

76/12 120

土研資料第1303号

土木研究所資料 第一三〇三号

擁壁の耐震設計調査

昭和53年3月

建設省土木研究所 動土質研究室

土 木 研 究 所 資 料

擁壁の耐震設計調査

昭和53年3月

建設省土木研究所
動土質研究室

目

次

まえがき

1. 各種計算法による擁壁の耐震設計調査.....	1
1.1 調査目的.....	1
1.2 調査対象とした擁壁.....	1
1.3 調査方法.....	8
1.3.1 概説.....	8
1.3.2 常時の計算法.....	8
1.3.3 地震時の計算法.....	15
1.3.4 計算条件.....	17
1.4 調査結果および考察.....	19
1.4.1 擁壁No.1	19
1.4.2 擁壁No.2	34
1.4.3 擁壁No.3	34
1.4.4 擁壁No.4	35
1.4.5 擁壁No.5	37
1.4.6 擁壁No.6	39
1.4.7 擁壁No.7	39
1.4.8 擁壁No.8	40
1.4.9 擁壁No.9	42
1.4.10 擁壁No.10	42
1.4.11 全体的考察.....	43
2. 有限要素法による擁壁の地震時の安定性に関する解析.....	49
2.1 解析目的	49
2.2 解析対象	49
2.3 解析に用いた電子計算機	49
2.4 静的解析(1)	49
2.4.1 概説	49
2.4.2 解析に用いた電算プログラム	49
2.4.3 解析対象	50
2.4.4 解析方法	50
2.4.5 解析結果および考察	60

2.5	静的解析(2).....	70
2.5.1	概説.....	70
2.5.2	解析に用いたプログラム.....	70
2.5.3	解析対象.....	70
2.5.4	解析方法.....	70
2.5.5	解析結果および考察.....	70
2.6	動的解析(1).....	89
2.6.1	概説.....	89
2.6.2	解析に用いたプログラム.....	89
2.6.3	解析対象.....	89
2.6.4	解析方法.....	89
2.6.5	解析結果および考察.....	94
2.7	動的解析(2).....	97
2.7.1	概説.....	97
2.7.2	解析に用いたプログラム.....	97
2.7.3	解析対象.....	97
2.7.4	解析方法.....	97
2.7.5	解析結果および考察.....	97
3.	結 論.....	113
	参考文献.....	114
	付 録.....	115

ま え が き

擁壁を設計・施工する場合に、その耐震性についてはあまり注意が払われないことが多い。例えば高さの低い擁壁については耐震設計を行なわない例が多く見られる。しかし、過去の実際の地震時には擁壁が多数破壊されており（写真1, 2）、擁壁の耐震設計の重要性が各方面から指摘されている。

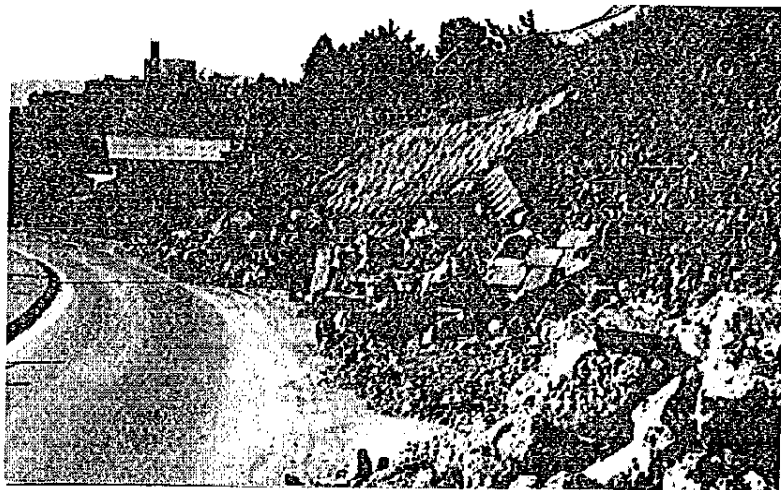


写真1 擁壁の崩壊例(1)（伊豆大島近海の地震，稲取付近，1978）

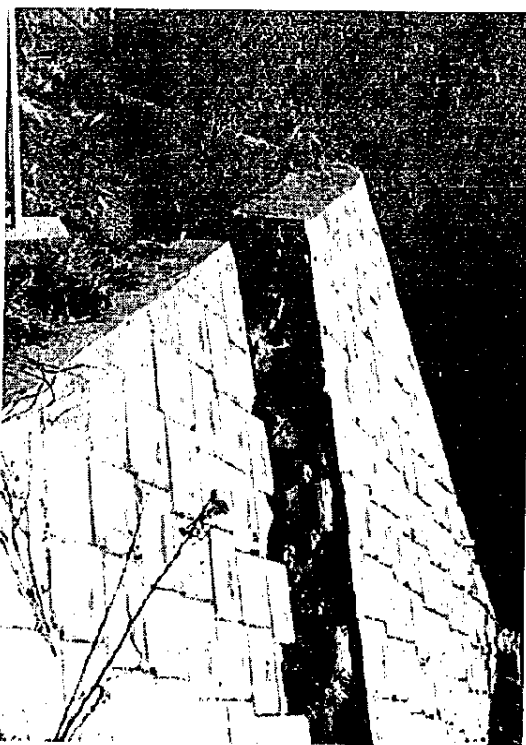


写真2 擁壁の崩壊例(2)（伊豆大島近海の地震，河津町，1978）

擁壁の耐震設計法としてまだ確立されたものはないが、今から約50年前に提案された物部・岡部の式による方法が一般に用いられている。この方法は震度法に基づく古典的方法であり、計算が簡単なことおよび長い間用いられてきた実績があるために現在でも多数の設計指針に採用されている。

今回の調査では、実際に設計・施工されている擁壁の設計資料を収集してその実態を調査し、物部・岡部の方法も含めて各種計算法により耐震性の再計算を行なった。その結果に基づいて擁壁の耐震設計法について考察を加えた。さらに有限要素法を用いて擁壁に作用する静土圧・動土圧を計算し、有限要素法による土圧の計算法について検討を行なった。

最後に本調査の資料収集に御協力いただいた建設省道路局地方道課の長坂清吉氏並びに解析に当って御協力いただいた中央開発株式会社の小野愉氏に対し深く感謝の意を表する。

昭和53年3月

動土質研究室	沢田健吉
	谷口栄一
	小笠原久
	館山悟

1. 各種設計法による擁壁の耐震設計調査

1.1 調査目的

本調査の目的を以下に記す。

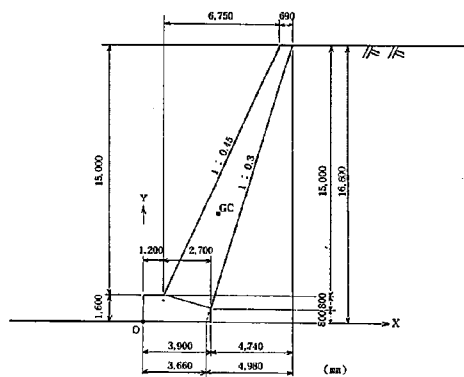
- ① 実際の擁壁の耐震設計がどのようになされているか、その実態を把握すること。
- ② 擁壁の耐震安定性に関する各種計算法の比較検討を行なうこと。

1.2 調査対象とした擁壁

表1-1に調査対象とした擁壁の一覧表を示す。調査対象とした擁壁は10個であり、全て高さが8m以上の高い擁壁となっている。これらの擁壁は全て建設省あるいは各県によって施工されたものである。図1-1に各擁壁の断面図を示す。(図中に書かれている記号の意味は付録を参照されたい。)

表1-1 調査対象とした擁壁

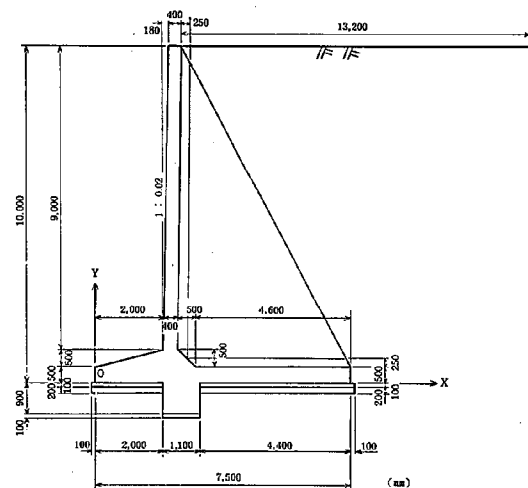
擁壁No	形 式	施工年 (昭和)	高 さ (m)	裏込め地表面の勾配
1	も た れ 式	49~50	15	$\beta = 0^\circ$
2	扶 壁 式	48	10	$\beta = 0^\circ$
3	も た れ 式	48	14	$\beta = 30^\circ$
4	扶 壁 式	50	10	1 : 1.5
5	も た れ 式	51	11	$\beta = 0^\circ$
6	逆 T 型	51	9	$\beta = 0^\circ$
7	重 力 式	49~50	15	1 : 1.5
8	井桁ブロック	50	16	$\beta = 0^\circ$
9	ブ ロ ッ ク	50	12	$\beta = 0^\circ$
10	L 型	51	8	$\beta = 10^\circ$



今回の計算に用いた値

$$\begin{aligned} r_s &= 1.8 \text{ t/m}^3 & r_c &= 2.35 \text{ t/m}^3 \\ \phi &= 35^\circ & W &= 78.86 \text{ t/m} \\ \delta &= \frac{2}{3} \phi = 23^\circ 20' & \text{重心 } z &= 4.35 \text{ m} \\ \delta' &= \frac{1}{2} \phi = 17^\circ 30' & y &= 6.27 \text{ m} \end{aligned}$$

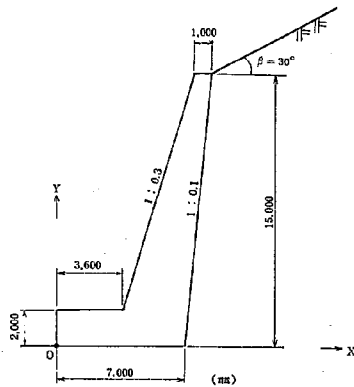
図 1-1(a) No.1 (もたれ式擁壁)



今回の計算に用いた値

$$\begin{aligned} r_s &= 1.8 \text{ t/m}^3 \\ \phi &= 30^\circ \\ \delta &= \beta = 0^\circ \\ \delta' &= \begin{cases} 27^\circ & \text{..... } \textcircled{+} k_H = 0.2, \quad k_V = 0.1 \\ 25^\circ 41' & \text{..... } \textcircled{-} k_H = 0.2, \quad k_V = 0 \end{cases} \\ r_c &= 2.5 \text{ t/m}^3 \\ W &= 111.533 \text{ t/m} \\ \text{重心 } z &= 4.510 \text{ m} \\ y &= 4.576 \text{ m} \end{aligned}$$

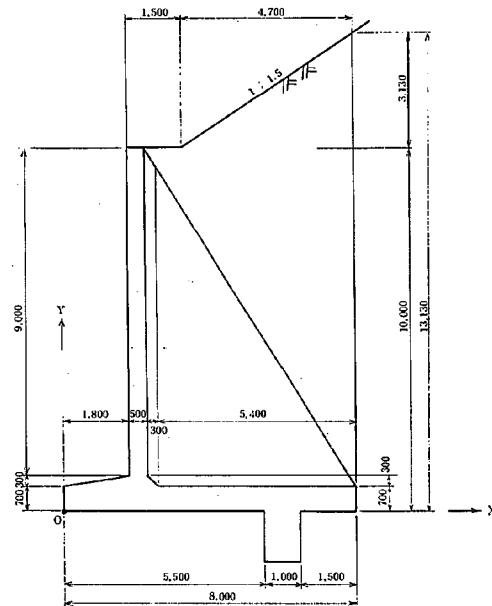
図 1-1(b) No.2 (扶壁式擁壁)



今回の計算に用いた値

$$\begin{aligned} r_g &= 1.8 \text{ t/m}^3 & r_c &= 2.4 \text{ t/m}^3 \\ \phi &= 35^\circ & W &= 105.84 \text{ t/m} \\ \delta &= \frac{2}{3}\phi = 23^\circ 20' & \text{重心 } x &= 5.50 \text{ m} \\ \delta' &= \frac{1}{2}\phi = 17^\circ 30' & y &= 5.25 \text{ m} \end{aligned}$$

図 1-1 (c) No. 3 (もたれ式擁壁)



今回の計算に用いた値

$$\begin{aligned} r_g &= 1.8 \text{ t/m}^3 & r_c &= 2.5 \text{ t/m}^3 \\ \phi &= 32^\circ & W &= 139.211 \text{ t/m (仮想背面までの)} \\ \delta &= \beta = 30^\circ & \text{重心 } x &= 4.842 \text{ m} \\ \delta' &= \phi = 32^\circ 30' & y &= 5.314 \text{ m} \end{aligned}$$

図 1-1 (d) No. 4 (扶壁式擁壁)



$s = 1.8 \text{ t/m}^3$ $c = 2.5 \text{ t/m}^3$

$\phi = 30^\circ$ $W = 100.08 \text{ t/m}$
 (斜線部を含む)

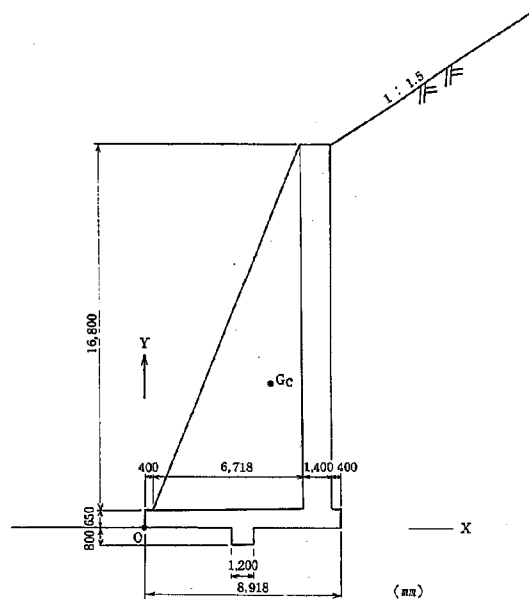
$\delta = \frac{2}{3}\phi = 20^\circ$ 重心 $x = 6.390 \text{ m}$

$\delta' = \frac{1}{2}\phi = 15^\circ$ $y = 7.624 \text{ m}$

図 1-1 (e) Na 5 (もたれ式擁壁)


$$\begin{array}{ll} r_s = 1.8 \text{ t/m}^3 & r_c = 2.5 \text{ t/m}^3 \\ \phi_s = 30^\circ & W = 67.30 \text{ t/m} \\ \delta = \beta = 0^\circ & \text{重心 } z = 3.96 \text{ m} \\ \delta' = \begin{cases} 27^\circ \\ 25^\circ \end{cases} 41' & y = 4.05 \text{ m} \end{array}$$

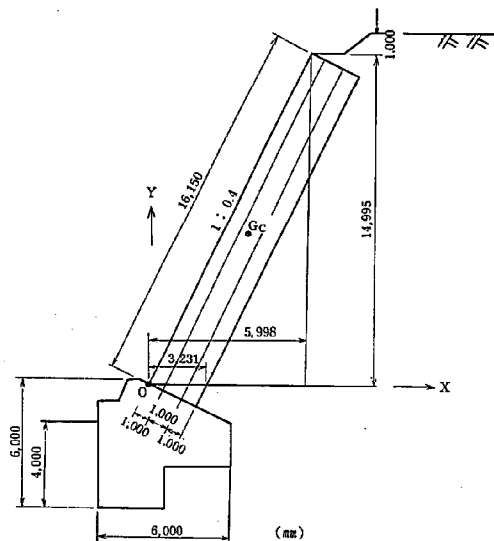
图 1-1(f) Na 6 (逆 T 型擁壁)



今回の計算に用いた値

$r_s = 1.8 \text{ t/m}^3$	$r_c = 2.35 \text{ t/m}^3$	
$\phi = 30^\circ$	$W = 215.957 \text{ t/m}$	203.764 t/m
$\delta = \frac{2}{3}\phi = 20^\circ$	(砂かた版上の土を 含む) (土を含まない)	
$\delta' = \frac{1}{2}\phi = 15^\circ$	重心 $x = 5.817 \text{ m}$	5.643 m
	$y = 6.685 \text{ m}$	6.540 m

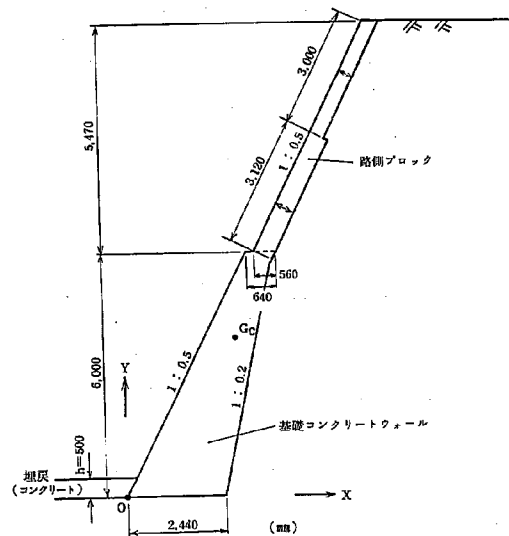
図 1-1 (a) No. 7 (重力式擁壁)



今回の計算に用いた値

$r_s = 1.8 \text{ t/m}^3$	$r_c = 2 \text{ t/m}^3$
$\phi = 30^\circ$	$W = 96.9 \text{ t/m}$
$\delta = \frac{2}{3}\phi = 20^\circ$	重心 $x = 4.392 \text{ m}$
$\delta' = \frac{1}{2}\phi = 15^\circ$	$y = 6.940 \text{ m}$

図 1-1 (b) No. 8 (井桁組擁壁)

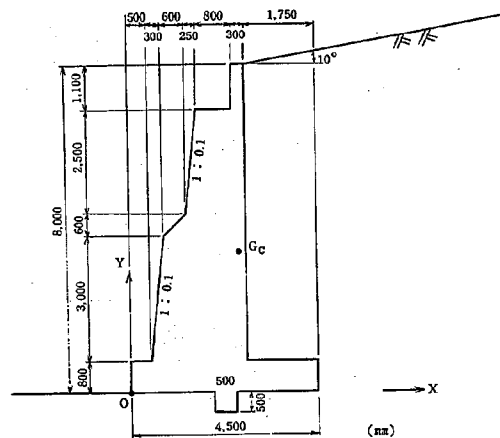


今回の計算に用いた値

$r_s = 1.9 \text{ t/m}^3$	$r_c = 2.35 \text{ t/m}^3$	
$\phi = 35^\circ$	$W_B = 6.84 \text{ t/m}$	$W_W = 21.71 \text{ t/m}$
$\delta = \frac{2}{3}\phi = 23^\circ 20'$	重心 $x_B = 4.68 \text{ m}$ (1.60)	$x_W = 2.07 \text{ m}$
$\delta' = \frac{1}{2}\phi = 17^\circ 30'$	$y_B = 8.66 \text{ m}$ (2.66)	$y_W = 2.42 \text{ m}$

注) カッコ内数字はブロック左下端よりの距離

図 1-1(i) No.9 (路側ブロック+基礎コンクリートウォール)



今回の計算に用いた値

$r_s = 1.9 \text{ t/m}^3$	$r_c = 2.5 \text{ t/m}^3$
$\phi = 30^\circ$	$W = 60.151 \text{ t/m}$
$\delta = \beta = 0^\circ$	重心 $x = 2.643 \text{ m}$
$\delta' = \begin{cases} 29^\circ 42' \\ 29^\circ 10' \end{cases}$	$y = 3.456 \text{ m}$

図 1-1(j) No.10 (L型擁壁)

表 1-2 実際の設計計算書の内容

擁壁 番号	型 式	計算に用いた	計算に用いた土圧公式		設計震度		地震時慣性力		備 考
		設計指針	常 時	地震時	水平	鉛直	水平	鉛直	
1	もたれ式	——	——	クーロン*	0.2	0.1	——	——	*速算図表 ⁽⁸⁾ による
2	扶壁式	計算書入手できなかった。							
3	もたれ式	道路橋下部構造物設計指針 ⁽⁴⁾ 調査及設計一般篇 橋台橋脚直接基礎篇	クーロン	物部・岡部	0.2	0	$W \cdot k_H$	——	計算ミス有
4	扶壁式	——	クーロン	——	——	——	——	——	
5	もたれ式	道路技術基準 (滑動に対して)	——	切土部擁壁に作用する土圧	0.2	0	$W \cdot k_H$	——	
6	逆T型	——	クーロン	物部・岡部	0.2	0	$W \cdot k_H$	——	
7	重力式	——	クーロン	——	——	——	——	——	
8	井ブロック	——	クーロン	$P_{dyn.} = (1+k) \cdot P_{st.}$	0.2	0.1	——	$W \cdot (1-k_v)$	
9	ブロッケル	——	クーロン	物部・岡部	0.2	0.1	$W \cdot k_H$	$W \cdot (1-k_v)$	
10	L型	——	クーロン	物部・岡部	0.17	0	$W \cdot k_H$	——	

(注) $P_{dyn.}$: 地震時土圧, $P_{st.}$: 常時土圧, k : 設計震度

また表1-2は実際の設計に用いられた指針、土圧公式、設計震度、地震時慣性力のとり方を表わしている。これによると、計算書を入手した9個の擁壁のうち、耐震設計を実施しているものが7個、実施していないものが2個である。また設計震度については水平方向に0.2、鉛直方向に0あるいは0.1をとるものが大半である。

1.3 調査方法

1.3.1 概説

表1-1に示した10個の擁壁を対象として以下に述べるような方法を用いて常時、地震時の安定性に関する再計算を行なった。

計算方法は次の2種類に大別される。

A. 常時の安定性計算

A-1: Terzaghiの土圧表を用いる方法

A-2: Coulombの土圧公式を用いる方法

A-3: Rankineの土圧公式を用いる方法

B. 地震時の安定計算

B-1: 物部・岡部の土圧公式を用いる方法

B-2: $P_{dyn.} = (1 + k) \cdot P_{st.}$ を用いる方法

ただし、 $P_{dyn.}$ = 動土圧合力

$P_{st.}$ = 静土圧合力

k = 設計震度

B-2①: $P_{st.}$ をTerzaghiの土圧表より求める方法

B-2②: $P_{st.}$ をCoulombの土圧公式より求める方法

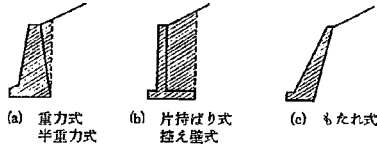
B-2③: $P_{st.}$ をRankineの土圧公式より求める方法

A-1, A-2のTerzaghi, Coulombの土圧計算には道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針(日本道路協会, 1977)(以下では道路土工指針と称する。)の方法を用いた。なお、Terzaghiの土圧表については高さが8m以上の擁壁については適用できないことになっているが、ここでは比較のために8m以上の擁壁に対して準用した。A-3のRankineの土圧計算には水路工設計指針(水資源開発公団)を用いた。以下に計算方法を具体的に述べる。

1.3.2 常時の計算方法

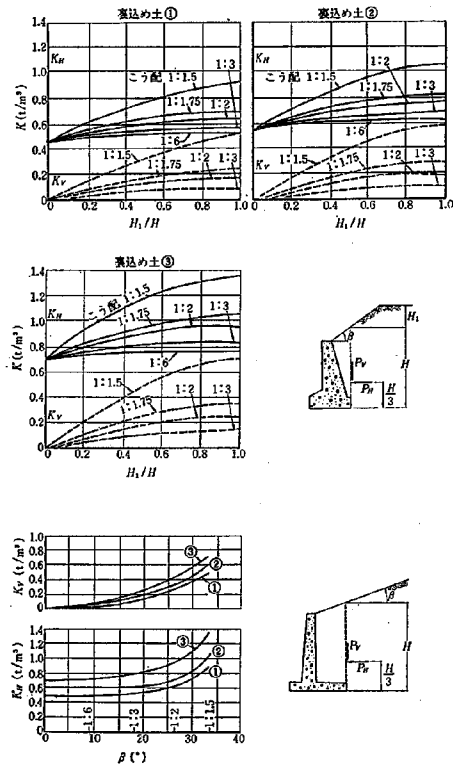
(1) 荷重

計算に用いる荷重は自重、載荷重および土圧の組み合わせとする。自重は擁壁く体のほか、かかと版上の土の重量を含めたものとし、図1-2に示すとおりである。



注：斜線を施した部分を自重とする。

図 1-2 擁壁の自重



注：曲線上の数字は表 2-1 に示した表込め土の種類を表す。

図 1-3 設計に用いる土圧係数

載荷重としては活荷重を考慮し、その値は $q = 1.0 \text{ t/m}^2$ とする。この載荷重は擁壁背面の土が、この荷重に相当するだけ高くなったものと仮定し、土圧の計算に用いた。

(2) 土圧公式

(i) Terzaghi の土圧図による方法

擁壁に作用する土圧合力は道路土工指針の「設計に用いる土圧係数図」(図 1-3)に示す土圧係数を用い、以下の式により計算を行なった。

$$P_H = \frac{1}{2} K_H \cdot H^2 \quad \text{式 (1-1)}$$

$$P_V = \frac{1}{2} K_V \cdot H^2 \quad \text{式 (1-2)}$$

ここに

P_H : 土圧合力の水平成分 (t/m)

P_V : 土圧合力の鉛直成分 (t/m)

K_H : 水平土圧係数 (t/m²)

K_V : 鉛直土圧係数 (t/m²)

H : 土圧計算に用いる壁高 (m)

また、もたれ式擁壁に作用する土圧については、道路土工指針の「もたれ式擁壁の設計に用いる土圧図」(図 1-4)を用いた。

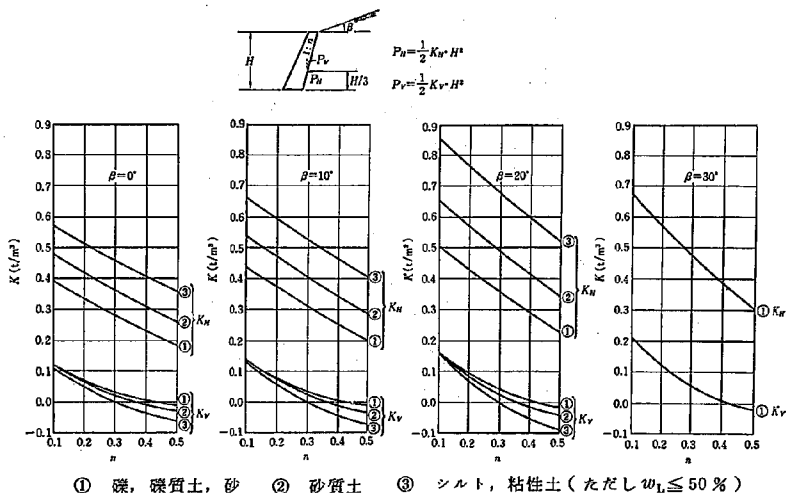


図 1-4 もたれ式擁壁の設計に用いる土圧

(ii) Coulomb の土圧公式による方法

単位幅あたりの壁面に作用する Coulomb の主動土圧合力 P_A は 次式により算出した。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \quad \text{式 (1-3)}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad \text{式 (1-4)}$$

ここに

K_A : 主動土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 (t/m^3)

H : 土圧計算に用いる壁高 (m)

仮想背面を考える場合はその高さ、また載荷重 q を考えるので、これを等価な土の高さ q/γ_s に置き換えて、計算盛土高を増す。

α : 壁背面と鉛直角のなす角

β : 裏込め地表面と水平面のなす角

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角

δ : 壁面摩擦角

土圧が壁面に直接作用する場合は $\delta = \frac{2}{3}\phi$ とし、土中の鉛直仮想背面に作用する場合は $\delta = \beta$ とする。

また α , β , δ は図 1-5 の方向を正とする。

土圧合力 P_A の作用位置は底版下面より $H/3$ の点とする。また、重力式擁壁に対しては、土圧を壁面に直接作用させ、擁壁の自重は図 1-2 にはよらず、く体部分のみとして計算を行なった。

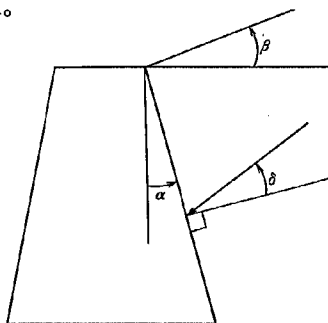


図 1-5 α , β , δ の正方向

④ Rankine の土圧公式による方法

垂直壁に作用する土圧は次式により算出した。

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{式 (1-5)}$$

または,

$$K_A = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \text{式 (1-6)}$$

ただし後者は $\beta \approx 0^\circ$ の場合である。

$$P_B = q \cdot K_A \cdot H \quad \text{式 (1-7)}$$

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \quad \text{式 (1-8)}$$

ここに

K_A : 主動土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 (t/m^3)

H : 土圧計算に用いる壁高 (m)

β : 裏込め地表面と水平面のなす角

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角

q : 等分布載荷重 (t/m^2)

P_B : 等分布載荷重による, 裏込め地表面に平行な土圧合力 (t/m)

P_e : 裏込め地表面に平行な土圧合力 (t/m)

次に傾斜壁に作用する土圧は, 傾斜壁の垂直投影面に作用する土圧 (前述) に, 壁の傾斜角によって決まる土圧係数 (C_e) を乗じて求めた。なお図 1-6 に示す土圧係数は, 垂直投影面に作用する土圧の大きさを 1 とし, 壁の傾斜角によって減したものである。

(3) 安定に関する検討

安定に関する検討は下記の (i) (ii) について行なった。

(i) 滑動に対する安定

(ii) 転倒に対する安定

(i) 擁壁を底版下面に沿ってすべらせようとする力は土圧の水平分力であり, これに抵抗する力は底版下面と基礎盤の間に生じるせん断抵抗力である。この 2 つの力の比をとっ

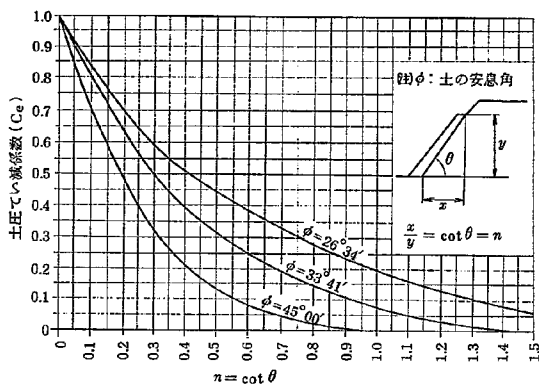


図 1-6 傾斜壁の土圧係数 (C_e) (水路工設計指針)

で安全率としてあり、安全率は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \delta_B + C \cdot B}{P_H} \geq 1.5 \quad \text{式 (1-9)}$$

ここに

W : 自重 (t/m)

P_v : 土圧合力の鉛直成分 (t/m)

P_H : 土圧合力の水平成分 (t/m)

$\tan \delta_B$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (t/m)

B : 擁壁の底版巾 (m)

ただし、粘着力がないものと仮定すると安全率は次のようになる。

$$F_s = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \delta_B}{P_H} \quad \text{式 (1-10)}$$

- (b) また前面受働土圧を考慮する場合には、滑動に対する安全率 F_s は次式を用いた。このときにも粘着力は考えていないので、それによる項は省かれる。

安全率は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \delta_B + P_p}{P_H} \geq 2 \quad \text{式 (1-11)}$$

ここに

P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (t/m)

(c) 次に突起をもうけた場合は次式により算出し、安全率は 1.5 以上でなければならない。

$$F_s = \frac{Hk}{P_H} \geq 1.5 \quad \text{式 (1-12)}$$

$$Hk = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot L_1 \cdot \tan \phi_B + \frac{q_2 + q_3}{2} \cdot L_2 \cdot \tan \phi_B + C \cdot L_1 \quad \text{式 (1-13)}$$

ここに

q_1, q_2, q_3 : 擁壁底面のつま先, かかとおよび突起前面での地盤反力度 (t/m)

L_1 : 突起前面と擁壁つま先との水平距離 (m)

L_2 : 突起前面と擁壁かかととの水平距離 (m)

なお、地盤反力度は次式により求める。

$$q_1 = \frac{P_v + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{式 (1-14)}$$

$$q_2 = \frac{P_v + W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \text{式 (1-15)}$$

ここに

e : 偏心距離 (m)

である。

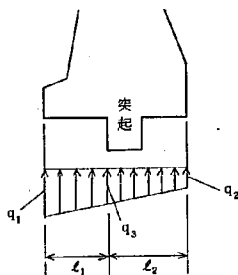


図 1-7 地盤反力度

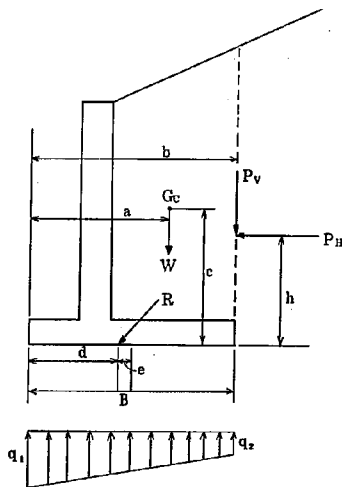


図 1-8 地盤反力度の求め方

(ii) 転倒に対する安定

- (a) 擁壁の自重、載荷重および土圧などの荷重合力の作用位置（つま先から擁壁に作用する合力Rの作用点までの距離d(m))を次式により求める。

$$d = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_v} \quad \text{式(1-16)}$$

ここに

a : 擁壁つま先とWの重心との水平距離 (m)

b : 擁壁つま先とP_vの作用点との水平距離 (m)

h : 擁壁かかとP_Hの作用点との鉛直距離 (m)

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離eは次式で表わされる。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \text{式(1-17)}$$

転倒に対する安定条件として、合力Rの作用位置が底版幅Bの中央より以内でなければならないので

$$\frac{6e}{B} \leq 1 \quad \text{式(1-18)}$$

でなければならない。

- (b) 転倒に対する安全率を次式で算定した。(図1-8参照)

$$F_s = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b}{P_H \cdot h} \quad \text{式(1-19)}$$

1.3.3 地震時の計算方法

(1) 荷重と震度

地震を考慮する場合には、荷重として自重、地震時土圧および地震時慣性力をとる。設計震度としては次の2通りの場合を考える。

- (i) 水平方向0.2, 鉛直方向0.1

- (ii) 水平方向0.2, 鉛直方向0

(2) 地震時土圧

地震時土圧は、物部・岡部の式およびPd_{yn} = (1+k)・Pst.の式により計算した。

(i) 物部・岡部の式による方法

壁の単位幅あたりに作用する地震時主動土圧合力PAEは次式より求める。

$$PAE = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \quad \text{式(1-20)}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \theta' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \theta') \cdot \sin(\phi - \theta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \theta) \cdot \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad \text{式(1-21)}$$

ここに

K_{AE} : 地震時主働土圧係数

θ : 地震合成角

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_H}{1 - k_V} \quad \text{式 (1-22)}$$

壁面摩擦角 δ については、土圧が壁面に直接作用する場合には $\delta = \frac{\phi}{2}$ とし、土中の鉛直仮想背面に作用するときには次式により求める。

$$\tan \delta' = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \quad \text{式 (1-23)}$$

ここに

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} \quad \text{式 (1-24)}$$

ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$ となるときには $\delta' = \phi$ とする。

(ii) $P_{dyn} = (1+k) \cdot P_{st}$ を用いる方法

ここに

P_{dyn} : 地震時土圧合力 (t/m)

P_{st} : 常時土圧合力 (t/m)

k : 設計震度

P_{st} としては、A. 常時で求めた3通りの土圧を用いて計算を行なった。

地震時慣性力は、擁壁の重心 G を過って水平方向に $k_H \cdot W$ および鉛直方向 (上向き) に $k_V \cdot W$ がそれぞれ作用するものとする。したがって

$$W_V = (1 - k_V) \cdot W \quad \text{式 (1-25)}$$

$$W_H = k_H \cdot W \quad \text{となる。} \quad \text{式 (1-26)}$$

ここに

W_V : 自重より地震時鉛直慣性力を差し引いたもの (t/m)

W_H : 地震時水平慣性力 (t/m)

(3) 安定性の検討

(i) 滑動に対する安定

常時と同じく粘着力は考えないものとする。安全率は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{(W_V + P_{VE}) \tan \delta_B + P_D}{W_H + P_{HE}} \geq 1.2 \quad \text{式 (1-27)}$$

ここに

P_{VE} : 地震時土圧合力の鉛直成分 (t/m)

P_{HE} : 地震時土圧合力の水平成分 (t/m)

である。

突起を設ける場合にも常時に準じて行なうが、地盤反力度を以下に示す如く算定する。

$$e' = \frac{B}{6} \text{ のとき } q = \frac{PvE + Wv}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{式 (1-28)}$$

$$\frac{B}{6} \leq e' \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } q_1 = \frac{2(PvE + Wv)}{3d} \quad \text{式 (1-29)}$$

上式よりわかるように、地盤反力度の算定式は $e > \frac{B}{3}$ の場合には与えていない。このことは転倒に対する安定性の検討において、合力 R の作用点が底版中央 $\frac{2}{3}$ 以内でない場合には、滑動に対してあるいは地盤反力に対しての安定性の検討が無意味であるということを表わしていると考えられる。そこで今回の計算においても合力 R の作用点が底版中央 $\frac{2}{3}$ 以内でない場合には滑動に対する安定性の検討を行わないこととする。

(iii) 転倒に対する安定

合力の作用位置 d' は次式により求める。

$$d' = \frac{Wv \cdot a + PvE \cdot b - Wh \cdot c - PhE \cdot h}{Wv + PvE} \quad \text{式 (1-30)}$$

ここに

c : 擁壁底面から自重の重心までの距離 (m) であり、また、合力 R の作用位置は底版幅中央 $\frac{2}{3}$ 以内でなければならないので

$$\frac{3e}{B} \leq 1 \quad \text{式 (1-31)}$$

が安定のための条件である。

また、安全率は次式により求める。

$$F_s = \frac{Wv \cdot a + PvE \cdot b}{Wh \cdot c + PhE \cdot h} \quad \text{式 (1-32)}$$

1.3.4 計算条件

各擁壁における計算条件を表 1-3 に示す。表 1-3 の壁面摩擦角 δ , δ' の欄の [] 内の数字は実際の設計計算書において用いられた値であり、その算定方法は道路土工指針の考え方は異っている。それで今回の再計算における δ , δ' は道路土工指針の方法に基づいて算定した。表 1-4 に δ , δ' のとり方を示す。

表 1-3 常時、地震時の計算条件

擁壁番号		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
型 式		もたれ	扶 壁	もたれ	扶 壁	もたれ	逆 T	重力	井 桁 フル	ブロック ターン	L 型	
断面 形状	α	-16°40' (1:0.3)	0	-5°42'	0	-17°28' (1:0.342)	0	0	-21°48' (1:0.4)	-26°34' (1:0.5)	0	
	β	0	0	30°	30° (1:1.5)	0	0	30° (1:1.5)	0	0	10° (1:5.671)	
	$r_s(t/m)$	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.9	1.9	
材 料	ϕ	35°	30°	35°	32°30'	30°	30°	30°	30°	35°	30°	
	δ	23°20'	0°	23°20' (1:1.40)	30°	20°	0° [30°]	20° [20°]	23°20' (22.30)	26°15' (26.15)	10° (30°)	
定 数	* δ'	①	17°30' (0°)	27°00'	17°30'	32°30'	15°	27°	15°	15° (22.30)	17°30' (26.15)	29°42'
		②	17°30'	25°41'	17°30' [0°]	32°30'	15° (-)	25°41' (15°)	15°	15°	17°30'	29°10' (15°)
		μ	0.5	0.6	0.6	0.502	0.5	0.502	0.6	0.6	0.6	0.6
		突 起				有	有	有	有			有
擁壁材料・ 形状		$r_c(t/m)$	2.35	2.5	2.4	2.5	2.5	2.5	2.35	2.0	2.35	2.5
		H (m)	16.6	10.0	15.0	10.0	18.7	9.0	17.45	14.995	11.47	8.0
		W (t)	78.86	111.533	105.84	139.211	100.08	67.30	215.957	96.9	28.55	60.151
	重 心	x (m)	4.35	4.510	5.50	4.842	6.390	3.96	5.817	4.391	2.69	2.643
		y (m)	6.27	4.576	5.25	5.314	5.982	4.05	6.685	6.940	3.91	3.456

* 設計壁底 ① $k_H=0.2$, $k_V=0.1$, ② $k_H=0.2$, $k_V=0$.

** 図 5, δ' は考慮していない。

() は実際の設計計算書で用いられている値

表 1-4 載荷重および壁面摩擦角のとり方

番 号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ϕ	$\frac{3}{4}\phi$	β	$\frac{3}{4}\phi$	β	$\frac{3}{4}\phi$	β	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	β
δ'	$\frac{3}{4}\phi$	*	$\frac{3}{4}\phi$	ϕ	$\frac{3}{4}\phi$	*	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	*
①	$\frac{3}{4}\phi$	*	$\frac{3}{4}\phi$	ϕ	$\frac{3}{4}\phi$	*	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	*
②	$\frac{3}{4}\phi$	*	$\frac{3}{4}\phi$	ϕ	$\frac{3}{4}\phi$	*	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	$\frac{3}{4}\phi$	*
$q(l/m)$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
			0	0		1.0	0	1.3	1.0	1.4

*: 式 (1-22) により計算を行った。

-: 考慮していない。

: 空欄は計算を行っていない。

上表において、各欄の上段が今回行った計算に用いたものであり、下段が実際の設計計算書に用いられたものである。

1.4 調査結果および考察

表1-5に計算結果を示す。なお表1-5の「既計算」欄は実際の計算書の結果を表わしている。以下に各擁壁について実際の計算書の結果と今回の再計算の結果とを比較し考察を加える。なお以下においては実際の設計計算書における計算を「既計算」と称する。

1.4.1 擁壁No1

(i) 既計算の特徴

(i) 土圧の計算には速算図表(クローン公式)を用い、地震時($k_H=0.2$, $k_V=0.1$)についてのみ安定性の検討を行なっている。

(ii) 地震時慣性力は考慮していない。

(iii) 滑動に対する安定性の検討において、基礎前面のせん断抵抗力を考えている。

以下に上記3点を中心として既計算の概要を述べる。

(a) ここで用いられている土圧公式は

$$E = A(G_1 + G_2) - B \cdot C \cdot l \quad \text{式(1-33)}$$

である。ここに

$$A = \frac{\sin(\nu - \phi)}{\cos(\nu + \alpha - 2\phi)} \quad \text{式(1-34)}$$

$$B = \frac{\cos \phi}{\cos(\nu + \alpha - 2\phi)} \quad \text{式(1-35)}$$

と表わされ、Eの値は ν をいろいろに仮定して計算を行ない、最大のものをとる。

E: 土圧 (t/m)

ϕ : 土の内部摩擦角

ν : 崩壊面と水平線とのなす角

α : 擁壁背面と鉛直線とのなす角

δ : 擁壁背面の直線とEとのなす角, 土圧Eと擁壁背面との摩擦角

G_1 : ABCなる土積の重量 (t/m)

G_2 : DEFGの重量, 積載荷重に相当するもの (t/m)

C: 土の凝集力(粘着力) (t/m^2)

表 1-5 (a) 擁壁 No. 1 もたれ式

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.200	0.011	52.976	2.943	358.863	302.970	1.184	1.949	40.902	52.976	0.772
	A-2	Coulomb	1.0	0.142	0.017	37.693	4.406	366.728	215.566	1.701	0.208	41.633	37.693	1.105
	A-3	Rankine	1.0	0.130	0	34.348	0	343.041	196.024	1.750	0.132	39.430	34.348	1.148
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2 ①	Terzaghi				63.571	2.649	322.978	462.453	0.698	2.957	36.813	79.343	0.464
	B-2 ②	Coulomb				45.232	3.965	330.053	357.572	0.923	1.782	37.470	61.004	0.614
	B-2 ③	Rankine				41.218	0	308.737	334.121	0.924	1.748	35.487	56.990	0.623
	B-1	物部・岡部	0.0	0.280	0.004	69.434	1.010	314.110	483.068	0.650	3.305	35.992	85.206	0.422
		既計算 (速算図表) クローン	0.0			40.53 [*]	0	347.908	224.266	1.551	0.300	51.63 ^{**}	40.53 [*]	1.274
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2 ①	Terzaghi				63.571	2.943	358.863	462.453	0.776	2.474	40.902	79.343	0.516
	B-2 ②	Coulomb				45.232	4.406	366.728	357.572	1.026	1.415	41.633	61.004	0.682
	B-2 ③	Rankine				41.218	0	343.041	334.121	1.027	1.413	39.430	56.990	0.692
	B-1	物部・岡部	0.0	0.263	0.004	65.218	0.949	348.090	459.741	0.757	2.576	39.905	80.990	0.493

* 土圧 $E_1 = 69.72 (t/m)$, 凝集力による抵抗土圧 $E_2 = 29.19 (t/m)$

$$E = E_1 - E_2 = 40.53 (t/m)$$

** 自重×摩擦係数 $SR_1 = 39.63 (t/m)$ 基礎前面のせん断抵抗力 $SR_2 = \tau \cdot l = 3 (t/m^2) \times 4 (m) = 12 (t/m)$

$$SR = SR_1 + SR_2 = 51.63 (t/m)$$

表 1 - 5 (b) 擁壁 No. 2 扶壁式

	番 号	計 算 方 法	上載 荷重 (t/m^2)	土 圧 係 数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{G_e}{B}$ 又は $\frac{G_s}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.333	0	33.426	0	503.014	117.626	4.276	0.236	66.117	33.426	1.978
	A-2	Coulomb	1.0	0.333	0	33.426	0	503.014	117.626	4.276	0.236	66.117	33.426	1.978
	A-3	Rankine	1.0	0.333	0	33.333	0	503.014	116.667	4.312	0.229	64.705	33.333	1.941
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				40.111	0	452.712	243.226	1.861	0.665	58.988	62.418	0.945
	B-2②	Coulomb				40.111	0	452.712	243.226	1.861	0.665	58.988	62.418	0.945
	B-2③	Rankine				40.000	0	452.712	242.075	1.870	0.661	58.993	62.307	0.947
	B-1	物部・岡部	0.0	0.437	0.222	39.293	20.021	602.870	233.052	2.587	0.271	71.223	61.600	1.156
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				40.111	0	503.014	243.226	2.068	0.568	65.661	62.418	1.052
	B-2②	Coulomb				40.111	0	503.014	243.226	2.068	0.568	65.661	62.418	1.052
	B-2③	Rankine				40.000	0	503.014	242.075	2.078	0.564	65.667	62.307	1.054
	B-1	物部・岡部	0.0	0.415	0.200	37.391	17.982	637.879	226.699	2.814	0.230	76.647	59.698	1.284

表1-5(c) 擁壁No.3 もたれ式

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.372	0.117	81.062	25.407	773.155	420.306	1.840	0.696	78.748	81.062	0.971
	A-2	Coulomb	1.0	0.338	0.108	73.712	23.430	758.290	382.197	1.984	0.507	77.562	73.712	1.052
	A-3	Rankine	1.0	0.312	0.180	67.771	39.128	876.245	350.512	2.500	-0.109	86.981	67.771	1.283
		既計算 (ターロン)	0.0	0.354	0.037	71.732	7.497	638.348	358.660	1.780	0.885	68.002	71.732	0.948
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				97.274	22.866	695.837	615.498	1.131	1.209	70.873	118.442	0.598
	B-2②	Coulomb				88.454	21.087	682.461	569.766	1.198	1.085	69.806	109.622	0.637
	B-2③	Rankine				81.325	35.215	788.619	531.745	1.483	0.656	78.283	102.493	0.764
	B-1	物部・岡部	0.0	0.863	0.180	174.831	36.524	797.838	985.287	0.810	2.109	79.068	195.999	0.403
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				97.274	25.407	773.155	615.498	1.256	0.985	78.748	118.442	0.665
	B-2②	Coulomb				88.454	23.430	758.290	569.766	1.331	0.875	77.562	109.622	0.708
	B-2③	Rankine				81.325	39.128	876.245	531.745	1.648	0.482	86.981	102.493	0.849
	B-1	物部・岡部	0.0	0.832	0.174	168.488	35.199	846.113	953.572	0.887	1.827	84.623	189.656	0.446
		既計算* (物部・岡部)	0.0	0.782	-0.078	158.329	-15.803	463.397	902.735	0.513	3.591	54.022	179.489	0.301

* 計算ミスを訂正

表 1-5 (d) 擁壁 No. 4 扶壁式

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.467	0.250	78.664	42.141	1011.188	358.865	2.818	0.302	135.975	78.644	1.729
	A-2	Coulomb	1.0	0.472	0.273	79.624	45.971	1039.052	363.245	2.860	0.258	139.063	79.624	1.746
	A-3	Rankine	1.0	0.483	0.279	81.328	46.956	1049.708	369.880	2.838	0.261	140.107	81.328	1.723
		既計算 (クローン)	0.0	0.468	0.298	72.626	46.268	1044.204	317.884	3.285	0.063	137.214	72.626	1.890
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				94.397	37.927	910.070	578.592	1.573	0.738	136.417	122.239	1.116
	B-2②	Coulomb				95.549	41.062	935.150	583.848	1.602	0.708	138.593	123.391	1.123
	B-2③	Rankine				97.594	42.260	944.734	591.811	1.596	0.710	139.629	125.436	1.113
	B-1	物部・岡部	0.0	1.080	0.688	167.571	106.755	1460.694	881.411	1.657	0.564	189.175	195.413	0.968
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				94.397	42.141	1011.188	578.592	1.748	0.606	148.883	122.239	1.218
	B-2②	Coulomb				95.549	45.624	1039.052	583.848	1.780	0.576	151.006	123.391	1.224
	B-2③	Rankine				97.594	46.956	1049.708	591.811	1.774	0.578	152.124	125.436	1.213
	B-1	物部・岡部	0.0	1.036	0.660	160.710	102.384	1493.132	851.381	1.754	0.504	194.886	188.552	1.034

表 1-5(e) 擁壁 No 5 もたれ式

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.194	0.008	64.886	2.781	661.816	416.503	1.589	0.615	64.894	64.886	1.000
	A-2	Coulomb	1.0	0.188	0.008	62.672	2.809	662.031	402.292	1.646	0.476	64.183	62.672	1.024
	A-3	Rankine	1.0	0.178	0	59.237	0	639.511	379.591	1.685	0.403	62.065	59.237	1.048
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				77.863	2.503	595.627	652.405	0.989	1.807			
	B-2②	Coulomb				75.206	2.528	595.827	635.349	0.938	1.714			
	B-2③	Rankine				71.084	0	575.560	808.108	0.946	1.681		*	
	B-1	物部・岡部	0.0	0.353	-0.015	111.079	-4.720	537.994	844.957	0.637	3.298			
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				77.863	2.781	661.806	652.405	1.014	1.454			
	B-2②	Coulomb				75.206	2.809	662.031	635.349	1.042	1.371			
	B-2③	Rankine				71.084	0	639.511	608.108	1.052	1.343		*	
	B-1	物部・岡部	0.0	0.333	-0.014	104.698	-4.449	604.101	805.185	0.750	2.552			
		既計算	0.0			15.060	0	508.66	267.36	1.903	0.115	5233	35.07	149

* 合力の作用位置が底版幅の中央 $\frac{2}{3}$ 以内でないので滑動に対する安定性の計算は行わない。

** 切土面が安定であるとして(裏込土のクサビの重量) $\times k_H$ が土圧として作用すると考えている。

*** 上記土圧 + (自重 $\times k_H$) が滑動力として働くと考えている。

表 1-5 (f) 擁壁 No. 6 逆 T 式

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.333	0*	27.393	0	266.508	87.247	3.055	0.366	47.033	27.393	1.717
	A-2	Coulomb	1.0	0.333	0**	27.393	0	266.508	87.247	3.055	0.336	47.033	27.393	1.717
	A-3	Rankine	1.0	0.333	0***	27.300	0	266.508	86.405	3.084	0.324	46.962	27.300	1.720
		既計算 (クローン)	1.0	0.257	0.149	21.06	12.2	353.95	66.69	5.307	-0.47	41.541	21.06	1.97
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				32.872	0	239.857	159.210	1.507	0.835	49.556	46.332	1.070
	B-2②	Coulomb				32.872	0	239.857	159.210	1.507	0.835	49.556	46.332	1.070
	B-2③	Rankine				32.760	0	239.857	158.198	1.516	0.826	49.457	46.22	1.070
	B-1	物部・岡部	0.0	0.437	0.222	31.795	16.201	337.063	149.898	2.249	0.281	55.110	45.255	1.218
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				32.872	0	266.508	159.210	1.674	0.703	53.315	46.332	1.151
	B-2②	Coulomb				32.872	0	266.508	159.210	1.674	0.703	53.315	46.332	1.151
	B-2③	Rankine				32.760	0	266.508	158.198	1.685	0.696	53.216	46.22	1.151
	B-1	物部・岡部	0.0	0.415	0.200	30.305	14.574	353.952	145.428	2.434	0.227	58.021	43.765	1.326
		既計算 (物部・岡部)	0.0	0.437	0.117	31.186	8.55	317.81	150.09	2.117	0.395	55.43	45.32	1.22

* $\beta = 0$ により $K_V = 0$ ** $\delta = \beta = 0$ かつ $\alpha = 0$ (仮想背面を考える) による。*** $\beta = 0$ により $K_V = 0$

表 1-5 (g) 擁壁 No. 7 重力式

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.467	0.250	140.278	75.149	1926.401	854.574	2.254	0.523	161.073	140.278	1.148
	A-2	Coulomb	1.0	0.750	0.273	218.835	79.649	1828.290	1313.448	1.392	1.778	164.086	218.835	0.750
	A-3	Rankine	1.0	0.750	0.433	218.626	126.224	2225.016	1309.788	1.699	1.134	192.585	218.626	0.881
		既計算 (クーロン)	0.0	0.750	0.273	196.678	71.580	1894.589	1246.939	1.519	1.485	268.522	196.678	1.365
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				168.334	67.634	1733.760	1314.226	1.319	0.961	151.403	211.525	0.716
	B-2②	Coulomb				262.602	71.684	1645.460	1842.660	0.893	1.760			
	B-2③	Rankine				262.351	113.602	2002.518	1838.268	1.089	1.269			
	B-1	物部・岡部	0.0	1.015	0.272	278.215	74.547	1669.847	1884.900	0.886	1.781			
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				168.334	75.149	1926.401	1314.226	1.466	0.792	168.978	211.525	0.799
	B-2②	Coulomb				262.602	79.649	1828.290	1842.660	0.992	1.517			
	B-2③	Rankine				262.351	126.224	2225.016	1838.268	1.210	1.106			
	B-1	物部・岡部	0.0	0.986	0.264	270.164	72.390	1766.458	1838.067	0.961	1.587			

* コンクリートのせん断力を抵抗力と考えている。

** 合力の作用位置が底版内の中央 $\frac{2}{3}$ 以内にないので滑動に対する安定性の計算は行わない。

表 1-5 (h) 擁壁 No. 8 井桁組式

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土 圧 係 数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6\sigma}{B} \times \frac{1}{2} \times \frac{3\sigma}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.172	-0.006	42.458	-1.370	417.941	234.240	1.784	-0.571	62.680	3.945	15.888
	A-2	Coulomb	1.0	0.165	-0.005	40.541	-1.274	418.463	223.665	1.871	-0.784	62.306	2.129	29.265
	A-3	Rankine	1.0	0.151	0	36.816	0	425.391	199.837	2.129	-1.323	62.186	-1.802	-
		既計算 (クーロン)	1.3	0.162	0.002	40.311	4.93	428.207	220.304	1.944	-0.965	63.234	1.259	50.226
$k_H=0.2$ $k_V=0.1$ 地 震 時	B-2	Terzaghi				50.950	-1.233	376.234	415.588	0.905	1.925	63.568	33.371	1.905
	B-2①	Coulomb				48.649	-1.147	376.702	402.894	0.935	1.782	63.103	31.203	2.022
	B-2②	Rankine				44.179	0	382.939	374.301	1.023	1.408	62.746	26.627	2.356
	B-1③	物部・岡部	0.0	0.325	-0.039	74.790	-8.918	335.103	533.277	0.628	3.850	64.599	58.360	1.107
		既計算 ($P_H=(1+k_V)P$)	0.0			44.583	0.408	385.170	235.955	1.63	-0.081	58.745	8.856	6.63
$k_H=0.2$ $k_V=0.1$ 地 震 時	B-2①	Terzaghi				50.950	-1.370	418.038	415.588	1.006	1.476	68.890	29.824	2.310
	B-2②	Coulomb				48.649	-1.274	418.560	402.894	1.039	1.348	68.431	27.652	2.475
	B-2③	Rankine				44.179	0	425.488	374.301	1.137	1.010	68.144	23.028	2.959
	B-1	物部・岡部	0.0	0.305	-0.036	70.195	-8.370	380.591	508.777	0.820	2.844	69.278	50.292	1.378

* 地震時慣性力を考慮していない。

表1-5(i) 擁壁№9① ブロックウォール式(路側ブロック)

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗 力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.137	-0.016	4.674	-0.539	10.104	9.343	1.081	1.704	4.636	1.362	3.404
	A-2	Coulomb	1.0	0.094	-0.005	3.031	-0.171	10.677	6.059	1.762	-4.414	4.392	-0.272	
	A-3	Rankine	1.0	0.081	0	2.617	0	10.944	5.174	2.115	-6.043	4.373	-0.718	
		既計算 (ターゴン)	1.0	0.10	-0.0005	3.39	無視	10.94	6.67	1.64	-3.686	4.578	-0.06	
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				5.609	-0.485	9.094	14.851	0.612	6.938	4.916	3.704	1.327
	B-2②	Coulomb				3.537	-0.154	9.610	10.909	0.881	2.657	4.564	1.792	2.547
	B-2③	Rankine				3.140	0	9.850	9.847	1.000	1.497	4.513	1.279	3.529
	B-1	物部・岡部	0.0	0.217	-0.035	6.175	-0.935	8.400	14.896	0.595	8.229	4.799	4.434	1.082
		既計算	0.0			2.84 *	無視	9.86	8.81	1.12	0.589	4.434	1.01	4.39
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				5.609	-0.539	10.104	14.851	0.701	5.534	5.254	3.422	1.535
	B-2②	Coulomb				3.637	-0.171	10.677	10.909	0.988	1.688	4.922	1.494	3.294
	B-2③	Rankine				3.140	0	10.944	9.847	1.111	0.643	4.880	0.973	5.016
	B-1	物部・岡部	0.0	0.201	-0.032	5.735	-0.915	9.597	14.094	0.711	5.566	5.086	3.703	1.373

* 常時土圧を準用している。

表 1-5(j) 擁壁№ 9② ブロックウォール式 (基礎コンクリートウォール)

	番 号	計算方法	上載 荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モ ーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に 対する 安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3e}{B}$	滑 動 抵抗力 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に 対する 安全率 F_s
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	1.0	0.221	0.037	30.221	5.037	61.620	120.854	0.507	8.479	41.048	30.221	1.358
	A-2	Coulomb	1.0	0.169	0.036	23.115	4.927	60.903	92.437	0.659	5.911	40.982	23.115	1.773
	A-3	Rankine	1.0	0.166	0	16.982	0	44.940	45.291	0.992	3.040	38.026	16.982	2.239
		既計算 (ターコン)	1.0	0.145	0.039	18.250	3.980	89.270	59.970	1.490	0.787	44.518	18.250	2.440
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.1$	B-2①	Terzaghi				36.265	4.533	55.133	155.532	0.354	6.628	39.443	40.607	0.971
	B-2②	Coulomb				27.738	4.434	54.812	121.432	0.451	4.917	39.384	32.080	1.228
	B-2③	Rankine				20.378	0	40.446	64.856	0.624	3.036	36.723	24.720	1.486
	B-1	物部・岡部	0.0	0.313	0.034	39.119	4.250	54.067	160.060	0.338	6.978	39.273	43.461	0.904
		既計算	0.0			16.830*	3.760	80.850	72.780	1.110	1.138	42.67	22.540	1.890
地 震 時 $k_H=0.2$ $k_V=0.0$	B-2①	Terzaghi				36.265	5.037	61.26	155.532	0.394	5.834	41.048	40.607	1.011
	B-2②	Coulomb				27.738	4.927	60.903	211.432	0.502	4.294	40.982	31.720	1.292
	B-2③	Rankine				20.378	0	44.940	64.856	0.693	2.753	38.026	24.720	1.538
	B-1	物部・岡部	0.0	0.295	0.032	36.953	4.014	57.805	151.779	0.381	6.357	40.434	41.295	0.979

* 常時土圧 (上載荷重 = 0) を準用している。

表1-5 (k) 擁壁 No.10 L型

	番 号	計算方法	上載荷重 (t/m^2)	土圧係数		土 圧 (t/m)		抵抗モーメント ($t \cdot m/m$)	転倒モーメント ($t \cdot m/m$)	転倒に対する安全率 F_s	$\frac{6e}{B}$ 又は $\frac{3c}{B}$	滑 動抵抗 (t/m)	滑動力 (t/m)	滑動に対する安全率 (t/m)
				K_H	K_V	P_H	P_V							
常 時	A-1	Terzaghi	10	0.316	0.037	23.392	2729	171.260	68.843	2488	0.828	36.803	23.392	1.573
	A-2	Coulomb	10	0.345	0.061	25.496	4.496	179.211	75.035	2388	0.852	37.815	25.496	1.483
	A-3	Rankine	10	0.344	0.061	25.377	4.474	179.112	74.202	2414	0.836	37.807	25.377	1.490
		既計算 (ターロン)	14	0.297	0.172	22.761	131.41	244.100	62.305	3918	0.336	54.594	16.121	3.39
地 震 時 $K_H=0.2$ $K_V=0.1$	B-2 ①	Terzaghi				28.070	2.456	154.133	124.186	1241	1.147			
	B-2 ②	Coulomb				30.595	4.046	161.288	131.617	1225	1.160		***	
	B-2 ③	Rankine				30.452	4.027	161.203	130.618	1234	1.149			
	B-1	物部・岡部	0.0	0.564	0.322	36.956	21.080	237.941	143.870	1.654	0.666	43.777	48.986	0.894
地 震 時 $K_H=0.2$ $K_V=0.0$	B-2 ①	Terzaghi				28.070	2.729	171.260	124.186	1379	1.001			
	B-2 ②	Coulomb				30.595	4.496	179.211	131.617	1362	1.009		***	
	B-2 ③	Rankine				30.452	4.474	179.112	130.618	1371	1.000	37.307	42.482	0.878
	B-1	物部・岡部	0.0	0.523	0.292	34.293	19.139	245.105	136.499	1.796	0.587	46.231	46.323	0.998
		既計算 (物部・岡部) $K_H=0.17$	0.7	0.500	0.134	35.536	9.522	217.762	153.420	1.419	0.969	107.876	44.385	2.43

* $\delta = \beta = 10^\circ$ を採用** $\delta = \phi = 30^\circ$ を採用*** 合力の作用位置が底版の中央 $\frac{2}{3}$ 以内でないので滑動に対する安定性の計算は行なわない。+ 粘着力 $C = 5.0 t/m^2$ を考慮

++ 積雪荷重を考慮

係数 A, B を読み取る。

E_1 は, $C=0$, $G_2=0$, $\delta=0$ という条件のもとに $V=40^\circ, 45^\circ, 50^\circ, 55^\circ$, 60° に対して求めてあり, 最大値として, $v=45^\circ$ のとき

$$E_1 = 0.402 \times \frac{1}{2} \times 23.5 \times 8.2 \times 1.8 = 69.72 \text{ (t/m)}$$

が得られた。

抵抗土圧 E_2 は, 図 1-9 の仮想すべり面 $\overline{AC}$ に働く粘着力によるものである。

$$v=45^\circ, C=1.5 \text{ t/m}^2, \ell=23.5 \text{ m より}$$

$$E_2 = 0.828 \times 1.5 \times 23.5 = 29.19 \text{ (t/m)}$$

したがって土圧 E は

$$E = E_1 - E_2 = 40.53 \text{ t/m}$$

となる。

III) 安定に関する検討

底板中心に作用する力

$$\text{鉛直力 (擁壁自重)} \quad V = 79.25 \text{ t/m}$$

$$\text{水平力 (土圧)} \quad H = 40.53 \text{ t/m}$$

(a) 転倒に対する安定

$$\text{偏心量} \quad e = \frac{M}{V} = \frac{30.90}{79.25} = 0.39 \text{ m} < \frac{3}{B} = \frac{3.90}{3} = 1.30 \text{ m} \quad \text{O.K.}$$

となり, 土の集聚力 C による土圧の減少によって, 転倒に対しては安定と見なされた。

(b) 滑動に対する安定

水平抵抗力として次の 2 つを採用している。

○ 基礎コンクリートと土との摩擦によるもの ($\mu=0.5$ と推定している)

$$SR_1 = V \times \mu = 79.25 \times 0.5 = 39.63 \text{ t/m}$$

○ 基礎前面のせん断抵抗力 ($\tau_a=3 \text{ t/m}^2$) によるもの

$$SR_2 = \tau_a \times \ell = 3 \text{ (t/m}^2\text{)} \times 4.00 \text{ (m)} = 12.00 \text{ t/m}$$

$$\text{合計して } SR = SR_1 + SR_2 = 51.63 \text{ t/m}$$

$$\text{安全率} \quad F_s = \frac{SR}{H} = \frac{51.63}{40.53} = 1.3 > 1.2$$

このように滑動に対しては, 基礎前面のせん断抵抗力というものを考慮することにより安定であるとしている。

(2) 既計算と今回の計算の比較

表 1-5(a) に示すように常時の安定性を検討してみると, 転倒については Terzaghi の方法を用いた場合のみが不安定となり, Coulomb, Rankine の方法を用いた場合は安定となっている。滑動の安全率は全て 1.5 以下であり, 不安定である。また地震時の安定性については, 既計算以外の全ての計算結果において基準を満足していない。

このような結果になった原因は、実際の計算書においては種々の緩和条件が加味されているためであり、以下にその詳細について述べる。

(i) 転倒に対する安定

地震時 ($k_H = 0.2$, $k_V = 0.1$ の場合) に、擁壁に作用する力の各計算方法による違いを見るために、表 1-6 に擁壁に働く鉛直力、水平力を示す。

表 1-6 擁壁 No. 1 に作用する力 (地震時 $k_H = 0.2$, $k_V = 0.1$)

計算方法 作用力		B-2			B-1	既計算
		①Terzaghi	②Coulomb	③Rankine	物部・岡部	
鉛直力 (t/m)	自重*	7.0974	7.0974	7.0974	7.0974	79.25**
	鉛直土圧	2.649	3.965	0	1.010	0
水平力 (t/m)	慣性力	15.772	15.772	15.772	15.772	0
	水平土圧	63.571	45.232	41.218	69.434	40.53

*ここで言う自重とは、常時の自重より地震時慣性力 (鉛直方向) を差し引いたものである。

**既計算では慣性力を考えていない。

表 1-5 (a) (地震時 $k_H = 0.2$, $k_V = 0.1$) に示すように $\frac{3e}{B}$ が 1 より小さくなるのは既計算だけであり、この原因は、既計算における次の 2 点にあると考えられる。

(a) 粘着力による裏込めのすべり線上の抵抗土圧を考え、全体として土圧を小さく見積っていること。

(b) 地震時慣性力を考えていないこと。

(c) 物部・岡部の方法の結果と既計算の結果とを比べると、既計算における $E_1 (= 69.72 \text{ t/m})$ と物部・岡部の水平土圧 ($= 69.434 \text{ t/m}$) とがほぼ等しい値となっている。既計算では、前述のごとくこの E_1 の値より抵抗土圧 E_2 を減じて全体としての土圧を小さく見積っている。これは裏込め土の粘着力を考慮するかどうかという問題であり、実際の裏込め土を調査してみないと何とも言えない。

(b) の地震時慣性力を考えないのは理解できない。地震時において壁体に働く地震時慣性力はかなり大きいものであり、無視できない。たとえば表 1-6 に見られるように、水平方向の地震時慣性力は物部・岡部式による水平土圧の約 23% となっている。

(ii) 滑動に対する安定

安全率が 1.2 より大なるものは、転倒の場合と同じく既計算だけである。抵抗力に着目すると既計算における $SR_1 (= 39.63 \text{ t/m})$ は他の 4 方法での結果とほぼ等しい。既計算と B-1, B-2 の計算の相違点は既計算では基礎前面のせん断抵抗が SR_2 を考えることにより、全体としての抵抗力を増していることである。

1.4.2 擁壁No.2

擁壁No.2の実際の設計計算書は入手できなかった。従って今回の計算についてのみ比較を行なう。

表1-5(b)に示すように常時においてはTerzaghi, Coulomb, Rankineの方法のいずれにおいても転倒・滑動の安定性が確保されている。また3者の間にほとんど相違が見られない。

地震時についてみると、どの計算法においても転倒の安定性は確保されているが、滑動については $k_H=0.2$, $k_V=0$ のときの物部・岡部の方法以外は全て安全率が1.2以下となっている。B-1の物部・岡部の方法とB-2の方法を比べてみると、B-2の方法の方が安全率が低くなっており、この場合にはB-2の方がよりきびしい設計になることを示している。

1.4.3 擁壁No.3

(1) 既計算の特徴

- (i) 計算書の数ヶ所に単純な計算ミスがある。
- (ii) 土圧計算は、常時(クーロン公式)、地震時($k_H=0.2$, $k_V=0$)(物部・岡部の式)について行なっている。
- (iii) 常時土圧の計算において上載荷重は考慮していない。
- (iv) 地震時慣性力は考えている。

表1-5(c)には計算ミスを訂正した結果を示す。

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

(a) 転倒に対する安定

$\frac{eB}{6}$ が全て1より小であるので安定である。ここで既計算のCoulombの方法と今回のCoulombの方法の結果が異っているのは次の理由による。

○既計算では上載荷重を考慮していないが、今回の計算では考慮している。

○既計算では $\delta = \frac{\phi}{3}$ としているが、今回の計算では $\delta = \frac{2}{3}\phi$ としている。

δ をどのくらいにとればよいかということはむずかしい問題であり、コンクリート壁面の状態によっても変化すると思われるが、ここでは一応道路土工指針の $\delta = \frac{2}{3}\phi$ を採用する。なお表1-7に示すように δ を大きくすると P_H はそれ程変化しないが、 P_V がかなり増加して滑動抵抗力が増すため安全率は増加する。

表1-7 既計算のCoulombの方法と今回のCoulombの方法との違い(擁壁No.3)

	δ	K_A	K_H	K_V	$P_H(t/m)$	$P_V(t/m)$	e
既計算	$11^\circ 40'$ ($\frac{1}{3}\phi$)	0.356	0.354	0.037	71.732	7.497	1.032
今回の計算	$23^\circ 20'$ ($\frac{2}{3}\phi$)	0.355	0.338	0.108	73.712	23.430	0.591

(b) 滑動に対する安定

計算書の計算ミスを訂正すると、既計算の滑動に対する安全率は0.948となり、基準の1.5を大きく下回るため問題である。また表1-5(c)に示すように今回の計算のいずれの結果においても安全率が1.5を下回っている。従ってこの擁壁は常時において既に安定性に不安があると言える。

(iii) 地震時

(a) 転倒に対する安定

表1-5(c)によれば $k_H=0.2$ 、 $k_V=0$ の時には既計算とB-1の物部・岡部の方法が不安定、B-1の方法がいずれも安定である。既計算の物部・岡部の方法と今回の計算の物部・岡部の方法の違いは地震時の壁面摩擦角 δ' のとり方にあり、表1-8に示されている。表1-8に見られるように δ' の値が変化すると安全率が大きく変化する。従って δ' の決定には十分注意を払う必要がある。 $k_H=0.2$ 、 $k_V=0.1$ の場合にはB-2のRankineの方法だけが安定で残りは全て不安定となっている。

表1-8 δ' の違いによる土圧の違い(物部・岡部の方法 擁壁№3)

	δ'	K_{AE}	K_{HE}	K_{VE}	P_{HE}	P_{VE}	安全率	
							転倒	滑動
既計算	0°	0.786	0.782	-0.078	158329	-15803	0.513	0.301
今回の計算	17°30' ($\frac{1}{2}\phi$)	0.850	0.832	0.174	168488	35199	0.887	0.446

(b) 滑動に対する安定

全てのケースについて安全率が1.2以下であり、不安定である。特に物部・岡部の方法を用いると $k_H=0.2$ 、 $k_V=0$ の場合の安全率が0.446、 $k_H=0.2$ 、 $k_V=0.1$ の場合が0.403となり、道路土工指針を基準とした場合、この擁壁は地震時の滑動に対して極めて不安定であると考えられる。

1.4.4 擁壁№4

(i) 既計算の特徴

- (i) 安定計算は常時(クーロン公式)についてのみ行なっている。
- (ii) 載荷重は考慮していない。
- (iii) 突起のある場合の滑動抵抗力 H_k を以下のように求めている。

$$(\text{鉛直方向に働く力}) \quad \Sigma V = 185.479 \text{ t/m}$$

$$(\text{水平方向に働く力}) \quad \Sigma H = 72.626 \text{ t/m}$$

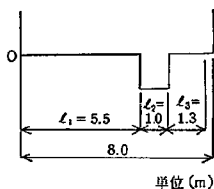


図1-10 擁壁No.4

$$l_1 = 5.5 \text{ m} \quad l_2 = 1.0 \text{ m} \quad l_3 = 1.3 \text{ m}$$

有効載荷幅 $l' = 2d = 7.8 \text{ m}$

$$v_1 = \frac{l_1}{l'} \times \Sigma V = \frac{5.5}{7.8} \times 185.479 = 130.786 \text{ t/m}$$

$$v_2 = \frac{l_2}{l'} \times \Sigma V = \frac{1.0}{7.8} \times 185.479 = 23.779 \text{ t/m}$$

$$v_3 = \frac{l_3}{l'} \times \Sigma V = \frac{1.3}{7.8} \times 185.479 \text{ t/m}$$

滑動抵抗力

$$Hk = v_1 \tan \phi' + (v_2 + v_3) \tan \phi_B = 130.786 \times \tan 40^\circ + (23.779 + 30.913) \tan 26.67^\circ = 137.214 \text{ (t/m)}$$

$$\text{安全率} \quad Fs = \frac{Hk}{\Sigma H} = \frac{137.214}{72.626} = 1.89$$

即ち地盤反力が一様に底版に分布していると考えているのである。

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

表1-5(d)によると常時については転倒、滑動共に安定性に問題はない。既計算と今回の計算のCoulombの方法の結果の相違は転倒の安定性については δ のとり方の違いのみである。滑動については地盤反力の分布の考え方に若干違いがあるが、両者の滑動抵抗力に大きな差は出ていない。表1-9に示すように、 δ を $2^\circ 30'$ 大きくとるだけで安全率は転倒が15%増、滑動が8%増となっている。このことは δ のとり方の影響がいかに大きいを示している。

表1-9 δ の違いによる土圧、安全率の相違(Coulomb法、擁壁No.4)

	δ	K_A	K_H	K_v	P_H (t/m)	P_v (t/m)	安全率	
							転倒	滑動
既計算	$32^\circ 30'$ (ϕ)	0.555	0.468	0.298	72.626	46.268	3.29	1.89
今回の計算	30° (β)	0.545	0.472	0.273	79.624	45.971	2.86	1.75

iii) 地震時

既計算では地震時の安定性の検討を行っていない。今回の計算ではB-1の物部・岡部の方法では $k_H=0.2$, $k_V=0$ と $k_H=0.2$, $k_V=0.1$ のいずれの場合にも転倒については安定であるが、滑動については若干不安定である。B-2の方法ではB-1の方法より若干安定性がよいという結果になっている。

1.4.5 擁壁№5

(i) 既計算の特徴

(i) 土圧計算は、地震時 ($k_H=0.2$, $k_V=0$) について行なっている。

(ii) 地震時慣性力は考えている。

(iii) 切土部擁壁で、切土面が安定していると考え、切土面と擁壁面とで囲まれるクサビ型の土の重量が壁面にかかる背面土圧としている。

常時においては、壁自身が裏込土よりかかっているため充分安全であるため安定計算は省略している。

また地震時には、裏込土のクサビ型の部分の水平力 (土の重量に設計震度 $k_H=0.2$ を乗じたもの) が土圧として作用するものとしている。

したがって土圧は、

$$P = \frac{1}{2} \times (3.974 + 0.5) \times 1.87 \times 1.8 \times 0.2 = 1.506 \text{ t/m}$$

である。

(iv) 滑動に対する安定については、突起を考慮し、地盤反力を等分布と考えて滑動抵抗力 Hk を求めている。

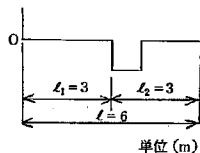


図 1-11 擁壁№5

(鉛直方向に働く力) $\Sigma V = 87.19 \text{ t/m}$

(水平方向に働く力) $\Sigma H = 35.07 \text{ t/m}$

$$L_1 = L_2 = 3 \text{ m}, \quad L = 6 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{L_1}{L} \times V = \frac{3}{6} \times 87.19 = 43.60 \text{ t/m}$$

$$V_2 = \frac{L_2}{L} \times V = \frac{3}{6} \times 87.19 = 43.60 \text{ t/m}$$

これより滑動抵抗力 Hk は

$$Hk = 43.6 \times 0.5 + 43.6 \times \tan 35^\circ = 52.33 \text{ t/m}$$

となり、安全率は次のようになる。

$$F_s = \frac{R}{\sum H} = \frac{5233}{3507} = 1.49 > 1.4 \text{ (道路技術基準)}$$

安全率が 1.4 以上あればよいとしているのも道路土工指針と異っている。

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

既計算では常時の安定性の検討を行なっていない。今回の計算の結果を見ると、いずれも転倒の安定性はよいが、滑動に対する安全率は 1.5 以下になっている。これらの計算は全て盛土部擁壁に対する土圧を計算している。一方、道路土工指針の切土部擁壁に

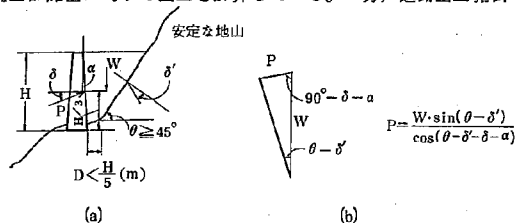


図 1-12 切土部土圧の求め方 (道路土工指針)

作用する土圧 (図 1-12) を計算してみると

$$P = \frac{W \cdot \sin(\theta - \delta')}{\cos(\theta - \delta' - \alpha)} = \frac{75.297 \cdot \sin 43^\circ 26'}{\cos 40^\circ 52'} = 68.454 \text{ (t/m)}$$

ただし

W : 土の重量 (75.297 t/m)

θ : 切土面の勾配 ($63^\circ 26'$)

δ : 壁面摩擦角 (20°)

δ' : 切土面におけるすべり摩擦角 ($\delta' = \frac{2}{3}\delta = 20^\circ$)

となる。この値は Coulomb の盛土部擁壁に作用する土圧 (62.735 t/m) よりむしろ大きくなっている。従って切土部擁壁に作用する土圧を考えた場合でもこの擁壁は安定ではない。

(ii) 地震時

表 1-5 (e) によると既計算のみが安定で、他は全て不安定となっている。既計算においては切土面の地山が安定であるとして、裏込め土のクサビ型の重量に震度を乗じたもの (P_E) を地震時土圧として採用している。即ち設計者は純粋に地震によって増加する土圧だけを設計土圧として考え、常時の土圧は 0 であると考えている。もたれ式擁壁であっても常時の土圧は 0 ではないので、このような考え方は承認し難い。なお物部・岡部の式で求まる土圧は (常時土圧) + (地震時土圧) であって、決して地震時の土圧の

増加分だけではない。

1.4.6 擁壁№6

(1) 既計算の特徴

- (i) 土圧計算は、常時（クーロン公式）、地震時 $k_H=0.2$ 、 $k_V=0$ （物部・岡部の式）について行なう。
- (ii) 常時載荷重として、 $q=1.0 \text{ t/m}^2$ を採用している。
- (iii) 地震時慣性力は考えている。
- (iv) 載荷重と裏込め土による土圧をそれぞれ別に計算している。

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

表1-5(f)に示すように常時の安定性についてはいずれの計算においても問題ない。既計算と今回の計算のCoulombの方法における相違は δ のとり方である。既計算では $\delta=\phi=30^\circ$ としているが、この擁壁は逆T型であり仮想背面に土圧を作用させるので、道路土工指針によれば $\delta=\beta=0^\circ$ となる。またTerzaghi, Coulomb, Rankineの方法の間にはほとんど差がみられない。

(ii) 地震時

既計算およびB-1の物部・岡部の方法によれば $k_H=0.2$ 、 $k_V=0$ 、および $k_H=0.2$ 、 $k_V=0.1$ のいずれの場合にも安定である。(表1-5(f)) B-2の方法によると転倒に対して安定性はあるが、滑動に対しては若干安全率が不足している。この原因としては、B-2の静的土圧を計算する時に上載荷重を 1 t/m 作用させているが、物部・岡部の方法では上載荷重が0であることが考えられる。

既計算と今回の計算の物部・岡部の方法の相違は δ のとり方の違いである。

1.4.7 擁壁№7

(1) 既計算の特徴

- (i) 土圧計算は常時（クーロン公式）についてのみ行なっている。
- (ii) 載荷重は考慮していない。
- (iii) 転倒に対する安定の基準が道路土工指針と異なっている。

合力の作用位置は $d=2.252 \text{ m}$ となり、

$$d < \frac{B}{3} = 2.972 \text{ m} \quad \text{および} \quad d > \frac{B}{4} = 2.230 \text{ m}$$

したがって安定であると結論づけているが、偏心量を計算すると

$$e = \frac{B}{2} - d = 2.207 \text{ m} > \frac{B}{6} = 1.486 \text{ m}$$

となり、道路土工指針の基準では安定とは言えない。

- (iv) 滑動に対する安定性の検討においてコンクリートのせん断抵抗を考えている。つまり

コンクリートのせん断応力度

$$\frac{1}{n} \cdot \alpha \cdot \sigma_{28} = \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} \times 160 (\text{kg}) \approx 80 \text{ t/m}^2$$

を用いて、滑動安全率を以下の式によって計算している。

$$F_s = \frac{(\text{自重}) \times (\text{摩擦係数}) + (\text{せん断応力度}) \times (\text{突起長})}{\text{滑動力}}$$
$$= \frac{287.537 \times 0.6 + 80 \times 1.2}{196.678} = 1.53$$

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

表 1-5 (g) に示すように既計算の結果は転倒に対しても滑動に対しても、道路土工指針の基準に照してみると安全率が不足している。また既計算においては上述のように突起のある場合のせん断抵抗として、地盤ではなく突起のコンクリートのせん断抵抗をとっている。このことは設計者がコンクリートのせん断抵抗の方が地盤のせん断抵抗よりも弱いと考えていることを示している。地盤が特に強固な岩盤であればこのようなこともあり得るが、地盤の強度で設計を行なうのが一般的である。A-2 の Coulomb の方法による滑動抵抗力と既計算の滑動抵抗力を比較してみると前者の方が約 40 % 小さくなっている。A-2 において滑動抵抗力として地盤の抵抗力をとったことがその原因であると考えられる。従ってこの擁壁の場合には滑動抵抗力としてコンクリートではなく地盤の抵抗力をとるべきであろう。

また Terzaghi, Coulomb, Rankine の 3 種類の土圧を比較してみると、かなりの差が見られるが、この差は裏込めの傾斜が 1:1.5 で、かなり急であることによるものと考えられる。

(ii) 地震時

既計算では地震時の安定性の検討を行っていない。今回の計算結果を見ると、ほとんどの計算ケースにおいて不安定という結果になっている。

1.4.8 擁壁 No. 8

(i) 既計算の特徴

- (i) 土圧計算は、常時 (クーロン公式)、地震時 $k_H = 0.2$, $k_V = 0.1$ ($P_{dyn} = (1+k) \cdot P_{st}$ による方法) について行なっている。
- (ii) 常時載荷重として、 $q = 1.3 \text{ t/m}^2$ を採用している。
- (iii) 地震時慣性力は、鉛直方向のみを考えている。
- (iv) 常時の滑動の安定性については図 1-13 に示すように井桁組壁と基礎コンクリート面にて検討している。基礎コンクリート面と井桁壁のなす角を α とすると次のようにな

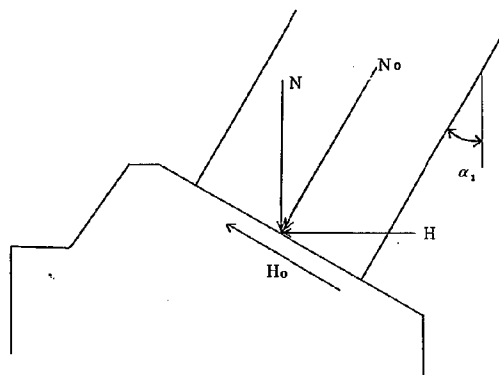


図 1-13 擁壁断面

る。

$$H_o = H \cdot \cos \alpha_1 - N \cdot \sin \alpha_1$$

$$N_o = H \cdot \sin \alpha_1 + N \cdot \cos \alpha_1$$

ここに

H_o : 基礎コンクリート面に平行な成分

N_o : 基礎コンクリート面に垂直な成分

H : 水平方向合力

N : 鉛直方向合力

したがって

$$H_o = H \cdot \cos \alpha_1 - N \cdot \sin \alpha_1 = 1.259 \text{ t/m}$$

$$N_o = H \cdot \sin \alpha_1 + N \cdot \cos \alpha_1 = 1.05398 \text{ t/m}$$

安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{N_o}{H_o} = 5.02 > 1.5$$

となる。

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

表 1-5 (h) に示すように常時の安定性については全ての計算ケースで全く問題ない。

既計算と今回の計算の相違は θ のとり方による。

(ii) 地震時

表 1-5 (h) の $k_H = 0.2$, $k_V = 0.1$ の場合について見ると、転倒の安定性については既計算のみが安定で、他は全て不安定となっている。この原因は既計算では地震時の慣性力を全く考慮していないことにある。既計算の転倒モーメントと B-2 の Coulomb 法の

転倒モーメントを比べてみると後者の方が7倍大きくなっている。この差は主に地震時慣性力を考慮するかしないかの違いに起因している。地震時慣性力は地震による動土圧に劣らず大きいものであり、これを無視して設計を行なうことは極めて危険である。

1.4.9 擁壁№9

(1) 既計算の特徴

- (i) 土圧計算は、常時（クーロン公式）、地震時 $k_H=0.2$, $k_V=0.1$ について行なっている。
- (ii) 常時載荷重として $q=1.0 \text{ t/m}^2$ を採用している。
- (iii) 地震時慣性力は考えている。
- (iv) 地震時の土圧として常時土圧を採用している。
- (v) 路側ブロックと基礎コンクリートウォールと分けて安定計算を行っている。

ブロック積とウォールは一体として働かず、ウォールには水平力と鉛直力のみ伝達されるものと考えている。すなわちウォール天端水平線上に $q=1.0 \text{ t/m}^2$ （活荷重）と、 $q=1.9 \times 5.47 \text{ t/m}^2$ （土の載荷重）の等分布荷重とがあるものとして安定計算を行っている。

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

表1-5 (i)(j)の既計算と今回の計算の結果にかなり差が見られるが、この原因はとり方および上載荷重による土圧の考え方の相違にある。

(ii) 地震時

表1-5 (i)の路側ブロックの $k_H=0.2$, $k_V=0.1$ の場合の転倒の安定性について見ると既計算のみが安定になっている。この原因は既計算では土圧として常時土圧を用い、地震時の慣性力のみを考慮しているためである。既計算の土圧とB-1の物部・岡部の式の土圧を比較すると、後者が約2倍になっており、地震時の安定性の検討を行なう時に動土圧を無視することは出来ないことを示している。

1.4.10 擁壁№10

(1) 既計算の特徴

- (i) 土圧計算は、常時（クーロン公式）、地震時 $k_H=0.17$, $k_V=0$ （物部・岡部の式）について行なっている。
- (ii) 上載荷重として常時は $q=1.4 \text{ t/m}^2$ 、地震時は $q=0.7 \text{ t/m}^2$ を採用している。ただしこれは積雪荷重である。
- (iii) 地震時慣性力は考えている。
- (iv) 地震時滑動に対する検討において粘着力を考えている。

突起を考慮して基礎が岩であるから粘着力は一軸圧縮強度の $\frac{1}{2}$ とし、内部摩擦角は0としている。

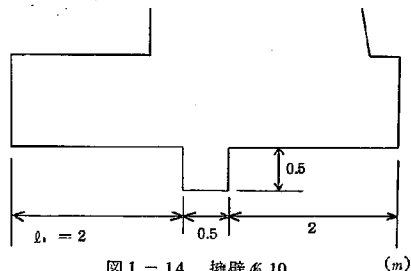


図 1-14 擁壁高 10 (m)

$$C = 50 \text{ t/m}^2 \quad \phi = 0$$

有効荷荷幅

$$L' = 3d = 2388 \text{ m (本来は } L' = 2d \text{ である}^{(4)})$$

$$L_1 = 2000 \text{ m}$$

$$L_2 = 2388 - 2000 = 0388 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{L_2}{L'} \times V = \frac{0388}{2388} \times 80.794 = 13.127 \text{ t/m}$$

$$\text{ゆえに } Hk = C \cdot L_1 + V_2 \cdot \tan \phi_B = 50 \times 2 + 13.127 \times 0.6 = 107.876 \text{ t/m}$$

したがって

$$F_s = \frac{Hk}{H} = 2.43 > 1.2$$

である。

(2) 既計算と今回の計算の比較

(i) 常時

表 1-5 (a) より常時の安定性については全てのケースについてはほぼ安定であると言える。既計算と A-2 の Coulomb 法の違いは ϕ および上載荷重のとり方にある。

(ii) 地震時

表 1-5 (a) の $k_H = 0.2$, $k_V = 0$ の場合についてみると、転倒の安定性については全てのケースではほぼ安定であるが、滑動については既計算のみが安定である。この原因は既計算では地盤の粘着力を考慮しているために滑動抵抗力が大きくになっているためである。このように大きい粘着力をとつてよいかどうかは現場の地盤調査をやってみないと何とも言えない。

1.4.1.1. 金体の考察

表 1-10 に全擁壁の転倒に関する安定性に関する一覧表を、表 1-11 に転倒に関する安全率を、表 1-12 に滑動に関する安全率を示す。表 1-10, 12 における判定には道路土工指針の判定規準 (表 1-13) を用いた。表 1-14 は既計算において用いられた判

表1-10 転倒に関する安定性

計算方法	今 日 の 計 算																								既 計 算			
	常 時						地 震 時 ($k_H=0.2, k_V=0.1$)								地 震 時 ($k_H=0.2, k_V=0$)								常 時		地 震 時			
	A-1 Terzaghi		A-2 Coulomb		A-3 Rankine		B-1 (物部-両部)		B-2① (Terzaghi)		B-2② (Coulomb)		B-2③ (Rankine)		B-1 (物部-両部)		B-2① (Terzaghi)		B-2② (Coulomb)		B-2③ (Rankine)		$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定		
	$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定						
	$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定	$\frac{6e}{B}$	判定	$\frac{3e}{B}$	判定		
1	1.949	×	0.208	○	0.132	○	3.305	×	2.957	×	1.782	×	1.748	×	2.576	×	2.474	×	1.451	×	1.413	×	—		0.300	○		
2	0.236	○	0.236	○	0.223	○	0.271	○	0.665	○	0.665	○	0.661	○	0.230	○	0.568	○	0.568	○	0.564	○	—		—			
3	0.696	○	0.507	○	-0.109	○	2.109	×	1.209	×	1.085	×	0.656	○	1.827	×	0.985	○	0.875	○	0.482	○	0.885	○	3.591	×		
4	0.302	○	0.258	○	0.261	○	0.564	○	0.738	○	0.708	○	0.710	○	0.504	○	0.606	○	0.576	○	0.578	○	0.063	○	—			
5	0.615	○	0.476	○	0.403	○	3.298	×	1.807	×	1.714	×	1.681	×	2.552	×	1.454	×	1.371	×	1.343	×	—		0.115	○		
6	0.336	○	0.336	○	0.324	○	0.281	○	0.835	○	0.835	○	0.826	○	0.227	○	0.703	○	0.703	○	0.696	○	-0.470	○	0.395	○		
7	0.523	○	1.778	×	1.134	×	1.781	×	0.961	○	1.760	×	1.269	×	1.587	×	0.792	○	1.517	×	1.106	×	1.485	×	—			
8	-0.571	○	-0.784	○	-1.323	○	3.850	×	1.925	×	1.782	×	1.408	×	2.844	×	1.476	×	1.348	×	1.010	×	-0.965	○	-0.081	○		
9 ブロック	1.704	×	-4.414	○	-6.043	○	8.229	×	6.938	×	2.857	×	1.497	×	5.566	×	5.534	×	1.688	×	0.643	○	-3.686	○	0.589	○		
9 ウェール	8.479	×	5.911	×	3.040	×	6.978	×	6.628	×	4.917	×	3.036	×	6.357	×	5.834	×	4.294	×	2.753	×	0.767	○	1.138	×		
10	0.828	○	0.852	○	0.836	○	0.666	○	1.147	×	1.160	×	1.149	×	0.587	○	1.001	×	1.009	×	1.000	○	0.336	○	0.969	○		

(注) 既計算で×になっているのは計算書の計算ミスおよび判定規準の相違による。

- 道路土工指針の判定基準に合格
- ×
- 道路土工指針の判定基準に不合格

表1-11 転倒に関する安全率

擁壁番号	計算方法	今　回　の　計　算										既　計　算		
		常　時			地震時 ($k_H=0.2, k_V=0.1$)				地震時 ($k_H=0.2, k_V=0$)				常 時	地 震 時
		A-1	A-2	A-3	B-1	B-2 ①	B-2 ②	B-2 ③	B-1	B-2 ①	B-2 ②	B-2 ③		
1	1.18	1.70	1.75	0.65	0.70	0.92	0.92	0.78	0.78	1.03	1.03	—	1.55	
2	4.28	4.28	4.31	2.59	1.86	1.86	1.87	2.81	2.07	2.07	2.08	—	—	
3	1.84	1.98	2.50	0.81	1.13	1.20	1.48	0.89	1.26	1.33	1.65	1.78	0.51	
4	2.82	2.86	2.84	1.66	1.57	1.60	1.60	1.75	1.75	1.78	1.77	3.29	—	
5	1.59	1.65	1.69	0.64	0.99	0.94	0.95	0.75	1.01	1.04	1.05	—	1.90	
6	3.06	3.06	3.08	2.25	1.51	1.51	1.52	2.43	1.67	1.67	1.69	5.31	2.12	
7	2.25	1.39	1.70	0.89	1.32	0.89	1.09	0.96	1.47	0.99	1.21	1.52	—	
8	1.78	1.87	2.13	0.63	0.91	0.94	1.02	0.82	1.01	1.04	1.14	1.94	1.63	
9 ブロック	1.08	1.76	2.12	0.60	0.61	0.88	1.00	0.71	0.70	0.99	1.11	1.64	1.12	
9 ウォール	0.51	0.66	0.99	0.34	0.35	0.45	0.62	0.38	0.39	0.50	0.69	1.49	1.11	
10	2.49	2.39	2.41	1.65	1.24	1.23	1.23	1.80	1.38	1.36	1.37	3.92	1.42	

定規準であり、道路土工指針の基準とは若干異っているものもある。

以下に全体的な考察を述べる。

〔常時〕

- (1) 常時の場合について、道路土工指針で高さが8 m以上の擁壁に対して推奨しているA-2のCoulombの方法を用いた場合、転倒・滑動ともに安定である擁壁は、No2, No4, No6, No8の4つである。(No10もほぼ基準に達している。)
- (2) 現場の特殊な条件を考慮に入れて判定をやり直した場合の結果が表1-15(b)に示されている。これによると常時についてはNo3, No5以外の8つの擁壁が安定であるということになる。
- (3) A-2の方法で計算した場合、常時の安全率が1を下回っているのは転倒についてはNo9のウォール、滑動についてはNo7のみである。しかし擁壁が崩壊したという報告はまだないので、表1-15に示したような緩和条件が有効に働いているものと考えられる。
- (4) 常時についての3つの設計法(Terzaghi, Coulomb, Rankineの方法)を比較してみると、あまり大きな差は見られないが、裏込土の傾斜が急になると、3者の間の差が若干見られる。

表 1-12 滑動に関する安全率

計算方法 (既計算)	今 回 の 計 算														既 計 算											
	常 時						地 震 時 ($k_H=0.2, k_V=0.1$)						地 震 時 ($k_H=0.2, k_V=0$)						常 時		地 震 時					
	A-1 (Terzaghi)		A-2 (Coulomb)		A-3 (Rankine)		B-1 (物部・前部)		B-2① (Terzaghi)		B-2② (Coulomb)		B-2③ (Rankine)		B-1 (物部・前部)		B-2① (Terzaghi)						B-2② (Coulomb)		B-2③ (Rankine)	
	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定	Fs	判定
1	0.77	×	1.11	×	1.15	×	0.42	×	0.46	×	0.61	×	0.62	×	0.49	×	0.52	×	0.68	×	0.69	×			1.27	○
2	1.98	○	1.98	○	1.94	○	1.16	×	0.95	×	0.95	×	0.95	×	1.28	○	1.05	×	1.05	×	1.05	×				
3	0.97	×	1.05	×	1.28	×	0.40	×	0.60	×	0.64	×	0.76	×	0.45	×	0.67	×	0.71	×	0.85	×	0.95	×	0.30	×
4	1.73	○	1.75	○	1.72	○	0.97	×	1.12	×	1.12	×	1.11	×	1.03	×	1.22	○	1.22	○	1.21	○	1.89	○		
5	1.00	×	1.02	×	1.05	×	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			1.49	○
6	1.72	○	1.72	○	1.72	○	2.22	○	1.07	×	1.07	×	1.07	×	1.33	○	1.15	×	1.15	×	1.15	×	1.97	○	1.22	○
7	1.15	×	0.75	×	0.88	×	—	—	0.72	×	—	—	—	—	—	—	0.80	×	—	—	—	—	1.37	×		
8	15.9	○	2.93	○	*	○	1.11	×	1.91	○	2.02	○	2.36	○	1.38	○	2.31	○	2.48	○	2.96	○	5.02	○	6.63	○
9 ブロック	3.40	○	*	○	*	○	1.08	×	1.33	○	2.55	○	3.53	○	1.38	○	1.54	○	3.29	○	5.02	○	*	○	4.39	○
9 ブロック	1.36	×	1.77	×	2.24	○	0.90	×	0.97	×	1.23	×	1.49	×	0.98	×	1.01	×	1.29	×	1.54	○	2.44	○	1.89	○
10	1.57	○	1.48	×	1.49	×	0.89	×	—	—	—	—	—	—	1.00	×	—	—	—	—	0.88	×	3.39	○	2.43	○

(注) №9 では前面受働土圧を考慮しているため、常時の安全率は2以上でなければならない。

○：道路土工指針の判定基準に合格

×

道路土工指針の判定基準に不合格

Fs：安全率

*：安全率が負値となる。

—：突起のある場合において、擁壁に作用する合力Rの作用位置が版底中央 $\frac{2}{3}$ 以内にはいない場合。

：空白箇所は計算を行っていない。

表 1-13 道路土工指針の判定基準

	常 時		地 震 時	
	前面受働土圧を 考慮しない場合	前面受働土圧を 考慮する場合	前面受働土圧を 考慮しない場合	前面受働土圧を 考慮する場合
転 倒	$e \leq \frac{B}{6}$	$e \leq \frac{B}{6}$	$e \leq \frac{B}{3}$	$e \leq \frac{B}{3}$
滑 動	$Fs \geq 1.5$	$Fs \geq 2$	$Fs \geq 1.2$	$Fs \geq 1.5$

表 1-14 安全率基準値（既計算）

No.	常 時		地 震 時	
	転 倒	滑 動	転 倒	滑 動
1			$e < \frac{B}{3}$	1.2
2				
3	$e < \frac{B}{6}$	1.0	不 明	
4	$e < \frac{B}{6}$	1.5		
5			$e < \frac{B}{6}$	1.4
6	$e < \frac{B}{6}$	1.5	$e < \frac{B}{3}$	1.2
7	1.5	1.5		
8	1.5	1.5	1.0	1.0
9	$e < \frac{B}{6}$	2.0*	不 明	1.5*
10	$e < \frac{B}{6}$	1.5	$e < \frac{B}{3}$	1.2

* 床掘前面をコンクリートで埋戻す場合

〔地震時〕

- (1) 地震時の場合について道路土工指針で推奨している物部・岡部の方法を用いた場合、
 $k_H=0.2$, $k_V=0$ の時に転倒・滑動ともに安定であるのは№2, №6の2つであり、 $k_H=0.2$, $k_V=0.1$ と時に転倒・滑動ともに安定であるのは№6 だけである。
- (2) 現場の特殊な条件を考慮して判定をやり直した場合、地震時については№2, №6, №10の3つが安定である。№5については非常に判定がむずかしいが、切土部擁壁であっても常時の土圧を0と考えることは出来ないので×とした。
- (3) 地震時の安定性については十分な設計を行なっているものが極めて少ない。表1-15に示すように、もともと地震時の安定性を検討していないものが2個、地震時土圧として常時土圧を準用しているものが1個、計算ミスのあるものが1個である。
- (4) 地震時の2つ設計法(B-1とB-2)を比較してみると、B-1の方が安全率が大きくなる場合もあり、はっきりした傾向は見出せない。
- (5) 道路土工指針にある物部・岡部の方法を用いて設計震度 $k_H=0.2$, $k_V=0$ で設計することとはかなりきびしい設計になるようである。

表1-15 安定性の判定

(a) 道路土工指針の基準を適用した場合

(b) 現場の特殊な条件を考慮に入れて判定をやり直した場合

№	常時	地震時	№	常時	理由	地震時	理由
1	×	×	1	○	表込土の粘着力を考慮する。 基礎前面のせん断抵抗力を考慮する。	×	地震時横性力を考慮していない。
2	○	○	2	○	—	○	—
3	×	×	3	×	計算ミス	×	計算ミス
4	○	×	4	○	—	×	もともと地震時について検討していない。
5	×	×	5	×	常時の切土部擁壁に作用する土圧を0と考 えている。	×	同 左
6	○	○	6	○	—	○	—
7	×	×	7	○	地震ではなく突起のコンクリートのせん断 抵抗力を考えている。	×	もともと地震時について検討していない。
8	○	×	8	○	—	×	地震時横性力を考慮していない。
9	×	×	9	○	φを大きくとっている。	×	地震時の土圧として常時土圧をとっている。
10	×	×	10	○	φを大きくとっている。 上載荷重を大きくとっている。	○	地震の粘着力を考慮して滑動抵抗力を大 きくみている。

○：転倒、滑動について安定
 ×：転倒、滑動について不安定

地震時の震度は $k_H=0.2$, $k_V=0$

2. 有限要素法による擁壁の地震時の安定性に関する解析

2.1 解析目的

本解析の目的は有限要素法を用いて擁壁の地震時の安定性を解析する方法を確立することである。

2.2 解析対象

解析の対象とした擁壁は第1章で述べたNo1, No3, No5, No6, No7の5個の擁壁である。

2.3 解析に用いた電子計算機

解析に用いた電子計算機は建設省土木研究所千葉支所に設置されているTOSBAC-5600である。

2.4 静的解析(1)

2.4.1 概説

まず有限要素法により表込め土の平面歪状態における静的応力および静的土圧の計算を行なうための準備として、解析モデルの境界条件、弾性係数のとり方等が解析結果におよぼす影響について検討した。

2.4.2 解析に用いた電算プログラム

本解析に用いた電算プログラムはTOSHIBA COSMO-3である。このプログラムは有限要素法により平面および軸対称回転体構造物の応力解析を行なうプログラムである。解析手法としては変位法の一つである剛性マトリックス法を用いている。またこのプログラムは弾塑性解析も可能であるが、今回の解析では弾性体として解析を行なった。COSMO-3で用いることのできる諸量の最大値を表2-1に示す。

表2-1 諸量の最大数(COSMO-3)

項	目	最大数
節点数		900
要素数		800
バンド幅		26
異なる材質の数		12
温度によって異なる材料特性の数		8
分布荷重をうける要素境界(2節点より構成される要素辺)の数		200
塑性解析の場合の反復回数		800

2.4.3 解析対象

解析対象とした擁壁は擁壁№1である。

2.4.4 解析方法

(1) 境界条件の影響解析

解析モデルの境界条件の影響を調べるために図2-1に示す3ケースについて応力解析を行なった。図2-2はケースCの境界条件を示す。ケースA, B, Cの断面、材料定数は全く同じで、境界条件だけが異なっている。図2-3に要素分割図を、表2-2に計算条件を示す。図2-1のモデルにおける4の部分はずめ壁面背後に設けたすべり面であり、強度的に弱い土材料から成っている。この部分の要素を以下ではジョイント要素と呼ぶ。表2-3に計算に用いた材料定数を示す。

表2-2 静的解析(1)計算条件(擁壁№1)

計算 ケース	境界条件		計算領域		節 点 数	要 素 数	備 考
	側面	底面	水平 (m)	鉛直 (m)			
A	水平方向固定	固定	68	48.6	102	80	
B	鉛直方向固定	固定	68	48.6	102	80	
C	$K_0 \cdot \gamma \cdot Z$ 負荷 ($K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$)	$\gamma \cdot Z$ 負荷 ただし底面両 端を固定	68	48.6	102	80	
D	水平方向固定	鉛直方向固定	400	216	130	106	
E	"	"	400	216	130	106	$E_1 = 50$, $E_2 = 100 \text{ kg/cm}^2$ を与える。
F	D段階の計算結果(応力)を 負荷, 底面両端固定		140	86	130	106	外殻要素の結果を採用
G	"		140	86	130	106	外殻要素とその内殻要素と の結果の平均を採用
H	"		140	86	130	106	上に示した両者の重みつき 平均を採用
I	H段階の計算結果(応力)を 負荷, 底面両端を固定		68	32	369	372	擁壁と裏込めの間にジョイ ント要素を入れる
J	"		68	32	369	372	仮定すべり面の位置にジョ イント要素を入れる

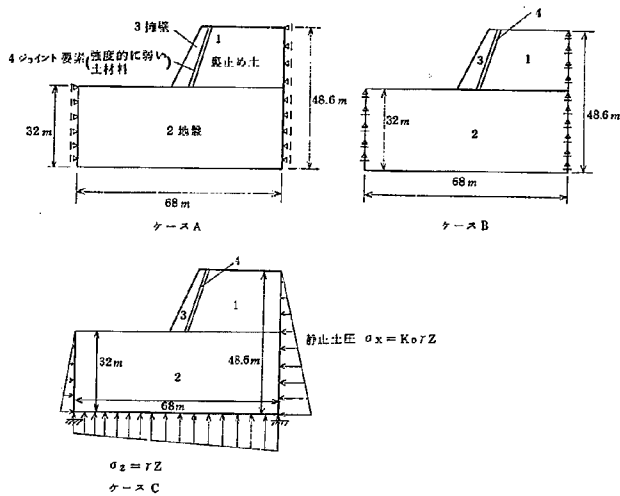


図 2-1 静的解析(1)の解析モデル (境界条件の影響, 擁壁版 1)

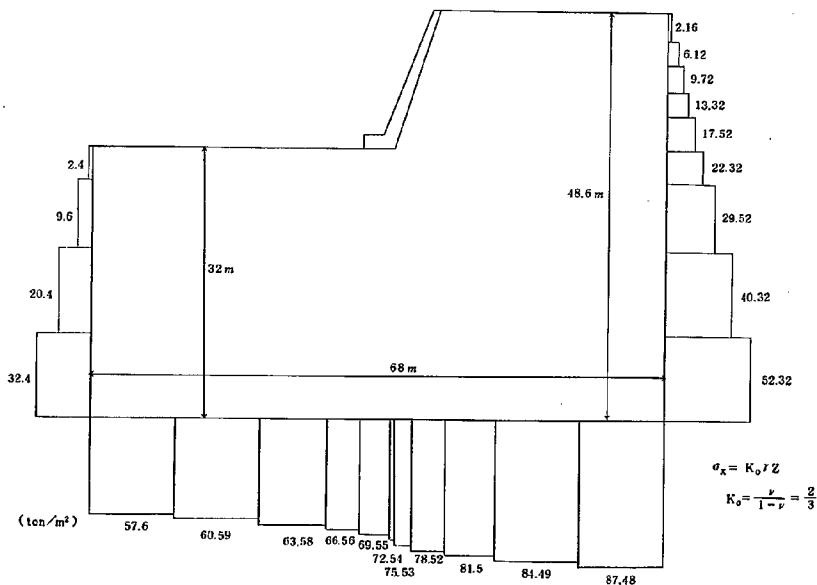


図 2-2 ケース C の境界条件

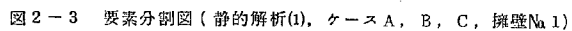


表 2-3 材料定数 (静的解析(1) 擁壁No.1)

裏込め土・地盤					擁 壁		
γ_s (g/cm^3)	ν_s	E_1 (kg/cm^2)	E_2 (kg/cm^2)	E_4 (kg/cm^2)	γ_c (g/cm^3)	ν_c	E_3 (kg/cm^2)
1.8	0.4	5×10^2	1×10^3	1×10^4	2.35	0.166	2.5×10^5

γ : 単位体積重量 添字 s: 土材料 2: 地盤
 ν : ポアソン比 c: 擁壁材料 3: 擁壁材
 E : 弾性係数 1: 裏込め土 4: ジョイント要素

(2) 断面を漸次縮小する方法の検討

擁壁に作用する土圧の解析を行なう場合にどの程度の範囲までをモデル化すればよいのかということは難かしい問題である。そこで図 2-4 に示すような非常に大きい断面から漸

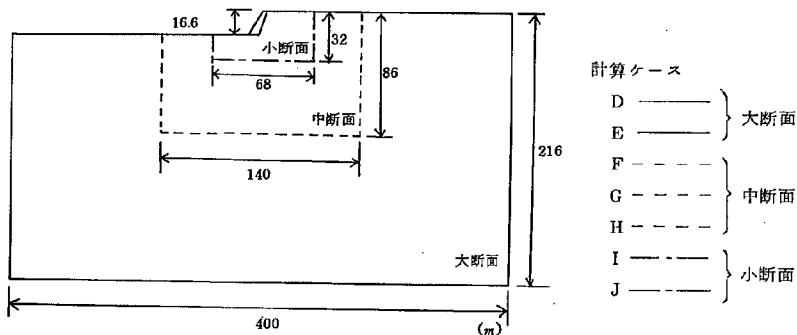
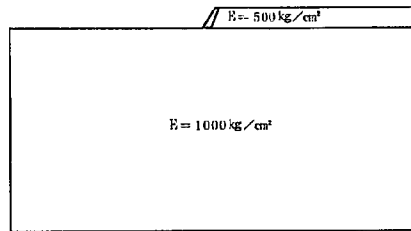


図 2-4 断面を漸次縮小する方法 (静的解析(1), 擁壁No.1)

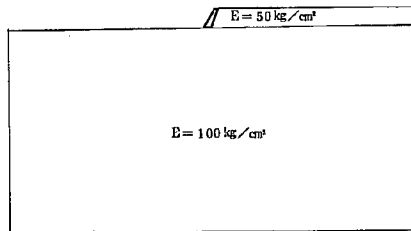
次断面を縮小し、新しく境界となるところに、前の大きい断面の解析で得られた応力を境界条件として与えてあげれば比較的精度のよい解析ができるのではないかと考えた。以下に段階を追って計算ケースを説明する。

〔第 1 段階 (大断面)〕

弾性係数が異なる場合の応力の変化を調べた。すなわちケース D とケース E では図 2-5 に示すような弾性係数を用いて計算を行なった。図 2-6 に大断面の要素分割図を示す。



ケース D



ケース E

図 2-5 ケース D, E の弾性係数

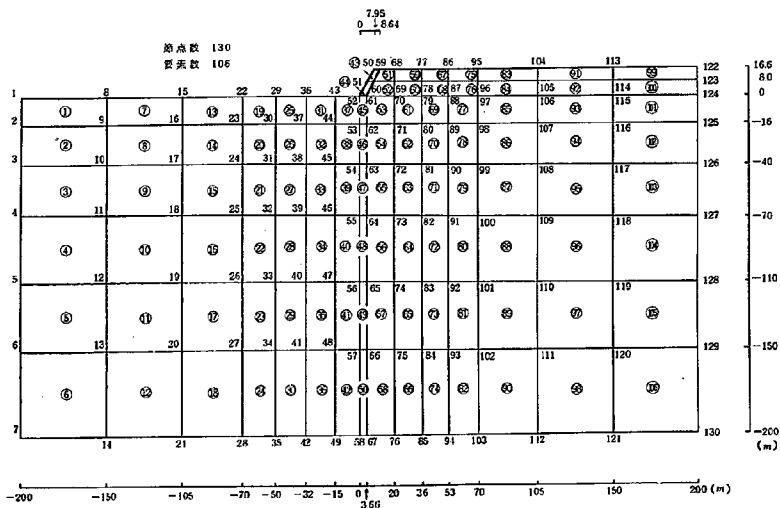


図 2-6 要素分割図 (静的解析(I), 大断面, ケース D, E, 擁壁 No. 1)

〔第2段階（中断面）〕

ケースDの計算より得られた応力を用いて次の3ケースの応力を境界条件として中断面について応力解析を行なった。

ケースF：境界面のすぐ外側の要素の応力

ケースG：境界面の外側および内側の要素の応力の平均値

ケースH：Gに示した両者に距離による重みをつけた平均値（距離とは境界面から要素の重心までの長さである。）

図2-8に中断面の要素分割図を示す。

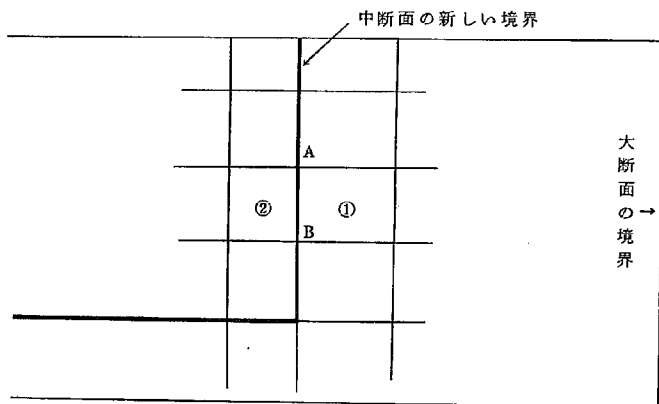


図2-7 静的解析(1)第2段階（擁壁/1）

ケースF：①の水平応力 σ_x を中断面の新しい境界A B面に等分布に作用させる。

＃ G：①と②の水平応力 σ_x の平均値をA B面に等分布に作用させる。

＃ H：①と②の水平応力 σ_x の加重平均値（A B面から①②の要素の中心までの距離によって重みをつける）をA B面に等分布に作用させる。

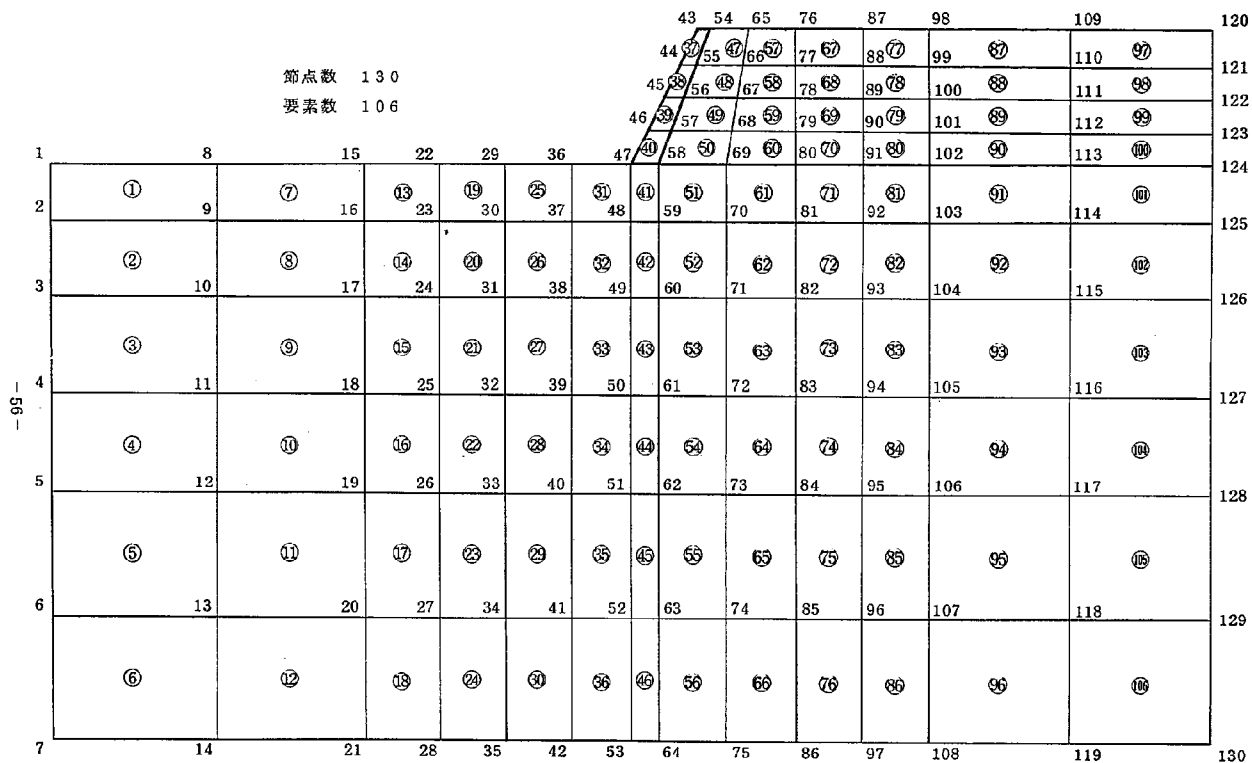


图 2-8 要素分割图 (静的解析(1), 中断面, ケース F, G, 擁壁 No. 1)

〔第3段階（小断面）〕

第2段階で最もよいと判断されたケースの値を用いて小断面の境界条件を設定し、次の2ケースについて応力解析を行なった。すなわち、図2-9に示すようにケースIでは擁壁と裏込めとの間、またケースJでは仮定すべり面にそれぞれジョイント要素を考えた。

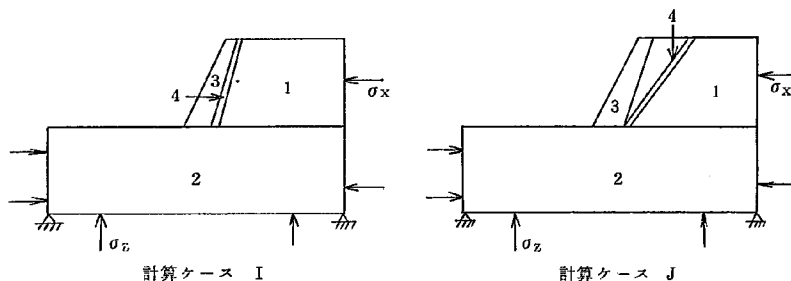


図2-9 静的解析(I)第3段階（擁壁No1）

計算ケースJにおけるすべり面の位置は以下の計算によって求めた。⁽⁶⁾

すべり面が水平となす角： ζ （度）

$$\cot(\zeta - \beta) = -\tan(\phi + \delta + \alpha - \beta)$$

$$+ \sec(\phi + \delta + \alpha - \beta) \times \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi - \beta)}} \quad \text{式(2-1)}$$

上式に擁壁No1の値 $\beta = 0^\circ$; $\phi = 35^\circ$; $\delta = \frac{2}{3}\phi = 23^\circ 20'$; $\alpha = -16^\circ 40'$ をそれぞれ代入して、 $\zeta = 52^\circ 23'$ が得られた。

図2-10に小断面の要素分割図を示す。また計算条件は表2-2に示されている。

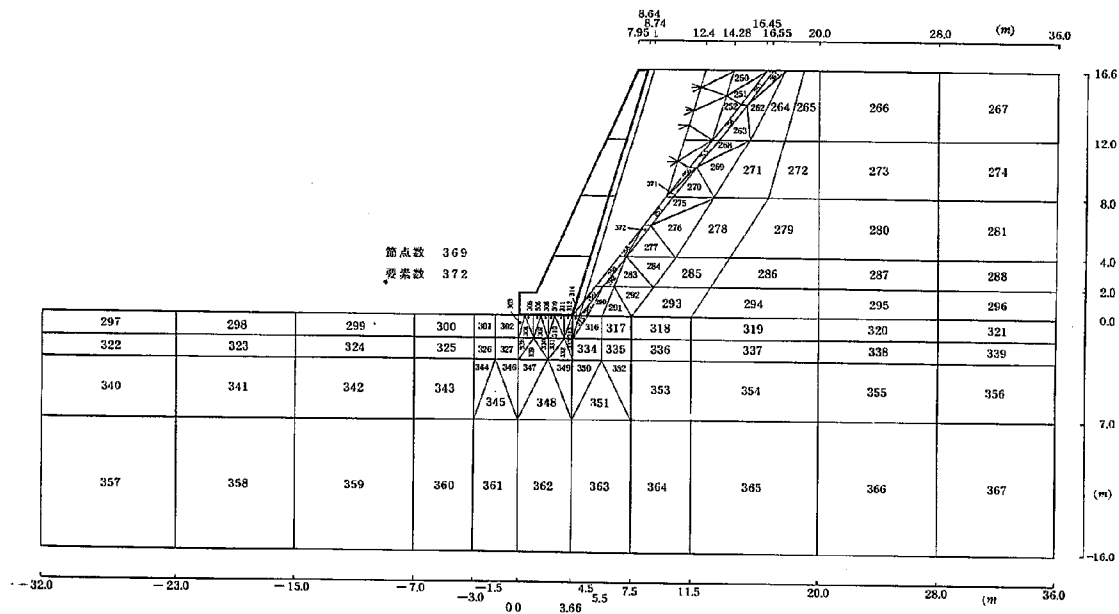


图 2-10(a) 要素分割图 (静的解析(1), 小断面, ケース I, J, 擁壁 No.1)

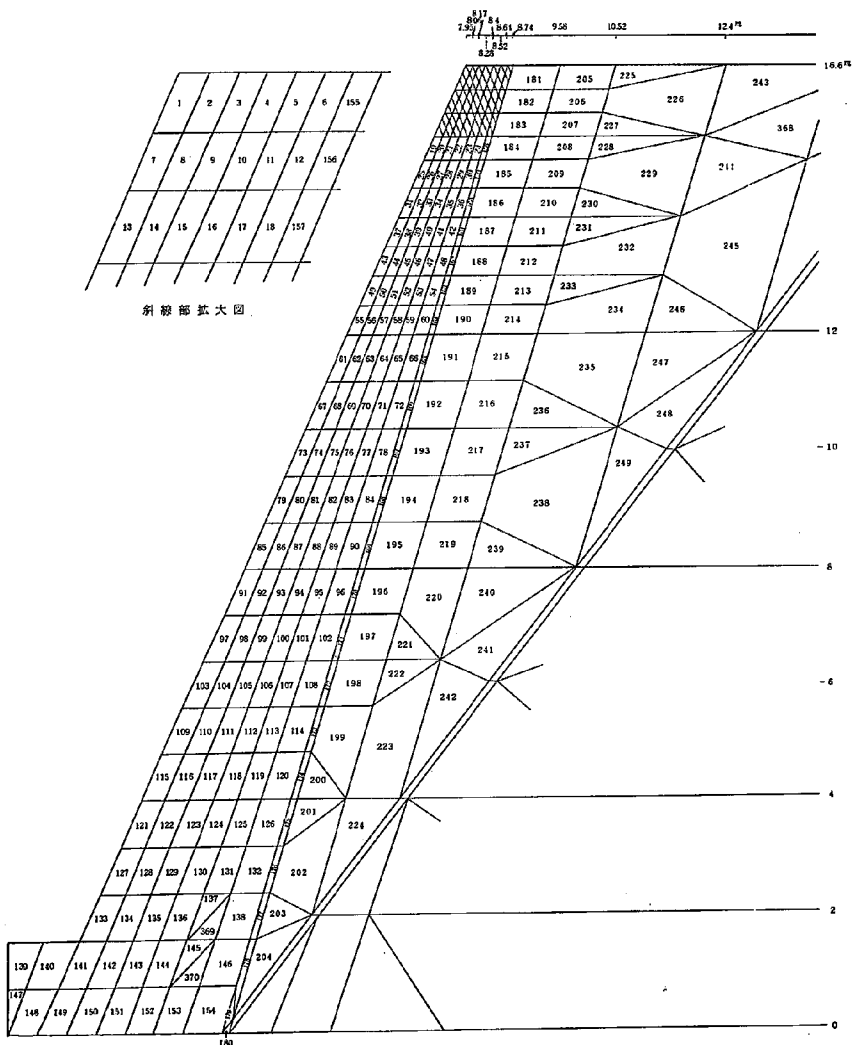


圖 2-10(b) 要素分割圖 (放大圖)

2.4.5 解析結果および考察

(1) 境界条件の影響

図2-11に計算ケースA, B, Cにおける擁壁背後の要素(図2-3の㉔~㉞)の応力を示す。この応力分布を擁壁に作用する土圧分布とみなしてよい。水平応力の分布を見ると、ケースBの結果において上部の方が応力が大きくなっている。これはケースBの場合側方境界が鉛直方向に固定になっているため、裏込め土が擁壁と側方境界によって鉛直方向に支えられた形になっていることが原因であると考えられる。ケースAとケースCの水平応力の分布形は同じような傾向を有している。

鉛直応力の分布を見ると、3ケースともに同様な分布を示している。最上部の要素においてどのケースの場合にも引張応力が発生している。これは本来ならば裏込め土が下方に落ち込んで擁壁との間にすれが生ずるべきであるが、そのことを適確に表現できるプログラムになっていないために生じたと考えられる。従ってこの引張応力を発生させないためにはジョイント要素についてももう少し研究する必要がある。

表2-4に有限要素法の結果を加えて得られた土圧合力を示す。ケースA, B, Cのいずれにおいても水平土圧合力はCoulombの主働土圧より大きい値となっており、主働土圧よりも静止土圧に近い値となっている。一般に土圧は壁変位の影響を大きく受けることが

表2-4

ケース	水平土圧合力 (ton/m)	Coulombの主働土圧の水平成分 静止土圧 $K_0=0.4$ のとき	37.7 ton/m
A	104.2		99.2 "
B	105.6	0.5 "	124.0 "
C	70.2	0.6 "	148.8 "
		0.7 "	173.6 "

知られており、図2-12に示すような関係がある。壁変位と土圧分布については静的解析(2)でまとめて考察を加える。

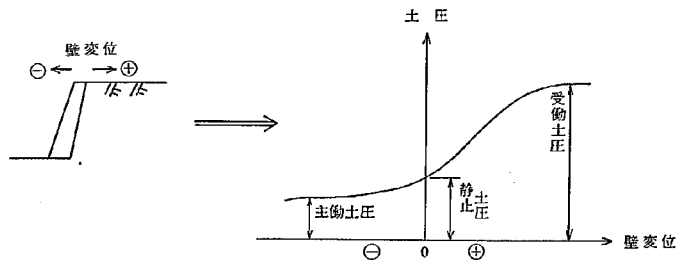


図2-12 土圧と壁変位の関係

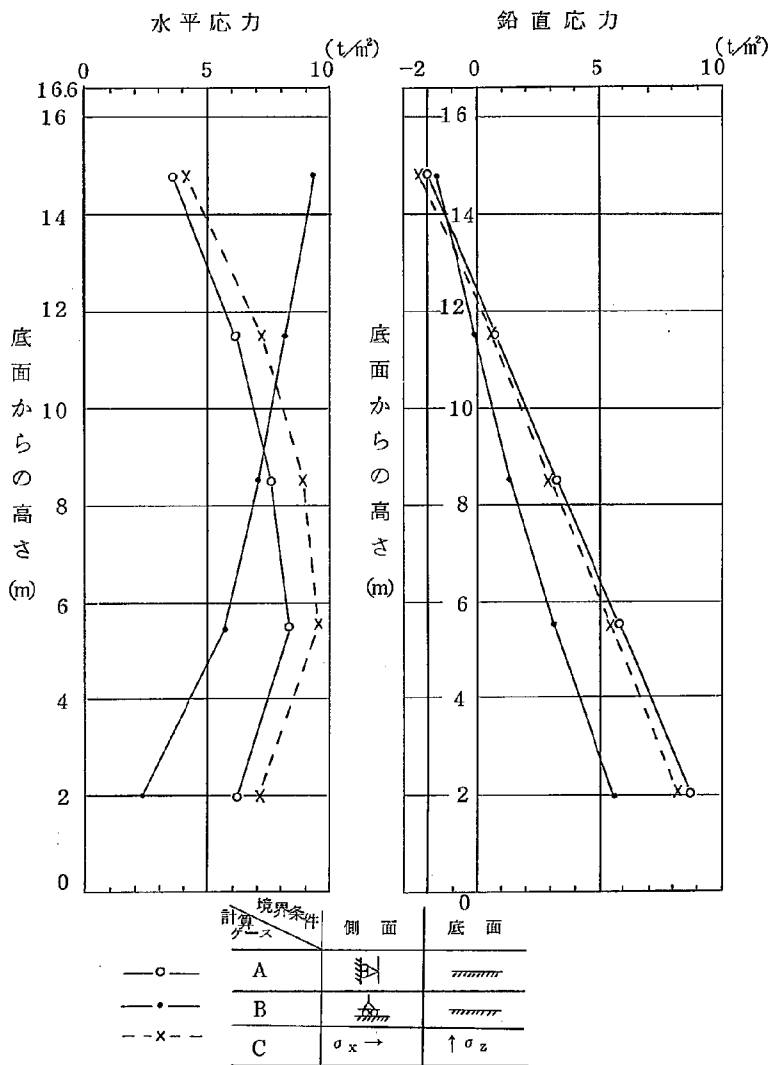


図2-11 擁壁背後の要素の応力分布

(境界条件が異なる場合(計算ケース, A, B, C))

(2) 断面を漸次縮小する方法の検討

〔第1段階〕

ケースD, Eの擁壁背後の要素(図2-5の⑤⑤要素)の応力を図2-13に示す。この図によるとD, Eの応力分布はほとんど同じである。従って裏込め、地盤の弾性係数を全て定数倍した場合には擁壁に作用する土圧分布はほとんど変化しないと考えられる。

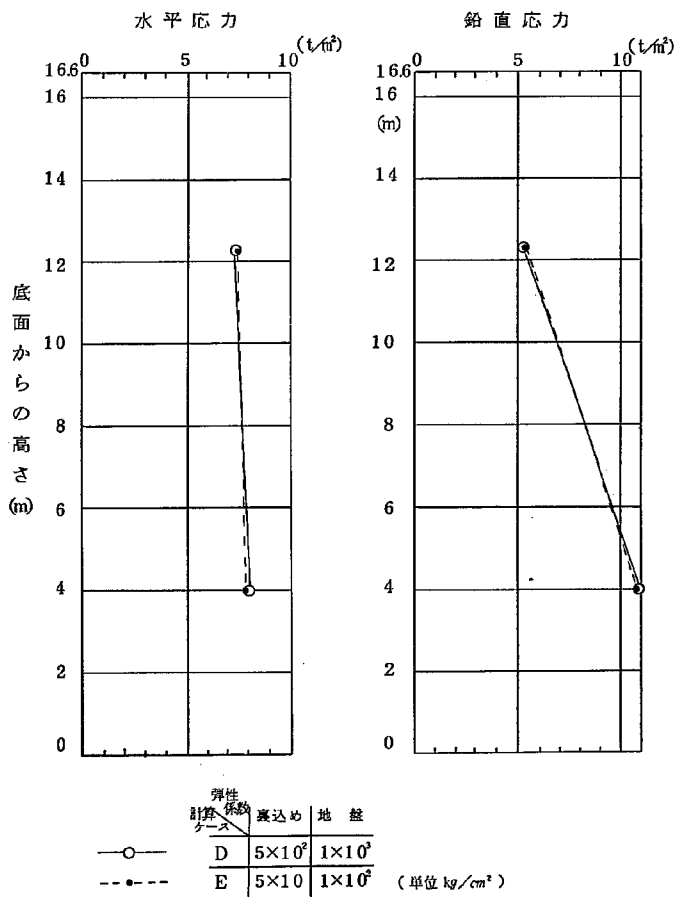


図2-13 擁壁背後の要素の応力分布(大断面、弾性係数が異なる場合(計算ケースD, E))

〔第2段階〕

大断面のケースDの計算結果を用いて中断面の境界における応力を与えて計算した結果が図2-14に示されている。これによるとケースFの水平応力が全て引張になっており明らかに不適当である。ケースGとHの水平応力を比較すると傾向としては大差ないがHの方が静水圧分布に近い分布をしている。

図2-15, 16, 17はケースF, G, Hの境界に作用させた応力を表わしているが、側方境界ではほぼ静水圧分布となっている。

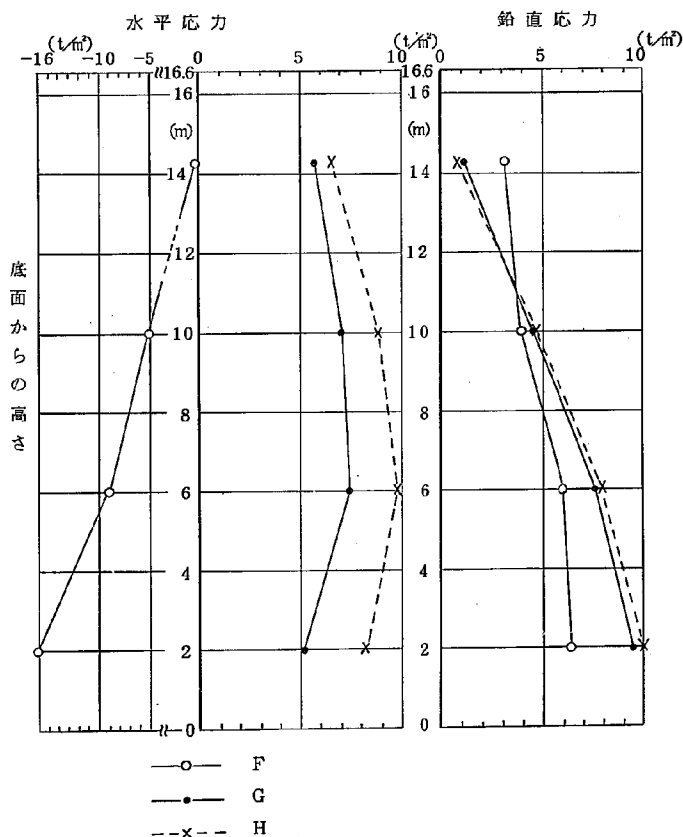


図2-14 擁壁背後の要素の応力分布 (中断面, 境界面上の負荷々重が異なる場合 (計算ケースF, G, H))

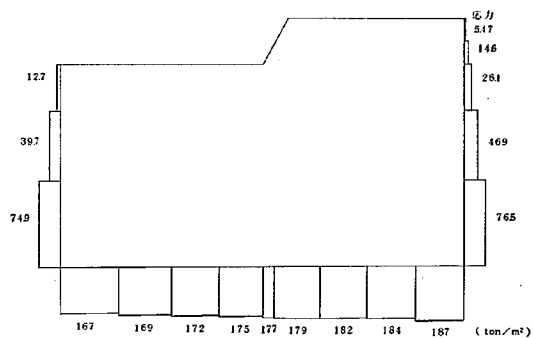


図 2-15 境界条件 (ケース F)

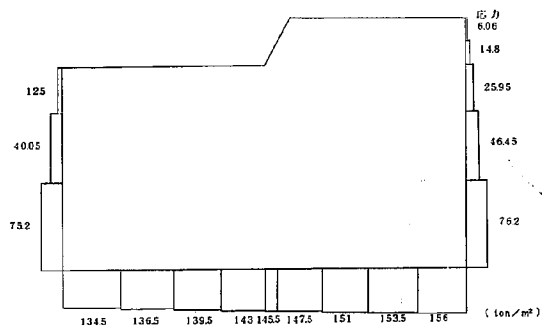


図 2-16 境界条件 (ケース G)

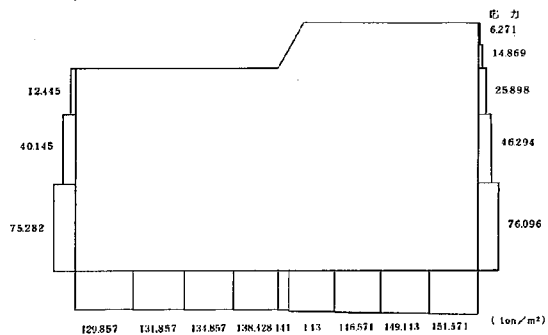


図 2-17 境界条件 (ケース H)

〔第3段階〕

中断面のケースHの計算結果を用いて小断面の境界における応力をケースHの方式に従って与えた。その時の境界条件を図2-18に、計算結果を図2-19に示す。

ケースIとJではジョイント要素の入れ方を変化させているが、計算結果には大きな差は見られない。水平応力を見ると静水圧分布からはずれて上の方がふくらんだ形となっている。鉛直応力を見ると、地表に近い部分で引張応力が出ている。先にも述べたように、擁壁と裏込めを連続体として解析する限り、この現象を避けることはできないのではないと思われる。

図2-20は大断面、中断面、小断面の結果を比較したものである。水平応力については中断面と小断面ではほとんど差がないので、中断面程度の解析でも十分の精度があることがわかる。鉛直応力については大断面から中断面、小断面という順に小さくなっているが大きく引張応力が発生している小断面の分布は実際とは少しかけ離れている。

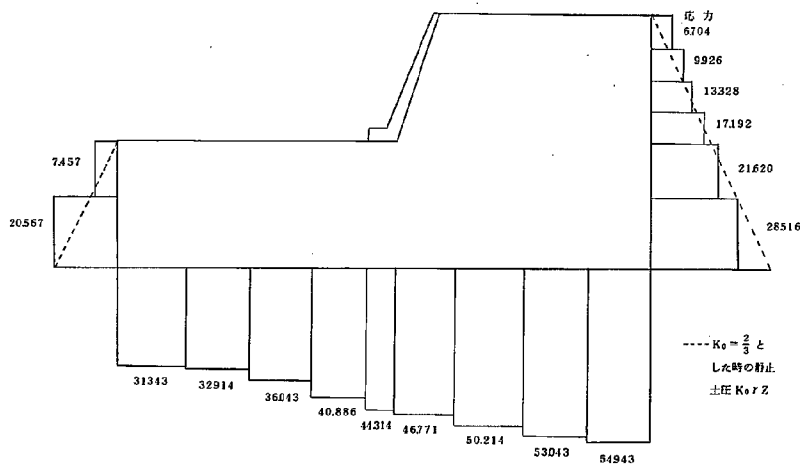
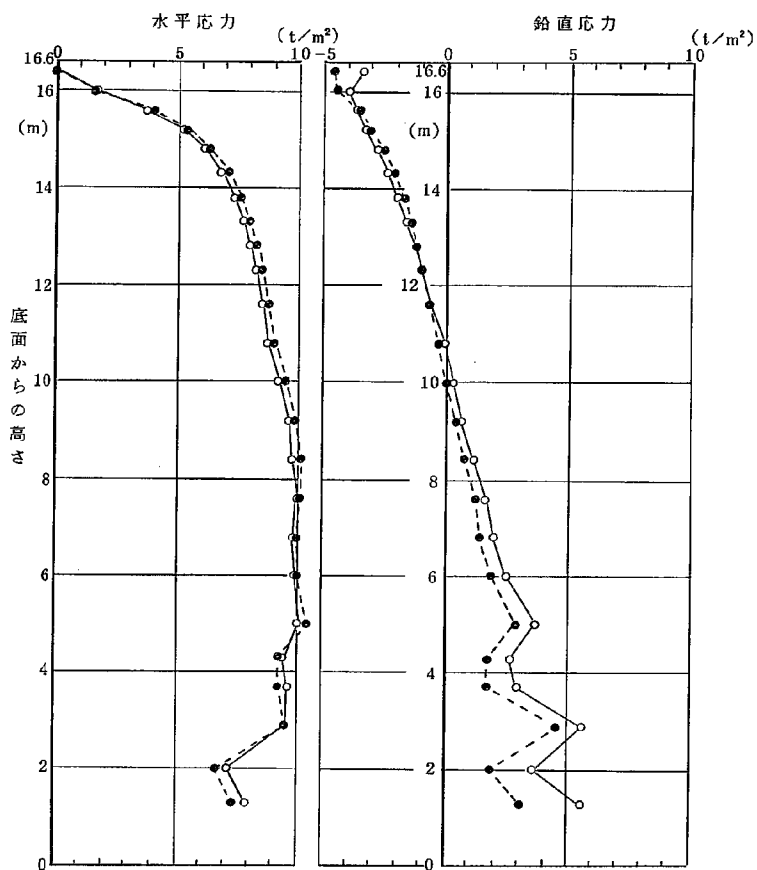


図2-18 境界条件 (ケースI, J)



—○— I : ジョイント要素を擁壁と裏込め間に挿入した場合
 -●- J : ジョイント要素を仮定すべり面に挿入した場合

図2-19 擁壁背後の要素の応力分布 (小断面, ジョイント要素の位置の異なる場合 (計算ケース I, J))

148

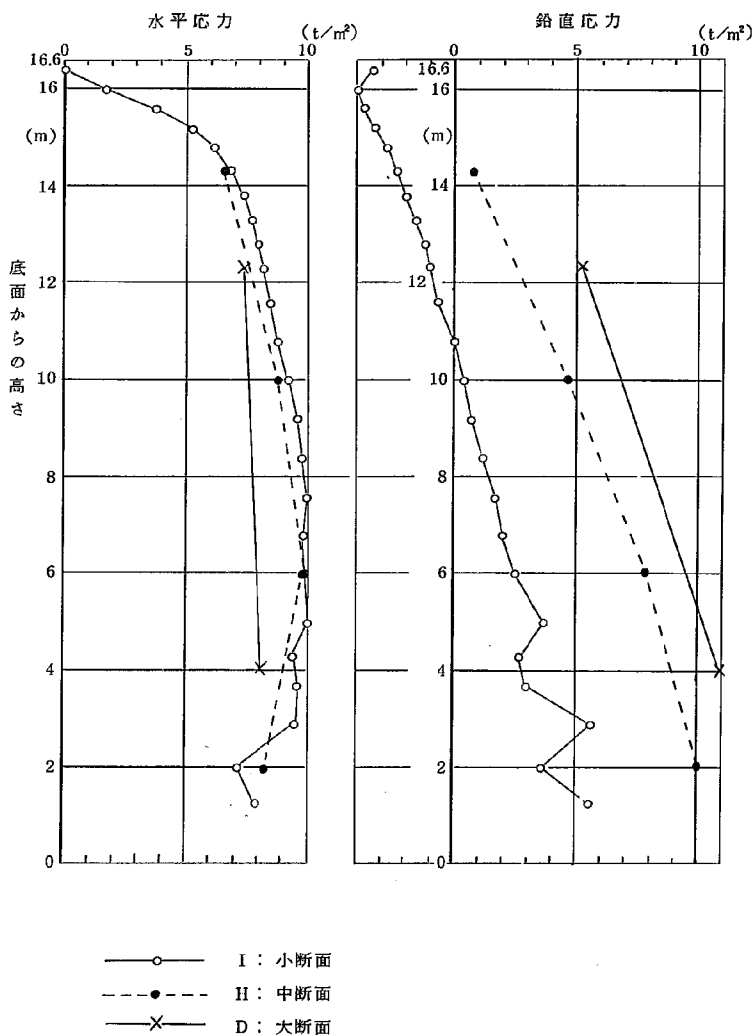


図2-20 擁壁背後の要素の応力分布

(大断面, 中断面, 小断面における応力の比較 (計算ケース I, H, D))

図2-21は解析(2)の小断面の結果と解析(1)のケースA, Cを比較したものである。分布形状は3ケースとも同じような形をしている。ケースAとケースIを比較してみると、ケースAの水平応力はケースIより約20~30%小さく、ケースAの鉛直応力はケースIよりかなり大きくなっている。

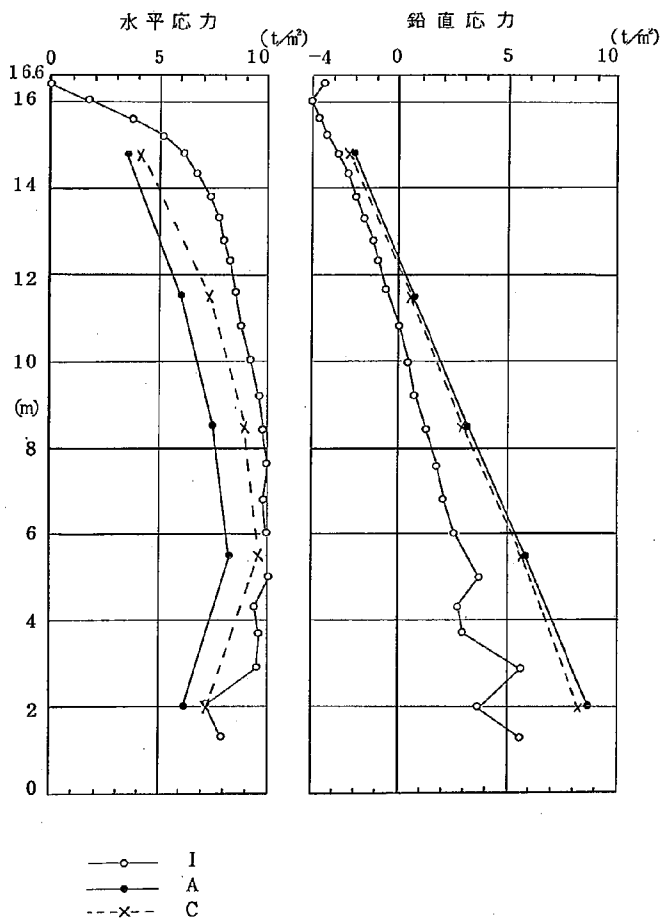


図2-21 擁壁背後・要素の応力分布 (境界条件による違い (計算ケース, I, A, C))

表 2-5 は有限要素法の結果を加えて得られた土圧合力であり、Coulomb の主働土圧よりかなり大きくなり、静止土圧に近い値となっている。

表 2-5

ケース	水平土圧合力 (ton/m)
D	127.2
E	127.6
F	-123.2
G	104.9
H	137.6
I	136.9
J	137.1

Coulomb の主働土圧の水平成分 37.7 ton/m

静止土圧	$K_0=0.4$ のとき	99.2	"
	0.5	"	124.0
	0.6	"	148.8
	0.7	"	173.6

ここでは一応ケース I の結果が最も精度が高いものとする。ケース A によって計算した土圧合力はケース I の結果とは少し異なっているが、両者の土圧分布の形がよく似ていることおよびケース A の計算法の方が簡便であるので、各擁壁に働く静的土圧をケース A の計算法を用いて計算することにする。

2.5 静的解析(2)

2.5.1 概説

2.4で述べたケースAの方法を用いて5個の擁壁に作用する静的土圧を計算した。表2-6に計算条件を示す。

表2-6 計算条件(静的解析(2))

計算 ケース	擁壁番号および型式	境界条件		計算領域		節 点 数	要 素 数
		側 面	底 面	水平 (m)	鉛直 (m)		
K	No.1 もたれ式	水平方向固定	固 定	68	32	115	91
L	No.3 もたれ式	"	"	72	54	163	137
M	No.5 もたれ式	"	"	72	36	175	146
N	No.6 逆 T 型	"	"	35	18	161	136
O	No.7 重 力 式	"	"	68	44	173	149

2.5.2 解析に用いたプログラム

静的解析(1)と同様に COSMO-3である。

2.5.3 解析対象

擁壁No.1, No.3, No.5, No.6, No.7の5個を対象とした。

2.5.4 解析方法

2.4で述べたケースAの方法を用いた。即ちモデルの側方境界は水平方向固定、鉛直方向自由であり、下方境界は固定である。図2-22に各擁壁の要素分割図を、表2-7に材料定数を示す。

2.5.5 解析結果および考察

図2-23に擁壁背後の要素の応力分布を示す。これを擁壁に作用する土圧分布とみなすことができる。水平応力分布を見ると、どの擁壁においても静水圧分布から若干ずれて下部の応力が静水圧分布の値より小さくなっている。表2-8は擁壁背面の節点変位を表わしているが、これによるとどの擁壁においても水平変位は下の方が大きくなっている。従って変

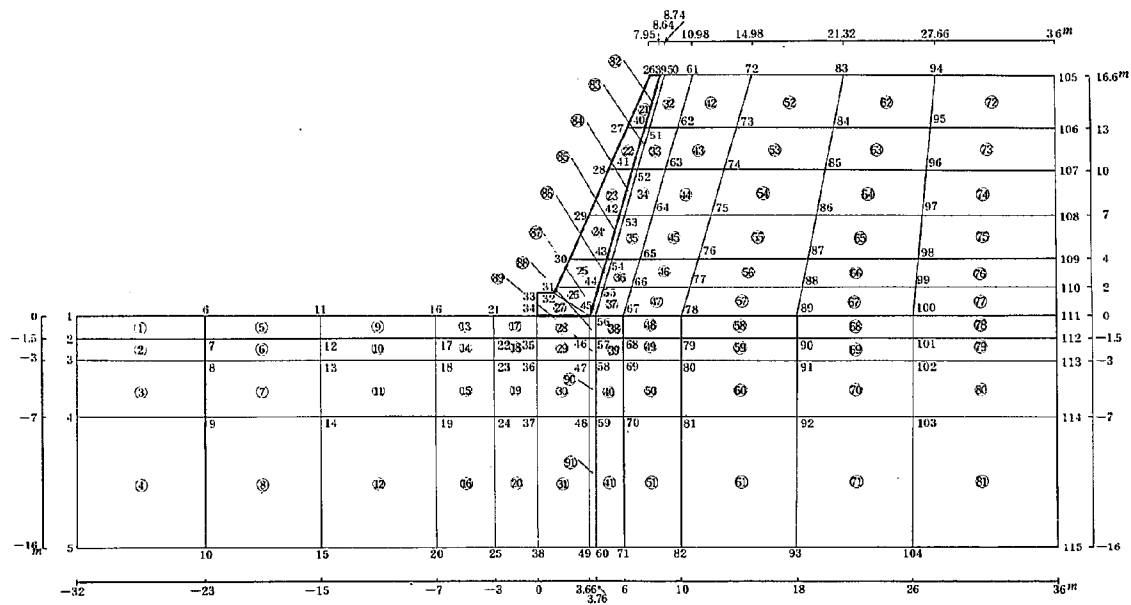


图 2-22(a) 要素分割图 (静的解析(2), No. 1)

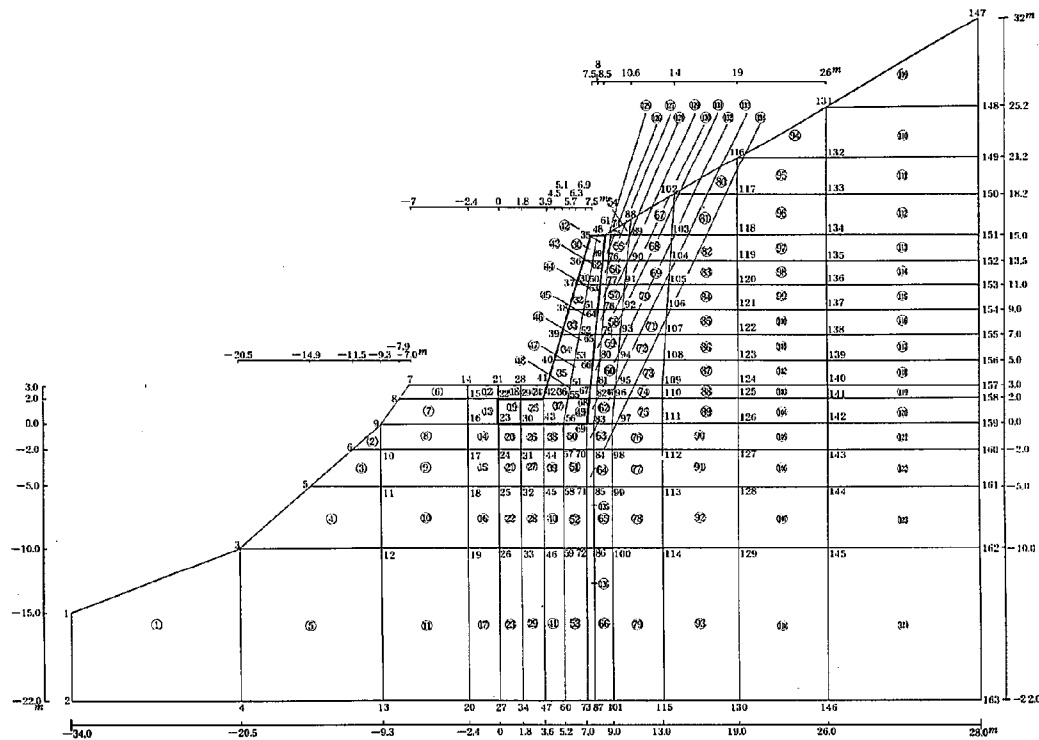


图 2-22(b) 要素分割图 (静的解析(2), Na 3)

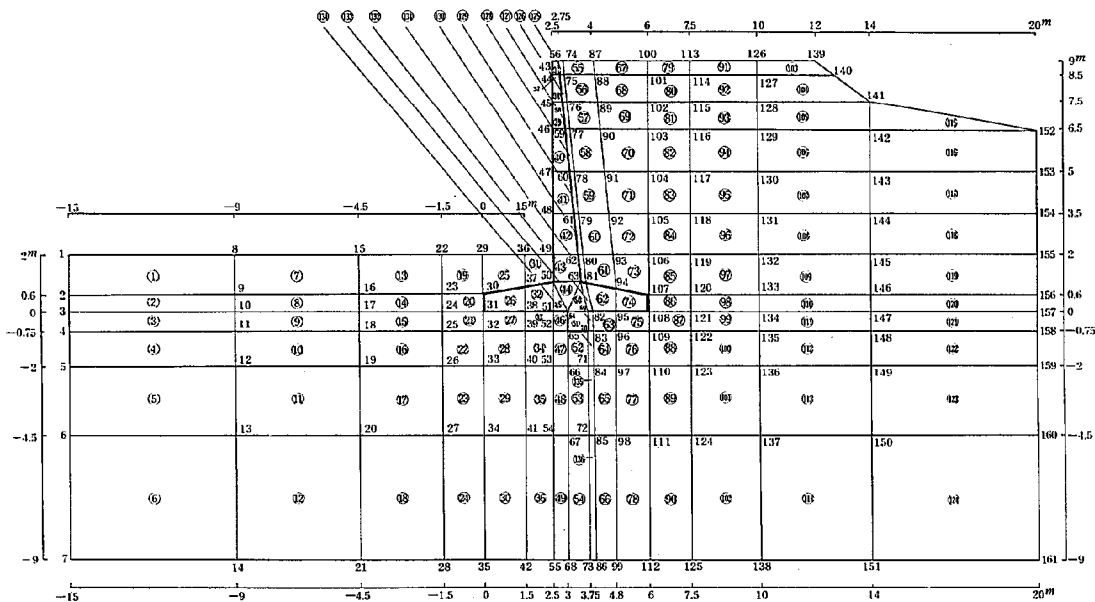


图 2-22(b) 要素分割图 (静的解析)(2), No 6)

156

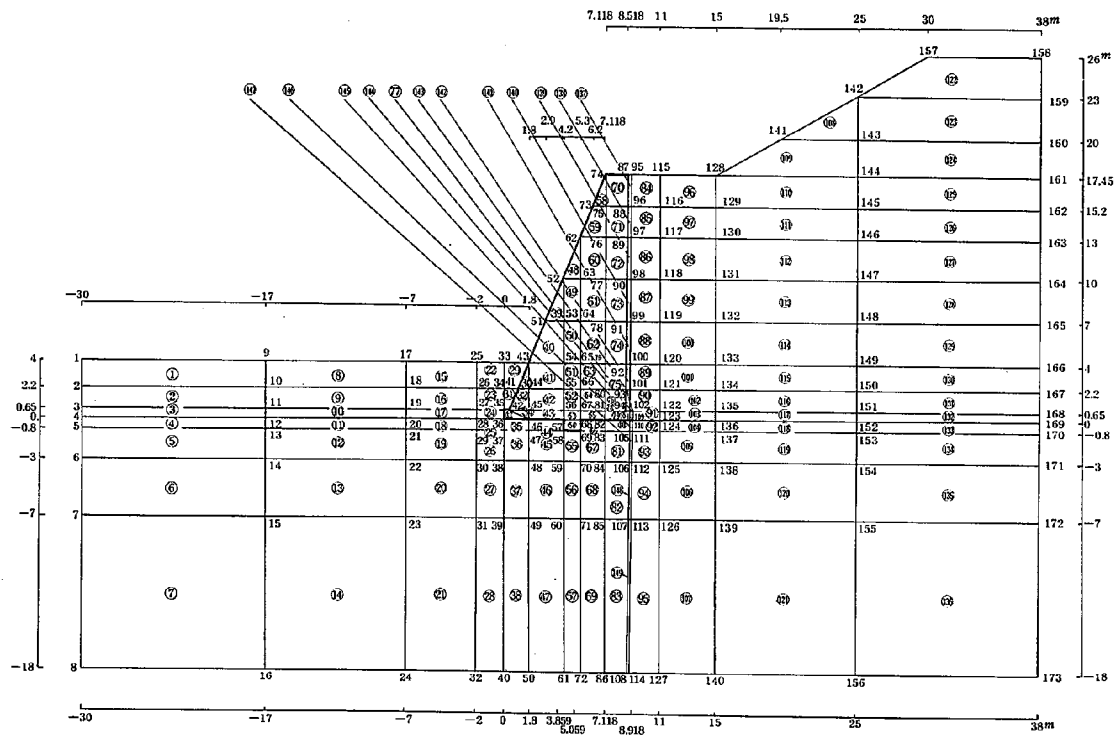


图 2-22(e) 要素分割图 (静的解析(2), № 7)

157

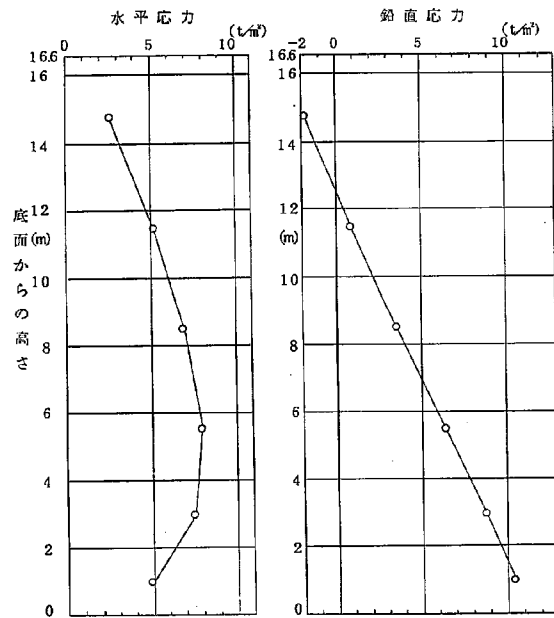


図 2-23 (a) 擁壁背後の要素の静的応力分布 (擁壁 No. 1)

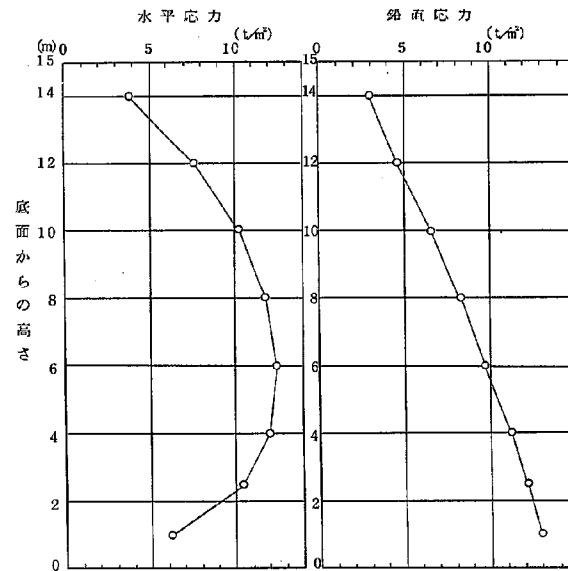


図 2-23 (b) 擁壁背後の要素の静的応力分布 (擁壁 No. 3)

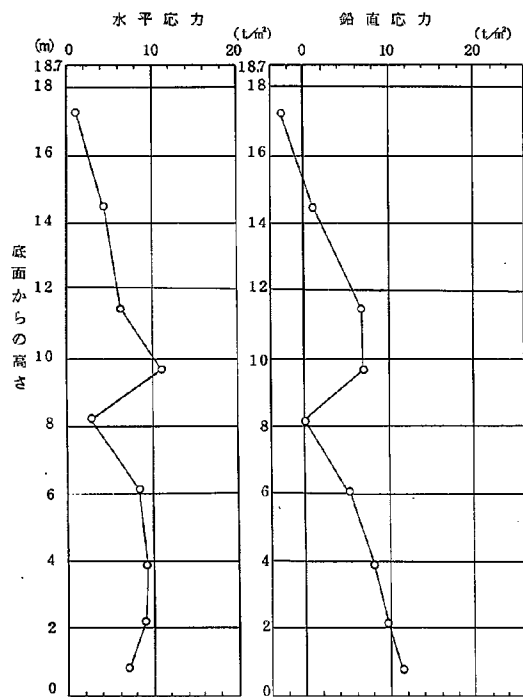


図 2-23 (c) 擁壁背後の要素の静的応力分布 (擁壁 No. 5)

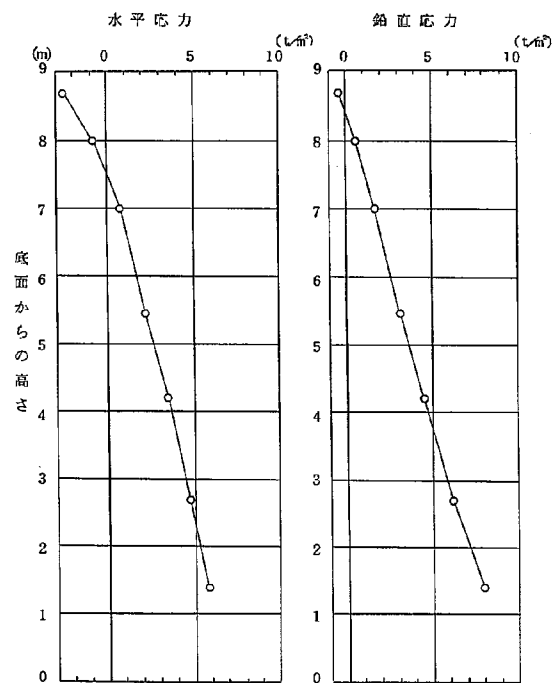


図 2-23 (d) 擁壁背後の要素の静的応力分布
(擁壁 No. 6, 壁面背後)

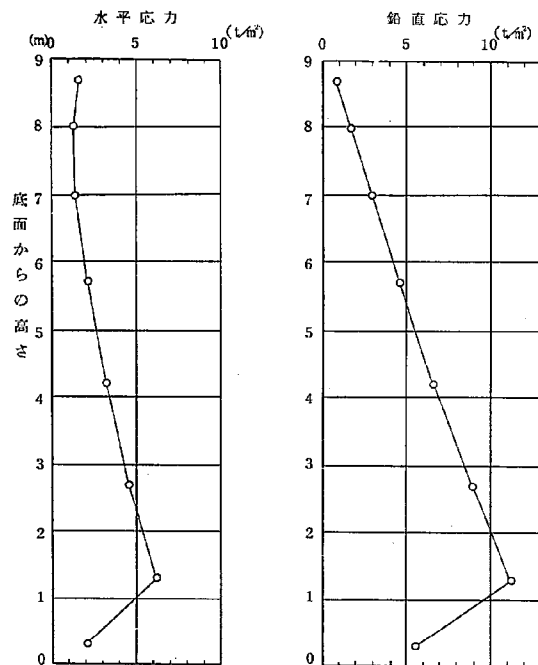


図 2-23 (e) 擁壁背後の要素の静的応力分布
(擁壁 No. 6, 仮想背面背後)

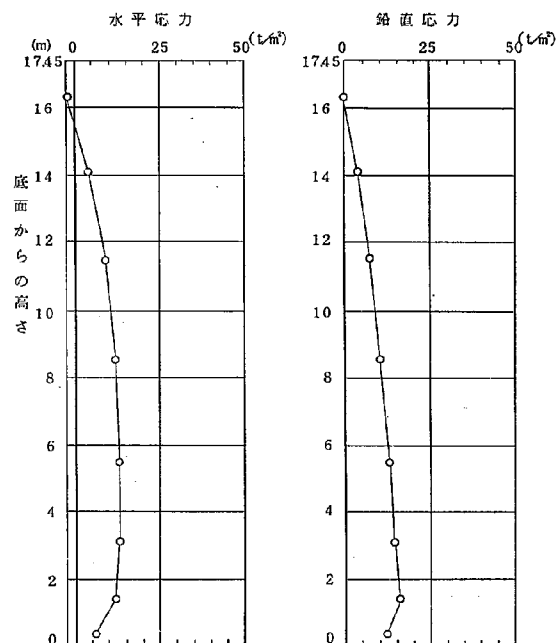


図 2-23 (f) 擁壁背後の要素の静的応力分布 (擁壁 No. 7)

表 2-7 材料定数 (静的解析⁽²⁾)

材料定数 \ 擁壁No		1	3	5	6	7
裏込め土・地盤	γ_s (g/cm^3)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
	μ_s	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	E_1 (Kg/cm^2)	5×10^2	5×10^2	5×10^2	5×10^2	5×10^2
	E_2 (Kg/cm^2)	1×10^3	1×10^3	1×10^3	1×10^3	1×10^3
	E_4 (Kg/cm^2)	1×10^2	1×10^2	1×10^2	1×10^2	1×10^2
擁壁	γ_c (g/cm^3)	2.35	2.4	2.5	2.5	2.35
	ν_c	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166
	E_3 (Kg/cm^2)	2.5×10^3	2.5×10^3	2.5×10^3	2.7×10^3	2.4×10^3

位が大きくなることによって応力が緩和されてこのような応力分布になったのではないかと考えられる。⁽⁷⁾ 図 2-25 は今回の計算値と Coulomb の主動土圧分布 (第 1 章の A-2 の計算結果), $K_0 = \frac{2}{3}$ の時の静止土圧分布を比較したものである。⁽⁸⁾ これによると今回有限要素法により計算された土圧は Coulomb の主動土圧と静止土圧の中間的な値になっている。山口⁽⁷⁾によれば擁壁の下端が固定で上端が外側へ回転移動する場合の限界状態においてのみ三角形分布の主動土圧が得られることが知られている。従って今回の有限要素法による解析では底版が大きく変位しているのに、主動土圧分布が得られなかったことは当然の結果であると言える。

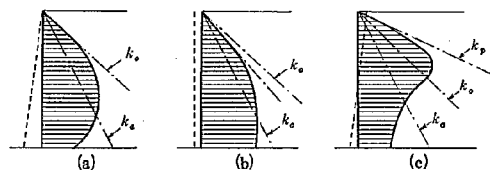


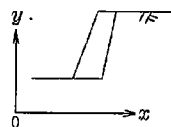
図 2-24 擁壁の変形と壁面土圧分布の傾向 (山口)

(注) 平面歪を仮定すれば $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ と表わされる。⁽⁸⁾ (ν : ポアソン比)

表 2-8 擁壁背面の節点変位

(a) No 1

節点番号	擁壁下端からの距離 (m)	変 位 (cm)	
		x	y
3 9	16.6	0.47	-3.39
4 0	13.0	-0.08	-3.22
4 1	10.0	-0.53	-3.08
4 2	7.0	-0.96	-2.94
4 3	4.0	-1.39	-2.81
4 4	2.0	-1.67	-2.72
4 5	0	-1.95	-2.63



(b) No 3

節点番号	擁壁下端からの距離 (m)	変 位 (cm)	
		x	y
6 1	15.0	-2.06	-5.18
6 2	13.0	-2.34	-5.15
6 3	11.0	-2.62	-5.12
6 4	9.0	-2.89	-5.09
6 5	7.0	-3.15	-5.05
6 6	5.0	-3.41	-5.02
6 7	3.0	-3.67	-4.99
6 8	2.0	-3.80	-4.98
6 9	0	-4.06	-4.95

(c) No. 5

節点番号	擁壁下端からの距離 (m)	変 位 (cm)	
		x	y
6 4	18.7	0.93	-4.17
6 5	16.0	0.45	-4.02
6 6	13.0	-0.07	-3.86
6 7	10.0	-0.56	-3.67
6 8	9.2	-0.69	-3.63
6 9	7.2	-0.98	-3.53
7 0	5.0	-1.28	-3.42
7 1	2.8	-1.57	-3.30
7 2	1.7	-1.71	-3.27
7 3	0	-1.94	-3.19

(d) No. 6 (壁面)

節点番号	擁壁下端からの距離 (m)	変 位 (cm)	
		x	y
6 1	15.5	-0.23	-0.85
6 2	12.0	-0.28	-0.85
6 3	10.0	-0.31	-0.86
6 4	9.0	-0.35	-0.84
6 5	8.25	-0.37	-0.84
6 6	7.0	-0.32	-0.74
6 7	4.5	-0.23	-0.51
6 8	0	0	0

(e) No. 6 (仮想背面)

節点番号	擁壁下端からの距離 (m)	変 位 (cm)	
		x	y
8 7	9.0	0.8 1	-1.1 8
8 8	8.5	0.0 1 3	-1.1 9
8 9	7.5	-0.0 6 8	-1.1 8
9 0	6.5	-0.1 3	-1.1 8
9 1	5.0	-0.2 0	-1.1 5
9 2	3.5	-0.2 6	-1.1 0
9 3	2.0	-0.3 1	-1.0 1
9 4	0.8	-0.3 2	-0.9 0
9 5	0	-0.3 5	-0.9 0

(f) No. 7

節点番号	擁壁下端からの距離 (m)	変 位 (cm)	
		x	y
8 7	1 7.4 5	-0.8 7	-3.9 5
8 8	1 5.2 0	-1.0 7	-3.9 5
8 9	1 3.0 0	-1.2 6	-3.9 5
9 0	1 0.0 0	-1.5 1	-3.9 4
9 1	7.0 0	-1.7 6	-3.9 3
9 2	4.0 0	-2.0 0	-3.9 3
9 3	2.2 0	-2.1 4	-3.9 2
9 4	0.6 5	-2.2 6	-3.9 2
9 5	1 7.4 5	-8.0 0	-4.2 1

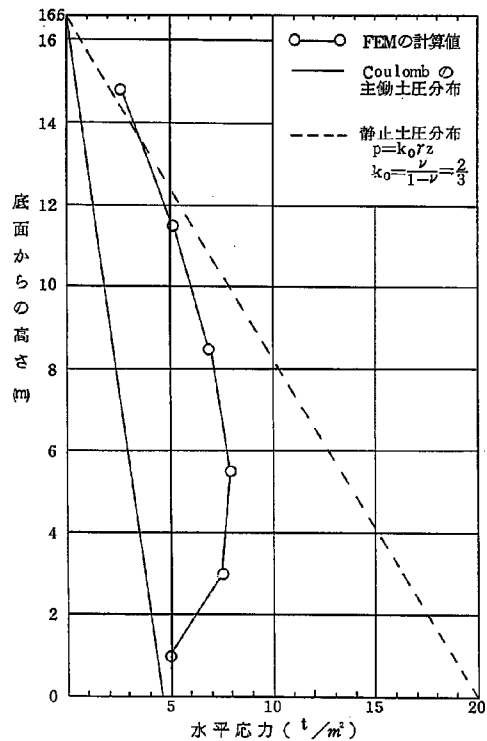


図 2-25 (a) 擁壁に作用する静的水平土圧分布 (擁壁 No. 1)

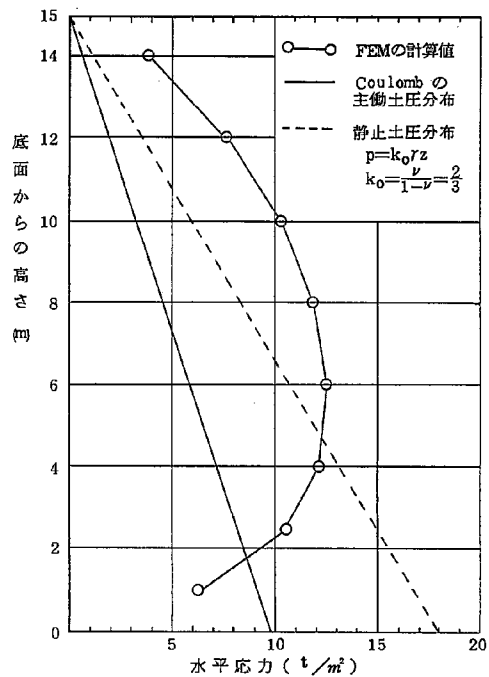


図 2-25 (b) 擁壁に作用する静的水平土圧分布 (擁壁 No. 3)

165

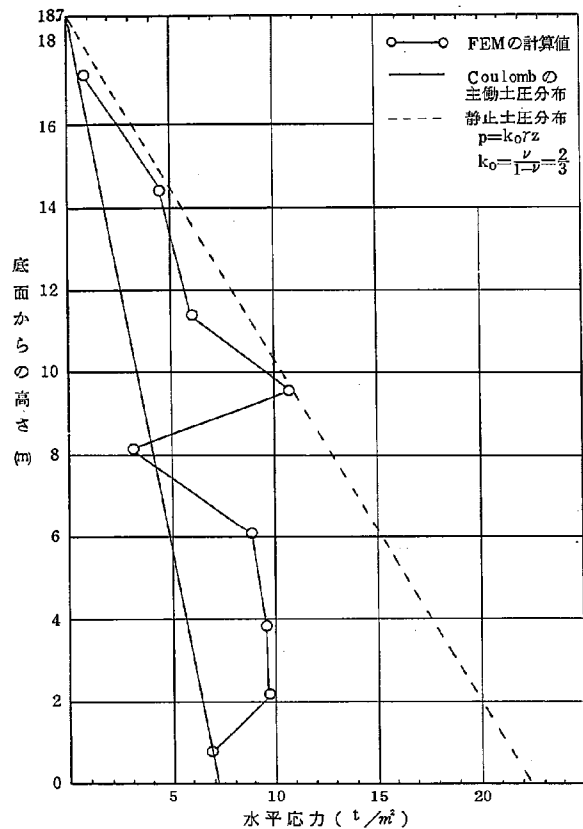


図 2-25 (c) 擁壁に作用する静的水平土圧分布 (擁壁 No. 5)

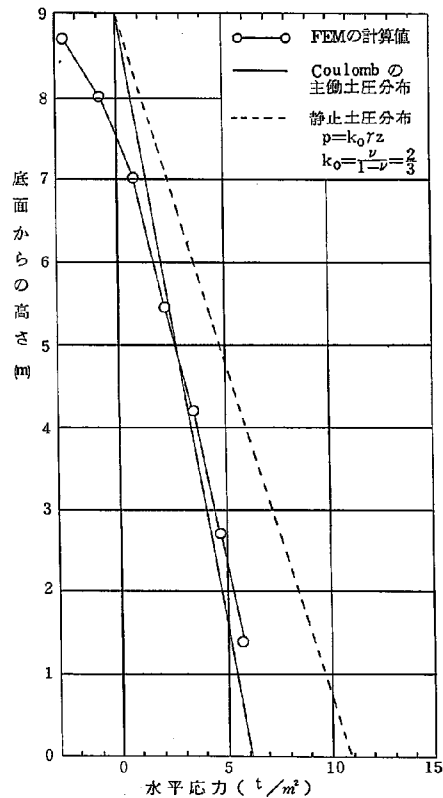


図 2-25 (d) 擁壁に作用する静的水平土圧分布 (擁壁 No. 6, 壁面に直接作用する場合)

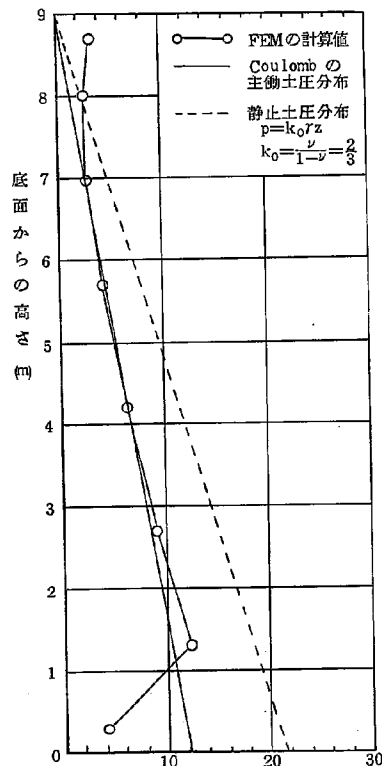


図 2-25 (c) 擁壁に作用する静的水平土圧分布
(擁壁No. 6, 仮想背面に作用する場合)

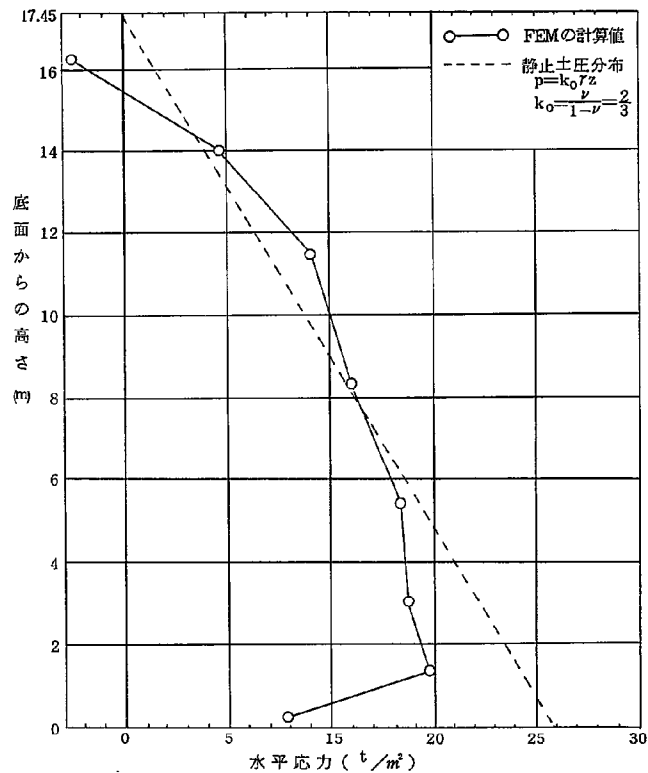


図 2-25 (f) 擁壁に作用する静的水平土圧分布 (擁壁No. 7)

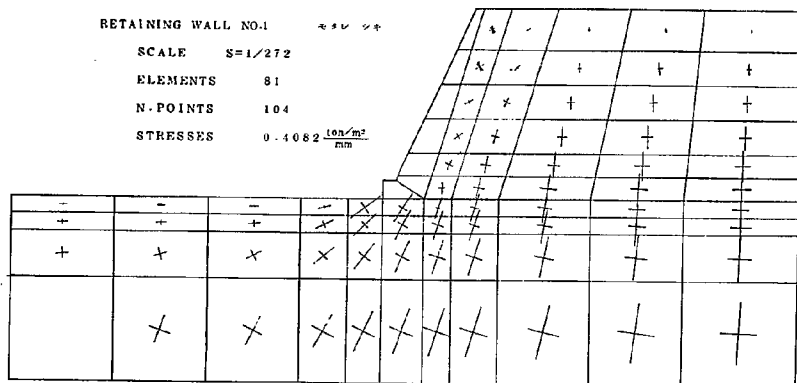


図 2 - 26 (a) 主応力分布 (静的解析(2), № 1)

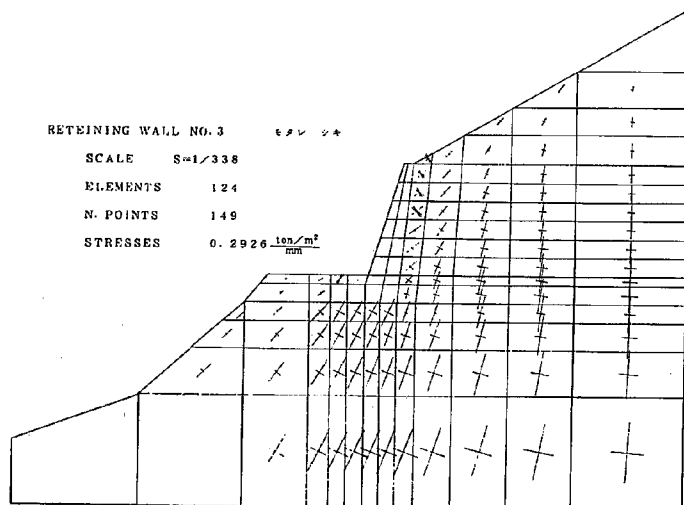
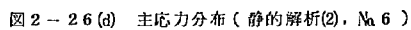
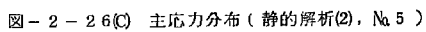


図 2 - 26 (b) 主応力分布 (静的解析(2), № 3)



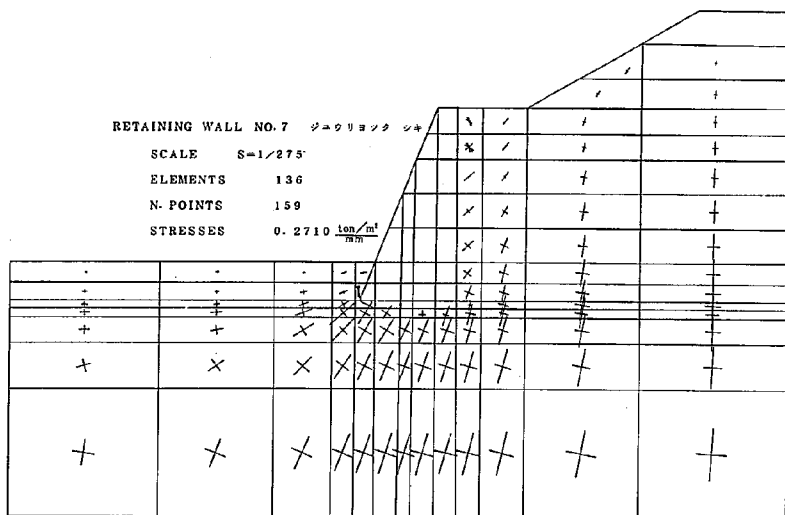


図 2-26(e) 主応力図 (静的解析(2), №7)

図 2-26 に各擁壁の主応力分布を示す。擁壁背後の最大主応力の方向を見ると、水平との角度は 45° に近いが、底版の方では鉛直方向になっているものも見られる。またモデルの側面の境界に近い要素では主応力の方向がほぼ水平と鉛直になっており、擁壁があることの影響があまり及んでいない。

2.6 動的解析(1)

2.6.1 概説

擁壁の地震時の安定性について解析するために、有限要素法を用いて正弦波入力に対する擁壁の動的応答を計算した。動的解析(1)では入力地震波の振動数、最大加速度の変化による土圧の変化について解析を行なった。

2.6.2 解析に用いたプログラム

解析に用いたプログラムはカルフォルニア大学で開発された“LUSH”と呼ばれるプログラムである。⁽⁹⁾ このプログラムは2次元平面歪問題を扱う有限要素法のプログラムであり、材料の非線型性を等価線型化法を用いて導入することができる。具体的にはせん断弾性係数および減衰定数を歪の関数として表わし、反復法により歪レベルに適合するこれらの定数を決定するという方法を用いる。有限要素としては三角形および四角形のものを用いることができ、基盤に地震波を任意の方向から入れることができる。またプログラムは地震波のように非定常な入力に対する応答を計算するように作られている。応答計算は全て振動数領域で行なわれ、各振動数成分に対する応答は系の応答関数に入力地震波のフーリエ係数を乗ずることにより求められる。

2.6.3 解析対象

解析対象はNo.1の擁壁である。

2.6.4 解析方法

(1) 要素分割

No.1の擁壁を図2-27に示す有限要素に分割した。この分割は静的解析(2)の分割とほとんど同じであるが、ジョイント要素が入っていない。

(2) 境界条件

境界条件は側面を鉛直方向固定、水平方向自由とし、底面を固定とした。

(3) 入力地震波

入力地震波としては、正弦波(入力波継続時間は10周期)を用いた。また入力地震波の最大加速度、振動数を表2-9のように変えて動的計算を行なった。

また、入力地震波の振動数とタイムステップ(Δt)および計算の中で考慮される最大振動数(TOTFR)を表2-10に示す。

図2-28に一例として要素No.34に対して用いたGおよびDと γ の関係を示す。

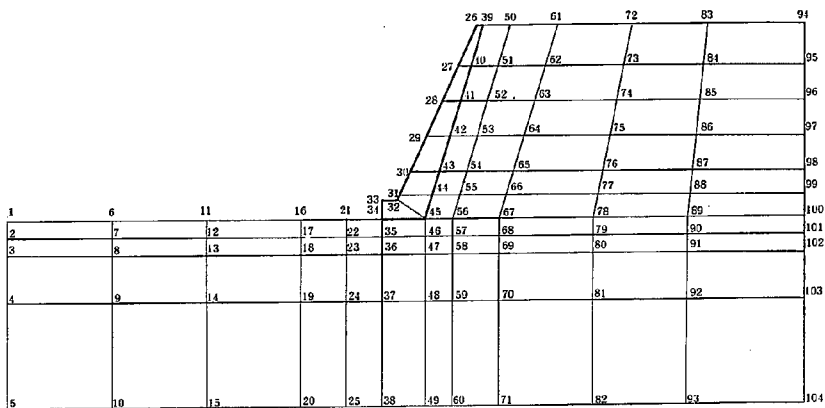


图 2-27 (a) 要素分割图 (動的解析(1)(2), Ⅱ 1)

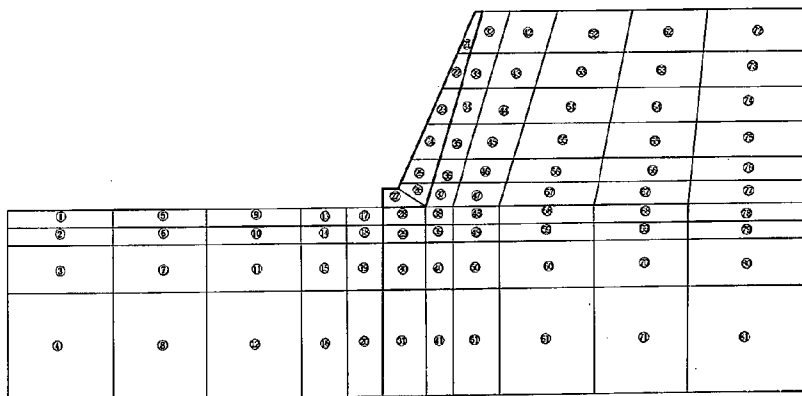


图 2-27 (b) 要素分割图 (動的解析(1)(2), Ⅱ 1)

表 2-9 各計算ケースの地震波入力

振動数 (Hz) \ 最大加速度 (gal)	2 0	5 0	1 0 0	1 5 0	2 0 0	2 5 0	3 0 0
1					DA		
2					DB		
5					DC		
1 0	DG	DH	DI	DJ	DD	DK	DL
1 5					DE		
2 0					DF		

DA～DL：計算ケースの名前

例えば DA は最大加速度 200gal，振動数 1Hz の正弦波を入力としたことを示す。

表 2-10 入力地震波の条件

振動数 (Hz)	タイムステップ Δt (sec)	TOTFR (Hz)	継続時間 (sec)
1	0.02	10	10
2	0.01	20	5
5	0.004	20	2
10	0.002	20	1
15	0.00133	30	0.667
20	0.001	40	0.5

(4) 物性

裏込め土・地盤は砂を想定した。最大せん断弾性係数 $G_{\max}$ (せん断歪 $\gamma < 10^{-4}$ の G) と平均主応力 P ，間隙比 e の関係は丸い粒子の砂については，

$$G_{\max} (kg/cm^2) = 697 \frac{(2.17 - e_1)^2}{1 + e_1} \cdot p^{0.5}$$

となる。平均主応力 P は次式によつた。

$$p = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \gamma_z \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{式(2-3)}$$

$$\gamma_z = \gamma \cdot (Z+Z') \quad \text{式(2-4)}$$

Z : 土被り厚

Z' : 土以外の物体の換算高

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.426 \quad (\phi = 35^\circ)$$

ここで, γ_z : 鉛直応力

K_0 : 静止土圧係数

また間隙比 e_1 は含水比 $w = 10\%$, 土粒子実質部分の単位体積重量 $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$ として次式より求めた。

$$e_1 = \frac{\gamma_s (1+w)}{\gamma} - 1 = 0.589$$

各層に対して用いるせん断弾性係数および減衰比のせん断歪に対する曲線の式は Hardin, Drnevich の提案する次式を用いた。¹¹⁾

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1+\gamma_h} \quad \text{式(2-5)}$$

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a_1 \cdot \exp \left\{ -a_2 \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right\} \right] \quad \text{式(2-6)}$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \quad \text{式(2-7)}$$

$$\tau_{\max} = \left\{ \left[\frac{(1+K_0)}{2} \bar{\sigma}_v \sin \bar{\phi} + \bar{c} \cos \bar{\phi} \right]^2 - \left[\frac{(1-K_0)}{2} \bar{\sigma}_v \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{式(2-8)}$$

ここでは粘着力 $\bar{c} = 0$ と考える。

$\bar{\sigma}_v$: 有効鉛直応力

$$\frac{D}{D_{\max}} = \frac{\gamma_h}{1+\gamma_h} \quad \text{式(2-9)}$$

$$D_{\max} = 33 - 1.5 (\log N) (\%) \quad \text{式(2-10)}$$

ここに, G : 各せん断歪に対するせん断弾性係数

D : 各せん断歪に対する減衰比

γ_h : hyperbolic strain

γ_r : 規準歪 (reference strain)

a_1, a_2 : 土の種類による係数

N : くり返し載荷回数

であり, Clean dry sands を想定し, $a_1 = 0.5$, $a_2 = 0.16$ (せん断弾性係数), $a_1 = 0.6(N^{-\frac{1}{3}} - 1)$, $a_2 = 1 - N^{-\frac{1}{3}}$, $N = 10$ (減衰比) を採用した。

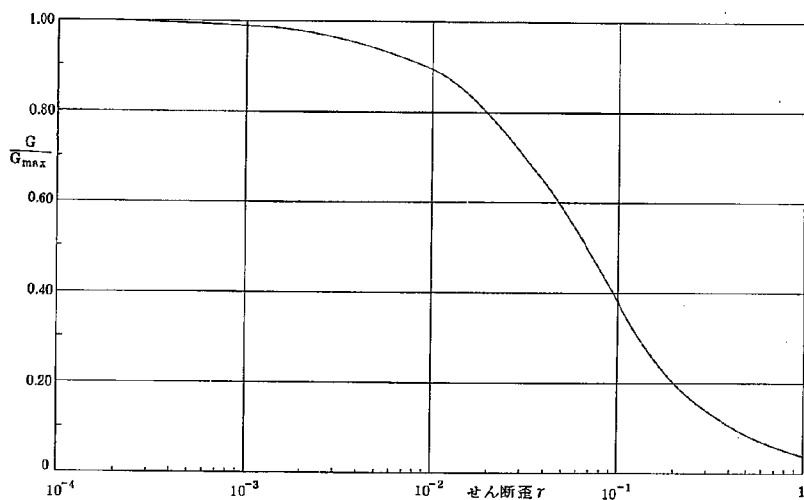


図 2-28(a) $\frac{G}{G_{max}}$ とせん断歪の関係 (Hardin, Drnevich)

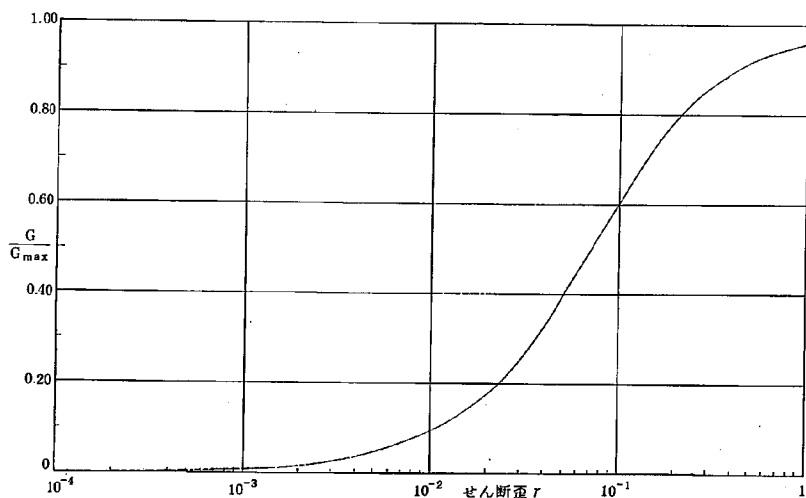


図 2-28(b) $\frac{D}{D_{max}}$ とせん断歪の関係 (Hardin, Drnevich)

2.6.5 解析結果および考察

図2-29は地震波入力の変動数を変化させた場合の擁壁背後の要素の応力分布であり、擁壁に作用する動土圧であると考えられる。水平応力を見ると、2Hzの時に最も大きく、次いで1Hz、5Hzの時の大きくなり、15、20Hzでは応力はかなり小さくなっている。

図2-30は擁壁背後の要素の Amplification Function (周波数応答関数)を表わしているが、これによると2Hz付近にピークがある。従って解析モデルの固有振動数がこの付近にあるために1Hzおよび2Hzの地震波入力に対して大きい応答を示したものと思われる。

水平応力の分布については擁壁天端付近と底版付近が大きく底版より高さ12m付近で最も小さくなっている。このことより、擁壁は底版より高さ12m付近の点を中心として、回転運動をしているのではないかとと思われる。

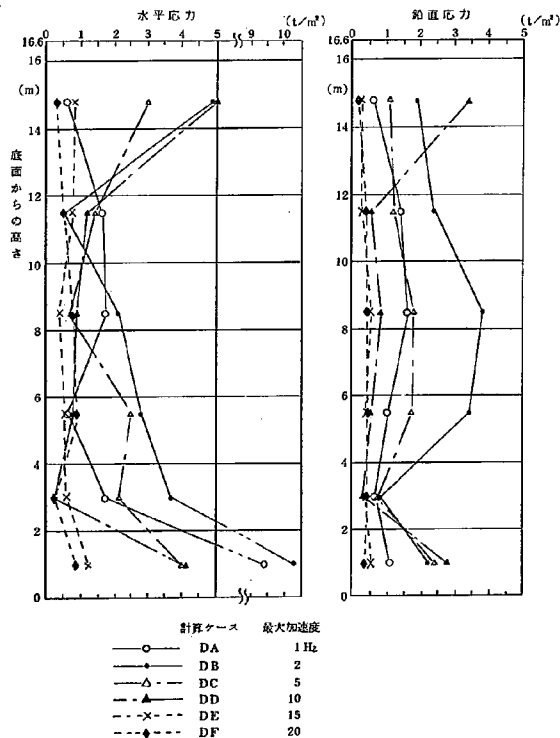


図2-29 振動数による応力の変化 (計算ケース DA~DF)

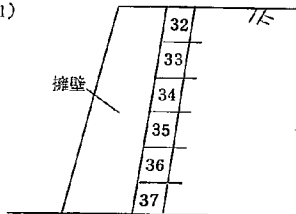
図2-31は地震波入力最大の加速度を変化させた場合の擁壁背後の要素の応力分布である。入力の最大加速度の大きいもの程応答は大きくなっているが、入力の最大加速度と単純な比例関係にはない。(図2-32) これはせん断弾性係数および減衰比の非線型性を考慮しているためであろう。また入力が大きくなると、擁壁の天端付近と底版付近で応力が大きくなる傾向がある。表2-11は擁壁背後の要素の最大せん断歪を表わしており、入力の

表2-11 最大せん断歪(%)

Amax No.	20	50	100	150	200	250	300
32	0.008	0.015	0.014	0.023	0.042	0.036	0.040
33	0.004	0.011	0.010	0.015	0.018	0.020	0.026
34	0.001	0.006	0.008	0.011	0.013	0.014	0.016
35	0.001	0.002	0.005	0.007	0.009	0.010	0.012
36	0.001	0.002	0.005	0.007	0.009	0.011	0.012
37	0.002	0.003	0.007	0.009	0.013	0.015	0.015

Amax: 地震波入力の最大加速度 (gal)

No: 要素番号



```

*** HORIZONTAL AMP. FUNCT. OF NODAL POINT = 34 ***
FREQ = 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9
0. = 0.1000E 01 0.1368E 01 0.6985E 01 0.2038E 01 0.1652E 01 0.1728E 01 0.1004E 01 0.4695E 00 0.5833E 00 0.5635E 00
0.77 = 0.5587E 00 0.3901E 00 0.2379E 00 0.1773E 00 0.1476E 00 0.1109E 00 0.1267E 00 0.1036E 00 0.7445E 01 0.5315E 01
19.53 = 0.4085E 01

** FREQUENCY STEP IS = 0.477 HZ

EVERY 2 IN POINTS ARE PLOTTED
MAXIMUM SCALE = 0.98508

X 0. *****
X 0.9756 *****
X 1.9531 *****
X 2.9299 *****
X 3.9062 *****
X 4.8828 *****
X 5.8596 *****
X 6.8359 *****
X 7.8125 *****
X 8.7891 *****
X 9.7656 *****
X 10.7422 *****
X 11.7188 *****
X 12.6953 *****
X 13.6719 *****
X 14.6485 *****
X 15.6250 *****
X 16.6016 *****
X 17.5781 *****
X 18.5547 *****
X 19.5313 *****

***** CYCLES PER SEC.

```

図2-30 Amplification Function
(擁壁 No. 1, 節点 No. 34)

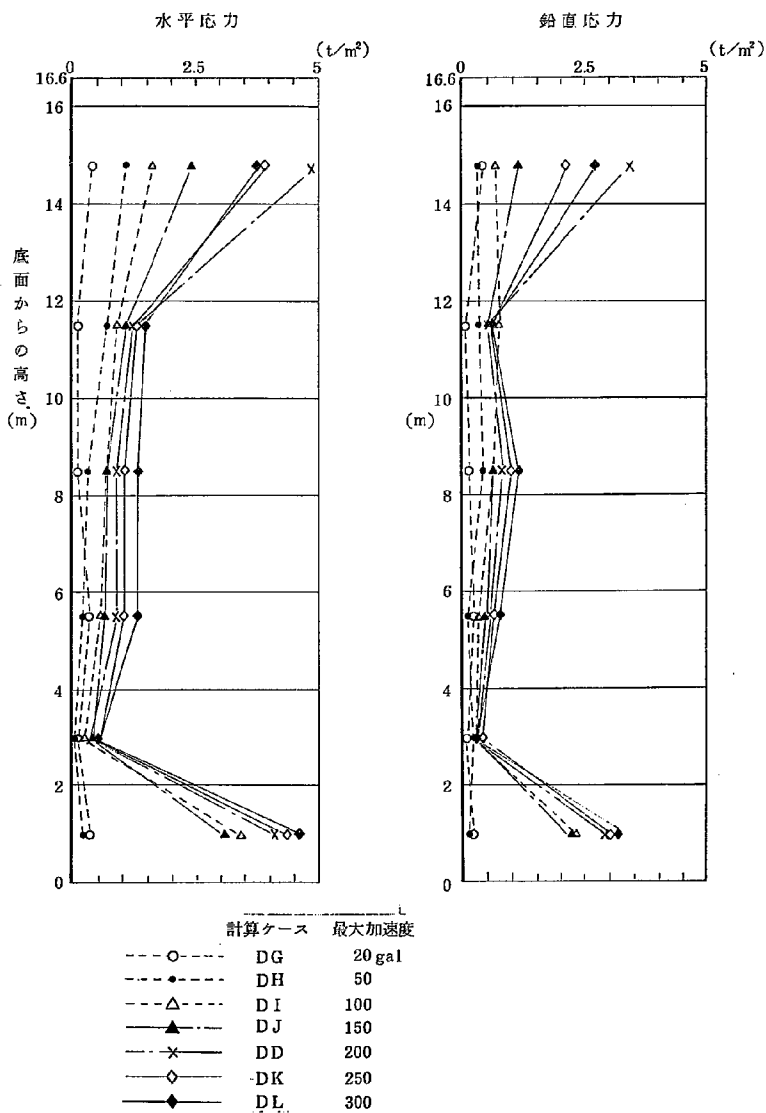


図 2-31 最大加速度による応力の変化 (計算ケース DG ~ DL)

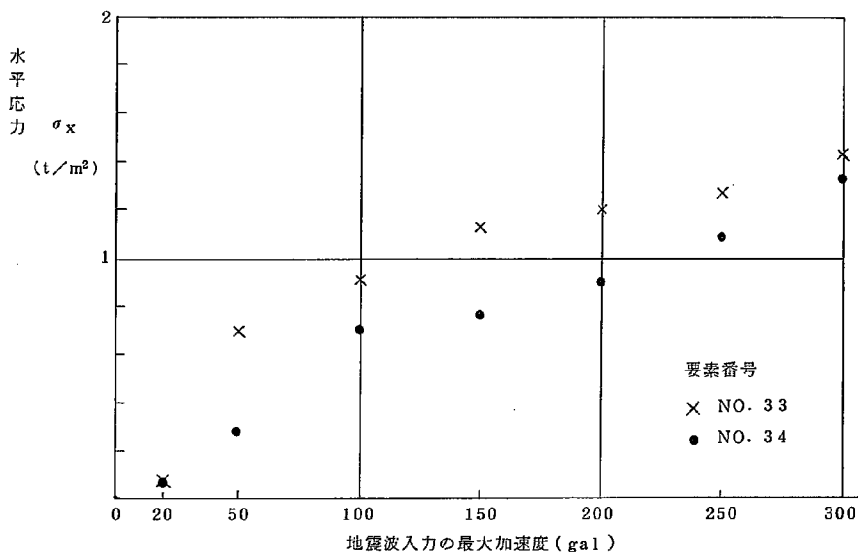


図2-32 地震波入力の最大加速度と水平応力の関係(擁壁NO. 1)

加速度が300 gal のときでも擁壁天端のせん断歪は $4 \times 10^{-2}\%$ であり、それ程大きい値にはなっていない。

2.7 動的解析(2)

2.7.1 概説

動的解析(1)と同様に有限要素法により擁壁に作用する動土圧を算定し、静的解析(2)で求められた静土圧と合成して、擁壁の地震時の安定性の解析を行なった。

2.7.2 解析に用いたプログラム

解析に用いたプログラムは動的解析(1)で用いた "LUSH" である。

2.7.3 解析対象

解析対象とした擁壁はNo 1, No 3, No 5, No 6, No 7 の5個である。

2.7.4 解析方法

解析方法は動的解析(1)とほとんど同じである。図2-33に各擁壁の要素分割図を示す。

今回の計算では地震波入力の最大加速度を200 gal、振動数を5 Hzとした。(表2-12)

2.7.5 解析結果および考察

図2-34に各擁壁の背後の要素の動的応力分布および静的解析(2)で得られた静的応力を

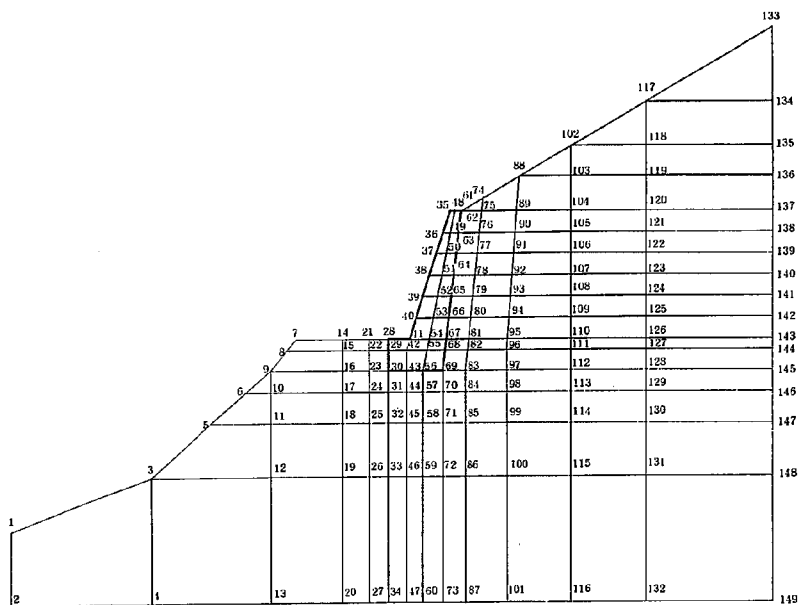


图 2-33 (a) 要素分割图 (動的解析(2), 表 3)

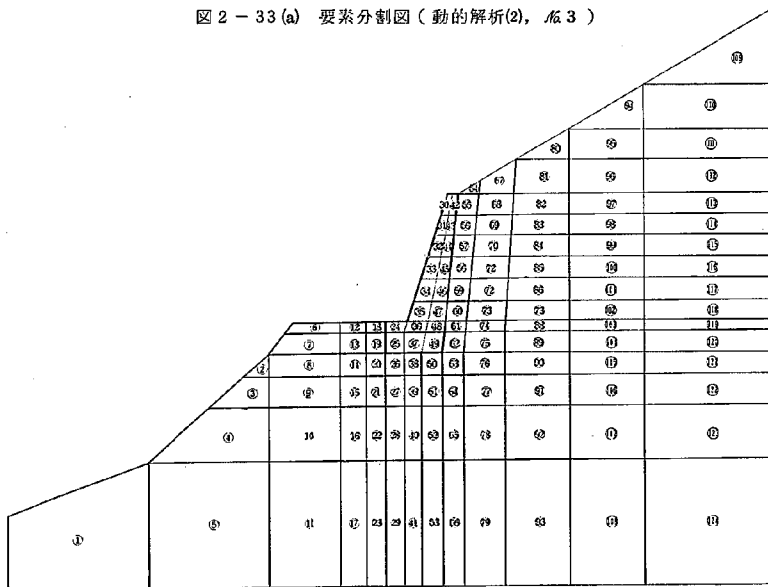


图 2-33 (b) 要素分割图 (動的解析(2), 表 3)

[illegible]

图 2-33(c) 要素分割图(動的解析(2), №5)

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

图 2-33(d) 要素分割图(動的解析(2), 図 5)

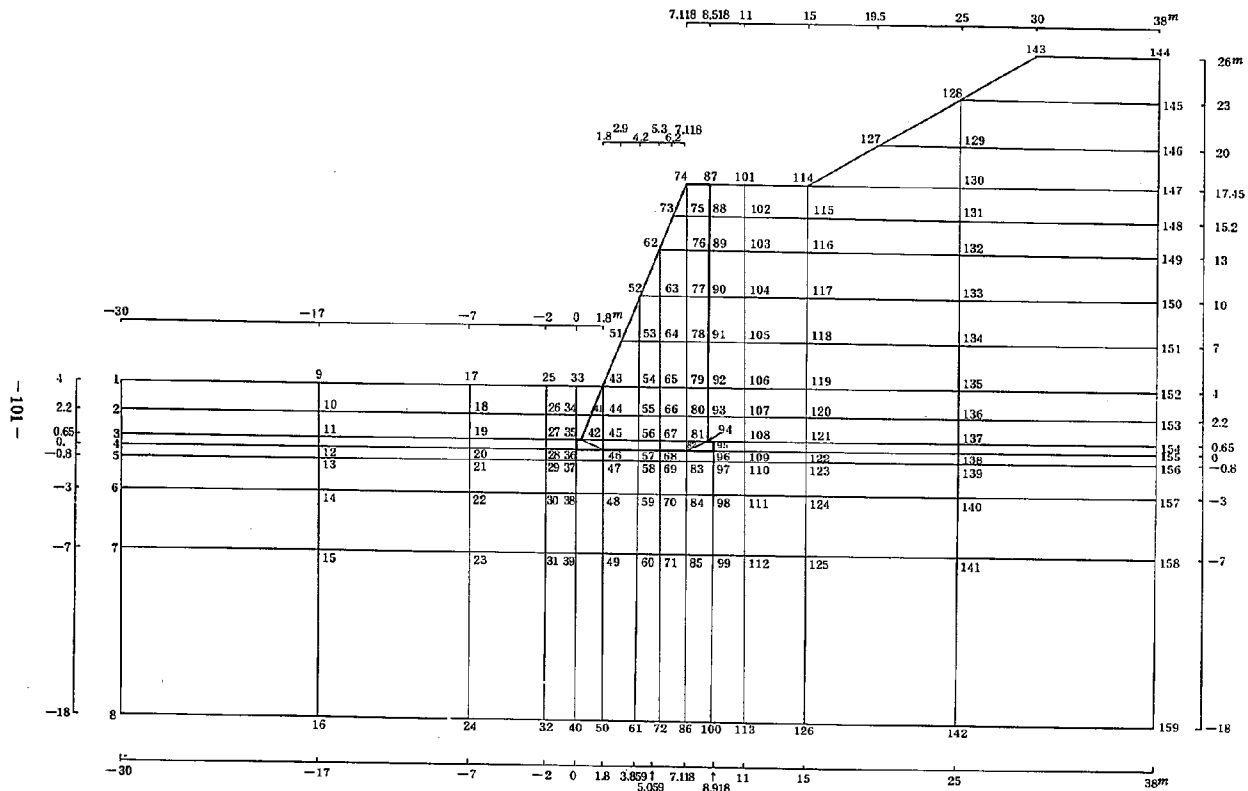


图 2-33(g) 要素分割图 (動的解析(2), № 7)

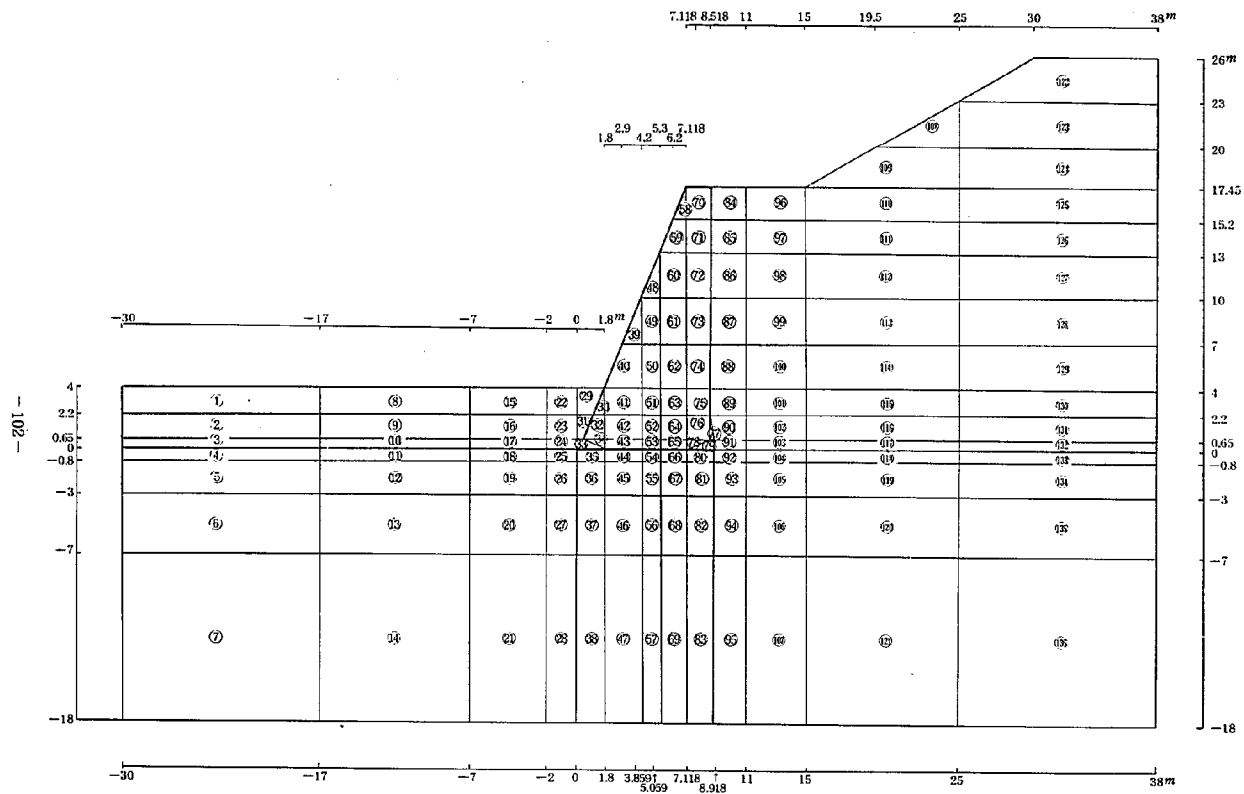


图 2-33(h) 要素分割图 (動的解析(2), No. 7)

181

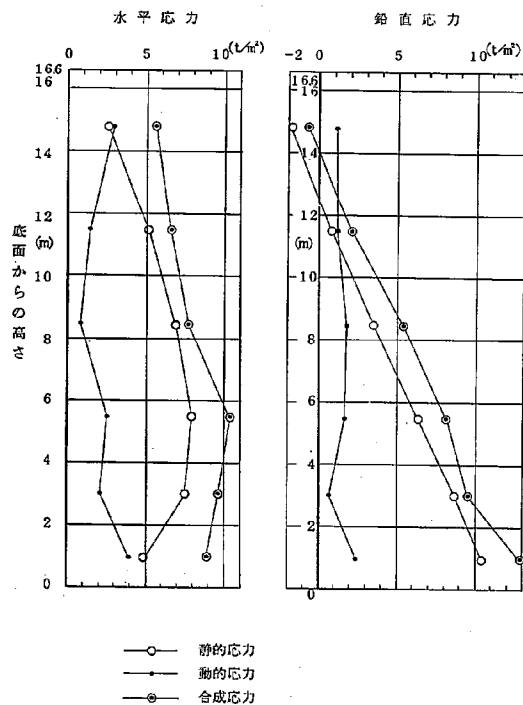


図 2-34 (a) 擁壁背後の要素の応力分布 (No. 1)

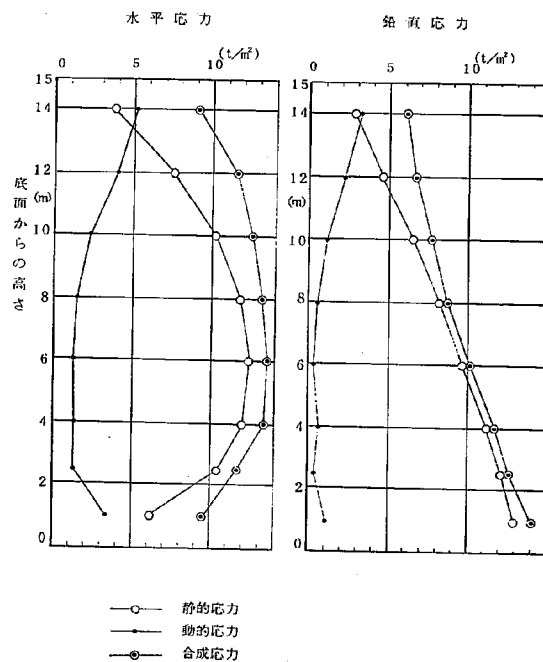


図 2-34 (b) 擁壁背後の要素の応力分布 (No. 3)

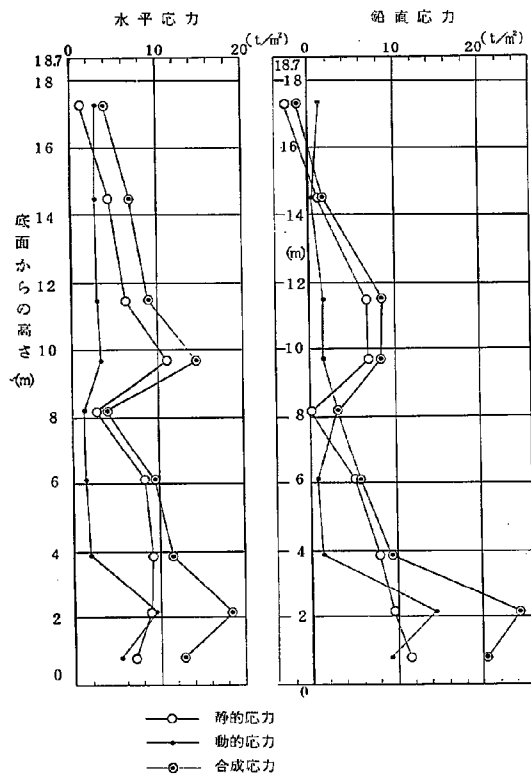


図 2-34 (c) 擁壁背後の要素の応力分布 (No. 5)

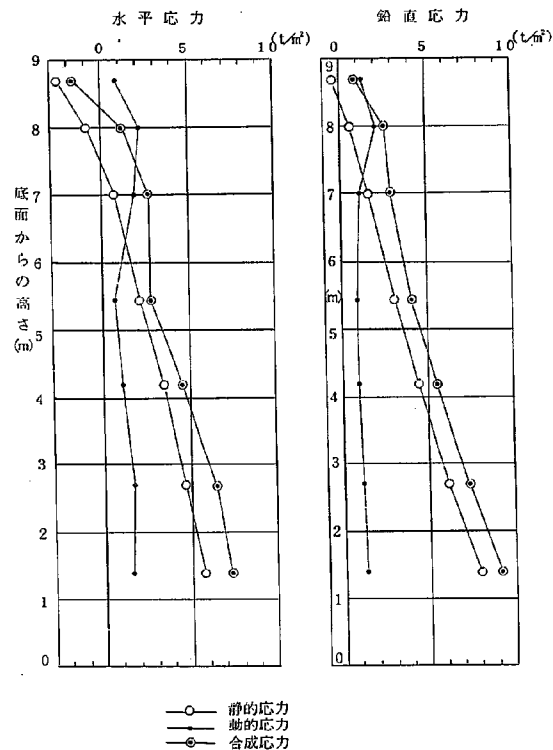


図 2-34 (d) 擁壁背後の要素の応力分布 (No. 6, 壁面背後)

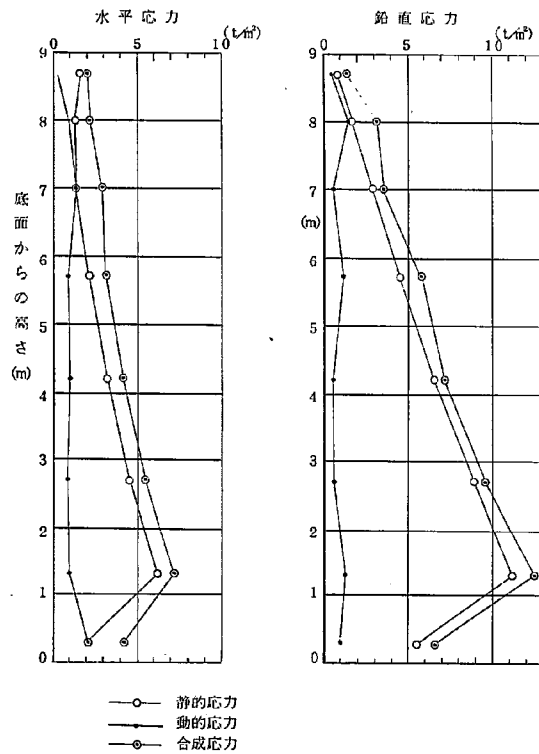


図 2-34 (e) 擁壁背後の要素の応力分布
(No. 6, 仮想背面背後)

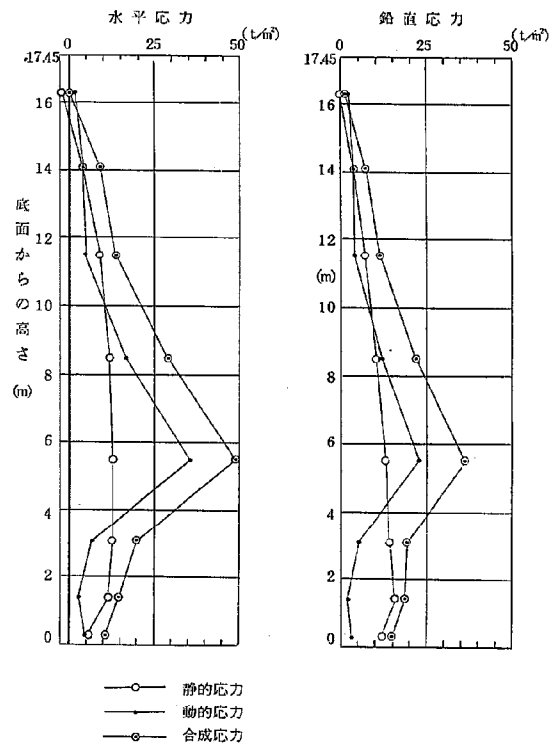


図 2-34 (f) 擁壁背後の要素の応力分布 (No. 7)

表 2-12

擁壁番号および型式	計 算 ケース	計 算 領 域		節 点 数	要 素 数	曲 [*] 線 数
		水 平 (m)	鉛 直 (m)			
No 1 もたれ式	DM ^{**}	68	32	104	81	28
No 3 もたれ式	DN	72	54	149	124	32
No 5 もたれ式	DO	72	36	161	133	38
No 6 逆 T 型	DP	35	18	148	124	30
No 7 重力式	DQ	68	44	159	136	67

* 計算で用いたせん断弾性係数および減衰比とせん断歪の関係を表わす曲線の数

** DMは動的解析(I)のDCと同じである。

加え合せた合成応力を示す。これによると動的応力の分布は擁壁の天端から底板まではほぼ一様な分布をしているものが多い。また静的な応力に比較するとかなり小さい値になっている。表2-13は各擁壁の背後の要素の最大せん断力および最大加速度を表わしている。水平加速度についてみると、いずれの擁壁においても擁壁の天端で最大値となり、底板に行く

表 2-13(a) No 1

要素番号	最大せん断歪 (%)	節点番号	最大加速度(G)	
			水 平	鉛 直
32	0.145	33	0.552	0.091
33	0.094	34	0.394	0.100
34	0.062	35	0.280	0.144
35	0.036	36	0.199	0.183
36	0.020	37	0.176	0.218
37	0.024	38	0.184	0.240
		39	0.236	0.261

表2-13(b) No.3

要素番号	最大せん断歪 (%)	節点番号	最大加速度(G)	
			水 平	鉛 直
5 5	0.172	5 3	0.543	0.061
5 6	0.133	5 4	0.411	0.054
5 7	0.115	5 5	0.303	0.051
5 8	0.095	5 6	0.224	0.048
5 9	0.076	5 7	0.182	0.045
6 0	0.060	5 8	0.173	0.047
6 1	0.048	5 9	0.178	0.053
6 2	0.039	6 0	0.183	0.058
		6 1	0.214	0.068

表2-13(c) No.5

要素番号	最大せん断歪 (%)	節点番号	最大加速度(G)	
			水 平	鉛 直
5 6	0.166	5 6	0.473	0.073
5 7	0.129	5 7	0.318	0.057
5 8	0.053	5 8	0.210	0.093
5 9	0.003 (コンクリート)	5 9	0.182	0.201
6 0	0.018	6 0	0.185	0.227
6 1	0.020	6 1	0.193	0.266
6 2	0.016	6 2	0.201	0.289
6 3	0.043	6 3	0.208	0.304
6 4	0.028	6 4	0.210	0.309
		6 5	0.215	0.314

表 2-13(d) No. 6

要素番号	最大せん断歪 (%)	節点番号	最大加速度(G)	
			水 平	鉛 直
5 5	0.104	5 3	0.969	0.170
5 6	0.127	5 4	0.894	0.163
5 7	0.130	5 5	0.742	0.150
5 8	0.120	5 6	0.612	0.139
5 9	0.099	5 7	0.437	0.129
6 0	0.066	5 8	0.313	0.118
6 1	0.035	5 9	0.277	0.110
		6 0	0.276	0.110

表 2-13(e) No. 7

要素番号	最大せん断歪 (%)	節点番号	最大加速度(G)	
			水 平	鉛 直
8 4	0.086	7 8	0.512	0.093
8 5	0.060	7 9	0.406	0.094
8 6	0.048	8 0	0.308	0.096
8 7	0.038	8 1	0.202	0.099
8 8	0.033	8 2	0.147	0.105
8 9	0.032	8 3	0.157	0.113
9 0	0.027	8 4	0.175	0.117
9 1	0.028	8 5	0.195	0.126
		8 6	0.194	0.058
		8 7	0.205	0.058

に従って小さくなり、底版付近ではまた若干大きくなる傾向がある。またNo 1, 3, 5, 7の擁壁天端の最大水平加速度は約0.5 Gであり、入力加速度200 galの約2.5倍に増幅されている。No 6の逆T型擁壁の天端での加速度は約1 Gで、その増幅率は約5倍になっており、かなり大きい。なお鉛直方向の加速度も水平と同程度に大きい部分も見られる。

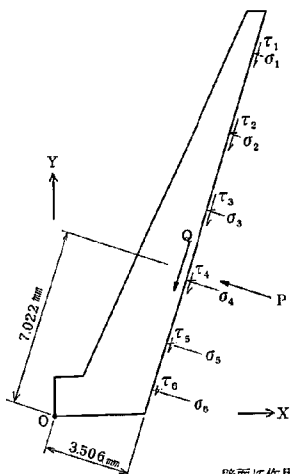
最大せん断歪の値はほぼ $10^{-4} \sim 10^{-3}$ であり、図2-28に見られるようにGおよびDが強い非線型性を示す領域にはまだ入っていない。

次に今までに計算された各要素の静的応力と動的応力を合成した応力を計算した。合成応力の壁面に垂直な応力および壁面の方向のせん断力が図2-35に示されている。さらにその応力を合計して擁壁に作用する水平、鉛直方向の土圧を計算したものが表2-14である。これによると有限要素法により得られた水平土圧は $k_H=0.2$, $k_V=0$ のときの物部・岡部の地震時主働土圧より3~60%大きくなっている。この理由は、先にも述べたように有限要素法で得られる静的土圧が主働土圧よりも静止土圧に近い値となるためである。鉛直土圧については有限要素法による結果が物部・岡部の土圧よりかなり大きくなっている。これは有限要素法では擁壁と裏込め土を連続体として解析しているために、物部・岡部の式で考えているような、壁が前面に移動して裏込めの土クサビが落ち込むような極限状態とかなり異なっていることが原因であろうと考えられる。また土圧の作用位置は有限要素法の結果の方が $\frac{H}{3}$ の

表2-14 FEMによる地震時土圧と物部・岡部の地震時土圧の比較

No	水平土圧 (t/m)		鉛直土圧 (t/m)		作用点の高さ (m)	
	FEM	物部・岡部	FEM	物部・岡部	FEM	物部・岡部
1	107.2	65.2	55.1	0.95	6.90	5.53
3	162.4	158.3	145.7	-15.8	7.92	5.00
5	142.5	104.7	25.5	-4.4	7.60	6.23
6	38.3	30.3	33.2	14.6	3.60	3.00
7	365.1	270.2	135.1	72.4	6.77	5.82

(注) 物部・岡部の土圧は第1章のA-2の方法による結果であり、 $k_H=0.2$, $k_V=0$ である。



番号	座 標 (1)		(2)	(3)
	X (m)	Y (m)	σ (t/m ²)	τ (t/m ²)
1	8.1	14.8	2.2	6.1
2	7.1	11.5	2.3	7.2
3	6.2	8.5	3.9	6.2
4	5.3	5.5	7.6	4.6
5	4.6	3.0	8.4	1.9
6	4.0	1.0	8.5	0.1

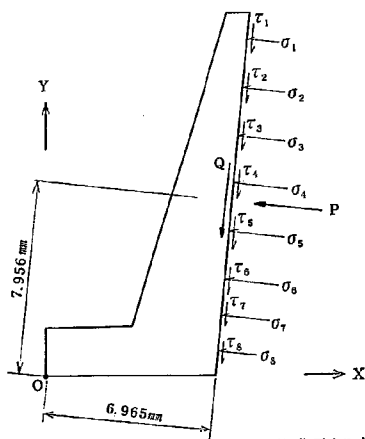
- (1) σ の作用点の座標
 (2) 壁面に作用する垂直応力
 (3) 壁面に作用するせん断応力

壁面に作用する力

垂直力 $P = 86,931 \text{ t/m}$

せん断力 $Q = 83,554 \text{ t/m}$

図 2-35(a) 合成応力 (No 1)



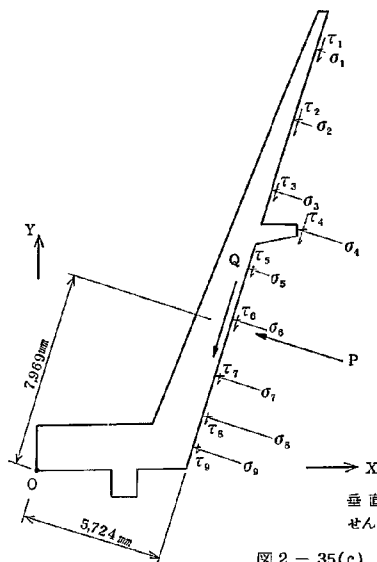
番号	座 標		σ	τ
	X (m)	Y (m)	(t/m ²)	(t/m ²)
1	8.4	14.0	6.9	11.0
2	8.2	12.0	9.2	12.6
3	8.0	10.0	10.0	12.7
4	7.8	8.0	10.9	12.4
5	7.6	6.0	11.5	11.4
6	7.4	4.0	11.5	9.6
7	7.2	2.5	10.1	8.0
8	7.1	1.0	8.2	6.4

壁面に作用する力

垂直力 $P = 147,131 \text{ t/m}$

せん断力 $Q = 161,092 \text{ t/m}$

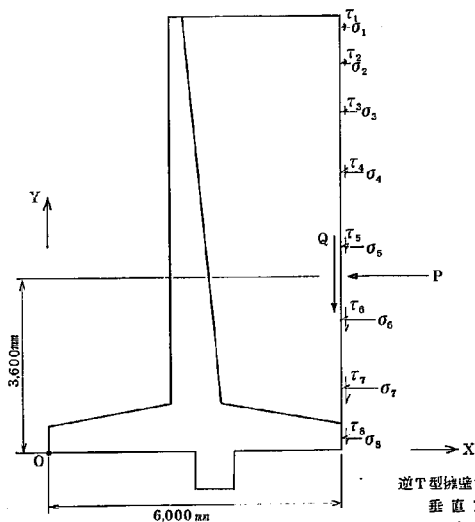
図 2-35(b) 合成応力 (No 3)



番号	座標 X(m)	座標 Y(m)	σ (t/m^2)	τ (t/m^2)
1	11.5	17.4	0.1	6.6
2	10.6	14.5	2.9	7.0
3	9.7	11.5	6.4	4.0
4	10.7	9.8	9.1	9.0
5	8.6	8.3	3.7	0.5
6	7.9	6.1	8.3	2.7
7	7.2	3.9	10.3	1.8
8	6.7	2.3	18.7	-1.3
9	6.3	0.9	12.2	-0.6

垂直力 $P = 128.324 \text{ t/m}$
せん断力 $Q = 66.985 \text{ t/m}$

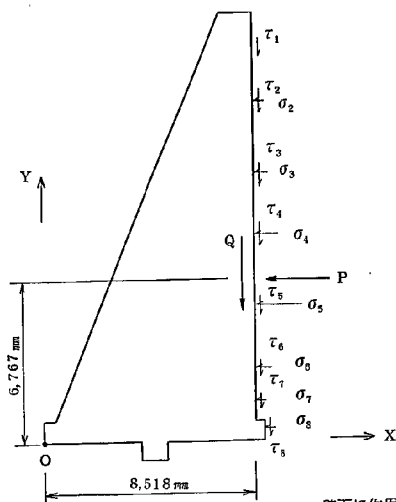
図 2-35(c) 合成応力 (No 5)



番号	座標 X(m)	座標 Y(m)	τ (t/m^2)	σ (t/m^2)
1	6.0	8.8	2.0	0.4
2	6.0	8.0	2.2	1.3
3	6.0	7.0	2.9	2.1
4	6.0	5.8	3.1	3.5
5	6.0	4.3	4.3	4.3
6	6.0	2.8	5.5	4.9
7	6.0	1.5	7.3	5.3
8	6.0	0.3	4.3	5.0

逆T型擁壁であるので仮想背面に作用する土圧を考える。
垂直力(水平力) $P = 38.252 \text{ t/m}$
せん断力(鉛直力) $Q = 33.185 \text{ t/m}$

図 2-35(d) 合成応力 (No 6)



番号	座 標		σ (t/m^2)	τ (t/m^2)
	X(m)	Y(m)		
1	8.5	16.3	-0.3	7.2
2	8.5	14.1	9.0	9.0
3	8.5	11.5	13.9	9.5
4	8.5	8.5	29.4	8.6
5	8.5	5.5	49.2	7.2
6	8.5	3.1	20.2	5.9
7	8.5	1.4	15.3	5.7
8	8.9	0.3	11.6	5.1

壁面に作用する力

垂直力（水平力） $P = 365.057 \text{ t/m}$

せん断力（鉛直力） $Q = 135.051 \text{ t/m}$

図 2-35(e) 合成応力 (N_1)

値より高くなっている。これは先に述べたように静的土圧の分布が静水圧分布よりずれているために起こることであり、壁の変位と密接な関係がある。なお参考のために表 2-15 に有限要素法と物部・岡部の方法による安全率の比較を示す。有限要素法の方が安全率が大きくなっているのは鉛直土圧を大きく見ているためである。

表 2-15 FEMと物部・岡部の方法の安全率の比較

擁壁 №	転倒に関する安定				滑動に関する安定	
	安全率		$\frac{3\sigma}{B}$		安全率	
	FEM	物部・岡部	FEM	物部・岡部	FEM	物部・岡部
1	0.877	0.757	2.011	2.576	0.653	0.493
3	1.330	0.887	0.781	1.827	0.822	0.446
5	0.870	0.750	2.107	2.552	—	—
6	2.422	2.434	0.140	0.227	1.349	1.326
7	0.840	0.961	1.933	1.587	—	—

— 合力 R の作用位置が底版中央 $\frac{2}{3}$ 以内とならないので、安定性の検討を行なわない。

3. 結 論

今回の調査・解析で得られた結論を以下に記す。

〔各種設計法による擁壁の耐震設計調査〕

- ① 今回調査を行なった10個の擁壁の中で、道路土工指針を基準として見た場合に十分な耐震設計が行なわれていると言えるのは3個だけである。残り7個のうち、もともと地震時の安定性を検討していないものが2個、地震時慣性力を考慮していないものが2個、地震時土圧として常時土圧を準用して地震時慣性力だけを考慮しているものが1個、切土部擁壁の常時土圧を0としているものが1個、計算ミスのあるものが1個である。
- ② 道路土工指針を厳密に適用して水平設計震度0.2で擁壁を設計することは、かなりきびしい設計になるものと考えられる。
- ③ 道路土工指針を基準として常時の安定性について検討した結果、今回調査対象とした10個の擁壁のうち8個は十分安定であると言える。残り2個の中の1個は計算ミスがあり、他の1個は切土部擁壁だからという理由で常時の安定計算を行なっていない。
- ④ 常時土圧として Terzaghi, Coulomb, Rankine の3種類の土圧を用いた設計を比較してみると、3者の間に大きな差は見られなかった。

〔有限要素法による擁壁の地震時の安定性に関する解析〕

- ① 有限要素法を用いて擁壁に作用する地震時土圧の解析を行なうことは可能であるが、得られた地震時土圧は物部・岡部の地震時主働土圧よりかなり大きい値となった。この1つの原因は有限要素法により得られた静的土圧が主働土圧ではなく、主働土圧と静止土圧の中間的なものであったためである。土圧分布は壁の変位と密接な関係があるので、壁の変位をうまく制御すれば、任意の土圧分布を得ることは可能であると思われる。
- ② 有限要素法を用いて擁壁と裏込め土を連続体として解析して静的応力を求めた場合、擁壁天端付近の裏込め土の部分に引張応力が発生することが多い。
- ③ 動的解析で得られた振動土圧は擁壁背面にはほぼ一様分布をするものが多い。
- ④ 加振時の擁壁の水平加速度は天端が最も大きく、下に行く程小さくなり、底板付近でまた若干大きくなる傾向が見られた。

参 考 文 献

- (1) 日本道路協会編, "道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針" 1977
- (2) 水資源開発公団, "水路工設計指針"
- (3) 高野守一, "土圧公式と速算図表" 現代社 1969
- (4) 日本道路協会編, "道路橋下部構造設計指針" 1968
- (5) TOSBAC システム 600/700 アプリケーション軸対称回転体 ICEP-6/COSMO-3 解説書
- (6) 土質工学会編, "土質工学ハンドブック" P.228
- (7) 山口柏樹, "土質力学" 技報堂 P.245, 1969
- (8) チェボタリオフ, "土質力学(上巻)" P.260, 技報堂, 1957.
- (9) J. Lysmer, T. Udaka, H.B. Seed, R. Hwang, "Lush: A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structure Systems," Report No. EERC 74-4, 1974
- (10) 香川崇章, "震動応答解析法 —有限要素法のパログラムについて—" 防災科学技術研究資料第17号, 1975.
- (11) R.O. Hardin, V.P. Drnevich, "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves," Proc. of ASCE, SM7, 1972

付 録

この報告書で用いる記号の定義を以下に示す。

- a : 擁壁つま先と擁壁重心との水平距離
- b : 擁壁つま先と鉛直土圧の作用点との水平距離
- B : 擁壁の底版幅
- c : 擁壁底面から擁壁重心までの鉛直距離
- C : 粘着力
- C_e : 土圧係数
- d : 擁壁つま先から合力Rの作用点までの水平距離
- D : 減衰定数
- e₁ : 間隙比
- e : 合力Rの作用点の底版中心からの偏心距離
- F_s : 転倒および滑動に対する安全率
- G_c : 擁壁の重心（安定計算に用いる自重の重心）位置
- G : せん断弾性係数
- h : 擁壁かかとと水平土圧の作用点との鉛直距離
- H : 土圧計算に用いる壁高
- H_k : 突起をつけた場合の滑動抵抗力
- k_H : 設計水平震度
- k_V : 設計鉛直震度
- K_A : 主働土圧係数
- K_{AE} : 地震時主働土圧係数
- K_H : 水平土圧係数
- K_{HE} : 地震時水平土圧係数
- K_O : 静止土圧係数
- K_V : 鉛直土圧係数
- K_{VE} : 地震時鉛直土圧係数
- L₁ : 突起前面と擁壁つま先との水平距離
- L₂ : 突起前面と擁壁かかととの水平距離
- n : 擁壁背面勾配（1 : n）
- O : 擁壁の安定計算に用いる原点、擁壁つま先の位置
- p : 平均主応力
- P_A : 主働土圧合力
- P_{AE} : 地震時主働土圧合力
- P_B : ランキン公式における、載荷重による裏込め地表面に平行な土圧合力
- P_e : ランキン公式における、裏込め土による裏込め地表面に平行な土圧合力

P_{dyn} : 地震時土圧合力
 P_H : 土圧合力の水平成分
 P_{HE} : 地震時土圧合力の水平成分
 P_p : 擁壁前面における受働土圧合力の水平成分
 P_{st} : 常時土圧合力
 P_v : 土圧合力の鉛直成分
 P_{vE} : 地震時土圧合力の鉛直成分
 q_1 : 載荷重
 q_2 : 擁壁底面のつま先での地盤反力度
 q_3 : 擁壁底面のかかとでの地盤反力度
 q : 擁壁底面の突起前面での地盤反力度
 R : 擁壁に作用する合力
 W : 擁壁の安定計算に用いる自重
 W_H : 擁壁の地震時水平慣性力
 W_v : 擁壁の常時自重より地震時鉛直慣性力を差し引いたもの
 x : 擁壁重心の x 座標
 y : 擁壁重心の y 座標
 Z : 土被り厚
 α : 壁背面と鉛直面のなす角
 β : 裏込め地表面と水平面のなす角
 γ_c : 擁壁材の単位体積重量
 γ_h : hyperbolic strain
 γ_r : reference strain
 γ_s : 裏込め土の単位体積重量
 δ : 壁面摩擦角
 δ_B : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦角
 θ : 地震合成角
 μ : 摩擦係数
 ν : ポアソン比
 σ : 直応力
 τ : せん断応力
 ϕ : 裏込め土の内部摩擦角
 ϕ_B : 基礎地盤の内部摩擦角
 ζ : すべり面と水平面のなす角

なお、常時と地震時において共通に使われる記号には、地震時のものに対して“ダッシュ”
 を付けて区別する。たとえば、常時： δ ，地震時： δ'