

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、成るべく明確に是等の方法と假定の適否、及び實際計算の順序などを記述する考へである。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、滑動、轉倒、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、滑動、轉倒の計算を行ひ、又下部の杭打部に就ては、主として其の耐支力を檢算する、尚ほ下部の一部に矢板を用ゐる場合には、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、後節に詳しく記述する。

裏埋の假定 岸壁背後の裏込めひは裏埋に用ゐられた、土砂、粗石等に於ける、息角度 (Angle of repose) 單位重量等の數値を如何に假定するかによつて、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、息角度と單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、之が乾濕の如何に依つて其數値を異にする、而して此乾濕の影響は、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所以である。

如斯く裏埋各部に於ける、息角度、單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して假定するかによつて、次の如く三様に分類することが出来る。(圖参照)

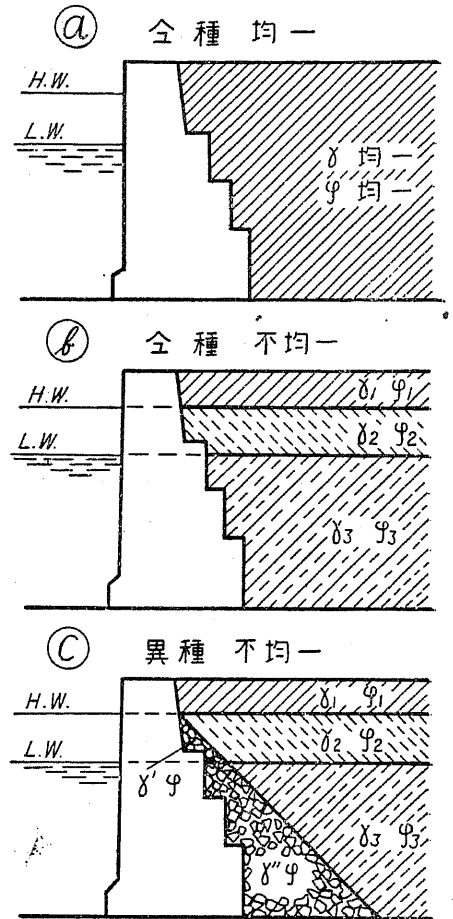
- (a) 同種 均一
- (b) 同種 不均一
- (c) 異種 不均一

(a) 同種均一、とは裏埋の用材に就て、粗石、土砂等を區別することなく、總て同種類の用材と看做し、更に又之を乾濕に依つて、息角度、單位重量を區分することも無く、總て均一の數値を有するものと假定して計算を進むるものである。

(b) 同種不均一、とは裏埋の用材が同種類であるが、只だ乾濕の如何に依つて、各層の息角度と單位重量との數値を異にするものと假定して、計算を進むるのである。

(c) 異種不均一、とは裏埋の用材に就て、粗石、土砂等の種類の區別を明かにし、尚ほ又之が乾濕に依る差異をも考慮して、計算を進むるものである。

以上記した三様式に就ての具體的の説明は後節に譲り、只だ茲に之が 適否



備考 δ其他單位重量 γ其他息角度

に就て次に述ぶることとする。

同種均一 (a) の計算は、最も簡単な便法であるが爲め、多く用ゐらるゝが、然し精細なる計算法とは言ひ得ない。

同種不均一 (b) の計算は、裏込に粗石を多く用ゐない、矢板式岸壁の計算法に好適である。

異種不均一 (c) の計算は、裏込に特に多量の粗石を用ゐる重量擁壁式岸壁の計算を精細に行ふ場合に用ゐらるゝ。

次に (b) 及び (c) の不均一的計算に於て、先づ必要なる資料は裏埋用材が乾濕に應じて異なる、息角度と単位重量との數値である、又 (a) の如き均一的計算の場合にあつても、先づ裏埋全體を通觀して、息角と重量との單一の數値を假想するのであるから、其の際にも各部分の差異を熟知することが必要である故に以下順次これが息角と重量等に就て記す。

息角度 前章第三節に記した如く、裏込用の粗石の息角度 (Angle of repose) は乾濕の如何に關はらず、常に同一であるが、土砂に至つては、乾濕に依つて、之が息角度に差を生ずる、殊に粘土質の土が水に濡れる時は、著るしく其の角度を減ずる。即ち是等の關係を一括すれば次表の如くなる。

(註) 此表に依つて見るも、粘土質の土が濡れる時は、著るしく其の息角度を減ずることを知る、従つて粘土

裏埋用材息角度表

裏埋用材	乾ける時	濡りたる時	備 考
粗 石	45 度	45 度	濡りたる時の角度は、水上に於ても、水中に於ても、或ひは水底下に於ても、總て同様と看做す。
普通土砂	30 ~ 35	20 ~ 25	
粘 土	30 ~ 35	14 ~ 20	

質の土は、岸壁の裏埋用として甚だ不適當なることも明かである。

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ゐらるゝ、尙ほ嘗て記した如く、粗石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) として盛に用ゐらるゝ。

單位重量 岸壁の計算に必要な、裏埋と壁體との單位重量、即ち一立方メートルの重量を應じて表したものを一括すれば次表の如くなる、但し此重量の場合には、乾濕に依る含水の影響の外に、尙ほ水中に於ける浮力の影響をも考へなければならぬ、従つて更に水上、水中、水底下等に區別する必要がある。

尙ほ次の表は小數點下一位に止めてあるが、一般に岸壁の土壓計算には、其の程度で充分と思ふ。

(註) 本表に

單位重量表

於て、水上の乾いた時の重量とは、普通陸上に於ける用材の重量を指すものであつて、略々満潮面上の裏埋は、此數値を取る。

用 材	乾いた時	濡りたる時			備 考
	水 上	水 上	水 中	水 底 下	
土 砂	1.6 吨	2.0 吨	1.0 吨	2.0 吨	水底下の粗石の間隙が、若し土砂にて略々満された場合ならば、其重量は大略 2.0 吨ほどに假定する。
粗 石	1.6	1.6	1.0		
混凝土	2.4	2.4	1.4		

次に水上に於て尙ほ濡りたる場合は、例へば干潮時に於て、略々其の水位より約満潮位までの間にある土砂の重量である、但し粗石と壁體のコンクリートとは、其の際に乾濕の影響を受けなくて、表に示すが如く乾いた時と同じである。

次に第三欄目の水中の場合は、言ふ迄でもなく、計算の時の潮面 (普通は大凡最大干潮面を取る) 以下にある、裏埋の土砂と粗石、或ひは壁體のコンクリート等の重量である次に第四欄目の水底下の重量は、主として矢板式岸壁の根入計算に用ゐらるゝ。

(註) 裏埋に於ける、乾濕の境界、水中と水上の境界等は、土砂の毛管現象 (Capillarity) 並に壁體裏の水の流通程度等に依つて、實際には明かならざる場合が多い、尙ほ是等の詳細は後節に再述する。

(註) 練習の爲めに實例を述べる、假に (c) 圖に就て、各部の單位重量 ($\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma'$) と息角度 ($\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi$) 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。

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 1.6\tau, & \varphi_1 &= 35^\circ, & \gamma_2 &= 2.0\tau, & \varphi_2 &= 25^\circ, \\ \gamma_3 &= 1.0\tau, & \varphi_3 &= 25^\circ, & \gamma' &= 1.6\tau, & \varphi &= 45^\circ, \\ \gamma'' &= 1.0\tau, & \varphi &= 45^\circ, \end{aligned}$$

尚ほ此外に根入の水底下の土砂に於ける、單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。

載荷重 岸壁上のエプロンに載せらるゝ、載荷重即ち動荷重或ひはサーチャージ(Surcharge)が、岸壁の計算に必要なは言ふ迄でもない。

此載荷重の大きさは、若し乗客専用の埠頭ならば僅か

0.5 乃至 1.0 噸/平方米

又漁港に於ける、魚揚場埠頭ならば、

1.0 乃至 1.5 噸/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ックスの一流埠頭にては、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 乃至 4 噸/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 2 米に相當するを知る。

$$s = \text{等價荷重の土の高さ} = \text{載荷重} \div \text{土の單位重量} \\ = 3.2 \text{ 噸} \div 1.6 \text{ 噸} = 2 \text{ 米}$$

〔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迄もない。

耐支力 一般に岸壁基礎に於て、最大荷重の起る箇所は、壁底の前端である、従つて其の前端に於ける最大荷重よりも、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。

安全耐支力……………25 乃至 33 噸/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、之より遙に大きな數値を取る。(第五節参照)

尚ほ 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、25 噸近くの耐支力を發生する様に工夫する、然らざれ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、或ひは浮棧橋等の工法を以て、埠頭を築かなければならない。

第二節 重量擁壁式の岸壁計算

重量擁壁式の岸壁計算には、前節に述べた如く、(a) 同種均一 (b) 同種不均一 (c) 異種不均一などの異なる方法がある、即ち本節に於ては此三種に分類して、各の計算順序、或ひは其の例題などを述べたいと思ふ、但し地震の影響その他の特種計算に就ては、之を第四節に譲ることとした。

三種に分類して記述するに先きだつて、全般を通じての計算順序を次に述べる。
一般的順序 一般に岸壁の設計々算の順序は、何れの方法に依るも、先づ壁體の大略の形を假に定め、其の假定断面に就て、最も危険なる場合に於ける、滑出 (Sliding) 轉倒 (Overturning) 耐支 (Bearing) 等の檢算を行ふ。

其の際に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なる時には、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、再び同じ様な檢算を行ふ。

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。

茲に最も 危険なる場合 と稱するは、潮面の位置の如何に依つて、土壓が最大

の値を取る時を指すのである、但し (a) の場合の土壓は一定であるが故に、特に土壓の方から危険の場合を想像する必要を認めないが、只だ浮力の點から壁體が最も軽くなる場合を考へなければならぬ、即ち満潮時の浮力を取るを以て最も安全とする。

次に (b) 及び (c) に於て最も危険の場合、干潮時に起るを以て普通とする。

尚ほ土壓の外に、壁體の表裏に於ける水位の差より起る水頭 (Head) を考へて計算することがある、此水位の差は第五節に詳しく述べる。

以上の計算の外に、或ひは後節に述ぶるが如き、地震の影響を考へて檢算することもある。

〔註〕 當初假定の断面を定むるには、第十八章第三節の岸壁形状の所で述べた、大略の寸法を参照し、或ひは他の實例などを参考して、之を定むるのである。

〔註〕 最も危険なる場合に於ける、載荷重 (Surcharge) 或ひは活荷重の配置は言ふ迄もなく、壁底後端の直上から以後のエブロンへ配布した場合である。

〔註〕 危険なる場合の潮位に就て補足する、言ふ迄もなく、危険の潮位は、満潮に於て最大満潮位、干潮に於て最大干潮位を各々取るべきであるが、(a) の計算の如きは、概略の計算である爲めに、普通は大潮平均の各潮位に據つて計算する。

又 (b) (c) は少々精細の計算であるが爲めに、危険なる干潮位を最大干潮位に取る場合もある、然し之も亦普通は大潮平均の干潮位に據るものが多い。

(a) 同種均一的計算

假定 此計算に於て最も大切なことは、背後裏埋の狀況を通觀して、單一の息角度 φ と單一の單位重量 γ との見込みを誤らざることである。

普通の場合 即ち粗石の裏込が充分に施こされ、又裏埋土砂の土質が普通の場合ならば、 φ と γ とは土砂の乾けるもの、息角度と單位重量と略々等しき數値と假定する。即ち

$$\varphi \dots \dots \dots 30^\circ \sim 35^\circ, \quad \gamma \dots \dots \dots 1.6\gamma,$$

〔註〕 以上は最も普通の場合であるが、其の他特別の場合を次に述べる。

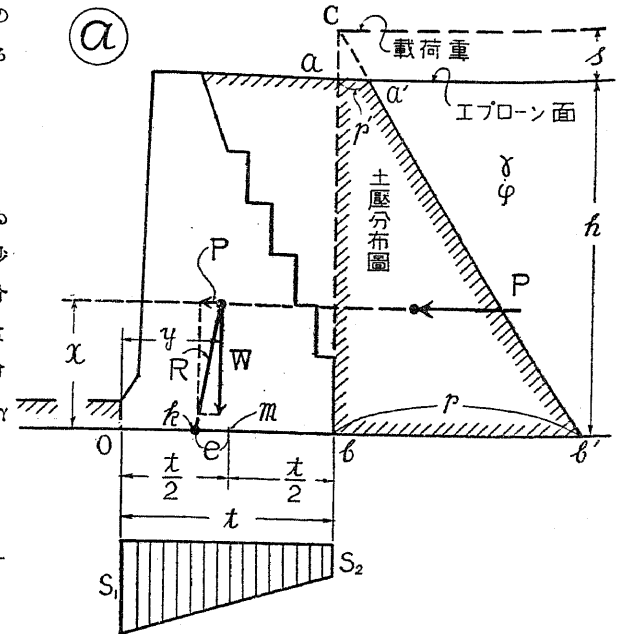
若し裏込粗石を殆ど用ゐない場合ならば、 φ を恰も濕りたる土砂と等しく考へ、又 γ

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

$$\varphi \dots \dots 20^\circ \sim 25^\circ$$

$$\gamma \dots \dots 1.6\gamma$$

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



土壓算出 前掲の假定

を用ゐ、クーロン (Coulomb) 或ひはランキン

(Rankine) の公式に依つて、土壓を算出すれば次の如くなる (圖對照) 但し是等の計算は、總て岸壁の單位長さ、即ち延長一米についての計算である。

$$P = \frac{p' + p}{2} h \dots \dots \dots (1)$$

但し
$$p' = \gamma s \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \dots \dots \dots (2)$$

$$p = \gamma (h + s) \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \dots \dots \dots (3)$$

記號は

P …… 全土壓

p' …… 壁體最上部に於ける單位土壓 (一平方米に當る土壓)

p …… 壁體最下部に於ける單位土壓

s …… 載荷重を土の等價荷重に換算せる高さ

h …… 壁底面よりエブロン迄の高さ、即ち全壁高

尚ほ全土壓 P の位置方向は、土壓分布圖に示す梯形 $ab'b'a'$ の重心から、

水平に壁背に向つて居る、而して梯形の此重心は、作圖或ひは計算に依つて容易に求めらるゝ。

(註) 以上の土壓計算は、大部分算式に依つて算出したものであるが、此外に或ひは破壊面 (Plane of rupture) の線を引き主として作圖に依つて、土壓を求むることも勿論出来る。

安全算式 岸壁の假定断面に於て、滑出、轉倒、耐支の三項に就て檢算するには次に掲げる算式が成り立てば安全である、尙ほ詳細は例題 1 を参照されたい。

滑出..... $fW > P$ (4)

轉倒..... $Wy > Px$ (5)

耐支..... $q > S_1$ (6)

記號は

W 壁底直上の全重量、但し浮力を引けるもの。

壁底の直上には、壁體と裏埋の一部 (ab 線より前の裏埋を指す) とがある、壁體の浮力は、其の最大に當る満潮位の時の浮力を取る、又裏埋も浮力を差引くべきであるが、概數でよいから普通は之を引かないもの、即ち約 1.6 匁とすることが多い。

f 壁底と基礎面との摩擦係數、約 0.6 ~ 0.7 とする。

y 壁底前端 O より W までの垂直距離。

x 壁底前端 O より P までの垂直距離。

q 壁底前端の許容耐支力。

S_1 壁底前端に於ける最大壓力強度、其の値は次式に依つて求めらる。

$S_1 = \frac{W}{t} \left(1 + \frac{6e}{t}\right)$ (7)

$S_2 = \frac{W}{t} \left(1 - \frac{6e}{t}\right)$ (8)

但し此 (7) 及び (8) の式に用られた記號 S_2 は壁底後端に於ける最小壓力

強度、 t は壁底の幅を示す。

e は P と W との合力 R が壁底と交はる k 點と、壁底の中心點 m との距離を示す。

(b) 同種不均一的計算

假定 乾濕各部に於ける、息角度と單位重量との數値には、前節の表に記せるものをを用ゐる。

土壓算出 クーロン 或ひは ランキンの公式を用ゐて土壓を計算すれば、土壓分布圖及び次の算式の如くなる。

$P = \frac{p'_1 + p_1}{2} h_1 + \frac{p_2 + p_3}{2} h_2 + \frac{p_4 + p_5}{2} h_3$ (9)

但し $p' = \gamma_1 s \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_1}{2})$ (10)

$p_1 = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_1}{2})$ (11)

$p_2 = \gamma_2 \frac{\gamma_1}{\gamma_2} (s + h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_2}{2}) = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_2}{2})$ (12)

$p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_2}{2})$ (13)

$p_4 = \gamma_3 \frac{\gamma_2}{\gamma_3} \left\{ \frac{\gamma_1}{\gamma_2} (s + h_1) + h_2 \right\} \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_3}{2})$
 $= \left\{ \gamma_1 (s + h_1) + \gamma_2 h_2 \right\} \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_3}{2})$ (14)

$p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_3}{2})$ (15)

全土壓 P の位置は、土壓分布圖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、更に之を綜合して全體の重心を求めればよい。

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。

破壊面 **イエ** に沿ひて、滑り落つるものとすれば、結局 E なる方向の土圧が壁背へ向ふこととなる。

但し E は勿論 **イエ** に平行である、又 **キ** 點は **イワネテアサエ** の面積の重心である。

(4) 此土圧 E を垂直分力 V と水平分力 P とに分つ、但し E の大きさは、**イワネテアサエ** の重量即ち、同面積に水中粗石の單位重量 (1.0 噸) を乗じたものである。

即ち E の大き及び方向を知れば P の大きが圖の如くして決定せらる。

(5) P 及び W を圖に示すが如く組合せて、合成力 R を求め、其の延長線と壁底との交點の位置 (壁底中心點との間隔 e) を求める。

如斯くして P と e とを知れば、壁體安全の可否を検算し得るのである。

但し圖の中にて **イヒ**、**ロモ**、**ニセ** は夫れぞれ各部の息角を表はし、又 **イロ**、**ロニ**、**ニホ** は夫れぞれ破壊面を表はす、従つて **イロニホ** の屈折線は、裏埋全體の實際の破壊面を示すものである。

次に **イエ** が粗石破壊面の延長なることは既に述べた。

尚ほ上記の等價荷重の換算に用ゐる算式を列記すれば次の如くなる。

$$\begin{aligned} \text{ヘチ} &= \frac{\gamma'}{\gamma''} \text{トヘ} & \text{チヌ} &= \frac{\gamma_2}{\gamma''} \text{トリ} & \text{ヌワ} &= \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{リオ} \\ \text{ロヨ} &= \frac{\gamma_3}{\gamma''} \text{ロカ} & \text{ヨレ} &= \frac{\gamma_2}{\gamma''} \text{カタ} & \text{レネ} &= \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{タツ} \\ \text{ハラ} &= \frac{\gamma_2}{\gamma''} \text{ハナ} & \text{ラノ} &= \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{ナキ} \\ \text{ニヤ} &= \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{ニコ} & \text{ホケ} &= \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{ホマ} \end{aligned}$$

更に又等價荷重を加算せし關係を、念の爲めに記せば次の如くなる。

$$\begin{aligned} \text{イワ} &= \text{イヘ} + (\text{ヘチ} + \text{チヌ} + \text{ヌワ}) & \text{ロネ} &= \text{ロヨ} + \text{ヨレ} + \text{レネ} \\ \text{ハノ} &= \text{ハラ} + \text{ラノ} & \text{ニヤ} &= \text{ニヤ} & \text{ホケ} &= \text{ホケ} \end{aligned}$$

尚ほ粗石破壊面へ移せる時の關係を記せば次の如くである。

$$\text{フテ} = \text{ハノ} \quad \text{コア} = \text{ニヤ} \quad \text{エサ} = \text{ホケ}$$

〔註〕 P W の合成力 R を求むるには、先づ E を延ばして **イル** 線と交はらしめ、それより水平線を引き、之と W の延長線と **ユ** 點にて交はらしめ、此 **ユ** より出發して、 W P を圖の如く畫いて R を求むるのである。

W の浮力は、前の同種不均一的の場合と同様に、干潮位に於けるものを取る。

安全算式 岸壁の滑出、轉倒、耐支の檢算に用ゐる算式は、既述の (4) (5) (6) 等の式と同じである、即ち是等の算式に前記の如くにして求められた P 或ひは e を代入すれば、安全の可否を検算し得る。

尚ほ此計算法の詳細は、例題 3 を参照されたい。

〔例題 1〕 同種均一 (a) の計算法に依つて、圖に示す岸壁の安定を検算せよ、但し此計算に必要な、データは次の如くである、又是等記號の意味は、勿論既述のものと同様である。

$$\begin{aligned} s &= 2 \text{ m} \quad (8.2 \text{ } \tau/\text{m}^2) & h &= 11 \text{ m} & \gamma &= 1.6 \text{ } \tau/\text{m}^3 \\ \phi &= 30^\circ & t &= 8 \text{ m} & f &= 0.6 \\ q &= 30 \text{ } \tau/\text{m}^2 \end{aligned}$$

土壓算出 (1) (2) (3) の算式を用ゐて土壓を計算すれば、次の如くなる。

$$\begin{aligned} (2) \quad p' &= \gamma s \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 1.6 \times 2 \times \tan^2(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}) = 1.06 \text{ } \tau/\text{m}^2 \\ (3) \quad p &= \gamma(h+s) \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 1.6 \times (11+2) \tan^2(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}) \\ &= 6.86 \text{ } \tau/\text{m}^2 \\ (1) \quad P &= \frac{p'+p}{2} h = \frac{1.06+6.86}{2} \times 11 = 43.5 \text{ } \tau/\text{m} \end{aligned}$$

次に P の働く位置 (x) を求むるには、土壓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 $x = 4.16 \text{ m}$

安全算定 滑出、轉倒、耐支の檢算を行ふ前に、先づ W y e S_1 S_2 等を算出するの必要がある。

$$\left. \begin{aligned} H. W. \text{ 以上の壁體重量} & 2.4 \times 2.63 = 6.31 \\ H. W. \text{ 以下の壁體重量} & 1.4 \times 54.84 = 76.6 \\ \text{底面直上の土砂等の重量} & 1.0 \times 13.64 = 13.64 \end{aligned} \right\} \text{合計 } \tau = 112.71$$

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。即ち $y = 4.58 \text{ m}$

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、底面と交はる位置即ち e を作圖に依つて、直ちに之を求むることが出来る。即ち $e = 1.03 \text{ m}$

以上算出の數値を (7) (8) 式に代入す

れば $S_1 S_2$ を求むることが出来る。即ち

$$(7) S_1 = \frac{W}{t} \left(1 + \frac{6e}{t}\right) = \frac{112.71}{8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.03}{8}\right) = 25 \tau/m^2$$

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

以上の數値を (4) (5) (6) 式に代入すれば、滑出、轉倒、耐支の安否を檢算し得る、即ち

$$(4) \text{ 滑出 } fW = 0.6 \times 112.71 = 67.6 \tau > P = 43.5 \tau$$

$$(5) \text{ 轉倒 } Wy = 112.71 \times 4.58 = 516 \tau\text{m} > Px = 43.5 \times 4.16 = 181 \tau\text{m}$$

$$(6) \text{ 耐支 } q = 30 \tau/m^2 > S_1 = 25 \tau/m^2$$

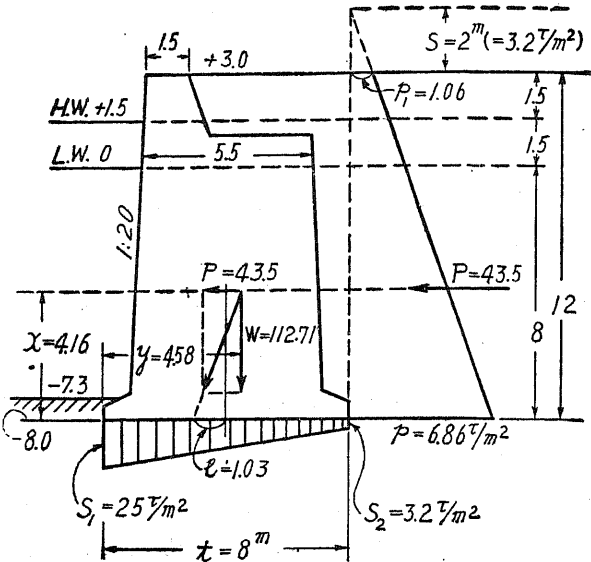
以上の計算に依つて、本岸壁は安全の構造なるを知る。

〔例題 2〕 同種不均一 (b) の計算法に依つて、圖に示す岸壁の安定を檢算せよ、但し此計算に必要な、データは次に列記するが如きものである。

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

$$h_3 = 8 \text{ m} \quad \gamma_1 = 1.6 \tau/m^3 \quad \gamma_2 = 2.0 \tau/m^3$$

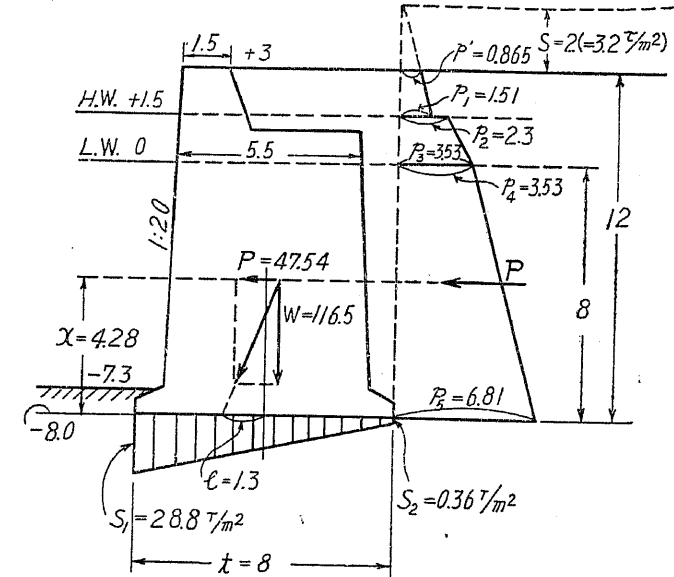
$$\gamma_3 = 1.0 \tau/m^3 \quad \varphi_1 = 35^\circ \quad \varphi_2 = 25^\circ \quad \varphi_3 = 25^\circ$$



例題 1 附圖

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

土壓算出 (9) 乃至 (15) の算式に依つて、土壓を計算すれば次の如くなる。



例題 2 附圖

$$(10) p' = \gamma_1 s \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = 1.6 \times 2 \times \tan^2(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) = 0.865$$

$$(11) p_1 = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = 1.6 \times (2 + 1.5) \times \tan^2(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) = 1.51$$

$$(12) p_2 = \gamma_2 (s + h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 1.6 \times (2 + 1.5) \times \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 2.3$$

$$(13) p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 2.3 + 2 \times 1.5 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 3.53$$

$$(14) p_4 = \{ \gamma_1 (s + h_1) + \gamma_2 h_2 \} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) = \{ 1.6(2 + 1.5) + 2 \times 1.5 \} \times \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 3.53$$

$$(15) p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) = 3.53 + 1 \times 8 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 6.81$$

$$(9) P = \frac{p'_1 + p_1}{2} h_1 + \frac{p_2 + p_3}{2} h_2 + \frac{p_4 + p_5}{2} h_3$$

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

以上の数値を圖に表せば、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めれば、 P の働く位置 (x) を知る、即ち $x = 4.28 \text{ m}$

安全算定 滑出、轉倒、耐支の檢算を行ふ前に、先づ $W y e S_1 S_2$ 等を算出するの要がある。

}	W	L. W. 以上の壁體重量	2.4 × 9.19 = 22.1	} 合計 = 116.5 τ
		L. W. 以下の壁體重量	1.4 × 48.28 = 67.7	
		h ₁ 部	1.6 × 7.44 = 11.0	
		底面直上の土砂等の重量	h ₂ 部 2.0 × 3.6 = 7.2	
		h ₃ 部 1.0 × 7.6 = 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、容易に之を知る事が出来る、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、其の合力が底面と交はる位置即ち e を作圖に依つて、直ちに之を求むることが出来る即ち

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

以上算出の数値を (7) (8) の兩式に代入すれば $S_1 S_2$ を求め得る。

$$(7) S_1 = \frac{W}{t} \left(1 + \frac{6e}{t}\right) = \frac{116.5}{8} \left(1 + \frac{6 \times 1.3}{8}\right) = 28.8 \tau/m^2$$

$$(8) S_2 = \frac{W}{t} \left(1 - \frac{6e}{t}\right) = \frac{116.5}{8} \left(1 - \frac{6 \times 1.3}{8}\right) = 0.86 \tau/m^2$$

以上の数値を (4) (5) (6) 式に代入すれば、滑出、轉倒、耐支の安否を檢算し得る、即ち

$$(4) \text{ 滑出 } fW = 0.6 \times 116.5 = 70 \tau > P = 47.54 \tau$$

$$(5) \text{ 轉倒 } Wy = 116.5 \times 4.44 = 516 \tau m > Px = 47.54 \times 4.28 = 204 \tau m$$

$$(6) \text{ 耐支 } q = 30 \tau/m^2 > S_1 = 28.8 \tau/m^2$$

以上の計算に依つて、本岸壁は安全の構造なるを知る。

〔例題 3〕 異種不均一 (c) の計算法に依つて、圖に示す岸壁の安定を檢算せよ、但し此例題は参考にまで掲ぐるに過ぎない、従つて時間の少ない讀者は、之を省略せられてよい。

尙ほ本計算に必要な、データを一列記すれば次の如くなる。

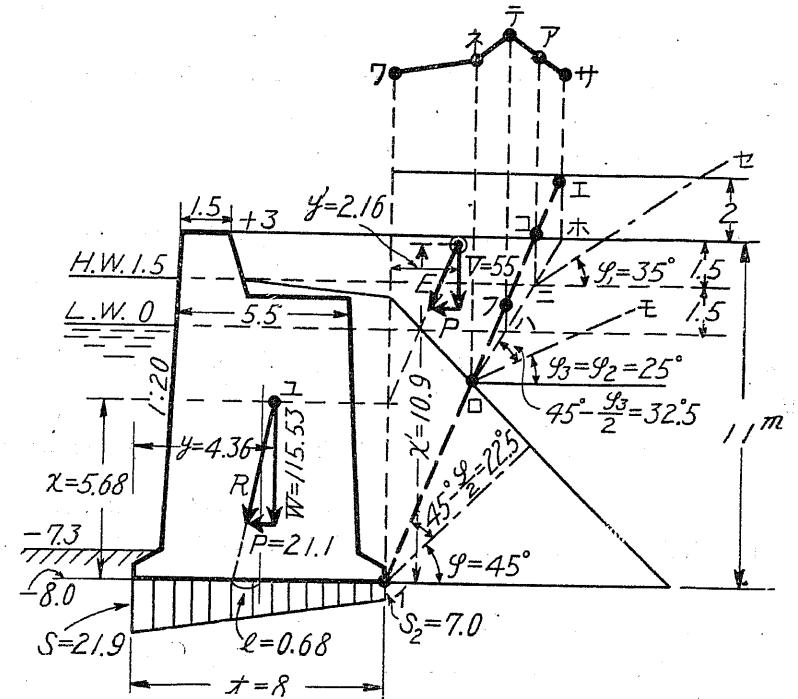
$$s = 2 \text{ m } (3.2 \tau/m^2) \quad h_1 = 1.5 \text{ m} \quad h_2 = 1.5 \text{ m}$$

$$h_3 = 8 \text{ m} \quad \gamma_1 = 1.6 \tau/m^3 \quad \gamma_2 = 2.0 \tau/m^3$$

$$\gamma_3 = 1.0 \tau/m^3 \quad \gamma' = 1.6 \tau/m^3 \quad \gamma'' = 1.0 \tau/m^3$$

$$\varphi_1 = 35^\circ \quad \varphi_2 = 25^\circ \quad \varphi_3 = 25^\circ \quad \varphi = 45^\circ$$

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



例題 3 附圖

土壓算出 圖に示す、等價荷重を畫くに必要なる寸法の各は、次式の如く計算せらる。
(例題圖と前の本文圖とを参照)

$$\text{ヘチ} = \frac{\gamma'}{\gamma''} \text{トヘ} = \frac{1.6}{1.0} \times 1 = 1.6 \quad \text{チヌ} = \frac{\gamma_2}{\gamma'} \text{トリ} = \frac{2.0}{1.0} \times 0.5 = 1.0$$

$$\text{ヌワ} = \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{リオ} = \frac{1.6}{1.0} \times 3.5 = 5.6 \quad \text{ロヨ} = \frac{\gamma_3}{\gamma''} \text{ロカ} = \frac{1.0}{1.0} \times 1.64 = 1.64$$

但し **ロカ** の計算は〔注意〕を見られたい。

$$\text{ヨレ} = \frac{\gamma_2}{\gamma''} \text{カタ} = \frac{2.0}{1.0} \times 1.5 = 3.0 \quad \text{レネ} = \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{タツ} = \frac{1.6}{1.0} \times 3.5 = 5.6$$

$$\text{ハラ} = \frac{\gamma_2}{\gamma''} \text{ハナ} = \frac{2.0}{1.0} \times 1.5 = 3.0 \quad \text{ラノ} = \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{ナキ} = \frac{1.6}{1.0} \times 3.5 = 5.6$$

$$\text{ニヤ} = \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{ニコ} = \frac{1.6}{1.0} \times 3.5 = 5.6 \quad \text{ホケ} = \frac{\gamma_1}{\gamma''} \text{ホマ} = \frac{1.6}{1.0} \times 2 = 3.2$$

$$\text{イワ} = \text{イヘ} + (\text{ヘチ} + \text{チヌ} + \text{ヌワ}) = 8 + (1.6 + 1.0 + 5.6) = 16.2$$

$$\text{ロネ} = \text{ロヨ} + \text{ヨレ} + \text{レネ} = 1.64 + 3.0 + 5.6 = 10.24$$

$$\text{ハノ} = \text{ハラ} + \text{ラノ} = 3.0 + 5.6 = 8.6 \quad \text{ニヤ} = \text{ニヤ} = 5.6$$

$$\text{ホケ} = \text{ホケ} = 3.2 \quad \text{フテ} = \text{ハノ} = 8.6 \quad \text{コア} = \text{ニヤ} = 5.6$$

$$\text{エサ} = \text{ホケ} = 3.2$$

〔注意〕 上記のロカの数値は次の計算に依る。

$$\begin{aligned} \text{ロカ} &= \text{ロト} \sin 45^\circ - \text{トヘ} = \text{トイ} \times \frac{\sin 22^\circ 30'}{\sin 67^\circ 30'} \times \sin 45^\circ - \text{トヘ} \\ &= 9 \times \frac{\sin 22^\circ 30'}{\sin 67^\circ 30'} \times \sin 45^\circ - 1 = 1.64 \end{aligned}$$

次に粗石破壊面 **イエ** の上に移されたる土壓の等価荷重 **イワネテアサエイ** なる多角形より起る、総土壓 E の水平分力 P の数値は次の如くなる。

$$\begin{aligned} P &= E \sin (45^\circ - \frac{\phi}{2}) = \gamma'' \times (\text{面積 } \text{イワネテアサエイ}) \times \sin 22^\circ 30' \\ &= 1 \times 55.017 \times \sin 22^\circ 30' = 21.1 \tau/m \end{aligned}$$

尙ほ多角形 **イワネテアサエイ** の重心位置 $x' y'$ を作圖等に依つて求むれば、次の如くなる。

$$x' = 10.9 \text{ m} \quad y' = 2.16 \text{ m}$$

次に E の延長が、壁底後端の直上線 **イワ** と交はる點は、底面より x の上に在るとすれば、其の x は次の如くである。

$$x = x' - \frac{y'}{\tan (45^\circ - \frac{\phi}{2})} = 10.9 - \frac{2.16}{\tan (45^\circ - \frac{45^\circ}{2})} = 5.68 \text{ m}$$

安全算定 滑出、轉倒、耐支の檢算を行ふ前に、先づ $W y e S_1 S_2$ 等を算出するの要がある。

$$W \left\{ \begin{array}{l} L. W. \text{ 以上の壁體重量} \dots\dots\dots 2.4 \times 9.19 = 22.1 \\ L. W. \text{ 以下の壁體重量} \dots\dots\dots 1.4 \times 48.28 = 67.7 \\ \text{底面直上の土砂石の重量} \left\{ \begin{array}{l} h_1 \text{ (土砂)} \quad 1.6 \times 7.41 = 11.9 \\ h_2 \text{ (土砂)} \quad 2 \times 1.7 = 3.4 \\ h_3 \text{ (粗石)} \quad 1.6 \times 2.43 = 3.89 \\ h_4 \text{ (粗石)} \quad 1.0 \times 7.6 = 7.6 \end{array} \right. \end{array} \right\} \text{合計} = 115.53 \tau/m$$

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、容易に之を知る事が出来る、従つて壁底前端より W までの距離 y は次の如くなつた。 $y = 4.36 \text{ m}$
又 W と P との合力を求むる際の原点 **ユ** の上下の位置を示す e が 5.68 m なることは、既に之を計算した。

如斯く原点 **ユ** の位置並に W と P との数値を知れるが故に、圖に示すが如き作圖に依つて、合力 R の方向等を求める事が出来る、従つて e は次の如くなつた。

$$e = 0.68 \text{ m}$$

以上算出の数値を (7) (8) の兩式に代入すれば $S_1 S_2$ を求め得る。

$$(7) \quad S_1 = \frac{W}{t} \left(1 + \frac{6e}{t} \right) = \frac{115.53}{8} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.68}{8} \right) = 21.9 \tau/m^2$$

$$(8) \quad S_2 = \frac{W}{t} \left(1 - \frac{6e}{t} \right) = \frac{115.53}{8} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.68}{8} \right) = 7.0 \tau/m^2$$

以上の数値を(4)(5)(6)式に代入すれば、滑出、轉倒、耐支の安否を檢算し得る、即ち

$$(4) \quad \text{滑出} \quad jW = 0.6 \times 115.53 = 69.3 \tau > P = 21.1 \tau$$

$$(5) \quad \text{轉倒} \quad Wy = 115.53 \times 4.36 = 504 \tau m > Px = 21.1 \times 5.68 = 120 \tau m$$

$$(6) \quad \text{耐支} \quad q = 30 \tau/m^2 > S_1 = 21.9 \tau/m^2$$

以上の計算に依つて、本岸壁が安全の構造なるを知る。

第三節 矢板式の岸壁計算

計算様式 矢板式岸壁の計算方法には種々の様式があるが、其中で最も實用的と思ふものは、次に掲ぐる二様式である、蓋し其の區別は主として、下部の支點を何所に假定するやに因つて起る。

(甲) 水底附近に支點を假定するもの

(乙) 抵抗土壓圖の重心を支點とするもの

甲の如く水底附近に支點を假定するものは、其の計算が最も簡單であつて盛んに用ゐらるゝ、然し其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ぬ、此點は實狀と大に異なる

る所であつて、假定の甚だ不備を思はず所以である。

尚ほ上記の 甲 乙 二様式に比して、もつと理論的のものに、ローマイヤー (Lohmyer) の圖式算出法がある、然し之は甚だ複雑であつて、實用には適しない、因に此 ローマイヤーの理論を簡易化する時は、甲 の計算に近似するのである。(Bautecnik 第8巻5號 1930年1月参照)

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) 土壓の計算、(2) 矢板の計算、(3) 根入の計算、(4) 錨定桿の計算、(5) 腹起し計算、(6) 錨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 の兩様式に分けて詳しく説明する。

計算資料の假定 計算に必要な資料即ち データーに就て述べる。

裏埋土砂 の息角と単位重量との假定に於て最も普通のもの、第一節に述べた (b) 同種不均一とするものであつて、(c) 異種不均一に依るは極めて稀である、蓋し矢板岸壁にては、粗石の裏込を用ゐる場合が甚だ稀の爲である。

又 (a) 同種均一は餘り簡單であつて、之に依る場合も亦少ない、若し假に此 (a) に依らんとするならば、(b) の場合を只だ簡易化すれば足るのであるから、本節にては専ら (b) 同種不均一の假定に依るもののみを記載する。

此假定に於ける、裏埋各部の息角と単位重量との數値は、第一節の兩表に依つて求むればよい、尚ほ詳しくは、次の註と圖とを見られたい。

載荷重 エブロン上の動荷重の數値に就ては、第一節を参照されたい。

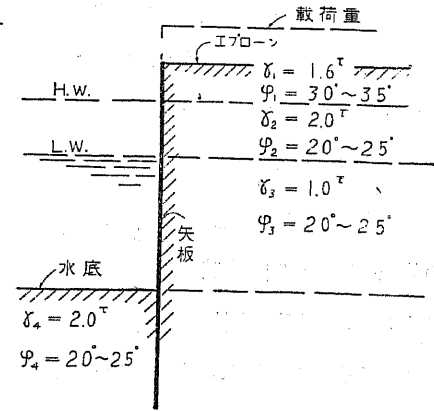
(註) 同種不均一に依る矢板前後の土砂に於ける、息角と単位重量とを次に列記する。

(I) エブロン面と満潮位(大潮平均)との間の息角 φ_1 と単位重量 γ_1 とは、表の中の 乾いた時 の數値を取る。

(II) 次に満潮位と干潮位(大潮平均)との間の息角 φ_2 は 濕りたる時 のもの、又單位重量 γ_2 は 濕りたる時の水上 のものを取る。

(III) 干潮位以下の裏埋土砂の息角 φ_3 は 濕りたる時 のもの、又單位重量 γ_3 は 濕りたる時の水中 のものを取る。

(IV) 水底以下の息角 φ_4 には 濕りたる時 のもの、又單位重量 γ_4 には 表の中の 水底下 の重量を取る。以上の數値の實例として、最も普通の土砂の場合に於ける、各部のものを示せば圖の如くなる。



單位重量と息角との數値

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、大略次の如く取る。

鐵矢板 { 硬鋼 $\sigma_s = 1,650 \text{ kg/cm}^2$
準硬鋼 $\sigma_s = 1,500 \text{ kg/cm}^2$

錨定桿、鐵筋其他..... $\sigma_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2$

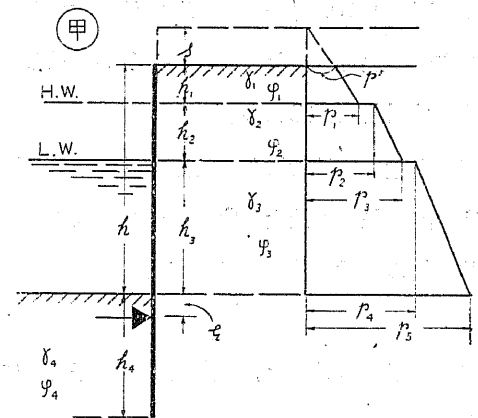
錨定板コンクリート..... $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

但し此鋼の許容應力は、何れも其の安全率を約 3 に取つたものである。

(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、兩側の土砂の間に挟まつて、多少固定的の性質を帯ぶるものである、従つて水底附近に反曲點 (Point of inflexion) 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、矢板を恰も單桁 (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。

但し地盤が非常に固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、而して其の關係を實驗より、ローマイヤーが説明する所に依れば、次の如くである、但し ξ は反曲點と水底との距離、 h は水底よりエブロン面までの高さ、即ち ξ は主として h の高さに比例する。

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

息角度 φ_4	2) 度	30 度	35 度	40 度
ξ	$0.25 h$	$0.08 h$	$0.035 h$	$-0.007 h$

から求むれば、約 $0.16 h$ ほどである。

實際の場合には、表裏の水位その他の事情が、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無いが、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 度乃至 25 度の支點の位置 (ξ) は、大略次の如くなる。

普通土砂…………… $\xi = 0.15 h$ 乃至 $0.25 h$

但し少し固い土砂、即ち息角が約 30 度ほどの場合ならば、 ξ は $0.1 h$ 前後となる、尙ほ岩盤の場合には、水底より上へ取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。

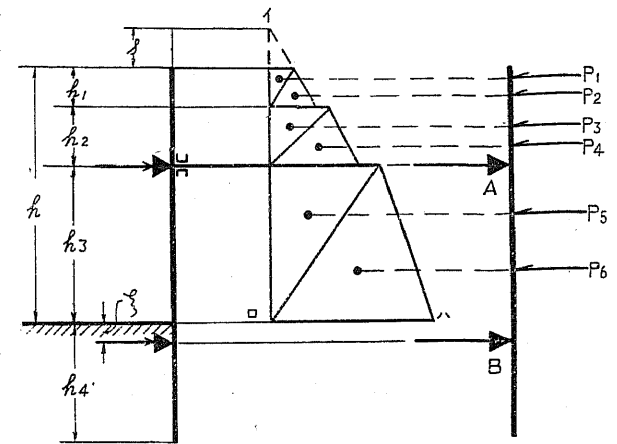
又特別に柔かい場合、即ち息角が 20 度以下の時には、ローマイヤーの圖式算法に依つて之を求めなければならぬ。但し (乙) の算法ならば、息角の如何に關はらず計算を進め得る。

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。

尙ほ腹起しの位置を、干潮面 (大潮平均) に置く時は、土壓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。

又潮差の特に大なる所に於て、干潮面上エブロン迄で相當の間



(甲) の支點と土壓分布

隔ある時には、矢板の頭部からも亦、副錨定桿を取り付けて二段控とする。

土壓の計算 矢板背後の部分に當る土壓の分布は 甲 の計算も 乙 の計算も同じであつて、何れも前節の (b) 同種不均一的計算の所に列記した算式を用ゐる、即ち圖に於ける $p', p_1, p_2, p_3, p_4, p_5$ は次の如くなる。

$$p' = \gamma_1 s \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) \dots\dots\dots (10)$$

$$p_1 = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) \dots\dots\dots (11)$$

$$p_2 = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) \dots\dots\dots (12)$$

$$p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) \dots\dots\dots (13)$$

$$p_4 = \{ \gamma_1 (s + h_1) + \gamma_2 h_2 \} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) \dots\dots\dots (14)$$

$$p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) \dots\dots\dots (15)$$

但し前節の (b) の場合には、全土壓 p を計算したが、此矢板の場合には、土壓分布圖に於ける各梯形毎に土壓を算出し、之を梯形の各重心から水平に矢板へ

向つて働かせる。

尙ほ一層便利なる方法は、各梯形の中に對角線を引いて、各二宛つの三角形に分け、是等の三角形の各に於ける、土壓と重心とを求めて、計算するのである。

次に根入計算に用ひる、矢板前の抵抗土壓 (Passive pressure) 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壓を P' とすれば、次式の如くなる。

$$P' = \frac{1}{2} \gamma_4 h_4^2 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2}) \dots\dots\dots(16)$$

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、此抵抗土壓の強度は上式の二倍即ち $\gamma_4 h_4^2 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2})$ 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、蓋し抵抗土壓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、地震の時には著る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念を懐く、即ち茲には安全の爲め (16) 式の如き算式を用ゐたのだ。

矢板の計算 前に記した土壓計算に依つて得たる、矢板にかゝる荷重から、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_c 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。

$$\frac{M_{max}}{S} \leq \sigma_c \dots\dots\dots(17)$$

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、計算に依るも簡單である。(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} が求められるのだ。

〔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、岸壁幅一米當に換算した、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少ない。

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 間にかゝる土壓より B の反力を算出する。
- (ii) 根入 h_4 を假に定め、其の h_4 に對して、抵抗土壓 P' を算式 (16) に依つて計算する。
- (iii) 反力 B と、抵抗土壓 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。

$$P' \geq 3B \dots\dots\dots(18)$$

尙ほ此式に (16) 式を代入して h_4 を左邊に置變へれば、次の如くなる。

$$h_4 \geq \sqrt{\frac{3B}{\frac{1}{2} \gamma_4 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2})}} \dots\dots\dots(18')$$

之を要するに 甲 の算法に依る、根入深度の計算は、上記の如く甚だ簡單であるが、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 普通の控材即ち錨定桿 (Tie-rod) の位置は、矢板凹所の一つ置きに取り付ける、従つて控材の間隔 (l) は矢板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

$$Z = A' l \dots\dots\dots(9)$$

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_s) 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 は錨定桿の直径を表はす。

$$Z \div \frac{\pi d^2}{4} \leq \sigma_s \dots\dots\dots(20)$$

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

$$d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \sigma_s}} \dots\dots\dots(21)$$

〔註〕 (19) 式の A' は AB を單桁として算出した反力 A の外に、尚ほ A 點より上部の土壓の全部を加へたものである、即ち土壓分布圖の如き荷重ならば、 A' は次式の如くなる。

$$A' = A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$$

尚ほ若し圖式に依つて、彎曲率を求むる場合ならば、此 A 點の反力 A' は一度に求められる、但し其の數値は前の算式に依るものと多少異なる。

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

連續桁であつて、其の中央に $\frac{1}{2} Z$ づい

の集中荷重を受くるものとして計算する。

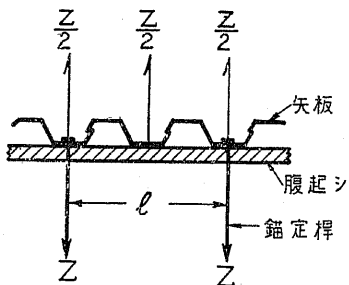
従つて其の最大彎曲率 (M'_{max}) は次式の如くなる。

$$M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} \dots\dots(22)$$

而して此 M'_{max} を許容應力 (σ_s) にて割れば、腹起しとして必要な、抗曲率 S'

を計算することが出来る。即ち

$$S' \geq \frac{M'_{max}}{\sigma_s} \dots\dots\dots(23)$$

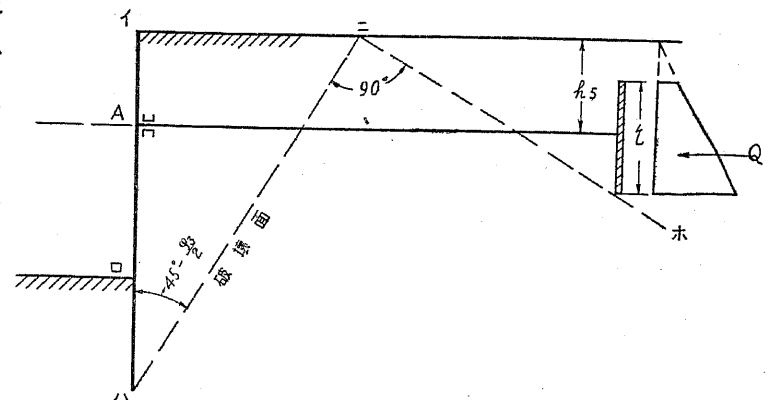


腹起し計算附圖

腹起しは此抗曲率に相當する様に、二つのチャネル、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 控板即ち錨定板 (Anchoring plate) の計算には、位置、高さ即ち高さ、厚さと鐵筋などの計算がある、即ち是等に就て以下順次説明する。

錨定板の位置 錨定板は其の抵抗土壓の影響が、矢板の本土壓の方へ及ぼさない所に設



錨定板の位置

置せしむるが爲めに、圖に示すが如く、先づ矢板の下端 (ハ) から 45° から $(45^\circ - \frac{\phi_3}{2})$ の角度をなす破壊面の斜線を引き、之が地表面との交點 (ニ) から、更に直角の方向に斜線 (ニホ) を下ろし、此斜線外に錨定板を設ければよろしい。

〔註〕 此際の息角は、精密に言へば、裏埋各部に於て變へるべきであるが、濕りたる時の息角 (ϕ_3 又は ϕ_2) の部分が多い爲めに其の ϕ_3 (ϕ_2 も同じ) を以て全部の息角と看做しても、大差がない。

但し假に満潮面上の息角 ϕ_1 の影響を考慮せんとするならば、満潮面上は $45^\circ - \frac{\phi_1}{2}$ としなければならない、従て (ハニ) は屈折線となる、又 (ニホ) も満潮面を境として、上では水平線と $45^\circ - \frac{\phi_1}{2}$ の角度を挟み、下では $45^\circ - \frac{\phi_3}{2}$ の角度をなすことゝなつて、其所で屈折する、尚ほ詳細は例題に譲る。

〔註〕 普通の計算では、破壊面を海底の所 (ロ) から出發せしむる、然し理論上からすれば、前記の如く矢板の下端 (ハ) から斜線を引く方がよいと思ふ。

錨定板の高さ 錨定板の前面に起る抵抗土壓 (Passive pressure) の Q が錨定

桿の引く力 Z に比して、約三倍ほどの安全率があればよい。即ち

$$Q \geq 3Z \dots\dots\dots(24)$$

但し Q の計算を成る可く簡単ならしむる爲めに、息角は總て濕りたる時のもの (φ_3 或ひは φ_2) と假定する、又單位重量には中庸の 1.6 吨、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。

$$Q = \gamma_1 h_0 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_3}{2}) \eta l \dots\dots\dots(25)$$

上式の記號 h_0 は上面から錨定桿までの深さ、 η 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 (25) は、錨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、若し之が桿に一枚宛つ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。

板の厚さと鐵筋 錨定桿が引く力 (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ゐて計算する。

$$M''_{max} = \frac{Z}{2} \frac{\eta}{4} = \frac{Z\eta}{8} \dots\dots\dots(26)$$

(註) 最大彎曲率が知られたる後に於ける、錨定板の厚さと、鐵筋との計算とは、勿論鐵筋コンクリート工學の領域に屬するが、今參考の爲めに複鐵筋 (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斷面の重心迄の距離 (版の有効高)
- d' = 抗壓側表面より抗壓鐵筋斷面の重心迄の距離
- hd = 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 = 總厚 a = 抗張鐵筋の被厚
- b = 版の幅 ζ_c = コンクリートに於ける壓應力
- ζ_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 = 抗張鐵筋斷面積のコンクリート有効斷面積に對する比

p' = 抗壓鐵筋斷面積のコンクリート有効斷面積に對する比

M''_{max} = 最大彎曲率 S_{max} = 最大剪力

以上の記號を用ゐる時は次の算式を得る。

(I) 厚さ及鐵筋量の決定

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

$$\text{但し } \left\{ \begin{aligned} C_c &= \sqrt{\frac{1}{\zeta_c^2 k \left[\left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{A'_s}{A_s} \left(k - \frac{d'}{d}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)\right]}} \\ k &= \frac{n \zeta_c}{n \zeta_c + \zeta_s} \end{aligned} \right.$$

$$h = d + a$$

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

$$A_s = p b d \quad A'_s = p' b d$$

(II) 應力の檢算

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

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

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

$$\zeta_c = \frac{M''_{max}}{bd^2 L_o}$$

$$L_o = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{n p' \left(k - \frac{d'}{d}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{k}$$

$$\zeta_s = \frac{n \zeta_c (1 - k)}{k} \quad \tau = \frac{S_{max}}{b j d}$$

以上の計算に依つて、板の厚さ (h) 抗張鐵筋量 (A_s) 抗壓鐵筋量 (A'_s) 等を決定し、尙ほ實際に働く諸應力を檢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 (η) の $\frac{3}{4}$ より小なる時には、上記計算の幅 (b) と、(l) とを等しきものと考へてよい。然るに若し (l) が (η) の $\frac{3}{4}$ より大なる場合には $b = \frac{\eta}{3}$ と假定して計算する。

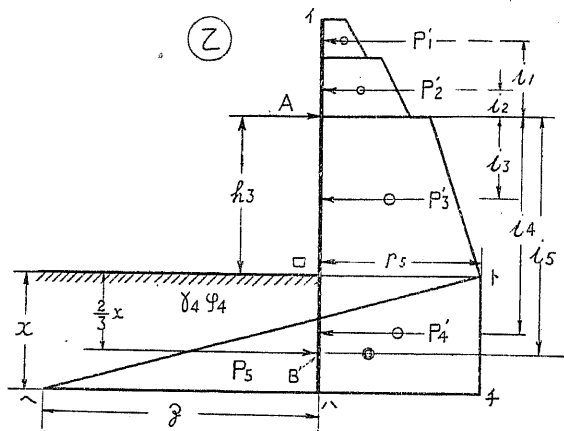
以上の計算は複鉄筋であつたが、若し之を単鉄筋 (Single reinforcement) にすれば遙に簡単となる。

(乙) 抵抗土壓圖の重心を支點とせる計算法

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畫き、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荷かる土壓の分布は、前記 甲 法のものと同様である、尙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 ハト の長さに就て、エンゲル氏は次の式を與へた。

$$z = K(x + nh_3) \dots\dots\dots (27)$$

但し

$$K = r_4 - r_3 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_4}{2})$$

$$n = \frac{w}{r_4} = \frac{1.03}{r_4}$$

但し w は海水の單位重量、即ち約 1.03 吨である。

z を計算して (\wedge) を取り、(\wedge) と (\uparrow) とを結んで、三角形 (\wedge トチ) を作れば、此三角形が矢板前の抵抗土壓を表はすことになる。而して其の合計を P'_5 とする。

尙ほ根入 (\square ハ) の後ろに荷かる土壓は、矩形 (\square ハチト) にて表はされ、其の合計を P'_4 とする。

(註) 元來 (\uparrow ハ) 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 法の時と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。

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、勿論之は未知數である。
 - (ii) 控材の付根 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。

(註) A 點の廻りの、モーメントの式は次の如き形である。

$$i_1 P'_1 + i_2 P'_2 + i_5 P'_5 = i_3 P'_3 + i_4 P'_4$$

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 $i_4 i_5 P'_4 P'_5$ は何れも未知數 x の函數である。即ち

$$i_4 = h_3 + \frac{x}{2}, \quad i_5 = h_3 + \frac{2}{3}x, \quad P'_4 = P_5 x$$

$$P'_5 = (z + p_5) \frac{x}{2} = \{K(x + nh_3) + p_5\} \frac{x}{2}$$

是等々代入すれば、上記のモーメントの式は、未知數 x の函數となる、但し x 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'_5 の働く點 B' と假定し、

此兩支點に乗れる單桁として矢板の最大曲彎率を算出する、其の後の計算は總て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。

〔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、矢板式岸壁を設計計算せよ。

$$s = 1.25 \text{ m } (2 \text{ } \tau/\text{m}^2) \quad h = 10.3 \text{ m} \quad h_1 = 1.5 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.5 \text{ m} \quad h_3 = 7.3 \text{ m} \quad \gamma_1 = 1.6 \text{ } \tau/\text{m}^3$$

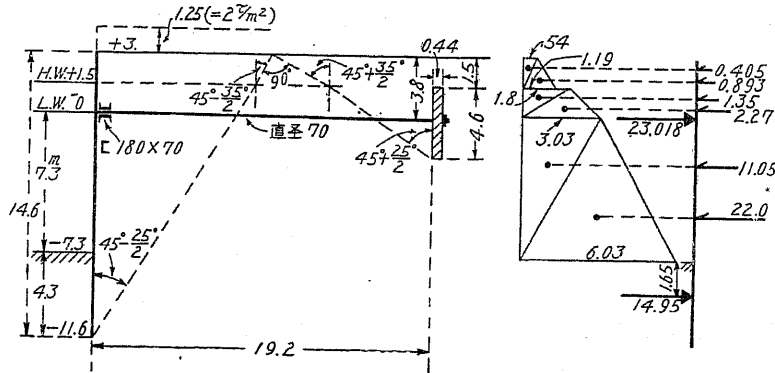
$$\gamma_2 = 2.0 \text{ } \tau/\text{m}^3 \quad \gamma_3 = 1.0 \text{ } \tau/\text{m}^3 \quad \gamma_4 = 2.0 \text{ } \tau/\text{m}^3$$

$$\varphi_1 = 35^\circ \quad \varphi_2 = 25^\circ \quad \varphi_3 = 25^\circ \quad \varphi_4 = 25^\circ$$

$$\xi = 0.16 h \quad \zeta_e = 1,650 \text{ kg/cm}^2 \quad \zeta_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\zeta_c = 40 \text{ kg/cm}^2$$

土壓算出 (10) 乃至 (15) の算式に、前掲のデータを代入して、次の結果を得る。



例題 4 附圖

$$(10) \quad p' = \gamma_1 s \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = 1.6 \times 1.25 \times \tan^2 (45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) = 0.54 \text{ } \tau/\text{m}^2$$

$$(11) \quad p_1 = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = 1.6 (1.25 + 1.5) \times \tan^2 (45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) = 1.19$$

$$(12) \quad p_2 = \gamma_1 (s + h_1) \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 1.6 (1.25 + 1.5) \times \tan^2 (45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 1.80$$

$$(13) \quad p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 1.8 + 2 \times 1.5 \times \tan^2 (45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 3.03$$

$$(14) \quad p_4 = \{ \gamma_1 (s + h_1) + \gamma_2 h_2 \} \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) = \{ 1.6 (1.25 + 1.5) + 2 \times 1.5 \} \tan^2 (45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 3.03$$

$$(15) \quad p_5 = p_4 + \gamma_3 h_3 \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) = 3.03 + 1 \times 7.3 \times \tan^2 (45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 6.03$$

以上の數値を附圖に示すが如く取つて、土壓分布圖を畫き、更に之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。

$$P_1 = p' h_1 \div 2 = 0.54 \times 1.5 \div 2 = 0.405 \text{ } \tau/\text{m}$$

$$P_2 = p_1 h_1 \div 2 = 1.19 \times 1.5 \div 2 = 0.893$$

$$P_3 = p_2 h_2 \div 2 = 1.8 \times 1.5 \div 2 = 1.35$$

$$P_4 = p_3 h_2 \div 2 = 3.03 \times 1.5 \div 2 = 2.27$$

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

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

是等各土壓の働く位置は、圖に示すが如く各三角形の底邊から、其の高さの三分の一の所に在るは言ふ迄でもない。

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

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

$$B \text{ の彎曲率} = A (h_3 + \xi) - P_5 (\frac{2}{3} h_3 + \xi) - P_6 (\frac{1}{3} h_3 + \xi) = 0$$

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

$$\therefore A = 18.1 \text{ } \tau/\text{m}$$

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

最大彎曲率 即ち M_{max} を求む

$$y \text{ に於ける彎曲率} = M_y = Ay - p_1 y - \frac{y}{2} + \frac{P_5 - P_4}{h_3} y \frac{y}{2} - \frac{y}{3}$$

$$= 18.1 y - 0.03 \frac{y^2}{2} - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \frac{y^3}{6}$$

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

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

$$\begin{aligned} \therefore M_{max} &= 18.1 \times 4.55 - 3.03 \times \frac{4.55^2}{2} - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \times \frac{4.55^2}{6} \\ &= 44.55 \text{ } \tau m \end{aligned}$$

矢板計算 若しラルゼン V 型を用ゐるとすれば、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

$$\frac{M_{max}}{S} = \frac{4,455,000}{2,962} = 1,500 \text{ kg/cm}^2 < \zeta_c = 1,610 \text{ kg/cm}^2$$

従て此 V 型を用ゆれば安全である。

根入算定 先づ根入 h_4 を 4.3 m と假定し、之に依つて (18) 式 $P' > 3B$ が成り立つや否やを検する。

$$\begin{aligned} (16) \quad P' &= \frac{1}{2} r_4 h_4^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2} \right) = \frac{1}{2} \times 2 \times 4.3^2 \\ &\quad \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2} \right) = 45.5 \text{ } \tau/m \end{aligned}$$

$$3B = 3 \times 14.95 = 44.85 \text{ } \tau m$$

故に $P' > 3B$ が成立して此根入は安全であるを知つた。

尙上記の計算法と異つて (18') 式を用ゐて、逆に h_4 を算出するものを、参考に迄でに附記する、要するに此兩方法の中何れでもよい。

$$h_4 = \sqrt{\frac{3B}{\frac{1}{2} r_4 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_4}{2} \right)}} = \sqrt{\frac{3 \times 14.95}{\frac{1}{2} \times 2 \times 2.46}} = 4.26 \text{ m}$$

控材算定 直径 7 cm の鋼棒を用ゆれば次の計算に依つて安全である。

$$\begin{aligned} A' &= A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) = 18.1 + (0.405 + 0.893 + 1.35 + 2.27) \\ &= 23.018 \text{ } \tau/m \end{aligned}$$

$$(19) \quad Z = A'l = 23.018 \times 1.68 = 38.6 \text{ } \tau$$

$$(21) \quad d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \zeta_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 38,600}{3.14 \times 1,100}} = 6.7 \text{ cm}$$

腹起し計算

$$(22) \quad M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} = \frac{38.6}{2} \times \frac{1.68}{10} = 3.16 \text{ } \tau m$$

$$(28) \quad S' \geq \frac{M'_{max}}{\zeta_s} = \frac{316,000}{1,100} = 287 \text{ cm}^3$$

故に 180×75 (C_9 7×3) のチャンネル 2 箇所を用ゆれば $153.7 \times 2 = 307.4 \text{ cm}^3$ のセクションモジュラスがあるから充分と思ふ。

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

$$\begin{aligned} (25) \quad Q &= r_1 h_5 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_3}{2} \right) \eta l = 1.6 \times 3.8 \\ &\quad \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2} \right) \times 4.6 + 1.68 = 115.9 \text{ } \tau \end{aligned}$$

$$\text{然るに } 3Z = 3 + 38.6 = 115.8 \text{ } \tau$$

$\therefore Q > 3Z$ であつて安全である。

尙後に述ぶる鐵筋等の計算に必要な最大彎曲率を次に求める。

$$(26) \quad M''_{max} = \frac{Z}{2} \frac{\eta}{2} = \frac{38.6 \times 4.6}{8} = 22.2 \text{ } \tau m$$

錨定板位置 錨定板の位置は既述の如く、矢板下端から $(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2})$ 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、此の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 $\geq L$ とすれば

$$\begin{aligned} L &= (h_2 + h_3 + h_4) \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2} \right) + h_1 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \\ &\quad + h_1 \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) + (h_5 + \frac{\eta}{2} - h_1) \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_3}{2} \right) \\ &= (1.5 + 7.3 + 4.3) \tan \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) + 1.5 \tan \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) \\ &\quad + 1.5 \tan \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) + (3.8 + \frac{4.6}{2} - 1.5) \tan \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2} \right) = 19.2 \text{ m} \end{aligned}$$

即ち錨定板の位置は矢板より 19.2 以上なるべく遠くに置くがよい。

錨定板の厚さ 此鐵筋コンクリートの計算に用ゐるデータは次の如くである。

$$n = 15, \quad \zeta_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2, \quad \zeta_c = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 3 \text{ cm}, \quad d' = 3 \text{ cm}, \quad d'/d = 0.073 \quad A'_s/A_c = 0.5$$

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

$$d = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c k \left[\left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{A'_s}{A_c} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right]}} \sqrt{\frac{M''_{max}}{b}}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{\frac{40 \times 0.353}{2} \left[\left(1 - \frac{0.353}{3}\right) + \frac{0.5(0.353 - 0.073)(1 - 0.073)}{1 - 0.353 - 0.5(0.353 - 0.073)} \right]}} \times \sqrt{\frac{2,220,000}{168}} = 41 \text{ cm}$$

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

鉄筋の計算

$$p = \frac{\frac{M''_{max}}{bd^2} + \frac{\zeta_c k}{2} \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d} \right)}{\zeta_c \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}$$

$$= \frac{\frac{2,220,000}{168 \times 41^2} + \frac{40 \times 0.353}{2} \left(\frac{0.353}{3} - \frac{3}{41} \right)}{1,100 \times \left(1 - \frac{3}{41}\right)} = 0.008$$

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

$A_s = pbd = 0.008 \times 168 \times 41 = 55.1 \text{ cm}^2 = 0.0038$

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

今次の如き鉄筋を挿入するとすれば、上記の所要数値に適合する。

抗張鉄筋 $\pm 2 \text{ mm } \phi$, $c \text{ to } c = 11.5 \text{ cm}$ とすれば $A_s = 55.5 \text{ cm}^2$

抗圧鉄筋 $22 \text{ mm } \phi$, $c \text{ to } c = 23.0 \text{ cm}$ とすれば $A'_s = 27.8 \text{ cm}^2$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

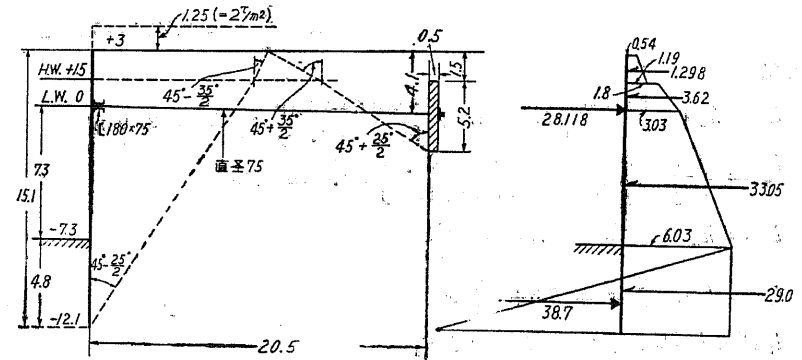
$S_{max} = \frac{Z}{2} = \frac{38,600}{8} = 19,300 \text{ kg}$

$\tau = \frac{S_{max}}{bjd} = \frac{19,300}{168 \times 0.89 \times 41} = 3.14 \text{ kg/cm}^2$

【例題 5】 乙の計算法に依つて、次に示すが如きデータを持つ、矢板式岸壁を設計せよ。

- $s = 1.25 \text{ m } (2 \tau/m^2)$ $h = 1.3 \text{ m}$ $h_1 = 1.5 \text{ m}$
- $h_2 = 1.5 \text{ m}$ $h_3 = 7.3 \text{ m}$ $\gamma_1 = 1.6 \tau/m^3$ $\gamma_2 = 2.0 \tau/m^3$
- $\gamma_3 = 1.0 \tau/m^3$ $\gamma_4 = 2.1 \tau/m^3$ $\varphi_1 = 5^\circ$ $\varphi_2 = 25^\circ$
- $\varphi_3 = 25^\circ$ $\varphi_4 = 25^\circ$ $\zeta_c = 650 \text{ kg/cm}^2$
- $\zeta_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2$ $\zeta_e = 40 \text{ kg/cm}^2$

土壓算出 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

(10) $p' = \gamma_1 s \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) = 1.6 \times 1.25 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{5^\circ}{2}\right) = 0.54 \tau/m^2$

$$\begin{aligned}
 (11) \quad p_1 &= r_1(s+h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) = 1.6(1.25+1.5) \tan^2(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}) \\
 &= 1.19 \\
 (12) \quad p_2 &= r_1(s+h_1) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 1.6(1.25+1.5) \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 1.8 \\
 (13) \quad p_3 &= p_2 + r_2 h_2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}) = 1.8 + 2 \times 1.5 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) \\
 &= 3.03 \\
 (14) \quad p_4 &= \{r_1(s+h_1) + r_2 h_2\} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) = \{1.6(1.25+1.5) + 2 \\
 &\quad \times 1.5\} \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 3.03 \\
 (15) \quad p_5 &= p_4 + r_3 h_3 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}) = 3.03 + 1 \times 7.3 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) \\
 &= 6.03 \\
 P'_1 &= h_1(p'_1 + p_1) \div 2 = 1.5(0.54 + 1.19) \div 2 = 1.298 \tau/m \\
 P'_2 &= h_2(p_2 + p_3) \div 2 = 1.5(1.8 + 3.03) \div 2 = 3.62 \\
 P'_3 &= h_3(p_4 + p_5) \div 2 = 7.3(3.03 + 6.03) \div 2 = 33.05 \\
 K &= r_4 - r_4 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_4}{2}) = 2 - 2 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 1.18 \\
 n &= \frac{w}{r_4} = \frac{1.03}{2} = 0.515 \\
 (27) \quad z &= K(x + nh_3) = 1.18(x + 0.515 \times 7.3) = 1.18x + 4.44 \\
 P'_4 &= p_5 x = 6.03x \\
 P'_5 &= (z + p_5) \frac{x}{2} = \{K(x + nh_3) + p_5\} \frac{x}{2} = (1.18x + 4.44 + 6.03) \\
 &\quad \times \frac{x}{2} = 0.59x^2 + 5.235x
 \end{aligned}$$

根入算定

$$\begin{aligned}
 i_1 &= h_2 + \frac{2p'_1 + p_1}{3(p'_1 + p_1)} h_1 = 1.5 + \frac{2 \times 0.54 + 1.19}{3(0.54 + 1.19)} \times 1.5 = 2.16 \text{ m} \\
 i_2 &= \frac{2p_2 + p_3}{3(p_2 + p_3)} h_2 = \frac{2 \times 1.8 + 3.03}{3(1.8 + 3.03)} \times 1.5 = 0.69 \\
 i_4 &= h_3 + \frac{x}{2} = 7.3 + \frac{x}{2} \\
 i_5 &= h_3 + \frac{2}{3}x = 7.3 + \frac{2}{3}x \\
 i_1 P'_1 + i_2 P'_2 + i_5 P'_5 &= i_3 P'_3 + i_4 P'_4 \\
 2.16 \times 1.298 + 0.69 \times 3.62 + (7.3 + \frac{2}{3}x)(0.59x^2 + 5.235x) &= 4.05 \times 33.05 \\
 &\quad + (7.3 + \frac{x}{2})(6.03x)
 \end{aligned}$$

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

上記の方程式を解いて 根入 x を求めれば次の如くなる

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

$$\text{従て } z = 1.18 \times 4.8 + 4.44 = 10.10 \quad P_4 = 6.03 \times 4.8 = 29$$

$$P_5 = 0.59 \times 4.8^2 + 5.235 \times 4.8 = 38.7$$

反力算出 B' に於ける彎曲率の式は次の如くなる

$$A(h_3 + \frac{2}{3}x) = P'_3 h_3 - i_3 + \frac{2}{3}x + p_5 \frac{2x}{3} (\frac{1}{2} \times \frac{2}{3}x)$$

$$A(7.3 + \frac{2}{3} \times 4.8) = 33.0(7.3 - 4.05 + \frac{2}{3} \times 4.8)$$

$$+ 6.03 \times \frac{2}{3} \times 4.8 \times \frac{1}{3} \times 4.8$$

$$\therefore A = 23.2 \tau/m$$

$$\text{従て } A' = A + (P'_1 + P'_2) = 23.2 + 1.298 + 3.62 = 28.118$$

控材算定

$$(19) \quad Z = A'l = 28.118 \times 1.68 = 47. \tau$$

$$(21) \quad d \geq \sqrt{\frac{4Z}{\pi \zeta_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 47,100}{3.14 \times 1,100}} = 7.3 \text{ cm}$$

故に 径 75 mm の鋼棒を用ふ。

最大彎曲率

$$\begin{aligned}
 y \text{ に於ける彎曲率} &= -p_4 y \frac{y}{2} - \frac{p_5 - p_4}{h_3} y \frac{y}{2} \frac{y}{3} + Ay \\
 &= -3.03 \frac{y^2}{2} - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} y^3 + 23.2y
 \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{dM_y}{dy} = -3.03y - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \times \frac{1}{2} y + 23.2 = 0$$

$$\therefore y = 5.56 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore M_{max} &= -3.03 \times \frac{5.56^2}{2} - \frac{6.03 - 3.03}{7.3} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \\
 &\quad \times (5.56)^3 + 23.2 \times 5.56 = 64 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

矢板計算

若しラルセン VI 型を用ゆれば、其のセクションモジュラスはカタログに依つて $4,170 \text{ cm}^3$ である。故に

$$\frac{M_{max}}{S} = \frac{6,400,000}{4,170} = 1,535 \text{ kg/cm}^2 < \zeta_s = 1,650 \text{ kg/cm}^2$$

即ち此計算法に依れば VI 型にて足りることゝなつた。

腹起し計算

$$(22) M'_{max} = \frac{1}{2} Z \frac{l}{10} = \frac{1}{2} \times 47.1 \times \frac{1.68}{10} = 3.96 \tau m$$

$$(23) S' \geq \frac{M'_{max}}{\zeta_s} = \frac{396,000}{1,100} = 360 \text{ cm}^3$$

故に $180 \times 90 (C_{10} 7 \times 3 \frac{1}{3})$ のチャンネル 2 筒を用ゆれば $204 \times 2 = 404 \text{ cm}^3$ のセクションモジュラスがあつて充分と思ふ。

錨定板の位置 例題 4 と略同様の計算に依つて $L = 20.5 \text{ m}$ となつて、實際は之より多少長くする。

錨定板設計 錨定板の厚さも、例題 4 と略同様の計算に依つて $d = 47 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ となつた。又鉄筋も前例題の如き計算に依つて、抗張鉄筋に $22 \text{ mm } \phi$, $c \text{ to } c = 95 \text{ cm}$ 抗壓鉄筋に $2 \text{ mm } \phi$ $c \text{ to } c = 19.0 \text{ cm}$ のものを用ゆればよい。如斯く設計した錨定板内の應力 σ_c 、試に算出すれば $\sigma_c = 39.8 \text{ kg/cm}^2$, $\zeta_s = 1,080 \text{ kg/cm}^2$ $S_{max} = 23,550 \text{ kg}$ $\tau = 33.3 \text{ kg/cm}^2$ となつた、而して是等の計算の順序は前例題と同様であるから之を省略する。

第四節 杭打擁壁式の岸壁

杭打擁壁式の岸壁は、獨逸に於て其の例が甚だ多いが、本邦にては極めて稀れであるが爲め、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、擁壁の最大壓力強度 S_1 (算式 7) 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、要するに棚にかゝる壓力強度の分布圖を畫き、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、杭張と杭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、各杭に來る分力を求め、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單であるが、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ゝる土壓は、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(ルオ) q_1 は棚以下の高さ h にて次の如く計算される。

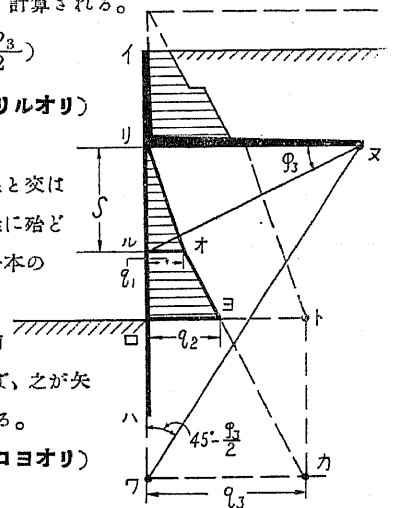
$$q_1 = \gamma_s \delta \tan^2(45 - \frac{\phi_3}{2})$$

従つて矢板の(リル)にかゝる土壓分布圖(リルオリ)は容易に之を畫き得る。

次に破壊面の斜線(ヌワ)が、矢板の延長線と交はる點(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くなる、従つて q_3 (ワカ) は之を容易に計算し得る。(前節参照) 如斯くして(オ)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(ロ)迄での土壓分布圖は(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 特殊計算

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、本節の記事は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。

岸壁に関する特殊計算には、岸壁背後の残留水に依る影響、繫船の牽引に依る影響、地震の影響などがある、尙ほ其の外に柔質地盤に於ける圓弧的計算法などもある。

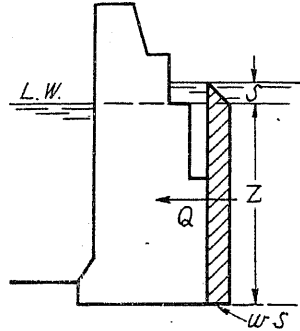
その中にて、残留水と繫船牽引と地震との計算は、前節までに述べ來つた普通

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) だけの水圧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、土壓の外に此水圧をも加算しなければならない。



假定 此残留水の水頭 (d) 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。

$$d = 0.3 \text{ 乃至 } 0.5 \text{ 米}$$

但し英國の岸壁の如く、ドライオーク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、残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、例へば函塊間の間隙の如きは、近年ゲル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残留水を見ることもある、然し如斯は其設計と施工とに就て決して上乘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、以て残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、或ひは岸壁前の一部を埋め、或ひは岸壁裏の地面が多少の陥没を見ること等である、但し是等は小修繕を行へば足るのであるから、懸案の残留水の水頭を大にして、岸壁破壊の一因たらしむる事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。

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

残留水の水頭 (d) から、其の全水壓を計算するには、大略次の式に依る。

$$Q \doteq wd^2\eta \doteq d^2\eta \dots\dots\dots(28)$$

但し Q は所要の全水壓、 w は水の單位重量即ち 1.03 噸或ひは大略 1 噸である。又 η は水面から壁底までの高さ。

如斯くして算出した Q を前節迄で述べ來つた土壓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、便宜總て短冊形に分布されたものと看做して、上の式を出した。

〔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ゝる全部の水壓分布の圖を畫いて計算することがある、然し d が小なる時には、底面にかゝる水壓は、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 d に依つて生ずる水壓のみが残る、従つて d が僅少の時は、前述の如く d 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 d が著る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。

(B) 繫船の牽引計算

船を岸壁の繫船柱に繫留せる時に、其纜に依つて引ばる力が、岸壁の滑出と轉倒とに多少の影響を與ふことは想像できる、故に岸壁の計算に於て、之を念のために檢算して見ることも、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の纜を掛ける

場合もあるから、鋼索の破壊強度を直に取ることも出来ない。そこで著者の考へでは、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からうと思ふ。

- 一萬噸以下の船を繋ぐ場合.....100 噸/繋船柱一本につき
- 一萬噸以上の船を繋ぐ場合.....150 噸/繋船柱一本につき

尙ほ計算の安全の爲めに、是等の牽引力は何れも、水平に繋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、大略その繋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迄でもない。

〔註〕 岸壁の安全に影響する繋船柱は、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。

因に笠石附近の繋船曲柱の根も、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。

(C) 地震計算

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強大であつて、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、後から地震の檢算を行ひ、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の習慣である。

〔註〕 既述の普通計算法の許容力には、勿論相當の安全率を見込んであつた、然るに此地震の如き突發的荷重に對しては、工費潤澤ならざる限り、其の強度の限度まで耐へしめる様にして、計算を行ふのである。換言すれば地震計算に用ゐる許容力は、普通計算の場合より幾分之を高めてもよい。

但し其の中で用材内の強度に就ては、普通計算の時の約 3 倍まで取つてもよからう、

次に耐支力は、第一節の數値を大略 2 倍前後に増大してもよいと思ふ、然るに滑出の際に用ゐる摩擦係數 f だけは餘り大きく取ることが出来ない、即ち 0.8 位が限度であらう。従つて重量式岸壁は、地震の際に此滑出が一番心配である、尙ほ是等の不足は、或ひは岸壁の根入を深くして、其の抵抗土壓などで補ひ、或ひは更に壁體を擴大して、自重を増加せしむる等種々の耐震的考慮を必要とする。

矢板式岸壁に於て、其の用材の強度は之を約 3 倍にしてもよい、又根入前等の抵抗土壓は、之を約 2 倍ほどにしてもよいと思ふ。

加速度假定 地震には勿論強弱があつて、將來の最大限度を定むることは屢々問題となる所であるが、普通ならば地震の水平加速度に於て $3,000 \text{ mm/sec}^2$ 又垂直加速度に於て $1,000 \text{ mm/sec}^2$ ほどの地震を限度と假定して計算する。

計算 前記程度の地震に對する概略の計算ならば、普通土壓が 2 倍に増大せるものとして檢算すればよい。即ち

$$P_e = 2P \dots\dots\dots(29)$$

但し P は普通計算に依る土壓、 P_e は地震に依つて増大せし後の全壓力を表はす。

蓋し上記の如く簡単に 2 倍とせしは、物部博士の算式へ、岸壁に於ける普通土砂の息角と前記の地震加速度とを代入すれば、大略 2 倍ほどになるが故である。

尙ほ若し加速度を種々變へて、精細に算出せんとするならば、同算式を用ゐるを以て、最も便利とする。(註参照)

〔註〕 物部博士の算式に就て其の結果だけを茲に記載する、但し記號 g は重力加速度、 α_h は地震水平加速度、 α_v は地震垂直加速度、 ξ は地震力に依る動力線の垂直に對する傾斜角、 h は土の高さ、 φ は任意の息角度、又 P と P_e とは既述の如くである。

$$\text{然る時は} \quad \tan \xi = \frac{\alpha_h}{g - \alpha_v}$$

$$P = \frac{1}{2} rh^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$P_e = \frac{1}{2} rh^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi - \xi}{2})$$

$$P_e = C P \quad \text{但し係數} \quad C = \frac{P_e}{P}$$

此系数 C を上記の諸式に依つて算出すれば、之を普通土圧 P に乗じて、所要の地震に依つて増大せし後の全壓力 P_e を求むることが出来る。

例へば $\alpha_n = 3,000 \text{ mm/sec}^2$, $\alpha_g = 1,000 \text{ mm/sec}^2$ として更に ϕ を 14° 乃至 35° として C を計算すれば、次表の如くなる

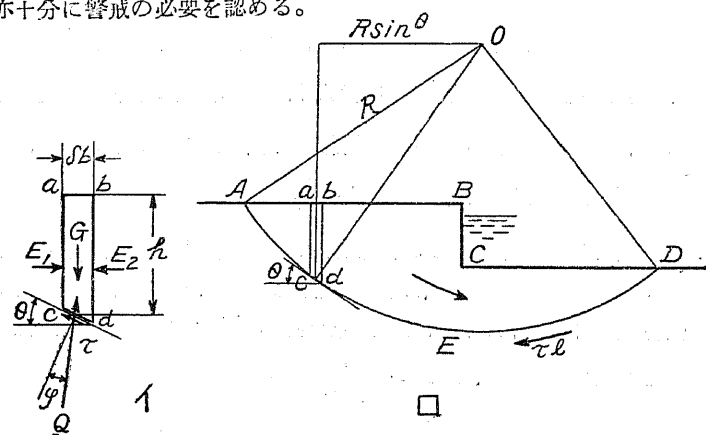
ϕ	35°	30°	25°	20°	14°	但し $\alpha_n = 3.0 \text{ m/sec}^2$ $\alpha_g = 1.0 \text{ m/sec}^2$ $\xi = 1.8 \sim 5.0'$
C	2.08	2.03	1.99	1.96	1.94	

(D) 柔質地盤の圓弧的計算法

此計算法は特に柔弱なる地盤に於ける、岸壁の檢算に好適のものであつて、ペッターソン (Pettersen)、クレー (Krey) 等の所説に據るものである。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對しても、亦十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圓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檢することが出来る、即ち本計算は此圓弧の假定に發足するものである。(I 口圖参照)

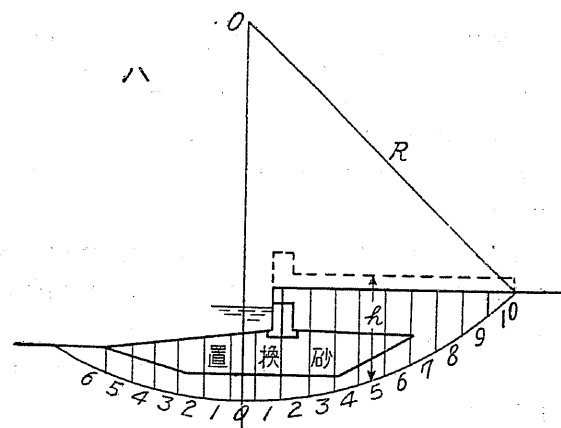
圖に於て圓弧上の塊が、重力の不均衡の爲めに、矢印の方向へ滑出せんとする

際に、此滑出に抵抗する力は、圓弧面上に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でもない、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。

檢算順序 先づ假に設計せる岸壁に於て、最も危険な場合とおほしきものを種々推測して、圓弧半径の中心 O の位置と、半径 R の長さを色々に假定し、其の各の安定の可否を檢するのである、而して之が檢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 b 宛つに區分す、但し此 b を半径 R の $\frac{1}{n}$ とする。(ハ圖参照)
- (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) 是等の小區分に就て、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)言ふ迄で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。

$$\sum \zeta \geq \sum h \frac{m}{n} (\text{左}) - \sum h \frac{m}{n} (\text{右}) \dots\dots\dots(30)$$

但し
$$\zeta = \frac{h}{\cos\theta \cot\phi + \sin\theta} \dots\dots\dots(31)$$

記號 h は各區分の高さ、尙ほ詳しくは註参照

θ は各區分に於ける、圓弧の切線が水平線となす角度

ϕ は土の摩擦角度(即ち1圖に於て、摩擦抵抗 Q が cd 面の垂線となす角度が ϕ である)

因に ϕ の數値は泥土の所ならば、約 11 度前後である。

(4) 若し算式 (30) (31) の關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、再び上記の檢算を繰返へす。

[註] 算式 (30) と (31) との誘導に就て記す。

先づ(口)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。折線 $ABCD$ 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 τl なる抵抗力が生ずる、但し l は圓弧の長さ、 τ はその單位部に働く力である。

次に(イ)圖の $abdc$ は(口)圖の一小部分を取り出したものであつて、次式の如き關係がある。

$$Q \cos(\theta - \phi) = G = \gamma_0 h \delta b$$

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 なる角となす。

又 θ は既述の如く cd の中央に於ける切線が、水平線となす角、 ab の長を δb 、土の單位重量を γ_0 、此土の部分の平均の高さを h とする。

次に cd の長さを δs とすれば、

$$\tau \delta s = Q \sin\phi = \frac{G \sin\phi}{\cos(\theta - \phi)} = \frac{\gamma_0 h \delta b \sin\phi}{\cos(\theta - \phi)} = \gamma_0 \zeta \delta b$$

但し
$$\zeta = \frac{h}{\cos\theta \cot\phi + \sin\theta} \dots\dots\dots(31)$$

今(口)圖に於て、中心 O のまわりの是等外力の力率を考へる。

水平土壓 $E_1 E_2$ 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 $\sum GR \sin\theta$ 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 に對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 b に分けて考へれば、此力の力率は $R\gamma_0 b \sum \zeta$ となる、即ち平衡を保つ爲めには、次の關係を必要とする。

$$R\gamma_0 b \sum \zeta \geq \gamma_0 b \sum h R \sin\theta$$

即ち
$$\sum \zeta \geq \sum h \sin\theta$$

次に既述の如く b を R 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。

$$\sum \zeta \geq \sum h \frac{m}{n} (\text{左}) - \sum h \frac{m}{n} (\text{右}) \dots\dots\dots(30)$$

以上の經過に依つて、懸案の算式 (30) と (31) 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。即ち(ハ)圖に於ける點線は、其の換算した高さを表はす。

[例題 6] 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 h の各の値は表の(イ)欄に記すが如くである、又 b は R の約 15 分を取る、即ち $n = 15$ である。

解 算式 (30) の左邊は、表に示す(イ)欄の各數値へ、(ろ)欄の各數値を乗じたものな、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 (30) の右邊は、算式 (31) の合計であるが故に、表の(イ)欄の各數値を分子となし、(へ)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 (30) に於ける右邊は、左邊より大であるを知る。即ち

$$\sum \zeta \geq \sum h \frac{m}{n} (\text{左}) - \sum h \frac{m}{n} (\text{右})$$

が成立して、此岸壁は滑出に對し安全である。

(本計算の参考書、港灣第七卷第十號松尾春雄氏論文 H. Krey : Erddruck)

								$\varphi = 11^{\circ}8'$	
區 分	い	ろ	は	に		ほ	へ	と	
	h	$\frac{\sin\theta}{n} = \frac{m}{n}$	$\cos\theta$	$h \sin\theta$		$\cos\theta \times \cot\varphi$	$h + \frac{h}{\sin\theta}$	$\frac{h}{\sim}$	
				+	-				
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	10.2	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		4.68	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	