



196

大規模特殊事業調査	
トンネルに関する調査	
耐震調査	資料No.7

土 木 研 究 所 資 料

第 1038 号

東京湾横断道路トンネル（可撓性継手を設けた場合）
の地震時断面力および変位の検討

昭和 50 年 4 月

建設省土木研究所

ま え が き

本報告は東京湾横断道路沈埋トンネルの川崎側入口島斜路部の近傍において、トンネルエレメント間に可撓性継手を設けた場合にトンネルに生じる断面力と変位、および、可撓性継手間に生じる最大相対変位を日本道路協会東京湾横断道路技術調査特別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)⁴⁾に従って検討したものである。

昭和50年4月

振動研究室	室 長	栗林 栄一
	研究員	川島 一彦
	技 官	宮田 忠明

東京湾横断道路トンネル（可撓性継手を設けた場合）の地震時断面力および変位の検討

目 次

まえがき

1. 概 説	1
2. 計 算 条 件	1
3. 地震時断面力および変位の算定	4
3-1. 変位法による耐震計算	4
3-2. 地震応答解析	6
4. 結 論	22
参考文献	22

1. 概 説

東京湾横断道路沈埋トンネルでは、川崎側人工島の斜路部区間の盛土およびその下の在来地盤に生じる圧密沈下および不等沈下によってトンネルに発生する断面力を低減させるために、同区間のトンネルに可撓性継手とくい基礎を併用することが検討されている。沈埋トンネルを一体構造とし、くい基礎を用いない場合の耐震計算および地震応答解析は昨年度実施した通り（参考文献(1)参照）であるので、本報告では、川崎側人工島斜路部近傍のトンネルをとりあげ、可撓性継手およびくい基礎の影響と効果を検討した結果を示す。

2. 計算条件

計算条件は基本的には昨年度の解析（参考文献1）と変わっていないので、詳細は省略することとし、変化した点だけを示すと以下の通りである。

- (1) 本年度の地盤調査の結果に基づいて、川崎側人工島の下の地盤構成を修正した。
- (2) 川崎側人工島斜路部の沈埋トンネルは不等沈下の影響を少なくするため、図2-1に示すようにくいで支持する構造とした。

計算では杭の剛さは地盤の剛さに取り入れて評価することとし、上下方向の振動に対する地盤の剛性係数 K_3 は次式で求めた地盤の弾性係数 E_e を用いた。ただし、地盤の固有周期の算定および水平方向の振動に対する地盤の剛性係数 K_1 、 K_2 の評価には杭の影響は考慮しなかった。これは杭が水平方向には抵抗しない構造となることおよび水平方向の杭の剛性の影響は小さいためである。

$$K_3 \approx E_e$$

$$E_e = \frac{A_s E_s + A_p E_p}{A_s + A_p}$$

- ここで、
- | | | |
|---------------|------------------------------|-------------|
| K_3 | : 上下方向の地盤の剛性係数 | (t/m^2) |
| E_e | : 杭の剛性を考慮した地盤の剛さ | (t/m^2) |
| A_p 、 E_p | : 杭の断面積 (m^2) および弾性係数 | (t/m^2) |
| A_s 、 E_s | : 地盤の断面積 (m^2) および平均弾性係数 | (t/m^2) |

- (3) 川崎側人工島斜路部の法尻付近に図2-2に示すような配置（構造系-1）で可撓性継手を設けた。さらに比較のため、図2-3に示すように、換気塔に直接接続するトンネルエレメントにも継手を設けそ場合（構造系-2を解析した。この場合には、斜路部中央のトンネルエレメントの中央部5.5mの区間には杭が打たれていないものとし、杭をエレメントの

継手付近に集中させる方式とした場合の動的特性挙動を検討した。

トンネルエレメント間の可撓性継手の剛性および換気塔とトンネルとの接続部の剛性は計算上無視した。ただし、トンネルは換気塔に乗せられる構造となっているため、上下方向の振動に対しては拘束され则认为、上下方向に対してのみトンネルと換気塔は計算上、固定されているものとして取扱った（図2-4）。

- (4) 入力地震動は構造系-1に対しては、平均応答スペクトル曲線および八丈島近海地震（1972年 12月4日）による観音崎地下80mの地中地震動の波形（最大加速度10ガル）を、構造系-2に対しては平均応答スペクトル曲線をそれぞれ用いた。これらの入力地震動の持つ特性については参考文献1に示されている。

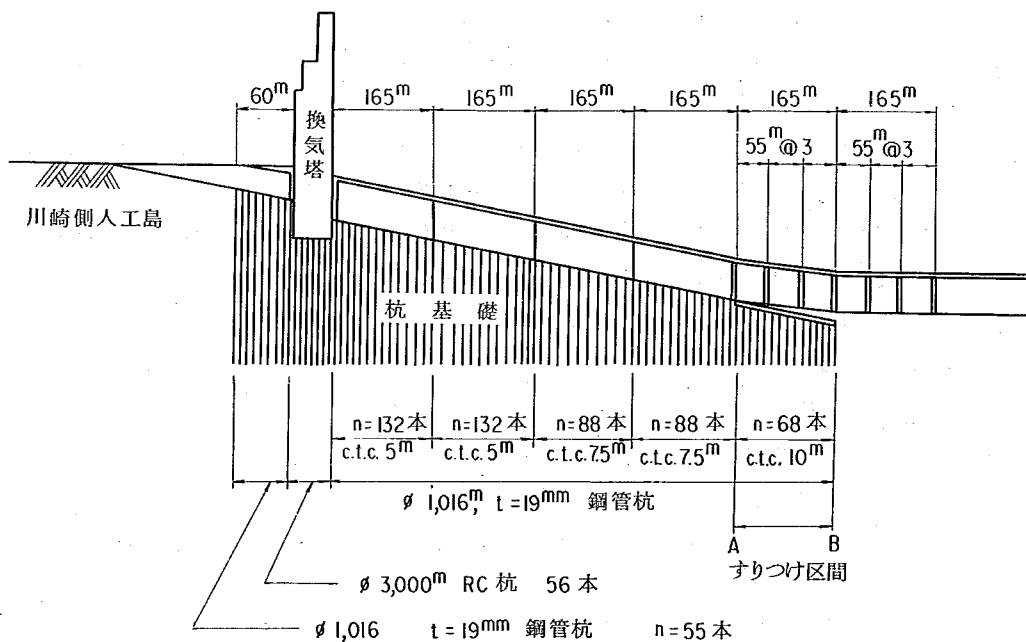
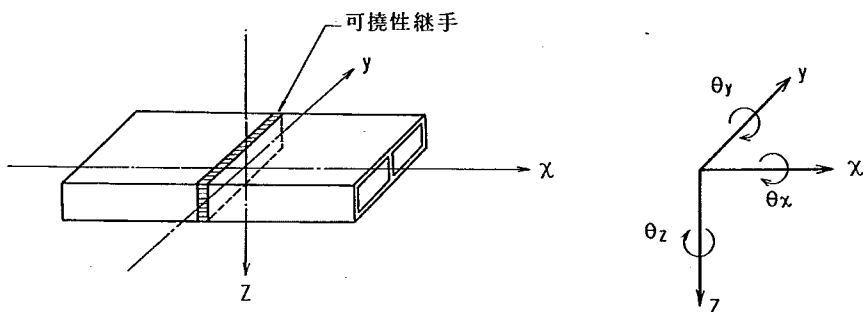


図2-1 川崎側人工島斜路部の杭基礎の配置



トンネルエレメント間: $K_x = K_y = K_z = K_{\theta x} = K_{\theta y} = K_{\theta z} = 0$

トンネル～換気塔間: $K_x = K_y = K_{\theta x} = K_{\theta y} = K_{\theta z} = 0$

$K_z = \infty$ (ヒンジ結合)

図 2-4 計算上の継手の剛性

3. 地震時断面力および変位の算定

3-1. 変位法による耐震計算

地震応答変位振幅を用いた解析法によって地震時断面力および変位を算出した。計算の結果求められた最大断面力の分布を図 3-1 (構造系-1) および図 3-2 (構造系-2) に示す。

ただし、トンネル端近傍および継手近傍での断面力は次式 (参考文献(1)、(5)参照) で表わされるモーメント比 $\xi(x)$ 、せん断力比 $r(x)$ 、軸力比 $\zeta(x)$ によって補正した。

$$\xi(x) = \sqrt{\phi_1^2(x) + \phi_2^2(x)} \quad (3-1)$$

$$r(x) = \sqrt{\phi_2^2(x) + \phi_4^2(x)} / \frac{2\pi}{\beta L} \quad (3-2)$$

$$\zeta(x) = \sqrt{\phi_5^2(x) + \phi_6^2(x)} / (e^{\nu\lambda L} - e^{-\nu\lambda L}) \quad (3-3)$$

ここで、

$$\phi_1(x) = f_3 e_3 - f_1 e_2 - f_5 e_1 - \sin(2\pi\mu)$$

$$\phi_2(x) = e_4 + f_4 e_3 - f_2 e_2 - f_6 e_1 - \cos(2\pi\mu)$$

$$\Phi_3(x) = -f_1(e_4 + e_1) + f_3(e_4 - e_1) - f_5(e_3 + e_2) - \frac{2\pi}{\beta L} \cos(2\pi\mu)$$

$$\begin{aligned}\Phi_4(x) &= (e_3 - e_2) - f_2(e_4 + e_1) + f_4(e_4 - e_1) - f_6(e_2 + e_3) \\ &+ \frac{2\pi}{\beta L} \sin(2\pi\mu)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi_5(x) &= \{e^{-\nu\lambda L} - \cos(2\pi\nu)\} e^{\mu\lambda L} - \{e^{\nu\lambda L} - \cos(2\pi\nu)\} e^{-\mu\lambda L} \\ &+ 2 \sinh(\nu\lambda L) \cos(2\pi\mu)\end{aligned}$$

$$\Phi_6(x) = 2 \sin(2\pi\nu) \sinh(\mu\lambda L) - 2 \sin(2\pi\mu) \sinh(\nu\lambda L)$$

$$\begin{aligned}f_1 &= \frac{1}{\Delta} \left[\{c_1(c_4 - c_1) - c_3(c_3 + c_2) - c_1 \cos(2\pi\nu)\} \frac{2\pi}{\beta L} + (c_3 + c_2) \right. \\ &\quad \left. \sin(2\pi\nu) \right]\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_2 &= \frac{1}{\Delta} \left[c_1(c_3 - c_2) - c_4(c_3 + c_2) + (c_3 + c_2) \cos(2\pi\nu) + c_1 \frac{2\pi}{\beta L} \right. \\ &\quad \left. \sin(2\pi\nu) \right]\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_3 &= \frac{1}{\Delta} \left[\{c_1(c_4 + c_1) - c_2(c_3 + c_2) - c_1 \cos(2\pi\nu)\} \frac{2\pi}{\beta L} \right. \\ &\quad \left. + (c_3 + c_2) \sin(2\pi\nu) \right]\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_4 &= \frac{1}{\Delta} \left[c_1(c_3 - c_2) - c_4(c_3 + c_2) + (c_3 + c_2) \cos(2\pi\nu) \right. \\ &\quad \left. + c_1 \frac{2\pi}{\beta L} \sin(2\pi\nu) \right]\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_5 &= \frac{1}{\Delta} \left[\{c_3(c_4 + c_1) - c_2(c_4 - c_1) + (c_2 - c_3) \cos(2\pi\nu)\} \right. \\ &\quad \left. \frac{2\pi}{\beta L} - 2c_1 \sin(2\pi\nu) \right]\end{aligned}$$

$$f_6 = \frac{1}{\Delta} \left[(c_3 - c_2)^2 + 2c_1c_4 - 2c_1 \cos(2\pi\nu) - (c_2 - c_3) \frac{2\pi}{\beta L} \sin(2\pi\nu) \right]$$

$$\Delta = (c_3 + c_2)(c_3 - c_2) + 2c_1^2$$

$$c_1 = \sin(\nu\beta L) \sinh(\nu\beta L) \quad , \quad c_2 = \sin(\nu\beta L) \cosh(\nu\beta L)$$

$$c_3 = \cos(\nu\beta L) \sinh(\nu\beta L) \quad , \quad c_4 = \cos(\nu\beta L) \cosh(\nu\beta L)$$

$$e_1 = \sin(\mu\beta L) \sinh(\mu\beta L) \quad , \quad e_2 = \sin(\mu\beta L) \cosh(\mu\beta L)$$

$$e_3 = \cos(\mu\beta L) \sinh(\mu\beta L) \quad , \quad e_4 = \cos(\mu\beta L) \cosh(\mu\beta L)$$

$$\nu = \ell / L$$

$$\mu = x / L$$

ℓ : トンネルの長さもしくは、継手と継手の間のトンネルエレメントの長さ(m)

L : 地盤変位の波長 (m)

x : トンネル端もしくは継手の一方からの距離 (m)

式(3-1)～(3-3)の計算例として、地盤変位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 ($\lambda L_M = 2\pi$, $\lambda L_Q = 2\pi/4\sqrt{3}$, $\lambda L_P = 2\pi/\sqrt{2}$) について示すと図3-3のようになる。

3-2. 地震応等計算

地震応答計算の結果を図3-4～図3-12に示す。ここで、

図3-4 : 最大応答変位の分布 (構造系-1、平均応答スペクトル曲線)

図3-5 : 最大断面力の分布 (構造系-1、平均応答スペクトル曲線)

図3-6 : 継手の最大相対変位の分布 (構造系-1、平均応答スペクトル曲線)

図3-7 : 最大応答変位の分布 (構造系-1、観音崎の地中地震記録)

図3-8 : 最大断面力の分布 (構造系-1、観音崎の地中地震記録)

図3-9 : 継手の最大相対変位の分布 (構造系-1、観音崎の地中地震記録)

図3-10 : 最大応答変位の分布 (構造系-2、平均応答スペクトル曲線)

図3-11 : 最大断面力の分布 (構造系-2、平均応答スペクトル曲線)

図3-12 : 継手の最大相対変位の分布 (構造系-2、平均応答スペクトル曲線)である。また、継手の最大相対変位値をまとめて表3-1 (構造系-1) および表3-2 (構造系-2) に示す。

川崎側人工島の斜路部区間のトンネルの最大断面力を表3-3に示す。また、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れ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3-4に示す。表3-3、3-4には前年度実施した継手を設けない場合の結果 (参考文献1) も併せて示されている。

表 3 - 1 継手に生じる最大相対変位 (構造系 - 1)

断面力	平均応答スペクトル曲線					観 音 崎				
	軸 方 向 相対変位 (cm)	軸直角方向相 対変位 (cm)	鉛 直 方 向 相対変位 (cm)	水平面内相対 回転角 (rad.)	鉛直面内相対 回転角 (rad.)	軸 方 向 相対変位 (cm)	軸直角方向相 対変位 (cm)	鉛 直 方 向 相対変位 (cm)	水平面内相対 回転角 (rad.)	鉛直面内相対 回転角 (rad.)
継 手 ①	2.40	1.72	1.26	5.39×10^{-4}	5.63×10^{-4}	0.08	0.0473	0.00967	0.0093×10^{-4}	0.0223×10^{-4}
継 手 ②	4.90	3.30	1.26	2.65×10^{-4}	4.57×10^{-4}	0.617	0.066	0.00967	0.0089×10^{-4}	0.1043×10^{-4}
継 手 ⑥	2.43	0.98	0.055	1.42×10^{-4}	1.04×10^{-4}	0.625	0.116	0.00567	0.074×10^{-4}	0.081×10^{-4}
継 手 ⑦	0.68	0.07	0.015	2.24×10^{-4}	0.97×10^{-4}	0.0673	0.01	0.004	0.54×10^{-4}	0.2503×10^{-4}
継 手 ⑧	1.25	0.28	0.115	2.68×10^{-4}	1.27×10^{-4}	0.171	0.0513	0.0207	0.257×10^{-4}	0.1183×10^{-4}
継 手 ⑨	1.43	0.19	0.125	3.95×10^{-4}	2.05×10^{-4}	0.1	0.024	0.017	0.187×10^{-4}	0.113×10^{-4}
継 手 ⑩	1.55	0.22	0.10	3.61×10^{-4}	1.77×10^{-4}	0.0487	0.01	0.0053	0.052×10^{-4}	0.0267×10^{-4}
継 手 ⑪	1.28	0.19	0.105	2.91×10^{-4}	1.47×10^{-4}	0.0327	0.0033	0.00167	0.03×10^{-4}	0.0157×10^{-4}
継 手 ⑫	3.07	2.08	0.385	4.52×10^{-4}	2.29×10^{-4}	0.191	0.016	0.0033	0.006×10^{-4}	0.006×10^{-4}

⑫ 継手の番号は図 2 - 2 参照

表 3 - 2 継手に生じる最大相対変位 (構造系 - 2)

入力地震動	平均応答スペクトル曲線				
	軸 方 向 相対変位 (cm)	軸直角方向 相対変位 (cm)	鉛 直 方 向 相対変位 (cm)	水平面内相対 回転角 (rad.)	鉛直面内相対 回転角 (rad.)
継 手 ①	2.40	1.74	1.075	5.39×10^{-4}	4.25×10^{-4}
継 手 ②	1.96	1.57	1.075	5.28×10^{-4}	3.98×10^{-4}
継 手 ③	1.98	0.14	0.085	4.50×10^{-4}	1.76×10^{-4}
継 手 ④	1.90	0.19	0.085	3.68×10^{-4}	1.71×10^{-4}
継 手 ⑤	3.52	2.02	0.115	5.00×10^{-4}	2.92×10^{-4}
継 手 ⑥	2.43	0.98	0.55	1.42×10^{-4}	1.05×10^{-4}
継 手 ⑦	0.68	0.07	0.015	2.24×10^{-4}	0.97×10^{-4}
継 手 ⑧	1.26	0.28	0.12	2.67×10^{-4}	1.27×10^{-4}
継 手 ⑨	1.42	0.19	0.125	3.97×10^{-4}	2.05×10^{-4}
継 手 ⑩	1.55	0.22	0.10	3.61×10^{-4}	1.77×10^{-4}
継 手 ⑪	1.28	0.19	0.105	2.91×10^{-4}	1.47×10^{-4}
継 手 ⑫	3.07	2.08	0.385	4.52×10^{-4}	2.29×10^{-4}

⑩ 継手の番号は図 2 - 3 参照

表 3-3 斜路部のトンネルに生じる最大断面力の比較

継手の有無 構造系	継手を設けない場合			継手を設ける場合				
	地震応答計算		変位法	構造系 - 1			構造系 - 2	
	八丈島近海地震	平均応答スペクトル		八丈島近海地震	平均応答スペクトル	変位法	地震応答計算 平均応答スペクトル	変位法
軸力 (t)	3,800	15,400	20,600	2,400	13,000	9,000	8,000	5,000
水平曲げモーメント (tm)	23,800	259,600	441,700	18,000	240,000	430,000	190,000	380,000
鉛直曲げモーメント (tm)	5,800	70,000	147,000	2,700	105,000	300,000	95,000	270,000
水平せん断力 (t)	300	2,760	5,810	110	2,700	5,800	2,100	3,600
鉛直せん断力 (t)	100	2,000	4,290	100	2,200	12,000	2,030	11,500

表 3-4 斜路部のトンネルに生じる最大断面力の比較 (最大入力加速度は150ガルに正規化した場合)

継手の有無 構造系	継手を設けない場合			継手を設ける場合				
	地震応答計算		変位法	構造系 - 1			構造系 - 2	
	八丈島近海地震	平均応答スペクトル		八丈島近海地震	平均応答スペクトル	変位法	地震応答計算 平均応答スペクトル	変位法
軸力 (t)	56,300	15,400	20,600	36,000	13,000	9,000	8,000	5,000
水平曲げモーメント (tm)	357,000	259,600	441,700	270,000	240,000	430,000	190,000	380,000
鉛直曲げモーメント (tm)	87,000	70,000	147,000	40,000	105,000	300,000	95,000	270,000
水平せん断力 (t)	3,900	2,760	5,810	1,700	2,700	5,800	2,100	3,600
鉛直せん断力 (t)	1,800	2,000	4,290	1,450	2,200	12,000	2,030	11,500

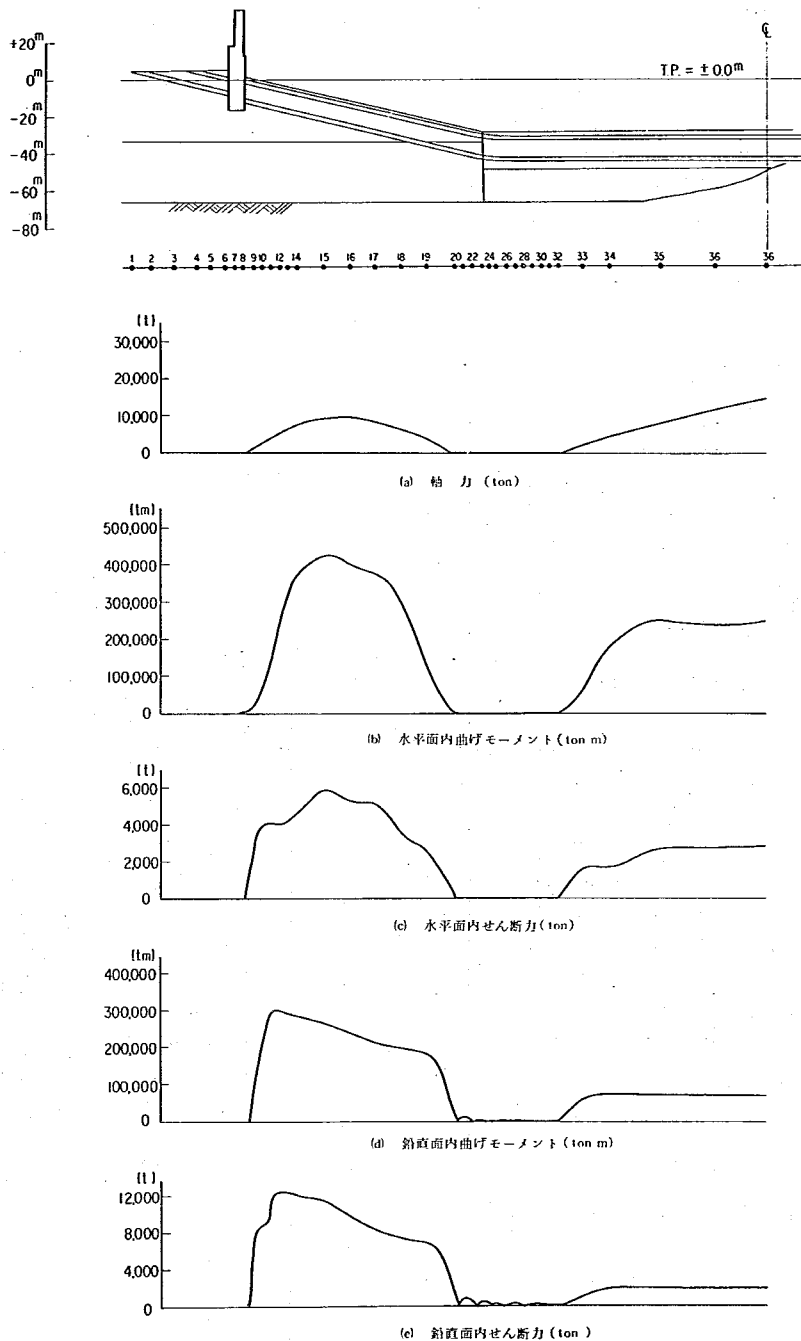


図 3 - 1 地震応答変位振幅を用いた解析法による
最大断面力分布の比較 (構造系 - 1)

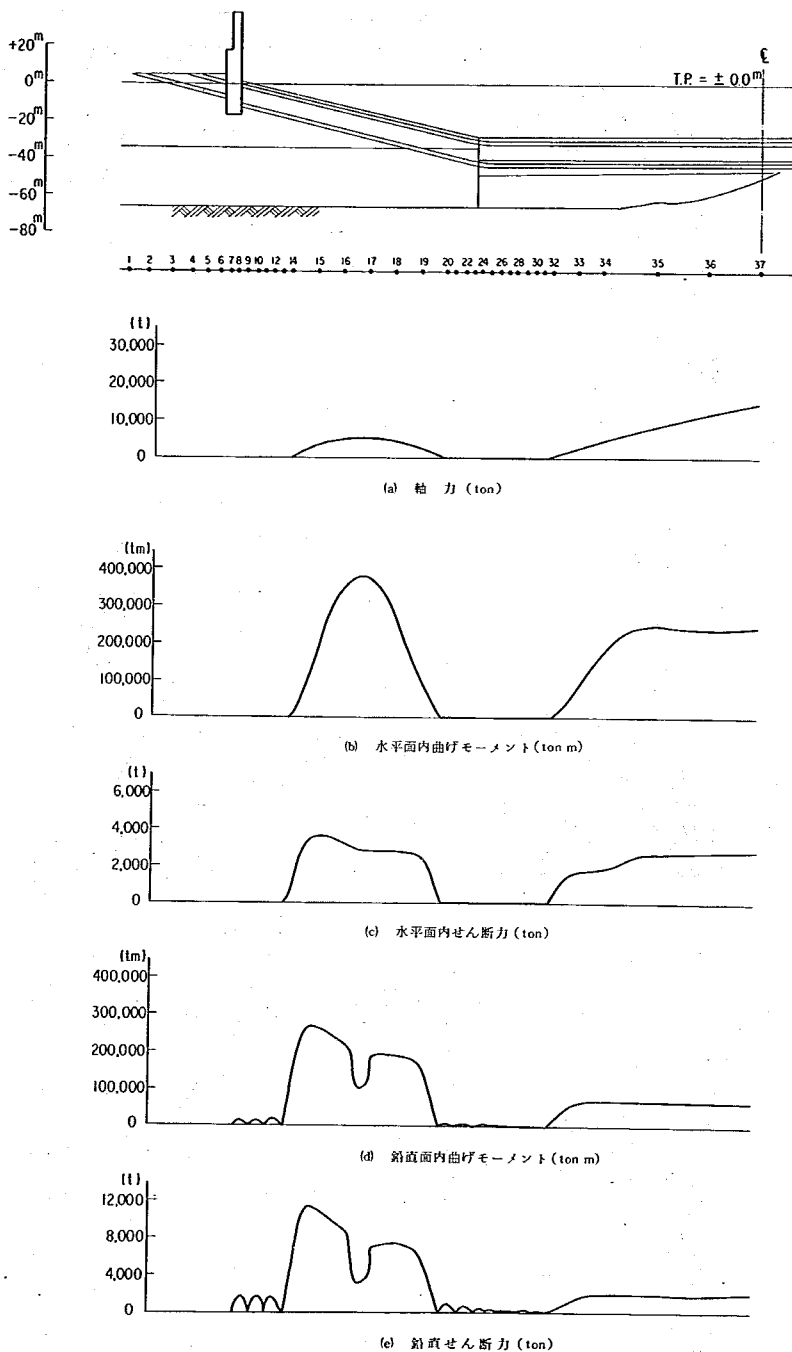


図 3-2 地震応答変位振幅を用いた解析法による
最大断面力分布の比較 (構造系-2)

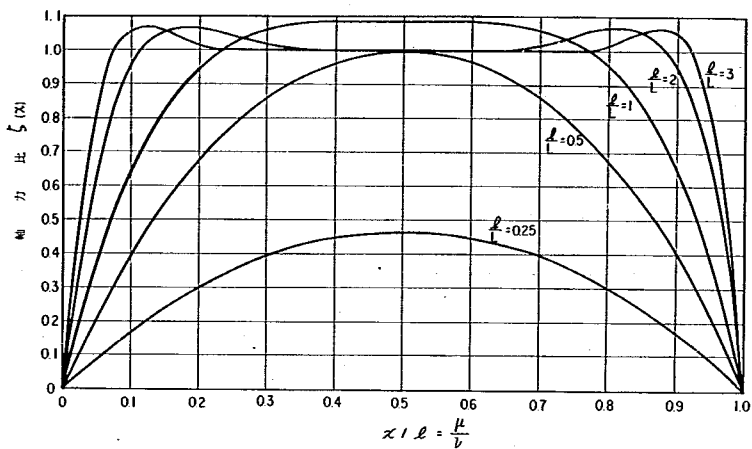


図 3-3(a) 軸力の低減曲線 ($\lambda L = \sqrt{2} \lambda L_P = 2\pi$)

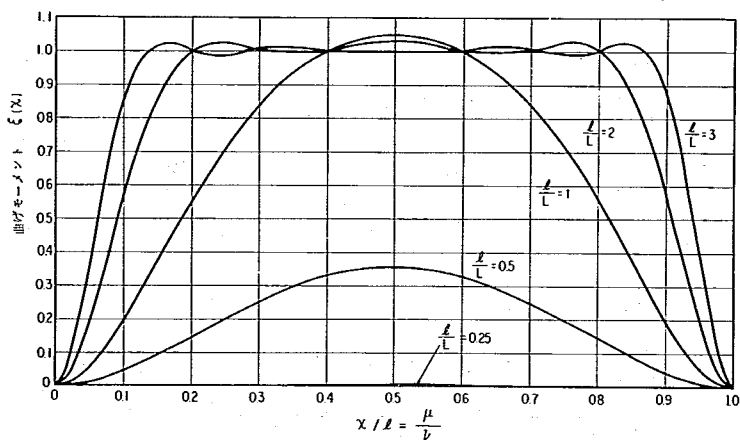


図 3-3(b) 曲げモーメントの低率曲線 ($\lambda L = \lambda L_M = 2\pi$)

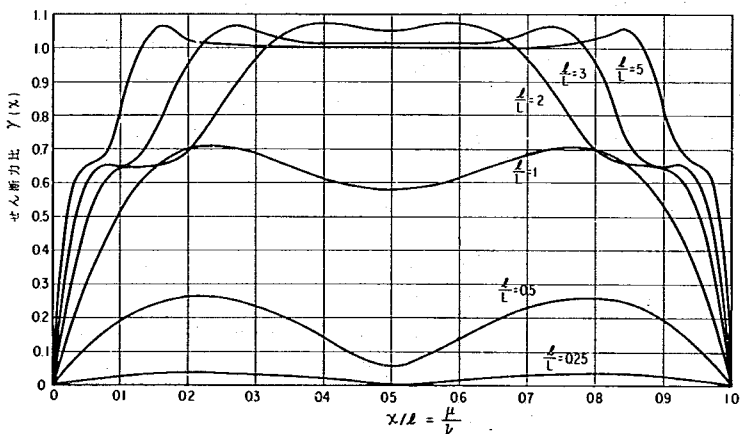


図 3-3(c) せん断力の低減曲線 ($\lambda L = \lambda L_Q = \frac{2\pi}{4\sqrt{3}}$)

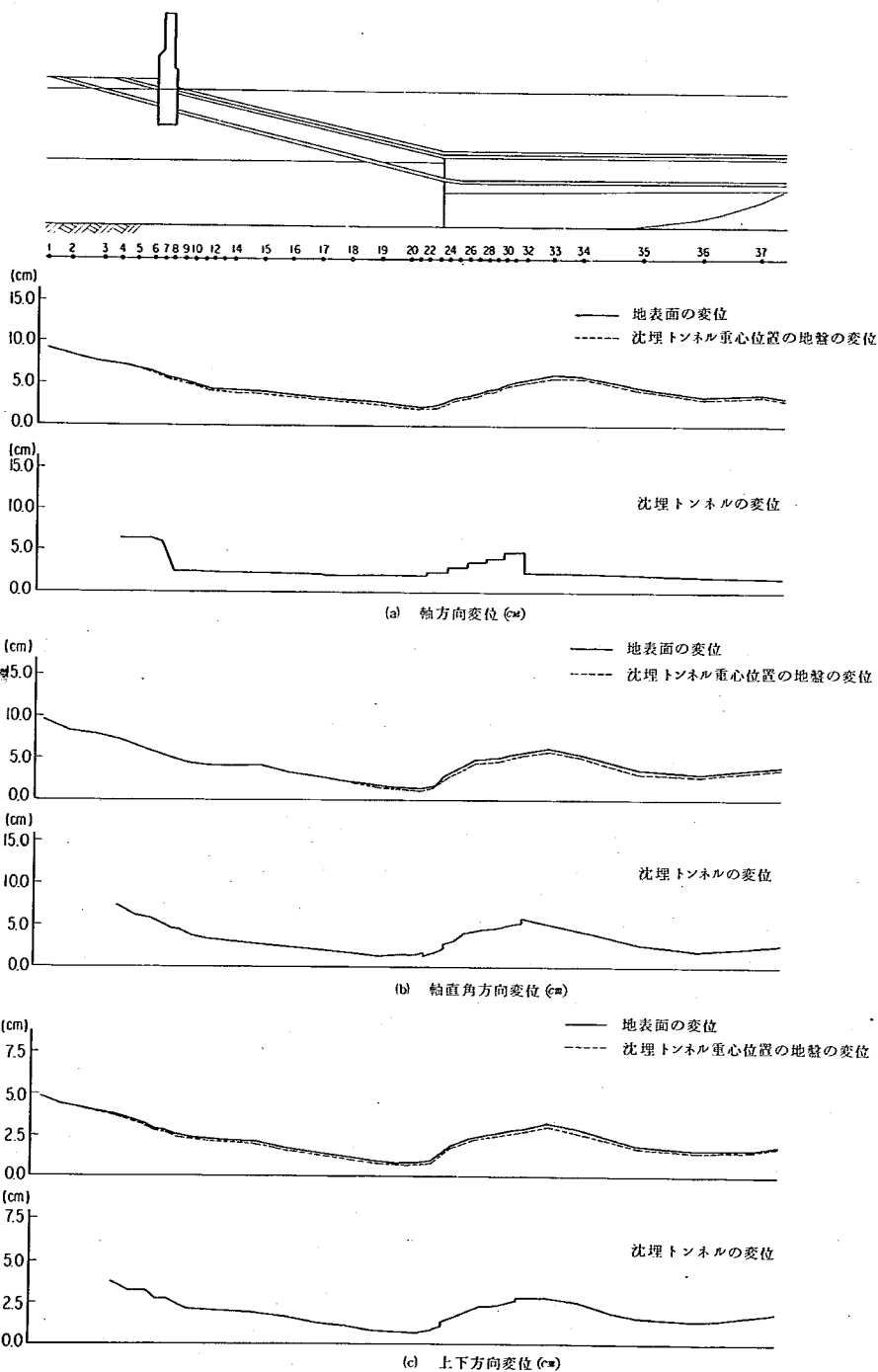


図 3-4 最大応答変位の分布 (構造系 - 1, 平均応答スペクトル曲線)

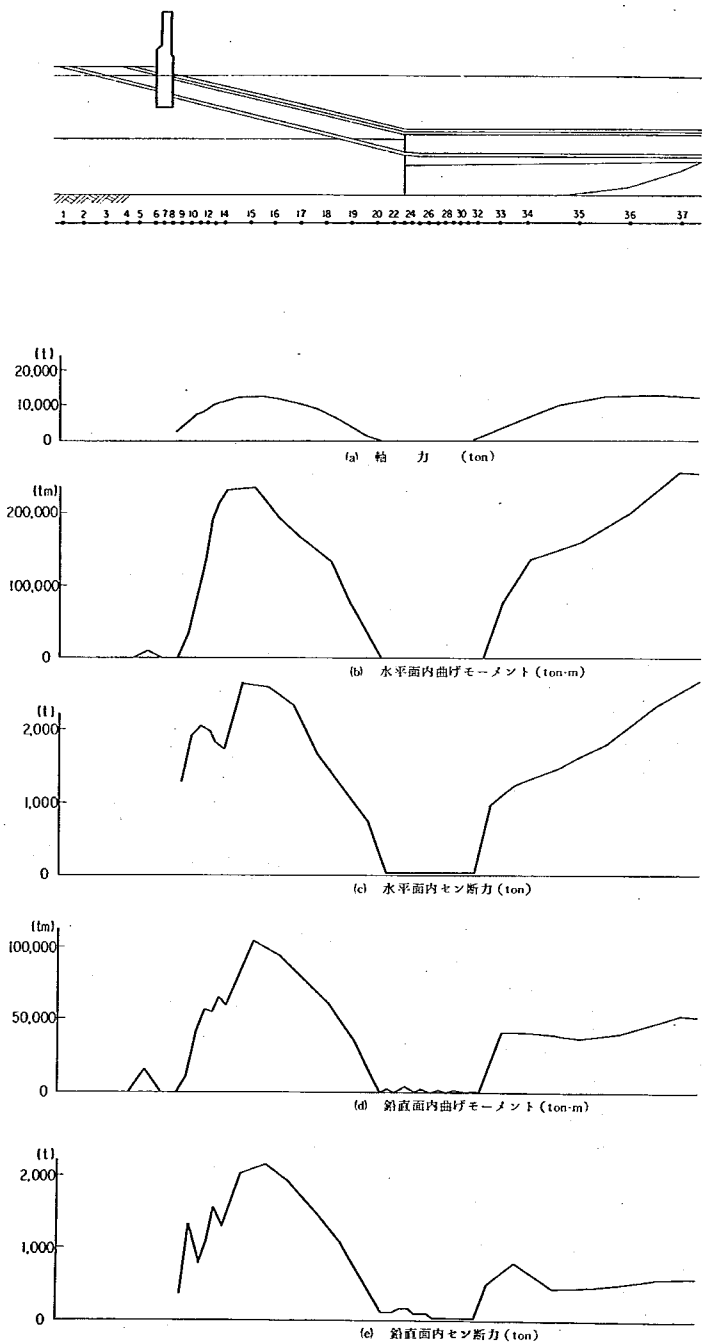


図 3-5 最大断面力の分布 (構造系-1, 平均応答スペクトル曲線)

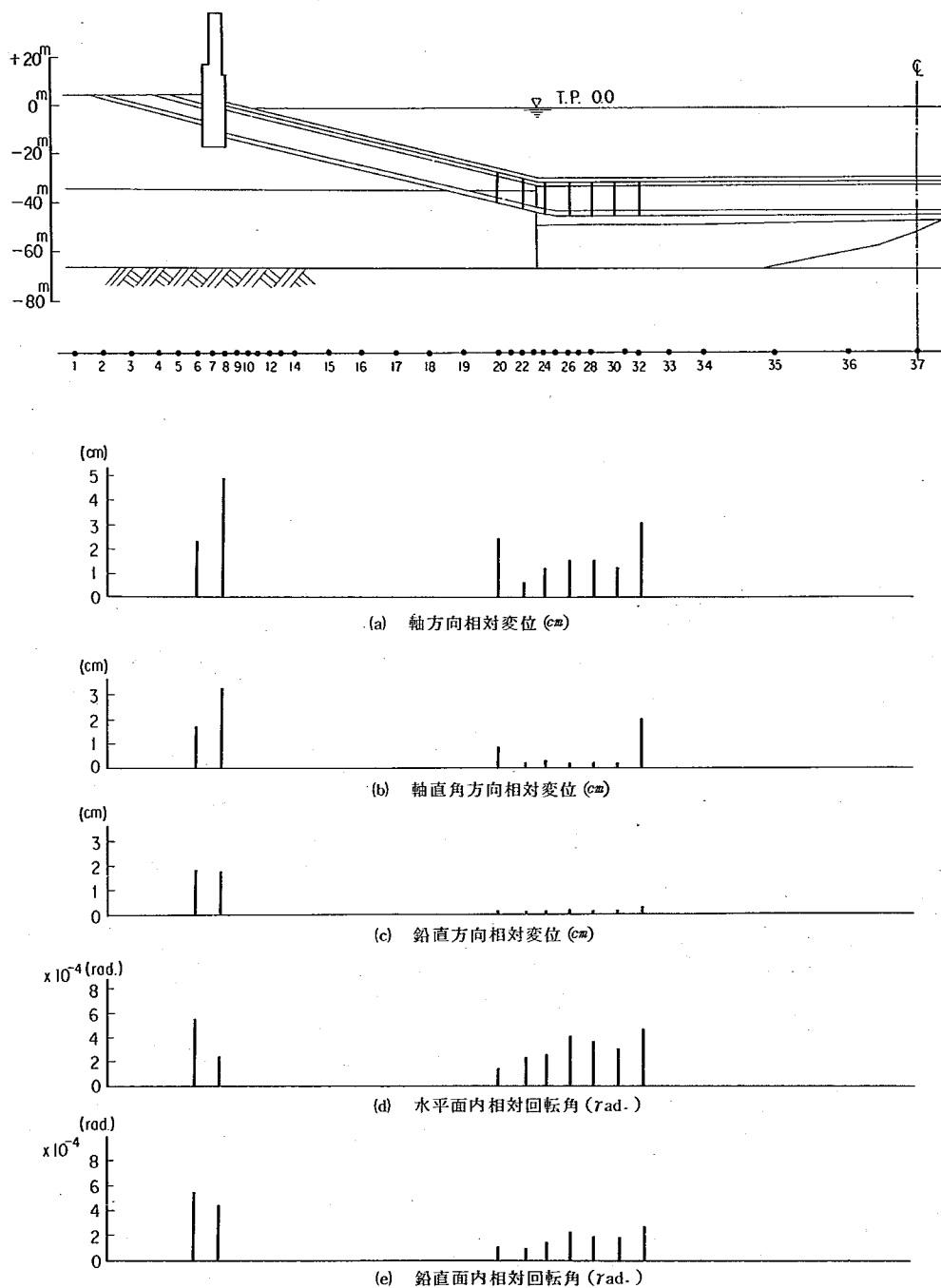


図 3 - 6 継手の相対変位 (構造系 - 1, 平均応答スペクトル曲線)

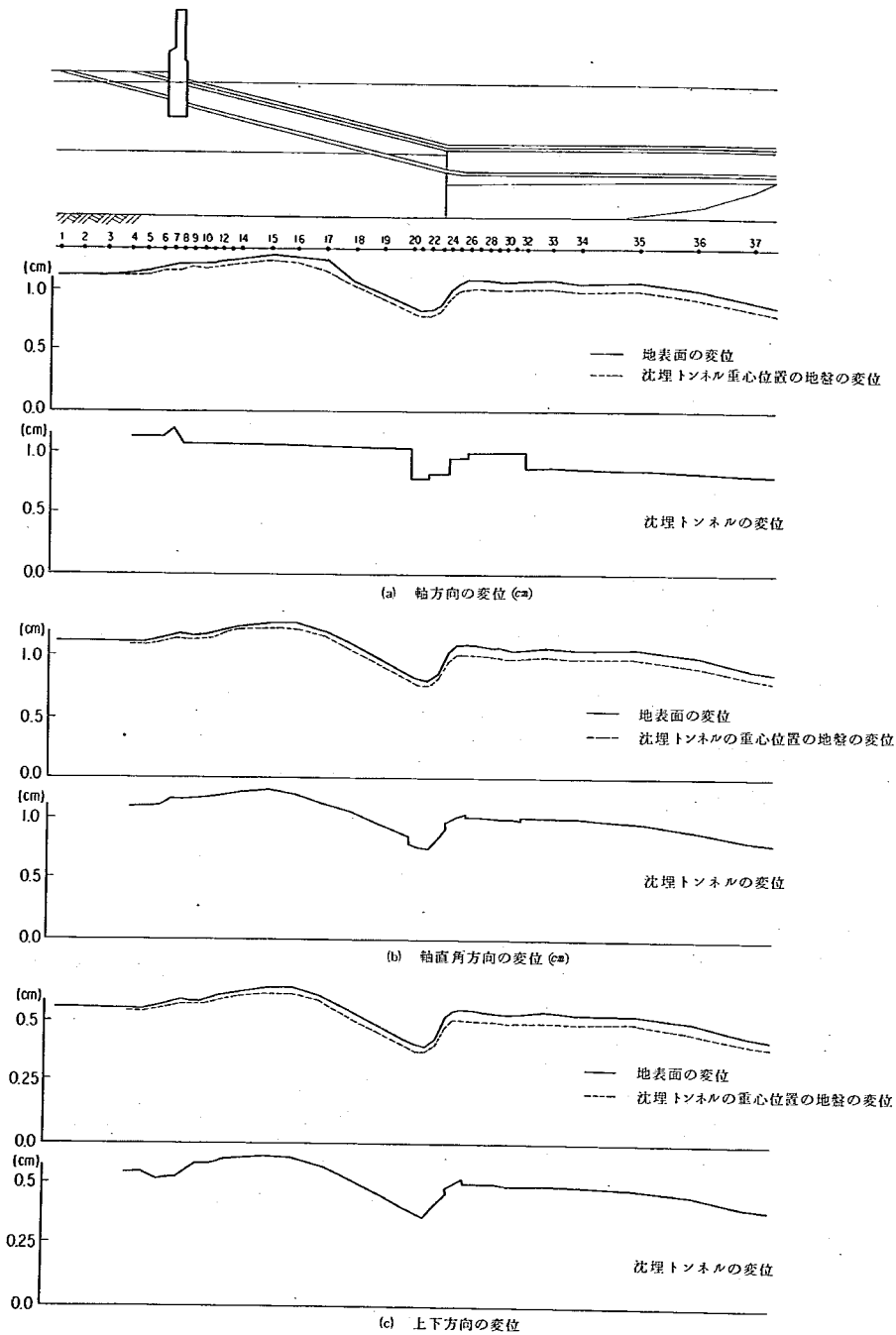


図 3-7 最大応答変位の分布 (構造系-1, 観音崎の地中地震動の波形)

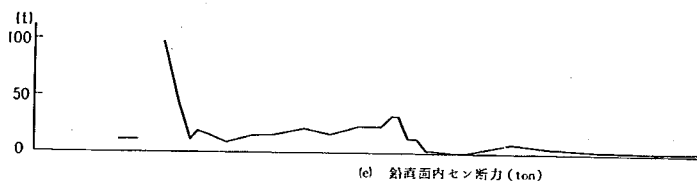
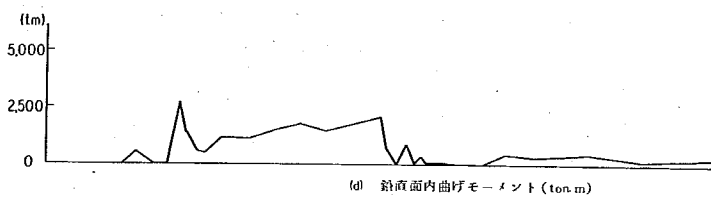
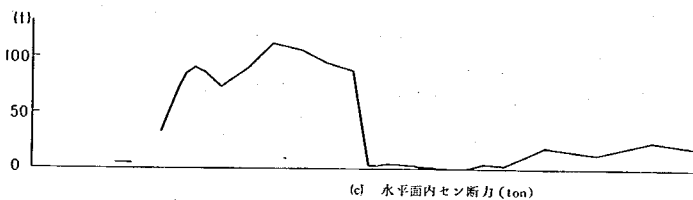
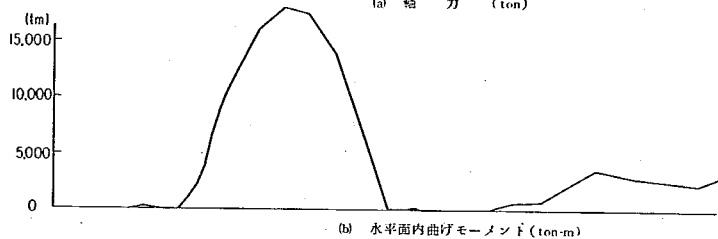
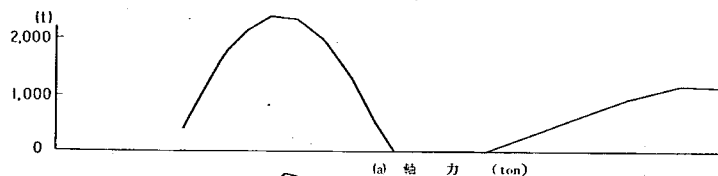
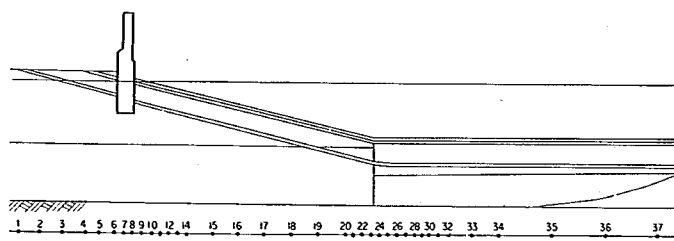


図 3-8 最大断面力の分布 (構造系-1, 観音崎の地中地震動の波形)

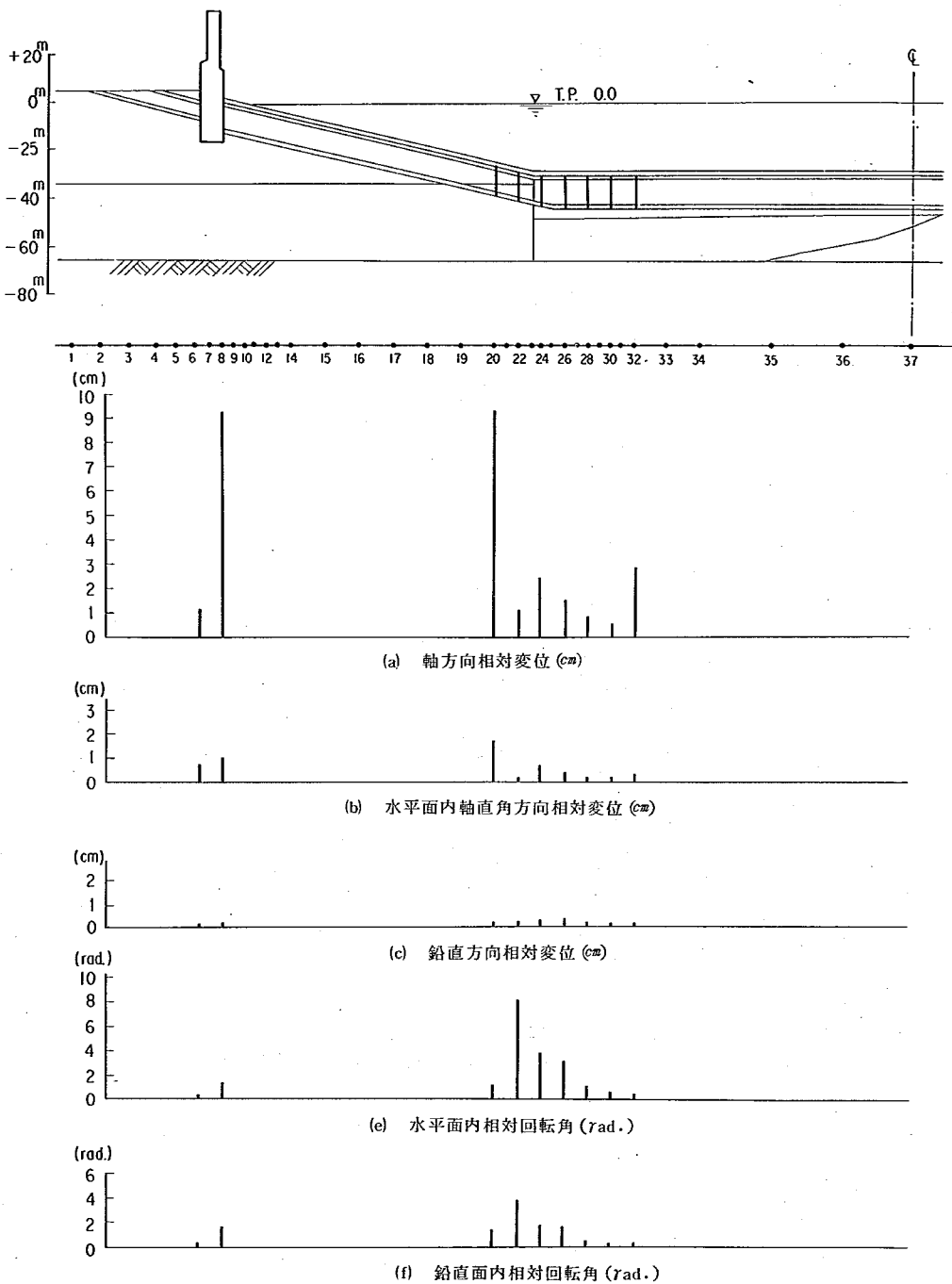


図 3 - 9 継手の相対変位 (構造系 - 1, 八丈島近海地震)

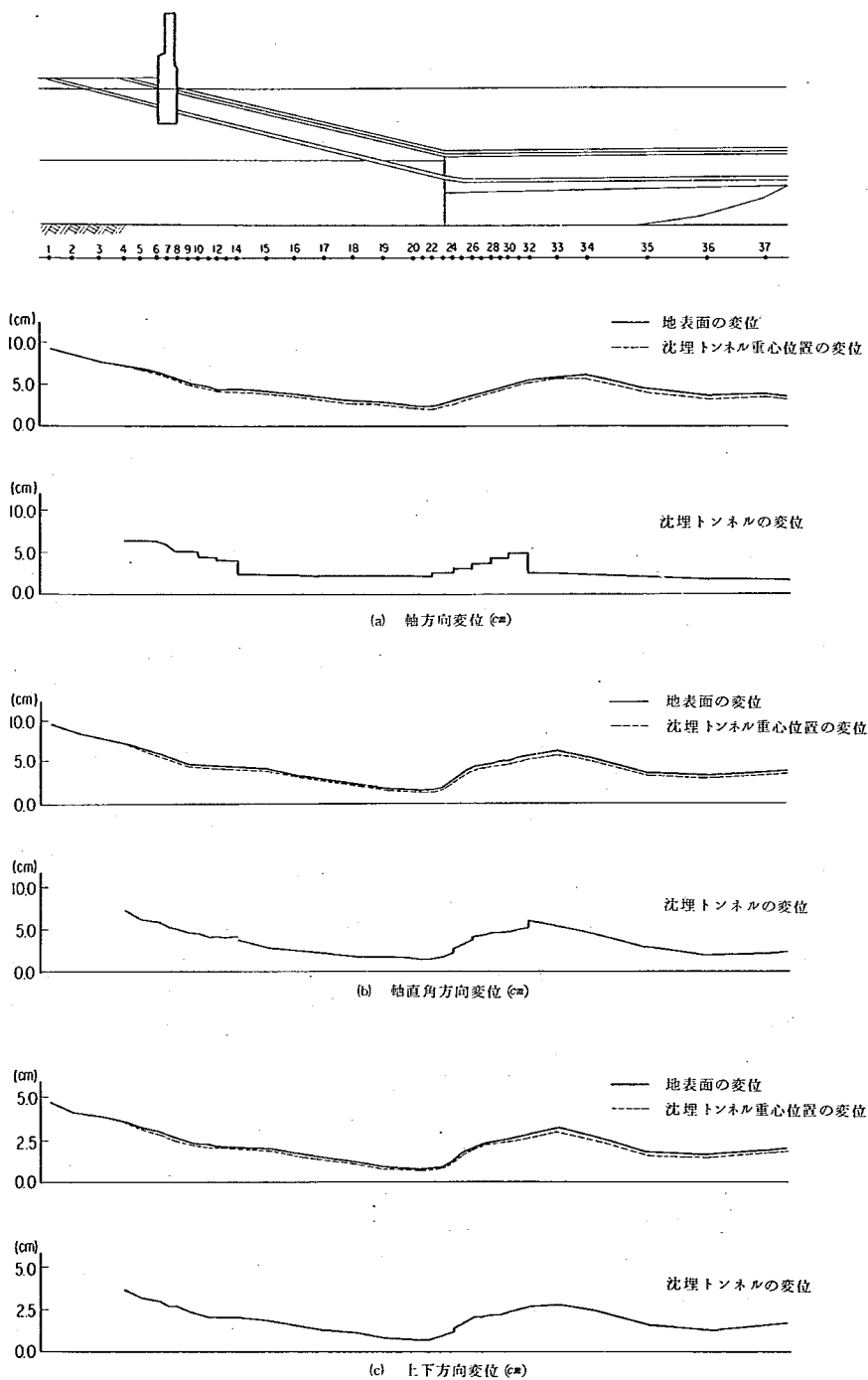


図 3 - 1 0 最大応答変位の分布 (構造系 - 2 , 平均応答スペクトル曲線)

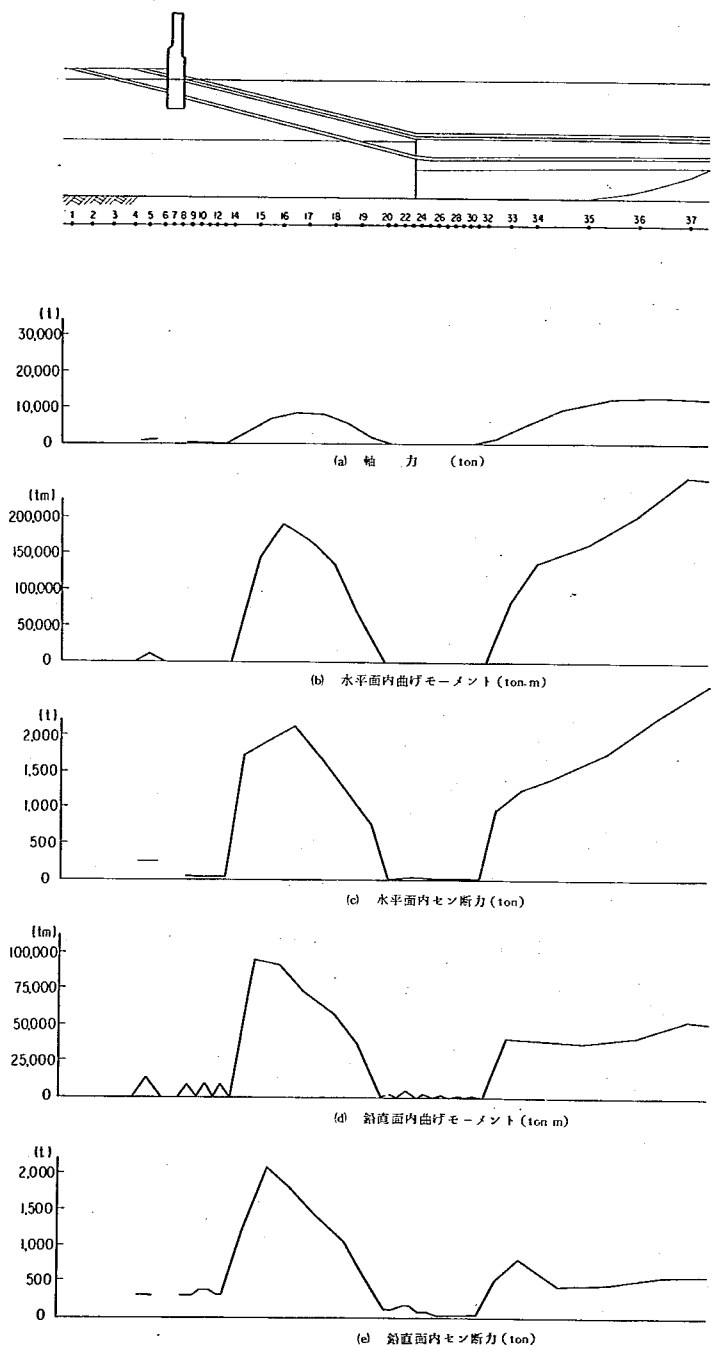
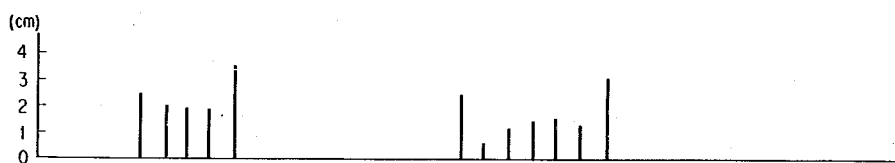
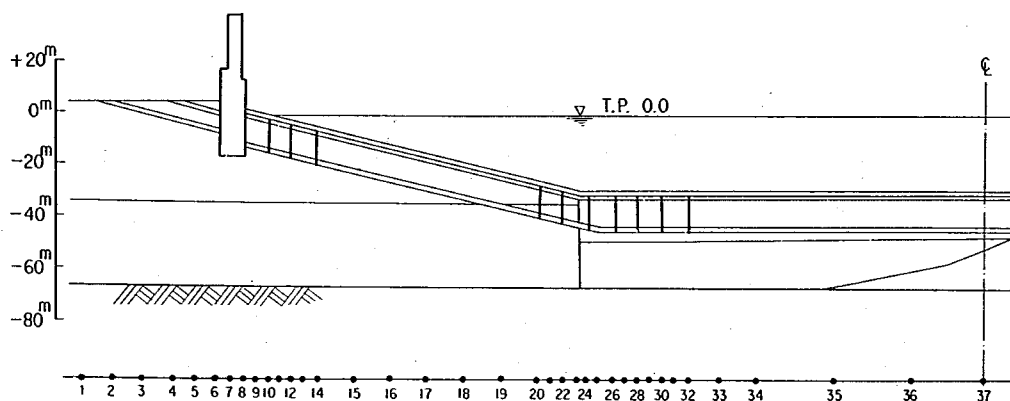
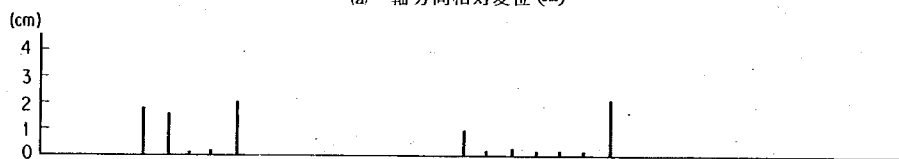


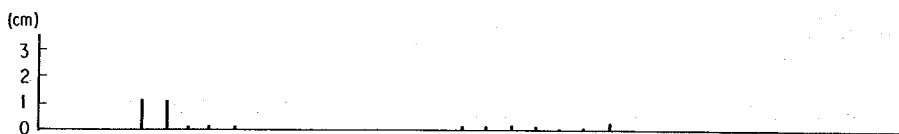
図 3 - 1 1 最大断面力の分布 (構造系 - 2, 平均応答スペクトル曲線)



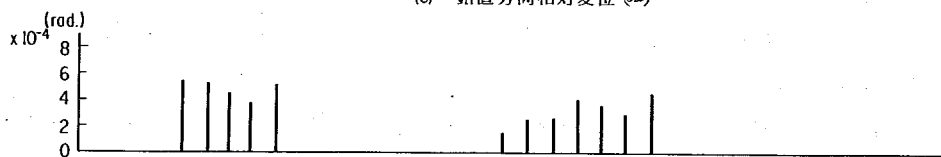
(a) 軸方向相対変位 (cm)



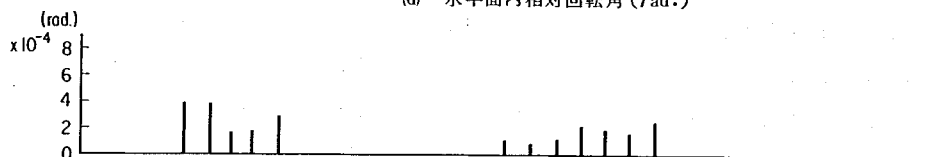
(b) 水平面内軸直角方向相対変位 (cm)



(c) 鉛直方向相対変位 (cm)



(d) 水平面内相対回転角 (rad.)



(e) 鉛直面内相対回転角 (rad.)

図 3 - 1 2 継手の相対変位 (構造系 - 2, 平均応答スペクトル曲線)

4. 結 論

東京湾横断道路沈埋トンネルの斜路部区間近傍において、トンネルエレメント間に可撓性継手を設けた場合にトンネルに生じる断面力および継手間の相対変位を検討した。これらの計算結果から次の結論が得られた。

- (1) 可撓性継手は沈埋トンネルの地震時の断面力を低減させる。
- (2) 剛性を0とした可撓性継手を設けた場合の断面力の低減の割合は、軸力において著るしく、曲げモーメント、せん断力の順である。
- (3) 剛性を0とした可撓性継手に生じる継手間の最大相対変位は、おおむね地盤の最大応答変位量程度、もしくは、それ以下である。
- (4) 可撓性継手に生じる最大相対変位は、継手から継手までのエレメントの長さが長い程大きくなる。
- (5) 可撓性継手に生じる最大相対変位は、トンネル軸方向の方がトンネル軸直角方向よりも大きい。
- (6) 地震応答変位振幅を用いた解析法によって求めた断面力の分布および大きさは、地震応答解析によって求めた結果とおおむね一致する。
- (7) トンネルエレメント中央の50 m程度の区間に杭を打たない場合に生じる断面力および変位は、連続して杭を打った場合の結果と大きな相違はない。

参考文献

- 1) 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。
- 2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）、土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、昭和50年3月。
- 3) 建設省土木研究所：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997号、昭和50年2月。
- 4) 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50年3月。
- 5) 建設省土木研究所：地震時における地盤の変形を考慮した基礎杭の応力算定法、土木研究所資料第972号、昭和49年10月。

東京湾横断トンネル（可撓性継手を 土木研究所資料第1038号
設けた場合）の地震時断面力および 昭和50年4月（1975）
変位の検討

キーワード

建設省土木研究所振動研究室

東京湾横断道路トンネル、沈埋トンネル

要 旨

本報告は、東京横断道路沈埋トンネルのトンネルエレメント
間に可撓性継手を設けた場合に、トンネルに生じる断面力と変
位、および、可撓性継手間に生じる最大相対変位を検討したも
のである。



郵便はがき

十円切手
をはって
下さい

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

No. 196

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1038号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印