



土木研究所資料

第997号

沈埋トンネルの耐震性に関する資料の調査

昭和50年2月

建設省土木研究所

沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究

報 告 書

付 属 資 料

昭和49年3月

社団法人 土 木 学 会

ま え が き

土木研究所においては、大規模特殊事業計画調査において昭和43年度以来、沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究を進めてきている。また研究成果を基準化するために昭和46年を初年度として3カ年間土木学会に委託し、沈埋トンネルの耐震設計指針を作成してきた。土木学会は「沈埋トンネル耐震設計研究委員会」を設けて慎重な審議を重ね昭和47年度以降は運輸省からも委託を受けその結果を昭和49年3月に「沈埋トンネル耐震設計指針案」としてとりまとめた。さらに、また昭和49年度、土木学会では前記指針の条文の趣旨を明確化するための作業を行なっている。

本資料は沈埋トンネル耐震設計指針案の審議に関連する資料を集録したものであり、指針案に規定する条文をより深く理解する一助となろう。

昭和50年2月

建設省土木研究所千葉支所

構造橋梁部

振動研究室長

目 次

1. 地震活動度調査の例	1
1・1 まえがき	1
1・2 東京湾付近の既往の地震活動	1
1・3 大阪湾付近の既往の地震活動	5
1・4 伊勢湾付近の既往の地震活動	11
2. 地震計設置の例	21
2・1 羽田トンネルの地震観測	21
2・1・1 緒言	21
2・1・2 地盤状況ならびにトンネルの概要	21
2・1・3 測定計器及び観測	21
2・1・4 地震記録	22
2・1・5 地震記録の解析	29
2・2 南砂町における地震観測	37
2・2・1 緒言	37
2・2・2 地盤状況ならびにシールド坑道の概要	37
2・2・3 測定機器及び観測	37
2・2・4 地震記録	41
2・2・5 考察	41
2・3 衣浦港海底トンネル地震観測	48
2・4 羽田地区	54
2・5 東京湾地区の地中地震観測	58
2・5・1 概説	58
2・5・2 観測地点の地盤状況	58
2・5・3 計測機器	65
2・5・4 地震記録及び解析	69
2・6 大阪湾地区の地中地震観測	76

3 設計の事例	79
3・1 川崎港海底トンネル耐震設計例	79
3・1・1 概説	79
3・1・2 耐震設計のための調査試験	81
3・1・2-A 地盤構成の概要	81
3・1・2-B 速度検層および常時微動測定	84
3・1・2-C 飽和砂の振動試験（流動化の検討）	92
3・1・2-D 地中地震観測	100
3・1・3 耐震設計	101
3・1・3-A 設計地震動	101
3・1・3-B 耐震設計	111
3・1・3-B-1 耐震設計フローチャート	111
3・1・3-B-2 地震応答計算	111
3・1・3-B-3 地盤変位を考慮した静的計算（BART法）	117
3・1・3-B-4 模型実験	117
3・1・3-B-5 断面力の検討	118
3・2 東京湾横断道路沈埋トンネル耐震設計例	146
3・2・1 概説	146
3・2・2 計画条件	146
3・2・3 設計条件	153
3・2・3-A 地形・地質及び地盤の諸定数	153
3・2・3-A-1 地形	153
3・2・3-A-2 地質	153
3・2・3-A-3 地盤の諸定数	157
3・2・3-B 常時の設計	157
3・2・3-B-1 設計条件	157
3・2・3-B-2 横断面の設計	159
3・2・3-B-3 縦断面の設計	163
3・2・3-B-4 杭基礎の設計	166
3・2・3-C 設計地震動および地震応答計算に使用した地震動の加速度波形	166
3・2・3-C-1 設計地震動	166
3・2・3-C-2 地震応答計算に使用した地震動の加速度波形	167

3・2・4	沈埋トンネル部の設計	170
3・2・4-A	概説	170
3・2・4-B	周辺地盤の安定の検討	170
3・2・4-B-1	震度法による検討	170
3・2・4-B-2	動的取扱いによる検討	171
3・2・4-C	トンネル部の安定	176
3・2・4-C-1	浮力に対する安定	176
3・2・4-C-2	鉛直支持力の検討	177
3・2・4-C-3	滑動の検討	178
3・2・4-D	トンネル部の耐震設計	178
3・2・4-D-1	縦断方向の耐震設計	178
3・2・4-D-2	横断面の耐震設計	191
3・2・5	換気塔部の設計	196
3・2・5-A	設計震度	196
3・2・5-B	換気塔底面作用力	196
3・2・5-C	安定計算	197
3・2・5-D	換気塔固有周期の計算	198
	参考文献	202
4	細部設計	203
4・1	継手構造の実施例	203
4・1・1	可撓性継手の実例	203
4・1・2	連続構造の継手の実例	211
4・2	杭頭処理の実施例	221
	参考文献	224

1. 地震活動度調査の例

1・1 まえがき

建設省土木研究所では、東京湾、大阪湾、伊勢湾地域を対象として、地震活動度の調査を実施して来た。^{1) 2) 3)}この調査は気象庁地震課の資料をもとに東京湾、大阪湾および伊勢湾の3地域を具体的対象とし、地震のマグニチュード別発生回数、震度別発生回数ならびに主要地震について震害、津波の状況などを調査したものであり、以下にその概要をのべる。

1・2 東京湾付近の既往の地震活動

東京湾沿岸地域にかなりの被害を与えた既往（西暦818年～1924年）の地震の震央を示したのが、図1・2-1である。この図で大きい円はマグニチュード7.9以上の地震、小さい円は7.8以下の地震を指し、黒丸、斜線丸および白丸は、その地震において東京湾沿岸地域主要都市（東京、横浜、千葉）で推定される震度階の最大が、それぞれⅦ、ⅥおよびⅤであることを示している。

次に、図1・2-2は、東京湾のほぼ中央点（35.5°N, 139.85°E）を中心とする半径150kmの円内の地域に、1961年～1970年の10年間に発生した地震（この期間には大地震の発生はなく、すべて中小規模のものである）を網羅したものである。ここではマグニチュード別、震源の深さ別に記号を変えて震央を示している。この資料を基とし、期間を100年間に延ばしてマグニチュードと発生回数の関係を示したのが図1・2-3である。ここでMはマグニチュード、 $\Sigma N(M)$ はマグニチュードMより大きい地震の100年間当りの発生回数を意味する。ここでの実際の調査年限は $M \geq 6$ については1931～1970年の40年間、 $5 \leq M < 6$ については1951～1970年の20年間、 $M < 5$ については1961～1970年の10年間である。

いまMと $\log \Sigma N(M)$ の関係が直線的であると仮定すると、東京湾を中心として

- Ⅰ) 半径50kmの範囲で、 $M = 7$ 前後の地震が100年間に1回
- Ⅱ) 半径100kmの範囲で、 $M = 7.5$ 前後の地震が100年間に1回、さらに

-
- 1) 栗林栄一、岩崎敏男「東京湾周辺の地震活動調査報告書」土木研究所資料第745号、昭和47年3月
 - 2) 日本気象協会「大阪湾付近における既往地震活動調査」昭和48年2月
 - 3) 日本気象協会「伊勢湾付近の既往地震活動調査」昭和49年2月

iii) 半径150kmの範囲で、 $M=8$ 前後の地震が100年間に1回発生することになる。ただし、この仮定 (M と $\log N(M)$ の間の直線関係)をおくと、やゝ大きめの地震を予測することになるのが一般的であり、図1・2-3からもその傾向が判る。

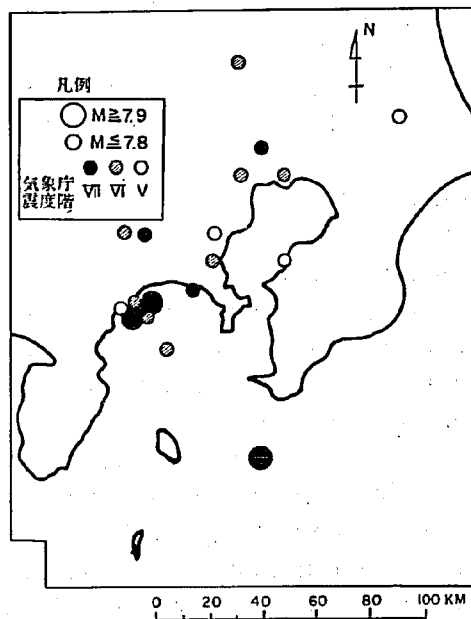


図1.2-1 1818～1924年の間に、東京周辺にかなりの被害をもたらした地震の震央

次に、1898年～1970年の73年間に東京で記録された震度階別の地震累積回数を示したのが図1・2-4である。この図で横軸は気象庁震度階、縦軸 $\sum N(I)$ は震度階 I 以上の地震の累積回数を意味する。点線は期間を100年間に換算したものである。ここでも、

I と $\log N(I)$ 間に直線性があるものと仮定すれば、東京で

- i) 震度Ⅳ以上の地震は100年間に80回、
- ii) 震度Ⅴ以上の地震は100年間に15回、さらに、
- iii) 震度Ⅵ以上の地震は100年間に3回程度ということになる。

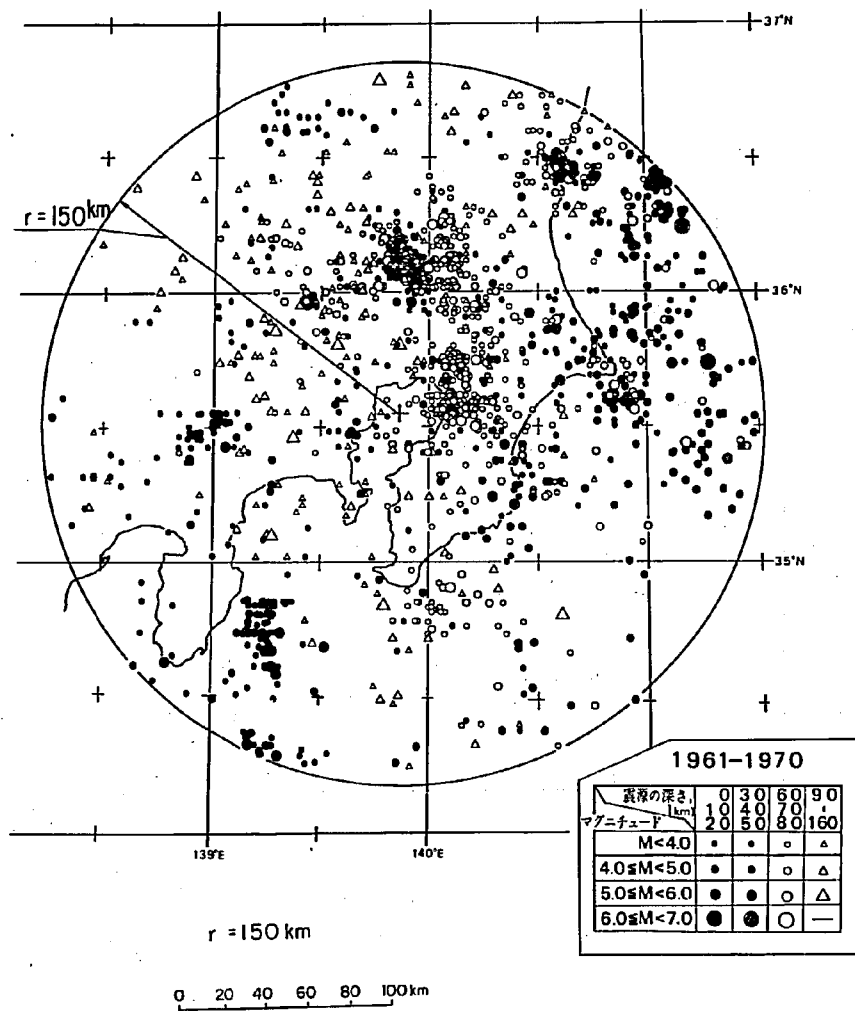


図1.2-2 東京湾中央付近(35.5°N, 139.85°E)を中心とする半径150kmの円内に、
1961～1970年に発生した地震の震央

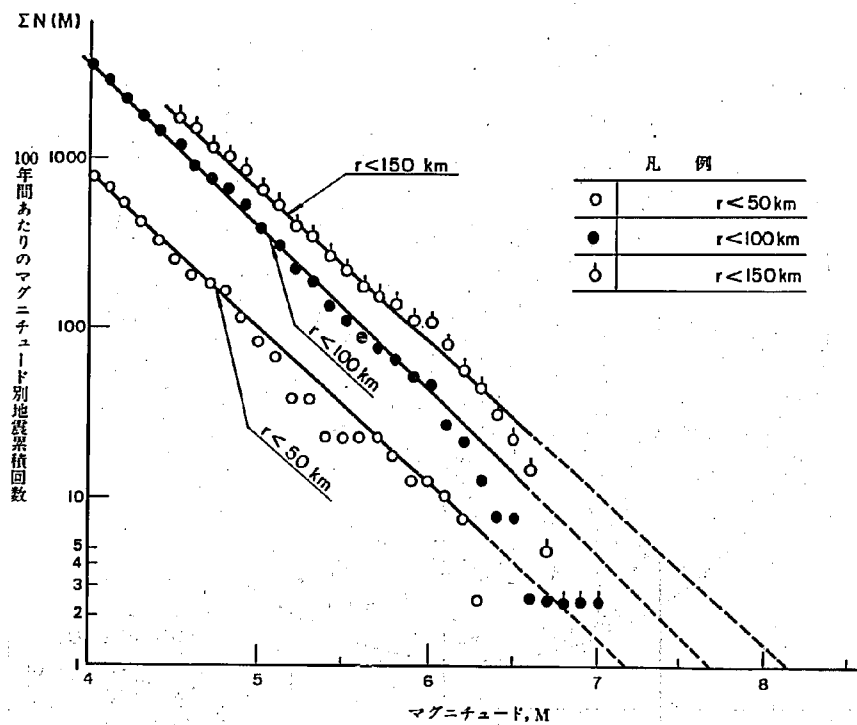


図 1.2-3 東京湾辺地域における100年間あたりの
マグニチュード別地震累積回数

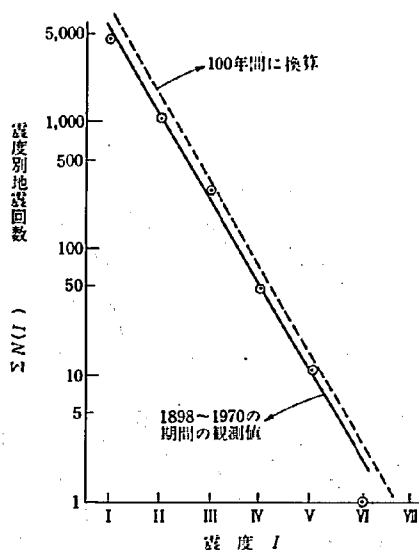


図 1.2-4 東京の震度別地震回数

1・3 大阪湾付近の既往の地震活動

大阪湾周辺地域についても、1・2と同様な調査が行われた。図1・3-1は大阪周辺地域（半径200km）において599～1890年の間に発生し、かなりの被害を伴った地震（震央不詳のもの除く）の震央をマグニチュード別に図示したものである。図1・3-2は1891～1972年の間に発生した被害を伴う地震を、また図1・3-3は1961～1972年の10年間のマグニチュード3以上の地震を図示したものである。

つぎに図1・3-4は1926～1972年の47年間に、同地域に発生した地震につき、マグニチュード別、震源の深さ別に震央を示したものである。この図をもとに、マグニチュード別の地震累積回数を示したのが図1・3-5である。

つぎに大阪、神戸における震度階I別の地震発生回数 $N(I)$ を示したのが図1・3-6である。この図において、実線は実際の発生回数（大阪では1898～1972年の間、神戸では1916～1972年の間）、点線はこれを100年間に換算したものである。

これらの調査から、結論として以下の事項が指摘された。

1. 大阪湾およびその沿岸地域には、大～中規模地震はほとんど発生しておらず小地震も比較的少ない。

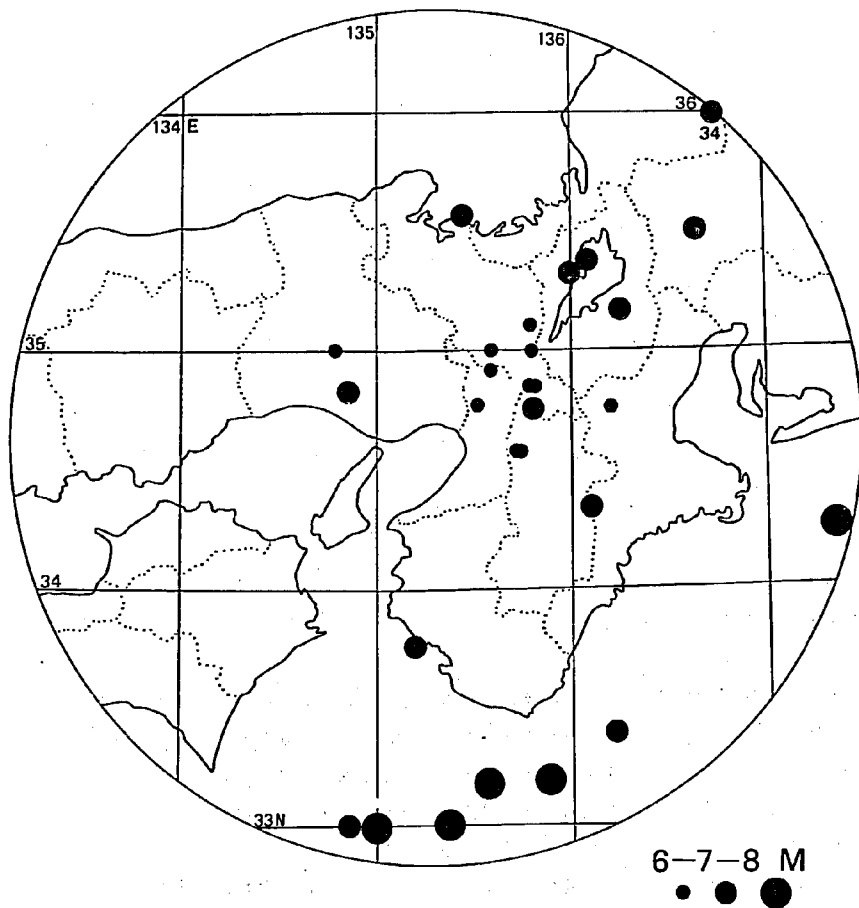


図 1.3-1 大阪周辺地域 (半径200km) において
599~1890年に発生した被害地震の震央

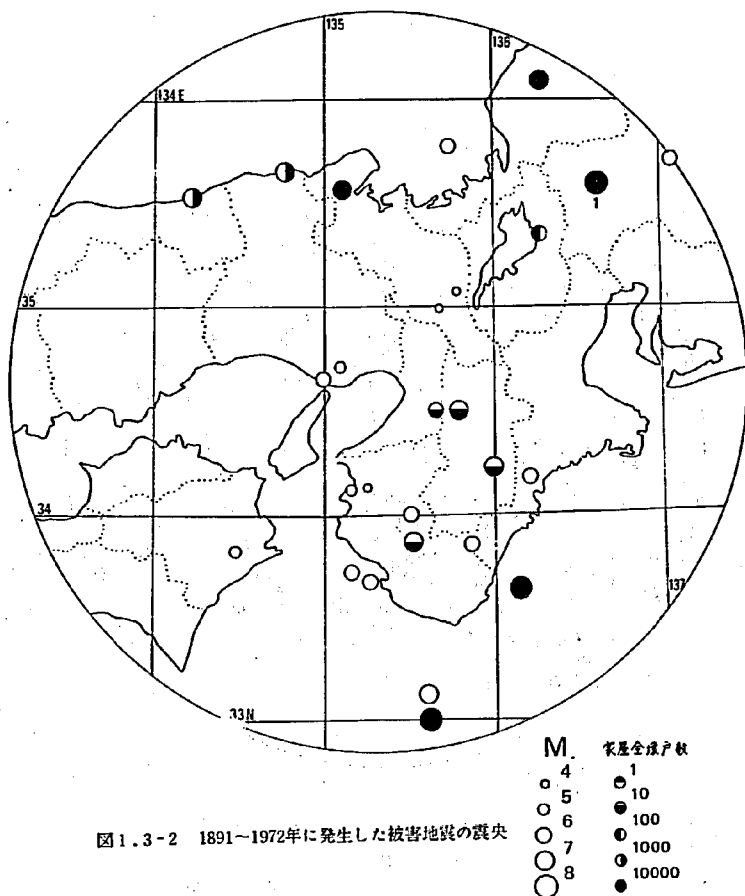


図 1.3-2 1891～1972年に発生した被害地震の震央

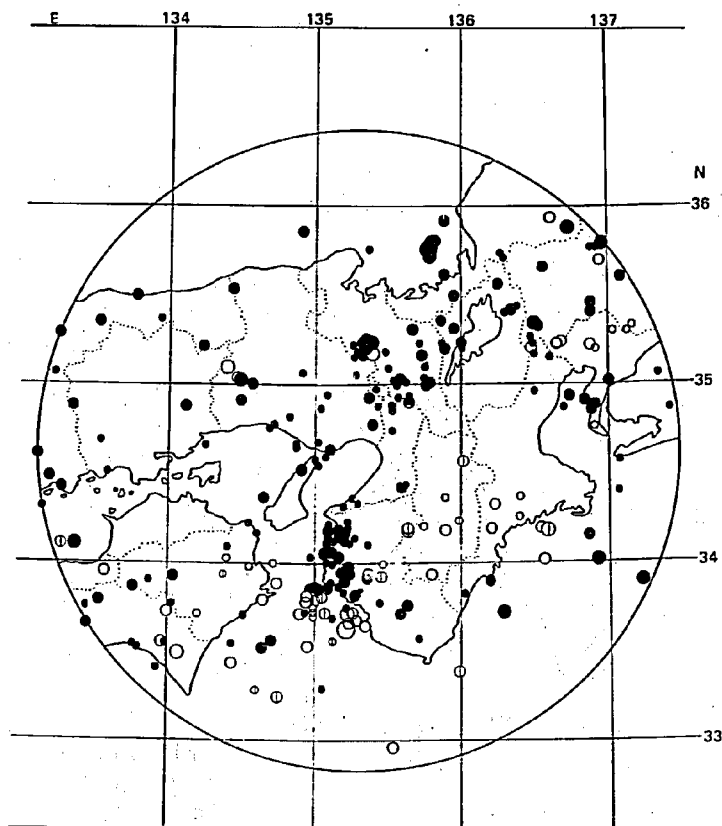


図 1.3-3 1961～1970年に発生した
地震の震央

震源の深さ h (km)	M				
	30	40	50	60	70
0-20	●	●	●	●	●
30-50	○	○	○	○	○
60-80	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙

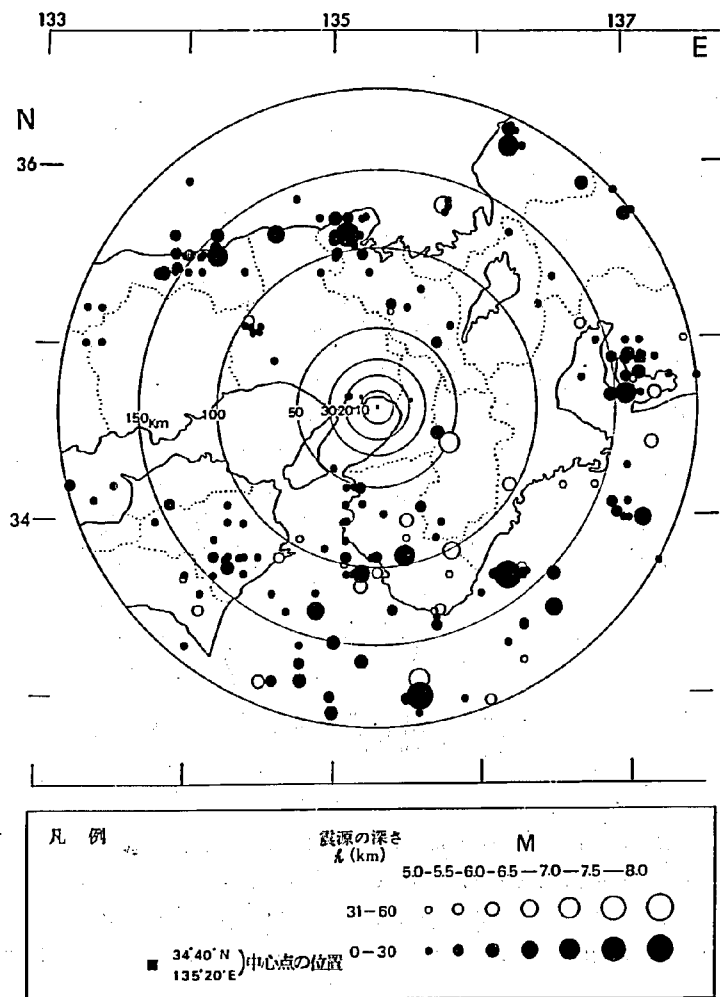


図 1.3-4 1926~1972年の間に発生した地震の震央

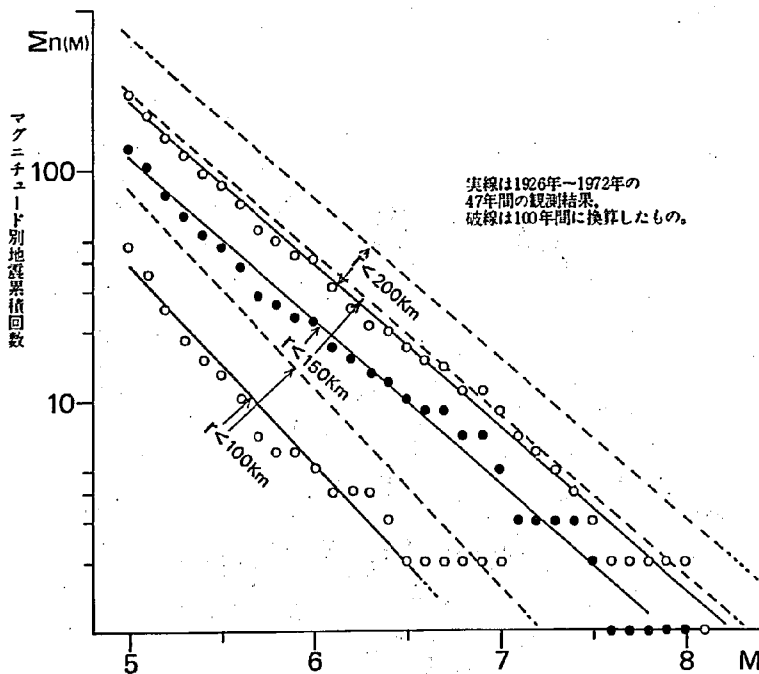


図1.3-5 大阪湾を中心とした半径100, 130, 200 km内に発生した地震のマグニチュード別累積回数

- 2 比較的近距离（100 km以内）に発生した、内陸の中規模地震による被害を受けたことはあるが（1596, 1662, 1936, 1952年の地震）、同地域に甚大な被害を生じた例はない。大阪湾の中心附近（34°40'N, 135°20'E）を中心にして、半径100 km以内にM6.5以上の地震の発生する期待値は、100年間に4回程度と推定される。
- 3 比較的遠距離（主として紀伊半島沖の海域）に発生した大規模地震により被害を受けたことがあるが（1707, 1854, 1944, 1946年の地震）、同地域に甚大な被害を生じた例はない。半径200 km以内に、M8以上の地震の発生する期待値は、100年間に2～3回程度と推定される。
- 4 大阪湾沿岸地域で震度V以上となる地震の発生する期待値は100年間に6～7回と推

定される。

このことは2. 3からの推定とも一致する。

5. 大阪湾沿岸地域は、紀伊半島周辺の大規模地震に伴う津波により大きな災害を生じた例があり（1707, 1854年の地震）、これに対する考慮が必要である。

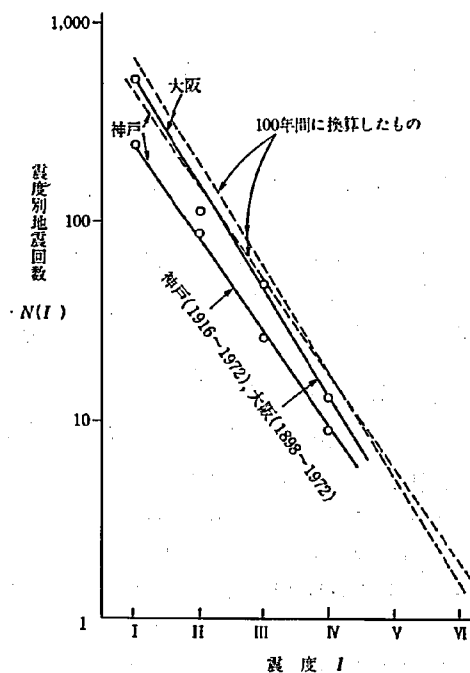


図1.3-6 大阪および神戸における震度別地震回数

1・4 伊勢湾付近の既往の地震活動

伊勢湾地域についても前述と同様の調査がなされた。

図1・4-1は伊勢湾を中心とする半径200km強の地域において599年～1867年に発生し、かなりの被害をもたらした地震の震央を図示したものである。図1・4-2は、同一

の地域に対して、1868年～1972年の地震の震央を図示したものである。

次に図1・4-3および1・4-4は夫々1926年～1972年の間に発生した $M \geq 5.0$ の地震、 $M \geq 6.0$ の地震を示したものである。また図1・4-5は1964年～1973年の最近10年間に於ける中部地方の地震活動を示したものである。図1・4-3の資料(1926年～1972年の間の $M \geq 5.0$ の全地震)をもとに、地震のマグニチュード(M)別の累積回数(但し、100年間に換算したもの) $\Sigma N(M)$ を示したのが図1・4-6である。ここでは便宜上、伊勢湾を中心とする150km以内と200km以内とに分けている。

一方、名古屋、津、岐阜および浜松について、震度階(I)別の地震回数($n(I)$)を示したのが、図1・4-7および1・4-8である。これらの図で波線は100年間に換算したものである。

以上の調査から、下記の事項が指摘された。

(1) 伊勢湾および沿岸地域は、常時地震活動の特に盛んな地域とはいえないが、同地方の東部で小地震の活動が稍活発である。

(2) しかし、遠州灘～紀伊半島沖に発生した、比較的遠方の大規模地震(1707年、1854年、1944年等)により、繰返し被害をうけている。

また、発生度数は少ないと見られるが、陸上の最大級の地震(1891年濃尾地震)、近距離地震(1945年三河地震)によって大被害を経験している。

(3) 現在の地震活動からみて、 $M8$ クラスの地震が半径150km以内($35^{\circ}03'N$, $136^{\circ}52'E$ を中心とした)に発生する期待値は100年間に1回程度と推定される。

また半径50km以内に $M7$ 程度の地震の発生する期待値は2回程度と推定される。(以上は資料が不十分であるが、ごく大まかな見積りである。)

(4) 震度観測の資料によれば、100年間当り震度 V 以上の地震の発生する期待値は名古屋で3～4回、津では6～7回、震度 VI 以上の地震は名古屋では1回、津では2回程度と推定される。

(5) 伊勢湾沿岸には遠州灘～紀伊半島に発生する大規模地震によって津波が襲来する可能性がある。

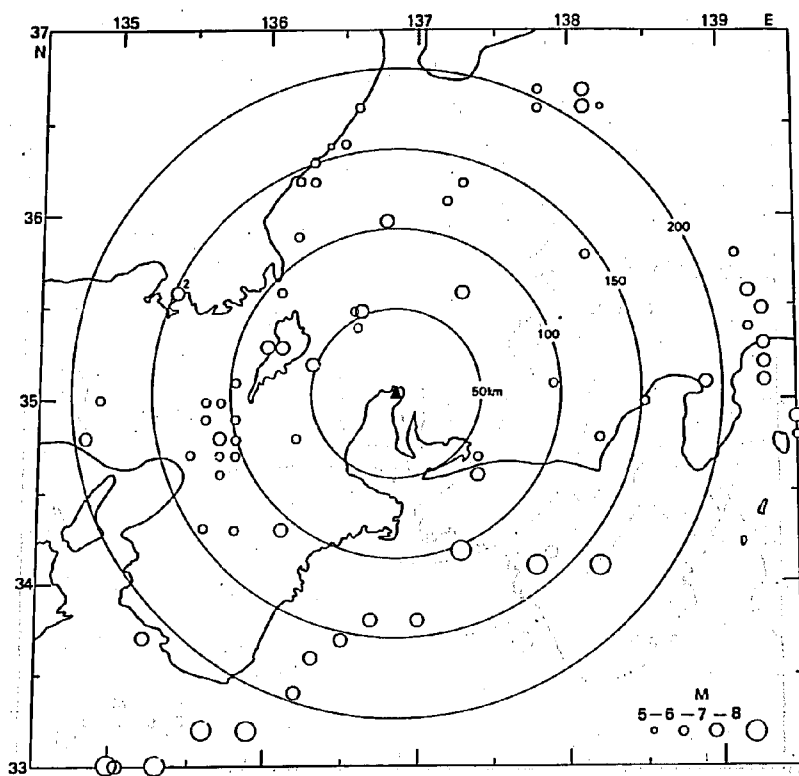


図1.4-1 599年～1867年(明治以前) ▲: 35° 03' N, 136° 52' E
(震央不詳のものは除く)

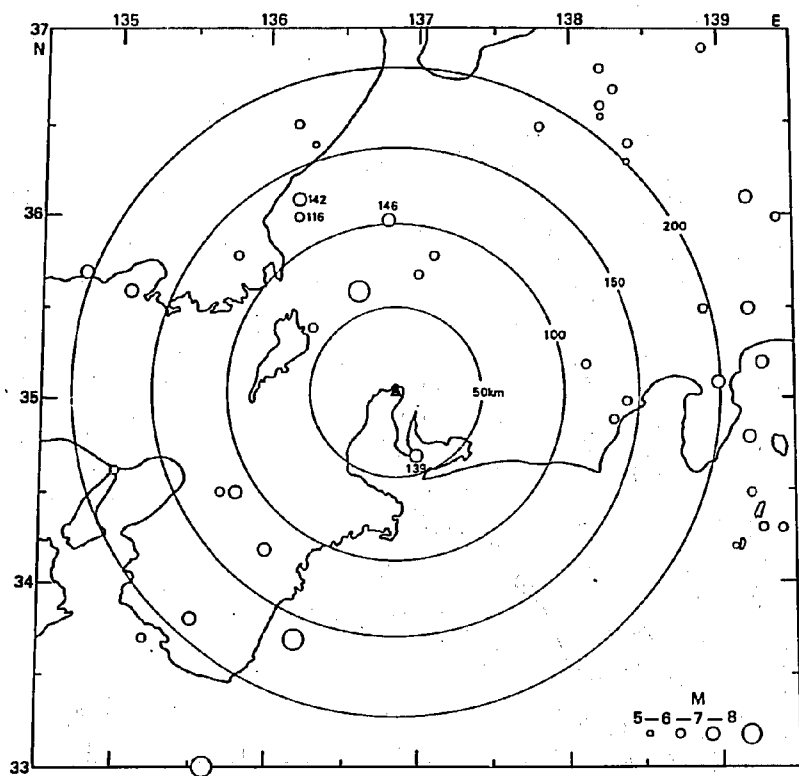


図 1.4-2 1868年～1972年（明治以後） ▲：35° 03' N, 136° 52' E
（震央不詳のものは除く）

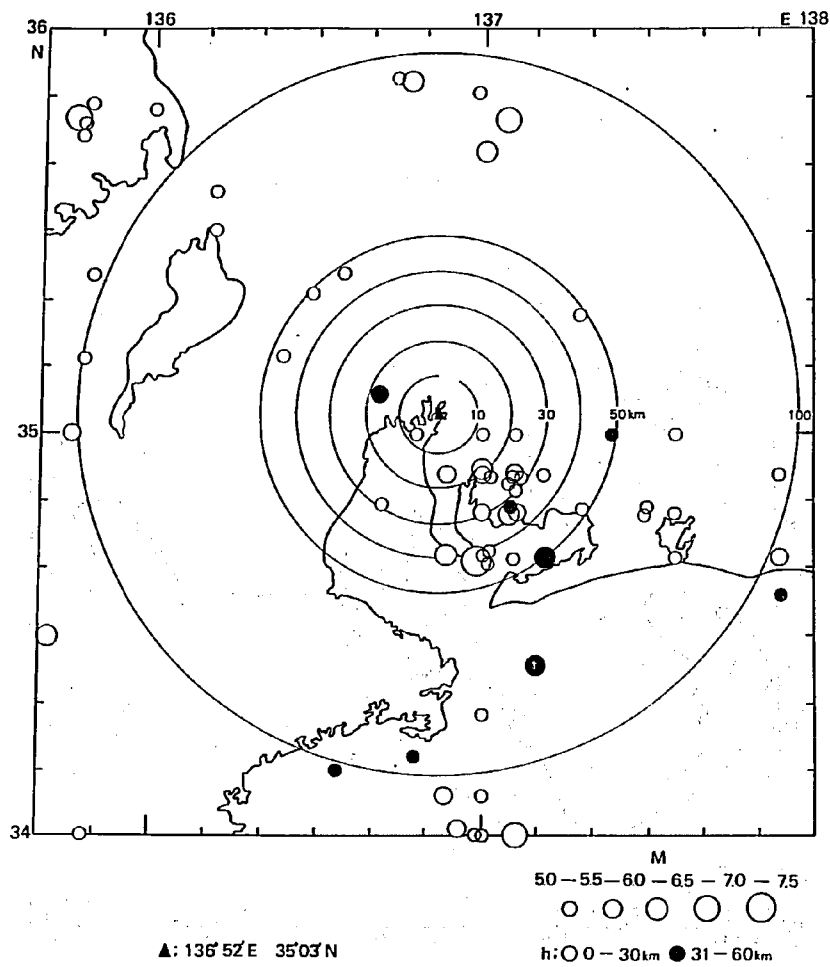


図 1.4-3 伊勢湾周辺の $M \geq 5.0$ の震央分布 (1926年~1972年)

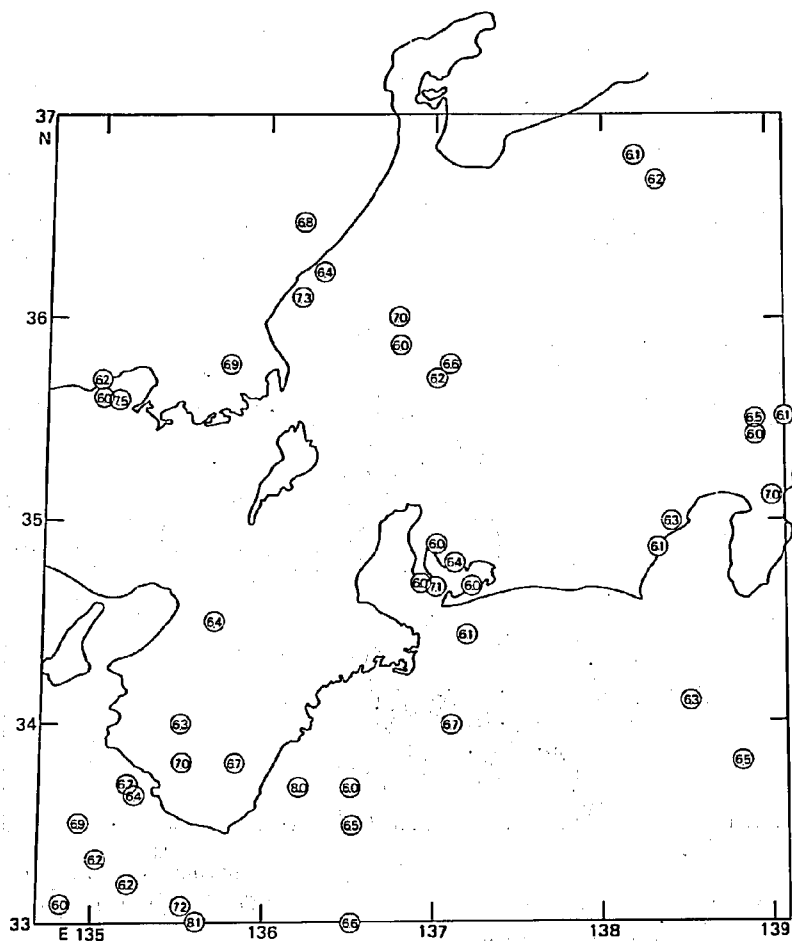


図1.4-4 中部地方の $M \geq 6.0$ の震央分布(1926年~1972年)
数字はマグニチュード(M)を示す

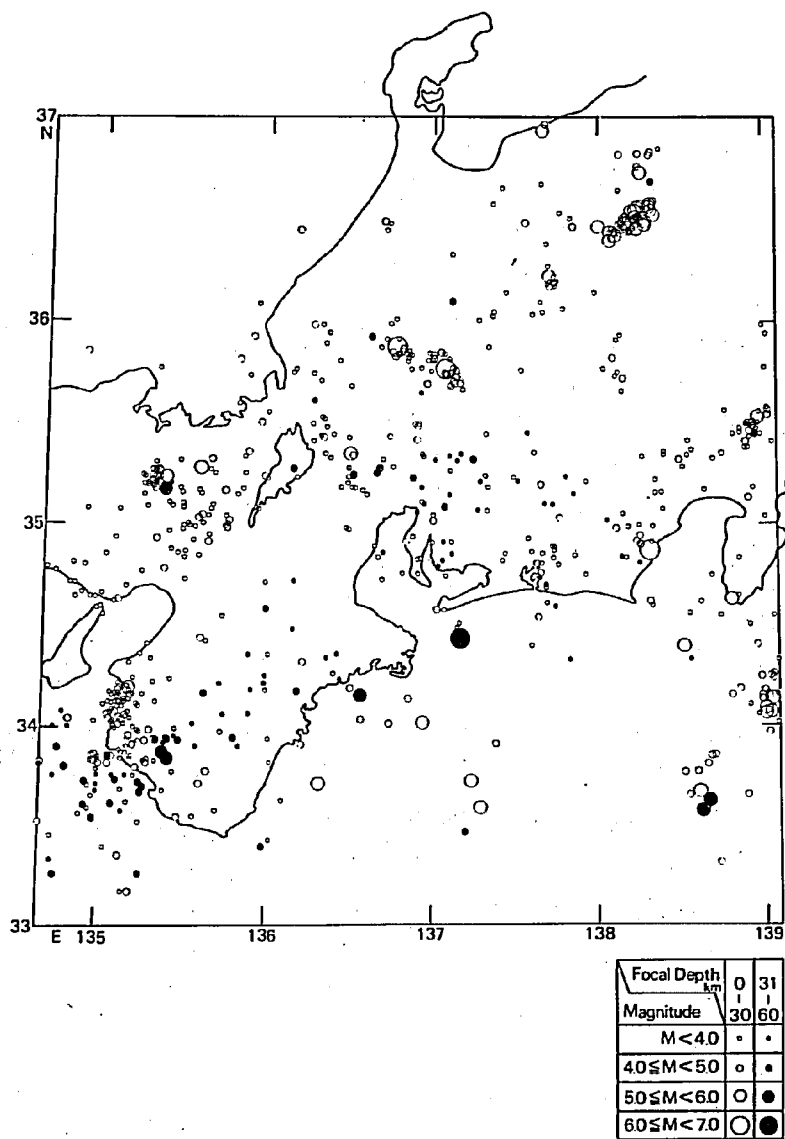


図1.4-5 最近10年間の中部地方の地震活動(1964年~1973年)

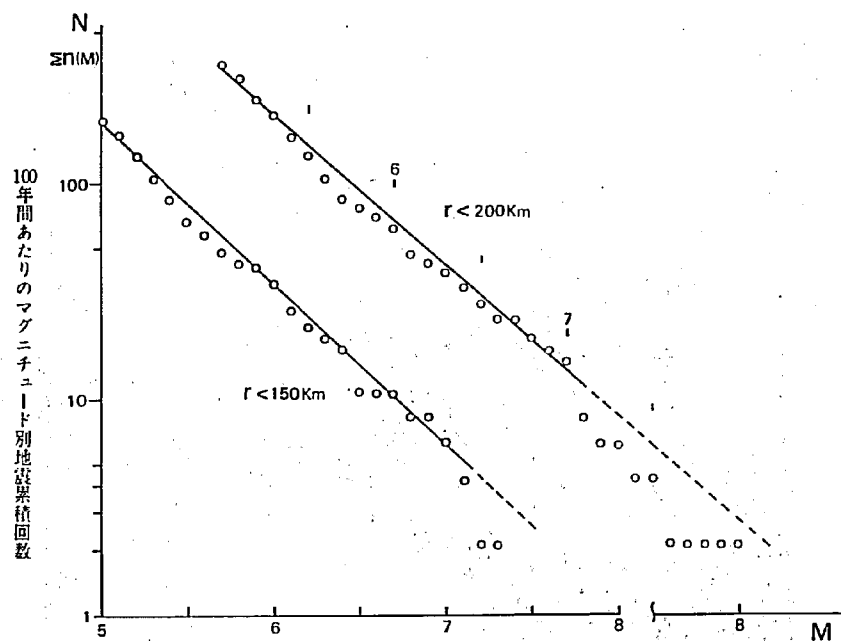
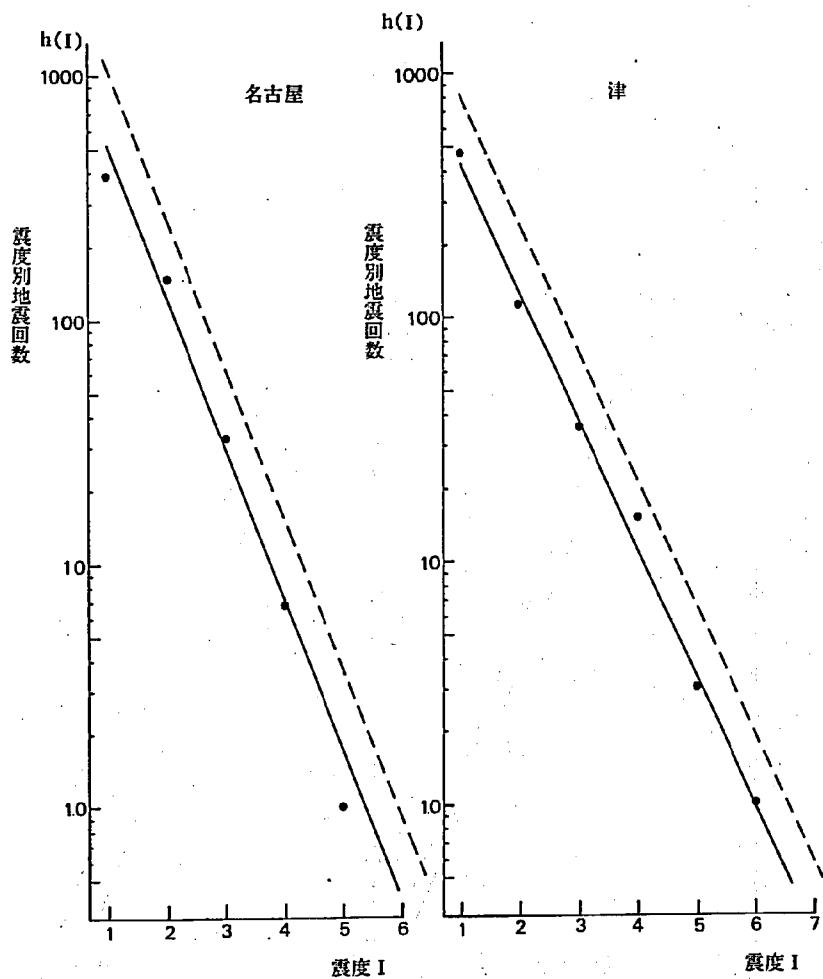
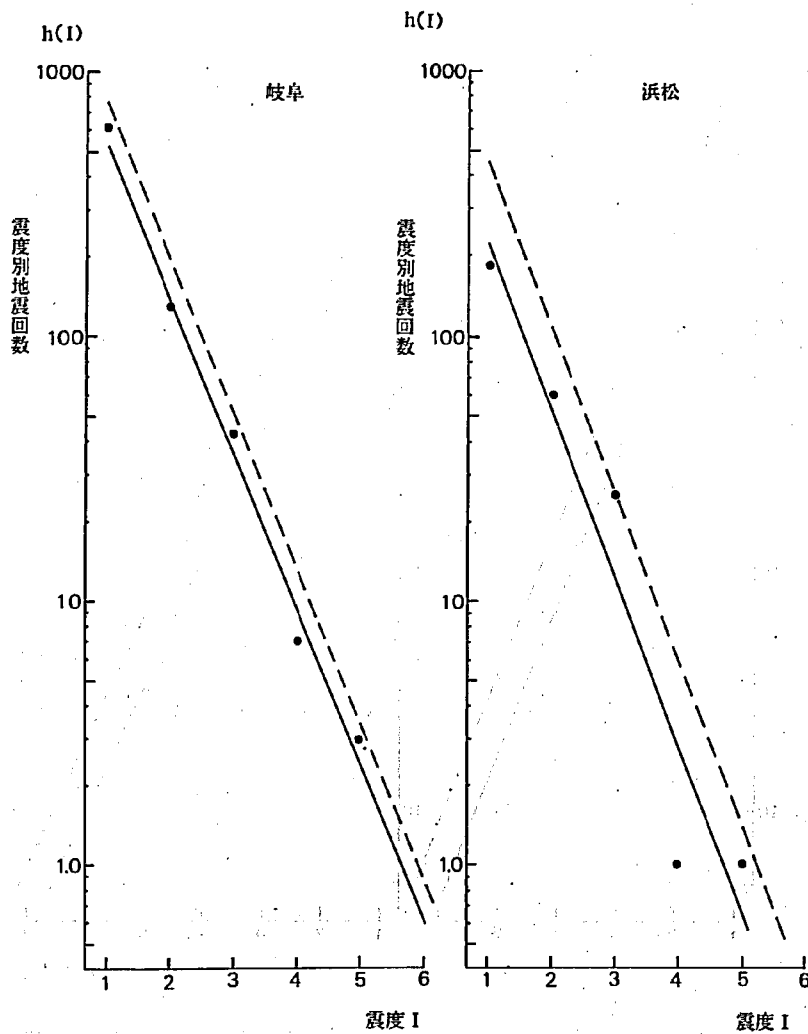


図 1.4-6 地震の規模別度数の分布



震度観測期間：名古屋 1926年～1972年
 ：津 1920年～1972年
 破線は 100年間に換算したもの

図1.4-7 震度別地震回数(名古屋, 津)



震度観測期間：岐阜 1902年～1972年
 ：浜松 1925年～1972年
 破線は100年間に換算したもの

図1.4-8 震度別地震回数(岐阜, 浜松)

2 地震計設置の例

2・1 羽田トンネルの地震観測

2・1・1 緒言

多摩川河口附近に建設された国鉄の沈埋トンネルで、1970年4月より地盤観測が実施されている。

この観測は地震時にトンネル壁に発生するトンネル軸方向の歪を測定する事を主目的としている。今までに30個以上の地震を記録することができた。その中にはマグニチュードは小さいが極めて近い地震や、マグニチュードは大きいが比較的遠距離に震央をもつ地震などが含まれている。ここでは観測並びに解析結果の概要を説明する。

2・1・2 地盤状況ならびにトンネルの概要

建設地点の表層土質は図2・1-1のように洪積シルト層上にある沖積シルト層であってこの沖積層の厚みは川崎側で10数m、河心部では35~40mで、これにはほぼ水平に細砂層が挟在している。

また、深度百数十メートルで土丹層に達しているものと推測される。トンネルは、高さ7.35m、巾13m、長さ80mの卵形断面のエレメントが6基連なった全長480mの鋼殻方式のトンネルである。

2・1・3 測定計器及び観測

川崎側より順にNo1、No2……、No6と付番されている6個のエレメントのうち、No2とNo4のエレメントに水平方向にトンネル軸方向の加速度計と、トンネル軸直交方向の加速度計を1台ずつ夫々設置し、又トンネル壁の軸方向の歪を測る目的でこれ等の加速度計の設置点を挟むようにして、トンネルの左右側壁に4個の歪計を取りつけている。

4ヶ所の歪計の設置位置をトンネル軸線上で示すと、No2エレメントの各々中央を基点とし羽田寄りの方向を⊕とした場合-15m、+15m、+140m、+190mの各位置である(図2・1-2)。

加速度計は固有振動数3Hzの動線輪型のものである。

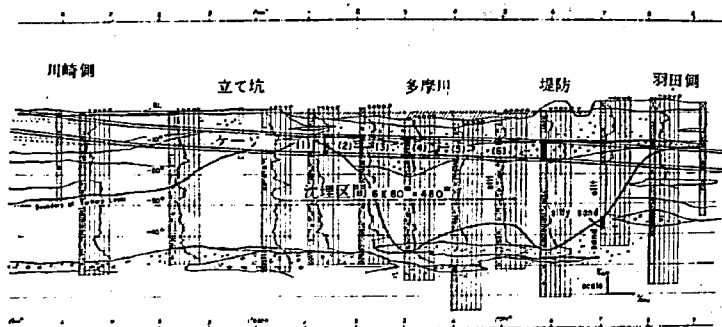


図 2.1-1 羽田トンネルにおける土質図

歪計は図 2.1-3 に示すように、トンネル壁上に 1m の測線を設定して、この上に長さ 1m のインバール棒を置いて、一端をトンネル壁に固定し、他端でのインバール棒の端と測線の端との間の地震時の相対移動を抵抗線歪計を用いて検出する装置である。

歪及び加速度は夫々のエレメント毎に設置されたオシログラフで記録されるが、これ等の記録装置は加速度型の感震器からの信号によって同時に作動し停止するようになっている。記録紙の送り速度は約 3cm/sec である。

2.1.4 地震記録

最大加速度、最大歪を、地震計の位置、方向に無関係に、得られた記録から求め最大加速度 5 gal 以上又は最大歪が 1×10^{-6} を超えた地震で 1973 年 3 月 31 日迄のものを示すと表 2.1-1 のようである。マグニチュード、深さ、位置は気象庁の資料によった。

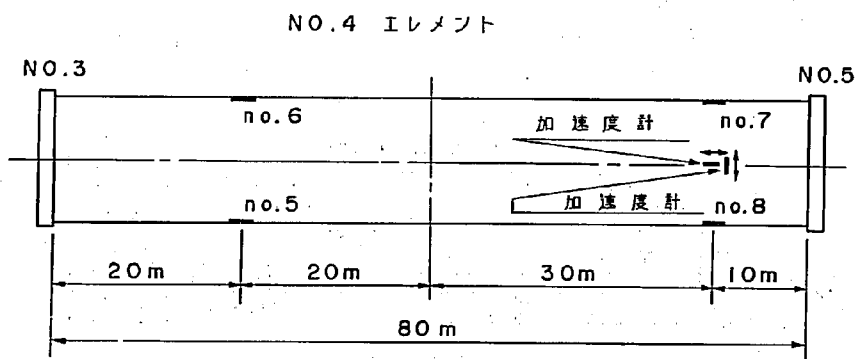
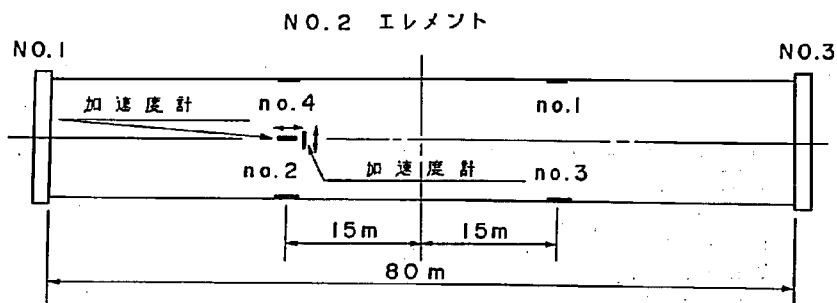
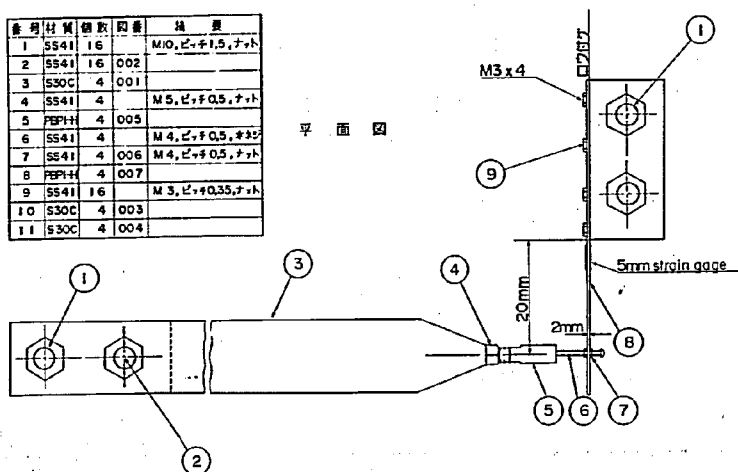


図 2.1-2 地震計（加速度計）およびひずみ計の配置図

番号	材質	個数	寸法	備 考
1	SS41	16		M10, ピッチ1.5, ナット
2	SS41	16	002	
3	S30C	4	001	
4	SS41	4		M5, ピッチ0.5, ナット
5	PBPH	4	005	
6	SS41	4		M4, ピッチ0.5, ナット
7	SS41	4	006	M4, ピッチ0.5, ナット
8	PBPH	4	007	
9	SS41	16		M3, ピッチ0.35, ナット
10	S30C	4	003	
11	S30C	4	004	

平面図



側面図 単位:mm

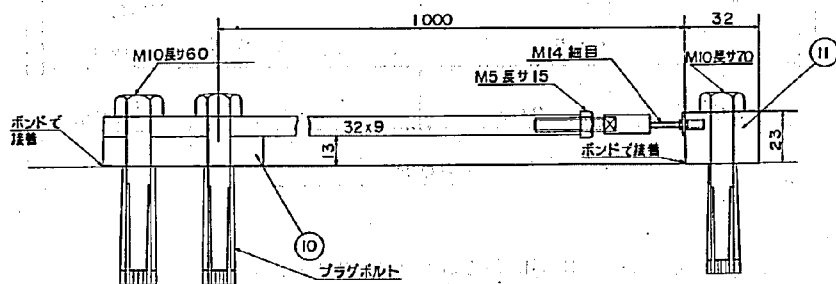


図 2-1-3

表2・1-1

地震 番号 №	日 時	震 源 の 位 置		震源の 深 さ (km)	マグニ チュード	震央距離 (km)	最 大 加 速 度 (gal)	最大歪 ($\times 10^6$)	分 類
		N	E						
1	1970. 9. 14	38° 41'	142° 20'	40	6.2	420	2.6	1.7	B
2	1970. 9. 30	35° 29'	139° 38'	40	4.8	12	121	1.2	A
3	1972. 1. 4	35° 52'	140° 32'	40	5.0	80	1.9	1.0	B
4	1972. 1. 27	35° 41'	139° 70'	40	4.8	60	6.8	0.8	A
5	1972. 8. 31	35° 53'	136° 46'	10	6.0	270	2.7	2.6	B
6	1972. 9. 25	38° 21'	142° 04'	50	5.5	380	1.6	1.7	B
7	1972. 10. 6	34° 24'	138° 31'	30	5.5	160	10.9	3.5	B
8	1972. 12. 4	33° 12'	141° 05'	50	7.2	280	14.7	20.9	C
9	1972. 12. 8	35° 35'	140° 00'	90	?	20	15.0	1.2	A
10	1973. 3. 27	35° 31'	139° 56'	60	4.9	17	13.6	2.0	A

これ等の記録を概観するに次のA, B, Cの3つのタイプに分類することが出来よう。

(表の分類参照)

A: 1970年9月30日の地震 ($M=4.8$, $\Delta=12$ km), 1972年12月8日の地震 ($M=?$, $\Delta=20$ km), 1973年3月27日の地震 ($M=4.9$, $\Delta=17$ km) 等の近距離地震の記録で, マグニチュードは小さく, 加速度の波形が衝撃的であって比較的短周期の振動成分 (数サイクル) が卓越するもの

B: 1970年9月14日の地震 ($M=6.2$, $\Delta=420$ km), 1972年8月31日の地震 ($M=6.0$, $\Delta=270$ km) 等の中遠距離の地震の記録で, 加速度波形も歪波形も周波数特性で大差はなく1サイクル前後又はそれ以下のサイクルの振動成分が卓越しているもの

C: 1972年12月4日の地震 ($M=7.2$, $\Delta=280$ km) の記録で, 0.16~1サイクルの振動成分が卓越し, 地震の主動後にも4~7秒の周期の振動が卓越してあらわれているもの

表2・1-1の地震の内№2, №5, №8の3つの記録を示したのが図2・1-4~6である。

図中№1, 2, 3, 4及び№5, 6, 7, 8は夫々№2 Element及び№4 Elementの歪計の番号であり№2 TSA, №4 TSAは夫々№2 Element及び№4 Elementのトンネル軸直角方向の加速度で, №2 TAAは№2 Elementのトンネル軸方向の加速度である。

図2・1-6の地震では203.4 secまで記録されたがここにはその部分を示した。

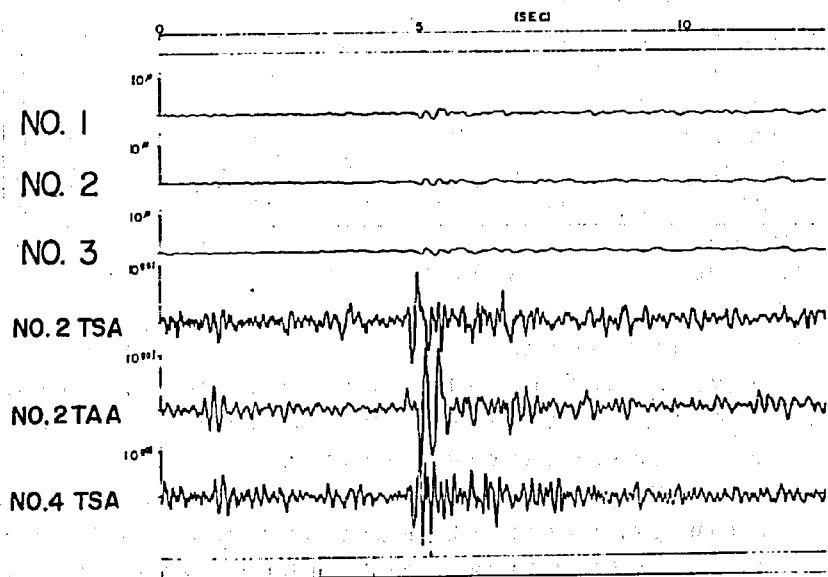


図 2.1-4 地震記録 (1970年 9月30日)

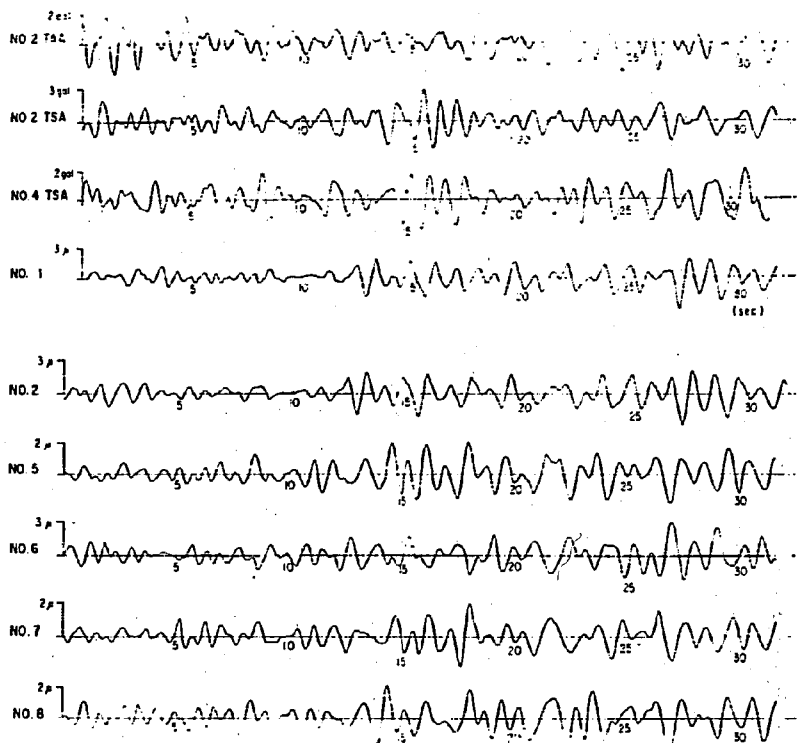


図 2.1-5 地震記録 (1972年 8月31日)

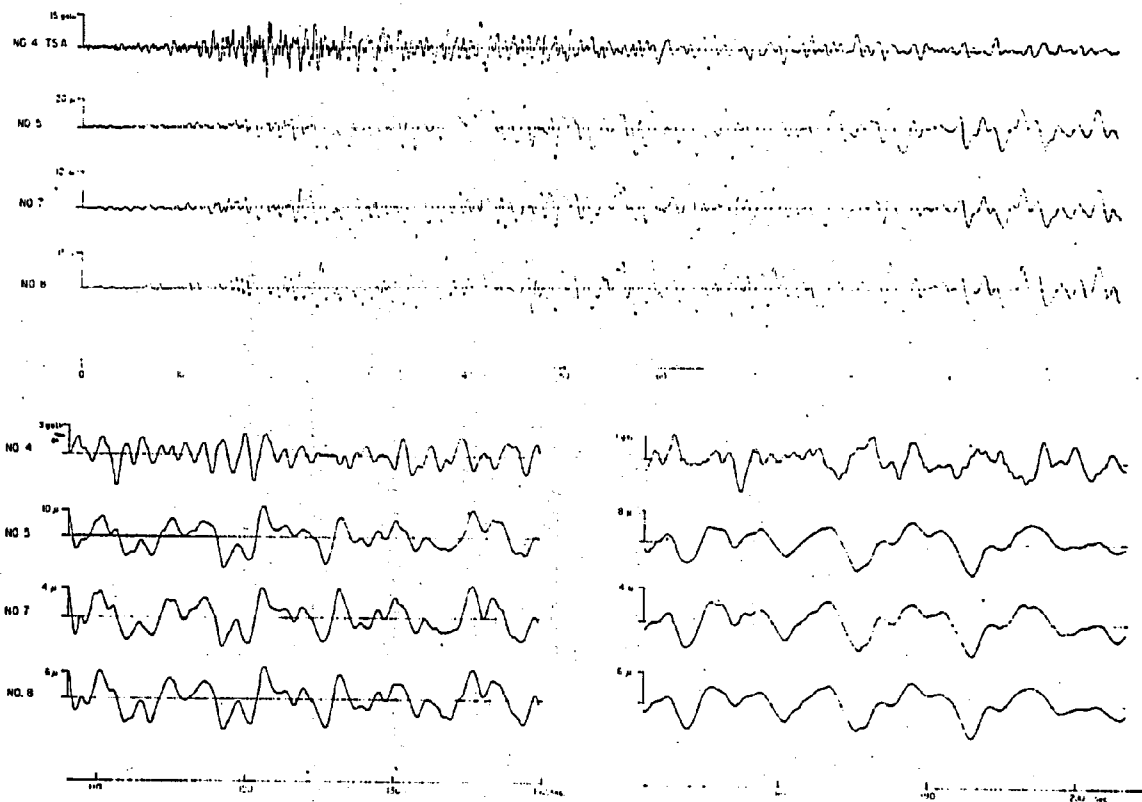


图 2.1-6 地震记录 (1972年12月4日)

2・1・5 地震記録の解析

A 最大加速度、最大歪及び震央距離

図2・1-7は、地震毎に歪及び加速度の最大値を図示したものである。地震の最大加速度と最大歪を地震毎に1つの点で示すとは、図に示される2本の直線の間におちるが、A-groupの地震は何れも下の直線附近にあって、加速度の最大値が大きいに拘らず歪の発生が小さいことを示している。次にB-groupは上の直線と下の直線の間で上の直線寄りに果まり、M=7.2の地震では上の直線の近傍に点があることが分かる。このことは歪については地震動の加速度の最大値は歪の大きさに対し必ずしも決定的なものではなく、むしろ周波数特性が重要であることを示している。

次にマグニチュード、震央距離及び最大歪との関係を示したのが図2・1-8である。マグニチュード5.0の地震では震央距離が小さいときのみ歪が記録され、しかもその値は比較的ばらつく。しかしM=5.5~6.2の地震では歪の大きさは震央距離によってそう影響を受けず、距離の増加と共に緩かに減少していくことが分かる。又M=7.2の地震はM=5.5~6.2の地震に比べて大きな歪が発生していて、地震の規模の差が大きく影響していることが推測される。

B 加速度記録の周波数特性

A-groupの地震では加速度記録は衝撃的で最大加速度は大きく、主要動部分で数Hzの振動成分が多く、継続時間も短かく、トンネルには他のgroupに比して最大加速度に対応した大きな歪を発生させることはない。たとえばB-groupの地震では、0.5~1.4 Hzの振動数の振動成分が多く、ミクロンで示した最大歪とガルで表わした最大加速度の値とは、各々同程度の大きさになる事が特徴である。

1972年12月4日の地震では振巾、周波数特性が非定常的に変化していつている。そこで地震記録を(0~107.8 sec)、(108~139.8 sec)、(171~203.4 sec)及び歪の大きさが最大値を示す部分(56~80 sec)の4つの区間に分け、これをC1区間、C2区間、C3区間、C4区間とし、周波数の分析を行った結果を図2・1-9に示す。図2・1-9の(a)、(b)、(c)、(d)はC1、C2、C3、C4の各区間に夫々対応した。

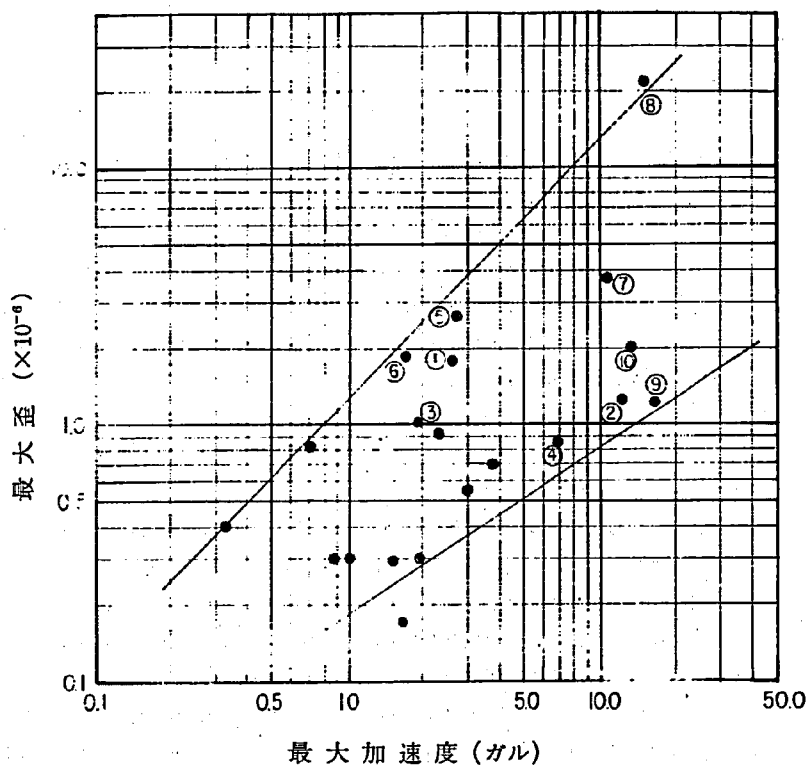
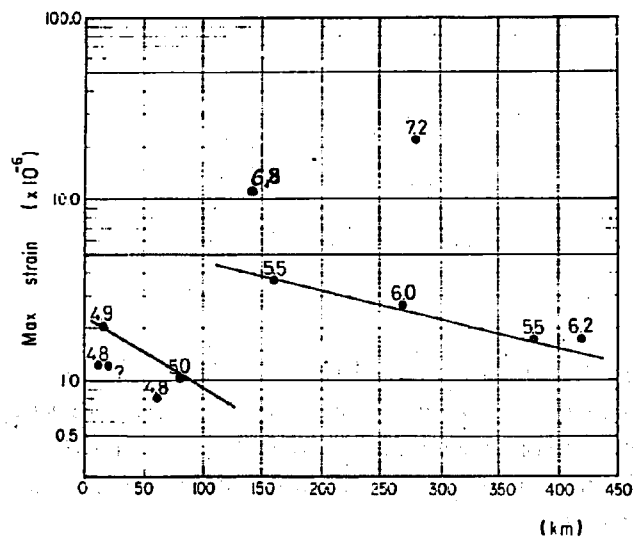


図 2.1-7 最大加速度と最大変位の関係



数字は地震の
マグニチュード

図 2.1-8

○ 歪 の 性 質

こゝでは B-group 及び C-group の地震について歪の特性をのべる。

1) B-group

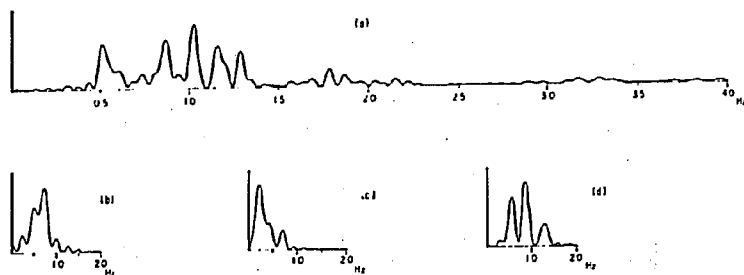


図 2.1-9 加速度記録のパワースペクトル (1972年12月4日)

図 2・1-10 の (a), (b), …… は 1972 年 8 月 31 日の地震の歪記録 No. 1, No. 2, No. 5, …… No. 8 のパワースペクトルである。これ等のスペクトルはエレメント毎によく類似しており、また No. 4 エレメントで得た歪記録は No. 2 エレメントに於ける歪の記録に比べて 0.51 Hz, 0.86 ~ 0.89 Hz の比較的低い振動数で相対的に卓越していることが認められる。

歪波形は非常に似ていることが明らかになったので、位相関係を調べるため、歪記録間の Cross correlation を求め、時間のずれを調べた。その結果時間のずれは最大 1/30 sec 程度ある可能性がある場合があるが、殆んど場合は差異は認められないことがわかった。

ii) C-group - 1972 年 12 月 4 日の地震

図 2・1-11 の (a)~(d) は歪のパワースペクトルであって、(a) は C1, (b) は C2, (c) は C3, (d) は C4 の各区間に夫々対応している。

各図の内 (i), (ii), (iii) は夫々歪記録 No. 5, No. 7, No. 8 を示している。

全般的に眺めた場合、3 本の歪波形は記録長 (0 ~ 203.4 sec) 全体に亘ってよく似ており位相差も殆んど認められない。No. 5 と No. 8 との cross correlogram によれば両者の位相差は殆んど 0 に近い。

区間毎の周波数特性の特徴を見ると、C1 では 1 Hz 以下の振動が卓越するのに対

し、C2、C3区間では特定のサイクルのみ卓越し他の成分は減少し、しかも卓越振動数は、C2区間で0.17 Hz、C3区間で1.35 Hzと非常に長い周期の振動となっている。

歪計No7とNo8より0~107.8 secについて求めた軸方向変形による歪及び曲げ変形による歪を図2・1-12に示す。これによれば軸方向変形による歪の波形は0~107.8 secの全長に亘ってNo7、8の歪曲線と殆んどよく一致し、原歪波型の主要部分を占めていることが分かり、曲げ変形による歪波形では全区間に亘り1 Hz前後の振動成分が卓越していることが分かる。

図2・1-13は両者のパワースペクトルである。

又歪の大きさを比較した場合最大軸歪の値は最大曲げ歪の値の約4倍となっている。

D 結 論

当該トンネルの地盤状態が図2・1-1の如くであり、卓越振動周期が0.23~0.33 Hz, 0.5~0.79 Hz, 0.89~1.16 Hz...であること、トンネル断面が高さ7.35 m巾1.3 mであることを考慮して観測結果を大胆にまとめると次の様になる。

- a) トンネルに発生する歪は地震の加速度の増加に伴って増す。その大きさは地震動の周期特性に大きく影響され変動係数が10以上にもなり、ばらつく。
- b) 衝撃的（加速度波形で約2 Hz以上の振動成分多し）な地震動に対しては歪は殆んど発生しない。
- c) マグニチュード6前後の地震でトンネルに発生する歪の大きさは震央距離によって著しい影響は受けない。

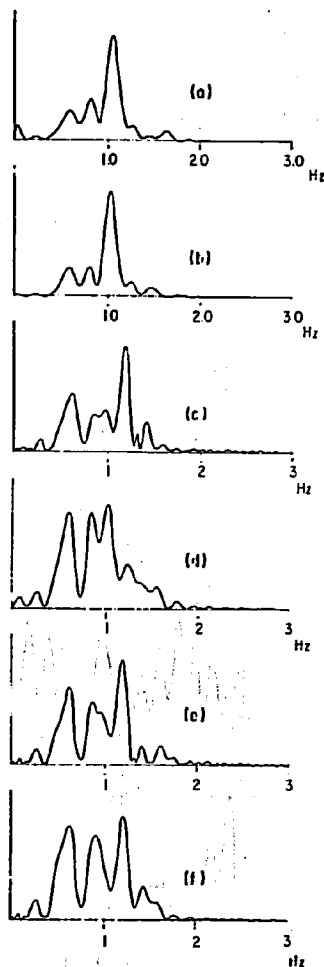


図2・1-10

歪記録のパワースペクトル
(1972年8月31日)

- d) 205 m間の各点で測定した歪の波形では大きさは変るが波形はよく類似し位相差は殆んどない。
- e) 軸方向変形による歪は曲げ変形による歪にくらべて大きい。
- f) 軸方向変形による歪は1 Hz 又はそれ以下の振動数で卓越してあらわれる。特にマグニチュードが7.2の地震に於いてこのことが著しく、マグニチュードと関係があると考えられる。
- g) 曲げ変形による歪はM = 5.5 ~ 7.2の地震で常に1 Hz 前後の成分が著しく卓越する。

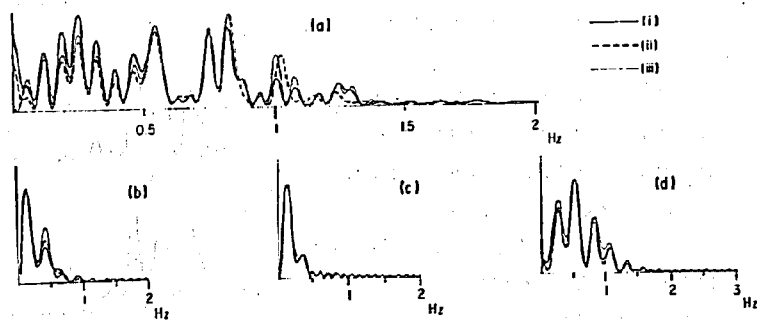


図2.1-11 歪記録のパワースペクトル(1972年12月4日)

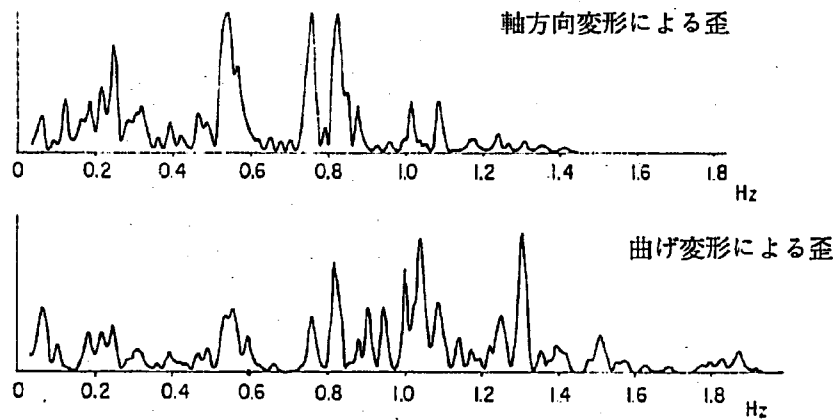


図 2.1-12 歪記録より算定した軸方向変形による歪および曲げ変形による歪 (1972年12月4日)

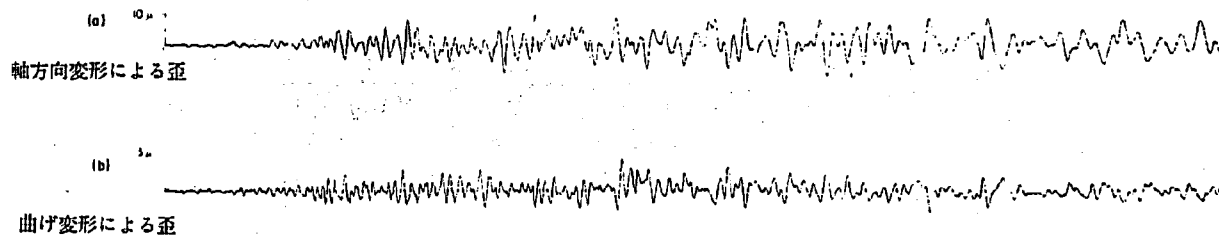


図 2.1-13 軸方向変形による歪と曲げ変形による歪のパワースペクトル (1972年12月4日)

2・2 南砂町における地震観測

2・2・1 緒 言

東京都江東区南砂町5丁目地内にある東京電力株式会社の高電圧送電用のシールド坑道に於いて、1966年より3年間地震観測を実施した。本観測は地震時に、軟弱地盤中に建設された直径約3mのシールド坑道がどの様に挙動するかを知るために、シールド坑道内でトンネル軸線上に3点、地上に1点合計4点の測点を設け、変位又は加速度の地震計を据えて測定を行ったものである。

測定期間中17個の地震動を記録することが出来た。ここでは、地震観測及び記録の概要についてのべる。

2・2・2 地盤状況ならびにシールド坑道の概要

本観測地点の土質は深さ約10mまでは砂質シルトでその下は厚いシルト質粘土層であるが、更に深い点の土質は明らかでない。しかし、本地点より約1.5kmはなれた東京電力株式会社江東変電所地区内でのボーリング結果によれば、同変電所地内では表層45~50mが砂質シルトで、それ以下ではN値50以上の所謂東京層になっており、地層は比較的成層をなしていることが分っている。又、本地点の自由水面は地表面下約1m程度であって、坑道の掘削は圧気工法によって行われた。

シールドは外径3mの鋼製円型シールドであって、土覆厚は11~12mである。測定は両端にマンホールをもつ78mの直線区間（トンネル軸方向N39°W）を利用して行っている。

2・2・3 測定機器及び観測

地震計は3Hzの動線輪形の加速度計と1Hzの動線輪形の変位計である。

これらの計器は、シールド坑内軸線上では、直線区間のセンター点、センター点より東寄り（チ仮4号マンホール方向）14m点、更に14m進んだ点（チ仮4号マンホールまで6m点の点）の計3点、地表測点ではチ仮4号マンホールまで9m、トンネル軸直交方向北側へ17mの点、総計4点に設置された。（図2・2-1）

測定計器は測定時期によって種類及び位置を変更した。

坑道内の換振器からの出力は、ピラーボックスに格納された地上の記録装置（オッシログラフ）で記録された。起動は加速度型の感震器を利用して行い、紙送り速度は10cm/secである。

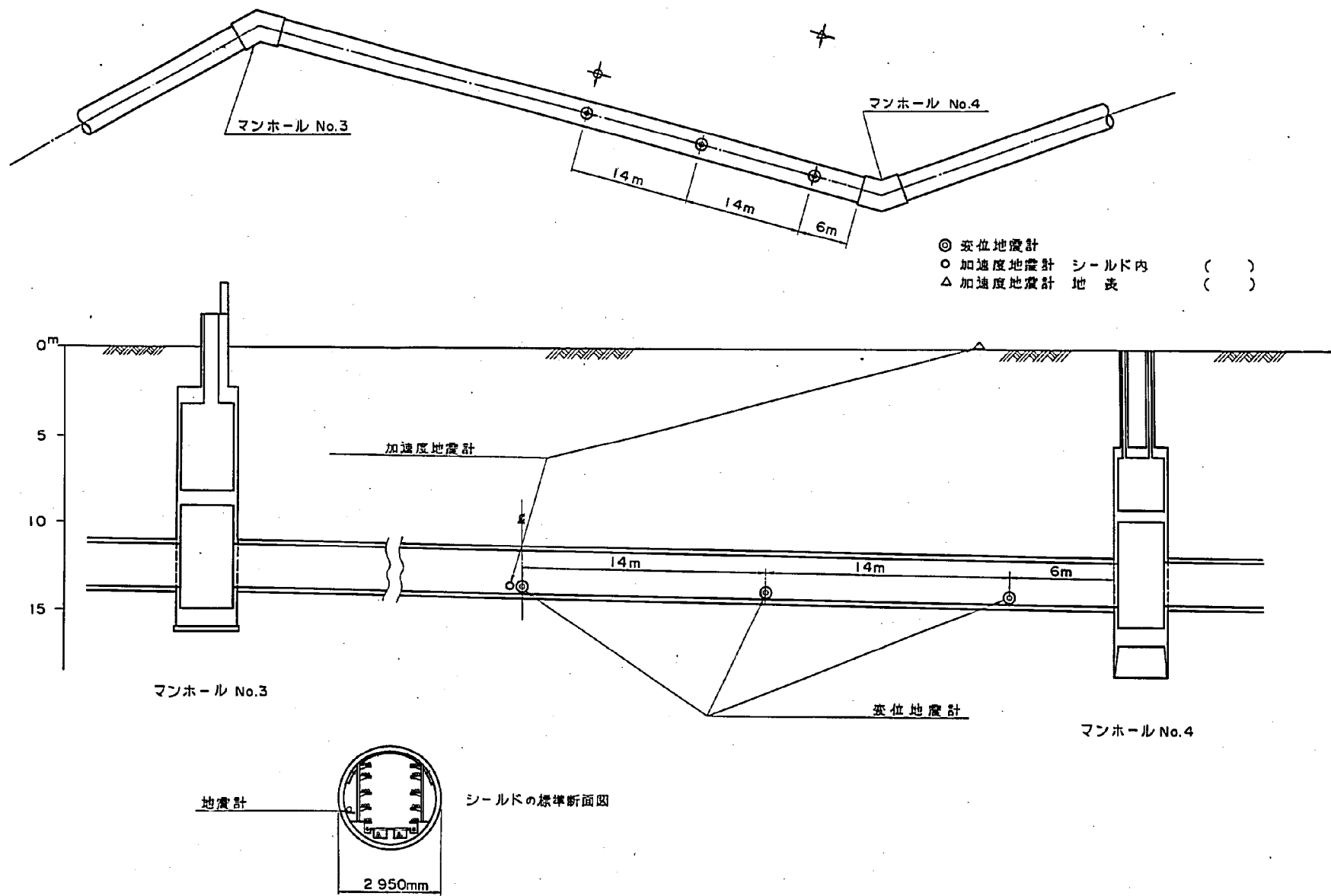


図 2・2-1 地震計設置位置

2・2・4 地震記録

記録された地震は次表に示すとおりである。

地震番号 S	年 月 日		位 置		震源の深さ (km) H	マグニチュード M
	日	時	E	N		
1	1966. 12. 14	20:04	139°52'	36°05'	60	4.9
2	1967. 1. 17	20:59	142°05'	38°15'	30	6.3
3	" 3. 20	18:07	140°00'	36°26'	80	?
4	" 8. 3	21:13	139°56'	36°04'	50	4.5
5	" 8. 19	22:38	140°18'	36°17'	40	5.0
6	" 8. 30	11:06	140°11'	35°33'	70	?
7	" 8. 30	17:09	140°07'	36°08'	80	?
8	" 9. 15	9:28	140°55'	35°36'	40	5.6
9	" 9. 20	9:32	140°12'	35°56'	80	?
10	" 10. 16	20:01	139°41'	35°54'	100	?
11	" 11. 10	3:19	140°13'	35°30'	80	?
12	" 11. 19	21:07	141°13'	36°26'	50	6.0
13	1968. 1. 23	20:45	140°09'	35°44'	80	?
14	" 3. 6	9:12	139°55'	36°03'	50	5.2
15	" 7. 1	19:45	139°26'	35°59'	50	6.1
16	" 7. 4	18:17	139°26'	36°00'	60	4.1
17	" 7. 5	20:28	142°13'	38°26'	50	6.4

図2・2-2, 3は代表的な例として1967年11月10日(千葉県中部, マグニチュード不明)及び1968年3月6日(茨城県南西部, マグニチュード5.2)の地震の記録を示したものである。図中, 最初の記号O, Sは測点が夫々地上, シールド坑内にあることを示し, 次の記号A, Pは測定方向が夫々坑軸方向, 坑軸直交方向(何れも水平)にあることを示し, 最後の記号A, Dは測定値が夫々加速度, 変位であることを示す。シールド坑内での測定記録で第3番目の記号O, Q, Bは計器の設置位置を示し, 夫々直線区間のセンター点, それより東寄り14mはなれた点及び更に14m進んだ点をあらわしている。

2・2・5 考 察

得られた地震記録の視察の結果, 次のようなことが認められた。

1) 地表と坑道内での加速度

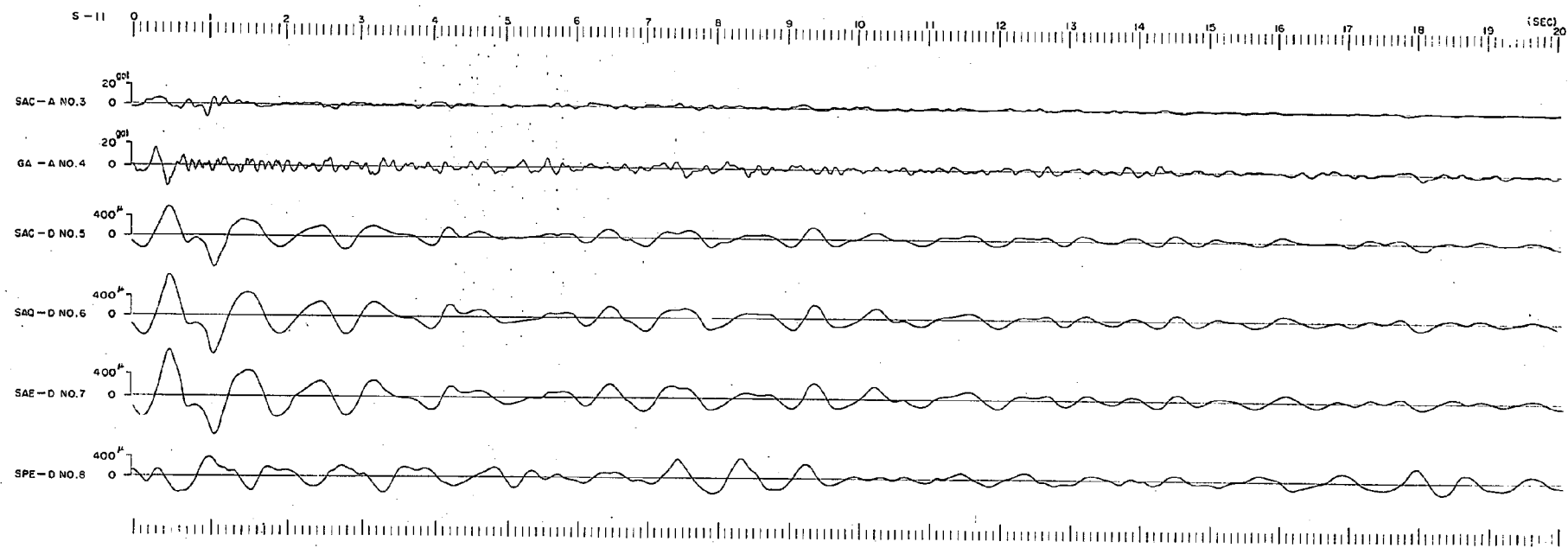


図2.2-2 地震記録(1967年11月10日)

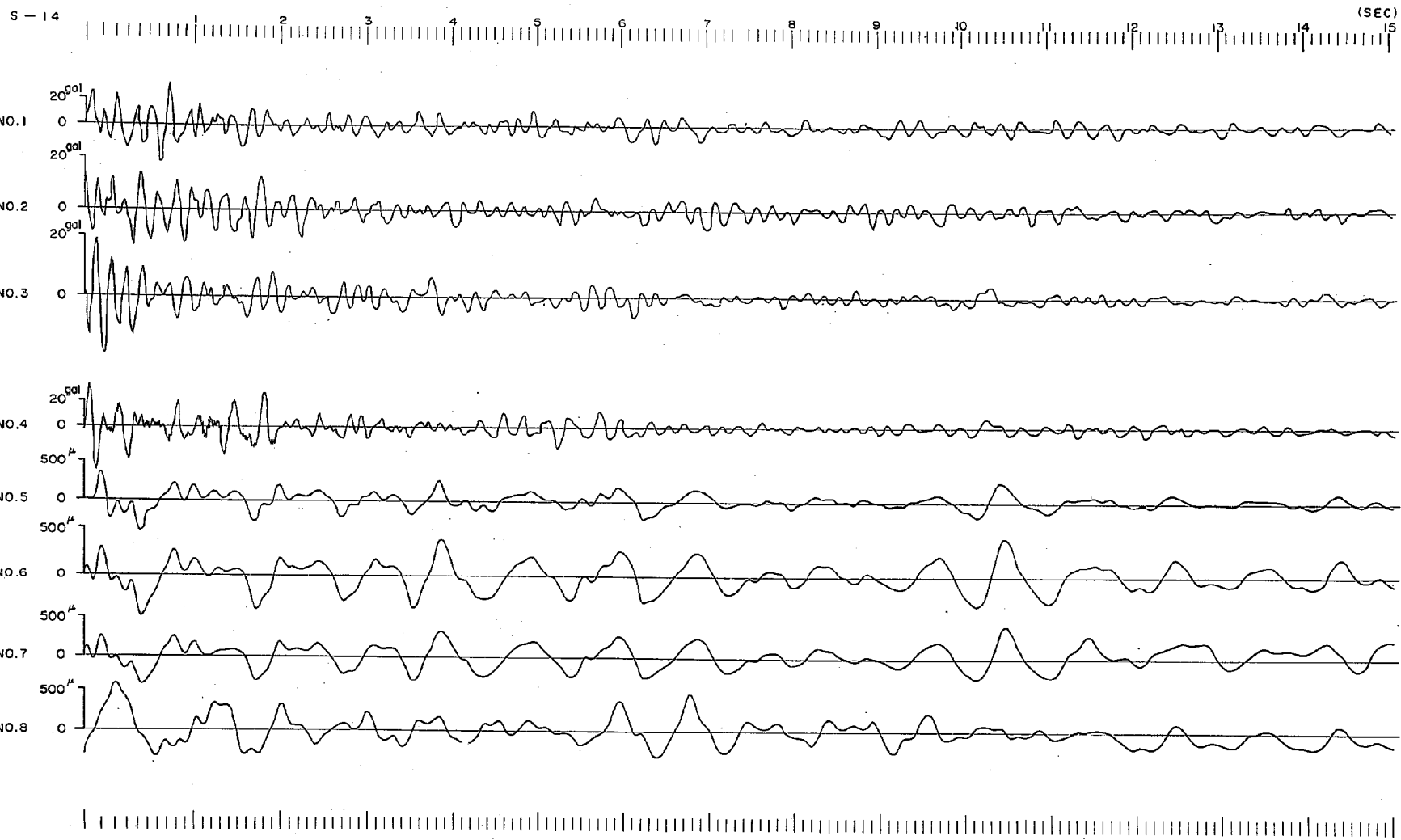


図 2.2-3 地震記録 (1968 年 3 月 6 日)

坑道内の加速度は、地表の加速度にくらべて小さく、このことは観測の方向とは顕著な関係はなく、軸方向で70～80%、軸直交方向で60～70%となっている。この大きさの関係は卓越する振動成分の振動数に関係がある。一般に低い振動数の場合は、この比は1に近く、高い振動数(3～4 Hz)の場合は1より小さくなる傾向が強い。又、高い振動数が卓越する場合、加速度波形が地表とシールド内で逆位相になることがある。

ii) 変 位

変位記録には約0.9秒の周期のなめらかな波形の振動成分が最も多い。1.0秒の固有周期を有する変位計であるが、常にこの比較的長い周期の振動が卓越してあらわれることは、この振動が本地域での地盤の卓越振動の1つを示しているものとみられる。

同一方向の記録について、坑道内3点での変位の波形を比較した場合、位相差は極めて僅かであり波形全体が幾何学的に殆んど相似した形をしている。振巾の絶対値を比較した場合、直線区間のセンター点(0点)での変位の大きさは他の2点にくらべて30%程大きい値を示している。恐らく坑道の動特性に対するマンホールの影響も存在するものとみられるが、地震計の周波数特性及び感度が極めて重要なものとなるので、この点なお検討する必要がある。

2・3 衣浦港海底トンネル地震観測

1973年に開通した、衣浦港の海底トンネル(図2・3-1, 2・3-2)は、半田市と碧南市を結ぶ延長約1500mの道路用2車線のトンネルで、沈埋区間は480mであり6箇のエレメントで構成されている。

トンネル施工場所における土質条件は、半田側と碧南側で多少の相違はあるが、地表より-5mまでは埋立土、-5~-18mまでは沖積層のシルト質粘土、-18m以下は洪積層の砂礫および砂層からなっている。埋立土はきわめて軟弱であり、中間層のシルト質粘土については、碧南側はN値10以上のかなり硬いものであるが、半田側はN値がほとんど0の非常に軟弱なものである。

また下層の砂礫および砂層はN値50程度の締った地層である。

沈埋トンネルのような長大地中構造物の地震時の挙動の観測と、保守管理のためこのトンネルには数種の計測器が設置されている。計器の設置位置は図2・3-4に示す。半田側、碧南側の地表面に、夫々2個の加速度計、トンネル及び立坑に15個の加速度計、沈埋函中央部に1個の変位計、沈埋函に6個のひずみ計、立坑と沈埋函接続部に8個の鉄筋計が設置されている。

記録のためのスターターの加速度レベルは3 galにセットされており、1個の信号に対し3分間連続して記録するようになっている。現在までに、4個の地震が記録された。これ等のうち48年11月の地震は、和歌山県の田辺市附近を震央としており、49年2月の地震では、トンネルのごく近くに震央がある。観測記録の一部を図2・3-5に示す。

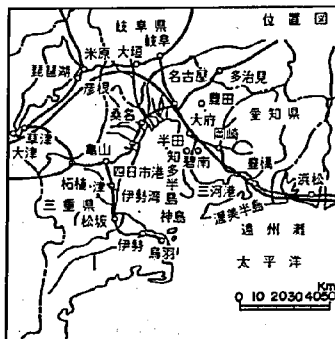


図2・3-1

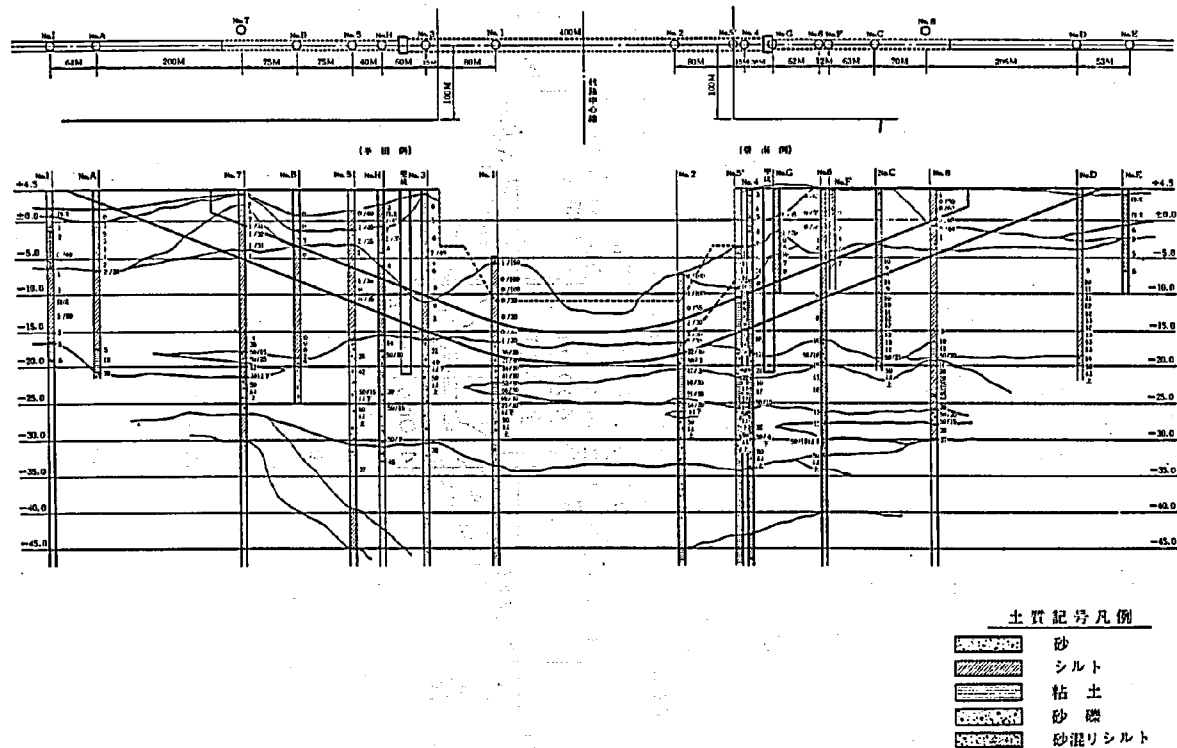


図 2.3-3 衣浦港海底トンネル土質断面想定図

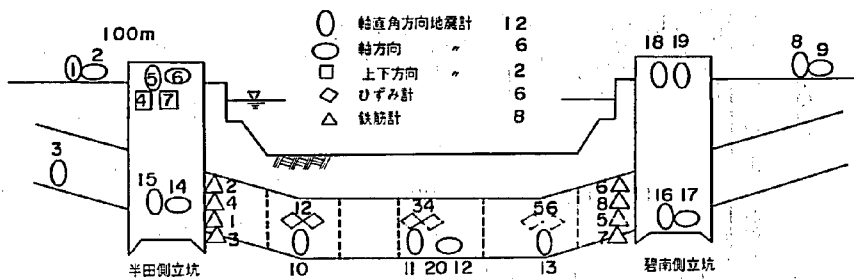


図 2.3-4 計器設置位置図

表 2.3-1 現在までに得られている地震記録

記録名	年月日 時刻	震 央	位 置	震源深	マグニチュード	震央距離
KUWT-1	43.11.25 13:00	N 33°51' E 135°35'	和歌山県中部	60KM	M = 5.9	185 KM
KUWT-2	48.11.25 18:00	N 33°55' E 155°23'	"	60	5.6	"
KUWT-3	49.2.10 17:00	N 35°02' E 133°55'	愛知県西部	40	5.3	30

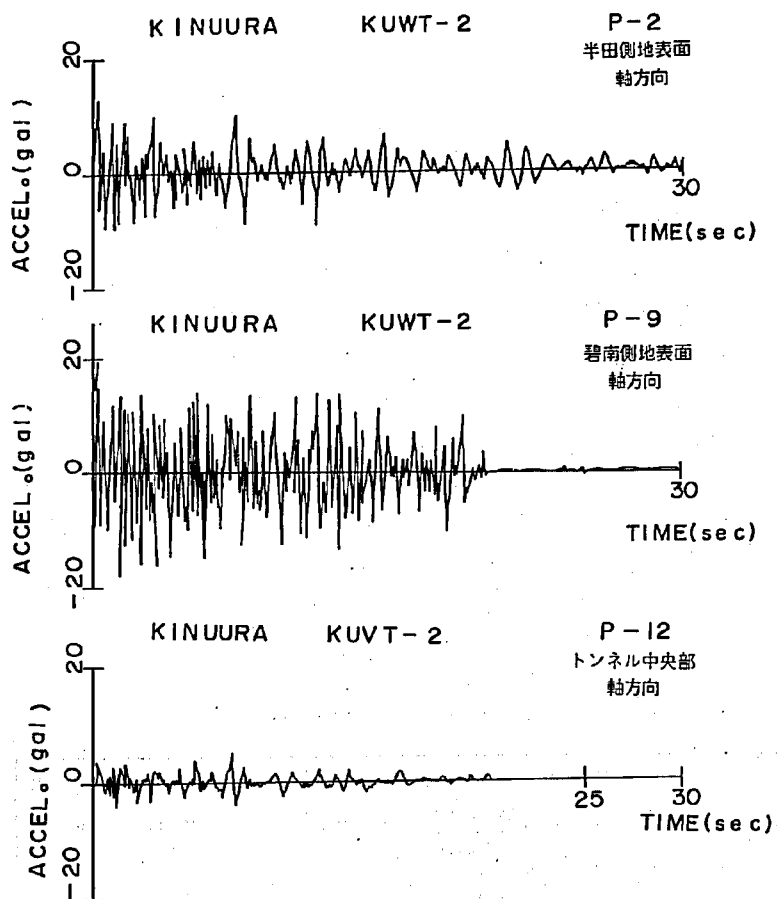


図 2.3-5 地震記録 (1973年11月25日18時0分)

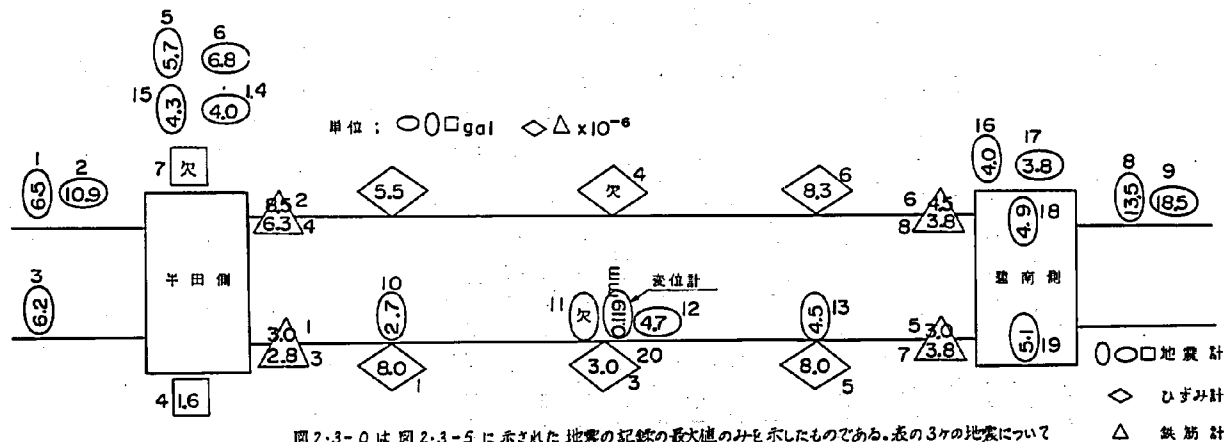


図 2.3-6 観測記録の最大値 (kUWT-2)

2・4 羽田地区

沈埋トンネルなどのように延長が長く、地盤の相対変位が応力の発生の支配的な要因となるような構造物に対する耐震設計の資料を得るために、地表面に設定された長い直線の測線上に数個の地震計を配置し、地殻動の同時観測を実施している。

観測場所は羽田空港内で、測線の延長は2500mで500mごとに地震計が配置されている。また、測線のほぼ両端には地中地震計も埋設されている。地震計の設置状況を図2・4-1に示す。また、地中地震計埋設地点の土質柱状図を図2・4-2～3に示す。

地上に設置した地震計の換振器は可動線輪型のもので、その固有周期は0.5秒、減衰定数は約17に調整されている。各測点には測線に平行および直交の2成分の地震計が配置されている。地中地震計の換振器も可動線輪型のもので、固有周期は0.2秒、減衰定数は約10で、水平2成分、鉛直成分の3成分が1組となっている。

記録機としては直視式電磁オシログラフを用いている。使用しているガルバノメーターの固有振動数は約110Hzである。換振器と記録機とはケーブルで結合されている。観測計器の設計に当っては、動作の確実性を期すため測定回路途中に介在するものを極力少なくするとの方針をとったので、換振器と記録機の間には抵抗減衰回路を用いた自動感度切換回路があるのみで、電気的増巾回路は含まれていない。地上の地震計および地中の地震計は何れも総合特性は加速度計で、振動数特性は地上地震計が0.1～30Hz、地中地震計が0.5～50Hzの間で感度は一定とみなすことが出来る(感度低下10%を見込む)。

最高感度は前者が約4mm/gal、後者が約0.5mm/galである。

観測は昭和49年4月より運輸省港湾技術研究所により実施されている。

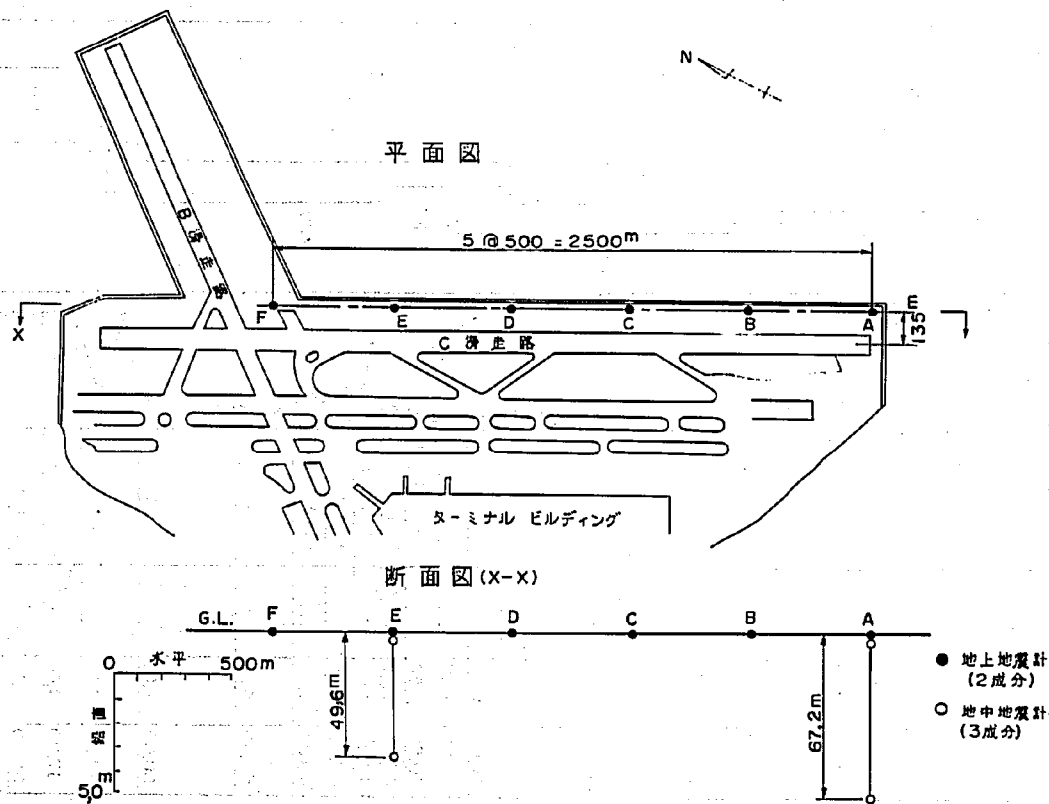


図 2.4-1 地震計配置図

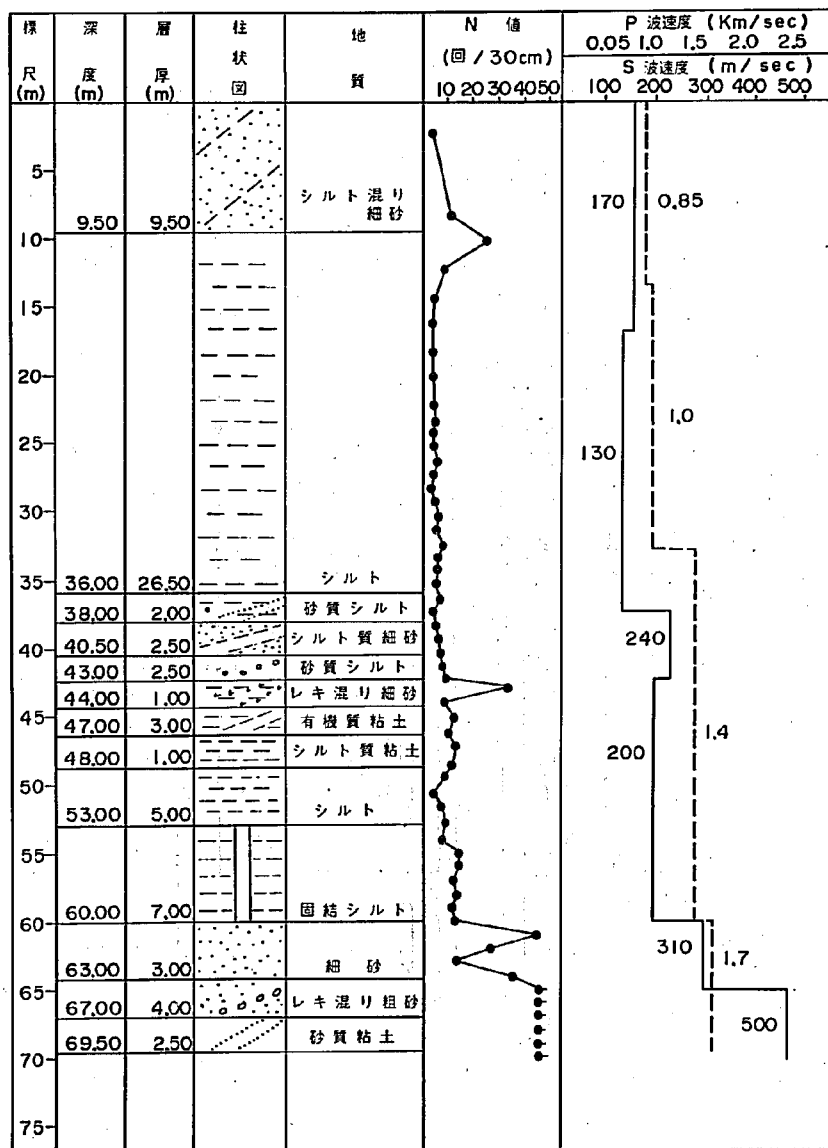


図 2.4-2 土質柱状図 (測点A)

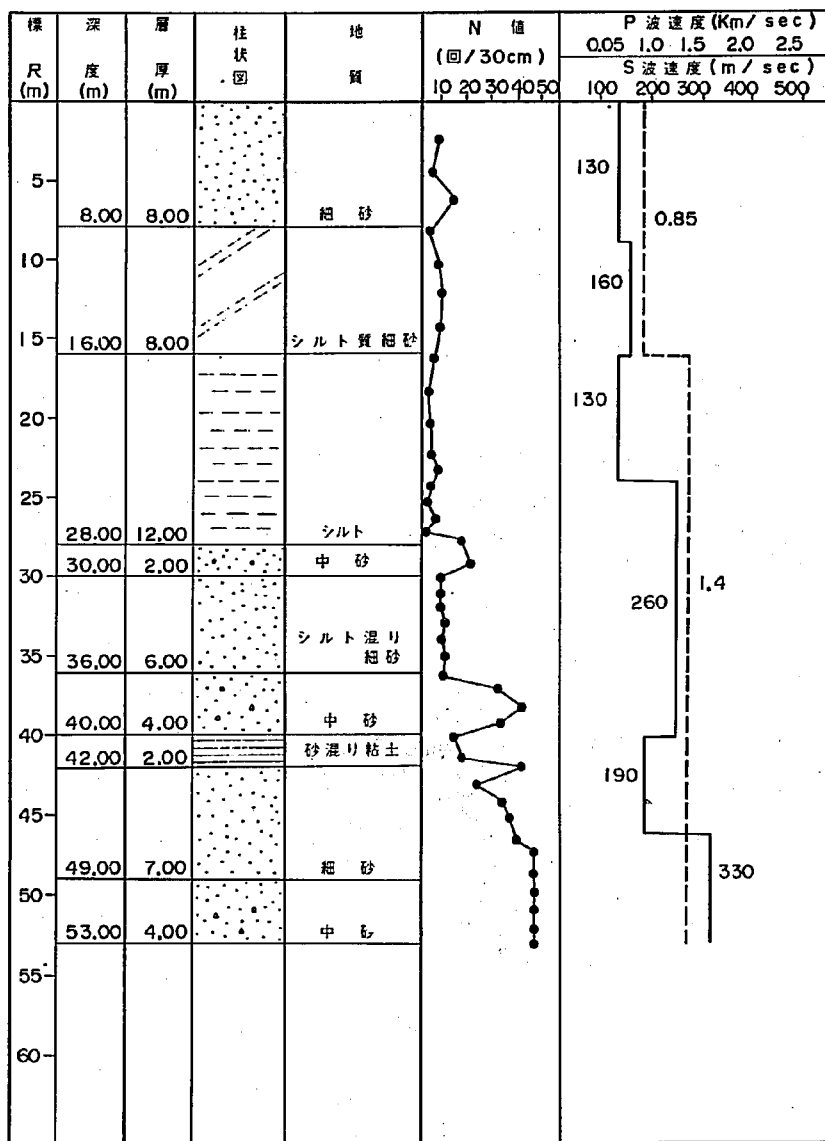


図2.4-3 土質柱状図 (測点E)

2・5・1 概 説

[illegible]

図 2.5-1(A) 東京湾周辺地中地震

— 58 —

扇島は地表から地下3.8mまではN値10以下の砂質地盤であり、それ以下は硬質粘土層である。

図2・5-3～6に上記4地点の土質柱状図を示す。

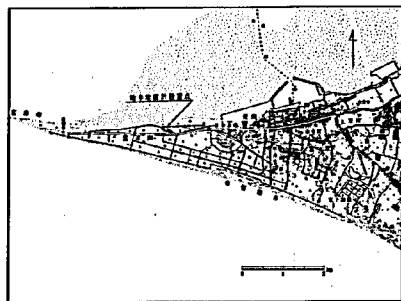


図2・5-1(Ⅱ) 富津岬地中地震計設置点詳細

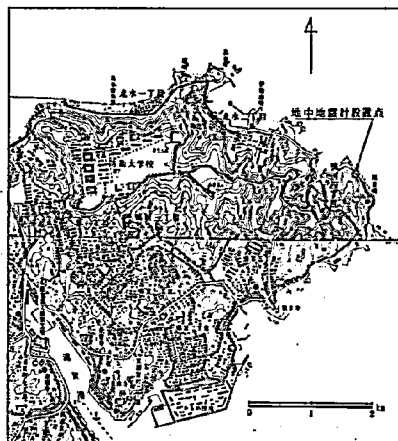


図2・5-1(Ⅲ) 観音崎地中地震計設置点詳細

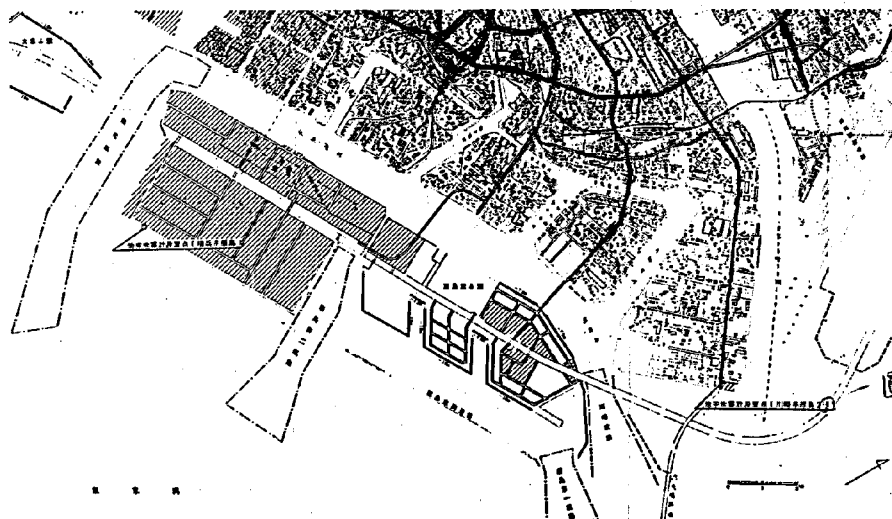


図2・5-1(Ⅳ) 川崎市浮島公園および横浜市扇島地中地震計設置点詳細

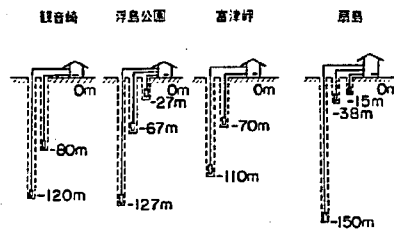


図 2.5-2 換振器の埋設深度

(1) 富津岬

使用機械名 T100-56型自走式試錐機

口 径 190mm

標 尺	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 分 類	記 事
	6.00		貝殻破片混り 粗 砂	延度分布不均一 貝殻片多量に混る
10			貝殻破片混り 中 砂	礫を含む 貝殻片多量に混る
20	22.00			
30			シルト質細砂	
40				
	49.00			
50	51.00		シル 礫	礫、シルトの混
60			シルト質細砂	
70				
	80.00			
80	84.00		細 砂	
90			中 砂	貝殻片混る
100				
110				

図 2.5-3 土質柱状図 (富津岬)

(2) 浮島公園

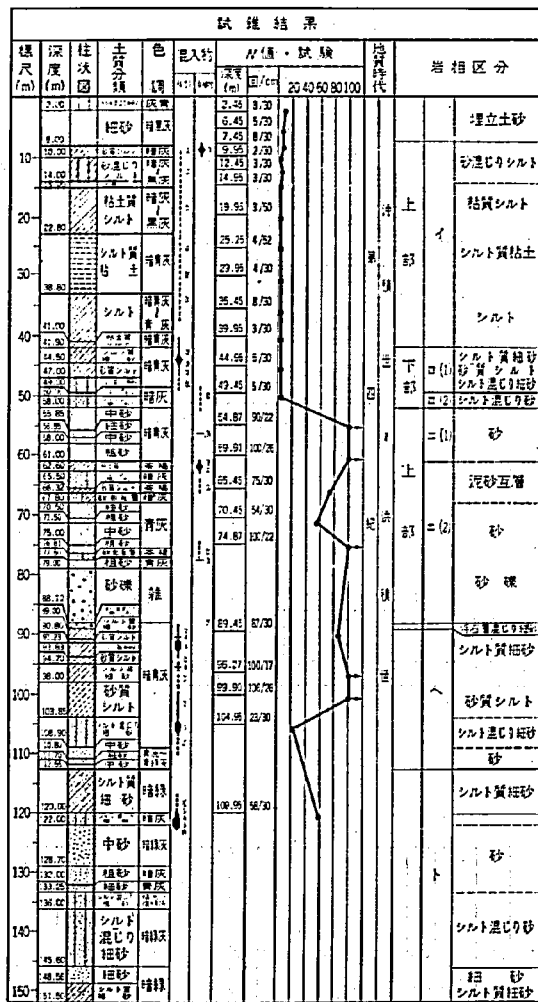


図 2.5-4 土質柱状図 (川崎市浮島公園)

日	月		年		記	事
	日	月	年	日		
1	24	10	19	10	土	
2	25	10	19	10	火	
3	26	10	19	10	水	
4	27	10	19	10	木	
5	28	10	19	10	金	
6	29	10	19	10	土	
7	30	10	19	10	火	
8	31	10	19	10	水	
9	1	11	19	11	木	
10	2	11	19	11	金	
11	3	11	19	11	土	
12	4	11	19	11	火	
13	5	11	19	11	水	
14	6	11	19	11	木	
15	7	11	19	11	金	
16	8	11	19	11	土	
17	9	11	19	11	火	
18	10	11	19	11	水	
19	11	11	19	11	木	
20	12	11	19	11	金	
21	13	11	19	11	土	
22	14	11	19	11	火	
23	15	11	19	11	水	
24	16	11	19	11	木	
25	17	11	19	11	金	
26	18	11	19	11	土	
27	19	11	19	11	火	
28	20	11	19	11	水	
29	21	11	19	11	木	
30	22	11	19	11	金	
31	23	11	19	11	土	
32	24	11	19	11	火	
33	25	11	19	11	水	
34	26	11	19	11	木	
35	27	11	19	11	金	
36	28	11	19	11	土	
37	29	11	19	11	火	
38	30	11	19	11	水	
39	1	12	19	12	木	
40	2	12	19	12	金	
41	3	12	19	12	土	
42	4	12	19	12	火	
43	5	12	19	12	水	
44	6	12	19	12	木	
45	7	12	19	12	金	
46	8	12	19	12	土	
47	9	12	19	12	火	
48	10	12	19	12	水	
49	11	12	19	12	木	
50	12	12	19	12	金	

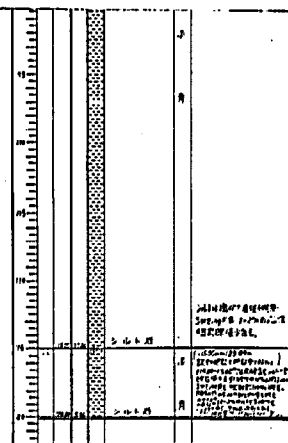
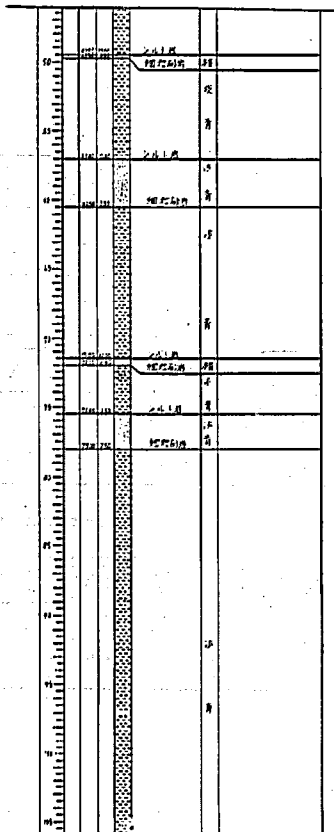


圖 2.5-5 土質柱狀圖 (觀音崎)

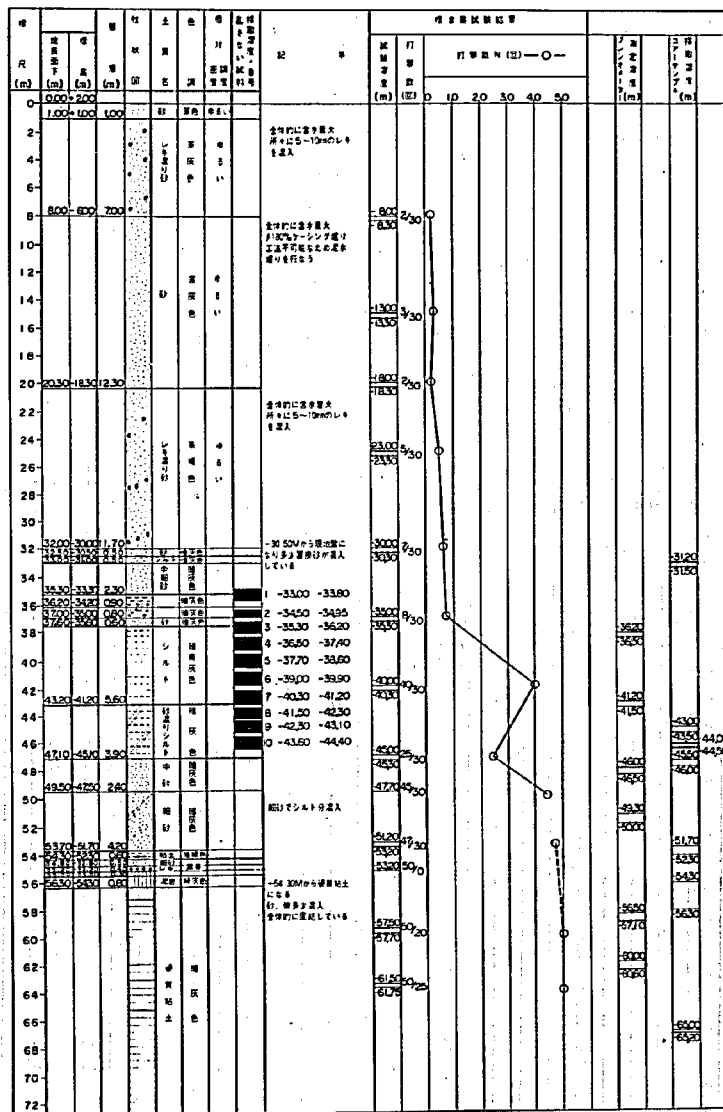


図 2.5-6 土質柱状図 (扇島)

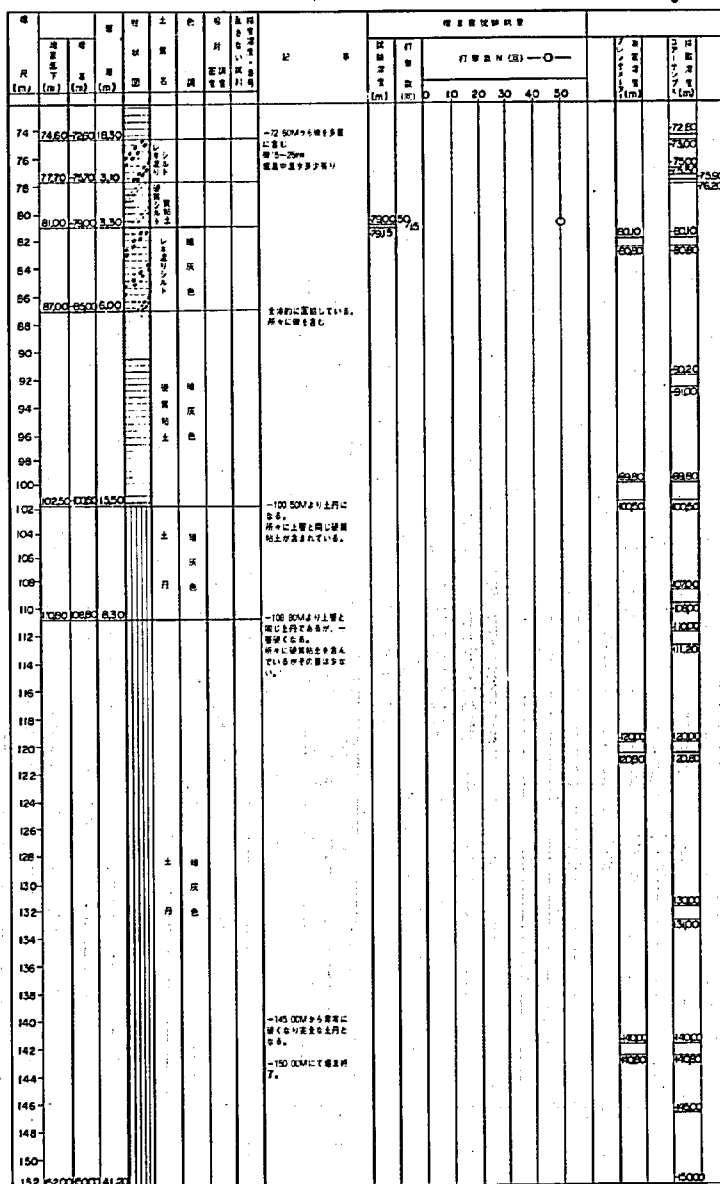


図 2.5-6 土質柱状図(扇島)(つづき)

2・5・3 計測機器

地中地震計は、図2・5-7に示すように全長2230mm、最大外径130mmの円筒型で、重量は約110kgである。内部の配置は、上部よりケーブル固定部、方位検出器、水平動換振器2成分および上下動換振器1成分となっている。地中地震計および地上用観測機器の性能を、表2・5・1および2・5・2に示す。ここで方位検出器とは埋設後測定成分方向の方位を検出する装置である。

浮島公園を例にとって地中地震観測装置の構成を図2・5-8に示す。

図中、破線で囲んだ部分が地中に埋設されている換振器で、その他の観測機器は地上の観測小屋に納められている。電源部は停電時でも蓄電池により2時間以上観測できるようになっている。なお、扇島では波浪発電装置を用いている。

富津岬と浮島公園における地中地震計の配置と設置方位を図2・5-9に示す。

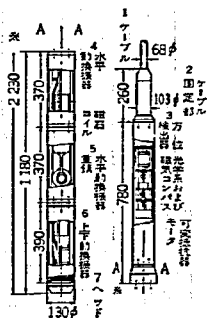


図2・5-7 地中地震計の構造

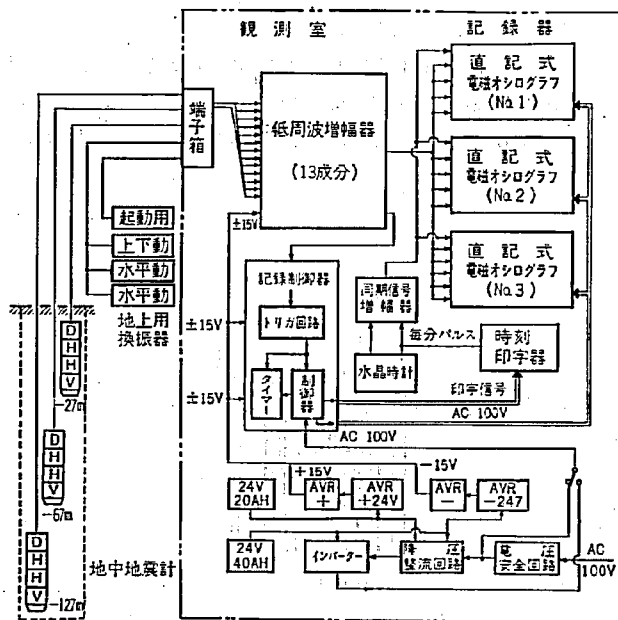


図 2.5-8 地中地震観測装置構成 (浮島公園)

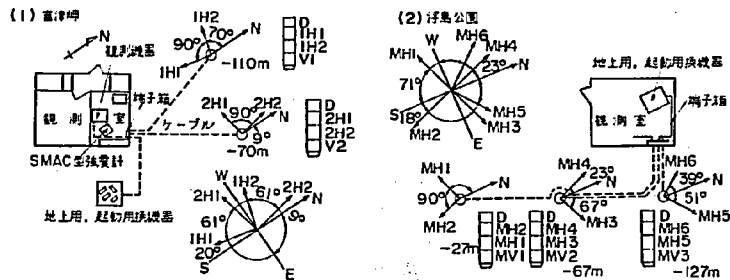
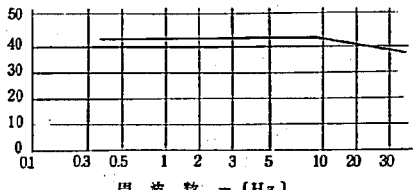


図 2.5-9 地中地震計の配置と設置方位

表 2・5-1 地中地震計の性能・諸元 (4 地点)

品 名		地 中 地 震 計	
製作台数		2 台	
寸法・重量	全 長	2 230 mm	
	最大外径	130 mm	
	方位検出器	790 mm	
	水平動換振器	370 mm	
	上下動 "	390 mm	
	全 重 量	約110kg	
ケーブル	12対市内対ケーブル		
	公称心線断面積	0.3 mm ²	
	外 装	亜鉛メッキ鉄線	
	絶 縁 材	ポリエチレン系樹脂	
換 振 器	仕 上 外 径	30 mm	
	型 式	電磁式速度振子型加速度変換器	
	成 分 数	3成分【水平動用2（鉛直振子型）、上下動用1（グレイ型）】	
	固有振動数	4 ± 0.2 Hz	
	検出振動数範囲	0.5 ~ 30 Hz	
	減衰定数	h = 10	
	最大加速度	± 400 gal	
	感 度	7 mV / gal 以上	
	コイル抵抗	4.5 kΩ	
	外部制動抵抗	5 kΩ	
検定コイル	コイル抵抗	2. kΩ	
	発振器により換振器の振子を強制振動させることができる。		
方位検出器	原 理	磁気コンパスおよびフォトラングスタにより北位を検出し、水平動換振器の振子の方位を抵抗値出力として取り出す。	
	検 出 精 度	± 5° 以内	
耐 圧	ケーブル引出口および各接続部	30 kg / cm ² （ゴムパッキン、Oリング）	
外 観 体	材 料	非磁性材料（クロームメッキ）	
	防 蝕	ゴム系樹脂塗布による防蝕処理	
埋 設 条 件	深 度	海面下約100 m	
	ボーリング孔傾斜許容度	1本のボーリング孔には1台の地中地震計 3° 以内	

表 2・5-2 地上用観測機器の性能・諸元 (富津岬)

地上用換振器	水平動換振器	2台	性能は地中地震計の換振器と同じ
	上下動 "	1台	
起動用換振器	固有振動数	3 Hz. 無制動振子	
	出力	無電圧接点出力	
低周波増幅器	検出感度	感度 1 以上	
	最大利得	40 dB (100 倍) 以上	
	利得調整	10 dB 連続可変	
	記録感度調整	入力信号を減衰させて記録上 1, 3, 10, 20, 50, 100 gal/cm の 6 段階に切換可能 (G-100 C ガルバー)	
	電圧出力	0.5 V/cm (記録感度との関係)	
	雑音	100 μ V 以下 (入力換算)	
	入力抵抗	5 k Ω 平衡	
	周波数特性		
		直記式電磁オシログラフ, 2 台	
	記録成分数	6	
記録器	光学系の長さ	10 cm	
	光源ランプ	白熱灯 (タングステン) ランプ	
	感光紙送り速度	1, 5, 10, 50 cm/sec 4 段切換	
	ガルバノメーター	G-100 c (感度 166 m/mA)	
	記録紙	921 mm $\times$ 30.5 m, 直記式電磁オシロペーパー	
記録制御器	適合換振器	無電圧接点出力を有するもの	
	記録駆動出力	AC 100 V, 0.5 A	
	タイムスタンプ駆動出力	無電圧接点, 電流容量 10 A	
	記録駆動時間	約 10 秒 ~ 7 分 (任意の時間に設定)	
周期信号発生器	周期	5 秒 (2 秒間 ON)	
	最大出力電圧	0.5 V	
タイムスタンプ	動作条件	印字駆動端子を短絡する	
	印字項目	年, 月, 日, 時, 分	
電源部	定電圧安定装置	入力電圧 AC 100 V, 出力電圧 DC 2.4 V	
	直流定電圧装置	入力電圧 DC 2.4 V, 出力電圧 { DC+15 V DC-15 V	
筐体	構造寸法	密閉 780 $\times$ 570 $\times$ 1530 (高) mm	

2・5・4 地震記録及び解析

扇島を除く3測点では、すでに多数の記録が得られているが、比較的加速度の大きい地震は次の3回である。

(I) 1970年9月30日、多摩川河口付近に発生した地震

(139°38'E 35°29'N M=4.8, H=40km)

(II) 1972年2月29日、八丈島東方沖に発生した地震

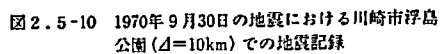
(141°16'E 33°11'N M=7.1, H=70km)

(III) 1972年12月4日、八丈島東方沖に発生した地震

(141°5'E 33°12'N M=7.2, H=50km)

これらの地震で得られた記録の例を図2・5-10～図2・5-14に示す。但しオッシログラフの紙送り速度は5cm/secである。

OM N-S



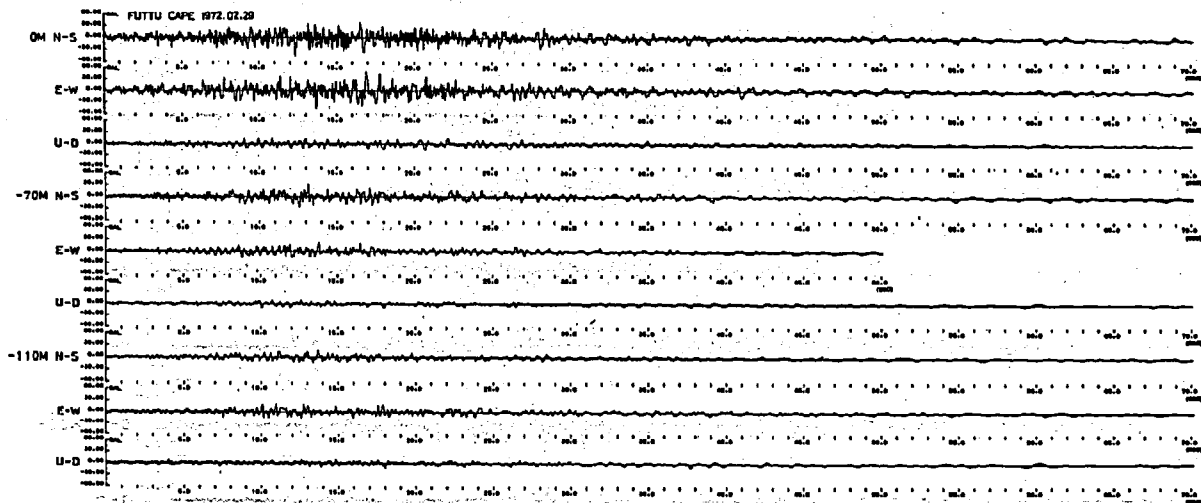


図 2.5-11 1972年2月29日の地震における富津岬での地震記録

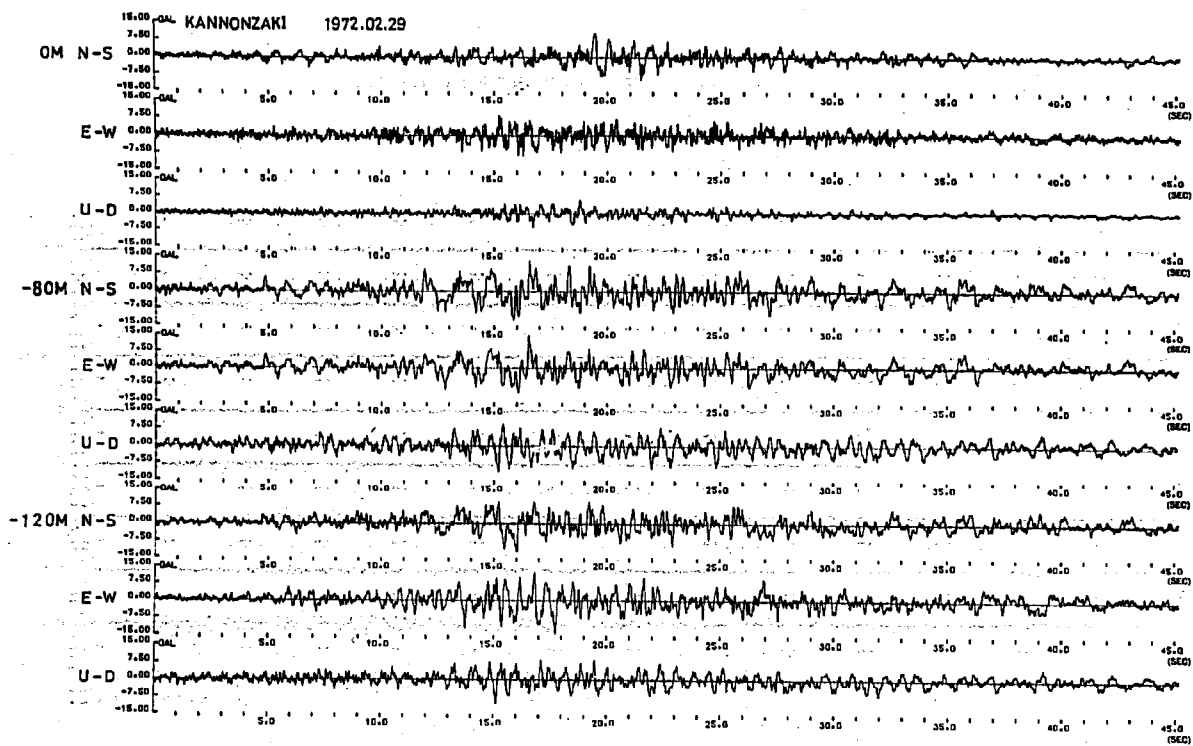


図 2.5-12 1972年2月29日の地震における観音崎での地震記録

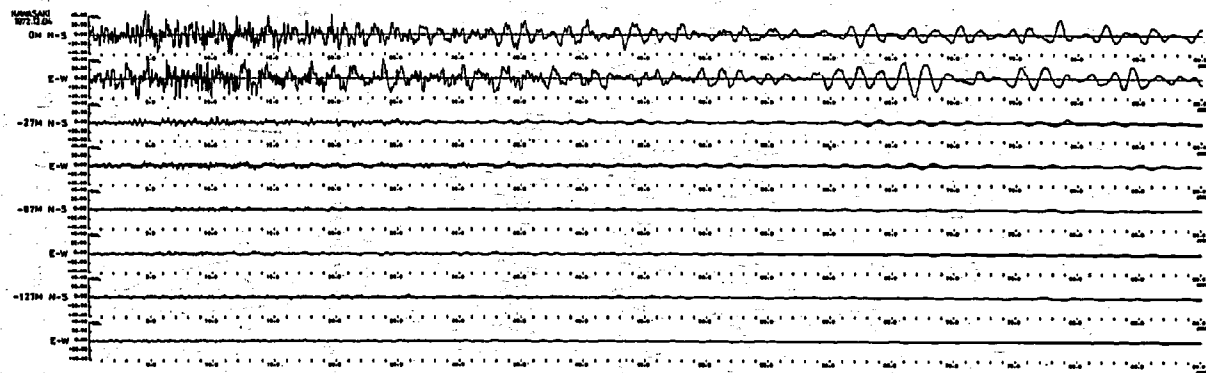


図 2.5-13 1972年12月4日の地震における川崎市浮島公園での地震記録

KANNONZAKI 1972.12.04

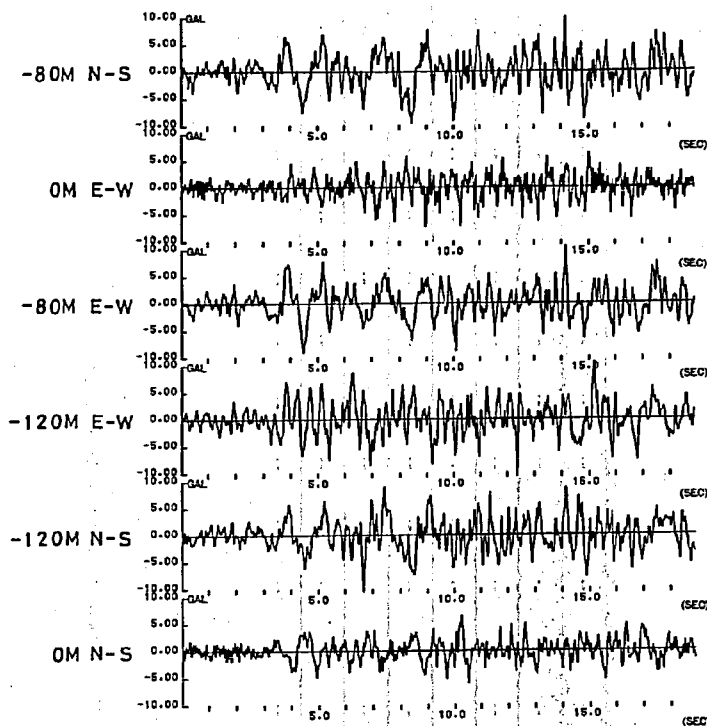
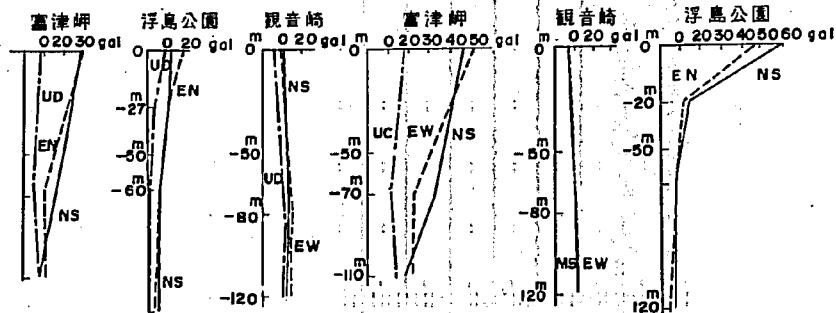


図2.5-14 1972年12月4日八丈島東方沖地震による観音崎での地中地震記録



(1) 1970年9月30日の地震 (2) 1972年2月29日の地震 (3) 1972年12月4日の地震

図2.5-15 深さ方向の最大加速度分布

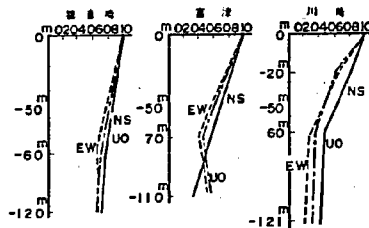


図 2.5-16 深さ方向の最大加速度値の分布 (全データの平均)

これら 3 回の地震につき深さ方向の最大加速度の分布を示すと図 2.5-15 のようになる。

次に現在までに得られた全記録 (但し地表面加速度が 5 gal 以下のものは除く) から地表面での加速度を 1.0 としたときの、深さによる加速度の減少状況を示したのが図 2.5-16 である。これらの資料から、中程度 (震度 IV 程度) の地震につき下記の事項が指摘できる。

- (1) 地中部の地震加速度分布は、観測点、方向、地震の属性などによって相当異っている。
- (2) 加速度が地表の $\frac{1}{2}$ 以下となる深さは、富津岬 (砂質地盤) で約 70 m 、浮島公園 (表層 50 m が軟質シルト、それ以下は砂質地盤) で $20 \sim 50 \text{ m}$ 、観音崎 (岩盤) では 120 m 以深である。
- (3) 3 観測点において、ある深さ以深では加速度に余り変化がない。遠距離に発生した 2 回の八丈島近傍の地震では、3 点ともほぼ等しい震央距離をもつが、地表面付近の加速度値は観測点によってかなり異なり、水平動成分でみると、観音崎 (岩盤) で 10 gal 弱、富津岬 (砂質地盤) で 40 gal 程度、川崎 (軟質シルト) で 60 gal 程度となっている。しかし地中深部の加速度を比べてみると、観測点による差異が小さい。
- (4) 地中深部に対する地表面での加速度増幅率は、硬質地盤では $1 \sim 1.5$ 倍、軟質地盤では $3 \sim 6$ 倍、中間的地盤では $2 \sim 3$ 倍である。

2・6 大阪湾地区の地中地震観測

建設省近畿地方建設局は大阪市南港埋立地（図2・6-1参照）の公園敷地内に地中地震計を設置した。

地中地震観測装置は、地震時の地中各層における地震動を自動的に記録する観測装置で、地中地震計、制御架、記録器、電源架、蓄電池等からなっている。

地中地震計の設置位置は砂礫層を対象に選定し、地表面下2.2m、4.3mおよび8.6mとした。設置点の土質柱状図を図2・6-2に示す。

地中地震計は全長2.230m最大外径130mmの円筒形で水平動換振器2成分および上下動換振器1成分及び方位検出器よりなっており、地中地震計、地上地震計の換振器（電磁式加速度換振器）の性能は下記のとおりである。

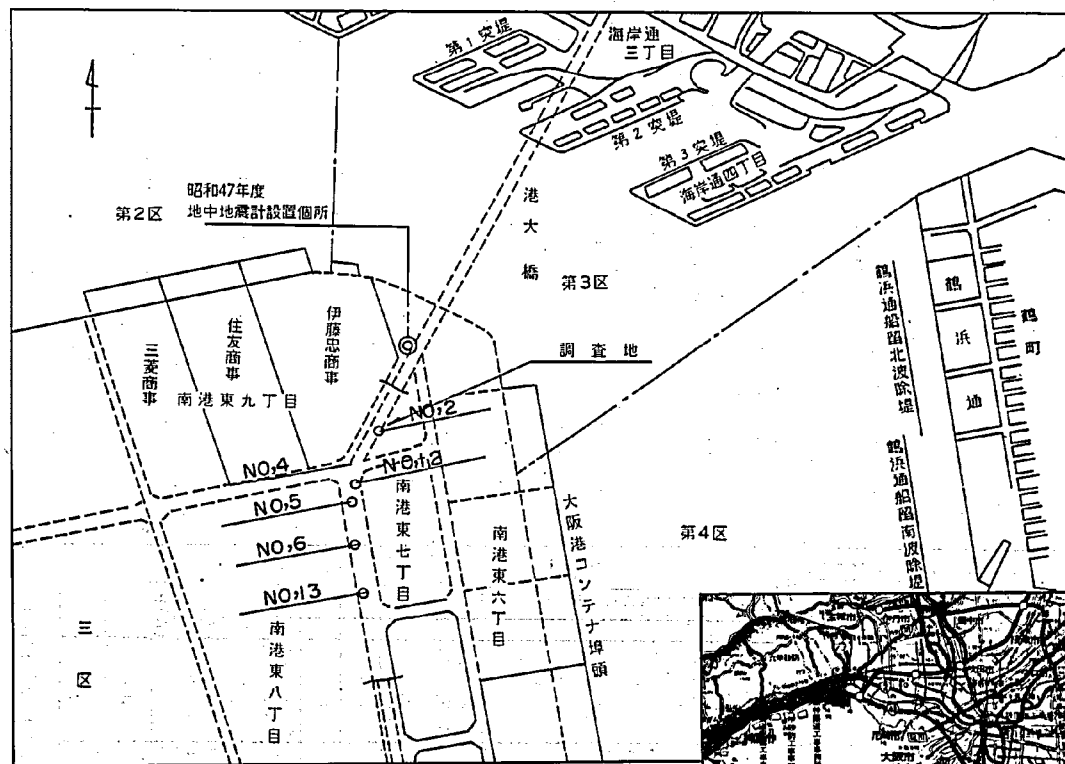


図 2.6-1 地中地震計設置点



深度	記号面	土質名	地下地層計 設置位置
0.00		砂	
2.20		粘土	
9.40		砂	
13.00		砂質シルト	
29.00		粘土	(C) 22m
32.00		シルト・混り砂	
34.00		細砂	
37.90		粘土	
44.40		砂礫	(B) 43m
56.50		粘土	
59.90		粘土	
66.30		砂	
71.30		シルト	
75.30		砂	
77.80		粘土質シルト	
81.00		砂混りシルト	
90.80		礫混り砂	(A) 86m
95.50		粘土	
100.00		シルト	

図 2.6-2 土質柱状図

表 2.6-1 換振器の性能

振り子型式	上下動はGray吊り、水平動は鉛直吊り
固有振動数	4 Hz $\pm$ 0.2 Hz
検出周波数範囲	0.5 ~ 30 Hz
周波数特性	上記周波数範囲において感度偏差 1 dB 以内
感 度	7 mv/gal 以上
検出最大加速度	400 gal 以上

3. 設 計 の 事 例

3.1 川崎港海底トンネル耐震設計例

3・1・1 概 説

川崎港海底トンネルは図3・1-1に示すとおり、京浜運河を横断して川崎市千鳥町と、川崎新港を連絡する道路トンネルである。平面図縦断面図および標準断面図は図3・1-2のとおりである。

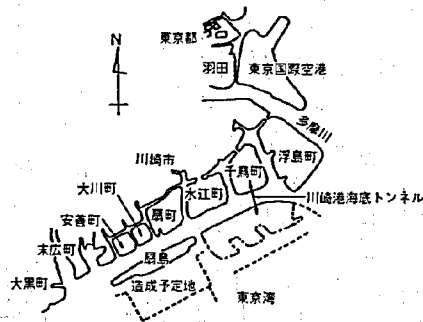


図3.1-1 川崎港海底トンネル位置図

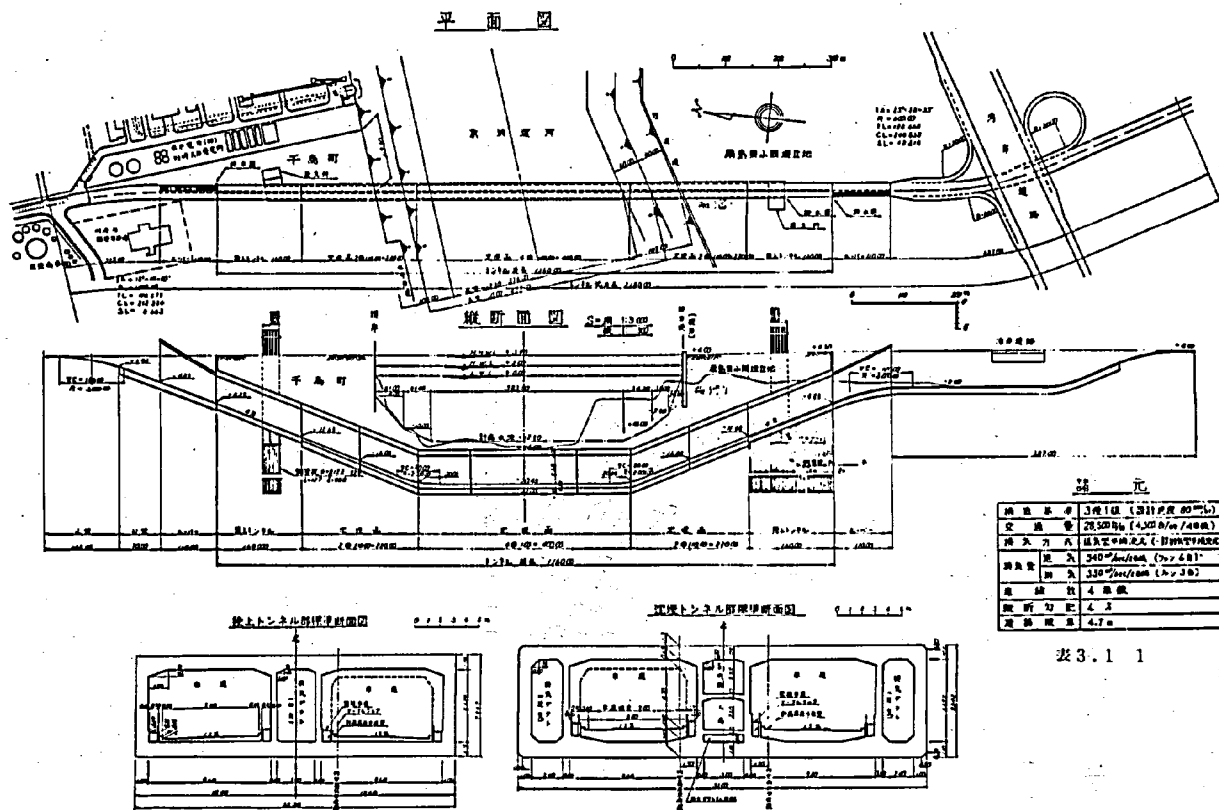


図 3.1-2 川崎港海底トンネル全体図

3・1・2 耐震設計のための調査試験

3・1・2-A 地盤構成の概要

図3・1-3にボーリング位置図、図3・1-4にトンネル軸線上の土層断面図を示す。

地盤構成の概要を次にのべる。-10m位までが全般的に均一な粒径の砂層で、所によりシルト分、又は、シルトのかたまり状のものを含む。N値は大体10~20程度である。

-10m~-30m付近まではN値が1~4と軟かく貝殻片を含み、砂の薄層を狭む所もあるが比較的均一なシルト層である。

-30m~-40m付近までは砂分を不規則かつ多く含む砂質シルト層で、N値は5~15である。

-40mから2~3m(一部1~3m)は、砂又は礫層で $N > 50$ とかなり締った層である

-45m付近からは洪積層と考えられる粘性土層で千鳥町側はN値10~20と硬く、腐食物を含み一般に暗色を示す。扇島側はやや明かるい青灰~暗灰を示し、貝殻片又は浮石を時に含んでいるのが特徴的である。層厚は8~18mと変化が激しく、N値も10~50とばらついている。

-53m付近からはN値50以上の非常に締った砂層で、航路中央より千鳥町側には、

-65mより保土谷礫層が現われる。

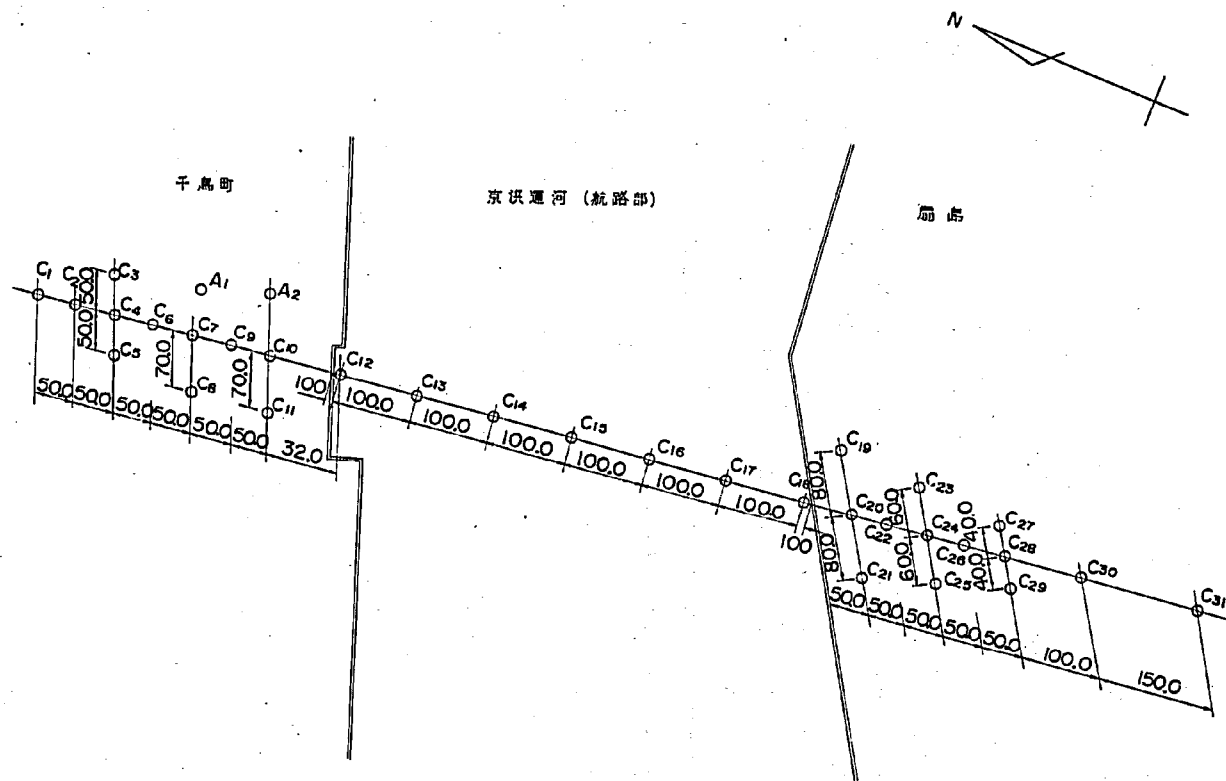


図 3.1-3 川崎港海底トンネル土質調査位置図

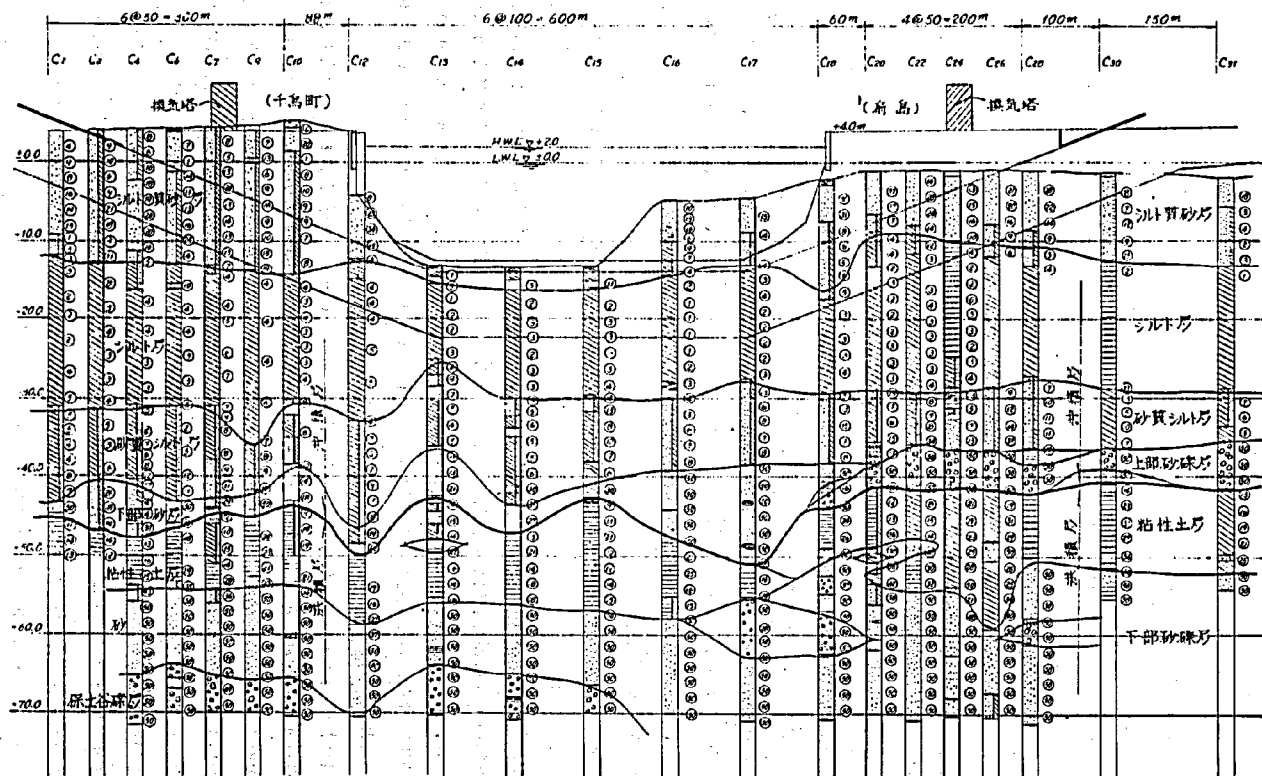


図3.1-4 川崎港海底トンネル土質柱状図(軸線上)

3・1・2-B 速度検層および常時微動測定

沈埋トンネルの耐震設計を行なうにあたり、土の動的性状を把握するため、千鳥町側、扇島側のそれぞれにおいて速度検層および常時微動測定を行なった。

1) 速度検層

測定はボーリング孔内に孔内用感震器群を挿入し、圧着装置により孔壁に感震器を固定したのち、他のボーリング孔にて起震を行ない地動を測定した。起震は測定孔より3 mおよび7 m離し、深度4 mおよび9 mにて爆薬、エアガン、点火玉により行ないまた、地表での板たたきでS波を発生させた。調査位置図を図3・1-5に、測定方法概況図を図3・1-6に示す。

千鳥町側(C-9孔)ではP波走時曲線を爆薬、エアガン、点火玉により求め、S波走時曲線は板たたきにより求めた。扇島側(C-20孔)は調査地点が海底にあり、板たたき起震が不可能であるので、P波、S波走時曲線とも爆薬およびエアガンの波形記録よりP相、S相を読み分けて求めた。

走時曲線より、P波およびS波の速度を求め、この弾性波の伝播速度より、ポアソン比、ヤング率、体積弾性率を計算した。これらの結果をまとめて、図3・1-7(a)および、図3・1-7(b)に示す。

ii) 常時微動測定

地盤の卓越周期を調べるため、千鳥町側で4地点、扇島側で6地点について常時微動測定を行なった。

千鳥町側はボーリング孔C-3、C-7、C-8、C-10付近の表面の柔かな部分を取り除いて換振器を設置して夜間観測を行なった。測定方向は互いに直角な水平方向(約N-S、E-W方向)である。測定は振子固有周期 $T=2.0$ 秒、減衰定数 $h=1.00$ の長周期速度計を用いた。得られた速度記録を $\Delta T=0.01$ 秒間隔で10秒間をデジタル化し、これのフーリエ解析を行ない速度スペクトル図を作成した。

扇島側は図3・1-5に示すように、C-20孔、C-20"孔を含む6地点とし、うちC-20孔とC-20"孔は深度6.8 mおよび9.1 mで行ない、他の4地点は海底面で行なった。調査地点は埋立予定地にあり付近には人工的震源がなく基間のテスト測定においても特殊な人工震源が測定されなかったため、全測定を基間行なった。測定は振子固有周期 $T=1.2$ 秒、減衰定数 $h=0.64$ の倒立振子変位計を用いた。得られた記録について周期頻度解析器を用いて周期頻度曲線を求めた、速度記録より $\Delta T=0.02$ 秒間隔で30秒間をデジタル化し、そのフーリエ解析を行なって速度スペクトル図を求めた。

千鳥町側の速度スペクトルを図3・1-8に、扇島側の周期頻度曲線を図3・1-9(a)に速度スペクトル図を図3・1-9(b)に示す。

得られた結果より特に卓越していると思われる周期を推定すると、千鳥町側では1.0～1.2 secの波が卓越し、扇島側では0.68～0.88 secの周期の波が卓越していると言える。その他、扇島側では0.2 sec程度、1.0 sec以上の波もある。

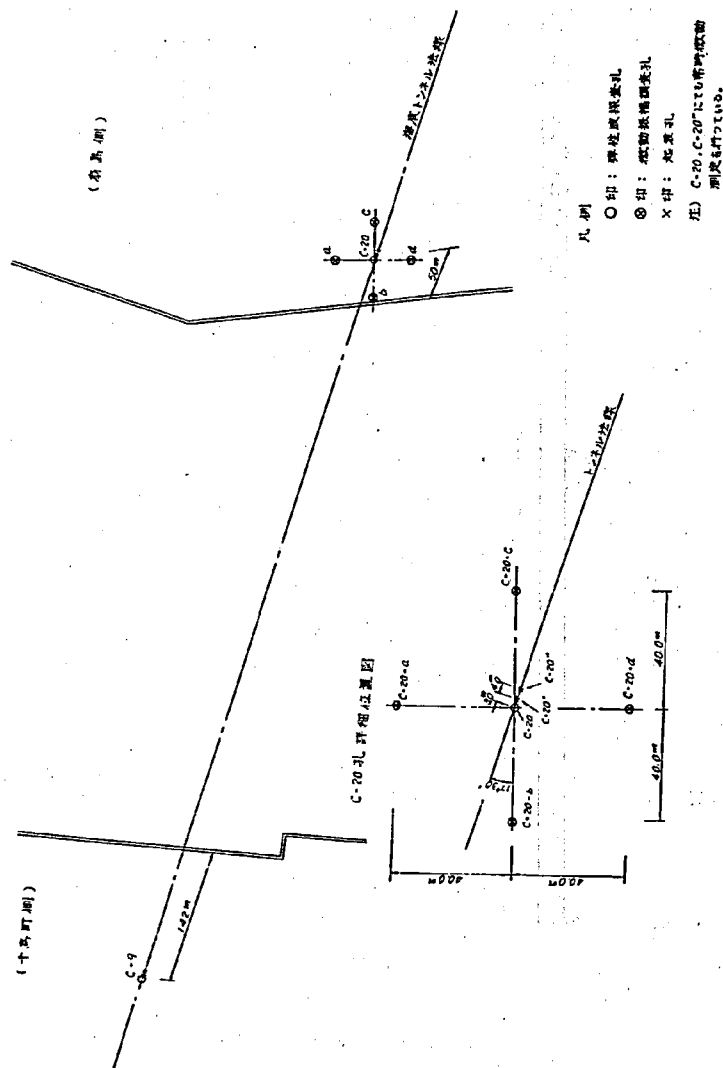


図3.1-5 川崎港海底トンネル岸壁変位試験および常時観測測定位置図

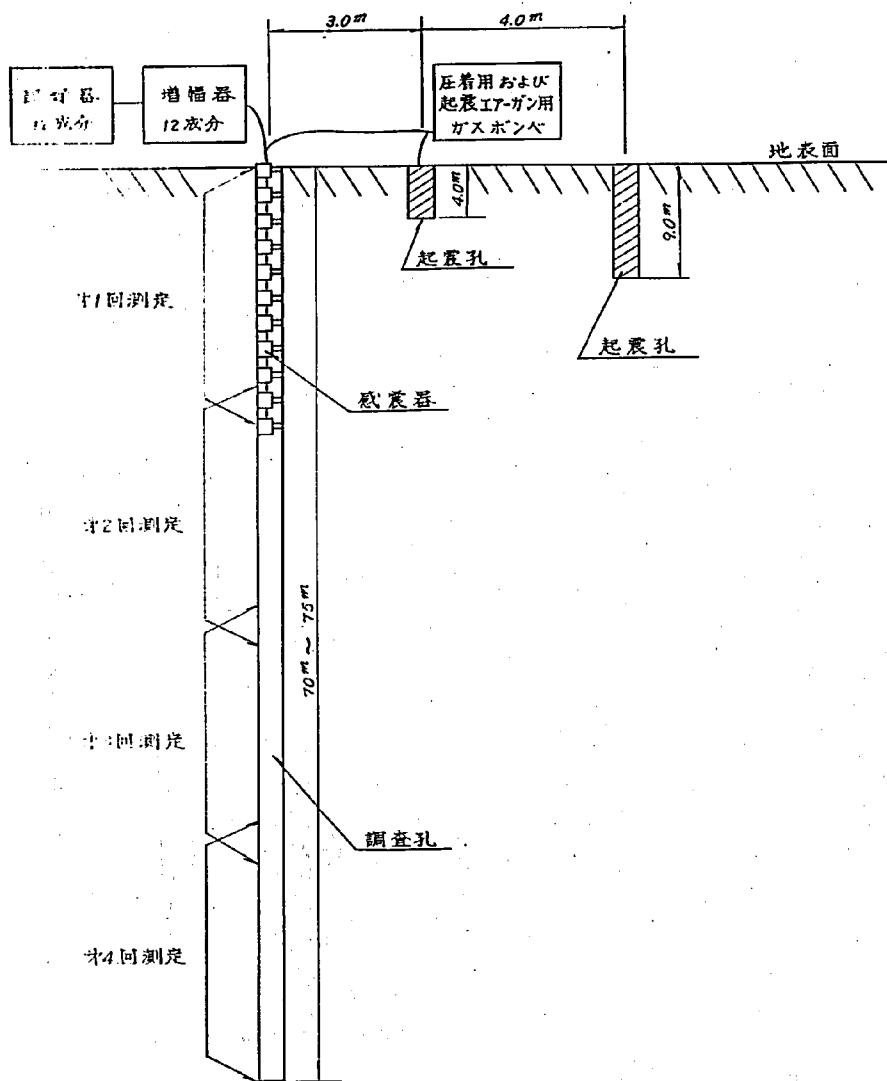
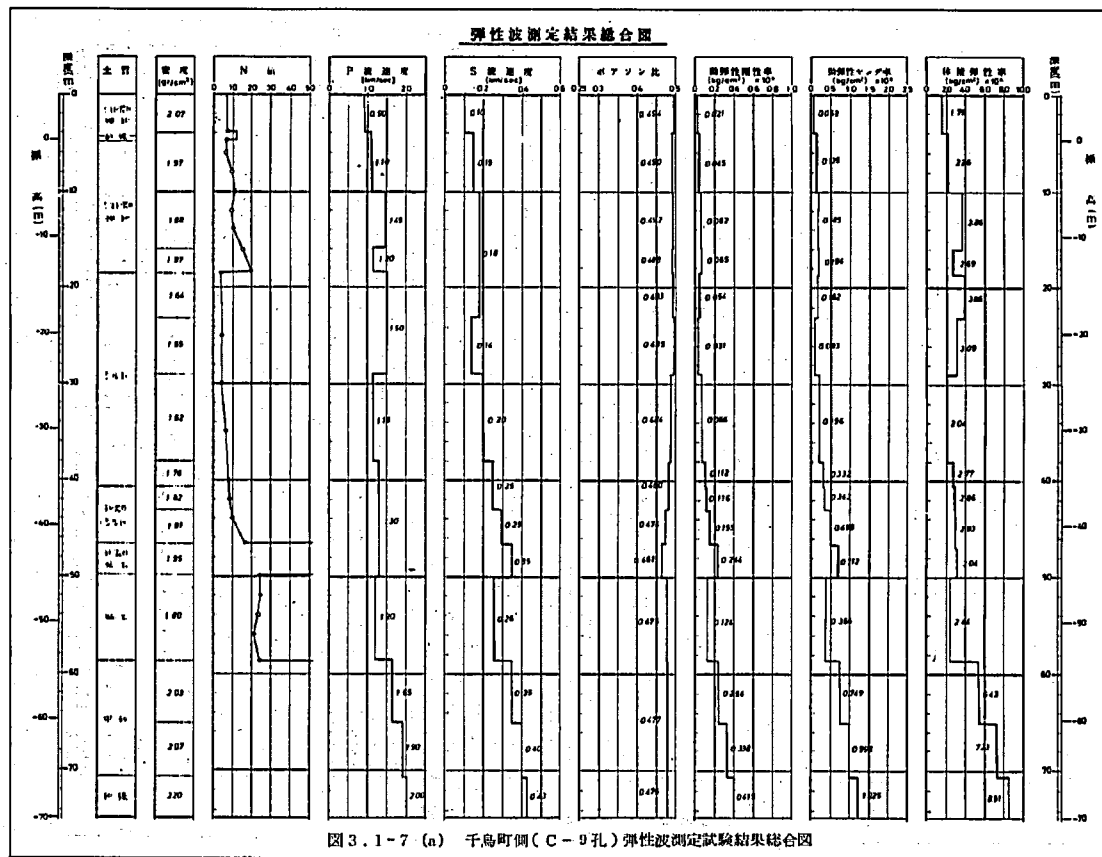


図3.1-6 測定方法概況図



(ボーリング20号孔内)弾性波試験結果総合図

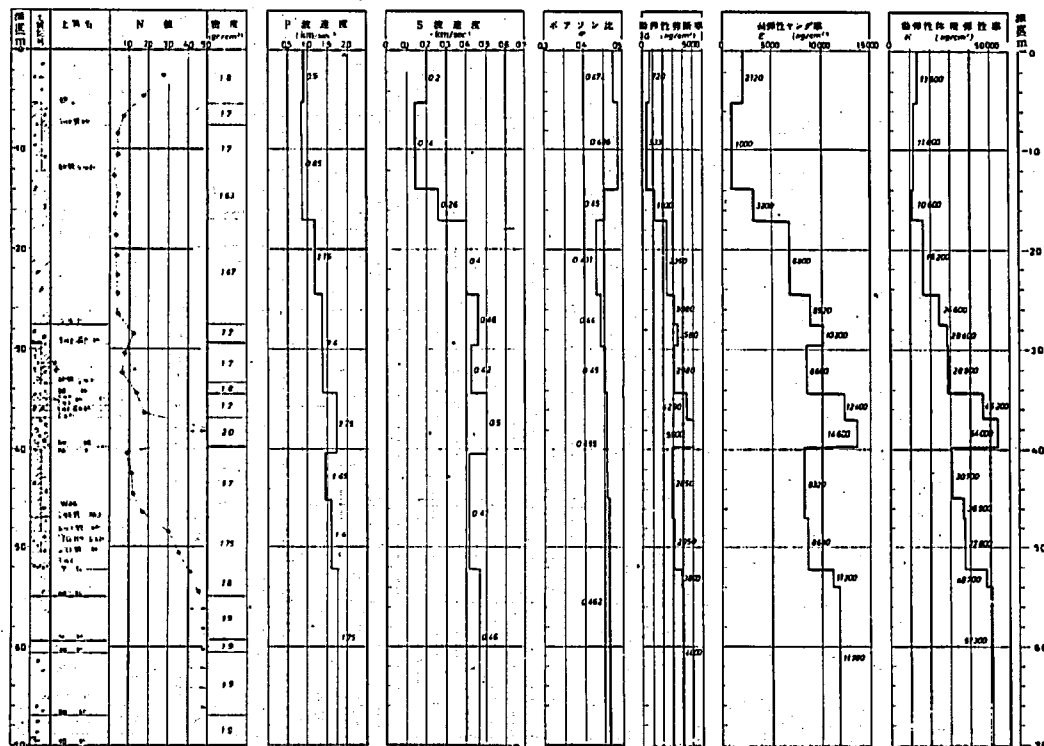


図 3.1-7 (b) 扇島側 (C-20 孔) 弾性波測定試験結果総合図

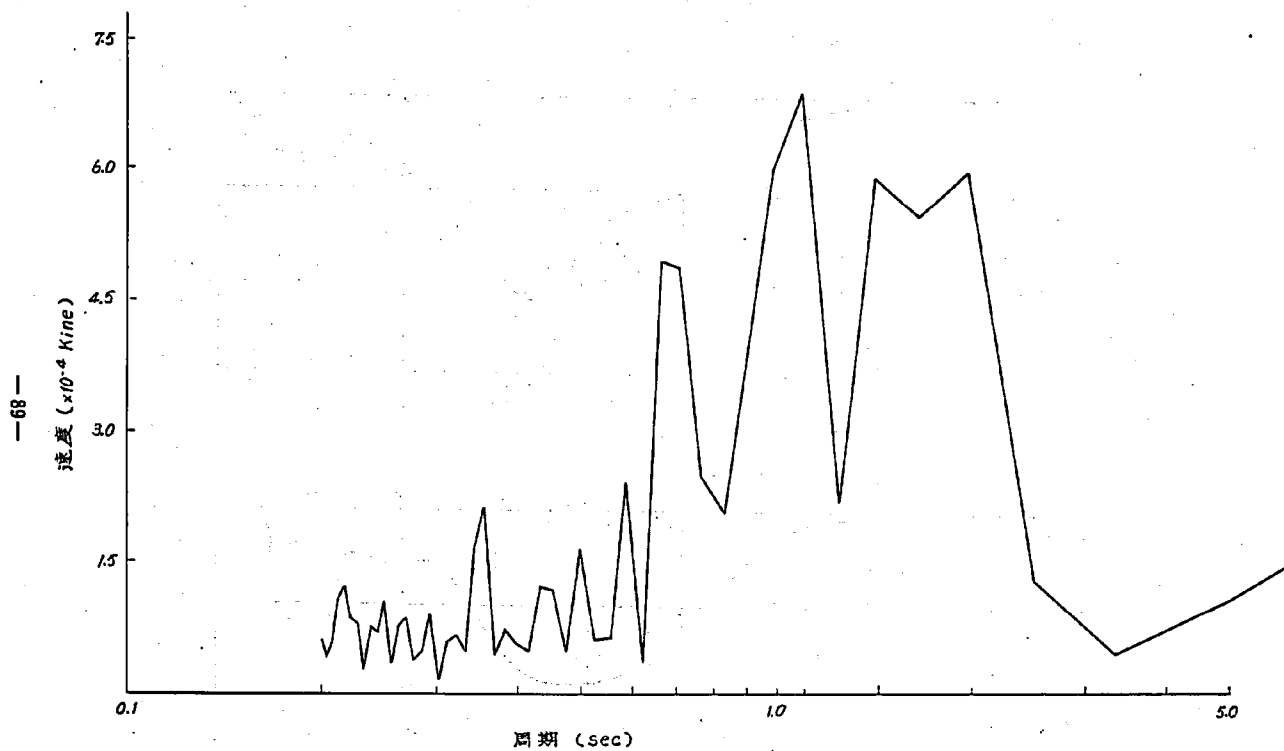


図3.1-8 C-9孔速度スペクトル図

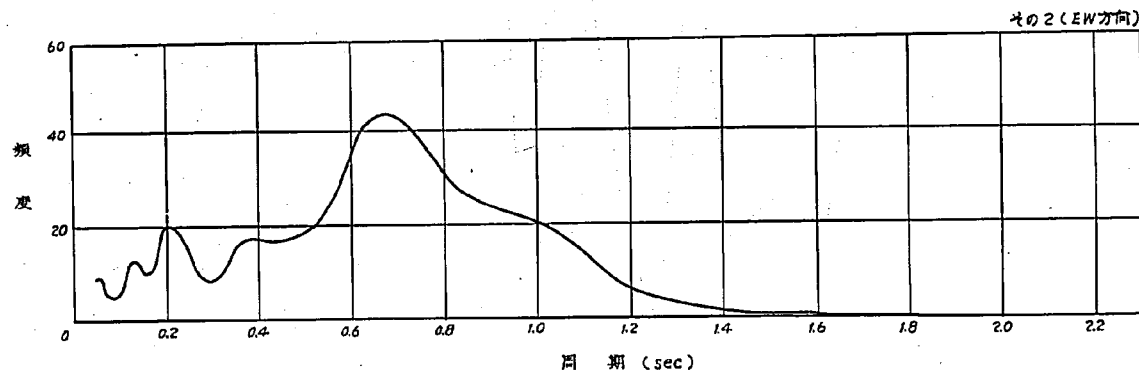
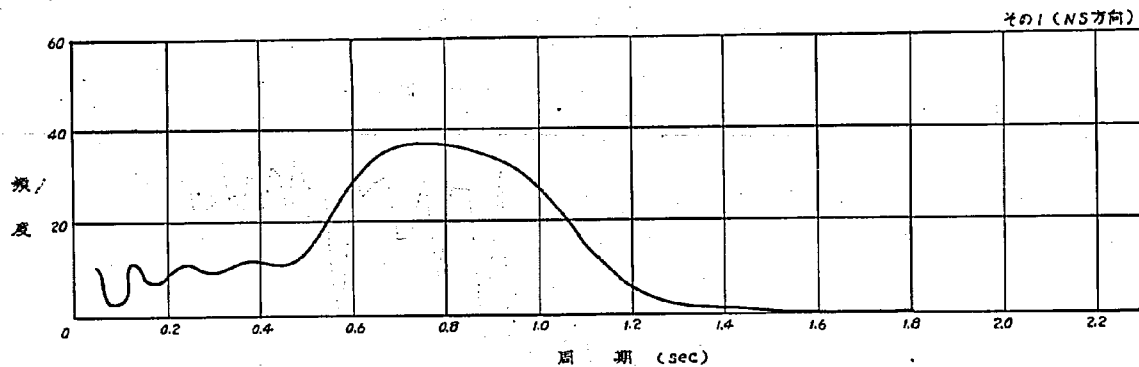


図3.1-9 (a) O - 20 - d 周期頻度曲線

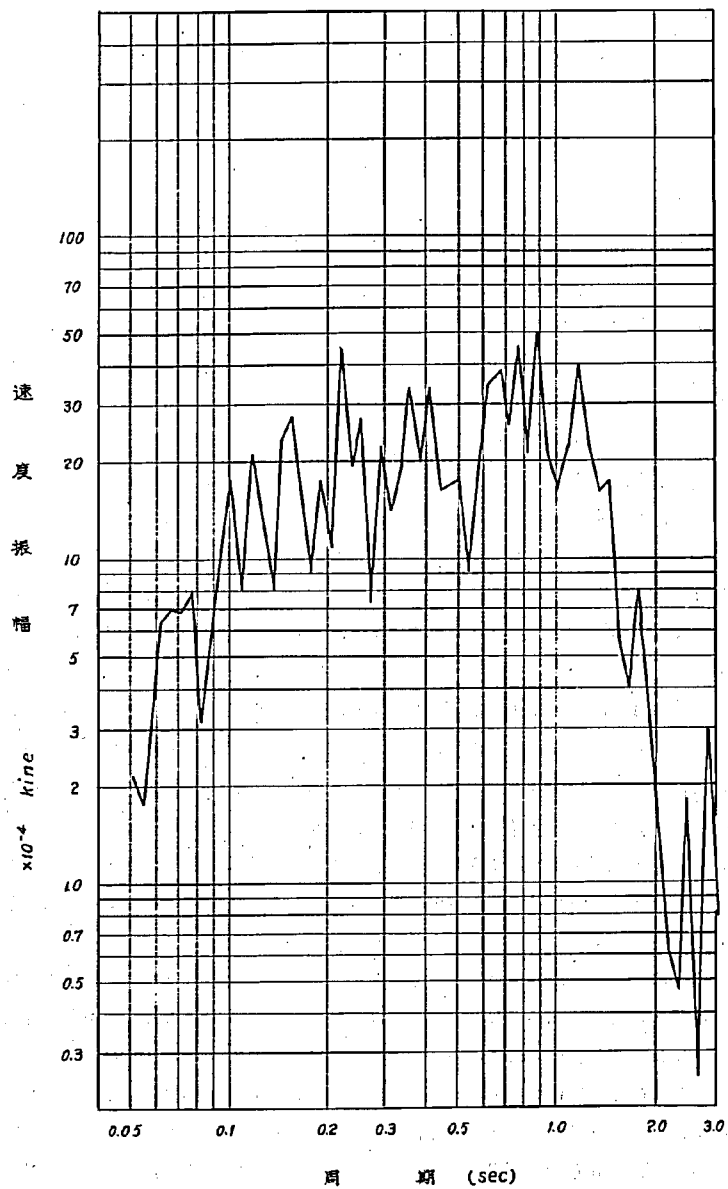


図3.1-9 (b) 0-20-d 速度スペクトル図

3・1・2-C 飽和砂の振動試験

砂の流動化に対する検討として、建設予定地点の砂および埋戻し砂として使用される可能性のある砂について振動試験を行なった。また、港湾構造物設計基準により、建設予定地点の砂について流動化の検討をすると、粒径加積曲線から予測した場合図3・1-10に示すように(A)「特に流動化の可能性あり」(B)「流動化の可能性あり」のいずれとも判定しがたい。

また、最大加速度約300 galに対する限界N値は図3・1-11より求めると、(A)の場合は16で、(B)の場合は4.3となる。これに対し、現地盤のN値は千鳥町側で10程度、扇島側で15~20となっている。

試験の対象とした試料は、川崎市千鳥町の建設予定地点より採取した砂（これを千鳥町砂と略称する）、埋戻し用として使用される可能性のある千葉県産の砂（神余砂および鬼汭砂と略称する）である。各試料の粒径加積曲線を図3・1-12に示す。

試験は図3・1-13に示すような振動台上の剛な箱に各試料で飽和砂層を作り、これに正弦振動を与え、流動化の発生の有無を調べる方法である。試料の厚さは70cm、与えた加速度は50, 100, 150, 200, 300, 400, 500 galを標準とした。

試験結果を図3・1-14~図3・1-16に示す。図中、太い実線は新潟地震の時に流動化したと考えられる万代島の砂について同一試験結果で、右側のN値は同砂についての相対密度とN値の関係を示したものである。また、点線は実験砂についての推定限界相対密度を示す。

神余砂と鬼汭砂については、これまで行なわれてきた各種の砂の振動試験結果と定性的に似た挙動を示した。ただし振動の加速度と相対密度の関係によっては表層部のみが流動化し全層に及ばない場合があった。これは、神余砂に特に著しかった。このため、同砂の試験結果では流動化した部分のみで間デキ比の変化があったものとして相対密度を求めた。図の説明で修正相対密度とあるのはこうして求めた相対密度である。流動化が表層部のみで発生し下方が安定を保つという現象は試料中の微粒分が試料を作る際に分離して不透水層を形成したためと考えられる。

千鳥町砂はシルト分が多いため、従来の試験結果とは異なり、一度流動化すると数十分振動を続けても安定化しなかった。このことは、砂とは相当異なつた材料であり、今回の砂質土に対する流動化試験法で流動化の試験を行なうことは困難であると思われる。

神余砂および鬼汭砂については、同一相対密度では、新潟地震で流動化した砂よりは安定性が高く、また同一条件との比較では、神余砂の方が鬼汭砂よりもやや安定性が高いように思われる。今、これらの砂を用いた埋戻し土のN値を10と仮定し、万代島砂のN値と相対密度の関係をそのまま当てはめて見ると、神余砂では320 gal、鬼汭砂では250 gal程度までは流動化しないと言える。

千鳥町砂については、先に説明したように、本試験では満足すべき結果を得られなかった
ので、今後、振動三軸試験および振動一面せん断試験等により検討する予定である。また、
神余砂、鬼沼砂についてはN値と相対密度との関係を調べる。

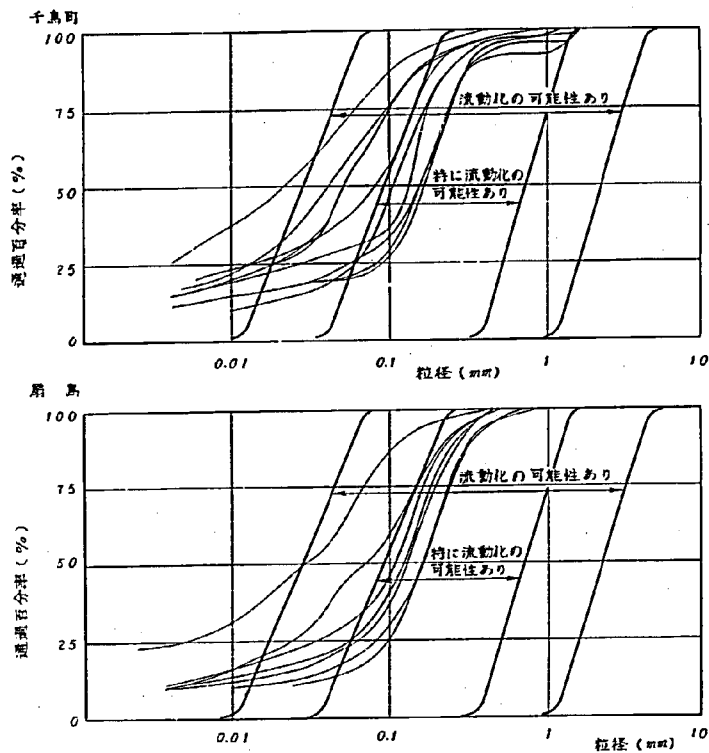


図 3.1-10 粒径加積曲線による流動化の予測

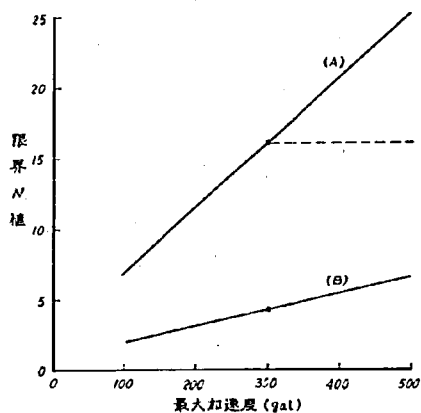


図 3.1-11 流動化に対する限界N値と地震最大加速度

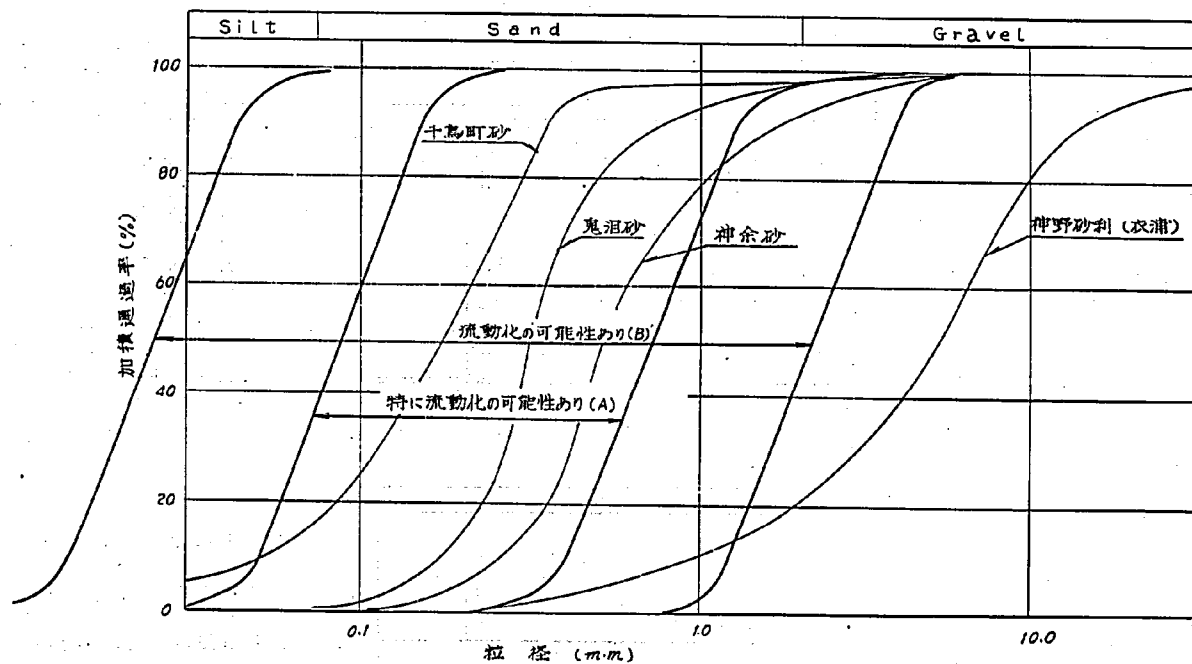


図3.1-12 各試料の粒径加積曲線

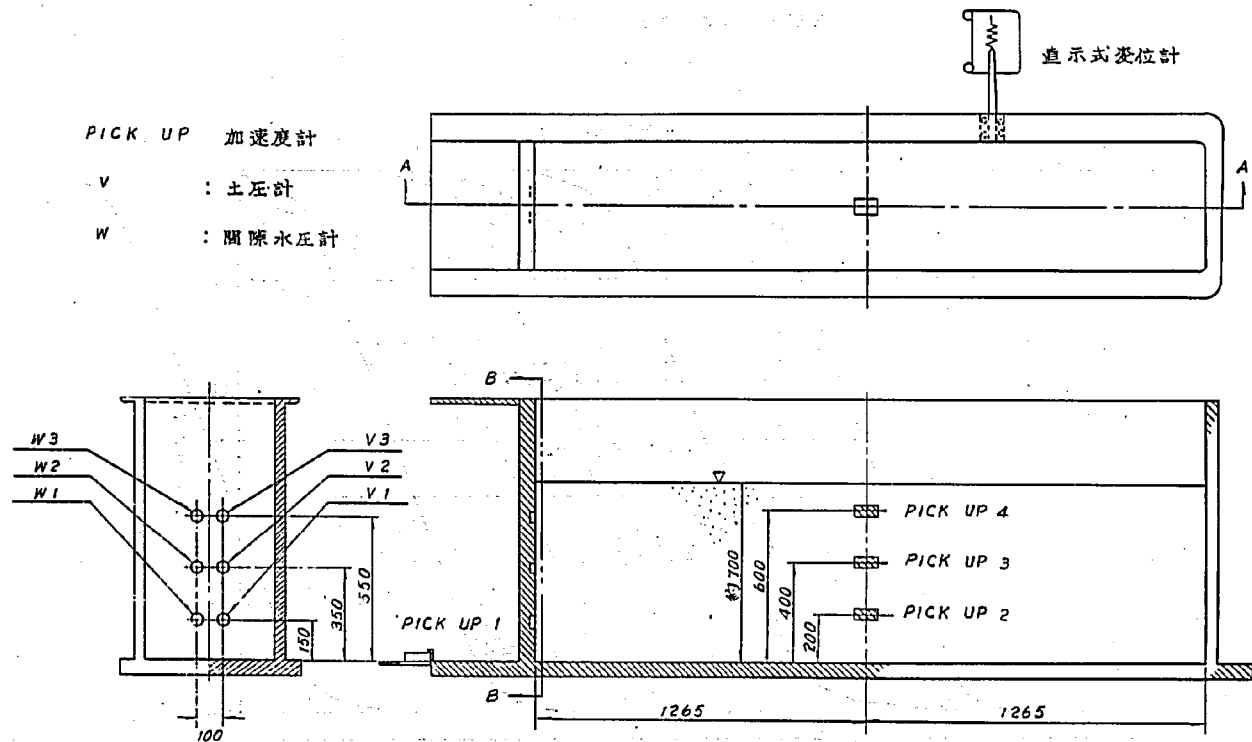


圖 3.1-13 測定機器配置圖

單位 mm

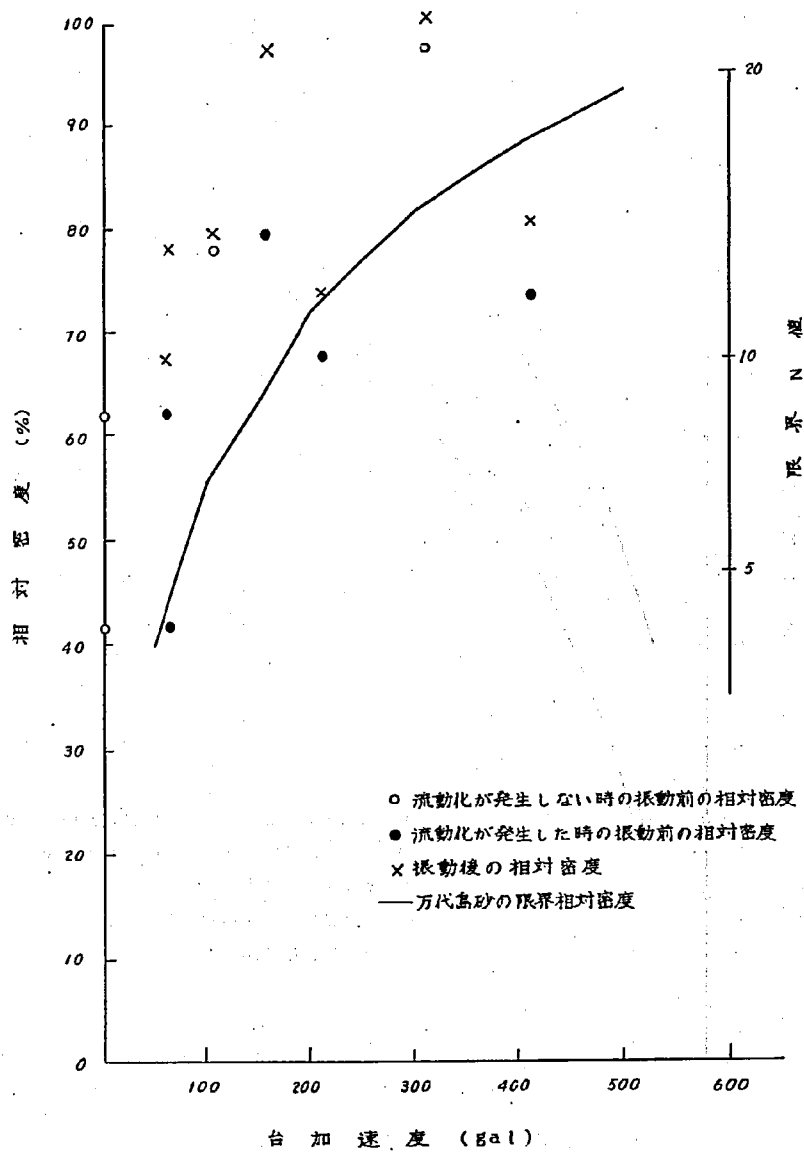


図3.1-14 千鳥町砂、相対密度、台加速度と流動化の関係

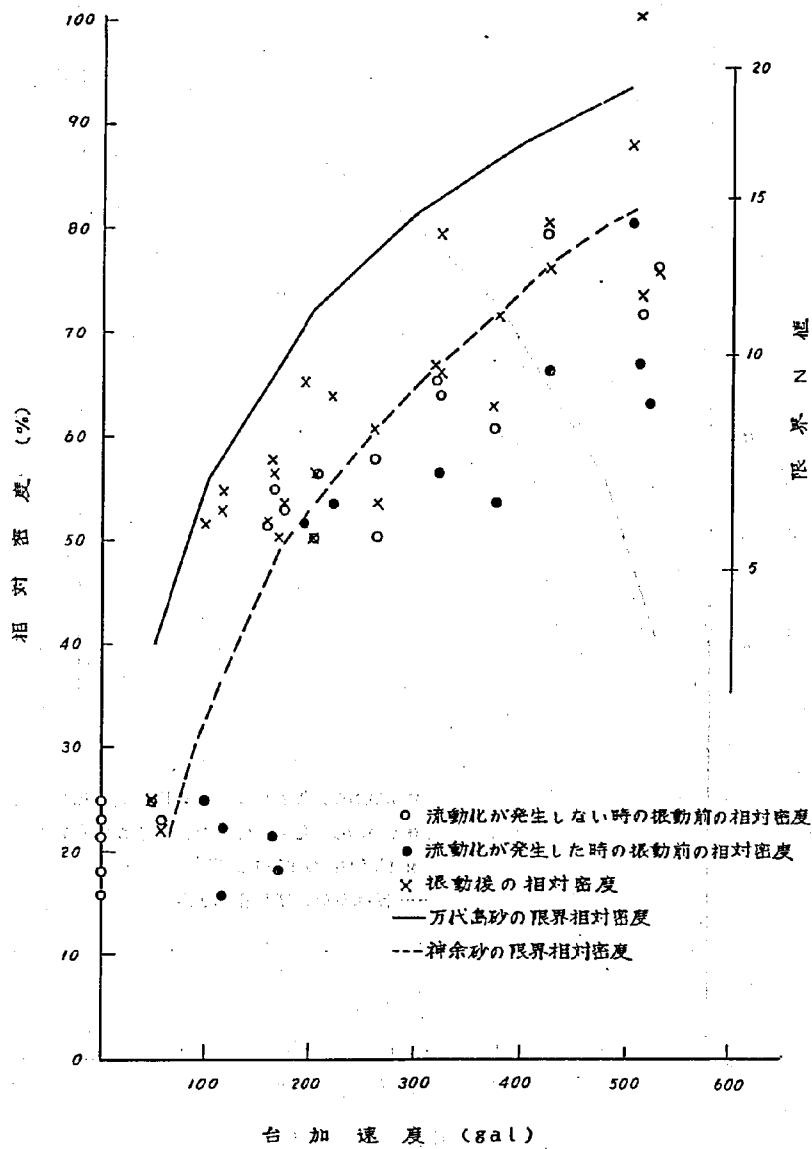


図3.1-15 神余砂、相対密度、台加速度と流動化の関係（修正相対密度）

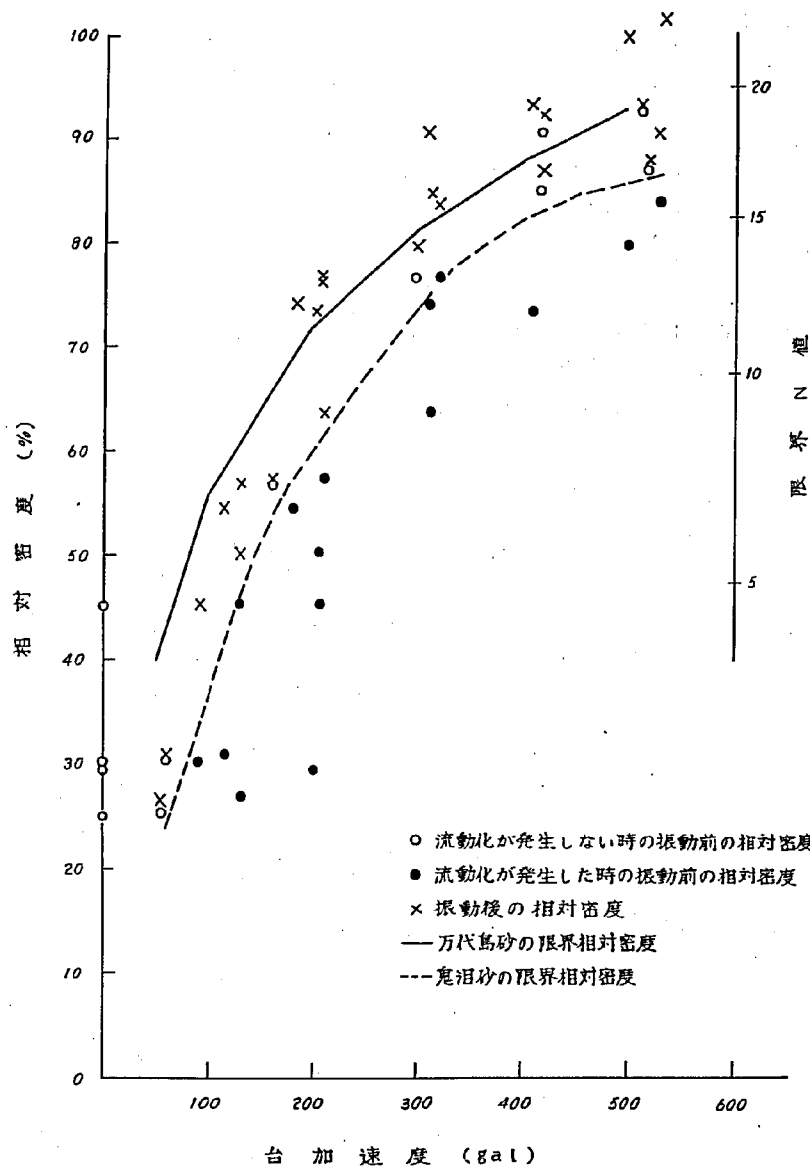


図3.1-16 鬼沼山砂、相対密度、台加速度と流動化の関係

3・1・2-D 地中地震観測

基盤（-63m）と地表の地震動のスペクトル、地中における地震波の伝播、地震による地盤のひずみ等の知見を知るために、地中地震計を設置した。

設置場所等を下に記す。

- ・設置場所：千鳥町、トンネル中心線より約8mはなれた点
- ・設置深度：-63m、-40m、-15.8m、-1.3m
- ・地震計：TSUU、水平2成分
固有周期 0.2sec、油制動（h=1.0）
- ・記録装置：電磁オシログラフ 2台
感度自動切換
最大感度 約1mm/gal

3・1・3 耐震設計

3・1・3-A 設計地震動

1) 設計上考慮すべき地震

土木学会、沈埋トンネル耐震設計研究委員会の昭和46年度沈埋トンネルの耐震性に関する調査報告書では、東京湾沿岸地域で、被害のあった有史以来の地震を調査し、特に考慮すべき地震としては次の2つを挙げている。

- ・1923年の関東地震に代表されるような、比較的遠距離(80km前後)に発生し、広範囲にわたり影響をおよぼす大規模($M=8\pm$)な地震(818年、1703年の地震など)
- ・1855年の江戸の大地震に代表されるような近距離に発生し、局地的に強烈な中規模($M=7\pm$)の地震(818年、1703年の地震など)

さらに、100年間に1回発生する地震規模の期待値を、最近の観測資料から、東京湾を中心とする同心円の内部を対象として求めている(図1・2-3参照)。この図で地震の規模と規模別度数の間に直線的関係があるものと仮定した場合、半径50kmの範囲で $M=7\pm$ 、100kmの範囲で $M=7.5\sim 8$ の地震の発生が期待されるとしている。

当トンネルでは更に関東地震($M=7.9$ 、川崎よりの震央距離60km)を含めて、有史以来の著名な地震について調べ(図3・1-17)川崎での基盤最大加速度を推定した。その結果関東地震は大規模地震として、最大級の基盤加速度を与えることが明らかになった。

以上のことから本トンネルでは、設計地震動として次の二種類の地震動を採用した。

- ・遠距離大規模地震として、 $M=8$ 、 $\Delta=60\text{km}$
- ・近距離中規模地震として、 $M=7$ 、 $\Delta=20\text{km}$

2) 設計上考慮すべき震度

土木学会、沈埋トンネル耐震設計研究委員会の昭和46年度沈埋トンネルの耐震性に関する調査報告書では、東京での地震観測の資料から、東京で震度Ⅶ以上の地震は100年間に2回程度期待されているとしている(図1・2-4参照)。

3) 基盤での最大加速度

1)で定めた2種類の地震の最大加速度について検討した。

地震のマグニチュードと震央距離が与えられたとき、その地点での最大加速度を求める関係については図3・1-18に示すように多くの曲線があるが、ここでは基盤加速度を与えるSeedの式を用いることとした。基盤加速度はSeedの曲線より設計上考慮すべき2種の地震に対して

$$\bullet M=8 \quad \Delta=60\text{km} : a=160\text{gal}$$

$$\bullet M=7 \quad \Delta=20\text{km} : a=170\text{gal}$$

となる。

4) 基盤での加速度波形

従来の沈埋トンネルの耐震性に関する検討例によれば、沈埋トンネルの地震時挙動は、入力地震波によってかなりの相違があるとされている。そこで、入力地震波は、その大きさだけでなく波形についても検討が必要である。

今回は表3・1-3に示す5種の地震波を選んだ。

なお、1)で述べた遠距離大規模地震としては、「八戸」を想定し、近距離中規模地震としては、「品川」「細島」を考えた。「エルセントロ」は他の例でもよく用いられているので対比の意味で採用した。「川崎」は建設予定地点で得られたものである。

これらの地震波はすべて模型実験および、応答解析に使用した。その際「エルセントロ」については、そのままの波形をまた、それ以外のものはそれぞれの観測地点における基盤加速度波形に変換して、基盤加速度として入力させた。これらの地震波の応答スペクトルを、図3・1-19に示す。

表3・1-2 入力地震波

地震名略称	発震時	震源地	マグニチュード	震央距離	成分	加速度	選ばれた理由
「八戸」	1968.5.16	十勝沖	7.8	190km	E-W	188gal	大規模地震
「エルセントロ」	1940.5.18	Imperial Valley	7.0	50km	N-S	314gal	従来の例で多く用いられている
「川崎」	1972.2.29	八丈島近海	7.0	280km	N-S E-W	42gal 46gal	川崎での唯一の記録
「品川」	1968.7.1	埼玉県中部	6.1	80km	E-W	88gal	川崎の近くで得られ比較的に加速度が大きい
「細島」	1970.7.26	宮崎沖	6.7	75km	N-S	85gal	地盤構成が比較的似ている

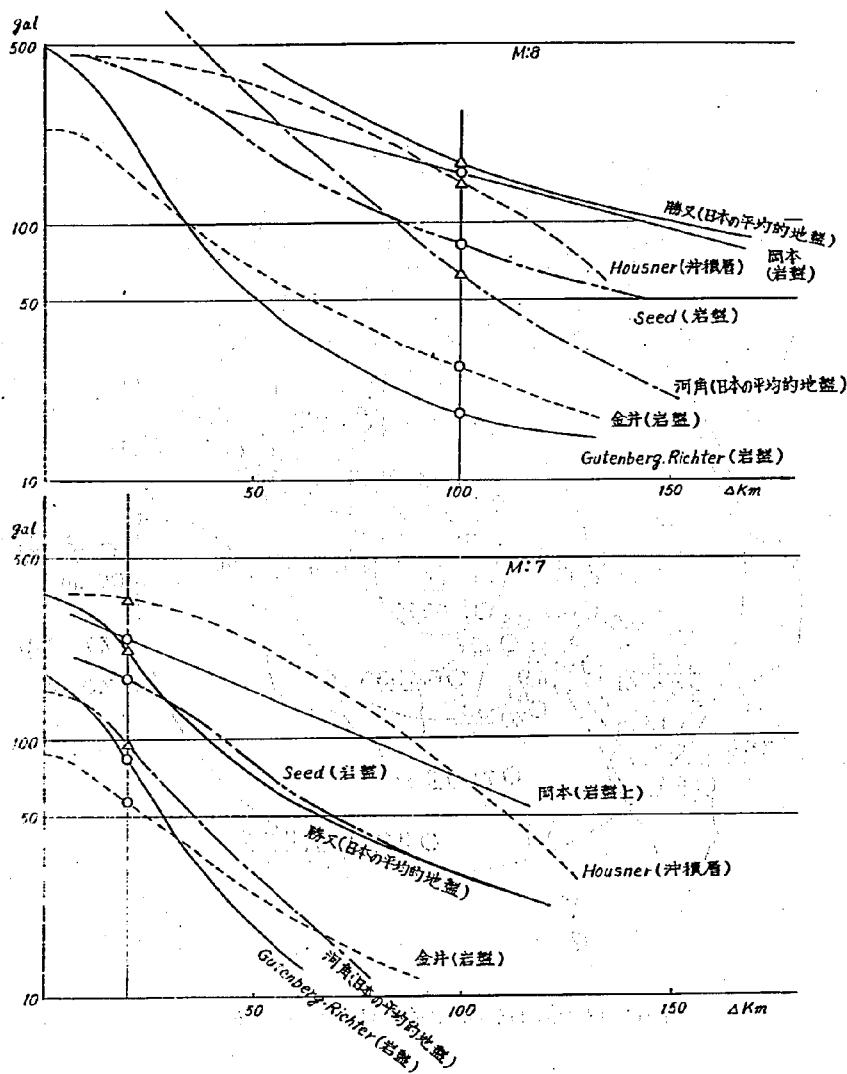
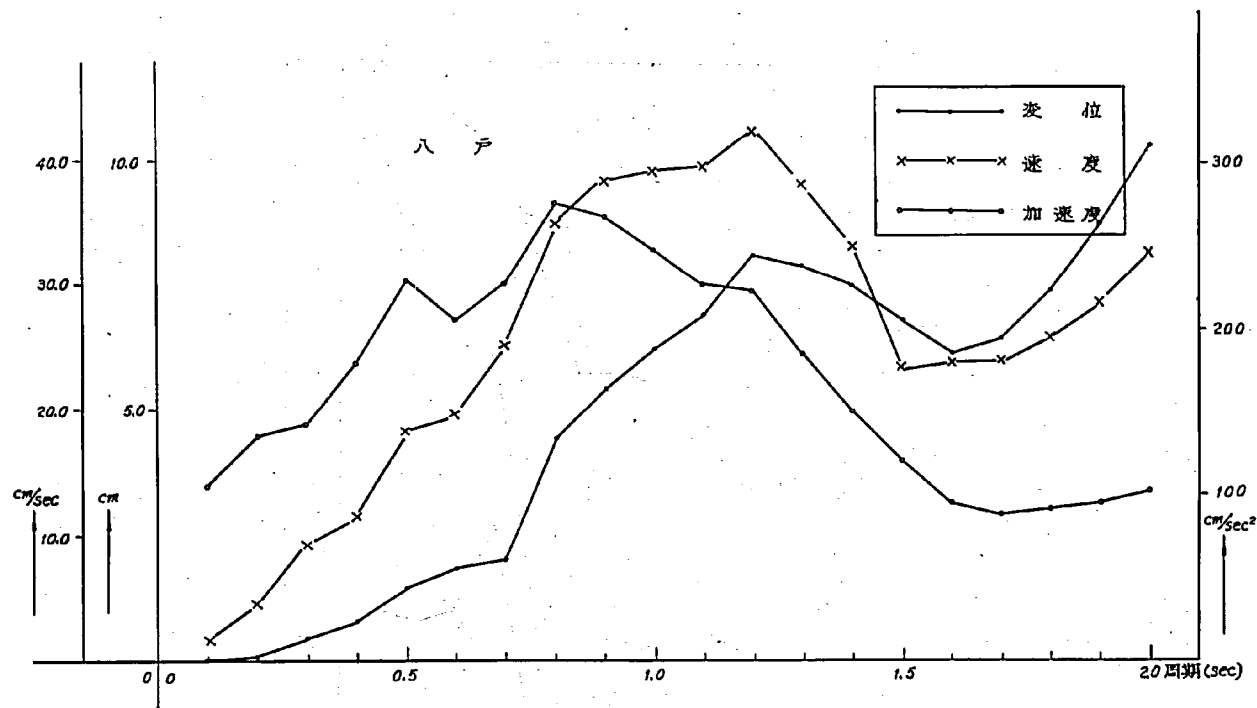


図3.1-18 マグニチュード・震央距離と基礎での加速度



入力最大加速度 100 gal. $h = 0.1$, $T = 10.0$ sec

図3.1-19 (a) 応答スペクトル

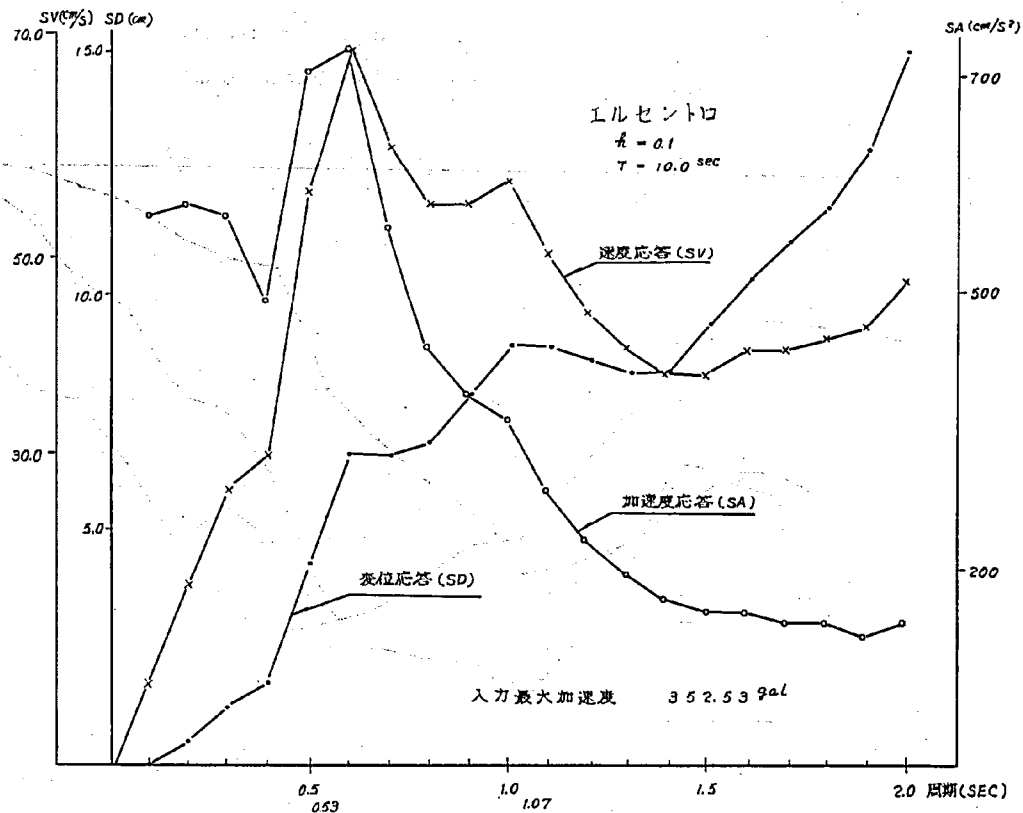
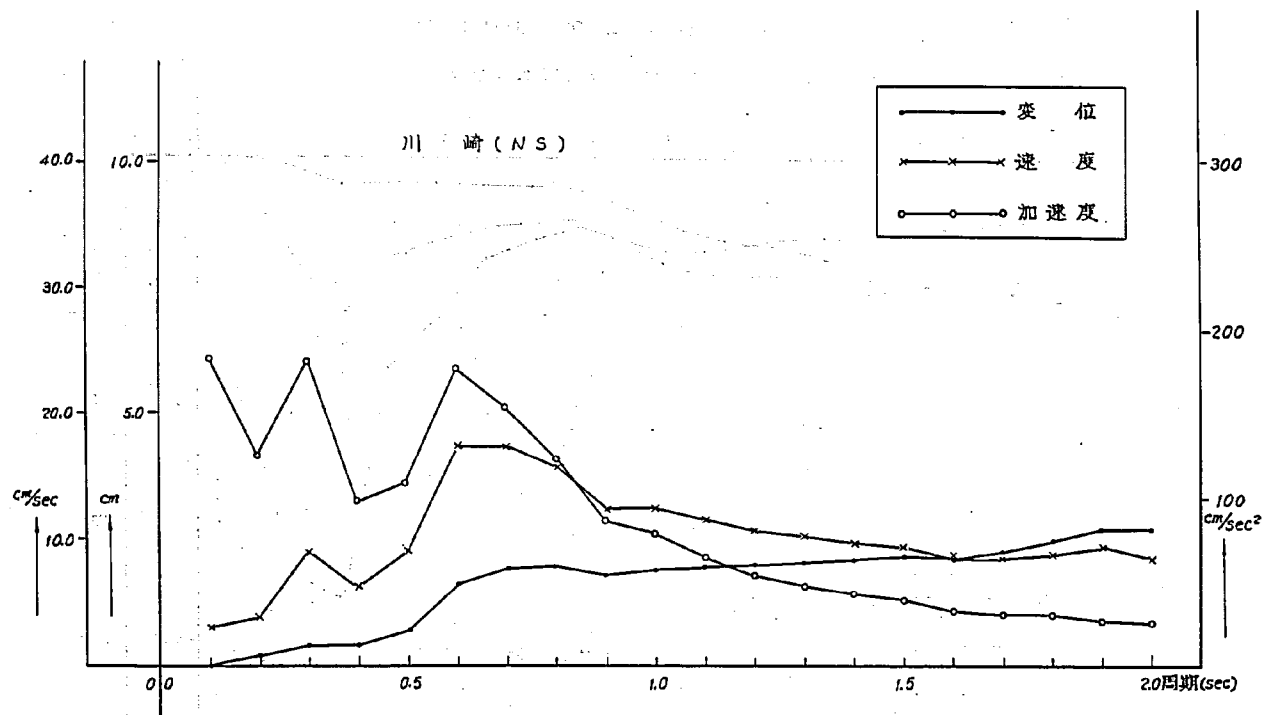
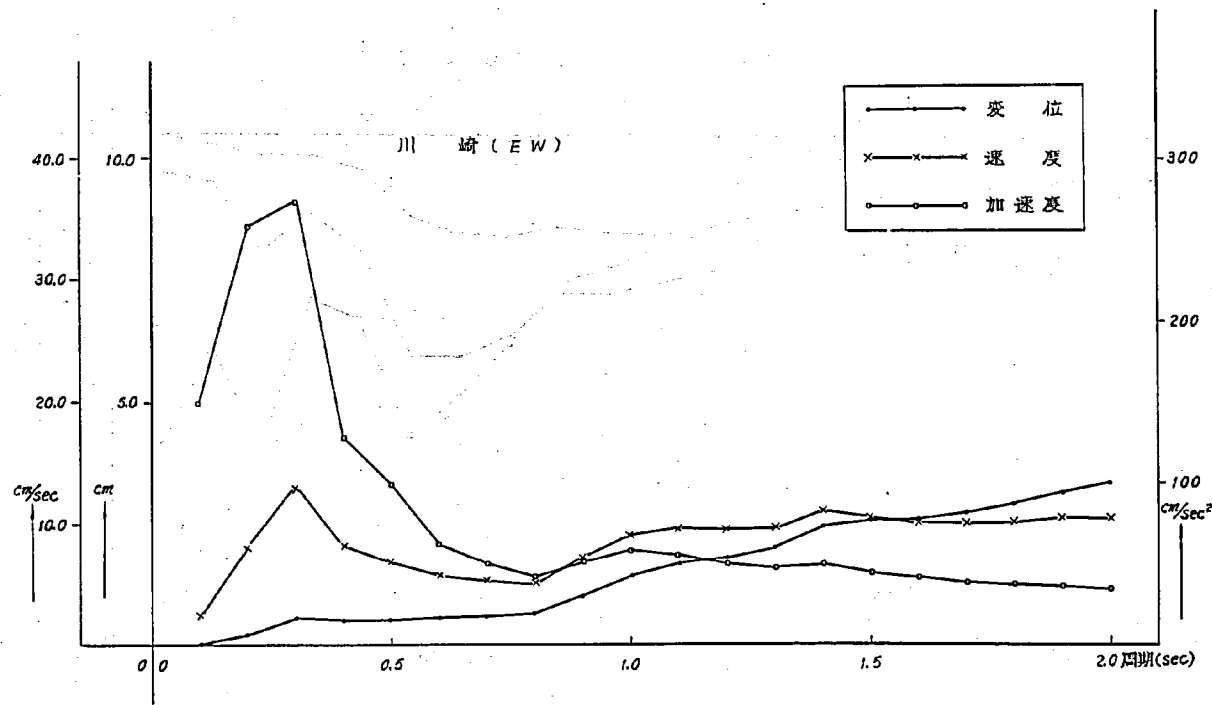


図3.1-19 (b) 応答スペクトル



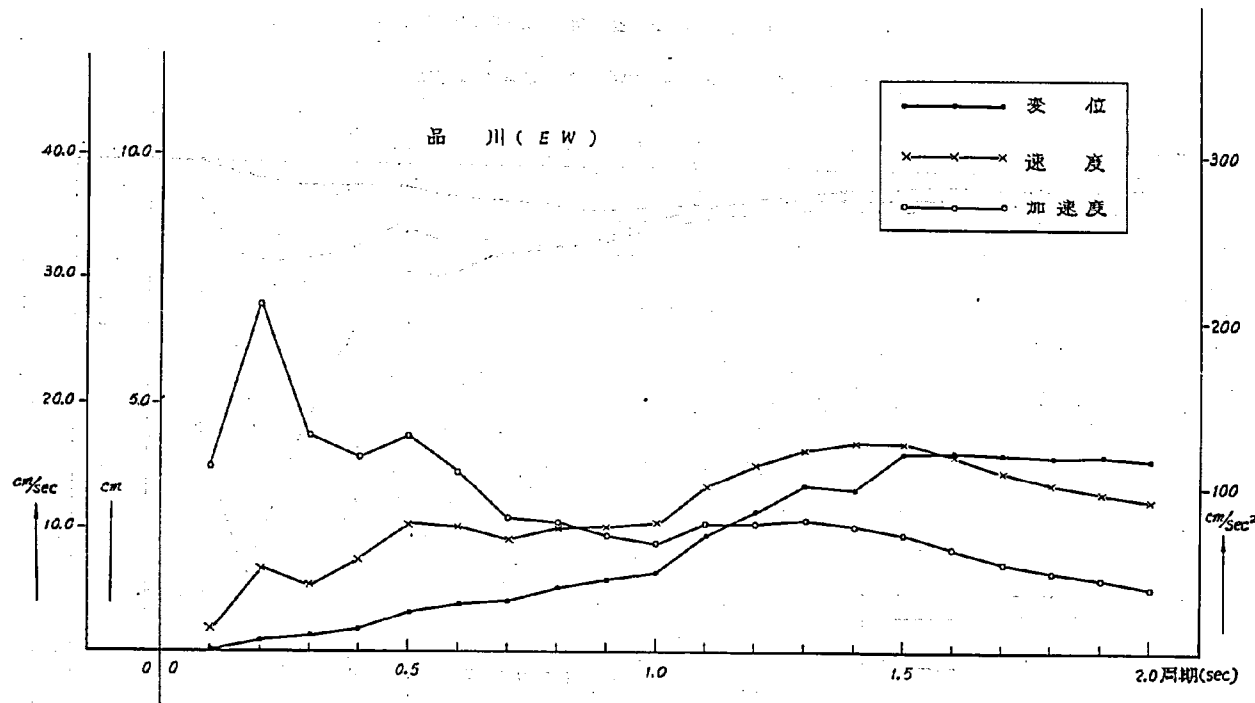
入力最大加速度 1.0 0 gal, $h = 0.1$ $T = 10.0$ sec

図3.1-19 (e) 応答スペクトル



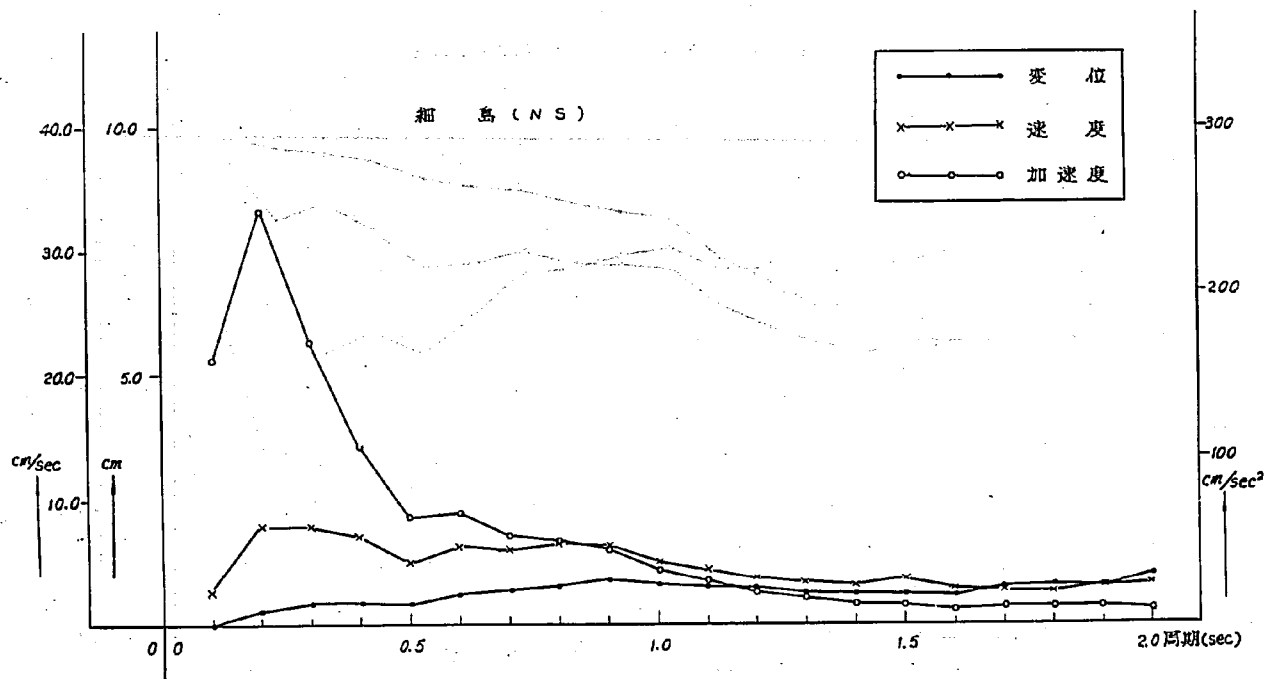
入力最大加速度 100 gal, $h = 0.1$, $T = 10.0 \text{ sec}$

図3.1-19 (d) 応答スペクトル



入力最大加速度 100 gal. $h = 0.1$, $T = 10.0$ sec

図 3.1-19 (e) 応 答 ス ペ ク ト ル



入力最大加速度 100 gal, $h = 0.1$ $T = 10.0$ sec

図3.1-19 (f) 応答スペクトル

3・1・3-B 耐震設計

B-1 耐震設計フローチャート

本沈埋トンネルの耐震設計の実施の流れをフローチャートの形にまとめて図3・1-20に示す。

ただし、この例では立坑とトンネル本体とが分離した形で配置されている。

B-2 地震応答計算

1) 応答計算法

① 地盤

ボーリング、速度換層の結果より、図3・1-21に示す地盤のモデルを作成した。基盤は、N値50以上の洪積砂礫層とした。なお、図中の変形係数の値は、速度換層の結果をそのまま用いたものであるが、このことについての検討は後に行なう。

② 構造物

換気塔をトンネルと離して作った場合、換気塔をトンネルの上に作り、剛結合とした場合、鉸結合とした場合、自由結合とした場合の4ケースを考える。トンネルの剛性は $EI = 2.91 \times 10^{10} \text{ t} \cdot \text{m}^2$ 、 $EA = 3.50 \times 10^8 \text{ t}$ である。

③ 入力地震波

前に述べた5種の地震波を使用する。振動方向は、トンネル軸および軸直角方向とする。

④ 応答計算モデル

地盤と構造物を、図3・1-22、23に示す多質点系にモデル化し、地震波を入力して応答計算を行なう。図3・1-22は沈埋トンネル軸と直角方向に振動する場合であり、図3・1-23は、トンネル軸方向に振動する場合である。

モデルを構成する質量M、バネ K_1 、 K_2 、 K_3 、ダンパーCは、表3・1-3に示すように定めた。

表3・1-3 M, K₁, K₂, K₃, C の決め方

		軸 直 角 方 向	軸 方 向
M	沈埋トンネル軸に沿った、各地点の地盤を、一次振動と等価な1質点系に置換した際の有効質量 (巾350m, 長さ30m, 基盤まで)	地盤の一次振動モードの有効質量	
K ₁	沈埋トンネルと地盤を結ぶバネ	沈埋トンネルと地盤の間に、軸直角方向の単位相対変位が生じた時の力	沈埋トンネルと地盤との間に、軸方向の単位相対変位が生じた時の力
K ₂	質点を連結するバネ	地盤のせん断抵抗	地盤の引張圧縮抵抗
K ₃	沈埋トンネル軸に沿った、各地点の地盤を、一次振動と等価な1質点系に置換した際のバネ定数	地盤の有効質量と、せん断一次振動数とから求めたバネ定数	
C	ダンパー	土の減衰定数を0.1とする	

なお、計算の結果では、地盤の固有周期は、千鳥町1.073秒、航路部0.574秒、扇島0.924秒となる。一方、常時微動の測定結果では、千鳥町で1.0～1.2秒、扇島で0.8～0.88秒となっており、これと比較すると、千鳥町は妥当な値であり、扇島はやや計算結果の方が大きい。しかし、常時微動測定は現地盤の海底で行なわれており、一方計算は埋立後の状態を想定して行なわれている。このことを考えると、扇島についても、ほぼ妥当な値と思われる。

応答計算結果

① 地震波形の影響

応答計算は、前記5つの地震についてすべて、基盤加速度100galで行なうが、その結果は図3・1-24からわかる通り、遠距離大規模地震として想定した「八戸」によるものが、軸力、曲げモーメント、せん断力など、断面力については最も大きな値を与えている。それ以外の地震の中では、「品川」もしくは「川崎」が大きな断面力を与えている。したがって、以下では「八戸」による結果を中心に話を進める。

② 応答加速度

応答計算にあたっては、地盤の1次振動のみが考慮され、高次振動が無視されている。

1次振動のみを考えた場合と、3次振動まで考えた場合の応答変位、応答加速度の比較を表3・1-4に示す。この表から、変位に関しては、高次振動の影響は無視できるが、加速度に関しては無視しえないことがわかる。

したがって、変位に支配される断面力の検討には、応答計算の結果をそのまま使うが、

応答加速度の検討に際しては、高次振動の影響を考慮して、応答計算結果を補正して用いることとする。

高次振動の影響を考慮した地表面応答加速度は、

・「八戸」の場合 330～460 gal 程度

となる。

③ 換気塔の位置、トンネルとの結合方法

図3・1-25は、換気塔の位置、トンネルとの結合方法、トンネルに生じる断面力に与える影響を、「八戸」について見たものである。これらの図から、換気塔をトンネルの上に作り、トンネルとの結合を剛結合とした場合、換気塔とトンネルの結合部および護岸付近で大きな断面力を生じていることがわかる。

・剛結合とした場合、最大の曲げモーメントは、換気塔付近で生じている。このピークは、鉸結合、自由結合とするか、換気塔をトンネルと離して作ればなくなる。

表3・1-4 高次振動の影響（最大加速度：100 gal）

断 面	人 力 地 震 波	1 次 振 動 の み 考 慮		3 次 振 動 ま で 考 慮	
		最大変位 (cm)	最大加速度 (gal)	最大変位 (cm)	最大加速度 (gal)
1-1 (千鳥町側)	KAWASAKI (E-W)	2.1	89	2.0	186
	ELCENTRO (N-S)	3.1	127	3.4	162
	HACHINOHE (E-W) *	7.9*	283*	8.4*	327*
	SHINAGAWA (E-W)	2.7	97	2.7	167
	HOSOJIMA (N-S)	1.1	48	1.1	109
4-4 (航路海底部)	KAWASAKI (E-W)	0.8	137	0.8	297
	ELCENTRO (N-S)	2.7	357	2.6	424
	HACHINOHE (E-W) *	2.6*	328*	2.7*	358*
	SHINAGAWA (E-W)	1.5	198	1.6	305
	HOSOJIMA (N-S)	0.8	98	0.9	263
8-8 (扇島側)	KAWASAKI (E-W)	1.5	84	1.4	282
	ELCENTRO (N-S)	3.0	149	3.0	250
	HACHINOHE (E-W) *	9.7*	455*	9.6*	459*
	SHINAGAWA (E-W)	1.9	94	2.0	217
	HOSOJIMA (N-S)	1.2	88	1.5	185

*本検討において、主として用いられた波形

・せん断力についても、曲げモーメントと同じことが言える。

・軸力については、剛結合とした場合でも、その最大値は換気塔付近でなく、護岸付近で生じており、換気塔の位置、トンネルとの結合方法を変えても、護岸付近での最大値は、ほとんど変わらない。

④ 換気塔とトンネルの相対変位量

換気塔をトンネルの横に作った場合、換気塔とトンネルの間の土の影響を、換気塔とトンネルを結ぶパネに置きかえて、応答計算を行なった。その結果では、換気塔とトンネルの相対変位量は極めて小さい。

換気塔をトンネルの上に作り、自由結合としたときは、「八戸」に対して、相対変位量は、

トンネル軸方向 $\pm 3.3 \text{ cm}$

トンネル軸直角方向 $\pm 1.5 \text{ cm}$

となる。

鉛直方向については、応答計算を行っていないので、換気塔は動かないものとして、単純にトンネルの軸直角方向変位の $\frac{1}{2}$ をとるとすれば、「八戸」に対して $\pm 0.1 \text{ cm}$ となった。

⑤ 沈埋箇の結合

前出の、図3・1-24は、換気塔をトンネルの横に作った場合の、5種の入力地震波による断面力を表わしている。これから、断面力の分布には、入力地震波による大きな違いは見られず、護岸付近で最大となることがわかる。このことから、護岸付近にフレキシブルジョイントを設けることを検討した。

ジョイントの位置は、護岸位置付近とし、それぞれ3ヶ所づつとし構造としては、自由結合とパネ結合2種類の合計3種類を考えた。

図3・1-26は、ジョイントの構造が断面力に与える影響を示す。剛結合の場合と較べて、柔結合とした場合、結合部とその付近で断面力の減少することがわかる。その減少の度合は、剛いパネ、柔いパネ、自由結合の順に大きくなる。

図3・1-27は、結合部の剛さと最大の断面力の関係を示す。これより、最大の断面力は、パネが剛い内は、剛結合に較べてほとんど減少しないこと、パネがある程度柔くなると、それから先は、急激に自由結合の場合の値に近づくことがわかる。

⑥ 地盤の変形係数

図3・1-28は、せん断歪の大きさに対する、土のせん断弾性係数の変化の一例を示す。応答計算に用いた地盤の諸定数は、速度換算の結果をそのまま用いたものであり、土の歪が $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 程度の時の値と考えられる。一方、地震時の土の歪は 10^{-4}

～ 10^{-4} 程度とされている。

図3・1-29、30は、速度検閲の結果求められた土の変形係数を1, 1/2, 1/4, 1/8倍して、応答計算を行なった結果である。この図から、変形係数の値を変えても断面力の分布はあまり変わらないことがわかる。また、最大値については、軸力はあまり変わらないが、曲げモーメント、せん断力はかなり大きくなるのがわかる。

⑦ 地盤とトンネルを結ぶバネの非線型性の影響

地盤からトンネルに伝えられる力がある一定値を越えると、周辺の土は降伏すると考えて、地震時断面力を検討した。即ち、地盤とトンネルとを結ぶバネに下図に示すような bi-linear 特性を仮定した。

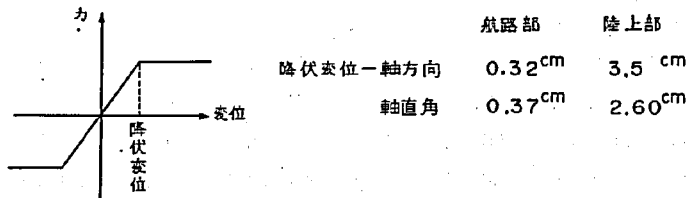


図3.1-31 降伏変位—軸方向軸直角

この上限として、軸方向力は最大マサツ力、軸直角方向については下図に示すような極限状態を考えて、降伏変位を決め応答計算を行なった。

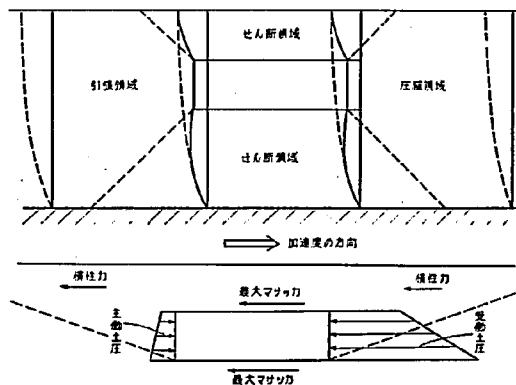


図3.1-32 極限力=土床の最大摩阻力+下底版の最大摩阻力+変動土圧-主動土圧

応答計算の結果明らかになったことを以下にのべる。

○ 軸方向振動の場合

(イ) 図 3・1-33(a)に最大軸力の分布を示す。

これからトンネルと地盤とを結ぶバネに bi-linear 特性を考へても、最大軸力の分布は大きくかわらないことがわかる。

(ロ) bi-linear 特性を考へたことによつて、航路中央部を除いて、最大軸力は減少する。その効果を図 3・1-33(b)に示す。

図中のハッチ部が軸力の減少分をあらわす。

(ハ) 図 3・1-33(c)のハッチをした部分で、トンネル周辺の土が降伏していることがわかる。

(ニ) bi-linear 特性を考へることによる効果は、軸力についてみれば、入力加速度が大きい程著しい。(図 3・1-34(a))

○ 軸直角方向振動の場合

(イ) 図 3・1-34(d)に最大曲げモーメントの分布を示す。

(ロ) 図 3・1-34(b)に最大曲げモーメントと入力加速度の最大値の關係を示す。この図から少くとも 160 gal までは bi-linear の効果はないことがわかる。

B-3 地盤変位を考慮した静的計算 (BART法)

衣浦港海底トンネルでは、Housnerによって提案された方法を修正して、耐震性の検討に用いている。今回も、その方法に従って、耐震性を検討した。

この方法は、地震記録から、地動変位の等価正弦波振幅スペクトルを求めて、この単純化された波が水平に伝播するものとし、トンネルを弾性地盤中のハリとして、トンネルに生ずる断面力を求めるものである。

図3・1-35は、トンネル建設地点と似た地盤(細島、広島、大船渡、室蘭、衣浦、品川、八戸、高知等)での強震記録から求められた、周期と変位振幅の包絡線で、最大加速度を100 galとしたものである。これを設計スペクトルとして用いる。

水平震度は、0.25とし、鉛直震度はその $2/3$ 倍として得られたトンネルに発生する断面力は次の通りである。

地盤反力係数の算定にあたっては、速度検層の結果をそのまま用いた。

・軸直角水平方向の曲げ

最大せん断力は、波長200mにおいて生じ、12,600tである。

最大曲げモーメントは、波長250mにおいて生じ、418,000t・mである。

・軸直角上下方向の曲げ

最大せん断力は、波長100mにおいて生じ、2,280tである。

最大曲げモーメントは、波長150mにおいて生じ、42,200t・mである。

・軸方向の伸縮

最大の軸力は、波長250mにおいて生じ、80,000tである。

B-4 模型実験

振動台に、地盤をゼラチンで、トンネルをシリコンゴムで相似させた、 $1/250$ の寸法の模型を製作し、地震波を入力させて、トンネルのひずみ、換気塔とトンネルの相対変位は高速度カメラを用いて測定した。

入力地震波は、応答計算に使用した5種の地震波を用い、「エルセントロ」以外は基盤に変換された加速度波形である。

換気塔とトンネルの取付状況は下に示す4ケースである。

・換気塔がトンネルの横にあり、結合方法は剛結と自由結合

・換気塔がトンネルの上にあり、結合方法は剛結と自由結合

振動方向は、トンネル軸方向と軸直角方向とした。

模型実験から求められた断面力は、応答計算の結果に比べてかなり大きい(図3・1-36)。この原因として、応答計算の減衰定数が0.1であるのに対し、模型実験では0.02程度であることなどが考えられる。応答計算と模型実験の結果の比較は、今後行なう予

定である。参考までに「八戸」に対する換気塔とトンネルの相対変位を記すと、トンネル軸方向±1.8㎝、軸直角方向±1.5㎝である。

B-5 断面力の検討

断面力の検討に当つては次の様な条件を採用した。

(1) 荷重の組合せは、弾性沈下+温度変化+地震とし、許容応力を1.05倍割増するものとする。

(2) 地震時の断面力

- 入力加速度：基盤で最大160 gal（関東地震級）
- 入力波形：「八戸」
- 換気塔の位置：トンネルの横、トンネルとの結合部の構造はフリー
- 沈埋面相互のジョイント：剛結
- 地盤の変形係数：速度換層で得られた結果そのまま
- 地盤とトンネルとを結ぶバネの非線型性を考慮する。

以上の場合の応答計算の結果を用いる。

設計断面力を表3・1-5に示す。

表3・1-5

	弾性沈下	温度変化	地震時		
			上・下*	左・右	軸
M (上・下)	77400tm	0	42209tm	0	0
Q (上・下)	3820t	0	2280t	0	0
M (左・右)	0	0	0	500000tm	0
Q (左・右)	0	0	0	12100t	0
N	0	13500	0	0	76700t

*スペクトル法の結果を用いる

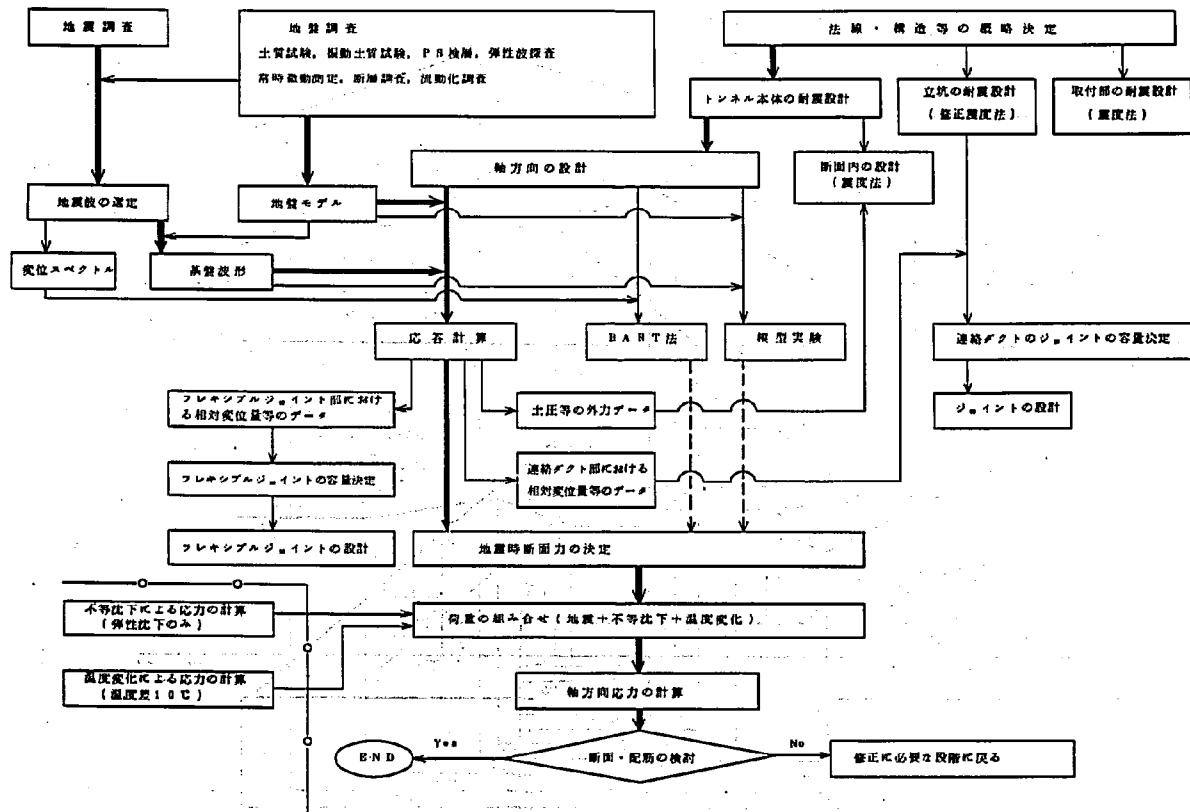
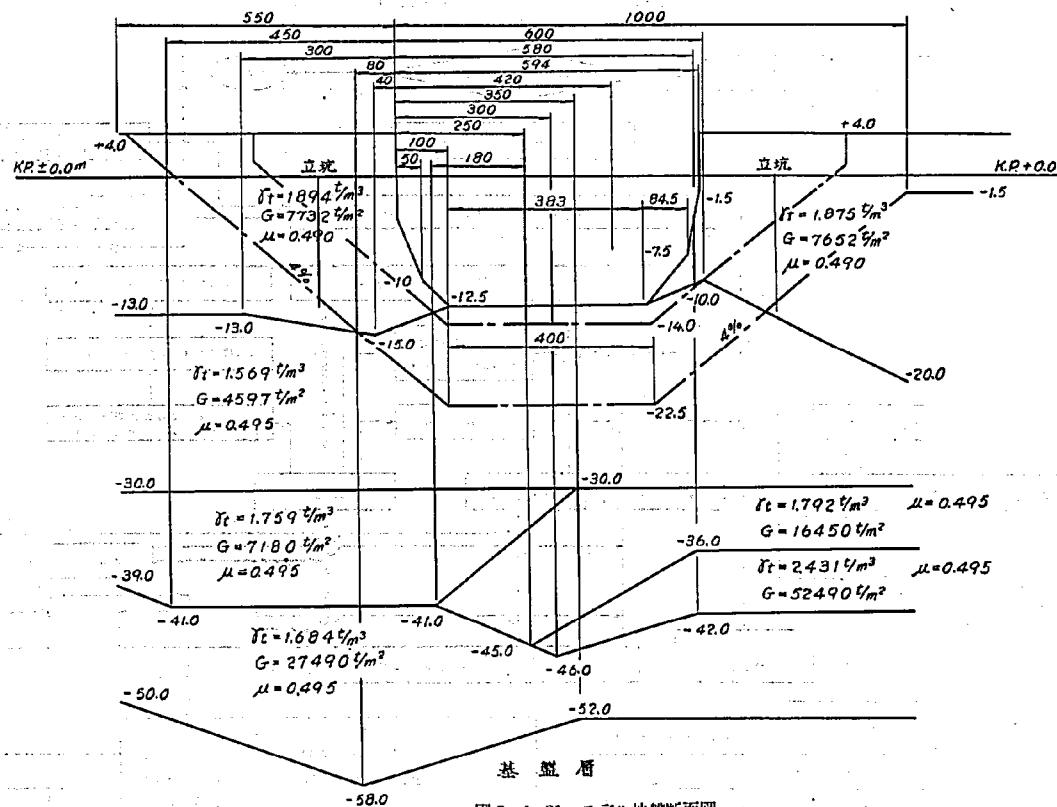


図 3.1-20 川崎港海底トンネル耐震設計フローチャート



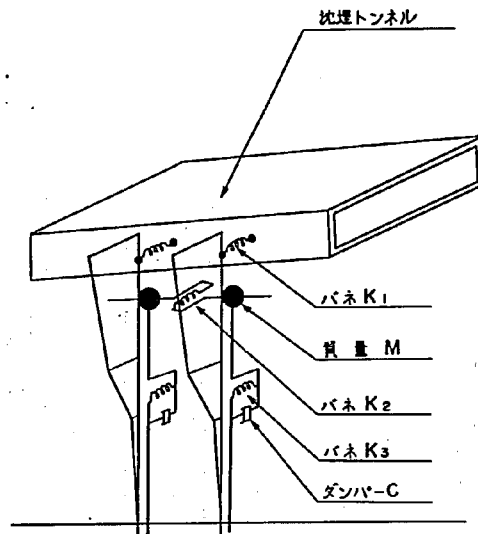


図 3.1-22 応答計算モデル (軸直角方向)

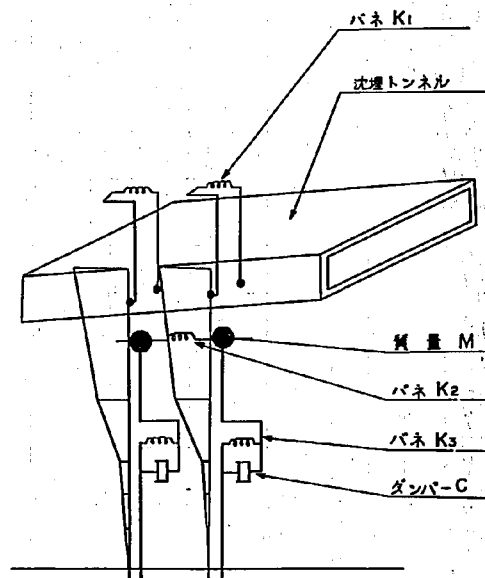


図 3.1-23 応答計算モデル (軸方向)

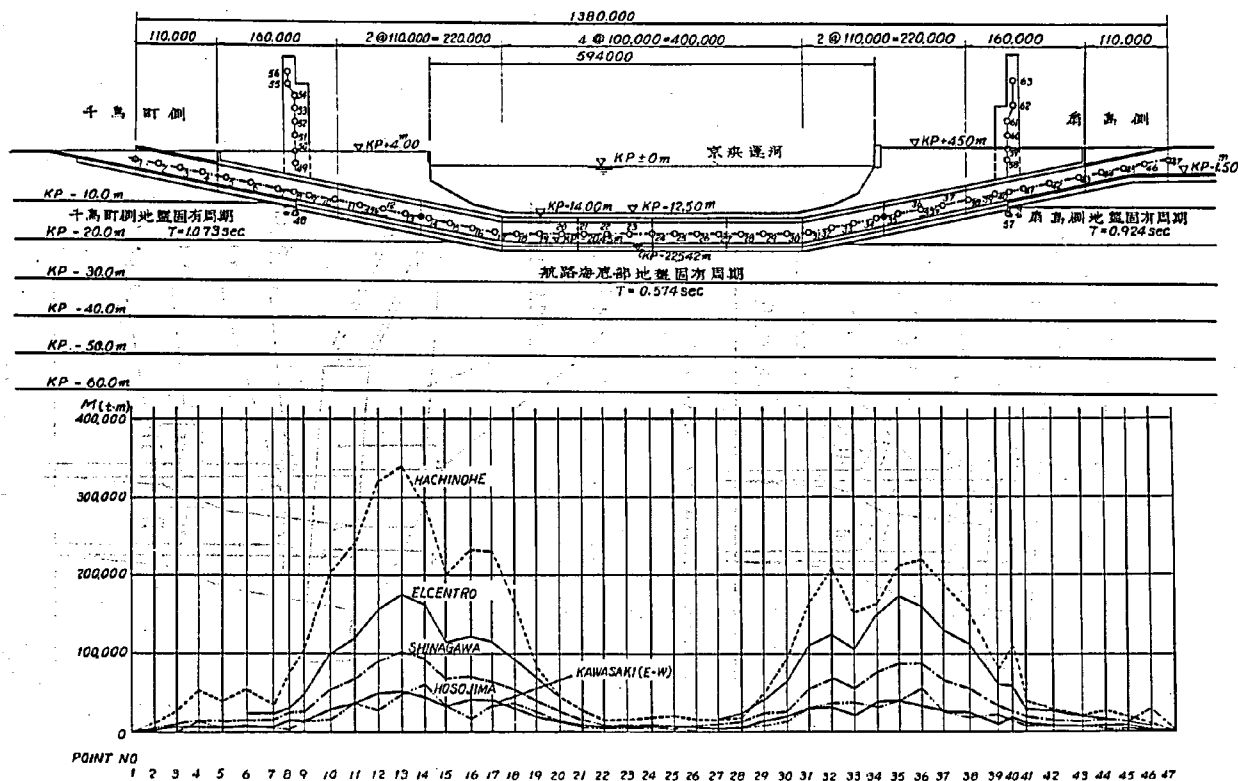


図3.1-24 (a) 最大曲げモーメント (基礎最大加速度100 gal)

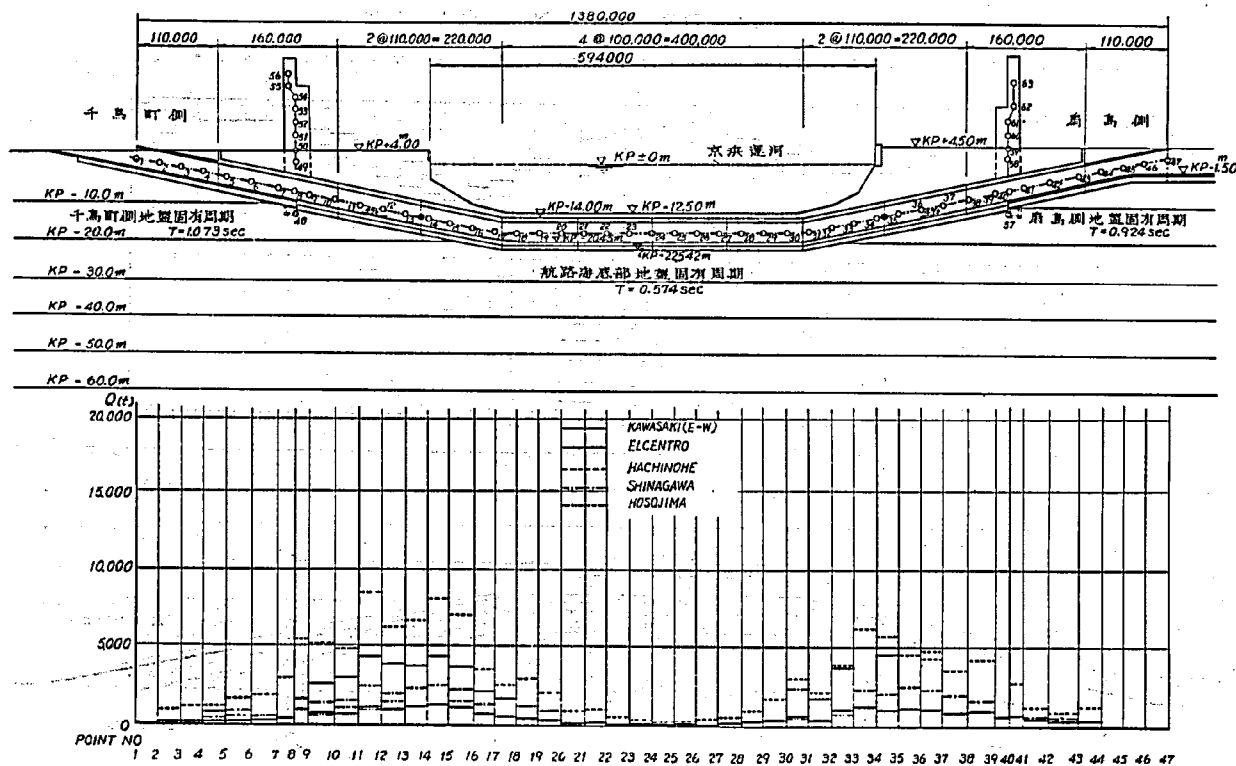


図 3.1-24 (b) 最大セン断力 (基盤最大加速度 100 gal)

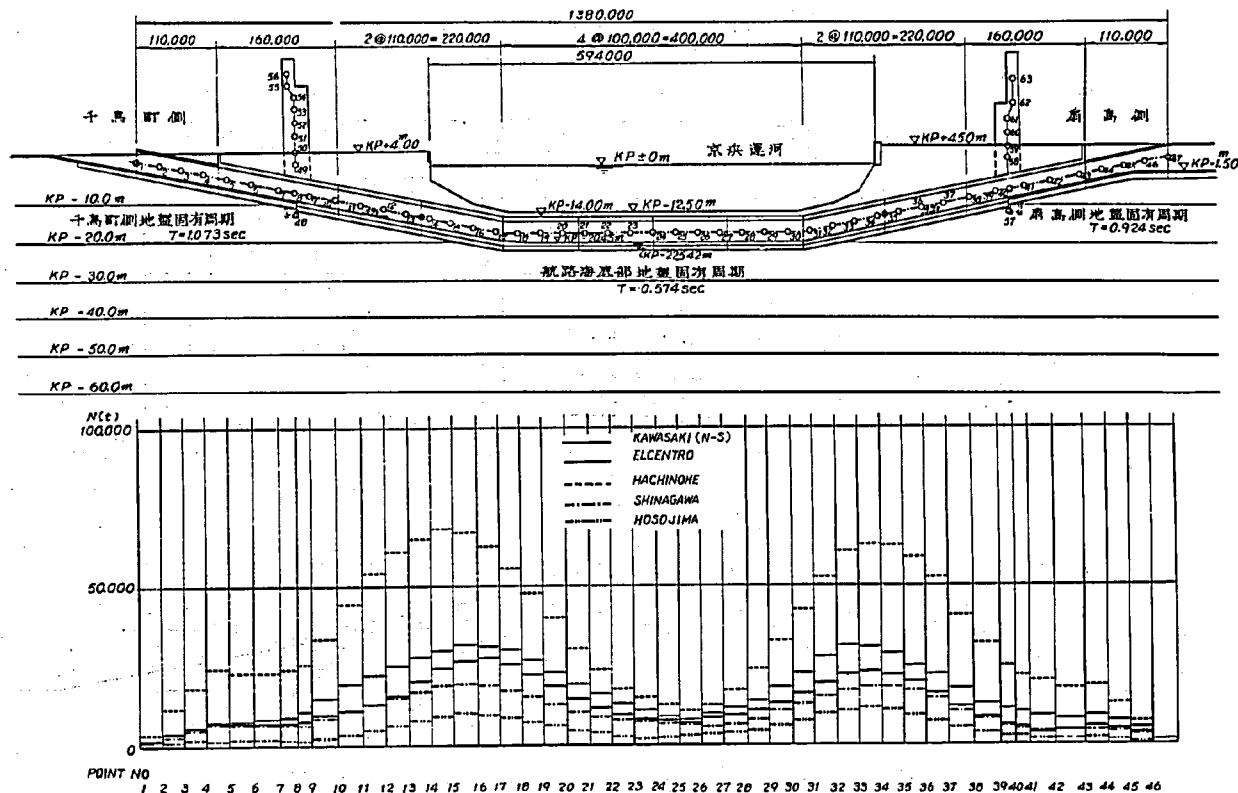


図3.1-24 (c) 最大軸力 (基盤最大加速度 100 gal)

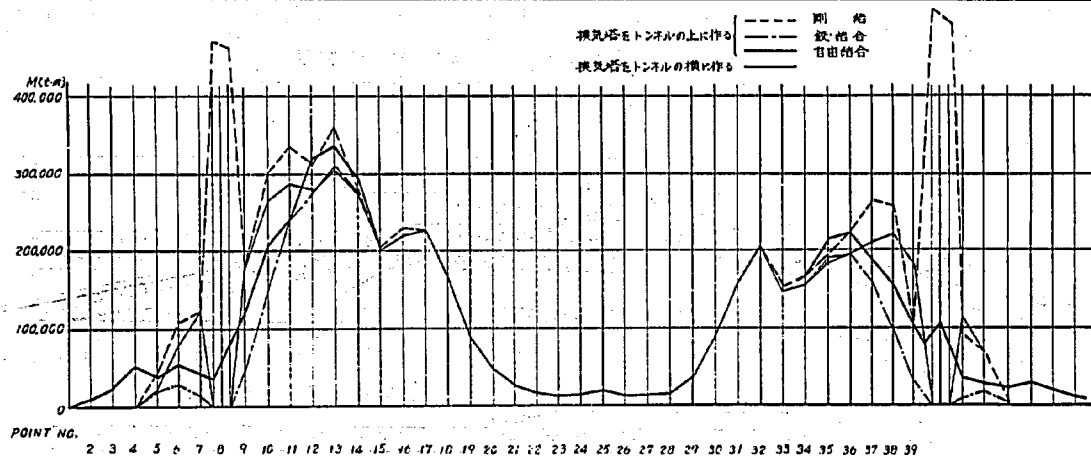
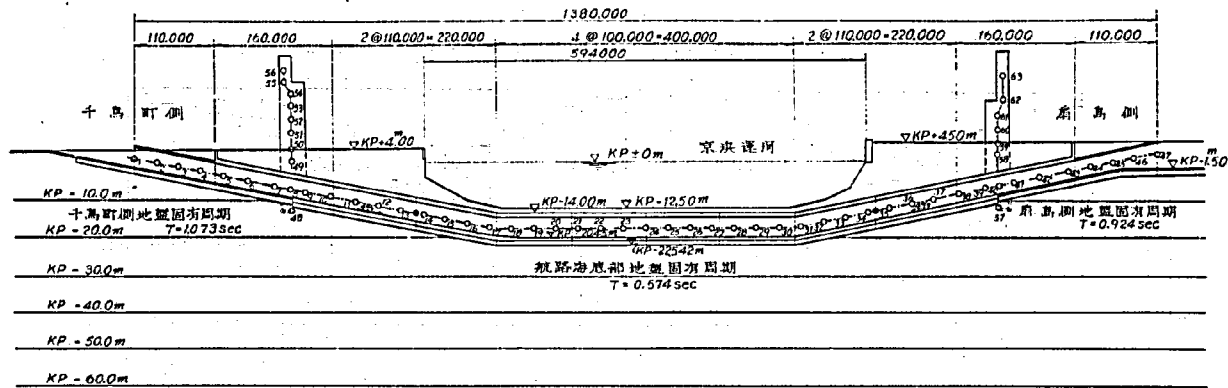


図 3.1-25 (a) 最大曲げモーメント (「八戸」、基盤最大加速度 100 gal)

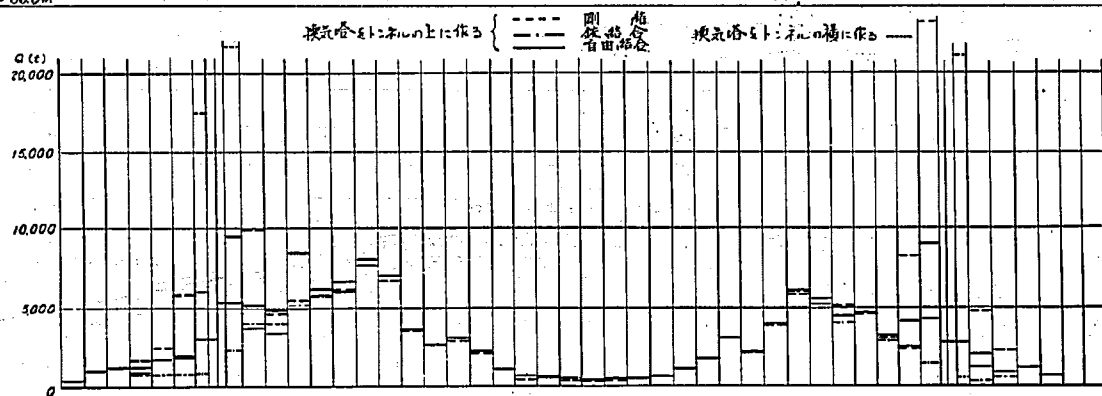


図3.1-25 (b) 最大セン断力 (「八戸」、基盤最大加速度100 gal)

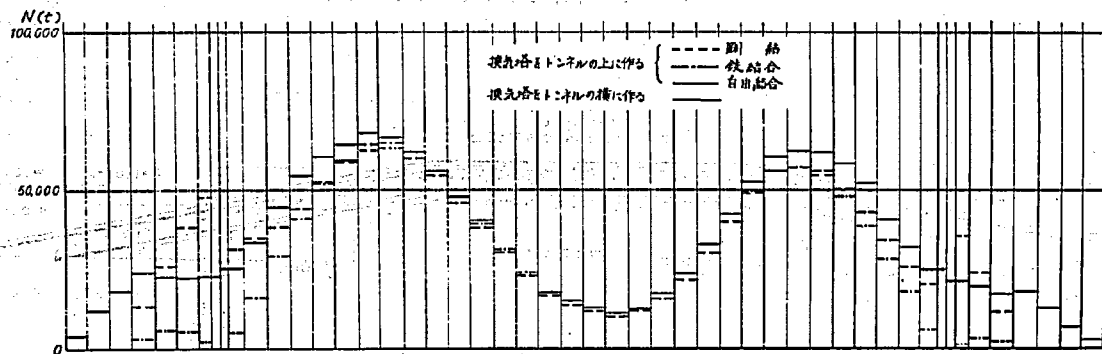
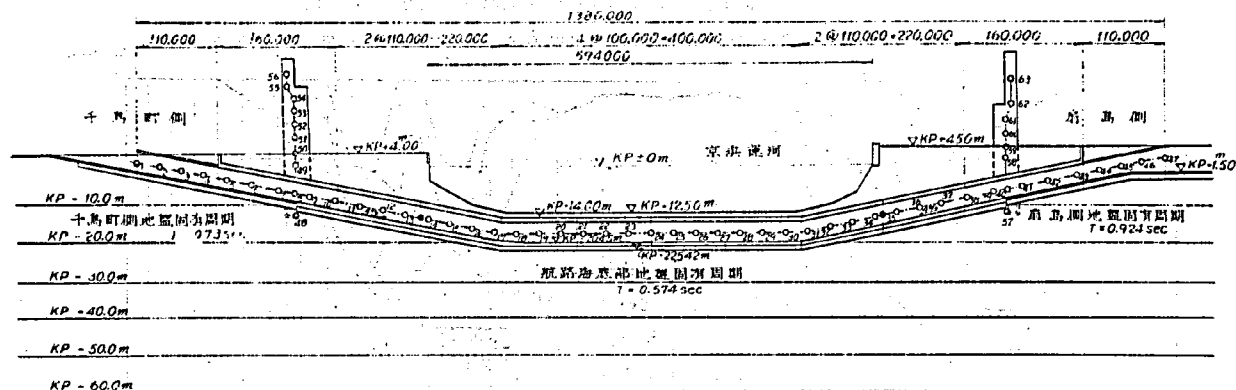


図3.1-25 (c) 最大軸力(「八戸」、基盤最大加速度100gal)

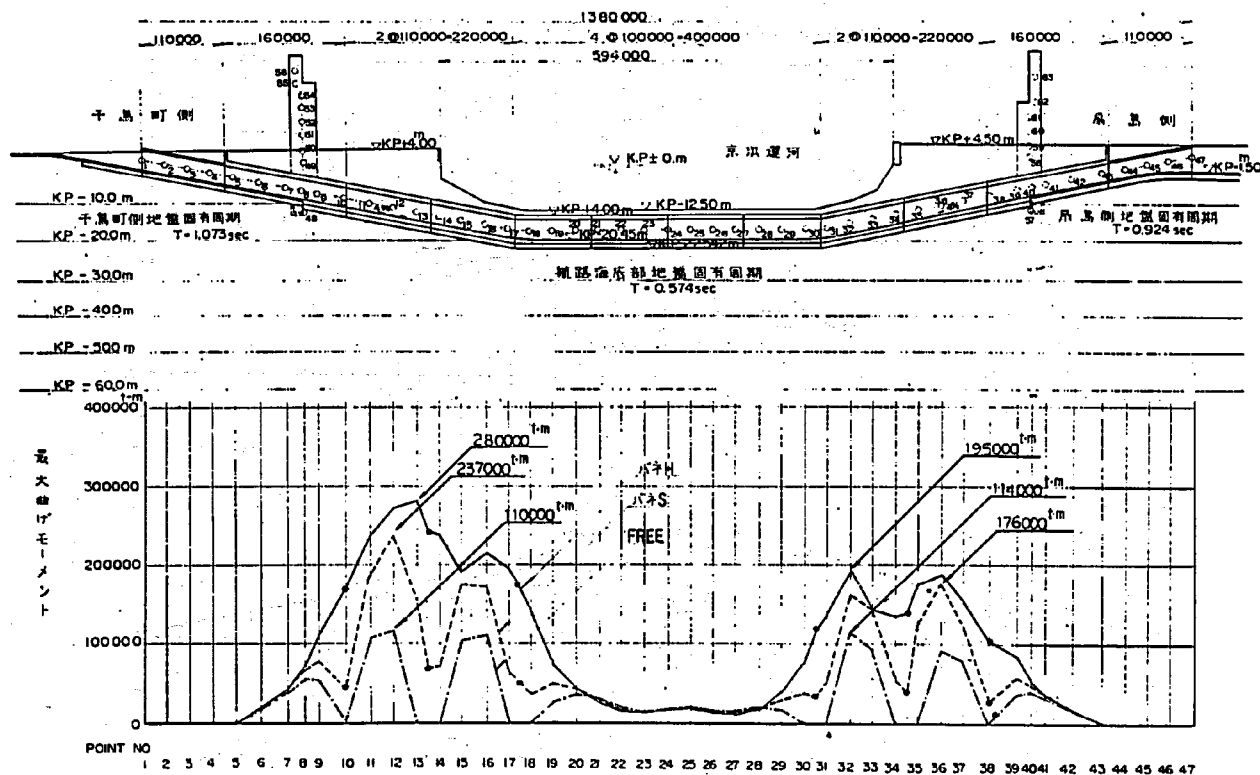


図 3.1-26 (a) 最大曲げモーメント (基礎最大加速度 $100g$ 、[「八戸」])

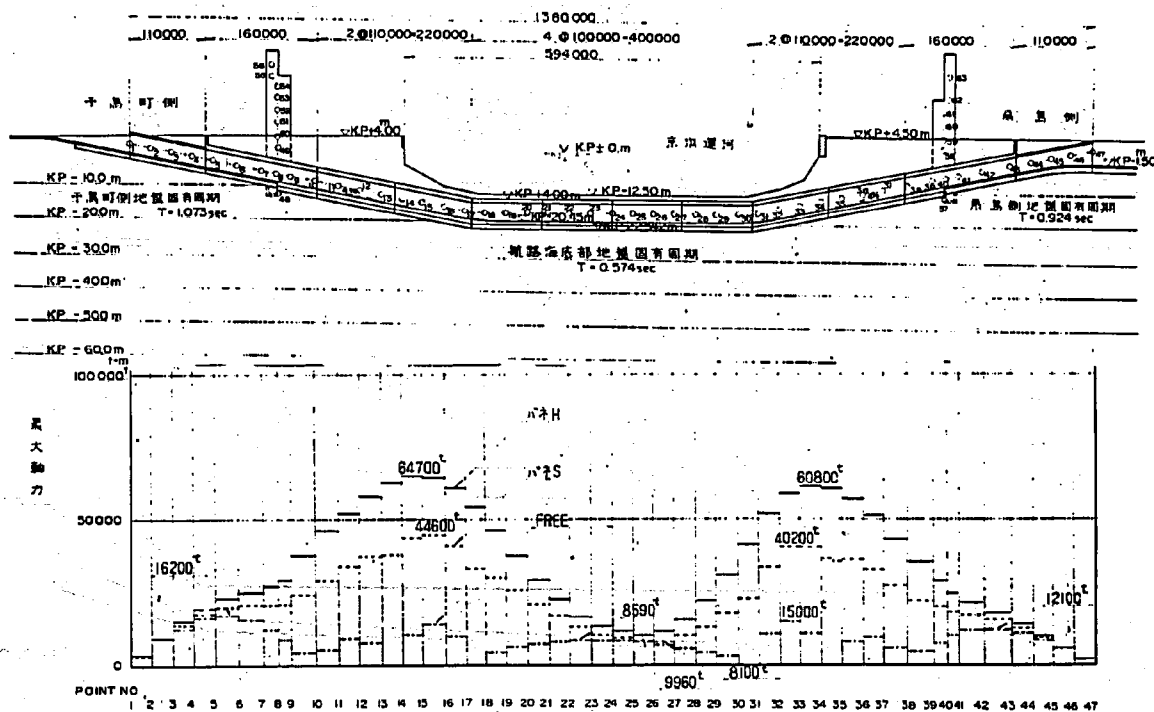


図 3-1-26 (b) 最大軸力 (基礎最大加速度 100 gal, 「八戸」)

(立坑無) H 実線 (剛いバネ)

S 破線 (柔いバネ)

FREE 一点鎖線

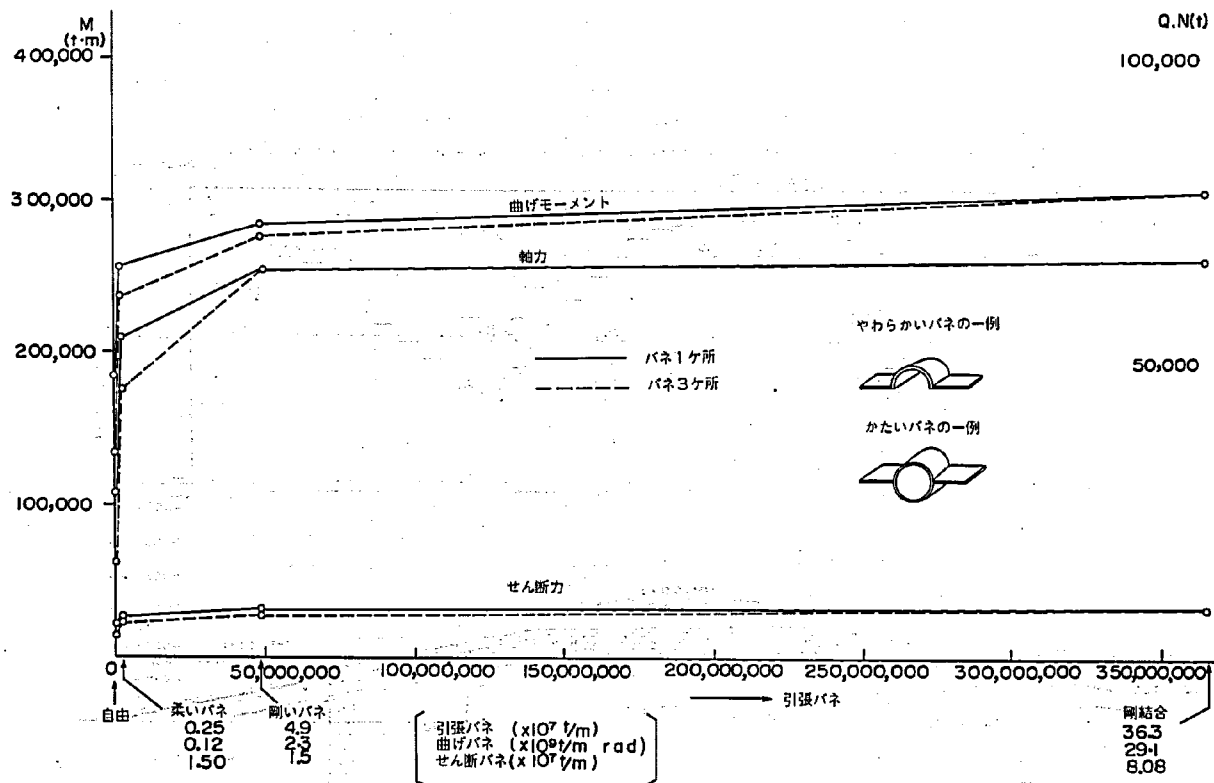


図 3.1.27 結合部の剛さと最大の断面力 (入力基盤最大加速度 100gal, 「八戸」)

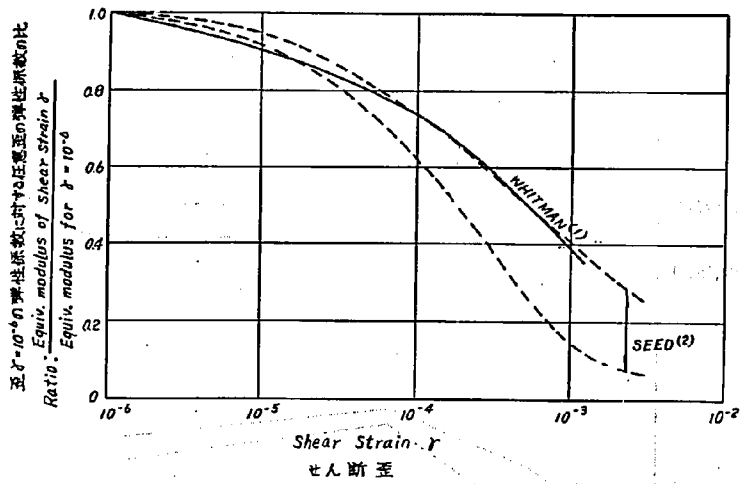


図 3.1-28 (a) セン断歪に対する有効弾性係数の変化

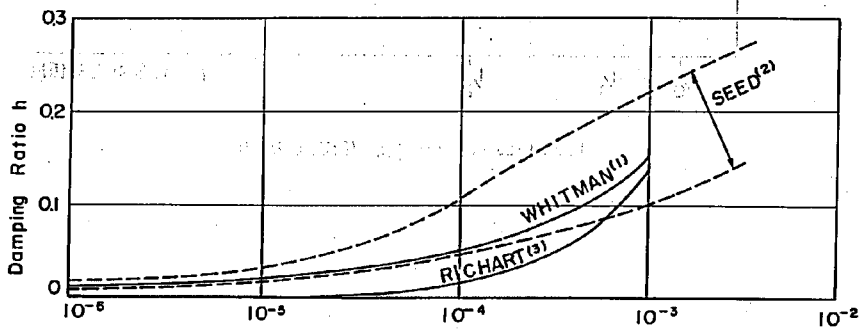


図 3.1.28 (b) セン断ひずみに対する減衰定数の変化

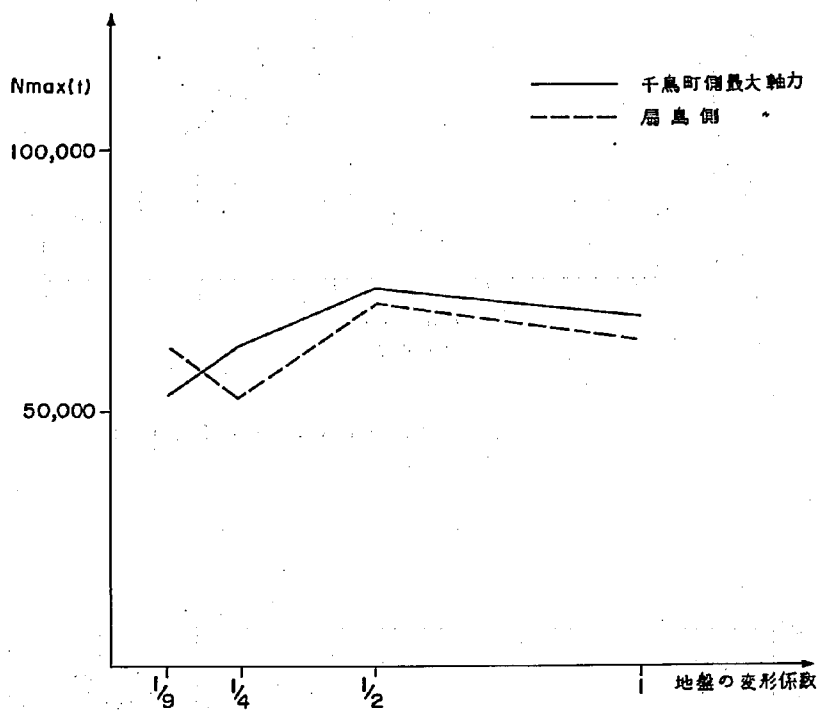


図 3.1-29 (a) 地盤の変形係数と最大軸力

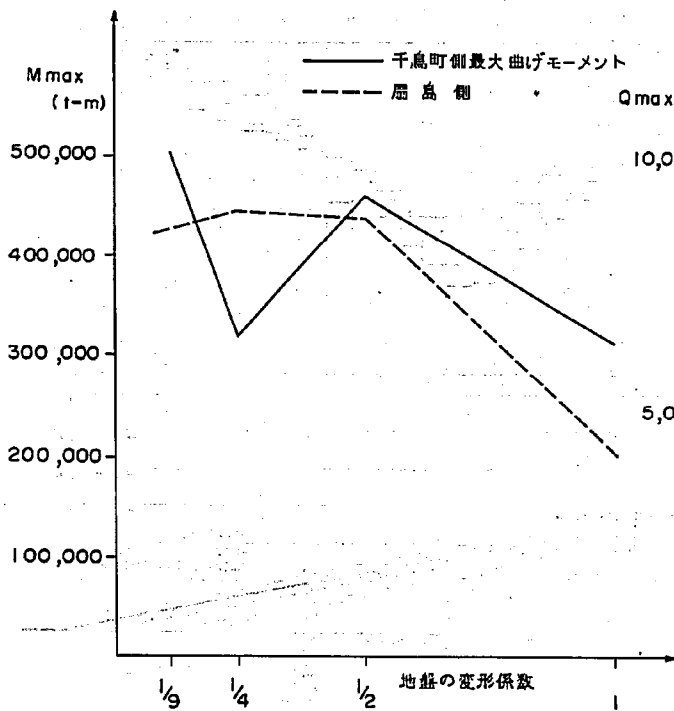


図 3.1-29 (b) 地盤の変形係数と最大曲げモーメント

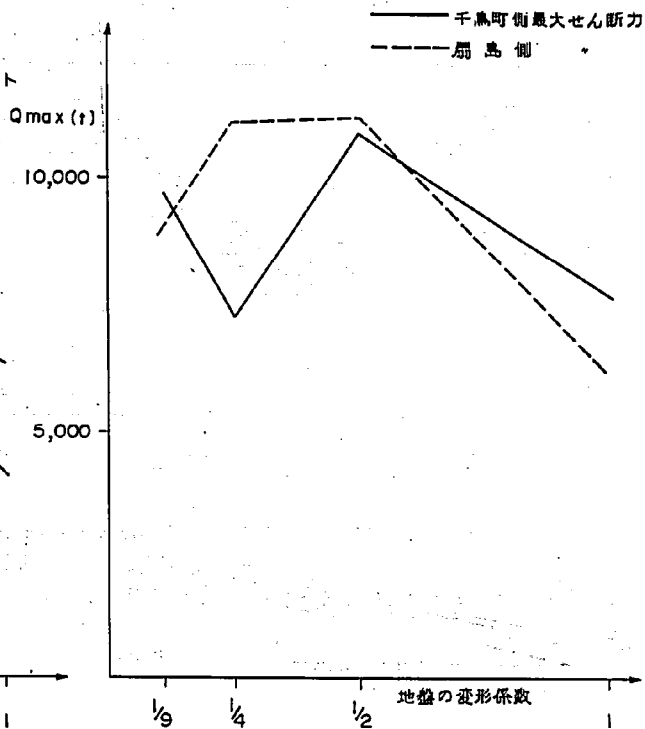


図 3.1-29 (c) 地盤の変形係数と最大せん断力

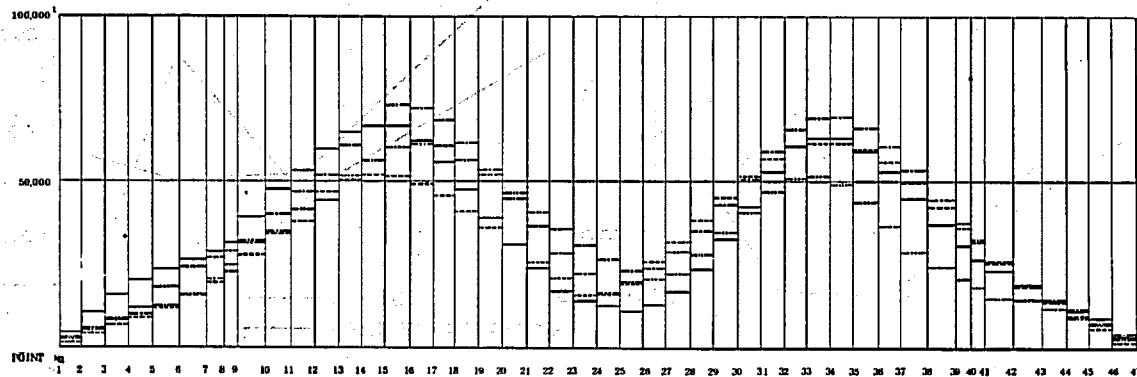
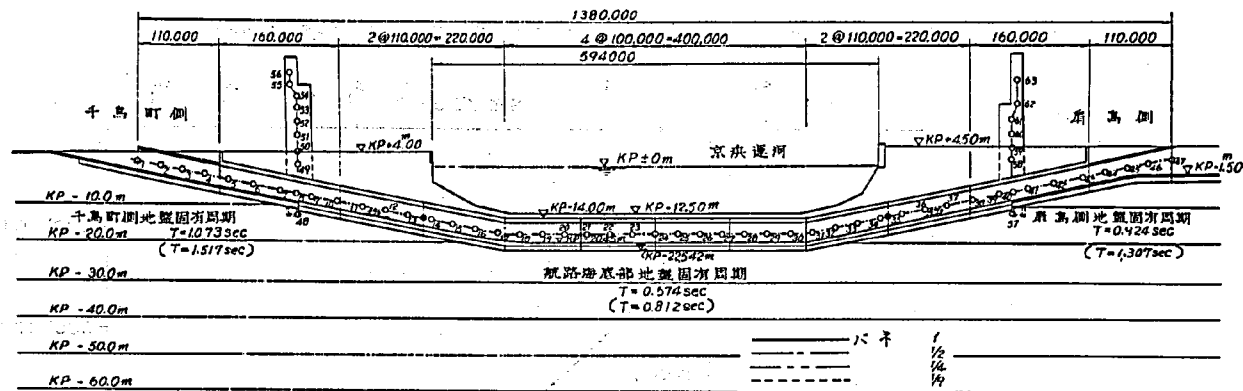


図3.1-30 (a) 最大曲げモーメント (「八戸」, 基盤最大加速度 100 g a l)

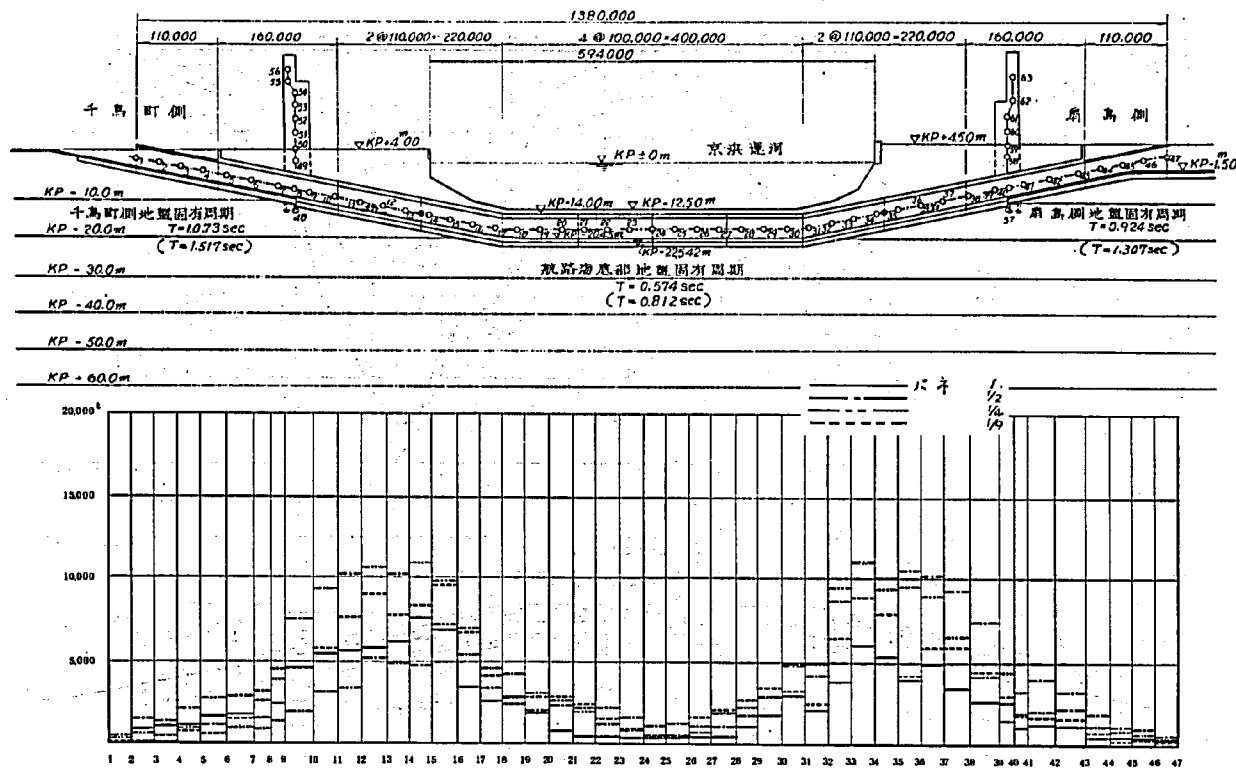


図3.1-30 (c) 最大曲げモーメント (「八戸、基盤最大加速度 100 gal」)

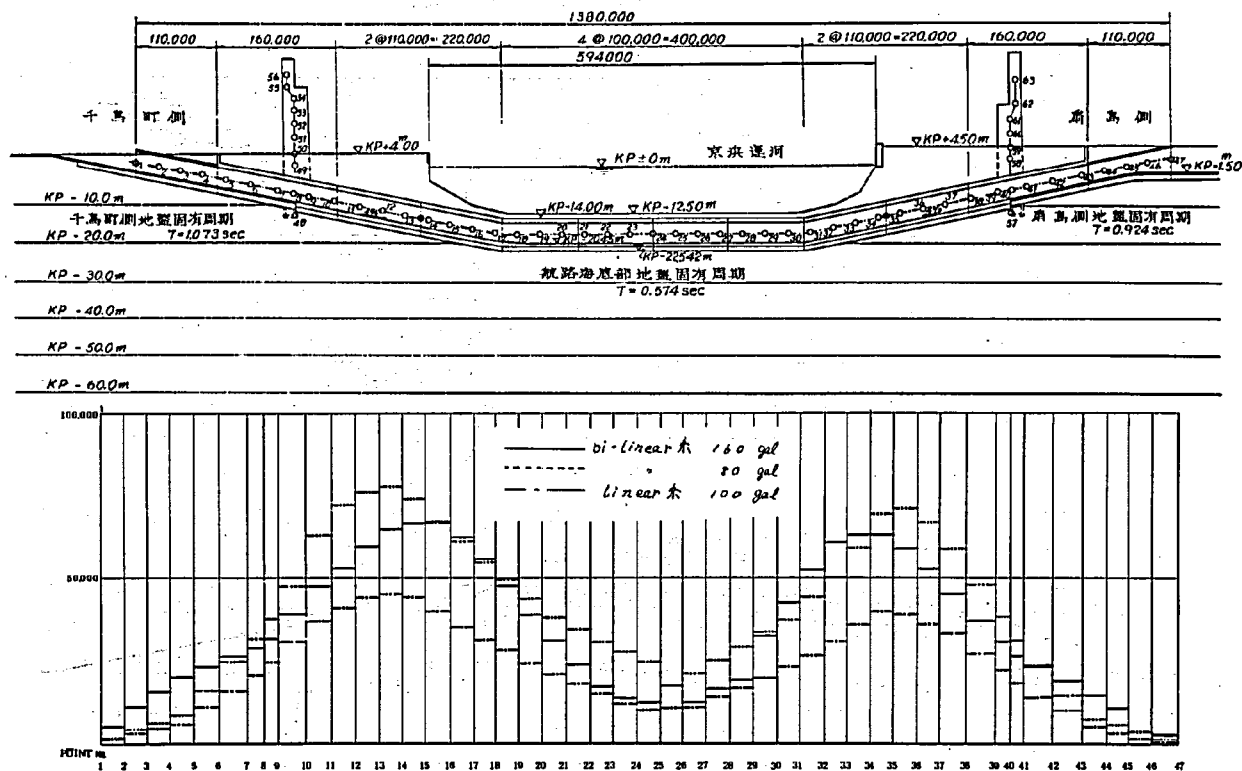


图 3.1-33(a) 最大軸力「八戸」

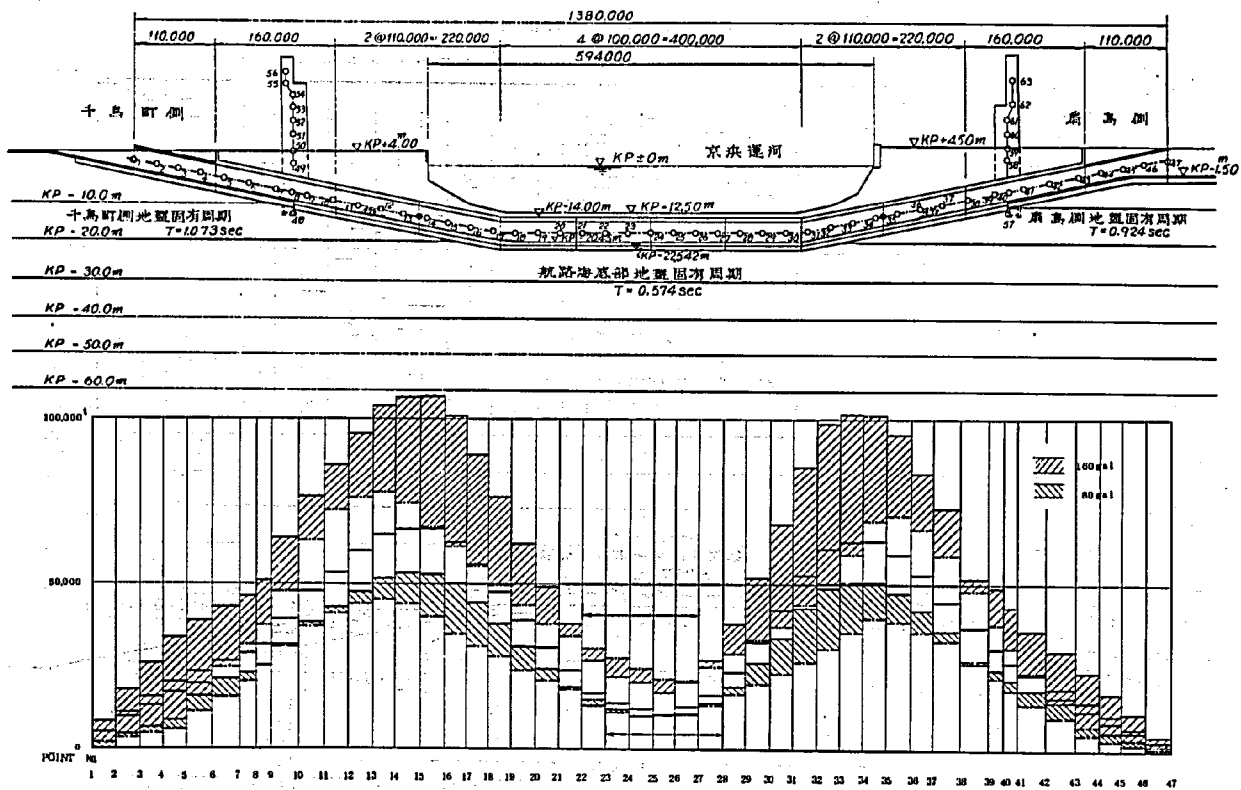


図 3.1-33 (b) 最大軸力と非線型性の効果(「八戸」)

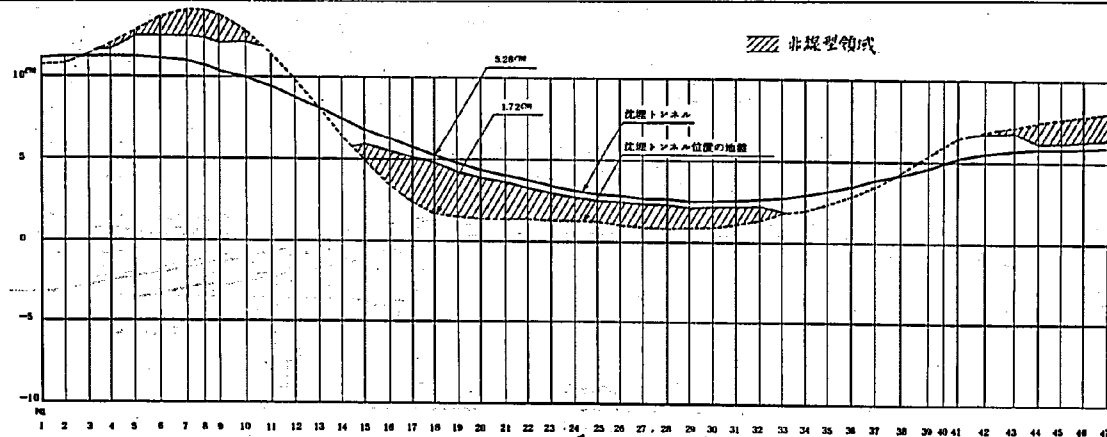
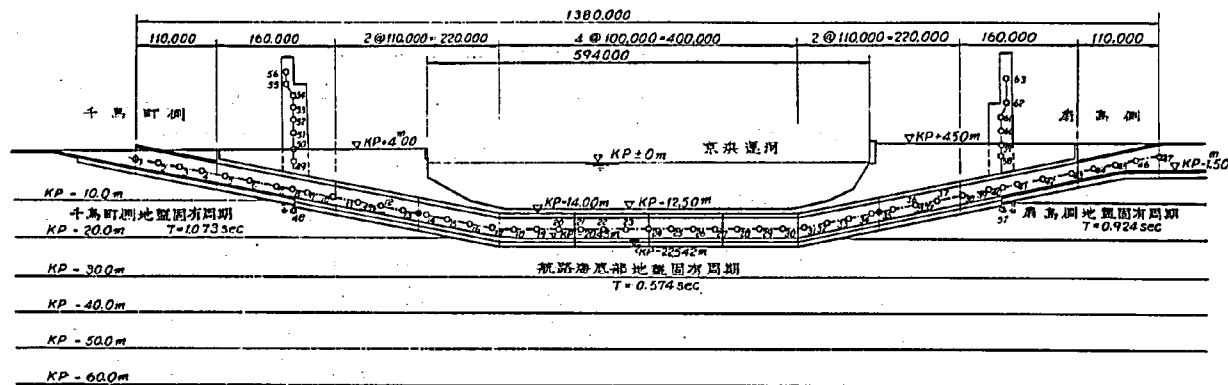


図 3.1-33(c) NO.12 部材に軸力 $N = 73,700 \text{ t}$ が生ずる時の変位曲線(「八戸」), 基盤最大加速度 160 gal

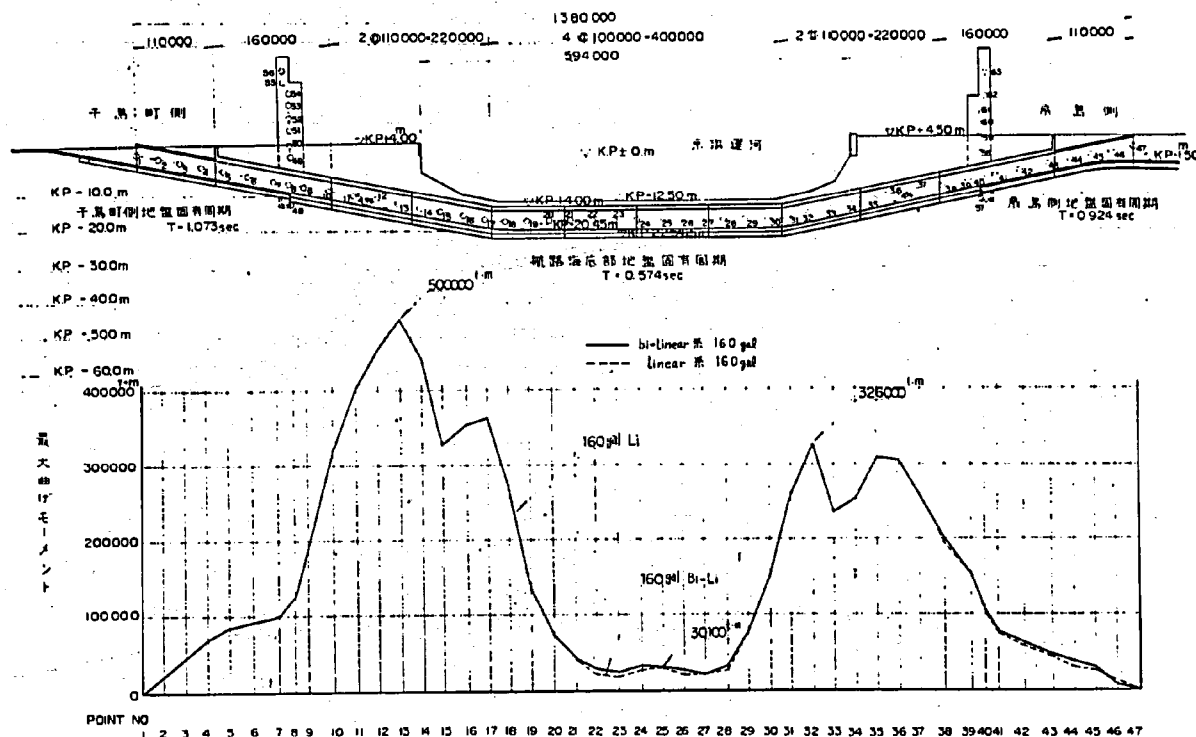
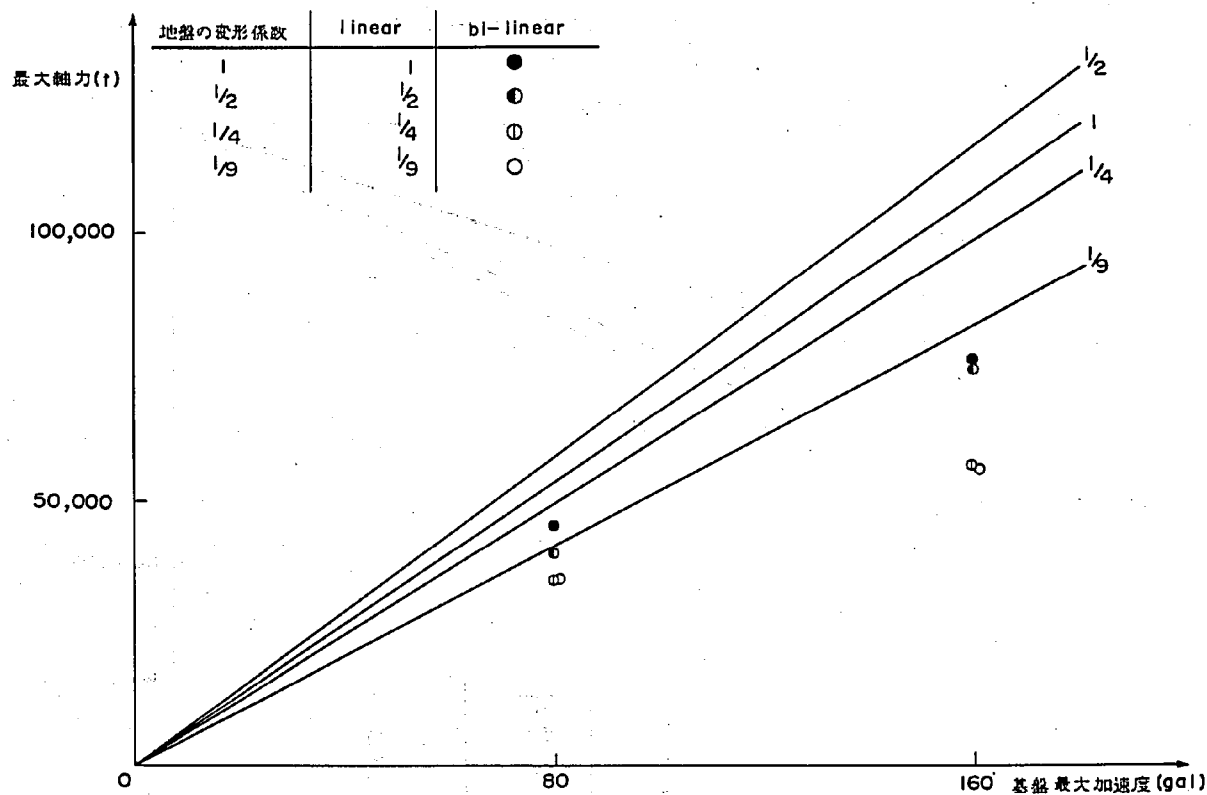
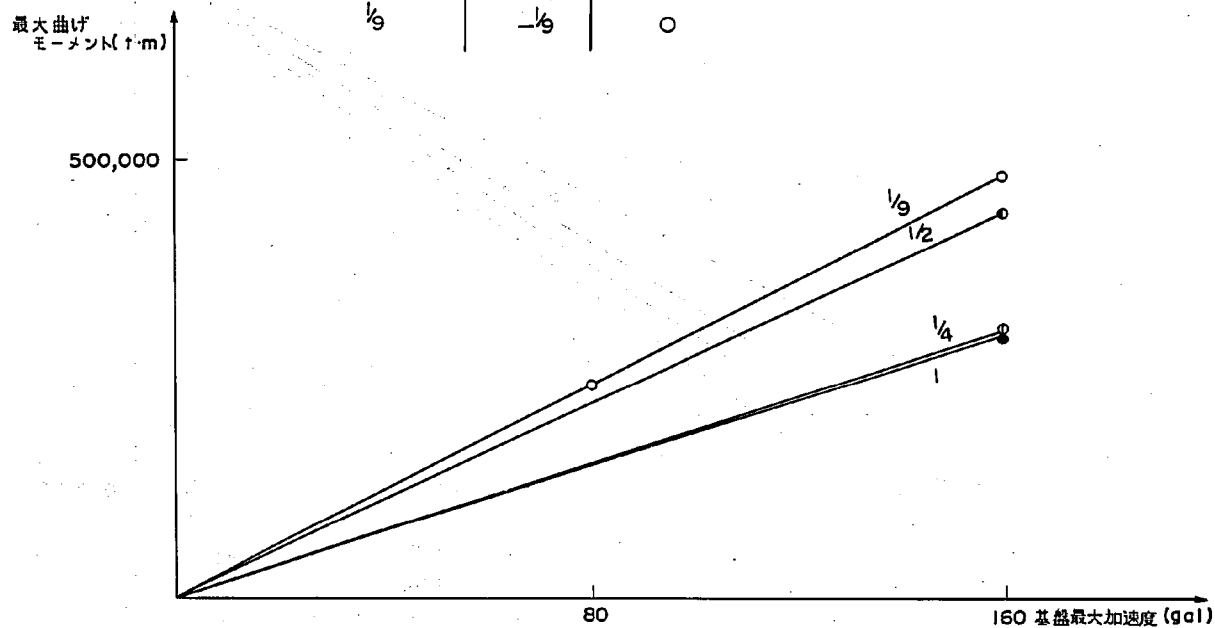


図 3.1-33 (d) 最大曲げモーメント(「八戸」)



3.1-34 (a) 最大軸力と基盤最大加速度

地盤の変形係数	linear	bi-linear
1	-1	●
1/2	-1/2	⊙
1/4	-1/4	⊕
1/9	-1/9	○



3・1 - 34 (b) 最大曲げモーメントと基底最大加速度

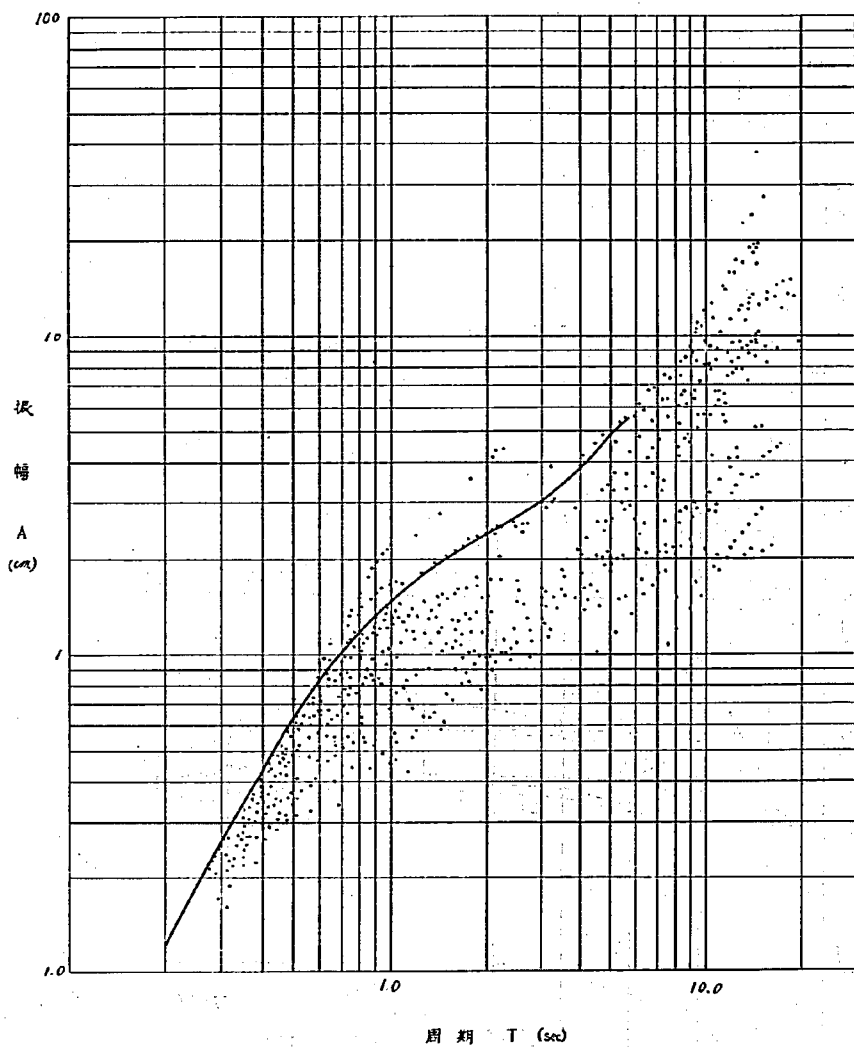


図 3.1-35 設計スペクトル

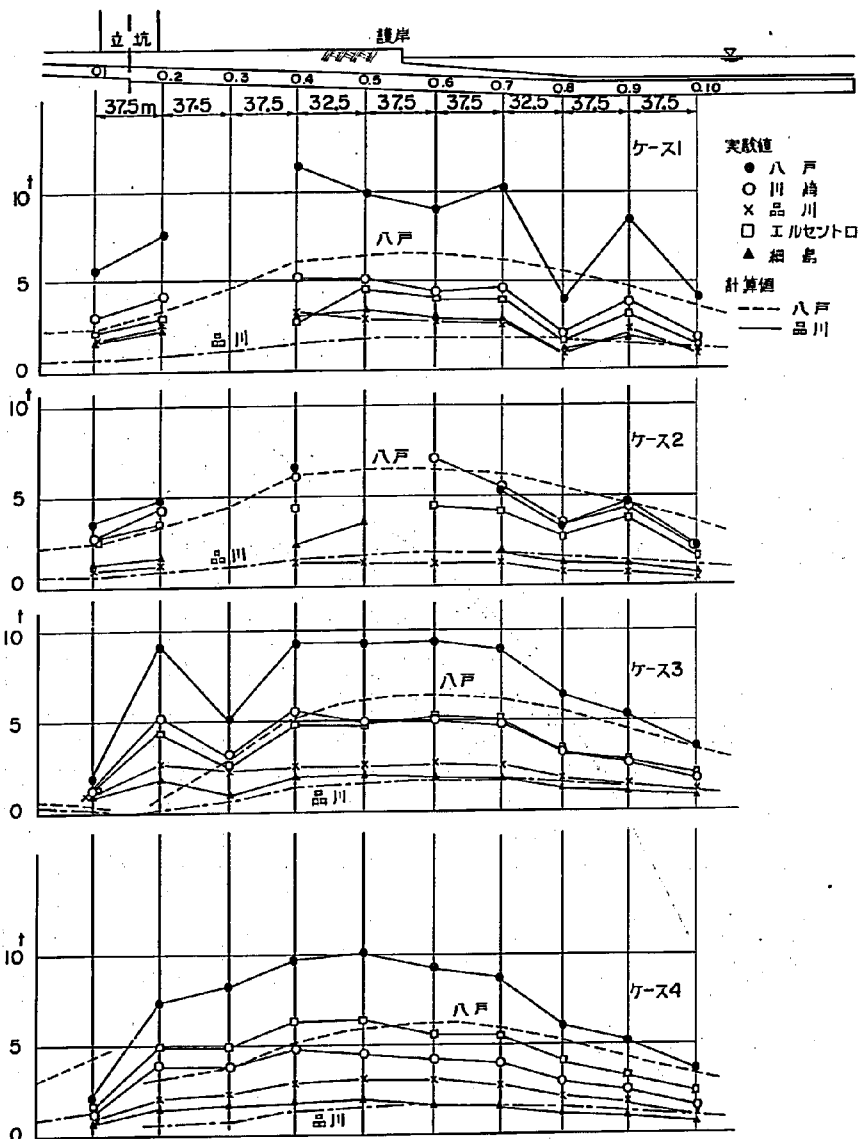


図 3.1-36(a) 最大軸力 (基盤加速度 100gal)

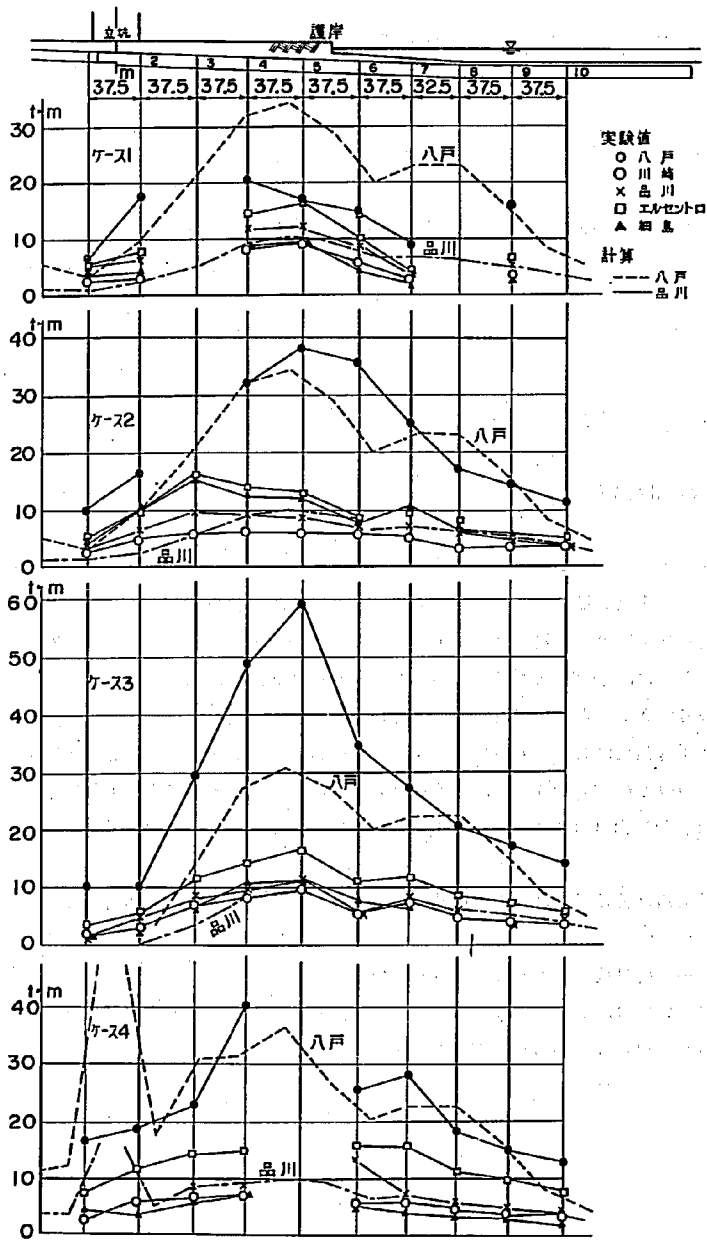


図 3.1-36 (b) 最大曲げモーメント (基盤大加速度 100gal)

3.2 東京湾横断道路沈埋トンネル耐震設計例

3・2・1 概 説

本設計例は計画並びに調査の時点で作成された設計の事例である。この設計に当っては、トンネルの規格および構造に関する具体的な指針として、日本道路協会東京湾横断道路技術調査委員会において審議されている東京湾横断道路設計基準（案）を用いた。

第2章、第3章ではトンネルの規格、形式などの一般的事項と地形・地質・常時の設計、地震動などの基本的事項を取り扱い、第4章、第5章ではそれぞれ変位法の考えに基づいたトンネル部の耐震設計例及び換気塔部の耐震設計例を示した。

3・2・2 計画条件

本トンネルは図3・1-2に示すように、東京湾岸道路上の神奈川県川崎市と千葉県木更津市とを結ぶ、東京湾横断道路の主要部を構成していて、大型船の航路となっている。

東京湾横断道路の構造規格は表3・2-1および図3・2-2に示すとおりである。

本トンネルは、厚い軟質な地盤で覆われた最大水深29mの海底面及び大規模な人工島の上に、最少土被り厚さ2mとして埋設する計画になっている。

トンネルの延長は3,416mで、±4%の勾配区間（2@813m）と水平区間（延長1,790m）の縦断線形で構成され、横断面は6車線の車道空間と換気ダクト及び管理用ダクトを配置した矩形断面（巾44.2m、高13.0m）で、防水被覆を施した鉄筋コンクリート構造である。

人工島斜路部分の基礎は人工島の沈下の影響を軽減するため杭基礎構造としている（図3・2-4）。

換気塔の基礎は杭基礎として計画されている。

換気については、トンネル両端の人工島上に設けられた換気塔で送排気を行ない、換気方式はトンネルの規模などから横流方式を採用している。

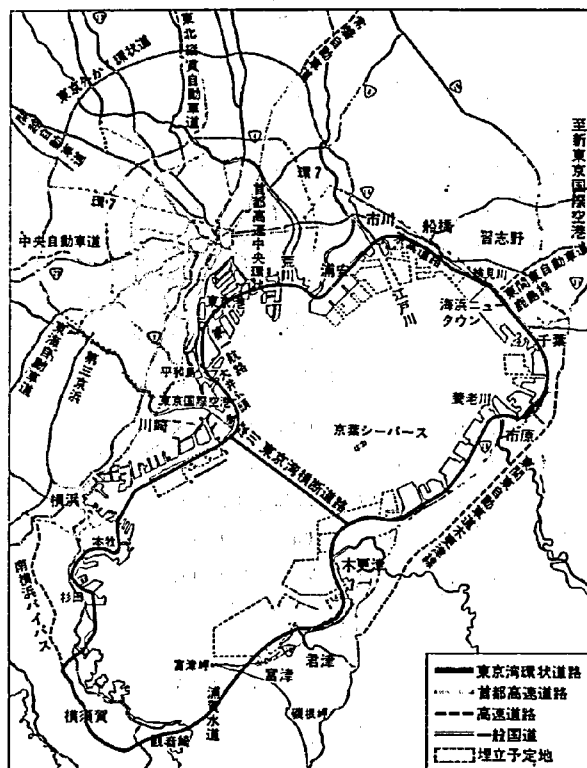


図 3.2-1 東京湾横断道路の路線位置図

表 3・2-1 設計条件

項目	細 目		仕 様	備 考
道路計画条件	道 路 規 格		第1種第2級	
	設 計 速 度		80~100km/h	
	基 本 交 通 容 量		2500台/h/L	
	設 計 交 通 容 量		1850 "	
	平 面 線 形		沈埋トンネル部直線	
	縦 断 線 形		最急勾配 ±4%	縦断曲線長120m (R=3000m)
	横 断 勾 配		1.5%	
	巾 員 構 成		往復分離6車線	
基本寸法	車 道 部	建 築 限 界	高さ4.7m×幅12.5m	
		構 造 限 界	高さ5.1m×幅13.3m	
	管 理 通 路	"	高さ2.5m×幅3.6m	
航 路 条 件		主 航 路 水 深	T.P. -24176m	
		主 航 路 幅	2000m	
		干 潮 位 (LWL)	T.P. -1176m	
		満 潮 位 (HWL)	T.P. +0931m	
		異常潮位 (HHWL)	T.P. +2971m	

図 3.2-2 橋梁部幅員構成および建築限界 (単位: mm)

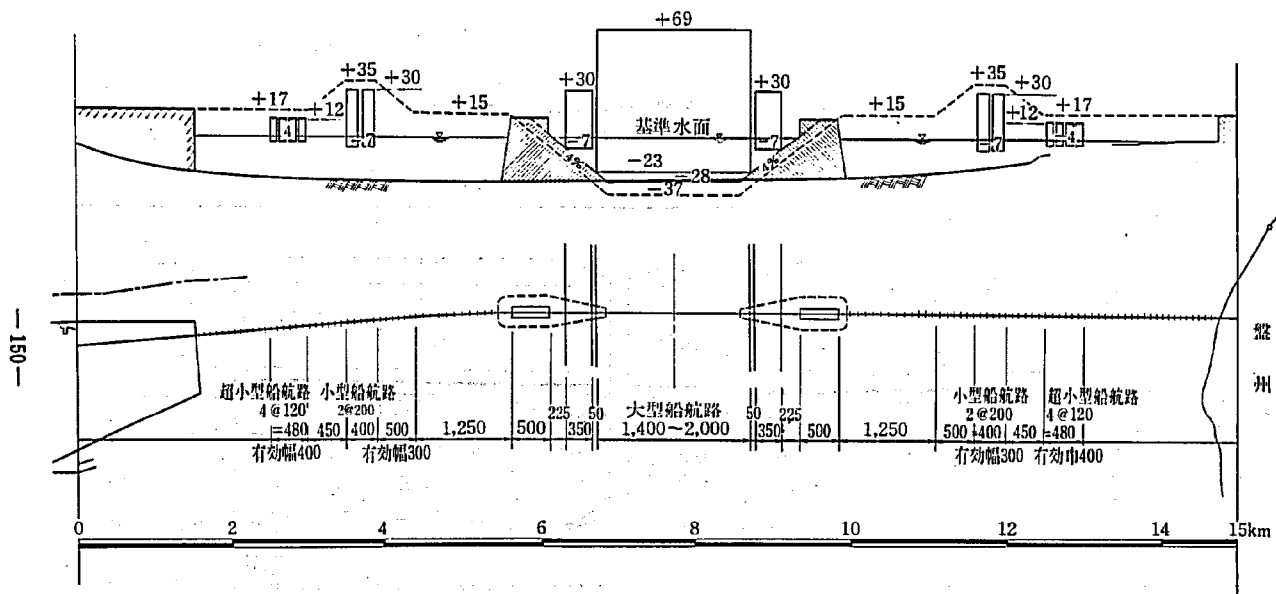


図 3.2-3 東京湾横断面道路航路計画案

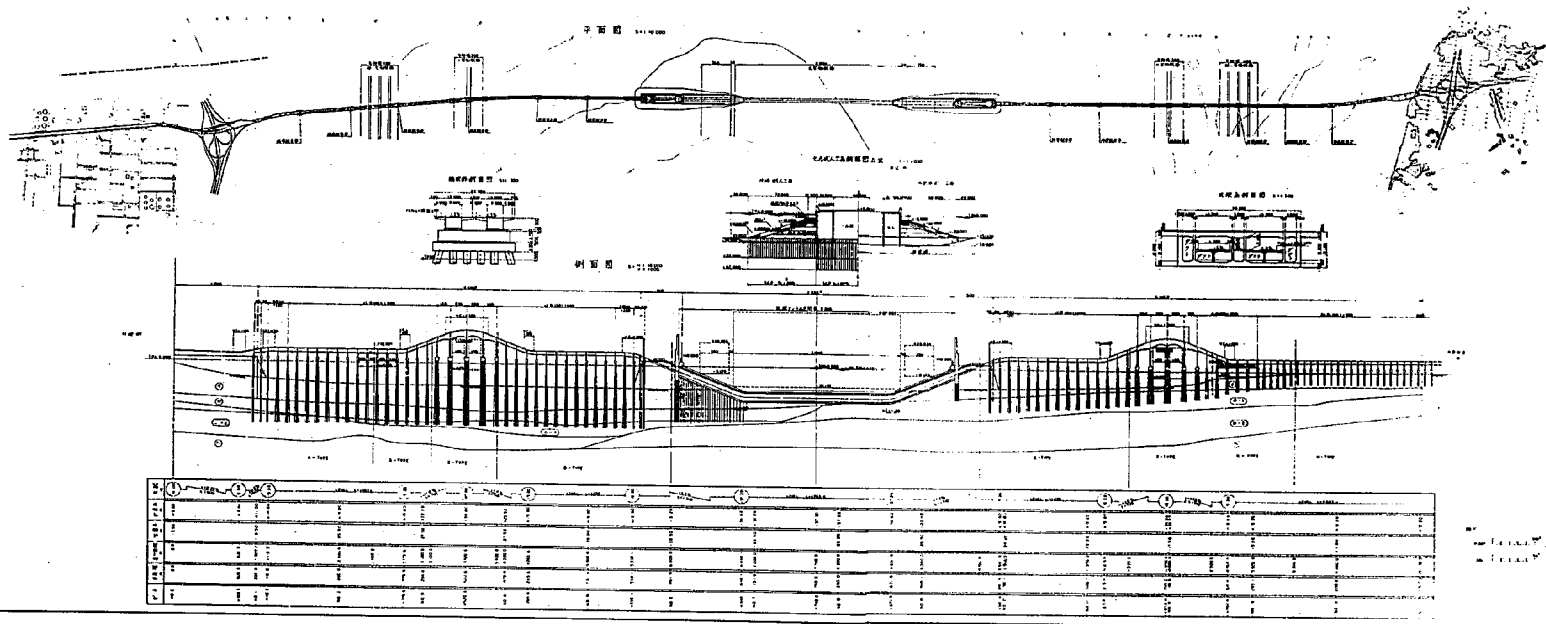


图 3.2-4 东京湾横断道路一般图 A 案

3・2・3 設計条件

3・2・3-A 地形・地質及び地盤の諸定数

3・2・3-A-1 地形

川崎寄りの浅所では浮島の岸壁から約1kmの沖合にかけて $\frac{1}{50}$ 程度の勾配の斜面が連続し、水深20mに達している。これより東1.1kmまで極めて緩かな盆地状の地形を呈していて、水深は最深部で28.5m程度である。この間は単調で海底面には、旧河道らしきものは見当らない。木更津側は海岸より1.5kmの沖合までは水深20m以浅の平坦な海面下三角洲面をなし、これより三角洲前置斜面といわれる中央平坦面に接する(図3・2-5)。

3・2・3-A-2 地質

当地域の地盤は図3・2-6に示すように、上からイ、ロ、ニ、ホ、ヘ、トの各層に区分することが出来る。このうちイ層は沖積層、ロ層は沖～洪積層、ニ～トは洪積～第3紀層と考えることができる。

(1) イ層(最上部泥層)

海底直下の軟質な粘土～シルト層からなり、層厚は川崎側で30m、中央部で20m、No13附近で10m以下と薄くなり、更に東へ15～20mと厚くなっている。川崎側では、上部より厚さ3～8mの埋土層、7～11mの砂質に富む層、11～12mの砂層を挟在する粘土層及び13～15mの略々均質なシルト～シルト質粘土の4層に区分される。中央部では上部より厚さ13～15mの著しく軟質な高含水比の粘土層、2～5mの砂を含む粘土層および6～11mの一部に砂を含む含水比のやや小さな粘土層の3層に区分される。木更津側は、全体に砂層が優勢な地層である。

(2) ロ層(上部砂泥互層)

イ層の下位にイ層と整合的に接して分布する。その層厚は10～20mと変化し、No21の東側でホー1層にアバットする如く消滅する。

ロ層は谷堆積物であるため、旧河道のように砂礫がルーズに堆積している箇所、自然堤防のように密な砂が堆積している箇所、溺れ谷のように軟質な泥層が河谷を埋めている箇所等が交錯しており、従って堆積物も砂、泥が複雑に互層するため土相の変化が激しい。

(3) ニ層(中部砂礫層)

砂層、礫層とその互層帯よりなり、川崎側よりNo36附近までにみられる層厚は、15～40mと膨縮する。この層は、ホ層、ヘ層を侵蝕して生じた凹地に堆積したものと考えられ、上部の砂、礫層と下部の互層帯に分けることができる。下限T.P.-85

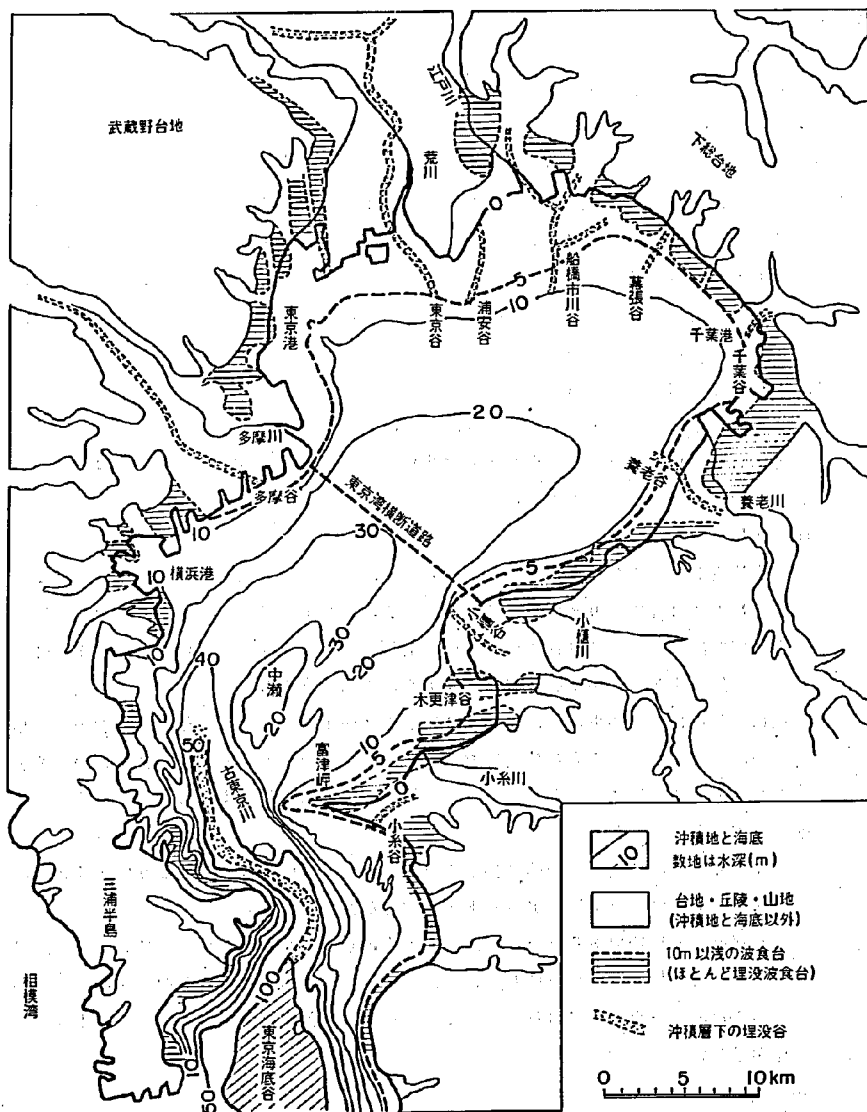


図3.2-5 東京湾の海底地形と沖積層に埋もれた地形



又はスパーカーによる浮沈地形を示す
地形図や、不明瞭な地形を示す。

図 3.2-6 計画線 1 の地質縦断面図
(音波探査とボーリング線上断面より作成)

表3・2-2 湾央部地盤定数

地質時代		岩 相	地層区分	粒度	N 値	E 値 kg/cm ²	比重	間隙比	単位体積 重量γ, cm ³	一軸圧縮 強度	粘着力kg/cm ²		内部摩擦角		先行荷重 kg/cm ²	圧縮指数	記 事	
											三 軸	せん断	三 軸	せん断				
第四紀	沖積世	泥 砂質泥	Ⅰ 層	泥	0~4 (2)	11~64 (23)	(2.67)	1.3~3.6 (17)	1.35~1.70 (14.6)	0.1~0.8 (0.4)	0.05~0.6 (0.20)	0.1~0.5 (0.26)	10~30 (15)	20~35 (30)	0.4~1.5 (0.8)	0.3~1.2 (0.6)	・砂は木更津より に分布する。	
				砂	5~20 (8)	45~223 (125)	(2.72)	0.6~1.3 (0.9)	1.75~2.05 (19)	—	0.15	0.25	37	45	—	—		
		泥質砂 砂質泥	Ⅱ 層	泥	3~14 (10)	22~116 (55)	(2.68)	0.8~2.0 (13)	1.80~1.85 (1.75)	0.3~1.1 (0.4)	0.05~0.5 (0.3)	0.1~0.4 (0.3)	10~25 (20)	30~45 (40)	1.7~3.0 (2.1)	0.2~0.5 (0.3)	・数m単位の互層 ・砂は基盤が凸な 部分に、泥は凹 な部分に優勢	
				砂	15~30 (22)	—	(2.71)	0.6~1.1 (0.8)	1.80~2.10 (19)	0.3	0~0.05 (0.05)	0.2~0.5 (0.4)	30~45 (40)	35~50 (45)	—	—		
	洪積世	砂 礫	Ⅲ-1層	泥	—	32~58 (45)	(2.69)	—	—	1.1	—	—	—	—	—	—	○この地層より下 位の地層が支持 層となりうる。 ・全般的に砂-砂 礫層とみなしう る。	
				砂	49~100+	—	(2.69)	0.4~0.8 (0.7)	1.95~2.10 (2.0)	0.2	0~0.6 (0.3)	0.15~0.4 (0.2)	30~40 (35)	35~50 (45)	—	—		
		砂質泥 泥質砂 砂 礫	Ⅲ-2層	泥	15~16 (15)	194	(2.65)	0.9~1.6 (1.1)	1.60~1.90 (1.75)	0.4~3.1 (1.5)	0.3~0.65 (0.5)	—	15~30 (25)	—	—	—		
				砂	47~100+	112~468 (310)	(2.69)	0.5~0.9 (0.7)	1.90~2.10 (1.95)	—	0.15	0.5~0.35 (0.2)	—	35~55 (45)	—	—		
		泥質砂 砂質泥	Ⅳ-1層	泥	4~40 (20)	20~296 (135)	(2.67)	0.9~1.4 (1.1)	1.7~1.8 (1.75)	0.9~1.8 (1.1)	0.15~0.5 (0.4)	0.4~1.8 (1.0)	25~35 (30)	15~55 (35)	75~79 (7.7)	0.3~0.6 (0.5)		・数m単位の互層
				砂	30~100+	195~450 (210)	(2.74)	0.7~0.9 (0.8)	1.80~2.05 (1.95)	0.2	—	0.1~0.3 (0.15)	—	35~50 (45)	6.1	—		
		泥	Ⅳ-2層	泥	10~100 (25)	170~500 (280)	(2.66)	1.0~2.0 (1.5)	1.50~1.80 (1.7)	0.6~4.8 (1.7)	0.3~1.8 (0.6)	1.05~2.35 (1.7)	15~35 (30)	—	10.6~14.2 (12.0)	0.3~1.4 (0.7)		・全般的に泥層と みなしうる。
				砂	50~65	—	(2.69)	0.9~1.1 (1.0)	1.80~1.90 (1.85)	0.4~0.5 (0.5)	0.25~1.55 (0.5)	0.2~0.35 (0.3)	20~35 (30)	40~50 (45)	—	—		
	新第三紀	新第三紀	砂	Ⅴ 層	泥	36	167~335 (245)	(2.67)	0.8~1.4 (0.9)	1.70~1.95 (1.85)	0.9~3.6 (1.5)	0.3~1.0 (0.7)	0.2~0.7 (0.4)	15~35 (30)	35~50 (45)	—	—	・全般的に砂層と みなしうる。
					砂	50~100+ (100<)	90~728 (390)	(2.72)	0.5~1.5 (0.8)	1.85~2.05 (1.95)	0.2~0.8 (0.4)	0.1~0.5 (0.3)	0.05~0.4 (0.2)	30~45 (35)	30~55 (45)	—	—	
砂・泥質砂			Ⅵ 層	泥	10~100	—	(2.68)	0.7~1.3 (0.9)	1.70~1.90 (1.85)	0.9~1.4 (1.1)	0.2~0.7 (0.6)	0.2~0.75 (0.4)	30~40 (35)	—	—	—	・全般的に砂層と みなしうる。	
				砂	100<	545	(2.75)	0.6~1.0 (0.8)	1.85~2.05 (1.95)	0.3~2.0 (0.8)	0.3~1.1 (0.7)	0.05~0.75 (0.2)	30~40 (35)	40~55 (45)	—	—		

mから105mと西から東にゆるく傾斜し、No36附近で急にアバットする。N値は砂では49~100であり、泥については資料が少ないためはっきりしたことはわからないが、この上面をもって一応支持層と考えることができる。ニ層もロ層と同様の成因をもつものであるため、上下の砂礫層の間などに分布する泥土の多い層については軟質である可能性が大きい。

(4) ホー1層 (下部砂泥互層)

No21以東木更津側にみられる砂泥の互層でI層と不整合に接する。音波探査の結果、この上面の所々に凹があるがこれは旧河道の一部であると推定される。層厚10~20mで木更津側に行くに従って薄くなる傾向がみられる。下限はNo21の木更津側でT.P.-62mであり、木更津に向かって次第に浅くなっている。

N値は砂で30~100、泥で4~40があるが、浅所にも拘らず先行荷重が7.5~7.9kg/cm程度ある。

(5) ホー2層 (下部泥層)

ホー1層と同じくNo36以東にみられる。粘土層で層厚25~45mとゆるやかに変化する。No36以西にもあったが、ニ層の初期に剝されたものと考えられる。N値は砂で50~65、泥で10~100であり先行荷重も泥で10.6~14.2kg/cm程度である。

(6) ヘ層 (下部砂層)

ほとんど砂からなっているが川崎側に砂質土もみられる。均質で層厚も25~45mとゆるく変化する。中央部以西ではヘ層の上面もニ層によって削られている。

(7) ト層 (最下部層)

泥質砂でT.P.-120~130m附近に上限がある。木更津方では-100m附近まで浅くなるが下限は不明である。

3・2・3-A-3 地盤の諸定数

A-2で分類した地層について、ボーリングコアの室内試験およびボーリング孔を利用した現位置試験から得た地盤の諸定数を表3・2・2に示す。

3・2・3-B 常時の設計

3・2・3-B-1 設計条件

常時におけるかん体の断面設計に用いる主な設計条件を表3・2・3に示す。

表 3・2-3 設計条件

項目	細 目	仕 様	備 考
単位重量	海水	応力計算	1.025 t/m ³
		曳航時	1.015 "
		完成時	1.025 "
	鉄筋コンクリート		2.5 "
	無筋コンクリート		2.35 "
	鋼材		7.85 "
	載土		1.0 " (水中)
曳航時の乾舷		10cm 以上	
完成時の浮力に対する安全率		1.1 以上	載土は無視
最小土被り厚		2.0m	保護層を含む
側土圧		静止土圧係数 K=0.5	
地盤反力係数		k _v = 0.1 kg/cm ² 以下	
人工島	盛土高		T.P. +5.0m
	使用材料		房総山砂
	単位体積重量		$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	内部摩擦角		$\varphi = 35^\circ$
換気	送気ダクト断面積		35.7 m ²
	排気ダクト断面積		35.5 m ²
活荷重		TL-20	
		TT-43	トレーラ荷重
許容応力度	コンクリート	設計基準強度	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$
		許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 100 \text{ "}$
		許容せん断応力度	$\tau_a = 10 \text{ "}$ (坂)
		"	$\tau_a = 8 \text{ "}$ (はり)
		"	$\tau_a = 22 \text{ "}$
		許容付着応力度	$\tau_{oa} = 18 \text{ "}$
	鉄筋	許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 1400 \text{ "}$
鋼材		関連示方書, 指針等による	

3・2・3-B-2 横断面の設計

かん体の横断面は、車道内空、管理通路、換気ダクト等の内空断面を確保するとともに、作用断面力、浮上り安全率、乾舷などの諸条件を満足するように決定しなければならない。

断面の応力計算は、水深の最も深い位置を設計断面とし、断面を弾性床上の箱型ラーメン構造として行なった。弾性床としては、地盤反力係数が $k_v = 0.1 \text{ kg/cm}$ のバネで両端面が連続的に支持されているものとした。また、基礎の不均等を考慮して、かん体の両側端部で $k_v = 0.1 \text{ kg/cm}$ 、中央部で $k_v = 0$ となる三角形分布のバネを想定した場合の検討も行なった。

荷重は、水圧、上載土砂重量、側土圧、自重を考慮し、活荷重およびトンネル内バラスト等は断面力への影響が小さく、かつほとんどの断面で安全側に作用するので無視した。水圧を考える場合の水位は、異常高水位であるT.P. + 2.971m (≒ T.P. + 3.0mで計算)とし、許容応力度の割増しは考慮しないものとした。

応力計算は、図3・2-7に示すかん体断面を図3・2-8に示す力学系に置換えて行なった。ラーメン構造としての断面力の分布は図3・2-9に示すとおりとなった。図3・2-10に示す配筋のもとにコンクリートおよび鉄筋の応力を求めると表3・2-4となった。

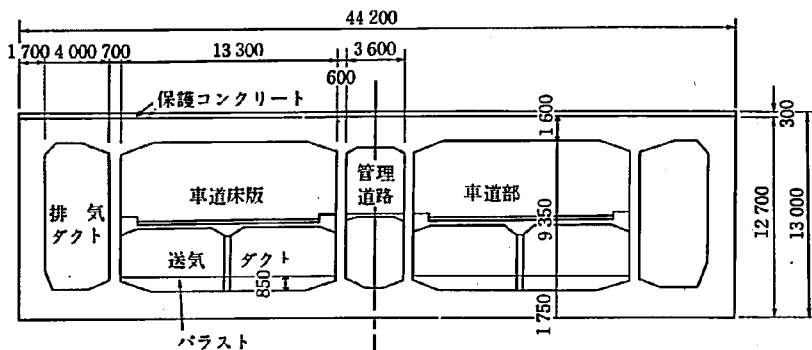
表3・2-4 応 力 表

	(1)	(3)	(4)	(6)	(7)	(9)	(10)	(11)	(13)	(14)	(8)
h (cm)	170	220	160	220	195	195	235	175	235	195	210
d (cm)	156.7	205.7	145.7	202	177	180.7	220.7	160.7	220.7	180.7	193.3
As	D41使用	1段+1/4	1段+1/4	1段+1/4	2段+1/4	2段+1/4	1段+1/4	1段+1/4	1段+1/4	1段+1/4	2段+1/4
	c1c 15 cm	134	156.3	156.3	223.3	223.3	156.3	156.3	156.3	156.3	201
P 鉄筋比	0.0086	0.0076	0.0107	0.0110	0.0126	0.0086	0.0071	0.0097	0.0071	0.0086	0.0104
M (tm)	310	531	385	700	624	515	632	480	616	523	515
N (t)	75	211	211	205	205	289	291	291	285	285	99
σ_c (kg/cm ²)	62	75	88	87	93	93	82	96	80	94	66
σ_s (kg/cm ²)	1400	1300	1330	1380	1400	1320	1310	1370	1270	1360	1280

$\sigma_{ca} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1.400 \text{ kg/cm}^2$

	(15)	(35)	(4)	(5)	(65)	(8)	(85)	(105)	(11)	(12)	(135)
S (t)	182	259	185	211	285	243	182	300	220	217	29.4
$S' = s - \frac{M}{d} \tan \alpha (t)$		188			184	194		221			220
τ (kg/cm ²)	13.3	10.1	14.5	16.9	10.5	13.6	11.9	10.8	15.6	15.4	10.6
τ_a (kg/cm ²)	10.2	7.2	9.6	7.8	5.1	7.0	7.0	8.0	10.3	11.9	7.8

$\tau_a = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ (2.2 kg/cm²) $\tau_{sa} = 1.8 \text{ kg/cm}^2$



函体断面積	561.3 m^2	乾柱	22cm	排気ダクト面積	35.5 m^2
内空	346.3	浮上り安全率	1.103	送気	35.7
躯体	215.0				
保護コンクリート	13.3				

図3.2-7 かん体断面図

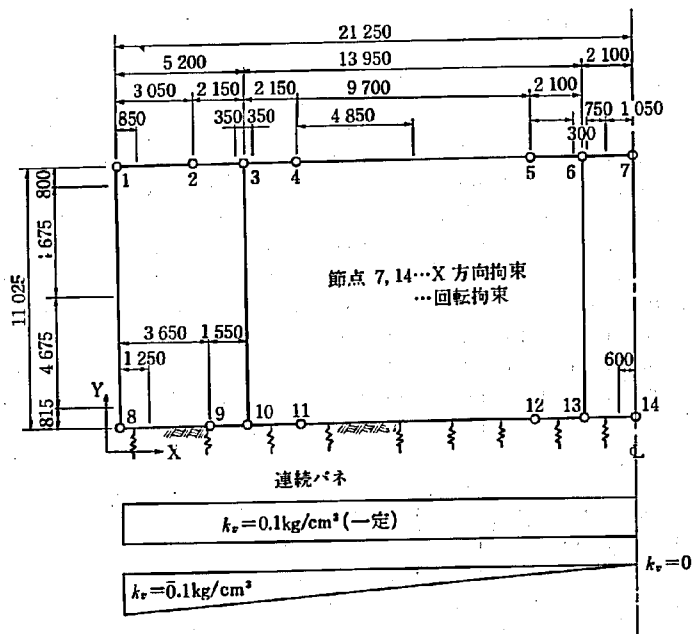


図3.2-8 かん体構造寸法図

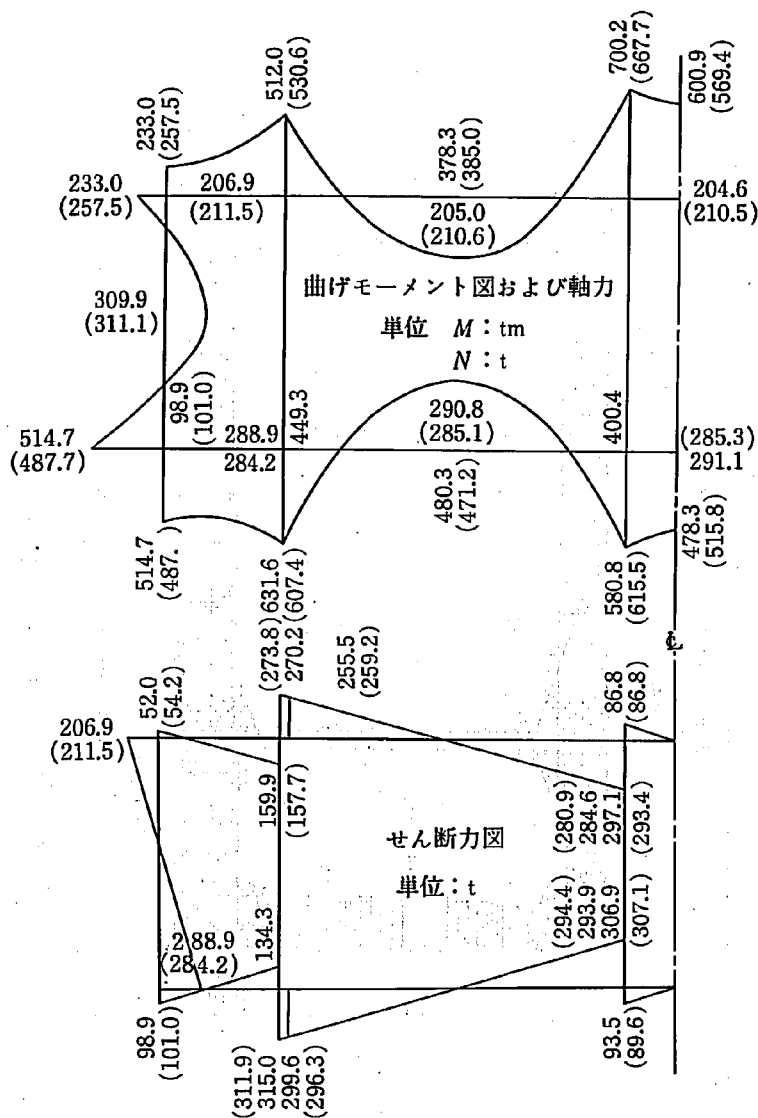


図 3.2-9 かん体横断面断面力図

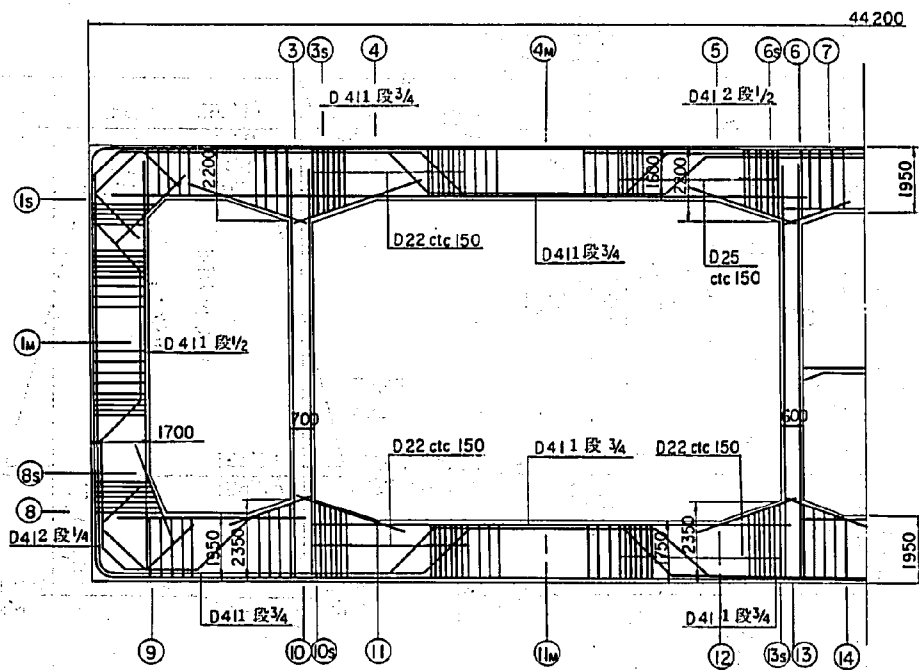


图 3 - 6 配 筋 图

3・2・3-B-3 縦断方向の設計

(1) エレメント長

1 エレメントの長さは、縦断線形の処理、かん体製作、沈設上の施工性および経済性等を考慮して、沈埋トンネル部区間を20等分し、165mとした。

(2) かん体の抵抗力

かん体軸方向の断面の抵抗力を表3・2-5に示す。曲げに対しては鉄筋コンクリート弾性理論で、引張に対しては鉄筋のみの引張抵抗で求めたもので、軸方向鉄筋の配置はD38-1940本(15cm間隔で平均1段半程度)とした場合の値である。また、せん断抵抗はコンクリート全断面で抵抗するものとして求めた。

表3・2-5 かん体の断面抵抗力

		常 時	地 震 時
曲 げ 抵 抗 (tm)	水 平	364,700	703,300
	鉛 直	149,600	288,500
せん断抵抗 (t)	水 平	8,810	13,220
	鉛 直	4,970	7,460
引 張 抵 抗 (t)		31,000	59,700

注) 常 時 $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ (鉄 筋)

$\tau_a = 8 \text{ kg/cm}^2$ (コンクリート)

地震時 $\sigma_{sa} = 2,700 \text{ kg/cm}^2$ (鉄 筋)

$\tau_a = 12 \text{ kg/cm}^2$ (コンクリート)

(3) 基礎地盤の沈下によるかん体の応力の検討

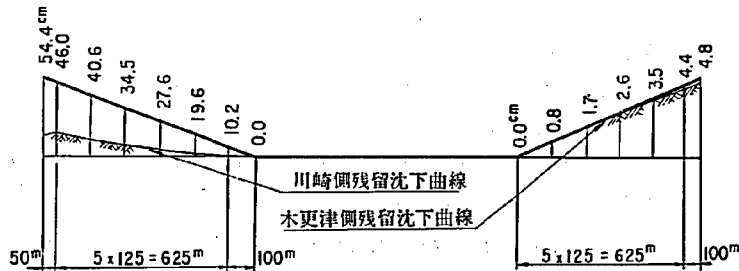
人工島の斜路部分では、人工島の残留沈下およびそれに伴う不等沈下によって沈埋トンネル設置後においてもかん体に軸方向断面力が発生するため、これらの沈下の影響について検討した。

人工島の残留沈下曲線および不等沈下曲線を図3・2-11に示す。残留沈下曲線は、人工島基礎地盤の圧密沈下と人工島堤体の圧縮沈下の残留量の試算により推定したものであり、また、不等沈下曲線は、上記残留沈下量の推定値と現存構造物に対する実測値等を参考にして、不等沈下量18.1cm、波長200mの正弦曲線を一応の目安として設定し検討を加えた。

エレメントの継手条件、荷重の条件等を種々に想定して試算を行なった。計算に用いた条件およびその結果を表3・2-6に示す。計算の結果、基礎地盤の沈下によりかなりの断面力が生じる可能性があるもので、沈埋トンネルの斜路部分での、地

盤沈下の影響を軽減するために、不均等な上載荷重を加えないこと、可撓性継手、杭基礎を採用することなどを考慮するのがよいと考えられる。

残留沈下曲線



不等沈下曲線

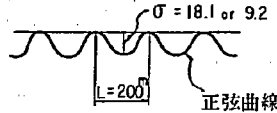


図 3.2-11 沈下曲線

表 3.2-6 沈下による断面力の検討結果

Case	沈下曲線	継手条件		最大断面力		備 考
		取付部	エレメント間	M (tm)	S (t)	
1	川崎側	自由	剛	203.000	5.720	
2		自由	1ヶ所のみ半剛	203.000	5.720	
3	残留沈下曲線	ヒンジ	半剛	603.000	23.600	
4		ヒンジ	剛	235.000	14.600	端部より3箇分を杭基礎とし、沈下曲線にすりつける
5	木更津側	ヒンジ	剛	316.000	17.500	
6		ヒンジ	剛	190.000	8.320	荷重一定
7	残留沈下曲線	バネ支点	剛	265.000	16.000	ゴム支承に相当したバネ支点
8	不等沈下曲線		剛	357.000	8.540	$\delta_{max} = 18.1 \text{ cm}$
9			剛	231.000	6.310	$\delta_{max} = 9.2 \text{ cm}$
10			半剛	293.000	8.310	$\delta_{max} = 18.1 \text{ cm}$
11			半剛	229.000	6.170	$\delta_{max} = 9.2 \text{ cm}$

注) 半剛: 曲げ剛性 $\alpha = 3.0 \times 10^{-8} \text{ rad/tm}$

(4) 温度応力の検討

温度変化によりかん体軸方向に生じる応力は、かん体と埋戻し土砂との間の摩擦力や地盤の弾性、塑性的な性質およびエレメント接合部の構造等によって大きく左右され、これらを明確に把握することが難しい。したがって、かん体の拘束状態を種々に仮定し、概略の値をつかんでおく程度とした。

かん体が埋戻し土により完全に拘束されている場合には、 1°C 当りの温度降下に對し、断面に 30 kg/cm の引張応力が作用し、全軸力は 6450 t/C となる。

また、埋戻し土との間に摩擦はないものと仮定し、エレメント接合部が半剛継手のバネ継手で連結されているものとして、バネ定数と温度変化により生じる軸力および移動量との関係を調べた結果を図3・2-12に示し、応力計算の資料とした。

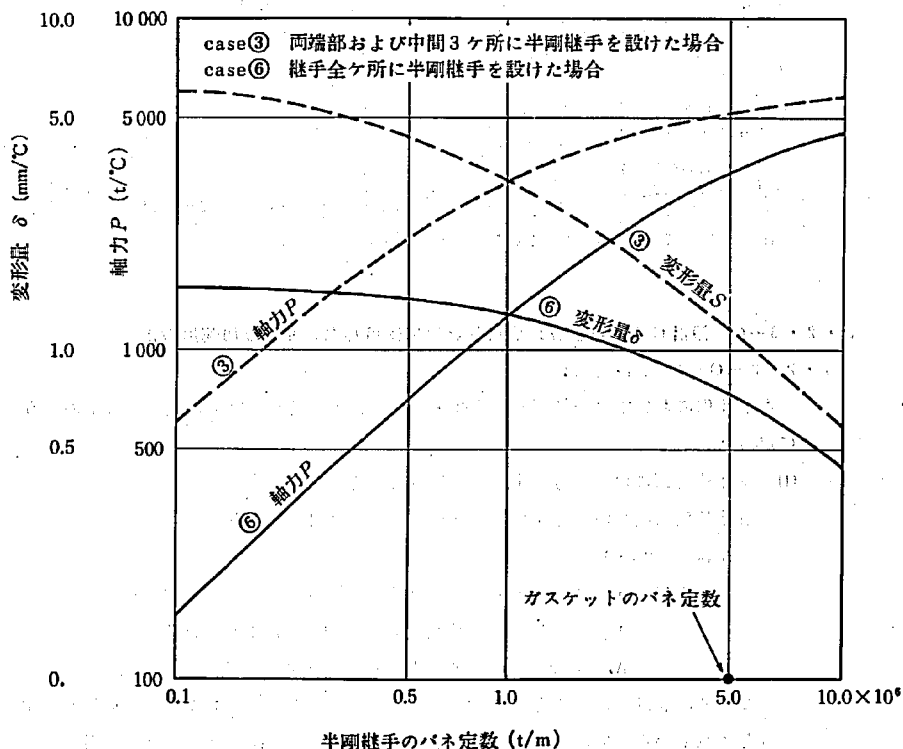


図3・2-12 半剛継手のバネ定数と温度応力の関係

3・2・3-B-4 杭基礎の設計

地盤沈下による応力検討結果より、特に沈下量が大きく、かん体の軸方向応力が大きくなる川崎側人工島の斜路部については、基礎に杭を採用し、沈下を防止することを考慮することにした。

杭の配置は、断面方向に4本、軸方向に5～10m間隔とし、 $\phi 100$ mm、 $t=19$ mmの鋼管杭を使用するものとし、杭は鉛直力のみに対して設計を行い、荷重としては完成時のかん体および載土の重量と、ネガティブフリクションを考慮した。

表3・2-7 沈埋トンネル部杭基礎計算結果

			φ1016mm t=19mm	備 考	
極 限 支 持 力			Ru	1620 t/本	マイヤホフ式による。N=50。 先端閉塞効果が100%期待できるものとした場合。
許 容 支持力	常時	Ra	540 "	Ru/3	
	負の摩擦力を考慮	Ra'	1080 "	Ru/1.5	
杭 頭 荷 重				175 "	
負の 摩擦力 + 杭頭 荷重	日本道路公団の 式による場合	杭 先 端	641 "		
		中 立 点	1004 "	σs = 1950kg/cm ²	
	負の摩擦力を粘 着力から計算し た場合	杭 先 端	685 "		
		中 立 点	1017 "	σs = 2020kg/cm ²	

注) 中立点を杭上面より0.8 ϕ 点にあるとした場合について示した。

3・2・3-C 設計地震動および地震応答計算に使用した地震動の加速度波形

3・2・3-C-1 設計地震動

本設計例においては指針(案)「3・4 設計地震動」の規定に従って以下のよう
に定めた。

(1) 設計基盤面において考慮する地震動の加速度

設計基盤面において考慮する地震動の加速度は次式で求める。

$$A_{oh} = \nu_z \cdot A_0$$

ここに、 A_{oh} ：設計基盤面における水平加速度

ν_z ：地域別補正係数(東京湾地区では1.0である。)

A_0 ：設計基盤面で考慮する標準水平加速度

ここで、設計基盤面で考慮する標準水平加速度は100～150ガルを目安とする
とされているので、本設計例では150ガルとした。従って、設計基盤面で考慮
する地震動の水平加速度は150ガルとなる。なお、設計基盤面で考慮する地震動

の鉛直加速度は水平加速度の $\frac{1}{2}$ とし、7.5ガルとした。

(2) 震度法における設計震度

本設計例では、次の設計震度を考慮することにした。

換気塔 $k_h = 0.24$

沈埋トンネル $k_h = 0.22$

地盤の安定の検討 $k_h = 0.18$

ただし、換気塔の設計震度は、上記の値に、換気塔の応答を考慮した補正係数 β を乗じた値とする。

上記の震度は、現在までに建設もしくは建設中の沈埋トンネルにおける事例、フイルダム等の設計に用いられている設計震度、日本国有鉄道構造物設計基準規定にもり込まれている深さ方向の震度の補正などを考慮して定めたものである。

また、指針(案)においては、設計震度を求める一方法として、次の方法が提案されている。

$$k_h = \nu_z \cdot \nu_I \cdot \nu_s \cdot k_{oh}$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

ν_z : 地域別補正係数

ν_I : 重要度別補正係数

ν_s : 地盤別補正係数

k_{oh} : 設計震度の基準値 = 0.2

この方法を本設計例に適用するものとすれば、地域別補正係数 ν_z および重要度別補正係数 ν_I は1.0である。また、地盤別補正係数は、設計の対象とする構造物もしくは、表層部の地盤が支持されている地盤の種類を考慮すると、おおむね沈埋トンネルについては1.1、換気塔については1.2、地盤の安定については0.9となる。従って、設計水平震度の基本値は0.2であるので、この方法によって求めた設計震度は上記の値と近似し、大きな矛盾は生じない。設計鉛直震度は指針に従い、設計水平震度の $\frac{1}{2}$ とした。

3・2・3-0-2 地震応答計算に使用した地震動の加速度波形

沈埋トンネルの地震応答計算には表3・2-8に示す4種類の地震動の加速度波形と平均応答スペクトル曲線(建設省土木研究所, 1970, 岩盤)を使用した。4種類の地震動の波形は、以下の理由から選定した。

- (1) 地震記録の得られた地点の地盤条件が耐震計算上の基盤面と考えている地盤条件と類似していること。
- (2) 建設地点付近で得られた記録であること。(ただし、岩屋の記録は除く)

(3) 地震動のもつ属性のうちから震央距離とマグニチュードをとりあげ、以下の分類にあてはまる記録であること。

(i) 遠距離に発生した大規模地震 (根室半島沖地震 [$M=7.4$, $\Delta=305\text{ km}$], 八丈島近海地震 [$M=7.2$, $\Delta=275\text{ km}$])

(ii) 中距離に発生した中規模地震 (越前岬沖地震 [$M=6.9$, $\Delta=153\text{ km}$])

(iii) 近距離に発生した小規模地震 (多摩川下流地震 [$M=4.5$, $\Delta=8\text{ km}$])

解析に当って、基盤に作用させた地震動の波形としては原波形をそのまま使用し、最大加速度の値を修正することをさけた。しかしながら、応答レベルの比較の為に、150ガルの加速度に正規化して検討の資料とするようにした。

鉛直方向の応答計算には、水平方向の加速度波形を用い、最大加速度は $\frac{1}{2}$ 倍することにした。

沈埋トンネルの応答計算に使用した4種類の地震動の加速度応答倍率曲線 β と平均応答スペクトルの加速度応答倍率曲線 β (ともに1ガル当り、 $h=0.2$)を図3・2-13に示す。

表3・2-8 地震動の加速度波形および平均応答スペクトル

成分	地震名	発生日月	記録地	M	震央距離 (km)	継続時間 (秒)	最大加速度 (gal)
①	根室半島沖地震	1973. 6. 17	静内 (-40m)	7.4	305	12	45
②	八丈島近海地震	1972. 12. 4	観音崎 (-80m)	7.2	275	15	10
③	越前岬沖地震	1963. 3. 27	岩屋	6.9	153	9	22
④	多摩川下流地震	1970. 9. 30	川崎 (-127m)	4.5	8	10	6
⑤	平均応答スペクトル曲線 (建設省土木研究所 1970, 岩盤, $h=20\%$)						

注) ()内の数字は地表面からの深度を表わす。

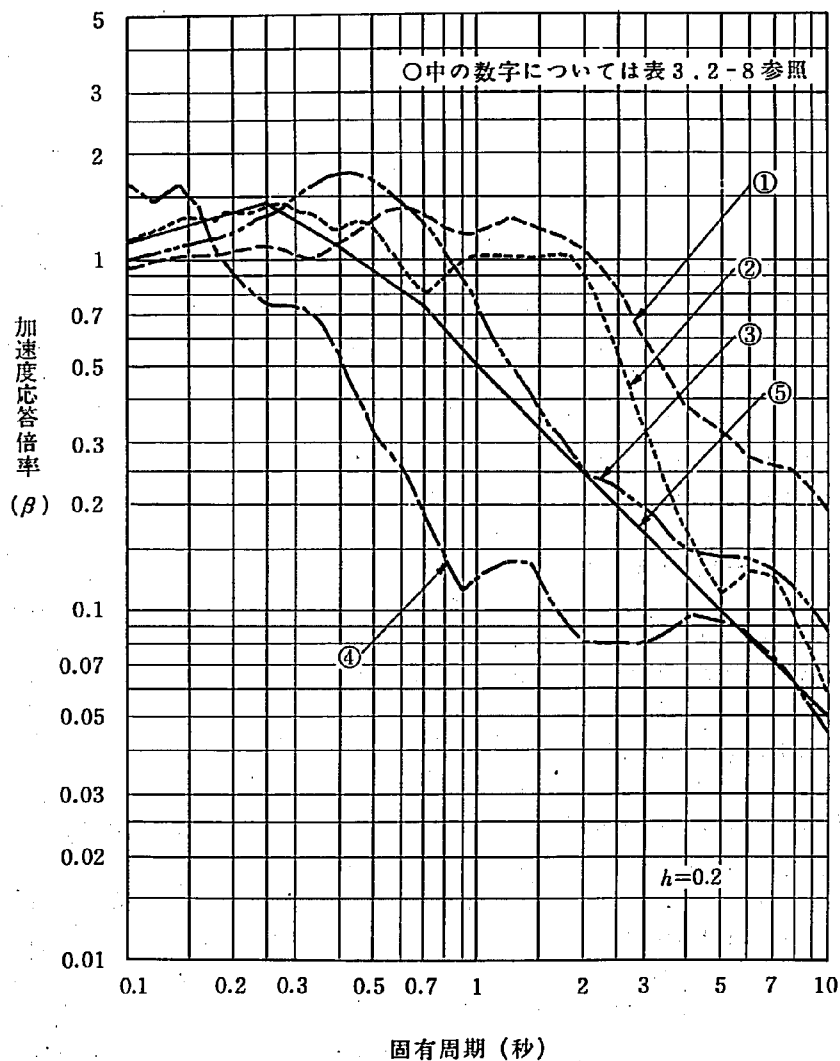


図 3.2-13 加速度応答倍率曲線 β (1gal 当り)

3・2・4 沈埋トンネル部の設計

3・2・4-A 概 説

ここでは、沈埋トンネル部および周辺地盤部の安定の検討と沈埋トンネル部の縦断方向および横断方向の断面設計について考察する。

周辺地盤部の安定は震度法によるすべりに対する安全率の検討と動的解析による検討を行った。

沈埋トンネル部の安定は震度法を用いてトンネル横断面の浮力に対する安定、鉛直支持力に対する安定、滑動に対する安定を検討した。

沈埋トンネル部の縦断方向の設計は変位法の考えに基づいて行ない、さらに地盤を質量-バネ系、沈埋トンネルをバネによって地盤に保持された力学系に置換した地震応答計算によってその結果を検証した。

沈埋トンネル横断面の設計は単位奥行きのかん体を周辺の地盤によって弾性的に支持された箱型ラーメン構造物として取扱ひ、震度法を適用して行なった

3・2・4-B 周辺地盤の安定の検討

沈埋トンネル周辺部の地盤条件は3・2・3-A-2に示すような軟質な粘性土を主とする沖積層から成っている。したがって、沈埋トンネル部は直接に下方の軟質な地盤によって支持されることを考慮して、沈埋トンネル部底面以深の地盤について地震時の安定の検討を行った。

検討の対象とする地盤としては軟質な粘性土が発達して分布している川崎側の海底部を考えた。この地点の地盤構成は図3・2-14に示す通りである。

計算は指針案「3・8・2 地盤の安定計算」によって震度法を用い、所定の安全率が得られない場合には、動的取扱ひによる計算を行うものとした。

検討の対象となるイ層のせん断強度 τ_f は一軸圧縮強度 σ_u の深さ方向の分布から地震時に急激な強度低下は生じないものとして

$$\tau_f = C = 0.15 z \quad \text{t/m}^2$$

ここで、内部摩擦角 $\phi = 0^\circ$

z : 海底面からの深さ

とした。

3・2・4-B-1 震度法による検討

図3・2-15に示すように、海底面から深さ D の範囲まで地盤力が作用するものとし、沈埋トンネル部底面直下の地盤内に水平スベリ面を仮定し、単位面積を有す

る土柱の力のつり合いから安全率を求める。

地震力を P_E 、底面せん断抵抗力を Q_B 、1層の単位重量を γ_1 、水平震度を R_h とすれば安全率 F_s は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{Q_B}{P_E} = \frac{\tau_f}{R_h \cdot D \cdot \gamma_1}$$

τ_f : 地盤のせん断強度

ここで、設計震度 $R_h = 0.18$ 、 $D = 10m$ 、想定する水平スベリ面の海底面からの深さ $z = 16m$ とすれば、 $\tau_f = 1.4 t/m^2$ であるから、前式より安全率 F_s は

$$F_s = \frac{0.15 \times 16}{0.18 \times 10 \times 1.4} = 0.95$$

となる。

3・2・4-B-2 動的取扱による検討

図3・2-14に示す地盤を図3・2-16に示すような多質点系せん断振動モデルに置換し、基盤面に入力を与えることによって地震時の地盤の最大水平変位量 $U_{max}(z)$ 、せん断ヒズミ γ 、せん断応力度を求めた。質点の間隔は2~3mとし、地盤の減衰定数 h は地震時での地盤のヒズミレベルを考慮して $h = 0.20$ とした。入力地震動については、平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所、1970、岩盤上、 $h = 0.20$ ）を用いて基盤面上で最大加速度を $150 gal$ とした場合と根室半島沖地震（1973）による静内の地下40mで得られた加速度の波形を使用する場合を考えた（図3・2-B参照）。計算は1層のせん断弾性係数 G の分布の相違による影響を考慮して図3・2-7に示すように深さ方向に等分布する場合と、海底面では、 $G = 0$ とし、1層中央では等分布する場合の G の値とした三角形分布の場合の2つのケースについて行った。各層の G の大きさについてはPS検層で測定された横波の速度 V_s を地震時でのヒズミレベルの増加を考慮して4倍とした設計せん断波速度 V_{SD} を用いて、

$$G = \frac{\gamma_1}{g} \cdot V_{SD}^2$$

ここに g : 重力の加速度

から求めた。

地盤の最大水平変位量 $U_{max}(z)$ 、せん断ヒズミ γ 、せん断応力度 $\tau_a(z)$ についての計算結果はそれぞれ図3・2-18~20に示す通りである。

これらの結果から、次のことが言える。

- 1) 安全率として $F_s(z) = \tau_f / \tau_m(z)$ とすれば平均応答スペクトル曲線で G を三角形

分布とした場合を除いて、 $F_s(z) > 1$ となっている。

- 2) 前項から、平均応答スペクトル曲線を用いた場合、 Q の分布の相違によって海底面近くでは $\tau_m(z)$ は大きな影響を受ける。
- 3) 最大水平変位量は海底面に近づくほど大きくなり、海底面では4～5 cmである。 Q の分布の相違による影響は小さい。
- 4) 地盤中のせん断ヒズミはI層では Q の分布の相違による影響を大きく受け、 Q が三角形分布の場合では等分布の場合に比べて海底面近くで大きく深くなるにつれて小さくなっている。
- 5) 沈埋トンネル部底面直下の海底面下1.6 m程度のレベルでは各ケース、入力によっても地盤に生じるせん断応力度 $\tau_a(z)$ は τ_f に比べかなり小さくなっており安定であると言える。
- 6) 根室半島沖地震で基盤面での最大加速度を波形特性を考慮せずに150 galに正規化した場合、図3・2-20中の一点鎖線で示した曲線のようになる。これによると地盤に生じるせん断応力度はせん断強度 τ_f よりも著しく大きくなっていることが分る。このように波形特性を考慮せずに正規化することの可否は明確でないが、海底面近くでは安定の度合は低下しており、地盤の動的諸特性を考慮したより詳細な検討が必要とされよう。

深さ	地層区分		N 値	単位重量
21.8 ^m	イ層	粘土シルト	0~2	1.4
	ロ層	粘土シルト砂	5~25	1.7
36.8 ^m	ニ-1層	細砂	<50	2.0
40.8 ^m	ホ-2層	硬質粘土	<20	1.8
63 ^m	ヘ層	細砂礫	<50	1.9
140 ^m	泥岩	岩盤	—	2.3

図 3-2-14 川崎側海浜地盤構成図

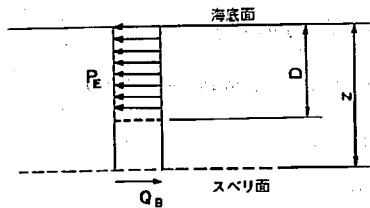


図 3-2-15 震度法によるモデル

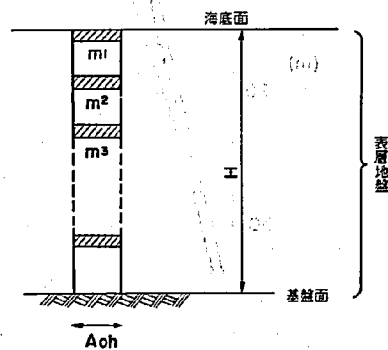


図 3-2-16 地盤の多質点系せん断振動モデル

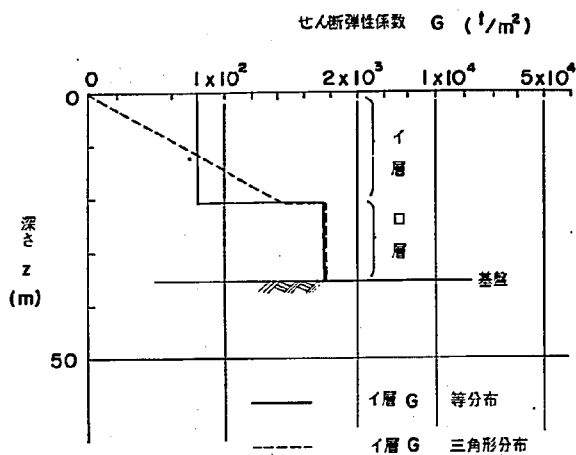


図3-2-17 動的取扱による計算に用いた
深さ方向の G の分布図

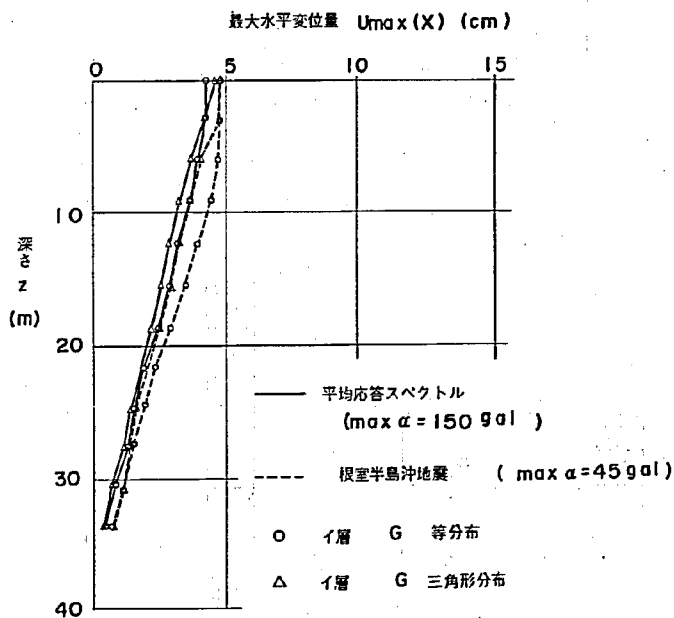


図3.2-18 地盤中の最大水平変位量の分布図

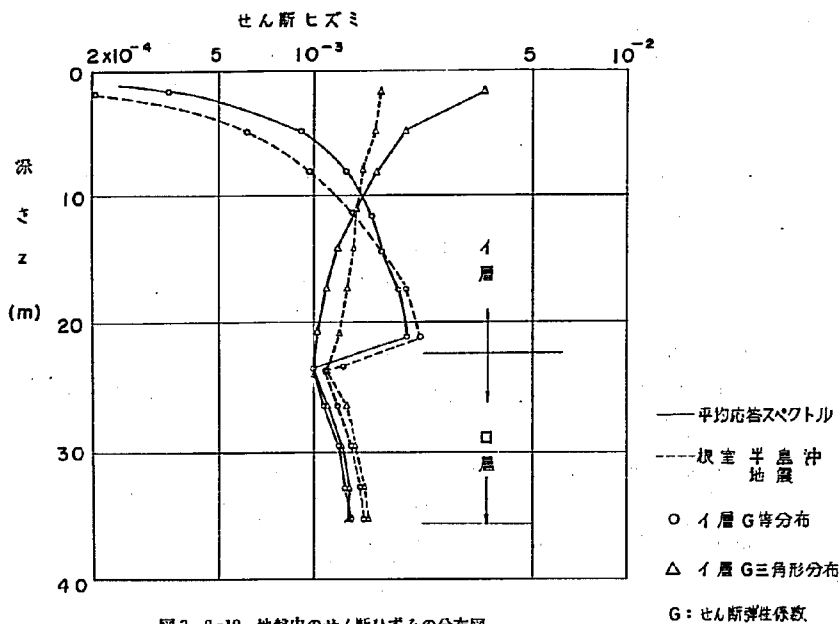


図 3.2-19 地盤中のせん断ひずみの分布図

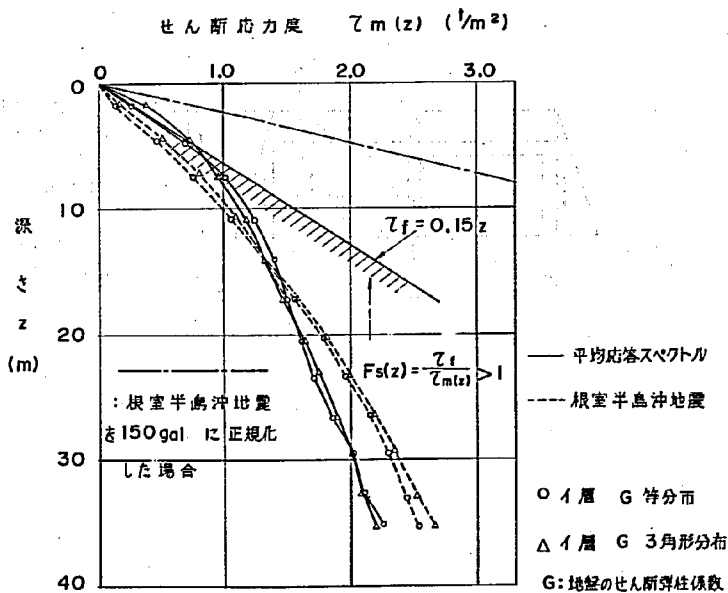


図 3.2-20 地盤中のせん断応力度の分布図

3・2・4-C 沈埋トンネル部の安定

3・2・4-C-1 浮力に対する安定

(1) 常時

沈埋トンネル部の断面形状を決定する際、浮力に対する安定を考慮してかん体の重量は浮力を上まわるように配慮されている。本例では、従来の経験（施工例）を参考にして、浮力に対する安全率を 1.1 以上とした。

$$\frac{\text{かん体重量 } W_T}{\text{浮力 } B_y} = \frac{W_T}{A_T \gamma_w} = \frac{649.7}{574.6 \times 1.025} = 1.103 > 1.1$$

なお、上記の安全率の規定は実情よりかなり安全側にあると考えられる。即ち浮上に対する抵抗として、上載土の重量および側壁面における摩擦力をも考慮すれば、実質上の安全率として

$$\frac{\text{浮上抵抗力 } W}{\text{浮力 } B_y} = \frac{W_T + W_S + 2F}{(A_T + A_S) \gamma_w} = \frac{649.7 + 150.3 + 2 \times 54.0 \times 0.5}{(574.6 + 75.1) \times 1.025} = 1.282$$

を期待することができるものと考えられる。

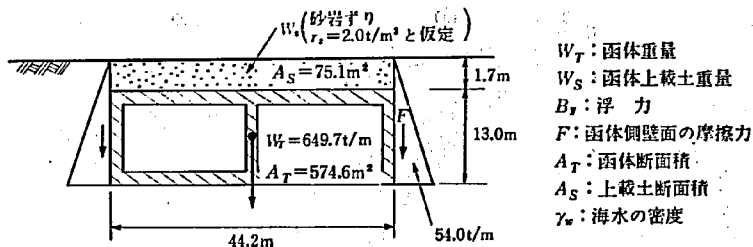


図 3.2-21 浮力に対する抵抗力

(2) 地震時

地震時におけるかん体の浮力に対する安定を震度法によって検討した。

かん体に対して鉛直震度 $K_V = 0.11$ が上向きに作用する場合について、常時と同様にして安全率を求めると次式のとおりとなる。

$$\frac{\text{浮上抵抗力 } W'}{\text{浮力 } B_y} = \frac{(649.7 + 150.3) \times (1 - 0.11) + 2 \times 54.0 \times 0.5}{(574.6 + 75.1) \times 1.025} = 1.150$$

3・2・4-C-2 鉛直支持力の検討

かん体の単位体積重量 ($\gamma_T = 1.103 \text{ t/m}^3$) は、かん体を埋設する前に存在していた土砂の単位体積重量 ($\gamma_S = 1.35 \sim 1.45 \text{ t/m}^3$) より小さいから地盤の鉛直支持力については問題が少ない場合が普通である。

現地盤の一軸圧縮強度 q_u およびボーリングによる土質調査の結果から、次式の関係が明らかにされている。

$$q_u = 0.3 Z \quad (Z: \text{深さ } \text{m})$$

したがって、かん体底面の深さにおいては、約 4.5 t/m^2 である。

一方、地盤の極限支持力 q は、粘土質地盤中の浅い連続基礎に対して、次式が与えられている。

$$q = 5.3 C + \gamma_s D_f$$

ここに C : 土の粘着力 ($= q_u / 2$)

D_f : 基礎の深さ (m)

γ_s : 土の水中重量 (t/m^3)

上式より

$$q = 5.3 \times \frac{0.3 \times 14.7}{2} + 1.0 \times 14.7 = 26.39 \text{ t/m}^2 \text{ である。}$$

従ってかん体底面における荷重 (反力) は次のようになる。

① 常時

$$\frac{W_T + W_S - \gamma_w (A_T + A_B)}{B_T} = \frac{649.7 + 150.3 - 1.025 \times (574.6 + 75.1)}{44.2} = 3.18 \text{ t/m}^2$$

② 地震時 ($k_V = 0.11$ 下向き)

$$\frac{(W_T + W_S)(1 + k_V) - \gamma_w (A_T + A_B)}{B_T} = \frac{(649.7 + 150.3) \times 1.11 - 1.025 \times (574.6 + 75.1)}{44.2} = 5.17 \text{ t/m}^2$$

ここで B_T は函体幅である。

3・2・4-C-3 滑動の検討

震度法により沈埋トンネル部の横断方向の滑動に対する安定の検討を行なった。

作用荷重は沈埋トンネルの本体とその上載土に作用する慣性力および地震時主働土圧とし、これらの荷重に対して沈埋トンネル底面に作用するせん断力および地震時受働土圧で抵抗するものとして滑動に対する安全率を求めた。

設計震度は「3・2・3-C-1 設計地震動」に従い、水平設計震度はトンネル部 $K_h = 0.22$ 、地盤部 $K_h = 0.18$ とした。また、地震力の作用範囲は地表面から 1.0 m までとした。

このようにして求めた作用荷重および抵抗力を図 3・2・22 に示す。

図 3・2・22 より、滑動に対する安全率を求めると、次のようになる。

$$F_s = \frac{Hu_1 + Hu_2 + P_D}{W_{Bh} + W_{Bh1} + W_{Bh2} + P_A} = \frac{68.1 + 32.2 + 9.0.1}{86.4 + 27.1 + 14.4 + 48.6} = 1.07 > 1.0$$

3・2・4-D トンネル部の耐震設計

3・2・4-D-1 縦断方向の耐震設計

(1) 設計条件

沈埋トンネルは、長さ 334.0 m 、幅 4.2 m 、高さ 13.0 m の矩形断面である。

地震時の断面力の計算に使用した断面定数を表 3・2・9 に示す。

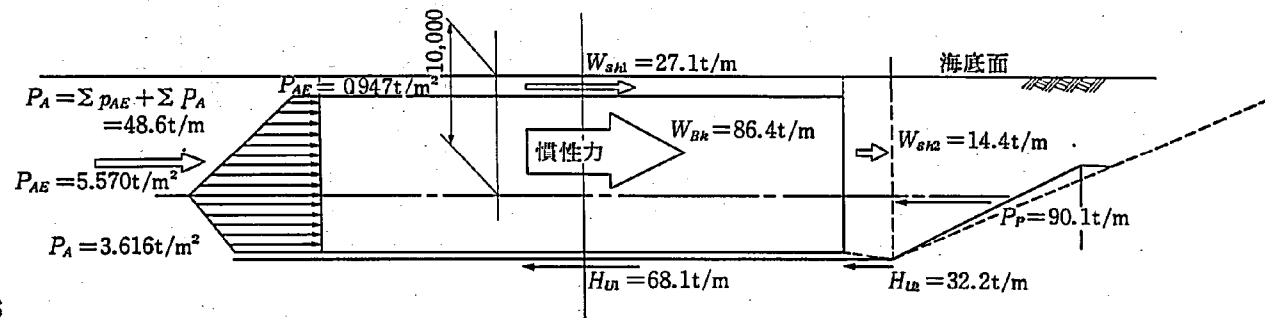
表 3・2・9 地震時断面力の計算に使用した断面定数

コンクリートの弾性係数		E	$3.0 \times 10^5 \text{ t/m}^2$
断面二次モーメント	水平方向	I_1	43.700 m^4
	鉛直方向	I_2	5.150 m^4
断 面 積		A	215 m^2
曲 げ 剛 性	水平方向	EI_1	$1311 \times 10^{10} \text{ t m}^2$
	鉛直方向	EI_2	$154.5 \times 10^{10} \text{ t m}^2$
縦 断 方 向 剛 性		EA	$645 \times 10^8 \text{ t}$
縦断方向単位長当り重量		W	650 t/m

沈埋トンネルのエレメント間相互は剛継手で接続されており、また、沈埋トンネルと換気塔とは構造上独立したものとして扱った。

基盤面は、地質調査、弾性波探査等の結果から水底面下 $30 \sim 40\text{ m}$ の位置にあるニ-1層、およびホ-2層に設定した。

基盤面から上の地盤の弾性係数は、せん断弾性波速度の実測値もしくは推定値を以



- W_{Bk} トンネル躯体に作用する慣性力
 W_{sh1} トンネル上載土に作用する慣性力
 W_{sh2} トンネル受働側埋戻し土に作用する慣性力
 P_A トンネルに作用する全主働土圧
 H_{u1} トンネルでのせん断抵抗力
 H_{u2} トンネル受働側埋戻し土内のせん断抵抗力の水平成分
 p_p 仮想背面上に作用する全受働土圧

図 3.2-22 横断面の滑動に対する検討

倍した値と単位体積重量から求めた。東京湾湾央西部におけるせん断弾性波速度とN値との関係を図3・2-23に示す。

実測及び実験の例によれば、 10^{-3} 程度の歪の時の地盤の剛さは 10^{-6} 程度の歪の時の剛さに対して約 $\frac{1}{4}$ になる。従って、解析の結果、地盤に生じる歪は 10^{-3} 程度であるから、せん断弾性波速度は 10^{-3} 程度のときには 10^{-6} 程度の剛さの時の $\frac{1}{4}$ 程度としたものである。

このようにして求めた基盤面より上の地盤の弾性係数を図3・2-24、表3・2-10に示す。

表3・2-10 地盤定数

地 盤 種 別	単位体積重量 (t/m^3)	設計に考慮するせん断弾性波速度* (m/sec)	弾性係数 E (t/m)
イ 層	1.4	75	2400
ロ 層	1.7	100	5200
ホ ー 1 層	1.8	130	9300
盛 土	2.0	120	9000
サンドマツト	2.0	120	9000
サンドコンパクション	1.7	100	5200
砂 置 換	2.0	120	9000

*弾性波探査による実測値もしくは推定値の $\frac{1}{4}$ とした。

(2) 変位法による地震時断面力の算定

変位法の概念に基いて、地震時断面力を算出した。

ここでは、地震波がせん断波速度で正弦波形で伝播するという仮定に基いて、地震時のトンネル軸線上の地盤の変位を定めた。設計基盤面で考慮する水平加速度 A_{0H} は「3・3・1 設計地震動」に基いて、150ガルとした。

地震動の波長は断面力が最大となるようにとった場合と、基盤面から上の地盤の厚さの4倍ととった場合を求め、後者については、軸力による応力度と曲げモーメントによる応力度の重畳を検討した。

沈埋トンネルの変位に関する剛性係数は地盤中に埋設された沈埋トンネルの断面を引延ばして、半無限弾性体上に置かれた帯状の剛な板と考えて求めた。

沈埋トンネルと換気塔とは構造上独立しているため、断面力は境界条件を満足するようトンネルの両端部近傍において補正した。

表層地盤は2～3層の異なったせん断弾性波速度の地盤より構成されている。この

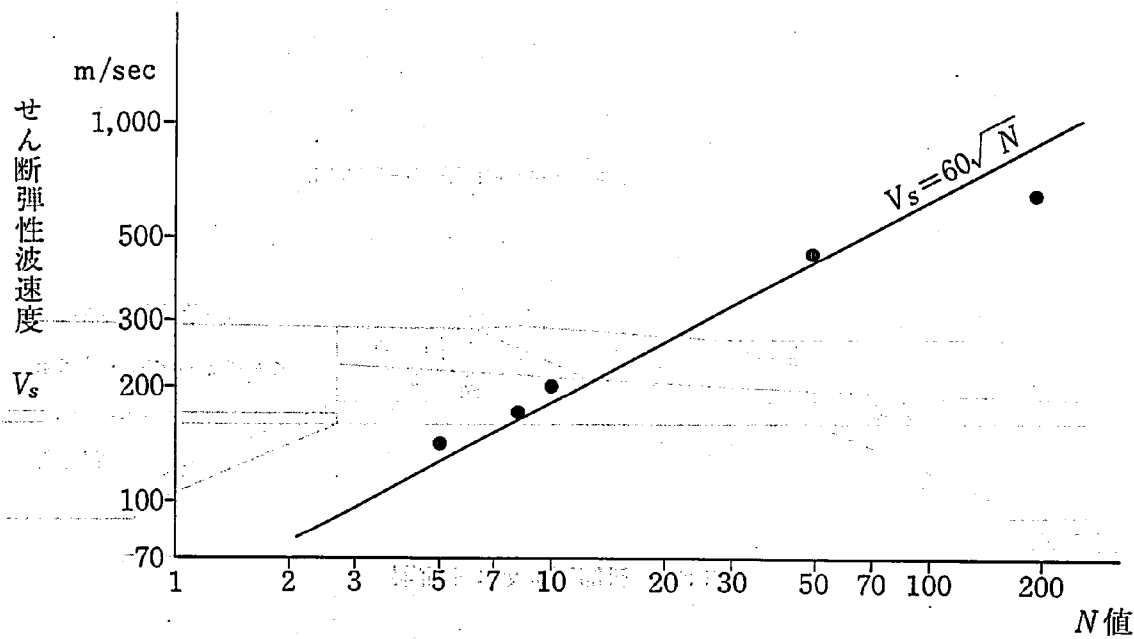


図 3.2-23 東京湾湾中央面部におけるせん断弾性波速度と
N値の関係

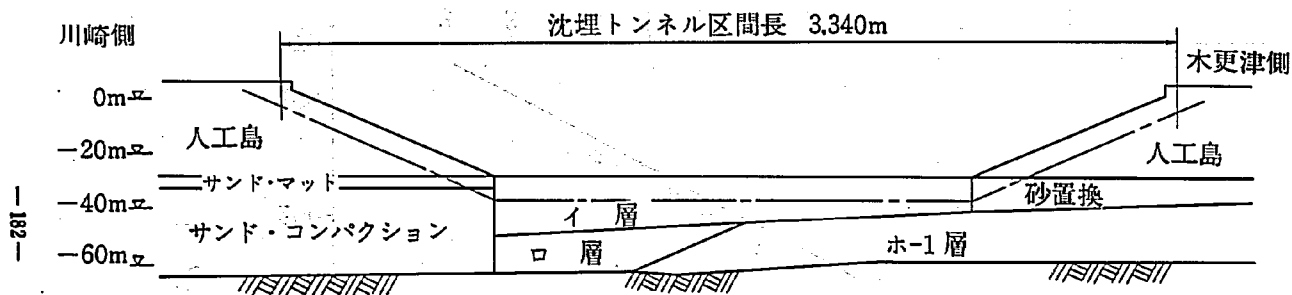


図 3.2-24 表層地盤のモデル化

ような表層地盤の固有周期 T は次式で計算される換算せん断波速度をもった一様な地盤と置きかえて求めた。

$$T = \frac{4H}{V_{sc}} = \sum \frac{4H_i}{V_{si}}$$

ここで、 H 、 V_{sc} は、それぞれ表層地盤の全厚さおよび換算せん断波速度であり、 H_i 、 V_{si} は i 番目の地盤の厚さおよび表 3・2-10 に示すせん断弾性波速度の値である。

鉛直面内の地盤の変形によってトンネルに生じる断面力は次の仮定のもとに、水平面内の場合と同様にして求めた。第 1 に鉛直面内の地盤の変形も鉛直面内を互いに直交した方向に進行する 2 組の波動によって表わされるものとし、波動の進行方向、向き、位相は水平面内の波動の場合と同じように取扱った。第 2 に、鉛直面内をトンネル軸に平行に進行する波動の変位振幅は水平面内を進行する波動の変位振幅の $1/2$ とした。第 3 に鉛直面内をトンネル軸に対して 45° の角度で進行する波動の変位振幅は水平面内を進行する波動の変位振幅の $1/2$ とした。

軸力は水平面内および鉛直面内を進行する波動によって、それぞれ 2 組ずつ、計 4 組生じる。これらの軸力は沈埋トンネルの同一方向に生じる場合があるので、次のような重畳を行なって検討を加えることにした。第 1 に波動の波長をトンネルに生じる断面力が最大となるようにとった場合には、水平面内もしくは鉛直面内の波動による 2 組の軸力の 2 乗和の平方根をとり、その大きい方の軸力をとることにした。第 2 に波動の波長を基盤面上の表層地盤の厚さの 4 倍ととった場合には、水平面内および鉛直面内の波動による 4 組の軸力の 2 乗和の平方根とした。また、波動の波長を断面力が最大となるようにとった場合には、それぞれの平面ごとに軸力の重畳を行ない検討を加えるようにしたものである。水平面、鉛直面の両面内の波動による軸力の重畳を検討するため、波動の波長を基盤面上の表層地盤の厚さの 4 倍ととった場合に、4 組の軸力を考慮することにした。

変位法によって計算した地表面最大変位およびトンネル最大変位の分布、最大断面力の分布をそれぞれ図 3・2-25、3・2-26 に、断面力の最大値を表 3・2-11 に示す。図 3・2-25、3・2-26、表 3・2-11 には後述する地震応答計算による結果も併せ示されている。

(3) 地震応答計算による検証

地震応答計算では、地盤をバネ-質量系、沈埋トンネルを地盤に弾性的に保持される棒もしくは梁系とし、基盤に「3・2・3-0-2 地震応答計算に使用した地震動の加速度波形」に示す4種類の地震動の波形と平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所，1970，岩盤）を作用させて、トンネルに生じる断面力を計算した。

計算に際しては、地盤の固有周期，減衰定数，振動モード，トンネルを保持する地盤のバネは，上述の(2)で用いた値と同一の値を用いた。

上下方向の応答計算においては，上下方向の地盤の振動振幅を，水平方向（トンネル軸直角方向）の地盤の振動の振幅の $\frac{1}{2}$ とした。

地震応答計算によって求めた地表面変位およびトンネル変位，断面力の分布を図3・2-25～28に示す。ここで，図3・2-25～26は平均応答スペクトル曲線による計算結果を，図3・2-27～28は4種類の地震動の波形による計算結果を示している。また，これらの応答値のうち断面力の最大値を表3・2-11に示す。

なお，応答レベルの比較のために，波形特性を考慮することなく基盤に作用させる加速度の最大値を150ガルに正規化した場合の断面力を表3・2-12に示す。この場合には，根室半島沖地震および八丈島近海地震などの遠距離に発生した大規模地震を考慮した場合の軸力だけが変位法による最大断面力よりも大きくなっている。

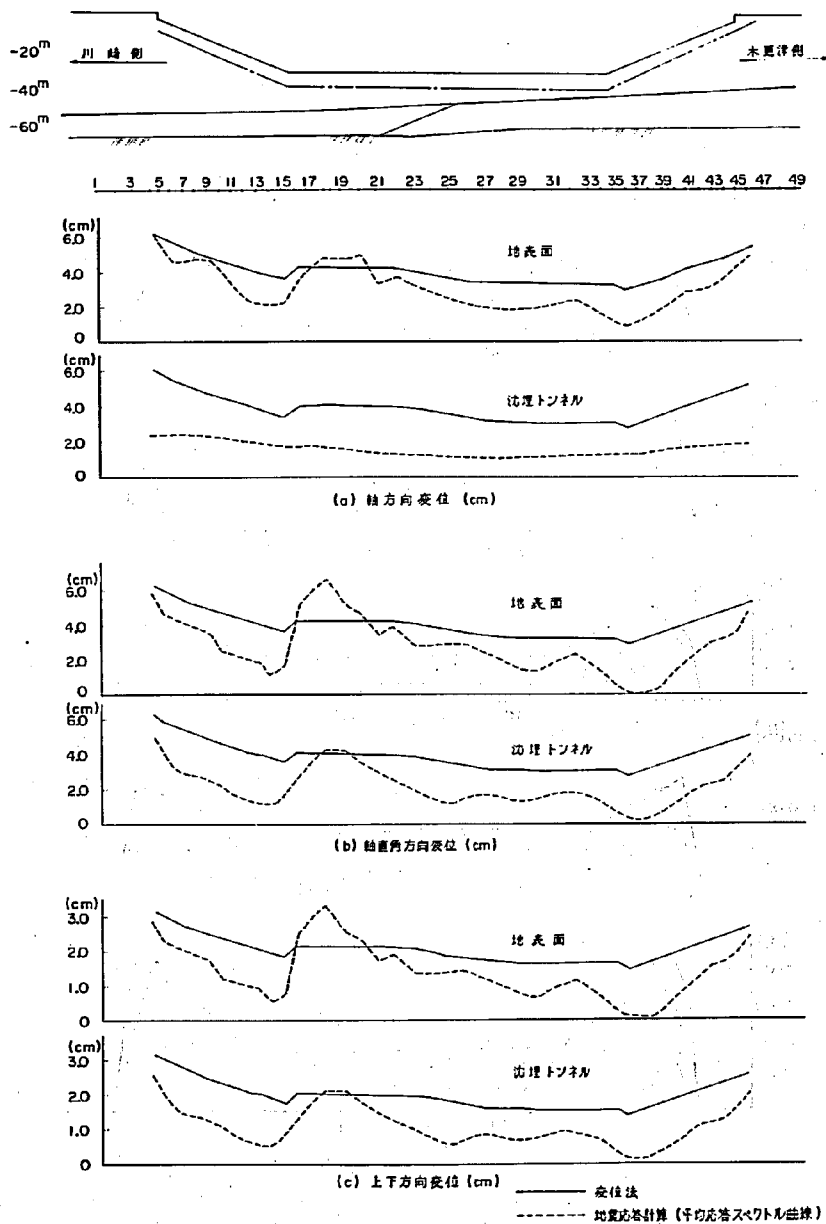


図 3.2-25 変位法および地震応答計算(平均応答スペクトル曲線)による最大変位の分布

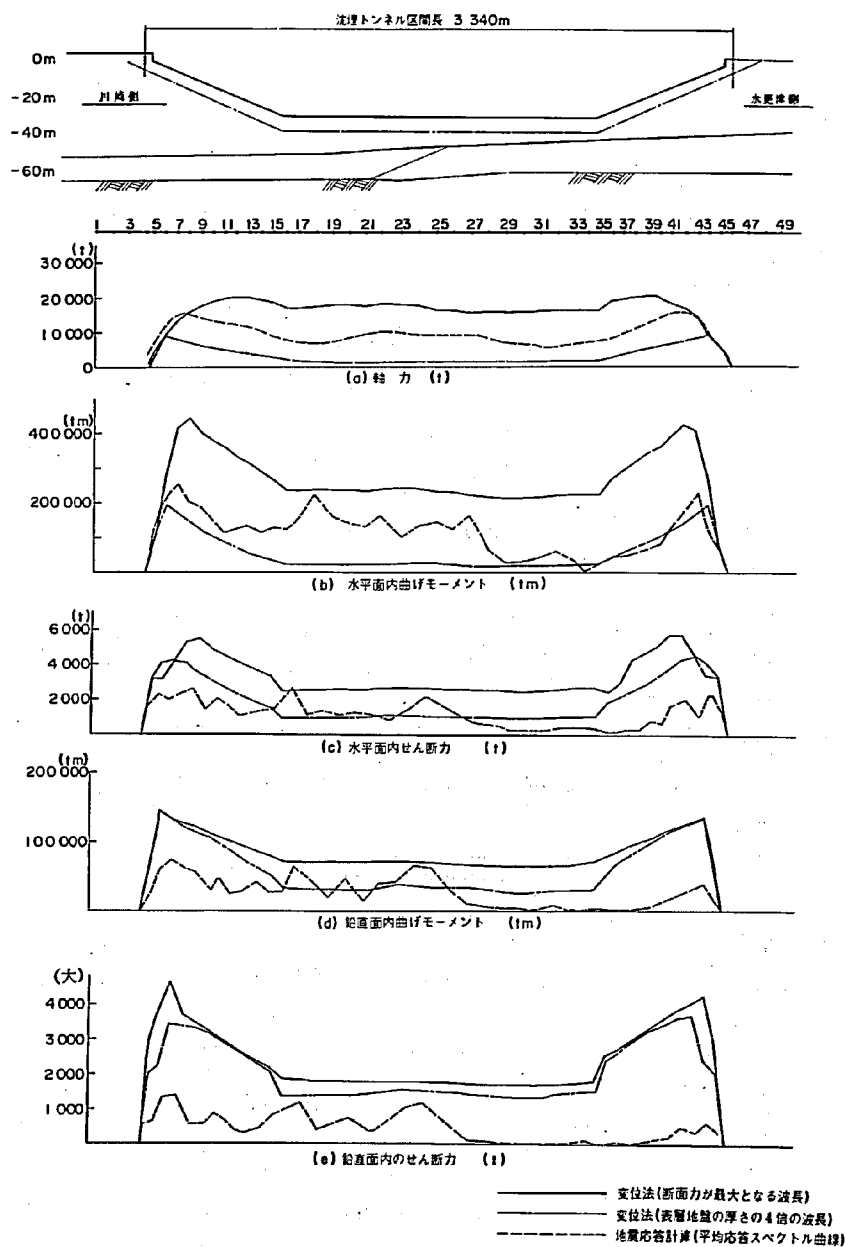


図 3.2-26 変位法および地震応答計算(平均応答スペクトル曲線)による最大断面力の分布

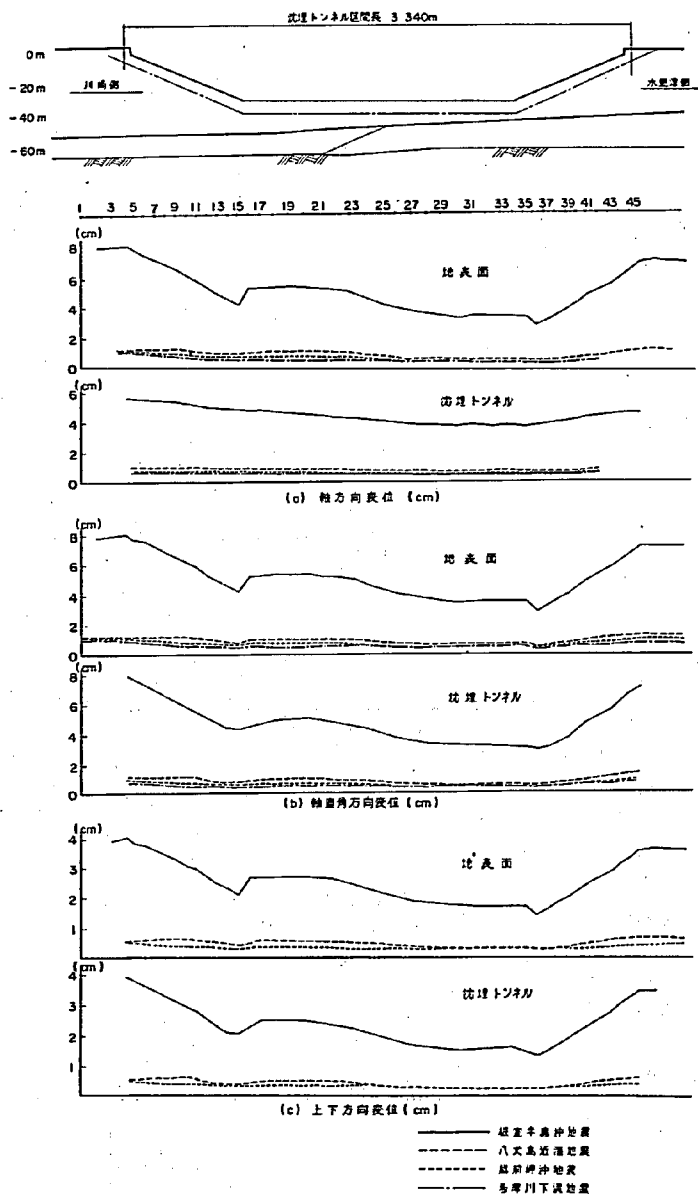


図 3.2-27 地震応答計算 (4 種類の地震動の波形) による最大応答変位の分布

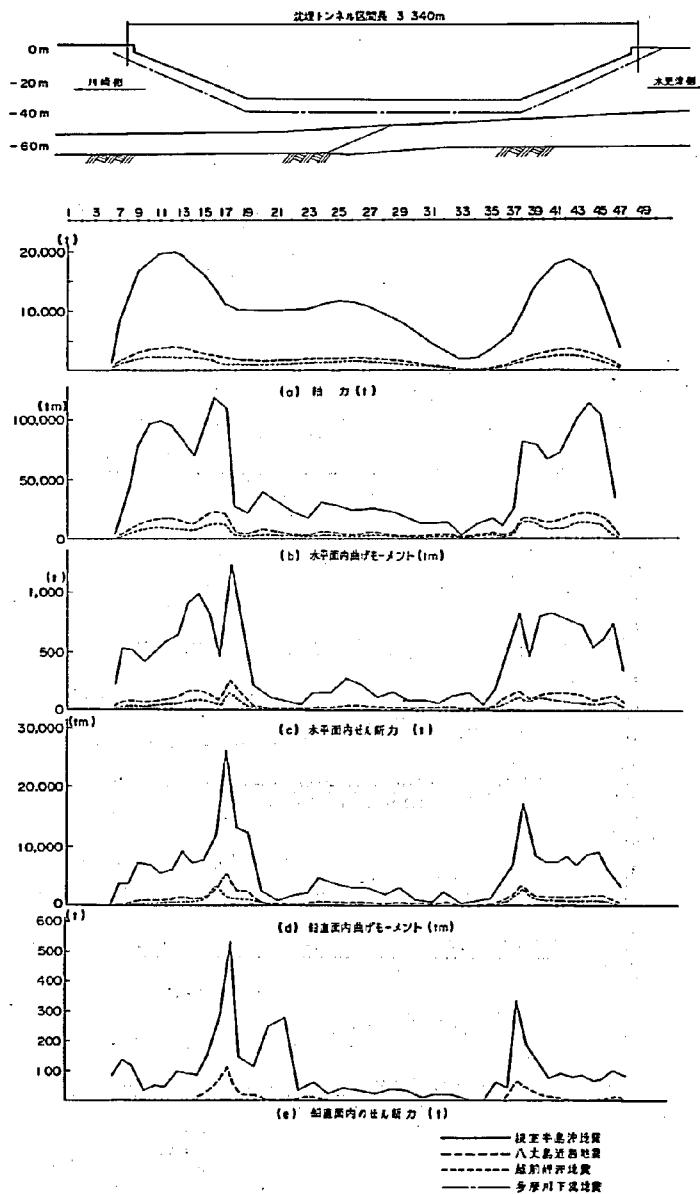


図 3.2-28 地震応答計算(4種類の地震動の波形)による
最大応答変位の分布

表 3・2-11 最大断面力

計算方式	地 震 応 答 計 算					変 位 法	
						表層地盤の 4 倍の波長	断面力が最大 となる波長
地震種類	根室半島沖 地震 (1973.6.17)	八丈島近海 地震 (1972.12.4)	越前岬沖 地震 (1963.3.27)	多摩川下流 地震 (1970.9.30)	平均応答 スペクトル (岩盤上)	平均応答 スペクトル (岩盤上)	平均応答 スペクトル (岩盤上)
最大加速度 (gal)	45	10	22	6	150	150	150
軸 力 (t)	19900	3750	2450	180	15400	9900	20600
水平曲げモー メント (tm)	119000	23800	13400	1120	259600	199000	441700
鉛直曲げモー メント (tm)	26200	5800	3500	280	70000	139400	147000
水平せん断力 (t)	1230	260	150	10	2760	4740	5810
鉛直せん断力 (t)	540	120	70	6	2000	3720	4290

表 3・2-12 最大断面力 (最大加速度を150ガルに正規化した場合)

計算方式	地 震 応 答 計 算					変 位 法	
						表層地盤の 4 倍の波長	断面力が最大 となる波長
地震種類	根室半島沖 地震	八丈島近海 地震	越前岬沖地 震	多摩川下流 地震	平均応答スペ クトル (岩盤)	平均応答スペ クトル (岩盤)	平均応答スペ クトル (岩盤)
軸 力 (t)	66300	56300	16700	4500	15400	9900	20600
水平曲げモー メント (tm)	396700	357000	91400	28000	259600	199000	441700
鉛直曲げモー メント (tm)	87300	87000	23900	7000	70000	139400	147000
水平せん断力 (t)	4100	3900	1000	250	2760	4740	5810
鉛直せん断力 (t)	1800	1800	480	150	2000	3720	4290

(4) 断面応力度の検討

表 3・2-11 に示した(2)の計算方法による断面力に対して、以下の要領で断面応力度を検討した。

(I) 波動の波長を断面力が最大となるようにとった場合には、水平面内もしくは鉛直面内の波動によって生じる軸力、曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ個別に断面の応力度を検討した。この場合に、断面力間および水平面と鉛直面の間の重畳は行なわない。

(II) 波動の波長を基盤面より上の地盤の厚さの 4 倍にとった場合には、水平面もしくは、鉛直面の波動によって生じる曲げモーメントによる応力度と、軸力による応力度をそれぞれ $1/\sqrt{2}$ 倍して重畳し、断面応力度を検討した。ここで $1/\sqrt{2}$ 倍したのは軸力の最大が生じる位置と曲げモーメントの最大が生じる位置がずれていることを考慮したものである。この場合に、水平面と鉛直面の間の重畳は行なわない。

沈埋トンネルの断面形状および、軸方向鉄筋は「3・2・3-B 常時の設計」に示した D38, 1940 本 (15cm 間隔で平均一段半程度) とした。この場合の抵抗断面力は表 3・2-5 に示した通りである。

この断面に対して、応力度を求めると表 3・2-13 に示すとおりとなった。表 3・2-13 は曲げモーメントに対しては鉄筋コンクリートの弾性理論で、引張にたいしては、鉄筋だけを考慮して計算した結果である。せん断力は、コンクリート全断面積で抵抗するとして応力度を求めた。また、表 3・2-11 に示した軸力、曲げモーメント、せん断力の生じる位置は少しずつ異なっているが、表 3・2-13 の計算では、便宜上これらの各最大断面力がすべて同一の位置に生じているものとした。

表 3・2-13 断面応力度の検討

変 位 法	断 面 力	応 力 度 (kg/cm ²)		
		σ_c	σ_s	τ_c
波長を断面力が最大となるようにした場合	軸 力	—	933	—
	水平面内の曲げモーメント	4	1,946	—
	鉛直面内の曲げモーメント	8	1,883	—
	水平面内のせん断力	—	—	5
	鉛直面内のせん断力	—	—	7
波長を基盤上の表面地層の厚さの4倍にとった場合	軸力と水平面内の曲げモーメント	2	702	—
	軸力と鉛直面内の曲げモーメント	8	1,305	—

1) 軸方向鉄筋: D38 1940本 (配筋は図3・2-10参照)

2) σ_c : 圧縮コンクリート応力度, σ_s : 引張鉄筋応力度, τ_c : コンクリートせん断応力度

3) 許容応力 (常時の50%増し)

$$\sigma_{sa} = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ca} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

3・2・4-D-2 横断面の耐震設計

沈埋トンネル横断面の耐震設計は単位奥行きのかん体を周辺の地盤によって弾性的に支持された箱型ラーメン構造物として取扱ひ、震度法を適用して行なった。対象とした断面は「3・2・3-B 常時の設計」で示した図3・2-10の断面である。

荷重としては、トンネル断面および上載土の水平および鉛直方向の慣性力、満潮位の水圧、地震時の主動土圧、トンネル断面の自重を考えた。

設計震度は「3・2・3-C-1 設計地震動」に従い、水平震度 $k_h = 0.22$ 、鉛直震度 $k_v = 0.11$ とした。また、鉛直震度の向きは上向き、下向きの両方の場合を検討した。

地盤と沈埋トンネル横断面を結ぶ弾性支承は地盤反力係数から求め、次の2種類の場合を検討した。

(i) $K_H = K_V = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $K_S = 0.05 \text{ kg/cm}^2$

(ii) K_H , K_V , K_S が非常に小さい場合

ここで、

K_H : 沈埋トンネル側面での横方向地盤反力係数 (kg/cm²)

K_V : 沈埋トンネル底面での鉛直方向地盤反力係数 (kg/cm²)

K_S : 沈埋トンネル底面でのせん断に対する地盤反力係数 (kg/cm²)

このようにして求められた断面力の一例として、最大曲げモーメントの分布を図3・2-29に示す。図3・2-29は鉛直震度の向きおよび地盤反力係数の大きさを

変えて計算した中の最大値の分布を示したものである。軸力およびせん断力も同様にして求めた。代表的な位置におけるこれら最大断面力の大きさおよび断面応力度を、表 3・2-14~15 に示す。

地震時における許容応力度の割増しを考慮すると、曲げモーメントおよび軸力に対しては、許容応力度に十分余裕がある。

せん断力はわずかに許容応力度を超えている場所があるので、スターラップ等で補強することが必要である。

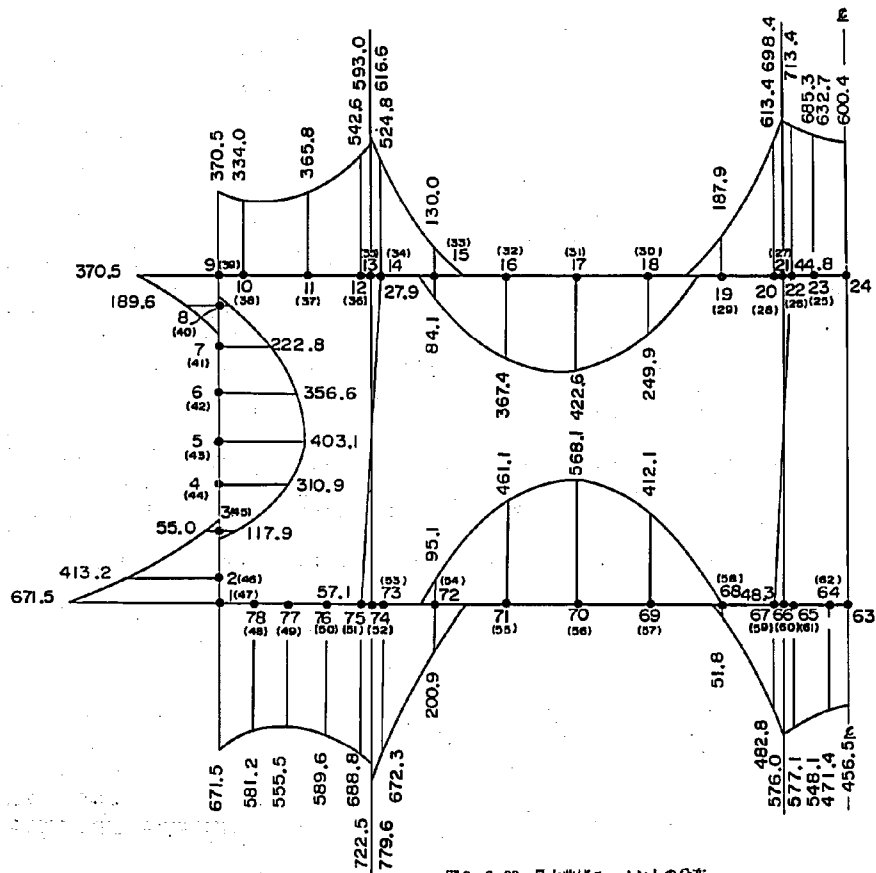
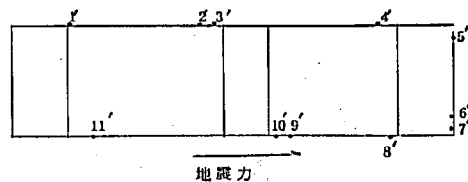


図3.2-29 最大曲げモーメントの分布

(單位: m)

表3・2-14 せん断力を受ける断面のせん断応力度
及び鉄筋の付着応力度



断 面		1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'
d		205.7	142	202	145.7	156.7	153.3	193.3	220.7	160.7	220.7	160.7
As (cm ²)	D41	1 ¾ 段	2 ½ 段	2 ½ 段	1 ¾ 段	1 ½ 段	2 ¼ 段	2 ¼ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段
	etc 150	156.3	223.3	223.3	156.3	134.0	201.0	201.0	156.3	156.3	156.3	156.3
M (tm)		265.2		606.1				302.8	326.7			
Q (t)		228.7	214.2	285.8	183.7	241.6	225	291.8	273.1	225.9	304.4	224.0
$Q_1 = Q - \frac{M}{d} \tan \alpha (t)$		185.8		185.9				239.6	223.8		231.6	
τ (kg/cm ²)		11.1	17.2	11.1	14.4	17.6	16.8	15.0	12.7	16.1	12.8	15.9
τ_0 (kg/cm ²)		7.3	8.0	5.1	9.5	11.6	8.6	7.7	8.4	10.6	8.4	10.5

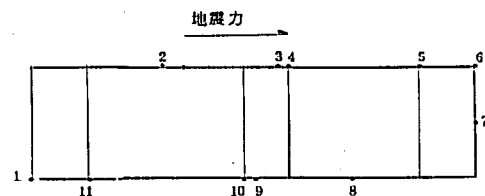
τ : せん断応力度

τ_0 : 付着応力度

$\tau_n = 10 \text{ kg/cm}^2 \times 1.5 = 15.0 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_{0n} = 18 \text{ kg/cm}^2 \times 1.5 = 27.0 \text{ kg/cm}^2$

表 3・2-15 曲げモーメント及び軸力を受ける断面の応力度



断 面	1 側壁	1 底版	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
h (cm)	210	195	160	195	220	220	160	170	175	195	235	235
d (cm)	193.3	180.7	145.7	177	202	205.7	145.7	156.7	160.7	180.7	220.7	220.7
As (cm ²)	D41 etc 150	2 ½ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段	2 ½ 段	2 ½ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段	1 ¾ 段
		201.0	156.3	156.3	223.3	223.3	156.3	156.3	131.0	156.3	156.3	156.3
p 鉄筋比	0.0104	0.00865	0.0107	0.0128	0.0111	0.00760	0.0107	0.00836	0.00973	0.00865	0.00708	0.00708
M (tm)	671.5	671.5	422.6	632.7	713.4	616.6	370.5	403.1	568.1	471.4	577.1	779.6
N (t)	98.0	318.9	196.2	221.5	209.9	228.7	242.7	94.3	281.9	298.4	296.8	317.6
σ_c (kg/cm ²)	8.47	118.7	94.7	94.6	88.3	87.2	94.4	80.6	110.7	86.0	75.5	99.7
σ_s (kg/cm ²)	1732	1855	1551	1400	1405	1554	1225	1866	1775	1131	1125	1710

$$\sigma_{cn} = 100 \times 1.5 = 150 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{sn} = 1830 \times 1.5 = 2700 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{SD } 30)$$

3・2・5 換気塔部の設計

ここでは、換気塔建屋の設計は省略し、換気塔基礎の設計を掲げる。基礎構造は、地盤条件等から大径場所打鉄筋コンクリート杭基礎とした。杭基礎の設計では換気塔の側面土圧を無視して行なった。

3・2・5-A 設計震度

設計震度は次式によって求めた。

$$\begin{aligned} k_h &= \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot k_0 \\ &= 1.00 \times 1.2 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.2 \\ &= 0.24. \end{aligned}$$

ここに k_h = 設計水平震度

γ_1 = 地域別補正係数 (1.00)

γ_2 = 地盤別補正係数 (1.2)

γ_3 = 重要度別補正係数 (1.0)

k_0 = 標準設計水平震度 (0.2)

β = 応答を考慮した補正係数 (1.0)

3・2・5-B 換気塔底面作用力

各ケースにおける換気塔底面作用力は、次のとおりである。

表3・2-16 換気塔底面作用力

底面作用力	ケース	単位	常 時	地 震 時	
				浮力を無視	浮力100%考慮
鉛 直 力 V		t	90,230	90,230	34,960
水 平 力 H		t		21,660	21,660
モーメント M		t・m		314,070	314,070

地下水位はTP + 0.93mとした。

3・2・5-C 安定計算

安定計算は常時および地震時（軸直角方向）について行なう。また、常時については浮力無視、地震時には浮力を考慮した場合について行なう。

3・2・5-C-1 杭の配置

杭の配置は次のとおりとする。

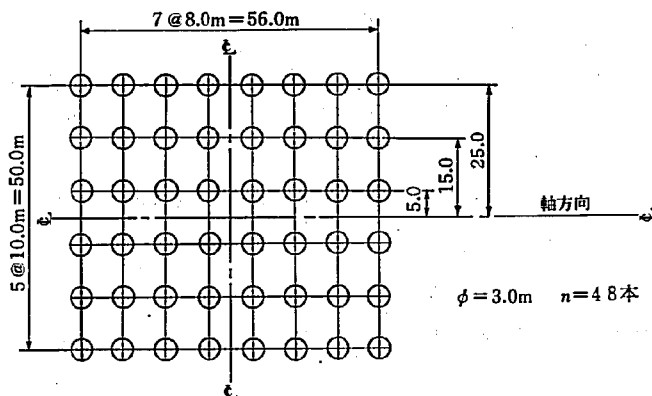


図3.2-30 杭の配図

$$\sum X_i^2 = 2 \times 8 (5.0^2 + 15.0^2 + 25.0^2) = 14000 \text{ cm}^2$$

3・2・5-C-2 杭の反力

$$\text{常時} \quad V_i = \frac{V}{n} = \frac{90230}{48} = 1880 \text{ t/本} \quad H_R = 0$$

$$\begin{aligned} \text{地震時} \quad V_i &= \frac{V}{n} \pm \frac{M}{2 \sum X_i^2} X_i \\ &= \frac{34960}{48} \pm \frac{314070}{14000} = \begin{cases} 1290 \text{ t/本} \\ 1701 \text{ t/本} \end{cases} \end{aligned}$$

$$H_i = \frac{H}{n} = \frac{21660}{48} = 451 \text{ t/本}$$

3・2・5-C-3 杭の支持力および応力

杭の地震時の応力および鉛直支持力を求めると、表3・2-17のようになった。

表3・2-17 杭の支持力および応力

項 目		備 考
地 震 時 反 力	鉛 直	$V=1.290 \text{ t/本}$
	水 平	$H=451 \text{ t/本}$
応 力	コンクリート	$\sigma_c = 124 \text{ kg/cm}^2$
	鉄 筋	$\sigma_s = 2152 \text{ kg/cm}^2$
杭 頭 変 位 置		$\delta = 0.0137 \text{ m}$
鉛 直 支 持 力	極 限 支 持 力	13500t
	常 時 許 容 支 持 力	4500t
	地 震 時 許 容 支 持 力	6750t
	負の摩擦力を考慮した時の許容支持力	9000t

杭直径 $\phi = 3.00 \text{ m}$
横方向地盤反力 $K = 1 \text{ kg/cm}^2$
鉄筋量 $A_s = 837 \text{ cm}^2$
(41-D51 etc 19.9cm)

3・2・5-D 換気塔の固有周期の計算

換気塔の固有周期は換気塔を並進と回転の2自由度の振動系で表わされる力学モデルに置換し、本州四国連絡橋公団、耐震設計指針剛体基礎の安定計算法(案)(昭和47年11月)に準じて求めた。

3・2・5-D-1 力学モデルの設定

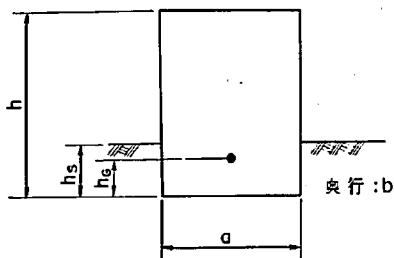


図3.2-31 換気塔

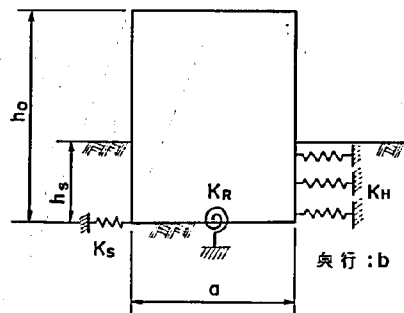


図3.2-32 力学モデル（原形モデル）

h_s : 根入れ深さ = 20.5 m

h_g : 重心の高さ = 14.5 m

W : 換気塔全重量 = 90.300 t

$H_o = 2 H_g$: 力学モデルの高さ = $2 \times 14.5 = 29.0$ m

a : 換気塔幅 = 5.8 m

b : 換気塔奥行 = 5.8 m

K_s : 換気塔底面のせん断ばね係数 = 1.325×10^6 t/m

K_H : 換気塔側面の水平方向ばね係数 = 1.02×10^4 t/m

K_R : 回転ばね係数 = 6.678×10^9 t·m/rad.

3・2・5-D-2 固有周期の計算

換気塔の力学モデルを図3・2-32から図3・2-33に示すように、点0にある水平バネ K_1 と回転バネ K_2 で表わされる力学モデルに置換し、基礎中心線上の一点Rを中心として振動するとして固有周期を計算した。

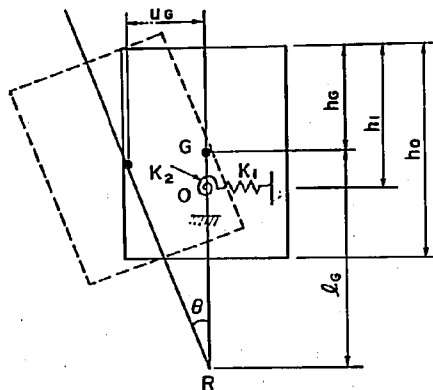


図 3.2-33 力学モデル (等価ばね使用モデル)

K_1 , K_2 は、振動時の基礎側面および底面のバネ作用と等価なバネ作用をするように置換えるものとし、次式で求めた。

K_H は深さ方向に一様分布とした。

$$K_1 = K_H h_s \theta + K_s$$

$$K_2 = \frac{l}{3} K_H \{ (h_s + h_1 + h_0)^3 + (h_0 - h_1)^3 \} + K_R + K_s (h_0 - h_1)^3$$

$$h_1 = \frac{1}{K_1} \{ K_H \theta (h_0 - \frac{h_s}{2}) h_s + K_s h_0 \}$$

等価バネに置き換えた力学モデルの重心点について 2 自由度系の運動方程式をたてると、次のようになる。

$$M \ddot{u}_G + K_1 u_G - K_1 (h_1 - h_0) \theta = 0$$

$$J \ddot{\theta} - K_1 \{ u_G - (h_1 - h_0) \theta \} (h_1 - h_0) + K_2 \theta = 0 \quad \text{.....①}$$

ただし

$$M = \frac{W}{g} \quad (kg \cdot sec^2/cm)$$

$$J = \frac{M}{12} (a^2 + h_0^2) \quad (kg \cdot cm \cdot sec^2)$$

上式の解を

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= u_0 \cos (pt + \delta) \\ \theta &= \theta_0 \cos (pt + \delta) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ②$$

とにおいて運動方程式①に代入すると

$$\left. \begin{aligned} (-Mp^2 + K_1) u_0 - K_1 (\ell_1 - \ell_0) \theta_0 &= 0 \\ -K_1 (\ell_1 - \ell_0) u_0 + \{-Jp^2 + K_1 (\ell_1 - \ell_0)^2 + K_2\} \theta_0 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ③$$

これが u_0 , θ_0 に対して解を有するには次式が成立しなければならない

$$\begin{vmatrix} -Mp^2 + K_1 & -K_1 (\ell_1 - \ell_0) \\ -K_1 (\ell_1 - \ell_0) & -Jp^2 + K_1 (\ell_1 - \ell_0)^2 + K_2 \end{vmatrix} = 0 \dots\dots\dots ④$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} p_{11}^2 &= \frac{K_1}{M} \\ p_{22}^2 &= \frac{K_1^2 (\ell_1 - \ell_0)^2 + K_2}{J} \\ p_{12}^2 &= \frac{K_1^2 (\ell_1 - \ell_0)^2}{M \cdot J} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ⑤$$

とおくと

④式は次のようになる。

$$(-p^2 + p_{11}^2) (-p^2 + p_{22}^2) - p_{12}^2 = 0 \dots\dots\dots ⑥$$

⑥式を p^2 について解くと、固有円振動数 p_1 , p_2 は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} p_1^2 \\ p_2^2 \end{aligned} \right\} = \frac{1}{2} \left(p_{11}^2 + p_{22}^2 \pm \sqrt{(p_{11}^2 - p_{22}^2)^2 + 4 p_{12}^2} \right) \dots\dots\dots ⑦$$

したがって、1 次、2 次の固有周期 T_1 , T_2 は

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{2\pi}{p_1} \\ T_2 &= \frac{2\pi}{p_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ⑧$$

となる。

ここで、

$$\begin{aligned} K_1 &= 254 \times 10^6 \text{ t/m} \\ K_2 &= 6.78 \times 10^9 \text{ t m/rad.} \\ \ell_1 &= 241 \text{ m} \end{aligned}$$

であるから、1次および2次の固有周期を求めると、次のようになる。

$$T_1 = 0.385 \text{ 秒}$$

$$T_2 = 0.134 \text{ 秒}$$

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：東京湾横断道路技術調査報告書，日本道路協会，東京湾横断道路技術調査特別委員会，昭和49年3月。
- 2) 建設省：東京湾湾央部地質調査報告書，建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所，昭和48年3月。
- 3) 建設省：東京湾横断道路施工計画調査報告書，建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所，昭和48年3月。
- 4) 建設省土木研究所：東京湾横断道路トンネルの耐震計算および地震応答解析，土木研究所資料，第953号，昭和49年4月。

4 細 部 設 計

「3・10 継手構造」「杭基礎」に関連して 継手構造、杭頭処理の実例を参考のために示す。

4・1 継手構造の実施例

4・1・1 可撓性継手の実例

(1) 羽田海底トンネル

図4・1-1(a)に示すものは沈埋かんとケーソンとの継手部止水装置である。止水装置を大別すると下面止水、側面止水、上面止水の三つに分けることができる。

(a) 下面止水 (図4・1-1(b)参照)

下面止水はケーソン側の受座に帯状のスポンジゴム (幅200mm, 厚さ50mm) をはりつけ、これを沈埋かんの自重によって、押しつぶすことによって、止水するものである。このスポンジゴムと平行して前面1mのところに硬質のネオプレンゴム (幅200mm, 厚さ25mm, 硬度60~65) をして、スポンジゴムのつぶれ過ぎを防ぐとともに、沈埋かんにかかる荷重の変化によって、不安定な上下動を起こさないように配慮された。このスポンジゴム、ネオプレンゴムは、ケーソンがセットされたのち、まだ前面の仮壁 (シートパイル) を撤去しないうちにドライの状態で施工した。

(b) 側面止水 (図4・1-1(c)参照)

沈埋かんにあらかじめ溶接されたアングル (L-75×15×9mm) と、これに向き合った位置でケーソンの壁に埋込まれたチャンネル (C-300×90×10mm) との間に、L型状のネオプレンゴムの羽根をつけたH型の金物をケーソンの壁のチャンネルと沈埋かんのアングルとの開きに合せて製作し落し込んだ。ゴムの背面の水を抜くことによって起こるゴムの圧接力によって止水するものである。

また、金物前面の間げきには、アルミニウム粉末入りの水中モルタルを打設することによって、止水装置の保護および効果の増大をはかった。

(c) 上面止水 (図4・1-1(d)参照)

ケーソンおよび沈埋かんの縁から15mmのところに丸鋼 (φ25mm) を取り付け、その

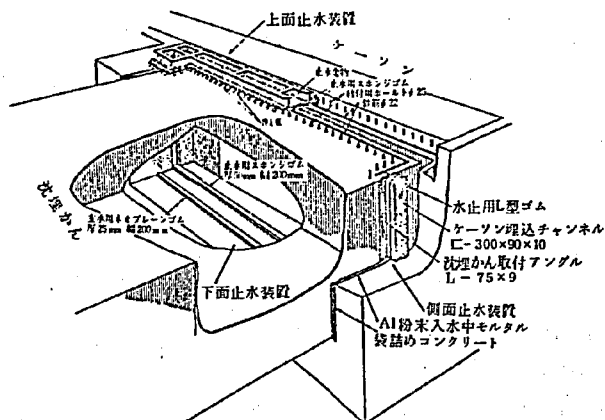


図 4.1-1 (a) 沈埋かん-ケーソン継手部止水装置

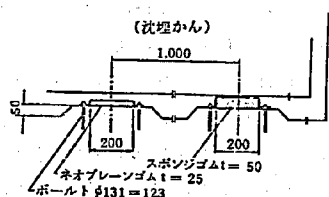


図 4.1-1 (b) 下面止水装置

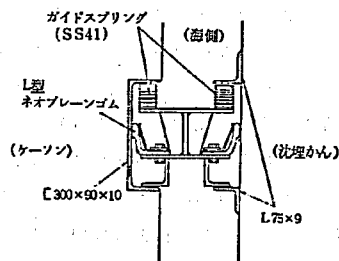


図 4.1-1 (c) 側面止水装置

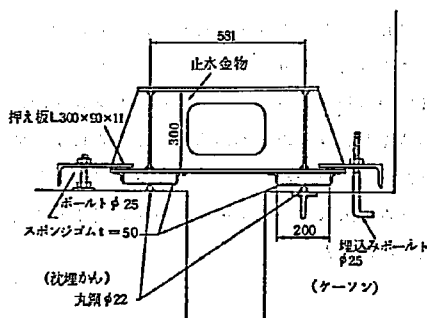


図 4.1-1 (d) 上面止水装置

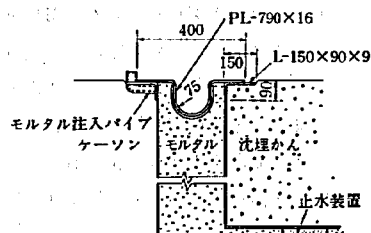


図 4.1-1 (e) 伸縮継手

[羽田海底トンネル]

上にスポンジゴムをはりつけた金物をのせ、ボルトでこの金物を締めつけて、ゴムの変形によって、止水した。あとでこの上部にも水中コンクリートを打設して装置の保護と効果の増大をはかった。

(d) 伸縮継手 (図4・1-1(e)参照)

ケーソン部と沈埋かんとの取付部の全周にわたり、鋼板製の伸縮継手を取り付けた。

L型鋼(L-90×150)を沈埋かん、ケーソンにそれぞれ埋め込み、これに鋼板(厚さ16mm)をΩ型に加工したものを溶接し、止水装置と伸縮装置との空間には、モルタルを注入する構造である。モルタル中には漏水に備えて有孔管を埋設し排水が出来るようにしてある。

(2) アイトンネル

施工時の不等沈下に対してはmock joint (仮の joint) を、完成後の温度変化に対しては dilatation joint (膨脹目地) を、トンネルの中間に設けた。その位置を図4・1-2(a)に、それぞれの構造を図4・1-2(b)~4・1-2(d)に示す。

mock joint については、沈埋かんを沈設するまでの間は、沈埋かんを固定しておくために、ジョイントの鉄筋をつなぎ、一部だけコンクリートが打ってある。沈埋かんの仮支点が除去された段階で、mock joint の補強鉄筋はトンネル全体の中立軸近くのものを除いて切断され、填充コンクリートが除去される。沈埋かんの設置が完全に終ると mock joint は、壁と同厚の鉄筋コンクリートが打たれ、再び固定される。

dilatation joint については、温度変化によるトンネルの伸縮を吸収するために、2種類のジョイントが5カ所設けられ、その他の joint は、ケーブルを用いて広がらないようにされている。

沈埋かん同士の結合後を図4・1-2(e)に示す。ゴムガスケットによる一時止水が終ると、鋼板で仕上げられた端面相互間(b)に鋼板(a)を溶接し、その外側(外水側)のゴムガスケットとの間にはモルタルを注入し、内側には鉄筋コンクリートを打設している。ただし、隣接するコンクリートとはプラスチックの止水板で絶縁されている。図4・1-2(f)は最終 joint を示すものである。

(3) パートトンネル

サンフランシスコ側の換気塔と沈埋かんの結合部に、地震時における両者の振幅の差による構造上の無理が生じないように、上下、左右、前後に伸縮しうる図4・1-3(a)の如き構造のフレキシブルジョイントが換気塔につながる沈埋かん端に設置されている。

図4・1-3(b)は端部継手の当初計画図であり、この段階では柔軟性、負荷の減衰および耐久性の点から、アーチ形のネオプレーンゴム製ガスケットを使う予定であった。

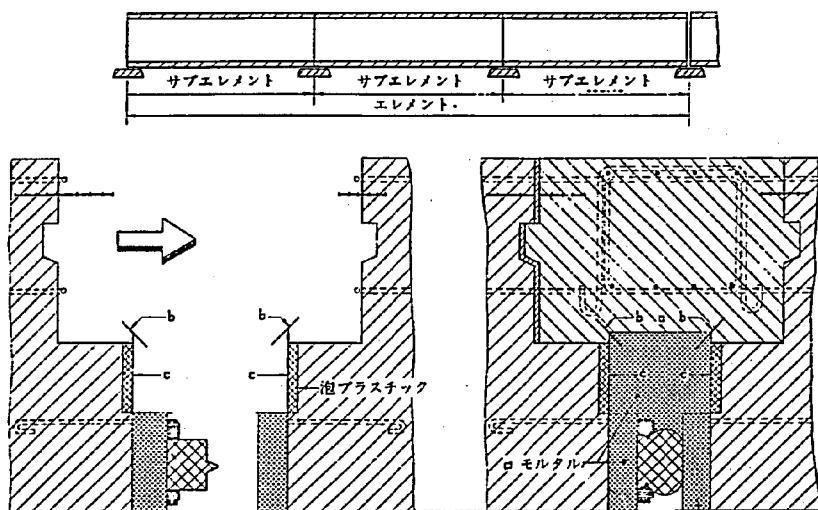


図4.1-2(e) エレメント間のJoint

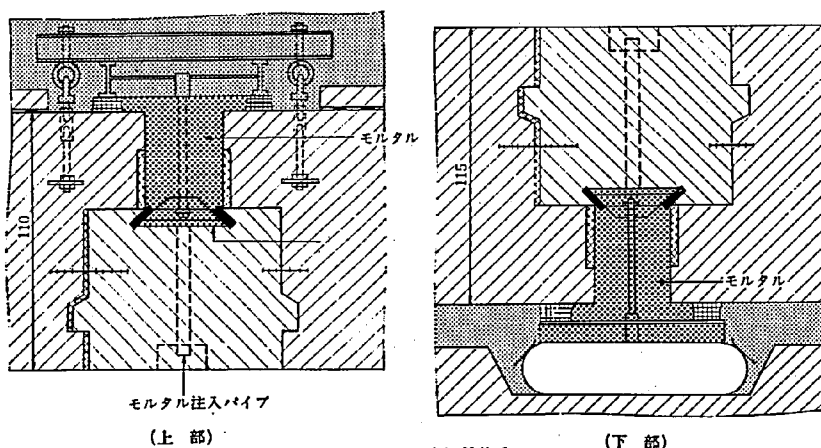


図4.1-2(f) 最終Joint
[アイトンネル-2]

(4) クーントンネル

水圧圧接ジョイント部では、圧接後ゴム製の Ω 型継手をエレメント間に取り付け、更にコンクリートを充填することによって軸方向の伸縮を吸収する。ただし、横断方向の変位は吸収しない。図4・1-4(a)に断面図を示す。

最後ジョイントは水圧圧接できないので、ゴムガスケットを取付けたパネルを沈埋函に圧着させ、その後は一般部と同様のゴム製 Ω 型継手を取付けている。

図4・1-4(b)に断面図を示す。

(5) 堂島川

継手部の構造を図4・1-5に示す。

(6) 道頓堀川

図4・1-6に構造図を示すが、覆工コンクリートとケーソンの継目で、ポリブレンUと穴あきスポンジゴムとでサンドイッチの層を作り、この層で伸縮や振動を吸収するようにしている。

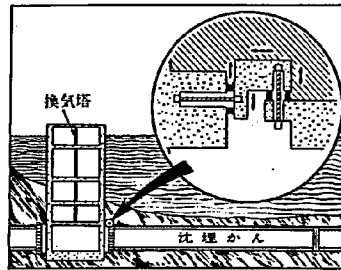


図 4.1-3 (a) フレキシブル継手
[パートトンネル]

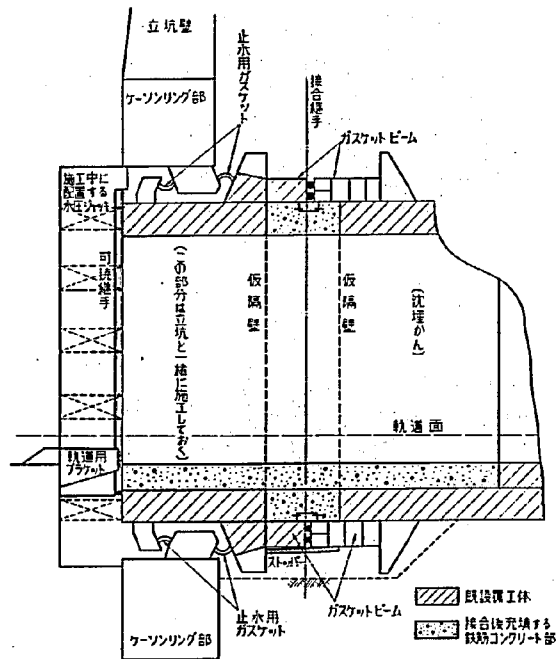


図 4.1-3 (b) パートチューブの端部継手当初計画図

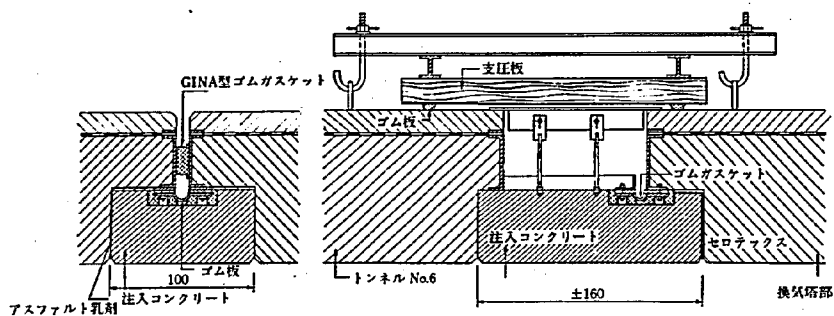


図4.1-4(a)
エレメント間の継手

(クアートンネル)

図4.1-4(b) 最終継手

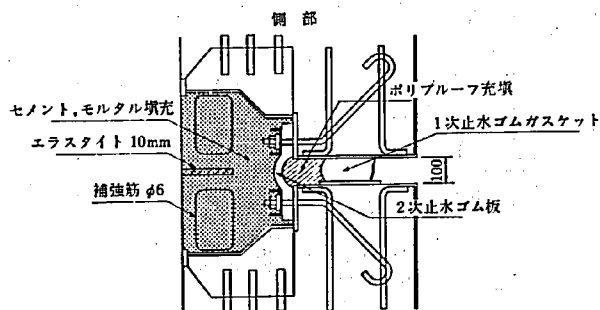
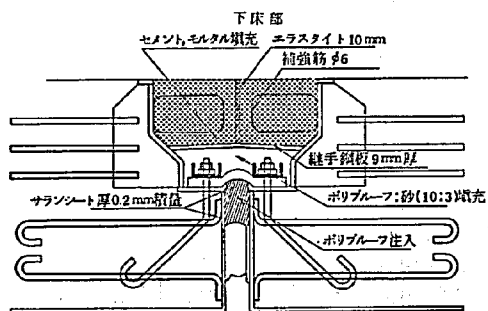


図4.1-5 継手構造
(豪島川トンネル)

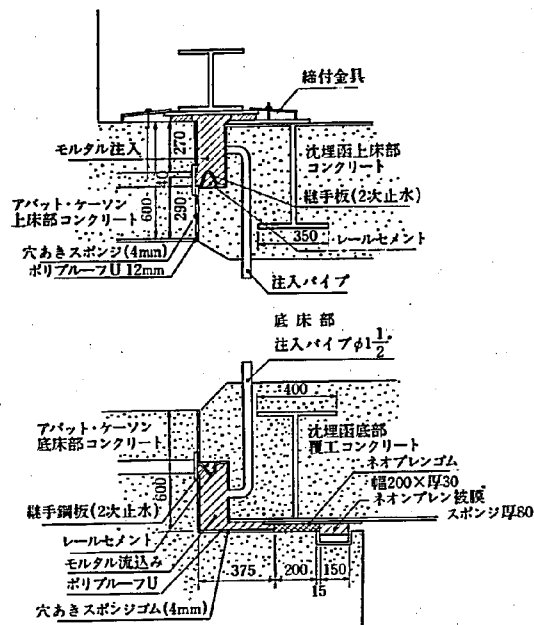


図4.1-6 継手構造
(道頓堀川トンネル)

4・1・2 連続構造の継手の実例

(1) パートトンネル

沈埋かん相互の継手は図4・1-7(a)～4・1-7(c)に示すようにガスケットビームを鋼シェル外側にツバの如く設け、2条のゴムガスケットにより、水圧利用の圧接により完全止水のうえ、鋼殻相互を継鋼板を用いて溶接し、継手部の内巻コンクリートを打設して、剛結結合としての継手工を終る。鋼殻の接合端の約3m間は2重殻構造になっており、従って結合もこの内側鋼殻も溶接接合し、内部にはもちろんコンクリートを填充するが、全く鉄骨構造による剛結結合といえる。

以上は標準の継手であるが、沈埋かんはオークランドおよびサンフランシスコの両岸から中心に向けて次々と設置されるが、最終に双方からの沈埋かん相互が出会うところでは、水圧を利用しての接合はできないので、ここでは閉鎖継手(Closure joint)によった。これは図4・1-7(d)～4・1-7(e)に示すように、一方の新たに設置する沈埋かん上半部に、本体の周りに突出する上フードがあり、他方の既設の沈埋かん端下半部には下フー

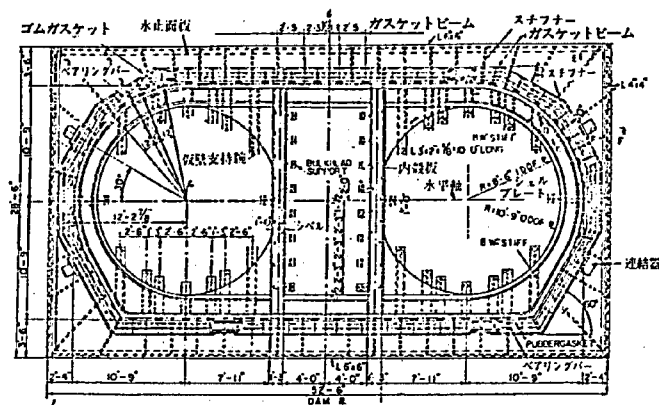


図4.1-7(a) 接手部正面部

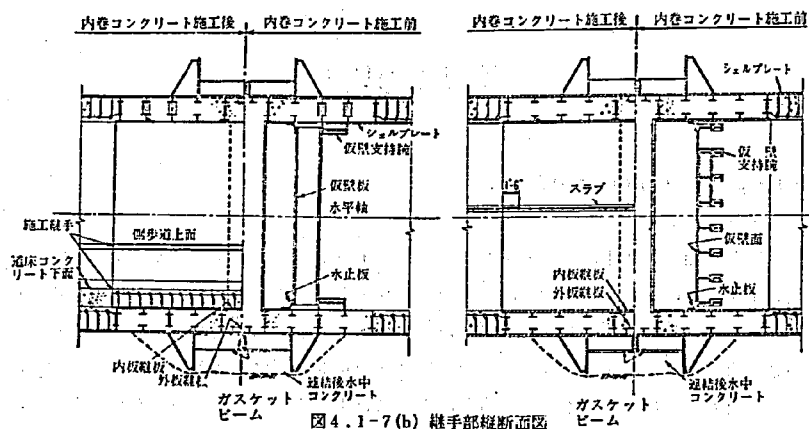


図4.1-7(b) 継手部縦断面図

(パートトンネル-1)

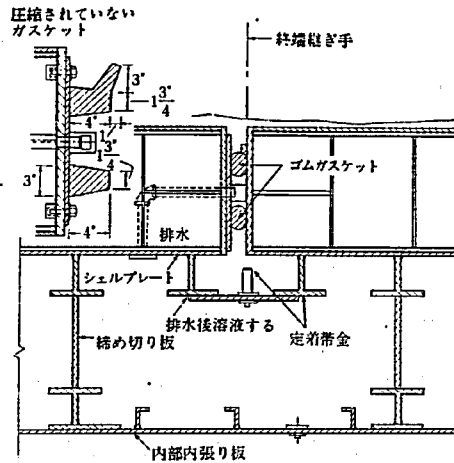


図4.1-7(c) 継手部詳細図

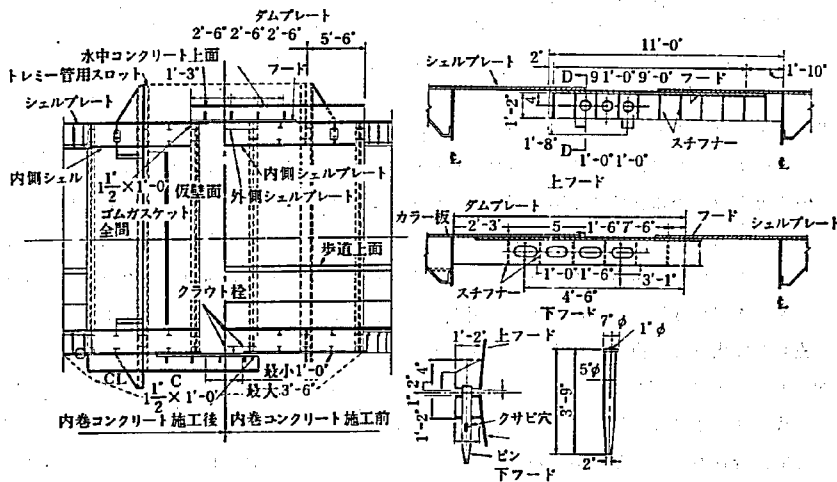


図4.1-7(d) 閉鎖接手縦断面図

(パートトンネル-2)

ドがある。上下フードとも先端近くの内側にゴムガasketが全周に取り付けてあって、それぞれ上半部外周、下半部外周を密閉し、本体端面に隙間があっても水密構造になるようになっている。しかし、これだけでは防止が不完全であるので、継手の両外側を矢板で結んで囲い、水中コンクリートを施工してから結合をする。

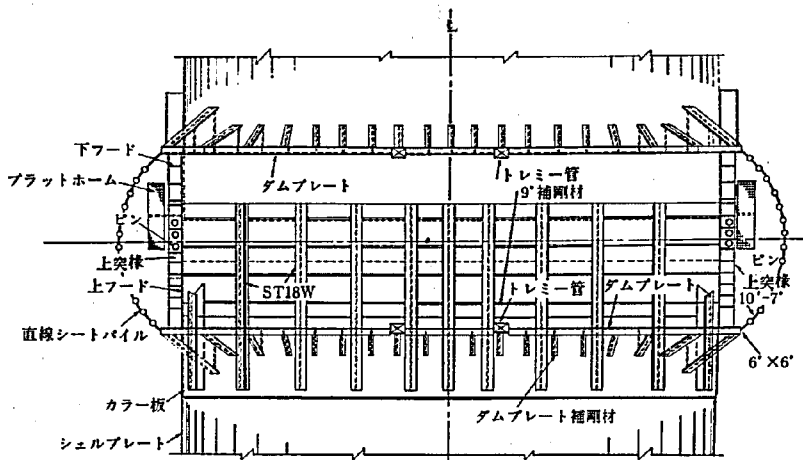


図4.1-7(e) 閉鎖接合平面図

(2) バンクヘッドトンネル

このトンネルは鋼殻方式であるが、それぞれの接合端に対向して取付けてあるダムプレートとその両端に接続する半円形の外側板で締切枠が構成されている。締切枠の中で双方の鋼殻端部のカラープレートが突合う形になっているが、その間隙は、一方のカラープレートの上半円周と他方のカラープレートの下半円周にそれぞれ取付けられたフードプレートを結んで引き寄せることによって閉合される。その後、締切枠内に水中コンクリートを充填して止水し、内部で樁手構造を施工している。図4・1-8に接合方法を示す。

(3) バルチモア港トンネル

先に沈設された沈埋かん(A)と新しく沈設された沈埋かん(B)とは、ピンと楔によって接合される。そしてBが浮き上がらないように、部分的に埋戻しをする。次のエレメント(C)が沈設され、Bと接合されてから、A、Bの継手部分にトレミーコンクリートを打設する。その後、埋戻しを完成する。

このようにして幾つかの沈埋かんの沈設が終って、岸のほうから沈埋かんの中を通過行けるようになったら、順次、隔壁間の水を排出し、隔壁を除去する。そしてカラーの継

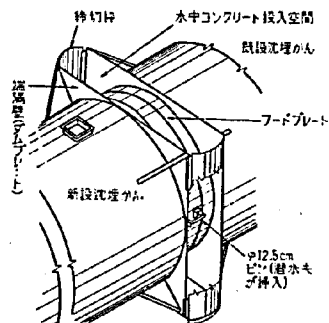


図4.1-8 水中コンクリートによる接合方法
(パンクヘッドトンネル)

手部分に、内側から脚長75mm、ウェブの幅380mmの溝形に曲げた鋼板を、継手の上に環状の間隙ができるように当てがい、脚の先端とシェルの鋼板とを溶接する。そして、環状の間隙には閉塞を完全にするためのグラウトを注入する。

図4.1-9に継手の詳細を示す。

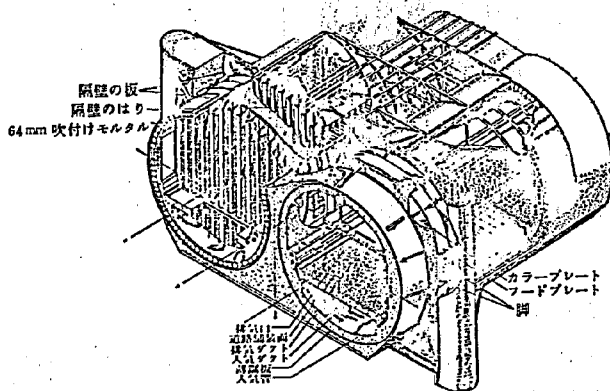


図4.1-9 継手の詳細図
(バルチモア港トンネル)

(4) ウェブスター・ストリートトンネル

進水前にチューブの両端には、フランジの広い形鋼を骨組とし、前面に木材を張った水密な隔壁を設け、沈設の際、エレメント(B)の一端は、カラーの上部に出る2個の連結桁を介して、先に沈設されたエレメント(A)により支えられる。他端は正しい勾配に切り揃えられた直径30mmの6本の鋼管杭に載せられる。

エレメントBの先端には、直径11.96mmのゴムリングが突出していて、これをエレメントAの後端のテーパのついたコンクリート突出部にはめ込み、継手の周囲にコンクリートを打設する際のシールとする。図4・1-10に示すようにBの先端が連結桁を介してAの後端に載せられると、ゴムリングはテーパのついた継手の上の部分に密着する。次にBの後端を杭の上部まで下ろすと、ゴムリングは継手の下の部分にも密着する。次にカラーの両側には、半円形の薄い金属の型枠を取り付け、トレミーコンクリート打設を行なう。

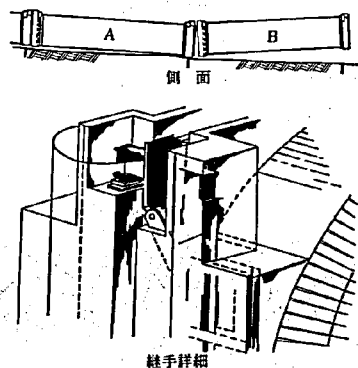


図4.1-10 継手の詳細 【ウェブスター・ストリートトンネル】

(5) ディーズアイランドトンネル

エレメント(B)の沈下が終ると、先に沈設されたエレメント(A)に引き寄せられる。図4・1-11に示すように、Bの前端にフックがあって、これをAにかける。Bの内部で水圧ジャッキを操作し、150tの力でBをAに引き寄せる。Bの前面にはゴムのガスケットが取り付けられており、これがつぶれて一応水密となる。隔壁に取付けたバルブを開くと、AB接合部隔壁間の水圧が減ずる。するとBの後端に作用する約3,000tの静水圧によって、Bは強力にAに押し付けられる。A、Bの接合部は完全に水密となり、隔壁の

扉を開いて、A B間は通行できるようになる。この、静水圧を用いてゴムの継手を締め付ける方法は、ディーズアイランドトンネルで初めて開発された工法である。

トンネルエレメントを沈設し、仮接合が终れば、エレメント下面に砂を填充し、トンネルエレメントを完全にセットする。次に、エレメントの内部から防水膜を接合し、鉄筋を溶接して、コンクリートを打設する。また防水膜の外側には、保護モルタルを注入する。天井部分にはプレバクトコンクリートを使用している。

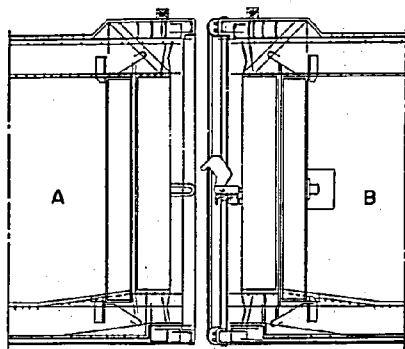


図 4・1-11 継手の詳細

(6) ティングスタッドトンネル

図 4・1-12 に示すような構造のきわめて軟かいゴムガスケットを使用している。このゴムガスケットは、新しく沈設したエレメントを連結用ジャッキで引き寄せる際には、すでに相当圧縮しており、さらに大きい圧力をかけられない程変形している。これに対し仮隔壁間の水を抜き、継手面に水圧差による大きな圧力を作用させる前に、2 条のゴムガスケットの間のすき間をモルタル注入によって閉めてしまう。従ってモルタル硬化後、仮壁間の水を抜くと、継手面に作用する圧力は、モルタルに伝わり、ゴムガスケットはさらには圧縮されない。

ゴムガスケットが取り付けである部分より内側の継手部は、鉄筋を連続させ、コンクリートを填充して、前後の本体構造と連続する剛な構造にしている。

このような、きわめて軟かいゴムガスケットを用いている理由は、硬い上質なゴムを使うより安価であること、継手の内部を剛結し、水密構造にするので、ゴムガスケット自体には、永久構造の一部としての耐久性を必要としないためである。

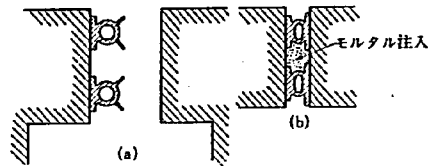


図4.1-12
〔テイングスタッドトンネル〕

(7) 京葉線羽田（多摩川）トンネル

沈設によって沈埋かんの接続端面が正対すると、左右の2基の引き寄せ用ジャッキを伸ばして連結し、200tの力をもって引き寄せ、ゴムガasketを反対側のガasketビーム面に密着させる。

外側のゴムガasketの舌状突起によってガasketビームの面の平面性に多少の誤差があっても十分第1次の水密性が得られるように考慮されている。

第1次止水がジャッキの引きつけにより行なわれると、既設沈埋かんのバルクヘッドの内部上下に設けられたバルブを開放し、2条のゴムガasketにはさまれた水および両バルクヘッド内の水を排水する。完全に止水ができると、両沈埋かんの鋼殻間の鋼板により、溶接結合して、バルクヘッドを取り除き、接合部の沈埋かん断面鉄筋コンクリートを打設して結合を終る（図4・1-13(a)）。

一方の立坑と沈埋かんは、上に述べた沈埋かん相互と同じように、ゴムガasketによる水圧利用の圧接方法を用いて完全止水の上、鋼板溶接をして、断面鉄筋コンクリートにより剛結結合を行なう。

沈埋区間のもう一方の端はケーソン区間に接しており、図4・1-13(b)の如く、沈埋かんのケーソン側にはガasketビームを設けず、断面の上下に突き出した壁面を有するダムプレートを使用している。ダムプレートの両端は鋼矢板とかみ合う溝になっており、ケーソン側にもあらかじめ鋼矢板の取り付け溝が設けられているので、この間を鋼矢板を打ち込んで囲む。次に、ケーソンと沈埋かん端面の間に特殊ゴム袋を入れ、圧力水によりふくらむまで両壁面に押しつけて内型枠代りとし、鉄筋網を周囲に配して水中コンクリートを打設する。水中コンクリートのうち、ゴム内型枠下には鋼殻を上下に置いたトレミーパイプにより施工する。鋼殻およびケーソン側には、この水中コンクリートならびに鉄筋網との定着をよくするようにアンカー鉄筋が取り付けられている。

ケーソン端面にアンカーされた鋼板を、鋼殻断面に向き合うようにある幅をもって埋め込み、鋼殻とケーソン端面との間を鋼板で溶接結合して、完全に止水する。

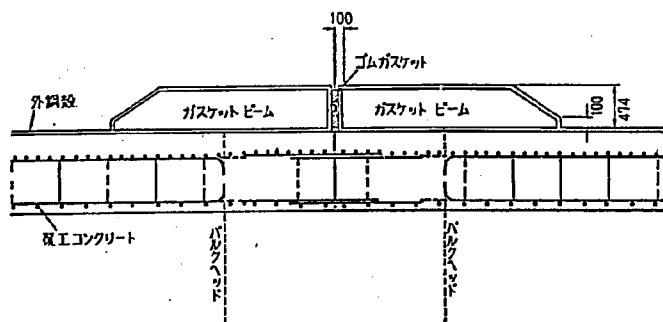


図 4.1-13(a) 完全剛結合

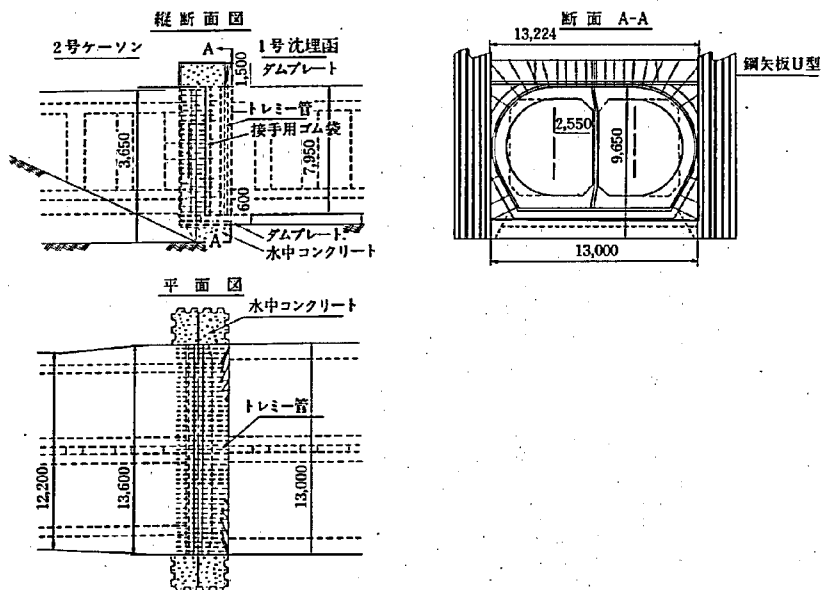


図 4.1-13(b) ケーソン、沈埋かん接合部図
〔京葉線羽田(多摩川)トンネル〕

(8) 衣浦港海底トンネル

予定位置に沈設された沈埋かんのジャッキは、自動連結装置により既設沈埋かんのジャッキに連結され、図4・1-14に示すように、このジャッキを用いて新設の沈埋かんを引き寄せる。引き寄せが終ると、かん端部のゴムガスケットによって沈埋かん内部の水は外部と遮断されている。つづいて既設沈埋かんのバルクヘッドに設けておいた排水弁、給気弁を開いて遮断された水を排除すると、水圧によってゴムガスケットはさらに密着し完全に止水される。この後、バルクヘッドのバッチから接続部内部の止水を確認して新設、既設沈埋かんのガスケットを鋼板で溶接仮接合する。最終的には接続部も沈埋かんの中央部同様に鉄筋コンクリート構造に仕上げる。

最後に沈設する沈埋かんについては、上記の接合方法をとることが不可能であるので、かん端部にカラーをとりつけ、トレミーコンクリートを打設して止水したのち接続作業を行なう。

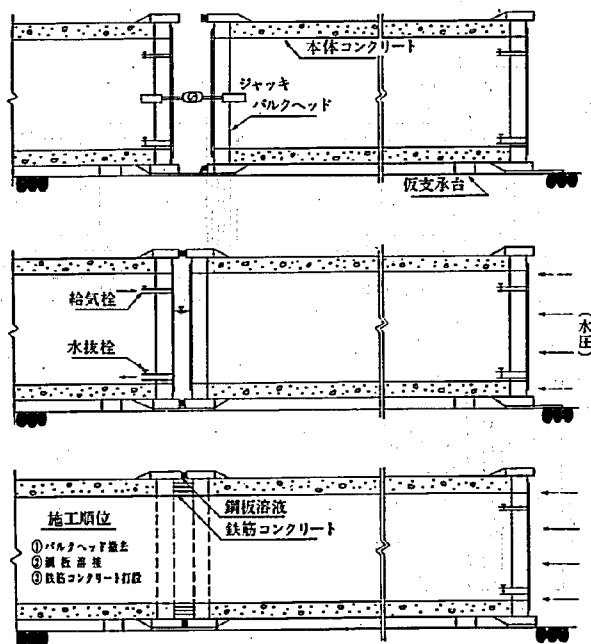


図4.1-14 沈埋管の接合 (衣浦港海底トンネル)

4・2 杭頭処理の実施例

(1) ティングスタッドトンネル (図4・2-1)

木杭群頭部とかん底の間に設置したナイロン袋 ($8\text{ m} \times 30\text{ m}$) には水上からホースを使ってモルタル注入を行ない、木杭群と木杭群の中間位置にあるかん底とトレンチ底の間のナイロン袋には、かん底に設けた注入孔からモルタル注入を行なって一様な連続基礎をえている。

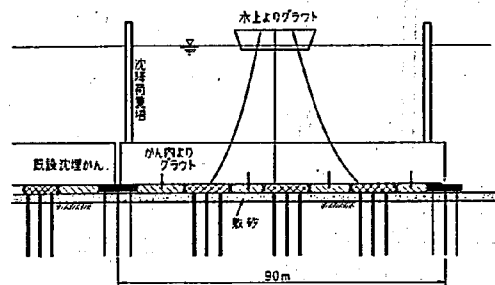


図4.2-1 基礎造成方法

(2) ロッテルダムメトロトンネル (図4・2-2(a)～図4・2-2(b))

頭部が可動のプレキャストの鉄筋コンクリート杭(8角形)を打込み沈埋かんを接合した後、潜水夫を使って、各杭頭の可動部分にモルタルを注入し杭頭を沈埋かん底に圧着させた。

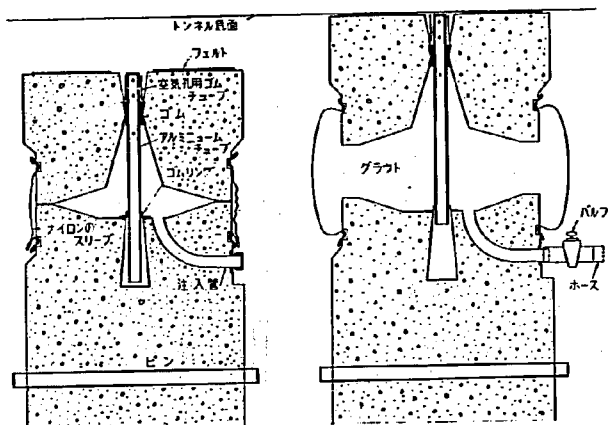


図4・2-2(a) 杭頭可動部の詳細図

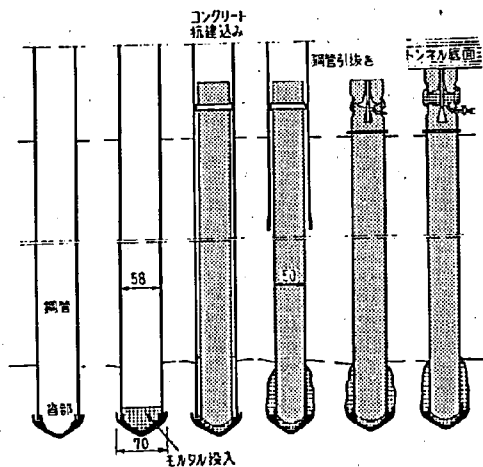


図4・2-2(b) 基礎杭施工要領

(3) アイトンネル (図4・2-3(a)~図4・2-3(b))

杭基礎で支えられた鉄筋コンクリート梁をトレンチ底に設けこの梁の上に沈埋かんを乗せる方法が採用された。ここには沈埋かんからの垂直荷重のみを梁を通して基礎杭に伝達させる特殊な支承台が用いられ、この特殊な支承台を設置するのに釣鐘状の大型ケーソン (Diving bell) を用いた。

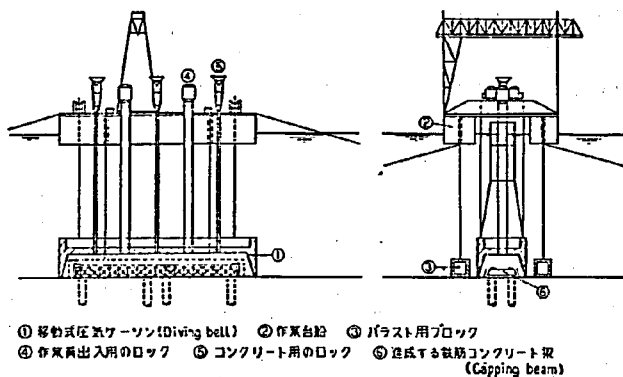


図4・2-3(a) Diving bell と作業用台船

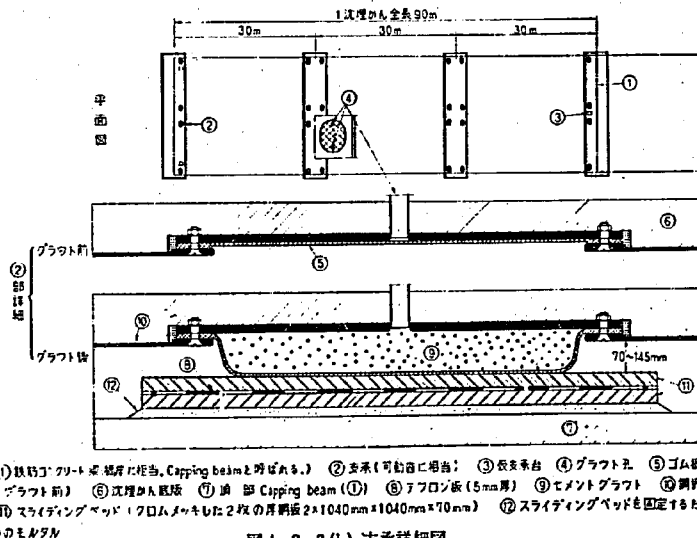


図4・2-3(b) 支承詳細図

参 考 文 献

- 1) 第2回トンネル工学シンポジウム 土木学会
- 2) The tunnel for motortraffic under the river IJ at Amsterdam
- 3) The BART Trans Bay Tube, Civil Engineering, ASCE, Vol. 36, No. 12, December 1966
- 4) シールド工法と沈埋工法の施工上の問題点 土木学会関東支部(昭和43年11月)
- 5) 沈埋トンネル要覧 土木学会(昭和46年7月)
- 6) 水底トンネル 鹿島出版(昭和40年5月)
- 7) 第4回トンネル工学シンポジウム 土木学会
- 8) 衣浦港連絡道路の設計・施工について 運輸省第五港湾建設局(昭和45年6月)

沈埋トンネルの耐震性に関する資料の調査 土木研究所資料第997号

昭和50年 2 (1975)

振動研究室

キーワード 沈埋トンネル, 耐震設計, 地震活動度調査, 地震観測

要 旨

本資料は沈埋トンネルの耐震性に関する研究成果を基準化する
ために昭和46年度を初年度として3カ年土木学会に委託して審議を重ねて
きた沈埋トンネル耐震設計指針案の付属資料である。内容は

1. 地震活動度調査の例
 2. 地震計設置の例
 3. 設計の事例
 4. 細部設計
- からなる。

郵便はがき

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川

四丁目十二番五二号

建設省土木研究所

振動研究室 御中

十円切手
をはって
下さい

No.

配布先氏名

配布先住所

No.256



土木研究所資料第 997 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

