

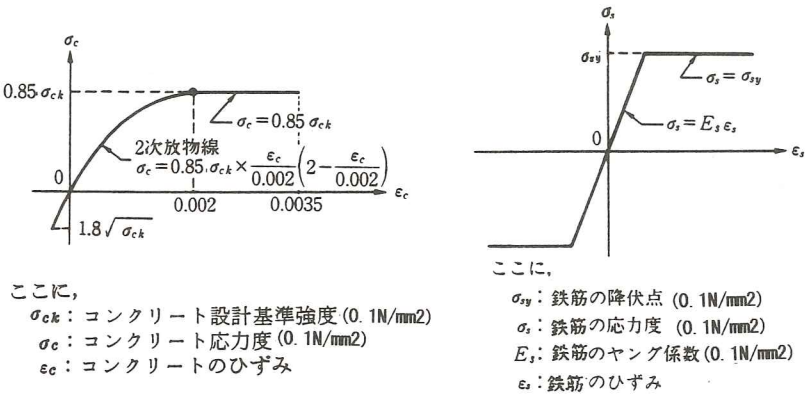
表－3.2 地震時地盤定数

地層	地層名	層厚	単位体積重量	地盤剛性(kN/m²)			減衰定数		
				タイプⅡ		タイプⅠ	タイプⅡ		ﾀｲﾌﾟⅠ
番号		(m)	(kN/m³)	100:200m/s	100:150m/s	100:150m/s	100:200m/s	100:150m/s	100:150m/s
1		0.79	16	7560	15790	10100	0.073	0.062	0.054
2		0.79	16	4660	10820	7300	0.115	0.095	0.076
3		0.89	16	3090	8520	6080	0.144	0.116	0.094
4	粘性土	0.64	16	2110	7160	5340	0.162	0.131	0.106
5		0.64	16	1750	6470	5050	0.170	0.141	0.114
6		0.81	16	1450	5870	4790	0.176	0.148	0.121
7		0.45	18	1910	1910	1070	0.292	0.292	0.292
8		1.00	18	2130	2130	1200	0.291	0.291	0.291
9		1.00	18	2350	2350	1320	0.290	0.290	0.290
10	砂質土	1.00	18	2570	2570	1450	0.290	0.290	0.290
11		1.00	18	2720	2720	1530	0.289	0.289	0.290
12		1.00	18	2870	2870	1610	0.288	0.288	0.288

3.2.4 構造部材の非線形特性

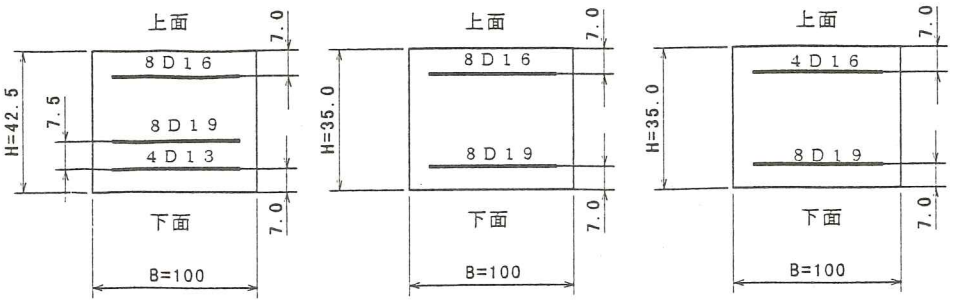
地下横断歩道の構造部材の曲げモーメント－曲率(M－φ)関係を算定する際に考慮する軸力は、微小ひずみレベルの地盤剛性を用いて、部材を線形とした時の自重解析により算出した。また、帯鉄筋や幅止め筋の間隔が大きいことから、M－φ関係の算定に用いるコンクリートの応力－ひずみ関係は、帯鉄筋による拘束効果を考慮しないものとした。コンクリートおよび鉄筋の応力－ひずみ関係[2)]を**図－3.4**に示す。また、**図－3.2** をもとに整理した地下横断歩道の部材の配筋図を**図－3.5**に示す。

部材の曲げモーメント－曲率関係を**図－3.6(a),(b)**に示す。鉄筋降伏以降の曲げ剛性が負の勾配となっているが、これは、終局時の圧縮側鉄筋より外側のかぶりコンクリートの抵抗を無視しているためである。



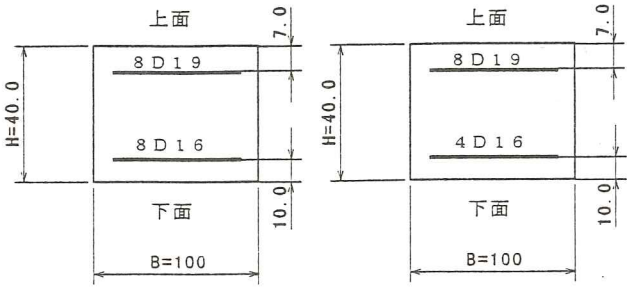
(a) コンクリート　　(b) 鉄　筋

図－3.4 応力度～ひずみ曲線



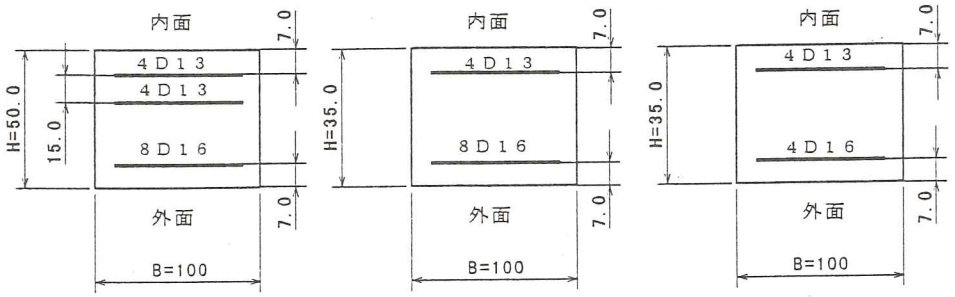
単位：cm

(1) 頂版断面配筋図



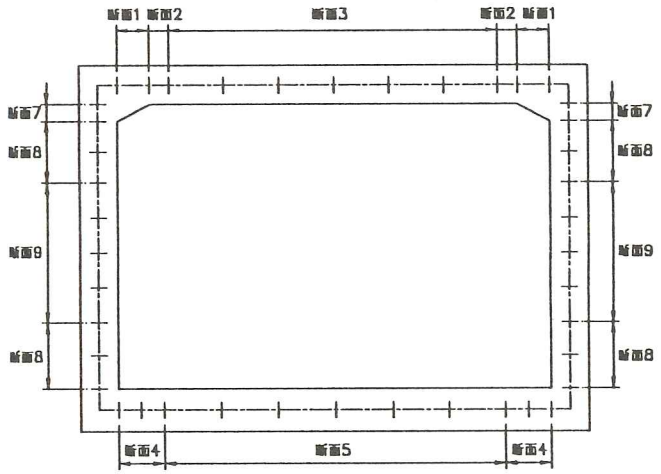
単位：cm

(2) 底版断面配筋図

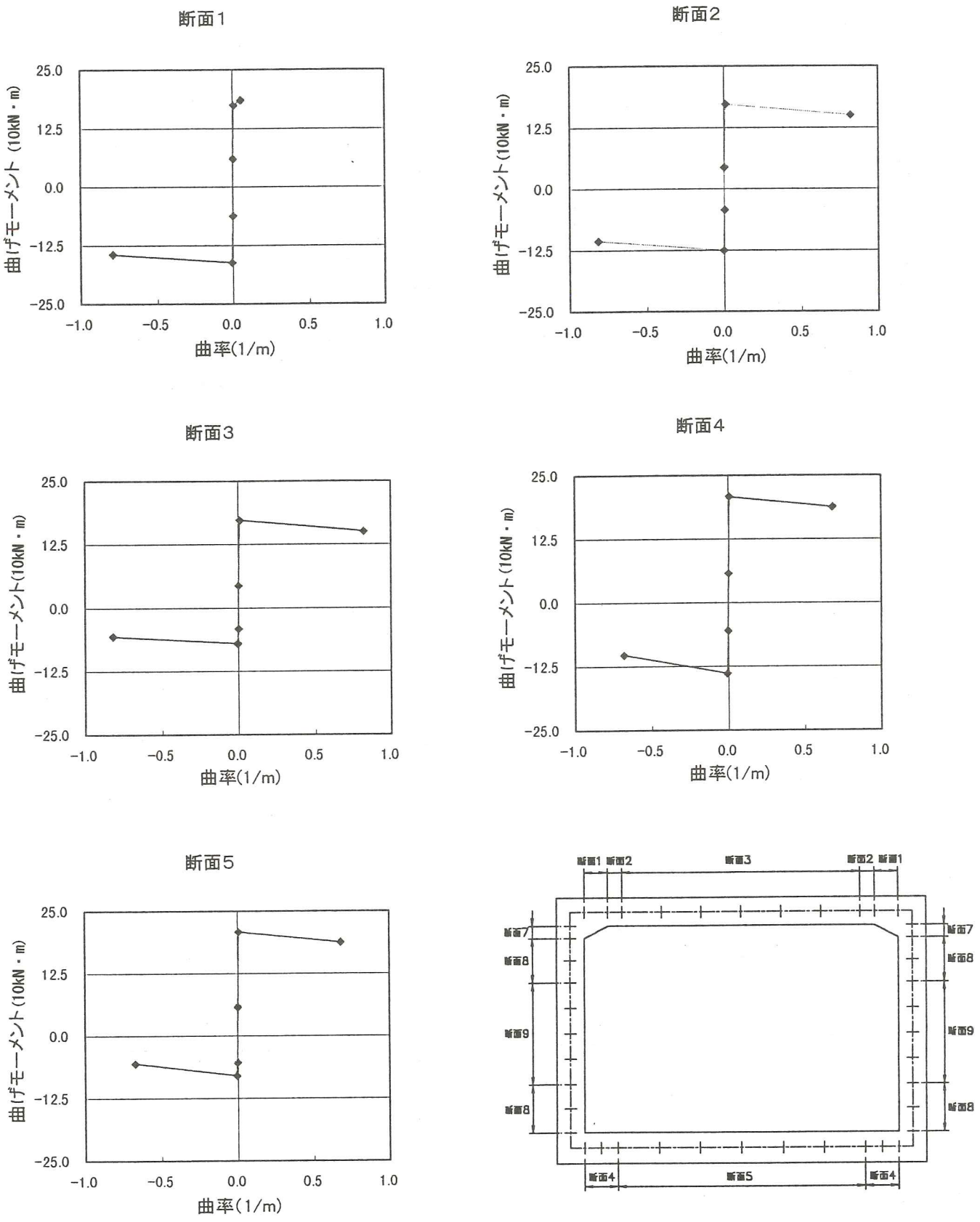


単位：cm

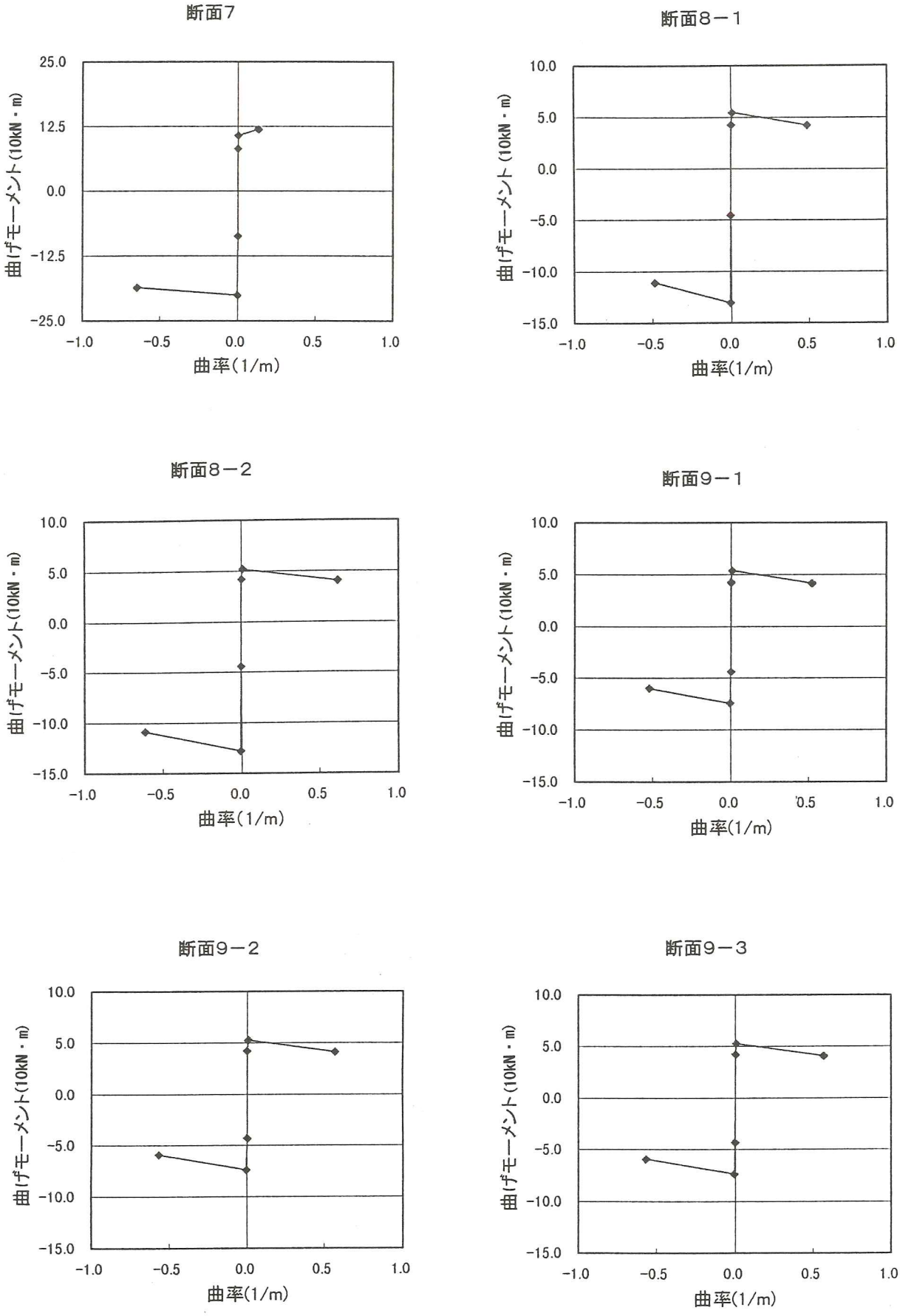
(3) 側壁断面配筋図



図－3.5　地下横断歩道構造部材の配筋図



図－3.6(a)　部材の曲げモーメント～曲率関係（断面1～5）



図－3.6(b)　部材の曲げモーメント～曲率関係(断面7～9)

3.3 解析結果

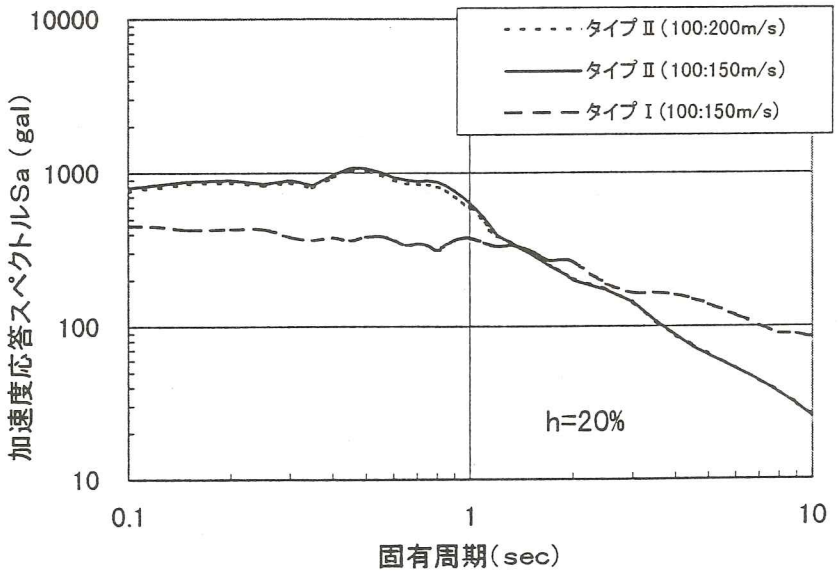
3.3.1 地盤・構造物に作用させる慣性力

地盤の1次モード変位分布を有限要素でモデル化した地盤に再現するには、1次モード変位分布となる加速度により生じる慣性力を地盤モデルに与えればよい。地盤慣性力に基づく応答変位法[1]による解析では、地表面からの深さzにおける地盤の応答加速度を式(3.1)により算出し、地盤・構造物の質量を乗じることにより、地盤・構造物に作用させる慣性力を算定した。

$$Ra(z) = \beta \cdot \phi(z) \cdot Sa(T) \qquad (3.1)$$

ここに、Ra(z)：地盤の深さzにおける応答加速度
β：地盤の1次の刺激係数
$\phi(z)$：深さzにおける地盤の1次モード振幅
Sa(T)：固有周期Tでの加速度応答スペクトル

地盤の地震応答解析により得られる基盤面の加速度波形から算出した加速度応答スペクトルを**図－3.7**に示す。なお、減衰定数は、地盤の地震応答解析の収束減衰定数をもとに20%とした。地盤の1次モードの変位分布および式(3.1)により算定した地盤の加速度分布を**表－3.3**に示す。



図－3.7 加速度応答スペクトル

表－3.3(a) 地盤の1次モードの変位分布および加速度分布

（タイプⅡ地震動　100m/s：200m/s）

地層番号	地層名	層厚 (m)	地盤剛性 (kN/m2)	深さ (m)	β×φ	変位 (cm)	加速度 (gal)
1		0.79	7560.0	0.00	1.29	18.83	661.5
2		0.79	4660.0	-0.79	1.28	18.78	660.0
3		0.89	3090.0	-1.58	1.27	18.56	652.3
4	粘性土	0.64	2110.0	-2.46	1.23	17.95	630.7
5		0.64	1750.0	-3.10	1.17	17.06	599.3
6		0.81	1450.0	-3.74	1.08	15.76	553.6
7		0.45	1910.0	-4.55	0.92	13.41	471.3
8		1.00	2130.0	-5.00	0.84	12.30	432.3
9		1.00	2350.0	-6.00	0.67	9.83	345.4
10	砂質土	1.00	2570.0	-7.00	0.50	7.31	257.0
11		1.00	2720.0	-8.00	0.33	4.84	170.1
12		1.00	2870.0	-9.00	0.16	2.38	83.8
基盤面		－	－	-10.00	0.00	0.00	0.0

固有周期T＝1.06秒

表－3.3(b) 地盤の1次モードの変位分布および加速度分布

（タイプⅡ地震動　100m/s：150m/s）

地層番号	地層名	層厚 (m)	地盤剛性 (kN/m2)	深さ (m)	β×φ	変位 (cm)	加速度 (gal)
1		0.79	15790	0.00	1.20	18.58	417.8
2		0.79	10820	-0.79	1.20	18.56	417.4
3		0.89	8520	-1.58	1.20	18.46	415.0
4	粘性土	0.64	7160	-2.46	1.18	18.19	409.1
5		0.64	6470	-3.10	1.16	17.87	401.8
6		0.81	5870	-3.74	1.13	17.44	392.1
7		0.45	1910	-4.55	1.08	16.73	376.1
8		1.00	2130	-5.00	1.00	15.40	346.3
9		1.00	2350	-6.00	0.80	12.39	278.6
10	砂質土	1.00	2570	-7.00	0.60	9.26	208.2
11		1.00	2720	-8.00	0.40	6.16	138.5
12		1.00	2870	-9.00	0.20	3.04	68.4
基盤面		－	－	-10.00	0.00	0.00	0.0

固有周期T＝1.33秒

表－3.3(c) 地盤の1次モードの変位分布および加速度分布

（タイプⅠ地震動　100m/s：150m/s）

地層番号	地層名	層厚 (m)	地盤剛性 (kN/m2)	深さ (m)	β×φ	変位 (cm)	加速度 (gal)
1	粘性土	0.79	10100	0.00	1.19	17.51	402.8
2		0.79	7300	-0.79	1.19	17.50	402.5
3		0.89	6080	-1.58	1.18	17.41	400.5
4		0.64	5340	-2.46	1.17	17.22	396.1
5		0.64	5050	-3.10	1.16	17.01	391.3
6		0.81	4790	-3.74	1.14	16.72	384.6
7		0.45	1070	-4.55	1.11	16.28	374.4
8	砂質土	1.00	1200	-5.00	1.02	14.98	344.6
9		1.00	1320	-6.00	0.82	12.07	277.6
10		1.00	1450	-7.00	0.61	9.02	207.5
11		1.00	1530	-8.00	0.41	6.00	138.1
12		1.00	1610	-9.00	0.20	2.96	68.0
基盤面		－	－	-10.00	0.00	0.00	0.0

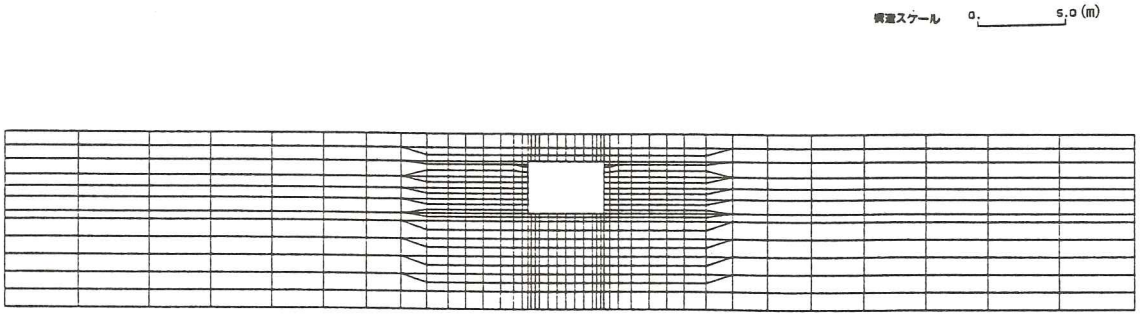
固有周期T＝1.33秒

3.3.2 地盤の応答変位および構造物の発生断面力

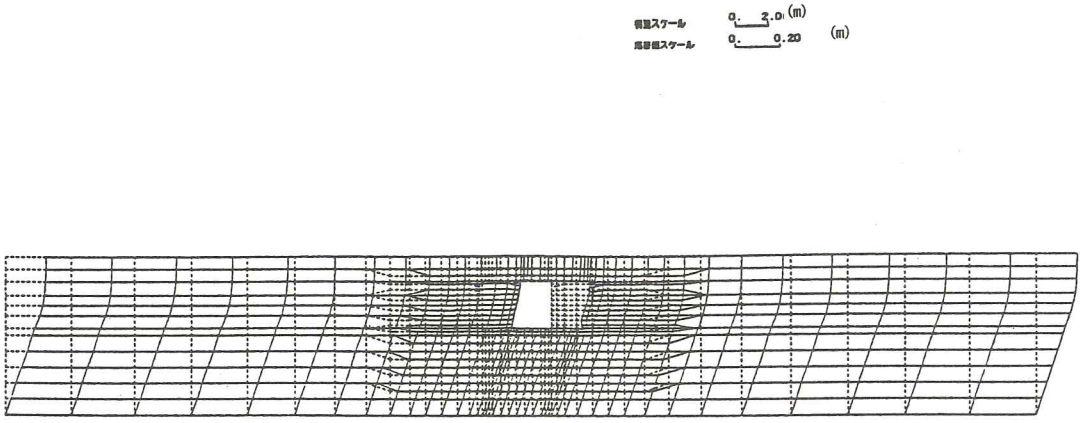
図－3.8に示すように、表層地盤を平面ひずみ要素、構造物をはり要素でモデル化し、式(3.1)に基づき、1次モードの変位分布を再現する慣性力を構造物および地盤に作用させた。地盤の応答変位および構造物の発生断面力を**図－3.9～3.11**に示す。なお、構造物の断面力は、常時荷重を考慮したものである。

上層と下層の地盤インピーダンスが異なる地盤モデルにタイプⅡ地震動を入力した場合を比較すると、上・下層のせん断波速度がVs=100,150m/sの地盤に比べてVs=100,200m/sの方が構造物の発生断面力が大きくなっている。これは、**表－2.2**に示したように構造物の頂・底版位置の地盤の相対変位がVs=100,150m/sの場合で1.99cm、Vs=100,200m/sの場合で5.95cmであり、Vs=100,200m/sの地盤モデルの方が大きいためである。

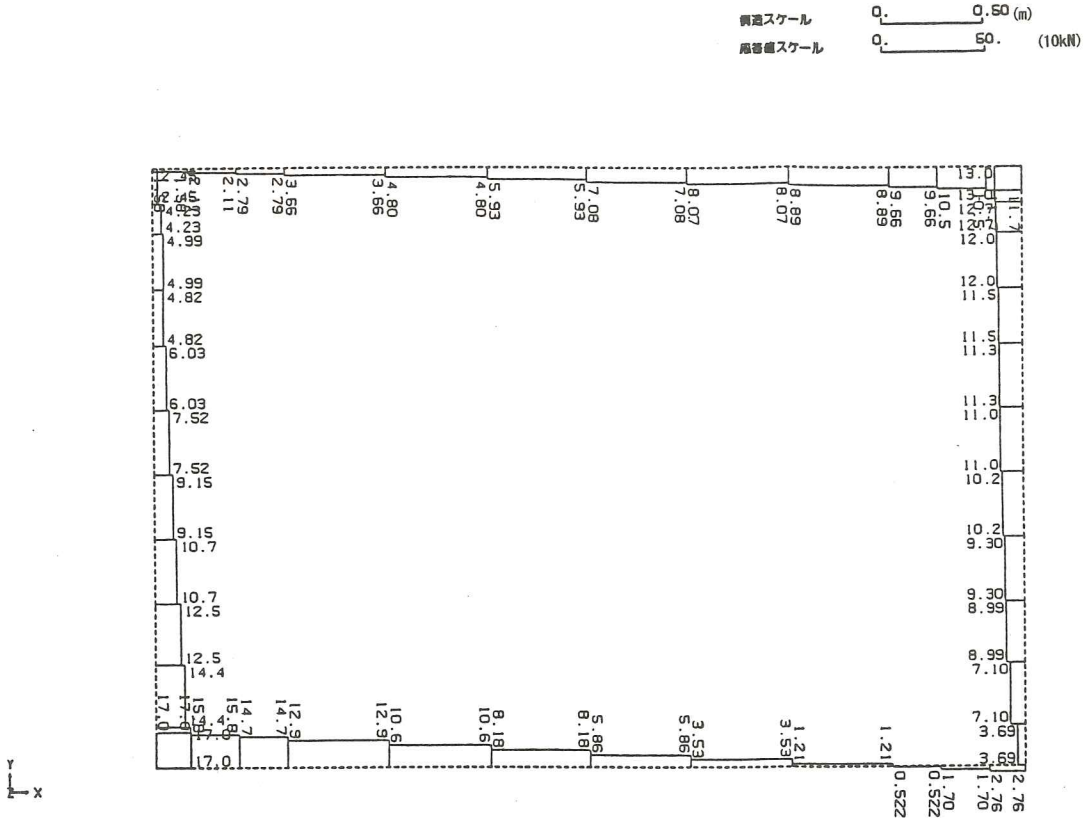
また、同一の地盤モデル(上層、下層Vs=100,150m/s)でタイプⅠ地震動に比べて、タイプⅡ地震動の方が構造物の発生断面力が大きい。これは、上記と同様に構造物の頂・底版位置の地盤の相対変位がタイプⅡ地震動で1.99cm、タイプⅠ地震動で0.89cmであり、タイプⅡ地震動の方が大きいためである。



図－3.8 解析モデル

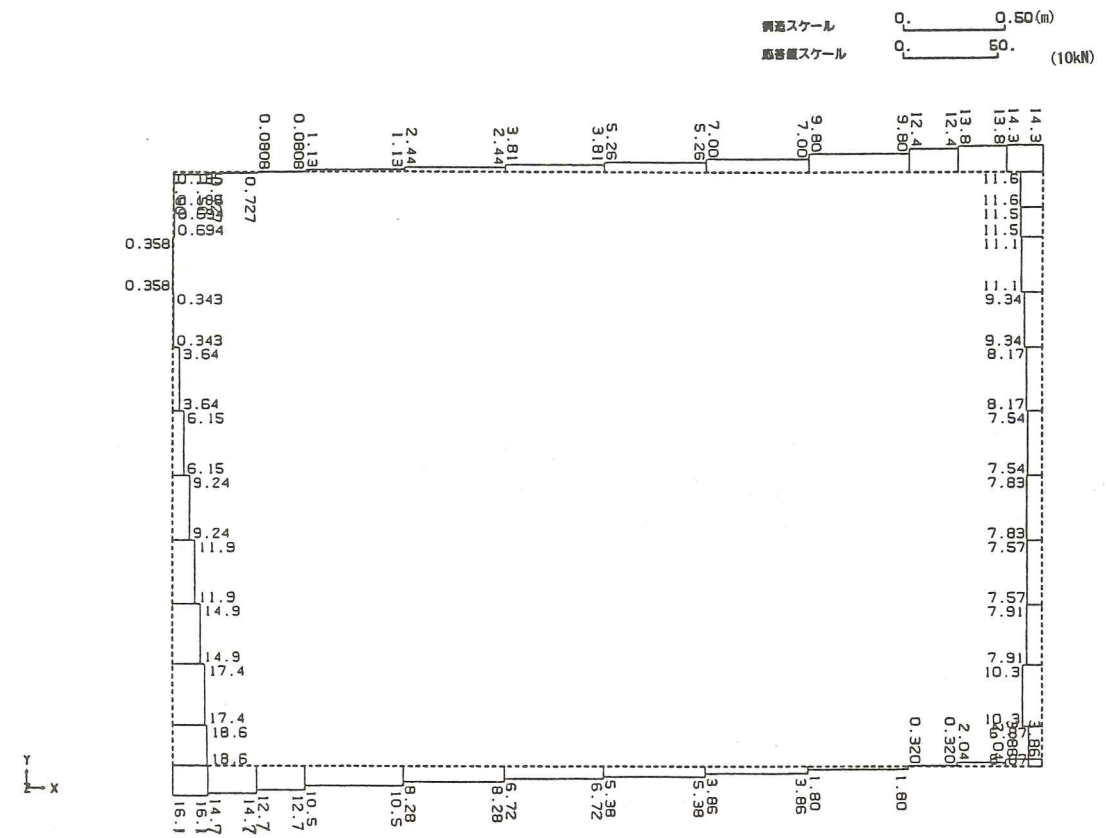


(a)地盤の応答変位

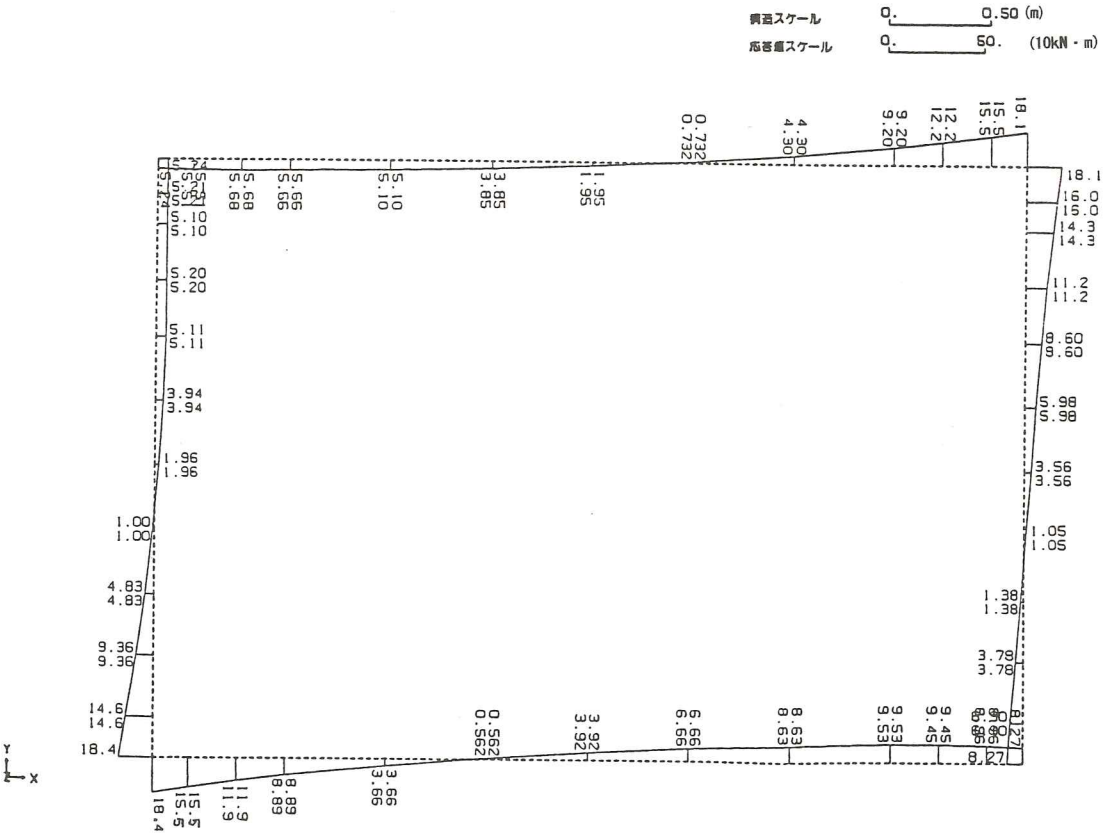


(b)構造物の軸力分布

図－3.9(a),(b) 地盤の応答変位および構造物の発生断面力(Vs100/200,タイプⅡ地震動)

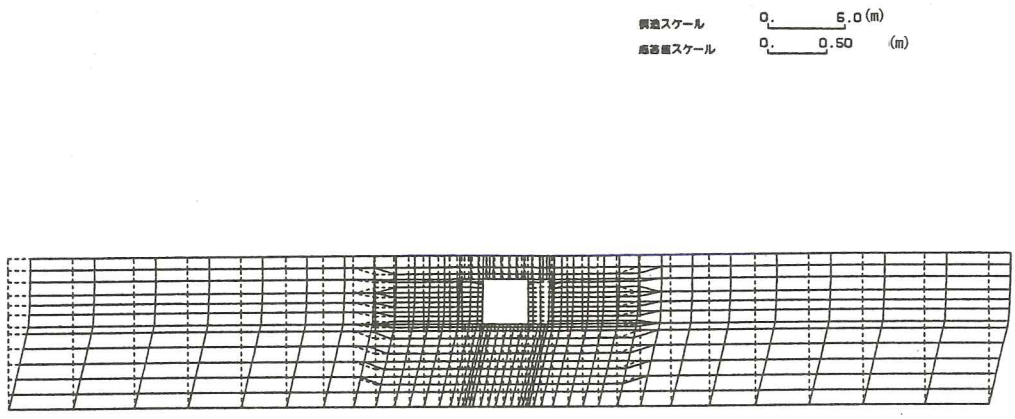


(c)構造物のせん断力分布

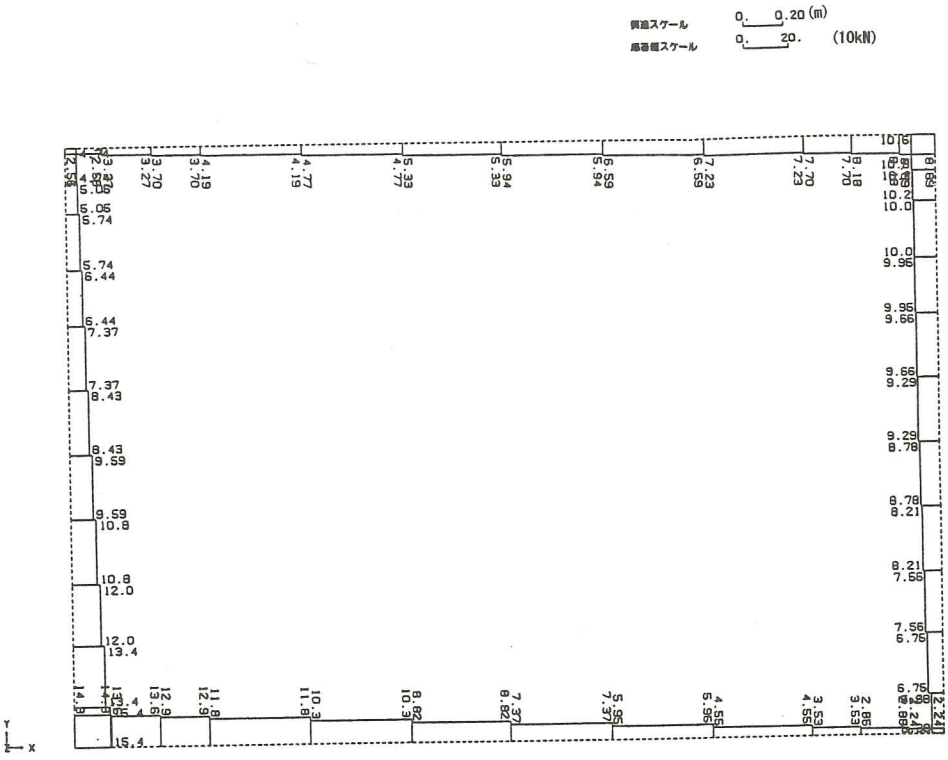


(d)構造物の曲げモーメント分布

図－3.9(c),(d) 地盤の応答変位および構造物の発生断面力(Vs100/200,タイプⅡ地震動)

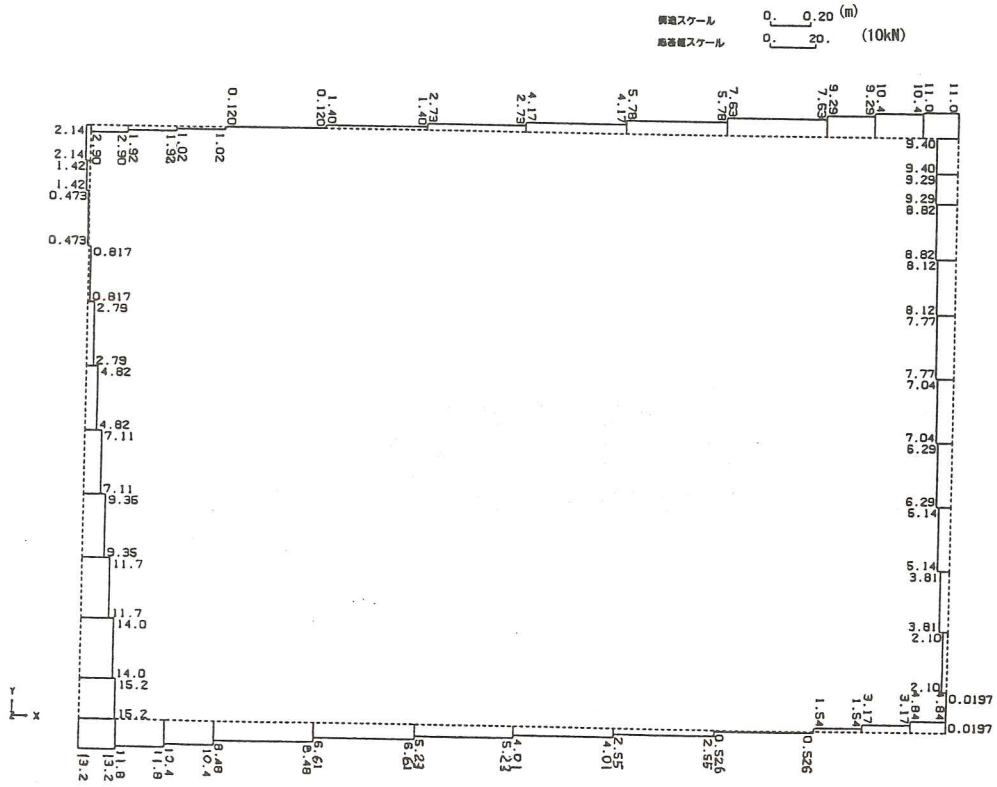


(a)地盤の応答変位

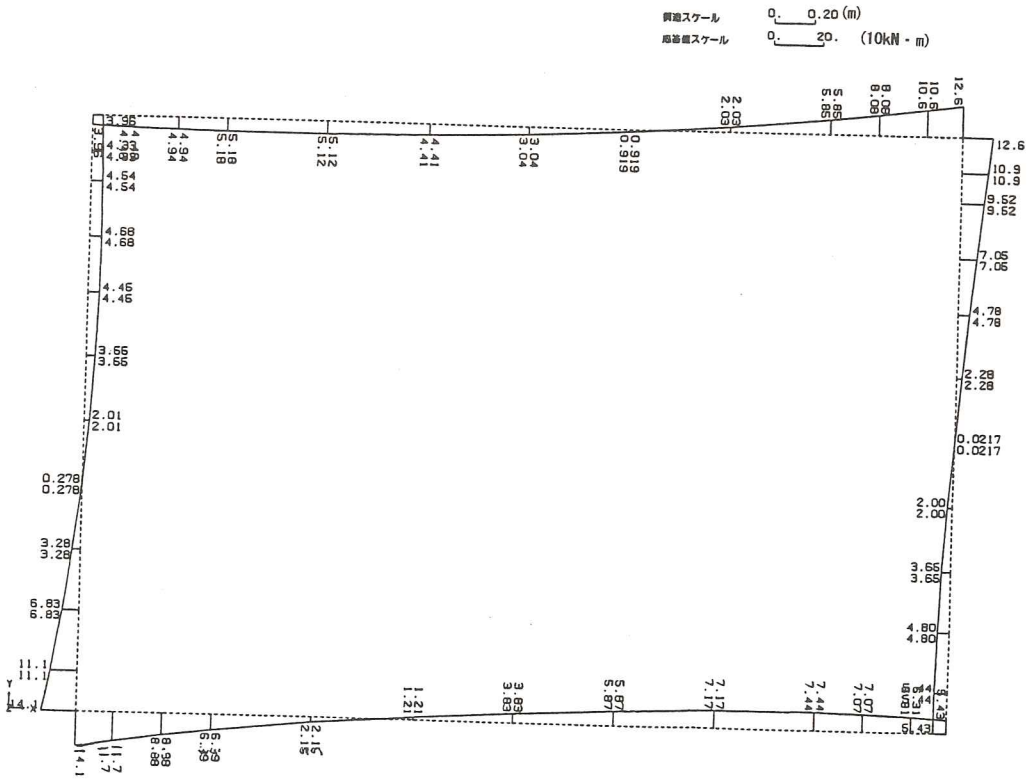


(b)構造物の軸力分布

図－3.10(a),(b) 地盤の応答変位および構造物の発生断面力(Vs100/150,タイプⅡ地震動)

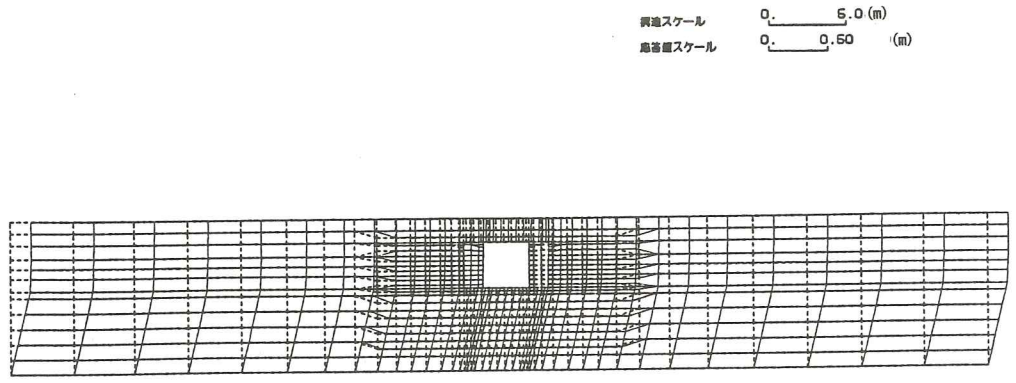


(c)構造物のせん断力分布

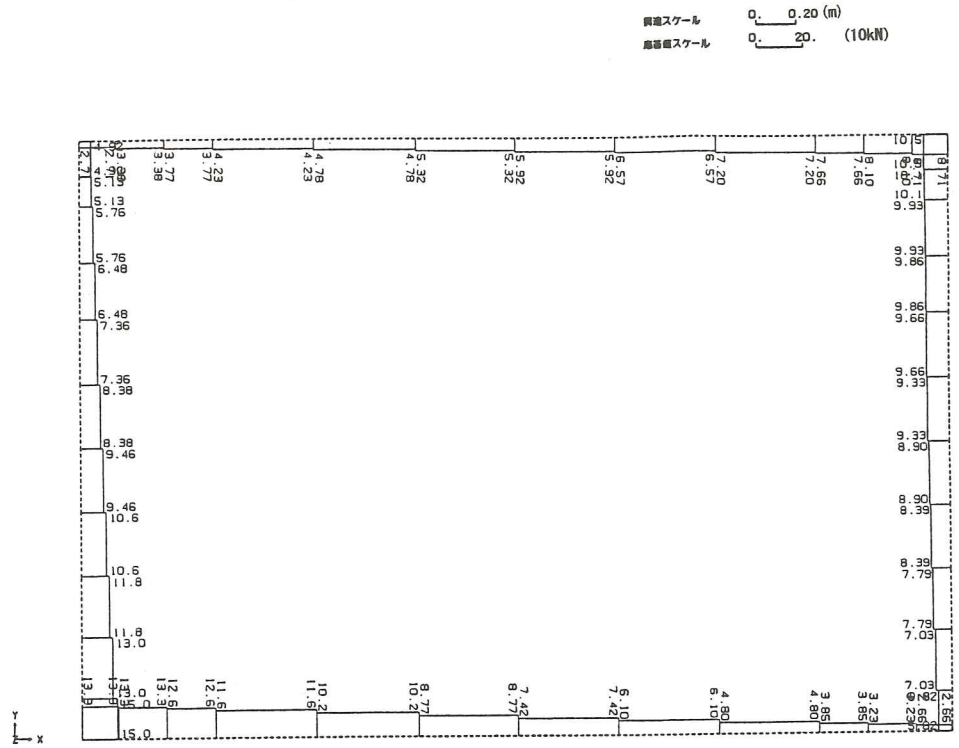


(d)構造物の曲げモーメント分布

図－3.10(c),(d) 地盤の応答変位および構造物の発生断面力(Vs100/150,タイプⅡ地震動)

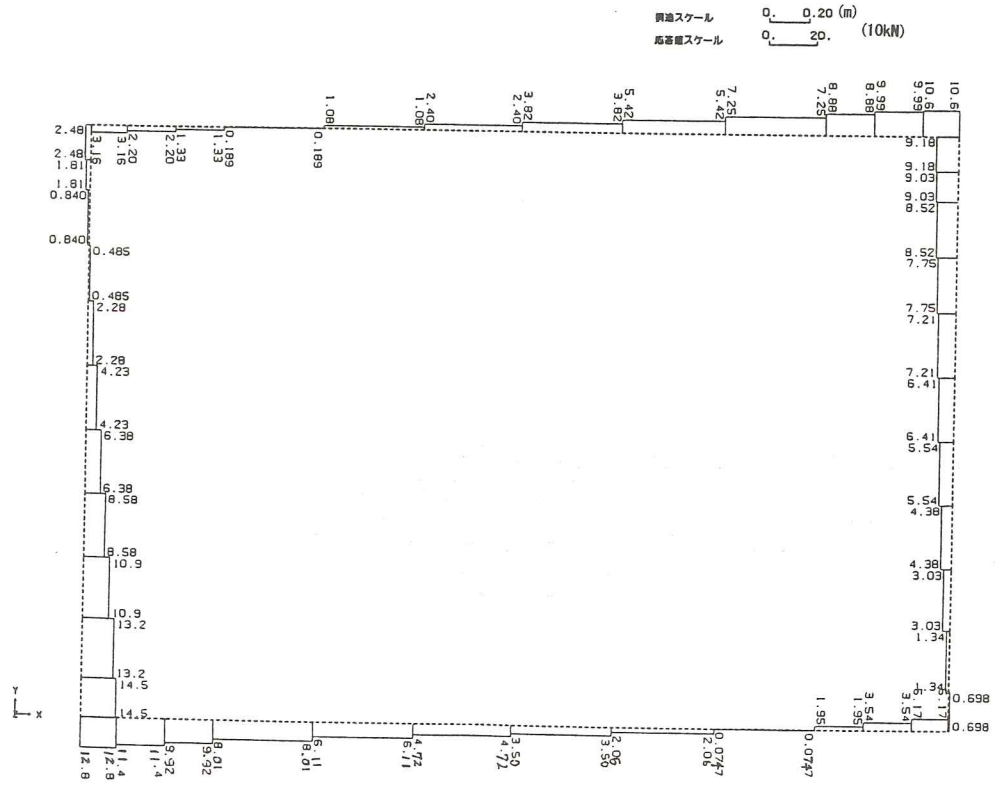


(a)地盤の応答変位

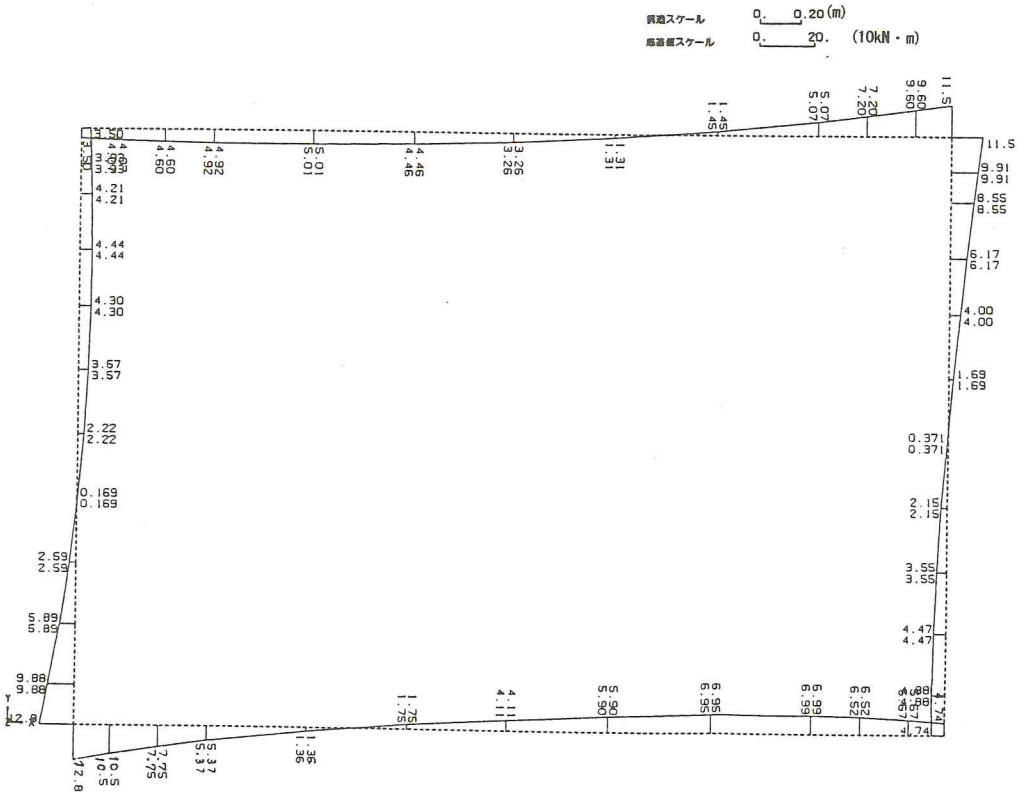


(b)構造物の軸力分布

図－3.11(a),(b) 地盤の応答変位および構造物の発生断面力(Vs100/150,タイプⅠ地震動)



(c)構造物のせん断力分布



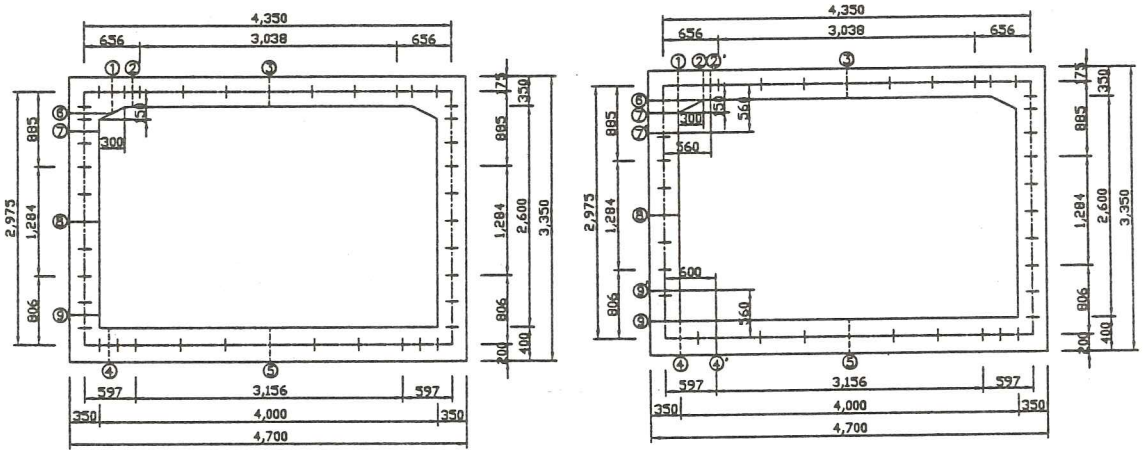
(d)構造物の曲げモーメント分布

図－3.11(c),(d) 地盤の応答変位および構造物の発生断面力(Vs100/150,タイプⅠ地震動)

3.3.3 構造部材の照査

曲げについては、各部材の曲率に対する応答塑性率を終局時の塑性率と比較することにより照査を行った。せん断については、発生せん断力をせん断力耐力と比較することにより照査した。**図－3.12**に示すように、照査位置は、曲率が隅角部、ハンチ部および中間部とし、せん断力が隅角部、ハンチ部および中間部のほか、「建設省土木構造物標準設計第5巻(横断歩道橋・地下横断歩道橋編)」[3]で定めている照査位置とした。

せん断耐力は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(平成8年12月)[4]に基づいて算定した。幅止め筋の配置幅が60cmとなっており、部材高（35cm/2＝17.5cm)よりも大きいため、コンクリートのみの抵抗を考慮してせん断耐力を算定した。せん断耐力の算定結果を**表－3.4**に示す。



(a) 曲げの照査位置　　(b)せん断の照査位置

図－3.12　部材の照査位置

表－3.4(a) せん断耐力の算定結果

構造名称		頂版				底版		
断面番号		①	②	②'	③	④	④'	⑤
部材名称		隅角部	ハンチ部	手引き照査位置	中央部	隅角部	手引き照査位置	中央部
部材断面幅	b (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
部材断面の有効高	d (m)	0.430	0.280	0.280	0.280	0.300	0.300	0.300
ｺﾝｸﾘｰﾄの設計基準強度	σ'_{ck} (N/mm^2)	21	21	21	21	21	21	21
ｺﾝｸﾘｰﾄが負担できる平均せん断応力度	τ_c (N/mm^2)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
正負交番荷重の影響に関する補正係数	C_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
断面の有効高dに関する補正係数	C_e	1.32	1.52	1.52	1.52	1.49	1.49	1.49
引張主鉄筋比ptに関する補正係数	C_{pt}	1.15	1.24	1.24	0.98	1.22	0.96	0.96
ｺﾝｸﾘｰﾄが負担できるせん断耐力	**S_c (kN)**	**215.6**	**174.4**	**174.4**	**137.8**	**179.7**	**141.4**	**141.4**
引張鉄筋量	A_s (cm^2)	15.9	15.9	15.9	7.9	15.9	7.9	7.9
引張主鉄筋比	p_t (%)	0.37	0.57	0.57	0.28	0.53	0.26	0.26
斜引張鉄筋の鉄筋径	D (mm)	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13
斜引張鉄筋の断面積	A_w (cm^2)	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
斜引張鉄筋の降伏点	σ_{sy} (N/mm^2)	300	300	300	300	300	300	300
斜引張鉄筋と部材軸方向とのなす角度	θ (°)	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0
斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔	a (cm)	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
斜引張鉄筋が負担するせん断耐力	**S_s (kN)**	**0.0**	**0.0**	**0.0**	**0.0**	**0.0**	**0.0**	**0.0**
せん断耐力	**P_s (kN)**	**215.6**	**174.4**	**174.4**	**137.8**	**179.7**	**141.4**	**141.4**

注１）せん断筋の間隔ａ＝60cm＞h/2＝0.175のため、斜め鉄筋が負担するせん断耐力を無視した。

注2）正負交番荷重の影響に関する係数をＣc＝1.0にした。

表－3.4（b） せん断耐力の算定結果

構造名称		左右側壁					
断面番号		⑥	⑦	⑦’	⑧	⑨	⑨’
部材名称		隅角部上端	ハンチ部	手引き照査位置	中央部	隅角部下端	手引き照査位置
部材断面幅	b (m)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
部材断面の有効高	d (m)	0.580	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280
ｺﾝｸﾘｰﾄの設計基準強度	$\sigma'ck$ (N/mm^2)	21	21	21	21	21	21
ｺﾝｸﾘｰﾄが負担できる平均せん断応力度	τc (N/mm^2)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
正負交番荷重の影響に関する補正係数	C_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
断面の有効高ｄに関する補正係数	C_e	1.20	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52
引張主鉄筋比ｐｔに関する補正係数	C_{pt}	1.07	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
ｺﾝｸﾘｰﾄが負担できるせん断耐力	**S_c(tf)**	**245.1**	**126.6**	**126.6**	**126.6**	**126.6**	**126.6**
引張鉄筋量	A_s (cm^2)	15.9	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
引張主鉄筋比	p_t (%)	0.27	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
斜引張鉄筋の鉄筋径	D (mm)	D13	D13	D13	D13	D13	D13
斜引張鉄筋の断面積	A_w (cm^2)	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
斜引張鉄筋の降伏点	σsy (N/mm^2)	300	300	300	300	300	300
斜引張鉄筋と部材軸方向とのなす角度	θ (°)	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0
斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔	a (cm)	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
斜引張鉄筋が負担するせん断耐力	**Ss(kN)**	**0.0**	**0.0**	**0.0**	**0.0**	**0.0**	**0.0**
せん断耐力	**Ps(kN)**	**245.1**	**126.6**	**126.6**	**126.6**	**126.6**	**126.6**

注１）せん断筋の間隔ａ＝60cm＞h/2＝0.175のため、斜め鉄筋が負担するせん断耐力を無視した。

注2）正負交番荷重の影響に関する係数をＣc＝1.0にした。

発生曲げモーメントがいちばん大きい上・下層のせん断波速度上層 Vs＝100m/s，下層 Vs＝200m/s、タイプⅡ地震動の場合の曲率の照査結果を**表－3.5**に示す。下床版の隅角部（断面④）および側壁のハンチ部上端（断面⑦）と隅角部下端（断面⑨）において、応答曲率が降伏曲率以上となっているが、応答塑性率に対する終局時の塑性率の比(曲率塑性率の安全率)αは8.0以上であり、タイプⅡ地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数1.5と比較して、曲げに対しては十分な変形性能があると考えられる。

表－3.1に示す3ケースの発生せん断力とせん断耐力の比較を**表－3.6**に示す。上層 Vs＝100m/s，下層 Vs＝200m/s，タイプⅡ地震動を入力した場合は、断面④'，⑨，⑨'において、発生せん断力がせん断耐力を上回る結果となった。これに対し、上層 Vs＝100m/s，下層 Vs＝150m/sの場合は、タイプⅡおよびタイプⅠ地震動とも、断面⑨において、発生せん断力がせん断耐力を超過する結果となった。

表－3.5 曲率の照査

（上層Vs＝100m/s，下層Vs＝200m/s，タイプⅡ地震動）

対象位置	断面番号	位置	外側鉄筋引張				内側鉄筋引張			
			発生値 φre	降伏時 φy(1/m)	終局時 φu(1/m)	曲率塑性率の安全率	発生値 φre'	降伏時 φ'y(1/m)	終局時 φ'u(1/m)	曲率塑性率の安全率
上床版	断面①	隅角部	3.52E-04	5.66E-03	7.91E-01	降伏以下	4.43E-03	6.14E-03	5.25E-02	降伏以下
	断面②	ハンチ部	1.19E-03	7.54E-03	8.19E-01	降伏以下	5.94E-03	7.99E-03	8.19E-01	降伏以下
	断面③	中央部	3.07E-04	6.89E-03	8.19E-01	降伏以下	3.07E-04	7.99E-02	8.19E-01	降伏以下
下床版	断面④	隅角部	1.79E-03	7.12E-03	6.83E-01	降伏以下	4.51E-02	6.53E-03	6.83E-01	17.5
	断面⑤	中央部	3.75E-04	6.49E-03	6.75E-01	降伏以下	3.75E-04	6.53E-03	6.75E-01	降伏以下
側壁	断面⑥	隅角部上端	2.73E-03	4.54E-03	6.48E-01	降伏以下	2.05E-04	4.33E-03	1.32E-01	降伏以下
	断面⑦	ハンチ部上端	1.58E-02	6.98E-03	5.68E-01	63.6	2.44E-02	6.69E-03	5.68E-01	31.7
	断面⑧	中央部	3.42E-04	7.01E-03	5.22E-01	降伏以下	3.42E-04	6.72E-03	5.22E-01	降伏以下
	断面⑨	隅角部下端	6.74E-03	7.65E-03	4.86E-01	降伏以下	6.70E-02	6.75E-03	4.86E-01	8.0

注）曲率塑性率の安全率αは道路橋示方書の変位に対する許容塑性率の算定式に準じて、α＝（φu-φy）／（φre－φy）より算定した。

表－3.6 せん断力の照査

部材名称	断面番号	照査位置	発生せん断力(kN)			せん断耐力 (kN)
			タイプⅡ		タイプⅠ	
			Vs100/200	Vs100/150	Vs100/150	
上床版	断面①	隅角部	143	110	106	216
	断面②	ハンチ部	138	104	100	174
	断面②'	手引照査位置注1)	124	93	89	174
	断面③	中央部	53	42	38	138
下床版	断面④	隅角部	161	132	128	180
	断面④'	手引照査位置注1)	147	118	114	141
	断面⑤	中央部	67	52	47	141
側壁	断面⑥	隅角部上	116	94	92	245
	断面⑦	ハンチ部上	115	93	90	127
	断面⑦'	手引照査位置注1)	111	88	85	127
	断面⑧	中央部	92	71	72	127
	断面⑨	隅角部下	186	140	132	127
	断面⑨'	手引照査位置注1)	174	117	109	127

注1)「建設省制定土木構造物標準設計　第5巻の手引き・解説書」[3]による照査位置

3.4 まとめ

以上の解析結果をまとめると、以下の通りとなる。

1)曲率の照査では、下床版の端部、側壁の上端、および側壁の下端において応答曲率が鉄筋降伏時の曲率を超えるが、応答塑性率に対する終局時の塑性率の比(曲率塑性率の安全率)αは8.0以上であり、タイプⅡ地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数1.5と比較して、耐震安全性は確保されていると考えられる。

2)せん断の照査では、地盤変位の大きい上層 Vs＝100m/s，下層 Vs＝200m/sの地盤条件にタイプⅡ地震動を入力した場合に、下床版端部、側壁の下端およびその近傍において発生せん断力がせん断耐力を超過する。また、上層Vs＝100m/s，下層 Vs＝150m/sの地盤条件では、タイプⅡ，タイプⅠ地震動を入力した場合に側壁の下端において、発生せん断力がせん断耐力を超過する。

参考文献

1)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-B 454，pp.906-907，平成9年9月

2)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，平成2年2月

3)建設省土木研究所，全日本建設技術協会：建設省土木構造物標準設計第5巻(横断歩道橋・地下横断歩道橋編)，昭和60年5月

4)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，平成8年12月

4．地下横断歩道縦断方向に対する地震応答解析

4.1 概要

大規模地震に対する地下横断歩道の縦断方向の耐震性能を照査するために、共同溝設計指針[1]に示される耐震計算法を用いて、縦断方向の地震応答解析を行った。縦断方向の地震応答解析に用いる地盤ばねの算定は、有限要素解析に基づく簡易推定式によることとし、文献2)に改良を加えたものを用いた。

4.2 解析条件

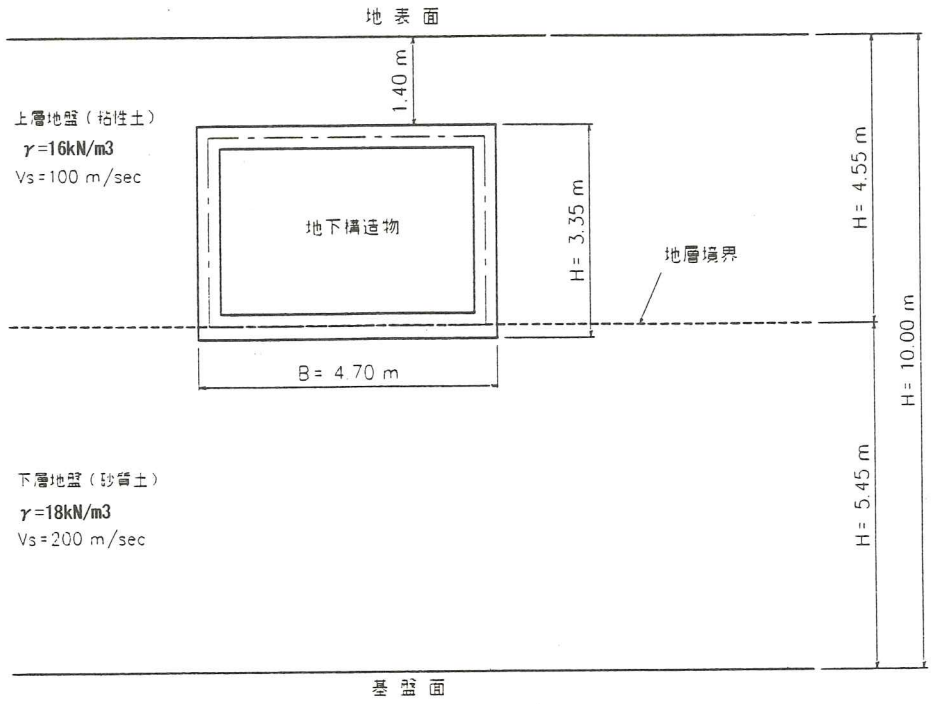
4.2.1 地盤条件

共同溝設計指針[1]に示されている縦断方向の耐震解析では、構造物の軸線に沿った正弦波形状の地盤変位分布を地盤ばねを介して入力する。正弦波の振幅は、構造物中心深さにおける地盤の最大応答変位を用いることとし、波長は、表層地盤および基盤のせん断波速度をもとに、表層地盤の基本固有周期の時間に波動が進行する距離の調和平均として算定する。

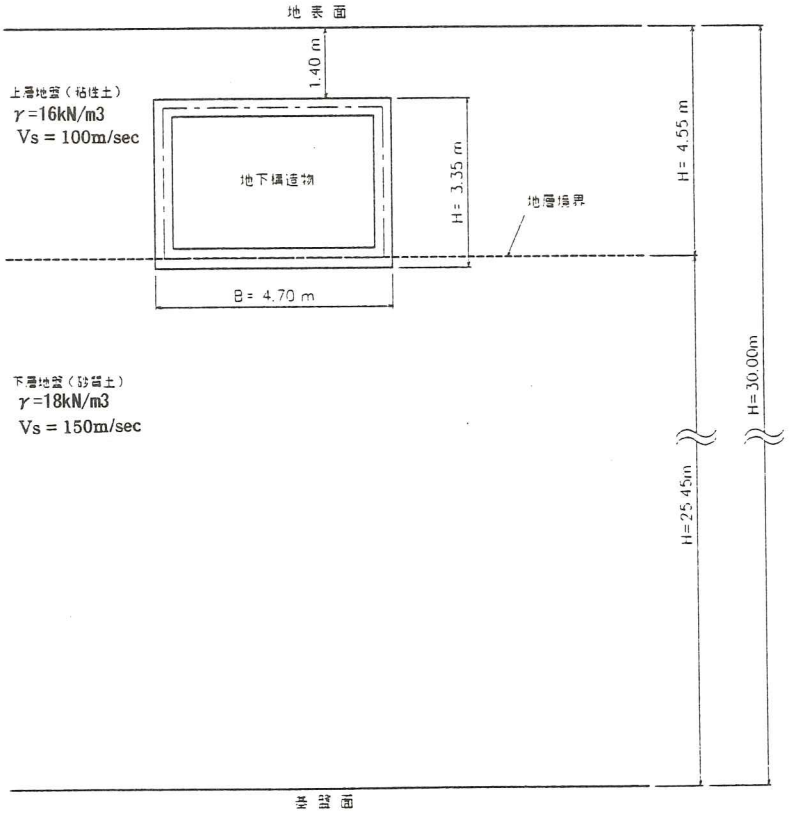
地震時の地盤変位が地盤ばねを介して地中構造物に伝達され、構造物に断面力や変形が発生する。正弦波として入力する地盤変位の振幅が大きく、波長が短い方が地盤ひずみは大きくなる。**表－4.1**は、第２章の地盤の地震応答解析の結果より設定した地盤変位と波長である。ここに、地層境界Case1～3は、それぞれ、**図-2.1**に示すパターン①～③に相当する。2層から構成される表層地盤の地層境界位置と上層、下層のせん断波速度が同じ条件では、層厚の大きい方が地盤変位が大きくなり、波長も長くなる傾向がある。ここでは、縦断方向の解析として、地層境界Case1、表層厚H=10m、上層Vs＝100m/s，下層Vs＝200m/sの地盤において、タイプⅡ地震動を用いたケース、および地層境界Case1，表層厚H=30m、上層Vs＝100m/s，下層Vs＝150m/sの地盤において、タイプⅠ地震動を用いたケースについて縦断方向の解析を実施した。**図－4.1**に対象とした地盤と構造物の位置を示す。

表－4.1　地盤変位の振幅と波長

地盤条件				タイプⅡ			タイプⅠ		
地層境界	上層Vs (m/s)	下層Vs (m/s)	表層地盤厚 (m)	固有周期 (s)	地盤変位 (cm)	波長 (m)	固有周期 (s)	地盤変位 (cm)	波長 (m)
case1	100	200	10	1.02	14.4	70.8	0.50	2.0	63.2
	100	200	20	1.37	15.2	133.9	1.46	14.8	135.3
	100	200	30	1.64	17.2	192.9	1.86	19.2	197.6
case2	100	200	10	1.02	13.6	70.8	－	－	－
case3	100	200	10	1.11	15.7	71.4	－	－	－
case1	100	150	10	1.28	12.8	72.5	1.28	12.9	72.5
	100	150	30	2.93	24.4	211.1	3.15	35.0	213.0
case2	100	150	10	1.37	13.8	72.9	－	－	－
case3	100	150	10	1.17	14.1	71.8	－	－	－
case1	150	200	10	0.95	13.2	70.2	0.47	1.8	62.3
	150	200	30	1.71	16.7	194.4	1.86	19.1	197.6
case2	150	200	10	1.00	14.1	70.6	－	－	－
case3	150	200	10	0.80	11.6	68.6	－	－	－



(a)地層境界Case1，H=10m，下層Vs100m/s，上層Vs200m/s，タイプⅡ地震動



(b)地層境界Case1，H=30m，下層Vs100m/s，上層Vs150m/s，タイプⅠ地震動

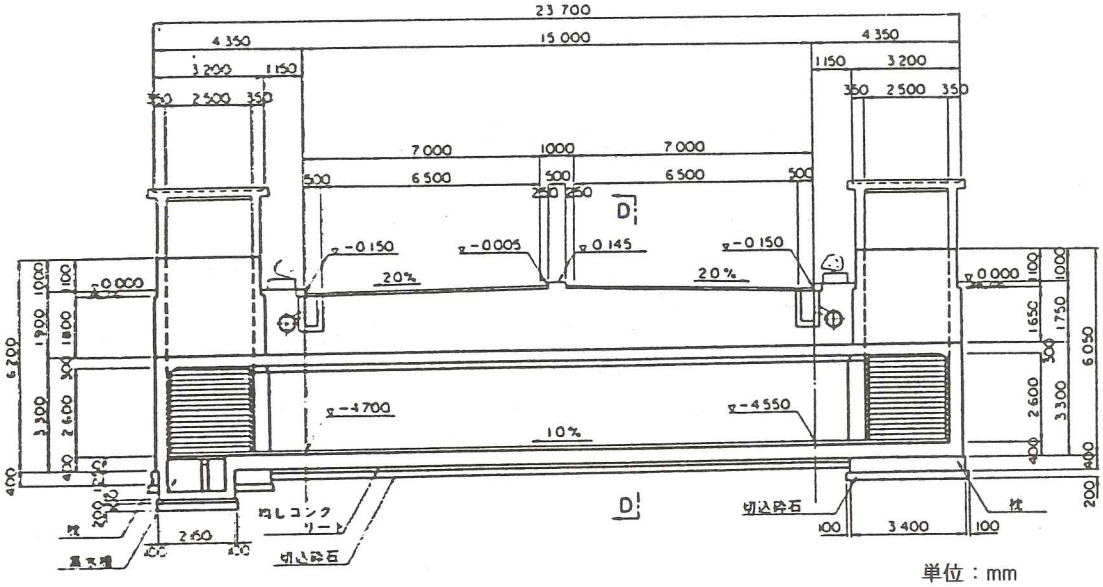
図－4.1　対象地盤と構造物の位置

4.2.2 地下横断歩道の構造

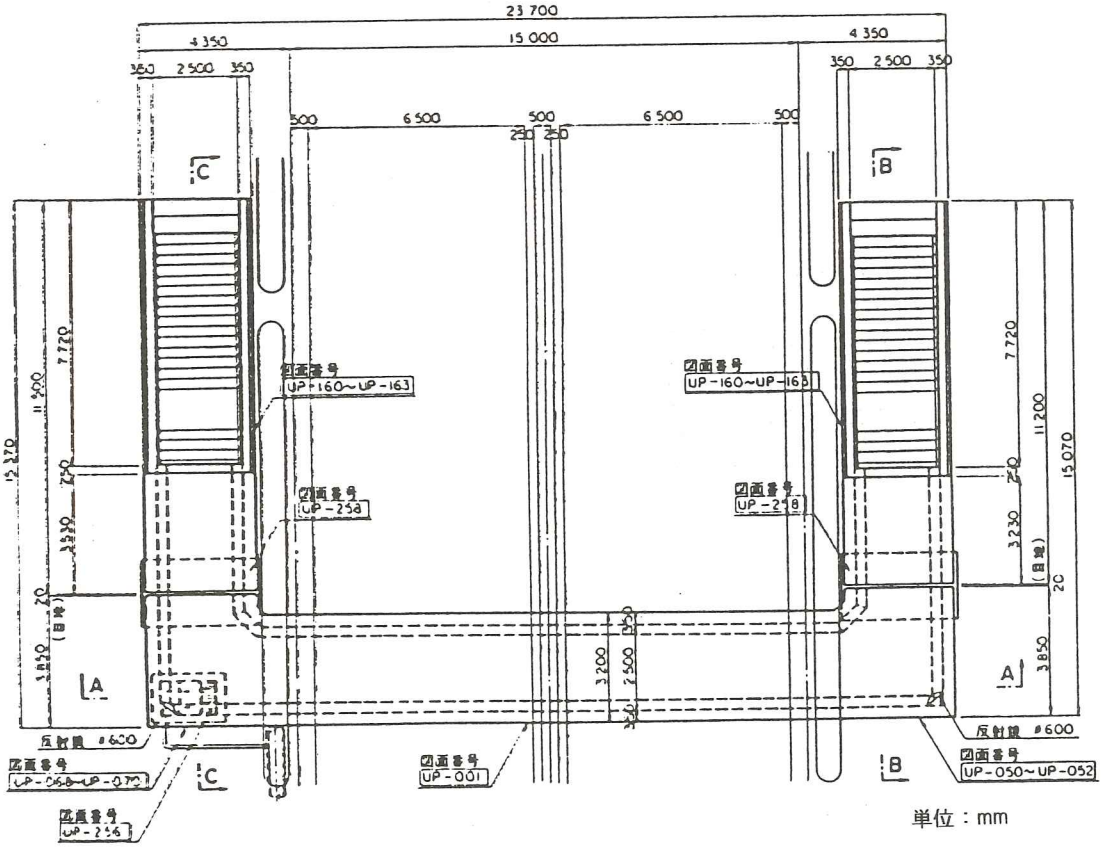
内空幅が2.5m,4.0mの地下横断歩道の一般構造図をそれぞれ、**図－4.2,4.3**に示す。地下横断部分とアプローチの階段部分の間には目地が設けられ、構造的に分離されている。また、内空幅4.0mの断面では、地下横断部の中央にも目地が設けられている。よって、地下横断部のブロック長は、内空幅2.5mの断面で23.7m，内空幅4.0mの断面で19.4mである。

断面図

A － A



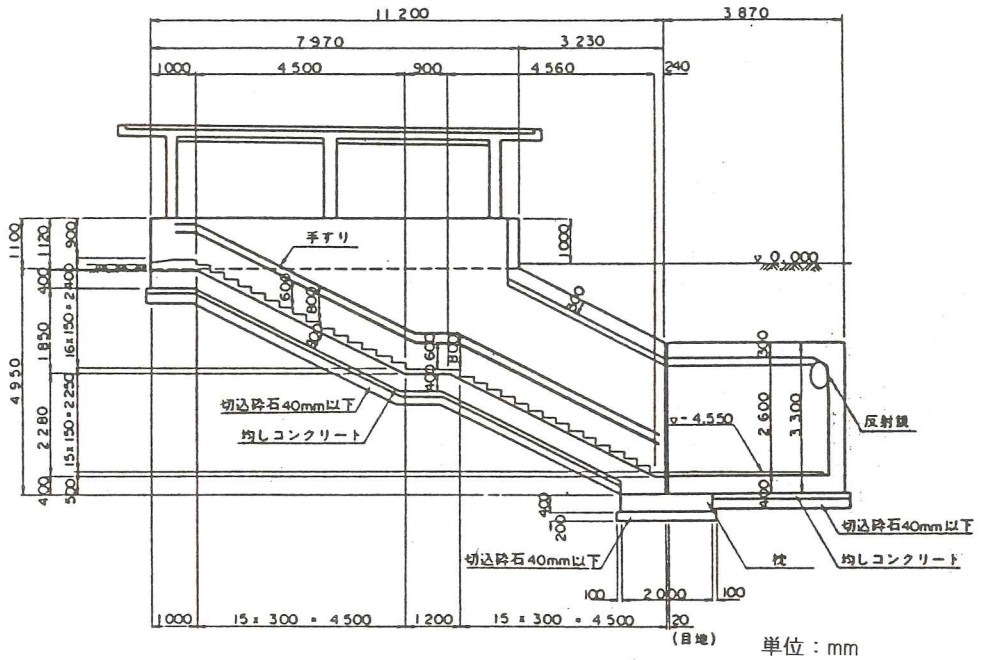
平面図



図－4.2(a)　地下横断歩道の構造一般図（内空幅2.5m）

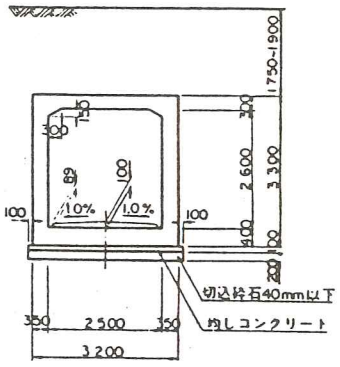
断面図

B － B



単位：mm

D － D

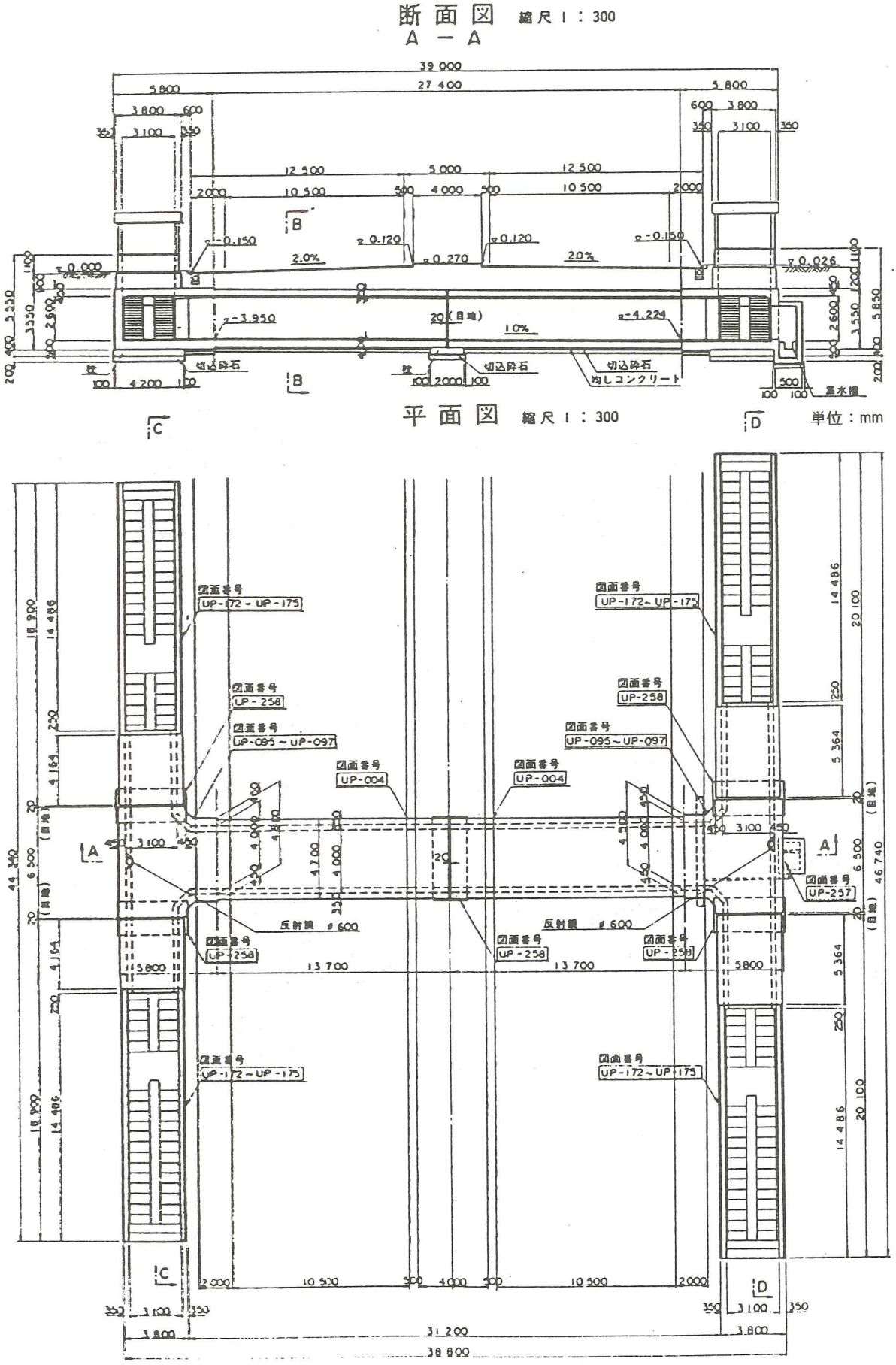


単位：mm

設計条件

部材厚決定土かぶり範囲		1.50m ~ 2.000m
活荷重	輪荷重	T－20
	群集荷重	5 kN/m2
有効高さ		2.50 m
有効幅員		2.50 m
コンクリートの設計基準強度		21kN/mm2
鉄筋の種類		SD30
土圧係数		0.50

図－4.2(b)　地下横断歩道の構造一般図（内空幅2.5m）

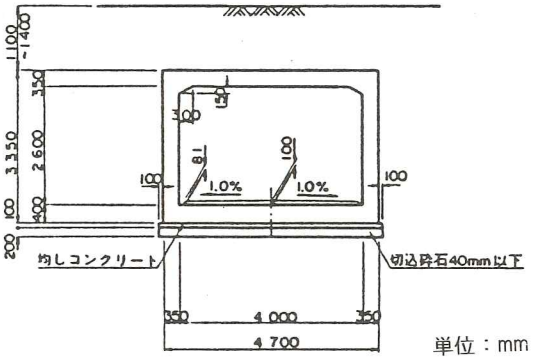


単位：mm

図－4.3（a）　地下横断歩道の構造一般図（内空幅4.0m）

断面図　縮尺 1：150

B － B

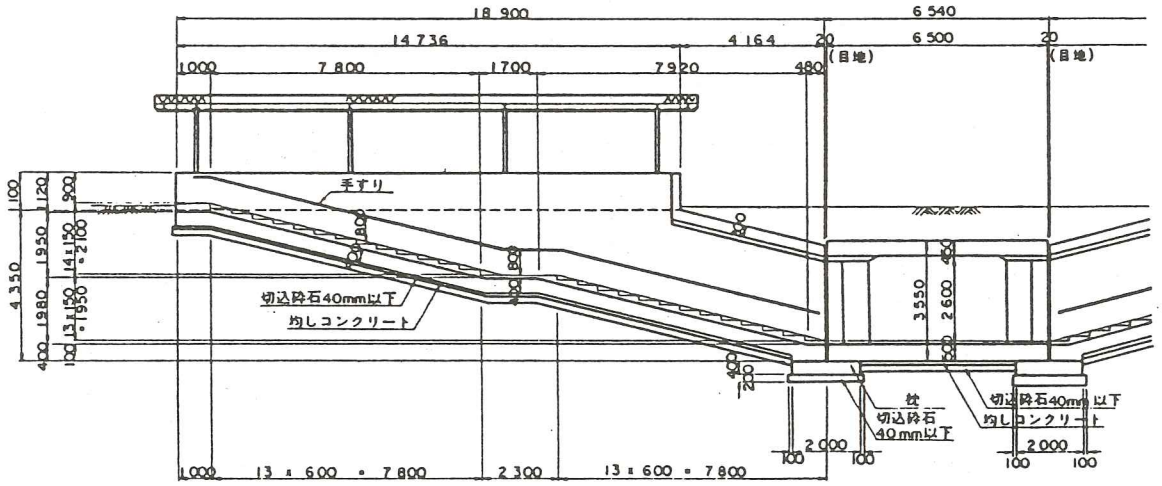


単位：mm

設計条件

部材厚決定土かぶり範囲		1.00m~1.500m
活荷重	軸荷重	T－20
	群集荷重	5 kN/m2
有効高さ		2.50 m
有効幅員		4.00 m
コンクリートの設計基準強度		21kN/mm2
鉄筋の種類		SD30
土圧係数		0.50

C － C　縮尺 1：200



単位：mm

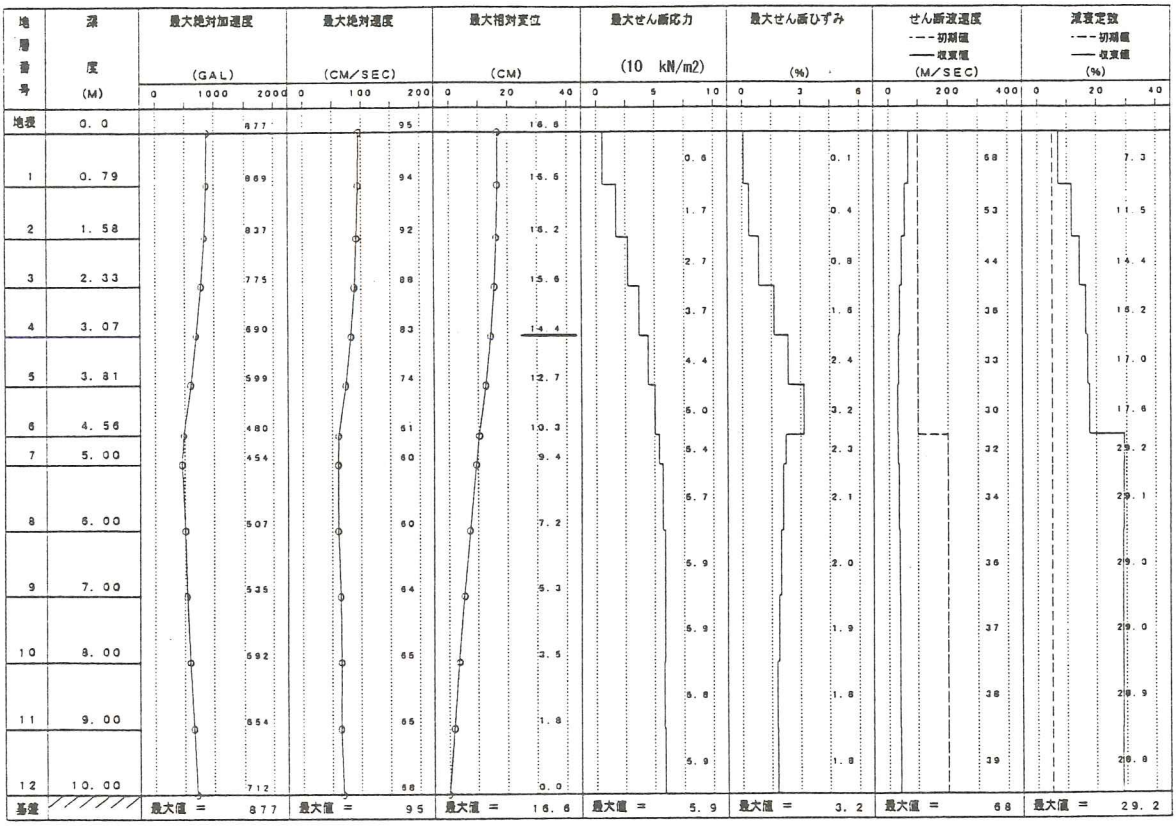
図－4.3（b）　地下横断歩道の構造一般図（内空幅4.0m）

4.2.3 地盤の変位振幅

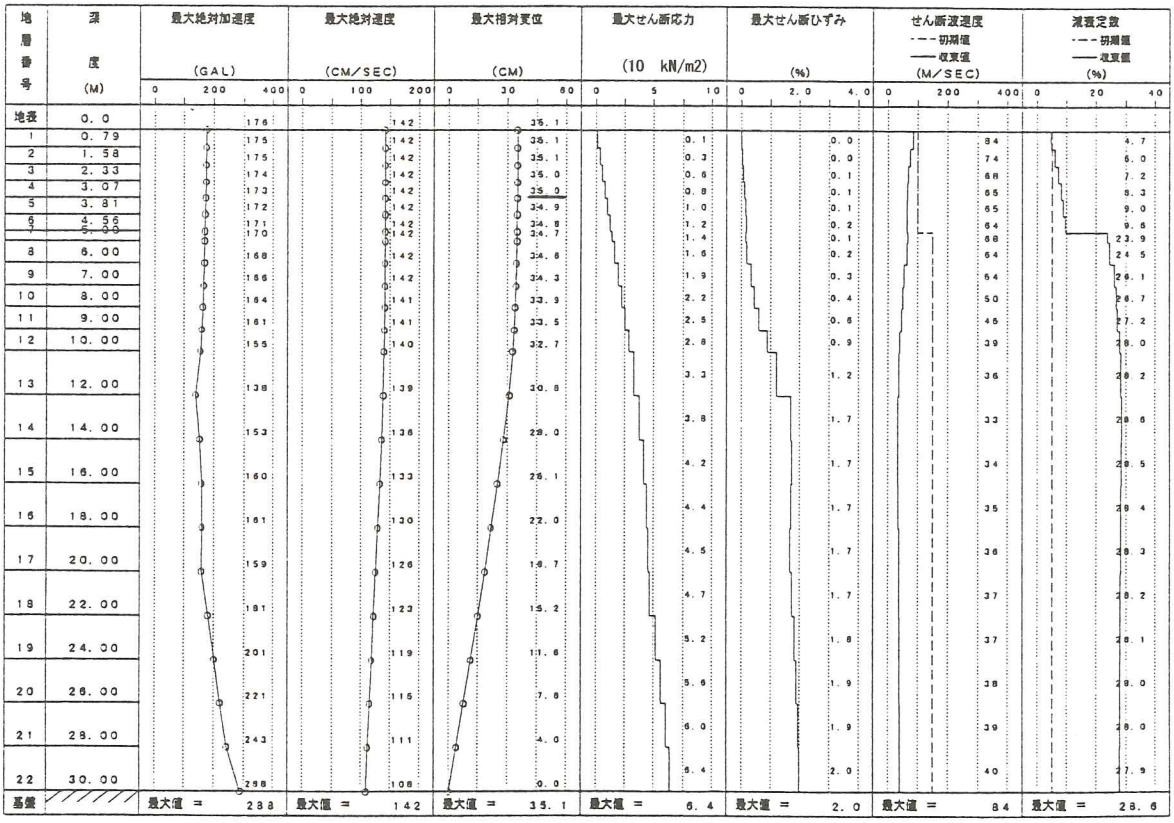
地下横断歩道に作用させる地盤変位は、地盤の地震応答解析により算定する。**図－4.4** に地盤の地震応答解析結果を示す。地下横断歩道の中心深さ(GL-3.07m)の最大水平変位を **表-4.2** に示す。鉛直方向の変位振幅は、共同溝設計指針[1]に基づき、水平振幅の1/2とした。

表－4.2 構造物の中心深さにおける地盤変位

	地層境界Case1 表層厚H=10m Vs=100/200m/s タイプⅡ地震動	地層境界Case1 表層厚H=30m Vs=100/150m/s タイプⅠ地震動	備　　考
水平方向変位(mm)	144	350	地盤の地震応答解析結果
鉛直方向変位(mm)	72	175	水平変位の1/2



(a)地層境界Case1, H=10m, 下層Vs100m/s, 上層Vs200m/s, タイプⅡ地震動



(b)地層境界Case1, H=30m, 下層Vs100m/s, 上層Vs150m/s, タイプⅠ地震動

図－4.4 地震応答解析結果

4.2.4 地盤の変位分布の波長

変位分布の波長は、式(4.3)により算定した。**表－4.3**に変位分布の波長を示す。

$$L_1 = 4H \tag{4.1}$$

$$L_2 = V_{BS} \times T_s \tag{4.2}$$

$$L = \frac{2L_1 \times L_2}{L_1 + L_2} \tag{4.3}$$

ここに、H　：表層地盤の厚さ(m)
V_{BS}：基盤のせん断弾性波速度(V_{BS}＝300m/s)
T_s　：表層地盤の1次の固有周期(s)　ここでは、地震応答解析における表層地盤の伝達関数が最大となる周期を用いた。

表－4.3　変位分布の波長

	地層境界Case1 表層厚H=10m Vs=100/200m/s タイプⅡ地震動	地層境界Case1 表層厚H=30m Vs=100/150m/s タイプⅠ地震動
H　(m)	10	30
T_s　(s)	1.02	3.15
L　(m)	70.8	213.0

4.2.5 地盤ばねの算定

地盤ばねの算定は、文献2)に改良を加えた有限要素解析に基づく地盤ばね定数(kN/m²)を近似する式(4.4)により算定した。

$$K = [(a_1 \cdot b + a_2 \cdot h + a_3 \cdot D_0 + a_4) / H_1 + a_5]\ G \tag{4.4}$$

ここに、a_1～a_5：**表－4.4**に示す係数
b：構造物の幅(m)
h：構造物の高さ(m)
D_0：土被り(m)
H_1：構造物底面から基盤までの高さ(m)
G：地盤の地震時せん断変形係数(kN/m²)

式(4.4)による算定結果を**表－4.5**に示す。

表－4.4　地盤ばね推定式における係数

	軸方向	水平直角方向	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－4.5　地盤ばねの算定結果

		地層境界Case1 表層厚H=10m Vs=100/200m/s タイプⅡ地震動		地層境界Case1 表層厚H=30m Vs=100/150m/s タイプⅠ地震動	
		幅2.5m	幅4.0m	幅2.5m	幅4.0m
幅b	(m)	3.2	4.7	3.2	4.7
高さh	(m)	3.3	3.35	3.3	3.35
土被りD0	(m)	1.45	1.4	1.45	1.4
底版～基盤間距離H1	(m)	5.25	5.25	25.25	25.25
地震時せん断変形係数	(kN/m2)	2680	2680	2640	2640
軸方向ばね	(kN/m/m)	6060	6970	3450	3620
水平直角方向ばね	(kN/m/m)	11840	13090	6810	7050
鉛直方向ばね	(kN/m/m)	24650	30360	8230	9310

4.2.6 構造物の材料定数と断面定数

コンクリート、鉄筋の材料定数を以下のとおりとした。

・コンクリートの設計基準強度：$\sigma_{ck}=21$ N/mm^2

・コンクリートのヤング係数 ：$E_c=2.35\times10^4$ N/mm^2

・鉄筋の降伏点応力度 ：$\sigma_y=300$ N/mm^2 (SD295)

・鉄筋のヤング係数 ：$E_s=2.1\times10^5$ N/mm^2

内空幅2.5mと4.0mの断面定数を**表－4.6**に示す。

表－4.6 断面定数

		内空幅2.5m	内空幅4.0m
断面積A(m^2)		4.060	5.345
断面2次モーメントI(m^4)	水平方向	5.626	15.117
	鉛直方向	5.879	8.847

4.2.7 耐力算定

地下横断歩道の軸方向の圧縮耐力N_{CU}、引張耐力N_{TU}は、式(4.5),(4.6)で算出した。

$$N_{CU}=0.85\sigma_{ck}\times A \quad (4.5)$$

$$N_{TU}=\sigma_{sy}\times A_s \quad (4.6)$$

ここに、σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

A ：躯体断面積(m^2)

σ_{sy}：鉄筋の降伏応力度 (N/mm^2)

A_s ：軸方向鉄筋の断面積(m^2)

曲げ耐力の算定について、一般には、圧縮縁のコンクリートのひずみが0.35％に達したときの曲げモーメントを曲げ耐力としているが、対象としている地下横断歩道は、軸方向の鋼材量が少ないために、コンクリートのひずみが0.35％に達する前に、引張鉄筋のひずみが1%を越える。ここでは、引張鉄筋のひずみが1%に達したときの曲げモーメントを曲げ耐力として用いた。軸圧縮耐力、軸引張耐力、曲げ耐力の算定結果を**表－4.7**に示す。

表-4.7　地下横断歩道の縦断方向の軸圧縮、軸引張、曲げ耐力

		内空幅2.5m	内空幅4.0m
軸圧縮耐力(kN)		72500	95400
軸引張耐力(kN)		3190	3800
曲げ耐力 (kN·m)	水平方向	4810	8480
	鉛直方向	4840	5970

4.2.8 鉄筋降伏時の剛性

軸引張および曲げに対する鉄筋降伏時の剛性を表－4.8に示す。軸引張に関しては鉄筋の剛性のみを考慮した。

表-4.8　鉄筋降伏時の剛性

		内空幅2.5m	内空幅4.0m
軸引張剛性(kN)		2.235×10^{6}	2.661×10^{6}
曲げ剛性 ($kN\cdot m^2$)	水平方向	7.350×10^{6}	1.905×10^{7}
	鉛直方向	7.831×10^{6}	9.989×10^{6}

4.3 解析結果

共同溝設計指針[1]では、構造物の躯体長を30mとして断面力の算定法が規定されているため、地下横断歩道の断面力および躯体間の継手（目地）の変位量の算定は、トンネル耐震継手技術基準(案)[3]を用いた。トンネル耐震継手技術基準(案)は、弾性床上のはりとして地盤・構造物をモデル化し、構造物の断面力および継手変位量を算定する手法が規定されており、共同溝設計指針と同じ計算手法であるが、任意の長さの躯体長が考慮できるとともに、躯体間の継手変位量を算定することができる。

4.3.1 全断面有効剛性を用いた解析

軸力は、共同溝設計指針に基づき水平面内の地盤振動による軸力と鉛直面内の地盤振動による軸力を式(4.7)により合成して算出した。

$$P = \sqrt{(2P_h^2 + 2P_v^2)} \qquad (4.7)$$

ここに、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

軸力に伴う目開きδ_Nは、水平面内の地盤振動による目開きと鉛直面内の地盤振動による目開きを式(4.8)により合成した。

$$\delta_N = \sqrt{2\delta_h^2 + 2P_v^2} \qquad (4.8)$$

ここに、δ_h：水平面内の地盤振動による目開き
δ_v：鉛直面内の地盤振動による目開き

また、回転に伴う目開きδ_Mは、式(4.9)で算定した。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{側壁} & \delta_M = \theta_1 \times (b/2) \\ \text{頂・底版} & \delta_M = \theta_2 \times (h/2) \end{array}\right\} \qquad (4.9)$$

ここに、θ_1, θ_2：目地部のそれぞれ、鉛直軸回り、水平軸回りの回転角
b：躯体幅
h：躯体高さ

全断面有効剛性を用いた場合の地下横断歩道の軸力、曲げモーメント、内空幅4.0mの地下横断部中央の継手変位量を**表－4.9**に示す。内空幅2.5mの地下横断歩道について、表層厚10mのケースで軸圧縮力を除く断面力が耐力を超過する。内空幅2.5mの方が内空幅4.0mよりも目地間隔が大きいため、発生断面力が大きくなっている。また、表層厚10mのケースの方が、30mのケースよりも発生断面力が大きくなっている。内空幅4.0mの地下横断歩道では、発生断面力は耐力以下となったが、地下横断部中央の目地の目開きは最大で193mmと

なった。

軸力の算定で考慮する地盤の軸方向ひずみε_G、曲げモーメントの算定で考慮する地盤変位分布の曲率ϕ_Gを、式(4.10),(4.11)で算定した結果を**表－4.10**に示す。

$$\varepsilon_G = \pi \delta / L \qquad (4.10)$$

$$\phi_G = (2\pi / L)^2 \times \delta \qquad (4.11)$$

ここに、δ：地盤変位の水平振幅

L：地盤変位の波長

表－4.10に示すように表層厚10mの方が地盤ひずみが大きく、**表－4.5**に示したように地盤ばねも堅いために、地盤ひずみがより多く伝達されたため、表層厚10mのケースの方が30mのケースよりも発生断面力が大きくなったと考えられる。

表－4.9　応答変位法による解析結果（全断面有効剛性）

			地層境界Case1 表層厚H=10m Vs=100/200m/s タイプⅡ地震動 δ=144mm, L=70.8m		地層境界Case1 表層厚H=30m Vs=100/150m/s タイプⅠ地震動 δ=350mm, L=213m		耐　力	
			内空2.5m	内空4.0m	内空2.5m	内空4.0m	内空2.5m	内空4.0m
断面力	軸　力(kN)	圧　縮	4570	3590	2190	1550	72500	95400
		引　張	4570	3590	2190	1550	3190	3800
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	水平方向	9700	5160	1640	780	4810	8480
		鉛直方向	9590	5810	980	510	4840	5970
継手変位量	目開き(mm)		－	193	－	174	－	－
	回転に伴う目開き(mm)	側壁	－	42	－	14	－	－
		頂・底版	－	15	－	5	－	－

表－4.10　応答変位法で考慮される地盤ひずみ

	地層境界Case1 表層厚H=10m Vs=100/200m/s タイプⅡ地震動	地層境界Case1 表層厚H=30m Vs=100/150m/s タイプⅠ地震動
地盤変位振幅δ（cm）	14.4	35.0
波　　長L（m）	70.8	213.0
軸力の算定で考慮する 地盤の軸ひずみ（ε_G）	6.39×10^{-3}	5.16×10^{-3}
曲げモーメントの算定で考慮する地盤変位分布の曲率（ϕ_G）	1.13×10^{-3}	3.05×10^{-4}

4.3.2 鉄筋降伏剛性を用いた解析

地下横断歩道躯体が軸方向に引っ張られたり、曲げられたりすることにより、コンクリートにひび割れが発生し、構造物の剛性は低下する。そこで、ひび割れ発生状態を想定し、鉄筋降伏時の剛性を用いた解析を行った。

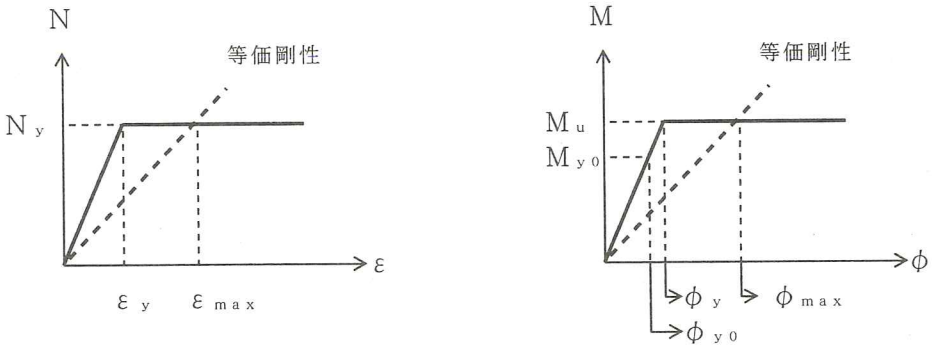
鉄筋降伏剛性を用いた場合の地下横断歩道の軸力、曲げモーメント、内空幅4.0mの横断部中央の継手変位量を**表－4.11**に示す。表層厚10mのケースでは、鉄筋降伏剛性を用いても、内空幅2.5mの断面の軸引張力と水平曲げモーメントが耐力を超過することがわかる。

表－4.11　応答変位法による検討結果（鉄筋降伏剛性）

			地層境界Case1 表層厚H=10m Vs=100/200m/s タイプⅡ地震動 δ=144mm, L=70.8m		地層境界Case1 表層厚H=30m Vs=100/150m/s タイプⅠ地震動 δ=350mm, L=213m		耐　力	
			内空2.5m	内空4.0m	内空2.5m	内空4.0m	内空2.5m	内空4.0m
断面力照査	軸　力(kN)	引　　張	3970	3260	2020	1470	3190	3800
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN)	水平方向	5040	4360	1060	710	4810	8480
		鉛直方向	3520	3230	610	410	4840	5970
継手変位量	目開き(mm)		－	180	－	168	－	－
	回転に伴う目開き(mm)	側壁	－	39	－	13	－	－
		頂・底版	－	11	－	4	－	－

4.3.3 等価剛性を用いた解析

表層厚10mの解析ケースで内空幅2.5mの地下横断歩道を対象に、軸引張および曲げに対する復元力特性を**図－4.5**に示すバイリニアと仮定し、等価線形解析により軸方向の引張ひずみの塑性率$\varepsilon_{max}/\varepsilon_y$および曲率塑性率$\phi_{max}/\phi_y$を算定した。



(a)軸引張　　(b)曲げ

図－4.5　復元力特性

軸引張、水平曲げに対する仮定剛性、発生断面力、軸ひずみ・曲率、および応答塑性率を**表－4.12**に示す。発生断面力がほぼ耐力と等しくなるケースが等価線形解析の収束結果である。軸引張の応答塑性率は2.7～2.8となっており、比較的大きな残留ひび割れが生じる可能性があるものの、発生ひずみが4×10^{-3}程度であり、鉄筋が破断することはないと考えられる。また、曲げの応答塑性率は1.1となり、降伏曲率に対する終局曲率の比、終局時の塑性率は5.18と比較して、耐震安全性は確保されていると考えられる。

表－4.12　等価剛性を用いた解析結果

(a)軸引張

EA(kN)	軸力(kN)	軸ひずみ	塑性率
2.23E+06	3970	1.77E-03	1.24
9.45E+05	3340	3.53E-03	2.47
8.93E+05	3280	3.68E-04	2.58
8.40E+05	3230	3.84E-03	2.69
7.88E+05	3160	4.02E-03	2.82
7.35E+05	3090	4.21E-03	2.95

降伏耐力 (kN)	3190
引張耐力 (kN)	3190
降伏剛性 (kN)	2.23E+06
降伏ひずみ	1.43E-03

(b)曲げ

EI(kN・m2)	M(kN)	曲率	塑性率
7.35E+06	5050	6.87E-04	1.05
7.14E+06	4970	6.96E-04	1.06
6.93E+06	4900	7.06E-04	1.08
6.72E+06	4820	7.17E-04	1.10

初降伏モーメント (kNm)	3740
終局モーメント (kNm)	4810
降伏剛性 (kN・m2)	7.35E+06
降伏曲率 (1/m)	6.54E-04
終局曲率 (1/m)	3.39E-03

4.4 まとめ

標準的な断面を有する地下横断歩道を対象に、共同溝設計指針に規定されている応答変位法を用いて縦断方向の地震応答解析を行った。以下に、本解析で得られた結果を示す。

1)地下横断歩道の全断面有効剛性を用いた解析では、解析を実施した2ケースの内、表層厚10m、上層、下層のせん断波速度がそれぞれ、100,200m/s、タイプⅡ地震動を用いたケースにおいて、内空幅2.5mの断面の軸引張力、水平・鉛直方向曲げモーメントが耐力を超過する。内空幅2.5mの地下横断歩道の方が、内空幅4.0mよりも目地間隔が大きいため、圧縮および引張軸力、水平および鉛直方向曲げモーメントが大きくなる。また、表層厚10m、上層、下層Vs=100,200m/s、タイプⅡ地震動を用いたケースの方が表層厚30m、上層、下層Vs=100,150m/s、タイプⅠ地震動を用いたケースよりも地盤ひずみが大きく、地盤ばねも堅いため、圧縮および引張軸力、水平および鉛直方向曲げモーメントが大きくなったと考えられる。

2)地下横断歩道の鉄筋降伏剛性を用いた解析では、表層厚10m、上層、下層Vs=100,200m/s、タイプⅡ地震動を用いたケースにおいて内空幅2.5mの断面の軸引張力と水平曲げモーメントが耐力を超過する。

3)表層厚10m、上層、下層Vs=100,200m/s、タイプⅡ地震動を用いたケースの内空幅2.5mの地下横断歩道において、等価剛性を用いた解析では、軸引張の応答塑性率は2.7～2.8、発生ひずみが4×10^{-3}程度となり、鉄筋破断に至るような損傷は発生しないものと考えられる。また、水平曲げの応答塑性率は1.1となり、終局時の塑性率5.18と比較して、耐震安全性は確保されていると考えられる。

参考文献

1)(社)日本道路協会：共同溝設計指針，昭和61年3月

2)星隈順一，運上茂樹，村井和彦：梁ばねモデルによる地下構造物縦断方向の耐震計算に用いる地盤ばね定数，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集Ⅰ-B388，pp.776-777，平成10年10月

3)(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)，昭和54年3月

5．結論

大規模地震に対する地下横断歩道の地震時挙動の把握を目的とし、2層表層地盤モデル中の標準的な断面を有する地下横断歩道の横断方向および縦断方向の地震応答解析を実施した。以下に本研究で得られた知見を示す。

1)上層を沖積粘性土、下層を沖積砂質土の2層地盤でモデル化した表層地盤に対して、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(平成8年12月)に規定されている供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度を持つ地震動を用いた地震応答解析結果から、全解析ケースの中で地層境界が構造物底面に一致する地盤パターンで、表層厚10m、上層、下層のせん断波速度がそれぞれ、100,200m/s、タイプⅡ地震動を用いたケースにおいて、地下横断歩道の頂・底版間の地盤の相対変位が5.95cmで最大となった。また、同ケースで構造物中心位置の地盤ひずみも2.4%で最大となった。

2)2層地盤モデルの地震応答解析結果をもとに、地盤振動の1次モードに着目した慣性力を地盤および構造物に作用させる地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた横断方向の地震応答解析を実施した。その結果、曲げ変形に対しては、下床版の端部、側壁の上端、および側壁の下端において、応答曲率が鉄筋降伏時の曲率を超えるが、応答塑性率に対する終局時の塑性率の比、曲率塑性率の安全率は、8.0以上であり、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のタイプⅡ地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数1.5と比較して、耐震安全性は確保されていると考えられる。

3)横断方向のせん断力に対しては、地盤変位の大きい上層、下層のせん断波速度がそれぞれ、100,200m/sの地盤条件にタイプⅡ地震動を入力した場合に、下床版端部、側壁の下端およびその近傍において、発生せん断力がせん断耐力を超過する。また、上層、下層のせん断波速度がそれぞれ、100,150m/sの地盤条件では、タイプⅡ，タイプⅠ地震動を入力した場合に、側壁の下端において、発生せん断力がせん断耐力を超過する結果となった。ただし、ここでのせん断耐力の評価は、主に、柱部材を対象とした道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(平成8年12月)に規定されているせん断耐力の算定式を用いている。地下横断歩道のようなスラブ部材で構成される地中構造物に対して、土圧等の分布荷重が作用する場合のせん断耐力の評価については今後の課題と考えられる。

4)2層地盤モデルの地震応答解析結果をもとに、共同溝設計指針に規定されている耐震計算法を用いて縦断方向の地震応答解析を行った。地下横断歩道の全断面有効剛性を用いた解析では、解析を実施した2ケースの内、表層厚10m、上層、下層のせん断波速度がそれぞれ、100,200m/s、タイプⅡ地震動を用いたケースにおいて、内空幅2.5mの断面の軸引張力、水平・鉛直方向曲げモーメントが耐力を超過する。また、地下横断歩道の鉄筋降伏剛性を用いた解析においても、表層厚10m、上層、下層Vs=100,200m/s、タイプⅡ地震

動を用いたケースで、内空幅2.5mの断面の軸引張力と水平曲げモーメントが耐力を超過することがわかった。そこで、表層厚10m、上層、下層のせん断波速度がそれぞれ、100, 200m/s、タイプⅡ地震動を用いたケースの内空幅2.5mの地下横断歩道において、等価剛性を用いた解析を実施した結果、軸引張の応答塑性率は2.7～2.8、発生ひずみが4×10^{-3}程度となり、発生ひずみの大きさから、鉄筋破断に至るような損傷は生じないものと判断される。また、水平曲げの曲率応答塑性率は1.1となり、終局時の曲率塑性率5.18と比較して、耐震安全性は確保されていると考えられる。