

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 565 Sept. 1986

半円形構造護岸に作用する土圧について

春 日 井 康 夫
高 橋 邦 夫

運輸省港湾技術研究所



Earth Pressure Acting on Arch-shaped Sea Wall

Yasuo KASUGAI*

Kunio TAKAHASHI**

Synopsis

A new type of sea wall with an arch member of concrete has been developed and is called as an arch-shaped sea wall. The arch-shaped sea wall is applicable to the deep sea area. The vertical component of earth pressure or wave force acting on the arch-shaped part of structure increases contact pressure between the bottom of structure and the foundation soil. Then the stability of the wall against sliding will increase. Therefore, the weight of structure can be minimized.

The calculation method for the earth pressure acting on arch-shaped sea wall has not yet well established. Especially, when the wave force acts on the sea wall, the earth pressure will become larger than the active earth pressure. This study is aiming to establish appropriate design consideration on the earth pressure.

Therefore, the earth pressures acting on the arch-shaped sea wall are evaluated with several kinds of calculation methods, (Coulomb's method, the method of technical standards for port and harbor facilities, FEM, etc.).

The major findings of this study are as follows:

1. The method in which Rankine's earth pressure and Coulomb's earth pressure are combined is most useful to calculate the active earth pressure in ordinary condition.
2. There are two methods to calculate the earth pressure during earthquakes. One is Coulomb's method and the other is the method of technical standards. The differences of the results obtained by the two methods are slight. Therefore, it is better to use the method of technical standards for its convenience.
3. When the wave makes contact with a sea wall, the earth pressure changes widely. In this condition, both the wave force and the earth pressure change should be taken into consideration for calculation of the stress induced in the concrete members and the stability of the structure.
4. The local deformation in the concrete members does not cause significant change in the earth pressure.

* Member of Foundations Laboratory, Soils Division

** Chief of Foundations Laboratory, Soils Division

半円形構造護岸に作用する土圧について

春日井康夫*

高橋 邦夫**

要 旨

半円形構造護岸とは、堤体の主要部分が半円形のコンクリート版による壁体と上部壁体から構成される護岸である。この構造は、半円形本体に作用する土圧や波圧の鉛直成分を利用することによって、従来の重力式構造物に比べ堤体重量を大幅に軽減できるなどの利点を有する構造で、特に大水深域に対して有利な新しい構造様式である。

本資料は、大水深における半円形構造護岸の設計の基礎資料を得るために、構造物に作用する土圧を考察したものである。従来のケーソン方式の構造物では曳航時の水圧により部材断面が決定されている。それに対して半円形構造護岸では、施工方法の違いから土圧により部材断面が決定される場合が生じてくると予想される。そのため、構造物に作用する土圧として、主働土圧だけでなく最大波作用時および引き波時についても考慮する必要がある。

主要な結論を述べると次のようである。

- (1) 常時の主働土圧を求める方法としては、裏込めの一部を構造物と一体に考えるランキン土圧とクーロン土圧の併用法が妥当である。
- (2) 地震時の主働土圧を求める方法としては、試行くさびを用いた図式的な計算によるクーロンの方法と港湾の施設の技術上の基準・同解説に示されている土圧計算式の方法を曲面壁体に適用した場合について比較検討した。両方法とも結果の差はわずかしくなく、計算の容易な後者のほうを使用すれば十分である。
- (3) FEM計算によれば、波の作用により裏込め土圧は大きく変化する。したがって、土圧の変化と波力(押し波および引き波)の両者を考慮して、構造物全体の安定および部材の断面の検討をする必要があると言える。
- (4) 構造物の部材のたわみによる土圧再配分が土圧分布に及ぼす影響は小さく、通常の設計において考慮する必要のないことが明らかにされた。

1. まえがき

国土空間の乏しいわが国においては、近年限られた浅海域だけでなく、外海の沖合空間を利用の対象とする沖合人工島構想が進められている。しかし、沖合空間の利用においては、構造物の建設地点の水深が増大し、従来の設計・施工技術では対応できない種々の問題がある。これらの問題を解決するため、施工能力の検討や新構造護岸の開発などを進める必要がある。こうした中で大水深域に対して有利な新しい構造として、半円形構造護岸

がある。この構造は、図-1に示すように堤体の主要部分が半円形のコンクリート版による壁体と上部壁体から構成され、半円形本体に作用する土圧や波圧の鉛直成分を利用することによって、従来の重力式構造物に比べ堤体重量を大幅に軽減できるなどの利点を有する。しかしながら、このような急激な折れ曲がり部や曲率部を有する特殊な構造に作用する波圧や土圧などについては不明な点が多く、堤体安定の検討とともに部材強度の検討のため種々の荷重状態を把握しておく必要がある。波力および部材の解析についてはすでにそれぞれ報告されてい

* 土質部 基礎工研究室

** 土質部 基礎工研究室長

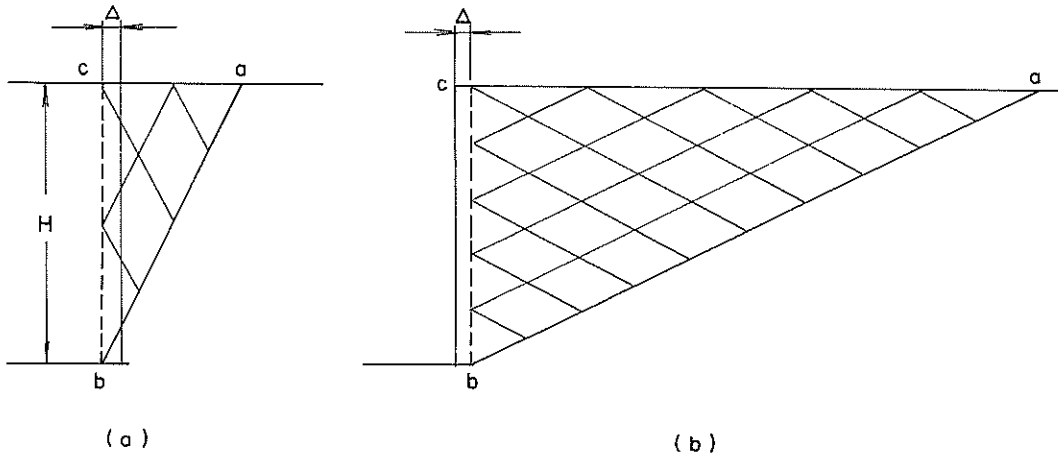


図-3 平行移動⁽¹⁾

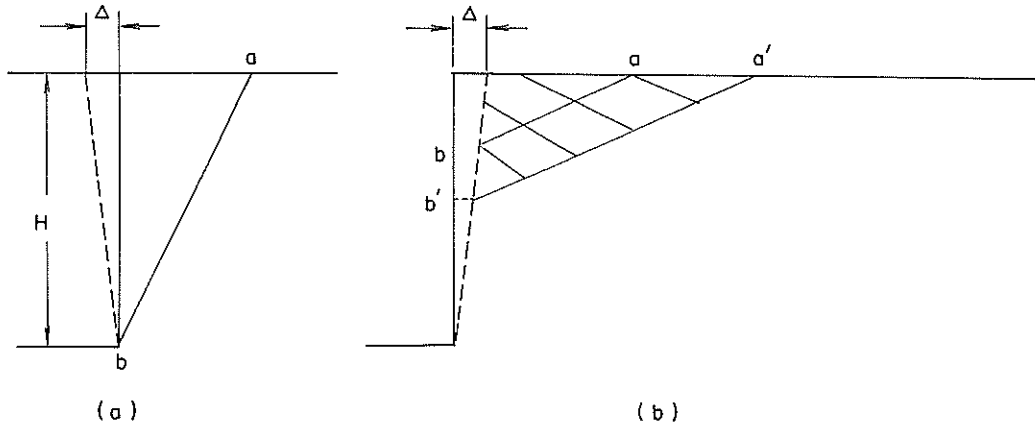


図-4 下端を中心とする回転移動⁽¹⁾

うに提示している。また、Lambe など⁵⁾は裏込めが主働状態や受働状態になるのに必要なひずみ量をゆる詰め砂と密詰め砂に対して実験的に求め表-2のように与えている。これらの結果から、裏込めが主働状態や受働状態になるのに必要な変位としては、主働状態の場合は、壁高の $(10^{-3} \sim 5 \times 10^{-3})$ 倍程度、受働状態の場合は、壁高の $(2 \times 10^{-2} \sim 1.5 \times 10^{-1})$ 倍程度の変位と推定される。このように主働状態に土が達するまでの壁体の変位は、受働状態と比べてかなり小さい値で十分といえる。

このことは、港湾構造物に作用する土圧についても同様である。普通の岸壁は橋梁などの変位を極端におさえる必要のある構造物と違って、特に大きな変位でなければ多少の移動は許されている。そのため静止土圧が作用

する場合はほとんどなく、容易に主働側に土圧は移るといえることができるのである。これらのことから半円形構造護岸の常時の土圧は、構造物が変位を許されない場合以外は静止状態と主働状態の間か、または主働状態にあると考えてよい。また技術基準では、係船岸に作用する土圧を一般に主働土圧で考えるというのも、構造物が容易に主働状態に移動することから導き出されたものと思われる。

半円形構造護岸においては、曲率壁部に作用する土圧を計算する必要がある。そのための計算手法として、まず静止土圧については曲率壁部を有する構造物であるトンネルや暗きょの土圧算定法があげられる。また、主働土圧を計算する手法としては試行さびを用いた図式的

表-1 壁体の移動の形式による塑性化に必要な変位⁴⁾

	状態	壁変位の種類	必要な変位量
砂	主働	平行	0.001 H
		回転	0.001 H
砂	受働	平行	0.05 H
		回転	0.1 H
粘土	主働	平行	0.004 H
		回転	0.004 H
粘土	受働		—

表-2 裏込めの状態による塑性化に必要なひずみ量⁵⁾

	状態	裏込めの状態	必要なひずみ量
砂	主働	密詰め	0.5 %
		ゆる詰め	0.5 %
砂	受働	密詰め	2 %
		ゆる詰め	15 %

な計算によるクーロンの方法（以下、クーロンの方法と称する）、港湾の施設の技術上の基準・同解説の設計条件に示されている土圧計算式の方法（以下、技術基準の方法と称する）、港湾の施設の技術上の基準・同解説（技術基準）に示されている重力式係船岸の設計における土圧算定法とランキン土圧とクーロン土圧の併用法などがあげられる。

2.2 Terzaghi 理論による方法⁶⁾

Terzaghi はトンネルに作用する土圧として土のアーチング効果を図-5 に示すように考え、トンネルにゆるみ高さに対する土圧が作用するものと考えた。このゆるみ高さは以下の式で与えられる。

$$H_E = \frac{B_1(1 - c/B_1 \cdot \gamma)}{K_0 \cdot \tan \phi'} (1 - e^{-K_0 \tan \phi' H/B_1}) + \frac{P_0}{\gamma} e^{-K_0 \tan \phi' H/B_1} \quad (1)$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot\left[\frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)\right]$$

- ここに、
 H_E : 土のゆるみ高さ
 K_0 : 水平土圧と鉛直土圧の比（通常トンネルを考える場合には $K_0 = 1$ ）
 ϕ' : 土の内部摩擦角
 P_0 : 上載荷重
 γ : 土の単位体積重量

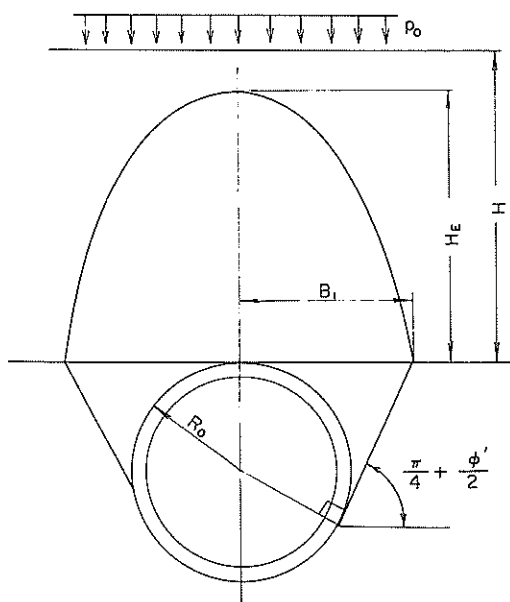
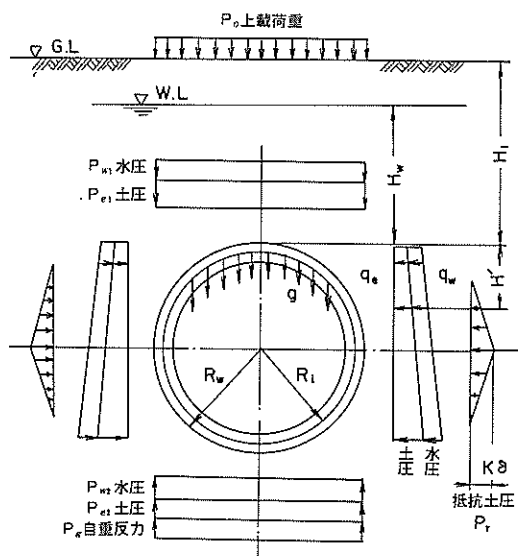


図-5 シールドトンネルで考える緩み高さ⁶⁾



- R_0 : 外周半径 R_1 : 図心半径
 λ : 水平土圧係数 γ' : 土の水中単位体積重量
 $q_s = \lambda (P_{e1} + H' \gamma')$, $P_r = K_0 \delta$, $P_g = \pi g$

図-6 シールドトンネルに作用する外力⁶⁾

c : 土の粘着力
 R_0 : 外周半径
 ゆるみ土圧は (1) 式より算出したゆるみ高さに土の単

位体積重量を乗じたものとして与えられる。

Terzaghi理論を利用したシールドトンネルの土圧算定法(図-6参照)は次のとおりである。図-6では、トンネルに作用する土圧としては水平土圧 q_e 、抵抗土圧 P_r と鉛直土圧 P_v を求める。また、鉛直土圧は砂質土で土のアーチング効果を考慮して緩み土圧(1)式による)をとり、粘性土では全土かぶり重量をとるのが一般的である。ただし砂質土で土かぶりが浅い場合(土かぶりがセグメント外径の2倍以下の場合)には、全土かぶり重量とする。土圧の算定にあたっては、一般的に砂質土では土圧と水圧を分離し、粘性土では土圧と水圧を分離しないことが多い。したがって、一般に良好な裏込め材を使用する港湾構造物は砂質土の考え方を適用する。

2.3 Marston-Spanglerの理論による方法⁷⁾

一般に暗きょは設置の仕方によって、溝型(ditch condition)と突出型(projection condition)とに分かれる。溝型とは、図-7(a)のように乱されない土の中に掘られた狭い溝の中に完全に埋め込まれたものをいい、突出型とは図-7(b)のように暗きょの頂部が原

地盤から盛土内に突出するように設置したものをいう。図-7から分かるように溝型設置の場合は暗きょ上方の埋め戻し材が下方へ沈下しようとするため、溝の壁面に沿って上向きの摩擦力が働き、暗きょに加わる鉛直土圧は土かぶり重量よりも小さくなる。これを溝型状態の土圧という。突出型の場合は溝型の場合とは反対に、暗きょの上の土の沈下が暗きょによって妨げられ、側方の土の沈下より小さくなる。このため、暗きょの上の土塊には暗きょの左右両端を通る鉛直面に沿って下向きの摩擦力が働き、暗きょに加わる鉛直土圧は土かぶり重量より大きくなる。これを突出型状態の土圧という。

以上のように、暗きょに働く鉛直土圧は暗きょと暗きょ周辺の土の相対的な変位関係により、溝型暗きょの場合の土圧と突出型暗きょの場合の土圧とに分かれる。ただし、これは鉛直方向への全体変位のみを問題とした場合である。

道路の設計要領に示されている暗きょの土圧算定法を参考とする。この方法では、構造物に働く土圧として鉛直土圧のみを考え、突出型の状態のときは次に示す(2)

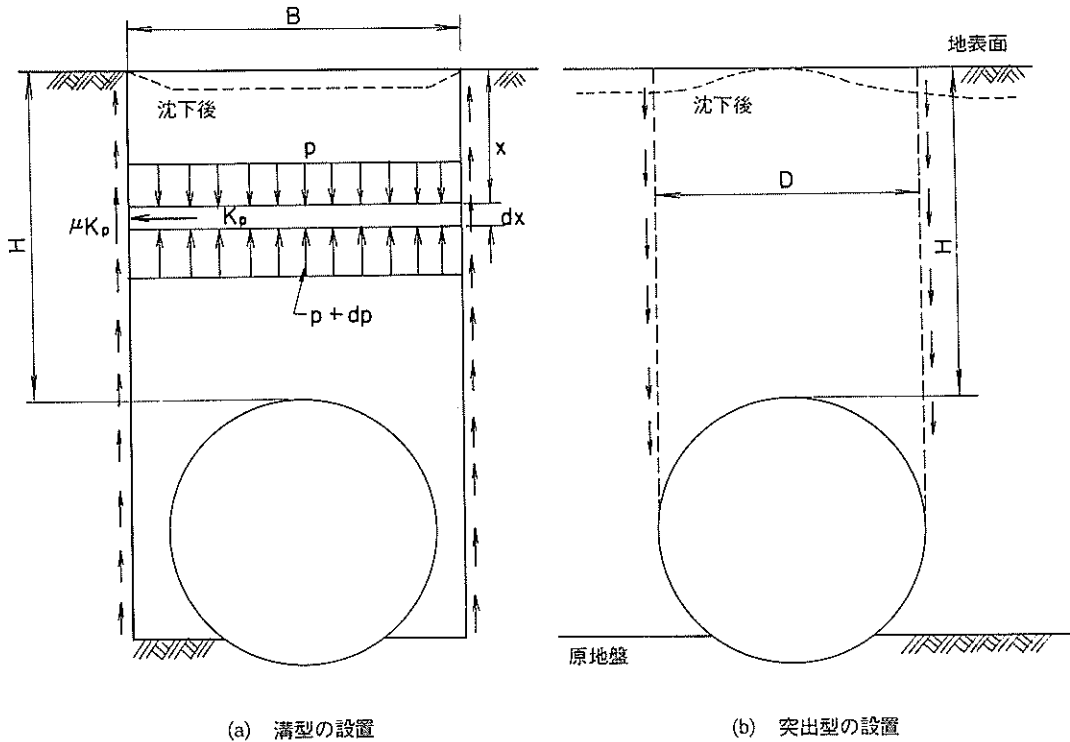


図-7 暗きょの設置方法⁷⁾

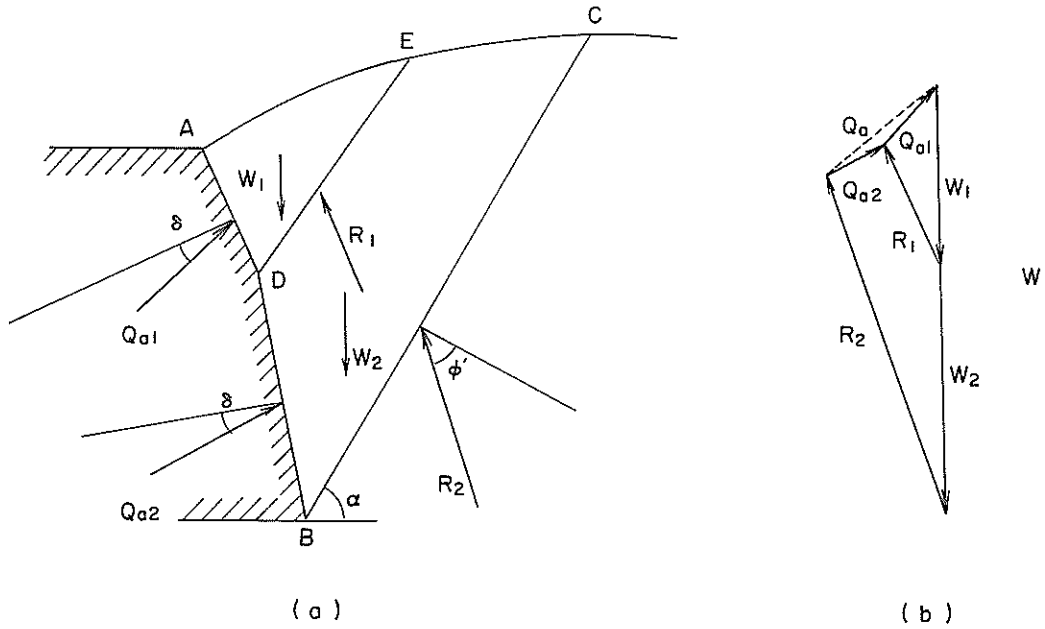


図-8 壁土圧を求めるクーロンの方法(常時)

式によってこれを求める。

$$p_v = \frac{e^{2K\mu(H/D)} - 1}{2K\mu} r D \quad (2)$$

溝型状態のときは土かぶり圧重量がかかるものとして計算することになる。

2.4 クーロンの方法⁸⁾

本方法は、試行くさびを用いてクーロン土圧を算定する図式的な計算法である。計算方法は次のようになる。

図-8に示す擁壁を考えた場合、まずAD面に働くクーロンの主働土圧 Q_{a1} を求める。このときのすべり線はDEである。またこのときの力のベクトルは図-8(b)の W_1, R_1, Q_{a1} となる。次に下端Bを通る仮想すべり線BCで囲まれる土くさびEDBCの重量を W_2 、BC面での反力を R_2 、DB面での壁反力を Q_{a2} として Q_{a1} とともに力の多角形を作る。 W_2 はすべり線の角度を決めれば既知であり、 R_2, Q_{a2} は方向がわかっているの、図式的に Q_{a2} が求められる。ただし、BC方向を変化させて Q_{a1}, Q_{a2} のベクトル和 Q_a の大きさが最大となる場合を探す必要がある。この方法を用いれば、壁面の角度が変わっても、また土質条件が土層によって変化しても、クーロンの主働土圧が正確に求まるわけである。

クーロンの主働土圧の算定においては、 R, W, Q_a を

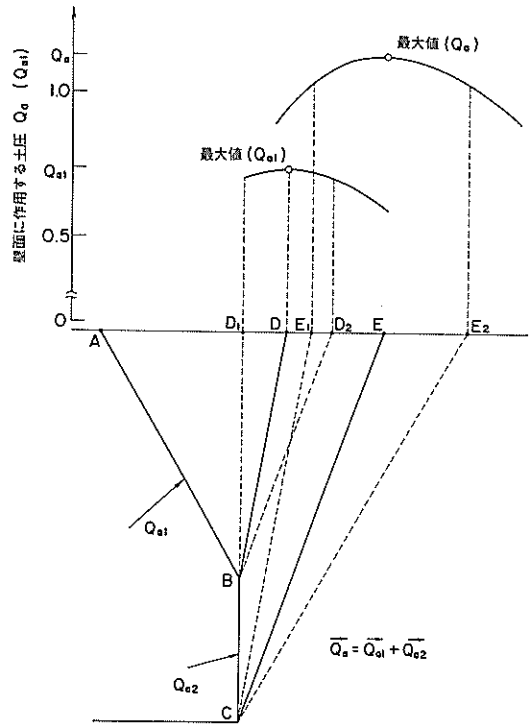


図-9 折れ線擁壁に作用するクーロンの方法による主働土圧

使って、今にも大きくすべり出そうとする極限の釣合状態を考えている。この方法を図-9に示す壁面ABCに適用する。AB面に作用する主働土圧 Q_{a1} はすべり線BDをBD₁やBD₂のように変化させたときの最大値として算定する。この土圧 Q_{a1} を用いて図-8のように連力図を考え、すべり線CEをいろいろな角度で考えたときに作用する Q_a の最大値が、壁面ABCに作用する主働土圧になるわけである。これはlimit analysisにおけるいわゆる上界定理に相当し、裏込めが自然にすべり落ちるときにもっとも大きな土圧を与えるようにすべると考えればよい。⁹⁾

2.5 技術基準の方法¹⁾

本方法は港湾の施設の技術上の基準・同解説の設計条件に示されている土圧計算の方法であるので式についての説明は省略し、その考え方を説明する。

図-9と同じ壁面に技術基準の方法を適用すると図-10のようになる。ここで土圧 Q_{a1} は、2.3のクーロンの方法と同じ値となり、土圧 Q_{a2} は、地盤を均一と考えた場合に壁面BCがGCのように裏込め天端面まで延びている壁に作用する土圧合力の一部（つまり、壁BCに作用している部分）と考えるのである。この考え方による

と、壁AB、BCそれぞれで別々に土圧を計算し、壁全体に作用する土圧が上限値になる場合を求めないため、結果として近似値を計算する。つまり、技術基準の方法で求める主働土圧は、各壁面に作用するそれぞれの主働土圧の合力を求めているため、全体での極限状態を考えるクーロンの方法と比べて大きめの値となる。しかし、技術基準による計算は簡便な方法であり、いろいろな形状の壁面にも容易に適用できる利点がある。

2.6 重力式係船岸の設計における土圧算定法¹⁾

本方法は港湾の施設の技術上の基準・同解説の重力式係船岸の設計で用いる土圧算定方式である。この方法では土圧が作用すると考える仮想壁面を、図-11の1点鎖線で示すような構造物後し（趾）を通る鉛直面として設定し、その仮想壁面には壁面摩擦角で15°の主働土圧が作用すると考えるものである。

2.7 ランキン土圧とクーロン土圧の併用法

図-12に示すような一般的なL型擁壁に作用する土圧を計算する方法としては、ランキンの土圧算定法が用いられている。この方法では、裏込め中にランキンの主働状態となった塑性域を考える。そして、擁壁の後し（趾）を通る鉛直壁面がそのランキン領域中に存在する主応力

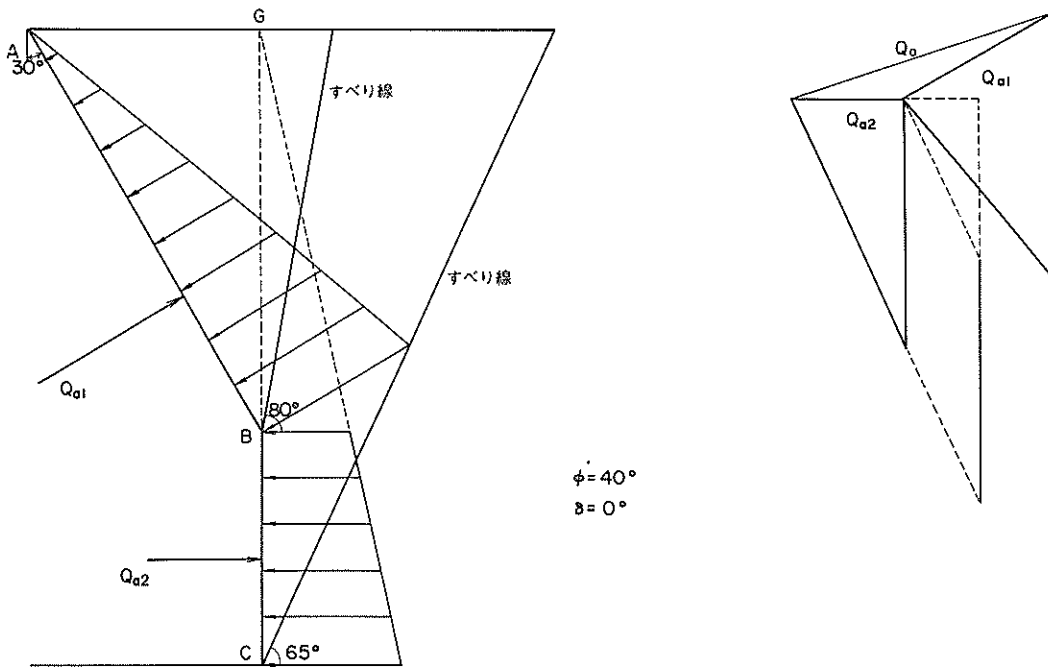


図-10 折れ線擁壁に作用する技術基準の方法による主働土圧

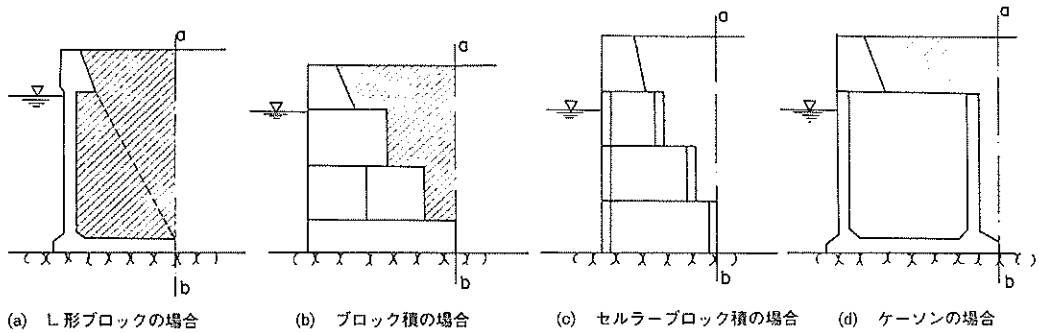


図-11 重力式係船岸の壁体のとり方¹⁰⁾

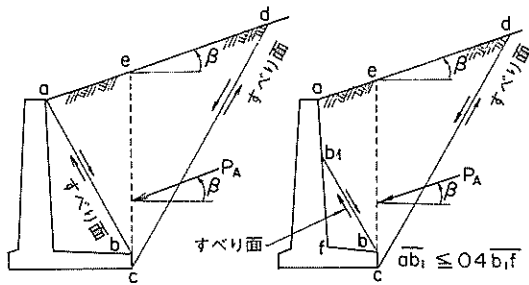


図-12 ランキン土圧を利用したL型擁壁の設計法

面に一致するとして、その鉛直壁面にランキン土圧が作用すると考えるのである。この方法は、L型擁壁のような急激な折れ曲がりのある壁面に作用する主動土圧を算定する上で有効な方法である。そこで、半円形構造物のように曲率部のある壁面が存在する上に折れ曲がりがある場合には、このL型擁壁の考え方を応用することにより、ランキン土圧とクーロン土圧を求める方法を併用して、お互いの長所を利用する方法が可能である。

3. 半円形構造物への適用

3.1 静止土圧

半円形構造物に作用する静止土圧については、Terzaghi理論による方法とMarston-Spanglerの理論による方法を用いて計算した。

(1) Terzaghi理論による土圧

2.2で示したTerzaghi理論を利用したシールドトンネルの土圧算定法を使って、図-1に示される半円形構造物の曲率壁部に作用する土圧を計算する。ただし、図に示すところの抵抗土圧はリングのたわみに応じて発生するため、たわみよりも構造物全体の変位のほうが大きいと想定される半円形構造物に適用する場合には求める必

要がない。鉛直土圧は、図-1では地表面から半円形本体頂部までの深さが7mであり、構造物本体の外径30mと比べて2倍という条件以下であり、土かぶりがない場合に相当する。したがってこの場合は全土かぶりが半円形構造物本体にかかっていると考える。また、水平土圧は鉛直土圧にシールドトンネルの設計で使われる水平土圧係数 λ を乗じたものであり、この関係は(3)式によって表される。

$$\text{水平土圧} \quad p_h = \lambda \cdot p_v \quad (3)$$

p_v : 鉛直土圧

λ : 水平土圧係数(表-3参照)

ここでは、半円形構造物に作用する水圧を、地下水面が海面と同じと仮定し残留水圧を考慮しない。また水平土圧係数は、表-3を参考とし裏込めをゆるい砂質土と考えると $\lambda = 0.5$ 程度¹²⁾と仮定できる。ただし、ここで使う λ は一般的にいう静止土圧係数 K_0 と結果的に同じ意味を持つことになる。水平土圧は図-1に示す構造物に以下の式の値が作用する。

表-3 国鉄によるシールドトンネルの設計に用いる水平土圧係数(λ)¹²⁾

土の種類	λ
① 締まった砂質土	0.45 ~ 0.55
② 硬い粘性土	
③ 中くらいの粘性土	
④ ゆるい砂質土	0.55 ~ 0.60
⑤ 軟らかい粘性土	0.55 ~ 0.65
⑥ 非常に軟らかい粘性土	0.65 ~ 0.75

表-4 静止土圧 (単位 tf/m)

	Terzaghi理論	Marston-Spangler理論	
		突出型	溝型
鉛直土圧合力	156.87	164.47	156.87
水平土圧合力	263.25	263.25	263.25

$$p_h = 0.9 H \quad (\text{tf/m}^2) \quad 0 \text{ m} \leq H < 5 \text{ m}$$

$$p_h = 0.5 H + 2.0 \quad (\text{tf/m}^2) \quad 5 \text{ m} \leq H \leq 29 \text{ m}$$

H は地表面からの深さ

と表される。以上の考え方で半円形構造物にかかる土圧の合計を計算すると、表-4 のようになる。

(2) Marston-Spangler の理論による土圧

Marston-Spangler の理論を利用した剛性パイプ暗きょに対する土圧算定法を半円形構造物に適用する。半円形構造護岸が建設される場所は一般的に軟弱なため、裏込めのすぐそばに基岩が存在する場合は少ない。したがって、溝型のような埋め戻し状態にならず、ほとんどが突出型の状態となる。

突出型状態での鉛直土圧について先に示した(2)式で計算する。Marston は、(2)式で K は主働土圧係数に等しく、 μ は内部摩擦係数 $\tan \phi'$ に等しいかまたはそれより小さいと考えると実験値とよく一致すると報告している。そこで $\phi' = 40^\circ$ としてランキンの主働土圧係数の式から

$$K = \tan^2(\pi/4 - \phi'/2) = 0.2174$$

$$\mu = \tan 40^\circ = 0.8391$$

よって $K\mu = 0.182$ となる。

図-1 から $D=30\text{m}$, H は地表面から深さ 5 m まで $r = 1.8 \text{ tf/m}^3$, 深さ 5 m から 29 m まで $r' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ となり、円形構造物の上載荷重は $p = 1.8 \times 5 + 1.0 \times 2 = 11 \text{ tf/m}^2$ となる。そこで均一な埋め戻しが構造物の上部にあるとして計算すると次のようになる。

$$p_v = \frac{e^{2 \times 0.182 \times 11/30} - 1}{2 \times 0.182} \times 1 \times 30 = 11.76 \text{ tf/m}^2$$

または溝型状態の土圧は

$$p_v = 11 \text{ tf/m}^2$$

となる。ただしこれらの値は円形構造物の円の頂部での土圧の値であり、土かぶりが浅い半円形構造物では、曲率壁部頂部から下の部分の土塊重量は無視するわけにはいかない。そのため構造物全体に作用する鉛直土圧合力

を考える際には、上記計算より求めた土圧合力に土塊重量 46.87 tf/m を加える必要がある。

剛性パイプ暗きょに働く土圧算定法では、一般に水平土圧を考えない。それは、暗きょに働く水平土圧が安全側の設計を与えることが多いので道路の設計要領(剛性パイプ暗きょに働く土圧算定法)では無視するのである。しかしながら、実際は暗きょの断面の剛性が大きく壁が移動しない場合には、静止土圧が作用すると想定できる。静止土圧係数は一般に $0.4 \sim 0.7$ と言われているが、埋め戻し土を入念に締め固めた場合には 1.0 あるいはそれ以上になることもある。以上の考え方で半円形構造物にかかっている土圧の合計を計算すると(静止土圧係数はいちがいに決めることはできないが表-3を参考として(1)のTerzaghi理論による土圧と比較するためにも同じく水平土圧係数を 0.5 とする)先に示した表-4のようになる。

ここで、溝型で求めた土圧合力は、(1)のTerzaghi理論による土圧で求めた値と同じである。この理由は、土かぶりの小さい場合のTerzaghiの方法とMarston-Spanglerの溝型の方法は、両者とも土かぶりそのものを鉛直土圧として計算しているからである。

3.2 常時主働土圧

前述したクーロンの方法、技術基準の方法、重力式係船岸の設計における土圧算定法、ランキン土圧とクーロン土圧の併用法においては、いずれも直線的な壁面に対して土圧を求めている。ここでは、半円形構造物のように曲面を有する壁体に作用する常時土圧を前述の各方法を利用して算定する。各計算法の適用方法と結果を以下に述べる。

(1) クーロンの方法

クーロンの方法を利用するため、半円形構造物全体を図-13(a)に示すように31の折れ線擁壁として分割し、それぞれの分割片に働く常時主働土圧を求めた。計算条件としては、内部摩擦角 $\phi' = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$, 壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$, 土塊の重量を計算するのに必要な単位体積重量を求めるために図-1を参考として、地表面から深さ 5 m まで $r = 1.8 \text{ tf/m}^3$, 深さ 5 m から半円形構造物下端の 29 m まで $r' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ として計算した。また、図-13(a), (b)に $\phi' = 40^\circ, \delta = 0^\circ$ の場合に地盤に生じるすべり線と力の多角形を、図-7と同じ形式で描いた。これによると、すべり線と力の多角形は、壁面の変化によって変化していくことがわかる。

以上の方法で求めた常時の主働土圧合力 Q_v を、図-13(b)で示すように、水平方向の主働土圧合力 $Q_x(P_h)$ と

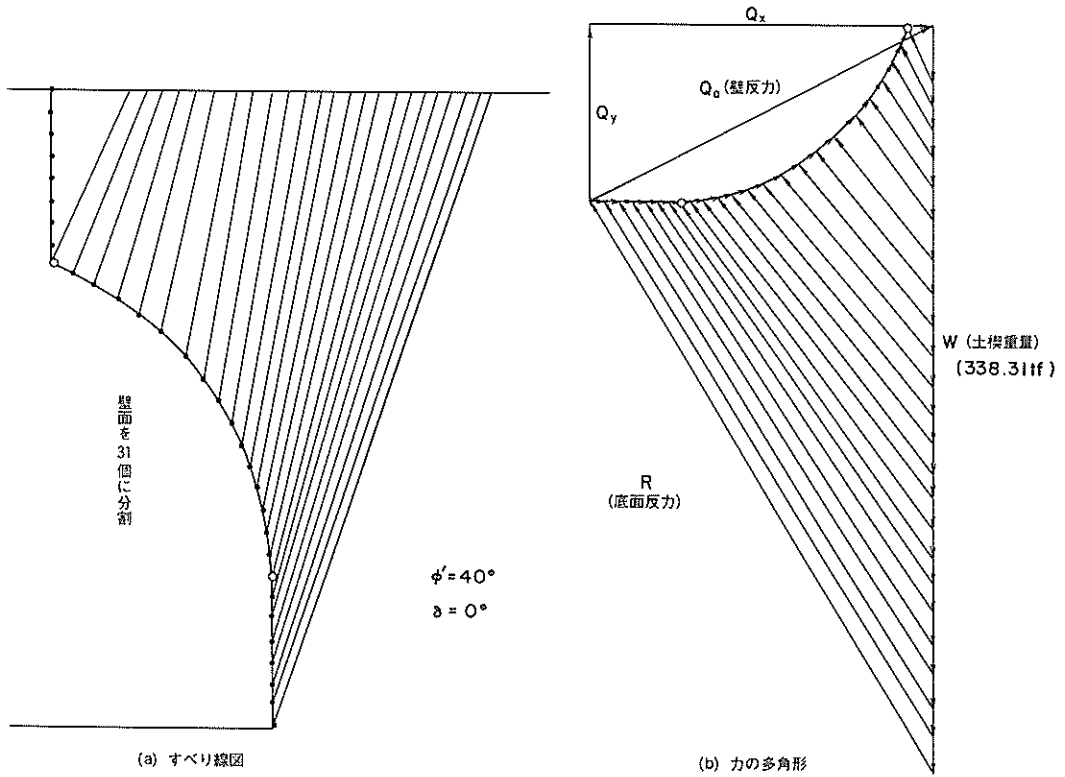


図-13 半円形構造物に作用する常時の主働土圧(クーロンの方法)

鉛直方向の主働土圧合力 $Q_y(P_y)$ に分けて整理図化したものが、図-14である。比較のため内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦 $\delta = 15^\circ$ の場合に半円形構造物に作用する土圧を計算すると表-5となる。

(2) 技術基準の方法

内部摩擦角 $\phi' = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ の各場合について常時主働土圧を求めた。技術基準の方法を適用するにあたっては、図-1の半円形構造物の2箇所の鉛直壁部を1m間隔に、曲率壁部を5°間隔に、合計で29の壁面に分割した。常時の主働土圧合力の計算結果は図-15のとおりである。内

部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ の場合の計算結果を先に示した表-5に示す。

(3) 重力式係船岸の設計における土圧算定法

重力式係船岸の土圧算定法を図-1に示す半円形構造物に適用すると、図-16に示すように構造物後し(趾)を通る鉛直面に作用する土圧を考えることになる。この場合に構造物に作用する土圧は、鉛直面に作用する土圧と、鉛直面と構造物に囲まれる部分の重量の合計となる。内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ の場合の計算結果を先に示した表-5に示す。

(4) ランキン土圧とクーロン土圧の併用法

表-5 常時主働土圧 (tf/m) ($\phi' = 40^\circ, \delta = 15^\circ$)

	クーロンの方法	技術基準の方法	重力式係船岸の設計における土圧算定法	ランキン土圧とクーロン土圧の併用法
鉛直土圧合力	125.07	126.55	181.33	157.1
水平土圧合力	130.17	134.38	98.76	110.7

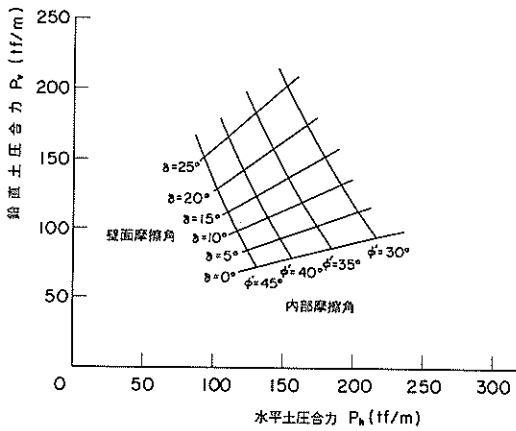


図-14 クーロンの方法による半円形構造物に作用する常時主働土圧合力

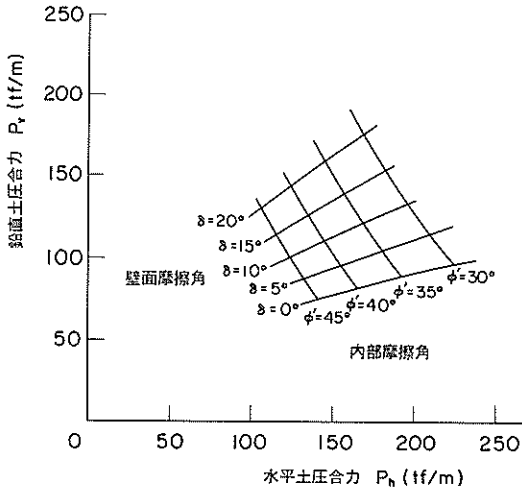


図-15 技術基準の方法による半円形構造物に作用する常時主働土圧

ランキン土圧とクーロン土圧の併用法を半円形構造物に適用した場合を図-17に示す。この方法では、地表面と $45^\circ + \phi/2$ の角度で交わり、半円形構造物の曲率壁面と接するすべり面を考える。そして、その接点を通り地表面と $45^\circ + \phi/2$ で交わるもう一方のすべり面との間をランキン領域と仮定する。その接点を通る鉛直面にランキン土圧が作用すると考え、その接点より下の曲率壁面にはクーロン土圧を適用するのである。表-5に内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ の場合に半円形構造物に作用する土圧の計算結果を示す。

3.3 地震時主働土圧

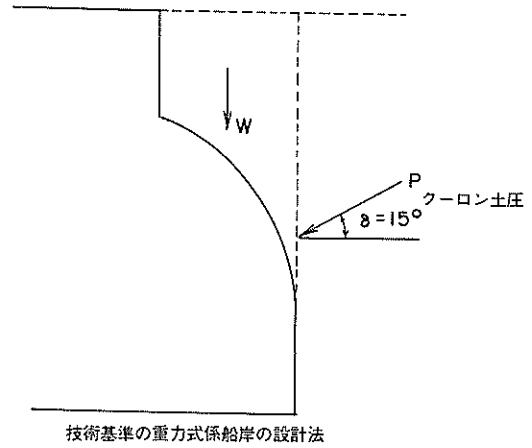


図-16 半円形構造物への重力式係船岸の設計法の適用

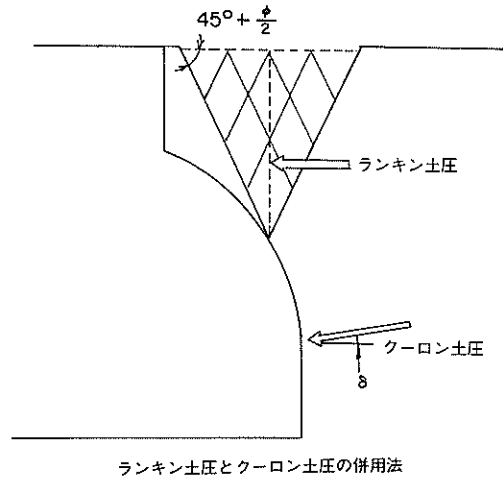


図-17 半円形構造物へのランキン土圧とクーロン土圧の併用法の適用

半円形構造物に作用する地震時主働土圧をクーロンの方法と技術基準の方法により検討した。各計算法の適用方法と結果を以下に述べる。

(1) クーロンの方法

計算条件として、内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ とした。地震力は図-18で示すとおり、土塊重量に水平震度 k を乗じた水平力が作用するとして計算している。この水平震度 k は、地表面から5mまでの不飽和地盤では、震度 $k = 0.0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2$ 、5m以深の飽和している部分では、見掛け震度 $k' = 0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ ($k' = 2k$) の関

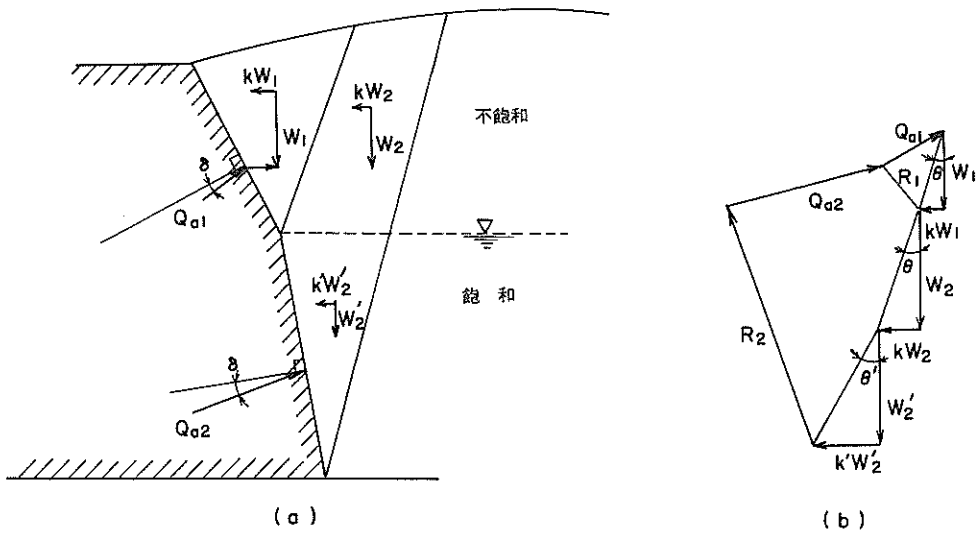


図-18 壁土圧を求めるクーロンの方法（地震時）

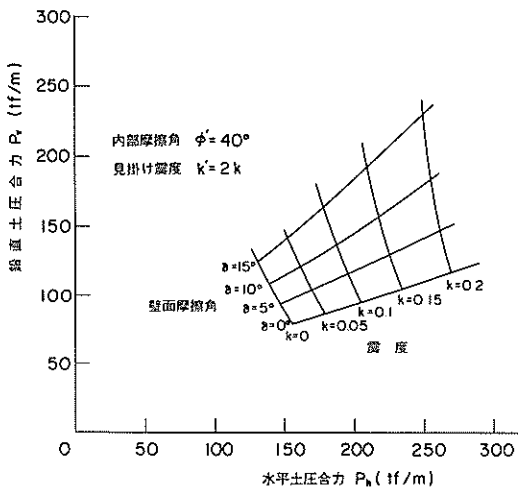


図-19 クーロンの方法による半円形構造物に作用する地震時主働土圧合力

係で作用しているとした。ただし、ここで $k' = 2k$ の関係は、地表面から 5 m までの地下水面上の土の自重の影響を考慮せず、深さに関係なく以下の式で一定の見掛け震度が作用するとしている。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k = \frac{2.0}{2.0 - 1} k = 2k \quad (4)$$

γ : 土の単位体積重量

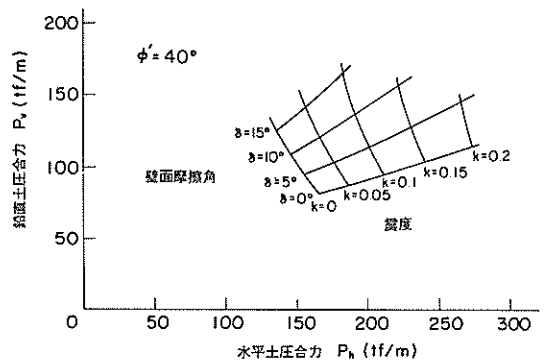


図-20 技術基準の方法による半円形構造物に作用する地震時主働土圧合力

以上の方法で地震時の主働土圧 Q_a を、図-13 (b) で示すように、水平方向の主働土圧合力 $Q_x (P_h)$ と鉛直方向の主働土圧合力 $Q_y (P_v)$ に分けて整理図化したものが図-19 である。この方法により内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ, 15^\circ$ 、震度 $k = 0.2$ の場合に半円形構造物に作用する土圧を計算した結果を表-6 に示す。

(2) 技術基準の方法

計算条件として、内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ 、震度 $k = 0.0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2$ として計算している。ただし、見掛け震度 k' は二建

表-6 地震時主働土圧 (tf/m) ($\phi' = 40^\circ, k = 0.2$)

	クーロンの方法		技術基準の方法
	壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$	$\delta = 0^\circ$
鉛直土圧合力	116.25	229.42	115.11
水平土圧合力	268.71	248.12	273.29

の提案式である (5) 式を用い、壁面より上の土層重量を考慮して計算した。

$$k' = \frac{\sum \gamma h + \gamma_w h_w}{\sum \gamma h} \quad (5)$$

ここに

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³)

γ_w : 海水の単位体積重量 (tf/m³)

h : 土層の厚さ (m)

h_w : 土層の水につかっている深さ (m)

以上の方法で求めた地震時についての土圧合力を表したのが図-20である。ただし、地震時において壁面摩擦角が大きく、震度が大きくなると、崩壊面が水平となす角を求める式の根号内の値がゼロまたは負となるため計算不可能になる。そのような場合については図-20は表示していない。この方法により内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ, \delta = 0^\circ$ 、震度 $k = 0.2$ の場合に半円形構造物に作用する土圧を計算した結果は表-6のようになる。

4. 弾塑性有限要素法による計算¹³⁾

半円形構造物に作用する土圧特性を調べるために、ドラッカー・プラガーの降伏理論¹⁴⁾を使った弾塑性有限要素法を利用した。ドラッカー・プラガーの降伏曲面は図-21に示されるように、モール・クーロンの6角錐の降伏曲面に内接する円錐で表される。

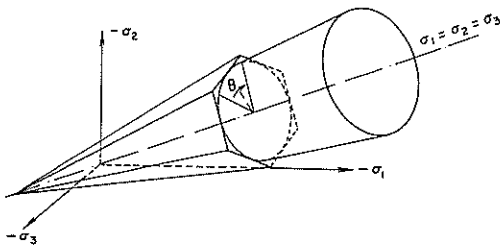
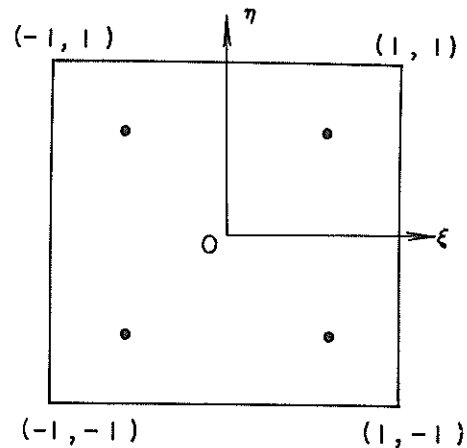


図-21 モール・クーロン曲面とドラッカー・プラガー曲面¹⁴⁾



積分点 ± 0.5774

図-22 Gaussの積分点¹³⁾

4.1 計算方法¹⁶⁾

ここでは8節点アイソパラメトリック要素を用い、平面ひずみ条件で計算した。力学定数としては、弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、弾性係数低減率 μ が必要である。また、自重を考慮する方法として2通り考えられる。1つは、水平方向の土圧係数 K_0 値を仮定し、地表面からの土かぶり合計から求められる鉛直応力 σ_v と、 σ_v に静止土圧係数 K_0 値を乗じて求めた水平応力 $K_0 \sigma_v$ を、図-22に示される Gauss の積分点に初期応力として与える方法 (以下、 K_0 値の仮定の方法と称する) である。いま1つは、図-23のように単位体積重量 γ によって求めた要素の自重 W を8個の節点荷重として配分し、要素の層ごとに段階的に載荷して、初期応力を求める方法 (以下、段階載荷の方法と称する) である。

非線形特性を示す応力とひずみの関係を表す方法として、ここでは増分ひずみ理論を採用している。これはドラッカー・プラガーの降伏理論を用いてFEMの剛性マトリックスを荷重ステップごとに作成するためのものである。

弾性問題におけるフックの法則は増分形で

$$\{d\sigma\} = [D^e] \{d\varepsilon\} \quad (6)$$

$[D^e]$: 弾性一応力ひずみマトリックス

$d\sigma$: 応力増分

$d\varepsilon$: ひずみ増分

と表せるが、塑性変位を含む場合は次の形となる。

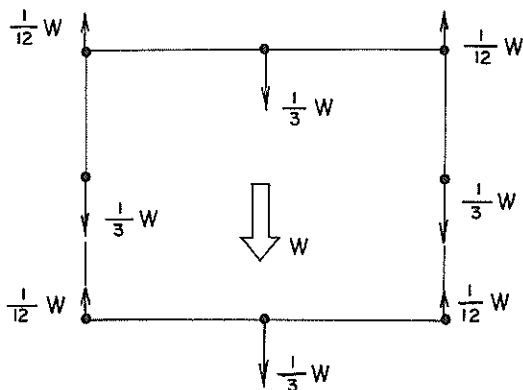


図-23 8節点長方形要素における物体力の節点への配分

$$[d\sigma] = [D^{e,p}][d\varepsilon] \quad (7)$$

$[D^{e,p}]$: 弾塑性一応力ひずみマトリックス

以上2つの式からわかるとおり、増分理論による弾性計算と塑性計算の相違は、弾性応力一ひずみマトリックス $[D^e]$ を、弾塑性応力一ひずみマトリックス $[D^{e,p}]$ に置き換えることである。したがって、弾塑性モデルに対して $[D^{e,p}]$ を定めることが問題となる。この計算で使用したプログラムではドラッカー・プラガーによって提案された降伏条件を用いて、次式の $f(\sigma) > 0$ の場合に降伏していると判定する。

$$f(\sigma) = \alpha(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) + \sqrt{\frac{1}{6}\{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\} + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2} - k = 0 \quad (8)$$

α および k は粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の関数として次式で与えられる。

$$\alpha = \frac{\sin \phi}{\sqrt{9 + 3 \sin^2 \phi}} \quad (9)$$

$$k = \frac{3c \cos \phi}{\sqrt{9 + 3 \sin^2 \phi}}$$

塑性増分理論に従い、平面ひずみ条件下での応力増分 $d\sigma$ は (7) 式から次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_z \\ d\tau_{xy} \\ d\varepsilon_z = 0 \end{Bmatrix} = [D^{e,p}] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\varepsilon_z \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

ここで、

$$[D^{e,p}] = [D^e] - \frac{[D^e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e]}{H' + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \quad (11)$$

上式の右辺第二項は α , k のほかに応力増分の時点での応力状態によって定められる。上式において、 H' は材料の硬化率であり以下の式で表される。

$$H' = (\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}})^2 H_0$$

$$H_0 = \frac{d\sigma}{d\varepsilon^p} = \frac{\mu}{1 - \mu} E \quad (12)$$

ここで、

E : 材料の初期弾性係数

μ : 降伏後の応力一ひずみ曲線の勾配と初期弾性係数の比 (図-24)

以上、式 (11) の定義によって降伏後の塑性マトリックスを作成している。

次に降伏時の計算の手順について説明する。図-25に示すように弾性状態での応力がA点に位置したとする。

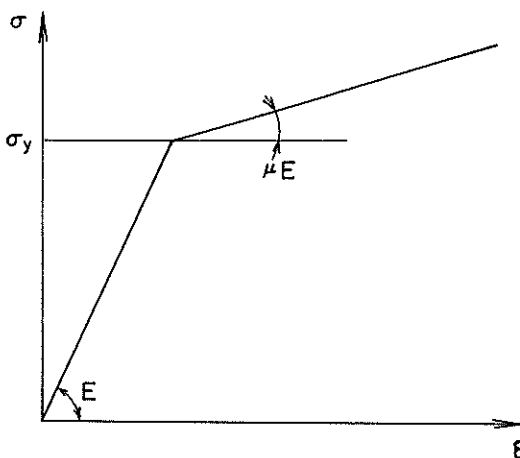


図-24 要素の応力一ひずみ関係¹³⁾

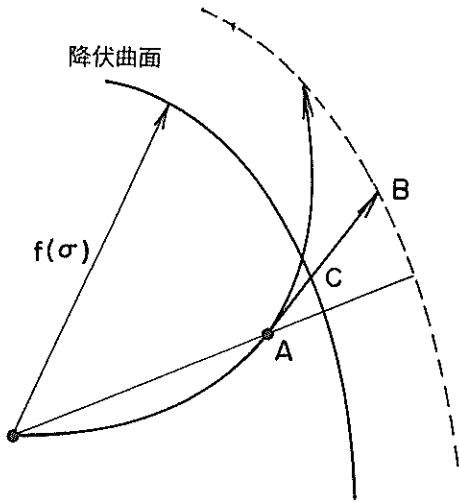


図-25 降伏の判定¹³⁾

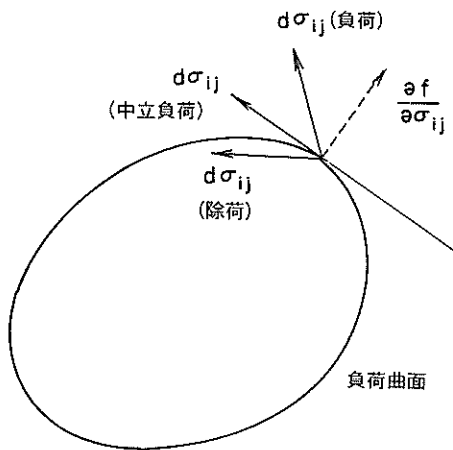


図-26 負荷曲面と負荷、除荷の関係¹⁶⁾

ここでわずかに荷重を増加させたときに、A Bで示される応力増分 $d\sigma$ が生じたとする。この場合弾性から塑性状態へ移行する位置は、A Bが降伏曲面 $f(\sigma)$ と交わる点Cである。そのため要素を降伏させるのに必要な応力増分比 r は、次式で与えられる。

$$r = \frac{AC}{AB} \quad (13)$$

この r によって決まる荷重増分を各要素ごとに求めて要素を順次降伏させていく。その際には、反復計算によ

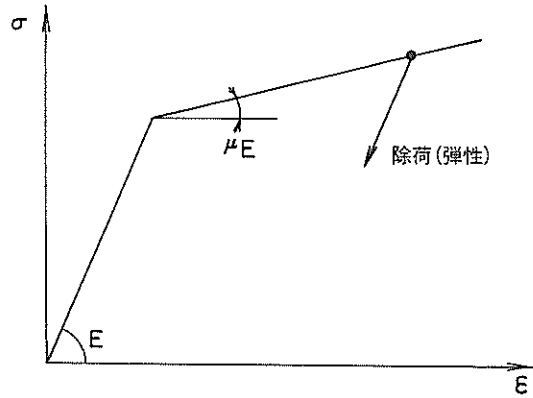


図-27 除荷の規定¹³⁾

って余剰の力の開放が行われる。また要素が降伏した直後に応力径路が急激に曲がることがあり、計算誤差を少なくするために、荷重増分の大きさをできるだけ小さく設定する必要がある。

降伏曲面上において、塑性状態にある要素に応力増分 $d\sigma_{ij}$ が作用するあるステップを考えた場合、 $f = 0$ 、 $df < 0$ の状態であれば、次の瞬間には $f < 0$ となり、応力点は降伏曲面の内部に移行する。(図-26) このことは応力増分ベクトルの方向が降伏曲面上の応力点に引いた接平面の内側に向いていることであり、除荷を表している。この基準は次の式で表される。¹⁶⁾

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0, \quad f = 0 & \quad \text{除荷} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0, \quad f = 0 & \quad \text{中立負荷} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0, \quad f = 0 & \quad \text{負荷} \end{aligned} \right\} (14)$$

本プログラムでは、塑性化している Gauss の積分点で除荷の点が1つでもあれば、除荷の点が増えなくなるまで同じ荷重ステップで反復計算し、弾性に戻すようにしてある。(図-27参照)

4.2 ランキン土圧の計算を用いたプログラムの検証¹⁷⁾

FEM に用いた本プログラムが半円形構造物の土圧特性を調べる上で妥当なものであるかを、鉛直壁に作用するランキンの主働土圧および受働土圧の計算により検討した。計算に用いたモデル地盤は、図-28に示すように平面ひずみ条件下で8節点の四辺形要素に分割している。境界条件としては、底面で水平方向のみ可動、地盤の両側面で鉛直方向のみ可動とし、同図の右側に示した壁体

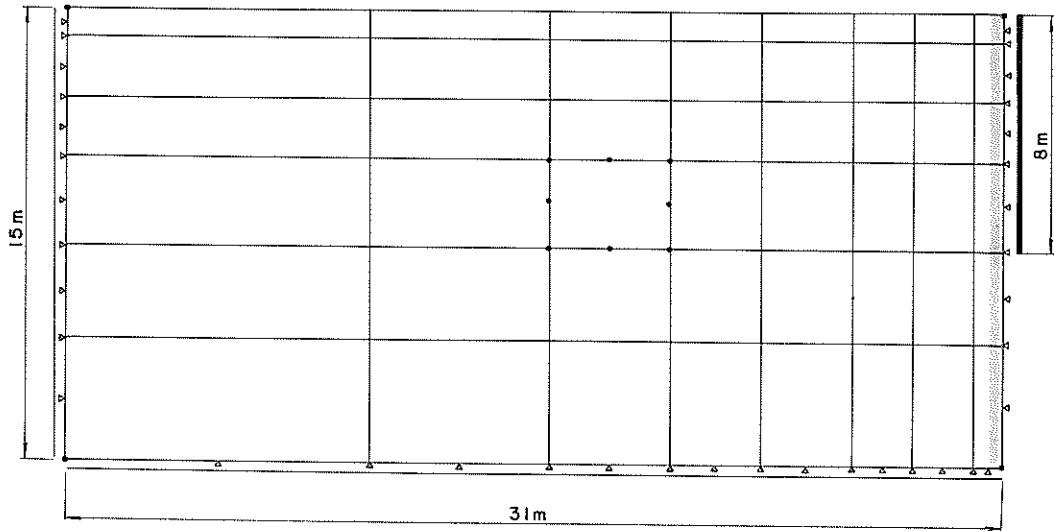


図-28 鉛直壁に作用する土圧の解析に用いたモデル地盤

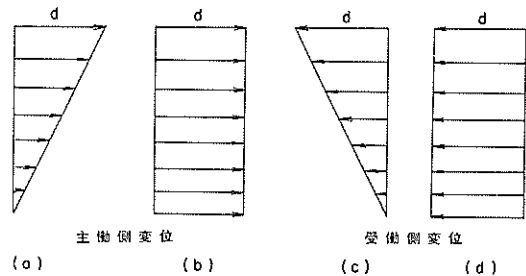
の部分の節点を右方向に強制変位させることにより主働状態を、左方向に強制変位させることにより受働状態を生じさせている。

土質定数としては、表-7に示すものとした。地盤の初期応力状態は、 K_0 値を仮定する方法を用い、単位体積重量 $\gamma = 1.0 \text{ tf/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ として算定した。壁体の変位様式としては、主働状態では図-29(a)、(b)に示す2つの場合、受働状態では図-29(c)、(d)に示す2つの場合を考える。これらの変位はそれぞれ回転または平行移動の形式を考えたもので、壁体の頂部の移動量を d とする。次に上述の4種類の強制変位 d によって生じる鉛直壁近傍の積分点（壁にいちばん近い Gauss の積分点）の地盤応力の水平成分を表したのが、図-30(a)～(d)である。図中には静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ としたときの静止土圧分布と、内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、粘着力 $c = 1.0 \text{ tf/m}^2$ として求めた主働土圧分布、または受働土圧分布が一点鎖線で示されている。

この計算で求めた壁に作用する地盤反力の水平成分の和を各ステップごとに計算し、図化したものが図-31(a)、(b)である。同図より土の主働土圧、受働土圧とも壁体の変位様式の違いにより土圧の変化の仕方も異なり、また最終的な土圧合力の値も異なることがわかる。なおこの図には、同じ条件下でのランキンの主働土圧と受働土圧の合力がそれぞれ一点鎖線で示されている。ここで主働土圧は、平行移動の場合、ランキンの主働土圧にはほぼ収束し、回転の場合もしだいにその値に近づいて

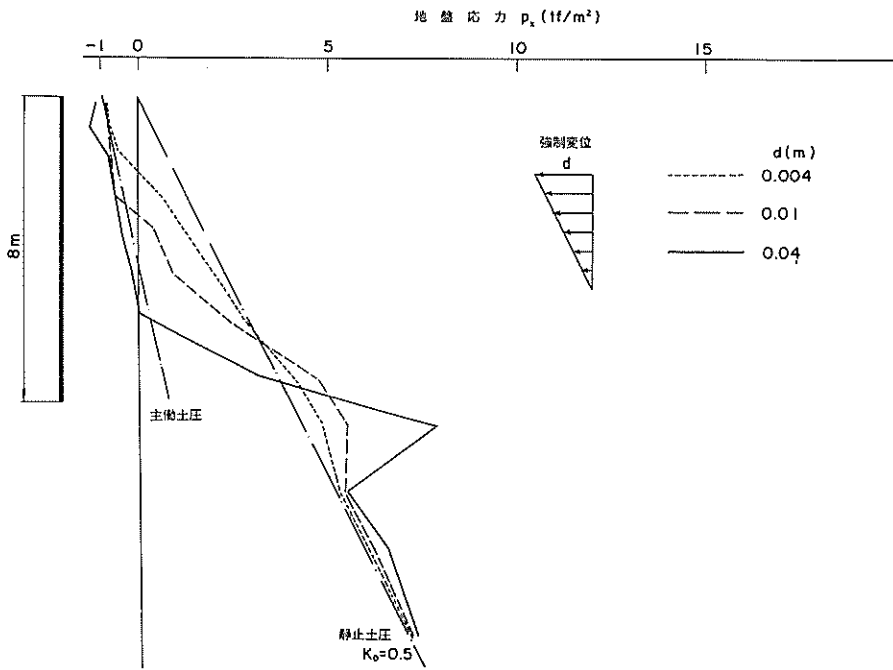
表-7 鉛直壁に作用する土圧の計算に用いた土質定数

弾性係数 E	3000 (tf/m ²)
ポアソン比 ν	0.3
内部摩擦角 ϕ'	40°
粘着力 c	1.0 (tf/m ²)
弾性係数低減率 μ	0.0001

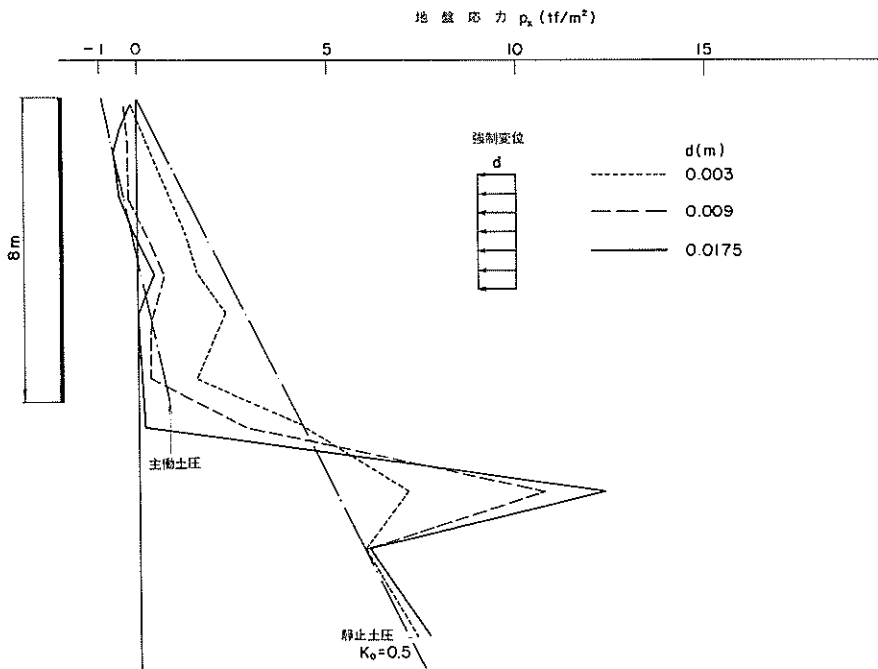


- (a) 壁体の回転移動による主働側変位
- (b) 壁体の平行移動による主働側変位
- (c) 壁体の回転移動による受働側変位
- (d) 壁体の平行移動による受働側変位

図-29 壁体の変位様式

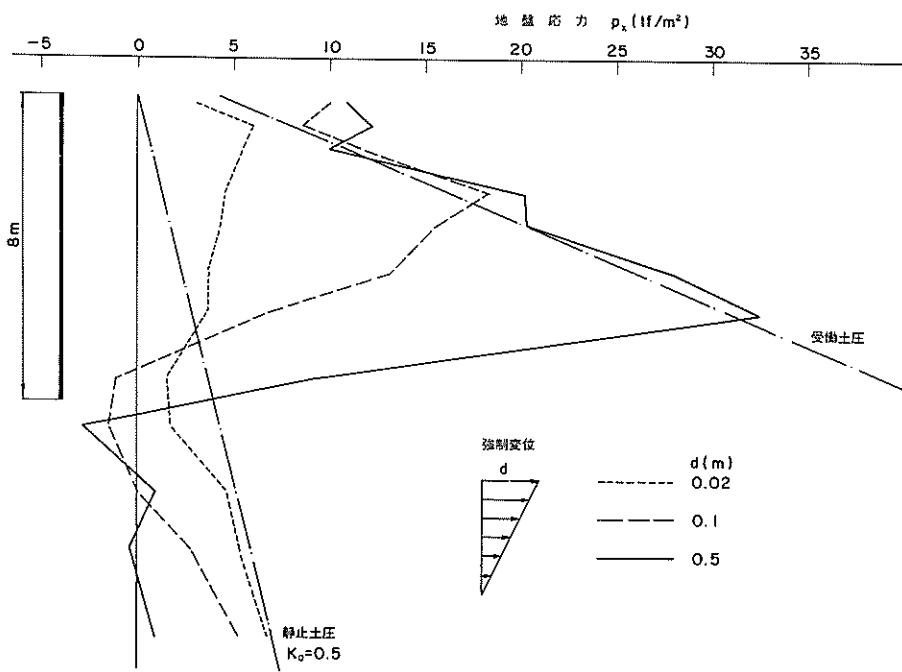


(a) 主働土圧・回転移動

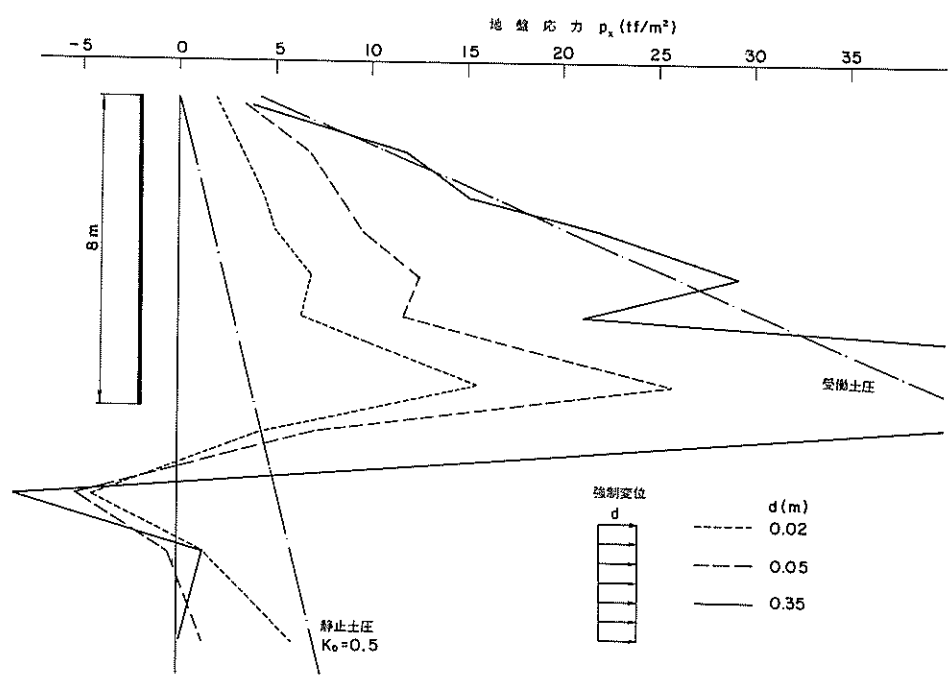


(b) 主働土圧・平行移動

図-30 壁体の変位様式を変えたときの水平土圧分布 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 1.0$ tf/m²)



(c) 受働土圧・回転移動



(d) 受働土圧・平行移動

図-30 壁体の変位様式を変えたときの水平土圧分布 ($\phi'=40^\circ$, $c=1.0$ tf/m²)

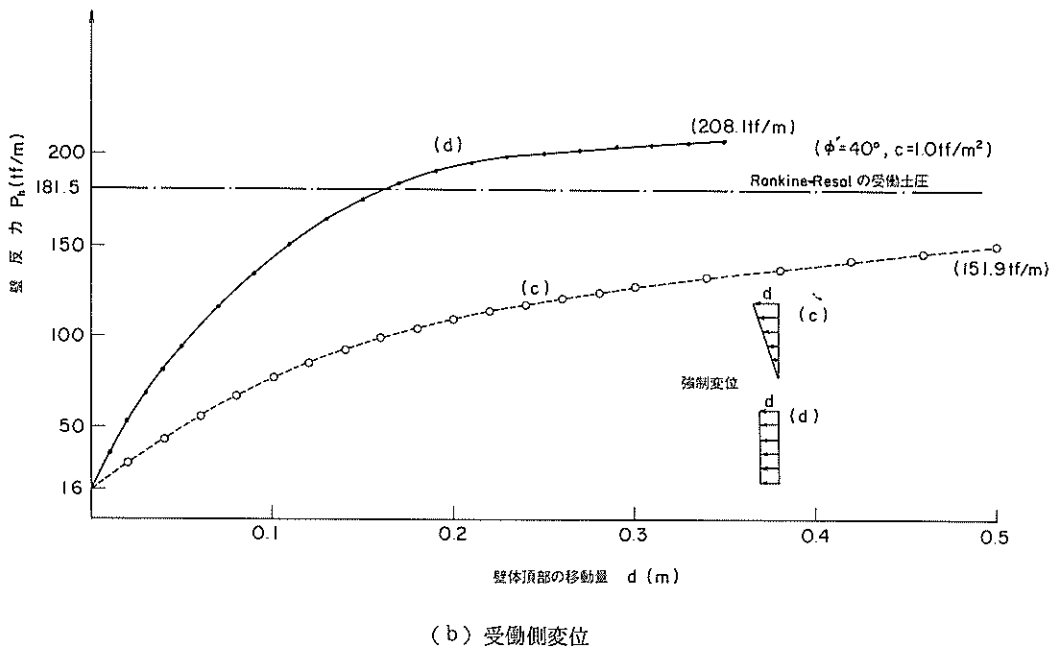
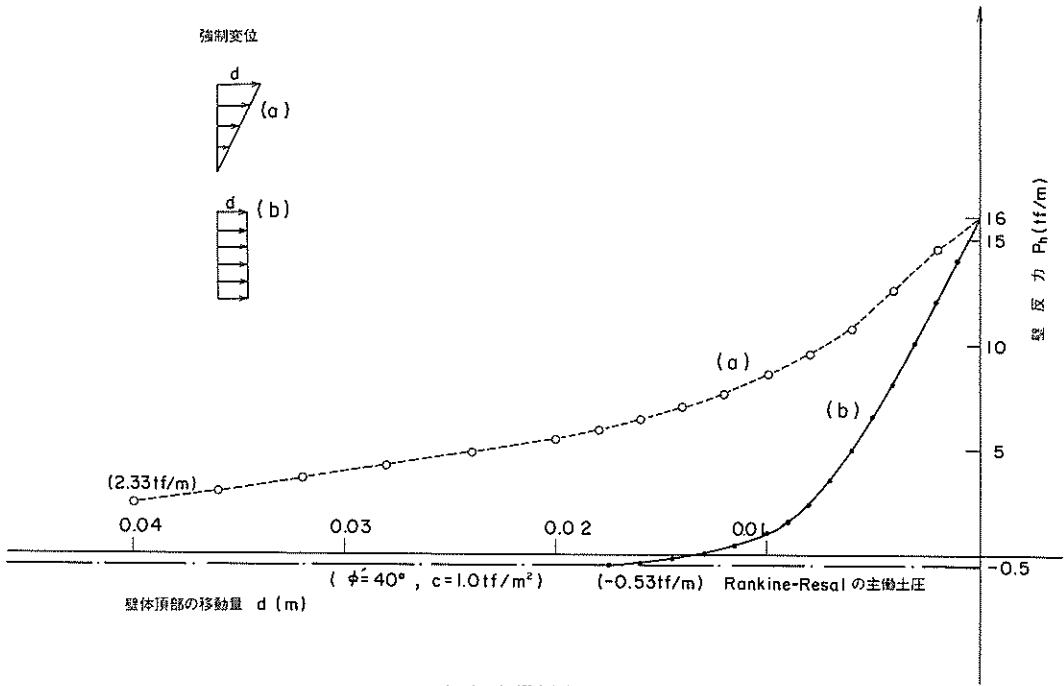


図-31 壁体の変位様式を変えたときの水平全土圧と変位量との関係

いる。また受働土圧に関しては、平行移動の場合にランキンの受働土圧よりも多少大きめの値を示し、回転の場合もしだいに受働土圧に近づいている。この結果は Nakai⁽⁷⁾ が示した FEM による土圧問題の計算結果とも傾向が同じであり、一般的な土圧問題を計算する上で、本プログラムが有用であることを示している。

4.3 計算の初期条件としての応力状態の設定

半円形構造物に作用する土圧の計算のために、図-32 に示すように構造物、マウンドおよび裏込めをモデル化した。境界条件としては、底面固定、地盤の右側面で鉛直方向のみ可動とした。マウンドと裏込めの土質定数は、表-8 に示す値とし、構造物自身は剛体として土圧の計算を行った。計算の初期条件として、4.1 に示した段階載荷の方法と K_0 値の仮定の方法により地盤の初期応力を設定する。

ここでは先に、構造物と裏込めの自重を段階的に載荷して求めた場合について計算する。この方法を用いて求めた応力状態は K_0 値の仮定の方法と違い裏込めを完成した直後の応力状態を示すことになる。そして、その結果と K_0 値の仮定の方法による結果が FEM 計算の初期状態として妥当であるかどうかを後で考察する。

図-1 の条件を基にすると、地表面から深さ 5 m までを単位体積重量 $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、5 m 以深は $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ として各要素の重量を計算し、それを図-23 に示したような節点荷重として載荷するものである。ただし、マウンドと構造物を除く裏込めの部分は、図-32 で示す要素を一層ごと段階的に載荷した。その結果による水平応力と鉛直応力の分布を図-33 に示す。半円形構造物の裏込めの水平応力と構造物直下の鉛直応力の分布は、図-32 で示した薄く塗りつぶした部分の Gauss の積分点における応力値を用いて表しており、載荷状態としては A~

E 面の 6 段階の値を示している。この結果によると、構造物直下の鉛直応力は後し(趾)のほうが前し(趾)よりもしだいに大きくなる。また裏込めによって生じる水平応力は、裏込めが A 面や B 面までの段階では、要素の塑性化の際の計算誤差のため、地表面付近で引張り応力となっている。そして最終的に裏込めが終了したときには、 $K_0 = 0.5$ のときの水平応力より小さい応力となっている。この裏込め終了時の地盤要素の変位状況は図-34 のようになる。すなわち、裏込めによって生じる構造物の相対変位により、裏込めの水平方向の土圧が主働化することを示している。また鉛直方向の変位は、裏込め全体が自重により沈下するため、構造物を相対的に引きずり込む形となる。そのために構造物に作用する底面反力は、構造物上の裏込めの重量による影響を含めて、後し(趾)のほうが大きくなると考えられる。

裏込め自重の段階的な載荷によって生じる塑性域の発生状況を示したのが図-35 である。これを見ると、構造物設置後は、構造物直下の両端付近で塑性域が現れ、裏込めが進んでいくとしだいに構造物沿いの要素と構造物の後し(趾)付近に塑性域が発達してくることがわかり、裏込めにより構造物付近の要素が降伏していくのがわかる。

表-8 半円形構造物の計算に用いた土質定数

弾性係数 E	3000 (tf/m ²)
ポアソン比 ν	0.333
内部摩擦角 ϕ'	40°
粘着力 c	0.0 (tf/m ²)
弾性係数低減率 μ	0.1

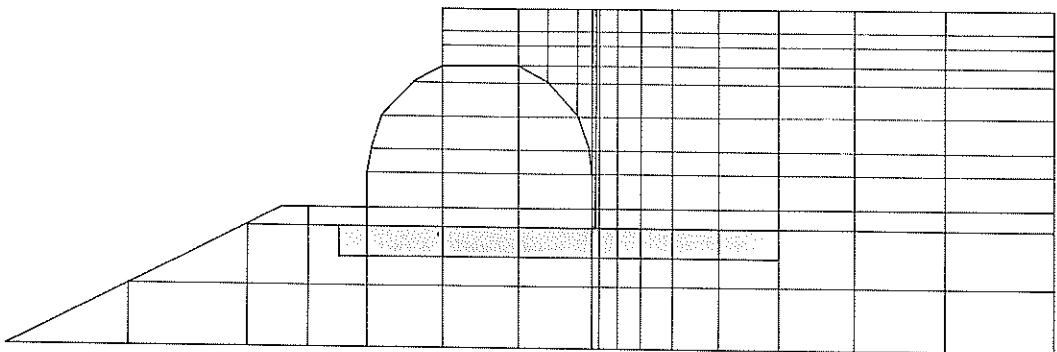


図-32 半円形構造物に作用する土圧の解析に用いたモデル地盤 (薄く塗りつぶした部分の応力の変化を図化する)

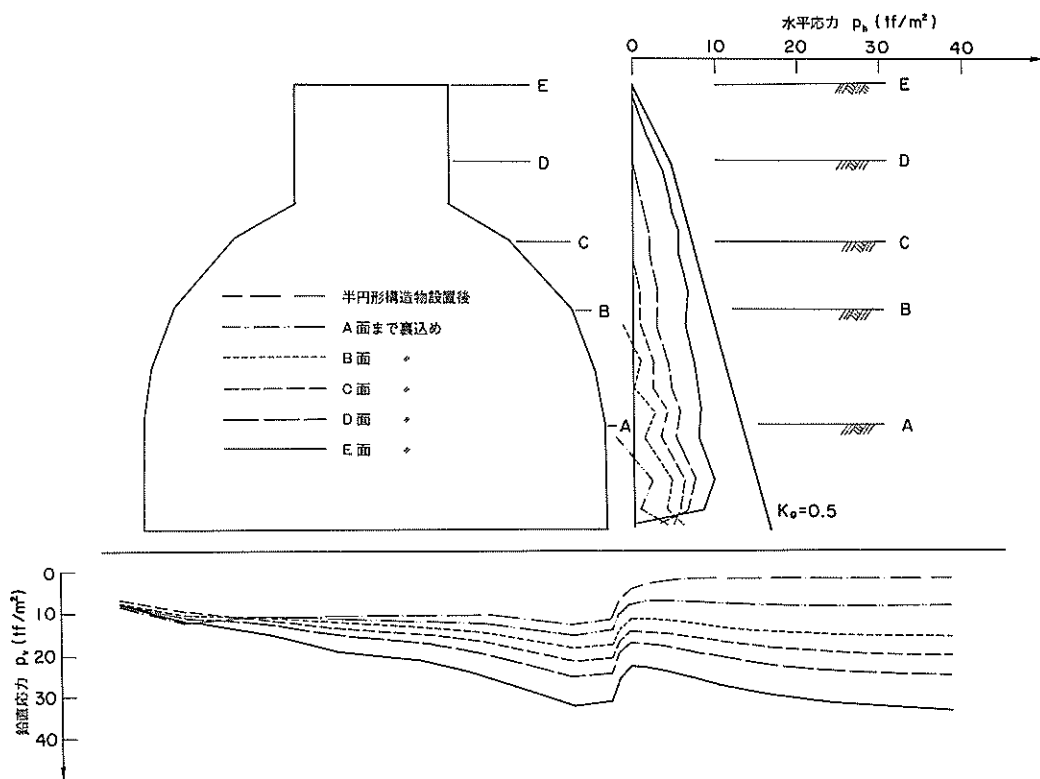


図-33 裏込め段階荷重による応力の変化 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

変位 20cm

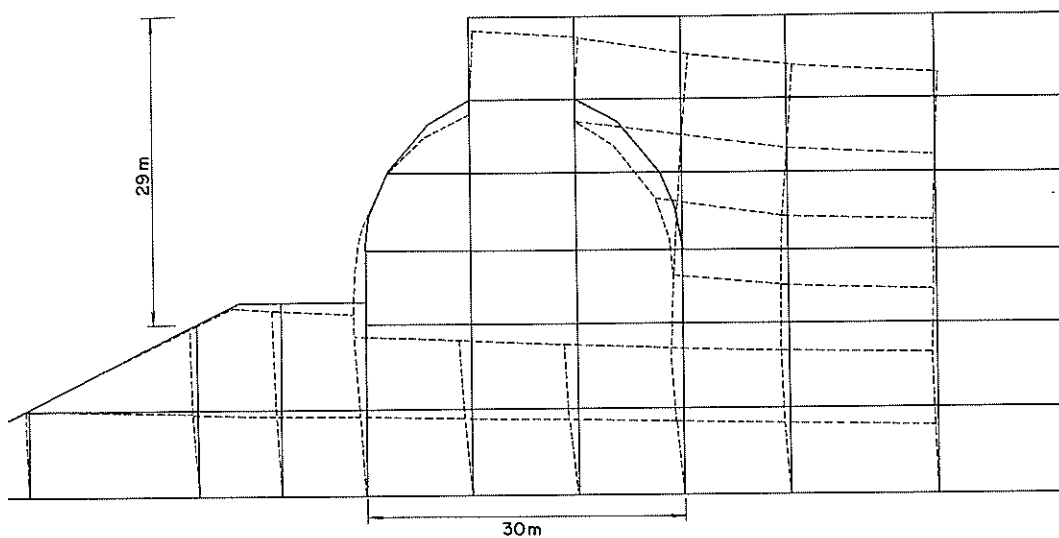
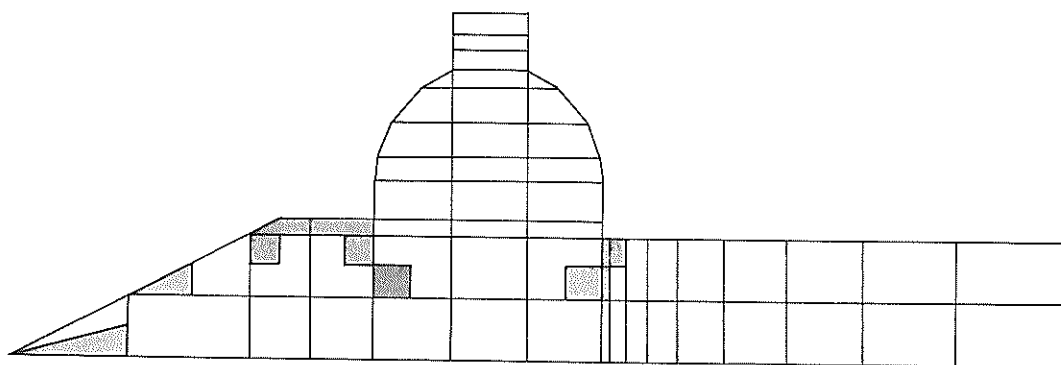
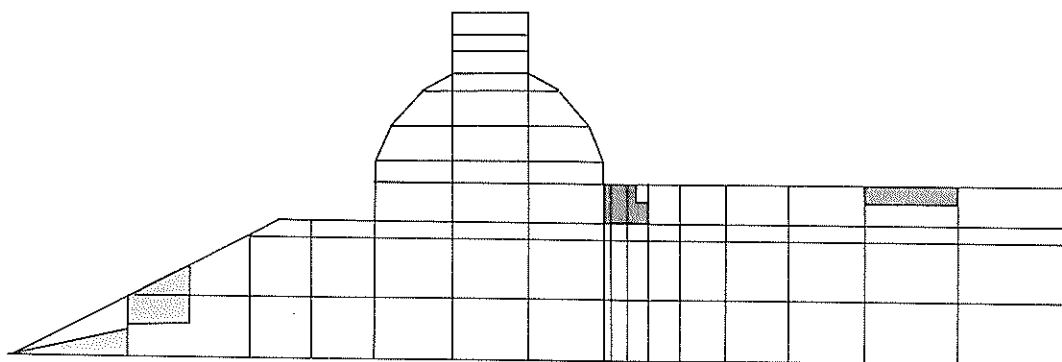


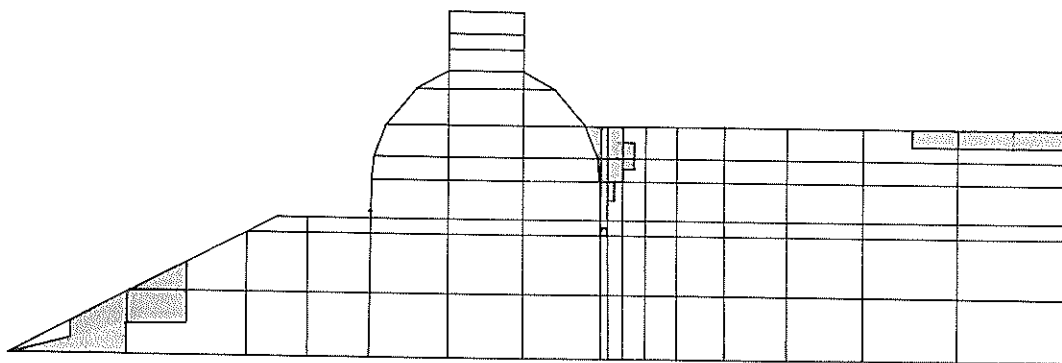
図-34 裏込め段階荷重による構造物及び裏込めの変位



(a) 半円形構造物設置時



(b) A層まで裏込め時

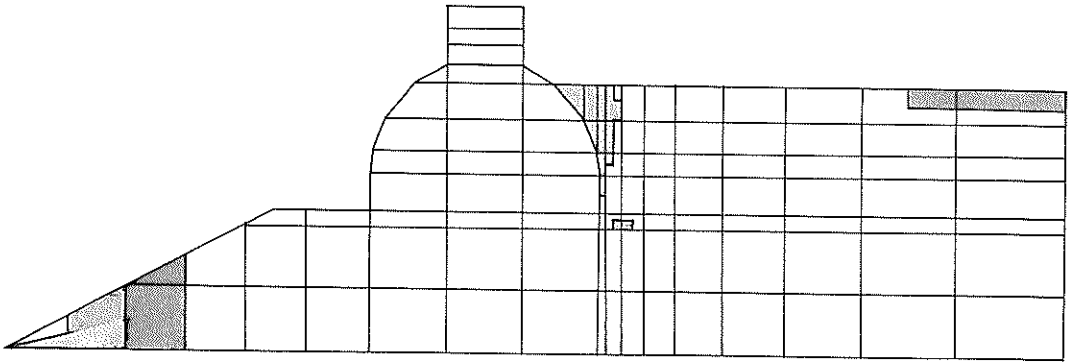


(c) B層まで裏込め時

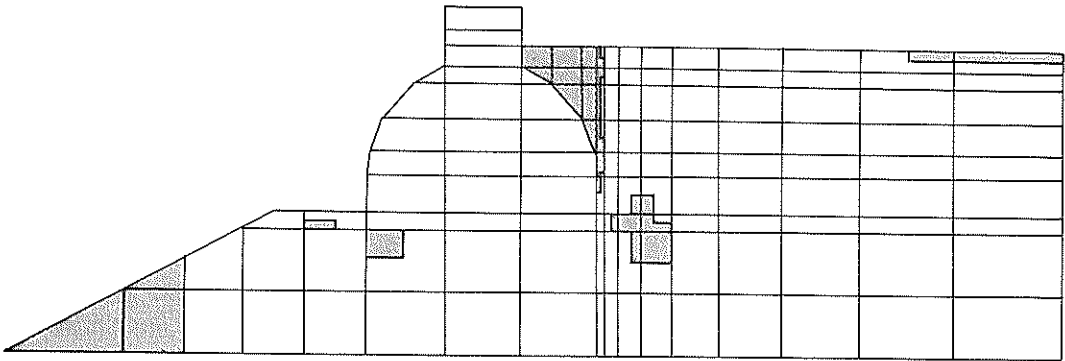
図-35 裏込め段階荷荷による塑性域の変化

マウンドの肩幅の影響と裏込めの土質定数の影響を見るために、図-36に示す地盤要素モデルについて自重の段階荷荷と同じ手法で土圧の変化を検討した。すなわち、(a) マウンドの肩幅を延長してマウンドの斜面の部分

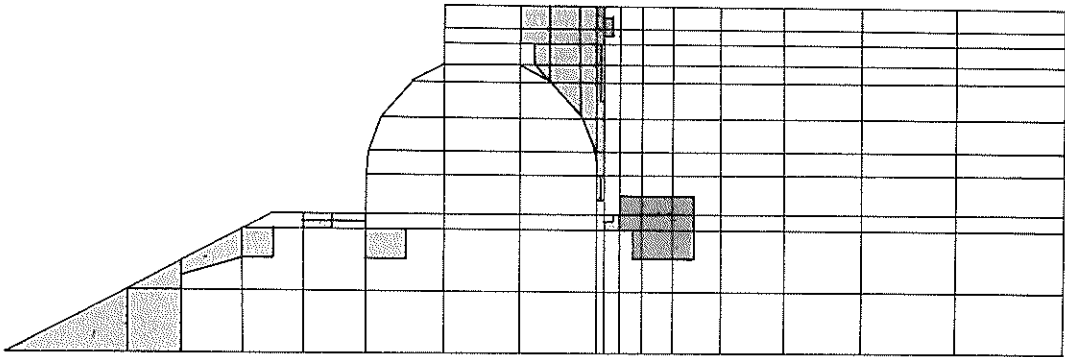
をなくした場合と、(b) 裏込めの弾性係数を深さ方向に増加させた場合について計算した。しかしながら両方の場合の結果とも表-9に示すように土圧合力に与える影響は少なかった。



(d) C層まで裏込め時



(e) D層まで裏込め時



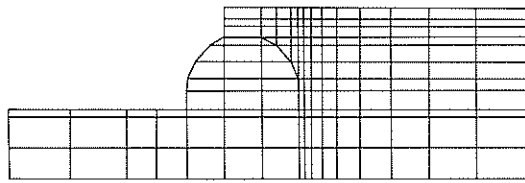
(f) 裏込め完了時

図-35 裏込め階段载荷による塑性域の変化

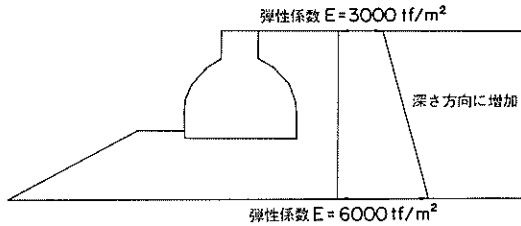
このように構造物と裏込めの段階载荷による初期状態の計算では、構造物が裏込めの自重により変位して土圧が主働側の結果となった。しかし、実際の裏込めの応力状態は、施工方法や波浪および载荷重などの要因により

段階载荷による完成直後の応力状態から変化する。そのため、段階载荷による初期状態は、問題となる最大波が作用する直前の状態として適切であるとはいえない。

それに対して、 K_0 値を仮定する方法は一般的なFEM



(a) 肩幅の影響



(b) 弾性係数の変化

図-36 地盤要素モデル

計算でよく使われる初期状態の決定法であり、また実際の裏込め完了後の応力状態は、裏込めの再編成などさまざまな要因によって段階载荷による応力状態から変化し、しだいに K_0 値の仮定の状態に近づいていくと想定される。

表-10 静止壁の土圧係数¹⁸⁾

土の状態	K_0
正規圧密状態の土	$1 - \sin \phi'$
粘性土の突固め (人カタンパー)	1 ~ 2
同上 (機械タンパーで裏込め上広く)	2 ~ 6
過圧密粘土	1 ~ 4
砂の突固め (中位)	0.5
同上 (密実)	1 ~ 1.5

そのため、各種の計算に利用する応力状態としては、 K_0 値を仮定する方法は簡便であり実務的でもあるので、一般的な計算をする際には K_0 値を仮定する方法がよいと思われる。

そこで、裏込めを静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ の初期状態と仮定して¹⁸⁾(表-10参照)、4.4の主働土圧と4.5の波浪作用時の半円形構造物に作用する土圧のFEM計算をおこなう。また、参考として段階载荷の方法による応力状態についても、4.5の波浪作用時でFEM計算をおこなう。

4.4 半円形構造物に作用する主働土圧

半円形構造物に作用する主働土圧について計算した。用いた地盤要素モデルは、図-32に示されたもので、土

表-9 段階载荷の地盤モデルの違いによる結果の比較 (tf/m)

	段階载荷による場合	肩幅を延長した場合	深さ方向に剛性を変えた場合
水平土圧合力	163.4	167.4	167.0
鉛直土圧合力	275.1	277.1	273.3

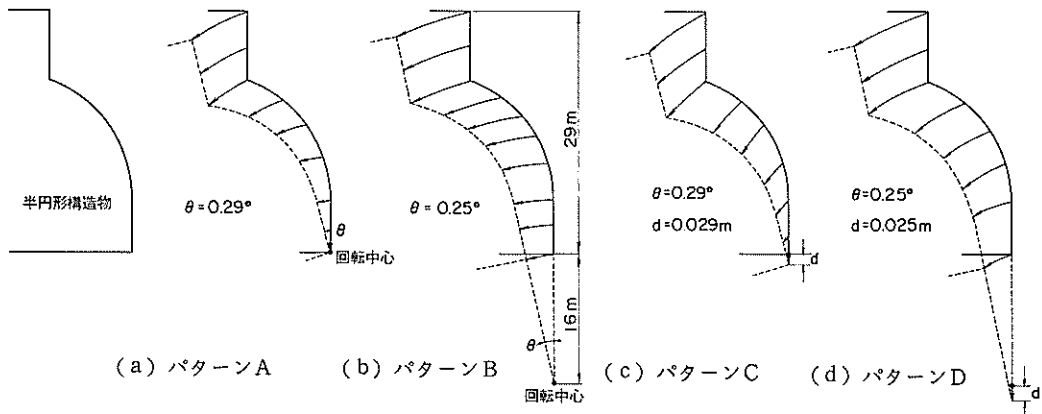


図-37 半円形構造物の変位様式

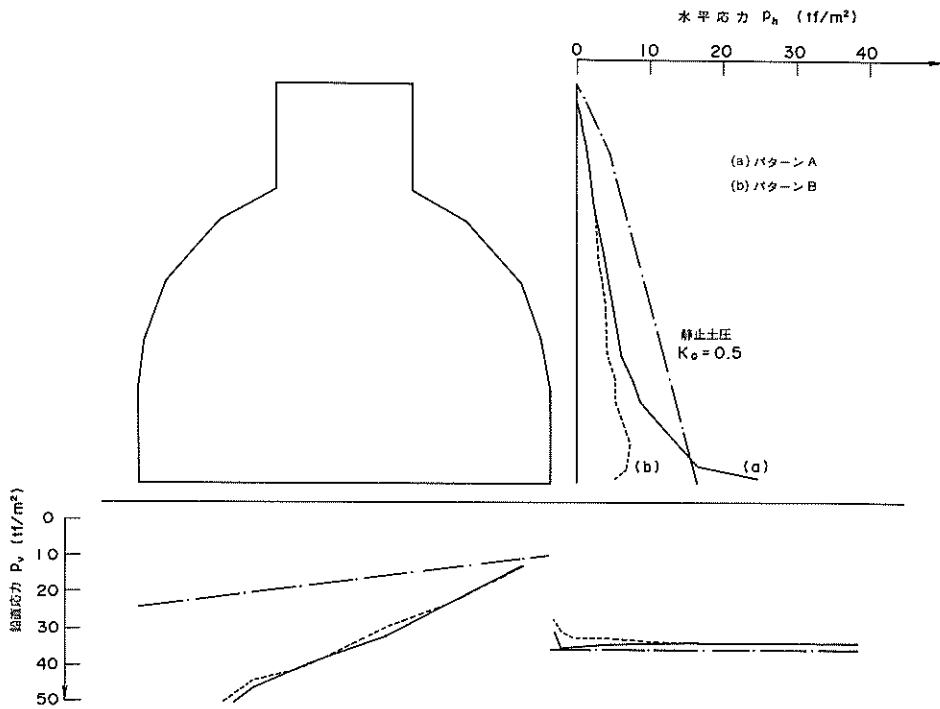


図-38 主働化による応力の変化1

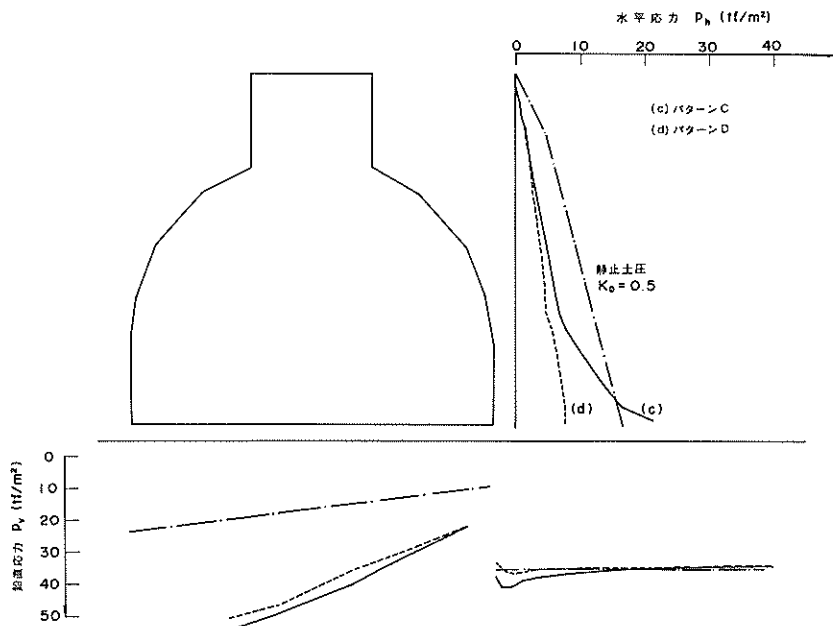
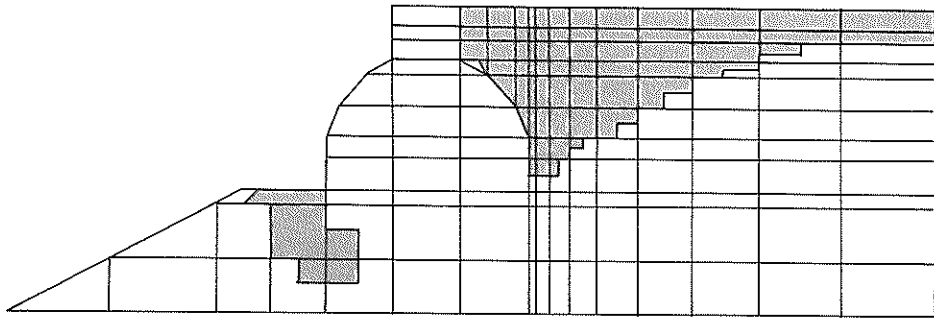
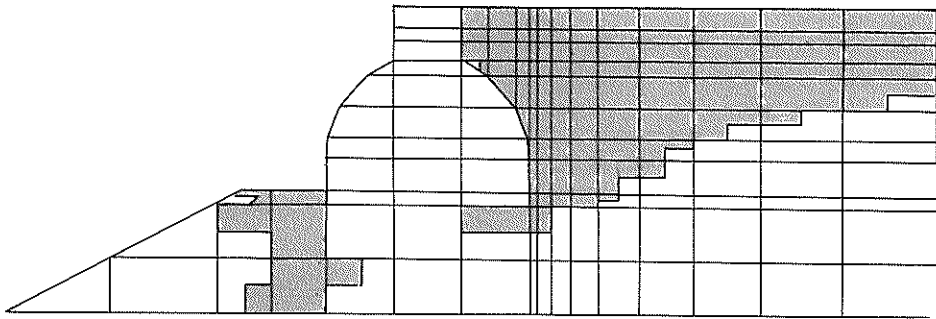


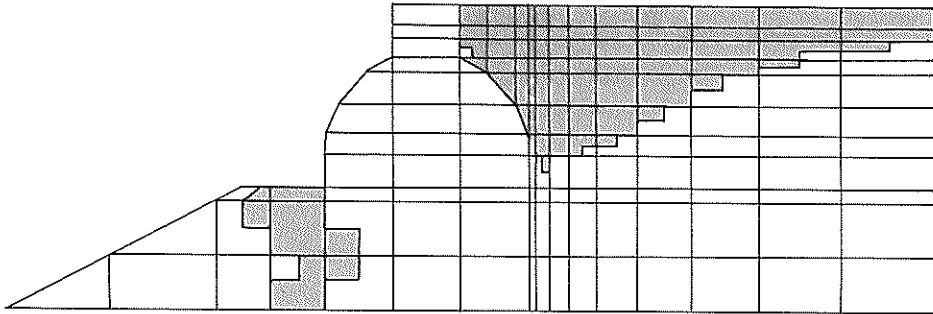
図-39 主働化による応力の変化2



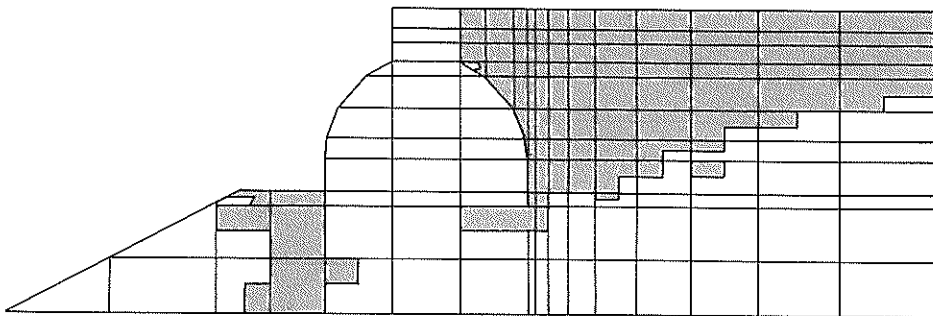
(a) パターンA



(b) パターンB



(c) パターンC



(d) パターンD

図-40 主働化による塑性域の発達

質条件は表-8と同じである。また初期状態を $K_0=0.5$ と仮定した条件のみ計算しており、構造物直下の初期応力を、構造物に作用する水平土圧と構造物自身の重さを考慮した力とモーメントのつりあいから決めている。

構造物に与える強制変位としては、土圧の議論においてもっとも一般的な変位の様式である構造物下端を中心とする回転変位の場合と、実物の挙動に近い変位の様式として、回転変位に平行移動の要素も加味して構造物後し(趾)が海側に変位するように回転の中心を構造物よりも下にした場合、また以上の変位と同時に構造物が沈下を生じる場合も計算する。そこで、図-37に示すように(a)構造物の下端を中心として海側に回転する場合(以下、パターンAと称する)、(b)構造物の下端より16m下の部分を中心として回転する場合(以下、パターンBと称する)、(c)パターンAに全体の沈下が付け加わ

った場合(以下、パターンCと称する)、(d)パターンBに沈下が付け加わった場合(以下、パターンDと称する)の4つの場合を想定した。

これらの変位によって構造物の頂部の最終的な水平変位量はパターンAとパターンCで17.5cm、パターンBとパターンDで19.5cmとなり、構造物の高さ29mとの比はそれぞれ0.60%、0.67%となる。この変位は、表-1および表-2に示された変位と比べて大きめであるから、この変位により裏込めは主動化すると予想される。また、これらのパターンの中では、回転変位に平行移動の要素を加味したパターンBとDが、実際の半円形構造物の挙動をよく示すと考えられ、特に構造物の沈下も付け加えたパターンDがもっとも適切ではないかと想定される。

計算結果から図-32の薄く塗りつぶした部分の水平応力と鉛直応力を表したのが図-38、図-39である。この

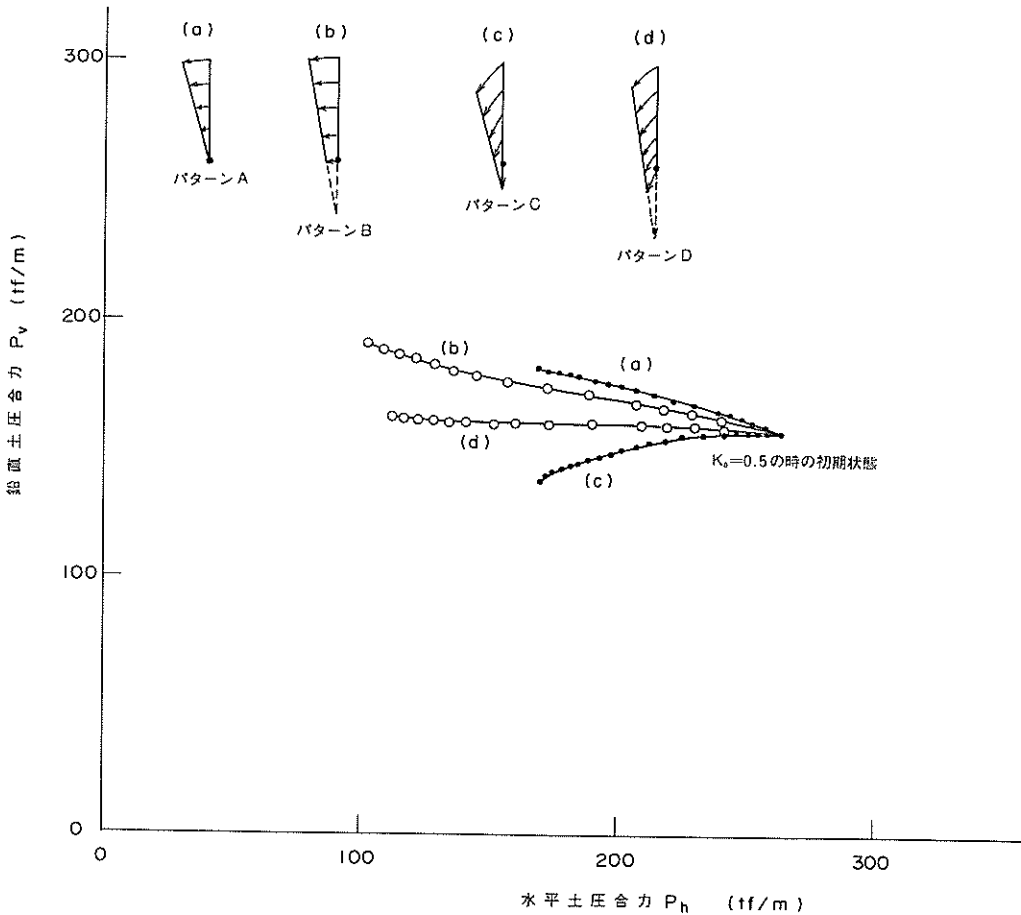


図-41 FEM計算による主動土圧合力の変化

結果によるとパターンA、パターンCの場合とパターンB、パターンDの場合で傾向が違うことがわかる。またそのときの塑性域の分布を描いたのが図-40である。これらの結果から、パターンA、パターンCの場合には構造物の下端付近が塑性化せず、応力も上部では主働状態になっているものの、下部では静止状態から減少せずかえって増加することがわかる。それに対して、パターンB、パターンDの場合には構造物の下端まで塑性化しており、そのときの水平応力も全体にわたって主働化していることを示している。

構造物全体に作用する土圧を、各応力を積分することによって図-41に示した。その結果パターンA、パターンCの場合では、土圧合力もあまり減少しないが、パターンB、パターンDの場合では水平土圧合力がかなり減少している。これらの結果から、半円形構造物に作用する土圧が主働状態になるときの変位は、構造物後し(趾)を中心とする回転変位であるパターンA、パターンCよりも、実際の挙動に近い変位様式として想定したパターンB、パターンDのほうが妥当であることが示される。

4.5 波圧による影響

波浪時に半円形構造物に作用する土圧を計算した。用いた地盤要素モデルは、図-32に示したもので、土質条件は表-8と同じである。また初期状態を $K_0=0.5$ と仮定した場合には、構造物直下の初期応力は構造物に作用する水平土圧と構造物自身の重さによって発生する底面反力により決まる。外力条件としては、 $H_{max}=14.4\text{ m}$ 、

$T_{1,3}=14\text{ sec}$ の波が作用したとして、最大波作用時には合田式を用いた波圧計算から図-42(a)に示す外力が作用するとし、引き波時には、合田による分献¹⁹⁾により波の谷における波力を求め、図-42(b)に示される力が作用するとして計算した。計算結果から図-32に薄く塗りつぶした部分の水平応力と鉛直応力を調べる。

(1) 最大波作用時

最大波が作用した場合の応力を、初期状態が構造物と裏込めの自重の段階载荷の場合は、図-43の実線で示し、 $K_0=0.5$ と仮定した場合は図-44の実線で示した。またそれぞれの場合の塑性域を図-45、図-46に示す。 $K_0=0.5$ と仮定した初期状態に最大波が作用した場合の全体の変位図を図-47に示す。

これらの結果から最大波が作用すると、段階载荷の場合は裏込めの塑性域が弾性域に変わり、 K_0 値の仮定の場合もほとんど弾性状態のままであることがわかる。このことは、最大波によって裏込めが受働状態にならないことを示している。したがって、段階载荷の場合もすぐに弾性状態になるため、最大波による変位は K_0 値の仮定の場合とほとんど変わらないと推定できる。

構造物に作用する土圧を、図-32に示すモデルの薄く塗りつぶした部分の応力を積分して求めた結果は表-11となる。

(2) 引き波作用時

引き波が作用する場合の裏込めの応力は、先に示した図-43と図-44の点線で示される。またそのときの塑性

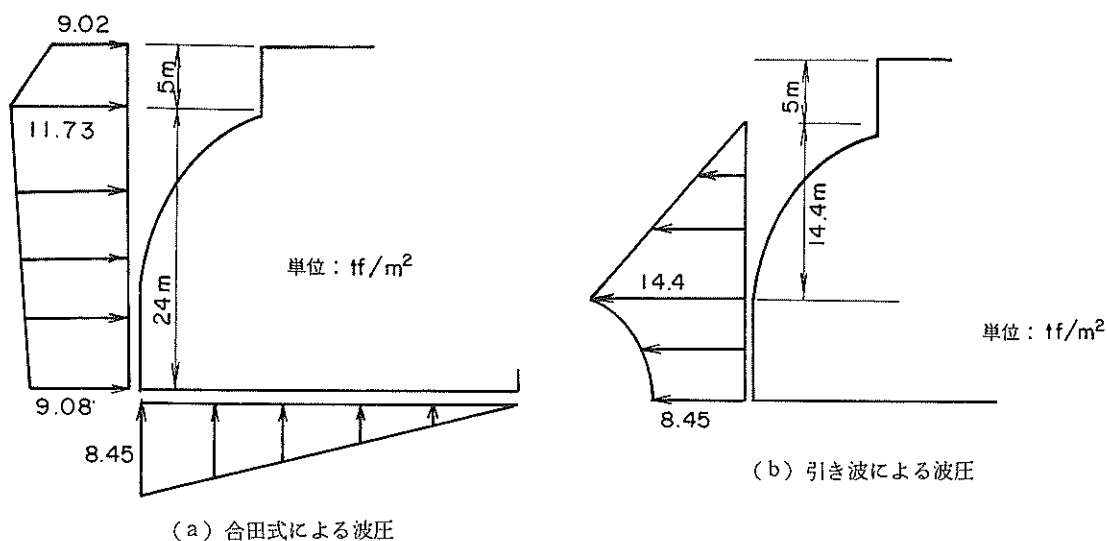


図-42 半円形構造物に作用する外力

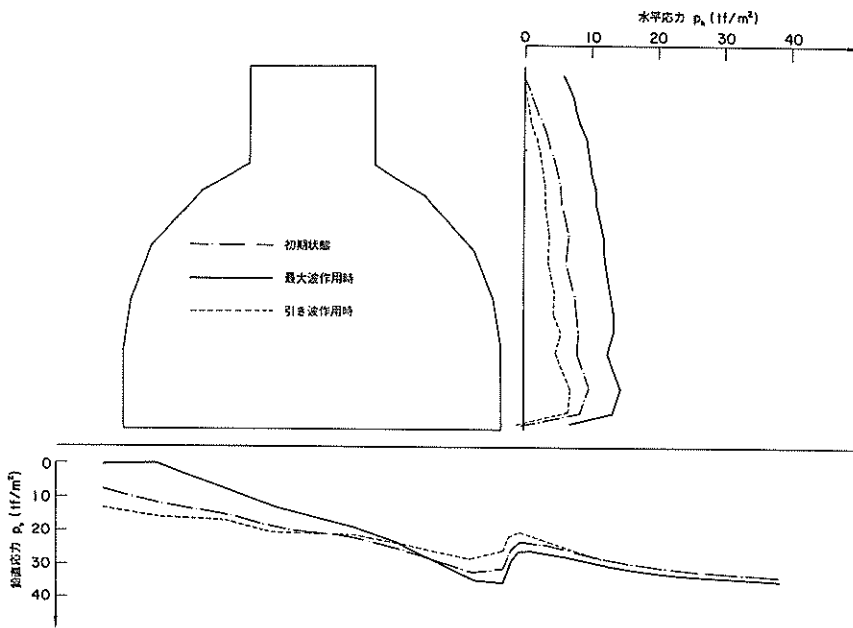


図-43 段階荷荷の初期状態に合田式による波圧と引き波が作用した場合 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

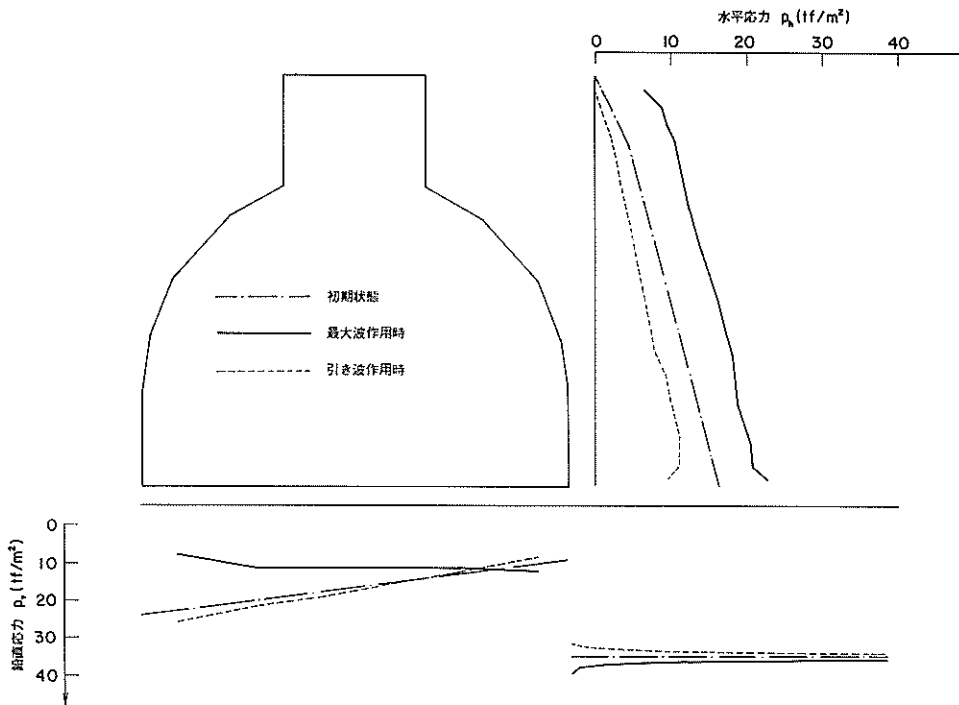


図-44 静止土圧係数を $K_0 = 0.5$ と仮定した初期状態に合田式による波圧と引き波が作用した場合 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

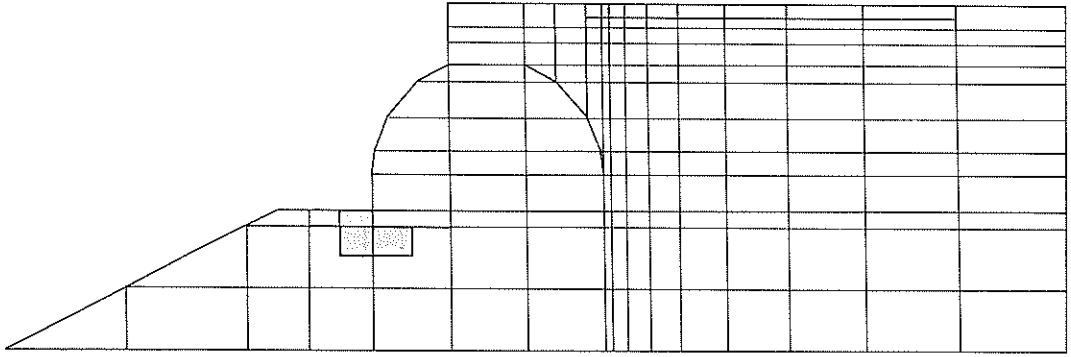


図-45 段階荷荷の初期状態に合田式による波圧が作用した場合の塑性域

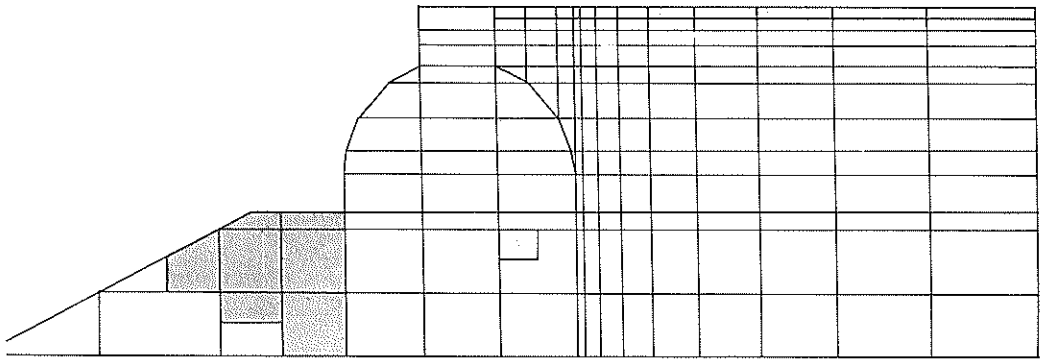


図-46 $K_0 = 0.5$ の初期状態に合田式による波圧が作用した場合の塑性域

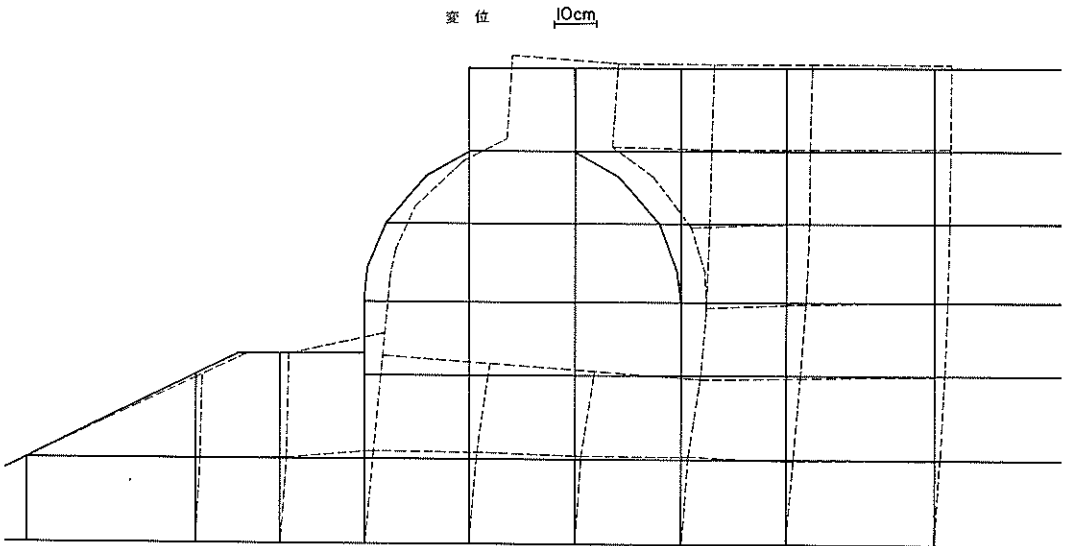


図-47 $K_0 = 0.5$ の初期状態に合田式による波圧が作用した場合の変位

表-11 波浪による土圧合力の変化 (tf/m)

		鉛直土圧合力	水平土圧合力
段階 載 荷	初 期 状 態	275.1	163.4
	最大波作用時	225.6	321.0
	引き波作用時	282.8	98.6
$K_0 = 0.5$ と仮定	初 期 状 態	156.9	263.3
	最大波作用時	103.5	435.0
	引き波作用時	180.9	176.9

域が、初期状態が構造物と裏込めの自重の段階載荷の場合は図-48、 $K_0 = 0.5$ と仮定した場合は図-49の結果となる。これらの塑性域をみると引き波時には裏込めのかんりの部分が塑性化しており地盤応力が主働状態に近づいていくことがわかる。

引き波時の構造物頂部の水平変位量は段階載荷の場合

5.6 cm、 K_0 値の仮定の場合で 4.7 cm となり、4.5 の主働土圧の計算で想定した変位よりもかなり小さい。そのため、引き波時に作用する土圧は種々の方法で求めた主働土圧よりも大きい値となる。

構造物に作用する土圧を、(1) と同じく図-32 に示すモデルの薄く塗りつぶした部分の応力を積分して求めた結果は先に示した表-11 のとおりである。

4.6 たわみが土圧に与える影響

土圧による半円形構造物のたわみが、土圧分布に与える影響について検討した。一般的鉄筋コンクリート製あるいはプレストレスコンクリート製の曲面部材は、清宮等²⁾の実験的研究では、たわみが 1 mm のときひびわれが発生した。したがって、図-1 で考えている半円形構造物と比べて供試体模型が 1/10 の場合であるから、ひびわれが生じるたわみとして大きく見積もっても 1 cm を想定すればよいことになる。それに対して、図-47 に示した最大波が作用した場合の構造物の変位は約 10 cm にもなり、相対的にたわみの影響は小さいことが推定さ

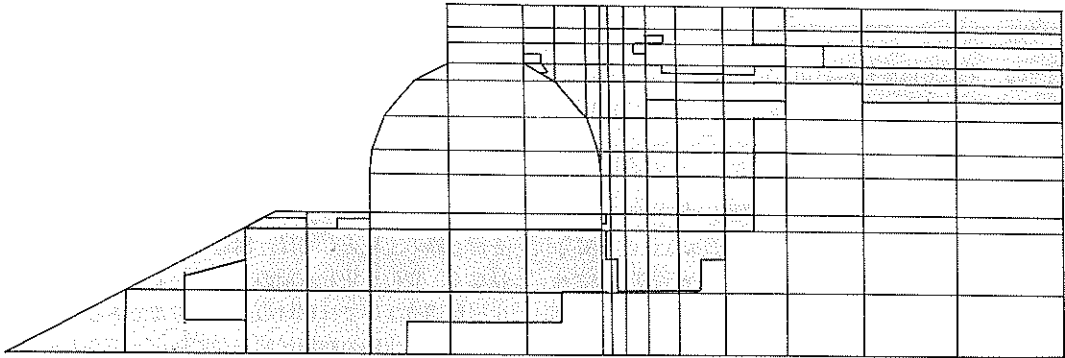


図-48 段階載荷の初期状態に引き波による波圧が作用した場合の塑性域

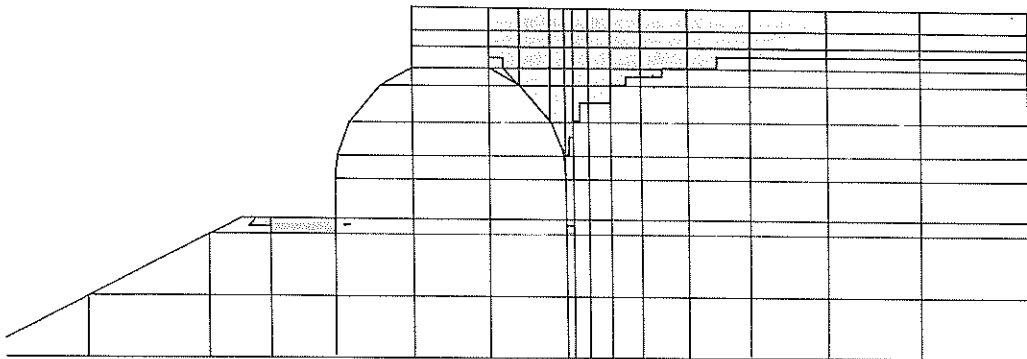


図-49 $K_0 = 0.5$ の初期状態に引き波による波圧が作用した場合の塑性域

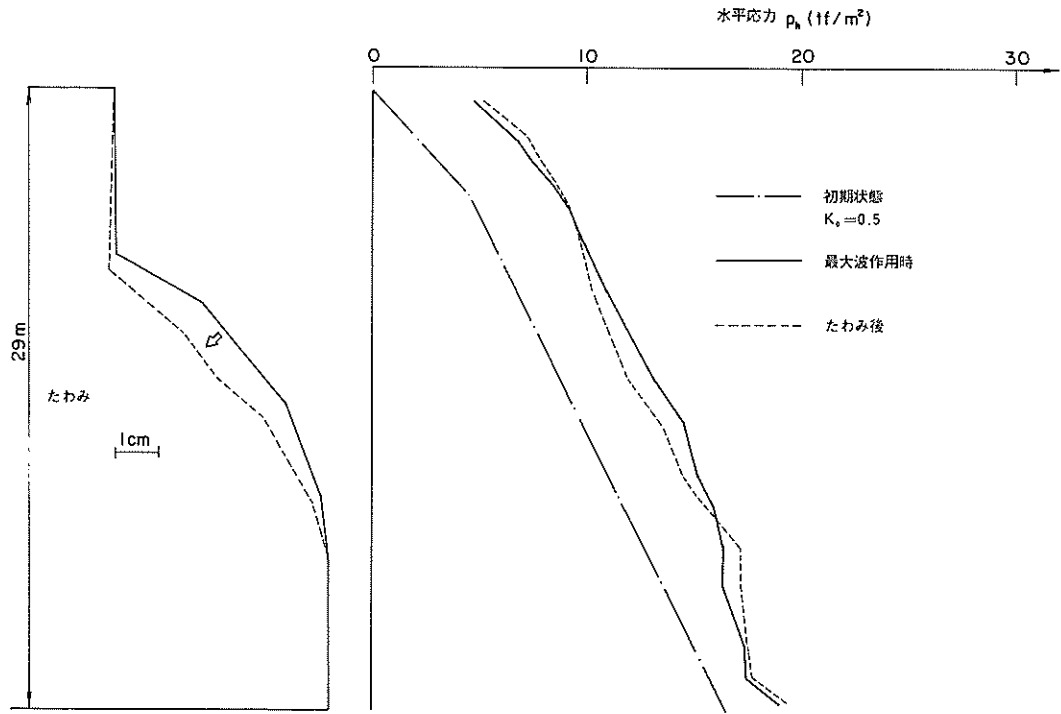


図-50 半円形構造物に合田式による波圧が作用し、その後構造物の中央部が1cmたわんだ場合の応力の変化 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

れる。そこで、 $K_0 = 0.5$ と仮定した地盤に最大波が作用した場合の構造物の変位を裏込め部分に強制変位として与え、その後、曲率壁部の中央を内側に1cm強制変位させた場合の土圧分布の変化を調べた。その結果の応力の変化を図-50に示す。これによると、壁中央部のたわみによって、中央部の土圧が減少し、端部の土圧が増加する傾向にあるが、その絶対量は全体の土圧と比べてわずかであった。このことから土圧に与えるたわみの影響は半円形構造物に関して無視しようと考えられる。

5. 検討結果および考察

5.1 半円形構造物に作用する静止土圧

一般に擁壁に作用する土圧は、土圧理論より求めた主動土圧と受働土圧の間にあると考えられる。港湾構造物に作用する土圧についてもやはり同じことが言える。しかし、重力式係船岸の設計においては構造物に作用する土圧として主動土圧を考えている。これは転倒とか滑り出しのような構造物の安定を考える際には、構造物が変位した状態における極限の土圧を対象にすればよいとの

考えに基づいている。しかしながら構造物の部材の設計を行う際の土圧としては、構造物の変位後の主動土圧ではなく、変位を生じる前の土圧を対象とする必要がある。半円形構造護岸では部材の設計も重要であるので、安全側を考えて土圧の初期状態として静止土圧を考える。静止土圧は施工方法によって変化するため一概に言うことはできない。ただ静止土圧を推定する方法としては、2.で紹介したTerzaghi理論およびMarston-Spanglerの理論による方法が考えられる。

以上の手法により求めた静止土圧を図-51に示す。これらの結果によると、鉛直土圧はどの方法を用いても、土かぶりが少ないため同じかまたは少しの違いしか生じなかった。このことは半円形構造護岸の構造が多少変化しても同様の結果となる。そのため、半円形構造物に作用する静止土圧を考える際には、土かぶりを鉛直土圧として決めればよいことになる。また、どの計算法も水平土圧係数として0.5の値を用いており、これは一般的な砂の静止土圧係数とも一致している。静止土圧は施工方法により変化し、土圧係数が1を越える場合もある。しか

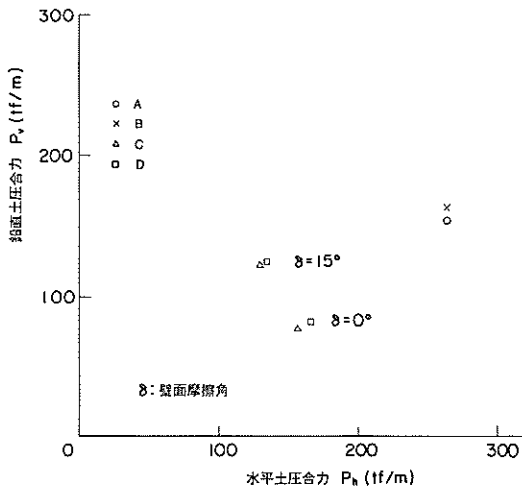


図-51 半円形構造物に作用する静止及び主働土圧合力 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

- | | | |
|---|---|----------------------------|
| A | { | 静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ と仮定した土圧 |
| | | Marston-Spangler 理論の溝型の土圧 |
| | | Terzaghi 理論による土圧 |
- B: Marston-Spangler 理論の突出型の土圧
- C: クーロンの方法による主働土圧
- D: 技術基準の方法による主働土圧

しながら、半円形構造物のように護岸として用いられる場合には裏込めが主働化しようとするため、静止土圧係数として 0.5 程度を考えておけば十分であると思われる。また、この図には比較のため 2.4 クーロンの方法、2.5 技術基準の方法で求めた主働土圧合力を示している。これによると主働土圧は $K_0 = 0.5$ の静止土圧と比べておよそ半分以下の力となることがわかる。

5.2 半円形構造物に作用する主働土圧

本資料では、各種の方法により、半円形構造物に作用する常時および地震時の主働土圧を計算した。そこで、最初にクーロンの方法と技術基準の方法で求めた常時の主働土圧合力の比較を図-52に示す。また、内部摩擦角 $\phi' = 40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ の場合の両方法による土圧分布の比較を図-53に示す。ここで示してある水平土圧 p_x と鉛直土圧 p_y は、いくつか分割した壁面にかかっている主働土圧をその壁面の長さで割って、単位長さあたりの水平成分と鉛直成分にして示したものである。これらの図からわかるとおりクーロンの方法と技術基準の方法は、常時主働土圧を求める場合にはほとんど同じ結果を示すことがわかる。

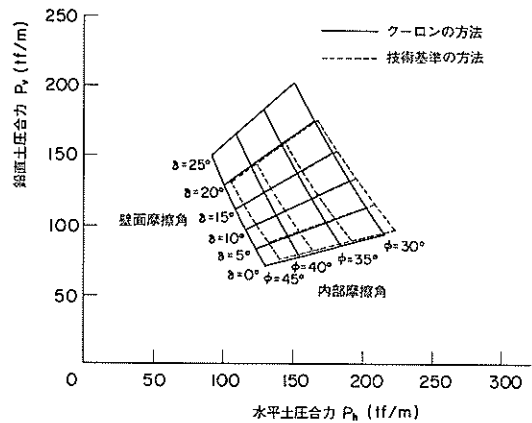


図-52 半円形構造物に作用する常時主働土圧合力の比較 (クーロンの方法と技術基準の方法)

次に、クーロンの方法、技術基準の方法、重力式係船岸の設計法、およびランキン土圧とクーロン土圧の併用法の各種方法について、半円形構造物に作用する土圧を求める際の問題点について検討する。半円形構造物は、上部壁体と半円形壁体接続部に急激な折れ曲がりとなり、それにつづく水平に近い壁面を有する。クーロンの方法と技術基準の方法では、このような構造物に作用する主働土圧を求めるに際して、すべての壁面において同時にすべてのことを仮定しているわけであり、現実的でない。

それに対して、技術基準の重力式係船岸の設計法では、壁体を図-11に示すように壁体後し(趾)を通る鉛直面から前の部分とし、壁体の折れ曲がりによる影響を考慮する必要がない。この考えを半円形構造物に適用した場合を図-16に示している。しかしながら、鉛直面が常に構造物の後し(趾)を通るとする考え方は画一的であり、図-11に示されるような重力式係船岸の場合には妥当と思われるが、半円形構造物を考えた場合には、鉛直に近い曲面部分の土圧の状態を正確に表しているとはいえない。

一方、ランキン土圧とクーロン土圧の併用法を半円形構造物に適用する方法は図-17に示したとおりである。この方法は半円形構造物特有の曲率壁面や折れ曲がりのある壁面に作用する土圧を表す方法として、技術基準の方法や重力式係船岸の設計法と比べて、鉛直面の位置の仮定がより合理的であり、構造物裏込めの応力状態を正確に表しているといえる。

これらの計算方法によって求めた主働土圧の合力を図

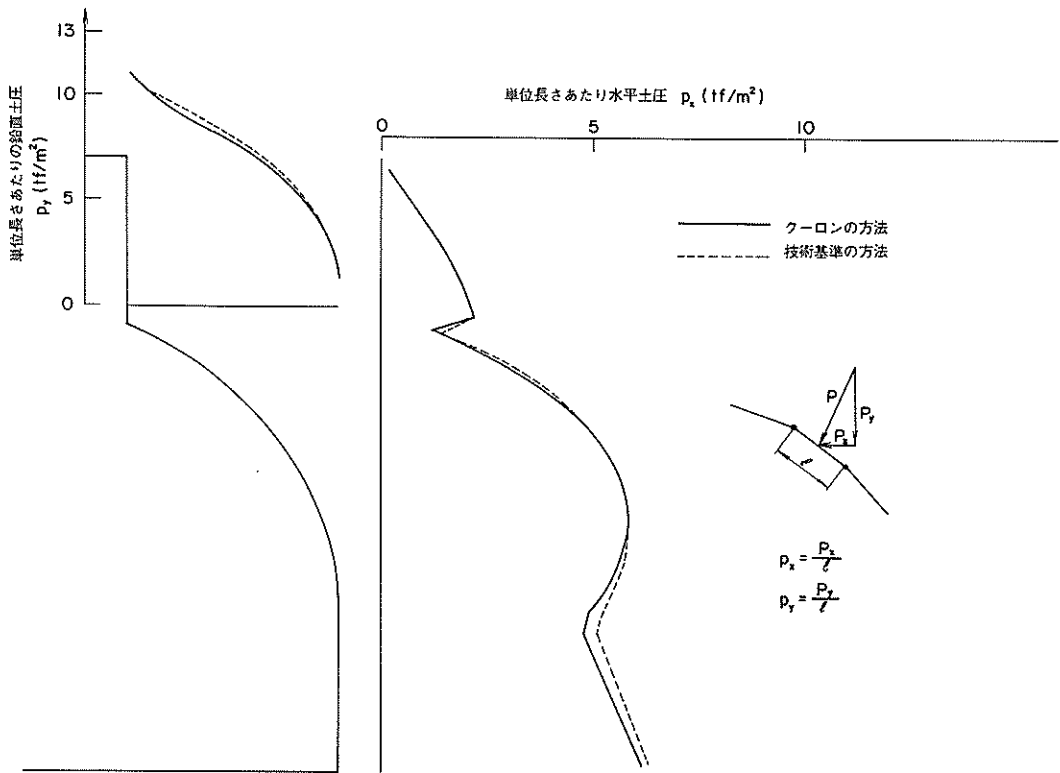


図-53 半円形構造物に作用する常時主動土圧分布の比較（クーロンの方法と技術基準の方法）
 $(\phi' = 40^\circ, c = 0.0 \text{ tf/m}^2)$

図-54に示す。ランキン土圧とクーロン土圧を併用した最後の方法が、クーロンの方法と技術基準の重力式係船岸の設計法で求めた土圧の中間の結果を与えている。これは、ランキン土圧とクーロン土圧の併用法で考えているランキン土圧の作用する鉛直面が、重力式係船岸の設計における半円形構造物後し（趾）を通る鉛直面と、クーロンの方法における鉛直面に相当する半円形構造物の上部壁体面との間に位置するためと思われる。このことはまた、重力式係船岸の設計法と技術基準の方法とが水平土圧の作用する仮想鉛直面の位置としてそれぞれ両極端を想定していると考えれば、それらの中間の値を計算するランキン土圧とクーロン土圧の併用法が妥当な方法であることを示している。

また、図-54と図-41で示した FEM 計算による土圧合力の変化を同じ図にまとめたものが図-55である。これによるとパターン A やパターン C の回転の場合は土圧合力が主動土圧の値に近づかない。この理由は、回転の

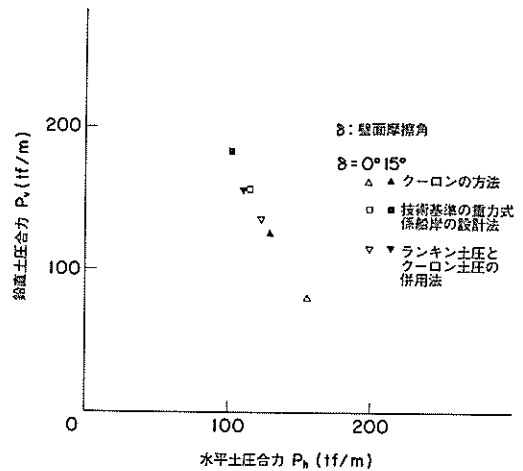


図-54 半円形構造物に作用する各種主動土圧合力
 $(\phi' = 40^\circ, c = 0.0 \text{ tf/m}^2)$

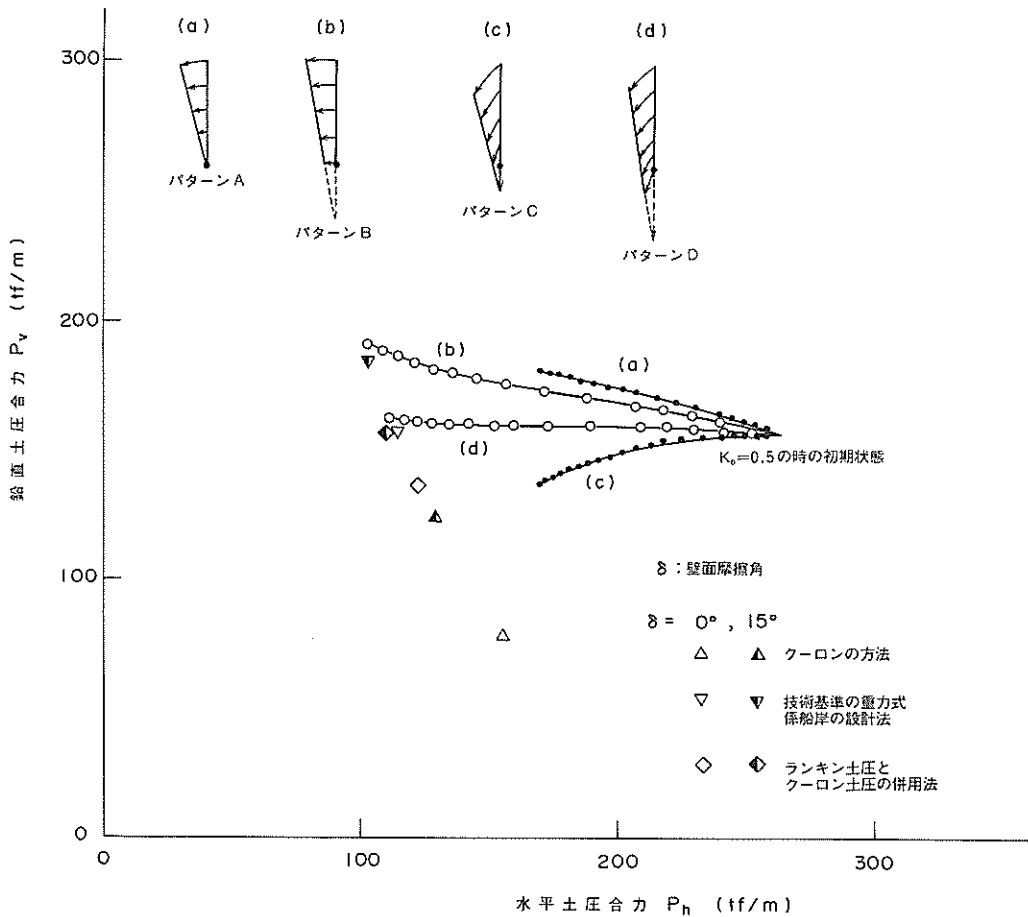


図-55 各種主働土圧計算の結果とFEMの比較

場合構造物下端付近の要素が塑性化せず、構造物の下部に作用する土圧が主働化しないためである。それに対して、図-40に示した構造物の裏込めがほぼ一様に塑性化しているパターンBやパターンDの場合、特に実際の構造物の変位に近いと想定されるパターンDは、しだいにランキン土圧とクーロン土圧の併用法の結果に近づいていく結果となった。そのことは、実際に近いと想定される構造物の変位を用いて計算した土圧合力と、ランキン土圧とクーロン土圧の併用法による土圧合力がよい対応を示すことを表している。

次に、クーロンの方法と技術標準の方法で求めた地震時の主働土圧について比較する。両方法とも地震時の主働土圧は震度法の考え方をを用いて計算する。この考え方は壁を剛体と考え、裏込め土塊に作用する力の極限平衡

状態を想定するものである。土圧合力についてはすでに図-19と図-20で示している。それを比較したのが図-56である。また、土圧分布について $\phi' = 40^\circ$, $\delta = 15^\circ$, $K = 0.2$ の場合について比較したのが図-57である。図に示された結果から、地震時主働土圧についてもクーロンの方法と技術標準の方法はほとんど同じ結果になることがわかる。ただ若干ではあるがクーロンの方法のほうが小さい土圧を示すため技術標準の方法が安全であり、また計算方法も土圧が各壁面ごとに計算式で求まるため簡便である。

5.3 波圧作用時の土圧

最大波が作用するとき地震が起こるのはまれなので、ここでは考えないことにしている。また、いままでの係船岸の設計においては、土圧を主働土圧と仮定しており

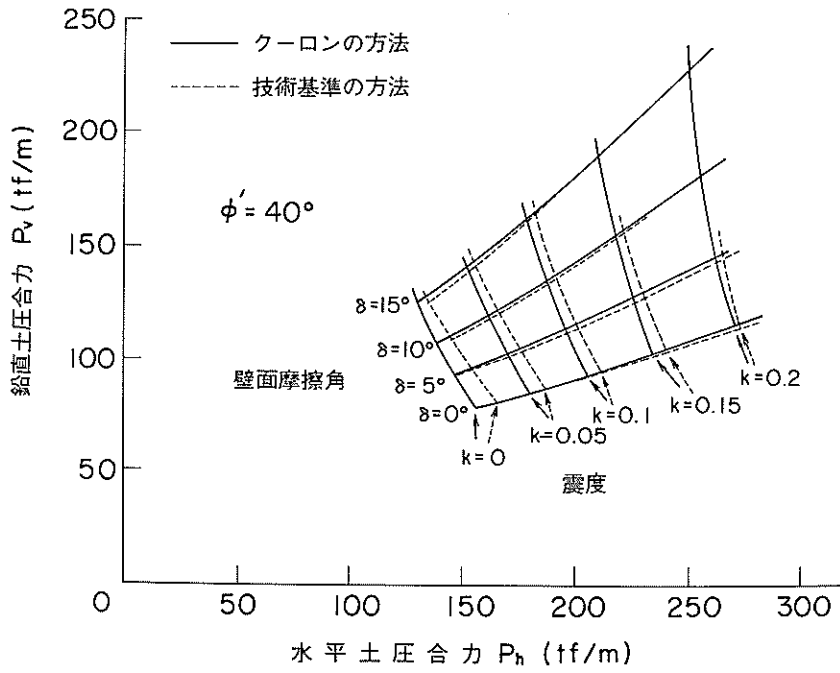


図-56 半円形構造物に作用する地震時主働土圧合力の比較（クーロンの方法と技術基準の方法）
 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

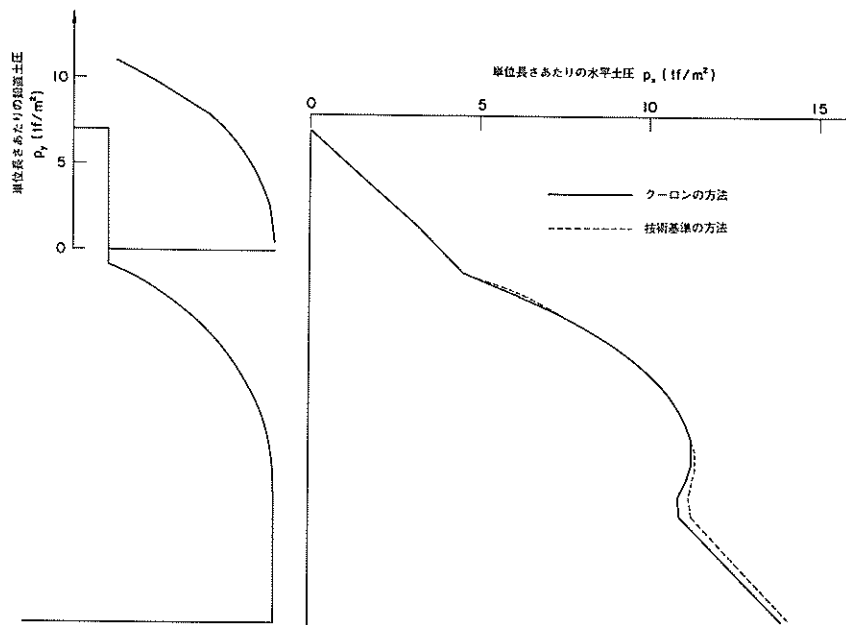


図-57 半円形構造物に作用する地震時主働土圧分布の比較（クーロンの方法と技術基準の方法）
 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

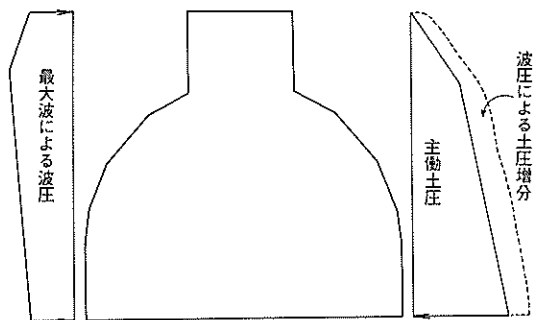


図-58 半円形構造物に波圧が作用した場合の土圧の変化

波浪による土圧の変化を考えていなかった。しかし、構造物の受ける最大力は異常時の土圧によって生じるのであって、裏込めがまさに滑り出そうとする主働時に生じるのではない。図-58のように半円形構造物に主働土圧が作用しているところに波圧が作用したときを考えると、構造物を陸側に押し込む力によって構造物および裏込めが変位し、その反作用として主働土圧よりも大きい土圧が生じるはずである。そのため、構造物の部材に作用する土圧としては、波浪による影響も考える必要が生じて来る。

実際の港湾構造物は常に繰り返し波を受けており、波高が小さい場合は裏込めが弾性的挙動を示すと想定される。その場合、構造物に作用する土圧合力は、図-59に示されるように静止土圧と主働土圧の間のある範囲を繰り返し移動していると推定される。

また、初期状態を $K_0=0.5$ と仮定したときに、最大波とその引き波が作用する場合の塑性域の発生状況は、図-46と図-49のようであった。この結果によると、合田式による最大波圧作用時の土圧が受働側に変化する時にはあまり塑性域が広がらないのに対して、引き波時は裏込めのかなりの部分が塑性化してしまう。すなわち、引き波時には裏込めがほぼ主働状態になるのに対して、最大波作用時には裏込めは弾性的挙動を示すのである。このことから裏込めを大きく塑性化させるほど大きい波が繰り返し作用した場合は、構造物の海側への変位による塑性ひずみが波の1サイクル後に残り、最大級の波が周期的に何波も作用する場合を考えると、このひずみが累積すると思われる。そのため、構造物自身に作用する土圧もしだいに主働側に移動していくのではないかと推察される。

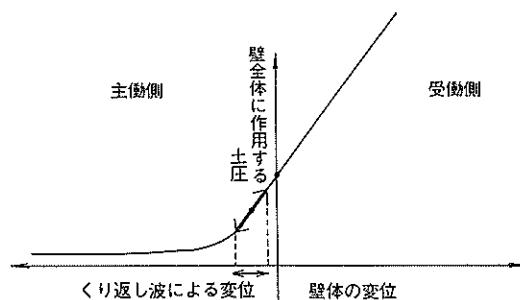


図-59 繰り返し波が作用する場合の壁体の変化と土圧合力の変化

このように、波浪を常に受ける港湾構造物は、波に合わせて微小な振動をしており、波が大きくなると残留変位を主働側に生じるようになる。もちろん、ある限度以下の大きい波であれば、ひずみ硬化によって構造物の主働側への変位は減少し、同じ規模の繰り返し波であれば、最終的な残留変位はある値に落ち着くと予想される。

波浪が作用する場合には、部材の設計を考える上で最大波が作用するときの引き波が作用する場合の2つのモードを考える必要がある。最大波が作用するときの外力は構造物全体を圧縮する力であり、曲率壁面の部材には大きな曲げモーメントが発生し、曲率壁面を支持する直線部材には大きな圧縮力が作用する。また引き波時の外力は構造物を海側に引きずり込む方向に働くため、部材に発生する応力は最大波が作用する場合とは違った形になると考えられる。

5.4 各計算法による結果

各手法によって計算した主働土圧合力および波浪作用時の土圧合力についてまとめると図-60になる。この結果によると、引き波時の土圧合力が主働土圧より大きな値を与えている。この理由は、4.5でも述べたように引き波時の構造物の変位量が小さく、構造物高さとの比も0.2%以下であるため、裏込めが完全に主働化していないからである。

また図-60では、初期状態として2通りの方法を示している。しかしながら、段階荷荷については4.3でも述べたように応力状態を正確に表しているとは言い難い。そのため、一般的な計算方法である K_0 値の仮定のほうが実際の場合に近い応力状態を表していると推定される。そして、この K_0 値の仮定のほうがその設定の容易さから実務的であるので、波浪が作用する場合の応力状態としては K_0 値の仮定の方法がよいといえる。そこで、波浪作

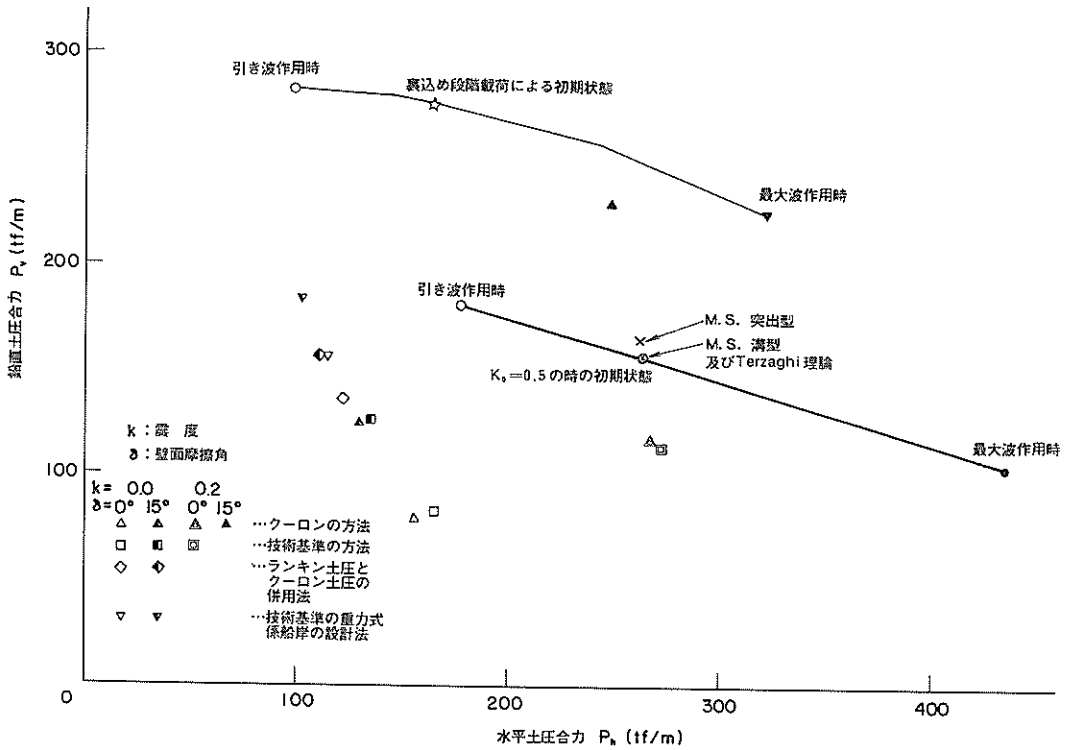


図-60 半円形構造物に作用する土圧合力一覽図 ($\phi' = 40^\circ$, $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$)

用時の土圧の変化を初期状態が K_0 値の仮定の場合は太い線で段階載荷の場合は細い線で示してある。

波浪作用時の計算結果は、主働土圧を考える現行の設計法と比べて大きな土圧を与え、この結果を使えば安全側の設計となる。そこで、この考え方では実際の構造物の部材設計の際に安全側すぎるのではないかという疑問が生じる。しかしながら、引き波の際に裏込めが主働状態になったとしても、波による繰り返し荷重の中立状態では、主働状態から静止状態の方向に変化しているのである。したがって、上記初期状態の仮定はおおよそ妥当であると推定される。

主働状態の安定計算においては、図-60に示した結果は常時または地震時で安全率がそれぞれ違うため、それぞれの場合について考慮する必要がある。また、部材の設計で考慮しなければいけない場合として、次の3つが考えられる。1つは最大波が作用するときで構造物全体を圧縮する場合、1つは引き波が作用する場合、そして地震時の主働土圧が作用する場合である。そこで、これらのうち初期状態が段階載荷と K_0 値の仮定の場合に最大

波が作用するとき、地震時の主働土圧を考慮するときについて、部材に作用する垂直応力とせん断応力の分布を図-61～63に示しておく。

6. 結論

半円形構造物に作用する土圧について、Terzaghi 理論による方法、Marston-Spanglerの理論による方法、クーロンの方法、技術基準の方法、重力式係船岸の設計法、ランキン土圧とクーロン土圧の併用法と弾塑性有限要素法などにより計算した。その結果から次のことが言える。

(1) 常時の主働土圧の計算のために検討した方法は、いずれも曲面壁体に作用する土圧算定法としては近似的な方法であるが、裏込めの一部を構造物と一体に考えるランキン土圧とクーロン土圧の併用法が、裏込め土と壁の相互作用の観点から妥当と考えられる。

(2) 地震時の主働土圧を求める方法としては、クーロンの方法と技術基準の方法を曲面壁体に適用した場合について比較検討した。両方法とも結果の差はわずかし

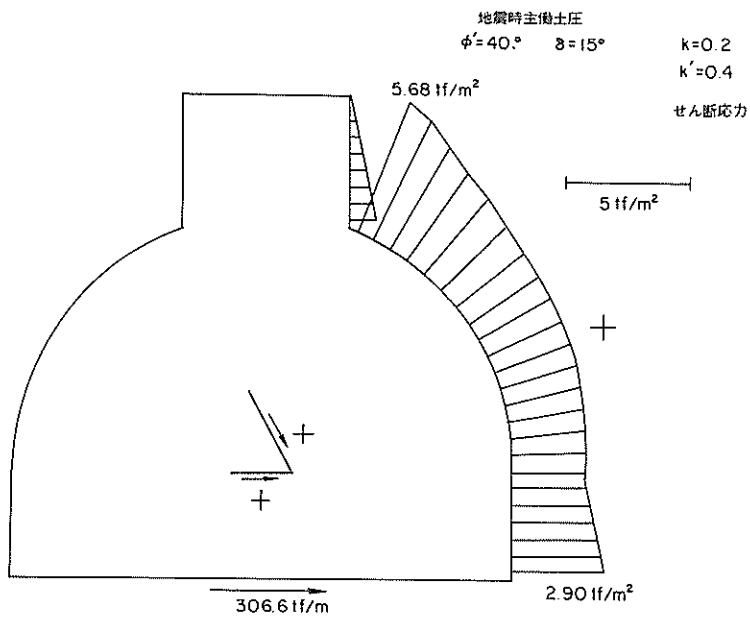
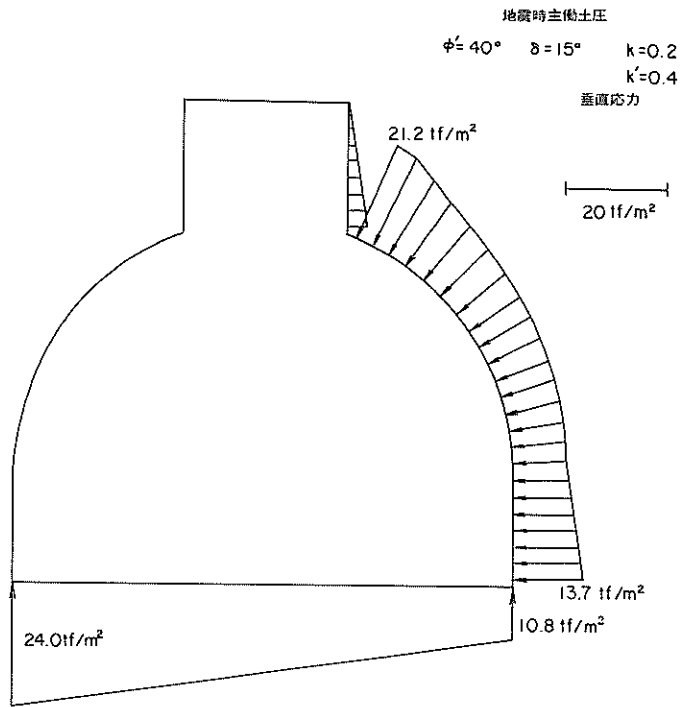
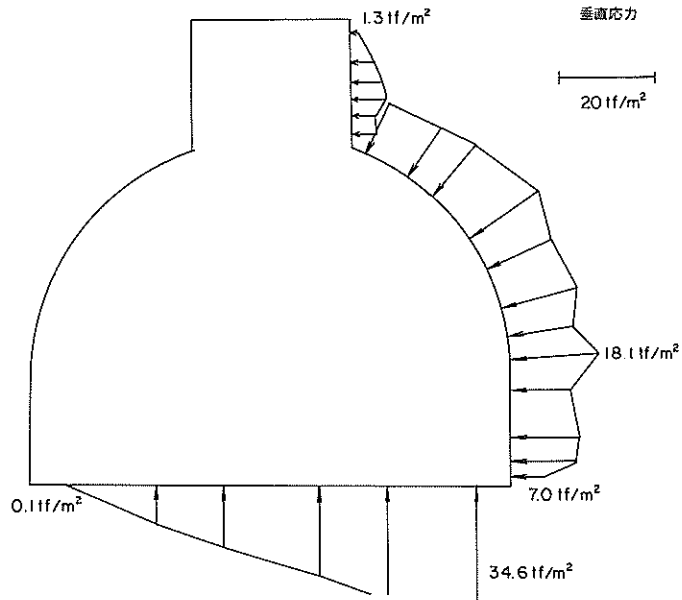


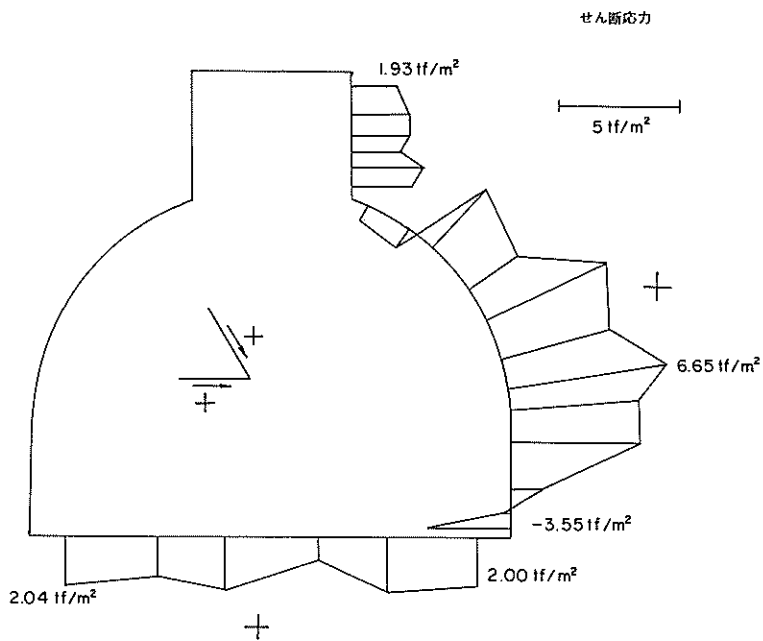
図-61 地震時主働土圧の場合

自重段階載荷 合田式による波圧



(a) 垂直応力

自重段階載荷 合田式による波圧

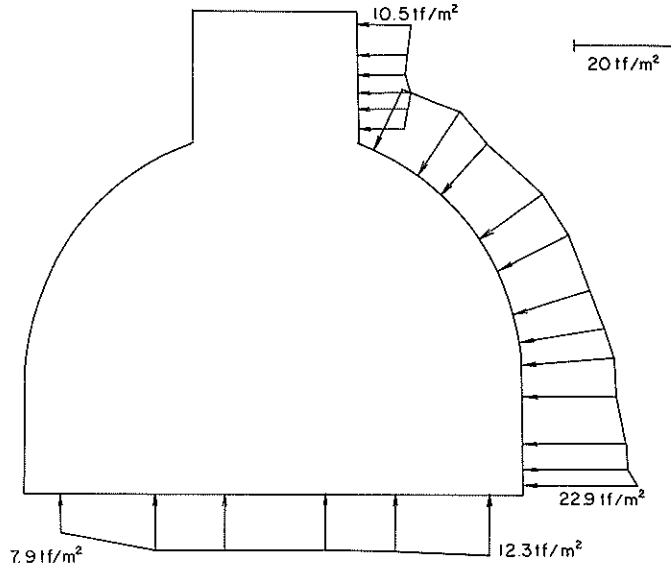


(b) せん断応力

図-62 段階載荷の初期状態に合田式による波圧が作用した場合

$K_0 = 0.5$ 合田式による波圧

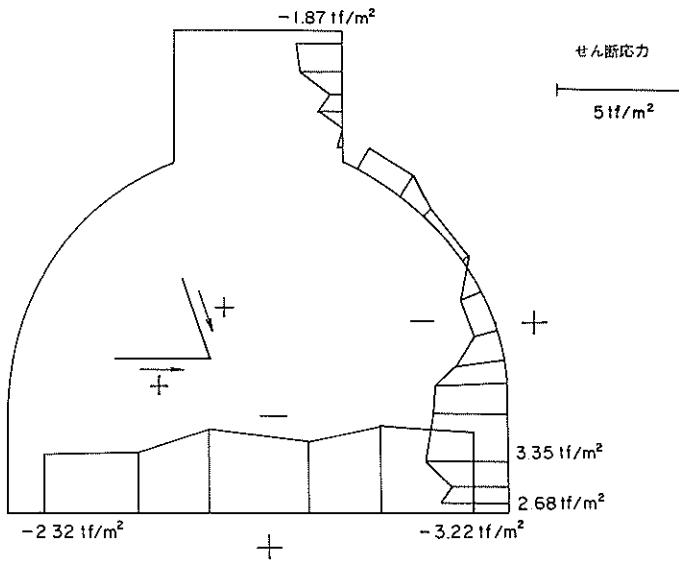
垂直応力



(a) 垂直応力

$K_0 = 0.5$ 合田式による波圧

せん断応力



(b) せん断応力

図-63 $K_0 = 0.5$ の初期状態に合田式による波圧が作用した場合

なく、現行の震度法の枠内では計算が容易な技術基準の方法を使用すれば十分である。

(3) 静止土圧を求める方法として、Terzaghi 理論による方法と Marston-Spangler 理論による方法を検討した。結果的に両方法とも土かぶり圧を鉛直土圧とし、土かぶり圧に静止土圧係数を乗じた値を水平土圧として考慮すればよいことが明らかになった。なおこの状態は FEM 計算で用いる K_0 値の仮定による初期状態として用いることができる。

(4) FEM による主働土圧の計算を、4 種類の構造物の変位によりおこなった。このうち、構造物下端よりさらに下を中心とする回転に沈下が同時に起こる変位が、もっとも実際の構造物の挙動に近いと考えられ、その結果はランキン土圧とクーロン土圧の併用法の結果とほぼ一致した。このことは、FEM 計算の結果と併用法の結果がよい対応を示すことを表している。

(5) FEM 計算によれば、波の作用により裏込め土圧は大きく変化する。したがって、土圧の変化と波力(押し波および引き波)の両者を考慮して、構造物全体の安定および部材の断面の検討をする必要があると言える。

(6) 模型実験における構造物の部材のたわみ量を参考にして、半円形構造物に生じるたわみの影響について計算した結果、たわみによる土圧再配分が土圧分布に及ぼす影響は小さく、通常の設計においては考慮する必要のないことが明らかにされた。

7. あとがき

本資料は、大水深における半円形構造護岸の設計の基礎資料を得るため、半円形構造物に作用する土圧について、種々の方法で計算してみたものである。しかしながら、実際の土圧を計測したわけではなく本資料で求めた値との整合性の確認が必要である。またここでは言及していないが、地震時に作用する主働土圧として、震度法による主働土圧を計算したのであるが、震度が大きくなるにしたがって計算の途中で根号の中が負になるなど、土圧を計算する上で理論に無理が生じてくる。そのため補正方法として、実際の地震によって被災を受けた重力式構造物の安定解析により低減震度として提案されているが、本方法など地震時土圧に関する理論の更なる検討が必要であろう。また実際の構造物には周期的に波浪が作用しているため、波などの外力による繰り返しが構造物に作用する土圧にどのような影響を与えるかも解明されなければならないテーマである。

最後に本研究を進めるために用いた FEM は構造部横田主任研究官の協力と、小林土性研究室長の助言に

より作成されたものであり、また、取りまとめるにあたっては土質部、構造部、設計基準部の関係各位から貴重な御指導、御助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。
(1986年6月30日受付)

参考文献

- 1) 柴田鋼三・服部千佳志・大堀晃一：半円形構造護岸に作用する波力について、港湾技研資料、No. 484, 1984年6月
- 2) 清宮 理・横田 弘：半円形構造部材の耐力評価、港湾技研資料、No. 538, 1985年12月
- 3) 松尾 稔・富永真生：土圧、鹿島出版会、1976年、p.31
- 4) Wu, T.H.: Retaining Walls, *Foundation Engineering Handbook*, ed. by Winterkorn & Fung, Van Nostrand Reinhold, 1975, p.405
- 5) T.W.Lambe・R.V. Whitman: *Soil Mechanics*, SI Version, John Wiley & Sons 1979, p.166
- 6) 土質工学会：土質工学ハンドブック、1982年版、p.1118
- 7) 前出6) pp.1143~1151
- 8) 山口柏樹：土質力学(全改訂)、技報堂、1984年、p.233
- 9) 前出8) pp.217~218
- 10) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、(社)日本港湾協会、1979年3月、pp.2-172~2-181
- 11) 前出10) pp.8-8~8-10
- 12) 山本 稔・河田博之：シールド工法と土質—セグメントと土質一、土と基礎、No. 239, 1978年1月、pp.69~74
- 13) 鷲津久一郎：有限要素法ハンドブック、培風館、1981年
- 14) 例えば O.C.Zienkiewicz 著 吉識雅夫・山田嘉昭監訳：マトリックス有限要素法 三訂版、1984年、p.459~461
- 15) 川本眺万・林 正夫：地盤工学における有限要素解析、培風館、1978年、pp.75~76
- 16) 松井 保・安部信晴：土の構成式入門 一弾塑性体理論と適用(その1)一、土と基礎、No. 310, 1983年11月、pp.97~105
- 17) Nakai, T.: Finite Element Computations for Active and Passive Earth Pressure Problems of Retaining Wall, *Soils and Foundations*, Vol.25, No. 3, 1985, pp.98~112
- 18) 前出8) p.240
- 19) 合田良実：港湾構造物の耐波設計、鹿島出版会、1982年、pp.99~100
- 20) 前出8) p.242

記号表

c	: 裏込め土の粘着力
D	: 半円形護岸の曲率部の直径
$[D^e]$: 弾性応力-ひずみマトリックス
$[D^{ep}]$: 弾塑性応力-ひずみマトリックス
$d\sigma$: 応力増分
$d\varepsilon$: ひずみ増分
E	: 弾性係数
$f(\sigma)$: 降伏関数
H	: 地表面からの深さ
H'	: 材料の硬化率
K	: 土圧係数

k	: 震度
k'	: 見掛けの震度
P_v	: 鉛直土圧
P_h	: 水平土圧
Q_a, Q_{a1}, Q_{a2}	: 主働土圧
R, R_1, R_2	: 主働時に生じたすべり線上の反力
R_o, R_t, R_w	: 半円形護岸の曲率部の半径
W, W_1, W_2	: 裏込めに生じた主働くさびの重量
γ	: 単位体積重量
δ	: 壁面摩擦角
μ	: 弾性低減率
ν	: ポアソン比
ϕ	: 裏込め土の内部摩擦角

付 録 要素の剛性マトリックスの作成

本資料の計算で採用した平面ひずみ要素は、付図-1に示すような8節点四角形要素で、この要素の形状は次式で表される。

$$x = \sum_1^8 N_i x_i, \quad y = \sum_1^8 N_i y_i \quad (\text{A-1})$$

N_i は要素の形状関数であり次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= 1/4 (1-\xi)(1-\eta)(-1-\xi-\eta) \\ N_2 &= 1/4 (1+\xi)(1-\eta)(-1+\xi-\eta) \\ N_3 &= 1/4 (1+\xi)(1+\eta)(-1+\xi+\eta) \\ N_4 &= 1/4 (1-\xi)(1+\eta)(-1-\xi+\eta) \\ N_5 &= 1/2 (1-\eta)(1-\xi^2) \\ N_6 &= 1/2 (1+\xi)(1-\eta^2) \\ N_7 &= 1/2 (1+\eta)(1-\xi^2) \\ N_8 &= 1/2 (1-\xi)(1-\eta^2) \end{aligned} \right\} (\text{A-2})$$

ここで、 ξ, η は節点位置 1, 2, 3, 4 で、それぞれ $(\pm 1, \pm 1)$ の座標値をとり、また、中間節点位置 5, 6, 7, 8 で $(0, 1), (-1, 0), (0, -1), (1, 0)$ の座標値をとる局所座標である。

次に、要素内の変位場を要素形状関数 N_i および節点変位 u_i, v_i を用いて、次のように仮定する。

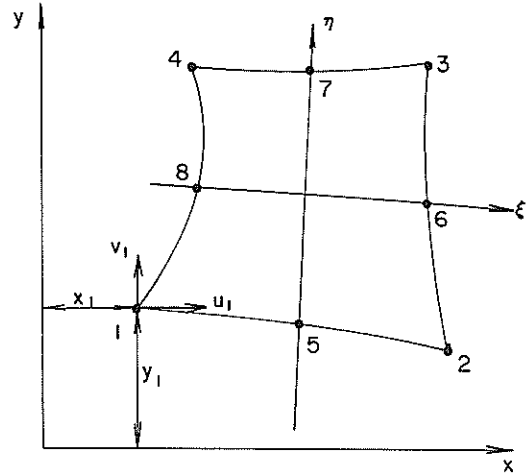
$$u = \sum_1^8 N_i u_i, \quad v = \sum_1^8 N_i v_i \quad (\text{A-3})$$

平面ひずみ問題においては要素内の任意点におけるひずみは、節点変位 u_i, v_i を用いて表され、次の式で定められる。

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial[N]/\partial x & 0 \\ 0 & \partial[N]/\partial y \\ 0 & 0 \\ \partial[N]/\partial y & \partial[N]/\partial x \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \end{Bmatrix} = [B] \{\delta\} \quad (\text{A-4})$$

したがってひずみマトリックス $[B]$ を作成するためには、形状関数 N_i の x, y に関する微分形 $\partial N_i / \partial x, \partial N_i / \partial y$ を計算する必要がある。ここで、局所座標系 ξ, η と、これに対応する全体座標系 x, y に関しては、次の偏微分の公式がある。



付図-1 8節点要素

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (\text{A-5})$$

(A-5)式の左辺は、関数 N_i が (A-2)式に示されるように、局所座標系で表されているため、容易に求められる。また、 x, y は (A-1)式で表されるので、マトリックス $[J]$ は局所座標によって表される。

全体座標による微分形は、(A-5)式を解いて得られ、 $[J]$ の逆マトリックスを用いて、次のように表される。

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (\text{A-6})$$

ここで、(A-1)式を用いて、(A-5)式の $[J]$ マトリックスは次式で表される。

$$[J]_{2 \times 2} = \begin{Bmatrix} \sum_1^8 \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \sum_1^8 \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \sum_1^8 \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \sum_1^8 \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial [N]}{\partial \xi} \\ \frac{\partial [N]}{\partial \eta} \end{Bmatrix}$$

$$[\{x\} \{y\}] \quad (\text{A-7})$$

以上の手法によりひずみマトリックス $[B]$ が形状関数

N の x , y に関する偏微分で以下の式で表される。

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} [N_x(\xi, \eta)] & 0 \\ 0 & [N_y(\xi, \eta)] \\ 0 & 0 \\ [N_y(\xi, \eta)] & [N_x(\xi, \eta)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \end{Bmatrix}$$

$$= [B]\{\delta\} \quad (\text{A-8})$$

次に、要素の剛性マトリックスは、全体座標 x , y に関して次式で定義される。

$$[k] = \iint [B]^T [D] [B] dx dy \quad (\text{A-9})$$

ここで用いた応力一ひずみマトリックス $[D]$ は、以下

の式で示される。

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu/(1-\nu) & \nu/(1-\nu) \\ \nu/(1-\nu) & 1 & \nu/(1-\nu) \\ \nu/(1-\nu) & \nu/(1-\nu) & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ (1-2\nu)/2(1-\nu) \end{bmatrix} \quad (\text{A-10})$$

港湾技研資料 No. 565

1986. 9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.