

第二十章 岸壁計算論

第一節 計算一般

岸壁計算の中にて最も重要なものは、土壓に關する計算である。而して此岸壁に於ける土壓計算に就ては、種々なる方法や假定があつて、未だ統一されたものが無く、實際に當つて設計者の常に迷ふ所である。故に本章に於ては、著者が最も實際的と信じ、且つ比較的に精確なりと思ふ方法を、茲に推奨し、之が設計計算の假定と順序とを最も明確に述べたいと思ふ。但し相當に複雑であるから、時間の少ない讀者は、本章を省略して、次の章へ進まれたい。

計算の種類 岸壁の構造の如何に依つて、計算方法の異なるは言ふ迄でもない。即ち、重量擁壁式、矢板式、杭打擁壁式、の各種に於ける計算方法には、多少之が趣を異にするものがある。

重量擁壁式の岸壁計算としては、轉倒、滑出、耐支の三要項に就て計算を行ふ。

矢板式の岸壁計算としては、根入、前倒、彎曲率などに就て計算を行ふ。

杭打擁壁式の岸壁に於て、其の上部の擁壁部の計算には、轉倒、滑出の計算を行ひ、又下部の杭打部に就ては、主として其の耐支力を検算する、尙ほ下部の一部に矢板を用ひる場合には、其の根入、彎曲率などを計算するのである。

以上各種の計算方法に就ては、後節に詳しく述べる。

裏埋の假定 岸壁背後の裏込、或ひは裏埋に用ひられた土砂、粗石等に於ける、息角度 (Angle of repose) 単位重量等の數値を、如何に假定するかに依つて、岸壁の計算方法に著るしき差異を生ずる。

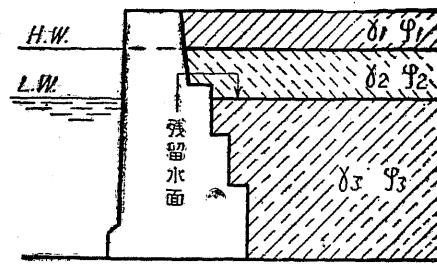
裏埋用材の種類が異なれば、息角度と単位重量との數値を異にするは勿論であるが、更に同種の用材にあつても、之が乾濕と浮力との影響に依つて、其の數値

を異にする。而して此乾燥と浮力との影響は、水中構造物たる岸壁等に於て、特に著るしきものがある、是即ち一般に岸壁の計算が、陸上に於ける普通の擁壁に比して、甚しく複雑となるのである。

如斯く裏埋各部に於ける、息角度、単位重量の數値を、夫れぞれ異なるものと假定するか、或ひは簡略に、之を均一のものと假定するかに依つて、後の註に述べるが如く、大略これを三様に分類する事が出来る。

然し其中で、最も岸壁の計算に適するものは、水平層別の假定である。蓋し其の假定に依る時は、之が計算は餘り煩雑にならなくて、然も結果の精度は相當である、殊に後に地震の検算を行ふ場合にも便利であるからだ。

水平層別の假定とは、(1)圖に示すが如く、裏込を満潮面と殘留水面(但し普通の計算では干潮面)との水平面に依つて、三層に區分し、単位重量及び息角度の數値が、各層内では、少くも均一であ



(1) 水平層別の假定

つて、層を異にする場合にのみ、異なる數値を取ると假定したものである。而して(1)圖に於て、 $\gamma_1 \gamma_2 \gamma_3$ は各層の単位重量、 $\phi_1 \phi_2 \phi_3$ は各層の息角度を表す。

各層の境界は、既述の如く、第一層と第二層との間を、満潮面とし、第二層と第三層の境は、一般的に言へば岸壁背後の殘留水面であるが、普通の計算では、之を干潮面に取つて差し支えない、但し地震計算の如き、詳細の計算を行ふ場合には、殘留水の水壓をも考慮すべきであるから、其の際には、第二層と第三層との境界を、當然この殘留水面に置くべきである。

又茲に満潮面或は干潮面と稱するは、大潮平均の満潮と干潮とを用ひる。

次に上記の境界に依つて、裏埋を三層に分けた理由を説明する。

第一層の土砂は、略々乾燥状態に在つて、第二層の土砂が、濕潤状態を呈し、更に第三層に於ては、全く水中に没して浮力の影響を受ける。即ち各層の状態が、如斯く著しく異なるが爲めに、既述の如く區分したのである。

〔註〕 第一層と第二層との境界は、之を嚴密に言へば、土砂の毛細管現象(Capillarity)に依つて、満潮面より多少上方にあるべきだが、元來岸壁の計算は、之が性質上大略でよいのであるから、既述の如く、單に満潮面を以て、其の境界とした。

又既述の如く、此場合の満潮位と干潮位とは、大潮平均の満潮位と干潮位とを取つた、蓋し普通の計算では、夫れで充分と思ふ。然し厳密に言へば、最も危険の場合は、潮位が最大大潮の時である。

単位重量と息角度 この水平層別の假定に於ては、土砂と裏込粗石との區別をして無い、然し實際には、この裏込粗石の有無を考慮に入れて、各の単位重量と息角度との數値を、適當に認定するのであるから、計算の結果に誤謬を來すが如き事はないと思ふ。

今こゝに裏埋の土質を、普通土砂と粘土とに分ち、更に裏込粗石の有無をも考へて、各層の単位重量と息角度との認定數値を表に一括すれば、次頁の如くなる。尙ほ此表の単位は、単位重量が 吨/立方米、息角度は 度である。

尙ほ此所に注意すべきは、此認定數値表の數字が、各層の裏込裏埋の状況を通觀して、認定された數値であつて、裏込裏埋の用材箇々の 實際數値 とは、必ずしも一致しない事である。若し此用材箇々の實際數値を知らんとする人は、436 頁の表を参照されたい。

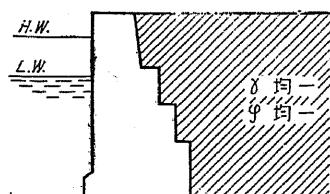
尙ほ序に、岸壁の計算に必要なる 壁體重量 に對する浮力の影響を附記したい。若し壁體が混擬土ならば、水上の単位重量は $2.4\tau/m^3$ 、水中の部分は $1.4\tau/m^3$ である。但し壁體の中詰に、若し砂その他の材料を填充した場合には、之を適當に修正すべきは言ふまでもない。

又浮力の働く壁體の部分は、壁體表裏の兩水面を、結んだ面から下であるのは勿論である。

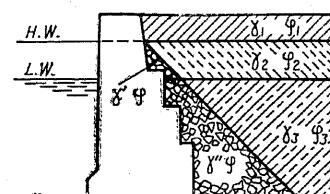
裏埋の水平層別に於ける単位重量と息角度との認定數値表

裏埋 層別	裏埋の土質が普通土砂				裏埋の土質が粘土			
	裏込粗石を有す	裏込粗石を有せず	裏込粗石を有す	裏込粗石を有せず	裏込粗石を有す	裏込粗石を有せず	裏込粗石を有す	裏込粗石を有せず
満潮位 以 上	γ_1 1.6	φ_1 30~40	γ_1 1.6	φ_1 30~35	γ_1 1.6	φ_1 30~40	γ_1 1.6	φ_1 30~35
満潮位 よ り 残留水面	γ_2 2.0	φ_2 25~35	γ_2 2.0	φ_2 20~25	γ_2 2.0	φ_2 20~30	γ_2 2.0	φ_2 15~20
残留水面 以 下	γ_3 1.0	φ_3 25~35	γ_3 1.0	φ_3 20~25	γ_3 1.0	φ_3 20~30	γ_3 1.0	φ_3 15~20
備 考	<p>尚ほ矢板計算の際に必要なる水底下的土砂或は粘土の単位重量はいづれも約2.0であつて、又其の息角度は此表のφ_3及びφ_2と同じである。</p> <p>此表の単位は、単位重量がt/m³、息角は度である。</p> <p>第二層と第三層との境界は、一般的に言へば、残留水面であるが、普通の計算では、之を干潮位に取る。</p>							

〔註〕著者は(1)水平層別の假定を以て、岸壁の計算に最も適するものとして、之を推奨したのであるが、然し其の外に次の圖が示すが如く、(口)全部均一、(ハ)土石區分などの假定もあつて、結局(1)(口)(ハ)の三様式の種別となる。



(口) 全部均一の假定



(ハ) 土石區分の假定

但し(口)の全部均一の假定による計算は、最も簡略であるが、然し精細なる計算法とは言い難い。

又(ハ)の土石區分の假定による計算は、裏込へ特に多量の粗石を用ひた場合に之が

精細なる計算を行ふに適する事もあるが、然し地震の計算を行ふ場合に、著しく煩雑になるから、本邦の岸壁の計算としては実用的でない。

之を要するに(1)(口)(ハ)の中では、結局既述の如く(1)の水平層別の假定が、一番実用的であつて、他は只だ参考までに、以下順次紹介するに過ぎない。但し簡易なる護岸の計算には、嘗て第十五章第七節で述べた如く、(口)の全部均一の假定が用ひらる。

〔註〕(口)の全部均一とは裏込の単位重量と息角度との數値が、總て均一であると假定したものである。

而して此假定に於て、最も大切なことは、背後裏埋の状況を通觀して、單一の息角 φ と單一の単位重量 γ との認定を誤まらざる事である。極て普通の場合 即ち粗石裏込が充分に施され、又裏埋土砂の土質が尋常ならば、此 φ と γ とは、恰も土砂の乾けるものゝ息角度、並に単位重量と略々等しい數値に假定するがよい。即ち

$$\varphi = 30^\circ \sim 35^\circ \quad \gamma = 1.6 t/m^3$$

以上は最も普通の場合であるが、其の外特別の場合を次に述べる。若し裏込粗石を殆ど用ひない場合ならば、 φ を恰も湿りたる土砂と等しく考へ、又 γ は乾きたる土砂のものと同じ數値と假定するがよい。即ち

$$\varphi = 20^\circ \sim 25^\circ \quad \gamma = 1.6 t/m^3$$

次に裏込粗石を用ひず、尚ほ其の裏埋土砂の土質が、粘土質過分なる場合には、 φ を $14^\circ \sim 20^\circ$ ほどに下げなければならない、但し γ は $1.6 t/m^3$ でよい。

〔註〕(ハ)の土石區分とは、裏込の用材に於て、粗石、土砂等の用材の區別を明かにし、尚ほ之が乾湿に依る差異を考慮して、計算を進むるものである。而して此場合の単位重量と息角度との實際數値が、嘗て掲げた認定數値表のものとは、多少異なるは言ふまでもない。即ち此實際數値を表に一括すれば、次頁の如くである。即ち(ハ)の土石區分の計算では、先の認定數値表を用ひずして、此實際數値表の方を用ひてもらひたい。

尚ほ練習の爲めに實例を掲げる、假に(ハ)圖に就て、各部の単位重量(γ_1 γ_2 γ_3 γ')と息角度(φ_1 φ_2 φ_3 φ')との數値に就て、最も普通の場合を想像すれば、大略次の如くなる。

$$\gamma_1 = 1.6 t \quad \varphi_1 = 35^\circ \quad \gamma_2 = 2.0 t \quad \varphi_2 = 25^\circ$$

$$\gamma_3 = 1.0 t \quad \varphi_3 = 25^\circ \quad \gamma' = 1.6 t \quad \varphi' = 45^\circ$$

$$\gamma' = 1.0 \quad \varphi = 45^\circ$$

尚ほ此外に根入の水底下的土砂に於ける、単位重量は表に示すが如く、2.0噸、又息角度は、普通25度ほどである。

息角度の實際數値表

裏埋用材	乾ける時	濕りたる時	備考	
粗石	45度	45度	濕りたる時の角度は、水上に於ても、水中に於ても、或ひは水底に於ても、總て同様と看做す。	
普通土砂	30~35	20~25		
粘土	30~35	14~20		

単位重量の實際數値表

用材	乾いた時		濕りたる時		備考
	水上	水上	水中	水底下	
土砂	1.6	2.0	1.0	2.0	水底下的粗石の間隙が、若し土砂にて略々満された場合ならば、其の重量は大略2.0噸ほどに假定する。
粗石	1.6	1.6	1.0		
混凝土	2.4	2.4	1.4		

〔註〕此實際數値表に依つて見るも、粘土質の土が濕れる時は、著しく其の息角度を減ずる事がわかる。従つて粘土質の土は、岸壁の裏埋用として、甚だ不適當のこととも明かである。

故に普通一般の場合には、此表に於て、普通土砂と稱する程度のものが、裏埋の材料として用ひらるゝ、尚ほ嘗て記した如く、粗石は其の息角度の不變を利用して、土壓を減ずる爲めに、之を岸壁の直後の裏込(Backing)として盛に用ひらるゝのだ。

又前の認定數値表に於て、裏込粗石の有無が、満潮位下の息角度の認定數値に、至大の影響を及ぼす所以も此所にある。

載荷重 岸壁上のエプローン等に載せらるゝ載荷重 即ち動荷重、或ひはサーチヤージ(Surcharge)が、岸壁の計算に必要なるは言ふまでもない。

此載荷重の大さは、若し乗客専用の埠頭ならば僅か

$$0.5 \sim 1.0 \text{ 噸/平方米}$$

又漁港に於ける、魚揚場埠頭ならば、

$$1.0 \sim 1.5 \text{ 噌/平方米}$$

として計算すれば足りる、然し一般貨物を取扱ふ普通商港の埠頭ならば、此載荷重は相當に大きく假定する、例へば紐育やハリハツクスの一・二流埠頭にては、毎平方米につき4.9噸の載荷重を豫定した、然し本邦の港灣に於ける、普通の載荷重は、大略次の如き數値を取る。

$$2 \sim 4 \text{ 噌/平方米}$$

此中でも約3.2噸に假定して計算するものが最も多い、因に此3.2噸を土の等價荷重(Equivalent load)に換算するには、次式に依つて、土の高さ2mに相當するを知る。

$$\begin{aligned}s &= \text{等價荷重の土の高さ} = \text{載荷重} \div \text{土の単位重量} \\&= 3.2 \text{ 噌} \div 1.6 \text{ 噌} = 2 \text{ m}\end{aligned}$$

〔註〕土壓の計算に於ては、此載荷重を便宜等價荷重sに換算して計算するは言ふまでもない。

岸壁の壁體に對して、載荷重の影響の最も大きい場合は、壁底後端の直上から後方の地面上へ配布された時である。

〔註〕又地震の計算を行ふ場合に於ける載荷重は、後に述ぶるが如く、當時のものより遙に小さく取る。

耐支力 一般に岸壁基礎に於て、最大壓力の起る箇所は、壁底の前端である、従つて、其の前端に於ける最大壓力よりも、基礎の耐支力が大なればよい。

岩盤として最も柔かい土丹でも其の安全耐支力は、毎平方米に付50噸以上である、従つて土丹その他の岩盤ならば、耐支力に就て、何等心配するの必要を認めない。

次に普通土砂の場合に、粗石を相當に入れて、基礎を固むるならば、其の耐支力の數値は、大略次の如く考へてよい。

安全耐受力………25~35 吨/平方米

但し之は平時の安全耐支力であるから、實際は多少の餘裕がある。従つて地震の如き特別の計算には、之より約2割増の數値を取る（第五節参照）。

尙ほ柔弱地盤に於ては、嘗て述べた如く、置砂、杭打等の工法に依つて、完全に地盤を改良して、25t近くの耐支力を發生する様に工夫する、然らば重量擁壁式の岸壁を設置する事は、頗る危険であつて、寧ろ他の棧橋、或ひは浮桟橋等の工法を以て、埠頭を築かなければならぬ。

第二節 重量擁壁式の計算

計算の順序 重量擁壁式の岸壁計算の普通の順序は、先づ壁體の大略の形を假に定め、其の假定斷面に就て、最も危険なる場合の土壓の計算を行ひ、之に依つて壁體の轉倒(Overturning)、滑出(Sliding)、耐支(Bearing)等の検算を行ふ。

其の際 断面に、大なる過不足なく安全ならば、設計の計算は完了するのであるが、若し當初假定の断面が不充分の時には、更に断面の一部を増大し、或ひは著るしく過大ならば縮小して、再び同じ様な検算を行ふ。

かゝる計算を繰返して、漸次安全にして、經濟的の壁體断面へ近づけるものである。

其の際の土圧の算出が、前節に記した裏埋等の假定に基づき、更に後述のランキン或はクーロンの計算法に従つて、之を求むべきは言ふまでもない。

普通の習慣に依れば、岸壁は上記の土圧のみの計算を行ひ、之に充分の餘裕を存して、其の設計を終るのであるが、更に精細なる計算にあつては、其の設計斷面に就て、地震、殘留水、繫船の牽引などの検算を行ふ場合もある（第五節第六節參照）。

〔註〕當初假定の断面を定むるには、第十八章第三节の岸壁形状の所で述べた大略の寸法參照し、或は他の實例などを参考として、之を定むるのである。」

〔註〕 岸壁の安定にとって、危険の場合は、干潮時に起る、然も最大干潮位の時が、特に危険であるが、普通一般の計算では、前節の註に記した如く、岸壁前の水位が、大潮平均干潮位にある場合に就て計算を行ふ。

但し全部均一(口)の裏埋の假定に基づいて、計算を行ふ場合に限つては、水位の如何に依つて、形式上土圧の増減が起り得ないから、寧ろ浮力に依つて、壁體が最も軽くなつた時が最も危険である。従て(口)の假定では、表の水位が大潮平均満潮位の時を以て、最も危険の場合と考へる。

安全算式 岸壁の假定断面に就て、轉倒、滑出、耐支の三項を検するのであるが、其の中で、轉倒に就ては、合力 R が壁底の外へ出なかつたならば、安全である。而し滑出と耐支とに就ては、次の式が成り立てば安全である。尚ほ詳細は例題を参照されたい。

記號

V合力 R の垂直分力

若し外力が背後の土圧のみで、然もランキン式の如く、水平の場合には、 V は壁體重量 W と等しくなる。即ち

$$V = R \cos \beta = W$$

又クーロン式に依るが如く、 δ の傾を以て全土壓 P のみの外力が働く場合に
は

$$V \equiv R \cos \beta \equiv W \pm P \sin \delta$$

但し β は R と V との挟む角度を示す。

尙ほ地震計算の如く、外力の數が多い場合には、一度 R と β を實際に求めて然る後に V を算出する方が便利である。 尚ほ以上の關係に就ては、後に再びそれぞれ説明する。 前に記した壁體重量 W とは、次々頁の圖の ab 線より前方の總ての部分の重量であつて、然も浮力を引いたものである。

次に全土壓 P の算出に就ては、後に詳しく説明する。

H合力 R の水平分力

若し外力が背後の土圧のみで、然もランキン式の如く水平の場合には、 H は全土圧 P と一致する。即ち

$$H = R \sin \beta = P$$

又クーロン式の如く、土壓が δ だけ傾く場合には

$$H = R \sin \beta = P \cos \delta$$

此の H に於ても、外力の數の多い場合には、一度 R と β を實際に求めて、然る後に H を算出する方が便利である。以上の關係も亦、後に再び詳しく述明する。

f …………壁底と基礎面との摩擦係数、約 0.6~0.7

時として此數値を角度で表はす場合もある。即ち其の摩擦角度は $\tan^{-1} f$ に當る。

9壁底前端の許容耐支力

S_1 …………壁底前端に起る最大圧力

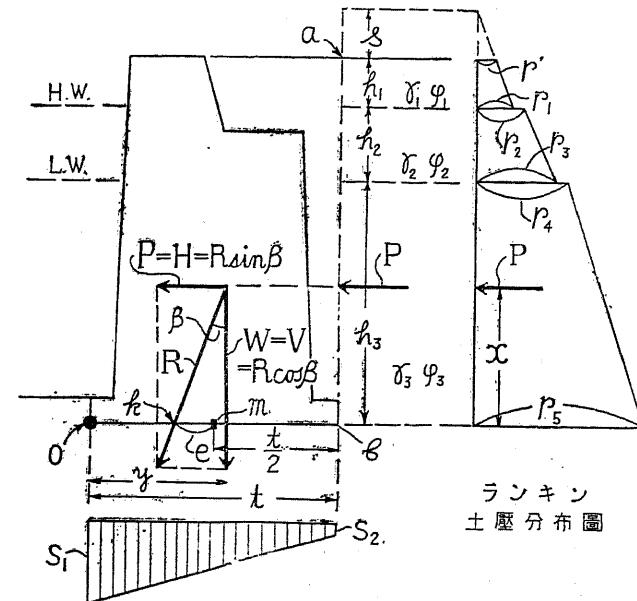
其の値は、次式に依つて求めらる。

但し S_2 は壁底後端に起る最小圧力。又 t は壁底の幅を示す、尙ほ e は合力 R が壁底と交はる k 點と、壁底の中心點 m との距離である。此の式に用ひた V' は、外力が背後の土壓のみの場合には、ランキン或はクーロンかに依つて既述の如き形となる。

尙ほ上式は R がミッドルサード以内に来る場合に用ひらるものであるが、その外へ出る場合の式は、之と異なる（第十四章第一節参照）。

之を要するに、安全算式(1)(2)は結局 V と H と e とがわかれれば、直に之が計算を行ひ得る。而て此等の V H e は、何れも合力 R がわかれれば、容易に之を求め得らるゝ。そして合力 R を求むるには、先づ壁體背後の全土圧 P を算出しなければならない。故に此の P の計算は、岸壁の計算に於て最も重

要なものである。即ち次にランキンとクーロンとに分けて、此の土壟の計算方法を説明する。



ランキン土圧式 岸壁上のエプローン面は、普通略々水平であるから、ランキンの算法に依る土圧の方向は、水平 であつて、又其の算式も甚だしく複雑で無い。従つて之が計算は、最も簡単となるのであるから、普通の設計には、此のランキンの算式を用ひるがよいと思ふ。

此の場合の全土圧 P の數値は、次式に依つて之を求むる。但し此等の岸壁計算は、總て岸壁の単位長さ、即ち $1m$ に就ての計算であるは、言ふまでもない。

$$p_1 = \gamma_1(s+h_1) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (7)$$

$$p_2 = \gamma_1(s+h_1) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (8)$$

$$p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (9)$$

$$p_4 = (\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (10)$$

$$p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (11)$$

全土圧 P の位置は、土圧分布図が示す三段梯形全體の重心から水平に、壁背を突くものであつて、其の重心を求むるには、作圖或ひは計算などに依る、即ち先づ各段の梯形に就て、箇々の重心を求め、更に之を総合して、全體の重心を求むればよい。

尙ほ以上の算式に於ける p' p_1 p_2 p_3 p_4 p_5 s h_1 h_2 h_3 等の意味は、圖を見れば明瞭であるから、其の説明を省く。

以上の算式に依つて、全土圧 P がわかれば、之を壁體重量 W (但し浮力を引いたもの)とを作圖に依つて組合せ、以て其の合力 R を求め得る。但し R の垂直分力 V と水平分力 H とは既述の如く、此場合に R と β との數値を求むるまでもなく、直に W 或は P と一致する。即ち

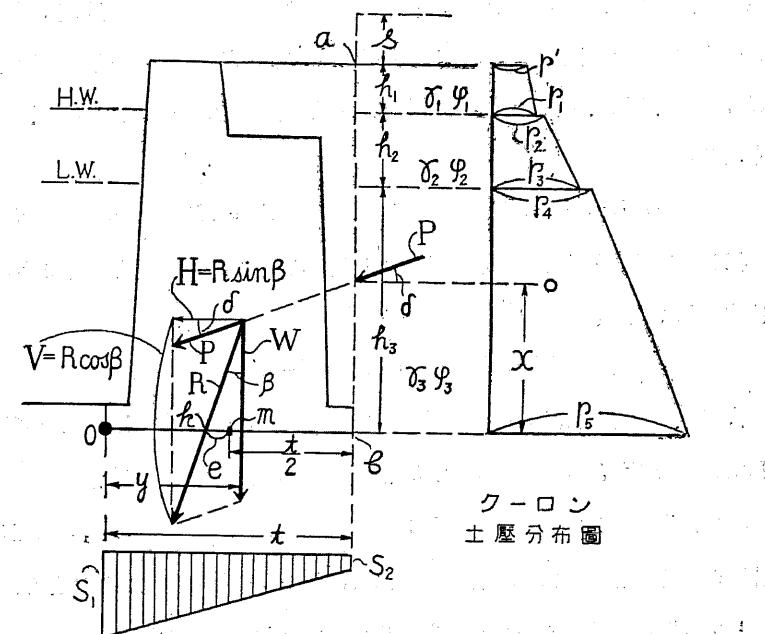
$$V = R \cos \beta = W \quad H = R \sin \beta = P$$

〔註〕 p_2 (8) 又は p_4 (10) 等の算式は、其の面より上に在る土砂と動荷重とを、恰もサーチャージの如く考へて算出誘導したものである。

クーロン土圧式 は土圧の方向が、壁背の摩擦角 δ だけ傾斜する事と、其の算式が甚だ複雑であるが爲めに、普通の岸壁設計には、餘り用ひられないが、唯大地震計算の如く、稍々精度の高い計算を行ふ場合は、次に掲ぐるクーロンの

算式を用ひて、土圧を求むるがよい。

其の際に壁背の摩擦角 δ の數値は、普通約 20° 前後に取る。尙ほ各記號の意味は、圖を参照すれば明かである。又茲に注意すべきは、圖の右に書いた三段梯形は、便宜その面積が單に P の大きさを表はすだけであつて、 P の方向は、勿論既述の如く δ だけ傾いて、壁背に働く。



$$P = \frac{p' + p_1 h_1 + \frac{p_2 + p_3 h_2}{2} + \frac{p_4 + p_5 h_3}{2}}{2} \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$\text{但し } p' = \gamma_1 s \frac{\cos^2 \varphi_1}{\{\sqrt{\cos \delta} + \sqrt{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \delta)}\}^2} \quad \dots \dots \dots (13)$$

$$p_1 = p' + \gamma_1 h_1 \frac{\cos^2 \varphi_1}{\{\sqrt{\cos \delta} + \sqrt{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \delta)}\}^2} \quad \dots \dots \dots (14)$$

$$p_2 = \gamma_1 (s + h_1) \frac{\cos^2 \varphi_2}{\{\sqrt{\cos \delta} + \sqrt{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 + \delta)}\}^2} \quad \dots \dots \dots (15)$$

$$p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \frac{\cos^2 \varphi_2}{\{\sqrt{\cos \delta} + \sqrt{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 + \delta)}\}^2} \quad \dots \dots \dots (16)$$

$$p_4 = (\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2) \frac{\cos^2 \varphi_3}{\{\sqrt{\cos \delta} + \sqrt{\sin \varphi_3 \sin(\varphi_3 + \delta)}\}^2} \quad \dots \dots \dots (17)$$

$$p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \frac{\cos^2 \varphi_3}{\{\sqrt{\cos \delta} + \sqrt{\sin \varphi_3 \sin(\varphi_3 + \delta)}\}^2} \quad \dots \dots \dots (18)$$

以上の諸式に依つて、全土圧 P を求めた後は、既述のものと同じく、 P と W との合力 R を作図に依つて求めるべきであるが R の垂直分力 V と水平分力 H とは、既述の如く、此場合に R と β との數値を求むるまでもなく次式の如くなる。

$$V = R \cos \beta = W + P \sin \delta \quad H = R \sin \beta = P \cos \delta$$

但し次に述べる水平の抵抗土圧 P' を考へる時に、 V は前と同様であるが H は次の如くなる。

$$H = R \sin \beta = P \cos \delta - P'$$

尙ほ地震計算の如く、外力の數の多い場合には、一度 R と β との數値を出して、後に V と H とを計算する方が便である事も既に述べた。

次に岸壁の根入前の 抵抗土圧 P' は、普通の計算では之を考へないが、地震計算の如く、精細の計算を行ふ場合には、此の P' をも考慮することもある。

而して P' の算式はクーロンでも、ランキンでも次の如くする。蓋し一般に抵抗土圧だけは、壁との間の摩擦角 δ を零とするの習慣がある爲だ。

$$P' = \frac{p_6 h_4}{2} \quad \dots \dots \dots (19)$$

但し $p_6 = \gamma_4 h_4 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right) \quad \dots \dots \dots (20)$

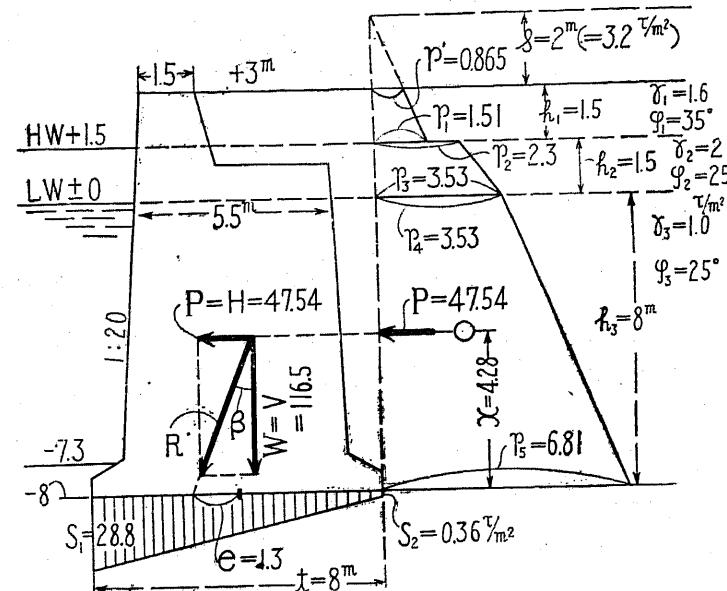
既述の如く、摩擦角を零とするが故に、 P' の方向は、土圧圖の重心から水平に、岸壁の前趾へ向ふ。

此式に於ける記號 p_6 は土圧分布圖の底邊の長さ、 h_4 は根入の深さである。

〔例題 1〕 圖に示すが如き断面の岸壁に於て、其の裏埋の土質は、普通の土砂であつて、然も相當の裏込粗石を用ひた場合に、之が岸壁の安定を ランキンの土壓式に依つて検算せよ、但し此計算に必要なデーターは、次の如くである。

$$s = 2 \text{ m} (3.2 \tau/m^2) \quad h_1 = 1.5 \text{ m} \quad h_2 = 1.5 \text{ m} \quad h_3 = 8 \text{ m}$$

$$t = 8 \text{ m} \quad f = 0.6 \quad q = 30 \tau/m^2$$



例題 1 附圖

裏埋の假定 は(1)の水平層別に依るものとして、各層の単位重量と息角度とは、普通土砂で裏込粗石を有する場合であるから、認定數値表によつて、次に示すが如き數値と認定する。

$$\gamma_1 = 1.6 \tau/m^3 \quad \gamma_2 = 2.0 \tau/m^3 \quad \gamma_3 = 1.0 \tau/m^3$$

$$\varphi_1 = 35^\circ \quad \varphi_2 = 25^\circ \quad \varphi_3 = 25^\circ$$

土圧算出 ランキンの算式(5)～(11)に依つて、土圧を計算すれば次の如くなる。

$$(6) p' = \gamma_1 s \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) = 1.6 \times 2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = 0.865$$

$$(7) p_1 = \gamma_1(s+h_1) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) = 1.6 \times (2+1.5) \tan^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = 1.1$$

$$(8) p_2 = \gamma_1(s+h_1) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right) = 1.6 \times (2+1.5) \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 2.3$$

$$(9) p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right) = 2.3 + 2 \times 1.5 \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 3.53$$

$$(10) p_4 = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2\} \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}\right)$$

$$= \{1.6(2+1.5) + 2 \times 1.5\} \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 3.53$$

$$(11) p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}\right) = 3.53 + 1 \times 8 \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 6.81$$

$$(5) P = \frac{p' + p_1}{2} h_1 + \frac{p_1 + p_3}{2} h_2 + \frac{p_4 + p_5}{2} h_3$$

$$= \frac{0.865 + 1.51}{2} \times 1.5 + \frac{2.3 + 3.53}{2} \times 1.5 + \frac{3.53 + 6.81}{2} \times 8 = 47.54 \tau$$

以上の数値を圖に表はせば、前頁の附圖に示すが如き土壓分布圖を得る、此分布圖の重心を求むれば、 P の働く位置 (x) を知る、即ち

$$x = 4.28 \text{ m}$$

安全算定 滑出、耐支、轉倒の検算を行ふ前に、先づ W を算出するの要がある。

$$W \left\{ \begin{array}{l} L.W. \text{ 以上の壁體重量} \\ L.W. \text{ 以下の壁體重量} \\ h_1 \text{ 部 } 1.6 \times 7.44 = 11.9 \\ h_2 \text{ 部 } 2.0 \times 3.6 = 7.2 \\ h_3 \text{ 部 } 1.0 \times 7.6 = 7.6 \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} 2.4 \times 9.19 = 22.1 \\ 1.4 \times 48.28 = 67.7 \\ \text{合計} \\ = 116.5 \tau \end{array} \right\}$$

而して此 W の位置は、上掲各部の重心総合の作圖法に依つて、容易に之を知ることが出来る、従つて壁底前端より此 W までの距離 y は次の如くなる、 $y = 4.44 \text{ m}$

如斯くして W と P との大きさと位置とを知れるを以て、之を組合せて、其の合力 R を圖上に書き得る、從て c を其の圖に依つて測れば

$$c = 1.30 \text{ m}$$

となる。次に R の垂直と水平の合力は、此場合かつて述べた如く

$$V = W = 116.5 \tau$$

$$H = P = 47.54 \tau$$

以上算出の數値を(3)(4)式へ代入すれば $S_1 S_2$ を求め得る。

$$(3) S_1 = \frac{V}{t} \left(1 + \frac{6e}{t}\right) = \frac{116.5}{8} \left(1 + \frac{6 \times 1.3}{8}\right) = 28.8 \tau/m^2$$

$$(4) S_2 = \frac{V}{t} \left(1 - \frac{6e}{t}\right) = \frac{116.5}{8} \left(1 - \frac{6 \times 1.3}{8}\right) = 0.36 \tau/m^2$$

是迄に求めた $V H S_1$ 等の數値を(1)(2)式へ代入すれば、滑出と耐支とを検し得る。

$$(1) \text{ 滑出} \quad fV = 0.6 \times 116.5 = 70 \tau > H = 47.54 \tau$$

$$(2) \text{ 耐支} \quad q = 30 \tau/m^2 > S_1 = 28.8 \tau/m^2$$

尚ほ轉倒に就ては、此場合 R が圖に示す如く壁底内に落つるを以て、大丈夫である。之を要するに、本岸壁は總ての點に於て、安全の構造なるを知つた。

[例題 2] 前に掲げた例題(1)の斷面とデーターとを用ひ、クーロンの土壓式に依つて、其の安全の可否を検算せよ。但しクーロンの計算に必要な摩擦角 δ は、之を 20° と假定する。

計算に必要なデーターを念の爲めに列記すれば、次の如くである。

$$s = 2 \text{ m} (3.2 \tau/m^2) \quad h_1 = 1.5 \text{ m} \quad h_2 = 1.5 \text{ m}$$

$$h_3 = 8 \text{ m} \quad t = 8 \text{ m} \quad f = 0.6 \quad q = 30 \tau/m^2$$

$$\gamma_1 = 1.6 \tau/m^3 \quad \gamma_2 = 2.0 \tau/m^3 \quad \gamma_3 = 1.0 \tau/m^3$$

$$\varphi_1 = 35^\circ \quad \varphi_2 = 25^\circ \quad \varphi_3 = 25^\circ \quad \delta = 20^\circ$$

土壓算出 クーロンの算式(12)～(18)式に依つて、土壓を計算すれば次の如くなる。

$$(13) p' = \gamma_1 s \frac{\cos^2 \varphi_1}{\{\sqrt{\cos \delta + \sqrt{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \delta)}}\}^2}$$

$$= 1.6 \times 2 \times \frac{\cos 35^\circ}{\{\sqrt{\cos 20^\circ + \sqrt{\sin 35^\circ \sin(35^\circ + 20^\circ)}}\}^2} = 0.73$$

$$(14) p_1 = p' + \gamma_1 h_1 \frac{\cos^2 \varphi_1}{\{\sqrt{\cos \delta + \sqrt{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \delta)}}\}^2}$$

$$= 0.73 + 1.6 \times 1.5 \times \frac{\cos 35^\circ}{\{\sqrt{\cos 20^\circ + \sqrt{\sin 35^\circ \sin(35^\circ + 20^\circ)}}\}^2} = 1.37$$

$$(15) p_2 = \gamma_1(s+h_1) \frac{\cos^2 \varphi_2}{\{\sqrt{\cos \delta + \sqrt{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 + \delta)}}\}^2}$$

$$= 1.6 \times (2+1.5) \times \frac{\cos^2 25^\circ}{(\sqrt{\cos 20^\circ + \sqrt{\sin 25^\circ \sin(25^\circ + 20^\circ)}})^2} = 2.00$$

$$(16) \quad p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \frac{\cos^2 \varphi_2}{(\sqrt{\cos \delta + \sqrt{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 + \delta)}})^2}$$

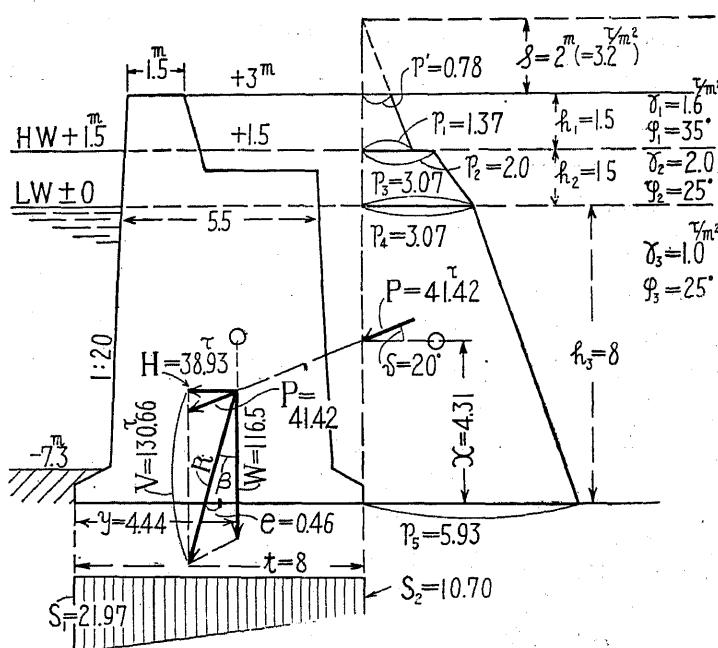
$$= 2.00 + 2 \times 1.5 \times \frac{\cos^2 25^\circ}{(\sqrt{\cos 20^\circ + \sqrt{\sin 25^\circ \sin(25^\circ + 20^\circ)}})^2} = 3.07$$

$$(17) \quad p_4 = \{ \gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2 \} \frac{\cos^2 \varphi_3}{(\sqrt{\cos \delta + \sqrt{\sin \varphi_3 \sin(\varphi_3 + \delta)}})^2}$$

$$= \{ 1.6 \times (2+1.5) + 2 \times 1.5 \} \times \frac{\cos^2 25^\circ}{(\sqrt{\cos 20^\circ + \sqrt{\sin 25^\circ \sin(25^\circ + 20^\circ)}})^2} = 3.07$$

$$(18) \quad p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \frac{\cos^2 \varphi_3}{(\sqrt{\cos \delta + \sqrt{\sin \varphi_3 \sin(\varphi_3 + \delta)}})^2}$$

$$= 3.07 + 1 \times 8 \times \frac{\cos^2 25^\circ}{(\sqrt{\cos 20^\circ + \sqrt{\sin 25^\circ \sin(25^\circ + 20^\circ)}})^2} = 5.93$$



例題 2 附圖

$$(12) \quad P = \frac{p' + p_1}{2} h_1 + \frac{p_2 + p_3}{2} h_2 + \frac{p_4 + p_5}{2} h_3$$

$$= \frac{0.78 + 1.37}{2} \times 1.5 + \frac{2.00 + 3.07}{2} \times 1.5 + \frac{3.07 + 5.93}{2} \times 8 = 41.42 \tau$$

以上の數値を圖に表はせば、附圖に示すが如き、土壓分布圖を得る。此分布圖より P の働く位置 x を知る。即ち $x = 1.32 m$

安全算定 滑出、耐支、轉倒の検算を行ふ前に先づ W を算出するの必要がある。

W	$L.W.$ 以上の壁體重量	$2.4 \times 9.19 = 22.1$
	$L.W.$ 以下の壁體重量	$1.4 \times 48.28 = 67.7$
	h_1 部 $1.6 \times 7.44 = 11.9$	合計
	h_2 部 $2.0 \times 3.60 = 7.2$	
	h_3 部 $1.0 \times 7.60 = 7.6$	

而して此 W の位置は、上掲各部の重心綜合の作圖法に依つて、容易に之を知ることが出来る。即ち $y = 4.44 m$

如斯して W 及び P の大きさと位置とを知れるを以て、之を組合せて、其の合力 R の方向を知る、而して此圖に依つて、 e が次の如き値を持つ事もわかる。

$$e = 0.46 m$$

次に R の垂直と水平との分力は、 R の數値から計算しなくとも、此場合は次式によつて求め得る。

$$V = W + P \sin \delta = 116.5 + 41.42 \times \sin 20^\circ = 130.66 \tau$$

$$H = P \cos \delta = 41.42 \times \cos 20^\circ = 38.93 \tau$$

以上算出の $V H e$ 等の數値より $S_1 S_2$ を次式に依つて求める。

$$S_1 = \frac{V}{t} \left(1 + \frac{6e}{t} \right) = \frac{130.66}{8} \left(1 + \frac{6 \times 0.46}{8} \right) = 21.97 \tau/m^2$$

$$S_2 = \frac{V}{t} \left(1 - \frac{6e}{t} \right) = \frac{130.66}{8} \left(1 - \frac{6 \times 0.46}{8} \right) = 10.70 \tau/m^2$$

以上算出の S_1 と前に求めた $V H$ 等の數値を (1)(2) の算式へ代入すれば、滑出、耐支の安否を検し得る、即ち

$$(1) \text{ 滑出 } fV = 0.6 \times 130.67 = 78.40 > H = 38.93$$

$$(2) \text{ 耐支 } q = 30 > S_1 = 21.97$$

又轉倒に就ては、合力 R が、圖に示すが如く、壁底内に落つるを以て、勿論安全で

ある

之を要するに、以上の諸計算に依つて、本岸壁は、總ての點に於て、安全の構造たる事を證明し得る。

【註】以上の計算は、裏埋が水平層別(1)の假定に依るものであつたが、尚ほ参考として(2)の全部均一の假定に依る計

算を茲に附記する。元來この計算は、大略の計算であるから、ランキン土壓式の方だけで充分と思ふ。

此全部均一のものは、前の水平層別を最も簡単にしたものであつて、之が土壓の分布は、水平層別の時の如く三段梯形でなく、右の圖に示すが如き單一の梯形である。而して其の算式は次の如くなれる。

記號 $P' p'sh$ の意味は、圖を見れば明かである。尙ほ全土壓 P の位置方向は、土壓分布圖の示す梯形の重心から水平に壁背へ向つて居る、即ち之は作圖或は計算に依つて、容易に求めらるゝ。而して P を求めた後の計算は、既に述べたものと同様である。尙ほ詳細は、例題(3)を参照されたい。

【例題 3】 裹埋と（口）の全部均一と假定した場合に於ける、岸壁の安定を検算せよ。但し其の断面は、圖に示すが如き寸法であつて、又之が計算に必要のデーターは、次の如くである。

$$s = 2m(3.2\tau/m^2) \quad h = 11m \quad \gamma = 1.6\tau/m^3 \quad s = 30^{\circ}$$

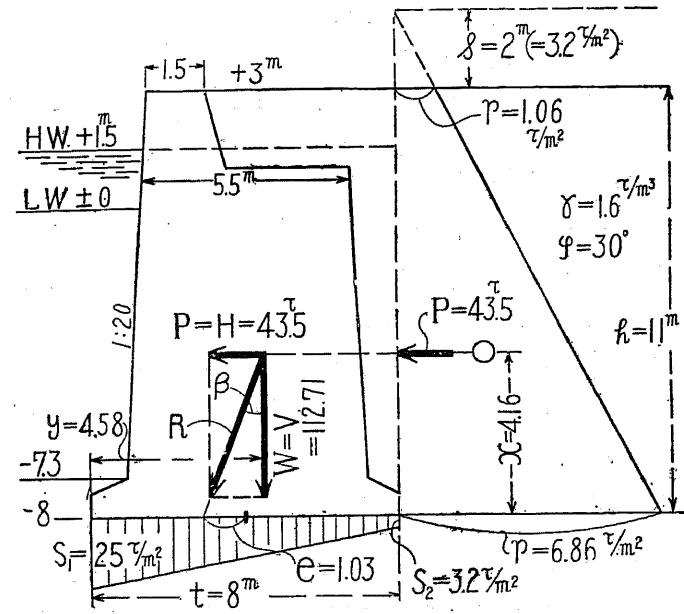
$$t = 8 \text{ m} \quad f = 0.6 \quad g \equiv 30 \pi/m^2$$

土圧算出 (21)(22)(23) の算式を用ひて、土圧を計算すれば、次の如くある。

$$(22) \quad p' = \gamma s \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 1.6 \times 2 \times \tan^2 45^\circ - \frac{30}{2} = 1.067/m^2$$

$$(23) \quad p = \gamma(h+s) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 1.6 \times (11+2) \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 6.86 \tau/m^2$$

$$(21) \quad P = \frac{p' + p}{2} h = \frac{1.06 + 6.86}{2} \times 11 = 43.5 \text{ t/m}$$



例題 3 附 脚

次に P の働く位置 (x) を求むるには 土圧分布圖の梯形の重心を求むる方法に依つて、容易に之を知ることが出来る。

即ち $x = 4.16 m$

安全算定 滑出、耐支、転倒の検算を行ふ前に、先づ W を算出するの必要がある。

$$W \left\{ \begin{array}{l} H.W. \text{ 以上の壁體重量 } 2.4 \times 2.63 = 6.31 \\ H.W. \text{ 以下の壁體重量 } 1.4 \times 54.84 = 76.6 \\ \text{合計 } 83.0 \end{array} \right\} = 112.71 \text{t}$$

$$\text{後趾直上の土砂等の重量 } 1.6 \times 18.64 = 29.8$$

y は上掲各部の重心綜合の作圖法に依つて、容易に之を求むることが出来る。

$$y = 4.58 \text{ m}$$

如斯くして W と P の大きさと位置とを知れるを以て、之を組合せて、其の合力 R が作圖に依つて求めらるゝ、而して α は圖上にて、次の如き値を持つ事も知らるゝ。

$$\epsilon = 1.03 \text{ m}$$

次に R の垂直と水平との分力は、 R の数値によるまでもなく、此場合次の如くなる。

$$V = W = 112.71 \text{ t}$$

$$H = P = 43.5 \text{ t}$$

以上算出の數値を(3)(4)式へ代入すれば、 $S_1 S_2$ を求むる事が出来。即ち

$$S_1 = \frac{V}{t} \left(1 + \frac{6e}{t}\right) = \frac{112.71}{8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.03}{8}\right) = 25 \text{ t/m}^2$$

$$S_2 = \frac{V}{t} \left(1 - \frac{6e}{t}\right) = \frac{112.71}{8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.03}{8}\right) = 3.2 \text{ t/m}^2$$

以上の數値を(1)(2)式へ代入すれば、滑出、耐支の安否を検算し得る。即ち

$$(1) \text{ 滑出 } fV = 0.6 \times 112.71 = 67.6 \text{ t} > H = 43.5 \text{ t}$$

$$(2) \text{ 耐支 } g = 30 \text{ t/m}^2 > S_1 = 25 \text{ t/m}^2$$

尙ほ轉倒に就ては、此場合 R が圖に示すが如く、壁底内に落つるを以て、安全である。

之を要するに、以上の諸計算に依つて、本岸壁は總ての點に於て安全なるを知る。

〔註〕 裏埋の假定を(ア)の 土石區分 となした場合に、之が計算に比較的都合よき作圖的の計算法は、嘗て拙著高等土木工學第十四卷 392 頁以下に於て、詳細に記述したが、此計算法は、特に本邦に於て餘り實用的でないから、本書に於ては、之を省略する。

第三節 矢板式の岸壁計算

計算様式 矢板式の計算方法には、次に掲ぐる三様式がある、蓋し其の區別は、主として下部の支點を何所に假定するに因つて起る。

(甲) 水底附近に、支點を假定するもの

(乙) 根入表側の抵抗土壓圖の重心を、支點とするもの

(丙) 根入の部分に、二個の支點を假定するもの

甲 の如く水底附近に支點を假定するものは、其の計算が最も簡単であつて、

盛んに用ひらるゝ、然し其の支點の假定に就て、多少不備の感がある。

乙 は 甲 に比して計算が稍々複雑となるが、計算の順序は、前より多少整然として居る、但し此算法に依る時は、若し其の根入に餘裕を取つて深くすれば、する程、矢板の彎曲率を増大して、其の斷面を大きくしなければならない、此點は、實状と大に異なる所であつて、假定の不備を思はす所以である。

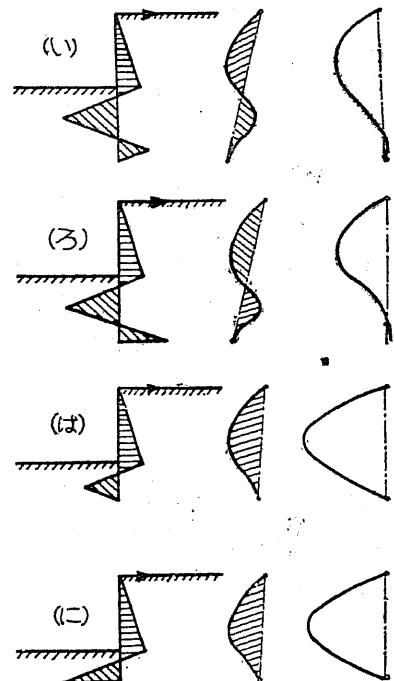
丙 は 乙 に於ける前記根入部の不合理を除くものであつて、最も理論的であるが、計算は、頗る繁雑となる、從て本邦では、未だ餘り用ひられてゐない。

〔註〕 前掲三様式の 假定の起因 に就て、之を述ぶるに先だつて、先づ矢板の表裏にかかる土壓分布の種類の概要を、茲に説明するの必要がある。但し時間の少い讀者は、此註は讀まなくてもよい。

一般に矢板にかかる土壓分布の状況は根入の長短に依つて、其の趣を大に異にする。即ち之を圖に示せば、(い)(ろ)(は)(に)の四種に分類し得る。

此圖の左列は土壓分布圖、中列は彎曲率圖、右列は變位線(Deflection line)圖を表はす。

(い) は根入の長さが充分に長く、次に(ろ)(は)(に)の順序に次第に、其の長さを減じて、短くなれるものを示す。但し此等の圖に於て、水底面上は、明かに正土壓のみであるから問題はないが、水底面以下は、各部に正負の兩土壓が存在するから、其の差を以て、此等の土壓分布圖が、塗かれてある事に留意されたい。



根入の長短と土壓の分布

(い) 圖では矢板根入の表裏两侧に、負土壓が生ずる。即ち根入の部分に、反曲點(Point of inflection)を生じ、又、負彎曲率を生ずる爲に、正彎曲率は、比較的に小さくなる。而して、矢板根入の下端は、變位線圖が示す如く静止して居る。換言すれば

ば、矢板軸線と腹位線と下端に於て一致する。

(ろ) 圖では同じく、矢板根入の表裏両側に負土圧が生じ、根入の部分に、反曲點が出来るが、此場合は、根入下端が、既に微動を始め、裏側の負土圧の強度は、下端で最大値に達してゐる。負彎曲率は(い)の場合よりも幾分減少し、正彎曲率は増大する。

(は)圖、前のものよりも更に根入を短くすると、根入に反曲點が生じなくなつて、根入は、前方にのみ曲がる、従つて此場合は、矢板根入の表側のみに、負土圧を生じ、裏側には、負土圧が生じない、彎曲率も正彎曲率のみで、前者よりも、最大値は大きくなる。尚ほ此場合、矢板根入の下端は、静止してゐる。

(に)圖、前よりも更に一層根入を短縮すると、矢板下端が、微動し始めるに至る、此場合には、負土圧の強度は、最大値に達して居る、又正彎曲率の最大値は、前者よりも更に増大する。

一般に斯の如く、(は)よりも、根入を短縮する時は、遂に矢板が滑出破壊するの虞がある。

以上の説明に依つて、土圧分布の種類の概要を知つた、而して計算の三様式と此等との關係、即ち各假定の起因に就て、次に説明する。

矢板式岸壁の設計に當つて、普通用ひらるゝ土圧分布の種類は、(ろ)と(に)との二つであつて、丙の計算法の假定は、(ろ)から出發したものである、乙の計算法の假定は(に)に根據を置く、而して甲の計算法の假定は、(ろ)の考を加味した概略の計算方法である。

計算順序の概要 裏埋の息角と単位重量、構材の許容應力、載荷重、支點などを假定せる後の計算順序の大要を記せば、(1) 土圧の計算、(2) 矢板の計算、(3) 根入の計算、(4) 鑽定桿の計算、(5) 腹起し計算、(6) 鑽定板の計算、等の六段に分つことが出来る、是等に就ては、後に甲乙丙の三様式に分けて、詳しく述べる。

計算資料 計算に必要な資料、即ちデーターに就て述べる。

裏埋裏込 の假定は、第一節の水平層別(イ)に依る。又その各層の単位重量と息角度との數値は、第一節の認定數値表によつて定める。但し其の中で一般に矢板の裏埋には、裏込粗石を用ひない場合が多い。

〔註〕 今こゝに讀者の練習の爲めに、最も普通的土砂であつて、裏込粗石を用ひない場合に就て、各層内の単位重量と息角度とを、認定數値表より抜き取つて、矢板の裏側に記入すれば圖に示すが如きものとなる。

此實例は、極めて普通の場合であるが、粘土質の時、或は裏込粗石を用ひた場合などの數値は、それぞれ認定數値表の他の欄を見て、之を定められたい。

載荷重 エプローンの上の動荷重

の數値に就ては、同じく第一節を参考されたい。

構材の許容應力 矢板岸壁を構成

する各部用材の許容應力は、大略次の如く採る。

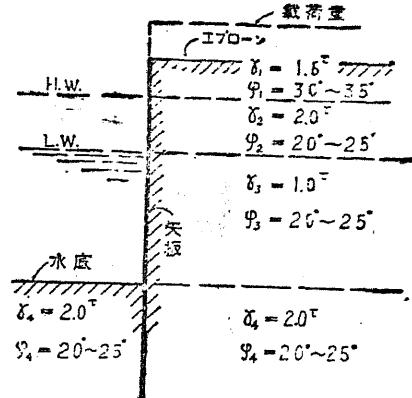
鐵矢板	硬 鋼	$\sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2$
	準硬鋼	$\sigma_e = 1,500 \text{ kg/cm}^2$
	鑽定桿、鐵筋其の他	$\sigma_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2$
	鑽定板コンクリート	$c_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

但し此鋼の許容應力は、何れも其の安全率を約3に採つたものである。

(甲) 水底附近に支點を假定せる計算法

下部の支點に就て 一般に矢板は根入の部分が、兩側の土砂の間に挿さつて、多少固定的の性質を帶びるものである、従つて既述の如く、水底附近に反曲點(Point of inflection)を生ずるの理である、即ち本様式の計算法は、此反曲點附近を支點と考へ、矢板を恰も單柵(Simple beam)の如く看做して、其の彎曲率等を算出するものである。

但し地盤が非常に硬い場合には、此反曲點は水底より上に起ることがある、然し地盤が柔かな場合、即ち息角が小さくなれば、此反曲點は當然下に下がる、而



息角度 ϕ_4	20 度	30 度	35 度	40 度
ξ	0.25 h	0.08 h	0.035 h	-0.007 h

此實驗に於て 25 度の場合が無いのは遺憾であるが、前後の關係から求むれば、約 0.16 h ほどである。

實際の場合には、表裏の水位その他的事情が、實驗の場合と多少その趣を異にするが故に、此表の數値をそのまま取つて、支點の位置と考へられないが、然し大體の見當だけは、之に依つて付けられる。即ち普通土砂の息角 20~25 度の支點の位置 (α) は、大略次の如くなる。

普通土砂……… $\xi = 0.15 \sim 0.25 h$

但し少し硬い土砂、即ち息角が約30度ほどの場合ならば、 δ_1 は0.1h前後となる。尚ほ岩盤の場合には、水底より上へ探つても好いのであるが、普通は水底面を以て支點と考へる。

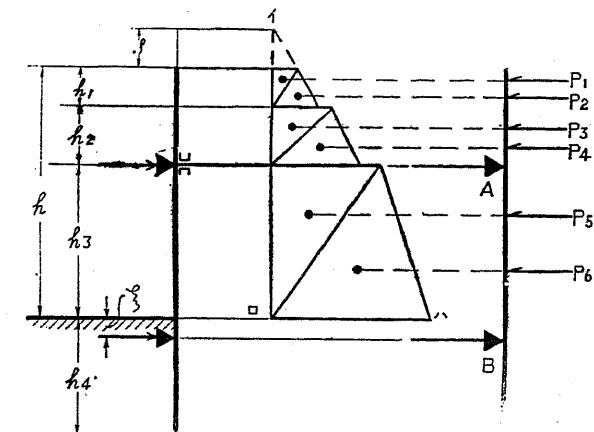
又特別に柔かい場合、即ち息角が 20 度以下の時には、後に記すローマイヤーの圖式解法に依つて、之を求めなければならない。但し(乙)の算法ならば、息角の如何に關はらず計算を進め得る。

上部の支點 は控材即ち錨定桿の付根に當る腹起しの所である、而して此位置が低ければ、矢板の最大彎曲率が小さくなつて好都合であるが、水中に於ける腹起

し其の他の取付作業の施工が甚だ困難なるが爲め、普通は之を、干潮面の附近に置く。

尚ほ腹起しの位置を、干潮面（大潮平均）に置く時は、土圧の計算も幾分容易になる。

〔註〕非常に深い矢板式岸壁にあつては、其の最大彎曲率を低減せしむる爲めに、控材を二段に取り付ける、即ち下段のものは、水中に於て之を取り付ける、然し既述の如く施工困難の爲めに、其の實例は極めて稀である。



(甲) の交點と土壓分布

又潮差の特に大なる所に於て、干潮面上エプローンまで相當の間隔ある時には、矢板の頭部からも赤、副錨定標を取り付けて一段控とする。

土圧の計算 矢板背後の部分に當る土圧の分布は 甲 の計算も 乙 の計算も同じであつて、何れも前節に掲げたランキンの土圧算式を用ひる、即ち前頁の圖に於ける p' , p_1 , p_2 , p_3 , p_4 , p_5 は次の如くなる。

$$p_1 = \gamma_1(s+h_1) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \dots \dots \dots (7)$$

$$p_3 = \gamma_1(s+h_1) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_0}{2}\right) \dots \dots \dots \quad (8)$$

$$p_4 = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2\} t m^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}\right) \dots \dots \dots (10)$$

$$p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}\right) \dots \dots \dots (11)$$

但し前節の場合には、全土圧 P 或は H を計算したが、此矢板の場合には、土圧分布圖に於ける各梯形毎に土圧を算出し、之を梯形の各重心から水平に矢板へ向つて働くとする。

尙ほ一層便利なる方法は、各梯形の中に對角線を引いて、各二つ宛つの三角形に分け、是等の三角形の各に於ける、土圧數値と重心とを求めて、計算するのである。

〔註〕 ビーム AB の荷重である土圧の分布圖に於て、水底線を裏へ延長した $\square A B$ 以下の土圧を考へて居ないのは、一寸不合理に見えるが、實際は、後述の AB 間の最大彎曲率を計算する場合、支點に近い此部分の土壓有無の影響が、極て僅小である故に、斯如く便宜を省いたのである。尙ほ此場合は、普通ビームの如き、支點 B の剪力の計算を要しない爲め、彎曲率の計算だけならば、前記の如く普通之を省いてよい。但し参考として、例題(6)等には、其の部分の土圧をも考へて、彎曲率の計算を行つたものを掲げてある。

次に根入計算に用ひる 矢板前の 抵抗土圧 即ち負土圧は、既述の如く(甲)と(乙)との兩方法に依つて、其の趣を異にする、即ち(甲)の計算に於て、此根入に於ける矢板前の全抵抗土圧を P' とすれば、次式の如くなる。

$$P' = \frac{1}{2} \gamma_4 h_4^2 t m^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right) \dots \dots \dots (19')$$

但し h_4 は根入の深度、 γ_4 は水底下の單位重量、 φ_4 は水底下の息角度を示すのである。

〔註〕 フランチウス(Franzius)の實驗に依れば、此抵抗土圧の強度は、上式の二倍即ち $\gamma_4 h_4^2 t m^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right)$ となる、従つて獨逸の習慣に依れば多く此二倍の強度を取る、蓋し抵抗土圧は、根入の摩擦抵抗の影響が特に著るしき爲めに、如斯く強度が二倍となるのである。

然し此摩擦抵抗の影響も、地震の時には、著しく減退すべき性質を持つために、本

邦の如き地震國に於ては、之を二倍とすることに就て、多少の疑惑を懷く、即ち茲には、安全の爲め(19')式の如き算式を用ひたのだ。

矢板の計算 前に記した土壓計算に依つて得たる 矢板にかかる荷重から、最大彎曲率 (M_{max}) を算出し、之を矢板の抗曲率 (S) 即ちセクション・モジュラスにて割つた數値が、若し其の許容應力 σ_e よりも小なれば、其の矢板の斷面は安全である。即ち次の式が成り立てばよい。

$$\frac{M_{max}}{S} \leq \sigma_e \dots \dots \dots (24)$$

但し此最大彎曲率を求むる方法には、圖式に依つても出来るが、計算に依るも簡単である(次の註参照)。

〔註〕 計算に依つて最大彎曲率を求むるには、矢板を AB に支えられた單桁と假定して、其の最大の彎曲率を計算すればよい、但し矢板全部の中にて、彎曲率の一番大きい所は、普通 AB 間に起る。

尙ほ具體的に、最大彎曲率の求め方を記せば、先づ A 支點から下へ y だけ離れた任意の點の彎曲率を表はす式を作り、此式を y で微分して、之を零と置いた方程式を解いて y の値を計算する。

如斯くして求められた y の所が、最大彎曲率の起る箇所である、従つて前の彎曲率式に、此 y の値を代入すれば、所要の M_{max} が求めらるゝのだ。

〔註〕 鐵矢板の抗曲率 (S) 即ち Section-modulus は矢板販賣會社の、カタログを見れば、岸壁幅 $1m$ 當に換算した 各セクションの抗曲率が記載されてある。

鐵矢板の抗曲率に就ては、本邦にても大に論議された、即ち特に大事を取るならば、カタログのものより更に約二割ほど低減する、然し實際には、矢板間の摩擦頗る大きく、一方又許容應力にも相當の餘裕がある爲めに、餘り微細に加減する必要はない。

根入の計算 矢板根入の深度 h_4 の安否を検するには、次に示す順序に依つて計算する。

- (i) AB を單桁(Simple beam)と看做し、其の AB 間にかかる土圧より B の反力を算出する。
- (ii) 根入 h_4 を假に定め、其の h_4 に対して、抵抗土圧 P' を算式(19')に

依つて計算する。

(iii) 反力 B と、抵抗土圧 P' とを比較して、 P' が B の約三倍ほどの安全率があれば、當初假に定めたる深度 h_4 は適當である。即ち次の算式が成り立てば安全である。

尙ほ此式に (19') 式を代入して n_1 を左邊に置變へれば、次の如くなる。

$$h_4 \geq \sqrt{\frac{3B}{\frac{1}{2}\gamma_4 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2})}} \quad \dots \dots \dots (25')$$

之を要するに 甲 の算法に依る、根入深度の計算は、上記の如く甚だ簡単であるが、乙 の算法に於ては、後述の如く相當に複雑となる。

控材の計算 普通の控材即ち 鑽定桿 (Tie-rod) の位置は、矢板凹所ノ一つ置きに取り付ける、従つて控材の間隔 (l) は、矢板横幅から直ちに算出せらるゝ。
 •此間隔 l と A 點の全反力 (A') とを乗すれば、控材に作用する力 (Z) を計算し得る。即ち

此 Z を控材の断面積で割つたものが、其の鋼材の許容應力 (σ_0) より小なれば安全である、即ち次式が成り立てばよい、但し d は鎖定桿の直徑を表す。

$$Z \div \frac{\pi d^2}{4} \leq \sigma_3 \quad \dots \dots \dots \quad (27)$$

尙ほ上式を更に變形して、桿の直徑 d を直接求むる式にすれば、一層便利である。即ち

[註] (26) 式の A' は AB を単桁として算出した反力 A の外に、尚ほ A 点より上部の土圧の全部を加へたものである。即ち土圧分布圖の如き荷重ならば、 A' は次式の如くなる。

$$A' \equiv A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$$

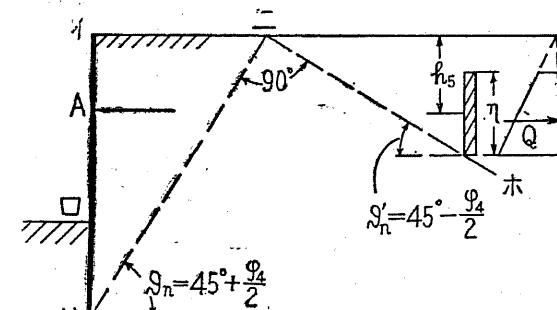
腹起し計算 矢板の腹起し (Cross-beam) は、控材の間隔なる l を徑間に有する連続桁であつて、其の中央に $\frac{1}{2}Z$ づゝの集中荷重を受くるものとして計算する。従つて、其の最大彎曲率 (M_{max}) は、次式の如くなる。

$$M'_{max} = \frac{1}{2}Z\frac{l}{10} \quad \dots\dots\dots(29)$$

而して此 M'_{max} を許容應力 (σ) にて割れば、腹起しとして必要なる 抗曲率 S を計算することが出来る。即ち

腹起しは、此抗曲率に相當する様に、二つのチャンネル、或ひはアングル等を以て造ればよいのである。

錨定板の計算 括板即ち錨定板(Anchoring plate)の計算には、位置、大きさ即ち高さ、厚さと鋼筋などの計算がある、即ち是等に就て以下順次説明する。



而して最も普通に行はるゝ簡略の場合には、其一圖に示すが如く ハニ が水平線となす破壊角 ϑ_n を $(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2})$ に採り、又 ハニホ のなす角度を 90° とする。而して ニホ が水平線となす破壊角 ϑ'_n は $(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2})$ となる。

但し裏埋の各層に依つて、息角度を變へる場合は、註に説明するが如く、崩壊面は、各々屈折せる形となる。

〔註〕 普通の計算では、其一圖に示すが如く、破壊角 ϑ_n と ϑ'_n を各々單一に取つて、作圖するのである、即ち換言すれば、息角度の數値を、下から地面まで、總て均一 φ_4 (即ち φ_3 或は φ_2) と看做した場合の破壊角度を以て、作圖するのである、蓋し矢板の裏埋は、満りたる土砂の部分が、其の大部を占むるが爲め、 φ_4 を以てしても、作圖の結果に於て、甚しき誤差を生じない。

然し精密に言へば、裏埋の中で、満りたる部分と、乾きたる部分とに依つて、息角度を區別して、破壊角

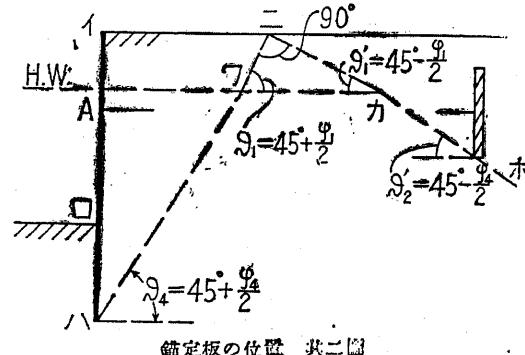
を求むべきである、
即ち其二圖に示すが如く、満潮位以下の息角度を φ_4 (即ち φ_3 或は φ_2) とし、満潮位以上を φ_1 として、各々の破壊角を求むべきである。

從て ハニ は ワ に
於て屈折し、ニホ は 力 に於て屈折する事となる。

既述の如く、 $\varphi_4 = \varphi_3 = \varphi_2$ であるが爲め、常時の破壊角度 ϑ_n は、満潮位以下に於て、總て同一であるが、然し地震時には、第六節に述ぶるが如く、地震合成角の影響を受けて、 ϑ_n の數値は、各層毎に異なる。

〔註〕 次に、矢板より鑑定板に至る 距離 は、普通之を作圖に依つて、求むるのであるが、若し之を計算に依つて求むるには、次の如くする。

裏埋の水平層別の第一、第二、第三、第四、の各層に於ける正と負との破壊角を、先



鑑定板の位置 其二圖

々 ϑ_1 ϑ_2 ϑ_3 ϑ_4 及び ϑ'_1 ϑ'_2 ϑ'_3 ϑ'_4 とし、地震を除ける普通の場合は、次式の如くなる。

$$\vartheta_1 = 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \quad \vartheta'_1 = 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$$

$$\vartheta_2 = \vartheta_3 = \vartheta_4 = 45^\circ + \frac{\varphi_4}{2} \quad \vartheta'_2 = \vartheta'_3 = \vartheta'_4 = 45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}$$

故に、矢板から鑑定板に至る距離 L は、次の如きものでなければならない。

$$L \geq h_1 \cot \vartheta_1 + h_2 \cot \vartheta_2 + h_3 \cot \vartheta_3 + h_4 \cot \vartheta_4$$

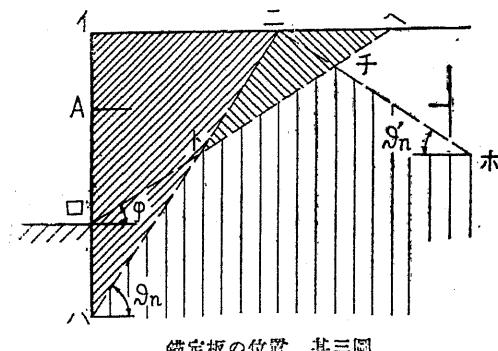
$$+ h_1 \cot \vartheta'_1 + h_2 \cot \vartheta'_2 + \left(h_5 + \frac{\eta}{2} - h_1 - h_2 \right) \cot \vartheta'_3$$

$$= h_1 \cot \vartheta_1 + h_2 + h_3 + h_4 \cot \vartheta_4 + h_1 \cot \vartheta'_1 + \left(h_5 - h_1 + \frac{\eta}{2} \right) \cot \vartheta'_2$$

尙ほ地震の場合には、既述の如く、各層の破壊角度が、各々その數値を異にする爲め、上式を用ひてはよくない、其の場合は、例題 (10) を参照されたい。

〔註〕 鑑定板の位置に就て、

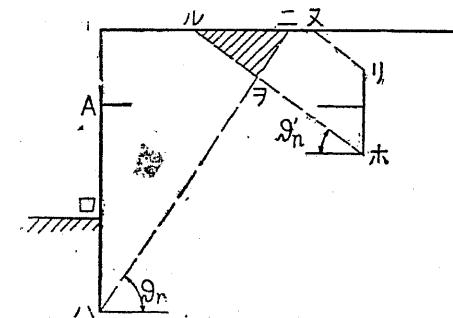
猶ほ詳細に之を分類して、研究して見る、こゝの其三圖に畫ける ハニ ニホ の意味は、既述の如きものであるが、又 口へ は海底の延長線より上に在る 裏込土砂の自然休息線を示すものである。



鑑定板の位置 其三圖

1) イハニ 内には、鑑定板を絶対に置くことが出来ない。何んとなればイハニ 内の土砂は、常に崩壊せんとして居るもので、此内に置いたのでは、全然 鑑定板の役をなさない。

2) トヘニ 内にも置くことは出来ない。此部分



鑑定板の位置 其四圖

は、矢板が前へのあり出せば、其の土砂が崩れ出す部分であつて、此部分の抵抗力の計算には、未だ確當なる方法がない。

3) ハトチホ 以内にも、成る可く 置かない様にする、此部分に置けば、負土壓を生
ずる抵抗土は、之を完全に取れず、其四圖の ホリヌニルヲ の中 ニルヲ は、正土
壓の方に作用してゐるものであるから、之を控除しなければならない。

4) 其三圖の ヘチホ の部分に置けば、完全に負土壓を取ることが出来る。

一般に、鑄定板の上端は、地表面下約 1m 以上深く置くのが、普通の習慣であるから、鑄定板を単に崩壊面外にさへ置くならば、之が相當に遠くの距離となつて、其三箇の自然島角線 ロトヘ 内に來ることは、殆んど稀であるが故に、甚しく懸念のある場合にのみ、ロトヘ 線を引いて、検算をすれば充分である。之を要するに、普通の計算の場合には、自然島角の問題に觸れなくてもよい。

〔註〕 環境の都合上、止むを得ず、ハトチホ 内に錨定板を置かなければ、ならない場合、即ち其四圖の如きの場合に、生じ得る負土壓 Q' は、次式の如くして、之を推定するがよい。但し Q は普通の場合、即ち錨定板を其三圖の ヘチホ の部分へ置いた時に、生じ得る負土壓を表す。

$$Q' = Q \times \frac{(\text{面積ホリヌニルヲ}) - (\text{面積ニツル})}{(\text{面積ホリヌニルヲ})}$$

【註】今までの習慣では、破壊面を、海底の所□から出發せしめたものが多かつた。然し理論上からすれば、既述の如く、矢張の下端ハから斜線を引く方がよいと思ふ。

鑑定板の高さ 鑑定板の前面に起る抵抗土圧の Q が鑑定板の引く力 Z に比して、約三倍ほどの安全率があればよい。即ち

但し Q の計算を成る可く簡単ならしむる爲めに、息角は、總て溼りたる時のもの (φ_2 或は φ_3 或は φ_4) と假定する。又單位重量には、中庸の 1.6 施、即ち γ_1 と等しくする、従つて Q の算式は、次の如き形となる。

$$Q = \gamma_1 h_5 t \ln^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) \eta l \quad \dots \dots \dots \quad (32)$$

上式の記号 h_0 は、其一圖に示すが如く、上面から錨定桿までの深さ、 γ は板の高さ、 l は既述の如く錨定桿の間隔を表はす。

但し此算式(32)は、鑑定桿が板の中央に在るものとして誘導した、又板は横の方向に全部通つて居るものとした、若しそれが桿に一枚づゝ取り付けられた場合ならば、 l の代りに、其の板の横幅を代入すればよい。

[註] 甲 及び 乙 の如き普通の計算の場合には、 $Q \geq 3Z$ とするのが安全と思ふが、然し後に述べる丙の計算法に於けるが如き、比較的に精密な計算を行ふ場合には、此安全率を幾分少くしてもよい、即ち例題(6)では、之を $Q \geq 2Z$ とした。但し如何なる場合でも、此安全率を 2 以下に下げてはいけない。

板の厚さと鐵筋 鑄定桿が引く力 (Z) の爲めに起る 最大彎曲率 (M''_{max}) を算出し、之に耐える様に板の厚さ、或ひは鐵筋を定むればよい。但し其の彎曲率は、カンテリバーの彎曲率であつて、次式を用ひて計算する。

$$M''_{max} = -\frac{Z}{2} \cdot \frac{\eta}{4} = -\frac{Z\eta}{8} \quad \dots \dots \dots (33)$$

〔註〕 最大彎曲率が知られたる後に於ける、錨定板の厚さと、鐵筋との計算は、勿論鐵筋コンクリート工學の領域に屬するが、今参考の爲めに複鐵筋(Double reinforcement)の場合を次に記す。

但し符號は、今迄のものと總て無關係に、次の如き意味とする。

d = 抗壓側表面より抗張鐵筋断面の重心迄の距離(版の有效高)

d' = 抗壓側表面より抗壓鉄筋断面の重心迄の距離

kd = 抗壓側表面より中立軸迄の高さ

jd = 抵抗偶力の臂の長さ h = 縦厚 a = 抗震鐵筋の被厚

b = 版の幅 σ_c = コンクリートに於ける歯密力

σ_s = 鐵筋に於ける應力 τ = 版に於ける剪應力

A_s = 抗張鐵筋の斷面積 A'_s = 抗壓鐵筋の斷面積

p = 抗張鉄筋断面積のコンクリート有効断面積に対する比

p' = 抗壓鐵筋断面積のコンクリート有効断面積に対する比

$$M''_{max} = \text{最大彎曲率} \quad S_{max} = \text{最大剪}$$

以上の記号を用ひる時は、

$$d = C_c \sqrt{\frac{M''_{max}}{b}}$$

$$\text{但し } \left\{ \begin{array}{l} C_c = \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_c k}{2} \left(\left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{A'_s \left(k - \frac{d'}{d}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{1 - k - \frac{A'_s}{A_s} \left(k - \frac{d'}{d}\right)} \right)}} \\ k = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} \end{array} \right.$$

$$h = d + a$$

$$p = \frac{\frac{M''_{max}}{l_d^2} + \frac{\sigma_c k}{2} \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d} \right)}{\sigma_s \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \quad p' = \frac{\frac{M''_{max}}{l_d^2} - \frac{\sigma_c k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right)}{\frac{n\sigma_c}{k} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \left(\frac{k}{d} - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$A_s = pbd$$

$$A' = p'bd$$

(II) 構造の検算

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad p' = \frac{A'_s}{bd}$$

$$k = \sqrt{2n(p + p')\frac{d'}{d} + n^2(p + p') - n(p + p')}$$

$$j = \frac{k\left(1 - \frac{k}{3}\right) + 2np\left(k - \frac{d'}{d}\right)\left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{k^2 + 2np\left(k - \frac{d'}{d}\right)}$$

$$\sigma_c = \frac{M''_{max}}{bd^2 I_{c0}}$$

$$I_{c0} = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{np\left(k - \frac{d'}{d}\right)^2 \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{k}$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c(1-k)}{k} \quad \tau = \frac{S_{max}}{bjd}$$

以上の計算に依つて、板の厚さ (b) 抗張筋筋量 (A_s) 抗圧筋筋量 (A'_s) 等を決定し、尚ほ実際に働く諸應力を検算することが出来る。茲に注意すべきは、錨定桿の間隔 (l) が、板の高さ (h) の $\frac{3}{4}$ より小なる時には、上記計算の幅 (b) と、(l) を等しきものと考へてよい。然るに若し (l) が (h) の $\frac{3}{4}$ より大なる場合には $b = \frac{h}{3}$ と假定して計算する。

以上の計算は複筋筋であつたが、若し之を單筋筋 (Single reinforcement) にすれば遂に簡単となる。

〔註〕 尚ほ又、錨定板に、鐵矢板を、用ひるときには、既に岸壁鐵矢板計算の箇所で述べたのと、全く同様にして、最大彎曲率 (M''_{max}) を錨定板矢板の幅 l 當り抗曲率 ($S''l$) にて割つた數値が、其の許容應力 (σ_e) よりも小ならば、此の矢板の斷面は、安全である。即ち次の式が成り立てばよい。

$$\frac{M''_{max}}{S''l} \leq \sigma_e$$

又、錨定板矢板の腹起しは、岸壁鐵矢板の腹起し計算の際に考へた Z と同一の數値 Z に對して設計することになるから、之と全く同一のものを使用すればよい。

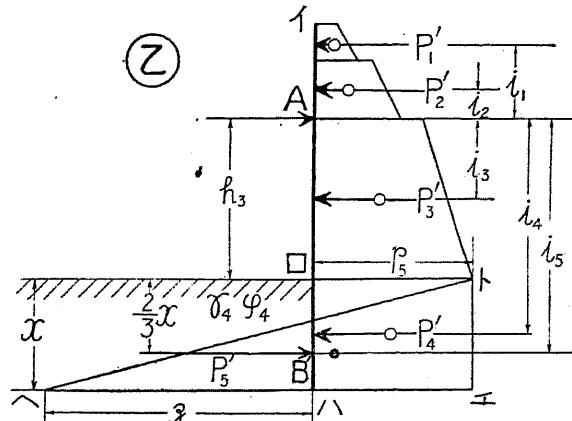
尚ほ之が具體的の計算は、例題 (6) の錨定板の所を参照されたい。

(乙) 根入表側の抵抗土壓圖の重心を支點とする計算法

下部の支點 前述の 甲 法に比して異なる點は、下部の支點のみであつて、其の他は略々同様である。

即ち此 乙 法に依れば、先づ矢板根入前の抵抗土壓圖を書き、其の重心を以て、下の支點と假定して、計算するものである。

上部の支點に就ては、甲 法に於て述べたものと全く同じである。



土壓の計算 水底以上の矢板背後に掛かる土壓の分布は、前記 甲 法のものと全く同様である。尚ほ抵抗土壓も、亦既述の算式に依つて計算してもよいが、乙の場合は、普通之を エンゲル (Engels) の實驗式に依る例が多い、故に茲に エンゲル の抵抗土壓に就て説明する。

圖に於ける z (ハヘ) の長さに就て、エンゲル氏は、次の式を與へた。]

$$\text{但し } K = \gamma_4 - \gamma_4 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2} \right)$$

$$n = \frac{w}{\gamma_4} = \frac{1.03}{\gamma_4}$$

但し w は海水の単位重量、即ち約 1.03 施である。

z を計算して (へ) を取り、(へ) と (ト) とを結んで、三角形 (ヘトチ) を作れば、此三角形が、矢板前の 抵抗土圧を 表はすことになる。而して其の合計を P_s とする。

尙ほ根入（ロハ）の後ろに掛かる土壓は、矩形（ロハチト）にて表はされ、其の合計を P'_4 とする。

〔註〕元來(トヘ)は、パラボラ曲線であるが、便宜之を直線として計算を進める。

尙ほ圖に於ける、水底上の土壓の形を 甲 法の時は、多數の三角形に分けたが、此所では一層わかりよくする爲めに、三段の梯形に分けた、勿論何れでも結果に變りは無い。

根入の計算 此乙法の場合に於ける根入の計算は、次の如き順序に依つて、之を行ふ。

(i) 根入の深度を假に x にて表はす、勿論之は未知数である。

(ii) 拡材の付根 A 點の廻りの モーメントが、上下互に平衡するものとして、方程式を作る。

此方程式の中の未知數は、 x だけである、然し x の三乗がある。

(iii) 上記の方程式を解いて、 x の數値を求むれば、之が所要の根入深度となる。

[問] 4點の通りの モニメントの式は、次の如き形である。

$$i_1 P_1' + i_2 P_2' + i_3 P_3' \equiv i_8 P_8' + i_4 P_4'$$

而して此式に於ける $i_1 i_2 i_3 P'_1 P'_2 P'_3$ は總て既知數である。然るに $i_1 i_2 P'_1 P'_2$

は、何れも未知数 x の函数である。即ち

$$i_4 = h_3 + \frac{x}{2} \quad i_5 = h_3 + \frac{2}{3}x \quad P_4' = p_5 x$$

$$P_{5'} = (z + p_5) \frac{x}{2} = \{K(x + n k_3) + p_5\} \frac{x}{2}$$

是等を代入すれば、上記のモーメントの式は、未知数 α の函数となる。但し α には三乗のものがある。

矢板の計算 上方の支點を A とし、下方の支點は P_1' の働く點 B' と假定し、此兩支點に乘れる桁として、矢板の最大彎曲率 及び反力等を算出する。其の後の計算は、大略既述の **甲** 法のものと同様である。

控材と腹起し 是等の計算も總て 甲 法の場合と全く同様である。

(丙) 根入の部分に二個の支點を假定せる計算法

此計算法は、前掲の二方法よりも複雑であるから、時間の少い讀者は、之を省かれててもよい、但し最も理論的であるから、参考として茲に紹介する。

計算の要旨 此方法は大略、**甲** 法に類似するものであつて、水底附近の矢板の反曲點を 支點 B とし、錨定桿取付點の A を上部の支點として、 B 以上の部分は、之を A と B とにて 支へられた桁と看做し、以てその最大彎曲率 及び反力 A と B とを求むる。

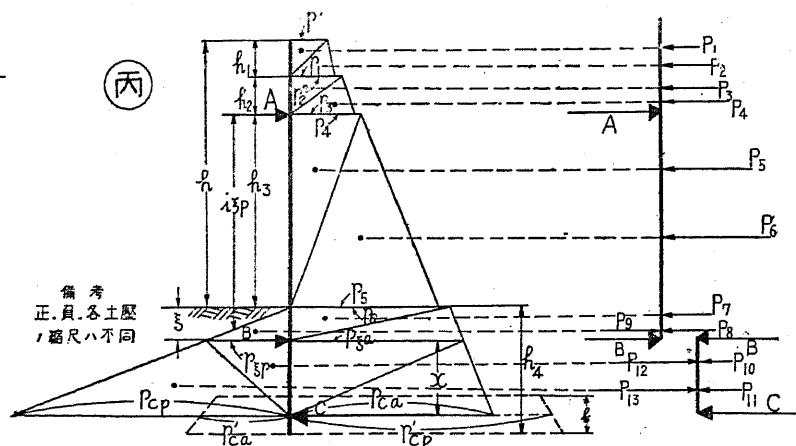
然る時は、反力 A は鑑定力を表はし、反力 B は B 點に於ける剪力を表はす事となる。

次に根入長を求むるに當つて、甲 法に於ては、根入部分の裏側に作用する正土圧と其の安全率とを見込み、概算的に $3B$ だけの抵抗土圧を、矢板表側に生ずるに足るだけの根入の長さを求めたのであつたが、この 丙 法にあつては、根入の中で、水底に近き部分には、表側に負土圧を生ずるが、下端に近き部分には、裏側にも負土圧を生じて居るものと考へる。而して計算の便宜上、裏側の負土圧（此部分に働く表側の正土圧を引いたもの）を 集中力 C を以て置き換へる、然る

ときは、水底附近の支點 B では、之が反曲點であるから、彎曲率は零である。一方又、下端に近き C の作用點を、支點と假定し、その C 點の彎曲率を零と置けば、結局 B 及び C を支點として BC を支間とする單桁と看做し得るのだ。

而して、反力 B は、 B 點に於ける剪力であるから 前の AB 桁の反力 B と方向が反対で、大きさは同じである。

次に C 點に於ける彎曲率が零と言ふ條件から、 BC の距離 x を求め得る。從て反力 C を求め得る。



尙ほ實際に C が分布する長さ b を求むれば、根入の長さ h_* を求め得る。

以上の計算方法を、更に具體的に説明すれば、以下述べるが如くである。

土壓の計算 水底線以上の裏埋の土壓は、甲及び乙と全く同様であつて (6) 乃至 (11) の算式に依つて之を求むる。

尙ほ此場合に、甲法の時より一層丁寧にする爲め、水底線から B 點までの間の土壓をも算入するならば、此等は次式に依つて求め得る。

$$p_a = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2h_2 + \gamma_3h_3\} \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right) \quad \dots \dots \dots (35)$$

$$p_{za} = p_a + \gamma_4 \xi \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right) \quad \dots \dots \dots (36)$$

$$p'_{za} = \gamma_4 \xi \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right) \quad \dots \dots \dots (37)$$

以上の數値を、附圖に示すが如くとつて、土壓分布圖を書き、更に對角線を引いて、多數の三角形に分ち、各の面積を計算して $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6, P_7, P_8, P_9$ とする。

次に B 以上を A 及び B に於て支へられた桁と考へ、反力 A 及び B を求むる。

尙ほ 最大彎曲率 及び 控材 の算定は、甲法或は乙法の時と同様である。

根入の計算 矢板裏側の負土壓から、其の部分の表側に働く正土壓を差引いたものを、一つの集中力 C で置きかへ、其の作用點を C 點とし、 BC の距離を x とすれば、 C 點表裏の正負土壓は、次の如くなる。

$$C \text{ 點に於ける裏側正土壓} = p_{ca} = p_{za} + \gamma_4 x \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right)$$

$$C \text{ 點に於ける表側正土壓} = p'_{ca} = \gamma_4(\xi + x) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right)$$

$$C \text{ 點に於ける表側負土壓} = p_{cp} = p_{za} + \gamma_4 x \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right)$$

$$C \text{ 點に於ける裏側負土壓} = p'_{cp} = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2h_2 + \gamma_3h_3 + \gamma_4(\xi + x)\} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right)$$

次に BC を單桁と考へ、次式の條件より x を求める。

$$M_c = C \text{ に於ける彎曲率} = 0$$

x がわかれば、反力 C の數値をも求め得らる。而して C の力が、實際に分布せる幅を b とすれば、次式に依つて、之を求め得る。

$$b = \frac{C}{p'_{cp} - p'_{ca}} \quad \dots \dots \dots (38)$$

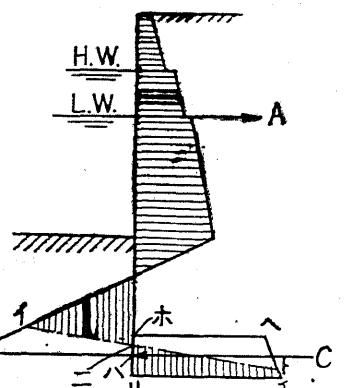
故に所要の根入の長さ l_1 は、次式に依つて求めらる。

次に 丙 法に於ける 錨定桿、腹起し、錨定板、等の計算方法は、甲 或は 乙 の場合と略同様である。

〔註〕 丙の方法に於て、正彎曲率の最大値と、負彎曲率の最大値とが、等しくなる様に設計すれば、最も経済的なわけであるが、地盤が、非常に良い場合でなければ、之は望み得ない事であつて、普通の $\alpha = 35^\circ$ 程度以下の息角をもつ地盤では、正彎曲率の方が一般に負彎曲率よりも大きいから、矢板の計算に當つては、正彎曲率（水底以上に生ずるもの）の最大値に依つて、其の断面を決定すればよい。

〔註〕 既に前の註で述べた如く、丙の方法は、出来上つた岸壁の土壓、其の他應力の分布が、本節の冒頭の註に掲げた（ろ）圖の如き狀態にある様に、設計するのであるが、計算の便宜上、裏側の負土壓は、集中力 C を以て代表せしめ、表側の負土壓は、 C 點に於ける水平線で限つた土壓圖を探つたのであるが、此假定は、圖に於て C は ホヘチリなる梯形の面積に相當するから、此のうちの ホヘトニと表側の イロハニと相殺して、結果 ハツチングを施したものゝ様になるから前の（ろ）圖の狀態と餘り差異のない假定である。

〔註〕 丙の方法では、反曲點の生ずる位置を、ローマイナーが實驗の結果、誘導した式に依つて、最初から假定して了つたのであるが、矢板壁の表裏に、著しい水位の差があつたり、又は、地盤が、非常に悪いとか、要するに普通の狀態と異なる場合等で、ローマイナーの實驗式を適用し難いときには、圖式解法で、之を求むるのが、便利である。此圖式解法でやれば、反曲點の位置は、勿論、容易に求められるが、元來本計算の目的は反曲點の位置を求むるのでなく、矢板の根入長、及び必要強度を算出するに在つて、唯だ 丙 の方法では、計算の便宜の點から、二箇の桁に分ける假定を取る關係上、反曲點の位置を知る必要があつたのである。



丙法の圖式解法 根入内に生ずる反曲點の位置を、容易に假定し難い場合には、圖式解法に依つて、錨定力 A 最大彎曲率 M_{max} 根入長 h_4 等を求むるのが、便利であるから、参考の爲に、之を次に述べる。

先づ、任意の根入 x' を假定し、之に對する、土壓分布圖を次頁の如く畫く、但し、矢板根入の裏側に生ずる負土壓は、一つの集中力 C を以て置き換へ、下端に作用するものとする。

次に、其の土圧分布圖に對する 韻曲率線を書き、最大韻曲率 M_{max} を求む。但し此際、同時に、力の平衡條件から、錨定力 A 及び下端の集中力 C の大きさを知り得る。

次に、彎曲率線を利用し、之に對する變位線 (Deflection line) を畫く。而して、此變位線が、下端に於て、矢板軸に接すればよい。

次に、計算に依つて、 C の實際に分布せる厚さ b を求むる。然るときは、根入長 h_4 は次の如くなる。

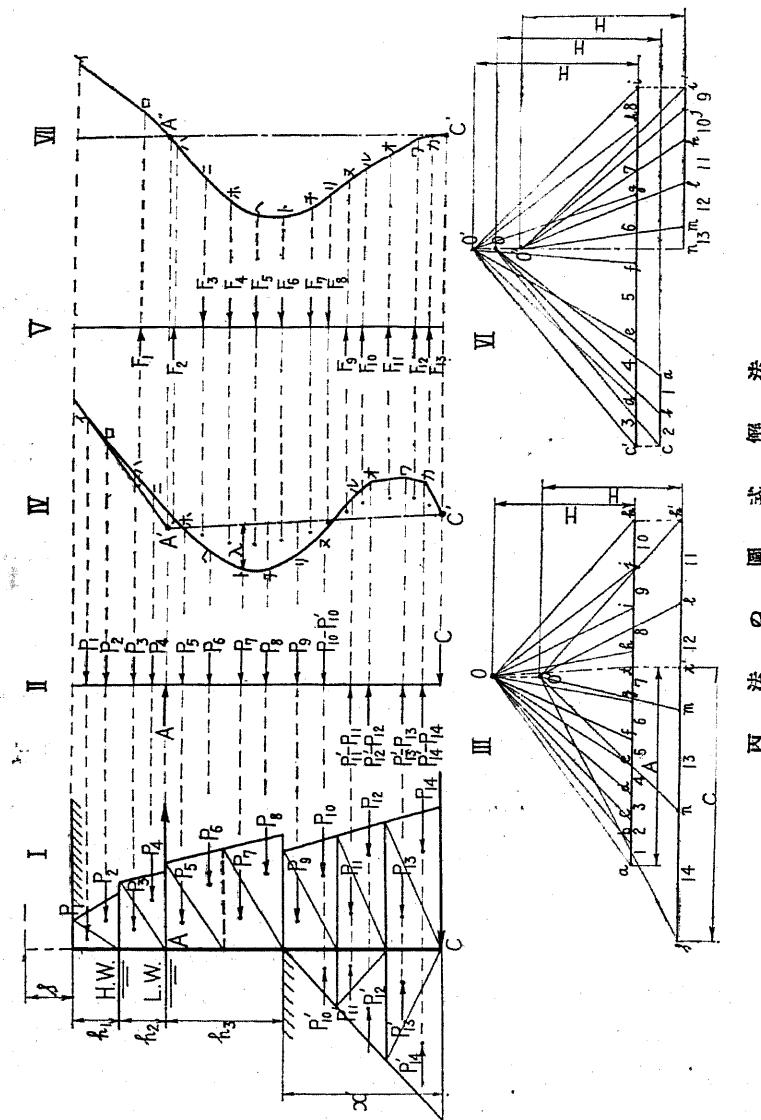
$$h_4 = x' + \frac{b}{2}$$

假定した x' に對して、變位線が、うまく上記の條件を満たさない時は、 x' を加減して、遂に、此條件を満たすまで、即ち變位線が丁度下端に於て、矢板軸に切するに至るまで、前述の手續を繰返さなければならぬ。

尙ほ、以上の具體的方法は、後の註と例題(7)を見れば明瞭である。

〔註〕 変位線は、下端に於ては、本節冒頭の（ろ）圖に於て見る如く、實際は、矢板軸より右の方へずれるのであるが、今は、集中力 C を以て置き換へたのであるから、矢板軸より右へ出ることを許されない。もし右へ出たとすれば、その出た部分に負土壓が分布することになつて、一點に作用する集中力 C で置き換へたことにならなくなつて了ふ。故に変位線は、下端に於て、矢板軸に切することにするのである。

〔註〕尙ほ、之は簡単な應用力学の問題に過ぎないが、具體的に、此圖式解法を、説明すれば、次の如くである。先づ、根入長 γ を假定し、之に對し與へられたるデーターを用ひて、土壓分布圖(I)を畫く、但し矢板裏側の負土壓は、集中力 O を以て置き



換へ x' の下端 C に於て作用するものと假定する。此土壓分布圖を適宜の三角形に區分し、各區分の大きさを表はす數値を計算して、 $P_1 P_2 P_3 P_4 P_5 P_6 P_7 P_8 P_9 P_{10}$

$P_{11} P_{12} P_{13} P_{14} P'_{10} P'_{11} P'_{12} P'_{13} P'_{14}$ 等とする。但し $P'_{11} \sim P'_{14}$ は矢板表側の負土壓である。是等を一見明瞭ならしむる爲に、(II) を畫く、但し、水底面以下は、表裏に作用する兩土壓の差 即ち實効土壓を掲げる。(II) に對する力の多角形 (III) を畫く、即ち、

$$P_1 = 1 = ab \quad P_2 = 2 = bc \quad P_3 = 3 = cd \quad P_4 = 4 = de$$

$$P_5 = 5 = ef \quad P_6 = 6 = fg \quad P_7 = 7 = gh \quad P_8 = 8 = hi$$

$$P_9 = 9 = ij \quad P_{10} - P'_{10} = 10 = jk \quad P'_{11} - P_{11} = 11 = kl$$

$$P_{12} - P_{12} = 12 = lm \quad P'_{13} - P_{13} = 13 = mn \quad P'_{14} - P_{14} = 14 = ns$$

に取り、任意の位置に $O(O')$ を選定して、力の多角形を作るのである。

次に (III) の力の多角形を利用して、素多角形 (IV) を畫けば、之は彎曲率線を表す。即ち

$$A'E' // Oa \quad E'O // Ob \quad O'B // Oc \quad B'C // Od \quad C'D // Oe$$

$$O'B // Of \quad B'T // Og \quad T'C // Oh \quad C'R // Oi \quad R'S // Oj$$

$$S'U // Ok \quad U'L // Ol \quad L'O // Om \quad O'V // On \quad V'W // Os$$

かくて、 $A'C'$ を結べば、之と彎曲率線との横距は、其の點に於ける彎曲率を表すから、最大彎曲率は、圖上から直ちに求められる。即ち $M_{max} = \lambda H \text{ cm}$ である。

又 $A'C'$ に並行に (III) に於て Ot を引けば

$$\text{錨定力} = A = at$$

$$\text{矢板裏側負土壓の等價力} = C = st'$$

である。

次に、彎曲率分布圖 (V) を恰も (I) の土壓分布圖と同様に考へ、適宜に區分し、各區分の數量を代表するものを夫々 $F_1 F_2 F_3 F_4 F_5 F_6 F_7 F_8 F_9 F_{10} F_{11} F_{12} F_{13}$ 等とし、(V) を畫いて、明瞭ならしめる。

(V) に對する力の多角形 (VI) を畫く、即ち

$$F_1 = 1 = ab \quad F_2 = 2 = bc \quad F_3 = 3 = cd \quad F_4 = 4 = de$$

$$F_5 = 5 = ef \quad F_6 = 6 = fg \quad F_7 = 7 = gh \quad F_8 = 8 = hi$$

$$F_9 = 9 = ij \quad F_{10} = 10 = jk \quad F_{11} = 11 = kl \quad F_{12} = 12 = lm$$

$$F_{13} = 13 = mn$$

而して、極 $O(O' O')$ は π の直上に選定して力の多角形を畫く。茲にその直上に選んだのは、變位線を下端に於て、矢板軸に切せしめんが爲である。

次に(Ⅵ)に相当する索多角形(Ⅶ)を描けば、之は變位線をあらはす。而して、A點及びC'點は動かぬからA'' C''は矢板の軸の上に在り、變位線はA''及びC''を通らなければならぬ。故にA''を通る様にハロ//Obを引き、次いで

$$\begin{array}{llll} \text{ロイ} // Oa & \text{ハ} = // Oe & = \text{ホ} // O'd & \text{ホヘ} // O'e \\ \text{トチ} // O'g & \text{チリ} // O'h & \text{リヌ} // O'i & \text{ヌル} // O'j \\ \text{オワ} // O'l & \text{ワカ} // O'm & \text{カC'} // O'n \end{array}$$

かくて、變位線がC''を過ぎればよいのであつて、此の場合のC'の實際に分布する厚さbは丙の計算法で述べたと全く同一で、

$$b = \frac{C}{P_{cr} - P'_{ca}}$$

である。茲に

$$\begin{cases} p'_{cp} = \{Y_1(s+h_1) + Y_2h_2 + Y_3h_3 + Y_4h'_4\} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}) \\ p'_{ca} = Y_4x' \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}) \end{cases}$$

故に、根入長h'4は

$$h'_4 = x' + \frac{b}{2}$$

に依つて求められる。

[例題4] 甲 の計算法に依つて、次に記すが如きデータを持つ、矢板式岸壁を設計せよ。

$$\begin{array}{lll} s = 1.25 \text{ m } (2\tau/m^2) & h = 10.3 \text{ m} & h_1 = 1.5 \text{ m} \\ h_2 = 1.5 \text{ m} & h_3 = 7.3 \text{ m} & Y_1 = 1.6 \tau/m^3 \\ Y_2 = 2.0 \tau/m^3 & Y_3 = 1.0 \tau/m^3 & Y_4 = 2.0 \tau/m^3 \\ \varphi_1 = 35^\circ & \varphi_2 = 25^\circ & \varphi_3 = 25^\circ \\ \varphi_4 = 25^\circ & \xi = 0.16 h & \sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2 & \end{array}$$

土壓算出 (6)乃至(11)の算式に、前掲のデータを代入して、次の結果を得る。

$$(6) \quad p' = Y_3 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = 1.6 \times 1.25 \tan^2(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) = 0.54 \tau/m^2$$

$$(7) \quad p_1 = Y_1(s+h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = 1.6(1.25+1.5) \tan^2(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) = 1.19$$

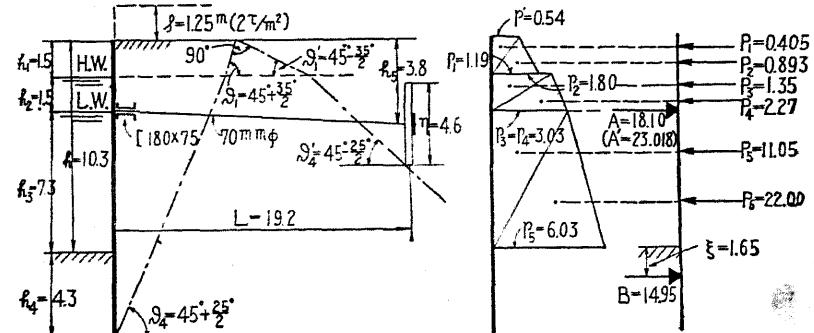
$$(8) \quad p_2 = Y_1(s+h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 1.6(1.25+1.5) \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 1.80$$

$$(9) \quad p_3 = p_2 + Y_2 h_2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 1.8 + 2 \times 1.5 \cdot 1.5 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 3.03$$

$$(10) \quad p_4 = \{Y_1(s+h_1) + Y_2 h_2\} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2})$$

$$= \{1.6(1.25+1.5) + 2 \times 1.5\} \cdot 1.5 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 3.03$$

$$(11) \quad p_5 = p_4 + Y_3 h_3 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) = 3.03 + 1 \times 7.3 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 6.03$$



例題4 附圖

以上の數値を附圖に示すが如く取つて、土壓分布圖を書き、更に之に對角線を引いて多数の三角形に分ち、各の面積を次の如く計算して、各區分の土壓を算出する。

$$P_1 = p_1 h_1 / 2 = 0.54 \times 1.5 / 2 = 0.405 \tau$$

$$P_2 = p_1 h_2 / 2 = 1.19 \times 1.5 / 2 = 0.893$$

$$P_3 = p_2 h_2 / 2 = 1.80 \times 1.5 / 2 = 1.35$$

$$P_4 = p_3 h_3 / 2 = 3.03 \times 1.5 / 2 = 2.27$$

$$P_5 = p_4 h_3 / 2 = 3.03 \times 7.3 / 2 = 11.05$$

$$P_6 = p_5 h_3 / 2 = 6.03 \times 7.3 / 2 = 22.00$$

是等各土壓の働く位置は、圖に示すが如く各三焦点の底邊から、其の高さの三分の一の所に在るは言ふまでもない。

反力算出 反力A Bを求む。Bの位置は、次式の如く計算される。

$$\xi = 0.16 h = 0.16 \times 10.3 = 1.65 \text{ m}$$

$$B \text{ の弯曲率} = A(h_3 + \xi) - P_5 \left(\frac{2}{3} h_3 + \xi \right) - P_6 \left(\frac{1}{3} h_3 + \xi \right) = 0$$

$$= A(7.3+1.65) - 11.05\left(\frac{2}{3} \times 7.3 + 1.65\right) - 22\left(\frac{1}{3} \times 7.3 + 1.65\right) = 0$$

$$\therefore A = 18.1 \text{ t}$$

$$\text{次に } B = P_5 + P_6 - A = 11.05 + 22.00 - 18.1 = 14.95 \text{ t}$$

最大彎曲率 即ち M_{max} を求む

$$y \text{ に於ける彎曲率 } M_y = Ay - p_4 y \frac{y}{2} - \frac{p_5 - p_4}{h_8} y \frac{y}{2} - \frac{y}{3}$$

$$= 18.1y - 3.03 \frac{y^2}{2} - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \frac{y^3}{6}$$

$$\frac{dM_y}{dy} = 18.1 - 3.03y - 0.2055y^2 = 0$$

$$\therefore y = 4.55 \text{ m}$$

$$\therefore M_{max} = M_y = 4.55 = 18.1 \times 4.55 - 3.03 \times \frac{4.55^2}{2} - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \times \frac{4.55^3}{6} = 44.55 \text{ t m}$$

矢板計算 若しラルゼン V型を用ひるとすれば、其のセクション・モジュラスはカタログに依つて $2,962 \text{ cm}^3$ である。故に

$$\frac{M_{max}}{S} = \frac{4,455,000}{2,962} = 1,500 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

従て此 V型を用ふれば安全である。

根入算定 先づ根入 h_4 を 4.3 m と假定し、之に依つて (25) 式 $P' > 3B$ が成り立つや否やを検する。

$$(19') P' = \frac{1}{2} \gamma_4 h_4^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right) = \frac{1}{2} \times 2 \times 4.3^2 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 45.5 \text{ t}$$

$$3B = 3 \times 14.95 = 44.85 \text{ t}$$

故に $P' > 3B$ が成立して此根入は、安全であるを知つた。

尙ほ上記の計算法と異つて (25') 式を用ひて、逆に h_4 を算出するものを、参考までに附記する、要するに此兩方法の中何れでもよい。

$$h_4 = \sqrt{\frac{3B}{\frac{1}{2} \gamma_4 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right)}} = \sqrt{\frac{3 \times 14.95}{\frac{1}{2} \times 2 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right)}} = 4.26 \text{ m}$$

控材算定 直径 70 mm の鋼棒を用ふれば、次の計算に依つて安全である。

$$A' = A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) = 18.1 + (0.405 + 0.893 + 1.35 + 2.27)$$

$$= 23.018 \text{ t}$$

$$(26) Z = A'l = 23.018 \times 1.68 = 38.6 \text{ t}$$

$$(28) d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 38.6}{3.14 \times 1,100}} = 6.7 \text{ cm}$$

腹起し計算

$$(29) M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} = \frac{38.6}{2} \times \frac{1.68}{10} = 3.16 \text{ t m}$$

$$(30) S' \geq \frac{M'_{max}}{\sigma_s} = \frac{316,000}{1,100} = 287 \text{ cm}^3$$

故に 180×75 のチャンネル 2箇を用ふれば $153.7 \times 2 = 307.4 \text{ cm}^3$ のセクション・モジュラスがあるから充分と思ふ。

錨定板の高 $h_5 = 3.8 \text{ m}$, $\eta = 4.6 \text{ m}$ とすれば

$$(32) Q = \gamma_1 h_5 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right) \eta l = 1.6 \times 3.8$$

$$\times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) \times 4.6 \times 1.68 = 115.9 \text{ t}$$

$$\text{然るに } 3Z = 3 \times 38.6 = 115.8 \text{ t}$$

$$\therefore Q > 3Z \text{ であつて安全である。}$$

尙ほ後に述べる鉄筋等の計算に必要の最大彎曲率を次に求むる。

$$(33) M''_{max} = \frac{Z}{2} \frac{\eta}{4} = \frac{38.6 \times 4.6}{8} = 22.2 \text{ t m}$$

錨定板位置 錨定板の位置は既述の如く、矢板下端から $\vartheta_n = \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right)$ の角度で線を引き、地表面と交はつて後、之を 90° に屈折して下向の線を引き、其の外へ錨定板を設置すればよい。

但し此所には参考の爲めに、息角の變る毎に、此斜線を屈折せしめた場合を記して見る。

矢板より錨定板に至る距離 L は、作圖に依つても容易に求め得らるゝが、尙ほ嘗て記した算式を用ひて、之を求むれば、次の如くなる。

$$L \geq h_1 \cot \vartheta_1 + (h_2 + h_3 + h_4) \cot \vartheta_4 + h_5 \cot \vartheta'_1 + \left(h_5 - h_1 + \frac{\eta}{2}\right) \cot \vartheta'_2 \\ = h_1 \cot \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right) + (h_2 + h_3 + h_4) \cot \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right) + h_5 \cot \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) \\ + \left(h_5 - h_1 + \frac{\eta}{2}\right) \cot \left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right)$$

$$= 1.5 \cot\left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2}\right) + 1.5 + 7.3 + 4.3 \cot\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) + 1.5 \cot\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \\ + \left(3.8 - 1.5 + \frac{4.6}{2}\right) \cot'\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) \\ = 19.2 \text{ m}$$

即ち錨定板の位置は、矢板より 19.2 m 以上なるべく遠くに置くがよい。

錨定板の厚さ 此鋼筋コンクリートの計算に用ひるデーターは、次の如くである。

$$n = 15 \quad \sigma_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2 \\ a = 3 \text{ cm} \quad d' = 3 \text{ cm} \quad d'/d = 0.073 \quad A'_s/A_s = 0.5$$

$$k = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} = \frac{15 \times 40}{15 \times 40 + 1,100} = 0.353$$

$$d = \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_c k}{2} \left(\left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{A'_s}{A_s} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \right)}} \sqrt{\frac{M''_{max}}{b}}} \\ = \sqrt{\frac{1}{\frac{40 \times 0.353}{2} \left[\left(1 - \frac{0.353}{3}\right) + \frac{0.5(0.353 - 0.073)(1 - 0.073)}{1 - 0.353 - 0.5(0.353 - 0.073)} \right]}} \\ \times \sqrt{\frac{2,220,000}{168}} = 41 \text{ cm}$$

$$\therefore h = d + a = 41 + 3 = 44 \text{ cm}$$

鋼筋の計算

$$p = \frac{\frac{M''_{max}}{bd^2} + \frac{\sigma_c k}{2} \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d} \right)}{\sigma_s \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \\ = \frac{\frac{2,220,000}{168 \times 41^2} + \frac{40 \times 0.353}{2} \left(\frac{0.353}{3} - \frac{3}{41} \right)}{1,100 \times \left(1 - \frac{3}{41} \right)} = 0.008 \\ p' = \frac{\frac{M''_{max}}{bd^2} - \frac{\sigma_c k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right)}{\frac{n\sigma_c}{k} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \left(k - \frac{d'}{d} \right)} = \frac{\frac{2,220,000}{168 \times 41^2} - \frac{40 \times 0.353}{2} \left(1 - \frac{0.353}{3} \right)}{\frac{15 \times 40}{0.353} \left(1 - \frac{3}{41} \right) \left(0.353 - \frac{3}{41} \right)} \\ = 0.0038$$

$$A_s = p'bd = 0.008 \times 168 \times 41 = 55.1 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = p'bd = 0.0038 \times 168 \times 41 = 26.2 \text{ cm}^2$$

今次の如き鋼筋を挿入するすれば、上記の所要數値に適合する。

抗張鋼筋 22 mm φ, c to c = 11.5 cm とすれば $A_s = 55.5 \text{ cm}^2$

抗壓鋼筋 22 mm φ, c to c = 23.0 cm とすれば $A'_s = 27.8 \text{ cm}^2$

錨定板内の應力検算 以上の如く設計せる断面に就て、逆に正確なる應力を念の爲め検算すれば、次の如くなる。

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{55.5}{168 \times 41} = 0.00805 \quad p' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{27.8}{168 \times 41} = 0.00403$$

$$k = \sqrt{2(p + p') \frac{d'}{d} + n^2(p + p')^2 - n(p + p')}$$

$$= \sqrt{2 \times 15(0.00805 + 0.00403 \times 0.073) + 15^2(0.00805 + 0.00403)^2} \\ - 15(0.00805 + 0.00403) = 0.35$$

$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3}\right) + 2np' \left(k - \frac{d'}{d}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{k^2 + 2np \left(k - \frac{d'}{d}\right)}$$

$$= \frac{0.35^2 \left(1 - \frac{0.35}{3}\right) + 2 \times 15 \times 0.00403(0.35 - 0.073)(1 - 0.073)}{0.35^2 + 2 \times 15 \times 0.00403(0.35 - 0.073)} = 0.892$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{np' \left(k - \frac{d'}{d}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{k}$$

$$= \frac{0.35}{2} \left(1 - \frac{0.35}{3}\right) + \frac{15 \times 0.00403(0.35 - 0.073)(1 - 0.073)}{0.35} = 0.199$$

$$\sigma_c = \frac{M''_{max}}{bd^2 L_c} = \frac{2,220,000}{168 \times 41^2 \times 0.199} = 39.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c(1-k)}{k} = \frac{15 \times 39.4(1 - 0.35)}{0.35} = 1,098 \text{ kg/cm}^2$$

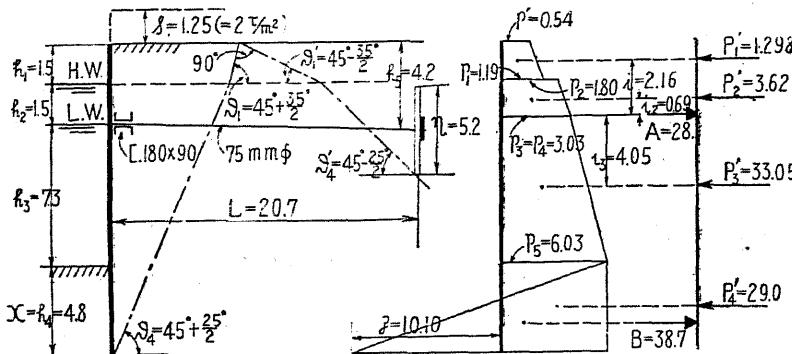
$$S_{max} = \frac{Z}{2} = \frac{38,600}{2} = 19,300 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{bjd} = \frac{19,300}{168 \times 0.892 \times 41} = 3.14 \text{ kg/cm}^2$$

[例題 5] 乙の計算法に依つて、次に示すが如きデーターを持つ、矢板式岸壁を設計計算せよ。

$$\begin{aligned}
 s &= 1.25 \text{ m} (2 \tau/m^2) & h_1 &= 1.5 \text{ m} & h_2 &= 1.5 \text{ m} & h_3 &= 7.3 \text{ m} \\
 \gamma_1 &= 1.6 \tau/m^3 & \gamma_2 &= 2.0 \tau/m^3 & \gamma_3 &= 1.0 \tau/m^3 & \gamma_4 &= 2.0 \tau/m^3 \\
 \varphi_1 &= 35^\circ & \varphi_2 &= 25^\circ & \varphi_3 &= 25^\circ & \varphi_4 &= 25^\circ \\
 \sigma_e &= 1,650 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_s &= 1,100 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_c &= 40 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

土圧算出 前記の例題と略等しき部分の説明は、之を省略する。



例題 5 附圖

$$(6) p' = \gamma_1 s \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 1.6 \times 1.25 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.54 \tau/m^2$$

$$(7) p_1 = \gamma_1 (s+h_1) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 1.6 (1.25 + 1.5) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 1.19$$

$$(8) p_2 = \gamma_1 (s+h_1) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = 1.6 (1.25 + 1.5) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 1.80$$

$$(9) p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = 1.8 + 2 \times 1.5 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 3.03$$

$$(10) p_4 = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2\} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) = \{1.6(1.25 + 1.5)$$

$$+ 2 \times 1.5\} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 3.03$$

$$(11) p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) = 3.03 + 1 \times 7.3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 6.03$$

$$P'_1 = h_1(p' + p_1) \div 2 = 1.5(0.54 + 1.19) \div 2 = 1.398 \tau$$

$$P'_2 = h_2(p_2 + p_3) \div 2 = 1.5(1.80 + 3.03) \div 2 = 3.62$$

$$P'_3 = h_3(p_4 + p_5) \div 2 = 7.3(3.03 + 6.03) \div 2 = 33.05$$

$$K = \gamma_4 - \gamma_4 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2} \right) = 2 - 2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 1.18$$

$$n = \frac{w}{\gamma_4} = \frac{1.03}{2} = 0.515$$

$$(34) z = K(z + nh_3) = 1.18(z + 0.515 \times 7.3) = 1.18z + 4.44$$

$$P'_4 = p_4 z = 6.03 z$$

$$\begin{aligned}
 P'_5 &= (z + p_5) \frac{z}{2} = \{K(z + nh_3) + p_5\} \frac{z}{2} = (1.18z + 4.44 + 6.03) \frac{z}{2} \\
 &= 0.59z^2 + 5.235z
 \end{aligned}$$

根入算定

$$i_1 = h_2 + \frac{2p' + p_1}{3(p + p_1)} h_1 = 1.5 + \frac{2 \times 0.54 + 1.19}{3(0.54 + 1.19)} \times 1.5 = 2.16 \text{ m}$$

$$i_2 = \frac{2p_2 + p_3}{3(p_2 + p_3)} h_2 = \frac{2 \times 1.8 + 3.03}{3(1.8 + 3.03)} \times 1.5 = 0.69$$

$$i_3 = \frac{2p_5 + p_4}{3(p_5 + p_4)} h_3 = \frac{2 \times 6.03 + 3.03}{3(6.03 + 3.03)} \times 7.3 = 4.05$$

$$i_4 = h_3 + \frac{z}{2} = 7.3 + \frac{z}{2}$$

$$i_5 = h_3 + \frac{2}{3}z = 7.3 + \frac{2}{3}z$$

$$i_1 P'_1 + i_2 P'_2 + i_5 P'_5 = i_5 P'_3 + i_4 P'_4$$

$$\begin{aligned}
 2.16 \times 1.298 + 0.69 \times 3.62 + \left(7.3 + \frac{2}{3}z \right) (0.59z^2 + 5.235z) &= 4.05 \times 33.05 \\
 &+ \left(7.3 + \frac{z}{2} \right) \times 6.03z
 \end{aligned}$$

$$\therefore z^3 + 12.15z^2 - 14.75z - 327.5 = 0$$

上記の方程式を解いて 根入 z を求むれば次の如くなる

$$z = 4.8 \text{ m}$$

$$\text{從て } z = 1.18 \times 4.8 + 4.44 = 10.10 \quad P'_4 = 6.03 \times 4.8 = 29$$

$$P'_5 = 0.59 \times 4.8^2 + 5.235 \times 4.8 = 38.7$$

反力算出

$$\begin{aligned}
 A &= P'_1 + P'_2 + P'_3 + P'_4 - P'_5 = 1.298 + 3.62 + 33.05 + 29.00 - 38.70 \\
 &= 28.268 \tau
 \end{aligned}$$

控材算定

$$(26) \quad Z = Al = 28.258 \times 1.68 = 47.5 t$$

$$(27) \quad d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 47.5}{3.14 \times 1.100}} = 7.4 cm$$

故に 径 75mm の鋼棒を用ふ。

最大弯曲率

$$y \text{ に於ける弯曲率} = M_y = -P_1'(j_1+y) - P_2'(j_2+y)$$

$$-p_4 y \frac{y}{2} - \frac{p_5 - p_4}{h_3} y \frac{y}{2} \frac{y}{3} + Ay$$

$$\frac{dM_y}{dy} = -P_1' - P_2' - p_4 y - \frac{p_5 - p_4}{2h_3} y^2 + A = 0$$

$$\text{即ち} \quad -1.298 - 3.62 - 3.03 y - \frac{6.03 - 3.03}{2 \times 7.3} y^2 + 28.268 = 0$$

之を解いて、 y を求むれば

$$y = 5.58 m$$

$$\therefore M_{max} = M_{y=5.58} = -1.298 \times (2.16 + 5.58) - 3.62 \times (0.69 + 5.58)$$

$$-3.03 \times \frac{5.58^2}{2} - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \times \frac{5.58^3}{6} + 28.268 \times 5.58 \\ = 65.25 t \cdot m$$

矢板計算 若し、ラルゼン VI型を用ふれば、其のセクション・モジュラスはカタログに依つて、4,170 cm³ である。故に

$$\frac{M_{max}}{S} = \frac{6,625,000}{4,170} = 1,590 kg/cm^2 < \sigma_e = 1,650 kg/cm^2$$

即ち、此計算法に依れば、VI型にて足りることとなつた。

腹起し計算

$$(29) \quad M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} = \frac{1}{2} \times 47.5 \times \frac{1.68}{10} = 3.99 t \cdot m$$

$$(30) \quad S' \geq \frac{M'_{max}}{\sigma_s} = \frac{399,000}{1,100} = 363 cm^3$$

故に 180×90 の溝形鋼 2 箇を用ふれば 204×2 = 408 cm³ のセクション・モジュラスがあつて、充分である。

锚定板の高 $h_5 = 4.2 m$, $\eta = 5.2 m$ とすれば

$$(32) \quad Q = \gamma_1 h_5 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) \eta l = 1.6 \times 4.2 t \cdot m^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2} \right) \times 5.2 \times 1.68 = 145 t$$

然るに

$$3Z = 3 \times 47.5 = 142.5 t$$

$\therefore Q > 3Z$ であつて、安全である。

尚ほ後に述べる鐵筋等の計算に必要な最大弯曲率を次に求むる。

$$(33) \quad M''_{max} = \frac{Z}{2} \frac{\eta}{4} = \frac{47.5 \times 5.2}{8} = 30.9 t \cdot m$$

锚定板位置 例題 (4) と略々同様の計算によれば、 $L \geq 20.7 m$ となる。

锚定板設計 例題 (4) と同様にして計算すれば、锚定板の厚さは $d = 48 cm$, $h = 51 cm$ となる。

又抗張鐵筋に 23 mm φ, c to c = 10.5 cm 抗壓鐵筋に 20 mm φ, c to c = 21.0 cm を用ふれば、 $\sigma_c = 40 kg/cm^2$ $\sigma_s = 1,060 kg/cm^2$ $t = 3.32 kg/cm^2$ となつて、何れも安全である。

〔例題 6〕 丙の計算法に依て、次に記すが如き、データーを持つ、矢板式岸壁を、設計計算せよ。

$$s = 1 m (1.6 t/m^2) \quad h = 7.2 m \quad h_1 = 1 m \quad h_2 = 1 m$$

$$h_3 = 5.2 m \quad \varphi_1 = 35^\circ \quad \varphi_2 = \varphi_3 = \varphi_4 = 25^\circ \quad \gamma_1 = 1.6 t/m^3$$

$$\gamma_2 = \gamma_4 = 2.0 t/m^3 \quad \gamma_3 = 1.0 t/m^3 \quad \xi = 0.16 h$$

土壓算出 (6)～(37) の算式に、前掲のデーターを代入して、次の結果を得る。

$$(6) \quad p' = \gamma_1 s \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 1.6 \times 1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.44 t/m$$

$$(7) \quad p_1 = p' + \gamma_1 h_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 0.44 + 1.6 \times 1 t \cdot m^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.88$$

$$(8) \quad p_2 = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = 1.6 \times (1+1) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 1.30$$

$$(9) \quad p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = 1.30 + 2 \times 1 t \cdot m^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 2.11$$

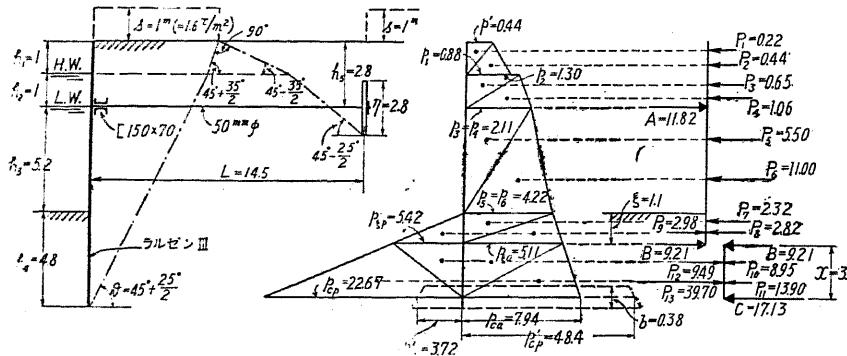
$$(10) \quad p_4 = \{\gamma_1 (s + h_1) + \gamma_2 h_2\} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) = \{1.6 \times (1+1) + 2 \times 1\}$$

$$\times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 2.11$$

$$(11) \quad p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) = 2.11 + 1 \times 5.2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 4.22$$

$$(35) \quad p_6 = \{\gamma_1 (s + h_1) + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3\} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2} \right)$$

$$= \{1.0(1+1) + 2 \times 1 + 1 \times 5.2\} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 4.22$$



例題 6 附圖

次に \$\xi\$ を計算に依て、求むれば

$$\xi = 0.16 h = 0.16 \times 7.2 = 1.1 \text{ m}$$

之が即ち \$B\$ の位置であつて、

$$(36) \quad p_{za} = p_6 + \gamma_4 \xi \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right) = 4.22 + 2 \times 1.1 t.m^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 5.11 \text{ t/m}^2$$

$$(37) \quad p_{zp} = \gamma_4 \xi \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right) = 2 \times 1.1 t.m^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 5.42$$

以上の數値を附圖に示すが如くとて、土壓分布圖を書き、更に其の中に對角線を引いて、多數の三角形に分ち、各の面積を次の如く計算して、各區分の土壓を算出する。

$$P_1 = p'_1 h_1 \div 2 = 0.44 \times 1 \div 2 = 0.22 \text{ t}$$

$$P_2 = p_1 h_1 \div 2 = 0.88 \times 1 \div 2 = 0.44$$

$$P_3 = p_2 h_2 \div 2 = 1.30 \times 1 \div 2 = 0.65$$

$$P_4 = p_3 h_2 \div 2 = 2.11 \times 1 \div 2 = 1.06$$

$$P_5 = p_4 h_3 \div 2 = 2.11 \times 5.2 \div 2 = 5.50$$

$$P_6 = p_5 h_3 \div 2 = 4.22 \times 5.2 \div 2 = 11.00$$

$$P_7 = p_6 \xi \div 2 = 4.22 \times 1.1 \div 2 = 2.32$$

$$P_8 = p_{za} \xi \div 2 = 5.11 \times 1.1 \div 2 = 2.82$$

$$P_9 = p_{zp} \xi \div 2 = 5.42 \times 1.1 \div 2 = 2.98$$

\$B\$ 以上を、\$A\$ 及び \$B\$ に於て支へられたる桿と考へる。

反力 \$A, B\$ の算定 \$A\$ 點に於ける總てのモーメントの和が零なる條件より

$$\begin{aligned} & P_1 \left(h_2 + \frac{2}{3} h_1 \right) + P_2 \left(l_2 + \frac{1}{3} h_1 \right) + P_3 \times \frac{2}{3} h_2 + P_4 \times \frac{1}{3} h_2 + P_5 \left(h_3 + \frac{2}{3} \xi \right) + B \left(h_3 + \xi \right) \\ & = P_6 \times \frac{1}{3} h_4 + P_7 \times \frac{2}{3} h_3 + P_8 \left(h_3 + \frac{1}{3} \xi \right) + P_9 \left(h_3 + \frac{2}{3} \xi \right) \\ & 0.22 \left(1 + \frac{2}{3} \times 1 \right) + 0.44 \left(1 + \frac{1}{3} \times 1 \right) + 0.65 \times \frac{2}{3} \times 1 + 1.06 \times \frac{1}{3} \times 1 \\ & + 2.98 \left(5.2 + \frac{2}{3} \times 1.1 \right) + B \left(5.2 + 1.1 \right) \\ & = 5.50 \times \frac{1}{3} \times 5.2 + 11.00 \times \frac{2}{3} \times 5.2 + 2.32 \left(5.2 + \frac{1}{3} \times 1.1 \right) \\ & + 2.82 \left(5.2 + \frac{2}{3} \times 1.1 \right) \end{aligned}$$

$$\therefore B = 9.21 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} A &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 - P_9 - B \\ &= 0.22 + 0.44 + 0.65 + 1.06 + 5.50 + 11.00 + 2.32 + 2.82 - 2.98 - 9.21 \\ &= 11.82 \text{ t} \end{aligned}$$

鉛材算定

$$(26) \quad Z = Al = 11.82 \times 1.60 = 18.9 \text{ t}$$

$$(28) \quad d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 18,900}{3.14 \times 1,100}} = 4.6 \text{ cm}$$

故に、徑 50 mm の鋼棒を用ふれば充分である。

最大彎曲率

$$\begin{aligned} y \text{ に於ける彎曲率 } M_y &= -P_1 \left(y + h_2 + \frac{2}{3} h_1 \right) - P_2 \left(y + h_2 + \frac{1}{3} h_1 \right) \\ &- P_3 \left(y + \frac{2}{3} h_2 \right) - P_4 \left(y + \frac{1}{3} h_2 \right) + Ay - p_4 \frac{y^2}{2} - \frac{p_3 - p_4}{h_3} \frac{y^3}{2 \times 3} \\ &= -0.22 \left(y + 1 + \frac{2}{3} \times 1 \right) - 0.44 \left(y + 1 + \frac{1}{3} \times 1 \right) - 0.65 \\ &\times \left(y + \frac{2}{3} \times 1 \right) - 1.06 \left(y + \frac{1}{3} \times 1 \right) + 11.82y - 2.11 \times \frac{y^2}{2} - \frac{4.22 - 2.11}{5.2} \times \frac{y^3}{6} \end{aligned}$$

$$= -0.0677y^3 - 1.055y^2 + 9.45y - 1.741$$

$$\frac{dM_y}{dy} = -3 \times 0.0677y^2 - 2 \times 1.055y + 9.45 = 0$$

之を解いて y を求むれば、

$$y = 3.37 \text{ m}$$

$$\therefore M_{max} = M_{y=3.37} = -0.0677 \times 3.37^3 - 1.055 \times 3.37^2 + 9.45 \times 3.37 - 1.741$$

$$= 15.56 \text{ tm}$$

矢板計算 若し、ラルゼン I 型を用ふるとすれば、其のセクション・モジュラスはカタログに依て $1,363 \text{ cm}^3$ あるから

$$\frac{M_{max}}{S} = \frac{1,556,000}{1,363} = 1,140 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

故に、此 I 型を用ふれば安全である。

根入算定 先づ必要な土壓 p_{ea} p_{cp} 等の計算をする。

$$p_{ea} = p_{ea} + \gamma_4 x \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right) = 5.11 + 2x \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right)$$

$$= 5.11 + 0.81x$$

$$p_{cp} = p_{cp} + \gamma_4 x \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right) = 5.42 + 2x \tan^2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right)$$

$$= 5.42 + 4.93x$$

$$P_{10} = \frac{p_{ea}x}{2} = \frac{5.11}{2}x$$

$$P_{11} = \frac{p_{ea}x}{2} = \frac{5.11 + 0.81x}{2}x$$

$$P_{12} = \frac{p_{cp}x}{2} = \frac{5.42}{2}x$$

$$P_{13} = \frac{p_{cp}x}{2} = \frac{5.42 + 4.93x}{2}x$$

B 及び C に支点をもつ單桁と考へ、C に於ける弯曲率 $M_c = 0$ なる條件より

$$M_c = Bx + P_{10} \frac{2}{3}x + P_{11} \frac{1}{3}x - P_{12} \frac{2}{3}x - P_{13} \frac{1}{3}x$$

$$= 9.21x + \frac{5.11}{2} \times \frac{2}{3}x^2 + \frac{5.11 + 0.81x}{2} \times \frac{x^2}{3} - \frac{5.42}{2} \times \frac{2}{3}x^2$$

$$- \frac{5.42 + 4.93x}{2} \times \frac{x^2}{3} = 0$$

之を解いて x を求むれば、

$$x = 3.5 \text{ m}$$

$$\therefore p_{ea} = 5.11 + 0.81 \times 3.5 = 7.94 \text{ t/m}^2$$

$$p_{cp} = 5.42 + 4.93 \times 3.5 = 22.67$$

$$P_{10} = \frac{5.11}{2} \times 3.5 = 8.95 \text{ t}$$

$$P_{11} = \frac{5.11 + 0.81 \times 3.5}{2} \times 3.5 = 13.90$$

$$P_{12} = \frac{5.42}{2} \times 3.5 = 9.49$$

$$P_{13} = \frac{5.42 + 4.93 \times 3.5}{2} \times 3.5 = 39.70$$

$$\text{次に } C = P_{12} + P_{13} - P_{10} - P_{11} - B = 9.49 + 39.70 - 8.95 - 13.90 - 9.21$$

$$= 17.13 \text{ t}$$

次に C の實際に分布せる長さ b を求むる。先づ

$$p'_{cp} = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4(\xi+x)\} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right)$$

$$= \{1.6(1+1) + 2 \times 1 + 1 \times 5.2 + 2(1.1+3.5)\} \tan^2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right)$$

$$= 48.4 \text{ t/m}^2$$

$$p'_{ea} = \gamma_4(\xi+x) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right) = 2(1.1+3.5) \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 3.72$$

$$(38) \quad b = \frac{C}{p'_{cp} - p'_{ea}} = \frac{17.13}{48.4 - 3.72} = 0.38 \text{ m}$$

故に、根入長 h_4 は

$$(39) \quad h_4 = \xi + x + \frac{b}{2} = 1.1 + 3.5 + \frac{0.38}{2} = 4.79 \approx 4.80 \text{ m}$$

腹起し計算

$$(29) \quad M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} = \frac{1}{2} \times 18.9 \times \frac{1.6}{10} = 1.51 \text{ tm}$$

$$(30) \quad S' \geq \frac{M'_{max}}{\sigma_s} = \frac{151,000}{1,100} = 137.2 \text{ cm}^3$$

故に、 150×70 の溝形鋼 2 枚を用ふれば、 $96.2 \times 2 = 192.4 \text{ cm}^3$ のセクション・モジュラスがあるから充分である。

錨定板の高 此場合は少しく丁寧にして控板裏側に作用する 正土壓をも考へて計算することにすれば、控板の中心 即ち、錨定桿取付點に於ける控板裏側の正土壓強度 p_0 及び此點に於て生じ得る表側の負土壓強度 q_0 は夫々

$$p_0 = \gamma_1(s+h_5)\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

$$q_0 = \gamma_1 h_5 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

故に有效負土壓強度は、兩者の差であつて、之を q とすれば

$$q = q_0 - p_0 = \gamma_1 h_5 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right) - \gamma_1(s+h_5)\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

故に全有效負土壓 Q は

$$Q = \left\{ \gamma_1 h_5 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right) - \gamma_1(s+h_5)\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right) \right\} \eta l$$

となる。尙ほ上記の算式誘導に際し、上部の載荷重は 錨定板の表側には無く、裏側にはあるものとする假定に従つた。即ち負土壓には、載荷重の影響なく、正土壓にのみ影響あるものとした。

以上の如く、錨定板前後の荷重を、精密に取つた關係上、此場合安全率を稍々小さくして、 $Q \geq 2Z$ ならば安全と見てよい。

今 $h_5 = 2.8 m$, $\eta = 2.8 m$ とすれば、

$$\begin{aligned} Q &= \left\{ \gamma_1 h_5 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right) - \gamma_1(s+h_5)\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right) \right\} \eta l \\ &= \left\{ 1.6 \times 2.8 \tan^2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) - 1.6(1+2.8)\tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) \right\} \times 2.8 \times 1.6 \\ &= 38.6 t \end{aligned}$$

次に又 $2Z = 2 \times 18.9 = 37.8 t$

$\therefore Q > 2Z$ であつて、安全なるを知る。

尙ほ、後に述ぶる鐵筋等の計算に必要の最大彎曲率を、次に求むる。

$$(33) \quad M''_{max} = \frac{Z}{2} \cdot \frac{\eta}{4} = \frac{18.9 \times 2.8}{8} = 6.62 \text{ tm}$$

錨定板位置 例題(4) の如き方法に依つて、 $L \geq 14.5 m$ なるを知る。

錨定板構造 鐵筋コンクリートに関する計算の方法は、例題(4) と同様であるから、之を省き、單に其の結果のみを記せば、次の如くなる。

$$d = 24 \text{ cm} \quad h = 27 \text{ cm}$$

$$\text{又、抗張鐵筋に } 17 \text{ mm } \phi \quad c \text{ to } c = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{抗壓鐵筋に } 16 \text{ mm } \phi \quad c \text{ to } c = 25 \text{ cm}$$

等のものを用ふればよい、斯如くして設計された錨定板内の應力を試に算出すれば

$$\sigma_c = 39 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 1,070 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau = 2.8 \text{ t/cm}^2$$

となつた。

又若し、錨定板を、鐵矢板壁を以て形成する場合には、既述の如く $\frac{M''_{max}}{S''l} \leq \sigma_e$ が成り立てばよい。

今ラルゼン I_a 型を用ふるものとすれば、其のセクション・モジュラスは、カタログに依つて、矢板幅の 1 m につき、380 cm³ であるから

$$\frac{M''_{max}}{S''l} = \frac{662,000}{380 \times 1.6} = 1,090 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

となつて、I_a 型を用ふれば、安全であることになる。

尙ほ又、錨定板として、鐵矢板壁を用ふるとき、之に使用する腹起しほ、本矢板に用ひたものと同一のものを用ふればよい。即ち 150×70 の溝形鋼 2 箇を用ふればよい。

【例題 7】丙の圖式解法に依つて、前例題と同じデーターを持つ矢板式岸壁を設計計算せよ。

前の註の中に詳しく述べるが如き、順序を以て、作圖すれば、次頁の附圖に示すが如きものとなる。

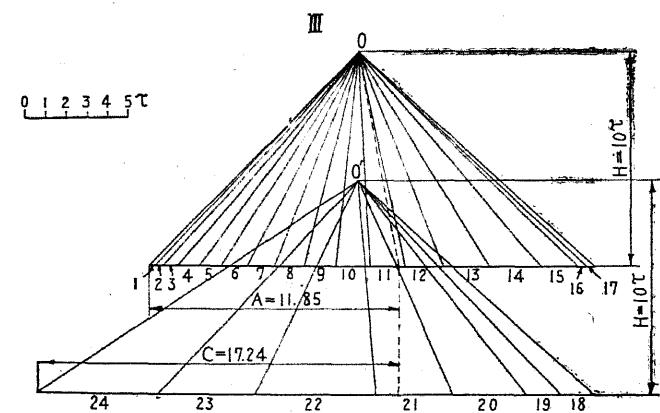
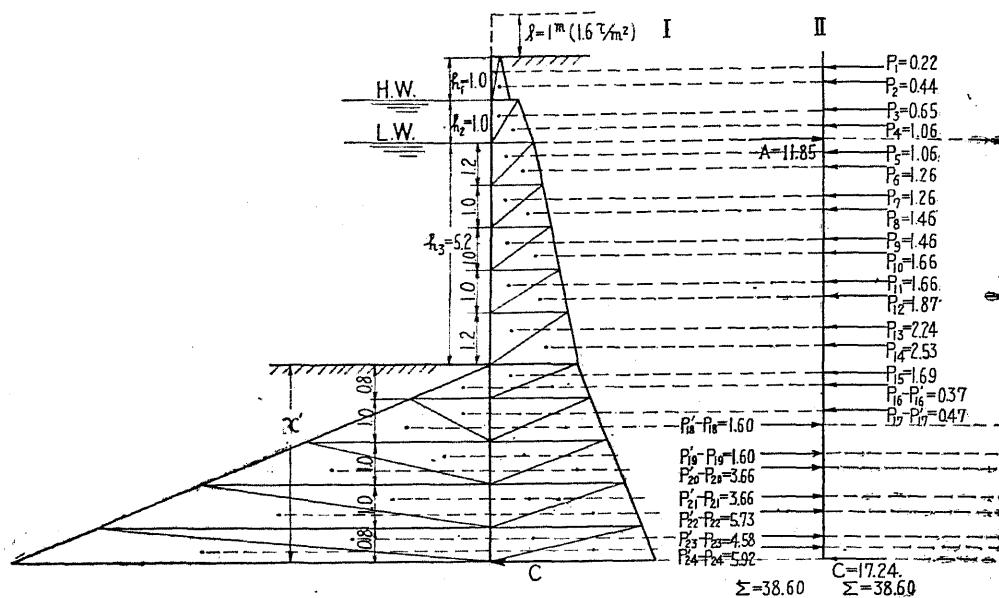
即ち圖(I)より $x' = 4.6 m$, (II)より 錨定力 $= A = 11.85 t$,

裏側負土壓の等價力 $= C = 17.24 t$ 、又 (IV)より最大彎曲率 $= M_{max} = 15.6 \text{ tm}$ となる。尙ほ参考の爲め、水底面より、反曲點に至る距離 ξ を圖上に求むれば 11 m となつて、計算解法に於て、假定したものと全く一致した。

$$\text{次に } p'_{cp} = \left\{ \gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 x' \right\} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}\right)$$

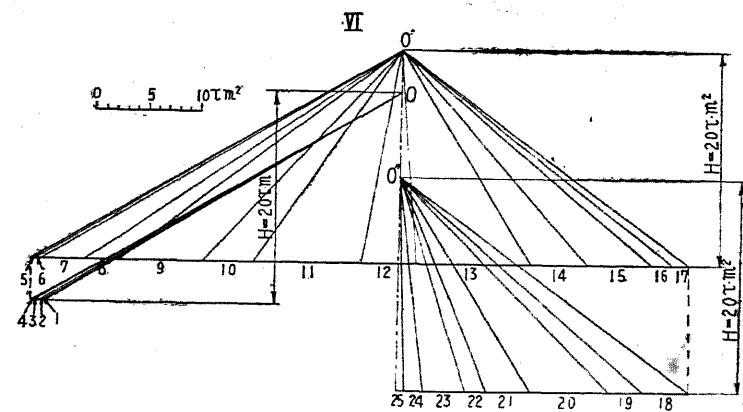
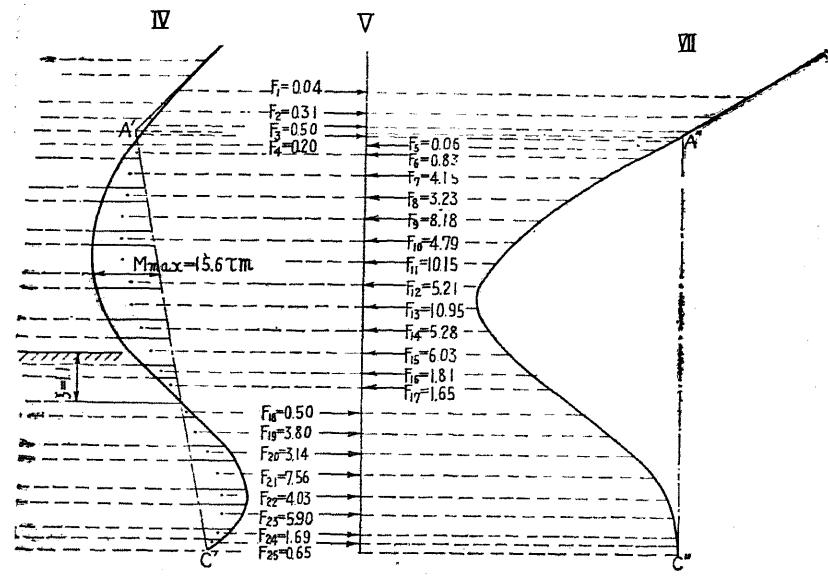
$$= \left\{ 1.6(1+1) + 2 \times 1 + 1 \times 5.2 + 2 \times 4.6 \right\} \tan^2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 48.4$$

$$p'_{ca} = \gamma_4 x' \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}\right) = 2 \times 4.6 \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 3.72$$



$$b = \frac{C}{p'_{ca} - p'_{c'a}} = \frac{17.24}{48.4 - 3.72} = 0.38 \text{ m}$$

故に、根入長 b は



$$h_4 = z' + \frac{b}{2} = 4.6 + \frac{0.38}{2} = 4.79 \div 4.8 \text{ m}$$

此他の、腹起し、锚定鉄、锚定板、等の計算は、前述の例題に述べたものと同一方法

でよいから、此處には省略する。

第四節 杭打擁壁式の岸壁

杭打擁壁式、即ち棚式の岸壁は、獨逸に於て其の例が甚だ多いが、本邦に於ては極めて稀であるが爲め、此計算の説明も只だ概要を記すに止める。

杭打擁壁の計算は、擁壁部、杭打部、土留矢板、などの各部に分けて行ふ。

擁壁部の計算 は第二節に記した重量擁壁の計算を只だ小規模に行ふに過ぎない。

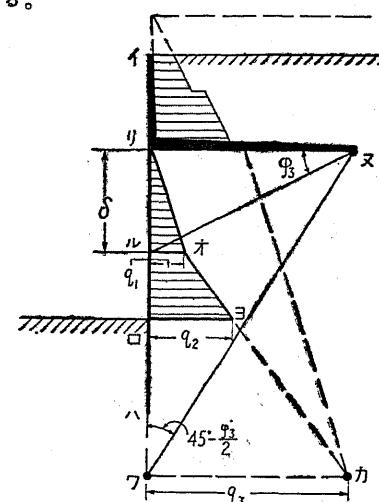
杭打部の計算 棚から上に載せられた擁壁と、其の裏埋土砂などから来る荷重を支え得る様に杭を計算する。

〔註〕前側の杭には、擁壁の最大圧力強度 S_1 (算式 3) に依る荷重がかゝつて来る。従つて前側の杭ほど其の耐支力を大きく設計する、要するに棚にかかる圧力強度の分布圖を書き、夫れから各杭の分擔する力を算出するのだ。又獨逸の岸壁に屢々見るが如き、抗張と抗壓との斜杭を結合して支えしむる場合には、勿論作圖等に依つて、各杭に来る分力を求め、之に耐え得る様に設計する。

土留矢板 杭打擁壁式岸壁に於ては、其の杭打部の前面、或ひは後に土留の矢板を打つ、其の中で、後に設置された矢板の計算は、簡単であるが、前面に置かれた矢板の計算は、多少その趣を異にする、其の詳細は圖と註とを見られたい。

〔註〕先づ棚の後端に於て交はる 息角の
斜線(ヌル)と破壊面の斜線(ヌワ)とを
引く。

息角線が矢板と交はる(ル)から上部の
矢板にかかる土壓は、單に棚以下の土砂の



みの影響に過ぎないから、棚より上の土砂を除外した 土壓の分布圖を畫けばよい。例へば（ルホ） σ_1 は棚以下の高さ z にて次の如く計算される。

$$q_1 = \gamma_3 \delta \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_3}{2}\right)$$

従つて矢板の（リル）にかかる土壓分布圖（リルオリ）は容易に之を書き得る。

次に破壊面の斜線(ワヌ)が、矢板の延長線と交る點(ワ)以下になれば、其の土壓は棚の有無に殆ど關係なく、上面(イ)から(ワ)までを恰も一本の矢板の如く考へて算出した土壓と等しいとする。従つて q_3 (ワカ)は之を容易に計算し得る。如斯くして(才)と(カ)とを結べば、之が矢板の(ル)點以下の土壓分布を示すこととなる。

要するに水底(口)までの土圧分布圖は(リロヨオリ)の如くなる。

以上の如くして土壓を知れば、其の後の矢板計算は、前節に述べた通りである。

第五節 残留水と繫留船との影響

普通の岸壁計算法としては、前節までの記述に依つて、其の大略を盡して居るから、本節以後の記事は、岸壁の特殊計算として、更に深く研究せんとする讀者の爲め、單に参考として述べるに止まる。

而して岸壁に於ける特殊計算には、本節に於て述べんとする岸壁背後の殘留水に依る影響、繫留船の牽引に依る影響、並に第六節の地震の影響などがある。尙ほ其の外に、第七節の柔質地盤に於ける圓弧的計算法などもある。

その中にて、残留水と繫船牽引と地震との計算は、前節までに述べ來つた普通の計算法と並用する事が出来る。

(A) 残留水の影響

岸壁の表と裏との間の水の流通が完全であるならば、表裏の水位は、常に一致すべきである、従つて兩者の水位の差より生ずる水圧を受けるが如きことはない。

然るに其の流通が不完全である時は、多少の残留水が岸壁の背後に在つて、其

の水頭(Head)だけの水壓が岸壁の背後からかゝることとなる、従つて岸壁の安定を詳細に検する場合には、土壟の外に、

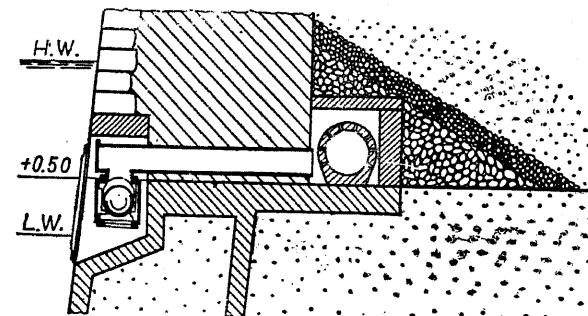
此水壓をも加算しなければならない。

假定 此殘留水の水頭(h')は基礎と壁體との状態、或ひは潮差の大小に依つて之を一様に律し得ないが、よく水抜に注意した岸壁ならば、大略次の如く假定したらよからう。

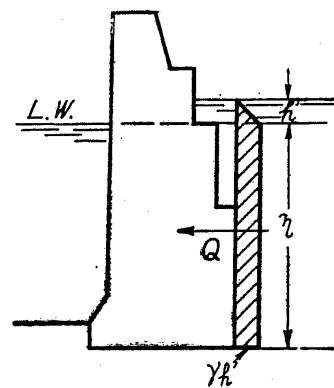
$$h' = 0.3 \sim 0.5 \text{ m}$$

但し英國の岸壁の如く、ドライオーツに依つて施工されたコンクリートの單塊壁などに於て、若し壁體に水抜を設けない場合には、殘留水は潮差の半分に及ぶ、又本邦の水中工法に依る岸壁と雖も、例へば兩塊間の間隙の如きは、近年グルート・モルタルの利用に依つて、之を完全に填充し得るが爲め、時として半潮差に及ぶ殘留水を見る事もある、然し如斯は、其の設計と施工とに付て決して上乗のものと言ひ得ない、即ち其の際には、別に水抜を造り、或ひは基礎と裏込等に充分の粗石を入れて、前後の水の流通を完全にし、以て殘留水の水頭を成るべく小さくすべきである。

〔註〕水抜をよくして困ることは、之に依つて裏埋の土砂が流出して、或ひは岸壁前の一帯を埋め、或ひは岸壁裏の地面が多少の陥没を見る



ロツテルダム岸壁の水抜装置



ことである、但し是等は小修繕を行へば足りるのであるから、懸案の殘留水の水頭を大にして、岸壁破壊の一因たらしむることよりは勿論ましである。従つて岸壁の水抜は、一般に之を完全に造るべきである。

而して水抜装置として完全に近きものは、ロツテルダム岸壁の實例である(圖参照)。

水壓計算 好く水抜に注意せる岸壁に於ける、殘留水の水頭は、前記の如く餘り大きくなり爲めに、一般の岸壁計算には、此影響を考へずして、單に土壟だけの計算で満足するの實例が多い、然し假に其の計算を精細に行はんとするならば、次の如くする。

殘留水の水頭(h')から、其の全水壓を計算するには、大略次の式に依る。

$$Q = \gamma h' \left(\frac{h'}{2} + \eta \right) \doteq \gamma h' \eta \doteq h' \eta \quad \dots \dots \dots \quad (40)$$

但し Q は所要の全水壓、 γ は水の単位重量即ち 1.03 斛或ひは大略 1 斛である。又 η は表側の水面から壁底までの高さ。

如斯くして算出した Q を前節までに述べ來つた土壟の水平壓力と組合せて、岸壁にかゝる全體の水平壓力を得るのである。

全體の水平壓力を得たる後の計算は、總て既述のものと同様である。

〔註〕 残留水の水壓分布圖に於て、その上部の少しの間は三角形であるが、便宜總て短冊形に均一に分布されたものと看做してよい。

〔註〕 時として、岸壁の水壓を計算するに當り、表裏底の三面の周圍にかかる全部の水壓分布の圖を書いて計算することがある、然し h' が小なる時には、底面にかかる水壓は、略々浮力等と平衡し、又表と裏とのものは、其の大部分が相殺して單に h' に依つて生ずる水壓のみが殘る、従つて h' が僅少の時は、前述の如く h' に依る水壓のみを取つて計算する方が便利である。

然るに若し h' が著しく大なる場合には、底面の水壓が其の前後に於て相當の差を生ずる、故に寧ろ表裏底の各邊に就て、各の全水壓を克明に配布して計算する方が便利のこともある。

又その前後の兩水面を結び付けて、其の線以下の壁體には、浮力の影響あるものとして計算する。

(B) 繫留船の牽引計算

船を岸壁の繫船柱に繫留せる時に、其の缆に依つて引はる力が、岸壁の滑出と轉倒とに、多少の影響を與ふることは想像できる、故に岸壁の計算に於て、之を念のために検算して見ることも、或ひは必要と思ふ。

牽引力假定 繫船柱を引く力に就ては、第十九章第三節に於ても之を述べた如く、或ひは鋼索の破壊強度等から計算し得るが、一箇所の繫船柱に幾條もの缆を掛け場合もあるから、鋼索の破壊強度を直に取ることも出來ない。そこで著者の考へでは、繫船柱一本に對して、大略次の如く假定したならば、岸壁の安定に就て、先づ不足ながらうと思ふ。

三千噸乃至一萬噸の船を繫ぐ場合 50 庵前後

一萬噸乃至二萬噸の船を繫ぐ場合 100 庵前後

二萬噸以上の船を繫ぐ場合 150 庵前後

尙ほ計算の安全の爲めに、是等の牽引力は何れも、水平に繫船柱を前方へ引くものと假定する。而して此牽引力に抵抗する部分は、大略その繫船柱附近の壁體の一區間（即ち Expansion-joint 間の一區分）である、換言すれば、此牽引力を其の區間に略々分布するものと考へて計算する。

上記の如く、船の牽引力を假定した後は、前章計算の滑出と轉倒との場合に、此外力を壁頂へ更に遞加して、岸壁の安否を検算すべきは言ふまでもない。

但し一般の習慣に依れば、前の殘留水の影響は、地震時にも必ず之を考へるが、此繫留船の牽引だけは、地震の検算に際して、之を度外するのが例である。

〔註〕 岸壁の安全に影響する繫船柱は、前の笠石附近に在る曲柱だけであつて、後方に離れた直柱のものは、餘り影響なきものと思ふ。

因に笠石附近の繫船曲柱の根も、一般に混凝土にて大きく造られてあるから、其の重量は此際有利に働いてくれる。

第六節 地震計算

地震と岸壁 地震は豫想できない突發的のものであり、又其の影響は餘りに强大であつて、普通の工費を以てしては、殆ど之に對抗し得ない場合が多い爲めに、工費潤澤の場合を除いては、初めから此地震の計算で、岸壁を設計することが稀であつた、即ち多くは、普通計算にて設計せられた岸壁に就て、後から地震の検算を行ひ、若し著るしく不充分の場合には、其の構造を修正すると言ふ様なやり方が、一般的の習慣である。

地震計算の順序 岸壁に於ける、地震計算の要領を列記すれば、次の如くなる。尙ほ之が各項の中で、説明を要するものは、後に詳しく述べる、又例題に依つて、一層具體的に之を記述する考へである。

- 1) 地震の加速度、或は震度 η を假定する。但し計算を簡明にする爲め、水平のもののみを探るのが、普通の習慣である。
- 2) 裏埋に於て、震度がわかれば、之に依る地震力と重量との合力が、垂直線となす 地震合成角度 ($\theta \theta' \theta''$ 等) を後に掲ぐる表に依つて求むる。
- 3) 前記の $\theta \theta' \theta''$ 等の影響を考へた土壓式に依つて土壓を算出する。但しそれが全土壓 P は、岸壁の背後へ向つて、水平線と δ の摩擦角の傾きを以て働くものとする。
- 4) 岸壁前趾の根入部の前方に働く抵抗土壓 P' を算出する。
- 5) 岸壁背後に於ける、殘留水壓 Q を算出する。
- 6) 別に壁體自身の地震力 P'' を求むる。此の P'' は、壁體の正味重量 W' (浮力を引かざるもの) へ震度 η を乗じたものである。而して此 P'' の位置方向は、勿論壁體の重心から、水平に外へ向つて居る。
- 7) 全土壓 P 、抵抗土壓 P' 、殘留水壓 Q 、壁體地震力 P'' 、壁體重量 W (此

W は前記の W' から浮力を引いたもの) 等の合力 R を作図に依つて求むる。

續いて R の垂直と水平との分力 V と H とを求むる。

8) 前掲の R 或は VH 等に依つて、岸壁の滑出、耐支、轉倒等の安否を検する。是等の計算法は、常時の場合と同様である。

以上列記した中で、特に説明を要する(1)(2)(3)(4)等に就て、以下順次之を述ぶる。

地震の加速度と震度 計算順序第一項に掲げた加速度と震度とに就て説明する。一般に地震力は、物體の質量に地震の加速度を乗じたものであるから、地震の強弱は、地震の最大加速度の大小に依つて表はし得る。

地震加速度 kg も亦、普通の重力の加速度 g と同じ性質のものであつて、然も此重力加速度は不變であるから、地震加速度を重力加速度の小數で表はすのが便利である。而して此の小數を震度 k と呼ぶ。尙ほ此關係を式で表はせば次の如くなる。

$$\text{震度} = (\text{地震加速度}) \div (\text{重力加速度}) = kg \div g = k$$

$$\text{地震加速度} = (\text{震度}) \times (\text{重力加速度}) = k \times g = kg$$

例へば、重力の加速度 g は $9,800 \text{ mm/sec}^2$ であるから、若し地震加速度 kg が 980 mm/sec^2 のものならば、震度 k は上式によつて、0.1 となる。

次に震度 k に重量 w' を乘すれば、地震力となる、是等の關係は、次式に依つて明かである。

$$\begin{aligned} \text{地震力} &= (\text{地震加速度}) \times (\text{質量}) = ((\text{震度}) \times (\text{重力加速度})) \times (\text{質量}) \\ &= (\text{震度}) \{(\text{重力加速度}) \times (\text{質量})\} = (\text{震度}) \times (\text{重量}) = kw' \end{aligned}$$

地震力は、之を水平と垂直との二つの分力に分けて考へる事が普通である、又一層簡単にする爲めに、稍々過大なる水平分力のみを考へる事が多い、即ち本書に於て以下述ぶるものは、總て此水平分力のみの假定に依る。

地震力の水平分力のみを考へる場合には、勿論水平震度のみを假定すればよい。而して岸壁の検算には、之が水平の震度を約 0.1~0.2 ほどに假定するのが普通である。

水平に働く地震力が、水平震度に正味重量を乗じたもの即ち kw' である事は、前掲の式に依つても明かである、尙ほ此所に注意すべきは、その際の重量 w' は、空中に於ける普通の重量（即ち浮力を引かざる正味重量）を常に採るべきであつて、假令へ水中に在つても、此 w' だけは、必ず空中の正味重量を探る、蓋し此地震力は、水中でも空中でも同様であるからだ。

〔註〕 地震加速度と振動との關係、及び岸壁に於て最も危険な方向の断面、等に就て説明する。

地震の振動を一つの單弦運動と考へ、其の週期を T (秒)、振幅を A (粋) とし、此の振動中の最大加速度を kg とすれば、次式の如き關係がある。

$$kg = \pm \frac{4A\pi^2}{T^2}$$

一般に、地震の際に於ける構造物の安定は、この震動中の最大加速度を示す場合に於て、最も危険であるから、夫れに就て計算すれば良い。

單弦運動の一週期の中に、二度上記の最大加速度を示す、而して、其の二つの方向は反対である。

地震は立體的に見て、何れの方向のものが起るか不明であるから、通常は岸壁の最も危険なる断面（即ち吾人が普通に安定計算を行ふ断面）に平行なる面内に、最大加速度が起ると考へる。且つ上記の二つの最大加速度の中、構造物に對して、より危険なる影響を及ぼす一つの場合に就てのみ、計算を行へば充分である。但しこの二つの中、何れが危険であるか不明の場合にのみ、兩者に就て計算する。

裏埋の地震合成角 計算順序の第二項に掲げた問題に就て説明する。茲に裏埋の地震合成角と假に名付けたものは、岸壁裏埋の土砂に於て、に起る地震力と土砂の重量（此場合は浮力を引いたもの）との合成力が、垂直線となす角度を言ふのである。

而して此角度の記号を、第一節に述べた裏埋假定の水平層別に於ける第一層 θ 、第二層 θ' 、第三層 θ'' 、水底下 θ''' とすれば、後の註に説明するが如く、其の數値は次の式に依つて算出する。即ち特に注意すべきは、第三層の θ'' であつて、他は總て同じである。

今こゝに震度 k が 0.1~0.3 の場合に於ける、各角度を前式に依つて算出すれば、次表の如くなる。

裏埋の地震合成角度表

層別	震度 k	0.1	0.15	0.20	0.25	0.30
第一層 θ		6°	9°	11°	14°	17°
第二層 θ'		6	9	11	14	17
第三層 θ''		9	13	18	22	26
水底下 θ'''		6	9	11	14	17

即ち若し震度さへ假定すれば、裏埋の地震合成角の値は、此表から直に求めらるい。

〔註〕 一般に地震力が、震度と重量とを掛け合せたものである事は、既に述べた所である。従つて裏埋に於ても、各層の単位正味重量（浮力を引かざるもの）へ震度を乗ずれば、各の単位地震力が求めらる。

但し第一節の水平層別に於ける第一層と第二層とは、水面上であるから、其の単位重量 ($\gamma_1 \gamma_2$) の數値を、そのまゝ震度 k に乘すればよい。然るに第三層の単位重量 γ_3 の數値として、第一節の認定數値表に掲げたものは、浮力の影響を考へてあるから、之を其のまゝ此場合に用ひてはいけない。寧ろ水上の γ_1 の値を利用する方がよい。即

ち結局、単位地震力は、第一層 $1.6 k$ 、第二層 $2.0 k$ 、第三層 $1.6 k$ となる。

又後に述べる岸壁前趾の根入部は、水底であつて、其の単位重量 γ_4 には、浮力の影響なきものと考へてあつたのだから、其所の単位地震力は γ_4 即ち 2.0t でよい。

次に地震力と重力との 合成力 に就て述べる。

前記の単位地盤力と、単位重量（この場合は、前の正味重量と異なり浮力を引いたもの）との合成力の方向を求むるに當つて、其の単位重量の數値は、浮力を既に考慮してあつた第一節の認定數値表の $\gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4$ をそのまま用ひて、差し支へがない。即ち第一層 1.6、第二層 2.0、第三層 1.0、水底下 2.0 である。

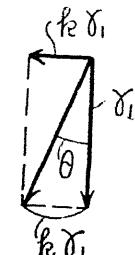
次に此単位重量と、前記の単位地震力との合成力の方向が垂直線となす角度即ち所謂地震合成角は、作図に依つて次の如くなるは言ふまでもない。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k\gamma_1}{x_*} = \tan^{-1} \frac{1.6k}{16} = \tan^{-1} k$$

$$\theta' = \tan^{-1} \frac{k y_2}{x} = \tan^{-1} \frac{2.0 k}{2.0} = \tan^{-1} k$$

$$\theta'' = \tan^{-1} \frac{kY_1}{x} = \tan^{-1} \frac{1.6 k}{1.0} = \tan^{-1} 1.6$$

$$\theta''' = \tan^{-1} \frac{k\gamma_4}{\gamma_3} = \tan^{-1} \frac{2.0 k}{\gamma_3} = \tan^{-1} k$$



従て前に掲げた(41)(42)の算式を得るのである。

〔註〕 以上は總て、水平の震度のみを取つた普通の場合を述べたのであるが、若し水平震度 (k_h) と垂直震度 (k_v) の二つを同時に考へる場合には、次の式に依つて θ を求める。

$$K = \frac{k_h}{1-k_m}, \quad \theta = \tan^{-1} K$$

地震時の土圧 計算順序として第三項に掲げた土圧、即ち前記の地震合成角 θ θ' の影響を考へた土圧式は、第二節のケーロン土圧式(12)乃至(18)の代りに、次の式を用ひる。但し各記号の意味は、前のものと同様である。尚ほ是等諸式の起源は、註を見られたい。

但し

$$p' = \gamma_1 s \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (44)$$

$$p_1 = p' + \gamma_1 h_1 \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (45)$$

$$p_2 = \gamma_1(s+h_1) \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (46)$$

$$p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (47)$$

$$p_4 = \{ \gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2 \} \frac{\cos^2(\varphi_3 - \theta'')}{\cos \theta'' \cos(\delta + \theta'') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_3 + \delta) \sin(\varphi_3 - \theta'')}{\cos(\delta + \theta'')}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (48)$$

$$p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \frac{\cos^2(\varphi_3 - \theta'')}{\cos \theta'' \cos(\delta + \theta'') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_3 + \delta) \sin(\varphi_3 - \theta'')}{\cos(\delta + \theta'')}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (49)$$

以上の式の中にて、載荷重の s は、常時の場合よりも遙に小さく採る、即ち普通は、常時の $0 \sim 1/2$ とする。

以上の算式に依つて p' , p_1 , p_2 , p_3 , p_4 , p_5 を算出すれば、裏埋の土圧圖を書く事が出来る。而して裏埋の全土圧 P の位置方向は、此の土圧圖の重心を求め、それより壁背へ向つて水平線を引き、之と壁背との交點に於て、水平線と δ の摩擦角だけ傾けて P を働くかせる。

但し矢板岸壁の場合には、後に述ぶるが如く、初めに於て $\cos \delta$ を乗じて、水平の土圧分布圖に、總て直して置く方が便利である。

〔註〕 (44) 式以下の等式は、物部博士の次式より得たものである。

$$p' = \gamma_1 s \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta - \xi)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\xi - \alpha)}} \right]^2}$$

上式の中にて α は壁裏面が垂直線となす角、 ξ は地表面が水平面となす角度。

然るに岸壁の場合には、 α も ξ も大略之を零と考へて差し支へがない、從て上式は (44) 式の如くなる。尚ほ (45) 以下の諸式も同様にして求めらる。

是等の地震の土圧は、之を圖式解法に依つて求むる事も出来る(水利と土木第一卷四、五、六號松尾春雄氏論文参照)。

前趾の抵抗土圧 計算順序の第四項に掲げた岸壁前趾の根入部の前方へ働く抵抗土壁 P' は、次の式に依つて求むる。

$$P' = \frac{p_5 h_4}{2} \quad \dots \dots \dots (50)$$

$$\text{但し } p_5 = \gamma_4 h_4 \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta''')}{{\cos^2 \theta'''}} \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right\}^2 \quad \dots \dots \dots (51)$$

上掲の (51) 式を見ても知らるゝ如く、一般に抵抗土壓の場合には、摩擦角(δ)の影響を無視するのが、普通の習慣である。從て P' の方向は、根入部の下端から上方へ $h_4/3$ の所に於て、前趾面へ向ひ、水平に働く。

其の他 以上説明せる各項の外に、計算順序の第五項に掲げた殘留水に就ては、前節に詳しく述べてある。又第六項の壁體自身の地震力と、第七項の合力等に就ては、更に説明するまでもなく、既述のもので明かである。

次に第八項の安全計算の方法に就ては、既に述べた常時のものと同様であるが、たゞ其の 許容力 に就ては、元來地震が一時的のものである爲めに、多少之を高めてよいと思ふ。即ち耐支力 q を約二割増ほどに採るのは、止むを得ないだらう。但し摩擦係数 f だけは、餘り増すことが出来ない。

耐震的岸壁の設計 若し以上の地震計算に依つて、不安なるを知つた場合には、次に述ぶるが如き、種々の設計と工法とに依つて、之を耐震的の構造となすことが出来る。

イ) 壁體の厚さを増大する事

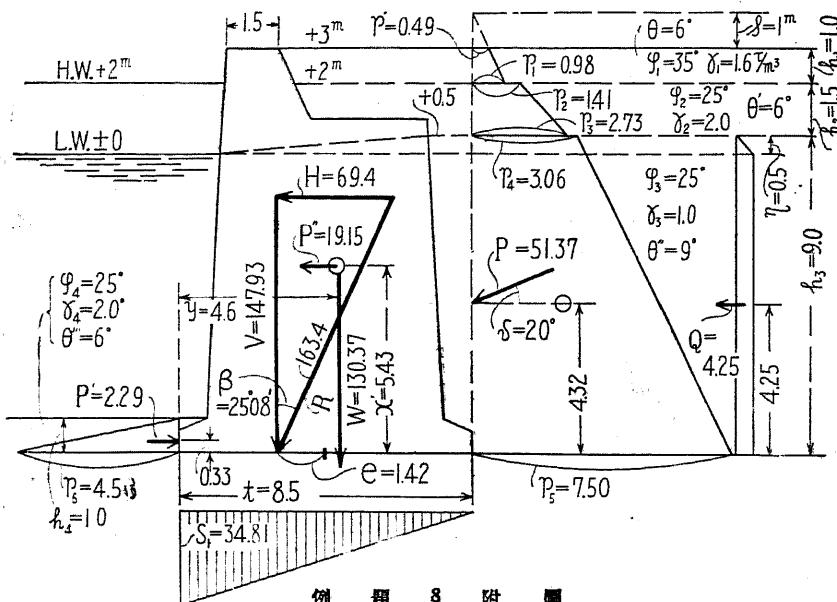
ロ) 壁底の前方を幾分上げて、後方へ傾ける事

- 八) 前趾をなるべく、突出せしむる事
- 二) 前趾の根入を深くする事
- ホ) 特に前趾底に近い基礎に於ける、耐支力の増加を計る事
- ヘ) 水抜を完全にして、残留水の影響をなるべく少くする事
- ト) 壁體の背後より、錨碇板等に依つて、之が控へを取る事

以上は主として、重量擁壁式の岸壁に就てであるが、若し如何なる工法を以てするも、尙ほ且つ不安の場合には、岸壁構造の様式を全く變へて、或は棚式、矢板式、横樋橋、等の様式を選ばなければならぬ。

[例題 8] 図に示すが如き断面の岸壁に就て、之が地震時の安否を検せよ。但し地震の最大加速度は、水平のみをとつて、 $1,000 \text{ mm/sec}^2$ とする。其の他、之が計算に必要なデーターは、次の如くである。

$$s = 1 \text{ m } (1.6 \text{ t/m}^2) \quad h_1 = 1 \text{ m} \quad h_2 = 1.5 \text{ m} \quad h_3 = 9 \text{ m} \quad t = 8.5 \text{ m}$$



第六節 地震計算

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 35^\circ & \varphi_2 = \varphi_3 = \varphi_4 = 25^\circ & \gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3 & \gamma_2 = 2.0 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_3 &= 1.0 \text{ t/m}^3 & \gamma_4 &= 2.0 \text{ t/m}^3 & f = 0.7 & q = 36 \text{ t/m}^2 & \delta = 20^\circ \\ \eta &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

岸壁の重量 與へられたる岸壁の断面に就て、其の重量を計算する、而して浮力を考慮せる場合のものを W とし、然らざるもの W' とすれば、 $W = 130.37 \text{ t}$ 及び $W' = 191.47 \text{ t}$ となる。且つその重心の位置は夫々 $x = 6.06 \text{ m}$ $y = 4.60 \text{ m}$ 及び $x' = 5.43 \text{ m}$ $y' = 4.57 \text{ m}$ なることを知る、茲に $x x'$ は底面上の高さを表はし、 $y y'$ は前趾端よりの距離を示す。

震度 茲に與へられた地震加速度 k_g が $1,000 \text{ mm/sec}^2$ であるから、震度 k は次の如くなる。

$$k = \frac{k_g}{g} = \frac{1,000}{9,800} \doteq 0.1$$

地震合成角 即ち $\theta' \theta'' \theta'''$ の數値は、前に掲げた表から震度 0.1 のものをとればよい。即ち第三層の θ'' が 9° であつて、他の θ' 及び θ''' はいづれも 6° である。

次に岸壁に作用する主なる諸外力を列舉すれば、裏埋の土壓、前趾の抵抗土壓、残留水に依る水壓、壁體自身に作用する地震力、及び壁體重量の五つであつて、以下順次是等を計算する。

裏埋の土壓 前記の $\theta' \theta'' \theta'''$ の數値と、當初に列記したデーターとを用ひて、裏埋の土壓を (43)～(49) 式に依つて算出すれば次の如くなる。

$$(44) \quad p' = \gamma_1 s \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} = 1.6 \times 1.0 \times \frac{\cos^2(35^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(20^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 20^\circ) \sin(35^\circ - 6^\circ)}{\cos(20^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} = 0.49$$

$$(45) \quad p_1 = p' + \gamma_1 h_1 \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} = 0.49 + 1.6 \times 1.0 \times \frac{\cos^2(35^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(20^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 20^\circ) \sin(35^\circ - 6^\circ)}{\cos(20^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} = 0.98$$

$$(46) \quad p_2 = \gamma_1(s+h_1) \frac{\cos^2(\varphi_2-\theta')}{\cos\theta'\cos(\delta+\theta')[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi_2+\delta)\sin(\varphi_2-\theta')}{\cos(\delta+\theta')}}]^2}$$

$$= 1.6 \times (1.0+1.0) \times \frac{\cos^2(25^\circ-6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(20^\circ+6^\circ)[1+\sqrt{\frac{\sin(25^\circ+20^\circ)\sin(25^\circ-6^\circ)}{\cos(20^\circ+6^\circ)}}]^2} = 1.41$$

$$(47) \quad p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \frac{\cos^2(\varphi_2-\theta')}{\cos\theta'\cos(\delta+\theta')[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi_2+\delta)\sin(\varphi_2-\theta')}{\cos(\delta+\theta')}}]^2}$$

$$= 1.41 + 2 \times 1.5 \times \frac{\cos^2(25^\circ-6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(20^\circ+6^\circ)[1+\sqrt{\frac{\sin(25^\circ+20^\circ)\sin(25^\circ-6^\circ)}{\cos(20^\circ+6^\circ)}}]^2} = 2.73$$

$$(48) \quad p_4 = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2\} \frac{\cos^2(\varphi_3-\theta'')}{\cos\theta'\cos(\delta+\theta'')[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi_3+\delta)\sin(\varphi_3-\theta'')}{\cos(\delta+\theta'')}}]^2}$$

$$= \{1.6 \times (1.0+1.0) + 2 \times 1.5\} \times \frac{\cos^2(25^\circ-9^\circ)}{\cos 9^\circ \cos(20^\circ+9^\circ)[1+\sqrt{\frac{\sin(25^\circ+20^\circ)\sin(25^\circ-9^\circ)}{\cos(20^\circ+9^\circ)}}]^2} = 3.06$$

$$(49) \quad p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \frac{\cos^2(\varphi_3-\theta'')}{\cos\theta''\cos(\delta+\theta'')[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi_3+\delta)\sin(\varphi_3-\theta'')}{\cos(\delta+\theta'')}}]^2}$$

$$= 3.06 + 1 \times 9 \times \frac{\cos^2(25^\circ-9^\circ)}{\cos 9^\circ \cos(20^\circ+9^\circ)[1+\sqrt{\frac{\sin(25^\circ+20^\circ)\sin(25^\circ-9^\circ)}{\cos(20^\circ+9^\circ)}}]^2} = 7.50$$

$$(43) \quad P = \frac{p'+p_1}{2} h_1 + \frac{p_2+p_3}{2} h_2 + \frac{p_4+p_5}{2} h_3$$

$$= \frac{0.49+0.98}{2} \times 1.0 + \frac{1.41+2.73}{2} \times 1.5 + \frac{3.06+7.50}{2} \times 9.0 = 51.37 \text{ t}$$

即ち圖に示すが如き、三段の梯形の面積に依つて其の大きさは表はされ、方向は水平線と 20° をなし、底面より 4.32 m の高さの點に於て、岸壁の背後を衝くものである。

前趾の抵抗土壓 前に掲げた θ''' の數値と當初に列記したデーターを用ひて、前趾の抵抗土壓を (50) 及 (51) 式に依つて算出すれば、次の如くなる。

$$(51) \quad p_6 = \gamma_4 h_4 \frac{\cos^2(\varphi_4-\theta''')}{\cos^2\theta'''\left[1-\sqrt{\frac{\sin\varphi_4\sin(\varphi_4-\theta''')}{\cos\theta'''}}\right]^2}$$

$$= 2 \times 1 \times \frac{\cos^2(25^\circ-6^\circ)}{\cos^2 6^\circ \left[1-\sqrt{\frac{\sin 25^\circ \sin(25^\circ-6^\circ)}{\cos 6^\circ}}\right]^2} = 4.58$$

$$(50) \quad P' = \frac{p_6 h_4}{2} = \frac{4.58 \times 1}{2} = 2.29 \text{ t}$$

而して其の作用點は、底面上 0.33 m にして、其の作用方向は、水平に前面より岸壁に向ふ。

越留水による水壓 嘗て列記せるデーターを (40) 式に用ひて、

$$Q = h\eta = 8.5 \times 0.5 = 4.25 \text{ t}$$

之は底面より 4.25 m の高さに於て、水平に岸壁背後を衝く。

壁體自身に作用する地震力 前掲の浮力を考慮せざる岸壁重量 W' 及び震度 k を用ひて、

$$P'' = W' \times k = 191.47 \times 0.1 = 19.15 \text{ t}$$

而して其の作用點は底面上 $x' = 5.43 \text{ m}$ の高さに在り、方向は、水平に前方へ向ふ。

壁體の重量 之は前に掲げた $W = 130.37 \text{ t}$ であつて、其の方向が垂直なるは言ふまでもない。但し前趾端より作用線に至る距離は、前に掲げた如く $y = 4.60 \text{ m}$ である。

諸外力の合力 以上の外力 $P P' P'' Q W$ 等の合外力 R は、作圖に依つて、漸次、組合せて行けば、容易に之を求め得る、茲には、其の途中を省き、之が結果だけを記す。即ち $R = 163.40 \text{ t}$ にして圖に示すが如く垂直線と $\beta = 25^\circ 08'$ の傾きをなして、底面と交る、而して其の交點と底面の中點との距離は $e = 1.42 \text{ m}$ なることを知る。從つて R の垂直及び水平分力を夫々 V 及び H を以て表はせば

$$V = R \cos \beta = 163.40 \times \cos 25^\circ 08' = 147.93 \text{ t}$$

$$H = R \sin \beta = 163.40 \times \sin 25^\circ 08' = 69.40 \text{ t}$$

此 V 及び e を (3) 及び (4) 式に代入すれば

$$(3) \quad S_1 = \frac{V}{t} \left(1 + \frac{6e}{t}\right) = \frac{147.93}{8.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.42}{8.5}\right) = 34.81 \text{ t/m}^2$$

$$(4) \quad S_2 = \frac{V}{t} \left(1 - \frac{6e}{t}\right) = \frac{147.93}{8.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.42}{8.5}\right) = 0.00 \text{ t/m}^2$$

安否検算 上記の $V H S$ を (1)(2) の岸壁安全算式に代入すれば

$$(1) \quad \text{滑出 } fV = 0.7 \times 147.93 = 103.55 \text{ t} > H = 69.40 \text{ t}$$

$$(2) \text{ 耐支 } q = 36.00 \text{ t/m}^2 > s_1 = 34.81 \text{ t/m}^2$$

轉倒 R が底面内にあるを以て安全である。

以上に依つて、奥へられたる岸壁は、少くとも地震加速度 $1,000 \text{ mm/sec}^2$ 程度迄は安全なることを検し得た。

矢板式岸壁と地震 地震時に於ける矢板前後の土圧は、前記の諸式に依つて知るが如く、矢板背後の土圧が増大し、根入部及び控板に働く抵抗土圧が減少するを以て、常に比し著しく危険な状態となる。

即ち根入の深さが不足すれば、矢板の足が前方へ押し出される、又控板の面積が不足すれば、矢板頭部は、控板諸共に前方へ押し出される。尚ほ假に控板が充分の抵抗力を有するも、若し控桿の断面積が小ならば、之が切斷されて、控板は其の位置に残り、矢板は前方へ押し出される。但し矢板自身は、之が鋼材の安全率が、確實なる爲めに、矢板自身が折れる場合は少いと思ふ。

之を要するに、矢板式岸壁を耐震的ならしむる爲めには、常に於けるよりも、根入を深くし、控板の面積を大にし、控桿を太くし、又其の控桿を長くして控板の位置を遠方に置くべきである。

而して之が實際の計算は當時の矢板計算に比して、唯だ其の土圧式の中に、地震合成角 ($\theta \theta' \theta'' \theta'''$) の影響を考へたものを、用ふれば足りるのであつて、其の他の計算方法は、當時の場合と同様である（例題 9 及 10 参照）。

即ち第三節の（6）式以下の諸式に代るに、次に列記するが如き土圧式を用ひる。但し矢板岸壁の場合は、後の計算の便を考へて、既述の如く、初めに於て、總て水平の土圧分布圖に直ほす爲め、(44) 乃至 (49) 式に $\cos \delta$ を乗じてある。

$$p' = \gamma_1 s \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \cos \delta \quad \dots \dots \dots (52)$$

$$p_1 = p' + \gamma_1 h_1 \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (53)$$

$$p_2 = \gamma_1(s+h_1) \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta')}{{\cos \theta' \cos(\delta + \theta')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (54)$$

$$p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \frac{\cos^2(\varphi_3 - \theta'')}{{\cos \theta'' \cos(\delta + \theta'')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_3 + \delta) \sin(\varphi_3 - \theta'')}{\cos(\delta + \theta'')}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (55)$$

$$p_4 = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2\} \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta''')}{{\cos \theta''' \cos(\delta + \theta''')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_4 + \delta) \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (56)$$

$$p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \frac{\cos^2(\varphi_5 - \theta''')}{{\cos \theta''' \cos(\delta + \theta''')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_5 + \delta) \sin(\varphi_5 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (57)$$

$$p_6 = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3\} \frac{\cos^2(\varphi_6 - \theta''')}{{\cos \theta'''' \cos(\delta + \theta''')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_6 + \delta) \sin(\varphi_6 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (58)$$

$$p_{ta} = p_6 + \gamma_4 \xi \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta''')}{{\cos \theta'''' \cos(\delta + \theta''')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_4 + \delta) \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (59)$$

$$p_{ta} = \gamma_4 \xi \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos^2 \theta''' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right]^2} \dots \dots \dots (60)$$

$$p_{ta} = p_{ta} + \gamma_4 x \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta''')}{{\cos \theta'''' \cos(\delta + \theta''')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \delta + \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2} \cos \delta \dots \dots \dots (61)$$

$$p_{ta} = p_{ta} + \gamma_4 x \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos^2 \theta''' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right]^2} \dots \dots \dots (62)$$

$$p'_{ca} = \gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 \\ + \gamma_4(\xi+x) \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos \theta''' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (63)$$

$$p'_{ca} = \gamma_4(\xi \\ + x) \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta''' \cos(\delta + \theta''') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi_4) \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2} \cos \delta \quad \dots \dots \dots (64)$$

$$\cot(\vartheta_1 + \theta) = \frac{\cos \varphi_1 \sqrt{\sin(\varphi_1 + \delta)} - \sin \theta \sqrt{\sin(\varphi_1 - \theta) \cos(\theta + \delta)}}{\sin \varphi_1 \sqrt{\sin(\varphi_1 + \delta)} + \cos \theta \sqrt{\sin(\varphi_1 - \theta) \cos(\theta + \delta)}} \quad \dots \dots \dots (65)$$

$$\cot(\vartheta_2 + \theta') = \frac{\cos \varphi_2 \sqrt{\sin(\varphi_2 + \delta)} - \sin \theta' \sqrt{\sin(\varphi_2 - \theta') \cos(\theta' + \delta)}}{\sin \varphi_2 \sqrt{\sin(\varphi_2 + \delta)} + \cos \theta' \sqrt{\sin(\varphi_2 - \theta') \cos(\theta' + \delta)}} \quad \dots \dots \dots (66)$$

$$\cot(\vartheta_3 + \theta'') \\ = \frac{\cos \varphi_3 \sqrt{\sin(\varphi_3 + \delta)} - \sin \theta'' \sqrt{\sin(\varphi_3 - \theta'') \cos(\theta'' + \delta)}}{\sin \varphi_3 \sqrt{\sin(\varphi_3 + \delta)} + \cos \theta'' \sqrt{\sin(\varphi_3 - \theta'') \cos(\theta'' + \delta)}} \quad \dots \dots \dots (67)$$

$$\cot(\vartheta_4 + \theta''') \\ = \frac{\cos \varphi_4 \sqrt{\sin(\varphi_4 + \delta)} - \sin \theta''' \sqrt{\sin(\varphi_4 - \theta''') \cos(\theta''' + \delta)}}{\sin \varphi_4 \sqrt{\sin(\varphi_4 + \delta)} + \cos \theta''' \sqrt{\sin(\varphi_4 - \theta''') \cos(\theta''' + \delta)}} \quad \dots \dots \dots (68)$$

$$\cot(\vartheta_1' - \theta) = \frac{\cos \varphi_1 \sqrt{\sin \varphi_1} + \sin \theta \sqrt{\sin \varphi_1 \cos \theta}}{-\sin \varphi_1 \sqrt{\sin \varphi_1} + \cos \theta \sqrt{\sin \varphi_1 \cos \theta}} \quad \dots \dots \dots (69)$$

$$\cot(\vartheta_2' - \theta') = \frac{\cos \varphi_2 \sqrt{\sin \varphi_2} + \sin \theta' \sqrt{\sin \varphi_2 \cos \theta'}}{-\sin \varphi_2 \sqrt{\sin \varphi_2} + \cos \theta' \sqrt{\sin \varphi_2 \cos \theta'}} \quad \dots \dots \dots (70)$$

$$\cot(\vartheta_3' - \theta'') = \frac{\cos \varphi_3 \sqrt{\sin \varphi_3} + \sin \theta'' \sqrt{\sin \varphi_3 \cos \theta''}}{-\sin \varphi_3 \sqrt{\sin \varphi_3} + \cos \theta'' \sqrt{\sin \varphi_3 \cos \theta''}} \quad \dots \dots \dots (71)$$

$$P' = \frac{1}{2} \gamma_4 h_4 \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos \theta''' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (72)$$

$$h_4 = \sqrt{\frac{3B}{\frac{1}{2} \gamma_4 \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos \theta''' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right]^2}}} \quad \dots \dots \dots (73)$$

$$Q = \gamma_1 h_5 \frac{\cos^2(\theta' - \varphi_2)}{\cos^2 \theta' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta'}} \right]^2} \gamma l \quad \dots \dots \dots (74)$$

$$Q = \left\{ \begin{aligned} & \gamma_1 h_5 \frac{\cos^2(\theta' - \varphi_2)}{\cos^2 \theta' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta'}} \right]^2} \\ & - \gamma_1 (s+h_5) \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \cos \delta \end{aligned} \right\} \gamma l \quad \dots \dots \dots (74')$$

$$K = \gamma_4 - \gamma_4 \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos \theta''' \cos(\delta + \theta''') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi_4) \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2} \cos \delta \quad \dots \dots \dots (75)$$

尚ほ以上諸式の外に、錨定板の位置に對する地震の影響は、例題の中に、之が算式を詳細に列記してある。

〔註〕 地震時に於ける正土壓に於ては、壁と土砂との摩擦角 δ を考へ、負土壓に於ては、之を無視する。

〔註〕 矢板岸壁は言ふ迄もなく、重量擁壁式に反し、其の 壁體の自重 が、重大なる役割をなすものではない。且つ其の大きさも、遙に薄小であるから、壁體自身に作用する地震力は、之を無視するのが普通である。従つて、前記の如く、矢板岸壁の地震計算は、唯だ土壓式の變化のみを考へ、其の他は、總て平常計算の如き、方法をやればよいのである。

尚ほ例題に於ては、殘留水の影響 を取らなかつたが、若し之を考へるならば、背後土壓の外に、此水壓を第五節に述べた如く、簡単に追加すればよい。

〔註〕 矢板岸壁に於て、地震計算に用ひる前記の算式を 甲 乙 丙 の各法に分けて、列記すれば次の如くなる。

a) 矢板にかかる土壓 及び 根入に用ひる算式

甲 (52)~(57) (72) (73)

乙 (52)~(57) (75)

丙 (52)~(64)

b) 錨定板にかかる負土壓に用ひる算式

甲 乙 (74)

丙(74')

c) 破壊角に用ひる算式

甲 乙 丙(65)~(71)

而して、次に記す例題は、最も普通に行はるゝ乙法の場合と、最も複雑なる丙法の場合とを掲げる。蓋し甲法は、是等の例題がわかれれば、何人も一層容易に出来るを以て、甲法の地震例題は、之を省く事とした。

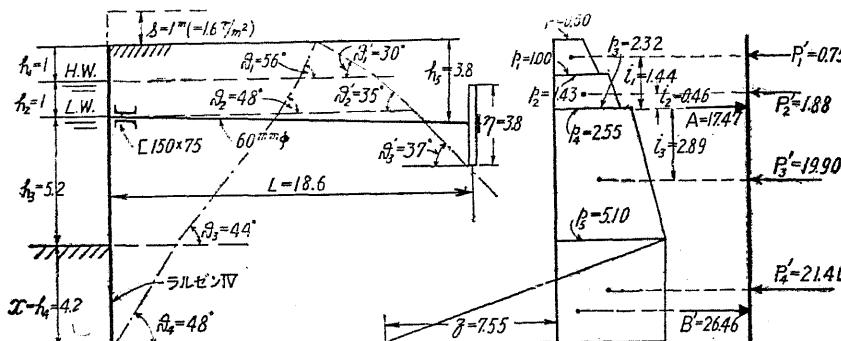
[例題9] 次に記すが如きデーターを持つ矢板式岸壁に於ける地震の計算を行へ。但し、地震の最大加速度は、水平のみをとつて、 $1,000 \text{ mm/sec}^2$ とする。又矢板の計算方法は乙による。

$$s = 1 \text{ m} (1.6 \tau/m^2) \quad h_1 = 1 \text{ m} \quad h_2 = 1 \text{ m} \quad h_3 = 5.2 \text{ m}$$

$$\varphi_1 = 35^\circ \quad \varphi_2 = \varphi_3 = \varphi_4 = 25^\circ \quad \gamma_1 = 1.6 \tau/m^3$$

$$\gamma_2 = 2.0 \tau/m^3 \quad \gamma_3 = 1.0 \tau/m^3 \quad \gamma_4 = 2.0 \tau/m^3 \quad \sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1,100 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_e = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad \delta = 10^\circ$$



例題9 附圖

震度 與へられた地震加速度 (kg) が $1,000 \text{ mm/sec}^2$ であるから、震度 (k) は、次の如くなる。

$$k = \frac{kg}{g} = \frac{1,000}{9,800} \doteq 0.1$$

地震合成角 $\theta' \theta'' \theta'''$ 等の數値は、前に掲げた表のうち、震度 0.1 のものを採ればよい。即ち第三層の θ'' が 9° であつて、他の $\theta' \theta'''$ はいづれも 6° である。

次に岸壁に作用する諸外力は、裏埋の土壓、及び根入前面の抵抗土壓であつて、重量

堆積式と異り壁體自身に作用する地震力は、既述の如く之を無視する。

裏埋の土壓 前記の $\theta' \theta'' \theta'''$ の數値と、當初に列記したデーターとを用ひて、裏埋の土壓を (52)~(57) 等の諸式に依つて算出すれば、次の如くなる。但しすべて水平分力を採るものとする。

尚ほ土壓の計算に際して、正土壓の場合は、壁と土砂との摩擦角 $\delta = 10^\circ$ を見込み、負土壓に對しては安全の爲め、之を無視して $\delta = 0^\circ$ と看做す。

$$(52) p' = \gamma_1 s - \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \cos \delta$$

$$= 1.6 \times 1.0 - \frac{\cos^2(35^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 10^\circ) \sin(35^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ = 0.50$$

$$(53) p_1 = p' + \gamma_1 h_1 - \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta) \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \cos \delta$$

$$= 0.50 + 1.6 \times 1.0 - \frac{\cos^2(35^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 10^\circ) \sin(35^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ = 1.00$$

$$(54) p_2 = \gamma_1(s+h_1) - \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \cos \delta$$

$$= 1.6(1+1) - \frac{\cos^2(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25^\circ + 10^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ = 1.43$$

$$(55) p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 - \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \cos \delta$$

$$= 1.43 + 2 \times 1 - \frac{\cos^2(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25^\circ + 10^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ = 2.32$$

$$(56) p_4 = \{\gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2\} - \frac{\cos^2(\varphi_3 - \theta'')}{\cos \theta'' \cos(\delta + \theta'') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_3 + \delta) \sin(\varphi_3 - \theta'')}{\cos(\delta + \theta'')}} \right]^2} \cos \delta$$

$$= \{1.6(1+1) + 2 \times 1\} - \frac{\cos^2(25^\circ - 9^\circ)}{\cos 9^\circ \cos(10^\circ + 9^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25^\circ + 10^\circ) \sin(25^\circ - 9^\circ)}{\cos(10^\circ + 9^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ$$

$$= 2.55$$

$$(57) \quad p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 - \frac{\cos^2(\varphi_3 - \theta')}{\cos \theta' / \cos(\delta + \theta'')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_3 + \delta) \sin(\varphi_3 - \theta'')}{\cos(\delta + \theta'')}} \right]^2 \cos \delta$$

$$= 2.55 + 1 \times 5.2 - \frac{\cos^2(25^\circ - 9^\circ)}{\cos 9^\circ \cos(10^\circ + 9^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25^\circ + 10^\circ) \sin(25^\circ - 9^\circ)}{\cos(10^\circ + 9^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ = 5.10$$

$$P_1' = h_1(p' + p_1) / 2 = 1 \times (0.50 + 1.00) / 2 = 0.75$$

$$P_2' = h_2(p_2 + p_3) / 2 = 1 \times (1.43 + 2.32) / 2 = 1.88$$

$$P_3' = h_3(p_4 + p_5) / 2 = 5.2 \times (2.55 + 5.10) / 2 = 19.90$$

$$(75) \quad K = \gamma_4 - \gamma_4 - \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos \theta''' / \cos(\delta + \theta''')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi_4) \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2 \cos \delta$$

$$= 2 - 2 - \frac{\cos^2(6^\circ - 25^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(10^\circ + 25^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ = 1.4$$

$$n = \frac{w}{\gamma_4} = \frac{1.03}{2} = 0.515$$

$$(34) \quad z = K(z + nh_3) = 1.1(z + 0.515 \times 5.2) = 1.1z + 2.94$$

$$P_4' = p_5 z = 5.1z$$

$$P_5' = (z + p_5) \frac{z}{2} = (1.1z + 2.94 + 5.1) \frac{z}{2} = 0.55z^2 + 4.02z$$

$$i_1 = h_2 + \frac{2p' + p_1}{3(p' + p_1)} h_1 = 1 + \frac{2 \times 0.50 + 1.00}{3(0.50 + 1.00)} \times 1 = 1.44$$

$$= \frac{2p_2 + p_3}{3(p_2 + p_3)} h_2 = \frac{2 \times 1.43 + 2.32}{3(1.43 + 2.32)} \times 1 = 0.46$$

$$i_3 = \frac{2p_5 + p_4}{3(p_5 + p_4)} h_3 = \frac{2 \times 5.10 + 2.55}{3(5.10 + 2.55)} \times 5.2 = 2.89$$

$$i_4 = h_3 + \frac{z}{2} = 5.2 + \frac{z}{2}$$

$$i_5 = h_3 + \frac{2}{3}z = 5.2 + \frac{2}{3}z$$

A 点に於けるモーメントの総和は、零と言ふ條件から

$$i_1 P_1' + i_2 P_2' + i_3 P_3' = i_3 P_3' + i_4 P_4'$$

$$1.44 \times 0.75 + 0.46 \times 1.88 + \left(5.2 + \frac{2}{3}z \right) (0.55z^2 + 4.02z)$$

$$= 2.89 \times 19.90 + \left(5.2 + \frac{z}{2} \right) \times 5.1z$$

$$\therefore 0.37z^3 + 2.99z^2 - 5.62z - 55.56 = 0$$

上記の方程式を解いて、根入 z を求むれば、次の如くなる。

$$z = 4.2 \text{ m}$$

$$\text{従つて } z = 1.1z + 2.94 = 1.1 \times 4.2 + 2.94 = 7.55$$

$$P_4' = 5.1z = 5.1 \times 4.2 = 21.4$$

反力算出 B' に於ける弯曲率の式は、次の如くなる。

$$A \left(h_3 + \frac{2}{3}z \right) = P_1' (i_1 + h_3 + \frac{2}{3}z) + P_2' (i_2 + h_3 + \frac{2}{3}z)$$

$$+ P_3' (h_3 - i_3 + \frac{2}{3}z) + P_4' (\frac{1}{2}z - \frac{1}{3}z)$$

$$A \left(5.2 + \frac{2}{3} \times 4.2 \right) = 0.75 (1.44 + 5.2 + \frac{2}{3} \times 4.2) + 1.88 (0.46 + 5.2 + \frac{2}{3} \times 4.2)$$

$$+ 19.90 (5.2 - 2.89 + \frac{2}{3} \times 4.2) + 21.4 (\frac{1}{2} \times 4.2 - \frac{1}{3} \times 4.2)$$

$$\therefore A = 17.47 \text{ t}$$

$$B' = P_1' + P_2' + P_3' + P_4' - A = 0.75 + 1.88 + 19.90 + 21.40 - 17.47 = 26.46$$

控材算定

$$(26) \quad Z = Ab = 17.47 \times 1.60 = 28.0 \text{ t}$$

$$(28) \quad d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 28,000}{3.14 \times 1.100}} = 5.7 \text{ cm}$$

故に徑 60 mm の鋼棒を用ぶ。

最大弯曲率

$$M_y = y \text{ に於ける弯曲率} = -P_1'(i_1 + y) - P_2'(i_2 + y)$$

$$- P_3'y \frac{y}{2} - \frac{p_5 - p_4}{h_3} y^2 \frac{y}{2} - \frac{y^3}{3} + Ay$$

$$= -0.75(1.44 + y) - 1.88(0.46 + y) - 2.55 \times \frac{y^2}{2}$$

$$- \frac{5.1 - 2.55}{5.2} \frac{y^3}{6} + 17.47y$$

$$= -0.082y^3 - 1.275y^2 + 14.840y - 1.945 = 0$$

$$\frac{dM_y}{dy} = -3 \times 0.082y^2 - 2 \times 1.275y + 14.840 = 0$$

之を解いて y を求めれば

$$y = 4.2 \text{ m}$$

$$\therefore M_{max} = M_{y=4.2} = -0.082 \times 4.2^3 - 1.275 \times 4.2^2 + 14.840 \times 4.2 - 1.945 \\ = 31.48 \text{ tm}$$

矢板計算 若し ラルゼン N型を用ふれば、其のセクション・モジュラスはカタログに依て $2,037 \text{ cm}^3$ である。故に

$$\frac{M_{max}}{S} = \frac{3,148.00}{2,037} = 1,550 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

腹起し計算

$$(29) M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} = \frac{1}{2} \times 28 \times \frac{1.6}{10} = 2.24 \text{ tm}$$

$$(30) S' \geq \frac{M'_{max}}{\sigma_s} = \frac{224,000}{1,100} = 204 \text{ cm}^3$$

故に 150×75 の溝形鋼 2 箇を用ふれば $115.2 \times 2 = 230.4 \text{ cm}^3$ のセクション・モジュラスがあるから充分である。

錨定板の高 $h_5 = 3.8 \text{ m}$ $\eta = 3.8 \text{ m}$ とすれば

$$(31) Q = \gamma_1 h_5 \frac{\cos^2(\theta' - \varphi_2)}{\cos^2 \theta' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta'}} \right]^2} \eta l \\ = 1.6 \times 3.8 \frac{\cos^2(6^\circ - 25^\circ)}{\cos^2 6^\circ \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 25^\circ \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ}} \right]^2} \times 3.8 \cdot 1.6 = 85.0 \text{ t}$$

然るに

$$3Z = 3 \times 28 = 84 \text{ t}$$

故に $Q > 3Z$ であつて、安全なるを知る。

尚ほ、後に述べる繊筋等の計算に必要な最大彎曲率は、次の如くである。

$$(32) M''_{max} = \frac{Z}{2} \frac{\eta}{4} = \frac{28}{2} \times \frac{3.8}{4} = 13.3 \text{ tm}$$

錨定板位置 矢板より錨定板へ至る距離 L が次の式に依つて、求むべきは言ふ迄もない。

$$L \geq h_1 \cot \vartheta_1 + h_2 \cot \vartheta_2 + h_3 \cot \vartheta_3 + h_4 \cot \vartheta_4 + h_5 \cot \vartheta_5' \\ + h_2 \cot \vartheta'_2 + \left(h_5 + \frac{\eta}{2} - h_1 - h_2 \right) \cot \vartheta'_5'$$

此式の計算に必要なる破壊角 $\vartheta_1 \vartheta_2 \vartheta_3 \vartheta_4 \vartheta'_1 \vartheta'_2 \vartheta'_3$ 等の数値は、地震の影響を受け

て、常時と異なつて、次の式に依つて之を求めなければならない。茲に

$$(65) \cot(\vartheta_1 + \theta) = \frac{\cos \varphi_1 \sqrt{\sin(\varphi_1 + \theta)} - \sin \theta \sqrt{\sin(\varphi_1 - \theta)} \cos(\theta + \delta)}{\sin \varphi_1 \sqrt{\sin(\varphi_1 + \theta)} + \cos \theta \sqrt{\sin(\varphi_1 - \theta)} \cos(\theta + \delta)}$$

$$(66) \cot(\vartheta_2 + \theta') = \frac{\cos \varphi_2 \sqrt{\sin(\varphi_2 + \theta')} - \sin \theta' \sqrt{\sin(\varphi_2 - \theta')} \cos(\theta' + \delta)}{\sin \varphi_2 \sqrt{\sin(\varphi_2 + \theta')} + \cos \theta' \sqrt{\sin(\varphi_2 - \theta')} \cos(\theta' + \delta)}$$

$$(67) \cot(\vartheta_3 + \theta'') = \frac{\cos \varphi_3 \sqrt{\sin(\varphi_3 + \theta)} - \sin \theta'' \sqrt{\sin(\varphi_3 - \theta'')} \cos(\theta'' + \delta)}{\sin \varphi_3 \sqrt{\sin(\varphi_3 + \theta)} + \cos \theta'' \sqrt{\sin(\varphi_3 - \theta'')} \cos(\theta'' + \delta)}$$

$$(68) \cot(\vartheta_4 + \theta''') = \frac{\cos \varphi_4 \sqrt{\sin(\varphi_4 + \theta)} - \sin \theta''' \sqrt{\sin(\varphi_4 - \theta''')} \cos(\theta''' + \delta)}{\sin \varphi_4 \sqrt{\sin(\varphi_4 + \theta)} + \cos \theta''' \sqrt{\sin(\varphi_4 - \theta''')} \cos(\theta''' + \delta)}$$

$$(69) \cot(\vartheta_1' - \theta) = \frac{\cos \varphi_1 \sqrt{\sin \varphi_1} + \sin \theta \sqrt{\sin \varphi_1} \cos \theta}{-\sin \varphi_1 \sqrt{\sin \varphi_1} + \cos \theta \sqrt{\sin \varphi_1} \cos \theta}$$

$$(70) \cot(\vartheta_2' - \theta') = \frac{\cos \varphi_2 \sqrt{\sin \varphi_2} + \sin \theta' \sqrt{\sin \varphi_2} \cos \theta'}{-\sin \varphi_2 \sqrt{\sin \varphi_2} + \cos \theta' \sqrt{\sin \varphi_2} \cos \theta'}$$

$$(71) \cot(\vartheta_3' - \theta'') = \frac{\cos \varphi_3 \sqrt{\sin \varphi_3} + \sin \theta'' \sqrt{\sin \varphi_3} \cos \theta''}{-\sin \varphi_3 \sqrt{\sin \varphi_3} + \cos \theta'' \sqrt{\sin \varphi_3} \cos \theta''}$$

故に

$$\cot(\vartheta_1 + 6^\circ) = \frac{\cos 35^\circ \sqrt{\sin(35^\circ + 10^\circ)} - \sin 6^\circ \sqrt{\sin(35^\circ - 6^\circ)} \cos(6^\circ + 10^\circ)}{\sin 35^\circ \sqrt{\sin(35^\circ + 10^\circ)} + \cos 6^\circ \sqrt{\sin(35^\circ - 6^\circ)} \cos(6^\circ + 10^\circ)} = 0.5305$$

$$\therefore \vartheta_1 + 6^\circ = 62^\circ \quad \therefore \vartheta_1 = 56^\circ$$

$$\cot(\vartheta_2 + 6^\circ) = \cot(\vartheta_4 + 6^\circ)$$

$$= \frac{\cos 25^\circ \sqrt{\sin(25^\circ + 10^\circ)} - \sin 6^\circ \sqrt{\sin(25^\circ - 6^\circ)} \cos(6^\circ + 10^\circ)}{\sin 25^\circ \sqrt{\sin(25^\circ + 10^\circ)} + \cos 6^\circ \sqrt{\sin(25^\circ - 6^\circ)} \cos(6^\circ + 10^\circ)} = 0.7153$$

$$\therefore \vartheta_2 + 6^\circ = \vartheta_4 + 6^\circ = 54^\circ \quad \therefore \vartheta_2 = \vartheta_4 = 48^\circ$$

$$\cot(\vartheta_3 + 9^\circ) = \frac{\cos 25^\circ \sqrt{\sin(25^\circ + 10^\circ)} - \sin 9^\circ \sqrt{\sin(25^\circ - 9^\circ)} \cos(9^\circ + 10^\circ)}{\sin 25^\circ \sqrt{\sin(25^\circ + 10^\circ)} + \cos 9^\circ \sqrt{\sin(25^\circ - 9^\circ)} \cos(9^\circ + 10^\circ)} = 0.74$$

$$\therefore \vartheta_3 + 9^\circ = 53^\circ \quad \therefore \vartheta_3 = 44^\circ$$

$$\cot(\vartheta_1' - 6^\circ) = \frac{\cos 35^\circ \sqrt{\sin 35^\circ} + \sin 6^\circ \sqrt{\sin 35^\circ} \cos 6^\circ}{-\sin 35^\circ \sqrt{\sin 35^\circ} + \cos 6^\circ \sqrt{\sin 35^\circ} \cos 6^\circ} = 2.21$$

$$\therefore \vartheta_1' - 6^\circ = 24^\circ \quad \therefore \vartheta_1' = 30^\circ$$

$$\cot(\vartheta_2' - 6^\circ) = \frac{\cos 25^\circ \sqrt{\sin 25^\circ} + \sin 6^\circ \sqrt{\sin 25^\circ} \cos 6^\circ}{-\sin 25^\circ \sqrt{\sin 25^\circ} + \cos 6^\circ \sqrt{\sin 25^\circ} \cos 6^\circ} = 1.77$$

$$\therefore \vartheta_2' - 6^\circ = 29^\circ \quad \therefore \vartheta_2' = 35^\circ$$

$$\cot(\vartheta_3' - 9^\circ) = \frac{\cos 25^\circ \sqrt{\sin 25^\circ + \sin 9^\circ \sqrt{\sin 25^\circ \cos 9^\circ}}}{-\sin 25^\circ \sqrt{\sin 25^\circ + \cos 9^\circ \sqrt{\sin 25^\circ \cos 9^\circ}}} = 1.90$$

$$\therefore \vartheta_3' - 9^\circ = 28^\circ \quad \therefore \vartheta_3' = 37^\circ$$

故に

$$L \geq 1 \times \cot 56^\circ + 1 \times \cot 48^\circ + 5.2 \times \cot 44^\circ + 4.2 \times \cot 43^\circ + 1 \times \cot 30^\circ + 1 \times \cot 35^\circ + \left(3.8 + \frac{3.8}{2} - 1 - 1\right) \cot 37^\circ = 18.6 \text{ m}$$

即ち錨定板の位置は、矢板より 18.6 m 以上なるべく遠く置くがよい。

錨定板構造 鋼筋コンクリートに関する計算の方法は、例題(4)に掲げたものと同じであるから、之を省き、單に其の結果のみを記せば、次の如くなる。

$$d = 33 \text{ cm} \quad h = 36 \text{ cm}$$

又 抗張筋筋に $19 \text{ mm } \phi \text{ c to c} = 11 \text{ cm}$ 抗壓筋筋に $18 \text{ mm } \phi \text{ c to c} = 22 \text{ cm}$ 等のものを用ゆればよい。斯如くして設計された錨定板の應力を、試に算出すれば

$$\sigma_e = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 1,095 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau = 2.9 \text{ t/cm}^2$$

となつた。

又若し、錨定板を、鐵矢板壁を以て、造る場合には、 $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} \leq \alpha_e$ が成立つ様な強さの矢板を用ふればよい。

今 ラルゼン I型を用ひるものとすれば、其のセクション・モジュラスは、カタログに依つて、1mにつき 500 cm^3 であるから

$$\frac{M''_{max}}{S''l} = \frac{1,330,000}{500 \times 16} = 1,650 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

となるから、大略 I型で充分足りる。

尚ほ又、此場合、錨定板に対する腹起しは、本矢板に用ひたものと同一のものを用ふればよい。即ち 150×75 の薄形鋼 2 檻を使用すればよい。

[例題 10] 前例題と同様のデーターを持つ矢板式岸壁に於て、之が地震の計算を、丙法に依つて行へ。但し此場合に k は之を $0.16 h$ と假定する。

震度 の計算は、前例題と同様である、即ち $k = 0.1$

地震合成角 も前例題で述べた如く、 $\theta' = 9^\circ \quad \theta = \theta' = \theta''' = 6^\circ$ である。

表埋の土壓 $p' \sim p_5$ は前例題と全く同様である、即ち

$$p' = 0.50 \quad p_1 = 1.00 \quad p_2 = 1.43 \quad p_3 = 2.32 \quad p_4 = 2.55 \quad p_5 = 5.10$$

である。但し p_6 は、次式の如く計算して、之を求むる。

$$(58) p_6 = \frac{\{ \gamma_1(s+h_1) + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 \} \cos^2(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta''' \cos(\delta + \theta''') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_4 + \delta) \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2 \cos \delta} \\ = \frac{1.6(1+1) + 2 \times 1 + 1 \times 5.2}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25^\circ + 10^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2 \cos 10^\circ} \\ = 4.63$$

次に、根入部分の土壓を求むる。先づ β を計算すれば

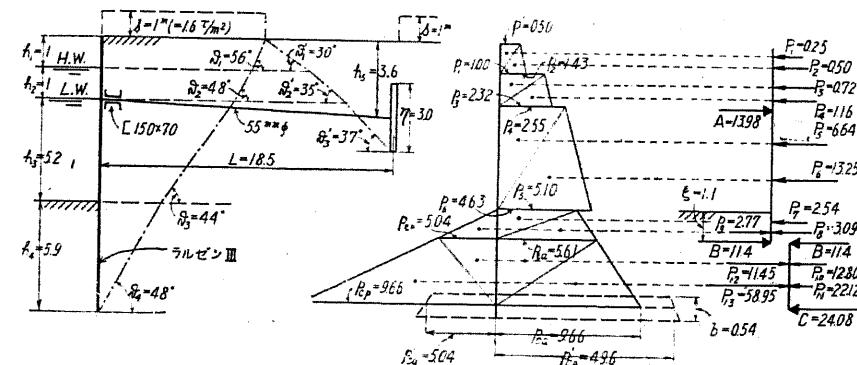
$$= 0.16 h = 0.16 \times 7.2 = 1.1$$

之が即ち B の位置である。

$$(59) p_{ta} = p_6 + \gamma_4 \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta''' \cos(\delta + \theta''') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_4 + \delta) \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos(\delta + \theta''')}} \right]^2 \cos \delta} \\ = 4.63 + 2 \times 1.1 \frac{\cos^2(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25^\circ + 10^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2 \cos 10^\circ} = 5.61$$

$$(60) p_{tp} = \gamma_4 \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos 2\theta''' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right]^2} \\ = 2 \times 1.1 \frac{\cos^2(6^\circ - 25^\circ)}{\cos^2 6^\circ \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 25^\circ \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ}} \right]^2} = 5.04$$

以上の數値を、附圖に示すが如く探つて、土壓分布圖を書き、更に對角線を引いて、多數の三角形に分ち、各の面積を次の如く計算して、各區分の土壓を計算する。



例題 10 附圖

$$\begin{aligned}
 P_1 &= p_1 h_1 + 2 = 0.5 \times 1 + 2 = 0.25 t \\
 P_2 &= p_1 h_1 + 2 = 1.00 \times 1 + 2 = 0.50 \\
 P_3 &= p_2 h_2 + 2 = 1.43 \times 1 + 2 = 0.72 \\
 P_4 &= p_3 h_2 + 2 = 2.32 \times 1 + 2 = 1.16 \\
 P_5 &= p_4 h_3 + 2 = 2.55 \times 5.2 + 2 = 6.64 \\
 P_6 &= p_5 h_3 + 2 = 5.10 \times 5.2 + 2 = 13.25 \\
 P_7 &= p_6 \xi + 2 = 4.63 \times 1.1 + 2 = 2.54 \\
 P_8 &= p_7 \xi + 2 = 5.61 \times 1.1 + 2 = 3.09 \\
 P_9 &= p_8 \xi + 2 = 5.04 \times 1.1 + 2 = 2.77
 \end{aligned}$$

B 以上を、A 及び B 點に於て支へられたる軸と考へる。

反力 AB の算定 A 點の廻りの、總てのモーメントの和は、零なる條件より反力 B を求む。

$$\begin{aligned}
 P_1 \left(h_2 + \frac{2}{3} \times 1 \right) + P_2 \left(h_2 + \frac{1}{3} h_1 \right) + P_3 : \frac{2}{3} h_2 + P_4 \times \frac{1}{3} h_2 + P_5 \left(h_3 + \frac{2}{3} \xi \right) + B(h_3 + \xi) \\
 = P_5 \times \frac{1}{3} h_3 + P_6 \times \frac{2}{3} h_3 + P_7 \left(h_3 + \frac{1}{3} \xi \right) + P_8 \left(h_3 + \frac{2}{3} \xi \right)
 \end{aligned}$$

即ち

$$\begin{aligned}
 0.25 \left(1 + \frac{2}{3} \times 1 \right) + 0.50 \left(1 + \frac{1}{3} \times 1 \right) + 0.72 \times \frac{2}{3} \times 1 + 1.16 \times \frac{1}{3} \times 1 \\
 + 2.77 \left(5.2 + \frac{2}{3} \times 1.1 \right) + B(5.2 + 1.1) = 6.64 \times \frac{1}{3} \times 5.2 + 13.25 \times \frac{2}{3} \times 5.2 \\
 + 2.54 \left(5.2 + \frac{1}{3} \times 1.1 \right) + 3.09 \left(5.2 + \frac{2}{3} \times 1.1 \right)
 \end{aligned}$$

$$\therefore B = 11.4 t$$

従つて

$$\begin{aligned}
 A &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 - P_9 - B \\
 &= 0.25 + 0.50 + 0.72 + 1.16 + 6.64 + 13.25 + 2.54 + 3.09 - 2.77 - 11.4 \\
 &= 13.98 t
 \end{aligned}$$

控材算定

$$(26) Z = Al = 13.98 \times 1.60 = 22.40 t$$

$$(28) d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 22,400}{3.14 \times 1,100}} = 5.1 cm$$

故に徑 55 mm の鋼棒を用ふれば充分である。

最大彎曲率

$$\begin{aligned}
 y \text{ に於ける彎曲率 } M_y &= -P_1 \left(y + h_2 + \frac{2}{3} h_1 \right) - P_2 \left(y + h_2 + \frac{1}{3} h_1 \right) \\
 &\quad - P_3 \left(y + \frac{2}{3} h_2 \right) - P_4 \left(y + \frac{1}{3} h_2 \right) + Ay - p_4 \frac{y^2}{2} - \frac{p_5 - p_4}{h_3} \frac{y^3}{2 \times 3} \\
 &= -0.25 \left(y + 1 + \frac{2}{3} \times 1 \right) - 0.50 \left(y + 1 + \frac{1}{3} \times 1 \right) - 0.72 \left(y + \frac{2}{3} \times 1 \right) \\
 &\quad - 1.16 \left(y + \frac{1}{3} \times 1 \right) + 13.98y - 2.55 \frac{y^2}{2} - \frac{5.10 - 2.55}{5.2} \frac{y^3}{6} \\
 &= -0.0818y^3 - 1.275y^2 + 11.35y - 1.949 \\
 \frac{dM_y}{dy} &= -3 \times 0.0818y^2 - 2 \times 1.275y + 11.35 = 0
 \end{aligned}$$

之を解いて、y を求むれば

$$y = 3.36 m$$

$$\begin{aligned}
 \therefore M_{max} &= M_{y=3.36} = -0.0818 \times 3.36^3 - 1.275 \times 3.36^2 + 11.35 \times 3.36 - 1.949 \\
 &= 18.68 tm
 \end{aligned}$$

矢板計算 若し、ラルゼン I 型を用ふるとすれば、其のセクション・モジユラス はカタログに依て、1,363 cm³ であるから

$$\frac{M_{max}}{S} = \frac{1,868,000}{1,363} = 1,370 kg/cm^2 < \sigma_e = 1,650 kg/cm^2$$

従つて、此 I 型を用ふれば、安全である。

根入算定 先づ、計算に必要な土壓 p_{ca} p_{cp} 等の計算をする。

$$\begin{aligned}
 (61) p_{ca} &= p_{ca} + \gamma_4 x - \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta'')}{\cos \theta''' \cos(\delta + \theta'')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi_4) \sin(\varphi_4 - \theta'')}{\cos(\delta + \theta'')}} \right]^2 \cos 8^\circ \\
 &= 5.61 + 2x - \frac{\cos^2(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(10^\circ + 25^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ \\
 &= 5.61 + 0.89 x
 \end{aligned}$$

$$(62) p_{cp} = p_{cp} + \gamma_4 x - \frac{\cos^2(\theta''' - \varphi_4)}{\cos^2 \theta''' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta''')}{\cos \theta'''}} \right]^2}$$

$$= 5.04 + 2x \frac{\cos^2(6^\circ - 25^\circ)}{\cos 6^\circ \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 25^\circ \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ}} \right]^2}$$

$$= 5.04 + 4.58x$$

$$P_{10} = \frac{p_{cp}x}{2} = \frac{5.61x}{2} = 2.81x$$

$$P_{11} = \frac{p_{ca}x}{2} = \frac{5.61 + 0.89x}{2}x = 2.81x + 0.45x^2$$

$$P_{12} = \frac{p_{cr}x}{2} = \frac{5.04x}{2} = 2.52x$$

$$P_{13} = \frac{p_{ci}x}{2} = \frac{5.04 + 4.58x}{2}x = 2.52x + 2.29x^2$$

かくして、次には、B 以下を B 及び C に支点をもつ単桁と考へ、C に於ける弯曲率 $M_c = 0$ なる条件を用ひて x を求むる。

$$\begin{aligned} M_c &= Bx + P_{10} \times \frac{2}{3}x + P_{11} \times \frac{1}{3}x - P_{12} \times \frac{2}{3}x - P_{13} \times \frac{1}{3}x \\ &= 11.4x + 2.81x \times \frac{2}{3}x + (2.81x + 0.45x^2) \times \frac{1}{3}x - 2.52x \times \frac{2}{3}x \\ &\quad - (2.52x + 2.29x^2) \times \frac{1}{3}x = 0 \end{aligned}$$

之を解いて x を求むれば、

$$x = 4.55 \text{ m}$$

従つて

$$p_{ca} = 5.61 + 0.89x = 5.61 + 0.89 \times 4.55 = 9.66$$

$$p_{cp} = 5.04 + 4.58x = 5.04 + 4.58 \times 4.55 = 25.89$$

$$P_{10} = 2.81x = 2.81 \times 4.55 = 12.80$$

$$P_{11} = 2.81x + 0.45x^2 = 2.81 \times 4.55 + 0.45 \times 4.55^2 = 22.12$$

$$P_{12} = 2.52x = 2.52 \times 4.55 = 11.45$$

$$P_{13} = 2.52x + 2.29x^2 = 2.52 \times 4.55 + 2.29 \times 4.55^2 = 58.95$$

反力 C は

$$\begin{aligned} C &= P_{12} + P_{13} - P_{10} - P_{11} - B = 11.45 + 58.95 - 12.80 - 22.12 - 11.4 \\ &= 24.08 \end{aligned}$$

次に、反力 C の実際に分布せる長さ b を求むる。先づ

$$\begin{aligned} (63) \quad p'_{cp} &= \{Y_1(s+h_1) + Y_2h_2 + Y_3h_3 + Y_4(\xi+x)\} \frac{\cos^2(\theta'' - \varphi_4)}{\cos \theta'' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_4 \sin(\varphi_4 - \theta'')}{\cos \theta''}} \right]^2} \\ &= \{1.6(1+1) + 2 \times 1 + 1 \times 5.2 + 2(1.1 + 4.55)\} \frac{\cos^2(6^\circ - 25^\circ)}{\cos 6^\circ \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 25^\circ \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ}} \right]^2} \\ &= 49.6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (64) \quad p'_{ca} &= Y_4(\xi+x) \frac{\cos^2(\varphi_4 - \theta')}{{\cos \theta'' \cos(\delta + \theta'')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi_4) \sin(\varphi_4 - \theta'')}{\cos(\delta + \theta'')}} \right]^2} \cos \delta \\ &= 2(1.1 + 4.55) \frac{\cos^2(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(10^\circ + 25^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \cos 10^\circ \\ &= 5.04 \end{aligned}$$

$$(38) \quad b = \frac{c}{p'_{cp} - p'_{ca}} = \frac{24.08}{49.6 - 5.04} = 0.54$$

故に、根入長 h_4 は

$$(39) \quad h_4 = \xi + x + \frac{b}{2} = 1.1 + 4.55 + \frac{0.54}{2} \doteq 5.90 \text{ m}$$

腹起しの計算

$$(29) \quad M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} = \frac{1}{2} \times 22.4 \times \frac{1.6}{10} = 1.79 \text{ t.m}$$

$$(30) \quad S' \geq \frac{M'_{max}}{\sigma_s} = \frac{179000}{1100} = 163 \text{ cm}^3$$

故に、 150×70 の溝形鋼 2 梁を用ふれば、 $96.2 \times 2 = 192.4 \text{ cm}^3$ のセクション・モジュラスがあるから充分である。

鑄定板の高 本例題に於ては、やゝ丁寧にして、控板裏側に作用する、正土壓をも考慮して、計算することとする。而して、控板の中心、即ち鑄定桿取付點に於ける、控板裏側の正土壓強度を p_0 及び此點に於て生じ得る表側の負土壓強度を q_0 とすれば

$$p_0 = (Y_1 s + Y_2 h_5) \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \cos \delta$$

$$q_0 = Y_1 h_5 \frac{\cos^2(\theta' - \varphi_2)}{\cos^2 \theta' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta'}} \right]^2}$$

故に、有效負土壓強度は、兩者の差であつて、之を η とすれば、

$$q = q_0 - p_0 = \gamma_1 h_5 \frac{\cos^2(\theta' - \varphi_2)}{\cos^2 \theta' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin (\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta'}} \right]^2}$$

$$-(\gamma_{18} + \gamma_1 h_5) \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta') \cos \delta}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2}$$

故に、全有效負土圧 Q は

$$(74') Q = q_l l = \left\{ \gamma_1 h_5 \frac{\cos^2(\theta' - \varphi_2)}{\cos^2 \theta' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin (\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta'}} \right]^2} \right.$$

$$\left. - (\gamma_{18} + \gamma_1 h_5) \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta') \cos \delta}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \right\} \eta l$$

上記の算式誘導に際しては、上部の載荷重は、錨定板の表側には無く、裏側の方には有るものとする假定に従つた。即ち負土圧には、載荷重の影響なく、正土圧にのみ影響あるものとした。

今 $h_5 = 3.6 \text{ m}$ $\eta = 3.0 \text{ m}$ とすれば、

$$Q = \left\{ \gamma_1 h_5 \frac{\cos^2(\theta' - \varphi_2)}{\cos^2 \theta' \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin (\varphi_2 - \theta')}{\cos \theta'}} \right]^2} \right.$$

$$\left. - (\gamma_{18} + \gamma_1 h_5) \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta') \cos \delta}{\cos \theta' \cos(\delta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2} \right\} \eta l$$

$$= \left\{ 1.6 \times 3.6 \frac{\cos^2(6^\circ - 25^\circ)}{\cos^2 6^\circ \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 25^\circ \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ}} \right]^2} - (1.6 \times 1 + 1.6 \times 3.6) \right.$$

$$\times \left. \frac{\cos^2(25^\circ - 6^\circ)}{\cos 6^\circ \cos(10^\circ + 6^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25^\circ - 10^\circ) \sin(25^\circ - 6^\circ)}{\cos(10^\circ + 6^\circ)}} \right]^2} \right\} \times 3.0 \times 1.6$$

$$= 45 \text{ t}$$

$$2Z = 2 \times 22.4 = 44.8 \text{ t}$$

$$\therefore Q > 2Z$$

であつて、安全である。

併し、後に述ぶる鉄筋等の計算に必要な最大彎曲率を次に求むる。

$$(33) M''_{max} = \frac{Z}{2} \cdot \frac{\eta}{4} = \frac{22.4 \times 3.0}{8} = 8.4 \text{ tm}$$

錨定板位置 $\vartheta_1 \sim \vartheta_4'$ は前例題と同じである。即ち

$$\vartheta_1 = 56^\circ \quad \vartheta_2 = 48^\circ \quad \vartheta_3 = 44^\circ \quad \vartheta_4 = 48^\circ$$

$$\vartheta_1' = 30^\circ \quad \vartheta_2' = 35^\circ \quad \vartheta_3' = 37^\circ$$

故に

$$L \geq h_1 \cot \vartheta_1 + h_2 \cot \vartheta_2 + h_3 \cot \vartheta_3 + h_4 \cot \vartheta_4 + h_1 \cot \vartheta_1' + h_2 \cot \vartheta_2'$$

$$+ \left(h_5 + \frac{\eta}{2} - h_1 - h_2 \right) \cot \vartheta_3'$$

$$= 1 \times \cot 56^\circ + 1 \times \cot 48^\circ + 5.2 \times \cot 44^\circ + 1 \times \cot 48^\circ + 1 \times \cot 30^\circ + 1 \times \cot 35^\circ$$

$$+ \left(3.6 + \frac{3.0}{2} - 1 - 1 \right) \cot 37^\circ = 19.6 \text{ m}$$

錨定板の構造 鉄筋コンクリートに関する計算の順序は、他の矢板の場合と同様であるから、單に其の結果のみを記す。即ち $d = 26 \text{ cm}$ $h = 29 \text{ cm}$ 又抗張鉄筋 $19 \text{ mm } \phi \text{ c to c} = 12.5 \text{ cm}$ 抗壓鉄筋 $19 \text{ mm } \phi \text{ c to c} = 25.0 \text{ cm}$ とすれば

$$\sigma_e = 38.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 1,010 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau = 3.06 \text{ t/cm}^2$$

となつて、何れも安全である。

若し、鐵矢板壁を以て錨定板を造るには、前例題の如き計算に依つて、ラルゼン Ia 型の鐵矢板を用ひればよい、其の場合

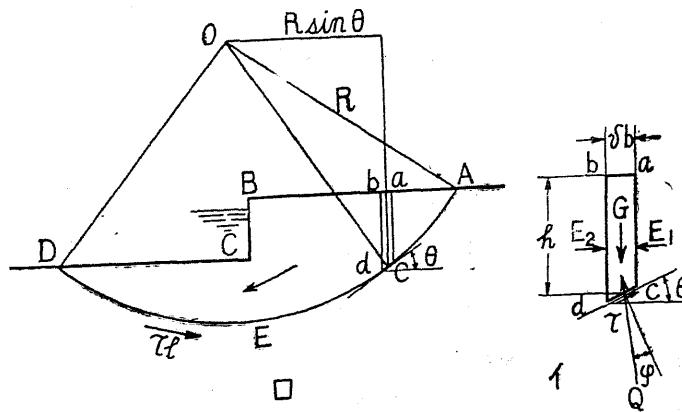
$$\frac{M''_{max}}{S''I} = \frac{840,000}{380 \times 1.6} = 1,380 < \sigma_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

となつて安全である。又之が腹起しには、本矢板に用ひた 150×70 の溝形鋼 2 箇を用ふればよい。

此計算法は、特に柔弱なる地盤に於ける、岸壁の検算に好適のものであつて、ペッターソン (Petterson)、クレー (Krey) 等の所説に據る。從て此計算法を、普通、ペッターソンの方法と言ふ。今その要點を收約して、次に紹介する。

假定 一般に重量擁壁式の岸壁に於ては、既述の如く地盤の耐支力と、基礎面に於ける滑出に對して、計算するのが普通であるが、更に非常なる軟質の地盤に於ては、上述の計算の外に、基礎以下の或る深さに於ける、面から滑り出すことに

対しても、亦充分に警戒の必要を認める。



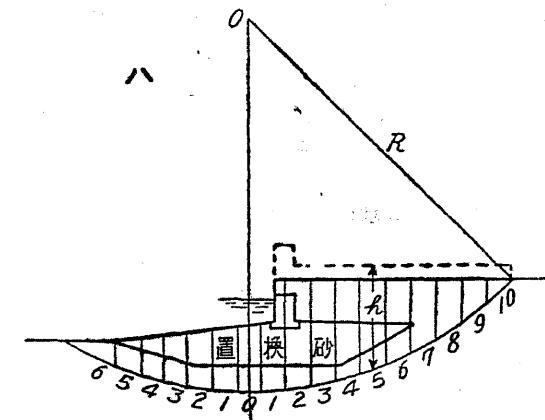
此滑り出し面を、その断面が近似的に一つの圆弧であると考へるならば、容易に此滑り出しに對する安定を検することが出来る、即ち本計算は、此圆弧の假定に發足するものである（イロ圖参照）。

圖に於て、圓弧上の塊が、重力の不均衡の爲めに、矢印の方向へ滑出せんとする際に、此滑出に抵抗する力は、圓弧面に沿つて起る摩擦抵抗に外ならない（註参照）。

而して土の摩擦角 φ が假に一定なりとすれば、上記の摩擦抵抗は、圓弧の延長を長大にすればする程、一般に増大すべきは言ふ迄もない。換言すれば、圓弧の深度を大きく取り得るならば、其の岸壁は益々安全に向ふ。従つて柔質地盤の場合には、或ひは置砂を施し、或ひは地杭を打つて、圓弧の深度と延長との増加を計るのである。

〔註〕 置砂或ひは地杭に依つて、地盤の改良せられた部分の摩擦角 ϕ は、在來地盤のものより勿論大きいのであるから、其の改良せる部分の中では、滑出を起さずして夫れより下方の在來地盤に於て、滑出を起すことがあればあるのである、故に既述の如く地盤改良の深度が大ならば、結局、圓弧面が益々下へ降つて、圓弧の延長を増加して安全となる。

検算順序 先づ假に設計せる岸壁に於て、最も危険な場合とおぼしきものを種々推測して(註参照)、圓弧半径の中心 O の位置と、半径 R の長さとを色々に假定し、其の各の安定の可否を検するものである。而して之が検算の順序の概要を記せば、大略次の如くなる。



(1) 圓弧の長さを、

同一の長さ b 宛つに区分す、但し此 b を半径 R の $\frac{1}{n}$ とする(ハ図参照)。

(2) 假定せる中心點 O を通る垂直線と、圓弧と交はる所を、起點とし左右へ、前記小區分に順次番號を附す。

(3) 是等の小区分に就て、次式の如き關係が成立てば、此岸壁は安定と看做し得る（是等算式の誘導は註を参照されたい）。言ふ迄もなく此式の關係は之を例題に示すが如く、一々計算して見るのである。

記号 h は各区分の高さ、尙ほ詳しくは註参照。

θ は各区分に於ける、圓弧の切線が水平となす角度

φ は土の摩擦角度（即ちイ圖に於て、 ab 面への垂直荷重と摩擦抵抗との合力 Q が cd 面の垂線となす角度が φ である）

因に γ の數値は、泥土の所ならば、約 11 度前後である。

n は既述の如く、半径と各区分圓弧との比

m は各區分圓弧の番號數

(4) 若し算式(76)(77)の関係が成立しない場合には、既述の如く、置砂や地杭等の地盤改良の深度を更に深くして、再び上記の検定を繰返す。

尙ほ此圓弧的計算に對して、地震の影響を加味せんとするならば、後の註の説明を見られたい。

[註] 算式(76)と(77)との誘導に就て記す。

先づ(ロ)圖に於て AB は地表面、 CD は水底面、 BC は岸壁前面を示すものとす。切線 $ABCD$ と O を中心とした圓弧 AED とに依つて限られた土の部分の安定に就て考へて見る。

重力の不均衡の爲めに、既述の如く、此上の塊は矢印の方向へ滑出せんとし、又之に對し面 AED には τ なる抵抗力が生ずる、但し τ は圓弧の長さ、 t はその単位部に働く力である。

$$Q \cos(\theta - \varphi) = G = \gamma_0 h \delta b$$

但し Q は面 cd に働く反力であつて、其の方向は、土の最大摩擦角を φ とすれば、 cd の線と φ なる角をなす。

又 θ は既述の如く ad の中央に於ける切線が、水平線となす角、 ab の長を m 、土の単位重量を γ 、此土の部分の平均の高さを n とする。

次に cd の長さを cs とすれば、

$$ds = Q \sin \varphi = \frac{G \sin \varphi}{\cos(\theta - \varphi)} = \frac{\gamma_0 h b \sin \varphi}{\cos(\theta - \varphi)} = \gamma_0 \xi b$$

今(口)圖に於て、中心 O のまわりの量等外力の力率を考へる。

水平土圧 $E_1 E_2$ 等は各内部の力で打消し合ふから、此場合之を考へなくてよい。上記の如く小さき區別に分けて考へる場合、滑出を起さんとする力の O のまわりの力率は、假に圓の半径を R とすれば $\Sigma GR \sin \theta$ にて表はされ、又滑出に抵抗せんとする力は、 Q を二つに別けて考へて O に向ふ力と、之に直角の力とにすれば、前者の O に対する力率は零であるから、結局後者のみを考へればよい。即ち同一の長さに分けて考へ

れば、此力の力率は $R^2 \mu^2$ となる、即ち平衡を保つ爲めには、次の關係を必要とする。

$$R\gamma_{ab}\Sigma \geq \gamma_{ab}\Sigma h R \sin t$$

$$\text{即ち} \quad \Sigma \zeta \geq \Sigma h \sin \theta$$

次に既述の如く b を E の $\frac{1}{n}$ とし、又 O を通る垂直線上に在る區分を起點とし其の左右の小區分へ番號を附すれば、 m 番目のものに就ては $\sin \theta = \frac{m}{n}$ を以て表はすことが出来る。

即ち上式は次の如くなる。

以上の経過に依つて、懸案の算式(76)と(77)とを誘導し得た。

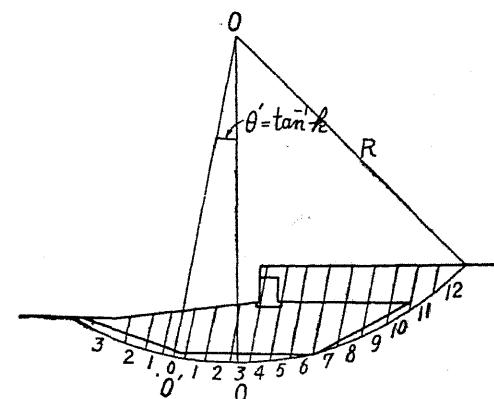
〔註〕 一般に岸壁は、或る深さ以下が水中に在るから、 h は水上の部分の土の重量を、
水中の部分の重量に換算し、夫れの等價高として表はすものとする。即ち(ハ)圖に於
ける點線は、其の換算した高さを表はす。

〔註〕 滑り出しに對し、最も危險なる圓弧の大略の位置は、其の中心點 O が、岸壁から上へ、其の岸壁の高さ（此場合の高さは、水中部の重量に換算したものゝ高さであつて、即ち（ハ圖）の點線で示した線から、水底までの高さを指す）の約3倍だけ上方に在つて、尙ほ且つ岸壁より前方、即ち海側へ向つて、前記高さの約 $\frac{1}{2}$ だけ前方に在る場合が多い。

即ち以上の記事に依つて、中心線 0 の位置に就て、大略の見當だけは付けられる。

[註] 此の圓弧的計算に對し

て、地震の影響を加味せんとするには、皆て岸壁地震計算の所に記した地震合成角 θ を求め、此の θ だけ全體の圖形を、外側へ傾けて(圖参照) OO' 線を常に於ける鉛直線 OO' と同様に考へ、他は全く同様の方法を以て計算すればよい。



之によれば、滑出安定は、常に於けるよりも、著しく危険となり、當時計算の R を以てしては (76) 式の條件を満足しない事が多く、此場合更に R を大にして、原地盤の φ にて、安定を保ち得る最小の R を前記計算に依つて決定し、此の R 圓弧に接する深さまで、良質の土砂を以て置換へるべきである。

[例題 11] 摩擦角 $11^{\circ}8'$ と推定すべき柔質地盤に於て、滑出面の圓弧を (ハ) 圖の如

$\varphi = 11^{\circ}8'$								
區 分	い	ろ	は	に	ほ	へ	と	
	h	$\sin \theta = \frac{m}{n}$	$\cos \theta$	$h \sin \theta$	$\cos \theta \times \cot \varphi$	$\frac{h}{\sin \theta + \cos \theta}$	$\frac{h}{\cos \theta}$	
				+	-			
10	2.8	0.67	0.75	1.87		3.82	4.45	0.63
9	6.4	0.60	0.80	3.84		4.07	4.67	1.37
8	1.02	0.53	0.85	5.44		4.33	4.86	2.10
7	12.4	0.47	0.88	5.80		4.48	4.95	2.50
6	14.4	0.40	0.92	5.75		4.63	5.08	2.84
5	16.0	0.33	0.94	5.34		4.78	5.11	3.13
4	17.3	0.28	0.96	4.62		4.80	5.16	3.35
3	18.4	0.20	0.98	3.68		4.99	5.19	3.55
2	20.4	0.13	0.99	2.72		5.04	5.17	3.95
1	13.8	0.07	1.00	0.93		5.09	5.16	2.67
0	9.8	0.00	1.00	0.00		5.09	5.09	1.93
1	9.0	-0.07	1.00		0.60	5.09	5.02	1.79
2	8.0	-0.13	0.99		1.06	5.04	4.91	1.63
3	6.6	-0.20	0.98		1.32	4.99	4.79	1.38
4	4.9	-0.27	0.96		1.31	4.89	4.62	1.06
5	3.0	-0.33	0.94		1.00	4.78	4.45	0.67
6	1.4	-0.40	0.92		0.56	4.68	4.28	0.33
計	174.8			39.99 - 5.85 = 34.14				34.88

く假定し得べき岸壁に就て、其の安定の可否を計算せよ。但し各區分に於ける n の各の値は表の (い) 欄に記すが如くである、又 m は R の約 15 分に取る、即ち $n = 15$ である。

解 算式 (76) の左邊は、表に示す (い) 欄の各數値へ、(ろ) 欄の各數値を乗じたものを、綜合して (に) 欄の如くなつて、その結果は 34.14 である。

又算式 (76) の右邊は、算式 (77) の合計であるが故に、表の (い) 欄の各數値を分子となし、(～) 欄の各數値を分母として求めたる (と) 欄の各數値を合計したものであつて、其の結果は 34.88 となる。

故に算式 (76) に於ける右邊は、左邊より大であるを知る。即ち

$$\Sigma c \geq \Sigma h \frac{m}{n} (\text{左}) - \Sigma h \frac{m}{n} (\text{右})$$

が成立して、此岸壁は滑出に對して安全である。

(此種類の計算の参考書、港灣第七卷第十號松尾春雄氏論文、H. Krey: Erddruck)