

# 突堤の耐震性に関する二、三の考察\*

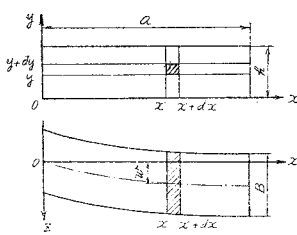
—震度分布について—

正 員 畑 中 元 弘\*\*

**要 旨** 突堤の耐震性を確保するために、筆者はかつて既往の大地震による被害状況を調べ突堤全体としての振動論的考察が必要であることを指摘し、この問題に関してセン断振動の理論による基礎的研究を行い、突堤の自由振動について報告したことがある<sup>1)</sup>。本文はその後行つた研究成果をとりまとめたもので、まず突堤の強制振動を論じ、さらに実際の突堤について人工地震による振動実験を実施し、これらの結果にもとずき突堤の震度分布に関する一提案を行つたものである。

## 1. 突堤の強制振動

図—1 に示すように突堤の長さ方向に  $x$  軸、高さ方向に  $y$  軸をとり、斜線を施した微小体に働く  $z$  方向の力の釣りあいを考えれば、突堤の運動方程式は次のように表わされる<sup>2)</sup>。



$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = c_0^2 \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + c_1^2 \left( \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial t} + \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial t} \right) - c_2^2 \frac{\partial w}{\partial t} - c_3^2 w \dots \dots \dots (1)$$

ただし  $c_0^2 = G/\rho$ ,  $c_1^2 = \tau_t/\rho$ ,  $c_2^2 = \nu/(\rho B)$ ,  $c_3^2 = \eta/(\rho B)$   
 $G$ : 堤体土のセン断弾性係数  $\tau_t$ : 同粘弾性係数  
 $\rho$ : 同上の密度  $\nu$ : 海水の抵抗係数  
 $\eta$ : 壁体の抵抗係数

境界条件は突堤の構造によつて種々の場合が考えられるが<sup>3)</sup>、ここでは1例として突堤の先端が自由端とみなしうる場合を考えることとし、境界条件を次のように表わせるものとする。

$$\left. \begin{aligned} (w)_{x=0} &= f(y, t), & \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=a} &= 0 \\ (w)_{y=0} &= f(x, t), & \left( \frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=h} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

初期条件は地動が静止の状態より突然起つた場合を考えて

$$(w)_{t=0} = 0, \quad (\dot{w})_{t=0} = 0 = \phi(x, y) \dots \dots \dots (3)$$

とする。(2),(3) 式を満足する (1) 式の解は、アースダムの場合と全く同様にして次のように求めることができる<sup>4)</sup>。すなわち

$$\begin{aligned} w &= \frac{4c_0}{ah} \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{s=0}^{\infty} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} x \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} y \frac{1}{\omega_0} \int_0^t \left\{ \frac{(2n+1)\pi}{2a} \int_0^h f(\mu, \tau) \right. \\ &\times \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} \mu d\mu + \frac{(2s+1)\pi}{2h} \int_0^a f(\lambda, \tau) \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} \lambda d\lambda \left. \right\} e^{-\epsilon(t-\tau)} \\ &\times \sin \omega_0(t-\tau) d\tau \\ &+ \frac{4}{ah} \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{s=0}^{\infty} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} x \cdot \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} y \int_0^t e^{-\epsilon(t-\tau)} \left\{ \cos \omega_0(t-\tau) \right. \\ &\left. - \frac{\epsilon}{\omega_0} \sin \omega_0(t-\tau) \right\} \int_0^a \int_0^h \phi(\lambda, \mu) \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} \lambda \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} \mu d\lambda d\mu d\tau \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

ただし

$$\begin{aligned} \omega_0 &= \sqrt{n_0^2 - \epsilon^2}, \quad n_0^2 = c_0^2 \pi^2 \{ (2n+1)^2/a^2 + (2s+1)^2/h^2 \} / 4 + c_3^2, \\ \epsilon &= c_1^2 \pi^2 [ \{ (2n+1)^2/a^2 + (2s+1)^2/h^2 \} / 4 + c_2^2 ] / 2, \\ n &= 0, 1, 2, 3, \dots, \quad s = 0, 1, 2, 3, \dots \end{aligned}$$

いま地動が長さ方向に一様でない場合の1例として  $f(x, t) = \cos m\pi x/a \cdot f(t)$ ,  $f(y, t) = f(t)$ , かつ  $\phi(x, y) = 0$  で表わされる場合を考えれば、(4) 式は次のようになる。

\* 第11回年次学術講演会に発表、昭.30.5、於九州大学  
 \*\* 工学博士、神戸大学教授、工学部土木工学教室

$$w = \frac{4c_0^2}{ah} \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{s=0}^{\infty} \alpha \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} x \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} y \times \frac{1}{\omega_0} \int_0^t e^{-\varepsilon(t-\tau)} f(\tau) \sin \omega_0(t-\tau) d\tau \quad \dots\dots\dots(5)$$

ただし

$$\alpha = \frac{(2n+1)h}{(2s+1)a} + \frac{(2s+1)a}{2h} \left\{ \frac{1}{(2n+1-2m)} + \frac{1}{(2n+1+2m)} \right\}$$

(地動が長さ方向に cos 分布の場合)

上式で  $m=0$  とおけば地動がどこでも一様に  $f(t)$  で表わされる場合の解となり、このときの係数  $\alpha$  は

$$\alpha = \frac{(2n+1)h}{(2s+1)a} + \frac{(2s+1)a}{(2n+1)h} \quad \dots\dots\dots(6)$$

(一様地動の場合)

となる。地動が一般の地震記録に見られるようにきわめて複雑な場合には、単位図の方法やアナライザーなどによらなければならないが<sup>5)</sup>、地動がきわめて簡単に  $f(t) = A \sin pt$  で表わされる場合には (4) 式は次のようになる。

$$w = \frac{4c_0^2 A}{h^2} \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{s=0}^{\infty} \alpha \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} x \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} y \times \left\{ \frac{1}{\sqrt{(n_0^2 - \varepsilon^2)^2 + 4\varepsilon^2 p^2}} \sin(pt - \phi_1) + \frac{p}{\omega_0} e^{-\varepsilon t} \cos(\omega_0 t - \phi_2) \right\} - \frac{16Ap}{\pi^2} \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{s=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)(2s+1)} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} x \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} y \frac{1}{\omega_0} e^{-\varepsilon t} \sin \omega_0 t \quad \dots\dots\dots(7)$$

ただし  $\phi_1 = \tan^{-1} \frac{2\varepsilon p}{n_0^2 - p^2}$ ,  $\phi_2 = \tan^{-1} \frac{p^2 - n_0^2 + 2\varepsilon^2}{2\varepsilon\omega_0}$ ,

$\alpha$ : (5), (6) 式の値, また上式の第 2 項は初期条件による自由振動の項である。

なお地動が突堤の長さ方向に一様でない場合、たとえば cos 分布のときは  $\alpha$  は (5) 式で表わされ、 $2n+1 = 2m$  のときを考慮すれば一様地動の場合に較べて地動に似た mode の影響が大きくなるのがわかる。

以上は突堤の先端部の構造が自由端と見なしうる場合であるが、固定端及び先端に拘束力があると考えた場合でもそれぞれの固有函数によつて上に述べたと同様に表わされ、ただ係数  $\alpha$  などがことなつた形となるのみである。

**2. 海水及び壁体の影響**

突堤が振動する場合には海水及び壁体の影響をうける。この影響はそれほど大きなものでなく、また突堤の長さ方向の変形に注目する場合には本質的なものでないと考えて、簡単のために前回同様一応速度及び変位に比例する抵抗として取り扱つてきた。以下これらの点について若干吟味してみた。

(1) 海水の抵抗

突堤に地震力が働く場合を考えると、その基部は地盤と同一の運動をなし、壁体は並進振動とともに動揺振動をすと考えてよいであろう。地震動は海底と壁体とから海水に伝えられるが、海底からの伝達は海水の粘性によると考えられ、海底からごく薄い厚さの部分以外は影響されないと考えてよい。したがつてこの問題は海水は静止して、剛な壁体が前後に動揺振動をしながら並進振動をする場合に壁にいかなる力が働くかという問題となる。こういつた問題については、地震時ダムに作用する動水圧として Westergaard<sup>6)</sup>、佐藤<sup>7)</sup>、畑野<sup>8)</sup> 諸博士などの研究がある。これらの研究は堤体の長さの方向には一様な 2 次元の場合であつて、突堤のように先端が海中に開し放っている場合には上記の理論よりややことなつたものとなることが想像される。しかしながらここではその影響の程度を推定するために簡単に一応従来取り扱われている地震時動水圧と類似のものと考えておきたい。

いま壁体の天端より上流に向つて  $x$  軸、下方に  $y$  軸をとり、水中の微小体  $dx, dy, dz$  に働く力の釣合を考えれば次の運動方程式がえられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} &= c^2 \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \right) \\ \sigma &= -\rho \omega \frac{\partial \phi}{\partial t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

ただし  $c^2 = k/\rho\omega$ ,  $k$ : 海水の体積弾性率

$\rho_w$  : 海水の密度。

また境界条件は Westergaard 氏にしたがつて

$$\left. \begin{aligned} \left(-\frac{\partial \phi}{\partial x}\right)_{x=0} &= a \omega \cos pt, & \left(\frac{\partial \phi}{\partial t}\right)_{x \rightarrow \infty} &= 0 \\ \left(\frac{\partial \phi}{\partial t}\right)_{y=0} &= 0, & \left(\frac{\partial \phi}{\partial y}\right)_{y=h_w} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

とする。以上の諸式を満足する解として壁面に作用する動水圧 ( $\sigma_{x=0}$ ) を求め、さらに全動水圧を算出すれば次のようになる。

$$P_p = \frac{16 a \omega^2 h_w^2 \rho_w}{\pi^2} \sin \omega t \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2 c_n} \dots\dots\dots (10)$$

ただし  $c_n = \sqrt{1 - \frac{4 \omega^2 h_w^2}{\pi^2 n^2 v^2}}$ ,  $v = \sqrt{\frac{k}{\rho_w}}$ ,  $h_w$  : 水深

なお Westergaard 氏の理論についてはすでに二三の難点が指摘され<sup>9)</sup>ているが、水深の浅い突堤などの場合には工学的には大した問題とならないと考えられる。また (10) 式は定常地動の場合の定常解であつて、固有振動の影響が含まれていない。したがつて突堤が不規則な振動をする場合には、同式で表わされるものより若干大きな動水圧をうけるわけであるが、突堤開放端の影響もあるので簡単のために定常解によることとする。

(10) 式は壁体が並進振動をする場合であるが、動揺振動をする場合には、境界条件を (9) 式の代りに次式

$$\left. \begin{aligned} \left(-\frac{\partial \phi}{\partial x}\right)_{x=0} &= (u_0 - \theta y) \omega \cos \omega t, & \left(\frac{\partial \phi}{\partial t}\right)_{x \rightarrow \infty} &= 0 \\ \left(\frac{\partial \phi}{\partial t}\right)_{y=0} &= 0, & \left(-\frac{\partial \phi}{\partial y}\right)_{y=h_w} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

とすればよいため、この場合壁面に働く全動水圧  $P_r$  は

$$P_r = \frac{16 u_0 \omega^2 h_w^2 \rho_w}{\pi^2} \sin \omega t \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2 c_n} \left\{ 1 - \frac{2}{n \pi} (-1)^{(n-1)/2} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

となる。

ただし  $u_0$  : 壁体天端の変位,  $c_n, v$  などは (10) 式と同一である。

(10), (12) 式によれば動水圧は壁面の加速度に比例することがわかり、並進、動揺振動の両者がおこる場合の最大全動水圧に対する比例係数  $\nu_w$  は

$$\nu_w = \frac{P_p + P_r}{-\omega^2 h \sin \omega t (a + u_0/2)} = \frac{16 h_w^2 \rho_w}{\pi^2 h} \frac{1}{(a + u_0/2)} (ac_p + u_0 c_r) \dots\dots\dots (13)$$

ただし  $c_p = \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2 c_n}$ ,  $c_r = \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2 c_n} \left\{ 1 - \frac{2}{n \pi} (-1)^{(n-1)/2} \right\}$

$h$  : 壁体の高さ

となる。上式の  $c_p$  及び  $c_r$  は水深  $h_w = 6 \sim 12$  m, 地動週期 0.1 ~ 1.0 sec の範囲ではそれぞれ 1.05 ~ 1.11 及び 0.84 ~ 0.89 となり、水深、週期などによる影は軽微小である。突堤が地震動をうけて振動する場合には、壁体は並進及び動揺振動をすると考えられるが、その割合を予測することは困難であるので、簡単のために平均的な値として

$$c = (ac_p + u_0 c_r) / (a + u_0/2) \doteq 1.0$$

とすれば、

$$\nu_w = \frac{16 W_0 h_w^2}{\pi^2 g h} \dots\dots\dots (14)$$

ただし  $W_0$  : 単位体積の海水の重量

$g$  : 重力の加速度

で表わされる。

**模型実験** 上記のような考えによれば、海水の抵抗は加速度に比例したものとなるが、実際の突堤では先端部の海水が自由に流動しうるのでこういった点も考えて簡単な振動実験を行った。図-2 は実験装置の概要を示した

註--前頁) 畑野博士による。Westergaard 氏の方程式

$$\rho_w \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma}{\partial x}, \rho_w \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma}{\partial y}, \sigma = k \left( \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \text{ において } \frac{\partial \xi}{\partial t} = -\frac{\partial \phi}{\partial x}, \frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\partial \phi}{\partial y} \text{ として上式}$$

を書き改めればえられる。

もので、振動台①に抵抗板(壁体)②を有する腕木③を取りつけ、この抵抗板をスプリング④を介してクランクモーションによって振動させる。なおフランクの移動に対して抵抗板の移動量は微小である。

また水槽側壁及び底面と抵抗板の間から水が逃げないようにビニールシート⑤を貼りつけてある。

このような振動系の水がない場合の運動方程式を簡単に

$$M\ddot{x} + kx = 0$$

で表わされるものと考え、また水がある場合この系に加速度に比例した抵抗力が働くものとするれば、この系の質量がみかけ上  $4M$  だけ増加するから運動の方程式は次のように表わされる。

$$(M + 4M)\ddot{x} + kx = 0$$

したがって水のない場合と水のある場合の固有振動数をそれぞれ  $n_0, n_w$  とすれば上記 2 式の関係から附加重量  $\Delta W_0$  ( $\Delta M \cdot g$ ) は次式によって求めることができる。

$$\Delta W_0 = \frac{k g}{n^2 n_0^2} \left\{ 1 - \left( \frac{n_w}{n_0} \right)^2 \right\} \dots \dots \dots (15)$$

$k$  を実測し、強制振動の実験より求めた共振振動数及び振幅からそれぞれ (15), (10) 式によって  $\Delta W$  及び動水圧  $P$  を算出すれば表 1 のようである。なお水が壁体(抵抗板)の両側にあるので  $P$  は (10) 式の値の 2 倍としてある。同表によれば

表-1 模型壁体に働く動水圧

水深 $h$	共振円振動数 $n_w$	共振振幅 $a$	$\Delta W$	$2P$
10 cm	52.4	0.30 mm	2.9 kg	4.7 kg
15	49.0	0.32	5.9	8.6

似的に壁体の加速度に比例するものと考えて大差なく、動水圧理論によつてもその大略値を知ることができるものと思われる。

(2) 壁体の影響

突堤が振動する場合には海水のみでなく壁体の影響をうける。これは地震土圧に関連し重要な問題であるが、壁体のみでなく、壁背土にも慣性力が働くので、その理論的取り扱いにはなはだ困難である。詳細はさらに今後の研究にゆづることとし、ここではきわめて簡単に静的な問題と考え、その影響程度を推定することにしたい。突堤が地震動をうけた場合、壁体は空間に対して並進振動をされると考えられるが、さきに述べた海水の場合とことなり、地動は壁背土にも伝えられるので、主として動揺振動が問題となるものと思われる。

いる簡単に突堤の両側の壁体は同一位相で振動し壁体と壁背土との間に張力が働かないものとするれば、壁体の影響は近似的に張力が働くと考えた場合の 1 つの壁体におきかえることができよう。壁体及び壁背土に慣性力が働かない静的な問題とし、さらに図-3 のように圧力分布を直線分布としてモーメントの釣合を考えれば、壁体の抵抗係数  $c_3^2$  は

$$c_3^2 = \frac{k}{4B\rho} \left( \frac{d}{h} \right)^3 \epsilon \dots \dots \dots (16)$$

で表わされる。

ただし  $k$ : 壁体底面の地盤係数,  $B$ : 突堤の幅

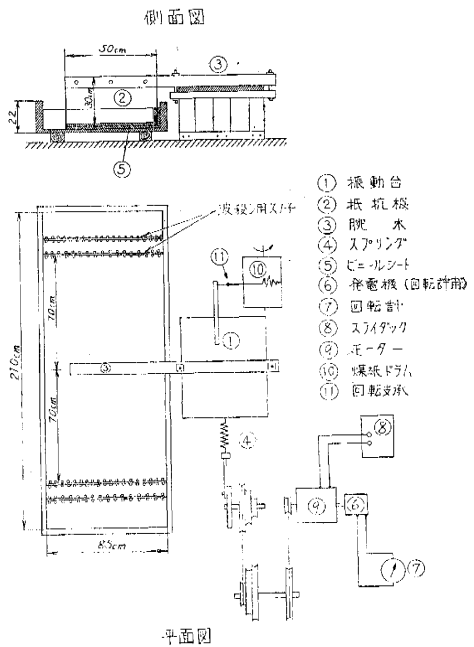
$\rho$ : 堤体土の密度,  $d$ : 岸壁の幅

$h$ : 岸壁の高さ である。

(3) 海水及び壁体が突堤の振動性版に及ぼす影響の程度

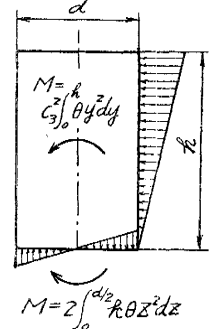
さきに述べたように海水は壁体の加速度に比例した抵抗として働くものとするれば、突堤の運動方程式 (1) は  $c_w$  を加速度に比例した抵抗係数として

図-2 実験装置



実測値は計算値の約 6 ~ 7 割程度である。この相違の大部分は壁体の先端から水の逃げるためであると考えられるが、 $n_0$  も特定の値の場合でありさらに多くの実験を行つてみる必要がある。しかしながら突堤に及ぼす海水の影響は近

図-3



$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \bar{c}_0^2 \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + \bar{c}_1^2 \left( \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial t} + \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial t} \right) - \bar{c}_3^2 w \dots \dots \dots (17)$$

と書き改められる。

ただし  $\bar{c}_0^2 = c_0^2 / (1 + c_w^2)$ ,  $\bar{c}_1^2 = c_1^2 / (1 + c_w^2)$ ,  $\bar{c}_3^2 = c_3 / (1 + c_w^2)$ ,

また  $\bar{\omega}_0 = \sqrt{\bar{n}_0^2 - \bar{\epsilon}^2}$ ,  $\bar{n}_0^2 = (\alpha^2 c_0^2 + c_3^2) / (1 + c_w^2)$ ,  $\bar{\epsilon} = \alpha^2 c_1^2 / (1 + c_w^2)$ ,

$\alpha^2 = [\pi^2 \{ (2n+1)^2 / a^2 + (2s+1)^2 / h^2 \}] / 4$ ,  $c_0^2 = G / \rho$ ,  $c_1^2 = \tau_t / \rho$ ,

$c_w^2 = \nu_w / (B\rho)$ ,  $c_3^2 = \frac{k}{4B\rho} \left( \frac{d}{h} \right)^2$ .

したがって固有振動<sup>10)</sup>及び強制振動の解において、 $c_0^2, c_1^2, c_3^2$  の代りにそれぞれ  $\bar{c}_0^2, \bar{c}_1^2, \bar{c}_3^2$  としさらに  $c_2^2 = 0$  とすればそのまま適用できることがわかる。この場合の固有振動週期  $\bar{T}_0$  は  $\bar{T}_0 = 2\pi / \bar{\omega}_0$  で表わされるから  $\bar{\epsilon}$  が小さいときには

$$\bar{T}_0 \doteq \frac{2\pi}{\bar{n}_0} \doteq T_0 \left( 1 + \frac{c_w^2}{2} \right) \dots \dots \dots (18)$$

となり、海水の抵抗がない場合の固有週期  $T_0$  に較べて約  $T_0 \cdot c_w^2 / 2$  だけのびることがわかる。いま神戸港第六突堤を例にとり突堤の高さ 14.8 m, 水深 10 m の場合を考えると式 (14) より  $\nu_w = 4.0 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{sec}^2$  となり、突堤の幅  $B = 55 \text{ m}$  土の比重を 1.7 とすれば  $c_w^2 = 0.001$  となり 1 に較べて微小であつて無視することができる。

また壁体の抵抗について考えれば次のようである。地盤係数は実在建物についての実測結果によれば  $10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ <sup>11)</sup> 橋脚などの実測値から推定した値は橋脚部底で  $10 \sim 14 \text{ kg/cm}^2$ <sup>12)</sup> 程度である。突堤の場合は水中でありまた基礎の根入れがきわめて浅いので、 $k = 5 \text{ kg/cm}^2$  とし  $h = 14.8 \text{ m}$ ,  $d = 10.3 \text{ m}$ ,  $B = 55 \text{ m}$ , 土の比重を 1.7 とすれば

$$c_3^2 = \frac{k}{4B\rho} \left( \frac{d}{h} \right)^3 = 44 \text{ sec}^{-2}$$

となる。第 1 次固有振動数  $n_0$  は

$$n_0 = \alpha c_0 (1 + c_3^2 / \alpha^2 c_0^2)^{1/2}, \text{ ただし } \alpha = \pi (1/a^2 + 1/h^2)^{1/2} / 2$$

で表わされるから、いま  $a = 400 \text{ m}$ ,  $h = 14.8 \text{ m}$ ,  $c_0 = 130 \text{ m/s}$  とすれば  $n_0 = 13.9 (1 \mp 0.11)$  となり固有週期は約 1 割程度短くなる。しかしながらこの値は壁体の振動性を全く考えない静的な考えによるものであるから、試みに  $h = 14.8 \text{ m}$ ,  $d = 10.3 \text{ m}$  の矩形断面コンクリート壁体の動揺振動の固有週期を求めれば次のようになる。

$$T = \pi \sqrt{\frac{kJ - Wh/2}{I}} \dots \dots \dots (19)$$

ここに  $k$ : 基礎地盤のパネ常数,  $J$ : 底面の回転軸に対する断面 2 次モーメント,  $W$ : 壁体の全重量,  $I$ : 壁体の回転軸に対する 2 次モーメントである。

上式より  $T = 0.465 \text{ sec}$  となり、さきに堤体のみについて計算した値  $0.45 \text{ sec}$ <sup>13)</sup> と大差なく、したがって堤体には上に計算したほど大きな影響を与えるものでないことが知られる。

以上の考察によつて堤体に及ぼす海水の影響は微小で無視することができ、また壁体の影響もそれほど大きなものでなく、これを省略しても突堤の振動性状の大要にはかわりのないことを明らかにすることができたと考えられる。したがつて突堤の振動方程式は (1) 式において  $c_2$  の項を 0 とすればよいわけであるが、しかしながら基礎方程式としては、速度抵抗の項は改めて振動エネルギーの弾性波としての散逸その他の影響も含めこれらと等価な外部抵抗が働くものと考え、やはり (1) 式で表わされるものとしておきたい。

**3. 突堤の振動実験**

さきに突堤の被害状況を調査し、セン断振動と考へてその振動性状を理論的に究明し、突堤はこれを全体的にみた場合決して一様な振動をするものではなく、長さ方向にきわめて複雑な変形をするものであることを指摘した<sup>14)</sup>。

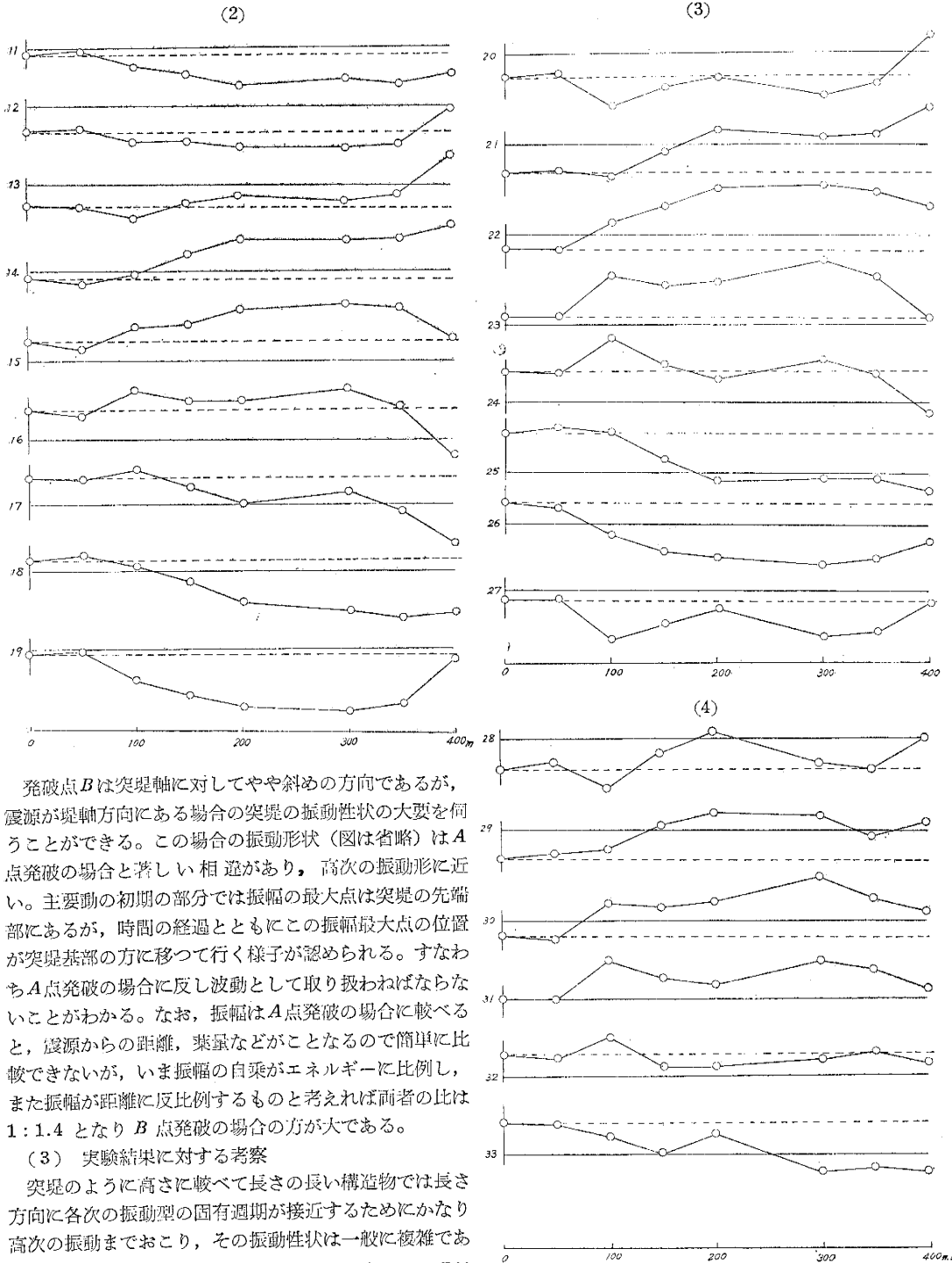
しかながら実際の突堤が地震動をうけた場合の振動はさらに複雑なものと考えられ、こうした実際問題究明の一助として神戸港の第六突堤につき人工施設による振動実験を行つた。図-4 は実験現場附近の概要を示したものである。第六突堤は水深 10 m, 高さ 14.8 m のコンクリートケーソン岸壁の二子式突堤であり、実験は上層のない東側の突堤について実施した。

(1) 実験概要

振動はダイナマイトの水中発破であつて、爆破点は図-4 の平面図に示すように堤軸に直角方向の A 地点 (第六



図-6



発破点Bは突堤軸に対してやや斜め方向であるが、震源が堤軸方向にある場合の突堤の振動性状の概要を伺うことができる。この場合の振動形状(図は省略)はA点発破の場合と著しい相違があり、高次の振動形に近い。主要動の初期の部分では振幅の最大点は突堤の先端部にあるが、時間の経過とともにこの振幅最大点の位置が突堤基部の方に移つて行く様子が認められる。すなわちA点発破の場合に反し波動として取り扱わねばならないことがわかる。なお、振幅はA点発破の場合に較べると、震源からの距離、葉量などがことなるので簡単に比較できないが、いま振幅の自乗がエネルギーに比例し、また振幅が距離に反比例するものと考えれば両者の比は1:1.4となりB点発破の場合の方が大である。

(3) 実験結果に対する考察

突堤のように高さに較べて長さの長い構造物では長さ方向に各次の振動型の固有週期が接近するためかなり高次の振動までおこり、その振動性状は一般に複雑であつてまた震源の方向によつてもことなる。すなわち堤軸方向に堤源がある場合については波動的な考え方をしなければならないが、堤軸に直角方向の震源に対しては一樣地動による強制振動と考へてもある程度説明できることがわかつた。これらの結果は人工地震によるものでもちろん自然地震とはことなるが、定性的な振動の一般性については、実際の地震においてもほぼ同様に考へてよいものと思われる。

第六突堤のように大部分が土でできた岸壁構造の突堤では、その耐震設計は長さ方向のタワミにもとづく応力によるのではなく、突堤の各部に働く最大加速度によつて岸壁の耐震性を検討すればよいと考えられる。このような意味で振動記録から時刻に関係なく振幅の最大値のみをとれば 図-7 のようであつて、震源が堤軸に直角方向にある場合にはほぼ凸曲線となり、震源が堤軸方向にある場合には凹曲線となる。またいづれの場合でも突堤の両端部の変位は等しい。したがつて岸壁の設計に用うべき設計震度もこのような分布を考えておけばよいと思われるが、この点については改めて 4 で述べることにしたい。

4. 突堤の設計震度に関する考察

突堤が地震動をうけた場合の振動はきわめて複雑であるが、実際の突堤の振動実験の結果及び震害などを設計震度を主とした立場からみれば、比較的簡単な震度分布を考えておけばよいように思われる。

以下にこういつた観点から突堤岸壁の設計震度に関する考察を行つてみたい。

(1) 震度分布

これまでの考え方によれば、突堤が地震動をうけた場合の振動は一般に

$$w = \sum_n \sum_s C_{ns} \cdot X_n \cdot Y_s \cdot A_{ns}(t) \dots\dots\dots (20)$$

で表わされる。

ここに

$C_{ns}$  : 構造物の性質 (構造, 形状, 先端部の条件など) によつてきまる各 mode の倍率を規定する常数

$A_{ns}(t)$  : 地動によつてきまる各 mode の倍率を規定する常数

$X_n, Y_s$  : それぞれ長さ及び高さ方向の固有函数であつて次式で示される<sup>19)</sup>。

$$X_n = \sin \frac{(2n+1)\pi}{2a} x \dots\dots\dots (\text{自由端})$$

$$X_n = \sin \frac{n\pi}{a} x \dots\dots\dots (\text{固定端})$$

$$X_n = \sin \frac{m_n\pi}{a} x \dots\dots\dots (\text{弾性拘束端})$$

$$Y_s = \sin \frac{(2s+1)\pi}{2h} y$$

また突堤のような構造物の耐震性を考える場合にはその変形にもとづく応力ではなく、突堤各部の最大加速度を対象とすべきであると考えられるので、岸壁設計震度は次式

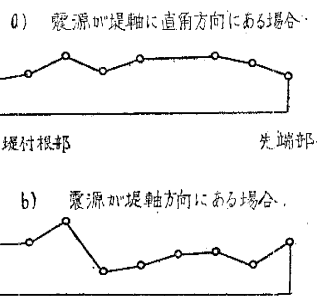
$$K = \frac{w}{g} = \sum_n \sum_s \frac{1}{g} C_{ns} \cdot X_n \cdot Y_s \cdot \ddot{A}_{ns}(t) \dots\dots\dots (21)$$

の各点における最大値をとる必要がある。地震が与えられればアースダムの場合と同様な方法で震度分布を決定することができる<sup>17)</sup>。しかしながら突堤では高さに較べて長さがきわめて長く、長さ方向に高次 (高さ方向には同次) の固有振動週期が非常に接近する。また一般に考えられているような週期の地震動に対して長さ方向の共振に近い現象も各次のものが起り、振動性状は一般の構造物に較べて著しく複雑になる。したがつてここでは一応神戸港の実験結果及び実際の地震被害を考慮して震度分布を考えることにしたい。

神戸港第六突堤の爆破実験の結果によれば、震源が堤軸に直角方向にある場合の各点の最大変位は 図-7 に示すように、凸曲線をなし中央部では突堤両端部の変形の 1.5 倍程度となつている。この最大変位分布は突堤の先端を固定と仮定した場合の理論解の 1 次型分布に近く、大阪港中央突堤の東南海地震及び南海地震による被害と同様の分布を示しており、したがつて加速度分布すなわち震度分布もまたこのような分布をなしていたものと考えられる。次に震源が堤軸方向にある場合には、最大変位曲線したがつて震度分布は中央部で凹で両端部よりも小さく、また両端部の震度は震源が堤軸に直角方向にある場合に較べて大きくなつている。しかしながら地動震度の絶対値と明確にきめることは今日の段階では困難であるので、突堤岸壁の設計震度は一般的に考えて前者すなわち 1 次型の分布を考えておけばよいと思われる。

以上の 1 次型分布は地震動の強さが比較的弱いか、あるいは先端部の構造が強固であつて固定端に近い状態の場合であるが、先端部の構造がそれほど堅固でない場合、しかも地震動がかなり強い場合には、岸壁の構造形式によつて一概に論じられないけれども、横浜港突堤岸壁のように自由端の変形に近い震度分布を考える必要がある。

図-7 最大振幅の分布





ろう。

(2) 設計震度について

いわゆる地盤の良否によつて構造物の被害程度が非常に相違することはすでにしばしば指適され<sup>18)</sup>、また地域的な地震危険度に対する考慮も払われている<sup>19)</sup>。港湾埋立地については松尾博士<sup>20)</sup>及び林氏の地震加速度の観測結果<sup>21)</sup>があり、港湾埋立地では在り地盤よりも大きく、地盤や地震の性質によつて1.7~2.5倍程度であることが明らかにされている。

既往の大地震において突堤岸壁及び繫船岸壁が被害を受けた例はかなり多いが、実際岸壁の被害例について当時の安定性までを検討したものはきわめて少い。清水港の繫船岸壁は昭和10年7月11日の静岡地震で著しい被害を生じ、その復旧工事<sup>22)</sup>及び地震時安定性の検討<sup>23)</sup>について詳細な報告がなされている。清水港の主要岸壁は甲、乙、丙及び追加岸壁であるが、巴川左岸近くにある丙岸壁は上記3種の岸壁のうちでは地盤が最もよいのかかわらず、最も著しい被害をうけている。

図-8は被害概要を示したものであるが、このような被害につき松尾博士は物部博士の地震時土圧論を適用してその安定度を論じ、当時の推定震度0.23<sup>註)</sup>では当然このような被害を生じることを結論されている。

この被害状況についてとくに注意したい点は、丙岸壁の被害が著しいのに対して同一構造の甲岸壁の被害がきわめて軽微なことであつて、従来の静的な安定計算では同様な被害を生じるはずであり、この点に関し松尾博士は両岸壁の大きさがことなるために振動的な考慮を要するのではないかと推論をされている。

いま動的な影響を推定するため、近似的に両岸壁の固有周期の比は壁背土のない岸壁のみの周期比によつて表わされるものとすれば(19)式より

$$\frac{T_1}{T_2} = \sqrt{\frac{I_1 J_2}{I_2 J_1}} = \frac{d_2}{d_1} \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (22)$$

ただし

- I: 壁体の回転軸に対する2次モーメント
- J: 底面の回転軸に対する断面2次モーメント
- d: 壁体の幅
- h: 壁体の高さ、

添字1は甲岸壁、2は丙岸壁に対するものを示す。

となる。いま岸壁の高さとしてケーソン天端と地表面までの高さの平均値を用いれば

$$T_1/T_2 = 7/9.6 \cdot \left( \frac{13.8}{9.8} \right)^{3/2} = 1/0.82$$

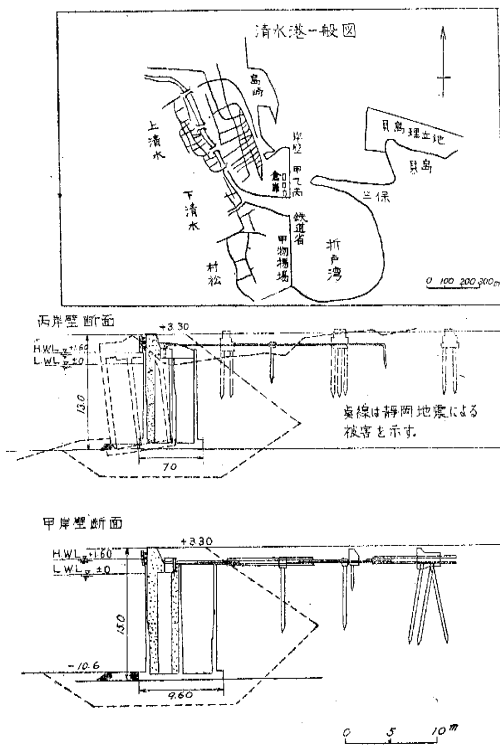
となる。したがつてすでに指摘されているように<sup>24)</sup>岸壁の破壊を定値速度によるものと考えれば、甲岸壁に作用する震度  $K_1$  は次のようになる。

$$K_1 = 0.82 \quad K_2 = 0.82 \times 0.23 = 0.19$$

すなわち丙岸壁の震度の約8割となり、滑り出しに対しても安全であつて、従来のように加速度一定でなく速度を一定と考えれば震害をよく説明することができる。

なお松尾博士は振動函による詳細な模型実験<sup>25)</sup>及び和歌山港繫船岸壁の振動実験<sup>26)</sup>の結果からゆり込み土圧による注目すべき新計算法を提案され<sup>27)</sup>、この結果を用いて南海地震による名古屋港欄式岸壁の被害につき検討を加え、従来の物部博士の計算法よりも妥当であることを結論されている。松尾博士の計算法では震度  $k$  によるゆり込み土圧が一定の深さ(6m)まで働くものとする。したがつてこれより壁高が大になれば、壁高に関係なく

図-8 静岡地震による清水港主要岸壁の被害



註) 中央気象台：験震時報，9巻2号。沼津測候所：静岡強震統報，調査報告第4号。岸壁に作用した推定震度については、文献23)を参照。

一定震度が働くとする従来の計算法に較べて、事実上震度を小さくすることになり、定値速度的である点が興味深い。

震度分布に対する一案 設計震度は以上述べたように、地盤の影響のみでなく安定計算の方法によつてもかなり相違するのであつて、震度の絶対値についてははつきりした資料も少く(註)一概に論じることができない。しかしながら従来のように地盤の震度を直ちに、しかも一様に構造物の設計震度とする考え方は不充分であつて、中央部あるいは中央部から先端にかけては地盤震度よりかなり大きくとる必要がある。その大きさについては一応神戸港の実験結果にもとづいて突堤先端部において地盤震度の 1.5 倍、したがつて天端と地盤の平均値として 1.3 倍を標準とし、突堤先端部の構造、岸壁の形式、地盤の推定推度(主として地域的な相違、地盤の性質など)を慎重に考慮して図-9 の A, B あるいはその中間の震度分布を採用することにした。

また岸壁の大きさによつて震度をかえるという考え方は、清水港の被害例からも明かなようにきわめて重要な問題であるが、岸壁の場合はその高さが他の構造物のようにそれほど大きく変化せず、また今日ではこの点を論じるだけの資料がないように思われる。今後の研究にまつことにしたい。最後に上に提案した設計震度分布に対して、突堤岸壁の設計施工に関する注意事項を列記すれば次の通りである。

- (1) 突堤先端部の構造は付根部と同様に十分堅固なものとすること。
- (2) 突堤中央部あるいは中央部から先端部にかけては地盤震度より大きな震度に耐える構造とすること。工法としてはこの部分の岸壁の底幅を増大させるか、とくに良質の土を使用し裏込を充分に行うこと、繫索、控板を密に設けることなどが考えられる。
- (3) 清り出しについては特別の考慮を払うこと、従来の被害例によれば基礎の滑動抵抗の不足に基づくものが多く、とくに重力式岸壁においてはこの被害が著しい。この点清水港の復旧工事は注目すべきものである。

## 5. むすび

突堤の耐震性を確保するためには、まず構造物全体としてバランスのとれた設計が必要であるとの考えのもとに、既往の被害調査、人工地震による振動実験並びに簡単な理論的考察を行つた。その結果突堤の中央部あるいは中央部から先端部にかけては基部より大きな地震力を考える必要があることが明らかになることができた。このため中央部あるいは中央部から先端部にかけて、先端部の構造により図-9A, B のように突堤基部震度の 1.3 倍程度の設計震度をとることを提案した。しかしながらこの数値は主として人工地震による振動実験の結果より推定したものであつて、さらに実際の破壊的地震につき確める必要がある。また壁背部を土で填充した重力式岸壁構造の突堤では、その耐震性は岸壁の安定性にかかつているのであつて、本質的には地震時土圧をうける壁体の安定を究明しなければならない。しかしながら地震動の性質がなお不明であり、また地震時における土の性質もはつきりしない現状にかんがみ、突堤基部の震度は一応現行の震度規定<sup>28)</sup>を参照し、これに工学的判断を加えて決定することにしたのである。なお突堤の長さ方向に震度をかえるとすれば、当然その上に建設される上屋についても従来とはことなつた 2 次元的な考えによらなければならないが、この問題については改めて報告することにした。

終りにたえず御教示を賜つた京大教授石原博士、同横尾博士に対し厚く御礼申しあげる。また本文は文部省科学研究費による研究成果の一部であることを附記して謝意を表す。

## 参 考 文 献

- 1) 畑中元弘：突堤の自由振動について、土誌、36 卷 10 号、昭.26.10、p.441.
- 2), 3) 1)
- 4) M. Hatanaka: Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam, Disaster Prevention Research Inst. Bull. No.11, Dec. 1955.
- 5) M.A. Biot: A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses, Bull. Seismological Soc. of America, Vol.32 No.2, 1941, p.151.
- 6) H.M. Westergaard: Water Pressure on Dams during Earthquakes, Trans. A.S.C.E., Vol.98, 1933, p.918.
- 7) 佐藤清一：堰堤に作用する地震時動水圧について、建設院第一技術院概報、3号、昭.23.1.
- 8) 畑野 正：重力堰堤に作用する地震力の影響(その2)、昭.22.23 年度土木学会論文集 昭.24.3

註) 港湾地帯における地盤震度の上限值としては、関東大地震の際横浜港における推定震度 0.4 が最大のものである。(土木学会編：関東大地震震害調査報告、第1巻及び文献 27 参照)

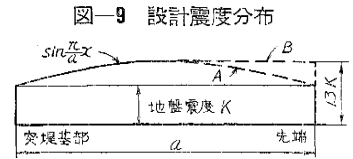


図-9 設計震度分布

- 9) 7), 8).
- 10) 1).
- 11) 久田俊彦, 中川恭二: 実大建物の耐力試験からえられた地盤係数, 建築学会研究報告, 18号, 昭.27.5, p.137.
- 12) 後藤尚男: 橋脚地盤の基礎係数値と橋脚の振動性状に及ぼす影響について, 土誌, 40巻1号, 昭.30.1, p.12.
- 13), 14) 1).
- 15) 林聰, 宮島信夫: 神戸港第七突堤の設計震度について, 運輸技術研究所報告, Vol.1, No.11.12, p.27.
- 16) 1).
- 17) 4).
- 18) 石畷藤次郎, 畑中元弘: 大阪市における地盤の耐震性, 土誌, 34巻, 6,7号, 昭.24. p.25.  
表後一郎: 横浜市内の震害分布と地盤の関係, 地震研究所彙報, 27号, 昭.24.  
表後一郎, 宮村損三: 名古屋市における地盤と震害の関係, 地震研究所彙報, 29号, 昭.26.  
R. Tanabashi, H. Ishizaki: Earthquake Damages and Elastic Properties of the Ground, Disaster Prevention Research Inst. Bull. No.4, May 1953.
- 19) 河角 広: 我國における地震危険度の分布, 建築雑誌, 昭.26.4.
- 20) 松尾春雄: 港湾埋立地における地震の加速度及び週期の調査, 土木試験所報告, 53号, 昭.15.5, p.1, 64号, 昭.17.1, p.43.
- 21) 15).
- 22) 飯島 茂: 清水港岸壁の復旧並に補強工事について, 土誌, 23巻, 9号, 昭.12.9, p.905.
- 23) 松尾春雄: 上記論文に対する討議, 土誌, 23巻, 12号, 昭.12.12, p.1359.
- 24) 畑野 正: 構造物に影響を興える地震の強さについて, 土木学会論文集, 第6号, 昭.26.8, p.130, 及び4).
- 25) 松尾春雄: 擁壁に作用する地震時土圧分布に関する実験的研究, 土木試験所報告, 69号, 昭.18.1.
- 26) 松尾春雄: 和歌山港における振動実験報告, 運輸省第3港湾建設部, 昭.24.1.
- 27) 松尾春雄: 岸壁の地震時安定計算及び震害をうけた岸壁に対するこれらの応用, 港湾, 昭.25.12, p.18.
- 28) 種々の構造物に対する現行の震度規定はたとえば  
岡本舜三: 地震力を考えた構造物設計法, オーム社, 昭.29, p.35~39, また地盤の種類による震度比率については  
竹山謙三郎: 建物の設計震度について, 地震, 2輯4巻1号, 昭.26.7, p.17 に述べられている。

(昭.31.8.10)