

重力式岸壁の耐震性についての一考察

正員 松 尾 春 雄*

正員 大 原 資 生**

ON THE EARTHQUAKE-PROOF OF GRAVITY TYPE QUAYWALL

By Dr. Eng. Haruo Matsuo, C.E. Member, and Sukeo Oohara, C.E. Member

Synopsis: In this paper, the authors have studied the characteristics of the seismic earth pressure and of the dynamic water pressure acting on quaywall.

At first, the seismic earth pressure is discussed theoretically, regarding the backfill as the elastic media whose constants are expressed as a function of the depth.

Next, it is made clear that the dynamic water pressure due to backfill's pore water can not be neglected for the seismic pressure theoretically. Making use of these results, the critical earthquake intensity for the base sliding of the gravity type quaywall is obtained and it is shown that the seismic damage in Japan can be well explained with this criterion.

要 旨 岸壁に作用する地震時土圧を求めるのに、その裏込地盤を弾性体と仮定し、その弾性常数を深さの関数として計算を行なった。

また、従来考えられていない裏込間げき水による動水圧についても理論的に吟味し、地震時にはこの動水圧も無視することはできないとの結果をえた。

以上の結果より、わが国の重力式岸壁の一般的な耐震性を吟味したが、過去の震害を裏付け得ると思われる結果を得たので報告する。

1. 緒 言

重力式岸壁が地震動をうけた場合、これに常時作用している静土圧の他に振動土圧が作用することは過去の実験によって明らかである。

ここ数年間、さらに、この問題について種々研究を進めて来たが、従来、この振動土圧を計算するには震度法によって振動問題を静的な問題に置換して計算を行なっている。土のような粒状体についてはその力学的性質に不明な点が多いので、この方法によったのであろうが、筆者等実際には砂の弾性常数を測定した結果を考慮して裏込地盤をその深さに比例して弾性常数が増大する弾性体と仮定して理論的に振動土圧を求めてみた。

また、振動台による実験において裏込土の間げき水が振動時、動水圧を生ずるとの結果を得ているが、この動水圧は従来の岸壁の安定計算には加味されていない。

しかし、これも理論的に証明できるので、ここでは前記振動土圧とこの動水圧とを考えて重力岸壁の耐震性についての一般的な考察を行なった結果について述べる。

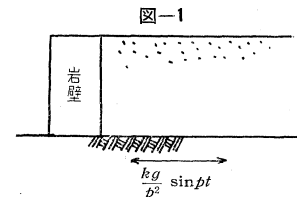
2. 振 動 土 圧

この計算法については前報告¹⁾があるので、ここでは概括的に述べる。

図-1 のように岸壁裏込地盤および岸壁が $\frac{kg}{p^2} \sin pt$ なる強制振動をうける場合、裏込地盤を弾性体と仮定し、 x, y 方向についての二次元弾性方程式および境界条件を満足する解を得れば $x=0$ の岸壁背面に作用する振動土圧をうる。しかし、この厳密解を求めることは簡単でないので、 y 方向の変位を完全に押えたときの解は簡単に得られ、真の解との近似度を検討した結果、この場合の解を近似解として用い得るとの結果を得たので、このときの方程式をこの問題の近似方程式として用いる (x, y は運動する座標系の水平軸および鉛直軸である)。

すなわち、その近似方程式は次のとおりである。

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = \frac{C_1^2}{a^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{C_2^2}{H_2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial^2 U}{\partial \eta^2} \right] + \frac{kg}{H} \sin pt \dots \dots \dots (1)$$



* 工博 九州大学教授, 工学部土木工学教室
 ** 山口大学助教授, 工学部土木工学教室

ただし, $U=u/H$ (u : x 方向の変位), $\xi=\frac{x}{a}$, $\eta=\frac{y}{H}$ であり, $C_1^2=(\lambda+2\mu)/\rho$, $C_2^2=\mu/\rho$ (λ, μ : Lámé の常数, ρ : 裏込土の見掛密度) で, それぞれ $\eta=0$ ($y=0$) の値であり α_1, α_2 はその深さによる変化率である。また, この場合の境界条件は

$$\textcircled{1} \quad \left. \begin{matrix} \eta=0 \\ \xi=0, 1 \end{matrix} \right\} : U=0 \quad \textcircled{2} \quad \eta=1 : \frac{\partial U}{\partial \eta}=0$$

である。なお, ξ 方向は無限大としなければならないのであるが, (1)式を解くのに近似解法を用いるので, その際, ξ 方向を $0 \sim \infty$ とすると計算が非常に複雑となるので有界とした。しかし, 一応, a/H をどの程度とすれば $a=\infty$ の場合に等しい値が得られるか (この値は a/H によって一定値に急速に収束する性質を有する) を検討した結果 $a/H=10$ とすればよいことがわかっている。

境界条件を考慮して

$$U = \sum_{n=0}^{\infty} Y_n(\eta) \sin(2n+1)\pi\xi \cdot \sin pt \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{kg}{H} \sin pt = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4kgsin pt}{(2n+1)\pi H} \sin(2n+1)\pi\xi \dots\dots\dots (3)$$

とおき (1)式に入れると, 各 n について

$$\frac{d}{d\eta} \left[(1-\alpha_2\eta) \frac{dY_n}{d\eta} \right] + \left[\frac{H^2}{C_2^2} p^2 - (2n+1)^2 \pi^2 \frac{H^2}{a^2} \frac{C_1^2}{C_2^2} (1-\alpha_1\eta) \right] Y_n + \frac{H}{C_2^2} \frac{4kg}{(2n+1)\pi} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

を得る。ゆえに U を求めるには (4) 式および $(Y_n)_{\eta=0}=0, \left(\frac{dY_n}{d\eta}\right)_{\eta=1}=0$ なる2つの境界条件を満足する Y_n を求めればよいことになる。

これを解くのに境界条件を考えて

$$Y_n = \sum_{m=0}^{\infty} A_{m,n} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \dots\dots\dots (5)$$

とおき Ritz の近似解法を用いて $A_{m,n}$ の値を求める。

かくして $\xi=0$ の固定壁に作用する振動土圧は

$$\sigma_{\xi=0} = -C_1^2(1-\alpha_1\eta)\pi \sum_{m,n} \frac{(2n+1)\pi H}{a} A_{m,n} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \cdot \sin pt \dots\dots\dots (6)$$

として求められる。

次に裏込地盤上に等分布荷重重量 q のある場合の計算法について述べる。この場合の方程式は (1) 式と同様であり, 境界条件は次のとおりである。

$$\textcircled{1} \quad \eta=0 : U=0 \quad \textcircled{2} \quad \eta=1 : \frac{\rho C_2^2(1-\alpha_2)}{H} \frac{\partial U}{\partial \eta} = \frac{kq}{H} \sin pt + p_2 \frac{q}{g} U \quad \textcircled{3} \quad \xi=0, 1 : U=0$$

同様に $U, \frac{kq}{H} \sin pt$ を (2), (3)式のようにおいて (4) 式と同一の方程式を得る。また,

$$\frac{kq}{H} \sin pt = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4kq}{(2n+1)\pi H} \sin(2n+1)\pi\xi \cdot \sin pt \dots\dots\dots (7)$$

とおくと, (4) 式を次の境界条件で解けばよいことになる。すなわち,

$$\eta=0 : Y_n=0 \quad \eta=1 : \frac{\rho C_2^2(1-\alpha_2)}{H} \frac{dY_n}{d\eta} = \frac{4kq}{(2n+1)\pi H} + p_2 \frac{q}{g} Y_n$$

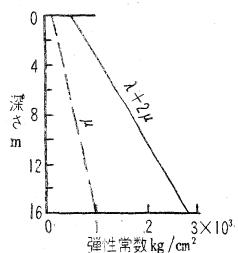
これは Ritz 法でも解けないので, 階差法によって各 η の Y_n の値を求めた。この場合, 階差をどの程度とするかについてはこの階差法によって $q=0$ の場合をとき, 前の Ritz 法の値と比較して両者がほぼ同程度の近似度となることにより定めた。その結果, 0.1 とすればよいとの結果を得た。

なお, 前の Ritz 法でも, この場合の階差法でも二次元方程式を変数分離により一次元の方程式とし, その方程式について Ritz 法, 階差法を用いたのであるから, いずれの場合も $n=0, 1, 2, \dots$ とし, n のそれぞれの場合について計算を行なうのである。

この計算法によって実測²⁾より得られた弾性常数値より C_1^2, C_2^2 および α_1, α_2 を定め, $H=5, 7, 10, 15$ m の場合についてそれぞれ $q=0, 1.6, 3.2, 4.8$ t/m² の荷重重の場合の振動土圧を計算した。弾性常数の状態は 図-2 に示す。

計算した振動土圧の鉛直分布の一例を示すと 図-3 のとおりで, これよりその

図-2 裏込地盤の弾性常数変化状態



合力および作用点の高さを求めたのが 図-4 である。図-3, $4\frac{\sigma}{g}$ の値は震度 1.0 の場合の値であるので、震度 0.2 の場合はこれらの値に 0.2 を乗じなければならない。また、これらの値は強制周期が振動土圧の固有周期に比して非常に大きいとしたときの値である*。

3. 裏込間げき水による動水圧

このことに関する実験結果は前に土木学会誌に報告³⁾してあるが、これは内法寸法高さ、幅、長さが $40 \times 90 \times 100$ cm の鋼板製箱の中に飽和砂を詰め振動台によって水平振動を与えた際の振動方向に直角な壁面に作用する動水圧を圧力計によって測定したもので、その場合、圧力計の受圧面の前にスクリーンを取付けて土圧を除き水圧のみを測定したのである。この実験においては飽和砂が Loose の場合には振動によって砂がゆり込まれる際に特殊な間げき水圧を生ずるとい興味深い結果が得られているが、ここでは定常的な動水圧についてのみ述べる。

この動水圧の実測値と箱の中の動水圧に関する Werner, Sundquist の計算値⁴⁾とを比較した結果、両者はほぼ一致するとの結果を得た。Werner, Sundquist の式は本質的には Westergaard の式と同一で長さを無限大とすると Westergaard 式に一致する。ゆえに、この実験結果より裏込土の間げき水によっても動水圧を生じ、その値にほぼ Westergaard 式の値に等しいと考えてよいと結論したのである。

このことについて次のような仮定により理論的考察を行なってみた。すなわち、振動時、砂は動かず間げき水のみが砂の間げきをとおって流れると考える。

実際には振動による砂の動きも考えなければならないのであるが、問題を簡単にするため以上のように考えた。

この仮定により次の方程式を得る。

$$\left. \begin{aligned} -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} &= \frac{\lambda g}{k} \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} - \alpha g \cos \omega t \\ -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} &= \frac{\lambda g}{k} \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

ただし、 k : 透水係数、 λ : 間げき率、 α : 震度、 ρ_w : 間げき水の密度、 ξ, η : 水の x (水平)、 y (鉛直) 方向の相対変位 (x, y は運動する座標軸)

$$p = -K \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \dots (9)$$

K : 水の体積弾性率

(8), (9) 式より

$$\frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} \right) = \frac{\lambda g}{Kk} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{1}{K} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \dots (10)$$

この場合の境界条件は次のようにとる (図-5 参照)。

- ① $x=0$: $\frac{\partial p}{\partial x} = \rho_w \alpha g e^{i\omega t}$ ($\xi = 0$)
- ② $x=a$: $\frac{\partial p}{\partial x} = \rho_w \alpha g e^{i\omega t}$ ($\xi = 0$)
- ③ $y=0$: $\frac{\partial p}{\partial y} = 0$
- ④ $y=H$: $p = 0$

強制力の時間因数が $\cos \omega t$ であり、境界条件を考慮して

図-3 $H=10$ m 岸壁の振動土圧鉛直分布

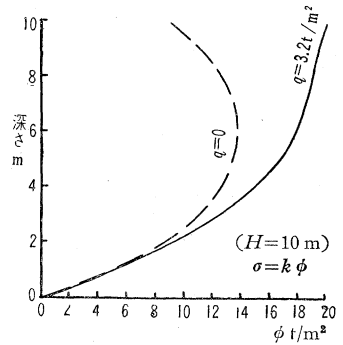


図-4 振動土圧合力と壁高および作用高

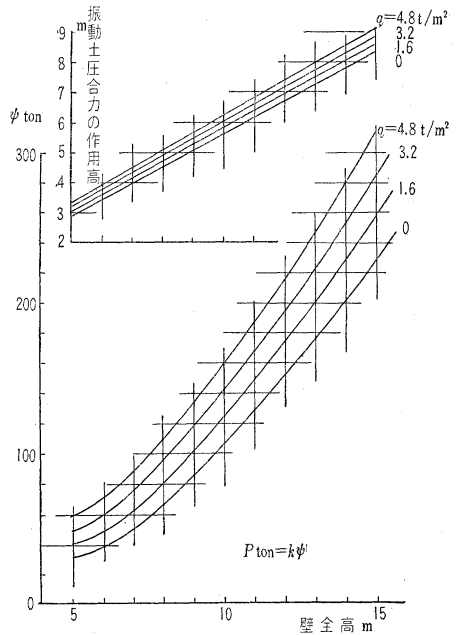
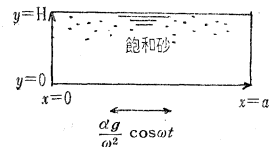


図-5



* この両者の関係による振動土圧の変化は計算を行なっており、共振等についての取扱いは 1) に報告されてある。

$$p = \sum_{n=0}^{\infty} X_n(x) \cdot \cos \frac{(2n+1)\pi}{2H} y \cdot e^{i\omega t} \dots \dots \dots (11)$$

とおき、(10)式および境界条件を満足する解(定常解)を求めると、

$$(p)_{x=0} = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{4 \rho_w \alpha g}{(2n+1)\pi} \frac{(1-e^{-i\beta a})}{i\beta(e^{i\beta a}-e^{-i\beta a})} \left(e^{i\beta x} + \frac{1-e^{i\beta a}}{1-e^{-i\beta a}} e^{-i\beta x} \right) \cos \frac{(2n+1)\pi}{2H} y \cdot e^{i\omega t} \dots \dots \dots (12)$$

ただし、
$$\beta = \sqrt{\frac{\rho_w \omega^2}{K} - \left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2} - i \frac{\rho_w g \lambda}{Kk}$$

この実数部分だけをとり、 $x=0$ の壁面に作用する動水圧を求めると

$$(p)_{x=0} = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{4 \rho_w \alpha g}{(2n+1)\pi} \cdot \cos \frac{(2n+1)\pi}{2H} y \left[(\cosh^2 \gamma_n a - \cos \delta_n a) \{ -\sinh \gamma_n a (\gamma_n \cos \omega t) + \sin \delta_n a (\gamma_n \sin \omega t - \delta_n \cos \omega t) \} \right] \times \frac{1}{(\gamma_n^2 + \delta_n^2) (\sinh^2 \gamma_n a \cos^2 \delta_n a + \cos^2 \delta_n a \sin^2 \delta_n a)} \dots \dots \dots (13)$$

ただし、
$$\gamma_n = \sqrt{\frac{\left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w}{K} \omega^2 \right) \right] + \sqrt{\left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w}{K} \omega^2 \right) \right]^2 + \left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2}}{2}}$$

$$\delta_n = \sqrt{-\left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2 - \left[\left(\frac{\rho_w}{K} \omega^2 \right) \right] \right] + \sqrt{\left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w}{K} \omega^2 \right) \right]^2 + \left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2}}$$

$k = \infty$ の場合には (13) 式は Werner, Sundquist の式に一致する。

いま、実験の場合を考えると、 $k \doteq 1.0 \text{ cm/s}$ (荒砂の場合) 振動周期 $T = 0.3 \text{ 秒}$ 、 $\lambda = 0.5$ 、 $H = 40 \text{ cm}$ であるので、 $n=0$ のときすでに

$$\left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2 \left/ \left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w \omega^2}{K} \right) \right]^2 \right. = (5 \times 10^{-7} / 1.6 \times 10^{-3})^2$$

となり、 $\left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2$ の項は無視できるので、Werner, Sundquist の値に等しい実験値を得ることになる。

また、実際の裏込地盤についてもその透水係数を 1 cm/s 程度とすると、 $H = 10 \text{ m}$ 、 $\lambda = 0.5$ で

$T = 1.0 \text{ 秒}$ のとき $\left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2 \left/ \left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w \omega^2}{K} \right) \right]^2 \right. \doteq \frac{1}{250}$

$T = 0.3 \text{ 秒}$ のとき " " $\doteq \frac{1}{25}$

となり、 $\left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2$ の項の影響は小さいので、動水圧は Westergaard の値にほぼ等しいものとなる。

しかし、裏込土砂の透水係数は 10^{-2} cm/s 程度と予想されるので、 $\left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2$ の項の影響は大きくなり、この場合の動水圧は Westergaard 値に比して微少な値となる。

また、このときは強制振動と動水圧との位相差が生ずる。

以上の結果より本論文においては岸壁に作用する動水圧は次のように考える。

- 1) 岸壁前面には Westergaard 値に等しい動水圧を考える。
- 2) 岸壁背面には裏込粗石の部分についてのみ動水圧を考える。

すなわち、岸壁背面の裏込粗石の部分はその透水係数も 10^2 cm/s 程度以上と考えられるので、前述の $\left(\frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk} \right)^2$ の項の影響は無視できるので、この部分については動水圧を考える。裏込粗石の部分の奥行はほぼ岸壁高 H に等しいとみて Werner, Sundquist の式において $a = H$ とすると、壁背面には Westergaard 値の 70% の動水圧を考えることとなる。

4. 重力式岸壁の滑動限界震度

現在までに地震被害を生じた岸壁の被害状況を参照し前述の振動土圧および動水圧を加味して、重力式岸壁の耐震性についての一般的な考察を行なってみる。岸壁の震害についてはその被害状況の資料の中で比較的明らかで筆者の入手できたものを掲げると表-1のとおりである。

表-1

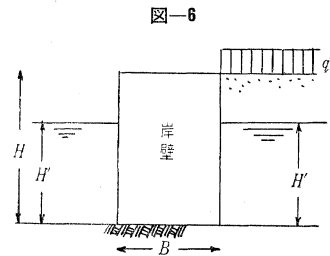
地震名	被害岸壁所在港	岸壁種別	被害状況
関東地震	横浜港	-9.0m ブロック	滑動, 転倒
静岡地震	清水港	甲, 丙, 追加岸壁	滑動, 前傾
東南海地震	名古屋港	東, 中, 西および 10 号埠頭 (棚式矢板)	膨れ出し
	四日市港	第 1 埠頭 (横棧橋)	滑動, 前傾, 沈下
	大坂港 清水港	中央突堤 (棚式矢板) 乙岸壁	膨れ出し 護岸崩壊
南海地震	名古屋港	前記岸壁	増破
	四日市港	〃	〃
	和歌山港	-6.4m ブロック	滑動
		甲護岸	〃
		-2.5m 物揚場	〃
	高知港	-7.3m ケーソン	〃
		-2.5m 甲護岸	〃
	徳島港	-5.0m ブロック	〃
	坂出港	-6.0m ケーソン	〃
		-8.0m ブロック	〃
	小松島港	-6.4m ケーソン	〃
		-4.5m ブロック	滑動, 前傾
	宇野港	-9.0m ケーソン, ブロック	滑動
	-5.2m ブロック	〃	
	-5.2m ケーソン	滑動, 前傾	
	-7.9m ブロック	滑動	
	-7.9m ケーソン	〃	
十勝地震	釧路港	-9.1m ケーソン	〃
		-8.1m ケーソン	滑動, 前傾

以上の被害状況より考えて重力式岸壁の震害のほとんどは底面滑り出し (滑動) であるとみることができる。いま, 図-6 のような岸壁を考える。

γ : 岸壁の空中単位重量 t/m^3 , H' : 裏込残溜水深 m (近似的に前面水深と同一とする), H : 壁全高 m , B : 壁底幅 m , K_a : 裏込土の主働土圧係数 (残溜水位以上), K_a' : 裏込土の主働土圧係数 (残溜水位以下), γ_s : 裏込土の単位重量 t/m^3 (残溜水位以上), γ_s' : (残溜水位以下), q : 上載荷重 t/m^2 , f : 底面摩擦係数, k : 水平震度, ψ : 振動土圧値 (図-4 の値)

裏込土の壁面との摩擦角を約 20° とする。

P_s を静土圧とすると, 地震時, この岸壁に作用する鉛直分力の総和は $\underbrace{\gamma BH - BH'}_{\text{岸壁重量}} + \underbrace{0.3 P_s}_{\text{静土圧}}$



水平分力の総和は $\underbrace{k\gamma BH}_{\text{岸壁慣性力}} + \underbrace{0.94 P_s}_{\text{静土圧}} + \underbrace{\psi k + 1.00 k H'^2}_{\text{振動土圧 動水圧}}$

このうち, 動水圧の項は 3. において述べたように前面に Westergaard 値, 背面にその 70% の値を考えている。ゆえにこの岸壁の底面滑動限界水平震度を k_c とすると

$$f(\gamma BH - BH' + 0.3 P_s) = 0.94 P_s + \psi k_c + 1.00 k_c H'^2 + k_c \gamma BH$$

いま, $f=0.6$ とすると

$$0.6 \frac{B}{H} \left(\gamma - \frac{H'}{H} \right) = 0.76 \frac{P_s}{H^2} + \frac{\psi}{H^2} k_c + 1.00 k_c \left(\frac{H'}{H} \right)^2 + k_c \gamma \frac{B}{H}$$

ただし

$$\frac{P_s}{H^2} = \frac{K_a}{2} \gamma_s \left(1 - \frac{H'}{H} \right)^2 + K_a' \gamma_s \left(\frac{H'}{H} - \frac{H'^2}{H^2} \right) + \frac{K_a'}{2} \gamma_s' \left(\frac{H'}{H} \right)^2 + \frac{q}{H} \left\{ K_a \left(1 - \frac{H'}{H} \right) + K_a' \frac{H'}{H} \right\}$$

前記, 震害をうけ岸壁をふくめて在来の岸壁について $\frac{H'}{H}$ および γ を求めてみた結果, 図-7, 8 を得るので, $\gamma=2.0 t/m^3$, $K_a=0.31$, $\gamma_s=1.6 t/m^3$, $K_a'=0.25$, $\gamma_s'=1.0 t/m^3$, とし, $\frac{H'}{H}$ が 0.7, 0.8, $0.9 \frac{B}{H}$ が 0.6, 0.7, 0.8 (これは 天竺良吉著 "最新岸壁の設計" p.52 参照) である場合の k_c を計算してみた。その結

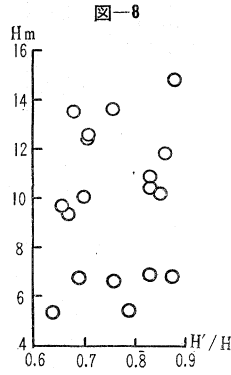
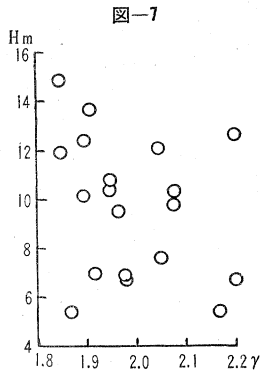


図-9 重力式岸壁の底面滑動限界震度

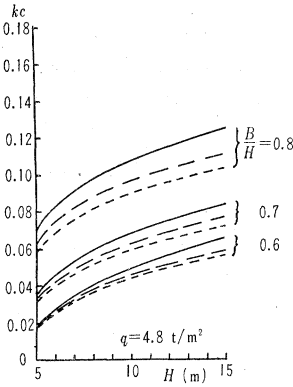
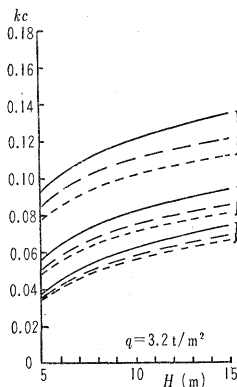
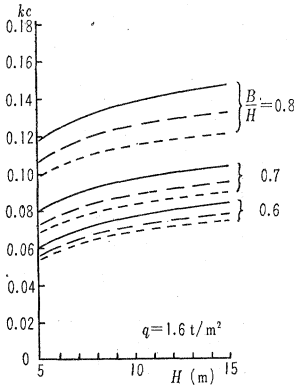
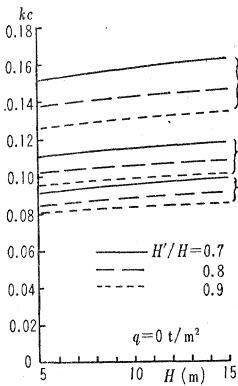
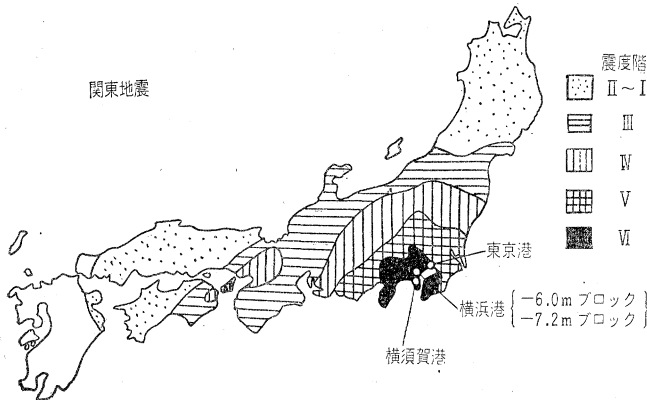
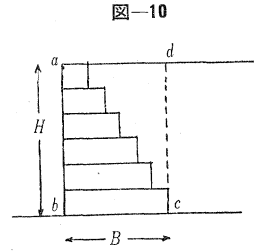


図-11 (a) 関東地震震度階分布と被害岸壁分布



果が図-9である。なお、 r および $\frac{B}{H}$ 等はブロック岸壁等では図-10のように岸壁後趾C点をとる鉛直線を考えて a, b, c, d でかこまれ部分を岸壁自体として求めたも



のである。

図-9より $q=0 \text{ t/m}^2$ である岸壁(前記、震害岸壁のほとんどは $q=0 \text{ t/m}^2$ である)の k_c は $0.08 \sim 0.16$ 程度であることがわかる。

また、 k_c は $\frac{H}{H}$ より $\frac{B}{H}$ によって大きく影響され $\frac{B}{H}$ が小さいほど、 k_c は小さくなる。

わが国の重力式岸壁の $\frac{B}{H}$ の平均はほぼ 0.7 であるので、 $q=0 \text{ t/m}^2$ では図-9より $k_c=0.09 \sim 0.11$ 程度となることがわかる。一方、関東、東南海、南海、十勝の各地震の気象庁震度階分布図に震害をうけた岸壁の所在港を記入してみた。図-11がそれである。これより岸壁の震害はほぼ気象庁震度階 V 以上の地域に発生しており、震度階 IV の地域にはほとんど発生していないことが明らかである。

なお、図-11 では前記震害岸壁の表には資料が不明であるので記載しなかったが、震害報告書には記述してあり、震害をうけたのは確実に認められるものはすべて記入した。

関東、東南海ではこのほかにも震害岸壁が存在するかもわからないが報告書が入手できなかったので記入できなかった。

気象庁震度階と最大加速度との関係は震度階を I 、最大加速度を A とすると、ほぼ次の関係があるといわれている。

$$\log_{10} A = I/2 - 0.6$$

この関係を図示すると図-12のとおりである。また、実験的に両者の関係を求めた結果では表-2のとおりである⁵⁾。図-12、表-2より震度階 V の地域の震度は $0.08 \sim 0.25$ であることがわかる。

図-11 (b) 東南海地震震度階分布と被害岸壁分布

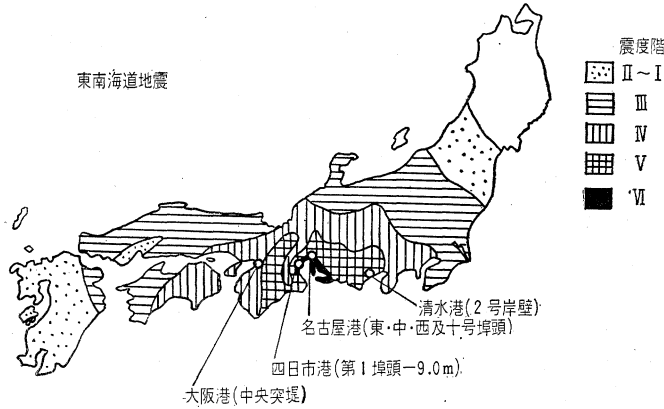


図-11 (c) 南海地震震度階分布と被害岸壁分布

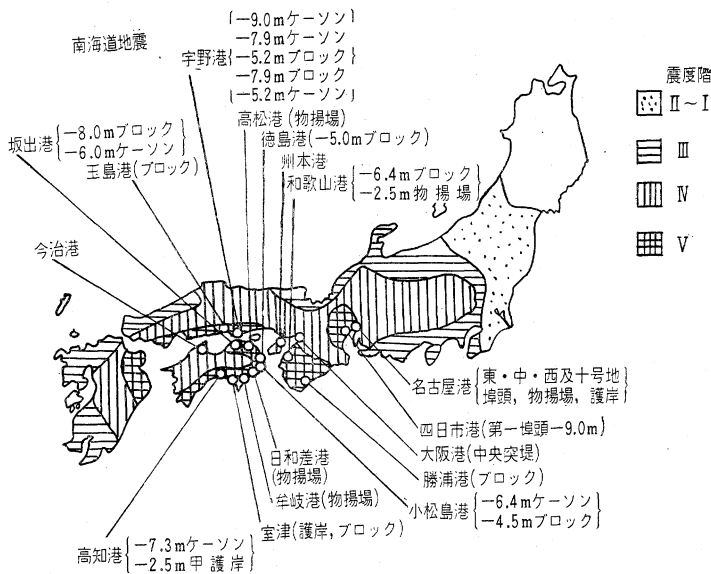


図-11 (d) 十勝地震震度階分布と被害岸壁分布

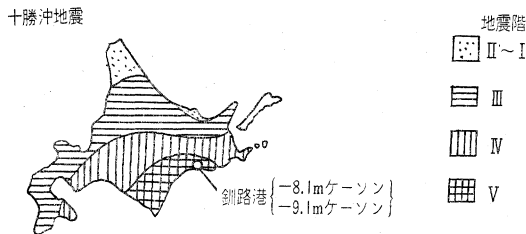


図-12 震度階と最大加速度との関係

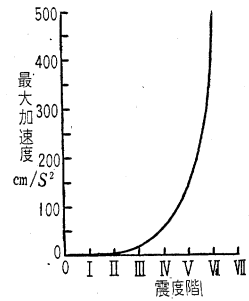


表-2

震度階	最大加速度 cm/s²
0	0~0.8
I	0.8~2.5
II	2.5~8.0
III	8.0~25.0
IV	25.0~80.0
V	80.0~250.0
VI	250.0~400.0
VII	400.0以上

前記, k_c の値はこの下限部の値であり重力式岸壁の震害が震度階 IV の地域にほとんど発生せず震度階 V 以上の地域に発生し, その震害の大部分は滑動であるということを裏付けていると考え得る。

5. 結 語

本論文においては岸壁が固定壁であり, 共振等の問題を度外視してその一般的な耐震性について考察した結果を述べた。固定壁でない影響, 共振, 過渡現象等を考えなければ岸壁の真の耐震性を考えることはできないのであるが, 現在の被害調査資料ではこれらについては明らかにできない。しかし, 前述のような取扱いによる重力式岸壁の滑動限界震度の計算値は気

象庁震度階分布図で震度階 V 以上の地域において岸壁の震害が発生していることをほぼ裏付ける結果を得たことは非常に興味深いことである。

参 考 文 献

- 1) 九大工学集報 30 巻 1号, 九大工学集報 31 巻 2号, 山口大工学部学報 9 巻 1号等
- 2) 土木学会論文集 58 号
- 3) 土木学会論文集 38 号
- 4) Trans. of Geophysical Union. Oct. 1949.
- 5) 本多弘吉著 "地震概論", 笠原慶一著 "地震の科学" 等 (原稿受付: 昭. 34. 12. 14)