

港 湾 技 研 資 料

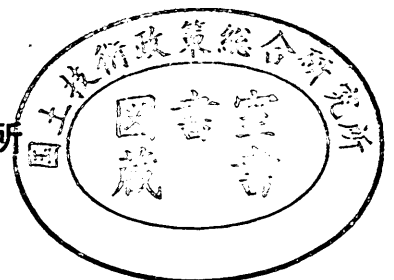
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 221 June 1975

衣浦港海底トンネル地震応答観測および地震応答計算

清	宮	理
中	山	茂
土	田	肇

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. 概 要	3
2. 衣浦港海底トンネルの概略	4
3. 自然条件	6
3.1 既往地震について	6
3.2 土質条件	6
3.3 弾性波探査及び常時微動測定	8
4. 観測計器	15
5. 観測記録	21
5.1 取得された地震波	21
5.2 取得記録の最大値	25
5.3 記録の解析	27
6. 地震応答計算	37
6.1 計算方法	37
6.2 計算結果	41
6.3 観測記録との比較	57
7. むすび	65
謝 辞	66
参考文献	66
付録-A 波形図	
付録-B フーリエ解析図	

Observations of Dynamic Response of Kinuura Submerged Tunnel during Earthquakes and Dynamic Response Analysis

Osamu KIYOMIYA*
Shigeo NAKAYAMA**
Hajime TSUCHIDA***

Synopsis

Observations for the purpose of investigating dynamic response of Kinuura Submerged Tunnel during earthquakes have been conducted since Aug. 1973.

Twenty seismometers, six dynamic strainmeters, eight bar stress transducers and a displacement meter are installed in the structures and on the ground surface. Four earthquakes records have been obtained up to Jan. 1975.

The followings are made clear by analysis.

- (a) The ground and the structures showed roughly identical movement, however the nature of interaction between the ground and the structures differs fairly depending on the seismic waveform.
- (b) Maximum acceleration observed at the middle of the channel section are same as or a little less than the value observed at the slant tube and the ventilation houses.
- (c) Maximum acceleration of vertical component at the ventilation houses is a half or a quarter of that of horizontal component.
- (d) The nature of vibration at each submerged tunnel section in the longitudinal direction depends on the ground condition at that place.
- (e) Period of the longitudinal direction differs from the orthogonal direction.

Axial strains and bending strains which were resulted from dynamic response analysis using the observed earthquakes input are roughly same as the observed value.

The determination of soil condition; period of the ground, young's modulus, damping constant etc., and the questions of dynamic response analysis method itself will be studied in future.

* Member of the Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division
** Senior Research Engineer, Structures Division
*** Chief of the Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

衣浦港海底トンネル地震応答観測および地震応答計算

清 宮 理
中 山 茂 雄
土 田 肇

要 旨

沈埋工法によって建設された衣浦港海底トンネルでは、トンネルの保守管理および構造物の地震時の挙動を把握するため、加速度計、ひずみ計、鉄筋計および変位計を設置し、昭和48年8月のトンネルの供用開始と同時に、地震応答観測を始めている。

昭和50年1月現在まで、7回地震波記録が取得され、一部地震波の解析を行なった。この結果、(a)地盤と沈埋トンネルでは、最大加速度値においてほぼ同じ値が記録されているが、地震波の性質によって地盤と沈埋トンネル相互の振動性状が異なる。(b)航路部の沈埋トンネルは、斜函部、立坑部に比べて記録された加速度やひずみの値は、ほぼ同じか小さい。(c)立坑部での最大加速度値は、水平動に対し上下動は2分1～4分の1程度である。(d)沈埋トンネルの軸方向では、各地点で振動性状が異なり、構造物の振動性状は周辺地盤の性質に左右される。(e)沈埋トンネルの軸直角方向および軸方向では、地震時の構造物の性状が異なる。等の事が記録から判断された。また取得された地震波を入力として、地震応答計算を行ない、沈埋トンネルに発生する軸ひずみ、および曲げひずみを算定し、実測値との比較を行なったが、オーダ的には比較的一致することがわかった。

1. 概 要

沈埋工法による水底トンネルが、我国で最初に建設されたのは、昭和19年(1944年)に完成した全長80m余の大阪・安治川トンネルである。その後、余り沈埋工法を採用する例がなかったが、昭和40年代に入り、航路、運河あるいは河川を横断するアクセスとして沈埋工法による水底トンネルの建設が各地で行なわれるようになった。その中で、昭和48年8月、半田市と碧南市を結ぶ衣浦港海底トンネルが開通し、現在は川崎港海底トンネル、東京港海底トンネル等の大規模な水底トンネルが建設中である。衣浦港海底トンネルは我国では、道路用としては、初めての大規模沈埋トンネルとして注目された。

沈埋トンネルの設計および施工上での問題点としては、沈埋函基礎の施工法、軟弱地盤の不等沈下に対する対策、沈設工法、沈埋函の継手部の結合方法、防水対策、トレンチの埋戻し法等、色々揚げられるが、その中でも我国固有の条件として沈埋トンネルの耐震設計が、非常に重要な問題となっている。既に欧米では数多くの沈埋トンネルが建設されているが、耐震設計はなされておらず、BARTトンネル(米国・カリフォルニア州1969年完成)の建設にあたって初めて本格的な沈埋トンネルの耐震設計が考慮された。この耐震設計方法はHousner¹⁾によって提案されたもので、地震波を沈埋トンネルに水平に伝播する正弦波と仮定し、地盤と沈埋トンネルとの相互作用に着目して、沈埋トンネルの断面力を弾性支承上の梁として算定するものである。しかしながら、地震波の地盤内での伝播の仕方

あるいは地震時の地盤のひずみ量など地震動そのものに対しても完全に解明されていない事項も多く、また、地盤と構造物とが、地震動を受けた場合の両者の相互作用についても明確になっていない点もある。

現在

- (1) 室内振動模型実験²⁾
- (2) パイプ等の供試体を埋設し、地震波を受けた場合の地震応答観測³⁾⁴⁾⁵⁾
- (3) パイプ等の供試体を埋設し、人工振動波を受けた場合の野外振動実験⁶⁾
- (4) 地中ひずみシミュレーター装置による地盤と構造物の相互作用に関する実験⁷⁾
- (5) 電算機による地震応答計算⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾

等によって沈埋トンネルの地震時の挙動について、幾つかの重要な報告がなされており、これらの報告によると、

- (a) 地震時に沈埋トンネルは、地盤での地震動と同じ様な挙動を示し、沈埋トンネルには地盤と同程度の変位量が生じる。
- (b) 地震時に、沈埋トンネルに生ずるひずみは、曲げひずみより、軸ひずみの方が大きくなる。
- (c) 陸上トンネル部と沈埋トンネル部の接続部や、立坑取付部、また周辺地盤の性状が軸方向に変化する所に、大きな断面力が発生する。
- (d) 地震波形の振幅や卓越周期成分などの性状によって、地盤表面での地震動や沈埋トンネルに生ずる断面力が異なる。

等の事項が指摘されている。しかし、実際に建設された沈埋トンネルの中で、マグニチュードが大きな地震や、建設地点での加速度値が大きな地震を経験したものはなく、このような地震の際の沈埋トンネルの挙動については、未だ仮定の域を脱していないと言える。

このような観点から、実際の沈埋トンネルでの地震応答観測が強く求められ、多摩川を横断する鉄道用沈埋トンネルにおいて、始めて地震応答観測が行なわれた。⁵⁾ 衣浦港海底トンネルでは、沈埋トンネル本体部のみならず周辺の地盤にも加速度計を設置し、さらにひずみ計、鉄筋計および変位計を設置して、地震時の地盤と構造物の挙動を同時に観測出来る本格的な地震応答観測システムを完成させ、昭和48年8月より観測開始した。

衣浦港海底トンネルが所在する、中部地方南部は、我国でも有数の地震多発地帯であり、昭和48年8月の観測開始以来、昭和50年1月までの1年6ヶ月余で7回の地震が記録された。その内、比較的良好な記録が得られた、KUWT-1、KUWT-2、KUWT-3、KUWT-7、(ここでKUWTは、地震記録の整理上の記号である。)の4回の地震について、記録の整理を行なった。取得記録の概略を述べると、地盤状態が軟弱な粘土層を含み、かつ、基盤までの層厚の薄い半田側より、地盤状態が良好で基盤までの層厚の厚い碧南側の方がすべての地震記録について地表面での加速度は大きな値となっている。しかし、立坑部では、半田側、碧南側ともほぼ同じ最大加速度値を示している。半田側立坑部内の上下方向の加速度計の記録は、いずれも水平方向のものと比べて小さな値となっている。航路部において取得された記録は多くないが、ほぼ立坑部の下部の記録と最大加速度値において同じ値で、陸上トンネル部と比べ、極端に小さな値は観測されていない。

鉄筋計およびひずみ計に関しては、解析に際し十分といえる記録が現在の所、取得されておらず、結論づけるのは早急であるが、沈埋トンネルを通じ、ほぼ同程度のひずみ量が発生すると判断された。

田村、浜田⁸⁾が提案した方法により沈埋トンネルの地震応答計算を、KUWT-2およびKUWT-3について行なった。計算モデルは、常時微動測定、弾性波試験および標準貫入試験の結果を基本とし、有限要素法等による解析を加えて作成した。計算結果と実測値を比較してみると、両者とも、ひずみ量に関してほぼオーダー的に同じ大きさとなる場合もあるが、入力地震波、減衰定数等の取り方によってその計算結果にかなりの差が生じ、今後地震応答観測データの蓄積を待ち地震応答計算方法の検討を行なう必要がある。

2. 衣浦港海底トンネルの概略^{12) 13) 14)}

衣浦港海底トンネルは、半田市と碧南市を結ぶ全長1,560mの二車線道路トンネルで、沈埋区間は480mであり、沈埋函6函で構成されている。沈埋函一函の全長は、80m、幅15.6m、高さ7.1mとなっている。

同トンネルの構造及び設計上の特徴としては、次の事が掲げられる。

- (1) 沈埋函は、鋼殻方式で製作された。
- (2) 立坑部と沈埋トンネルとは、剛結方式で結合されている。
- (3) 沈埋函の基礎は、敷ならし砂利の上に、「モルタル袋内注入工法」によって施工された。
- (4) 半田側陸上トンネル部の周辺地盤は、サンドドレーン工法で地盤改良を行い、本体は杭基礎とした。
- (5) 構造物の設計震度は、水平方向震度 $K_h = 0.25$ 鉛直方向震度 $K_v = 0.1$ とし沈埋トンネル全体に対する耐震設計は、先に述べた Houser が提案した BART トンネルで用いられた方法を基本とし、強震観測より作成した等価正弦スペクトル法¹⁹⁾ を用いて行なわれた。

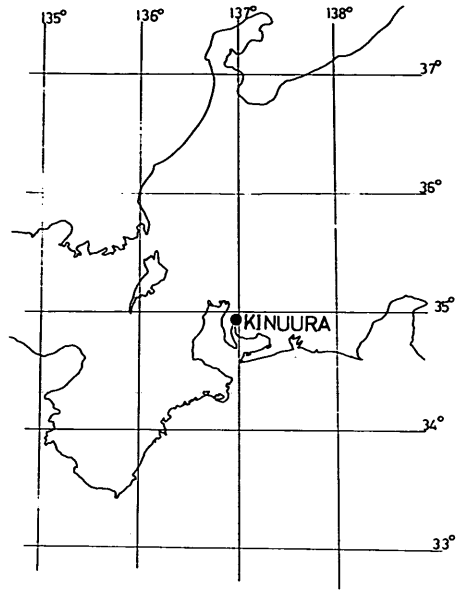


图-1 衣浦港位置图

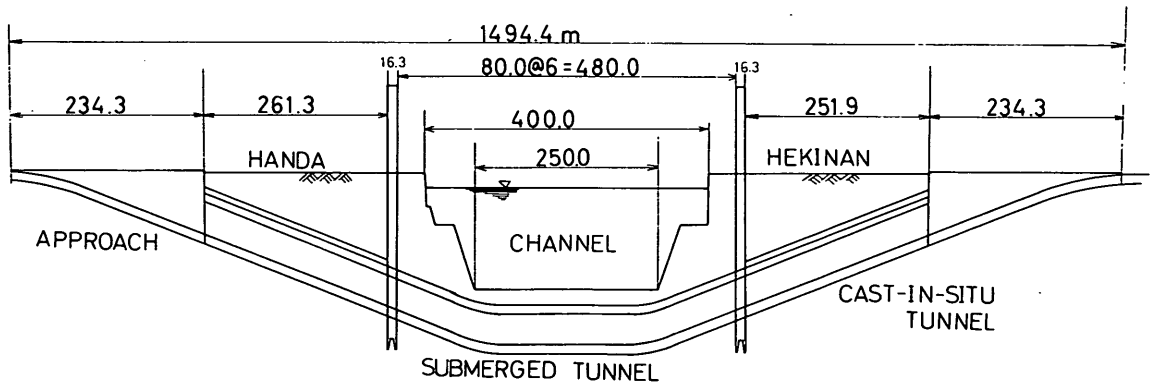


图-2 縦断面图

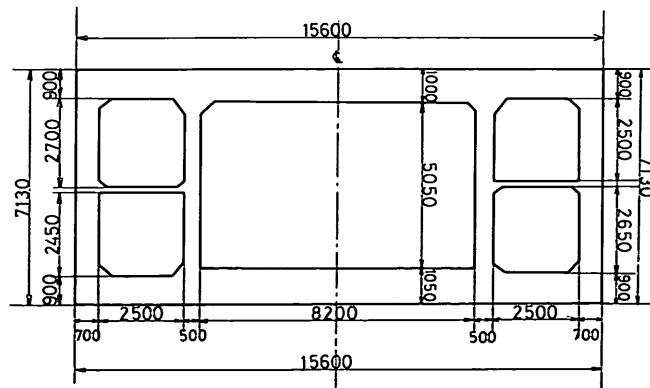


图-3 横断面图 (mm)

表-1 トンネルの諸元

概 略		
工 期	昭和 44 年度～昭和 47 年度	
事 業 費	50 億 300 万円	
設 計 速 度	60 km/H	
実用交通容量	1,200 台/時(往復)	
延 長		
陸上取付部	527m × 2 = 1,054m	
(トンネル部)	256.3m × 2 = 512.6m	
立坑区間	13m × 2 = 26m	
沈埋区間	80m × 6 = 480m	
総延長	1,560m	
縦断線型		
トンネル入口路面高	+4.7m	
トンネル中央路面高	-19.7m(最深部)	
縦断こう配	4 ‰	
〃 (沈埋部中央)	0.15 ‰	
沈埋函の寸法		
沈埋函の外殻寸法	長さ	80.0m
	幅	15.6m
	高さ	7.1m
車道断面	有効幅員	7.0m
	総幅員	8.2m
	高さ	4.7m
人道及びダクト	幅員	2.5m
	高さ	2.5m
立 坑		
立坑の形状	間口	22.6m
	奥行き	13 m
	高さ	38.2m
階 数	地上 2 階 (12.7m)	
	地下 5 階 (25.5m)	
陸上取付け部		
オープン部	195.7m × 2 = 391.4 m	
ストラット部	75m × 2 = 150m	
トンネル部(埋め戻し)	256.3m × 2 = 512.6m	
送風ダクト断面		
幅	上底	6.4m
	下底	8.2m
高さ	0.9m	

3. 自然条件

3.1 既往地震について

衣浦港の所在する中部地方は、西暦 700 年から現在ま

で震度 V 以上の地震の発生が約 180 回ほど記録されている。遠州灘沖、紀伊半島沖、美濃飛騨地方、三河地方に繰り返し大地震が発生しており、この地域では、地震活動が盛んである事を物語っている。図-4 を見て判かるようにこの地域に影響を及ぼす大地震は、ほとんどが太平洋の海底で発生している。

最近では、1946 年の東南海沖地震 (M=8.1)、1944 年の南海道地震 (M=8.3)、1891 年の濃尾地震 (M=8.4) が有名である。

三河、遠州灘地方についていえば、1666 年から 1945 年までの 279 年間に於いて、震度 V 以上の地震数は 9 個あり再来年数は、31 年となっている。

3.2 土質条件

沈埋トンネル附近の土質条件は、全体的に見れば、-17 m ないし -18 m 以深は、よく締め固まっている砂れき層となっているが、地表面付近の表層は、昭和 40 年代に施工された埋立地盤で、相当に軟らかい粘土となっている。これらに挟まれた中間層は、碧南側では、N 値 9 ~ 13 の硬質粘土層、半田側は、非常に軟らかい圧密未完了の軟弱粘土層である。

次に半田側と碧南側の地盤状態を、別々に詳しく述べる。

(1) 半田側の地盤状態

地表面 (+4.5 m) から ±0 m 位までは、埋立土で、それより -17 m 位までは、沖積層のシルト質粘土で、上部では N 値がほとんど 0 に近い。下部は幾分圧密されているものの非常に軟弱な地盤と言える。このシルト質粘土の物理的性質は、液性限界 $L.L = 80 \sim 120\%$ 、塑性限界 $P.L = 30 \sim 40\%$ 、自然含水比 $w = 70 \sim 100\%$ 、一軸圧縮強度 $q_u = 0.1 \sim 0.4 \text{ kg/cm}^2$ 、先行荷重 $p_0 = 0.4 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ 、圧密係数 $C_v = 4 \sim 10 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ である。この軟弱粘土層に対して施工時に、サンドドレーン工法、ベバードレーン工法、揚水、及び盛土工等で地盤改良工事が行なわれた。

この時の予定設計強度は、 $q_u = 0.5 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ であった。またこのシルト質粘土層は、将来幾分かの圧密沈下が見込まれており、半田側陸上トンネル部には、基礎杭が打設された。

このシルト質粘土層の下 -17 m より -30 m まで分布する洪積層は、一部粘土層を含むが、上部の -17 m ~ -21 m の層は N 値が 25 位で、-21 m ~ -30 m の層では N 値が 50 以上の砂れき層である。-30 m 以深は、第三紀層の砂層で、一部に粘土層を挟んでいるが、N 値 50 以上で締め固まっている。

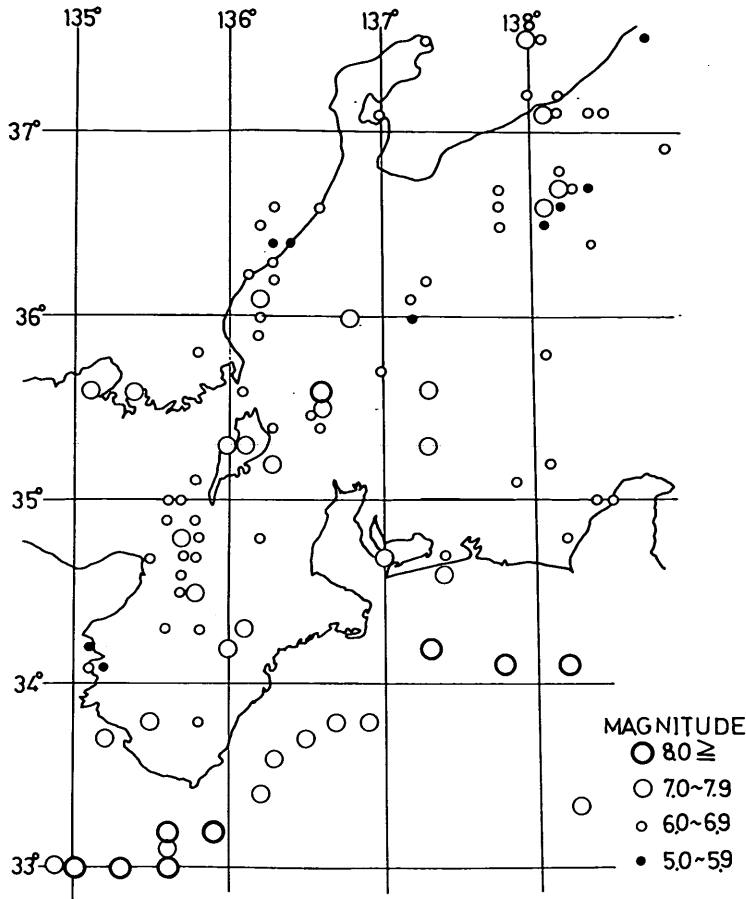
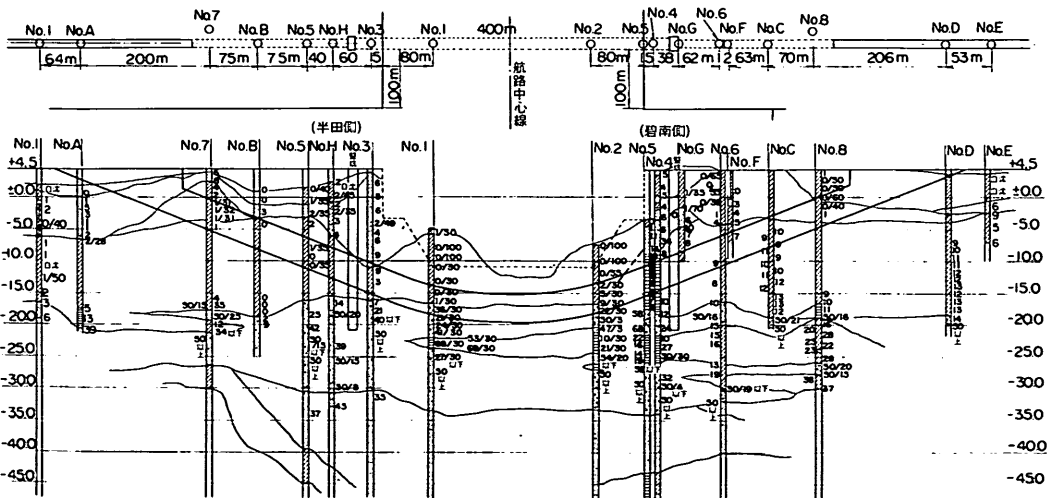


図-4
中部地域の地震発生
位置



土質記号凡例
 砂
 シルト
 粘土
 砂礫
 砂混りシルト

図-5 地盤状態図

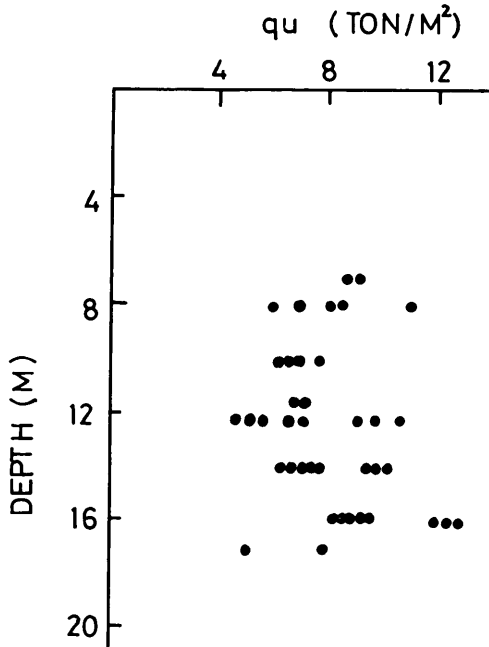


図-6 地盤改良後の強度

(2) 碧南側の地盤状態

在来地盤（-4.5 m位）から+4.5 mまでは、軟弱な埋立地盤である。一軸圧縮強度 $q_u = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ である。これより下-18 mまでは、 N 値が10前後の比較的堅い洪積層シルト質粘土で、物理的性質は半田側と類似している。一軸圧縮強度 $q_u = 0.5 \sim 2.5 \text{ kg/cm}^2$ 、圧密先行荷重 $p_0 = 2 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ 、圧密係数 $C_p = 4 \sim 15 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ である。この層に関しては、半田側のような地盤改良は行われていないが、表層については、ペーパードレーン工法で地盤改良を行なっている。このシルト質粘土層の下は、洪積層の砂れき層、粘土層、砂れき層という様に互層となっている。上部の砂れき層は、厚さが1~3 mで N 値が50以上のよく締まった層である。

-21 m~-27 mの層は、 N 値14~16の硬質粘土層である。-27 m~-35 mの層は、 N 値50以上の砂れき層である。これ以下は、粘土層が、所々に混じっているが、よく締固まった砂層である。

(3) 航路部の地盤状態

航路部は、-12 mまで航路水深として掘削されている。-12 mないし-18 m位まで、航路部の中央を境に半田側は、半田側陸上部と同じシルト質粘土層で、碧南側よりは、碧南側陸上部と同じシルト質粘土である。-18 m~

-20 mの層は、 N 値が20~25位の砂れき層でこの下に薄い粘土層が存在する。-27 m以深は N 値50以上の砂れき層である。沈埋函をトレンチに沈設した後の、埋戻し材料は、三河産の切込み砂利を用いている。これは、地震時の埋戻し材料の流動化に対して検討を加えた後、選択されたものである。

また基盤としては、 N 値50以上の層を考えた。

3.3 弾性波探査及び常時微動測定

弾性波探査と常時微動測定は、沈埋トンネル施工前に地質構造の調査と地盤の振動特性を調べる目的で行なわれた。

(1) 弾性波探査

弾性波探査の調査測線は、半田側及び碧南側の埠頭に設定された。

表-2 弾性波探査の結果

半田側			
層	V_p 波	V_s 波	土質
1	200 ~ 300	50	埋立土
2	500	100 , 150	シルト質粘土か、ゆるい砂
3	1,400	180 , 200	同上 (地下水面下)
4	1,600	250	やや堅い粘土か砂
5	2,000	400	砂れき
6	1,800	400 ~ 550	密な砂
航路部			
1	1,600	180 , 250	シルト質粘土か、砂・砂れき
2	2,000	400	粘土混りの砂
3	1,800	400 ~ 550	密な砂
碧南側			
1	200 ~ 300	30	埋立土
2	500	60 ~ 80	シルト質粘土
3	1,400	170	同上 (地下水面下)
4	1,600	240	やや堅い粘土
5	1,800	300	4層中にある砂れき層
6	1,800	400 ~ 500	密な砂

(単位 m/sec)

表-2から陸上部では、上層-20 m~-40 m 沖積層で、弾性波速度は、地下水面上でせん断弾性波縦波速度 (V_p) が、200~500 m/sec、せん断弾性波横波速度 (V_s) が30~150 m/sec、地下水面下で V_p が1,400~

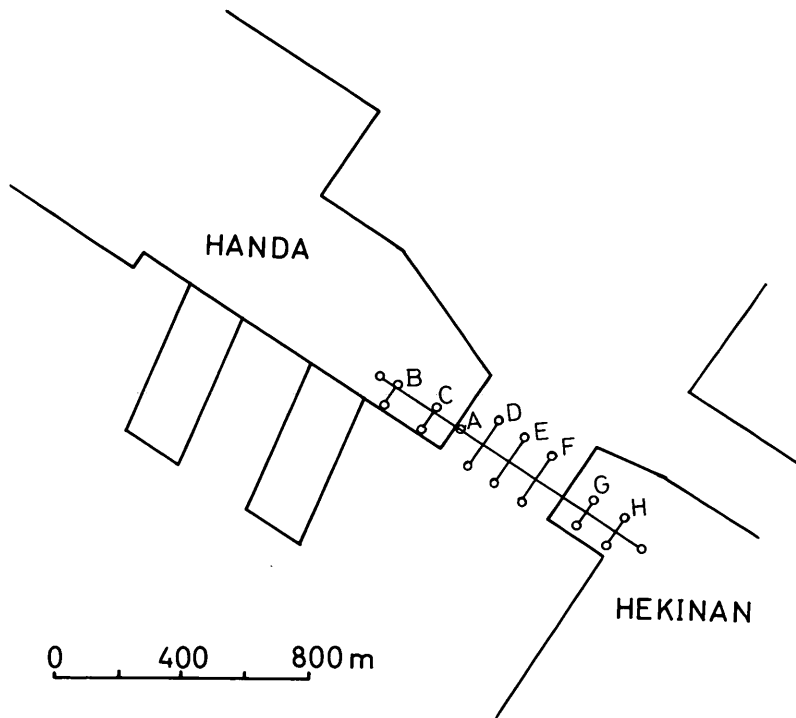


図-7 弾性波探査位置図

1,600 m/sec、 V_s が 170~200 m/secである。部分的には V_p が、1,600~1,800 m/secの層を挟んでいる所もある海底部は、 V_p が、1,800~2,000 m/sec、 V_s が 400~500 m/secである。

重複反射理論により地表面で取得された地震波を用いて基盤や、地盤内での地震波形を推定する際には、地盤の各層毎の横波速度 (V_s) とその層厚とが重要な要素となる。

当時実施された弾性波試験では、衣浦港地区の地盤の複雑さもあって V_s と土層との関連を明確に決められなかったので、本資料では、 N 値と V_s の関係式をも考慮に入れて、各土層と V_s の値を決めモデル地盤を作成した。

図-8は、土質柱状図より N 値をひろって V_s との関係をもとめたものである。この際、粘性土と砂質土との区別は行なわなかったが、土質の差によって V_s と N 値の関係は異ならないようである。両者の関係式を求めると、

$$V_s = 40 N^{0.628} \dots\dots\dots (1)$$

ここに V_s : せん断弾性波横波速度 (m/sec)
 N : N 値

であった。 V_s と N 値との関係について既に提案されている式を図-9にまとめた。

図中①は

$$V_s = 92.1 N^{0.329} \quad (\text{今井の式})^{15)}$$

②は

$$V_s = 26 N^{0.329} \quad (\text{吉村の式})$$

③は

$$V_s = \sqrt{1,000 N} \quad (\text{柴田の式})$$

で、破線が、今回求められた式である。この他の関係式を列記すると

$$V_s = 75.5 N^{0.412} \quad (\text{成田の式})$$

$$V_s = 90 N^{0.36} \quad (\text{杉村の式})$$

$$V_s = 40 \sqrt{N}, \quad 20 \sqrt{N}$$

等がある。いずれの関係式も、実測値から求められたものであるが、一般的に、 N 値が大きい場合にも、いずれの関係式も比較的よく一致するが、 N 値が0~1のような軟弱地盤では、これらの関係式から V_s の値を決めることは、困難なようである。

V_s の値が、重複反射理論等の計算結果に及ぼす影響については、少なからずあるとされているが、今回深く検討しなかった。

碧南側のシルト質粘土層では、弾性波探査からの V_s は、170 m/sec で、式(1)から求めると 190 m/sec となる。半田側のシルト質粘土層では、弾性波探査からは、 V_s は 180 m/sec で、式(1)から求めると、40 m/sec 以下とな

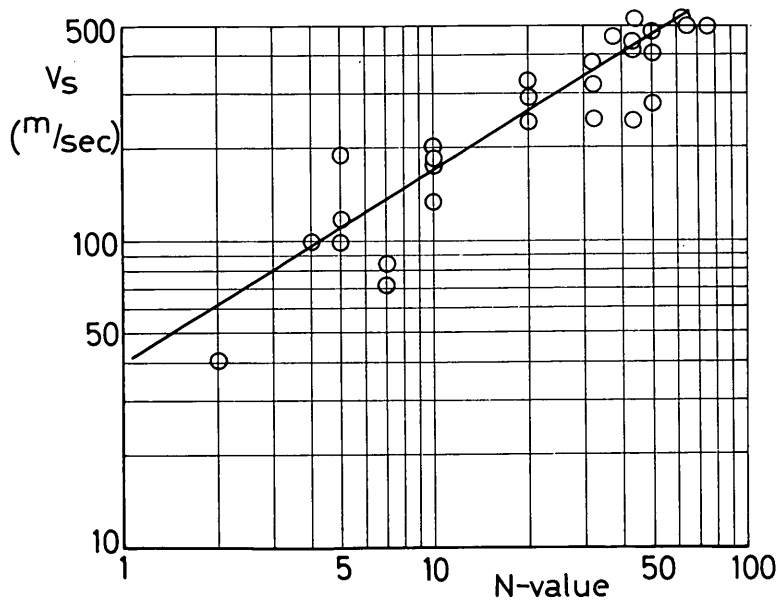


図-8 $N \sim V_s$ (衣浦)

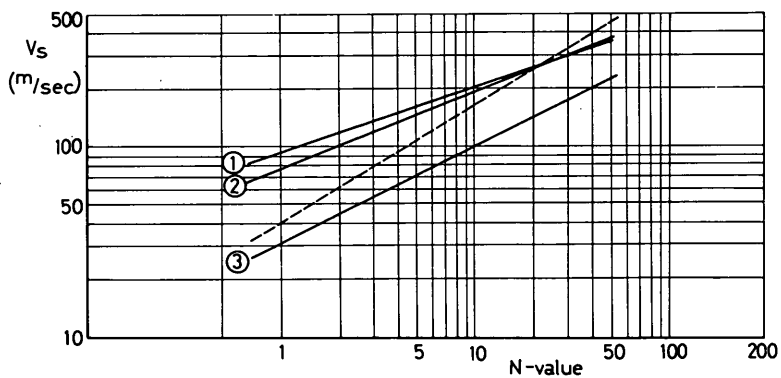


図-9 $V_s \sim N$ (式)

る。両者を考慮してモデル地盤の作成に当っては、碧南側の地層についても同じ方法により V_s を求めた。
 の V_s を 180 m/sec、半田側を 95 m/sec とした。その他

(2) 常時微動観測

常時微動観測を行なった地点を、図-10 に示す。

測線に沿ってNo 1～No 11 の合計 11 箇所にて測定が行なわれ、これに基づく周期-頻度曲線を図-11～図-21 に示してある。

全般的に見て調査地点では、0.5～0.6 秒の周期が卓越している。No 1～No 4 の半田側では、航路に近くなるに従って、卓越周期が短くなっている。航路部の中央部が、0.38 秒の周期が卓越し、碧南側に向うに従って、再び卓越周期が長くなり、碧南側のNo 8～No 11 では、0.55 秒の周期が卓越している。

地盤の卓越周期と最大周期との関係から、「建築基準法施行令」によると、当地盤は、第三種地盤と、第四種地盤の中間的な性質をもっているといえる。

(注：第三種地盤：一般の沖積層に属する地盤。

第四種地盤：著しく軟弱な地盤で「腐植土、泥土、その他これに属するもので構成される沖積層で、深さおおむね 30 m 以上のもの、または沼沢、泥海などを埋め立てた土地であって、ごみ、泥土、その他に類するもので埋め立てた地盤深さが、おおむね 3 m 以上であり、かつ、これらで埋め立てられてから、おおむね 30 年を経過していないもの)

以上の土質試験調査結果に基づき、モデル地盤図を作成した。これを図-54 に示してある。本資料での重複反射理論、有限要素法、地震応答計算等による解析には、すべてこの地盤条件の値を用いた。

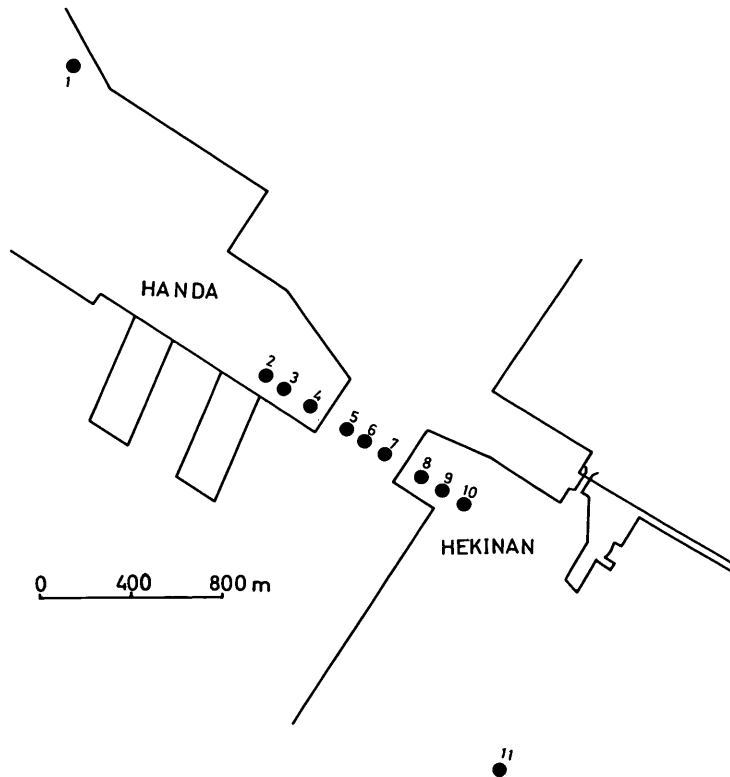


図-10 常時微動位置図

表-3 各地点の卓越周期と最大周期

地点	卓越周期 (秒)	最大周期 (秒)
No.1	0.88	0.90
2	0.82	1.60
3	0.67	1.00
4	0.55	1.00
5	0.55	1.00
6	0.38	0.80
7	0.55	0.98
8	0.82	1.20
9	0.55	1.20
10	0.55	1.10
11	0.38	1.20

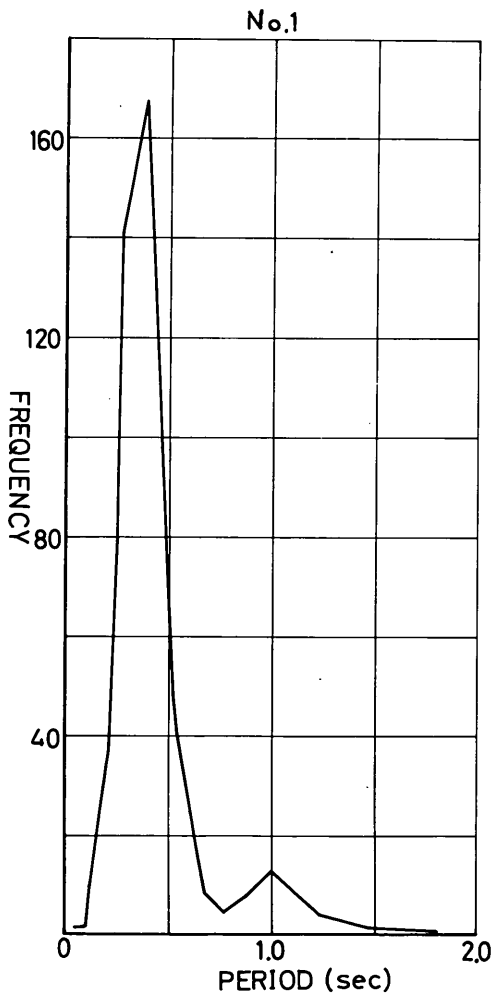


図-11 周期頻度曲線 No.1

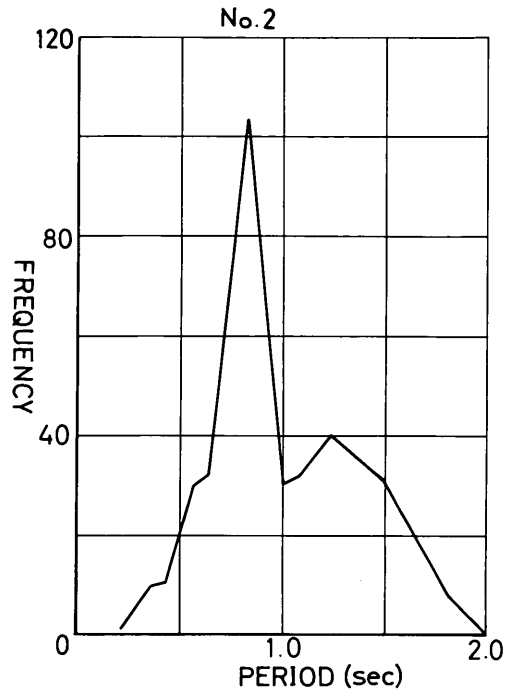


図-12 周期頻度曲線 No.2

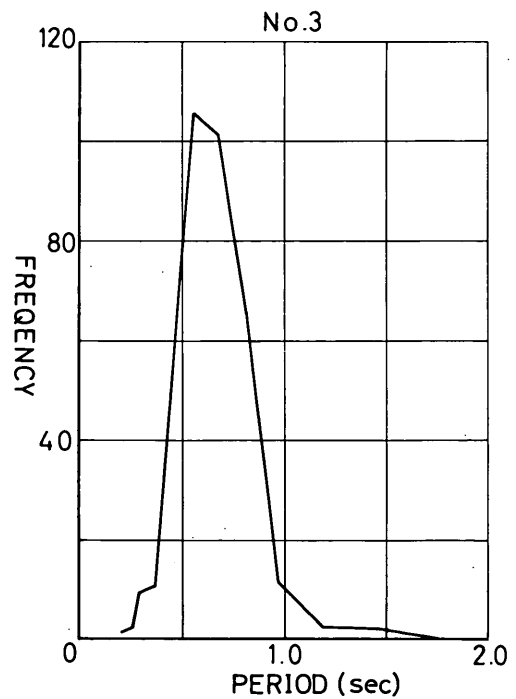


図-13 周期頻度曲線 No.3

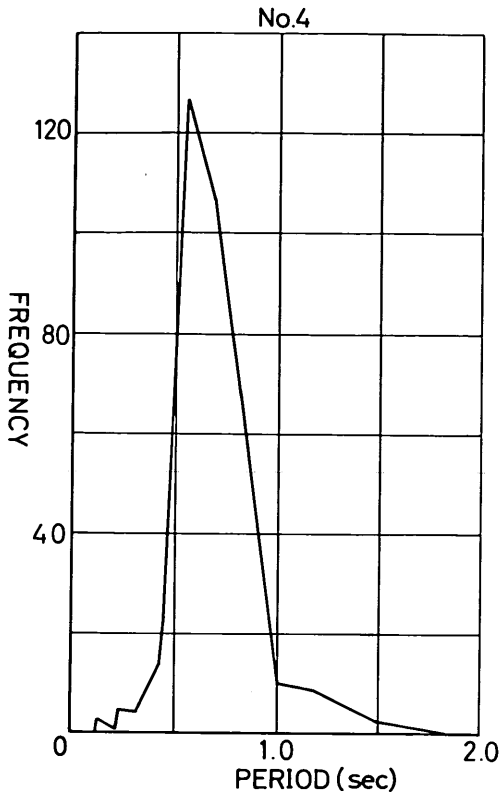


圖-14 周期頻度曲線 No. 4

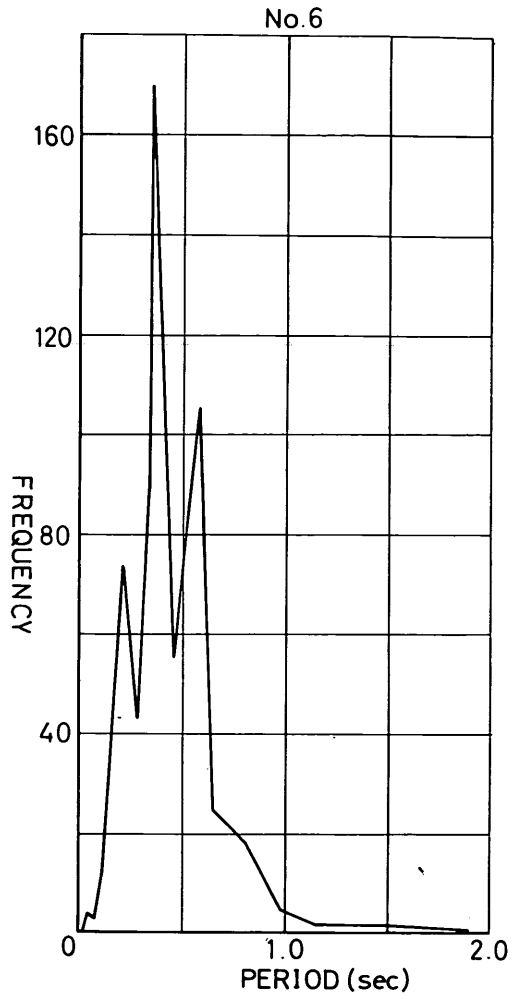


圖-16 周期頻度曲線 No. 6

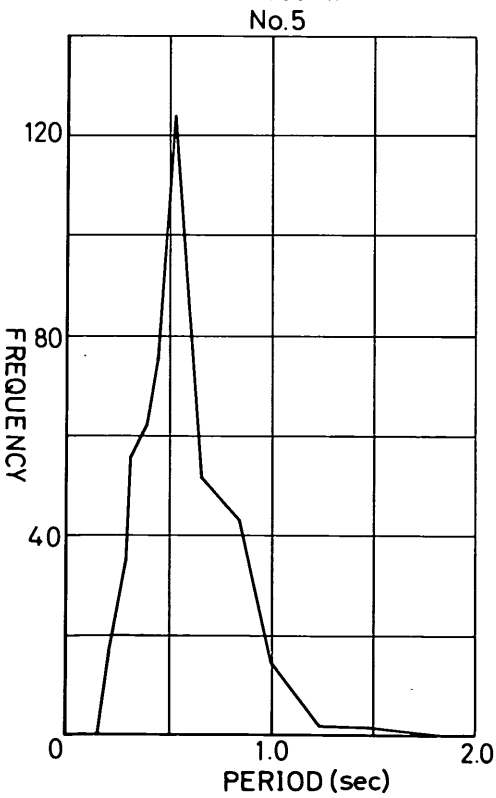


圖-15 周期頻度曲線 No. 5

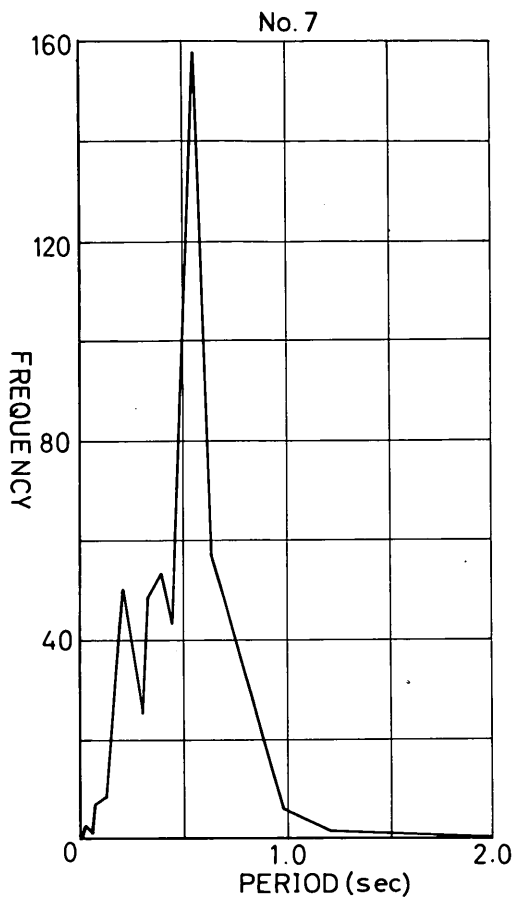


圖-17 周期頻度曲線 No. 7

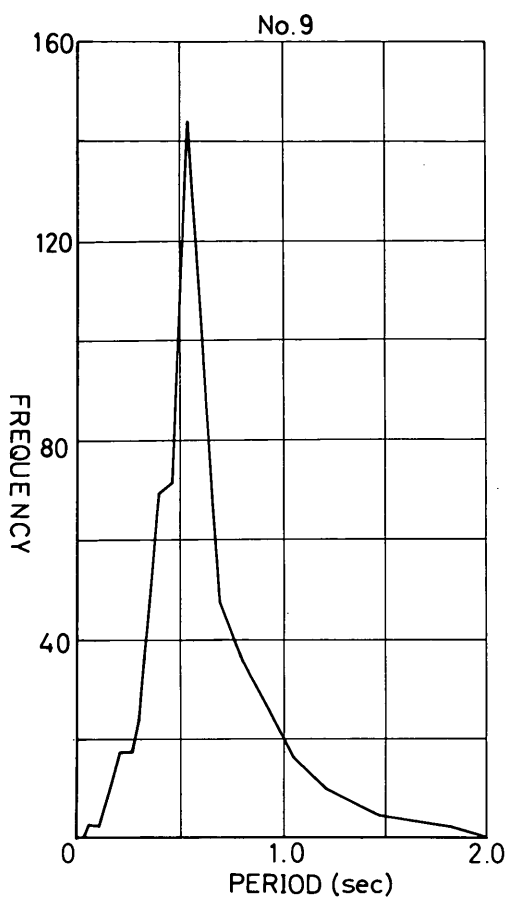


圖-19 周期頻度曲線 No. 9

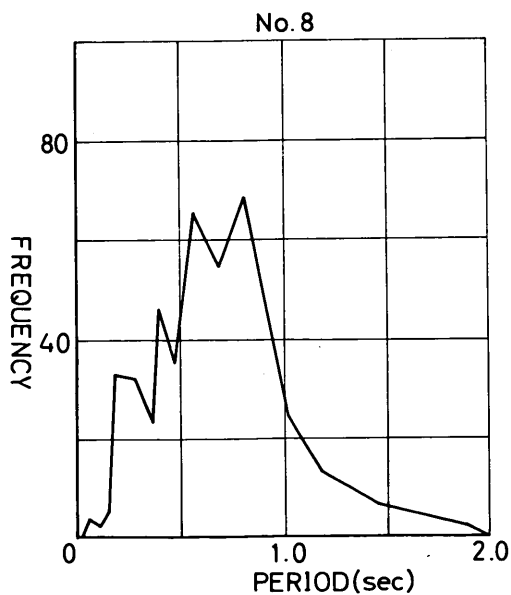


圖-18 周期頻度曲線 No. 8

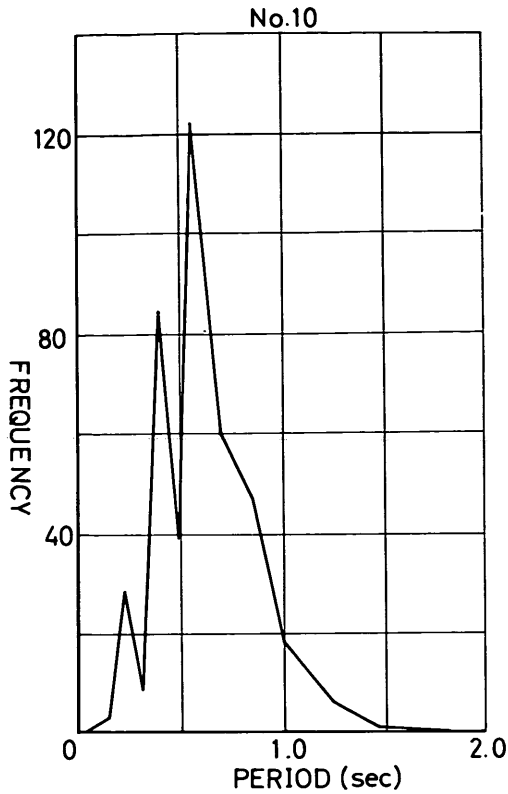


図-20 周期頻度曲線 No.10

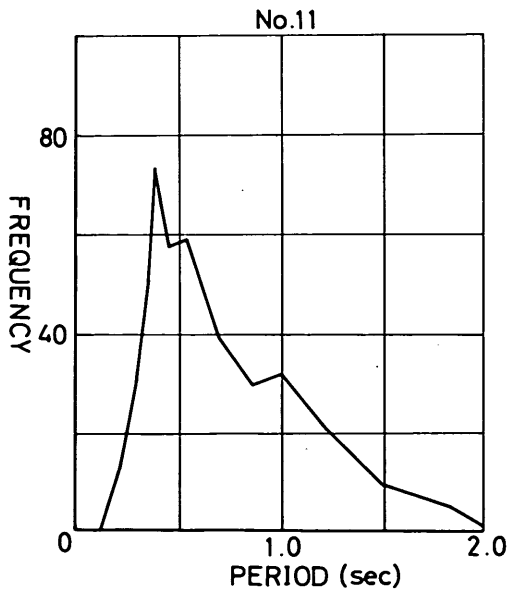


図-21 周期頻度曲線 No.11

4. 観測計器

観測に使用した計測器の配置図は図-22に示されている。兩岸の地表面に、軸直角方向、軸方向の加速度計、立坑及び沈埋函に計19台の加速度計、沈埋トンネル中央部に1台の変位計、また沈埋函に1断面に対し3断面、計6台のひずみ計、および沈埋函と立坑部にそれぞれ4本、計8本の鉄筋計を設置している。記録スターターは、3galにセットされており、一度始動をすると3分間連続して記録がとれるようになっている。

単位 (m)

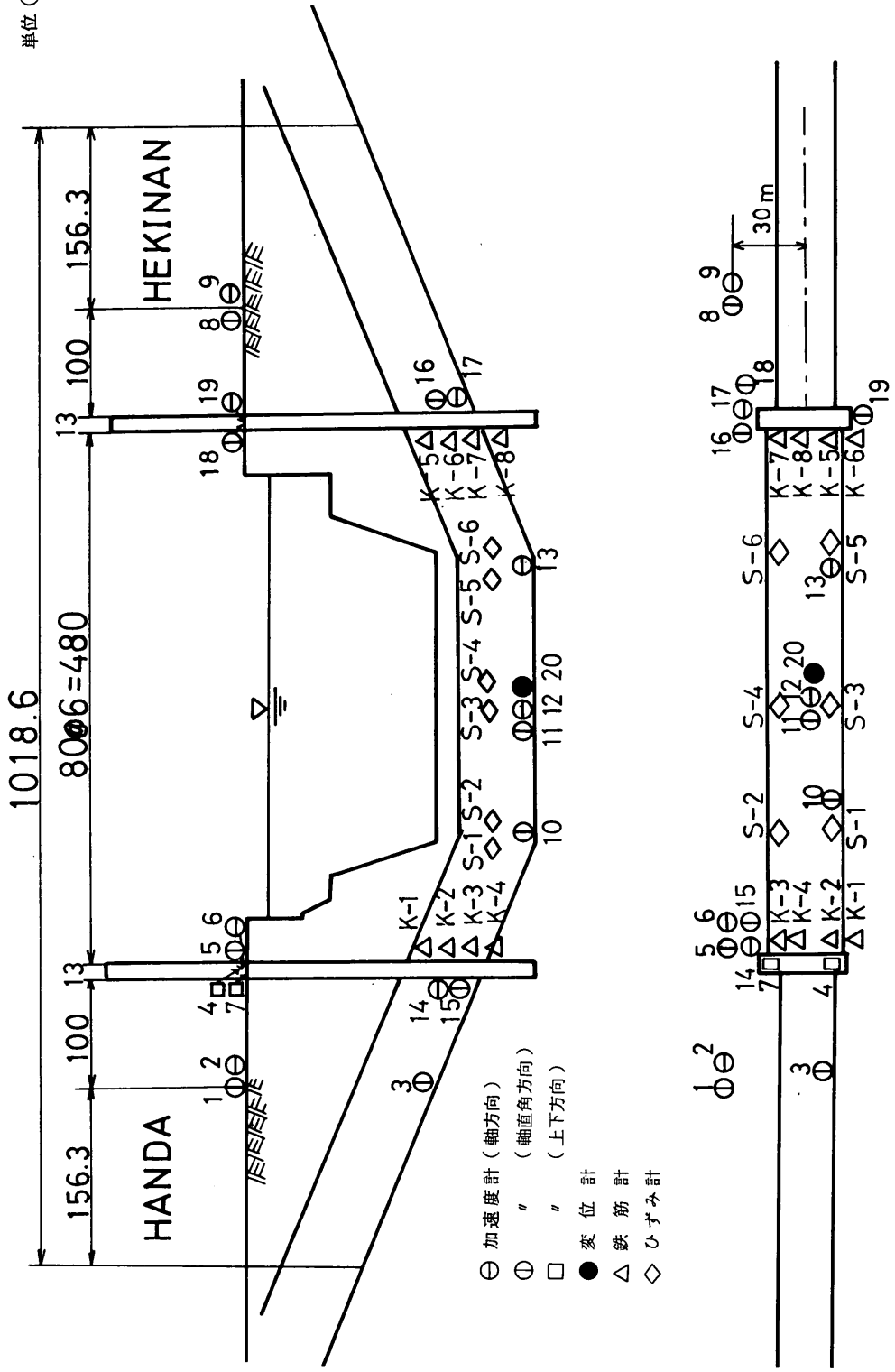


図-22 計器配置図

表-4 変換機の仕様

加速度ピックアップ

(水平方向用 MTDH-3C型)

外形寸法	約 200×250×200 mm
重量	約 7 kg
固有周期	約 3 Hz
振子重量	約 440 g
振子慣性率	$5.53 \times 10^3 \text{ g cm}^2$
感度	3311-B1 ガルバー組合わせ 1 mm/gal 以上
最大測定加速度	300 gal 以上
測定周波数範囲	0.3 Hz ~ 30 Hz

(鉛直方向用 MTDV-3C型)

MTDH-3Cと同性能

鉄筋計 カールソン型

定格容量	(kg/cm ²)	RE-19C	RE-25C
引張		2,000	2,000
圧縮		1,000	1,000
最小読取值		10.8 ~ 13.7	12.5 ~ 15.6
鉄筋径	(mm)	19	25
許容温度範囲	(°C)	-30 ~ +70	-30 ~ +70
非直線性ヒステリシス	(%FS)	2	2
温度測定範囲	(°C)	±1	±1

変位ピックアップ

(水平方向用 HTDH-5C)

外形寸法	約 390×230×210 mm
重量	約 15 kg
固有周期	約 5秒
振子重量	約 3.58 kg
感度	G-7 ガルバーと組合わせ 15倍以上
最大測定振幅	8 mm p-p
測定周波数範囲	0.3 Hz ~ 30 Hz

表-5 本機の構成

変換器		個数
	スタータ	
	加速度ピックアップ(地震計) 水平方向用	17
	" 鉛直方向用	2
	変位ピックアップ 水平方向用	1
	鉄筋計	8
	生研型 ひずみ計	6
増幅部		
	鉄筋計用ひずみ増幅器	8
	生研型歪計用ひずみ増幅器	6
	積分増幅器	1
記録器		
	電磁オシログラフ 5M11	4
	PR101	1
電源部		
	DC-DCコンバータ	2
	DC-ACインバータ	2
	鉛蓄電池	2
	充電器	2
コントロール部		2

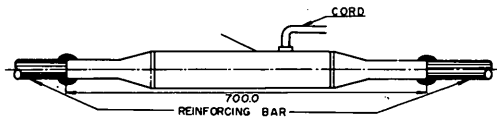


図-23 鉄筋計

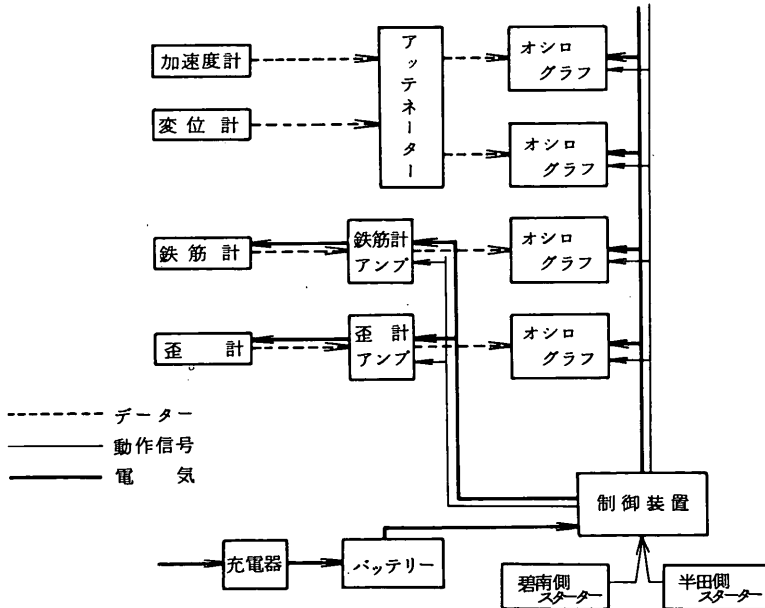


図-24 回路図

表-6 測定個所一覽表

感度 = (実測値 / 記録値)

記 チャンネル	Pick No.	測 定 個 所		成 分	対 象	記 録 感 度
1 - 3	P - 5	半田側	立坑上部	直 角	加 速 度	0.99 (gal/mm)
1 - 4	P - 3	"	車道	直 角	"	1.00
1 - 5	P - 1	"	陸上 北側	直 角	"	1.04
1 - 6	P - 2	"	陸上 北側	平 行	"	1.04
1 - 7	P - 4	"	立坑上部 南側	上 下	"	0.97
1 - 8	P - 14	"	立坑下部	平 行	"	0.98
1 - 9	P - 15	"	立坑下部	直 角	"	1.00
1 - 10	P - 10	"	5号管	直 角	"	1.04
2 - 1	K - 1	半田側			鉄 筋 計	2.5 (×10 ⁻⁶ /mm)
2 - 2	K - 2	"			"	2.5
2 - 3	K - 3	"			"	2.5
2 - 4	K - 4	"			"	2.5
2 - 5	S - 1	"	5号管 南側		歪	2.5
2 - 6	S - 2	"	5号管 北側		"	2.5
2 - 7	P - 7	"	立坑上部 北側	上 下	加 速 度	0.98 (gal/mm)
2 - 8	P - 6	"	立坑上部	平 行	"	1.00
3 - 1	P - 19	碧南側	立坑上部 南側	直 角	加 速 度	0.97
3 - 2	P - 18	"	立坑上部 北側	直 角	"	0.98
3 - 3	P - 16	"	立坑下部	直 角	"	0.99
3 - 4	P - 17	"	立坑下部	平 行	"	0.99
3 - 5	P - 11		トンネル中央部	直 角	"	1.03
3 - 6	P - 13	碧南側	2号管	直 角	"	1.01
3 - 7	P - 12		トンネル中央後	平 行	"	1.01
3 - 8	P - 8	碧南側	陸上	直 角	"	1.02
4 - 1	S - 3	碧南側	3号管 南側		歪	2.5 (×10 ⁻⁶ /mm)
4 - 2	S - 4	"	3号管 北側		"	2.5
4 - 5	K - 5	"			鉄 筋 計	2.5
4 - 6	K - 6	"			"	2.5
4 - 7	K - 7	"			"	2.5
4 - 8	K - 8	"			"	2.5
4 - 9	P - 9	"	陸上	平 行		1.03 (gal/mm)
4 - 10	P - 11		トンネル中央部	直 角	変 位	0.0518 (mm/mm)
5 - 1	S - 5	碧南側	2号管 南側		歪	2.5 (×10 ⁻⁶ /mm)
5 - 2	S - 6	"	2号管 北側		"	2.5
5 - 3	P - 20		トンネル中央部	直 角	変 位	0.0518 (mm/mm)

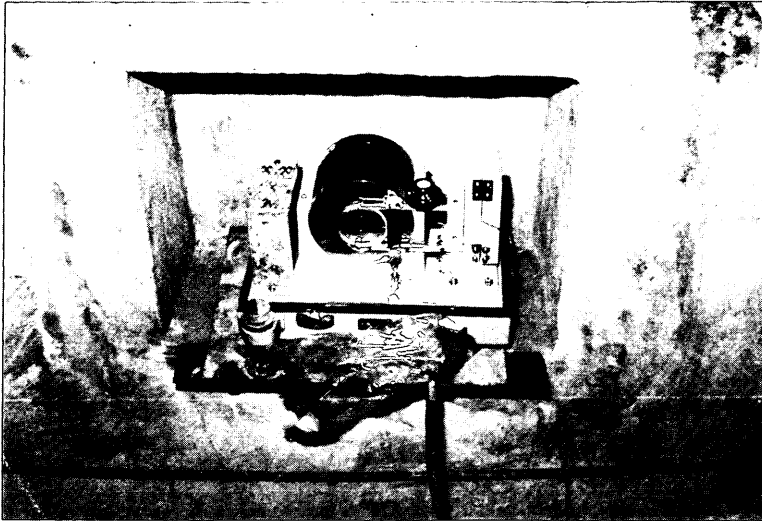


写真-1 加速度計

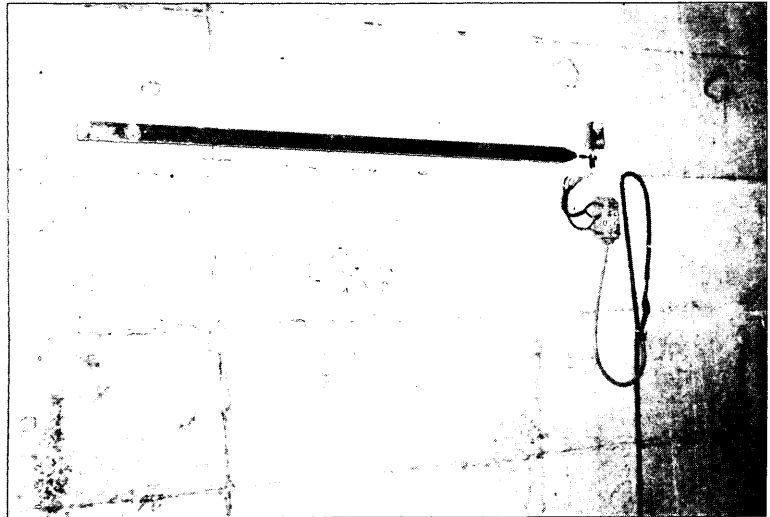


写真-2 ひずみ計

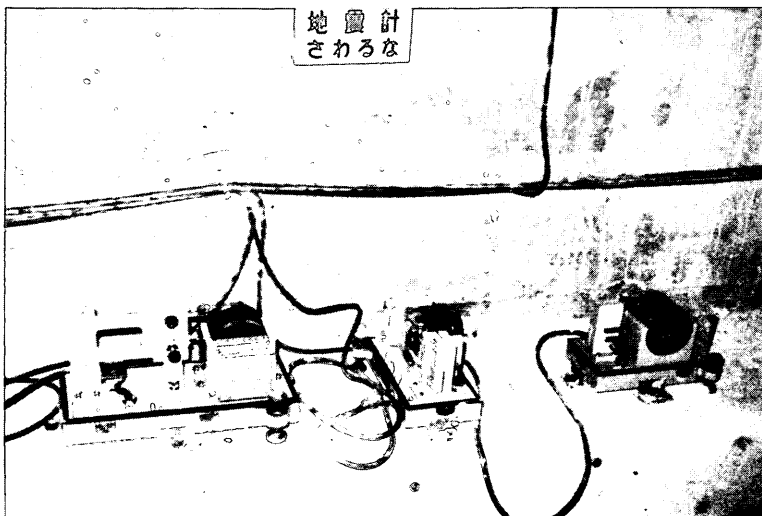


写真-3 変位計

5. 観測記録

衣浦港海底トンネルに設置した、加速度計、ひずみ計および鉄筋計で取得された記録は、当所耐震構造研究室の地震波記録読取システムと計算機室のTOSBAC-3400を用いて処理及び整理を行なった。

整理されているものは、下記のものである。

- (a) 地震応答観測データ
 - (b) 観測データのデジタル記録
 - (c) フーリエ解析の結果
 - (d) 重複反射理論で、地表面での地震波を用いて推定した基盤での地震波形のデジタル記録
- その他に、必要に応じて解析が行なわれている。

5.1 取得された地震波

表一七に取得された地震動の中で解析を行なった発生地震についてまとめている。

ここでKUWTは、整理する上での記号であり、観測開始より取得された順に番号を付けている。この表の地震以外に、KUWT-4が、1974年5月9日に伊豆半島沖で、KUWT-5が、1974年6月27日に八丈島近海で、KUWT-6が、1974年7月9日に伊豆半島南部でそれぞれ発生した地震記録として取得されているが記録の整理解析までには至っていない。またKUWT-7以後1975年1月まで、中部地方には、地震の発生がなく記録が取得されていない。今まで取得された地震動記録は、いずれもマグニチュード6以下の中規模な地震であり、衣浦での震度もⅡ～Ⅲであった。また震央距離も、30～185kmと比較的短い。深度は、大よそ、40～50kmと推定されている。

図一25～図一36に取得された地震波記録の一部を示す。KUWT-1において、P-1、P-2の加速度波形記録を見ると、最初の6秒間ぐらゐは、周期1秒ぐらゐの

波の成分の中に短周期成分をもつ波が含まれている。その後は、この短周期成分が消え、滑めらかな波形となり記録開始時より、20秒過ぎても殆んど振幅が減衰していない。最大加速度値は、記録開始時より6～8秒の間で生じている。立坑部の上部に設置しているP-6と、地表面のP-2は、各々軸方向の加速度計であるが、取得された地震波形はよく似ている。地表面のP-1と陸上トンネル部のP-3は、各々軸直角方向の加速度計であるが、両者の振幅は違っているもののやはり波形は似ている。KUWT-2においても、KUWT-1の地震と同じような傾向がある。

これはKUWT-1とKUWT-2とがほぼ同じ地点で発生した地震で規模も似ていることから納得できる事である。立坑部の上部に設置されたP-6の地震波形も、P-2と多少位相がずれているものの、ほとんど同じような波形をしている。また陸上トンネル部のP-3と地表面のP-1も、振幅が違うだけで、位相も波形も同じであった。

この事は地盤と構造物とが同じ周期で振動していることを示している。碧南側地表面のP-8、P-9及び半田側地表面のP-1、P-2とでは、波形記録は各々相当異なっている。

沈埋トンネル内部での、同一位置で設置されている鉄筋計の波形は相互に似かよっている。しかし半田側と碧南側の鉄筋計の記録を比較してみると、波形が異なっており、沈埋トンネルの軸方向に対して、様な挙動はしていないようである。これは、半田側のP-2と、碧南側のP-8の両者の加速度波形記録が、異なっている事からも想像できる。

また沈埋函内部の軸直角方向のP-10とP-13についても、KUWT-1と同じで両者の振動波形は異なっている。ひずみ計については、沈埋トンネル部中央で対になって記録が取得されていない等、記録が十分でなかったので論ずることは避けたいが、加速度計と、鉄筋計の記録か

表一七 発生地震

記録番号	発震年月日	震源地	規模	深度 (km)	震央距離 (km)
KUWT-1	年月日時分 1973, 11. 25, 13. 25	N 33° 51' E 135° 25' 和歌山県中部	M=5.9	60	185
KUWT-2	1973, 11. 25, 18. 19	N 33° 53' E 135° 23' "	5.8	60	185
KUWT-3	1974, 2. 10, 17. 51	N 35° 02' E 136° 56' 愛知県西部	5.3	40	30
KUWT-7	1974, 8. 16, 22. 12	N 35° 15' E 136° 11' 滋賀県中部	4.9	50	50

ら、沈埋函は一樣に挙動しているのではなく、周辺の地盤の振動性状と関連して複雑な挙動をしているものと判断される。

KUWT-3の地震波は、最初の数秒間は、短周期の成分が、その後は、長周期成分が卓越している。最大振幅は、記録開始後2秒位の所で生じていて、波形はその後、次第に減衰している。

これは、KUWT-1やKUWT-2に較べて、震源が、トンネル位置に近いことと、マグニチュードが小さいことによるものであろう。KUWT-3の場合は、P-1とP-3およびP-2とP-6とでは、あまり振動波形が、似ていない。P-10とP-13とでも同様に似かよっていない。しかし鉄筋計の記録については、KUWT-2と同様な性質が見うけられる。

KUWT-7の地震は、KUWT-3との地震の諸条件が似かよっており、震源が近くマグニチュードが小さい。

地震波形の最大振幅は、最初の2秒位の所で発生しており、その後地震波形は急速に減衰している。

この場合もKUWT-3と同じくP-1とP-3、P-2とP-6とでは各々振動波形は似かよっていない。

この事は、KUWT-1とKUWT-2の地震波形で見られた事実とは異なっている。地震波の持つ条件によって沈埋トンネルの挙動が異なる事を示していると言えよう。断言するには資料不足であるが、近距離地震の様に、短周期成分が卓越する地震波の場合には、地盤と沈埋トンネルとが、一体には挙動していない事を示していると思われる。

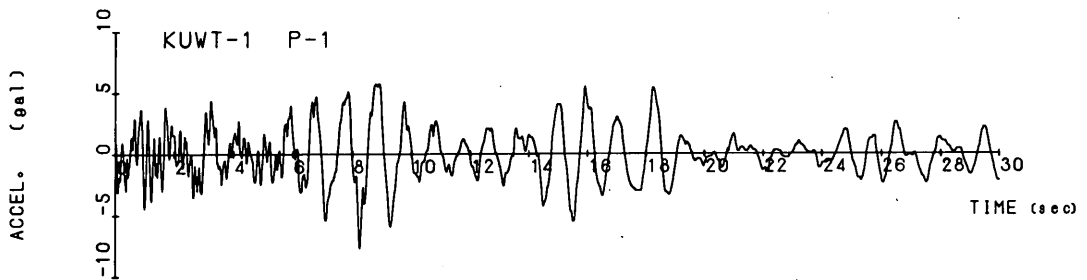


図-25 地震波 KUWT-1 P-1

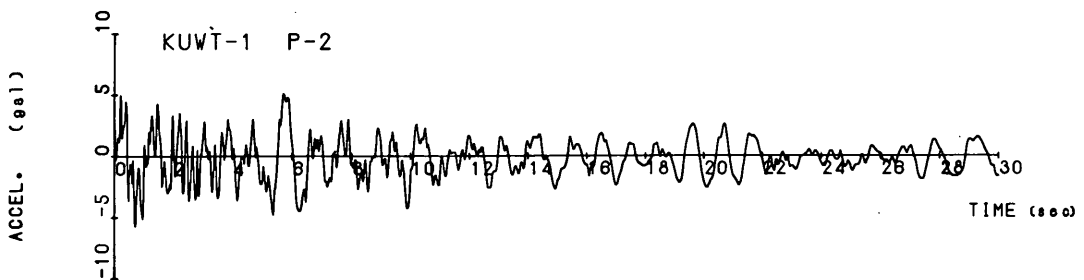


図-26 地震波 KUWT-1 P-2

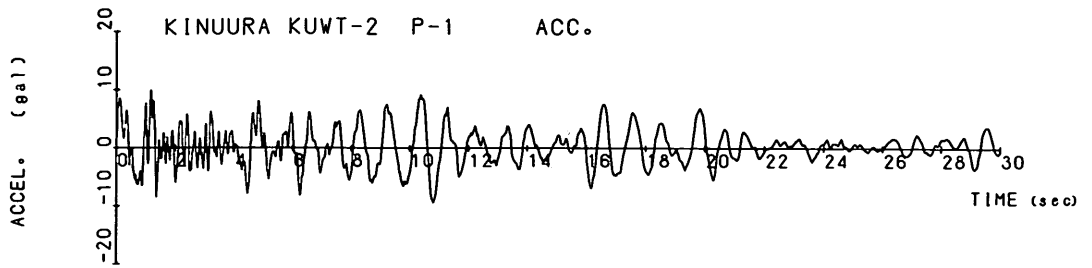


図-27 地震波 KUWT-2 P-1

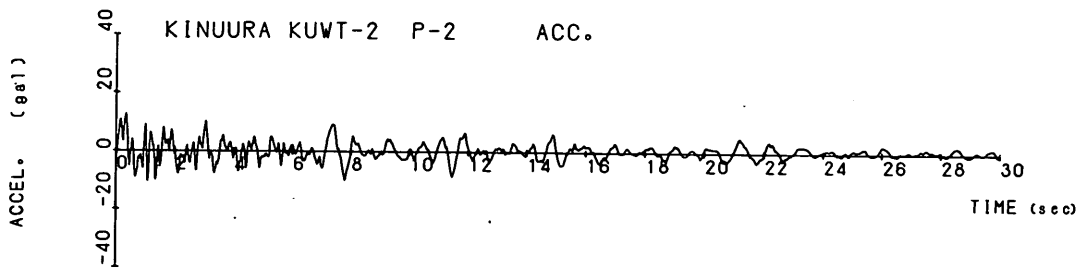


図-28 地震波 KUWT-2 P-2

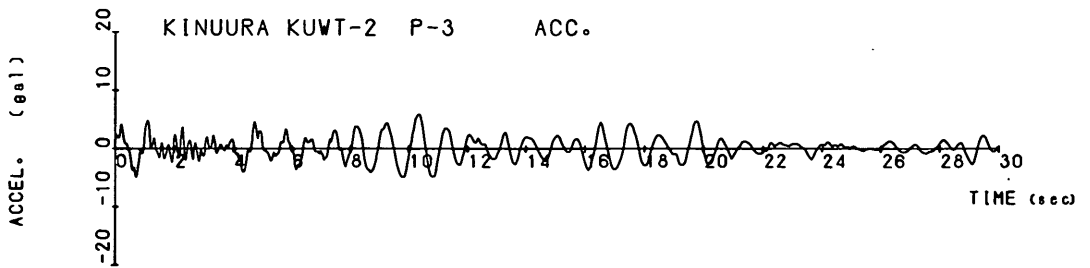


図-29 地震波 KUWT-2 P-3

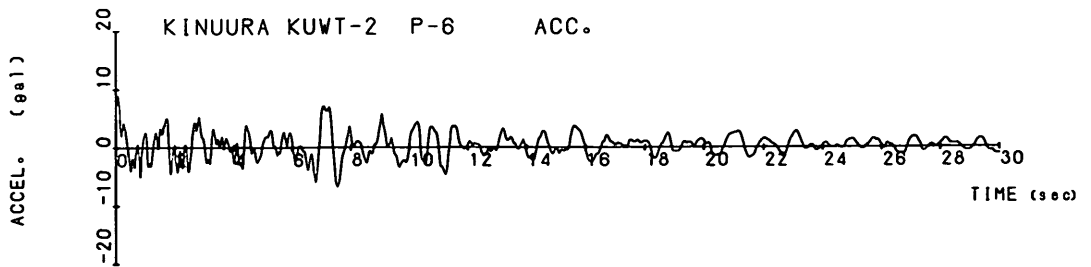


図-30 地震波 KUWT-2 P-6

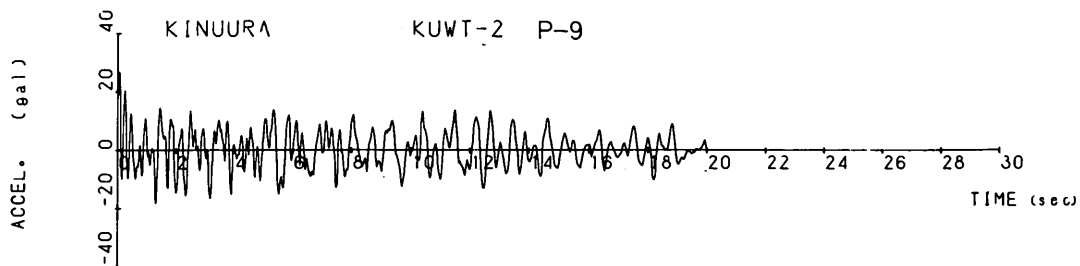


图-31 地震波 KUWT-2 P-9

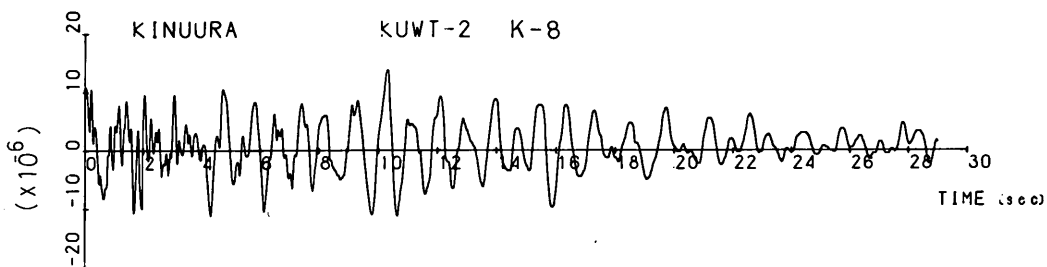


图-32 地震波 KUWT-2 K-8

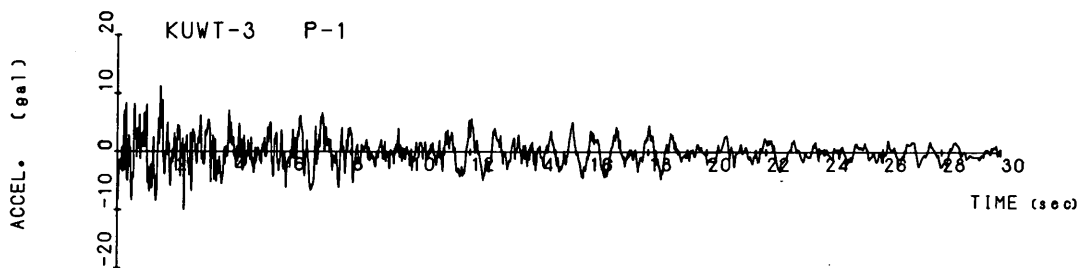


图-33 地震波 KUWT-3 P-1

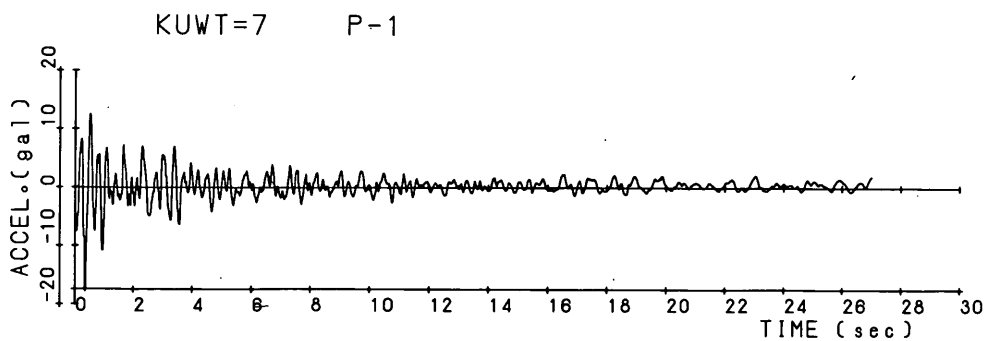


图-34 地震波 KUWT-7 P-1

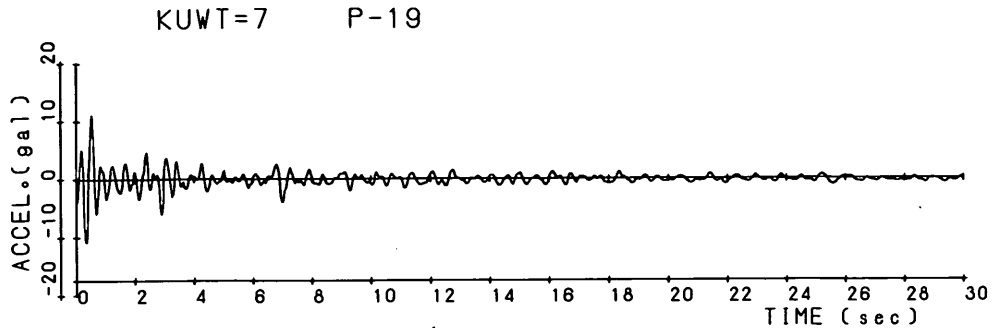


図-35 地震波 KUWT-7 P-19

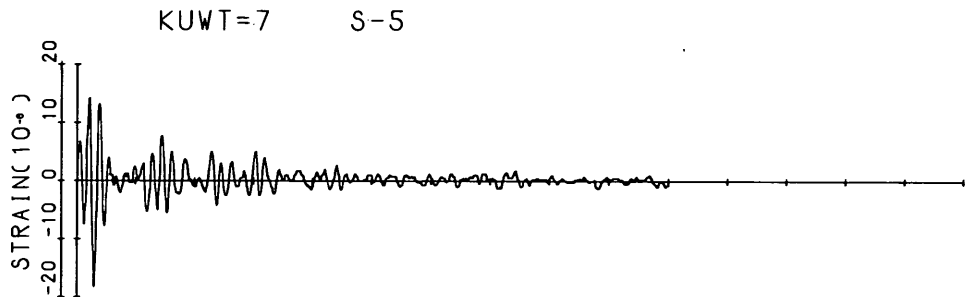


図-36 地震波 KUWT-7 S-5

(他の地震波記録は附録を参照)

5.2 取得記録の最大値

図-37～図-40に、デジタル記録から読み取った最大値を示す。

半田側の地表面P-1、P-2、碧南側の地表面P-8、P-9で得られた記録では、いずれの場合にも最大加速度が碧南側の方が大きな値となっている。半田側と碧南側の最大加速度の比は、KUWT-1、KUWT-2、KUWT-3、KUWT-7で、軸方向に対して順に、1.81、2.10、6.58、2.73であり、軸直角方向に対しては、1.01、1.54、3.01、1.56である。この事は、碧南側の地盤と、半田側の地盤との土質条件の違いに起因するものと思われる。

同じ地震波記録について、軸方向と軸直角方向の半田側及び碧南側の地表面での各々の最大加速度の値は、総じて、半田側の方が軸直角方向、碧南側では、軸方向の値が大きい。この理由としては、軸方向と直角方向での地盤の土質条件や地形が異なっているからであろう。

半田側の地表面P-1、P-2と、立坑上部のP-5、P-6の加速度記録を比較してみると、立坑部の方が半田

側の大きさか、ほぼ等しい大きさである。

しかし碧南側立坑部では、数倍から数10倍も地表面の加速度の方が大きい値である。

地表面での加速度は、半田側より碧南側の方が大きい値であるが、立坑部に関しては、半田側も碧南側も大体同じ最大加速度値で振動している。立坑は、地盤の振動の影響を受けつつも、独自の応答を示しているように思える。

航路部の沈埋函に設置されている、P-10、P-11、P-12、P-13での最大加速度の値は、KUWT-1とKUWT-2とでは、ほぼ同じである。

KUWT-3とKUWT-7では、半田よりの加速度記録の方が、大きな値となっている。又陸上トンネル部のP-3と航路部の計器との比較では、前者の方が若干大きな値となっている。

P-4とP-7は、立坑のロッキング現象を把握する目的で設置されたものであるが、本資料では、最大加速度値だけについて述べる。P-5およびP-6とP-4およびP-7と比較すると、4回の地震記録とも上下方向の最大加速度は、水平方向の最大加速度の2分1から4分の1で

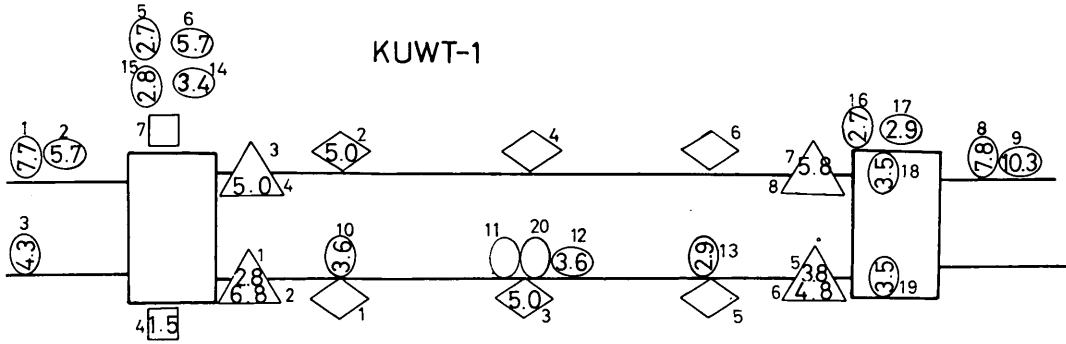


図-37 地震波記録の最大値 KUWT-1 (単位) ○ gal
□ gal
◇ $\times 10^{-6}$

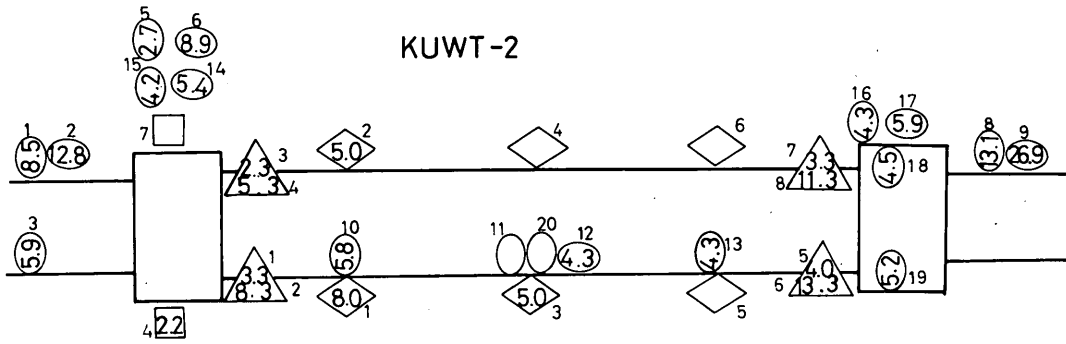
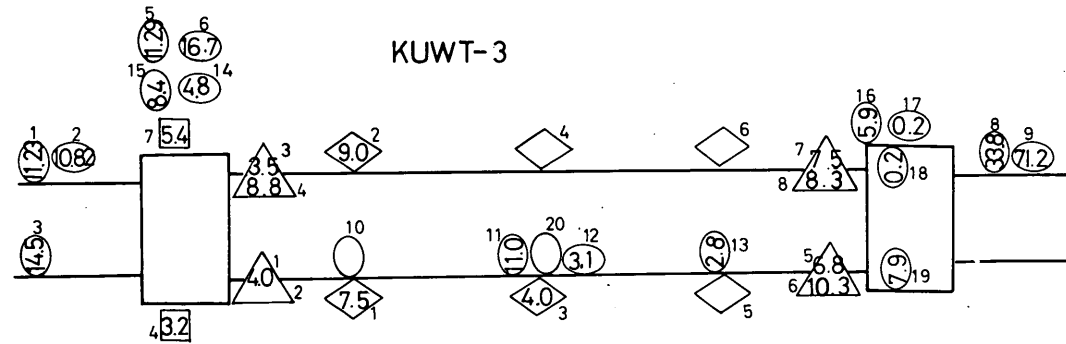


図-38 地震波記録の最大値 KUWT-2



(※ 空白は欠測を示す)

図-39 地震波記録の最大値 KUWT-3

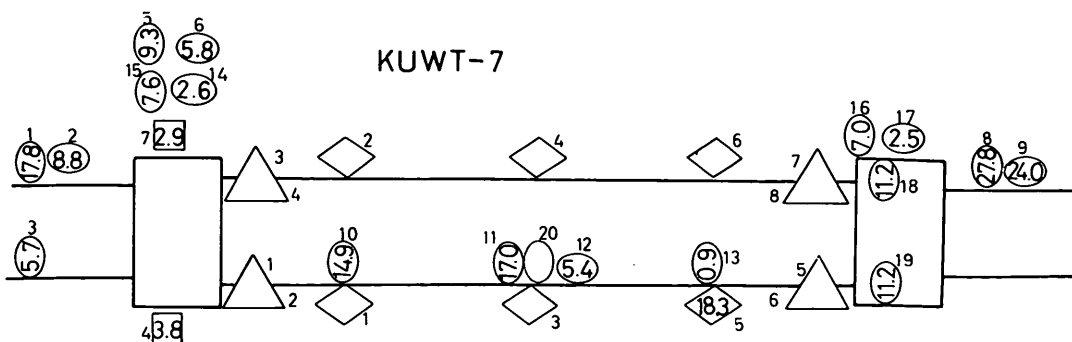


図-40 地震波記録の最大値 KUWT-7

であった。現在沈埋トンネルやパイプラインの設計では、考慮されていない上下方向の地震動についても今後検討する必要があると思われる。

半田側立坑上部のP-5、P-6と下部のP-14、P-15、碧南側立坑上部のP-16、P-17と下部のP-18、P-19と比較すると、当然の事かも知れないが、最大加速度の値は下部の方が小さい。

鉄筋計とひずみ計によって得られたひずみ記録は、前述した様に断面毎に対になって得られたものが少なくKUWT-1、KUWT-2、KUWT-3について一部解析を行なった。

沈埋トンネルに発生したひずみ量は、おおよそ10マイクロストレイン以内の値であり、余り大きなひずみは発生していない。この程度の値であれば、測定器自体の精度や特性とも密接な関係があると思われるが、沈埋トンネル全体で、ひずみ量はどこでも大体同じオーダーの値であった。特に立坑附近のひずみ量が大いとか、航路中央部のひずみ量が小さいと言うような傾向は、本資料に使用した記録からは、読み取れないようである。

震央距離、地震の規模、深度等の地震波の性質と観測記録との関係は、現在データの集積が少ないので求めるのは困難であるが、今後データの集積が増せば、ある程度の傾向が把握できるものと思われる。

5.3 記録の解析

(1) フーリエ解析

取得した記録波形のフーリエ解析を行い、卓越周期を求めたものを表-8に示してある。

KUWT-1の地震では、加速度計、ひずみ計および鉄筋計での記録は、1.11~0.909秒の周期成分が卓越している。この事は、6-1で述べたように、沈埋トンネルと地盤とが同じような挙動を持つということと一致している

ことを示す。しかしながら航路部に設置されているP-10、P-13等では、0.3秒位の短周期成分が卓越している。又、立坑部のP-5、P-6も短周期成分が含まれている。鉄筋計、ひずみ計においては、P-10、P-13等と違って、短周期成分はあまり含まれていない。このことは後でふれるが、KUWT-2やKUWT-3の場合でも同じ様な性質がある。

KUWT-2では、半田側と碧南側との各々で地表面での地震波形の周期は、碧南側の方が短い成分を含んでいる。KUWT-1でも、碧南側で短周期成分が含まれてはいたがあまり顕著ではなかった。

ここで注目される事は、KUWT-1でも同様な性質があるが、沈埋トンネル内部の軸方向の加速度計P-12の振動周期が、鉄筋計およびひずみ計での振動周期とよく似かよっている事である。これはP-12だけでなく、P-14、P-17についても同様な現象である。

軸直角方向のP-10、P-13は、短い周期成分が卓越しており、この事は、軸方向と軸直角方向で取得された加速度、記録波形の振動周期が異なっている事を示す。

KUWT-3は、KUWT-1、KUWT-2と異なって全体に0.6秒前後の周期成分が卓越している。これは前にも述べたが、地震波の性質の差によるものと思われる。地表面では、やはり碧南側の方が、半田側より短周期成分が卓越している。碧南側の立坑部の記録は、地盤の記録より更に短い周期成分が含まれているが、半田側の立坑部では、大体その付近の地盤と同じような周期成分が卓越している。

航路部では、KUWT-1やKUWT-2で卓越していた1秒位の周期成分はなくなり、0.6秒以下の短周期成分が卓越している。鉄筋計およびひずみ計では、顕著に短周期成分が卓越していないが、0.626、0.769秒位の成分が含まれている。鉄筋計の設置してある所から、僅かに離れ

表-8 フーリエ解析での卓越周期(秒)

記録計	KUWT-1	KUWT-2	KUWT-3	KUWT-7
P-1	1.10 , 1.00	1.11 , 0.833	1.11 , 0.769	0.286 , 0.294
P-2	0.909 , 1.11	0.909 , 0.713	0.909 , 0.588	0.357 , 0.588
P-3	1.11 , 1.00	0.909 , 1.11	1.11 , 0.588	0.833 , 0.270
P-4	1.11 , 2.00	1.00 , 0.556	0.588 , 0.833	0.357 , 0.345
P-5	1.11 , 0.355		0.769 , 0.833	0.357 , 0.326
P-6	1.11 , 0.61	0.909 , 1.11	0.833 , 1.00	0.313 , 0.556
P-7			0.588 , 0.833	0.40 , 0.313
P-8	0.909 , 1.00	0.667 , 0.370	0.588 , 0.37	0.357 , 0.294
P-9	1.11 , 1.25 , 0.307	0.83 , 1.11	0.588 , 0.629 , 0.326	0.357 , 0.588
P-10	1.11 , 0.285	1.11 , 0.323		0.357 , 0.323
P-11			0.50 , 0.326	0.345 , 0.294
P-12	1.11 , 0.909	1.11 , 0.909	0.769 , 0.625	0.303 , 0.286
P-13	0.909 , 0.303	0.833 , 0.625 , 0.294	0.588 , 0.263	0.294 , 0.286
P-14	1.11 , 0.909	1.11 , 0.909	0.625 , 0.833	0.50 , 0.588 , 0.315
P-15	1.11 , 0.909	0.909 , 1.11	0.833 , 1.11	0.357 , 0.40
P-16	0.909 , 0.833	0.667 , 0.833	0.257 , 0.95	0.370 , 0.417
P-17	1.11 , 0.833	0.833 , 0.909	0.625 , 0.40	0.345 , 1.11
P-18	0.909 , 0.833	0.667 , 0.833	0.475 , 0.413 , 0.731	0.37 , 0.417
P-19	0.909 , 0.833	0.667 , 0.833	0.594 , 0.396 , 0.211	0.37 , 0.417
P-20				
S-1		0.909 , 1.25	1.00 , 0.909 , 0.625	
S-2	0.909 , 1.11	0.909 , 1.428	1.00 , 0.833 , 0.625	
S-3	0.833 , 1.25	0.803 , 1.428	1.00 , 0.625	
S-4				
S-5				0.345 , 0.406
S-6				
K-1	0.909 , 1.11		1.00 , 0.625	
K-2	1.11 , 0.909	0.909 , 1.428		
K-3			0.625 , 1.00	
K-4	0.909 , 1.11	0.909 , 1.428	1.00 , 0.625	
K-5	1.11 , 1.00	1.11 , 0.833	0.769 , 0.909	
K-6	1.11 , 0.204	1.11 , 0.833	0.625 , 0.7692	
K-7	1.11 , 1.25	1.428 , 0.909	0.769 , 0.625	
K-8		1.11 , 1.25	0.625 , 1.25	

(※空白は欠測及び未解析を示す)

た立坑部に設置されているP-14やP-17および、航路部のP-12の三者を比較して見ると、いずれの場合も同じような振動成分が卓越しており、KUWT-1やKUWT-2の場合と同じ現象といえよう。

KUWT-7では、大部分の地震波形で、0.3秒位の短周期成分が卓越している。前の3つの地震の場合と違って、記録相互に顕著な差はないが、航路部では、やはり他の所より短周期成分が卓越しているといった一般的な性質は同じであった。

上下方向の振動周期は、水平方向の振動周期とたいして差異はないが、両者の地震波の物理的な性質が異なるので、相互の相関を得る事は難しいと思われる。

(2) 基盤での地震波

重複反射理論を用いて、KUWT-7におけるP-1の地震波形から基盤での地震波形を算定した。地盤条件は、図-54に示されているものを用いた。

図-41には、P-1で得られた地震波形、図-42は、計算により得られた基盤での地震波形を示してある。地表面での地震波形の最大加速度値は、17.8 galであったが、基盤での最大加速度値は、3.0 galであった。P-2、P-8およびP-9の場合についても同様の計算を行い、地盤内での各層での最大加速度の分布を表-9に整理している。碧南側地表面では、半田側地表面より、2倍近い最大加速度値となっていたが、基盤での地震波形の最大加速度においても碧南側で大きな値が出ている。

一般には、基盤と考える層内での地震動は、どこにおいても同じであると考えられるが、以上の様に半田側、碧南側で地震波形が異なるのは計算に用いたモデル化した地盤

条件の設定において、現地盤の土質条件を合理的に把握されてないことにも原因があると思われる。

図-49、図-50には各々、表-9の地盤内の最大加速度値と、陸上トンネル部、立坑下部、および立坑上部で得られた、最大加速度値を記入してある。これによると地盤内の構造物と、地盤は同じ程度か若干構造物の方が小さい最大加速度値で振動したと言えよう。

図-44～図-48は、地表面、基盤及び地盤内における加速度の波形のフーリエ解析結果の図であるが、地盤内のいずれの層内においても同じ様な卓越周期が現われている。本資料では、KUWT-7のみ解析を行なったが、今後は取得された地震波すべてを対象に、解析を行う予定である。

表-9 地盤内の最大加速度

(KUWT-7)

	P-1	P-2	P-8	P-9
地表面	17.8	8.8	27.8	24.0
一層	6.25	5.75	10.5	14.7
二層	8.0	4.5	8.0	14.2
三層	6.25	3.0	7.75	11.0
四層	6.25	3.0	12.6	8.5
五層	3.0	2.25	7.5	7.75
			5.5	5.5

(単位 gal)

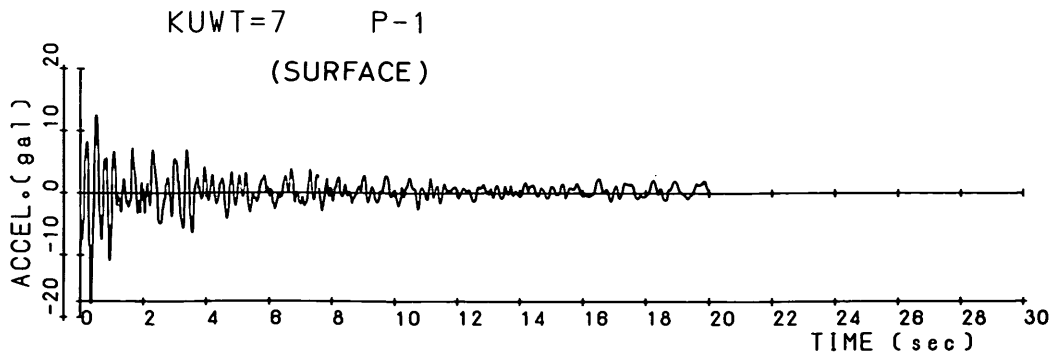


図-41 KUWT-7 P-1 SURFACE(波形)

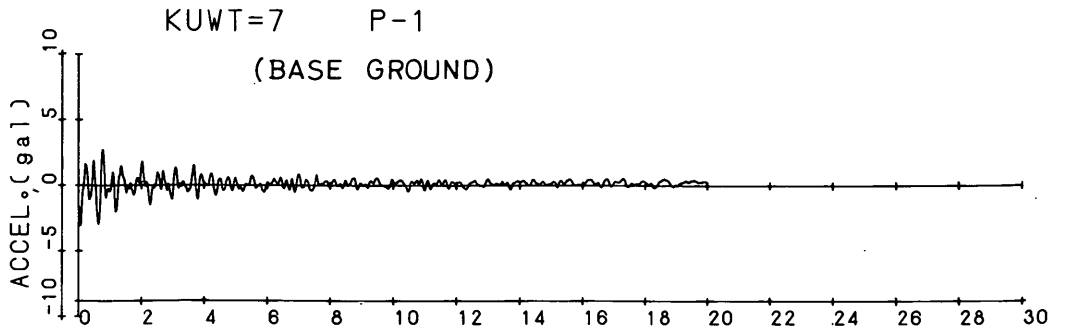


図-42 KUWT-7 P-1 BASE.GROUND (波形)

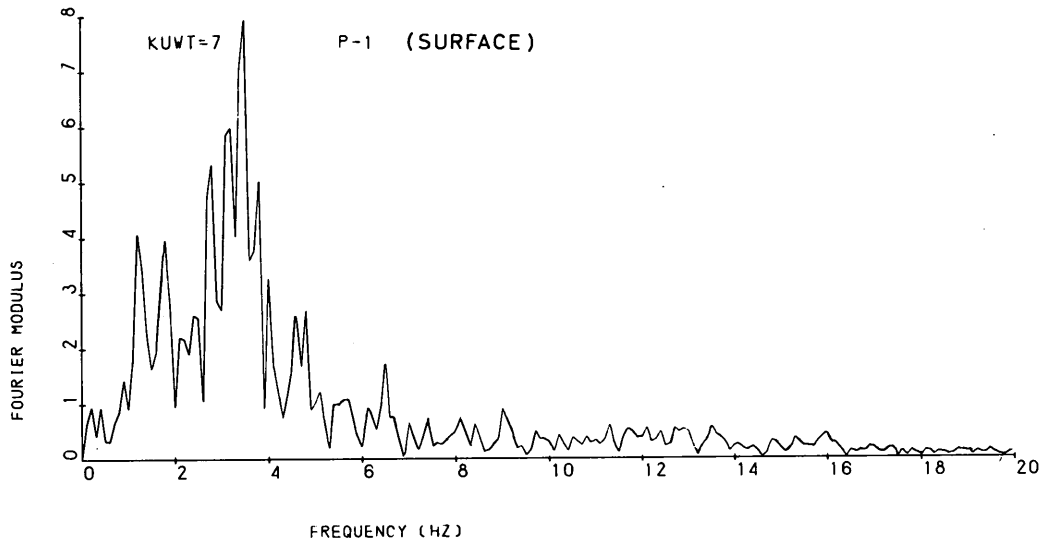


図-43 KUWT-7 P-1 SURFACE (フーリエ)

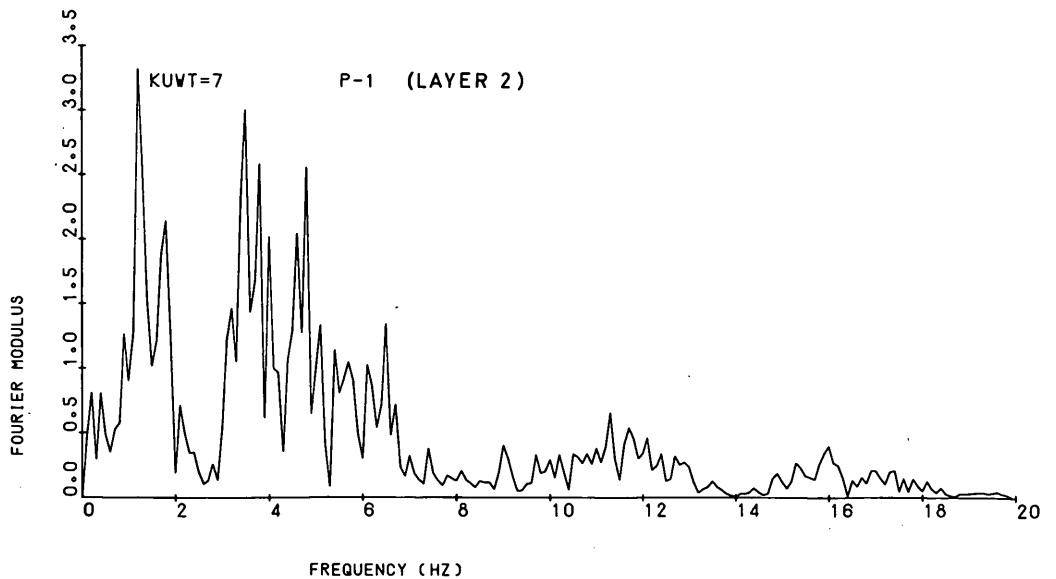
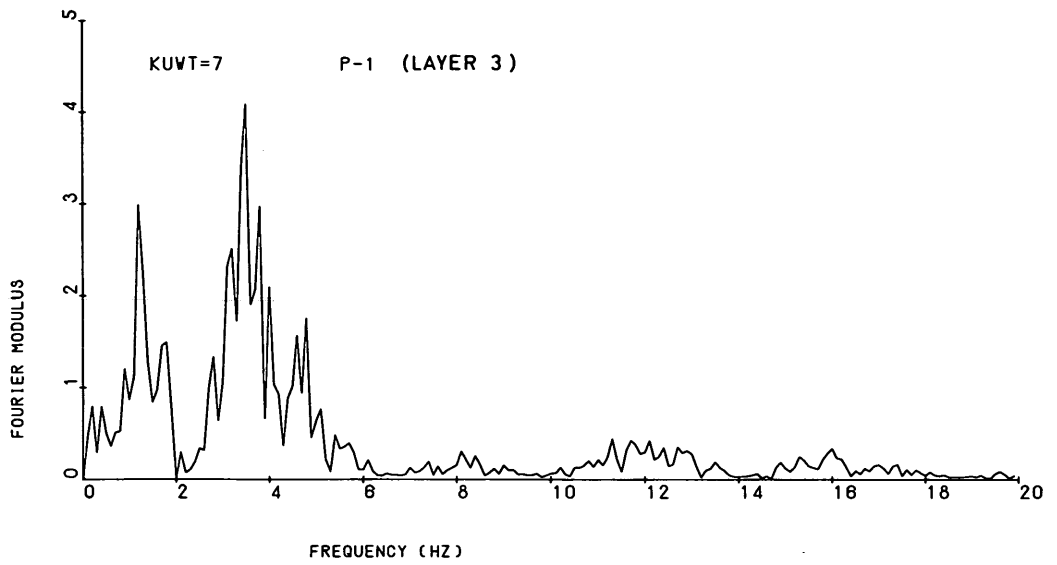
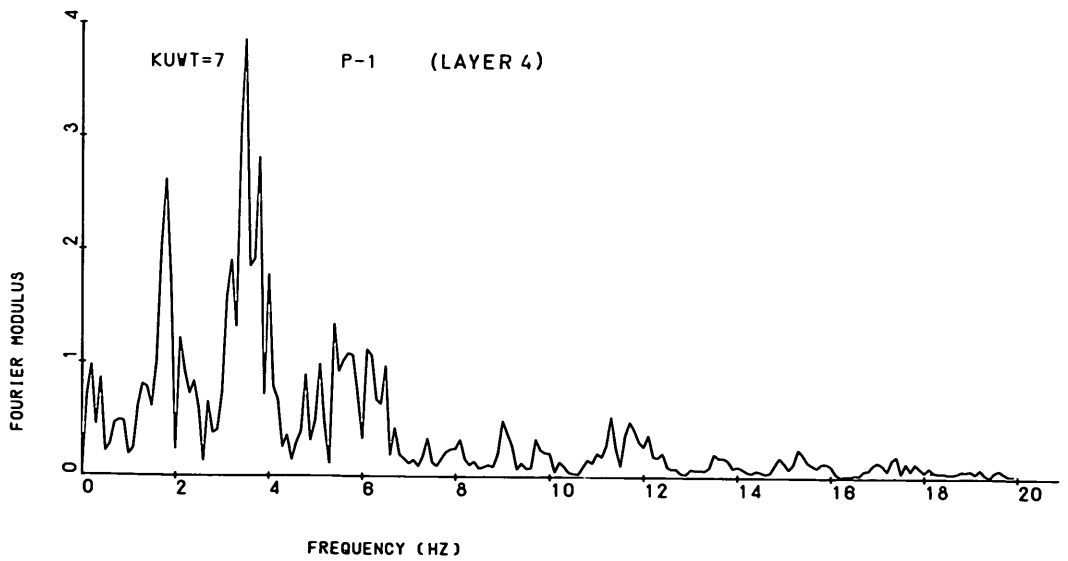


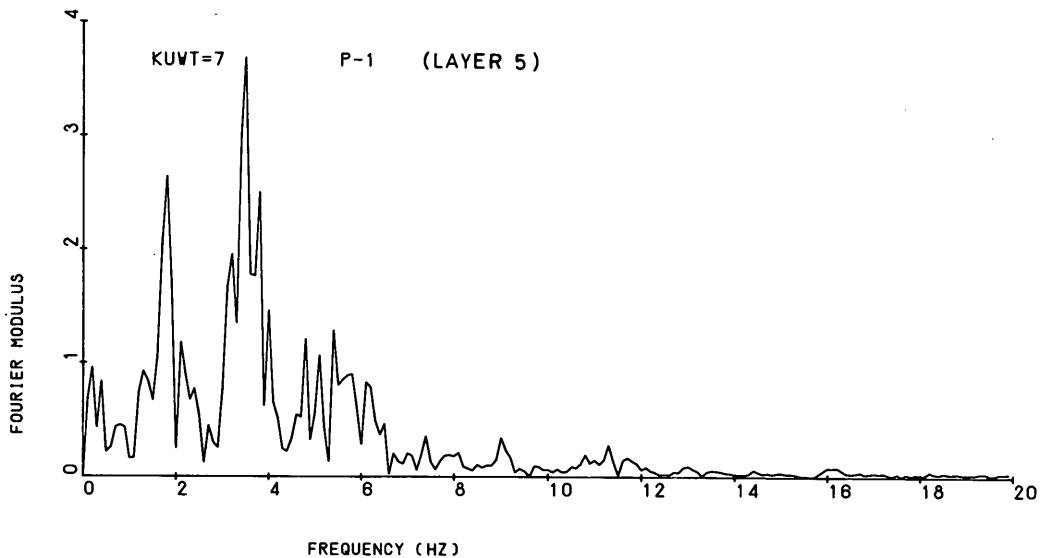
図-44 KUWT-7 P-1 LAYER 2



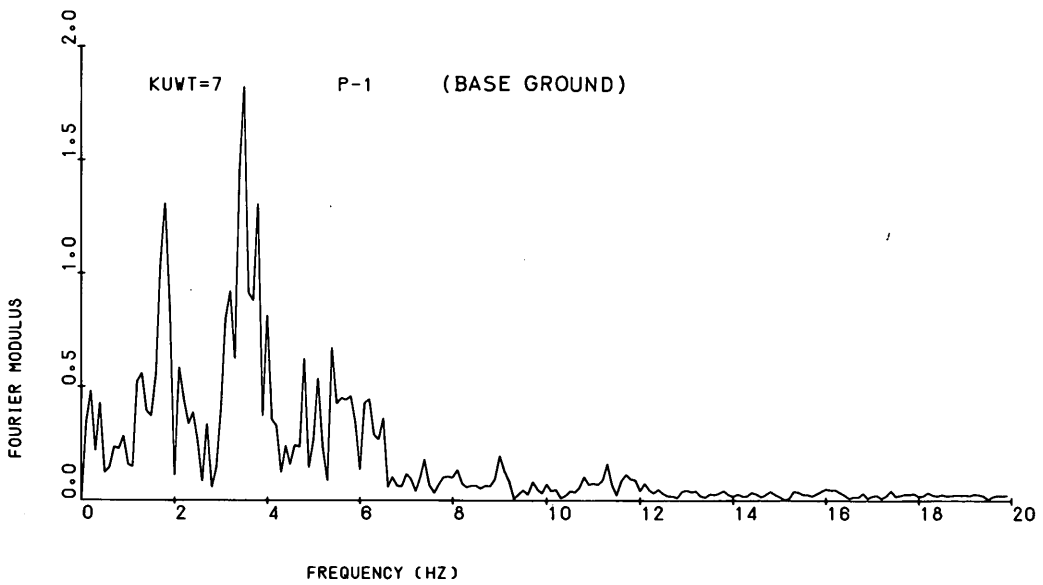
-45 KUVT-7 P-1 LAYER 3



-46 KUVT-7 P-1 LAYER 4



☒-47 KWT-7 P-1 LAYER 5



☒-48 KWT-7 P-1 BASE GROUND

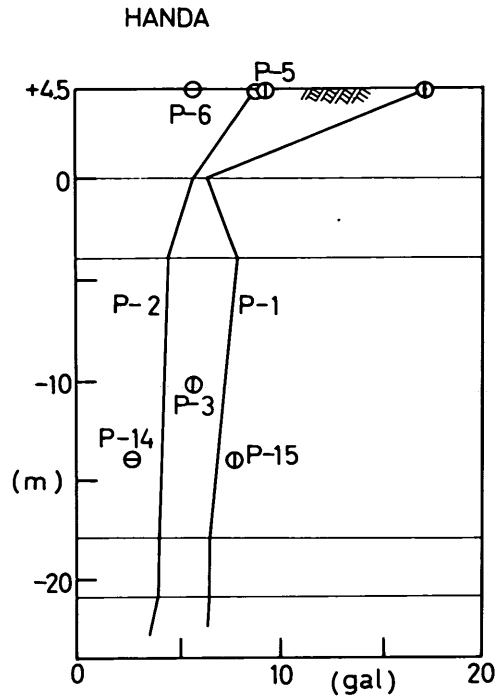


図-49 地盤内の加速度分布(半田側)

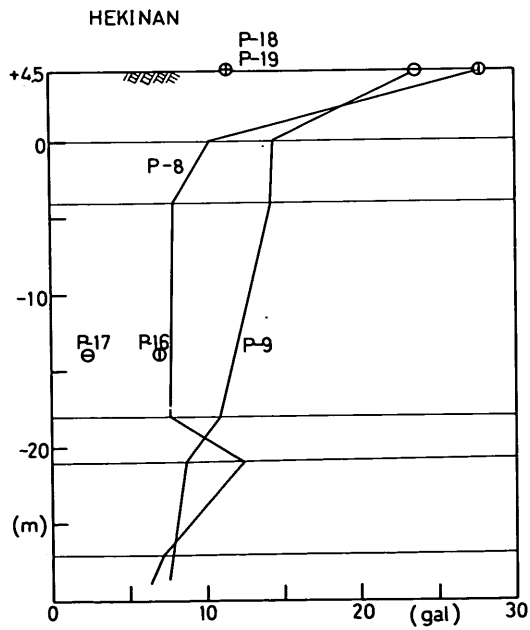


図-50 地盤内の加速度分布(碧南側)

(3) 周波数伝達関数

基盤における地震波に対する地表面での地震波の増幅率を調べるため周波数伝達関数の計算を行なった。

この結果を図-51~図-53に示す。

半田側地盤においては、1.0、0.37、0.16秒の所でピーク値が現われ、大きな増幅率となっている。

碧南側は、0.67、0.36秒でピーク値が現われ大きな増幅率となっているが、半田側に較べると曲線はなだらかである。航路部は、全体的になだらかで、0.33秒の周期成分が卓越している。周波数伝達関数は、地盤の振動特性を示すものである。この結果と、今までに行なわれた調査あるいは観測の結果とをまとめたものを表-10に示す。表-10によれば、地盤の卓越周期成分は、算定方法によって、異なる事がわかる。

簡易的な地盤の固有周期の算定式である $4H/V_s$ (H : 層厚) によって求める周期は、一次せん断振動モードの周期を代表しているので、地震動の中に高次の振動成分が含まれている場合、その地盤の振動にあまり影響を与えない。

岡本¹⁷⁾に依れば、マグニチュードが6以上の場合には、地盤の卓越周期は、常時微動から求めた卓越周期と一致するが、小規模の地震では、一般的に一致せず、マグニチュードと卓越周期が比例する。また2つ以上の卓越周期をもつ地盤では、地震動の性質によって、地表面で取得される地震波の卓越周期が異なると述べられている。

衣浦港海底トンネルの場合、半田側、碧南側とも、周波数伝達関数として求められた卓越周期が2つ以上あると思われる。KUWT-1、KUWT-2の地表面で取得された地震波では、地盤周期の長い成分が支配的で、KUWT-7では、周期の短い成分が卓越していると考えられる。KUWT-3は、両者の中間的な性質を有するものと考えられる。

表-10 地盤の周期(秒)

		半 田	航 路 部	碧 南
常時微動観測		0.6 ~ 0.8	0.38~0.55	0.55
$\Sigma 4H_i / V_{si}$ *		1.08	0.38	0.93
有限要素法		0.92	0.32	0.62
周波数伝達関数		0.37, 1.0	0.33	0.67, 0.36
**地震波記録	KUWT-1	0.91~1.11	—	0.3 ~ 1.1
	KUWT-2	0.91~1.11	—	0.67~0.83
	KUWT-3	0.91~1.11	—	0.59~0.83
	KUWT-7	0.29~0.59	—	0.29~0.58

* H_i : 層厚、 V_{si} : セン断波速度

** 地表面での加速度記録のフーリエ解析より。

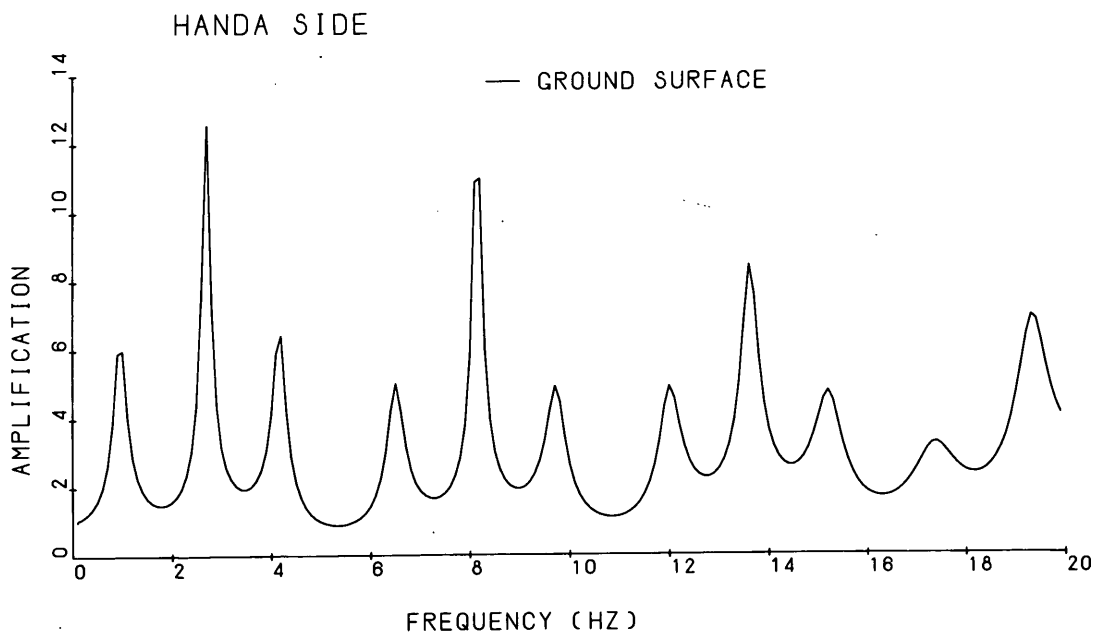


図-51 周波数伝達関数(半田側)

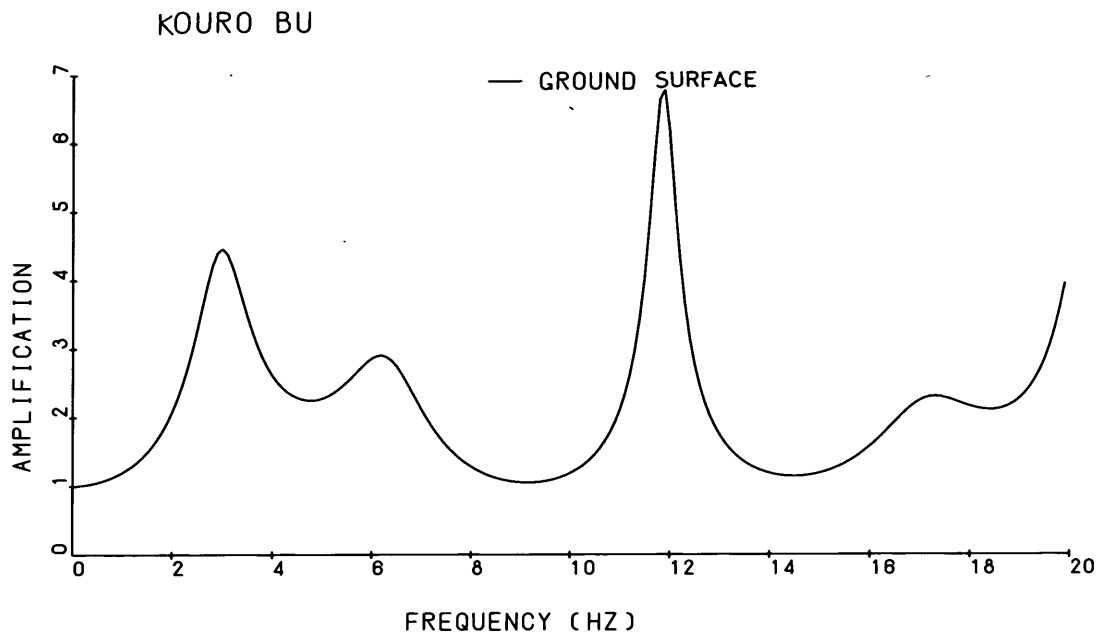


圖-52 周波数伝達関数(航路部)

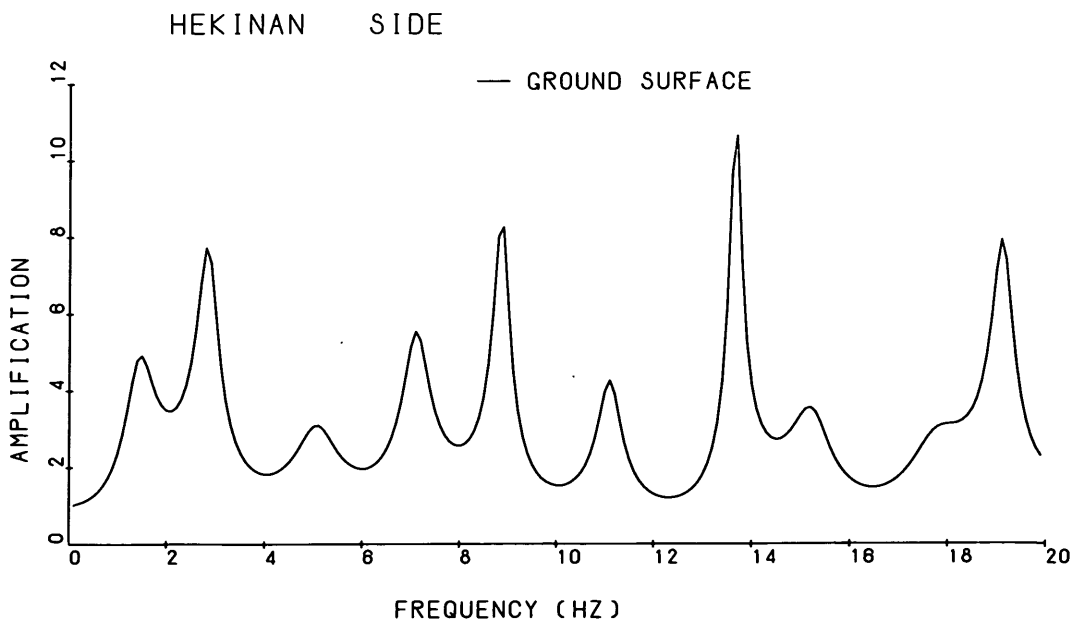


圖-53 周波数伝達関数(碧南側)

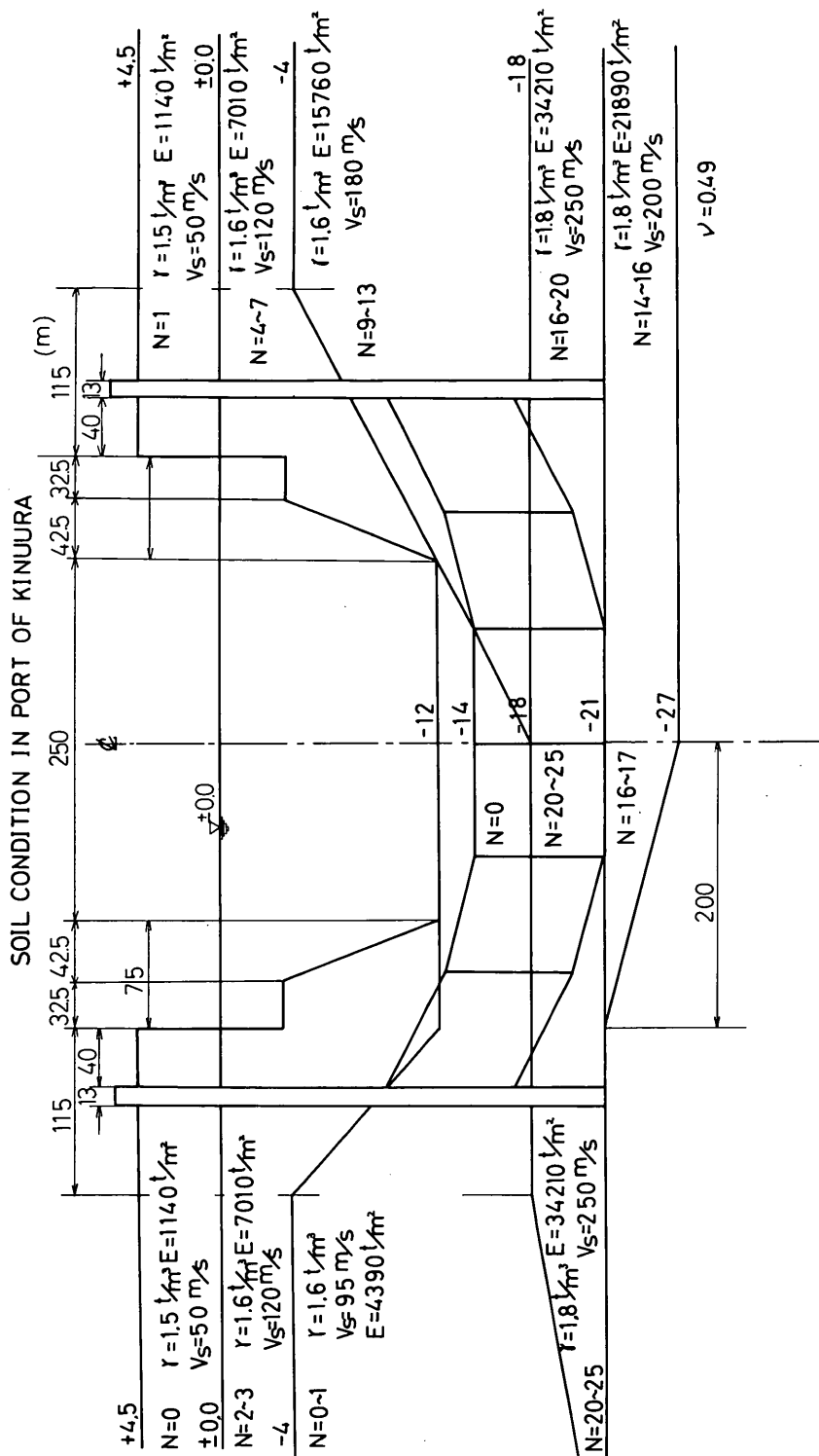


图-54 SOIL CONDITION IN PORT OF KINUURA

(4) 沈埋トンネルに発生した断面力

沈埋トンネルの同一の横断面で側壁に対して設置されている鉄筋計あるいはひずみ計で、対になって記録が取得出来れば、その横断面に発生する軸ひずみ量と曲げひずみ量が、次式によって求められる。

$$\text{軸ひずみ } \epsilon_a = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2}$$

$$\text{曲げひずみ } \epsilon_b = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{2}$$

ここで ϵ_1, ϵ_2 は取得されたひずみ量

このひずみ量に、沈埋トンネルの剛性を乗ずれば、軸力及び曲げモーメントが算出できることになる。

$$\text{軸力 } N = EA \times \epsilon_a$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{EI}{Y} \times \epsilon_b$$

ここに

E : 弾性係数 (t/m²)

A : 6.2 で算定する断面積 (m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

Y : 中立軸から、測定点までの距離 (m)

衣浦港海底トンネルの場合断面諸元は、

$$EA = 129.9 \times 10^6 \text{ (ton)}$$

$$EI = 3.331 \times 10^9 \text{ (ton-m}^2\text{)}$$

取得された記録において、良好なものを対象に整理したのが、表-11である。

表-11 沈埋トンネルに発生した断面力

	軸ひずみ ($\times 10^{-6}$)	軸力 (ton)	曲げひずみ ($\times 10^{-6}$)	曲げモーメント (ton-m)
KUWT-2 K-1とK-3	1.84	239	0.33	110
KUWT-2 K-2とK-4	6.34	823	2.09	696
KUWT-2 K-5とK-7	2.55	331	1.15	383
KUWT-2 K-6とK-8	8.65	1,123	5.80	1,931
KUWT-2 S-1とS-2	6.5	844	1.5	703
KUWT-3 S-1とS-2	0.37	324	5.66	2,655
KUWT-3 K-1とK-3	3.75	487	0.92	306

これによれば、KUWT-3におけるひずみ計S-1とS-2の記録から計算された他は、軸ひずみの方が、曲げひずみより卓越していることがわかる。

沈埋トンネルに発生した軸応力は、大よそ0.4~2kg/cm²、曲げ応力は、0.1~0.23kg/cm²で小さい断面応力しか発生していない。

6. 地震応答計算

6.1 計算方法

概要で述べた様に、沈埋トンネルの地震時の挙動については、ある程度の解明がなされている。また地中埋設管の地震応答計算方法も2~3⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾提案されている。

本資料に用いた地震応答計算方法は、浜田⁸⁾によって提案されたものを用いた。

この計算方法の基本条件として

- (1) 地震時には、沈埋トンネル部と地盤とは同じ様な挙動し、かつ沈埋トンネル部は大きな応答を示さない。
- (2) 地盤を質点と考え、沈埋トンネル、基盤および質点相互は、バネおよびダンパーで結合されている。
- (3) 地盤は、一次のせん断振動モードで振動する。
- (4) 沈埋トンネルの断面力は、弾性支承上の梁として算定する。
- (5) 入力地震波は、基盤より入力し、解析は、軸方向あるいは軸直角方向について行なう。また上下方向の振動は考慮しない。

地震応答計算のモデルを図-55に示す。このモデルは、質点、バネ、およびダンパーによって構成されている。図-55に示すモデルは、軸直角方向の場合で、バネは沈埋トンネル軸とは直角方向の向きとなっている場合で、軸方向の場合は、バネが沈埋トンネル軸と平行な向きとなる。

質点と質量 M は、沈埋トンネル軸に沿って幾つかに分割された地盤と等価に置き換えたものである。

K_3 は、有限要素法によって算定された地盤周期から、式6.1で求められる。

$$K_3 = \frac{M\omega^2}{g} \dots\dots\dots (6.1)$$

ここで、 ω^2 : 地盤のせん断一次振動の固有円振動数

g : 重力加速度

ダンパーの減衰係数 C は

$$C = 2M\omega h \dots\dots\dots (6.2)$$

ここで

h : 地盤の減衰定数

ω は、重複反射理論、常時微動観測あるいは、地震観測等から求められるが、今回の計算には、有限要素法による値を用いた。

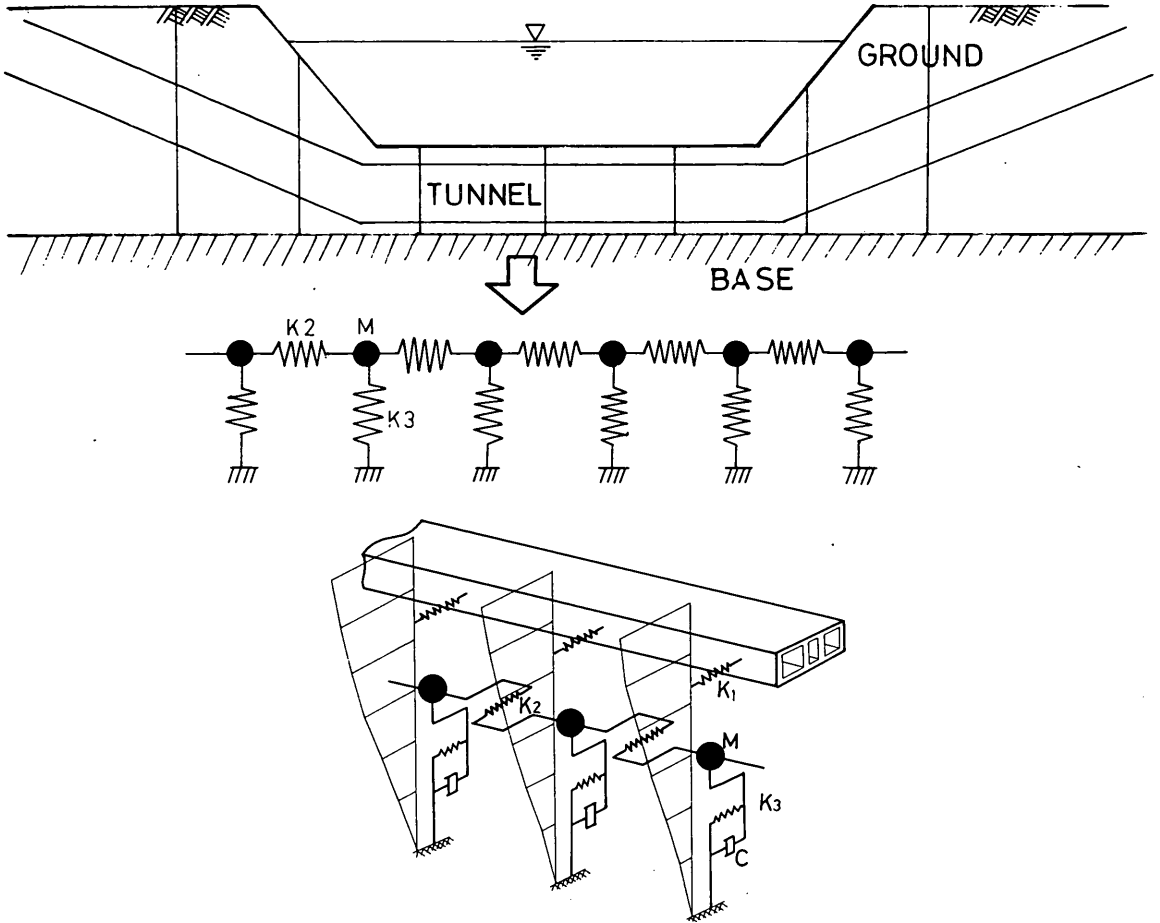


図-55 応答計算モデル

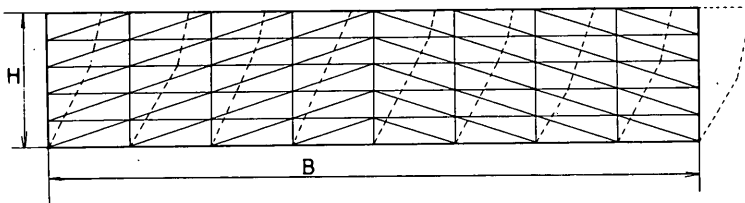


図-56 一次せん断振動モード

地盤の運動方程式は式 6.3 で表わされる。

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0 \quad \dots\dots (6.3)$$

ここで

[M] ; 質量マトリックス {X} ; 変位ベクトル

[K] ; 剛性マトリックス

式 6.3 で、 $\{X\} = \{\bar{X}\} e^{i\omega t}$ において解けば、一次

せん断振動モードのベクトルである $\{\bar{X}\}$ が求まる。

地盤の質量は、この一次せん断振動モードを使って得られる。地盤の j 点での加速度応答 \ddot{x}_j は、

$$\ddot{x}_j = q_1 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_{i1}}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_{i1})^2} \cdot \bar{x}_{j1} \quad (6.4)$$

ここで

- q_1 : 変位の単位ベクトルの一次モードの成分
- m_i : スライス状に分割した単位長さ当りの地盤での各層の質量

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1 h_1 \dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -\ddot{e} \quad \dots (6.5)$$

ここで

\ddot{e} : 基盤の入力地震波

今、各質点の加速度に質量を乗じ、各点における慣性力を求め、その力の総和を F とする。

$$F = \sum_{j=1}^n m_j \ddot{x}_j$$

この式に (6.4) を代入して整理すると

$$F = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_i)^2} \ddot{q} \quad \dots (6.6)$$

これより

$$\bar{M} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_i)^2}$$

\bar{M} は一次せん断振動における有効質量を表わし地盤の全質量 $\sum_{i=1}^n m_i$ よりも小さい値となる。この \bar{M} に質点間隔

をかければ、 i 質点の質量が求められる。

K_2 バネは、質点 M を相互に連結していて、地盤のせん断抵抗力を表わし、また沈埋トンネルの軸方向の振動を考える際には、地盤の圧縮張張の抵抗力を表わす。

K_2 バネは、有限要素法を用いて求められる。1つのブロックで質点 M に P の荷重を振動方向に掛けて、その時の質点の変位 δ を求め、 $K_2 = P / \delta$ で得られる。

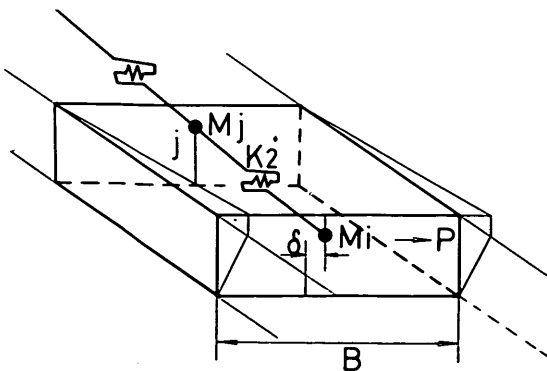


図-57 軸直角方向の K_2

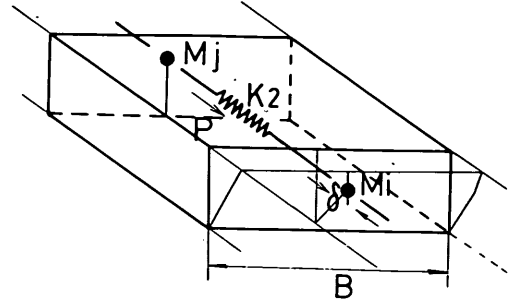


図-58 軸方向の K_2

図-57は、軸直角方向の K_2 バネ、図-58は軸方向の K_2 バネを各々表わす。

沈埋トンネル地盤を連結する K_1 バネは、沈埋トンネルがある状態での地盤の一断面を取り出し、沈埋トンネル荷重 P を与え、その時の沈埋トンネルの変位 δ を求め、 $K_1 = P / \delta$ で求められる。 K_1 バネは、沈埋トンネルが存在しない状態での軸線に沿った地盤変位と、沈埋トンネルが存在する状態での地盤変位との相対変位量に関するものである。

図-59に軸直角方向、図-60に軸方向の K_1 バネを求める模式図を示す。

K_1 バネは、地盤反力係数を使っても、求められるが今回は、有限要素法によって得た値を使用した。

有限要素法で求める際、地盤の層厚に対して水平幅を5倍以上取れば、ほとんど境界の影響がないことが、今までの計算例から判明している。

沈埋トンネル軸直角方向に振動する場合、沈埋トンネルを弾性支承上の梁と仮定すると式 (6.7) が成立する。

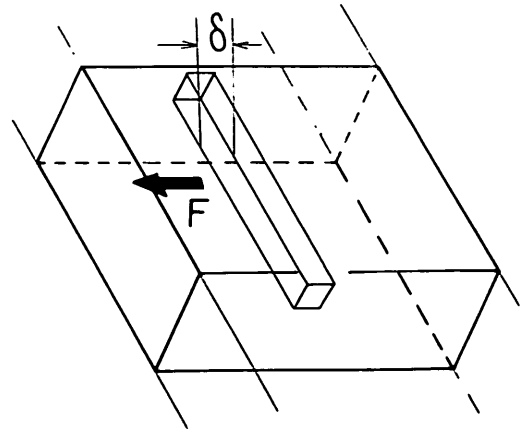


図-59 軸直角方向の K_1

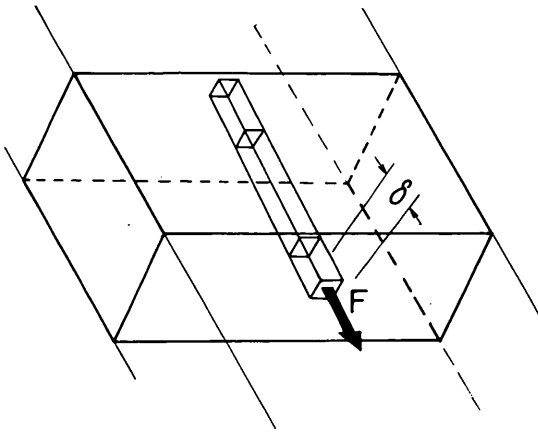


図-60 軸方向の K_1

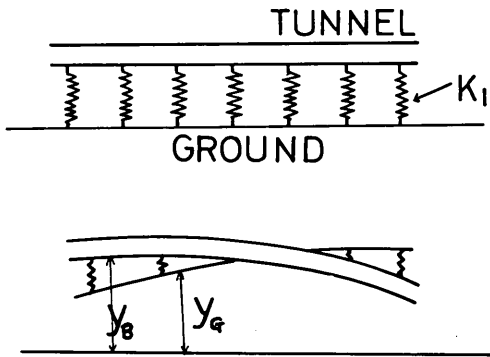


図-61 沈埋トンネルと地盤との関連

$$EI \frac{d^4 y_B}{dx^4} - K_1 (y_B - y_G) = 0 \dots (6.7)$$

ここで

- y_G : 地盤変位
- y_B : 沈埋トンネルの変位
- K_1 : 地盤のバネ定数
- EI : 曲げ剛性

y_G は沈埋トンネルが存在しない状態での地震時における管軸線沿いの地盤変位を表わす。

沈埋トンネルの断面形状の軸方向の変化、および地盤のバネ定数の軸方向への変化を考慮して、沈埋トンネルを梁部材の集合に、地盤のバネを集中バネに置換してマトリクス法によって解く。

以上の方法によって K_1 、 K_2 、 K_3 、 M 、 C を算定した後、地震応答計算モデルを作成する。

応答計算の基本的な式は、次式で与えられる。

$$[M] \{ \ddot{x} \} + [C] \{ \dot{x} \} + [K_g] \{ x \} = -[M] \{ \ddot{e} \} \dots (6.8)$$

$$\{ y \} = [\alpha] \{ x \} \dots (6.9)$$

$$\{ z \} = [K_e] \{ y \} \dots (6.10)$$

ここに各地盤において一次せん断振動をする一質点系モデルの質量マトリックスは、

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & & & \\ & M_2 & & 0 \\ & & \ddots & \\ 0 & & & M_n \end{bmatrix}$$

減衰定数より決定される減衰係数マトリックスは

$$[C] = \begin{bmatrix} C_1 & & & 0 \\ & C_2 & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & C_n \end{bmatrix}$$

K_2 バネと K_3 バネ によって構成される剛性マトリックス

$$[K_g] = \begin{bmatrix} K_{11} & & & K_{1n} \\ & \ddots & & \\ & & K_{nn} & \\ K_{n1} & & & K_{nn} \end{bmatrix}$$

各地盤の沈埋トンネルが埋設される位置での刺激係数で構成されるマトリックス

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \alpha_1 & & & 0 \\ & \alpha_2 & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & \alpha_n \end{bmatrix}$$

本資料では、式(6.4)で定義された

$$\frac{\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_{i1}}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_{i1})^2} \bar{x}_{j1} \text{ を刺激係数と呼ぶ。}$$

質点変位より構成される変位ベクトル

$$\{ x \}^T = [x_1, x_2, \dots, x_n]$$

沈埋トンネル位置での地盤変位より増成される変位ベクトル

$$\{ y \}^T = \{ y_1, y_2, \dots, y_n \}$$

沈埋トンネルと地盤とを結ぶ K_1 バネ及び梁部材の剛性から構成されるマトリックス

$$[K_e] = \begin{bmatrix} K_{11} & & & K_{1n} \\ & \ddots & & \\ & & & \\ & & & K_{nn} \end{bmatrix}$$

沈埋トンネル各点での変位および回転角を示すベクトル

$$\{z\}^T = \{z_1, z_2, \dots, z_n\}$$

$\{\ddot{e}\}$: 基礎での地震加速度

式(6.8)は、沈埋トンネルの剛性を考慮しない地盤に関する振動方程式で、沈埋トンネル軸に沿った地盤をスライス状に分割した地盤を各々一質点モデルに置換して、これらを相互に連結した多質点系モデルを表わしている。この式に入力地震波を入れて解くと、各々の地盤の一次振動をする質点変位 $\{x\}$ を時々刻々に得られる。この変位に、沈埋トンネル位置での刺激係数を掛けると沈埋トンネル位置での変位が求められる。

$$\begin{bmatrix} K_{zz} & K_{zy} \\ K_{yz} & K_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z \\ y_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_z \\ f_y \end{bmatrix} \dots\dots (6.11)$$

ここで

- $\{z\}$: 沈埋トンネルの変位
- $\{y_G\}$: 地盤変位
- $\{f_z\}$: 沈埋トンネルに働く外力
- $\{f_y\}$: 地盤に働く外力
- $\{K\}$: 地盤や沈埋トンネルで構成されるスティフネス

$f_z = f_y = 0$ の状態で $\{y_G\}$ が既知であるから

$$\{z\} = -[K_{zz}]^{-1} [K_{zy}] \cdot \{y_G\} \dots\dots (6.12)$$

式(6.12)により、時々刻々の沈埋トンネルの断面力が算定される。

6.2 計算結果

応答計算モデルの作成に際しての地盤条件は、図-6.4

に示してある。この地盤を図-6.2に示すように11個に分割して、各断面でのバネ定数、刺激係数を有限要素法によって求めた。この場合、全断面について計算は行わずに、表-1.2~表-1.5に示す代表的な地盤のみを計算した。他の各質点のバネ定数、刺激係数は、表-1.6、表-1.7に示すように、その区間で比例配分により補間を行い求めた。

沈埋トンネルの断面性状は、
沈埋函部において

$$\text{コンクリートの断面積} \quad A_c = 44.11 \text{ m}^2$$

$$\text{鉄筋の断面積} \quad A_s = 0.41 \text{ m}^2$$

鉄筋断面積をコンクリート断面積に換算して総和をとると、

$$A = 47.24 \text{ m}^2$$

断面二次モーメント

$$I_c = 1,107.68 \text{ m}^4$$

$$I_s = 13.55 \text{ m}^4$$

鉄筋の断面二次モーメントをコンクリートの断面二次モーメントに換算して総和をとると

$$I = 1,211.18 \text{ m}^4$$

従って、 $EI = 3.331 \times 10^9 \text{ t-m}^2$

陸上トンネル部において

$$\text{断面積} \quad A = 55,170 \text{ m}^2$$

$$\text{断面二次モーメント} \quad I = 810.68 \text{ m}^4$$

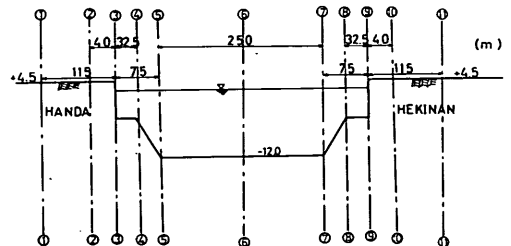


図-6.2 地盤の分割図

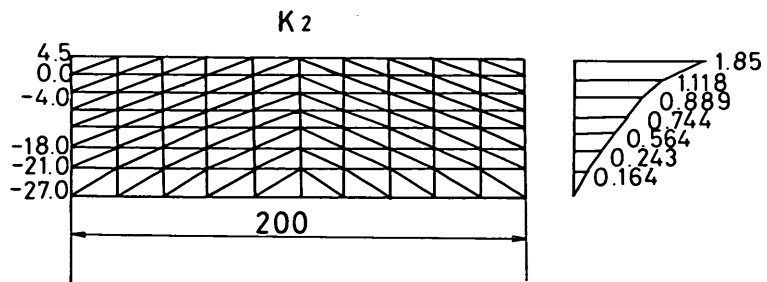


図-6.3 軸直角水平方向バネ定数 K_2 と刺激係数の一例

$$E_c = 2.75 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{従って } EI = 2,229 \times 10^9 \text{ t-m}^2$$

入力地震波は、KUWT-2におけるP-2, P-9およびKUWT-3におけるP-1, P-2, P-8, P-9により取得された地震波形を用いて重複反射理論により算定された基盤での地震波形を使用した。

計算ケース数および、この結果を、表-18に示す。

これとは別途に、KUWT-2およびKUWT-3について半田側と碧南側での地盤の地震波形を各々、半田側の計算モデルと碧南側の計算モデルに入力地震波として、軸力だけについて2ケース算定を行なった。

従来の研究報告によると地震時には、沈埋トンネルでは曲げひずみより軸ひずみの方が卓越するとされていることから、今回の地震応答計算では、主に軸方向に関する解析を行なった。

ケース7では、碧南側に1,770トン、半田側に1,090トン、同じくケース8では、碧南側に440トン、半田側に4,478トンの最大軸力が発生している。

KUWT-3においても同様で、P-2とP-9の地震波によって、軸力において10倍近く値に開きがある。

以上は地表面での地震波から地盤での地震波として算定する際の減衰定数を0.0と考えている場合である。ケース5とケース6は、減衰率を0.1にした場合で、軸力の分布の傾向は、 $h=0.0$ の時とさほど変わらないが、その値が2分1~3分1と小さく、減衰率の影響が大きい事がわかる。KUWT-2およびKUWT-3の両者ともP-9の地震波を用いた場合、入力した地点の反対側の半田側に、P-2の場合は、同じく反対側の碧南側に最大軸力が発生する。この事は、地盤の固有周期と地震波の主要成分周期とが、互に接近している場合最大値が発生しやすいのではないと思われる。

ここで入力地震波のパワースペクトルと既に求めた地盤の周期との比較を行ない、これを図-68~図-73に示す。KUWT-2におけるP-2では、碧南側の地盤の卓越周期に近い、0.64, 0.57秒が卓越しており、半田側の地盤の卓越周期と思われる0.9~1.1秒の周期は卓越していないのがわかる。P-9では、半田側地盤の卓越周期に近い、1.14, 0.93秒が卓越している。同様にKUWT-3における場合でも、P-2では、0.54, 0.60秒が卓越しており、碧南側の卓越周期と思われる0.9~1.1秒の周期成分は卓越していない。P-9では、0.79秒が卓越しており、半田側と碧南側の地盤の卓越周期の中間的な値である。

この理由として考えられることは、計算モデル自体の妥当性および、地盤条件の設定において、地盤を正当に評価できていないことによる。

表-12 軸直角方向バネ定数 K_2

断面	固有周期 (秒)	K_2 (t/m)
1	0.922	4,910,090
3	0.845	6,035,730
4	0.570	6,094,098
5	0.257	4,364,008
6	0.313	10,635,856
7	0.326	13,954,060
8	0.445	15,698,392
9	0.716	11,809,859
11	0.638	13,313,304

表-13 軸直角方向バネ定数 K_1

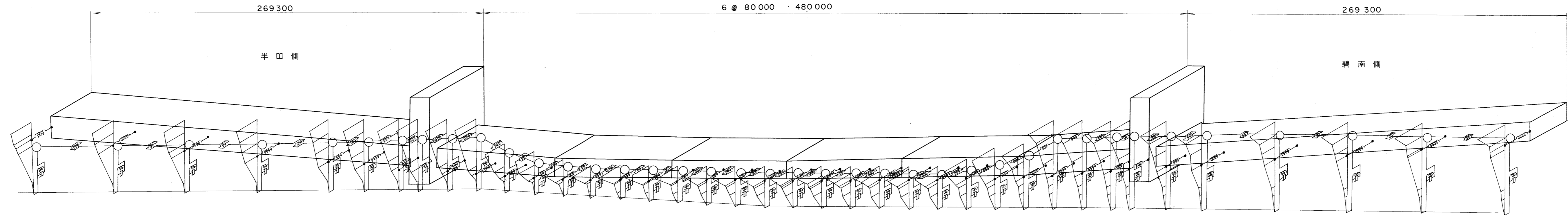
断面	K_1 (t/m ²)	断面	K_1 (t/m ²)
1	26,765	7	88,317
2	75,821	9	73,203
3	156,373	10	66,115
5	130,102	11	51,506
6	86,332		

表-14 軸方向バネ定数

断面	K_2 (t/m)	断面	K_2 (t/m)
1	14,661,034	7	4,157,332.7
3	18,727,744	8	47,300,367
4	18,173,966	9	35,210,637
5	13,014,247	11	39,681,112
6	31,701,876		

表-15 軸方向バネ定数 K_1

断面	K_1 (t/m ²)
2	20,930
5	47,416
6	28,106
9	22,949
10	16,955



節点	追加距離 (m)	質量 M (t)	周期 T (sec)	制震係数 (物理位置)	制震係数 (地表面)	ハネ定数 K1 (t/m)	ハネ定数 K2 (t/m)	ハネ定数 K3 (t/m)
1	0	156426	0.922	1.112	1.400	488797	87213	741118
2	56.3	295349	0.922	1.015	1.400	922897	98202	1399309
3	106.3	277845	0.922	0.929	1.400	868200	98202	1316378
4	156.3	277845	0.922	0.843	1.400	868200	99376	1316378
5	206.3	209321	0.913	0.733	1.404	842063	205996	1010735
7	231.3	140850	0.896	0.639	1.414	826575	215784	710501
8	256.3	108036	0.879	0.545	1.423	829749	429275	563263
9	269.3	94268	0.870	0.496	1.428	1031333	287104	501155
10	289.3	115098	0.858	0.420	1.436	2321960	296892	630341
11	309.3	115932	0.845	0.345	1.433	3127480	302684	653766
12	329.3	94278	0.652	0.361	1.324	2987360	296311	894743
13	349.3	74206	0.363	0.401	1.292	2847260	269085	2273315
14	369.3	56768	0.266	0.482	1.388	2707140	239738	3233936
15	389.3	44848	0.259	0.551	1.465	2567040	255832	2688827
16	409.3	49472	0.267	0.581	1.484	2426980	306006	2796871
17	429.3	54096	0.275	0.612	1.502	2286900	356181	2878440
18	449.3	58724	0.284	0.643	1.521	2146860	406356	2935419
19	469.3	63350	0.293	0.674	1.540	2006780	456531	2968690
20	489.3	67976	0.303	0.704	1.559	1866720	506705	2980193
21	509.3	72602	0.313	0.735	1.578	1726660	545066	2978776
22	529.3	71910	0.316	0.758	1.574	1733000	571612	2908161
23	549.3	71220	0.317	0.781	1.570	1739360	598157	2846501
24	569.3	70528	0.319	0.804	1.560	1745700	624703	2785896
25	589.3	69838	0.321	0.827	1.562	1752060	651248	2725929
26	609.3	69146	0.323	0.849	1.558	1758400	677794	2666724
27	629.3	68454	0.325	0.872	1.554	1764760	709776	2608356
28	649.3	84870	0.360	0.798	1.530	1705880	749007	2633126
29	669.3	106986	0.418	0.695	1.500	1625280	739834	2460898
30	689.3	122150	0.520	0.569	1.572	1544660	650317	1817061
31	709.3	133144	0.712	0.440	1.705	1464060	597030	1058095
32	729.3	132078	0.698	0.491	1.730	1393180	610103	1092150
33	749.3	108083	0.684	0.542	1.755	899283	929430	929430
34	762.3	123800	0.676	0.575	1.772	783693	955213	1091424
35	787.3	161230	0.660	0.639	1.803	952200	506647	1490115
36	812.3	239344	0.645	0.703	1.836	960648	519720	2315986
38	862.3	317530	0.638	0.799	1.850	1670650	264697	3140437
39	912.3	317530	0.638	0.883	1.850	1670650	266266	3140437
40	962.3	337334	0.638	0.968	1.850	1775901	266266	3338281
41	0.186	78769	0.638	1.064	1.850	940576	236471	1768062

図-64 11 断面応答計算モデル、軸方向

表 - 16

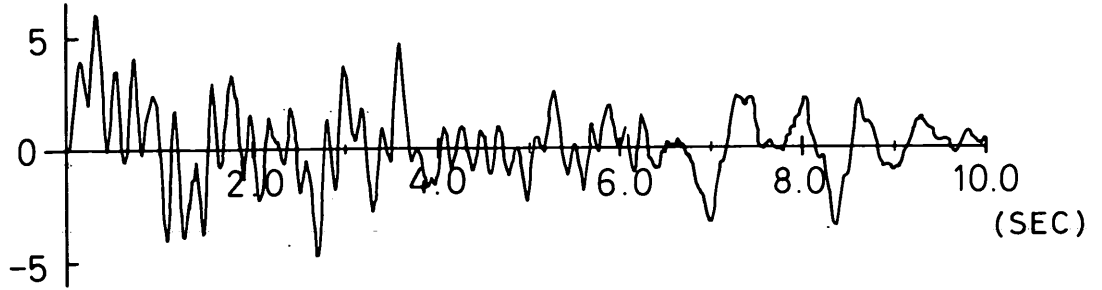
質点番号	質点の重量 (T)	地盤周期 (秒)	K_3 (t/m)	トンネル位置での 刺激係数	地表面での刺激係数
1	156,426	0.922	741,118	1.112	1.400
2	295,349	0.922	1,399,309	1.015	1.400
3	277,845	0.922	1,316,378	0.929	1.400
4	277,845	0.922	1,316,378	0.843	1.400
5	209,321	0.913	1,010,735	0.733	1.404
6	140,850	0.896	710,501	0.639	1.414
7	108,036	0.879	563,263	0.545	1.423
8	94,268	0.870	501,155	0.496	1.428
9	115,098	0.858	630,341	0.420	1.436
10	115,932	0.845	653,766	0.345	1.433
11	94,278	0.652	894,743	0.361	1.324
12	74,206	0.363	2,273,315	0.401	1.292
13	56,768	0.266	3,233,936	0.482	1.388
14	44,846	0.259	2,688,827	0.551	1.465
15	49,472	0.267	2,796,871	0.581	1.484
16	54,098	0.275	2,878,440	0.612	1.503
17	58,724	0.284	2,935,419	0.643	1.521
18	63,350	0.293	2,968,690	0.674	1.540
19	67,976	0.303	2,980,193	0.704	1.559
20	72,602	0.313	2,978,776	0.735	1.578
21	71,910	0.316	2,908,161	0.758	1.574
22	71,220	0.317	2,846,501	0.781	1.570
23	70,528	0.319	2,785,896	0.804	1.566
24	69,838	0.321	2,725,929	0.827	1.562
25	69,146	0.323	2,666,724	0.849	1.558
26	68,454	0.325	2,608,356	0.872	1.554
27	84,870	0.360	2,633,126	0.798	1.530
28	106,986	0.418	2,460,898	0.695	1.500
29	122,150	0.520	1,817,061	0.569	1.570
30	133,144	0.512	1,058,095	0.440	1.705
31	132,078	0.698	1,092,150	0.491	1.730
32	108,083	0.684	929,430	0.542	1.755
33	123,800	0.676	1,091,424	0.575	1.772
34	161,230	0.660	1,490,115	0.639	1.803
35	239,344	0.645	2,315,986	0.703	1.835
36	317,530	0.638	3,140,437	0.799	1.850
37	317,530	0.638	3,140,437	0.883	1.850
38	337,534	0.638	3,338,281	0.968	1.850
39	178,769	0.638	1,768,062	1.064	1.850

表-17 パネ定数

	軸 方 向		軸 直 角 方 向	
	K_1	K_2	K_1	K_2
1	382,221		488,797	
2	721,671	260,409	922,897	87,213
3	678,900	293,291	868,200	98,202
4	678,900	293,291	868,200	98,202
5	509,175	293,464	842,063	99,376
6	339,450	621,096	826,575	205,996
7	257,982	656,460	829,749	215,784
8	284,691	1,314,106	1,031,333	429,275
9	510,720	883,343	2,321,960	287,104
10	602,860	918,705	3,127,480	296,892
11	694,980	927,837	2,987,360	302,684
12	787,100	891,188	2,847,260	296,511
13	879,220	802,410	2,707,140	269,085
14	932,880	714,909	2,567,040	239,738
15	871,080	762,838	2,425,980	255,832
16	809,280	912,339	2,286,900	306,006
17	747,500	1,061,840	2,146,860	356,181
18	685,700	1,211,341	2,006,780	406,356
19	623,920	1,360,842	1,866,720	456,531
20	562,120	1,510,343	1,726,660	506,705
21	551,800	1,624,580	1,733,000	545,066
22	541,500	1,703,551	1,739,360	571,612
23	531,180	1,782,523	1,745,700	598,157
24	520,860	1,861,494	1,752,060	624,703
25	510,560	1,940,466	1,758,400	651,248
26	500,240	2,019,438	1,764,760	677,794
27	489,920	2,119,328	1,705,880	709,776
28	479,600	2,247,109	1,625,280	749,007
29	469,120	2,223,505	1,544,660	739,834
30	458,980	1,946,528	1,464,060	650,317
31	398,500	1,779,969	1,393,180	597,030
32	230,835	1,818,842	899,283	610,103
33	209,475	2,847,559	783,693	955,213
34	275,525	1,510,275	952,200	506,647
35	413,438	1,549,148	960,548	519,720
36	551,250	788,957	1,670,650	264,697
37	551,250	793,622	1,670,650	266,266
38	585,979	793,622	1,775,901	266,266
39	310,354	704,815	940,576	236,471

KUWT-2 P-2

(GAL)



KUWT-2 P-9

(GAL)

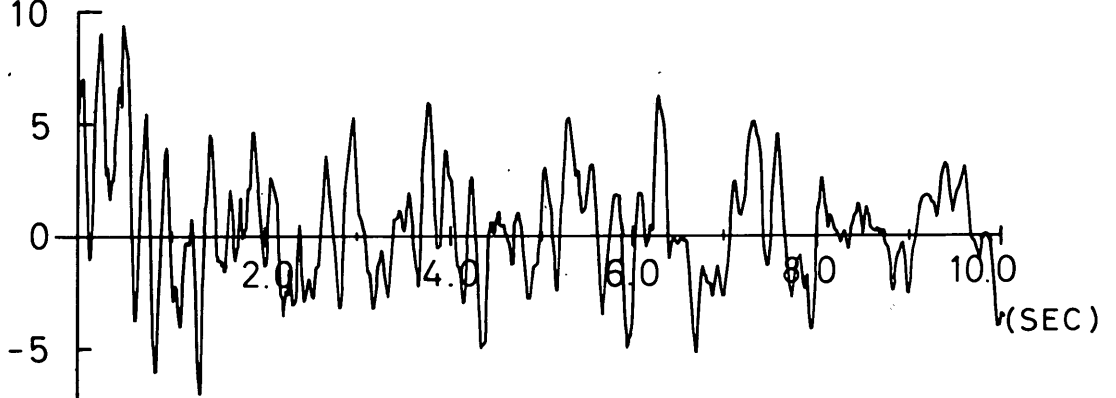
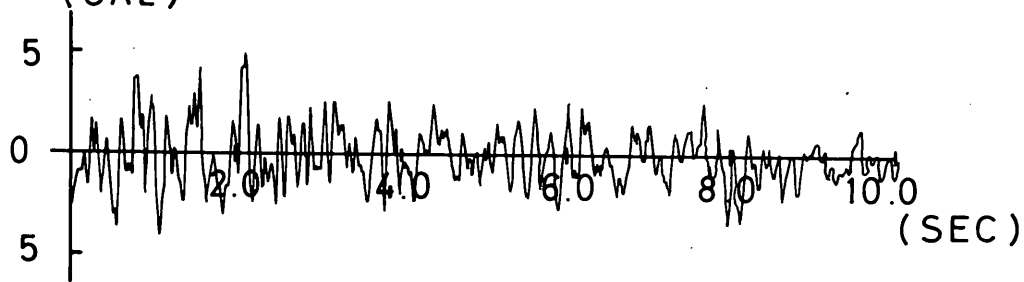


圖-65 入力地震波 KUWT-2 (基盤)

KUWT-3 P-1

(GAL)



KUWT-3 P-2

(GAL)

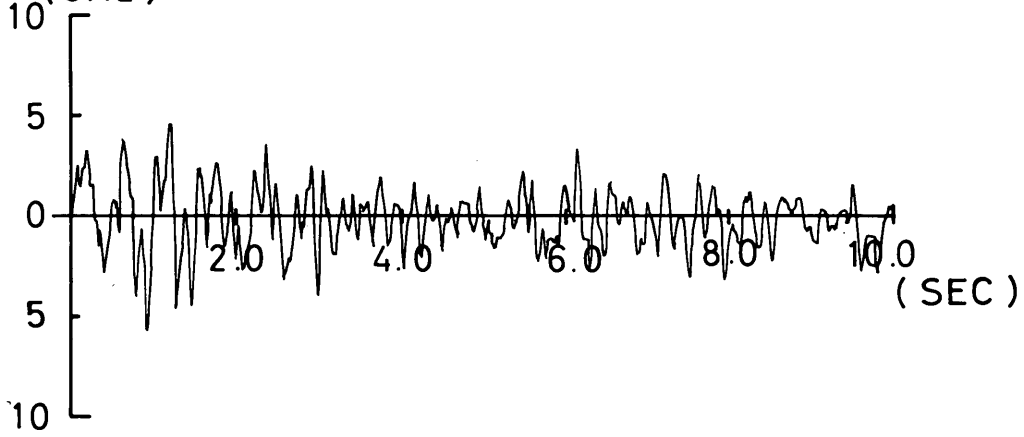
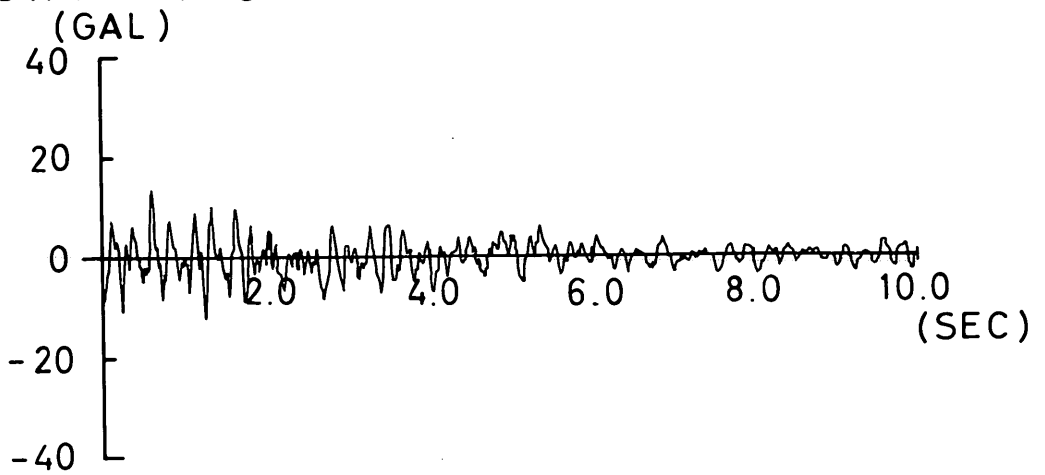


图-66 入力地震波 KUWT-3 (基盤)

KUWT-3 P-8



KUWT-3 P-9

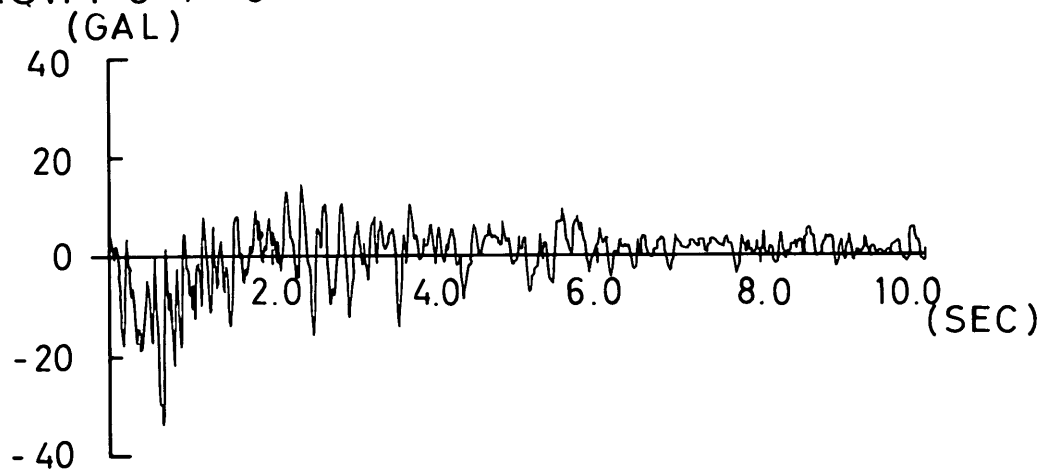


圖-67 入力地震波 KUWT-3 (基盤)

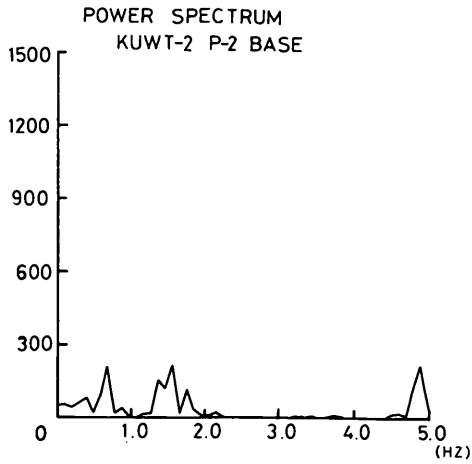


図-68 入力地震波のスペクトル KUWT-2 P-2

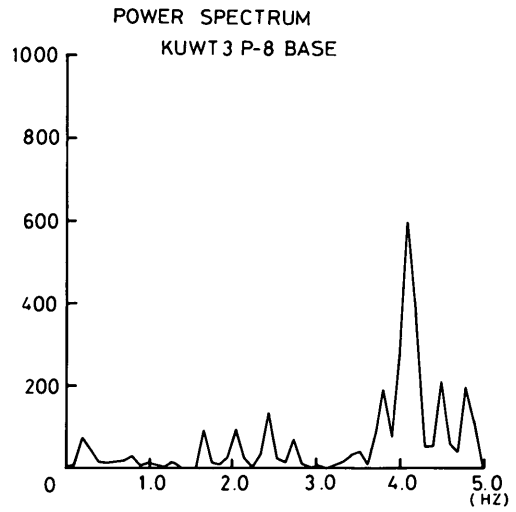


図-71 入力地震波のスペクトル KUWT-3 P-8

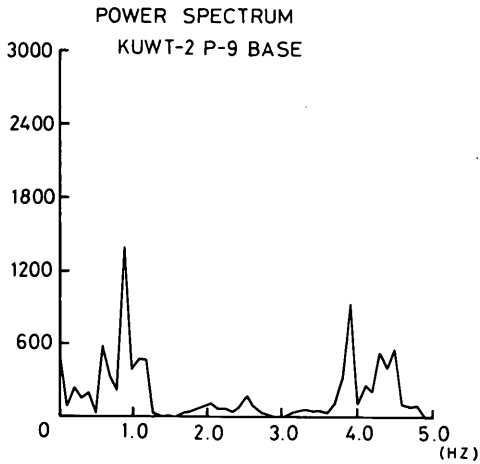


図-69 入力地震波のスペクトル KUWT-2 P-9

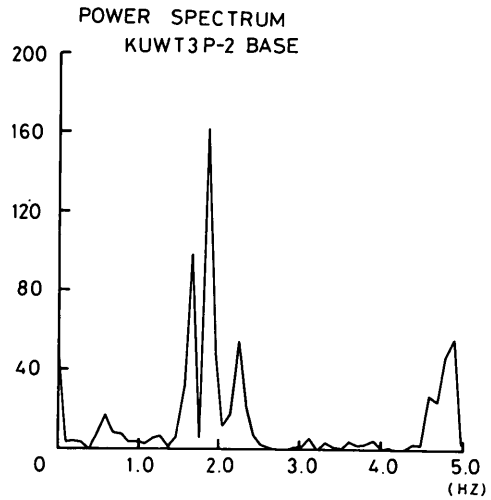


図-72 入力地震波のスペクトル KUWT-3 P-2

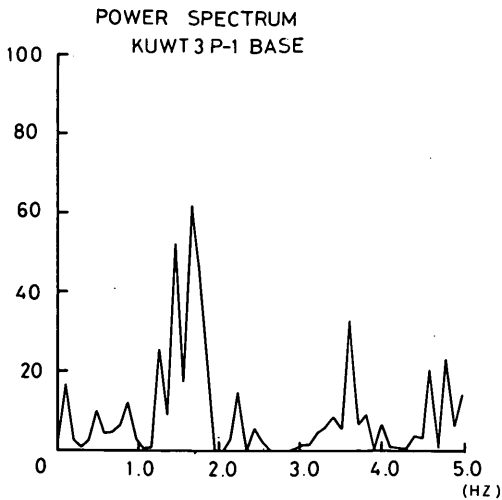


図-70 入力地震波のスペクトル KUWT-3 P-1

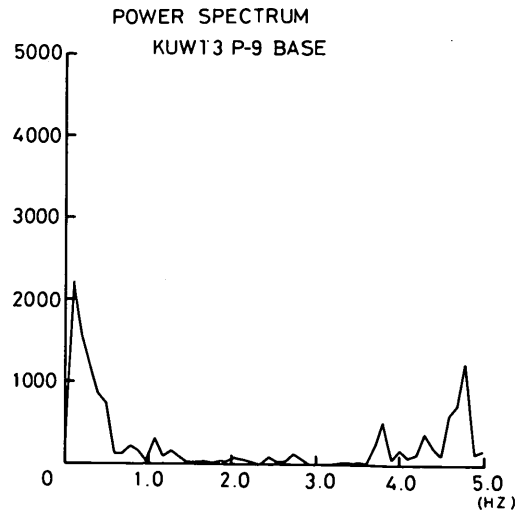


図-73 入力地震波のスペクトル KUWT-3 P-9

表-18 応答計算結果

最大変位、最大加速度の値に於いて、上段は沈埋トンネル、下段は地表面の応答値である。

ケース	基礎での入力地震波	減衰定数	振動方向	最大変位 (cm)				最大加速度 (gal)				最大曲げモーメント (t・m)				最大軸力 (t)			
				半田側	航路海底部	碧南側	半田側	航路海底部	碧南側	半田側	航路海底部	碧南側	半田側	航路海底部	碧南側	半田側	航路海底部	碧南側	
1	KUWT-3 P1	0.0	軸直角	0.08	0.05	0.25	4.1	21.3	25.1	3.910	3.400	4.080	—	—	—	—			
2	" P2	0.0	軸	0.09	0.03	0.08	4.5	5.2	12.0	—	—	—	6.00	4.20	8.20				
3	" P8	0.0	軸直角	0.20	0.10	0.18	4.06	41.7	17.6	6.190	9.550	5.630	—	—	—				
4	" P9	0.0	軸	0.28	0.26	0.32	112.2	132.2	35.7	—	—	—	5.270	8.90	7.70				
5	" P2	0.1	軸	0.05	0.01	0.06	3.5	4.8	6.7	—	—	—	2.80	90	3.30				
6	" P9	0.1	軸	0.42	0.06	0.17	26.4	27.7	21.2	—	—	—	1.690	2.30	4.80				
7	KUWT-2 P2	0.0	軸	0.18	0.05	0.30	8.6	9.9	28.8	—	—	—	1.090	5.40	1.770				
8	" P9	0.0	軸	0.39	0.08	0.87	23.5	36.4	91.3	—	—	—	4.478	5.70	4.40				
				0.76	0.04	0.08	36.4	16.9	8.0	—	—	—	—	—	—				
				1.63	0.17	0.25	79.7	79.6	51.0	—	—	—	—	—	—				

この観点から、航路中央部を境に、半田側には、P-2、碧南側にはP-9の地震波を用いて計算を行なった。

この結果を図-82および図-83に示す。これによると各々の入力方向とは反対側に現われていた断面力のピークがなくなり、全体的になだらかな分布形をした軸力が沈埋トンネルに生じたことになる。

最大加速度について言えば、計算仮定として地盤の一次せん断振動モードしか考慮されていないので、この値をも

っては、適切な評価ができない。

最大加速度の分布の全般的な傾向を把むのは難しいが、航路部で地盤も沈埋トンネルにも大きな加速度がでているようである。今回取得された地震のマグニチュードが小さく、また地盤の最大加速度も小さいことから、地震応答計算から得られた、沈埋トンネルのない状態での地盤変位は、いずれのケースも1cm未満であった。

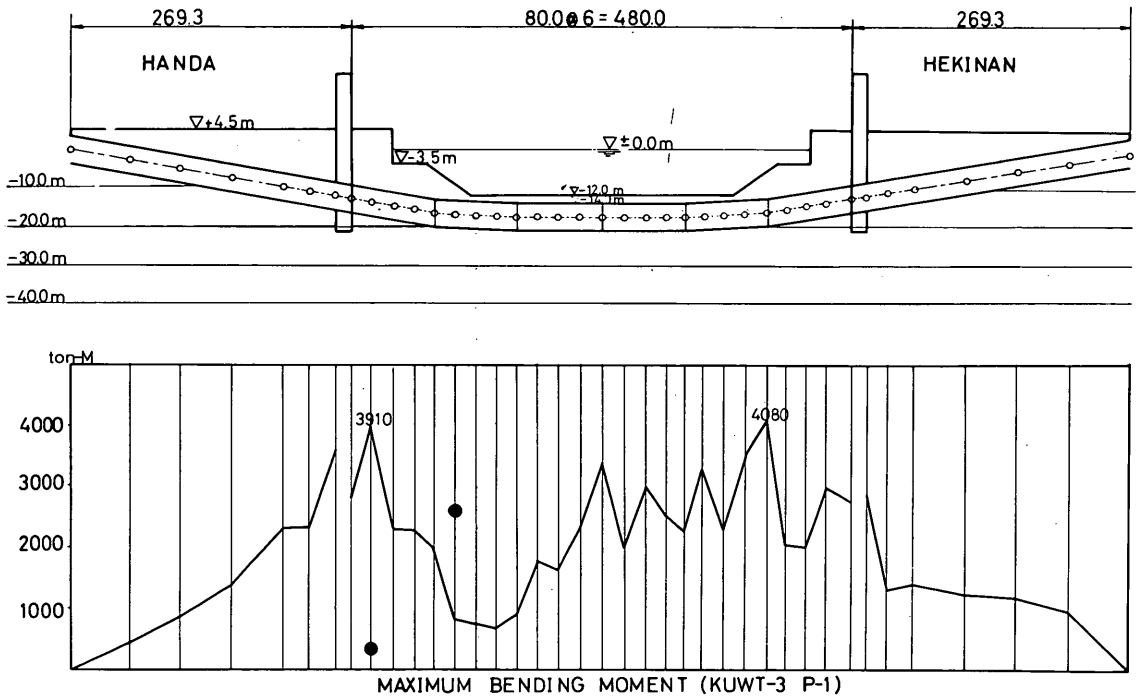


図-74 最大曲げモーメント KUWT-3 P-1

(※ ●実測値)

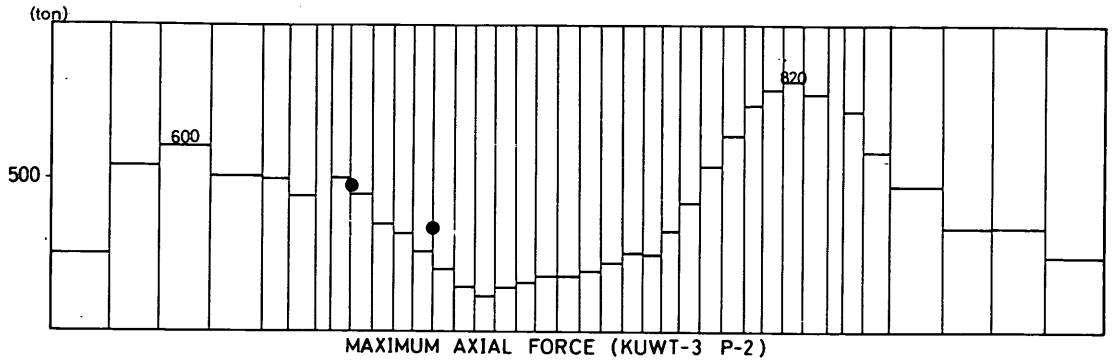
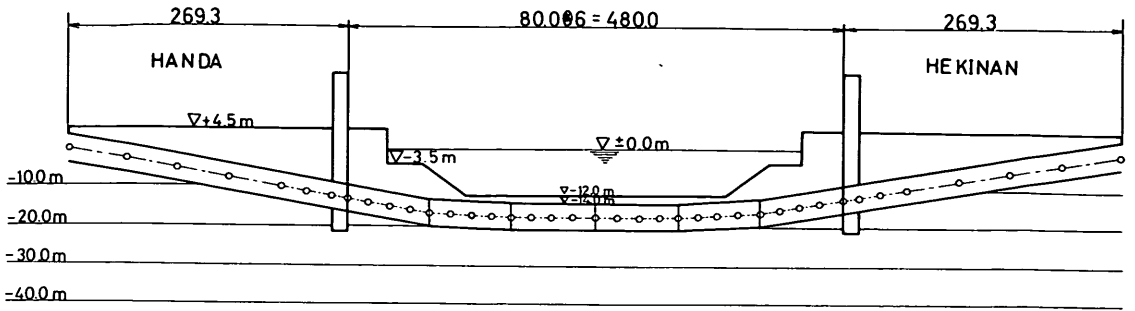


図-75 最大軸力 KUWT-3 P-2

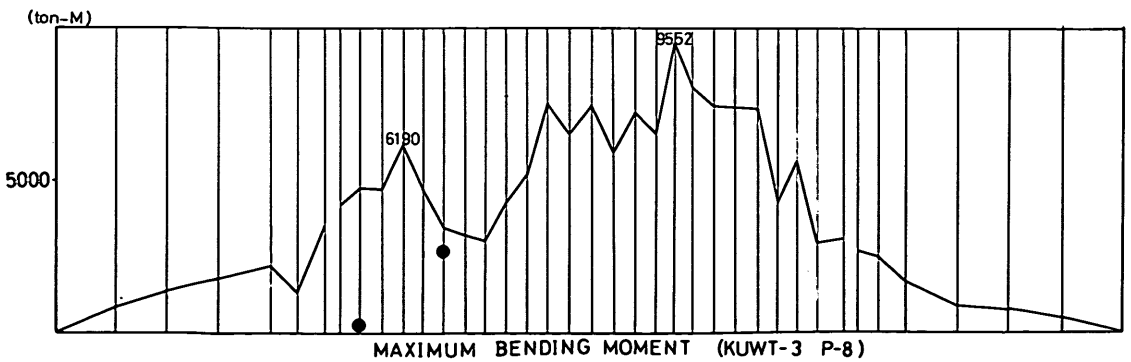
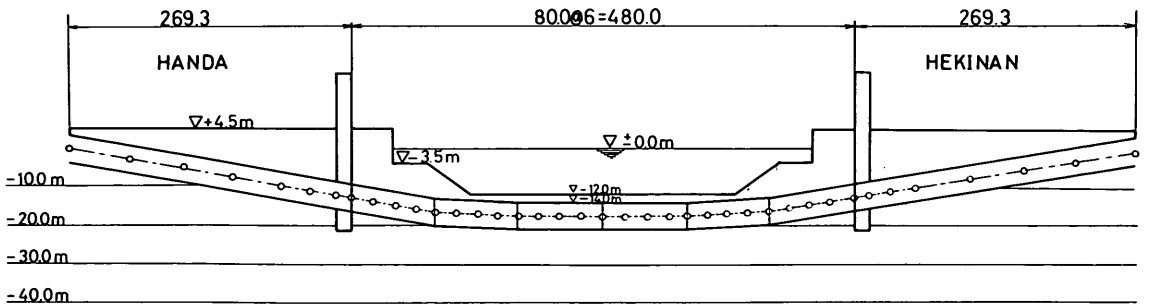


図-76 最大曲げモーメント KUWT-3 P-8

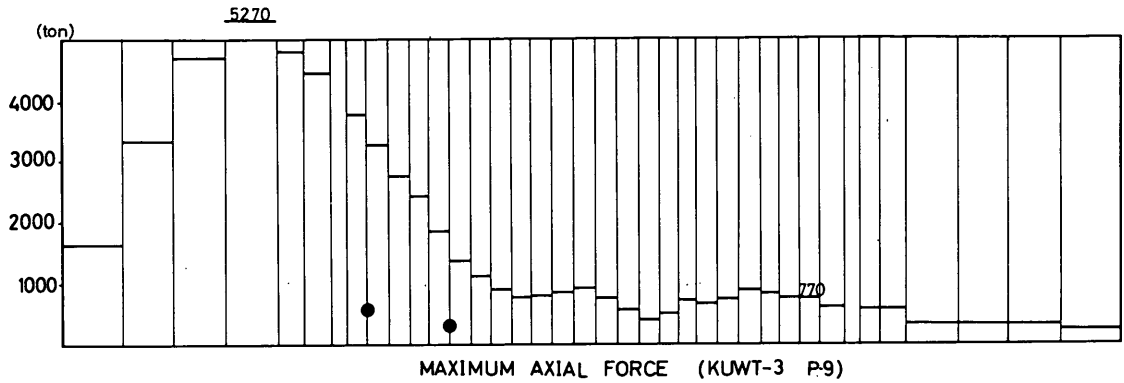
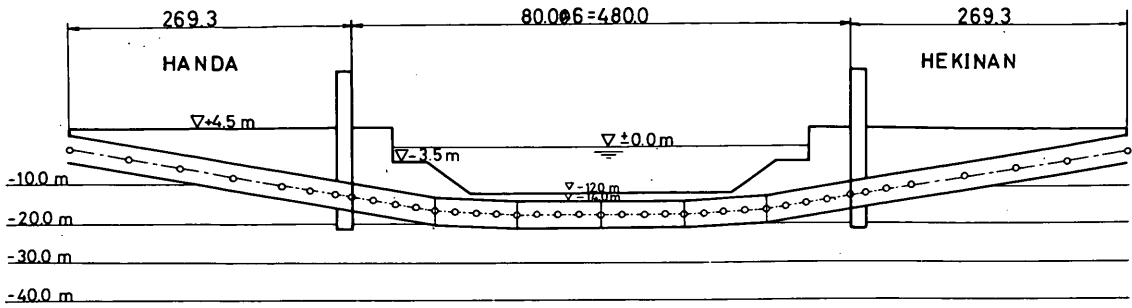


図-77 最大軸力図 KUWT-3 P-9

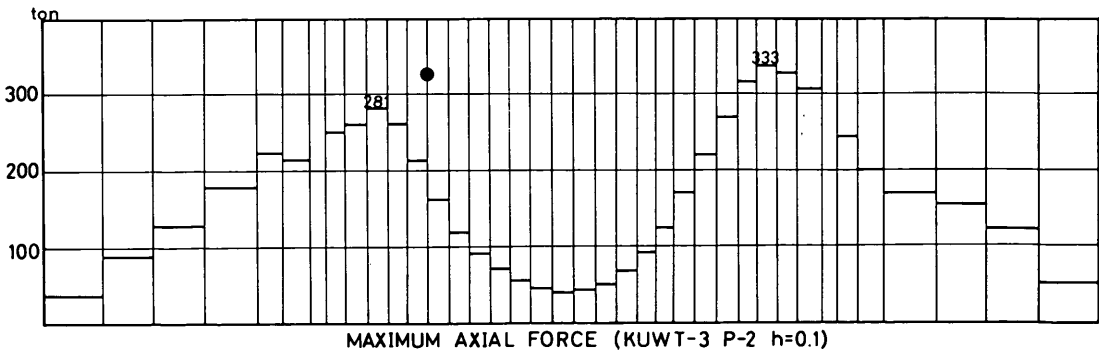
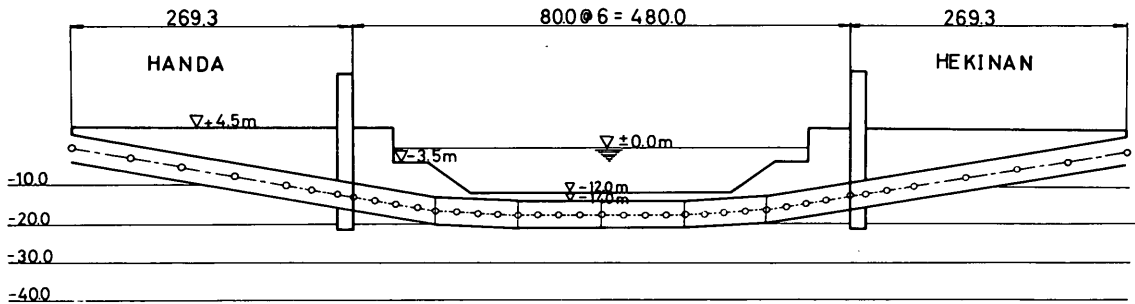


図-78 最大軸力図 KUWT-3 P-2 h=0.1

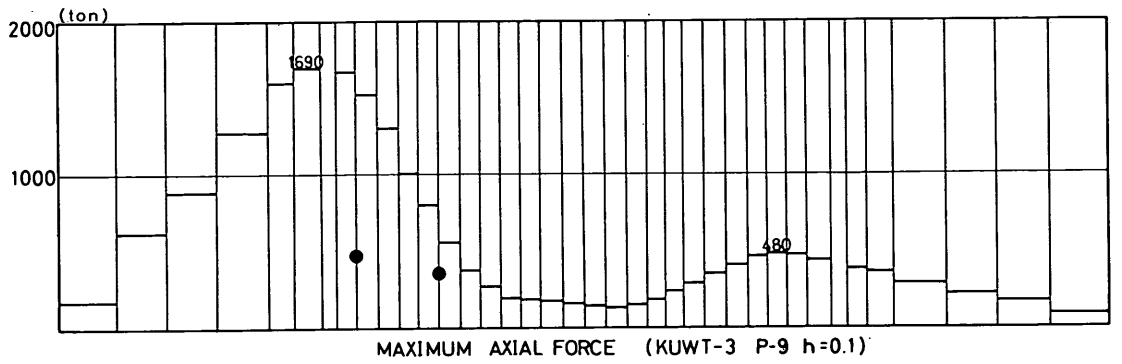
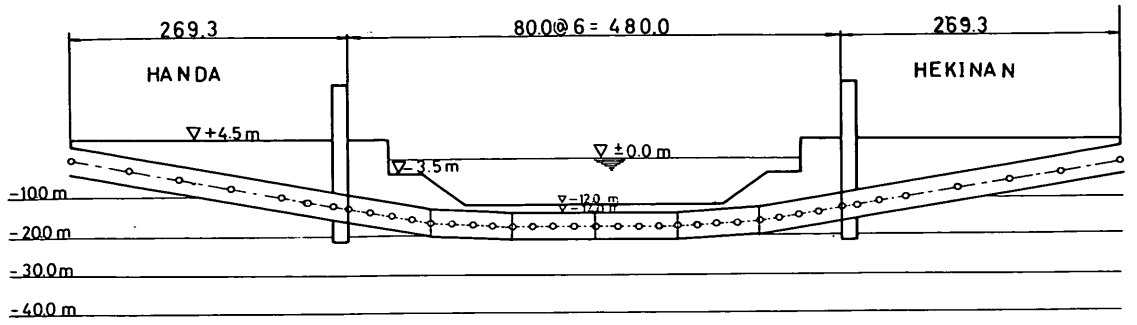


図-79 最大軸力図 KUWT-3 P-9 $h=0.1$

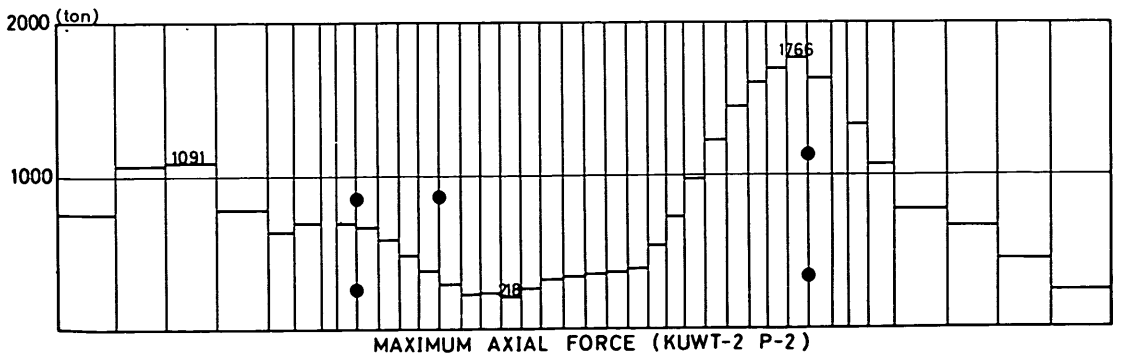
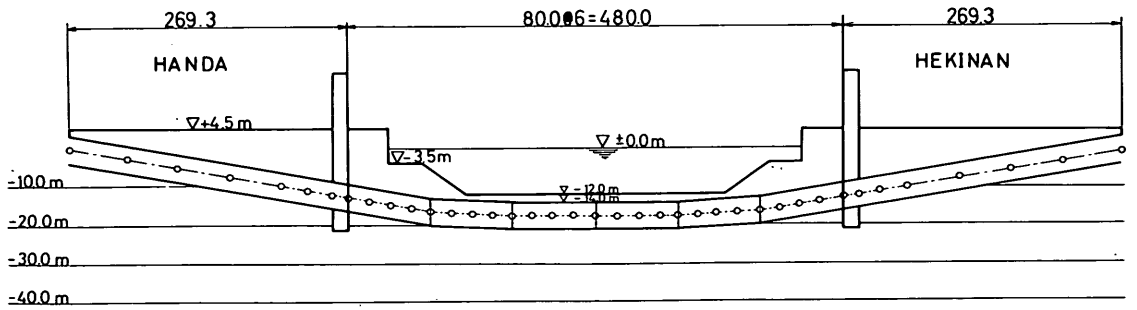


図-80 最大軸力図 KUWT-2 P-2

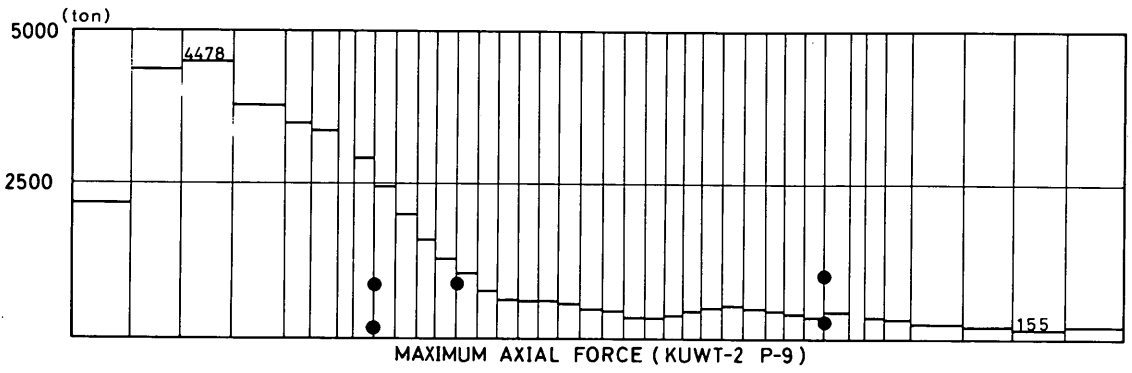
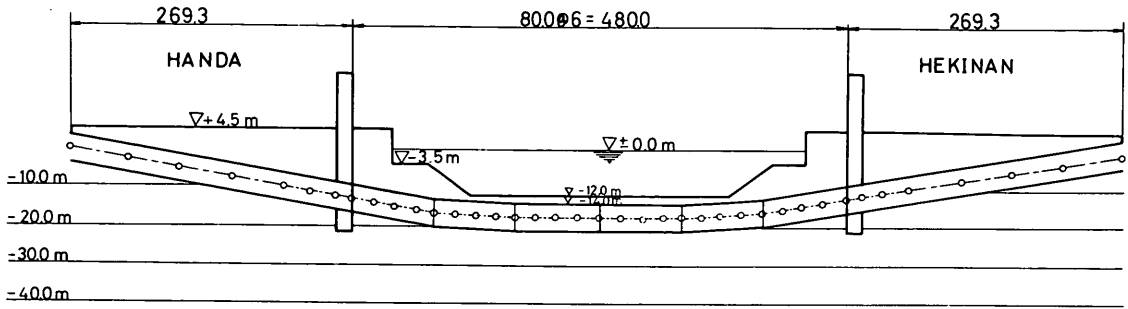


图-81 最大軸力図 KUWT-2 P-9

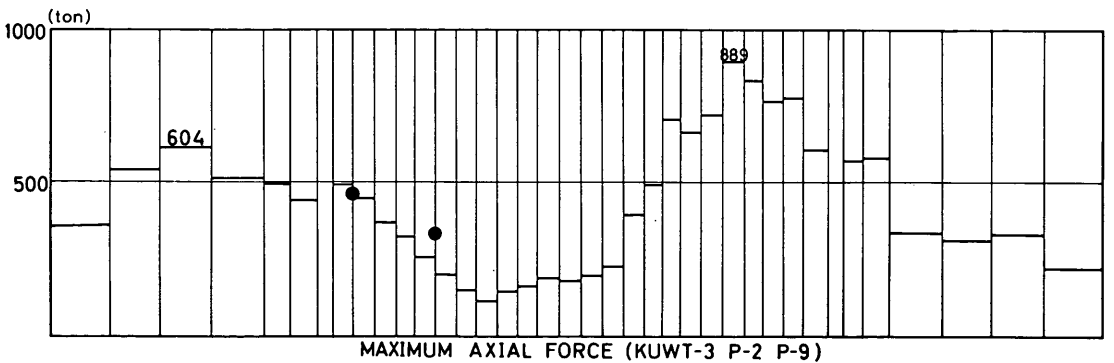
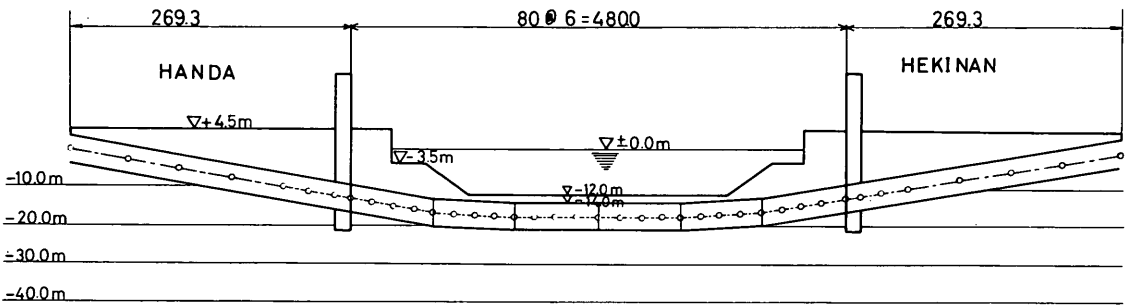


图-82 最大軸力図 KUWT-3 P-2, P-9

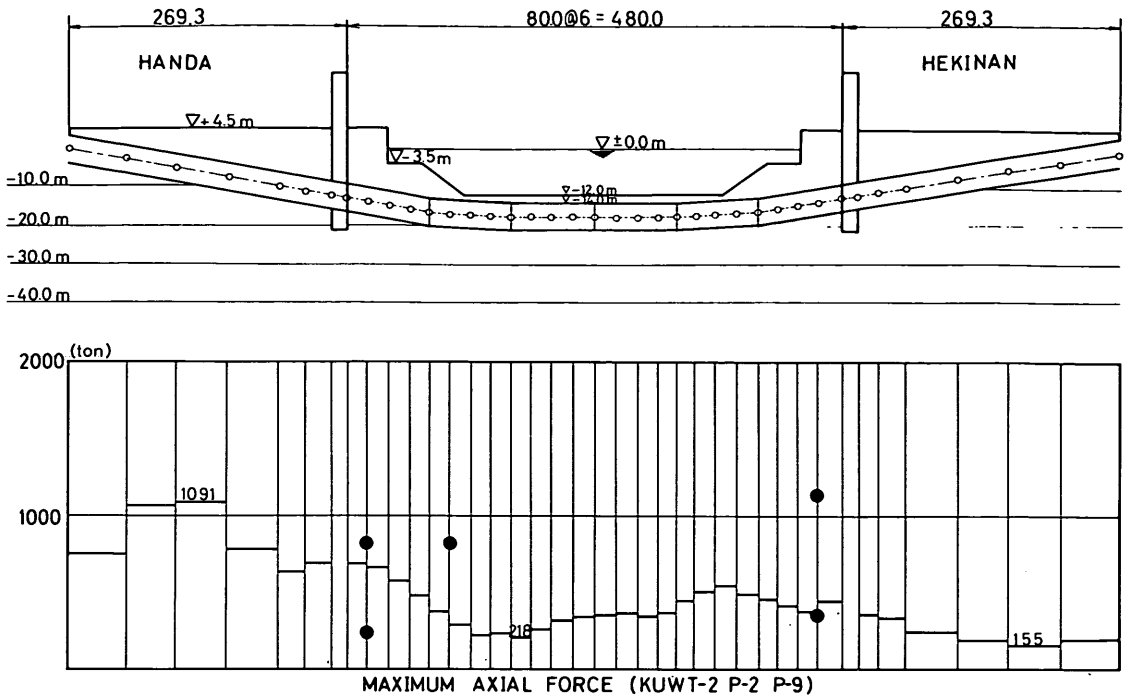


図-83 最大軸力図 KUWT-2 P-2, P-9

6.3 観測記録との比較

(1) 曲げモーメントおよび軸力

鉄筋計とひずみ計で得られた曲げひずみ量および軸ひずみ量から、曲げモーメントおよび軸力を算定した結果を表-11に示してある。地震応答計算の結果は、図-74～図-83に示されており、図中の黒点が、表-11による実測値である。

KUWT-3においては、半田側よりの鉄筋計およびひずみ計のみでしか記録が取得されず、その他の測定点での記録が取得されていないので一般的な傾向については言及できないが、算定された曲げモーメントについては、2号函での実測値と計算値は、ほぼ一致している。鉄筋計によるものは、計算値と比べてかなり小さ目の値がでている。

計算によると、大きな曲げモーメントが発生するのは、半田側および碧南側の、共に護岸付近であるが、今回の計算では航路部の中央付近でも大きな曲げモーメントが発生している。

これらを図-74および図-76に示す。

軸力については、P-2の地震波を用いた場合、実測値と計算値とがよく一致しているが、P-9の地震波を用いた場合は、計算値が実測値に比べて数倍も大きな値をとる。これは前述のように、半田側については、半田側で取得さ

れた地震波を用いる方が妥当であり、P-2の場合、両者の値がよく一致している事は、計算と実測から得られた値の妥当性を示すものと思われる。

これらを、図-75～図-77に示す。

図-78および図-79は重複反射理論により基盤での地震波を算定する場合に、重複反射理論で用いた減衰定数を0.1としたものである。減衰定数を0.0とした場合と比べて $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{1}{3}$ の断面力しか沈埋トンネルに発生しておらず、減衰定数の影響は計算結果に対して無視出来ない程大きい。今回取得されたような振幅の小さな地震動を対象とする際には減衰定数を0.0と考えてもよいと思われる。KUWT-2に関しては、軸力についてのみ計算を行なった。この場合、鉄筋計およびひずみ計で取得されたデータを整理する際、必要なものに関して原点のずれや軸線のずれ等のある記録波形に対して修正を施した。P-2の地震波を用いた場合、半田側では、実測値と計算値とが、ほぼオーダー的に一致しているが、碧南側では、計算値の方が2～5倍大きい。図-80にこれを示す。これに反して、P-9の地震波を用いた場合、碧南側では、実測値と計算値がほぼ一致するが、半田側では実測値より計算値の方が大きな値となる。図-81にこれを示す。図-83には、半田側にはP-2の地震波を、碧南側には、P-9の地震波

を用いたもので、この場合は、計算値と実測値とが、兩岸ともにほぼ一致する。航路部では、対になってはずみ記録が取得されていないが、片側の値から類推すると、航路部は、斜函部とオーダー的には同じか、やや小さな断面力が発生していたと思われる。

(2) 加速度記録

加速度の最大値は、式(6.8)により求められる。計算値と実測値とを比較したのが、図-84~図-89に示してある。しかしこの際、地震応答計算は、地盤の一次せん断モードしか考慮されていないのに留意する必要がある。(図-84)はKUWT-3における軸直角方向のP-1の地震波を用いたものである。最大応答加速度は、沈埋トンネル、沈埋トンネルが存在しない場合の沈埋トンネル位置の周辺地盤、地表面の順に値が大きい。

地表面でのP-1, P-8, 沈埋トンネルでのP-11, P-3, P-16等は、計算値と実測値が、よく一致しているが、P-13, P-19は計算値より小さな値である。

地震応答計算の結果によると、航路部では、半田側や碧南側の地盤に較べると、大きな加速度値が発生しているが、軸力や曲げモーメントは、航路部の方が、兩岸より小さな

値がでている。この事は、断面力と加速度値とが、一概に対応していない事を示していると思われる。

図-90および図-91は、この時の最大応答速度と最大応答変位を示している。最大応答加速度と両者とが時間的に、同時に生じていないが、一般的傾向として言えることは、応答速度が航路部だけでなく碧南側の地盤でも大きな値をとっている。図-74に示す曲げモーメントとの比較を行なってみると、沈埋トンネル位置の周辺地盤での応答速度と曲げモーメントの分布形がよく似かよっている。図-91は、鉄筋計K-1, K-2, K-3, K-4が設置されている地点で曲げモーメントが375t-m発生している時の沈埋トンネルが存在しない場合の地盤と沈埋トンネルの変位を表わしている。大きな曲げモーメントは、相対変位量の大きな所に生じている。

KUWT-3におけるP-2の場合、図-85に示されているように、P-1の場合とは少し傾向が、異なり、航路部と半田側の加速度は小さく、おおむね実測値と一致している。碧南側では、大きな加速度のピークがある。

KUWT-3におけるP-8の場合は、航路部で、地表面、地盤、沈埋トンネルで各々大きな応答加速度が発生している。半田側および碧南側での、加速度計の最大値と計

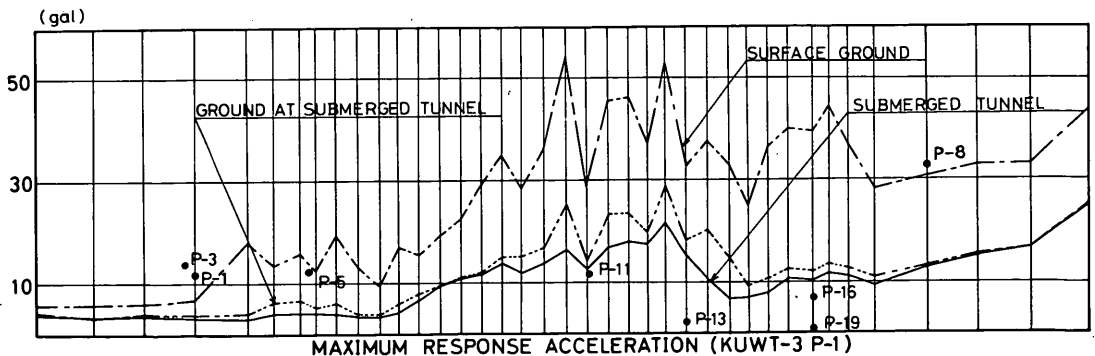
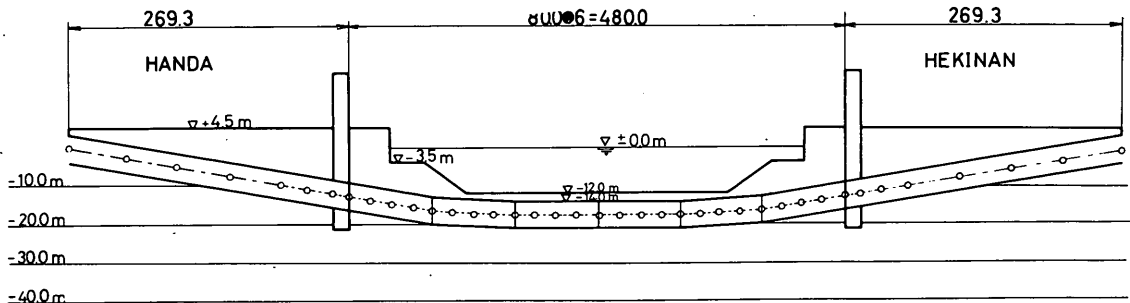


図-84 最大応答加速度 KUWT-3 P-1

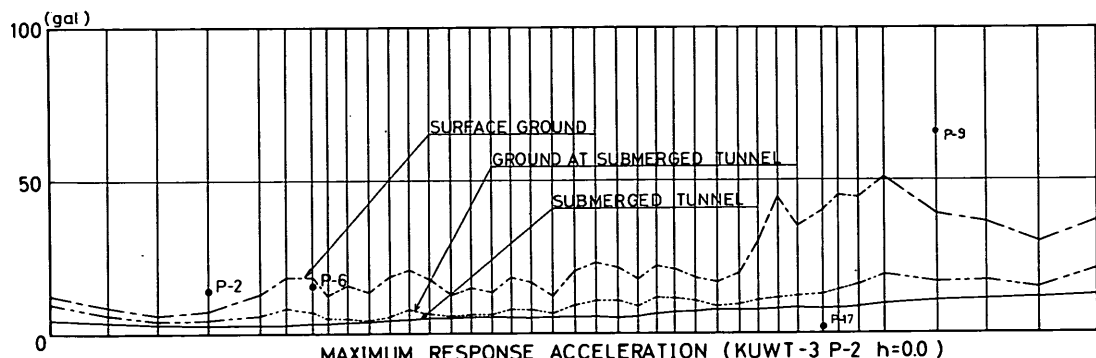
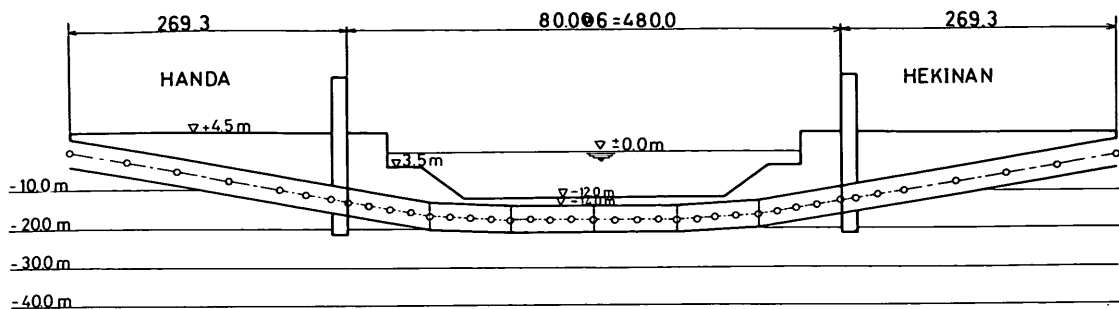


圖-8 5 最大応答加速度 KUWT-3 P-2

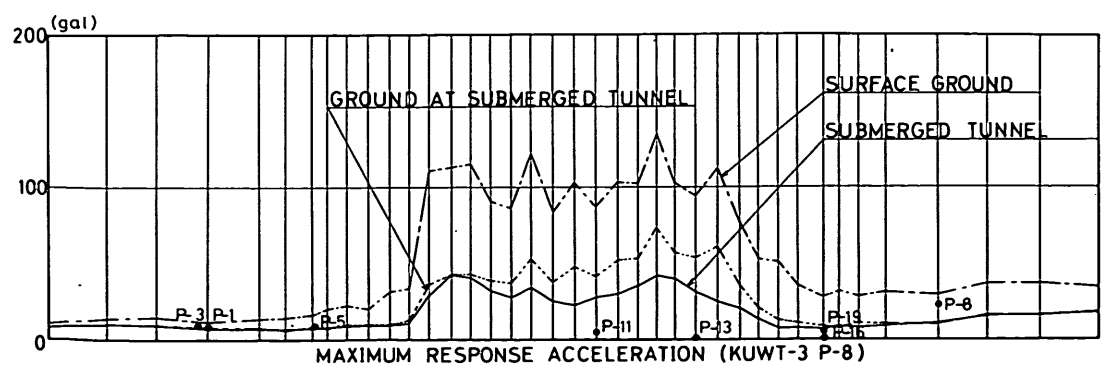
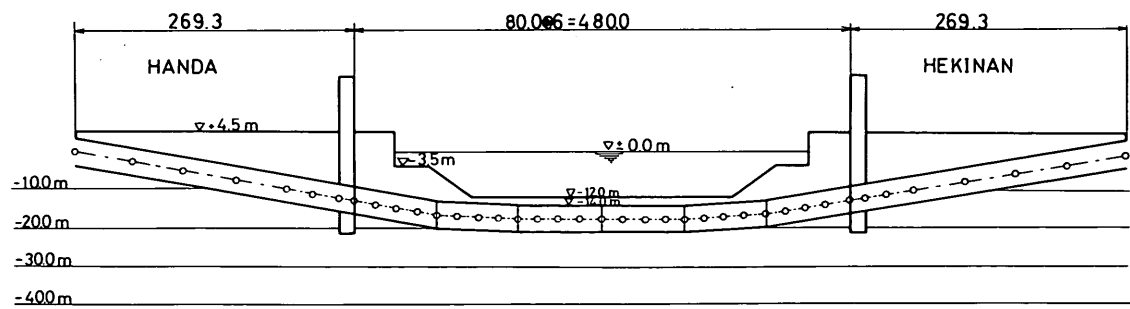


圖-8 6 最大応答加速度 KUWT-3 P-8

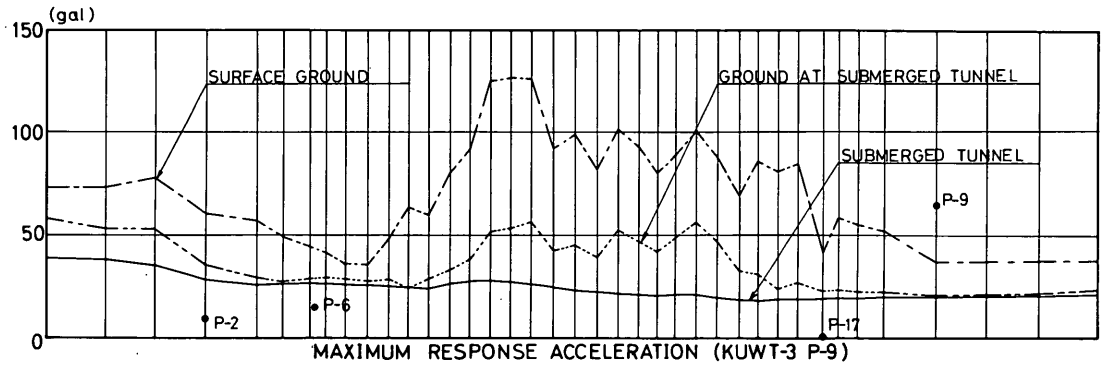
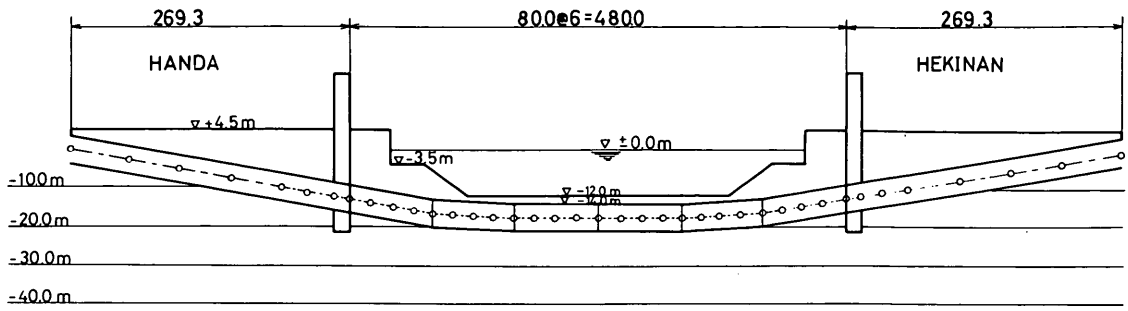


圖-87 最大応答加速度 KUWT-3 P-9

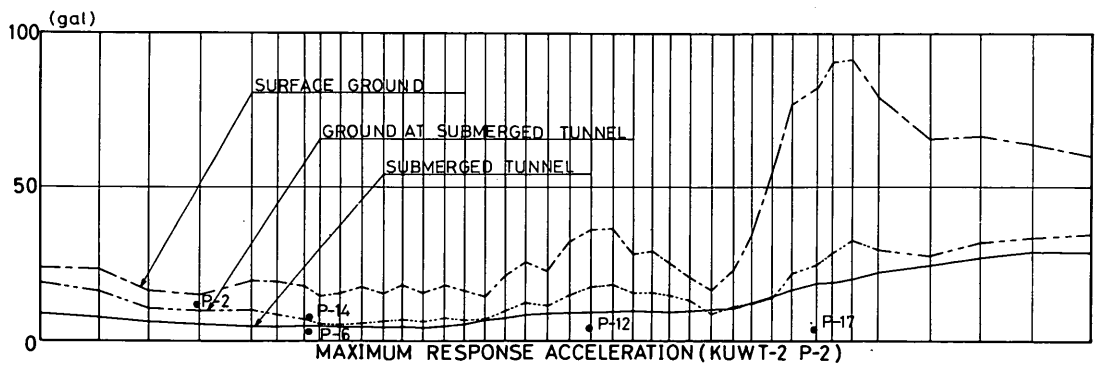
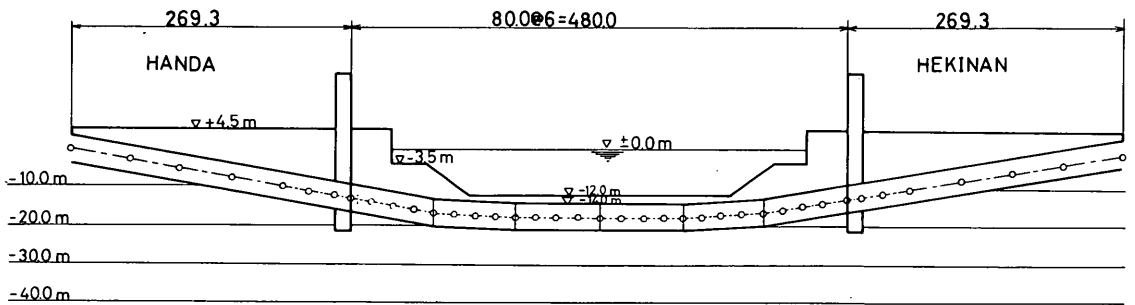


圖-88 最大応答加速度 KUWT-2 P-2

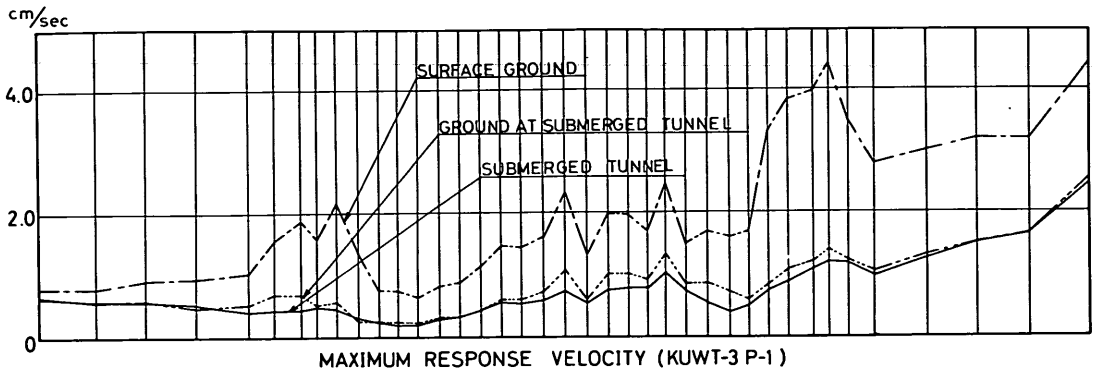
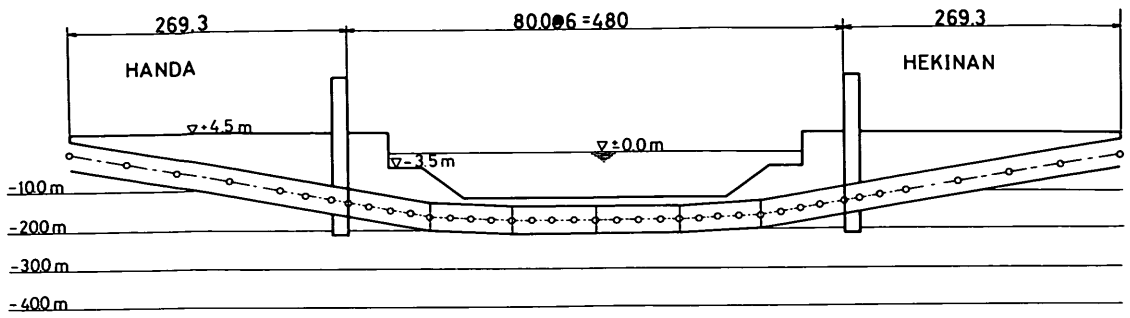


圖-89 最大応答加速度 KUWT-2 P-1

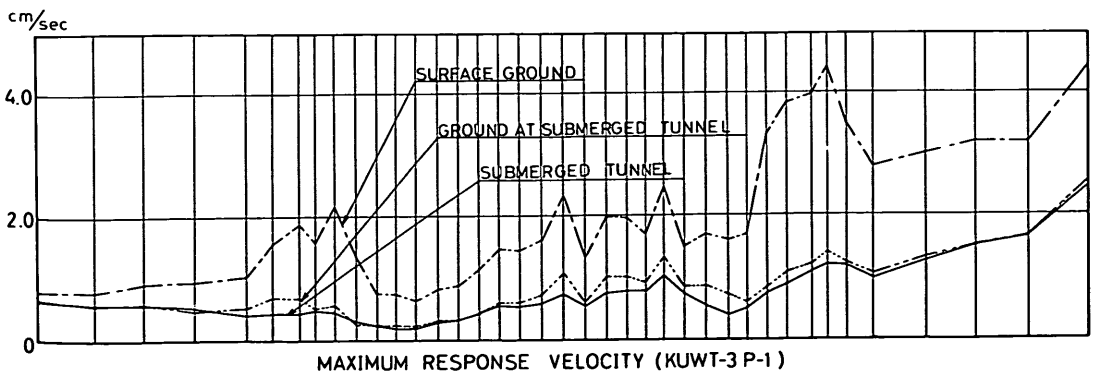
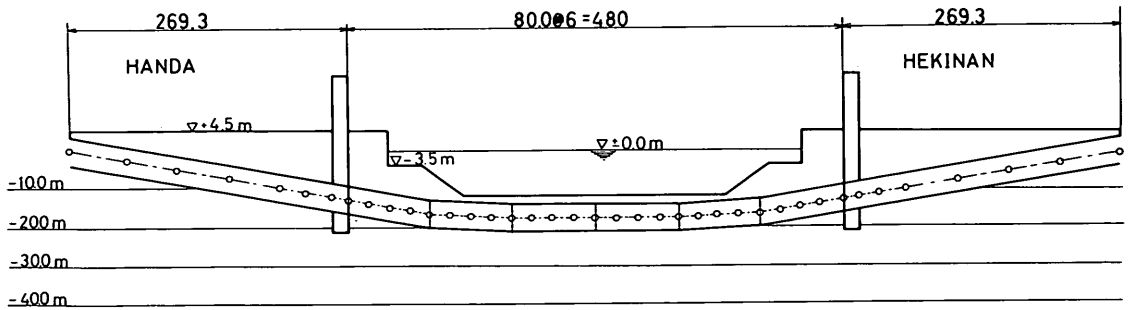


圖-90 最大応答速度 KUWT-3 P-1

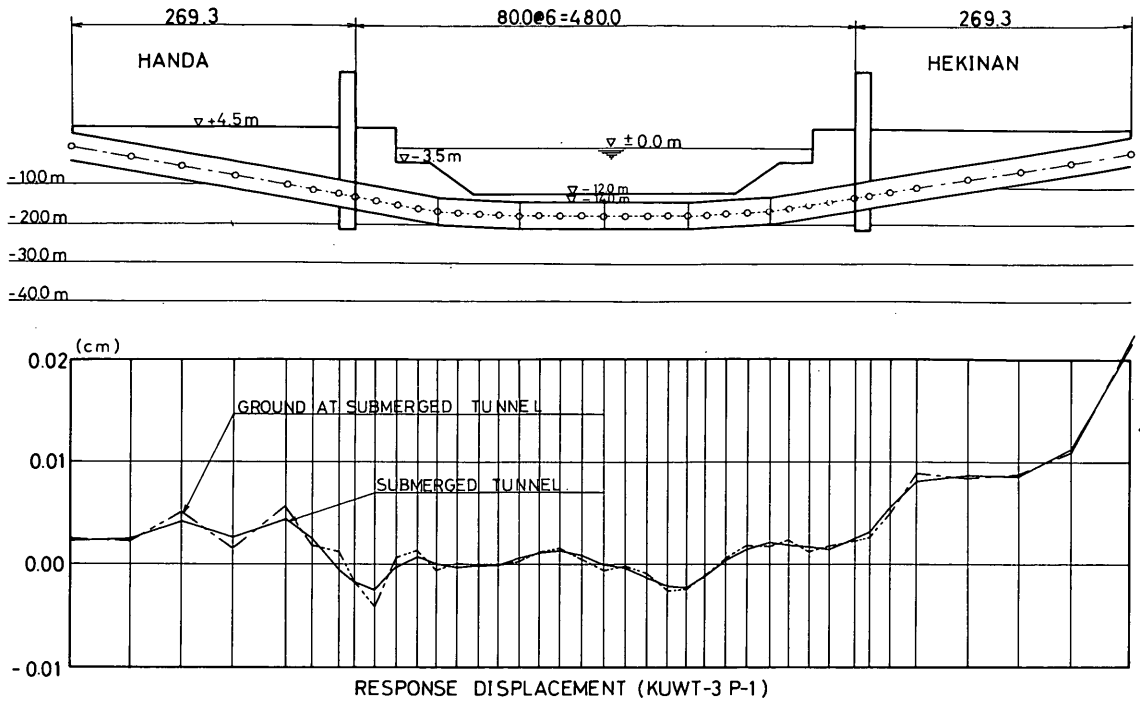


図-9 1 最大応答変位 KUWT-3 P-1

算値とは一致しているが、航路部では、計算値の方が非常に大きな値となっている。このことは今後の検討課題である。

KUWT-3におけるP-9を入力地震波とした場合は、P-8の場合と同じ様な傾向の分布形であるが、全般に実測値より計算値の方が大きい。図-87にこのことが示されている。図-89に示されているように、KUWT-2におけるP-9の場合は、KUWT-3におけるP-2の

場合と分布形が似ており、碧南側に大きな加速度が生じている。航路部もかなり大きな加速度が発生しているが、他の例のような極端な値は取らない。半田側では大体実測値と一致している。

図-92は、KUWT-3における鉄筋計K-1とK-3から得られた軸ひずみの波形図であり、最大値が、 3.75×10^{-6} ストレインで、図-96に示されているパワースペクトルでは、1.02, 0.6, 0.85秒が卓越している。

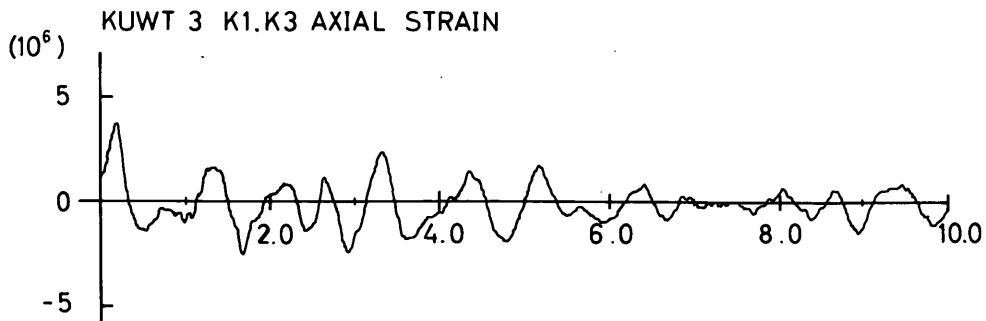


図-9 2 KUWT-3 K-1, K-3 軸ひずみ

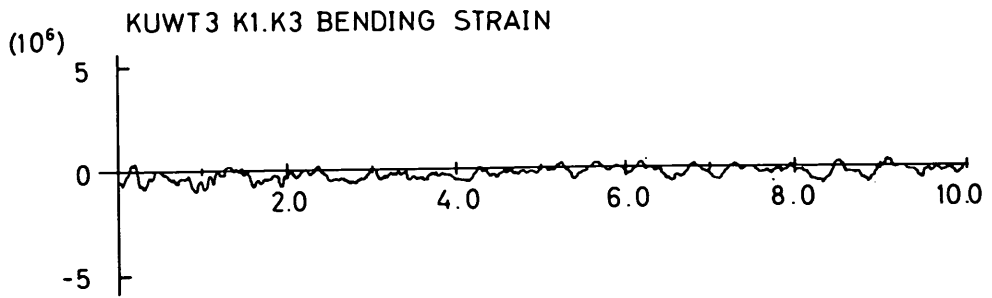


図-93 KUWT-3 K-1, K-3 曲げひずみ

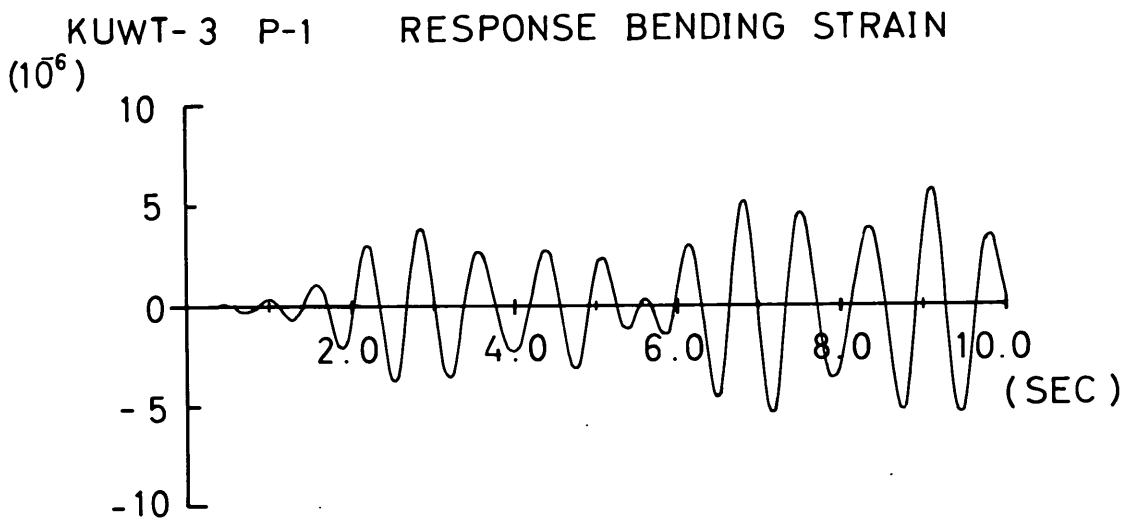


図-94 KUWT-3 P-1 応答曲げひずみ

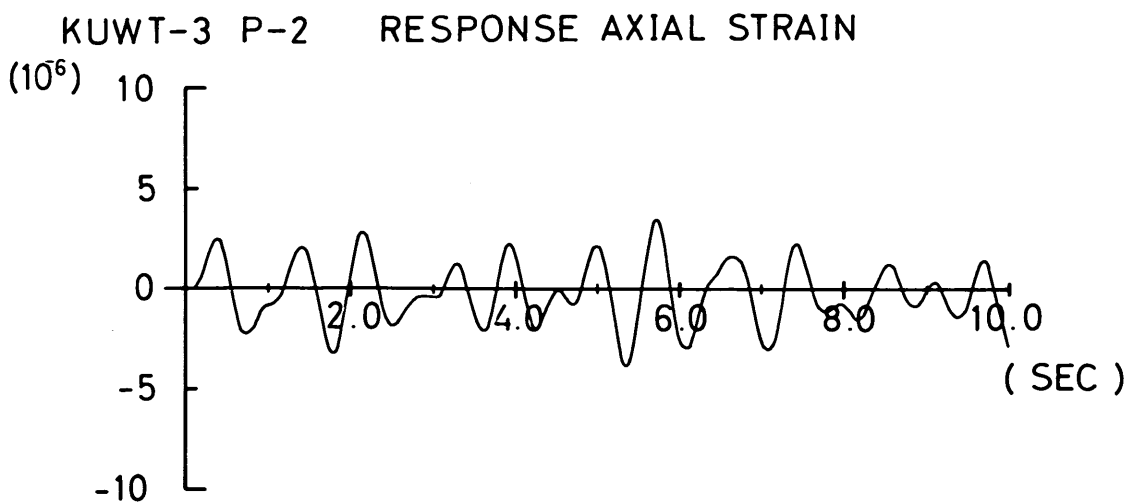


図-95 KUWT-3 P-2 応答軸ひずみ

図-95は地震応答計算で求められた軸ひずみを示してある。最大値が、 3.78×10^{-6} ストレインで実測値とオーダ的には良く一致している。

この軸ひずみの波形は、図-99のパワースペクトルから明らかなように0.93, 0.85, 0.57秒が卓越しており、計算値と実測値とはほぼ一致している。

鉄筋計K-1とK-3とで得られた曲げひずみは、最大値が、 0.92×10^{-1} ストレインで、軸ひずみの25%位しか生じていない。この曲げひずみの波形図の卓越周期は、図-97に示すように、0.79, 0.6秒である。地震応答計算で得られた最大曲げひずみは、 5.78×10^{-6} ストレインであり、同じく計算より得られた軸ひずみより50%程大きい値である。また実測値と比較してみても6倍程大きい。波形自体も、軸ひずみの波形と異なって、振幅が次第に増大する。

しかしながら、図-98に示されているように、地震応答計算で得られた軸ひずみのパワースペクトルは、0.79, 0.68秒が卓越しており、実測値の卓越周期とよく一致していると言える。

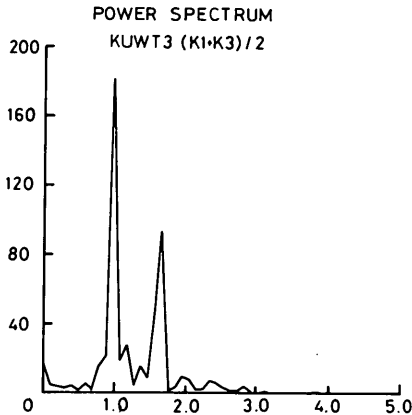


図-96 パワースペクトル KUWT-3
(K1+K3)/2

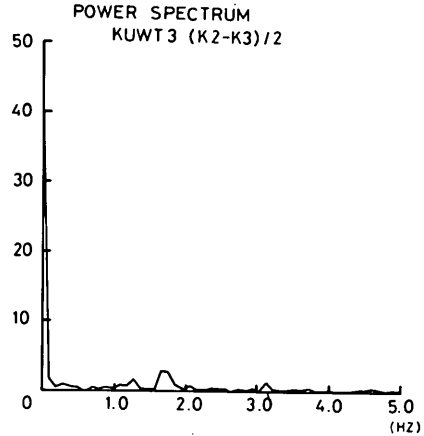


図-97 パワースペクトル KUWT-3
(K2-K3)/2

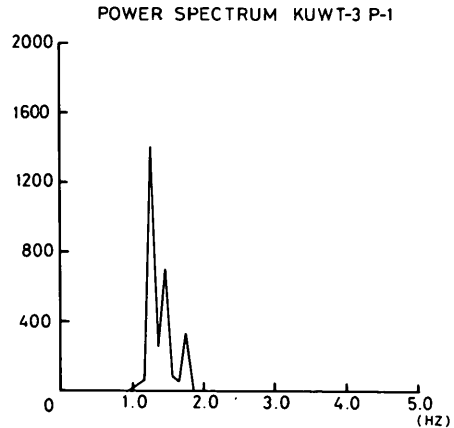
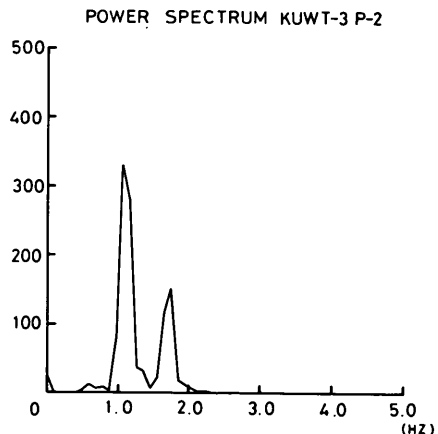


図-98 パワースペクトル KUWT-3
P-1 鉄筋計位置



→
図-99
パワースペクトル
KUWT-3
P-2 鉄筋計位置

7. むすび

1975年1月までの観測期間中に7回の地震が取得されたが、データ解析に際して利用出来るものは4回の地震動記録についてであった。しかし取得されたいづれもの記録は、沈埋トンネルの地震時の挙動を把握する意味から貴重なデータと思われる。

KUWT-1およびKUWT-2は、比較的遠距離で発生した地震であり、KUWT-3およびKUWT-7は近距離で発生した地震である。いずれも地震の規模は小さいが、相異なる性格を有しており、地震波の特性により、地盤および沈埋トンネルは、異なる挙動を示すことが明らかになった。半田側および碧南側の地盤の卓越周期は、2, 3あり地震波のもつ振動特性によって、地盤が異なる周期で振動する。即ち、遠距離で発生した地震に対して地盤の振動は、長周期成分が卓越し、近距離で発生した地震の場合は、短周期成分が卓越している。これは、沈埋トンネルや立坑等の構造物についても言えることで、地盤が比較的長い周期(0.9~1.1秒)で振動する場合には、構造物と地盤とは一体となって振動するが、短い周期で振動する場合には、構造物と地盤の振動は、一体となって振動しない。

沈埋トンネル全体の振動は、沈埋トンネルの各位置での周辺地盤の条件によって支配される。半田側のように、衣浦港の航路に突堤の形で突き出ている地形では、沈埋トンネルの軸方向と、軸直角方向とでは、地盤の振動性状が異なる。地盤の固有周期を求める際には、軸方向および、軸直角方向の地形や土質条件を検討しなければならないであろう。地盤の固有周期は、常時微動測定、有限要素法、あるいは地震波のフーリエ解析等、算定法によって多少の値の相異がある。この相異が、算定方法の計算過程あるいは、測定の際の誤差に帰因するのか、本質的な問題であるかどうかは、はっきりしないが、耐震設計に際しては、地盤の固有周期の算定が重要な要素となっている。

地表面における、地震波の最大加速度値は、半田側より碧南側において大きな値が生じている。立坑上部は、地表面より小さい最大加速度値で振動しているが、立坑内部および沈埋トンネル部では、地盤と同じか、やや小さい程度の最大加速度で振動しているのが観測された。

沈埋トンネルの立坑などの構造物および沈埋函の横断方向の断面設計に当っては、現在、震度法が用いられているので、地盤と構造物の地震時に発生する加速度の値を把握する事は、重要な事項である。

しかしながら、沈埋トンネルの断面力の算定に関しては、加速度値そのものは必要でなく、地盤と構造物の地震時における変位の方が重要な意味をもつ。現在、変位計を一台設置して観測しているが、記録が取得されておらず、また

加速度記録を変位記録に変換する過程においても合理的な手法の確立がなされていない。従って断面力の算定には、鉄筋計あるいは、ひずみ計の記録により求めることにしている。

ひずみ記録は、同一の横断面内で対に取得されることにより、軸力や曲げモーメントが計算できるが、本資料に使用した観測記録では、欠測するものが多く完全なもの少なかった。

特に航路中央付近のひずみ記録は、軸方向における沈埋トンネルの地震時の挙動を把握する意味で重要なものとなるが、解析まで至らなかったことは、今後の大きな課題となっている。

鉄筋計は、沈埋トンネル施工時の施工管理用として使用されたもので、設置されてから長期間経ているため、多少計器そのものの信頼性に疑問がある点もあったが、取得された記録は、原点、軸線の補正を施せば、十分利用出来るものであった。KUWT-3におけるS-1とS-2を除く記録からは、軸ひずみの方が曲げひずみより大きな値が発生している事がわかった。今回取得された地震の規模が余り大きくないこともあり、軸力は、せいぜい1,000トン未満で、応力にすると0.4~2kg/cm²程度であった。

地震応答観測から得られた測定値をもとに、浜田の提案した地震応答計算を行ない、計算結果と実測値との比較検討を行なった。

この応答計算を行なう際のモデル地盤条件は、バネ定数として反映されるが、土のヤング率、ポアソン比等の入力値を決めるのは、十分な調査を行なうことが必要である。現在、これらの値は、PS検層から得られた、せん断弾性波速度 V_s を基本にして決められているが、PS検層の際の土のひずみレベルは、 $10^{-6} \sim 10^{-5}$ といわれている。今回取得された地震時におけるひずみ量は算定されていないが、PS検層による値よりは、大きな値を取ると考えられる。小規模の地震では、土は弾性体として仮定してもよいと思われるが、ひずみレベルによって土の弾性係数やポアソン比が大きく違ってくるので、強震時には、弾塑性解析を行うか、振動三軸試験から得られた値を用いる等の工夫が必要と思われる。

地震応答計算では、入力地震波の性質によって、沈埋トンネルあるいは、地盤の挙動が大きくことなる。

計算に使用した入力地震波の最大加速度の値の差異は、結果に対して余り影響はないが、入力地震波の主要成分の周期の影響が大きい。即ち、入力地震波の卓越する成分の周期と地盤の固有周期とが一致した場合に、沈埋トンネルに大きな断面力が発生する。

この点、モデルとしての地盤の設定条件を十分に検討しておかないと、沈埋トンネルに発生する断面力を合理的に

算定出来ない可能性がある。

本計算においても、地盤を代表する入力地震波を用いた場合、断面力において、実測値と計算値とは、ほぼ一致しており、両者のパワースペクトルを比較しても、同じ様な振動成分が卓越しているようである。計算による応答加速度の値は、大体実測値より大き目の値となり、特に航路部での応答加速度の値が大きくなっている。断面力の算定には、応答加速度の値は、さほど影響はないが、応答加速度の値と実測値との比較を行なうためには、高次のせん断振動モードを考慮する必要がある。

今後とも、この地震応答観測を継続する予定であるが、本資料で検討を行なった点について、更に詳細な検討を行なうと共に、地盤条件の設定の方法、重複反射理論や有限要素法の適用等について、検討して行かなければならない。
(1975年3月31日受付)

謝 辞

衣浦港海底トンネルの地震応答観測については、数多くの方々に関係されている。中でも、観測体制の立案および計器設置に多大の尽力をなされた青木義典氏(現八戸港工事事務所長)、設置工事を担当した運輸省第五港湾建設局及び同衣浦港工事事務所の関係各位、地震応答観測を実施された中野拓治氏(現四日市港工事事務所長)、田淵民雄氏(現島根県土木部)、および倉田栄一氏(耐震構造研究室)、終始御助言と御指導を賜った林聡構造部長、および振動研究室の方々に謝意を表します。また本地震応答観測の実施に当って、日常の点検、記録の取得、および資料の提供等について多大の御協力をいただいている、愛知県道路公社、および同知多有料道路管理事務所(衣浦海底トンネル)の関係各位に深甚なる感謝の意を表明します。

なお地震応答計算に際しては、大成建設株式会社の浜田政則氏の協力を得ましたのでここで感謝いたします。

参考文献

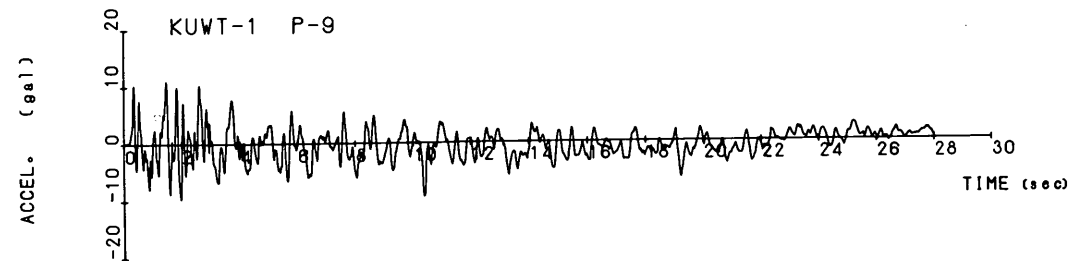
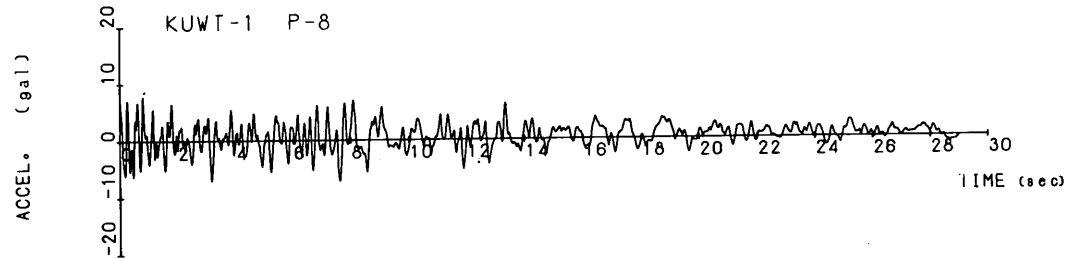
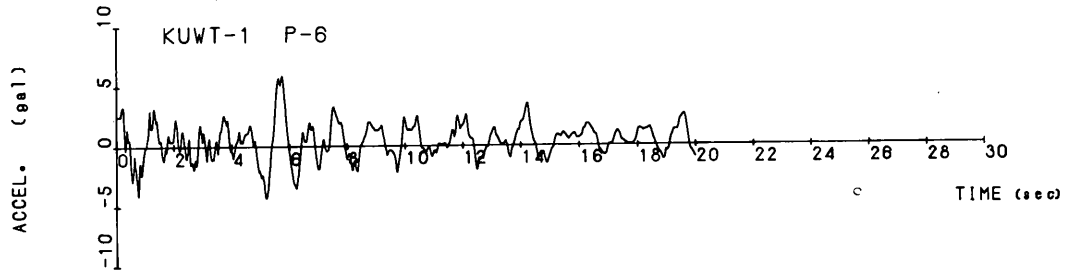
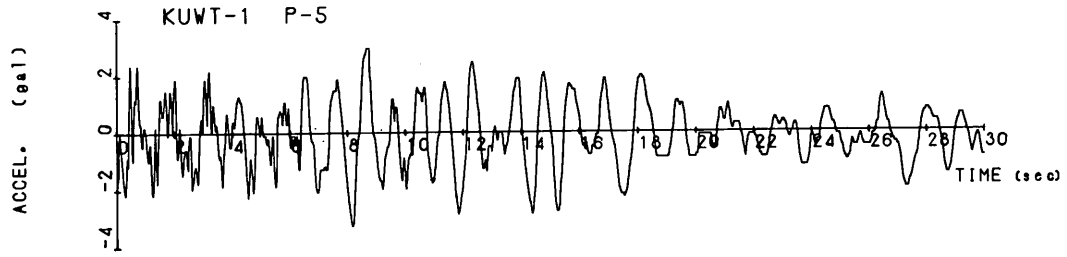
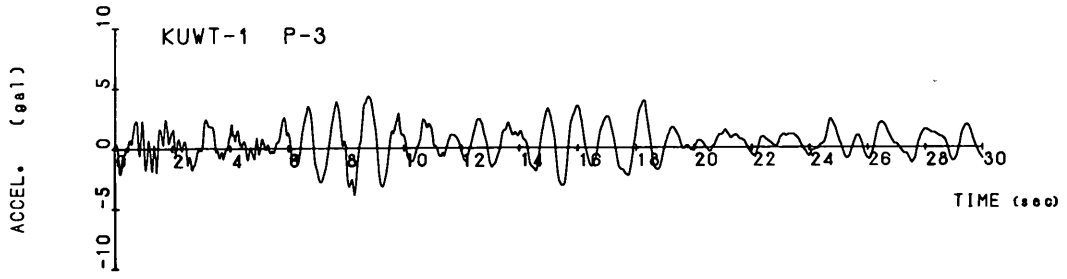
- 1) Thomas R. Kuesel : Earthquake design Criteria for Subways, Pro. of ASCE. June. 1969.
- 2) 中野拓治・他：沈埋トンネルの耐震計算と模型振動実験について、港湾技研資料No. 172, 1973年。
- 3) 桜井彰雄：地盤の振動解析に基づく埋設パイプラインの耐震性の研究, 昭和46年10月。
- 4) 中山茂雄・清宮理・他：衣浦港海底トンネルにおける地震応答観測；土木学会第13回地震工学研究会発表会講演概要, p.137~140.
- 5) 田村重四郎・岡本舜三・他：沈埋トンネルの地震観

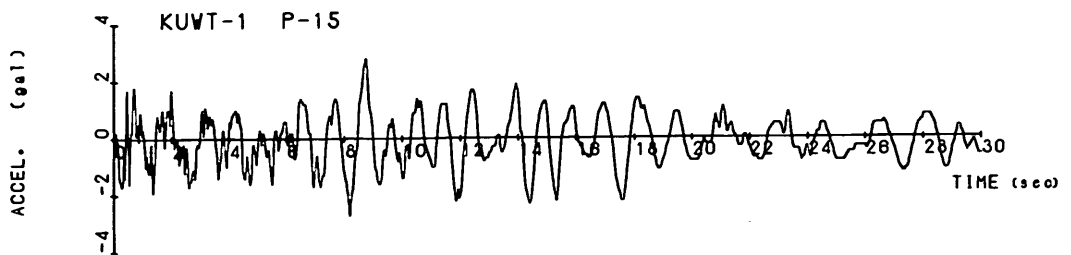
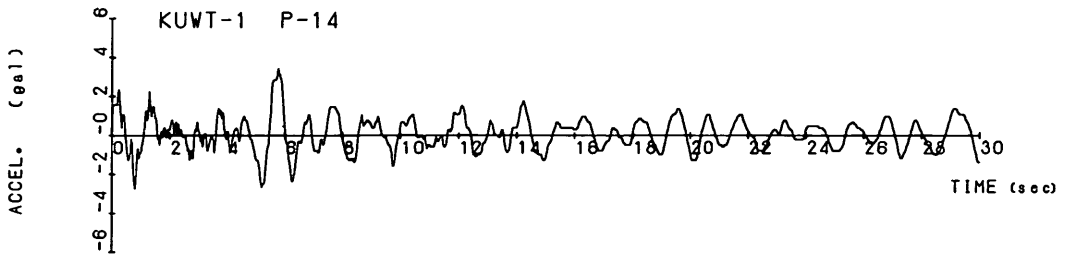
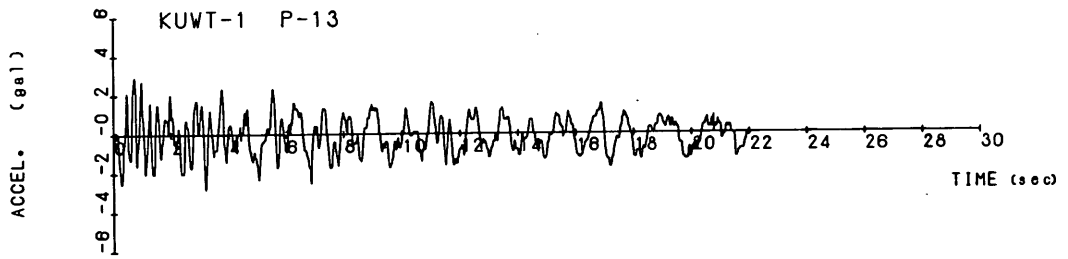
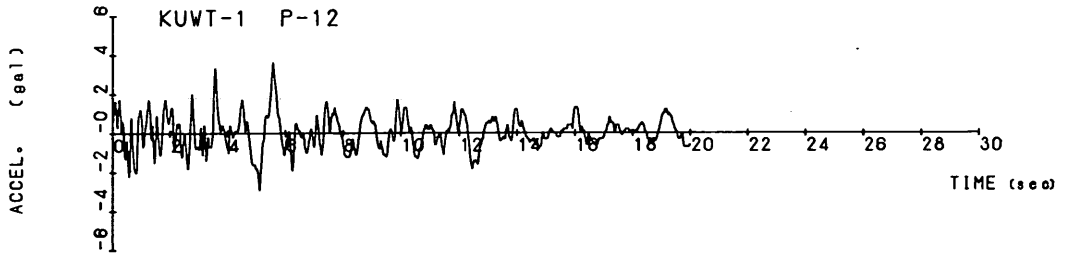
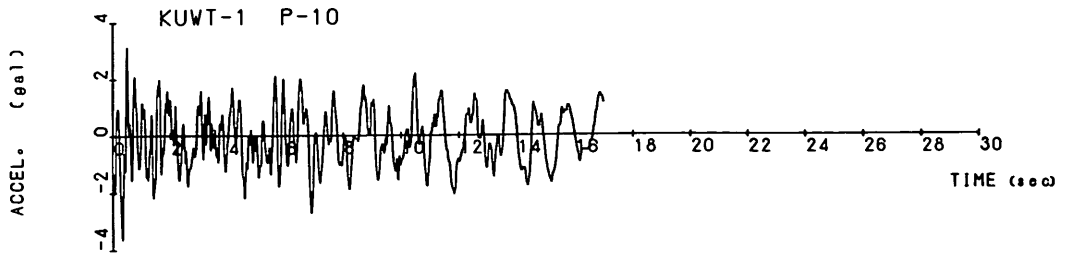
測第11回地震工学研究発表会講演概要, p.29~32.

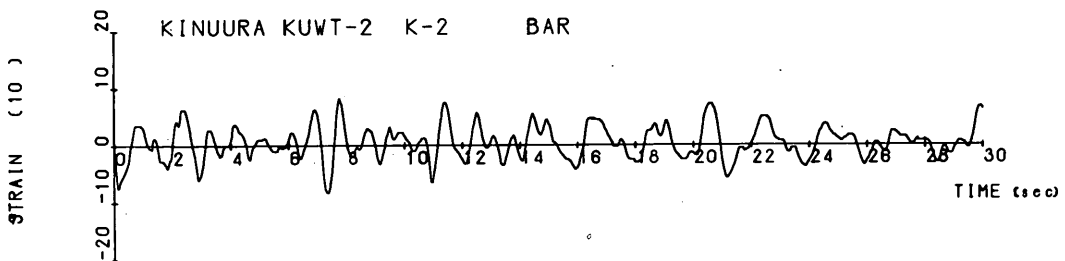
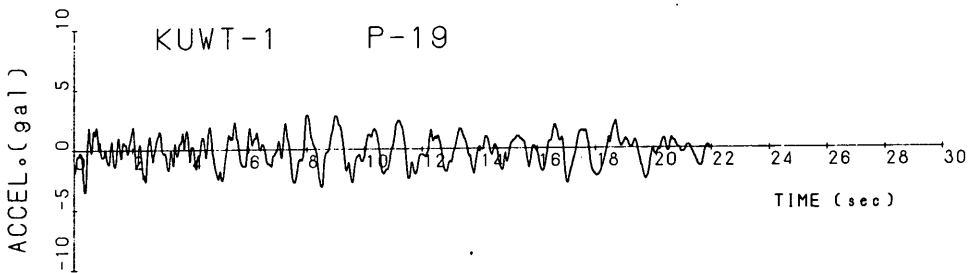
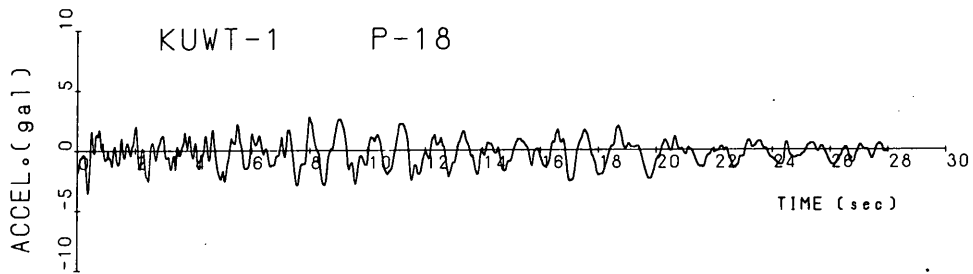
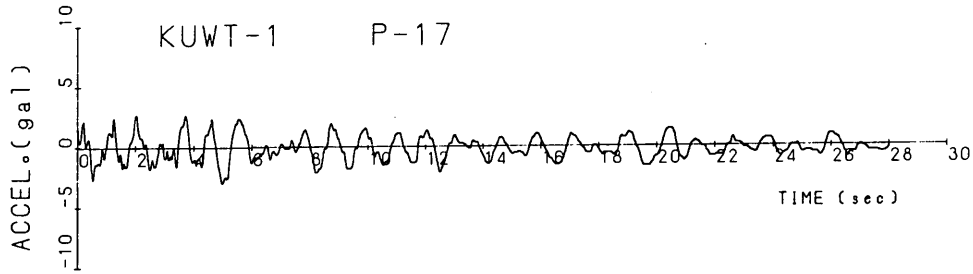
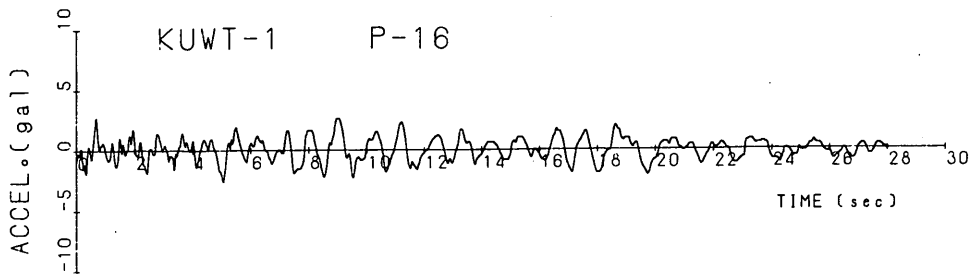
- 6) 青木義典・他：沈埋トンネルの野外模型振動実験, 港湾技術研究所報告第11巻第2号, 1972年6月。
- 7) 青木義典・他：沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告第11巻, 第4号, 1972年12月。
- 8) 浜田政則：沈埋トンネルの地震応答計算, 土木学会第26回年次学術講演会講演集, 第一部, 昭和46年10月, p.317~320.
- 9) 後藤洋三・他：沈埋トンネルの地震応答解析について, 土木学会第12回地震工学研究発表会講演概要, p.115~118.
- 10) 齊藤二郎・他：沈埋トンネルの地震応答解析について, 大林組技術研究所所報No.6, 1972年, p.67~71.
- 11) 内田一義・他：沈埋トンネルの地震応答解析, 鹿島建設技術研究所年報, 第19号。
- 12) 衣浦港海底トンネル工事誌, 運輸省第五港湾建設局。
- 13) 衣浦港海底トンネル(沈埋工法), 運輸省第五港湾建設局衣浦港工事事務所。
- 14) 衣浦港沈埋トンネル工事, 土木学会中部支部, 土木学会中部支部講演会講演集, 昭和48年。
- 15) 今井常雄・吉村正義：軟弱地盤における弾性波速度と力学特性・土と基礎, 1970年1月, p.17~22.
- 16) 那須信治：沈埋管の振動実験, 土と基礎, 1972年。
- 17) 岡本舜三：耐震工学, オーム社, p.93~124.
- 18) 金井清：地震工学, 共立出版株式会社, p.46~123.
- 19) 青木義典・他：沈埋トンネルの耐震設計用スペクトルについて, 港湾技術研究所報告, 第11巻4号, 特に引用はしなかったが、以下の文献を参考にした。
- 20) 田村・他：Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel During Earthquakes, 東大生産技術研究所報告, 第24巻第5号
- 21) 石原研而・他：地震応答計算における基礎設定について, 土木学会第13回地震工学研究発表会講演概要, p.17~20.
- 22) 土岐憲三：地震時における地中応力と地表面加速度の関係, 土木学会第12回地震工学研究発表会講演概要, p.35~38.
- 23) 土田隆・他：地表における地震記録より推定した基礎の地震動の特性, 港湾技術研究所報告, 第11巻第4号, 1972年。
- 24) 中川泰次・他：東松山地震の強震記録を用いた地震動と地盤の動的特性に関する研究(設計入力波を効

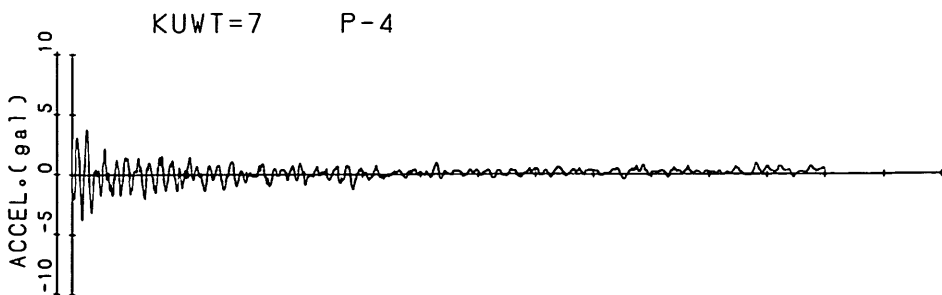
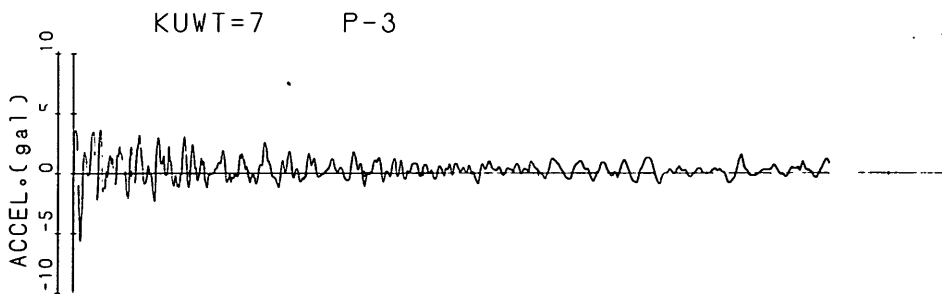
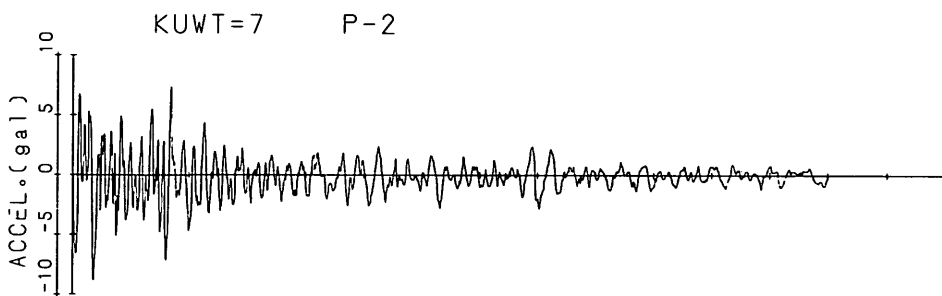
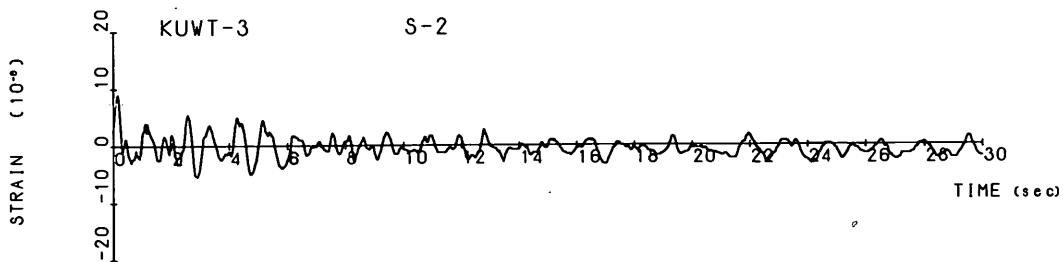
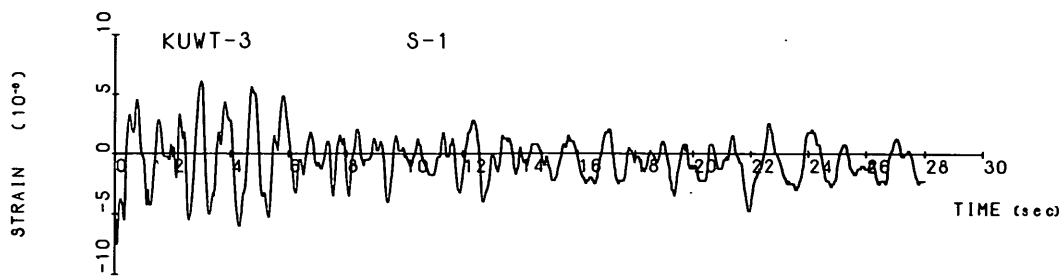
- 果的に与えるための予備的研究), 日本建築学会論文報告集第 173 号, 昭和 45 年, p. 82 ~ 87.
- 25) 鏡味洋史・他: 水平な多層地盤での S 波の重複反射による増幅, 日本建築学会論文報告集第 173 号, 昭和 45 年, p. 31 ~ 36.
- 26) 中川泰次・他: 地盤入力, 建築技術 1974 年 6 月, p. 281 ~ 287.
- 27) 中川泰次・他: 地震動特性における地盤構造上の問題点について(清瀬市における深層地盤探査と地震観測), 大林組技術研究所所報 No 6, 1972 年, p. 77 ~ 80.
- 28) 神山真: 地震時における地盤内の応力, ひずみの評価について, 第 9 回土質工学研究発表会, p. 665 ~ 668.
- 29) 土岐憲三: 表層地盤内における地震時のせん断応力, 第 9 回土質工学研究発表会, p. 673 ~ 676.
- 30) 浅間達雄: 耐震計算上の地盤面のとり方(軟弱層), 橋梁と基礎, 10 月 1971 年, p. 55 ~ 57.
- 31) 桜井彰雄・他: 地震時土の歪より見た埋設パイプラインの耐震性, 電力中央研究所技研報告 No 69087, 1970 年.
- 32) 大橋勝弘・他: 軟弱地盤における構造物の耐震性, 基礎工, 1974 年 12 月, p. 61 ~ 70.
- 33) 木村康宏: 沈埋トンネルの耐震性(東京湾沈埋トンネルの耐震設計), 基礎工, 1974 年 12 月, p. 45 ~ 53.
- 34) 倉田栄一・他: 港湾地域地震観測年報(1973), 港湾技研資料 No 181, 1974 年.
- 35) 沈埋トンネル要覧, 土木学会.
- 36) 齊藤節制: 沈埋トンネルの施工, 土木施工 15 巻, 9 号, 1974 年, p. 71 ~ 80.
- 37) 川井忠彦: マトリックス法振動および応答, 培風館, p. 30 ~ 84.
- 38) 河島佑男: 動的応答計算, 培風館, p. 24 ~ 58.
- 39) 平野菅保・他: 計算技術および数値計算法, 培風館, p. 135 ~ 193.

付録-A 波形図

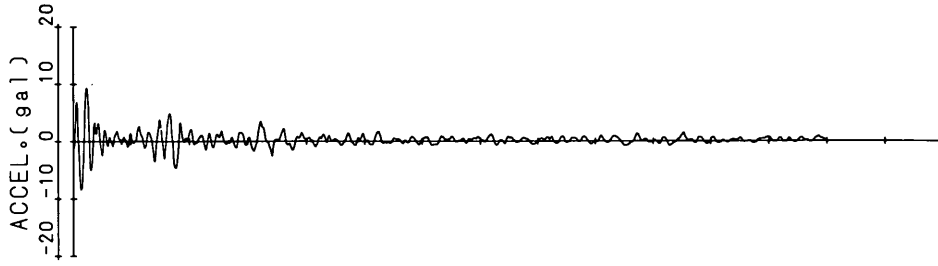




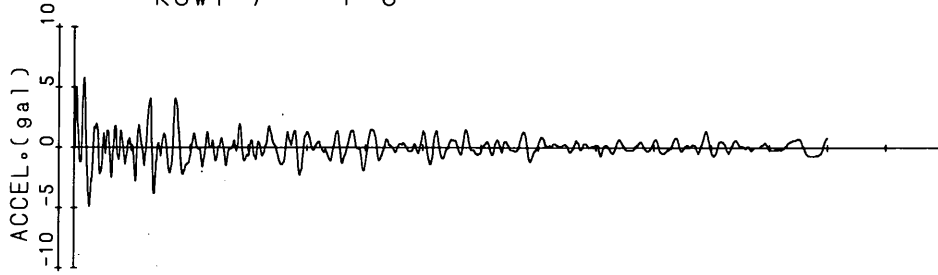




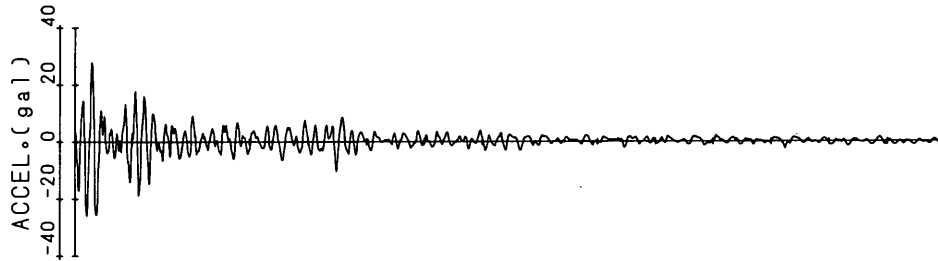
KUWT=7 P-5



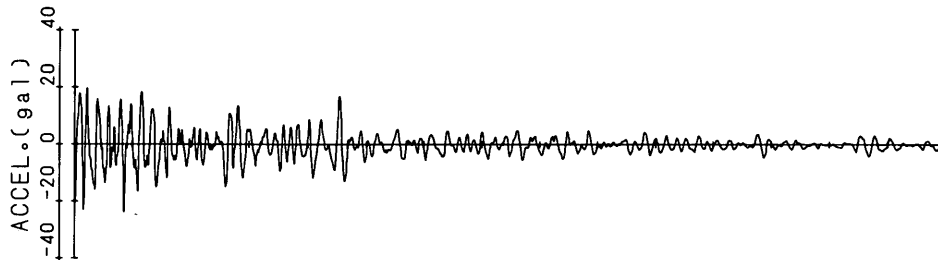
KUWT=7 P-6



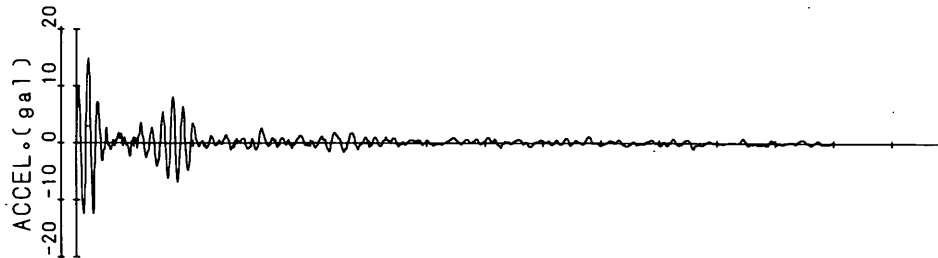
KUWT=7 P-8



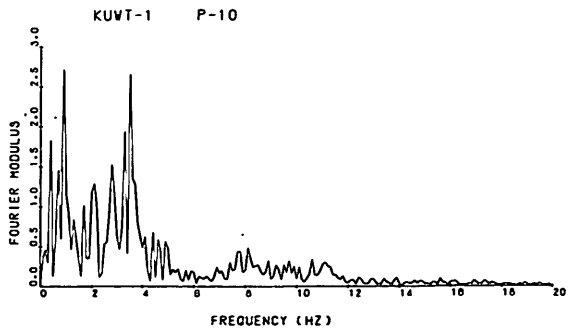
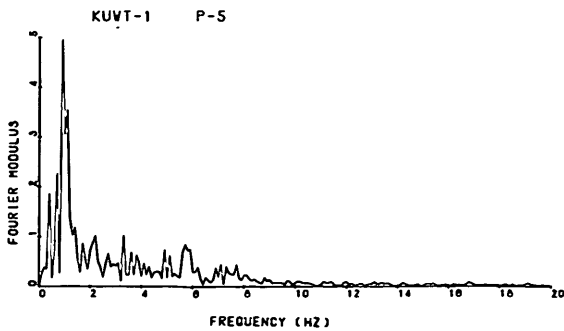
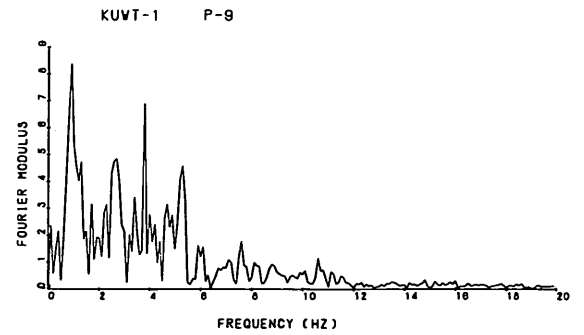
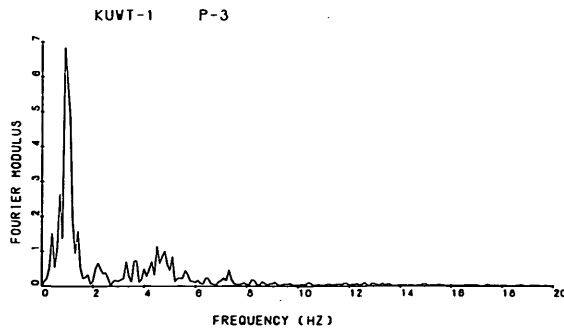
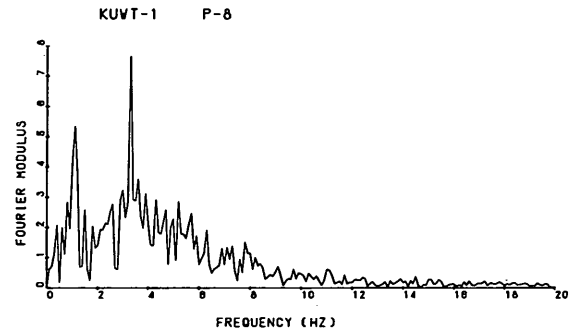
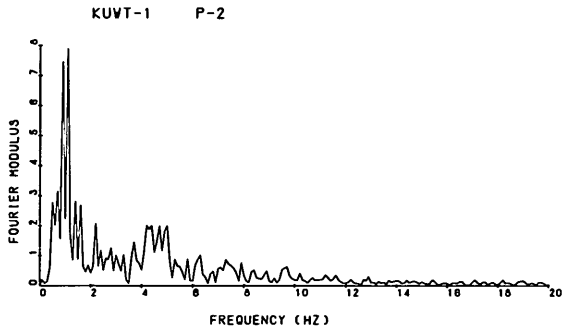
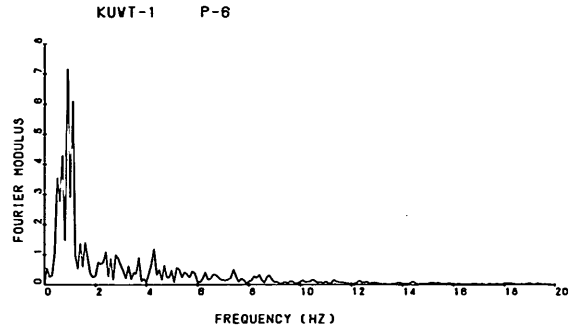
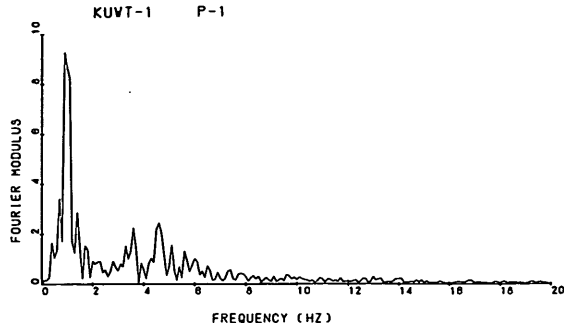
KUWT=7 P-9

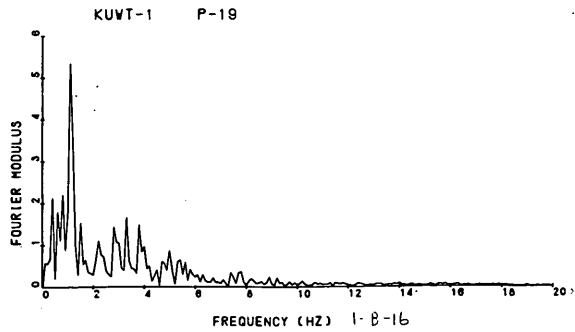
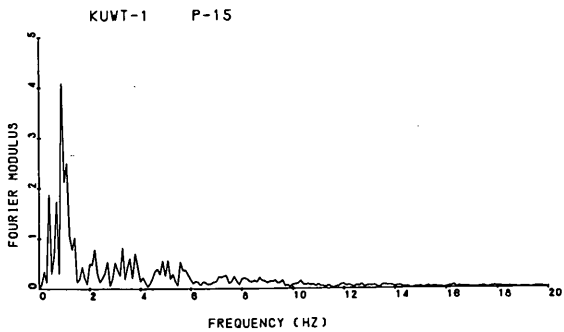
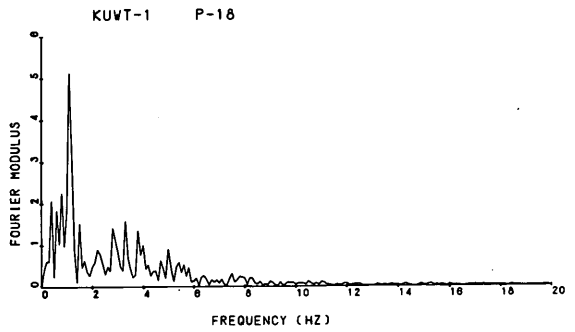
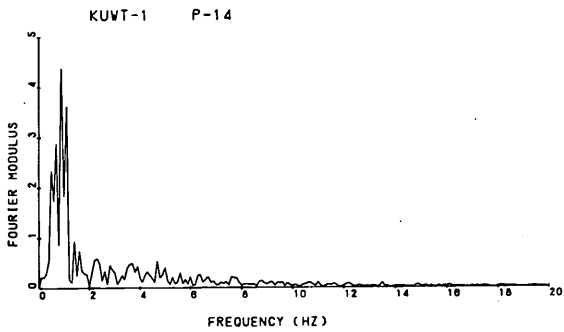
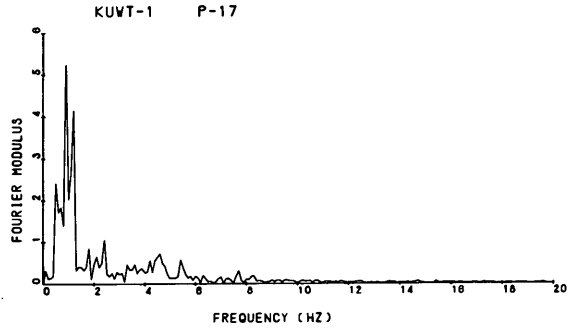
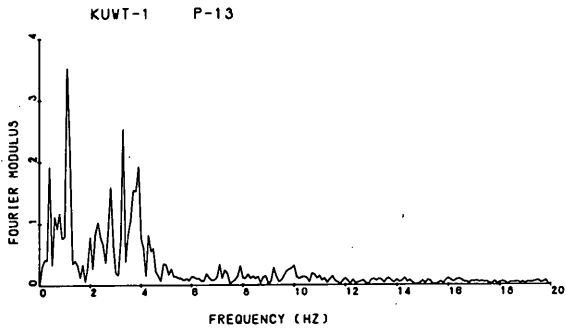
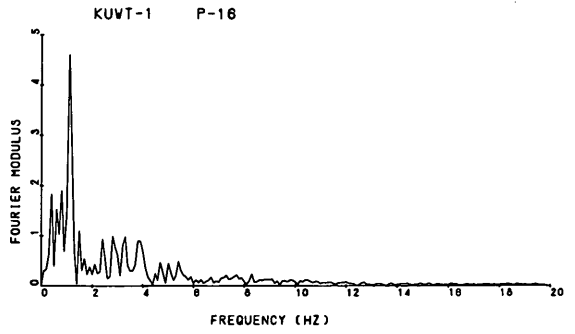
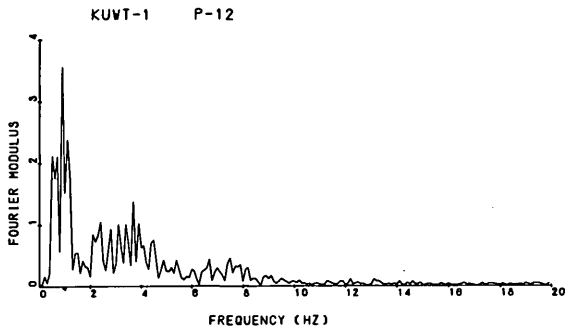


KUWT=7 P-10

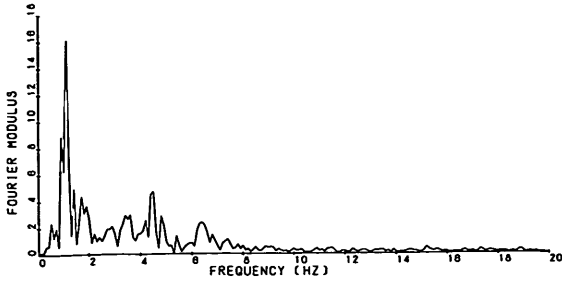


付録-B フーリエ解析図

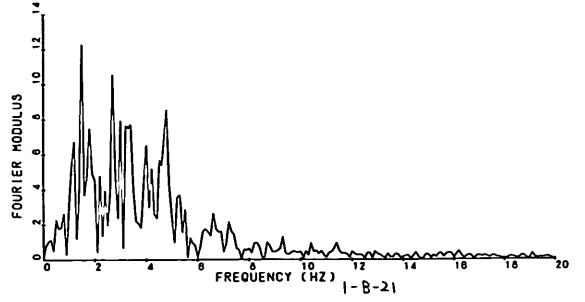




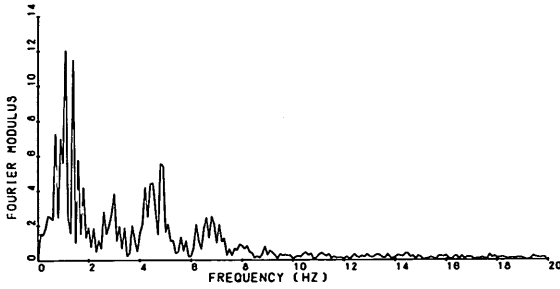
KINUURA KUVT-2 P-1



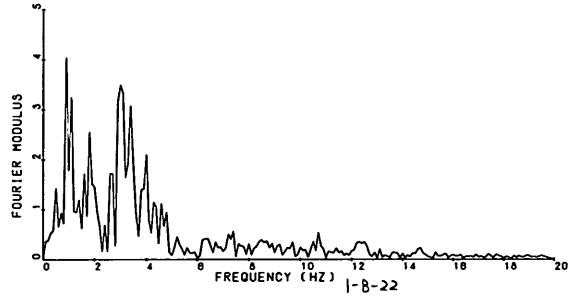
KINUURA KUVT-2 P-8



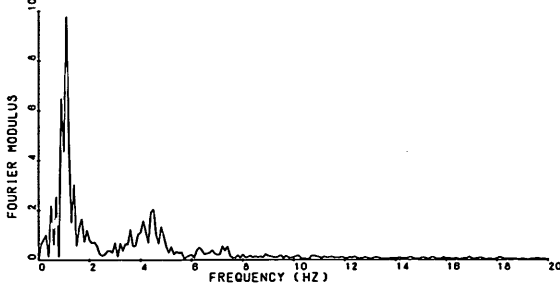
KINUURA KUVT-2 P-2



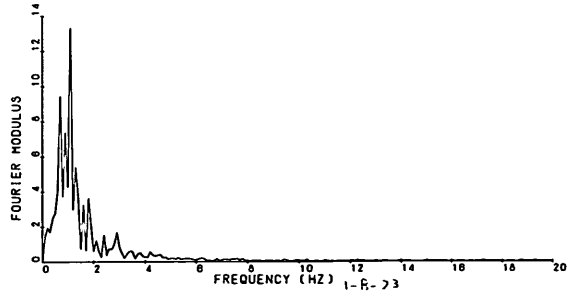
KINUURA KUVT-2 P-9



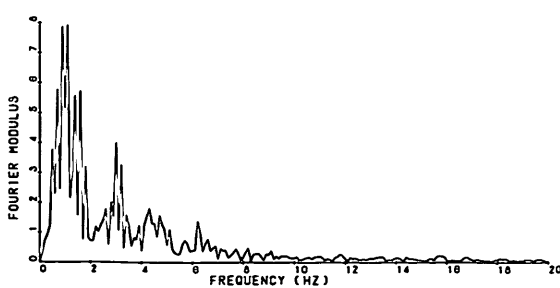
KINUURA KUVT-2 P-3



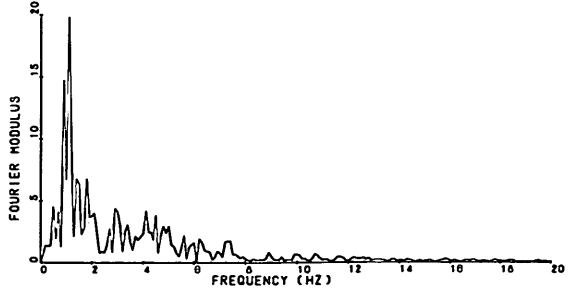
KINUURA KUVT-2 K-2

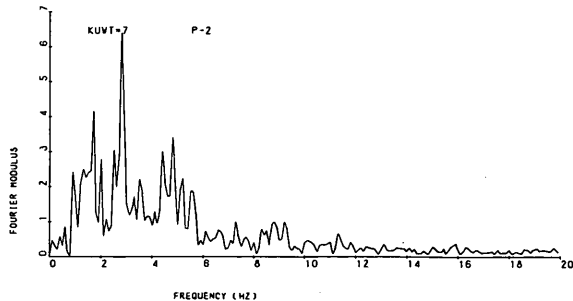
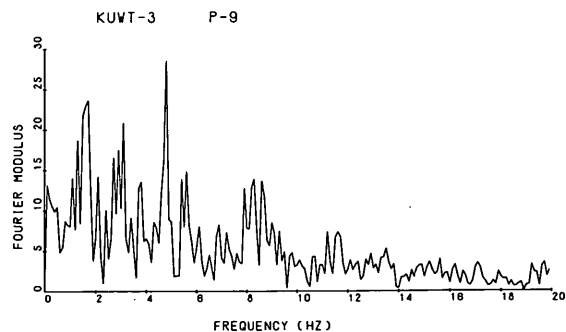
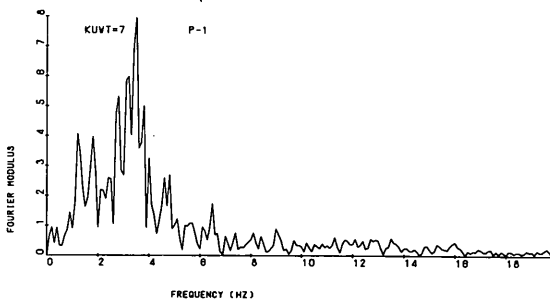
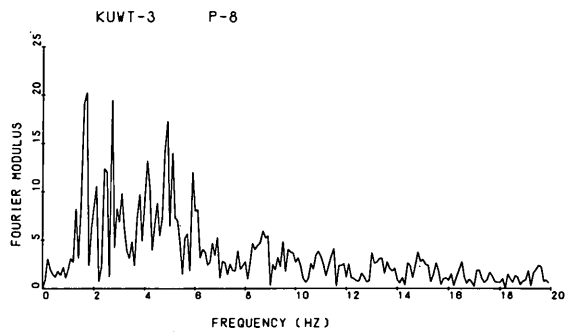
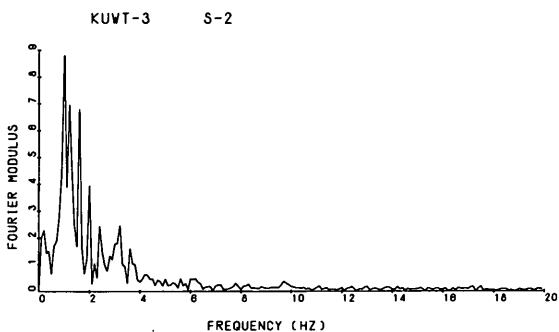
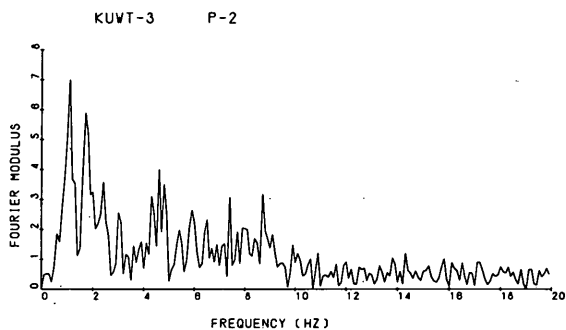
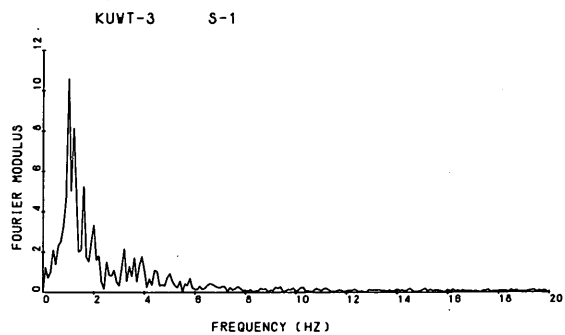
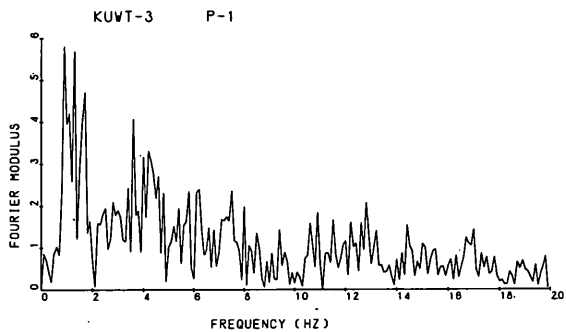


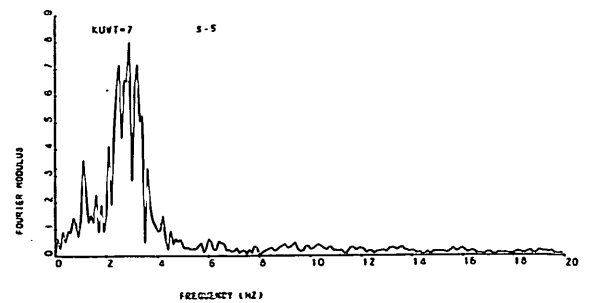
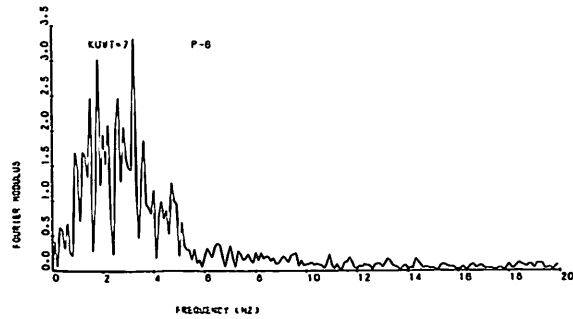
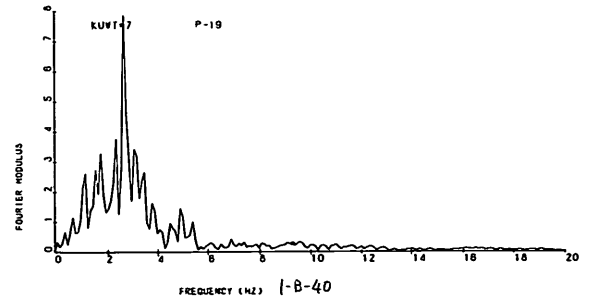
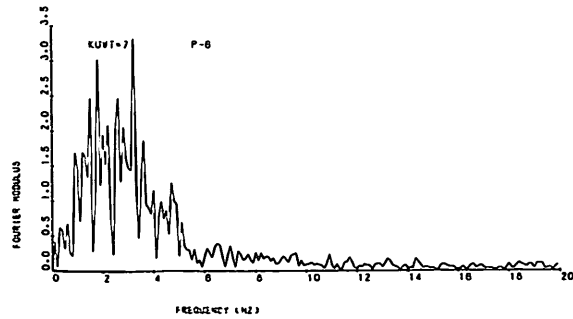
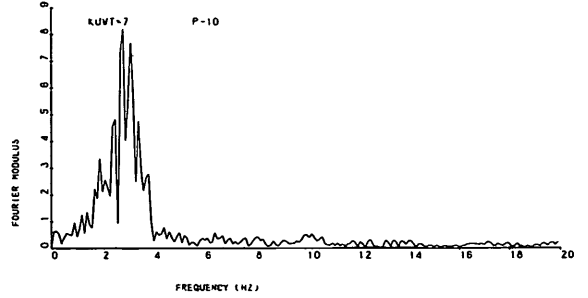
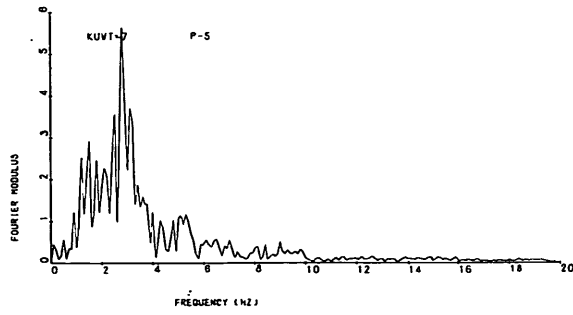
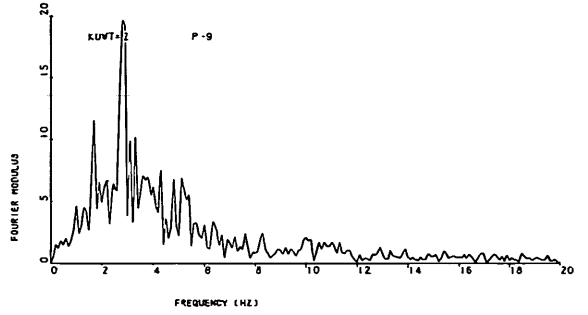
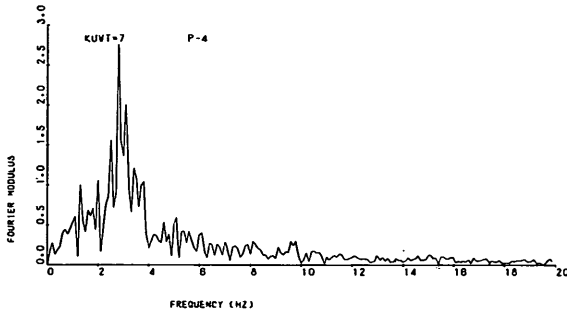
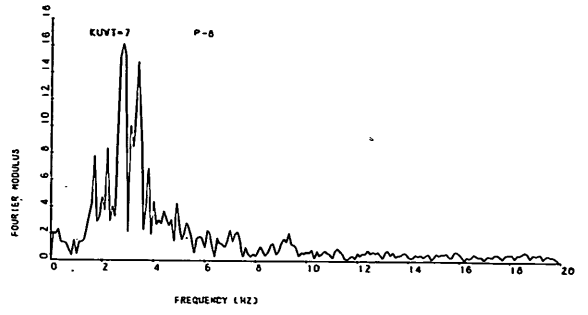
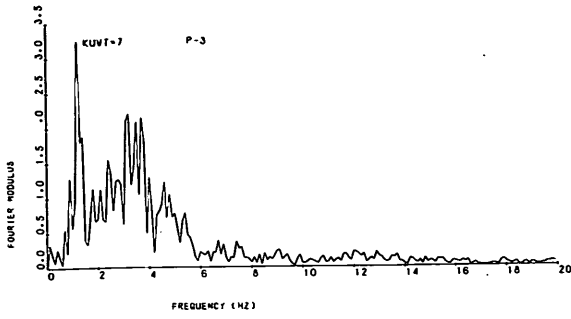
KINUURA KUVT-2 P-6



KINUURA KUVT-2 K-8







港 湾 技 研 資 料 No. 221

1 9 7 5 · 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発 行 所 運輸省港湾技術研究所
 横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.