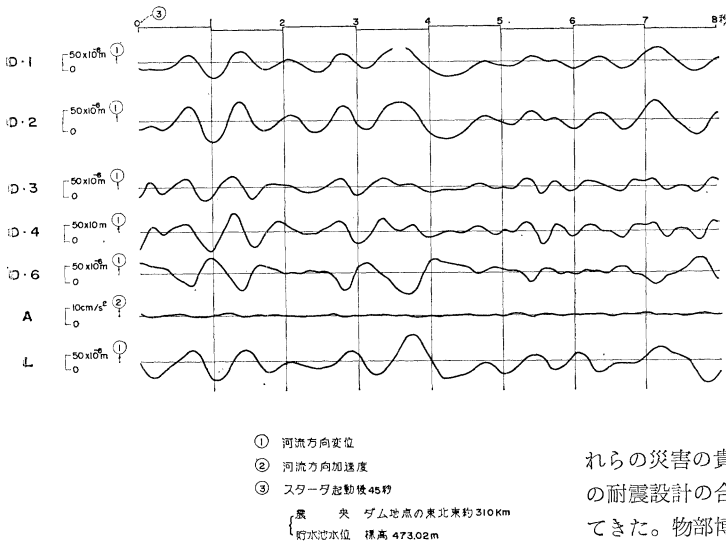


図-9 地震動記録 (田子倉ダムにて観測)



なければならない。図-6 は地震観測装置の一般的ダイヤグラムであり、地震計設置例として田子倉ダムと二津野ダムの場合をそれぞれ 図-7、図-8 に示した。また 図-9 は田子倉ダムにおいて観測された地震記録の一部である。

微小地震の観測とは別に強震動の観測も当然必要であるが、ダムに対する強震計の配置は全国的な視野から行なうべきであって、ダムの特殊性、重要性ばかりでなくその地域性をも考慮に入れた観測計画が立てられなければならない。

#### 参考文献

- 1) 大ダム：日本におけるダムの耐震設計について，1960
- 2) 大ダム会議日本国内委員会：第8回大ダム会議提出総合論文
- 3) 岡本舜三：地震力を考えた構造物設計法
- 4) 岸上冬彦：堰堤の振動測定，地震 第14巻第12号，1942
- 5) 畑野・高橋：堤：塚原ダムの振動実験結果とその考察，電研技術研究所報，第7巻第6号，1958
- 6) 岡本・吉田・中山：地震時のダムの挙動について，第8回大ダム会議提出論文，1963
- 7) 高橋 忠：コンクリートダムの振動性状に関する実験的研究，電研技術研究所報告，1961
- 8) 東京電力アーチダム委員会：アーチダム実験報告，1955
- 9) R.E. Davis; Kenney ロックフィルダムの模型振動試験，沢電源開発 KK，土木技術資料，1954
- 10) 丹羽・森：Earth and Rock-Fill Dam の耐震性に関する研究，土木学会論文集，第58号，1958
- 11) 高橋 忠：Results of Vibration Tests and Earthquake Observations on Concrete Dams and Their Considerations，第8回大ダム会議提出論文，1963
- 12) Housner：強震のスペクトル分析，BSSA，1953
- 13) 岡本・加藤・伯野：生研式アーチダム模型振動試験方法について，土木学会論文集，第75号，1961

(1963.8.20. 受付)

〔筆者：正員 工博 電源開発 KK 土木部次長〕

## 5-2 港湾構造物

林 聰

### 1. まえがき

構造物の耐震設計に際しては、地震時の動的な挙動に対応して設計するのが合理的であると考えられるが、港湾構造物の現行設計法には、他の土木構造物と同様、震度法が用いられている。

過去の地震による港湾構造物の被害例は、けい船岸に多く見られ、これらの災害の貴重な経験を生かして、戦前からけい船岸の耐震設計の合理化を目標とした研究が活発に行なわれてきた。物部博士、岡部博士による常時土圧論の地震時への拡張および松尾博士の地震時土圧に関する実験的研究などがその代表的なものである。

戦後における港湾構造物耐震設計の大きな特徴としては、横浜港高島3号栈橋建設工事を契機とする土質、基礎工学の知識の大幅な導入の結果、これらの知識の地震時への拡張が大きな主題となってきつつある。さらに神戸港第7突堤の設計に見られるような動力学的性情を考慮した震度法の修正適用などをあげることができよう。

このような戦後の新しい傾向は、第1回世界地震工学会議に提出された“日本における岸壁の耐震設計”なる論文によく整理され、報告されている。また1959年に“港湾工事設計要覧”が改訂され、耐震設計もふくめた港湾構造物の設計基準が示されている。

### 2. 設計震度および地震力

現在の設計法では震度法が用いられているので、設計震度の定め方が重要な問題となる。構造物の設計震度を決定する因子としては、地震発生の地域的危険度、地盤の性質、構造物の力学的特性ならびに構造物の重要性などが考えられるが、港湾構造物では地震発生の地域的危険度のみを考慮して地域別の設計震度を提示しているだけであって、他の因子の影響に関しては、個々の場合の判断にゆだねられている。表-1 は河角博士の研究結果を参考にして Zoning を行なったものである。

地震力は死荷重および積載荷重と震度との積とし、水平方向のみを考慮する。

### 3. 地震時の土圧および水圧

#### (1) 水中における見掛けの震度

港湾構造物では壁体背後の裏込土砂が浸水している場

表-1 設 計 震 度

| 区 分  | 都 道 府 県  | 設計震度      |
|------|--|-----------|
| 第1地区 | 北海道 (根室, 釧路, 十勝)<br>関 東 (千葉, 東京, 神奈川)<br>中 部 (静岡, 愛知)<br>近 畿                                       | 0.25~0.15 |
| 第2地区 | 北海道 (日高, 石狩, 胆振, 後志, 松山, 渡島)<br>東 北<br>関 東 (茨城)<br>中 部 (新潟, 富山, 石川, 福井)<br>四 国<br>中 国 (鳥取, 岡山, 広島) | 0.20~0.05 |
| 第3地区 | 北海道 (宗谷, 留萌, 網走)<br>中 国 (島根, 山口)<br>九 州  | 0.10~0.00 |

合が多い。このような場合の地震時土圧の計算には見掛けの震度を用いるのが便利である。すなわち物体が水中にある場合には、浮力をうけてその重量を減じているが、地震力は物体の質量にかかるものであるからその値は変わらない。したがって、水中にある物体に対しては、空中におけるものと異なった震度を用いる。これを見掛けの震度といい、水中の土砂に対する見掛けの震度は次式であらわされる。

$$k' = r/r - 1 \cdot k \dots\dots\dots(1)$$

- ここに  $k'$  : 水中における見掛けの震度
- $k$  : 空中における震度
- $r$  : 水に飽和した土の空中における単位容積重量 ( $t/m^3$ )

(2) 地震時の土圧

港湾構造物の耐震設計に用いる地震時土圧の計算法は、現在では砂質土の場合に限り、物部博士が Coulomb の土圧公式を地震時に拡張したいわゆる物部公式、および岡部博士の地震時土圧公式の中で粘着力の項を省いた式が用いられている。両者は同じ結果を与えるものである。物部一岡部公式として使用されている。粘性土の地震時土圧の計算法は現在のところ確立されていないが、常時土圧をそのまま取るか、あるいは安全率を大きくとるなどの処置が実際に行なわれている。

地震時土圧の問題は港湾構造物の耐震設計の主要な問題であるので、古くから研究が行なわれているが、問題のむずかしさのためいまだ確定的な結論は得られていないが数多くの岸壁などの震害例の解析結果などを参考にすると、物部一岡部公式を利用することがいちじるしく危険であったり、またいちじるしく不経済であった事例は見当たらない。また港湾技研における石井博士らの研究結果によると、壁体の移動状況、壁体に働く慣性力と地震時土圧との位相などを考慮するとき、少なくとも重力式壁体のような壁自身のたわみ変形を無視できる壁体に作用する地震時土圧の算定には物部一岡部公式を用いてよいことが示されている。

(3) 地震時動水圧

港湾工事設計要覧では地震時動水圧の算定法について、裏込め中および壁体前面の動水圧は、一般には考慮しないと定めている。これは、裏込め中の水は地震時において自由に流動できないと考えられるので、土粒子と水とは一体となって運動するという考えにもとづいて水中における見掛けの震度を式(1)のようにとったものである。したがって、地震時土圧の算定に当って、式(1)の見掛けの震度をとる限り、裏込め中の水の動水圧は土粒子に伝わって土圧として作用すると考えたため、特にこれを考慮する必要がないわけである。しかしながら、裏込めの粒度によっては、土圧とは別に、裏込め中の水の動水圧を考慮した方が合理的な場合もあると思われる。この場合、水中の見掛け震度は式(1)の  $r$  の代わりに土粒子の比重  $g$  を用いた方がよい。また前面の水の動水圧の計算法も早急に確立して、安定計算の際考慮すべきであると思う。

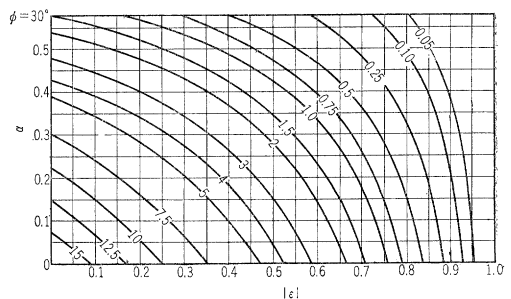
また中詰内および中空部の水に対しては、水の重量に対して地震力を考えるよう定められている。

4. 地震時の地盤支持力

地震時の地盤支持力の計算法は普通に行なわれている方法で地盤反力を求め、極限支持力の計算は、砂地盤に対しては Terzaghi の方法、粘土地盤に対しては Fellenius の方法で行なう。この場合砂質土の内部摩擦角はゆるい地盤では  $25^\circ$ 、しまった砂では  $30^\circ$  とし、粘性土の粘着力は単純圧縮強度の  $1/2$  をとり、また地盤支持力に対する安全率は重要構造物で  $2.5$  以上、その他の構造物で  $1.5$  以上をとる。

上記の計算のほか、地震時には荷重が偏心し、傾斜する場合が多いので、普通の支持力の計算とは別に、立石博士の提案した偏心傾斜荷重に対する支持力の計算法により検算を行なう場合が多い。この方法については本講座 4. 土質 で市原博士によって紹介されているので省略するが、支持力係数の計算を個々に行なうのはめんどものである。支持力係数を与える計算図表ができてくる。この一例を図-1に示す。

図-1



## 5. 地震時の斜面の安定

地震時における斜面の安定計算は地震による水平力を考慮して円弧法を適用する。この場合の安全率は重要な永久構造物で1.2以上、その他の構造物では1.0以上とする。

## 6. くい横抵抗

### (1) Y.L. Chang の方法

この方法は曲げ剛性  $EI$  なる直ぐいの水平変位を  $y$  とし、鉛直下向きに  $x$  をとるとき

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + kB y = 0 \dots\dots\dots(2)$$

なる式から出発する。 $k$  は地盤反力常数で、 $B$  はぐいの幅を表わす。

この式の解はつぎのように得られている。すなわち、ぐい頭変位を  $\Delta$ 、最大曲げモーメントを  $M_{\max}$  とすると

#### ① ぐい頭部固定の場合

$$\Delta = \frac{Hh^3}{12EI} \cdot \bar{\psi}_d(\beta h), \quad \bar{\psi}_d(\beta h) \equiv \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{\beta^3 h^3} \quad (3)$$

$$M_{\max} = -Hh \cdot \bar{\psi}_m(\beta h), \quad \bar{\psi}_m(\beta h) \equiv \frac{1+\beta h}{2\beta h} \quad \dots(4)$$

#### ② ぐい頭部回転自由の場合

$$\Delta = \frac{Hh^3}{3EI} \cdot \psi_d(\beta h), \quad \bar{\psi}_d(\beta h) \equiv \frac{(1+\beta h)^3 + 1/2}{\beta^3 h^3} \quad (5)$$

$$M_{\max} = -Hh \cdot \psi_m(\beta h),$$

$$\psi_m(\beta h) = \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right] \dots\dots\dots(6)$$

となる。ただし、 $H$  は水平荷重、 $h$  は荷重作用点の高さを表わし、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{kB}{4EI}}$  である。またいずれの場合もぐいの必要根入長  $l_n$  は次式で与えられる。すなわち

$$l_n > 3/\beta \quad \dots\dots\dots(7)$$

この計算に用いる地盤反力常数  $k$  と  $N$  値との関係は

図-2

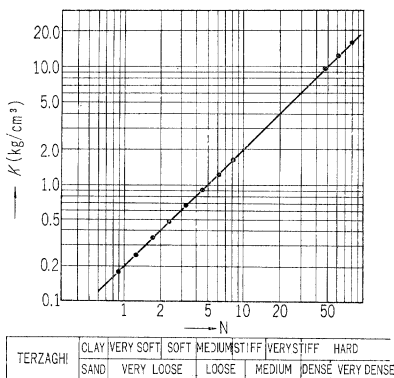


図-2 で与えられる。

### (2) 非線型地盤反力系としての解法

前述の Y.L. Chang の方法は解法が簡単であるが、地盤の弾性的挙動を仮定するため、現実と異なる結果を与えるきらいがある。港湾技研における篠原博士、久保博士の研究および石井博士、林の研究結果から式(1)に相当する方程式は式(8)のようにあらわした方がぐいの挙動の実際に近いことが明らかになった。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + kBx^m y^n = 0 \dots\dots\dots(8)$$

ここで  $0 < m < 1$ ,  $n = 0.5$  である。式(8)を解析的に解くことは困難であるので、数多くの系列的な模型実験の結果および電子計算機による数値計算結果から、荷重-ぐい頭変位、荷重-最大曲げモーメント、荷重-必要根入長などの関係を表わす基準曲線が得られている。個々のぐいについて計算する場合は、式(8)を解く必要はなく、相似則にもとづいた基準曲線からの簡単な換算によって容易に計算できるしくみになっている。またこの場合の図-2に相当する  $k$  の値と  $N$  値との関係も別々に与えられている。

## 7. 重力式岸壁の耐震設計

重力式岸壁は堅固な構造物でわが国でも多く用いられている代表的な岸壁構造であるが、最近のように水深が大きくなると土圧が増大し壁体の自重も大きくなり支持力に対する安全率が低下する。この傾向は特に地震を考慮するときいちじるしい。

重力式岸壁の耐震設計に際して考慮すべき外力は地震時の土圧および水圧ならびに壁体に作用する地震力でそれぞれの算定法は前述の通りである。壁体の安定計算は、(1) 底面におけるすべりに対する検討、(2) 底面における支持力の検討ならびに、(3) 斜面の安定問題に対する検討などの内容に関して行なわれ、底面における摩擦係数は普通 0.5~0.6 をとり、地震時のすべりに対する安全率は1.0以上をとり、支持力に関しては前述の方法で計算を行なう。

また基礎地盤と裏込めを一体と考え、傾斜角が直角な斜面の安定問題としての検討を行なう必要がある。

## 8. 矢板岸壁の耐震設計

矢板岸壁は施工設備が簡単であるため工費が安く、また工期が短縮できるのでよく用いられる。最近は大断面鋼矢板の製造技術や鋼材の防食技術の進歩にともなって多く利用されている。水深の大きな岸壁の場合などで鋼矢板の断面が不足することがあるが、この場合は柵式矢板岸壁として利用されている。

矢板岸壁の耐震設計計算はつぎの順序で行なう。

### (1) 矢板に働く土圧および水圧の計算

### (2) 矢板の根入長の計算

矢板の根入長は壁背面に働く土圧および水圧力と壁前面に働く受働土圧の、控棒取付点におけるモーメントのつり合いから算定し、設計根入長は限界値の1.2倍ないし1.5倍とする。

### (3) 控棒張力の計算および控棒の設計

海底面および控棒取付位置を支承点とする仮想単純ばりの海底面より上の土圧および水圧が働く場合の控棒取付点における支点反力を控棒張力とし、地震時における控棒鋼材の許容応力度は  $1400 \text{ kg/cm}^2$  とする。

### (4) 矢板の最大曲げモーメントの計算および矢板断面の設計

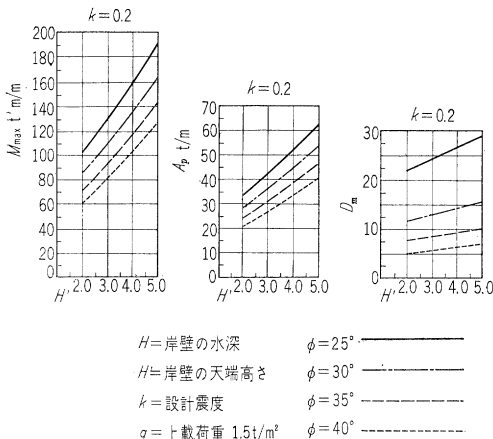
(3) で述べた仮想単純ばりの最大曲げモーメントとして計算し、この場合の鋼材の許容応力度は地震時には  $2100 \sim 2400 \text{ kg/cm}^2$  とする。

### (5) 控え版の設計

控え版の水平抵抗は、耐震設計の際控棒張力の2倍の大きさを持つことを標準としている。なお控え版の位置は、矢板に働く土圧の主働崩壊面と控え版の受働崩壊面が交わらない位置とし、やむをえぬ場合は交差する部分の受働抵抗はきかないものとする。

以上の計算を個々に行なうのはめんどうであるので、土質条件、水深、天端高、載荷重、震度などの設計条件が定めれば、必要な矢板断面、控棒の径および根入長をただちに見出すことのできる鋼矢板設計グラフができています。その一例を図-3に示す。

図-3



ここに述べた矢板壁の設計法は、Terzaghi, Tschebotarioff Roweなどの理論的研究結果を参考にして、実際の矢板壁の挙動に近い結果を与える簡略計算法を行なうことを主眼としたもので、それに加えて過去における矢板壁の震害例の参考にして定められたものである。この方法で設計された矢板岸壁が震害をうけた例はいまだ見

られないが、港湾技研における荒井技官らが振動台による模型振動実験によってこの設計法の検討を行なった結果、控棒張力が設計値より大きく出るほか、実際に起こる変位、曲げ応力、土圧などの諸現象は、設計計算法により算定した結果に非常に近い値を示した。

## 9. セル型岸壁の耐震設計

セル岸壁は直線型鋼矢板を打込み、セルを作り、中詰に土砂を用いた構造である。この構造は施工設備が簡単で工期の大幅な短縮ができ、水深の大きな岸壁では工費が安くなる利点があるので最近多く使われるようになった。

セル型壁体の耐震設計法としては、重力式岸壁と同様な全体としての安定性に対する検討と、セル型壁体自身の強度との二通りに分けて考えねばならず、前者に対する検討の方法は重力式岸壁の設計と同じである。

セル型壁体の強度に関する計算法には、(1) Terzaghi-Krynineの方法、(2) Cummingsの方法、(3) Schneebeliの方法および、(4) 北島技官の方法などの考え方があるが、現在広く行なわれている計算法は最も早く開発され、結果的にも比較的安全側の値を与えるとして Terzaghi-Krynineの方法である。

この方法によると、セル型壁体の強度は矢板の lock-tension および壁体の internal shear によって保たれるものとする。

すなわち壁体の幅は外力による転倒モーメントによって壁体断面の中立軸に生じるせん断力がセルの許容内部せん断力を越えないよう定めねばならない。またこのように定められた寸法のセルの lock-tension が直線型鋼矢板の許容継手強度を越えるかどうかについて検討せねばならない。

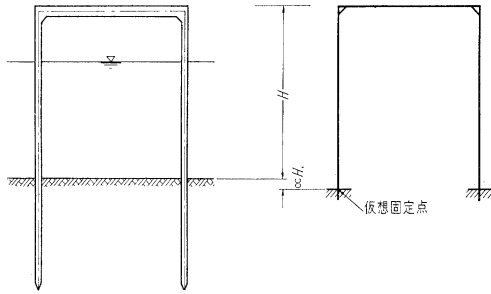
## 10. 棧橋の耐震設計

棧橋には土圧がかからず、構造が軽量であるので耐震性はよいと考えられている。地震時の外力としては自重および上載荷重に対する地震力だけであり、港湾構造物の中では振動系としてのまともにも比較的簡単な部類に属し、動力的耐震設計法が最も早く導入される可能性がある。

### (1) くい式棧橋

港湾工事設計要覧に述べられている方法によれば、くい式棧橋の設計計算は図-4に示す通り、海底面下  $ah$  の位置を固定と考えて行なういわゆる仮想固定点法が採られている。ここで  $h$  は海底面上の桁の中立軸の高さ、 $a$  は地盤によって異なり、砂地盤の場合 0.1、砂交り粘土、もしくは良質の粘土 ( $c \geq 0.3 \text{ kg/cm}^2$ ) の場合 0.25をとることが規定されている。この方法によると、土質

図-4



条件の大まかな相違のみが考慮され、棧橋脚柱部のくい断面、くいの材質、根入長などについては考慮されていない。これらの点を合理化するために横山技官はくいの横抵抗の項で述べた Y.L. Chang の方法を用い、仮想固定点の定め方をくいの曲げ剛性  $EI$  と、地盤反力係数  $E_s = kB$  の双方から規定することを検討した。この方法は弾性地盤中に埋込まれたくいと、等価な片持ばりあるいは両端固定ばりをとり、同一のくい頭水平力  $H$  によって、たわみ、たわみ角、モーメントなどが等しくなるように等価ばりのスパンを定める方法を考えた。この場合すべてを一致させるようスパンを定めることは不可能で、これらの要素のうち二つずつを一致させるように考えた。

この結果仮想固定点の深さを  $1/\beta = \sqrt{4EI/kB}$  とれば実用上十分な誤差範囲で仮想固定点法が用いられることが明らかになった。

このように仮想固定点法を用いれば棧橋脚柱部のバネ定数が定められるので、可動部分の質量をきめると固有振動周期が算定でき、動学的な設計が行なえるようになるが、さらにつぎのような諸点が今後の課題として残されている。

- ① 静荷重に対する地盤反力係数値と動的荷重に対す

る地盤反力係数値の差異

- ② 周辺の水による減衰、付加質量
- ③ 地中部の土による減衰、付加質量

## (2) 橋脚式棧橋

橋脚式棧橋は脚柱としてケーソン、ニューマチックケーソン、ウェルなど剛度の大きなものを用いたもので、水深や載荷重の大きな場合にも築造が可能で、上屋倉庫と棧橋本体とを一体と考えて耐震設計を行なうのが合理的な場合がある。

神戸港第 7, 8 突堤はその一例であって上屋倉庫と棧橋本体を一つの振動系と考え、地震時の振動のモードを一次のせん断振動と考えて高さ方向の設計震度分布を考慮して耐震設計がなされた。

## 11. あとがき

これまでに港湾構造物の中でもけい船岸の耐震設計に関する基本的事項が設計上どのように取り扱われているか、あるいは個々の形式のけい船岸の耐震設計がどのように行なわれているかという点を主として述べ、今後に残された問題点、現在までに行なわれた研究の概況などに若干触れてきたが、紙数の関係で非常に重要な研究についても述べることができなかつたのは遺憾である。

最近ではけい船岸のほかに、今まで耐震設計上ほとんど問題にならなかつた防波堤、海岸堤防などについても耐震性の検討が要望されるに至っているのは新しい傾向である。これは水深の大きな箇所には防波堤が作られる場合がでてきた結果、波力にくらべて相対的に地震力が大きくなってきているためと考えられる(例大船渡防波堤、神戸港第 5 防波堤)。これらの課題に対しても、問題解決のための努力が払われている。

(1963.9.20・受付)

[筆者：正員 工博 運輸省港湾技術研究所]

## 昭和 38 年増補改訂版 水理公式集頒布

最近の学問の進歩にともない従来の水理公式集では不十分なところがあり、土木学会では昭和 37 年に水理公式集改訂委員会を組織し、従来の公式集を全面的に検討し、ここに昭和 38 年増補改訂版を出版することができました。本書は従来の公式集を全面的に増補改訂し、水質汚濁・海岸などの問題も広くとり入れた技術者必備の書です。ぜひお求め下さい。

体 裁：A 5 判 603 ページ 外に資料広告 24 ページ  
定 価：1 400 円 会員特価 1 100 円 (〒 150 円)