

矢板岸壁の設計について

—可トウ性の壁に作用する土圧のシンポジウムに関連して—

いち 市 ほん 原 まつ 松 へい 平*

1. ま え が き

近時、鉄鋼業の発展にともない、擁壁、土留壁、岸壁、埋設管に鋼材を使用することが多くなった。これらの構造物の合理的設計のためには、個々の構造物に作用する土圧の性状を知る必要がある。そこで可トウ性の壁に作用する土圧のシンポジウムが開催されるに至ったことは、まことに時宜をえたことといえることができる。しかしながら、合理的設計法は個々の構造物に対して決定されるべきものであり、上述の構造物の中には、構造物の変位とそれともなう土圧の挙動に関して、いまだじゅぶんな観察が野外はもちろん室内でも行なわれていないので、設計に対して統一の見解がとられていないものが多い。ただ矢板岸壁だけはその使用の歴史が古いために、約 15 年前に合理的設計法がうち立てられた。このような設計法のもとでは今後の研究課題も次第に明白になるので、一応設計法がかたまっている矢板岸壁について、平易にその設計法をまとめて示し、この設計法に到達するまでの研究のあとを振りかえってみよう。またそうすることは他の構造物（土留壁、埋設管など）のより進んだ設計法に対する調査、設計に役立つことになる。

2. 現行の設計法とその研究の沿革

2.1 土圧の実験的研究

古典的矢板岸壁設計法について納得の行かない点を先賢が探さくしてきた歴史を含めて以下にのべる。

(1) 土圧に関する初期の実験的研究

壁に作用する土圧の最初の実験的研究は不動の壁に作用する土圧の実測から行なわれたといっても過言ではない。文献¹⁾によるとその時期は 19 世紀末である。不動の壁の土圧の実測に重点がおかれたのは、擁壁を不動のものと考えたためであろう。しかしながら、その後の 20 世紀の前半における一連の壁変位の綿密な実験により、わずかな壁の変位で土圧は急激に減少して、塑性平衡状態に移行するなどの観測値が報告されて以来、既往の静止土圧の研究は壁がまったく不動であったかの疑問

がもたれるようになった。静止土圧に関する決定的な実測を行なった人は Terzaghi (1920 年) である。この実験は周知のように、圧密リングに土をつめて、ステールテープで土圧を実測した²⁾。

壁の変位に応ずる土圧変化の実測は、おそらく不動の壁に作用する土圧の実測と同時に行なわれたものと考えられる。Darwin (1882 年) は模型壁¹⁾ をその下端を中心として回転させる実験から、壁が変位すると土圧が減少することを発見し、壁変位が土圧変化におよぼす重要性を確認しているが、これより少し遅れて行なった Donath (1890 年) の実験¹⁾ では、壁をその下方の一点を軸にして回転による変位を与えて土圧を計測している。しかしながら、その計測の目的は壁変位中の土圧から静止土圧を推定することにあって、前述したように、この時代では擁壁の設計には不動の壁に作用する土圧を採用するか、あるいは少なくとも考慮するという考えがあったように思われる。

その後、1934 年に Terzaghi が “Large Retaining Wall Test”³⁾ と称する土圧に関する実験結果を報告し、壁が変位すると、裏込め土の応力は自然状態から、わずかな変位で Coulomb の主動土圧になりうることを示し、この応力の移行点を応力、または土圧の塑性平衡状態と名付けた。この実験は擁壁に Coulomb 土圧を採用することの合理性を示した。しかしながら、土圧の分野でも歴史は繰り返される。1949 年に報告された Stockholm の Port Authority における精密な土圧実験⁴⁾ では、岸壁の設計土圧は不動の壁に作用する土圧をとるべきか、土ケイ（楔）論による土圧をとるべきかの議論が関係者間にあったので、それを解決させることが実験の目的であったと報告されている。

上述した実験は、剛性壁に作用する土圧の研究を目的としたもので、矢板壁のようにたわみやすい壁の土圧を対象としたものではない。以下矢板壁の土圧の実験的研究を示す前に、その時代における矢板壁の設計法、すなわち矢板壁の古典的設計法についてのべよう。

土留壁としての矢板の使用はかなり古い時代から行なわれたが、設計に土圧を導入したのは H. Krey である。

* 名古屋大学工学部教授・工博

Krey は2つの設計法を提唱した。その1つは自由支持法 (free earth support method), 他の1つは固定支持法 (fixed earth support method) である。前者の方法では、矢板壁の上部はタイロッドの取付部でタイロッドによって支持され、下部は受働土圧合力の作用点で支持された鉛直壁であると仮定している (Krey, 1926年⁵⁾, または Terzaghi 1943年⁵⁾, 図-1 (a)。後者の方法は

究のための室内実験は, Stroyer (1935年)¹⁾によってま
ず行なわれた。

Stroyer は矢板壁を鉛直な単純バリと考え、水荷重によって、ハリの上下両支点にそれぞれ M_1, M_2 なる材端モーメントを最初に与えて、壁を鉛直に近い状態にしておき、このモーメントを次第にゆるめて、壁にタワミを与え、材端モーメントがゼロになったとき、すなわち土圧のみが壁に作用したとき、鉛直線からのタワミ量をはかった。このタワミ量は Coulomb 土圧が作用したときの壁の最大タワミ量よりも小であった。これからつぎのように結論した。

(a) 壁がたわむと壁の背面の土圧は水圧分布をしない。

(b) 壁に生ずる最大曲げモーメントは、Coulomb 土圧で計算されるものよりもかなりに減少する。壁がたわみやすいほどこの減少量は大きくなる。

上記 (a) は、その後 Tschebotarioff によって実証され、(b) は Rowe がその後開発して実用化した。この2点で Stroyer の実験はまことに意義がある研究である。なお、上記の実験の方法は、前面掘削型 (dredge type) の矢板壁を対象にしている。裏込め土砂テン充型 (fill type) の壁を対象とした実験も行なっている。

つぎに上記 (a), (b) の理解のために、実験装置を説明する。図-2 の装置は奥行きが 1.0 m である。用い

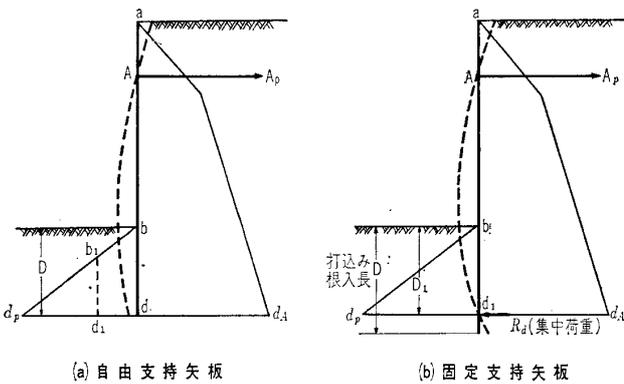


図-1 矢板岸壁の古典的設計法における土圧のとり方 (破線は設計の基礎をなす壁のタワミ)

その後 Lohmeyer (1930年) によって弾性線を用いて解くように改良された。この方法⁵⁾ は、まず矢板の海側の土圧に完全に受働土圧が動員されると仮定するために、矢板の下端 d_1 に図-1 (b) に示したように R_d なる集中荷重をさらに仮定し、矢板はタイロッドの取付部 (図のA点) で支持され、下端点 d_1 で固定支持された鉛直壁として解く方法である。したがって矢板壁が土圧によって変形した場合の弾性線は d_1 点で土圧をうける前の矢板壁に接し、上部ではタイロッドの取付部A点を通るように深さ D_1 を決定し、実際の矢板の根入れ長 D は $D=1.2D_1$ より求めている。この方法では未知数が D_1, A_p, R_d となるため不静定となり、各値を求めるのに幾分厄介である。したがって、この不静定を解くための弾性線法は、Blum (1931年) によって等値桁法⁵⁾ (equivalent beam method) に改良されている。

H. Krey は、上述の設計法のうちの自由支持法による抵抗土圧が、基礎のセン断破壊に対する安全をみて、図-1 (a) のような台形分布をなすと提唱したが、これを含めて古典設計法の土圧は、矢板の両側で水圧分布をするという考えに立脚し、また両側面における土と矢板間の摩擦力は、互いに打ち消し合うと仮定している。このように上述の設計法、とくに固定支持法における土圧分布、集中荷重 R_d 、壁のタワミには、納得の行かないことが含まれていたが、これは詳細な室内実験で矢板の挙動(たとえば矢板壁のタワミ、変位、タイロッド張力のゆるみ)とそれともなう土圧分布を調べて、その結果にもとづいてできた設計法ではなかった。その後、このような研

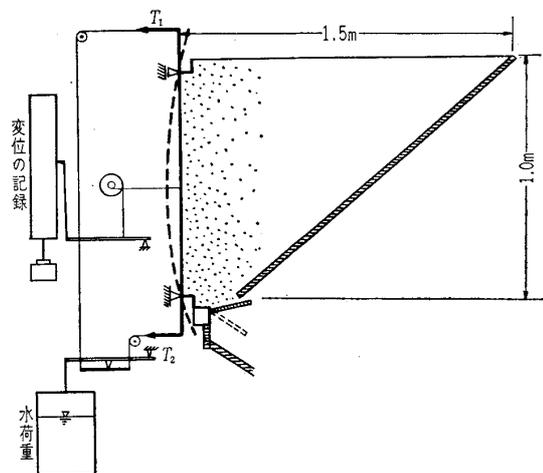


図-2 Stroyer の土圧実験装置

た土はゆるい乾燥砂である。土圧は水圧分布であると仮定すると、径間長 H の単純ばりの最大タワミ量は上の支点から $0.519H$ の点に生じ、その大きさは $d_p=0.01304PH^3/EI$ で与えられる。ここに、 P は高さ H の区間に作用する土圧合力である。これと同じ位置に最大タワミ量を生じさせるに必要な上下両支点の材端モーメントの比 M_2/M_1 は 1.6 となる。その場合の最大タワミ量は $d_M=0.1628M_1H^2/EI$ であるから、 $d_p=d_M$ するには $P=12.5M_1/H$ となる。すなわち、この関係

を満足させる M_1, M_2 を与えれば、土圧による曲げとつり合って壁は鉛直に近い状態を維持する。もちろん土砂テン充中は、最初から壁が鉛直であるように3ヶ所で壁を水平に支持している。上式の M_1, M_2 を与えるための水荷重 W は、 $P=1.2W$ となる。したがって、最初の水荷重は Coulomb 土圧合力 P から決定される。壁の最大変位量は、上記の $0.519H$ の位置ではかり、機械的に拡大している。

B. Browzin (1949年)⁶⁾ は模型実験(矢板長 24~36 cm)を行ない、矢板壁が基礎のセン断破壊で破壊するまでの壁のタワミを砂ソウの側壁となっているガラス面を通して観察した。すなわち矢板壁前面の密なる砂を層状に取り扱うことによって矢板壁に変形を与え、各状態におけるタワミ形状をトレーシングペーパーに写しとった。

矢板の全長、厚さ、材質を変えた沢山の実験を行なった結果、矢板壁の破壊に至るまでのタワミには図-3に

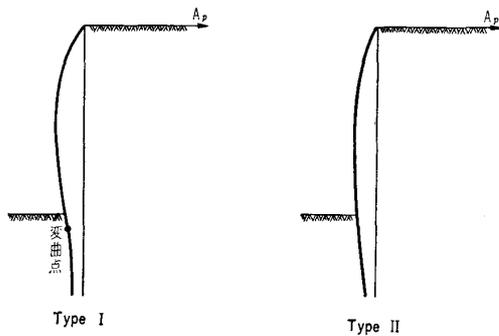


図-3 Brozin の実験による矢板のタワミの型式

示すような2つの形式があることがわかった。タイプ1はタイプ2とことなり、矢板壁下部に変曲点を有し、変曲点より下方で矢板壁は鉛直になっている。したがって固定支持法で、矢板下端に集中荷重 R_d を付加することの妥当性に対して疑問がもたれる。タイプ2の変形は、自由支持法における仮定と一致している。矢板のタワミをあらわす一つの要素として、次式で示される細長比 λ を考えた。

$$\lambda = L/r \dots \dots \dots (1)$$

ここに L = 矢板の全長

r = 矢板の断面2次半径 $= \sqrt{I/A}$

I = 矢板の断面2次モーメント

A = 矢板の断面積

図-4に示すように、タイプ1はタイプ2よりも細長比ははるかに大きい場合におこり、根入長 D が小になるとタイプ1からタイプ2に変形が移行すること、またこれらの矢板の変形は海底面以下の土の弾性係数(根入れの固定度)に影響されることを、はじめて指摘している。

実際の矢板壁に適用する場合に、現場に使用する矢板の λ は、 $\lambda=70\sim130$ 程度であって、実験でタイプ2を

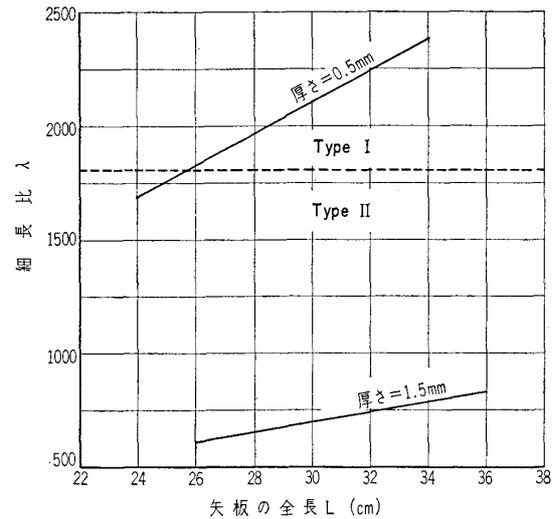


図-4 種々の長さの実験矢板の細長比とタワミの型式との関係

形成するのに必要な λ の値、すなわち $\lambda=600\sim800$ に比較してかなり小さいから、これはタイプ2に属するであろう。しかしながら、現場では海底面以下の土の弾性係数は深さとともに増大し、したがって、矢板壁下部の固定度が実験の場合よりもよくなるように考えられるが、さらに研究が進むまでは矢板壁は自由支持法で計算すべきであるということ結論としている。

(2) Tschbotariouff, Rowe の土圧実験

a) Tschbotariouff の土圧実験

ヒズミ計を模型矢板壁にはりつけて、矢板壁の曲げヒズミを計測し、壁に作用する曲げモーメント分布を求めた最初の人 Tschbotariouff であろう。この曲げモーメント分布を図式的に2回微分²⁾して矢板壁に作用する深さ方向の土圧分布を求めた。図-5は比較的剛性に富む矢板壁に作用する飽和砂による土圧分布⁷⁾である。壁は下部のC点がヒンジで支持され、またA, B两点で水

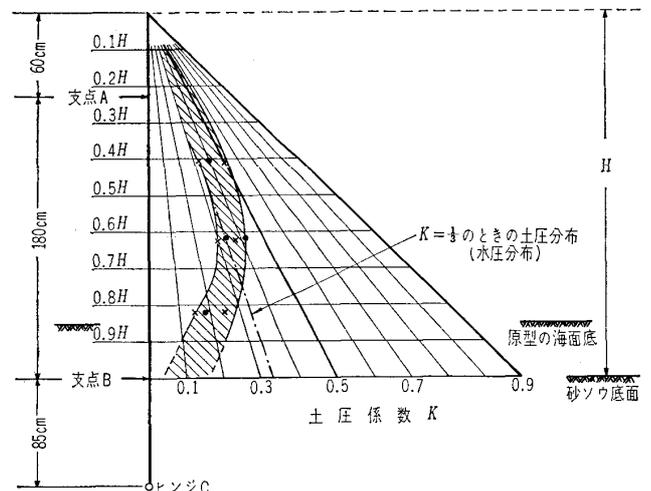


図-5 比較的硬い模型矢板壁の内面に作用する主動土圧分布

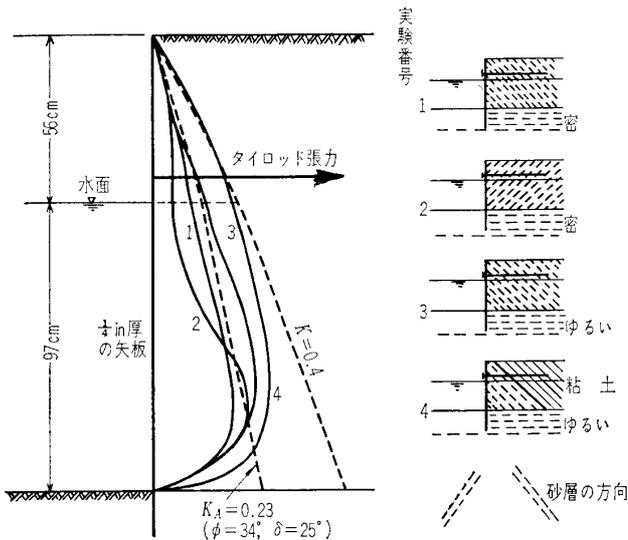


図-6 タワミやすい模型矢板壁の内面に作用する主動土圧分布

平方方向に支持されている特殊な矢板壁と考えられる（第1次実験²⁾）。このときの壁の最大タワミ量は径間 AB の長さ 180 cm の約 0.1% であった。図-6 はより可トウ性に富む矢板を大型実験土槽内の基礎の砂中に打込んだ模型壁に作用する土圧分布⁸⁾ をあらわしている（第3次実験²⁾）。壁の最大タワミ量は $H=1.0\text{ m}$ の 0.5% である。これも 図-5 と同じく fill type の矢板壁の実験であることは図に示した裏込め砂のテン充法によってわかる。この図の右に示した裏込め状態④は裏込めとして飽和砂、埋め立てとして粘土を使用したものである。

以上の代表的 2 つの図からわかるように Tschebotarioff が求めた土圧分布は Stroyer の実験結果を実証したことになる。ただし、Tschebotarioff はタイロッドをゆるめると、土圧は水圧分布になることを観察している。

b) Rowe の土圧実験

Rowe は 1952 年に矢板に関する一連の研究として、

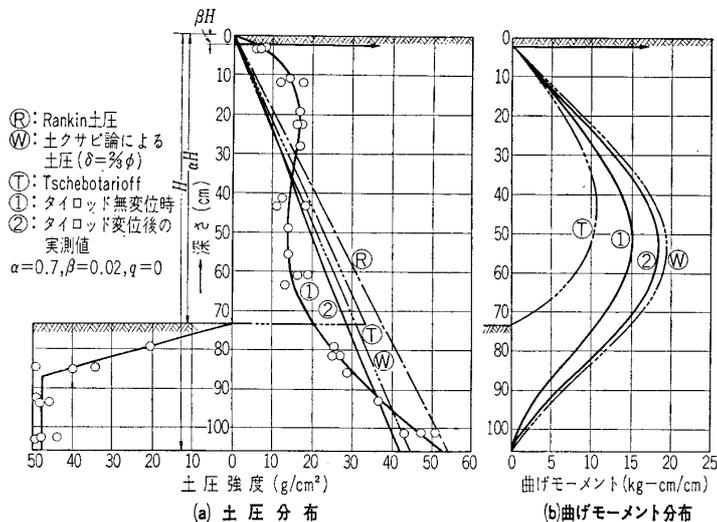


図-7 模型矢板の両面に作用する土圧と曲げモーメント分布図 (実測図)

矢板壁の模型に作用する土圧分布を報告した⁹⁾。模型壁として、高さ 1.0 m、奥行き 2.0 m の金属板を用い、これをコンクリートの土ソウ内に設置し、壁の上部は 7 本のタイロッドで水平に支持した。用いた砂はゆるい乾燥砂で、金属板のタワミはヒズミ計で、またタイロッドの固定をゆるめて、壁に変位を与えたときの変位量はダイヤルゲージで計測した。前面掘削型の土圧分布を土圧計で調べた。ここに土圧計を用いた理由は壁面の土圧を直接に計測するためと、曲げモーメント図から土圧を求める方法にはどれだけの誤差があるかをみるためであった（両者による差は 5% 程度と報告されている）。

壁の全高を H 、裏込め土砂でんば面より、壁の前面の掘削面までの高さを αH (図-7 参照) としたとき、最初 $\alpha=0$ から次第に前面の土を層状にとり、 α の値を大にし、 $\alpha=0.6, 0.7, 0.8$ で壁の両面の土圧分布を計測した。このとき、タイロッドは変位しないように固定したままである。図-7 は $\alpha=0.7$ のときの値で、これによると主動側の土圧は Tschebotarioff の実験から求められた分布と同じように、曲線と与えられる分布をしている。ここでタイロッドを H の 0.1% 程度変位させると、土圧合力は変わらないが、土圧の分布は水圧分布になり、 $\delta=2/3\phi$ として求めた Coulomb 土圧による分布に接近している。同図②として示した分布がそのときの土圧分布であり、Ⓜ が Coulomb 式による分布である。同じく曲げモーメントの分布が土圧と同じ記号で (b) 図に示されている。この曲げモーメントは Tchebotarioff の提案した設計法によってえられる値よりもはるかに大きい。

さて、Rowe の実験では、前面の砂の掘削中はタイロッドを固定しておき、掘削がある値（たとえば $\alpha=0.7$ ）に達してからタイロッドをゆるめた。実際の現場における前面掘削型矢板では、土砂掘削中にタイロッドが次第に変位する。実験と実物との間にこのような差はあるが、実物では変位の量はおそらく、全高 H の 0.1% より大であろう。したがって、設計計算では壁の背面に Coulomb 土圧を作用させてよい。

抵抗側の土圧は、タイロッド固定のまま $\alpha=0.7$ に掘削が進んだときに、図-7 に示すような分布形状がえられた。この分布形状は、自由支持法で H. Krey が用いた抵抗土圧分布と同じである。その形状は $\delta=0$ として Coulomb の受働土圧式から求めた土圧分布の一部をなしている。ここで注目すべき実験結果が報告されている。それは同じくタイロッドを固定したままで前面の砂をさらに掘り進めると、次第に受働側の壁摩擦が増大し、前面の基礎の破壊時には、最大に発揮される ($\delta=2/3\phi$)。その場合の抵抗土圧は、Coulomb の受働

土圧式に $\delta=2/3\phi$ を代入した値と一致し、分布は水圧分布に達するというのである。

以上の土圧に関する実験結果は、その後 Terzaghi が決定した設計法の基礎をなしている。

2.2 矢板の最大曲げモーメントに対する Rowe の研究

図-1 に示した「矢板の古典的設計法」の仮定によると、矢板の最大曲げモーメントは、矢板の可トウ性に無関係で土圧の大きさによってのみ決定される。前述した Stroyer の実験では矢板の曲げモーメントの減少を示しているが、矢板の可トウ性が大きくなると、矢板に作用する曲げモーメントが減少することを明確にさせ、これを設計に利用できるようにした人は実に P.W. Rowe である。Rowe の計算によると、矢板壁の模型と原型との間の相似条件は、もしも α, β, q, ρ と土の性質が同じであれば満足される (Rowe, 1952 年)⁹⁾。ここに q は地表面等分布荷重強度さを q_s としたとき、 $q_s = qr H$ であらわされる無次元量である。

αH = 裏込めてんば面からはかった海底面までの深さ
 βH = 裏込めてんば面からはかったタイロッド取付部までの深さ

H = 矢板壁のてんば面から矢板先端までの深さ

また ρ は次式であらわされるタワミ指数 (flexibility number) と称するものである。 I の関係で ρ は壁の延長 1 フィート 当たりの値を Rowe は用いた。

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \dots \dots \dots (2)$$

E : 矢板のヤング率, I : 模型矢板壁の延長単位長 (1 フィート) 当りの断面 2 次モーメント

矢板壁の曲げモーメントを専門に計測するために使用した土ソウは、前述した土圧の計測に用いた土ソウとことなり、図-8 に示されている。土ソウの奥行きは 90 cm である。

実験の内容を概述すると、矢板壁にはヒズミ計を両面に張り、曲げヒズミを計測した。タイロッドを変位させると、前面掘削型と裏込め型との差がなくなるという理由のもとで、前面掘削型の実験を行ない、掘削後にタイ

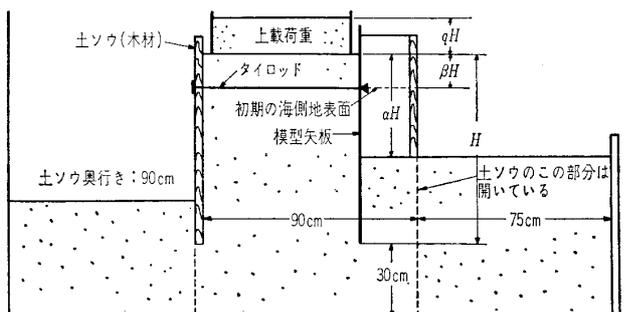


図-8 Rowe が矢板壁の曲げモーメントを計測した実験土ソウ

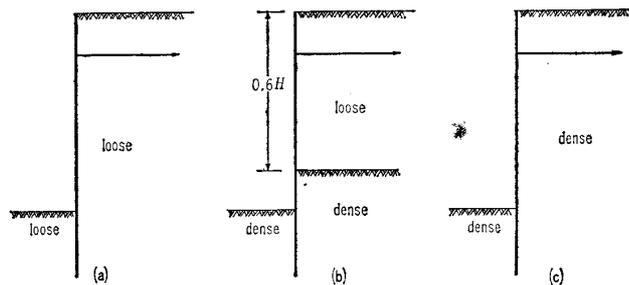


図-9 Rowe の実験における基礎地盤ならびに裏込めの処理状態

ロッドを変位させた。使用した土は、砂、碎石 (平均粒径 6 mm), 豆状の砂利 (平均粒径 7 mm) と灰である。基礎地盤と裏込め土に対して、図-9 のように、処理法をかえて 3 つの状態を実験した。上載圧は q の値として、 $q=0, 0.1, 0.2$ の 3 段階を用い、矢板の材質は鋼とジュラルミンの 2 種類を用い、矢板壁の全高としては $H=50\sim 90$ cm に変化させ、またタワミ指数 ρ は 10 段階に変化させた。タイロッドの位置は $\beta=0, 0.1, 0.2, 0.3$ の 4 種類に、掘削海底面の矢板壁てんば面からの位置は $\alpha=0.6, 0.7, 0.8$ の 3 種類に変化させた。

実験の手順として、まず矢板壁前面の砂を次第に層状に除去して、 $\alpha=0.6$ としてからタイロッドに変位を与えて、矢板壁の曲げヒズミを読んだ。この場合、タイロッドの変位が $H/2400$ に達すると、曲げヒズミが最大に達したので、 $\alpha=0.6$ における最大曲げモーメントを読んだことになる。つぎにタイロッドに変位を与えることを中止して、前面の砂を再び除去し、 $\alpha=0.7$ としてから、再びタイロッドに $H/2400$ の変位を与えて、矢板壁の曲げヒズミを計測し、 $\alpha=0.8$ においても同様の変位を与え、曲げヒズミの計測を行なった。このことは同一

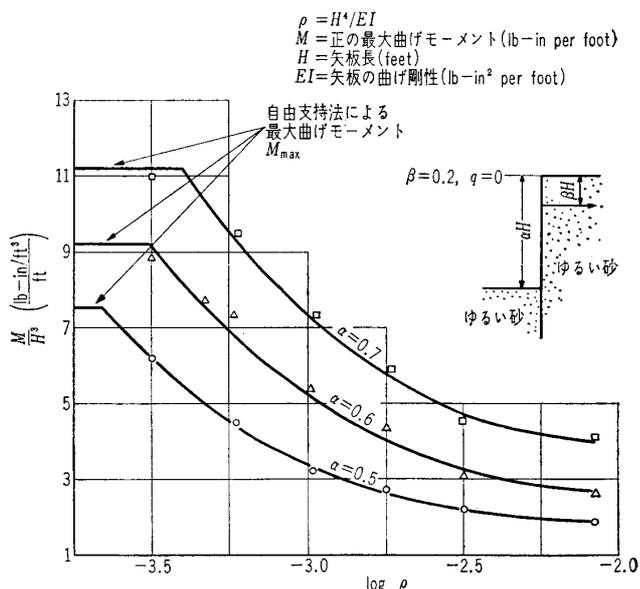


図-10 最大曲げモーメントの実測値の一例 (乾燥したゆるい砂)

基礎、同一裏込め土、同一模型壁 (ρ と β が一定) で、 α のことなる 3 種の実験を行なったことになる。

図-10 は上述の実験を種々の ρ をもった矢板壁に対して行ない、最大曲げモーメントをまとめたものである。横軸の ρ の単位は $\text{ft}^4/\text{lb}\cdot\text{in}^2$ で、壁の延長 1 フィート当たりの値である。縦軸の M/H^3 の M は矢板壁の単位長 (1 フィート) 当たりの最大曲げモーメントをとっているから、縦軸の単位は $\text{lb}\cdot\text{in}/\text{ft}^4$ である。

図-10 によると、同一の α 、同一の β 、同一の q で ρ の値がある程度よりも小さいと (矢板に剛性があると)、矢板に生ずる最大曲げモーメントは自由支持法から求めた値になる。また、 ρ の値が次第に大きくなると最大曲げモーメントは減少する。

つぎに同一 α で、 β と q をかえた場合の最大曲げモーメント M を M/M_{\max} で示すと、一例が 図-11 (α

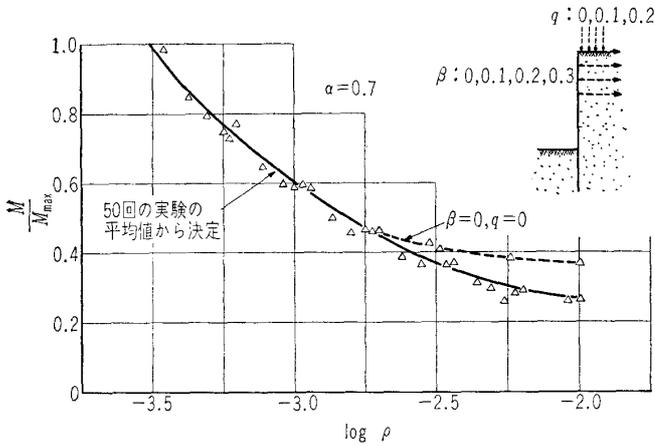


図-11 β と q を変化させたときの最大曲げモーメント比と $\log \rho$ の関係 (乾燥したゆるい砂)

$\alpha=0.7$) のようになる。ここに M_{\max} は自由支持法で求めた最大曲げモーメントである。なお M/M_{\max} は最大曲げモーメント比であることに注意を要する。これによると、 β と q を変化させても、 ρ の増加にともなう最大曲げモーメント M の自由支持法による値 M_{\max} からの減少の割合には、明確な差が認められない。ただし、 $\beta=0$ かつ $q=0$ の場合には減少の割合が幾分小である。

以上は基礎と裏込め土がともにゆるい砂の場合である。基礎と裏込め土の処理法をかえた実験から、最大曲げモーメント比は基礎の土の相対密度に関係

する結果が得られた。すなわち、矢板壁の最大曲げモーメントの軽減には、基礎地盤の土による矢板の固定度が問題になるということを示したもので、これは前述した Browzin が矢板壁の変形には、基礎の土の弾性係数が影響するとのべたことと一致する。

要するに、Rowe は矢板壁の最大曲げモーメント比 (M/M_{\max}) が矢板のタワミ指数 ρ と基礎地盤の土の相対密度 D_r の関数であって、 β と q に無関係であることを強調した。 β と q を変化させた場合の M/M_{\max} の値の平均をとって、えられた曲線が 図-12 である。この図は後述する設計に用いる観点からきわめて重要である。なお、土の種類を変化させても、 D_r さえ同じならば、同じ曲線に包括されるという実験結果が得られた。図-12 に示す曲線は $\alpha=0.7$ の場合である。これは現場の矢板が $\alpha=0.65\sim 0.75$ であるため、地震国日本のように α が小さい (日本では $\alpha=0.6$) 場合には、 $\alpha=0.7$ のものを使用すればもちろん安全であることは 図-10 をみればわかる。

さて、われわれの矢板壁で ρ を求めるには、壁の延長 1 フィート $=0.3 \text{ m}$ 当たりの ρ を $\text{ft}^4/\text{lb}\cdot\text{in}^2$ 単位であらわさなければならない。そのためには H をメートル単位で、 0.3 m 当たりの断面 2 次モーメント I を cm^4 で求めると、 ρ の単位として $\text{m}^4/\text{kg}\cdot\text{cm}^2$ が得られる。ここで $1 \text{ m}=3.28 \text{ feet}$, $1 \text{ kg}\cdot\text{cm}^2=0.353 \text{ lb}\cdot\text{in}^2$ として換算すればよい。

このように ρ の値が大になるに従って、すなわち、矢板壁がタワミやすくなるに従って、曲げモーメントが自由支持法で計算したものよりもますます小になる理由の一つとして、Rowe はつぎのように説明した。

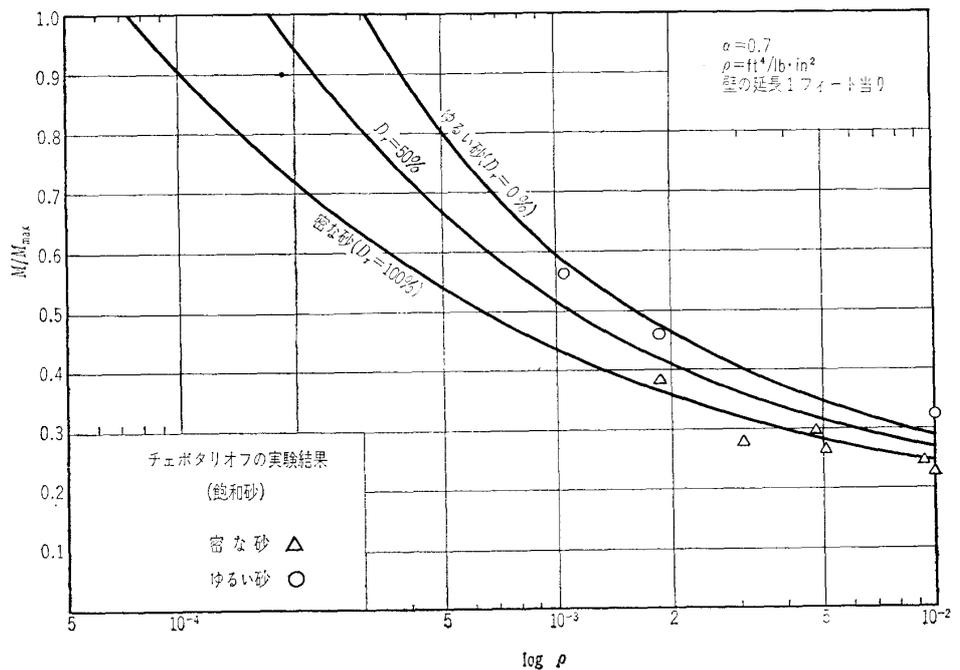


図-12 基礎地盤土の相対密度が変化した場合の最大曲げモーメント比と ρ の関係

矢板壁の可トウ性が増すにつれて、矢板の根入部は矢板下端を中心にして受働側へたわんでくる。それにつれて 図-13 に示したように、抵抗土圧の合力の着力点は

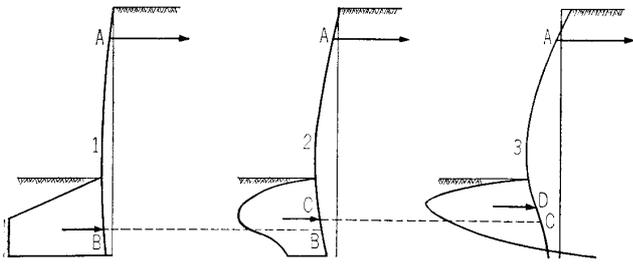


図-13 矢板の可トウ性に応ずる抵抗土圧分布の説明

上昇する。矢板壁は壁上端ではタイロッドの位置 (図の A)、壁下端ではこの抵抗土圧合力の位置で支持された単純バリと考えると、壁がタワミやすいほどスパンの長さは減少する。ところが、三角形分布の分布荷重を受ける単純バリでは、桁の最大タワミ量はスパンの 3 乗に比例するから、壁がタワミやすいほど最大タワミ量、すなわち最大曲げモーメントは減少しやすくなる。矢板壁のうち、その根入部分がある上端 (海底面) を軸にして、前面に回転するか、下端を軸にして、前面に回転するかで、抵抗土圧分布がどのようにことなるかは、Rowe が行なった剛性壁に作用する抵抗土圧分布の実測結果からわかる。すなわち、図-14 の (a)、(b) は剛性壁にその下

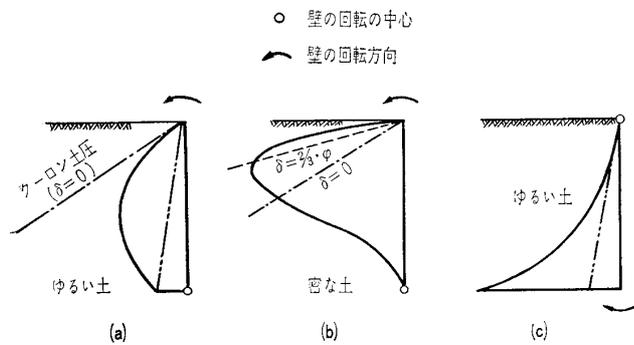


図-14 剛性壁の変位様式と実測抵抗土圧の分布様式

端を軸にして裏込め砂方向に、回転による変位をある程度与えたときの抵抗土圧分布を、そして 図-14 (c) は剛性壁の上端を軸にして、壁に回転による変位をある程度与えたときの抵抗土圧分布をあらわしている。

Rowe の実験値で、壁全高にわたる曲げモーメント分布の一例を示すと、図-15 のようになる。図は横軸を M/H^3 (lb·in/ft³)、縦軸を z/H (z は裏込めてんば面よりの深さ) であらわしている。 M の値は壁の延長 1 フィート当たりの値である。これらの曲げモーメント分布図は、 $\log \rho$ の値によって変化している。すなわち、これによって矢板の可トウ性が変化すると、海底面で曲げモーメントが必ずしも 0 でないということがわかる。このことから Tschebotarioff の設計法のように、矢板壁を

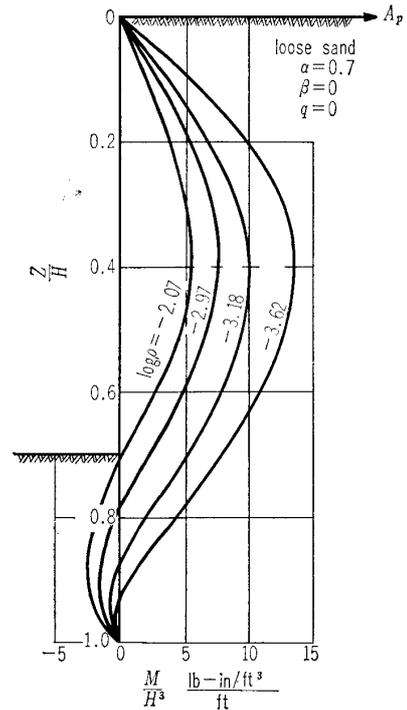


図-15 種々の ρ における矢板壁 1 フィート当りの曲げモーメント分布 (loose sand)

海底面で支点とした単純バリと考えることは、矢板壁の可トウ性を無視した方法ということになる。図-12 に Tschebotarioff の実験による最大曲げモーメントが示されているが、この値は Rowe の示した曲線に従って変化している。このことから ρ の重要性が一段と増加し、また Tschebotarioff の最大曲げモーメントに関する研究は、Rowe の研究に含まれることになる。

矢板壁の設計のために、もっとも重要である最大曲げモーメントの算定には上述した図-12 を使用すれば差支えない。それゆえ、以下にのべることは当面の設計にはそれほど重要性がないかもしれないが、その後の Rowe の研究として結果のみを付け加えて示す。上述したように、 M/M_{max} は ρ と基礎地盤の相対密度でことなる。図-12 に相対密度がことなる 3 本の線が示してある。いま他の物理量を横軸にとると、 D_r がことなっても M/M_{max} は 1 本の曲線で示されるかもしれない。Rowe は矢板壁の固定度に影響するパラメーターとして、砂地盤では Stiffness modulus m を、粘土地盤では横方向の地盤反力係数 K_h を用いて矢板壁の曲げモーメント軽減を理論的に解析し、模型による実測値と比較した^{10),11)}。 m と K_h は次式であらわされる量である。

$$\text{砂地盤} \quad p_p = \frac{mxy}{D} \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{粘土地盤} \quad p_p = K_h y \dots\dots\dots(4)$$

ここに、
 p_p : 矢板根入部の抵抗土圧
 x : 海底面からの深さ

$y : x$ の位置で矢板壁の原位置からの水平タワミ量 m の値はセン断試験または側方拘束状態のもとでの圧縮試験¹²⁾から求められる。 m は地盤の相対密度や拘束圧によって変化し、 K_h は地盤の圧縮性や圧密を受けた地盤が正規圧密を受けたものか過圧密を受けたものかによって変化する。

図-16 は解析による M/M_{max} を $m\rho$ の変化のもと

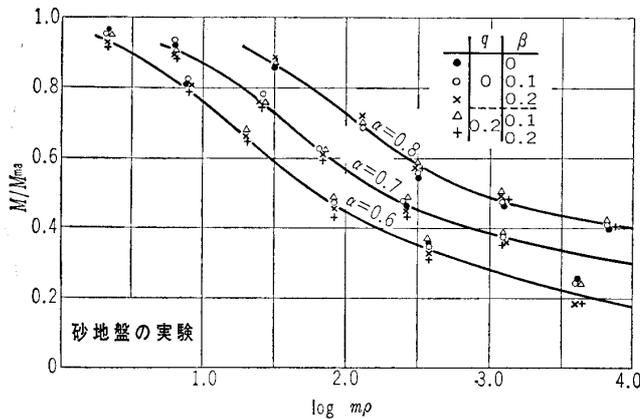
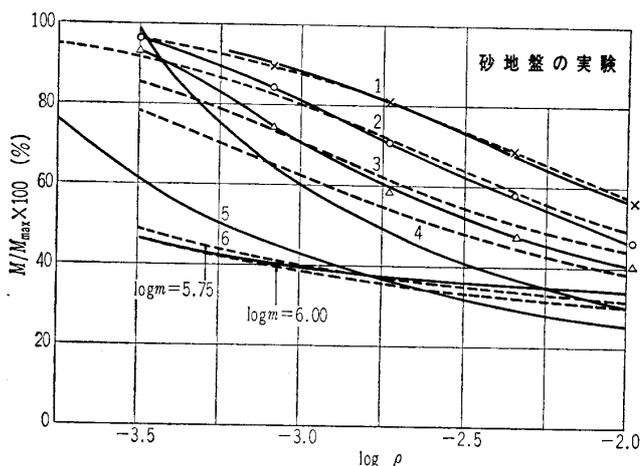


図-16 理論計算による M/M_{max} と $\log m\rho$ の関係

に描いたもので、これによると最大曲げモーメントの軽減率は、 q と β の値が変わってもほとんど変化せず、 $m\rho$ (または $K_h\rho$) によって大きく変化する事、また相対密度のことになった砂地盤でも1本の線で M/M_{max} をあらわすことができるということがわかる。このような解析から求めた M/M_{max} が実験値とどのように合致するかは図-17 に示される¹⁰⁾。すなわち、ゆるい砂地盤ではよく合致するが、密な砂地盤では理論値は実測値と幾分ことなっている。これは密な砂地盤における計算に



基礎土	曲線の番号	実験値	理論値	
			—	$\log m$
ゆるい灰	1	×××	-----	3.95
ゆるい乾燥シルト	2	○—○	-----	4.22
雲母混じりの砂	3	△—△	-----	4.52
ゆるい砂	4	△—△	-----	4.75
密な砂	5	○—○	-----	—
密な砂	6	○—○	-----	5.75~6.00

図-17 M/M_{max} の実測値と理論値との比較

用いる m の決定方法に若干の問題があること、ならば矢に板壁が変位したとき、実際では矢板壁前面の砂に受働破壊が生ずるが、理論計算では受働破壊が考慮されないことなどが原因である。設計に対する補助的参考資料として、表-1¹⁰⁾に模型実験から逆算した m の値と上述し

表-1 Rowe が決定した m の値

土の種類	$\log_{10} m$ の値			平均
	模型実験からの逆算値	セン断試験から求めた値	他の方法から求めた値の一例	
密な砂	5.75~6.00	6.05	6.35	6.10
ゆるい砂	4.75	—	4.75	4.75
混合土 (砂 : 90%) (雲母 : 10%)	4.52	4.42	4.36	4.45
ゆるい乾燥シルト	4.22	4.42	4.36	4.08
ゆるい灰	3.95	3.60	3.75	3.77

m の単位は lb/in^3
平均値はより多くの資料から求めたもの

た試験から求めた m の値をまとめて示した。密な砂地盤の場合は、逆算した m の値が幾分小さくあらわれている。基礎地盤が粘土地盤のとき、 M/M_{max} の実測値は理論値よりも小であった¹¹⁾。

2.3 矢板壁の設計

Terzaghi は 1943 年の著書⁵⁾ に、古典的設計法を基本として矢板壁の設計法をのべた。1954 年に Rowe などの研究成果にもとづいて、これを改良³⁾ した。ここではその改良した点を中心にしてのべる。1954 年という 16 年前であるが、設計法が実用的である点を考えると、現在でもこの設計法は通用する。

この方法は、まず根入長 D 、タイロッド張力 A_p を自由支持法で求める。矢板の最大曲げモーメントはまず自由支持法で M_{max} を計算する。上述の根入長の決定に当たって、基礎のセン断破壊に対して十分な安全率をとっているから、基礎地盤の矢板の固定条件が満足されれば、矢板は自由支持法で仮定したようなタワミをおこさないという考えのもとで最大曲げモーメントを M_{max} よりも軽減させることができる。軽減できた場合には、その軽減された曲げモーメントによって矢板の断面を決定する方法である。以上のことをもっと具体的に説明しよう。

1) 壁の両面に作用する土圧の算定

矢板壁の背面には 残留水による水圧と土圧が作用する。残留水による水圧についてのべることはここでは省略する。古典的設計法では矢板の両面に作用する土圧の壁摩擦角は、 $\delta=0$ として Coulomb 土圧を作用させた。また矢板の根入長決定のための抵抗土圧分布は、図-1(a) に図形 bb_1d_1d で示した台形分布をとった。しかしながら、この分布は矢板前面の土が 2 層以上からなる場合に計算がやっかいであるので、水圧分布をとることに

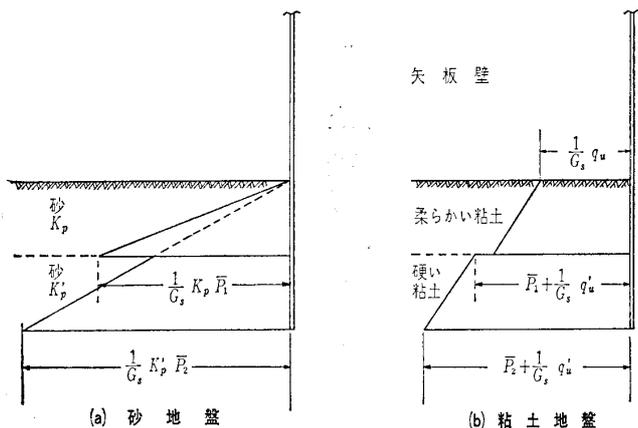


図-18 設計に用いる壁前面の抵抗土圧分布

した。その代わり 図-18 に示したように、抵抗土圧強さは受働土圧の $1/G_s$ だけが發揮されるとした。裏込め土または基礎地盤が砂またはシルト質砂の場合に、矢板両面に作用する摩擦力はつり合わなければならないと考えて、 $\delta_p > \delta_A$ なることが必要であるとした。そのために抵抗土圧を基準に考えて、 $\delta_p = \frac{2}{3}\phi$ とし、 $\delta_A = \frac{1}{2}\phi$ をとることになっている。このために、受働土圧係数 K_p は Coulomb 土圧によらず、複合スベリ面によって求めることにした。主働土圧は Coulomb 土圧で計算して、壁の背面全部にその水平分力を作用させる。裏込め土または地盤土が粘土またはシルトの場合には、それぞれ主働、受働土圧は基本的につぎに示す地表面が水平な場合の Rankine 土圧式で $\phi=0$ とおいた式によるとした。これは Tchebotarioff による設計法でも同じである。

$$\left. \begin{aligned} p_A &= \bar{p} + \gamma'z - q_u \\ p_P &= \bar{p} + \gamma'z + q_u \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

\bar{p} : いま考えている土層上面に作用する有効鉛直圧
 z : いま考えている土層上面からの深さ
 q_u : 一軸圧縮強さ

この式は $\phi=0$ としているから、主働土圧を大きめに算定し、受働土圧を小さめに算定している。したがって、上述の基礎地盤の破壊に対する安全率 G_s は $G_s=1.5\sim 2.0$ でじゅうぶんである。これに反して、前述した基礎地盤が砂またはシルト質砂のときは、 $G_s=2.0\sim 3.0$ をとることをすすめている。このように土圧のとり方は以前 (1943年) の方法⁵⁾ と比較すると、設計者にかなり有利である。

Rowe の実験では基礎地盤が密なる砂の場合、矢板根入れ部の抵抗は土圧以外に、矢板の下端点に作用するせん断力を考えた方が都合がよかった。しかしながら、設計にはこれは取り入れない方がよい¹³⁾。

2) 矢板壁の根入れ長の算定

矢板のタイロッドの取付部 (図-1 における A 点) のまわりの土圧による壁に作用する回転モーメントがつり

合うとして、自由支持法で根入れ長 D を求める。 D に関する三次方程式を解くことになる。

3) 矢板壁の最大曲げモーメントの算定

矢板に作用する最大曲げモーメントの軽減は矢板の可トウ性と矢板根入れ部の基礎地盤による固定度によって決定される。したがって、矢板を打込む基礎がどんな地盤であるかの調査ならびに土の試験が行なわれない場合には、矢板の ρ がわかっていても曲げモーメントの軽減はできない。この場合には、自由支持法で求めた最大曲げモーメントをそのまま採用しなくてはならない。

a) 基礎地盤土が砂またはシルト質砂 (ただしゆるいシルト質砂を除く) の場合には、最大曲げモーメントを軽減させることができる。この場合には下部の固定が期待できるために、矢板のタワミ曲線は、図-3, タイプ 1 のようになるためである。

b) 基礎地盤土が粘土, シルト, またはゆるいシルト質砂の場合には、矢板壁を建設した直後において、たとえ 図-3, タイプ 1 で示すようなタワミであっても、次第に地盤が矢板壁背面の土圧によって水平方向に圧密されると、図-3, タイプ 2 に示すタワミ曲線を呈すると懸念される。したがって、この場合は自由支持法で計算した最大曲げモーメントを採用しなければならない。

以下、曲げモーメント軽減法について説明する。以下に示す値は矢板壁延長 0.3 当りの値である。図-12 に基礎地盤の相対密度によって、3本のモーメント減少曲線が描かれている。これらのいずれか1本の曲線に着目する。いま考えている矢板壁の最大曲げモーメントを自由支持法で求めて、 M_{max} を決定する。曲線の縦軸の値に M_{max} を乗ずると、図-18 に示す $\rho-M$ 曲線 (実線) がえられる。これは横軸に示す ρ をもった矢板壁に土圧が作用したとき、最大曲げモーメントは実線に示した値にしか達しないことを示している。矢板に作用する曲げモーメント M と縁応力との間には次式で示す関係がある。

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot y}{I} \dots\dots\dots (7)$$

W : 矢板の断面係数, y : 中立軸から縁までの距離

上式の σ に矢板の許容応力を、 M に M_{max} を与えると I が求まり、これに対応する ρ_1 を決定する。ただし前述したように、壁の延長 0.3 m 当たりの ρ_1, M_{max} であることが必要である。つぎに (ρ_1, M_{max}) なる点を 図-19 に記入する。この点が C 点の左側にあると、矢板に曲げモーメントの軽減を期待できないから自由支持法で求めた最大曲げモーメント M_{max} を使用して、 σ の許容応力の範囲内で規格品から断面を選定しなくてはならない。もしも、 (ρ_1, M_{max}) 座標が図に示されたように、C 点の右方 S に位置したら、実際は ρ_1 の可トウ性をもった壁における土圧による最大曲げモーメント

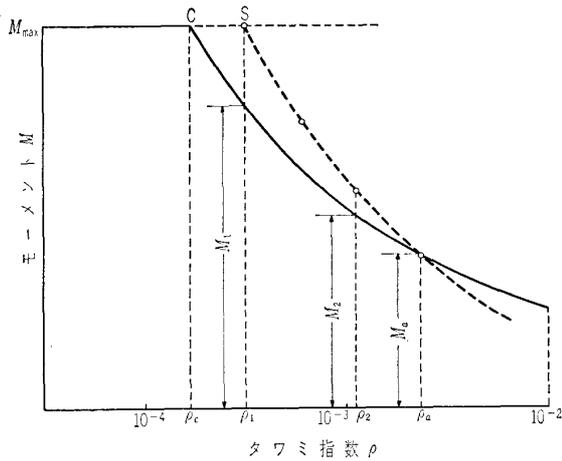


図-19 矢板の最大曲げモーメント軽減の説明図

は M_1 にしか達しないために、かなり不経済な断面を与えたことになる。すなわち、このような場合には断面の縮小をはかることが可能になる。断面の縮小に際しては、式(7)の σ の許容縁応力はそのままとおき、 I を変化させて、すなわち ρ を変化させて、それに対応する M の値を式(7)で求め、 (ρ, M) 座標に記入すると図に点線で示された曲線がえられる。この曲線と実線との交点が土圧を受けたときの、最大曲げモーメントの許容値 M_a と許容タワミ指数 ρ_a を与えることになる。 ρ_a 以下の ρ をもった規格品の矢板を使用すれば、縁応力 σ は許容値 σ_a よりも小になる。その場合の σ は、たとえば ρ_2 に対応する実線の与える M_2 を求め、式(7)に代入して求められる。この図-12はコンクリート矢板にも適用できる。

図-12に3本ある曲線のいずれを用いるかは、地盤調査の結果、密なる地盤に対しては $D_r=50\%$ の曲線を、中位の地盤に対しては一段下げてゆるい曲線 ($D_r=0\%$) を使用する。この理由はボーリング孔間にある地盤の性状が不確実であるためである。

4) タイロッド張力

矢板下部の固定度が大きいと、自由支持法の場合よりもタイロッド張力 A_p は減少する。しかしながら、タイロッド張力は Rowe の論文⁹⁾ からわかるように、地表面載荷重その他によって影響を受けるので、これは安全をみて自由支持法で求めた張力を採用しなければならない。

3. シンポジウムの概要

いまより20年前の1949年、アメリカで可トウ性の壁に作用する土圧のシンポジウムが開催された¹⁴⁾。この開催の目的は前述したように、矢板岸壁に作用する土圧の研究がさかんになった時代に、それに対する知識を交換するためであった。この会では Tchbotarioff の研究をはじめとして、室内実験の結果が報告され討議され

た。今回のわれわれのシンポジウムでは現場計測、あるいはこれを基本とした研究が多く発表された。われわれの今回のシンポジウムの時代では、タイロッドを有する矢板壁の設計法は前述したようにある程度固まってきた。したがって、設計について現場で検証したり、あるいは現場の矢板壁、土留壁、埋設パイプの挙動を観察して、より合理的な設計、施工に対する資料をうることを目的としたので、報告されたものは現場計測や、大型実験が主であることはうなずける。

今回報告討議されたものは全部で9編で、いつものように討議時間が少ないように感じた。9編のうち矢板壁6編、支保工2編、埋設パイプ1編であった。これを研究の方法でわけると、現場計測3編(矢板壁2、パイプ1)、模型実験3編(うち矢板壁2、土留壁1)、矢板壁に作用する土圧、またはトンネルの覆工に作用する土圧の計算法3編であった。また研究を静的と動的現象を対象としたものわけると、前者7編、後者は2編であった。

筆者は前章までに、現行の矢板岸壁の設計法に到達するまでの研究の歴史と、現行の設計法に対してまとめて示した。土留壁と埋設管の設計法に対しては、手持ちの資料が不足のためにまとめることができなかったが、土留壁については山肩氏等の最近の研究(土と基礎、139号、1969年9月)を参考にされたい。埋設管については埋設管の変形時に土の内部摩擦、管面の壁摩擦による土圧再配分に関する観察が重要であって、これも統一した設計法をうるには矢板壁と同じように、研究の歴史が必要であろう。

以下、今回のシンポジウムの概要を説明するが、紙面の都合で討議の一部を割愛せざるをえなかったことをここにおわびする。

I. 大型矢板岸壁の応力測定 尾崎重雄, 原田修, 小蔵紘一郎

(1) U型矢板を2枚溶接して作った特殊な矢板を岸壁に用いたため、(2)きわめてゆるい砂地盤に矢板を打込んだため、(3)この計測を利用して施工管理を行なうために、-10m 岸壁の曲げヒズミを計測し、また土圧計、間ゲキ水圧計を矢板面(主働側)に取付けて計測した。曲げヒズミから求めた土圧と土圧計から求めた土圧を比較したら、両者はかなりよく合うという結果がえられた。土圧計の据付けは、矢板打込み後土砂テン充前に、土圧計、間ゲキ水圧計を取付けた鉄板を矢板の主働側(裏込め土砂側)の面に取付けたガイドに沿ってすべらせてソウ入した。これについて農工大田中益弘氏より鉄板のタワミと矢板のタワミがことなることに原因する計測土圧の差はどうかという質問があった。答は矢板の水平方向(岸壁延長方向)では問題はないが、鉛直方向の

タワミの差による計測値におよぼす影響は若干あるだろうということであった。川鉄の河本清氏はこのような鉛直のタワミの差は、同氏の経験によると無視できないとのべた。

この実験では最大曲げモーメントが実測されている。この実測値が自由支持法で求めた最大曲げモーメントに対してどのような関係にあるかを求めて、Rowe が求めたゆるい砂地盤における最大曲げモーメント軽減が現場の実物矢板岸壁でなり立つかの検証がまず必要であろう。

II. 大口径鋼管矢板に作用する土圧 肱黒和彦, 河本清, 越後勇吉

幅 10 m, 長さ 51 m, 深さ 17 m のスケールピットを土中に建設するために、直径 1.2 m の鋼管矢板を使用したとき、その建設中と完成後の安定計算法を実物試験によって検証したものである。実測したものは鋼管矢板ならびに腹おこし（コンクリート製）の曲げヒズミの分布（曲げモーメントの分布）、切ばり（コンクリート製）の軸ヒズミ、ピット全体の変位である。報告者は修正計算法と称し、第 1 次掘削、第 2 次掘削、第 3 次掘削中に矢板壁、切ばりに作用する荷重を逐次設定して、曲げモーメントおよび軸力をそれぞれ求める計算を行なったが、この方法による場合の方が従来の設計法による場合よりも実測値によくあうことを示した。

III. 高盛土下におけるコルゲートパイプの挙動 宇都一馬, 石山和雄, 川崎宏明

高盛土の下にあるコルゲートパイプにおける断面の変形、パイプの周面に作用する土圧ならびにパイプ周辺の土のヒズミ（ちぢみ計で計測）を長期間にわたって計測した結果を報告した。土圧の計測によるとパイプ頂部では、土圧は r/h （土カブリ圧）よりも 1 割ないし 4 割大きめに計測された。また土のヒズミはパイプ周辺で 1% ~ 3% 程度で、コルゲートパイプの最終ヒズミは約 3% であった。名古屋大学山田孝治氏よりパイプの安全度の算定には土圧計で実測した値を使用すべきではないかという質問があったが、これに対して報告者は実際の設計に当たっては、応力集中とは無関係に r/h で計算された値から安全率を決定しているとのべた。

IV. 矢板岸壁模型に作用する振動土圧 荒井秀夫, 藤野芳明

これは矢板岸壁に作用する地震時土圧に関する多年にわたる研究で、P.W. Rowe の研究に対応して、地震時の矢板の設計法を決定するために行なっている。この実験では振動中の壁の曲げヒズミ、タイロッド張力、砂ソウ上と砂中の加速度、振動前後の壁の変位を計測した。加速度は 10 gal ~ 200 gal まで、振動数は 1 ~ 100 cps まで変化させた。得た結果の一部を示すと、加速度が大に

なると、振動時の土圧も大きくなるが、物部、岡部式であらわされるほど大きくない。加速度が増大すると壁の最大曲げモーメントが増大する。しかしながら、この曲げモーメントの振幅は砂層の共振時でもそれほど大きくない。

振動後の残留土圧の発生の有無について、鹿島建設の久保田氏より質問があった。報告者はこれに対して加速度が小さな振動では残留土圧がないが、加速度が大になると残留土圧があるだろうと答えた。

V. 土留支保工の土圧に関する実験 前 郁夫, 金平八郎, 田中修身, 中島禎男, 山崎周造

報告者は掘削工事の安全化をはかるために一連の研究を行なってきたが、今回示したものは土止支保工の土圧の性状を明白にさせるために行なった大型模型実験である。すなわち、実物大の壁を作り、その背後に土砂を埋込み、載荷重による土圧変化と切りバリの撤去、壁の移動による土圧変化などを計測している。実験の結果によると、壁を水平に支持しているジャッキの一つを撤去すると他のジャッキに負担がかかるが、これら負担量の全部を合計しても撤去したジャッキの荷重よりも小であることがのべられている。切バリの長さや埋もどし砂の広さを考えると、実験装置の大きさは 10 m × 15 m もある。これだけの規模の実験が可能ならば、次第に上層より掘削して壁と切ばりを設置して行くというようなもっと現実に近い実験が今後期待される。

VI. 遠心力装置による自立式矢板岸壁の模型実験 三笠正人, 高田直俊, 藤井昌弘

粘性土の土中に矢板を打込んで作った自立式矢板岸壁の模型実験を遠心力装置を用いて行なったものである。模型と原型とのタワミ角を等しくするための相似条件は $l_m/l_p = I_m/I_p$ である。

この報告は土質実験法または土質計測法という立場から考えても興味がある。えられた結果の一部を示すと、矢板壁背後の裏込めならびに基礎地盤土が超鋭敏な人工粘土の場合には、原型においても直線スベリ面があらわれる。これに反して再圧密粘土ではスベリがあらわれない。後者の再圧密粘土でスベリが発生しない理由について質問があった。これに対して再圧密粘土では、土全体が塑性的に働きスベリ面が見えない。ただこの場合には模型矢板の変位がかなり大になったときをもって、破壊と認定したということが報告者によって説明された。

VII. 地震時土圧と粘塑性土圧の考察 林正夫, 日比野 敏

有限要素法を用いて、タイロッドを有する矢板壁ならびに掘削の進行過程における経時変化を取入れたトンネル土圧の計算の方法とその結果を示している。矢板岸壁では控壁ならびにタイロッドが変位を拘束するために、

矢板壁上部に比較的大きな土圧分布がえられ、土圧合力は物部式で与えられる値よりも大きいことが報告された。要するに入念な計算結果が示されたが、地震力の方向と対応させて、特別な時刻（地震力が海側に向いた瞬間・陸側に向いた瞬間など）における土圧分布形状を示していただくと、実験的に研究している者にとっても、よい指針になる。またトンネルの覆工に作用する土圧については、覆工は地震時に地表よりも大きな土圧を受けるといふ結果がえられた。

この動的土圧の解析は地盤と構造物を弾性連続平面内の有限要素によって表現し、運動方程式の逐次積分で水平と鉛直の動変位（動応力）を求めたのであるが、報告者は正弦入力加速度以外にランダム入力加速度で、応力応答を出している。建築研究所杉村氏よりつぎの質問があった。「矢板壁の剛性が大である場合に土圧分布はどうなるか」。これに対して、「剛性が大になると地震時土圧は大になると思う」、ということが発表者からのべられた。

VIII. 鋼矢板のタワミ性と土圧分布 室 達郎

可トウ性の壁のタワミをまず仮定して、タワミ変形に相当する土のヒズミ量を求めた。このヒズミ量をセン断ヒズミ量とダイレイタンシーによる量に分解して、セン断ヒズミ量に相当するセン断強さを一面セン断試験から求めた。えたる ϕ, δ (ただし $\delta=2/3\phi$) を Coulomb の土圧式に代入して、土圧係数を壁の背面の各点で求めて、タワミに應ずる土圧分布を求める方法を示した。また報告者はタイロッドをもった矢板壁のタワミ量が $H/100, 2H/100$ の2つの場合に主働側の土圧を求める計算例を示した。

農工大田中益弘氏より、一面セン断試験から摩擦抵抗角度を求めるときに、上述したセン断ヒズミ量に相当した場合の摩擦抵抗角をとられるが、セン断試験自体にダイレイタンシーの現象が入っているの、この点をどのように考えるか、という質問があった。これに対して、報告者からつぎのような意味の答があった。壁の背面のタワミから生ずる土のヒズミの計算ではあくまでも体積変化によるヒズミが大きく入っているから、これを取除いたのである。この場合セン断試験でもダイレイタンシー補正を行なって、ダイレイタンシーの強さを取除いたもので、ヒズミに應ずる摩擦抵抗角を求めるのが正しいかどうか筆者もこれについて考えたいと思う。

IX アンカー矢板の設計計算法に対する考察 赤井浩一、大槻英夫

まず報告書は最近 Richart (ASCE, Vol 86, No. SM 1, 1960) によって報告された自由支持矢板、固定支持矢板における最大曲げモーメント、矢板のタワミ量、根入長、タイロッド張力を求める数値解法を示した。こ

の解法は Newmark のハリの数値解法を Richart が矢板に応用したものである。

報告者は矢板に作用する土圧は水圧分布をしないが、土圧合力は Coulomb 土圧と一致するという考えのもとに 2~3 の土圧分布形状を仮定して、上記の数値解法によって曲げモーメントを自由支持法と固定支持法で計算し、Coulomb 土圧を作用させた場合のそれらの値と比較した。結果は Coulomb 土圧を作用させた場合の方が曲げモーメントはいく分大きい値がえられた。

また矢板壁の基礎地盤土の固定度を定義し、普通の矢板壁は固定度が両極端の中間の値を取りうるとして、設計に必要な根入長、タイロッド張力、最大曲げモーメントの相互関係を1つの矢板壁体について固定度をパラメーターとして示した。

タイロッドをもった矢板壁の設計には矢板のタワミ性を考えた土圧分布を採用するのが経済的設計になることを結論とされているが、これにはもっと矢板岸壁で土圧を計測することが先決だと考える。筆者は控壁の変位を含めて、岸壁背後が一様な土圧係数をもった塑性平衡状態に移行しているものとする。経済的設計については軟弱基礎地盤以外ならば、Rowe の方法で曲げモーメント軽減を考慮することが許されよう。報告者は名古屋大学山田氏の質問に答えて、Richart の数値解法の補足説明を行なった。また Coulomb 土圧で計算した場合の壁摩擦角の質問に対して $\delta=0$ と答えた。

一般討議

最後の一般討議は時間が十分になかった。司会者は、今回発表されたものには矢板の曲げヒズミの計測が多く、軸力の計測がなかったが、軸力の計測を行なう必要があるかどうかの議題を提出した。[注 曲げヒズミと軸ヒズミの計測は矢板の表側と裏側にはったヒズミ計の結線を異にして行なう。すなわち、前者では表側、裏側のゲージを相隣れるブリッジの2辺として用い、後者では表側と裏側のゲージを直列に結んで、これをブリッジの1辺として用い、曲げによる抵抗の変化分を消去している。] これに対してヒズミ計を用いる計測では、ゲージの矢板面への取付けに対して完全な保護が必要であり、計測ゲージが全個所で役立ってはいない。したがって曲げヒズミの計測だけで十分と考えられる(第4港建、小蔵氏)という意見があった。また矢板壁の設計土圧のために、あるいはまた、土と矢板が一体ではないという考えのもとに、矢板面に作用する摩擦力の計測が必要だと考えられる。そういう意味から軸力の計測が必要であろうという意見があった。(名古屋大学山田氏、東京大学院生、垂水氏)

つぎに司会者はつぎのような意見をのべて、土圧計の説明をした。今回の発表では主として、曲げモーメント

の分布からこれを図解微分して土圧分布を求めている。周知のように、このようにして求めた土圧分布は矢板の実測曲げモーメント分布を発生させるに必要な荷重分布を求めたことであって、基礎地盤付近より深いところでは矢板壁の両面に作用する土圧分布をあらわしていない。したがって土圧分布を調べるには土圧計と間ゲキ水圧計を用いなければならない。

矢板壁に作用する土圧の計測を困難にしている点の1つは、計器を矢板に取付けてから矢板を地盤に打込まなければならないことである。建造中の矢板岸壁が裏込め土砂テン充型 (fill type) のものであれば、海底面以上の壁の部分に取付ける土圧計は土砂テン充前に潜水夫に取付けてもらうのがよい。前面掘削型の矢板壁、あるいはすべての形式の矢板壁の抵抗土圧を計測する土圧計を設置する場合には、あらかじめ土圧計を矢板に取付けてから、矢板を打込まなければならない。このような場合の土圧計として、間接作動型の土圧計は、ソウ入されている液体またはその他の受圧板の変位拡大装置に矢板打込時の衝撃力が作用するから不適當である。したがって直接作動型の計器を用いなければならないが、このために受圧板の圧縮性を大にしなければならないという土圧計測上の欠陥に落ち入ってしまう。ここで直接作動型の壁面土圧計として使用されている振動弦土圧計がノルウェーの土質研究所の Øien によって矢板用として開発さ

れた¹⁾。土圧計は矢板の縁応力を計測する計器と一緒に図-20 に示した。

この土圧計は受圧板背後に一定の張力をもって張られたピアノ線と部厚い土圧計のケースの内面に間接的に基礎をもった電磁石からなっている。受圧板に垂直に作用する土圧によってピアノ線の張力が鋭敏に変化するような構造になっていて、受圧板に平行に作用する衝撃に対しては張力は影響されない。地上からの指示で電磁石は最初に弦(ピアノ線)に自由振動を与えた後、弦の振動数を地上に伝達するピックアップの役目を果たす。したがって電磁石が衝撃で破壊または断線しないかぎり、土圧計としての機能は完全な状態で果たされる。矢板打込み時の衝撃によってピアノ線の初期張力(土圧をうけないときの張力)はいく分変化したとしても、土圧計の作用圧力に対する指示計のよみを示した直線のコウ配(検定直線のコウ配)は変化しないというのがこの土圧計の特徴である。上述の方法で矢板のヒズミを計測し、矢板の縁応力を求める計器も使用されている。この場合の計器の原理は土圧計とまったく同じであるが、土圧計とことなるのはピアノ線を矢板壁に直接固定するから、計器据付けのために矢板を切りとらないでよいというだけである。この計器の特徴は土圧計で述べたことがそのままあてはまる。曲げモーメントまたは軸力を計測するには矢板の中立軸に対して、対称な位置に計器を2個取付けなければならない。図-20 に土圧計とこの計器の取付位置を示す。長期計測のためには計器自体を完全に防水する以外に計器とコードを入れる管を全部コールタールのようなもので被覆することが必要である。

4. 結 語

最初に筆者は矢板岸壁の現時点における設計法に到達するまでの矢板壁に作用する曲げモーメント軽減と土圧に関する研究を歴史的に述べた。また現時点における設計法を平易に説明した。矢板岸壁については過去にかなり苦勞した研究のあとがあるので、それを土台にするか、さらにその疑問を解決するような研究、あるいはこれと別の独創的研究がのぞまれる。他の埋設管、土留壁の研究については上述の矢板岸壁の研究の歴史が参考になろう。

今回のシンポジウムに発表されたものは、現場計測、大型実験、土圧ならびに設計のための解析を含めて、みなかなり苦勞の多い研究である。したがって今後の完成が期待される。

参 考 文 献

- 1) Stroyer J.P.R.N.: "Earth Pressure on Flexible Walls", Jour. of Inst. Civil Engrs., Vol. 1 pp. 94~139, 1935.
- 2) Tschebotarioff G.P.: Soil Mechanics, Foundations,

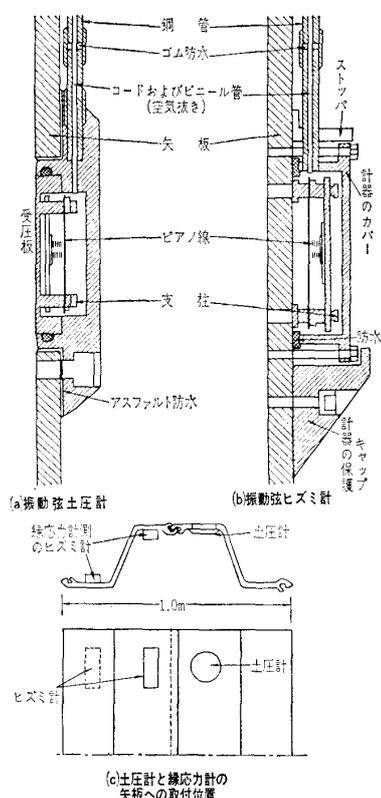


図-20 ノルウェーの土質研究所で、矢板用に開発した振動弦土圧計と矢板の縁応力を計測する計器および取付け位置

No. 584

- and Earth Structures, p. 247, 1951. 石井靖丸訳：チェボタリオフの土質工学上巻。
- 3) Terzaghi K. : "Large Retaining Wall Tests", Eng. News Record, Vol. 112, pp. 136~140, 1934.
 - 4) Jansson H., A. Wickert and A. Rinkert : "Earth Pressure against Retaining Walls", Proc. 2nd Int. Conf. SMFE, Vol. II, 1949.
 - 5) Terzaghi K. : Theoretical Soil Mechanics, 1943.
 - 6) Brown B. : "Upon the Deflection and Strength of Anchored Bulkheads", Proc. 2nd Int. Conf. SMFE, Vol. II, 1949.
 - 7) Tschebotarioff G.P. : "Large Scale Model Earth Pressure Tests on Flexible Bulkheads", Trans. ASCE, Vol. 114, 1949.
 - 8) Terzaghi K. : "Anchored Bulkheads", Trans. ASCE, Vol. 119, 1954.
 - 9) Rowe P.W. : "Anchored Sheet Pile Walls", Proc. Inst. Civ. Engrs, Vol. 1, Part I Jan. 1952.
 - 10) Rowe P.W. : "A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet-Pile Walls", Proc. Inst. Civ. Engrs, Vol. 4, Part 1, Jan. 1955.
 - 11) Rowe P.W. : "Sheet-Pile Walls in Clay", Proc. Inst. Civ. Eng. Vol. 7, Part 1, July 1957.
 - 12) Rowe P.W. "A Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Applications to Earth Pressure at Rest and Moving Walls", Geotechnique, Vol. 14, 1954.
 - 13) Rowe P.W. : Correspondence on a Paper Published in Proc. Part 1, Jan. 1952, "Anchored Sheet-Pile Walls" by P.W. Rowe, Proc. Inst. Civ. Engrs. Vol. 1, Part 1, Sept. 1952.
 - 14) Lateral Earth Pressures on Flexible Retaining Walls, A Symposium, Transactions of ASCE, Vol. 114, pp. 410~528, 1949.
 - 15) Krey H. : Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 1926.
 - 16) Øien, K. : "An Earth Pressure Cell for Use on Sheet Piles : Oslo Subway", Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, Vol. II, 1958.
- (原稿受付, 1970.2.3)

新刊書紹介

「繫船岸設計の要点と計算例」

運輸省港湾技術研究所
設計基準部長
北村浩行編

本書は全国的に比較的多く用いられているけい船岸の代表的な形式を選び、その設計の要点と計算の具体的な例を解説したもので、重力式けい船岸ではブロック式とケーソン式、矢板式けい船岸では控え工を有する通常の鋼矢板式、セル式けい船岸では鋼矢板セル式、横さん橋では直ぐい式と斜め組ぐい式の6種類の構造様式について述べている。

本書の特色としては、まず最新の設計法である「港湾構造物設計基準」(日本港湾協会)に準拠したこと、つぎに設計条件の与え方から設計図に至る一貫した設計計算例を示していることなどであり、この点設計の実務者にとって他の類書にみられない絶好の参考書となっている。

記載の順序は各章とも、第1節ではその形式について必要な基本的設計計算式などの要点と簡単な解説を述べ、第2節には設計計算例として具体的な設計計算書のスタイルをとって、①設計条件を与え、②基本設計でけい船岸本体の標準断面を決定し、③細部設計では、上部工、部材の配筋、付属設備など細部の設計を行ない、そのあと④設計図および材料数量表をつけるという型をとっている。また、各章に共通する計算式、計算図表、係数表、数値表、標準図などの項目は巻末に「設計の基本資料」としてまとめ、使いやすい形にしている。

目次と各章の執筆者を紹介すればつぎの通りである。

- 第1章 ブロック式けい船岸 (阪本 浩)
 第2章 ケーソン式けい船岸 (飯島昭美)
 第3章 矢板式けい船岸 (片山猛雄)
 第4章 鋼矢板セル式けい船岸 (富田 勇)
 第5章 直ぐい式横さん橋 (御巫清泰)
 第6章 斜め組ぐい式横さん橋 (浅田忠則)
 設計の基本資料 (1.~17) (共同)

A 5 判上製カバー付 380 ページ
 解説図 200, 設計図 50 枚収録 3,400 円)
 鹿島研究所出版会