

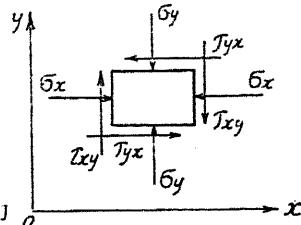
第二編 土壤崩壊の力學(所謂土壓論)

第一章 ランキンの土圧論（粉體土壓論）

1. 平面應力の解析

問題を平面上に限るとすれば應力も凡て平面力(Co-planer forces)となり應力の解析は簡単になる。土壓に関しては應力は張應力(Tensile stress)となることはない故、垂面應力は通常の約束とは反対に壓應力(Compressive stress)を以つて正と考へることにする。然るときは平面を xy 面を以つて表せば應力は第1圖の如くに表すことを得べし。

σ_x , σ_y x 軸及 y 軸に平行なる垂面壓應力
 τ_{xy} x 面(即 x 軸に垂面の面)に働き
 y 軸に平行なる接面應力
 τ_{yz} y 面に働き x 軸に平行なる接面應力



互に直交する二つの接面應力は常に等しきによ

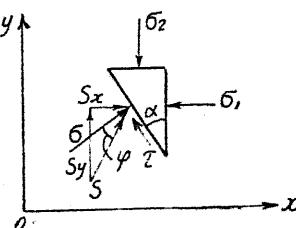
第一回

今 xy 軸を原點 o の周りに回転して接面応力 τ_{xy} 又は τ_{yx} が零になる如き
方向に坐標軸 xy を一致せしめたとす。斯くの如き方向は必ず一回転の中に四度
ありその方向は互に直角をなす。此くの如き方向 y
を主應力(Principal stresses)の方向といふ。一つ
の主應力の方向に於て今

$$\sigma_x = \sigma_1, \quad \sigma_y = \sigma_2, \quad \tau_{xy} = \tau_{yx} = 0$$

[但 $\sigma_2 > \sigma_1$ と假定する](2)

なりと置けば第2圖の如く、これと α の値をな



第 2 回

の下式の場合をとればよい(第9圖参照)。

φ_m が今漸次増加すれば (15) 式の p, q の開きが漸次大となつて (16) の値に達すれば p/q 又 q/p の最大開きの値となり此處で砂は崩壊する。即限界値は

$$\left. \begin{aligned} \frac{p}{q} &= \frac{\cos \varphi - \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}}{\cos \varphi + \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}} & [p < q] \\ \frac{p}{q} &= \frac{\cos \varphi + \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}}{\cos \varphi - \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}} & [p > q] \end{aligned} \right\} \dots\dots(17)$$

但 θ は砂の摩擦角

故に土砂の崩壊の際の p の兩限界値

(Critical values) は

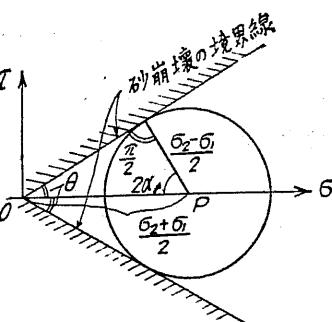
$$p = kq = k \cos \varphi \cdot wy \dots\dots(18)$$

又は

$$p = \frac{q}{k} = \frac{\cos \varphi \cdot wy}{k} \dots\dots(19)$$

$$\text{但 } k = \frac{\cos \varphi - \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}}{\cos \varphi + \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}}$$

.....(20)

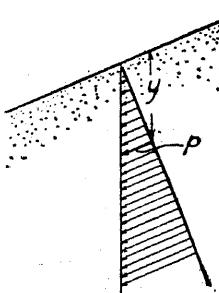


第 9 圖

此の第一式を主働土圧(Active pressure) 又は最小限界土圧(Pressure of inferior limit)、第二式を受働土圧(Passive pressure) 又は最大限界土圧(Pressure of superior limit) と呼んでゐる。此式は土砂の崩壊の際に起る鉛直面の土圧強度はその深さ y に比例することを示してゐる(第10圖参照)。實際崩壊を起す面の σ_s に對する傾は即ち滑り面(Gleitfläche) 第9圖より

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \dots\dots(21)$$

なる角をなすことが解る。第11圖第12圖に示す如く一對の滑り面を生じ得べく OA は主働土圧、 OB は受働土圧の場合の滑り面の方向を示す。



第 10 圖

上述の理論は凡て無限に擴がれるものと假

定した土砂中の崩壊せ

んとするときの限界土

圧論であるが、ランキ

ンはこれを鉛直壁(Ver

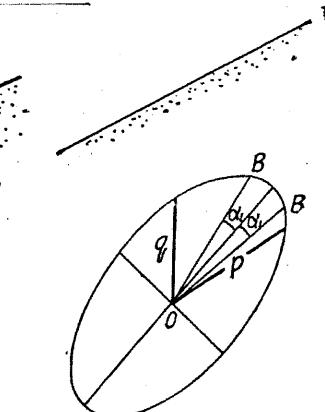
tical wall) がある場合

にそのまま轉用したの

である。即ち(18)式は

鉛直に築かれた後面を

もつ擁壁の前に前方に



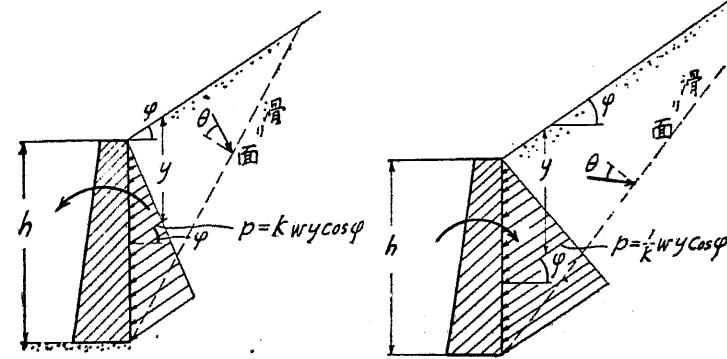
[$p < q$ の場合]

[$p > q$ の場合]

第 11 圖

第 12 圖

倒れんとするときの土圧、(19) 式は同じく後方土砂中に押し込まれて倒れんとするときの土圧と考へたのである(第13圖参照)。



第 13 圖

是等の壓力强度の全壁高 h についての合成壓力(Resultant pressure) を P とすれば主働土圧に對しては

$$P = \int_0^h pdy = \frac{k \cos \varphi wh^2}{2} \dots\dots(22)$$

受働土圧に對しては

壁面 F に平行なる I の切線の切點を通り S を引けばこれ求むる F 面への土壓である。受働土壓の場合も第 18 圖の如く全く同一方法によつて求められる。

ランキンの土壓論は上述の如く砂の如き土壤に粘着力 (Cohesion) が缺けてゐる場合ならば如何なる地表面の傾き及如何なる壁面の傾にも應用し得る便利なる理論である。

3. ランキン土壓論の批判

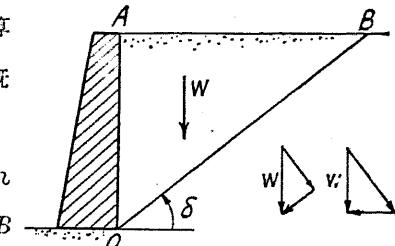
ランキンが此の理論を發案したのは 1856 年 (Phil. Trans. Roy. Soc. London) であつて、應用力學者として不朽の名をなした有名な理論である。之れと全く同じ理論を少しく遅れて佛の M. Levy (C. R. 1870) 獨の Winkler (1872) が出してゐる。これは次節に述べる Coulomb の土楔による土壓論の理論的缺點が盛に指摘されつゝあつた當時、その難點を見事に乗り越えたものとして贊美せられた説である。然し乍ら其後多くの人々の研究の結果はこのランキンの土壓論にも一大缺點のあることを發見するに至つた。それは無限に擴がれる土壤の土壓をそのまま擁壁によつて切斷せられた場合に用ふることの不可なる點である。これは後節更に詳説する積りであるが、擁壁を土壤中に挿入したと考へる場合にはこの擁壁面が又一個の滑り面をなしてゐなければ不合理であつて、斯かる立場から見ると理論的に單純にして美麗なランキン土壓論も ϕ が土砂の摩擦角 θ に等しい特別の場合を除いては不合理に陥るのである。この特別の場合のみは第 15 圖に示す如く滑り面は地表面に平行なる面と共に壁面も一個の滑り面をなしてゐる。斯くの如き根本的の不合理に加ふるに粘性土壤の場合に於ては應用の不可能なること、及地表面が平面でない場合に於ける應用の困難等の難點が加つてゐる爲め折角の名理論も漸次影が薄らいで、近來は寧ろこれよりも古くして而かも多くの理論的缺點を有してゐるクーロンの土壓論の方が實際的だといふ人が多くなつて來たのである。之れには色々の人々の行つた土壓の實驗の結果によるも、一般にランキン土壓論よりは寧ろクーロン土壓論の方が實際の値に近い値を與へるといふ事實

も手傳つてゐることを否むわけにはゆかない。然し乍ら嚴密にいふならば土壓の實驗といふことは Réal, Kötter, Reissner 等が指摘してゐる様に擁壁の倒壊の模様によつても變り得る厄介なる實驗であつて、これに加ふるに最近 Jenkin の云ふ如く砂そのものが非可逆的變形の爲めに嚴密にいへば、單に土壓を正しく測定する一事丈でも中々容易なることではないのであつて、果してランキン・クーロン何れが實際に近い値を與ふるやさう簡単には決定出來かねる問題である（拙著：材料強弱論並土壓論〔岩波物理化學〕参照）。

第二章 クーロンの土壓論（土楔論）

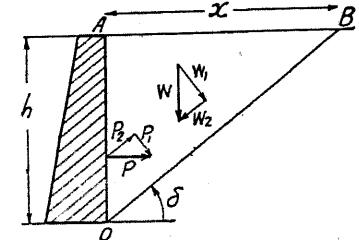
1. 土楔土壓論の發端

擁壁に及ぼす土の壓力を第 19 圖の如く擁壁背後の楔形の土塊が、その重量により楔入する爲めに生ずる壓力と考へて算出する方法は、古く 18 世紀の初頭頃より既に佛國の築城家 Bullet (1691), Rondelet, Coupé et (1726), Mayniel 等によつて行はれてゐた。是等の人々は土楔の後方滑面 OB の水平面となす角（第 19 圖中の δ ）は土砂の息角 (Angle of repose) 即ち摩擦角 (Angle of friction) に等しいものと假定し、多くはこれを 45° にとつた。次に OAB の土楔の重量 W を OB に垂直及平行の二分力又は OB 及 OA に垂直の二分力に分つて、その一つが壁面 OA に土壓として働くものと考へた。Coulomb は δ が息角とは異なる傾をなすこと及び土楔の重量の一部は OB 面の摩擦力及び粘着力によつて支へられ、その殘部が壁面に



第 19 圖

砂の息角 (Angle of repose) 即ち摩擦角 (Angle of friction) に等しいものと假定し、多くはこれを 45° にとつた。次に OAB の土楔の重量 W を OB に垂直及平行の二分力又は OB 及 OA に垂直の二分力に分つて、その一つが壁面 OA に土壓として働くものと考へた。Coulomb は δ が息角とは異なる傾をなすこと及び土楔の重量の一部は OB 面の摩擦力及び粘着力によつて支へられ、その殘部が壁面に



第 20 圖

土圧として働くことを唱導した(Mem. div. Savants, 1773)。Coulomb が實際に計算したのは第 20 圖の如き水平地表面で鉛直壁の場合である。壁高を h とし、滑り面の傾又は土楔の頂幅 x を未知数にとってこの土楔の重量を求め

$$W = \frac{1}{2} w h x$$

但 w = 土の単位重量

O.A 壁面の合成土圧 P は壁面を平滑なりと假定し水平に働くものと考ふ。然るときは W を OB 面に垂直及平行に $W_1 W_2$ に分力し、 P をこの $W_1 W_2$ と平行に $P_1 P_2$ に分力するとき

$$W_1 = W \frac{x}{\sqrt{h^2 + x^2}}$$

$$W_2 = W \frac{h}{\sqrt{h^2 + x^2}}$$

$$P_1 = P \frac{h}{\sqrt{h^2 + x^2}}$$

$$P_2 = -P \frac{x}{\sqrt{h^2 + x^2}}$$

OB に平行分力の和 $W_2 + P_2$ が OB 面の摩擦力及粘着力によって支へらるものと考ふ。今 OB 面の摩擦係数を $\mu = \tan \theta$ とし、粘着力を C とすれば

$$W \frac{h}{\sqrt{h^2 + x^2}} - P \frac{x}{\sqrt{h^2 + x^2}} = \mu \left(W \frac{x}{\sqrt{h^2 + x^2}} + P \frac{h}{\sqrt{h^2 + x^2}} \right) + C \sqrt{h^2 + x^2}$$

之れより P を求むれば

$$P = W \frac{h - \mu x}{x + \mu h} - C \frac{h^2 + x^2}{x + \mu h} \quad \dots \dots \dots (38)$$

此式に於て x の値を變化して P の最大値を求む。例へば粘着力なき場合に於ては

$$\frac{dP}{dx} = 0$$

より $x = h (\sqrt{1 + \mu^2} - \mu)$ 即 $\delta = \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \quad \dots \dots \dots (39)$

を得。これ即ち主働土圧の値であつて受働土圧に對しては μ 及 C の値を反對にとり

$$P = W \frac{h + \mu x}{x - \mu h} + C \frac{h^2 + x^2}{x - \mu h} \quad \dots \dots \dots (40)$$

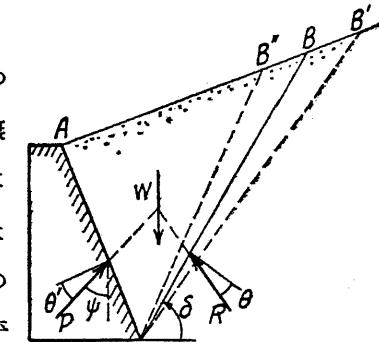
$$x = h (\sqrt{1 + \mu^2} + \mu) \quad \text{即 } \delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \quad \dots \dots \dots (41)$$

となる。

其後 de Prony (1802), Eytelwein (1805) は地表面が上向に傾ける場合を、Navier (1839) は地表面上に載荷ある場合を解いた。而して Ponclet (1840) は遂に土楔の理論を圖式的に解くことに成功した、この方法に Culmann, Rebhann 等の寄與を加へたものが、今日吾々が通常クーロンの土圧論と稱してゐる所のものである。楔形土壤の重量をとつて論するが故にこの土圧論を土楔論(Wedge theory)ともいふ。

2. クーロンの土圧論

(I) 主働土圧 主働土圧を求めるには第 21 圖に於て OAB の土楔の重量 W がずり落ちるのを壁面 OA に働く力 P と滑り面 OB に働く力 R とによつて支へるものと考へる。粘着力を缺く土壤では滑動の時に起らんとするときは R は OB の垂線と土砂の摩擦角 θ なる角をなしてゐるものと考へてよい。 P は OA の垂線と θ' の角をなす、 θ' は OA 面の平滑であるか粗面であるかによつて異なる値である。



第 21 圖

あつて充分に平滑なる場合には零になり得るし、極めて粗面であれば土砂の摩擦角 θ と等しくなり得る。如何に粗面であつても θ 以上にはなり得ないことはかゝる場合には土砂の薄皮が壁面について、その皮面で滑動すべきにより明かである。通常 θ' の値は

$$\theta' = \frac{3}{4} \theta \sim \frac{1}{2} \theta \quad \dots \dots \dots (42)$$

の範囲にとる。斯くて滑り面 OB の位置が決定すれば PR の方向が定まり W

$$P = -\frac{\sin(\delta-\theta)}{\sin(\delta-\theta+\psi)} W \dots \quad (43)$$

で決定される。此の合成土圧力 P の働く位置は壁面 $O A$ の頂點から $\frac{2}{3}$ の距離を通過るものとする。

地表面に載荷ある場合は土楔上に
載れる總荷重 L を土楔の重量 W
に加算して同一方法を行へばよい。
但しこの場合 P の働く位置は下の
如くなる。

$$OD = \frac{\frac{W}{3} + \frac{L}{2}}{W+L} \cdot OA \dots (44)$$

第 23 四

尙此の方法の長所として地表面が必ずしも平面でなくてもよいし、又載荷も必ずしも等布荷重でなくともよい點である。

更に一大特徴としては土壤が粘着性を有する場合に於ても應用可能である。かかる場合には滑り面 OB に於て R の摩擦力の外に

但 C は土壤の粘着力

\overline{OB} は滑面 OB の長さ

第 24 回

なる粘着抵抗力を有する。故に力の

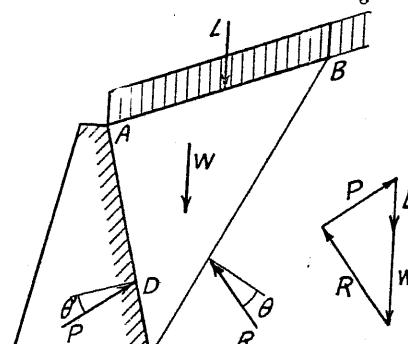
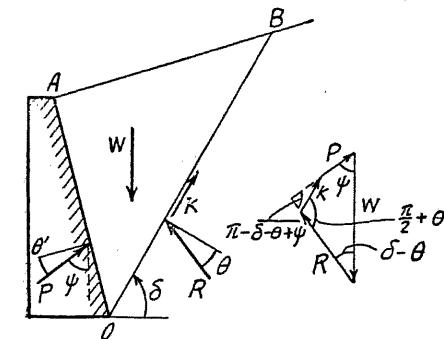
多角形は第 24 図の如くになり P と K との交點の軌跡が Culmann の曲線をなす。今最大 P を與ふる OB の水平となす傾を δ とすれば主働的合成土圧の大きさは

$$P = \frac{\sin(\delta - \theta)}{\sin(\delta - \theta + \psi)} W - \frac{\cos \theta}{\sin(\delta - \theta + \psi)} K \dots\dots(46)$$

となる。この P の働く位置は壁面に於て壁頂より $2/3$ の深さの點である。此の場合載荷のあるときはこれを W に加算すればよいし、地表面が平面でない場合でも載荷の等布的分布でない場合でも同一筆法で P を決定することが出来る。

元來上述の P の決定は前節に述べた Coulomb の最初の説明の如く解析的 (Analytical) にやれば可成り數學的に面倒であるが、これを上の如く單純に圖式化したのは Culmann 曲線の御蔭であるといはねばならない。然し�乍らこの方法の一つの缺點としては擁壁面が内側に向つて傾いてゐる場合及地表面が後方に低下してゐる場合等に最大 P の値を見出しづらい點

第 25 回



$$W = \frac{w'}{2} \cdot ON \cdot BM = w' \angle OBN$$

故にこの場合に於ては載荷の値に無関係に $\triangle OAB$ と $\triangle OBN$ の面積が等しくなる如く OB を引けばよいことになる。今 NM' を OB に平行に引けば $\triangle OAB$ と $\triangle OBM'$ とは等しい。故に

$$BM' = AB = a$$

$$\frac{ON}{OC} = \frac{a}{BC}$$

次に AD を BN に平行に引けば

$$-\frac{DN}{NC} = -\frac{a}{BC}$$

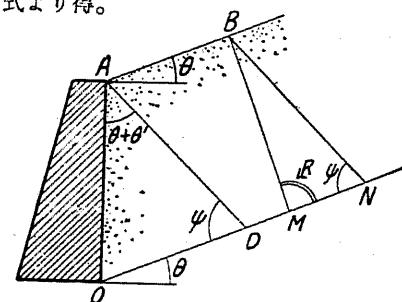
$$\text{故に } \frac{ON}{OC} = \frac{DN}{NC} = \frac{ON - OD}{OC - ON}$$

$$\text{これより } ON = \sqrt{OC \cdot OD}$$

故に OC を直径として半圓を描き D より OC に垂線を引いて圓周との交點を D' とすれば OD' を半徑 O を中心として OC を切る點が N を與ふ。故にこの方法では、先づ水平と摩擦角 θ なる傾をなす線 OC を引いてこれを直径として半圓を描き AD を $\angle ADO = \psi$ となる様に引いて D 點に於て OC に垂線を立てこれと圓周との交點を D' とし OD' を半徑とし、 O を中心として OC を N に於て切り N より AD に平行に NB を引けば滑り面 OB を一氣に決定し得。 OB がきまれば P は(50)式より得。

尚この場合地表面が息角 θ に等しく傾をなすときは C 點は無限に遠のく故、上の作圖は不可能となるが、この場合には (50) 式の BV, BM は何處に引いても同一値なる故 N を求むる作圖は不要となる (第 27 圖)。

又地表面が後方に低下してゐる場合

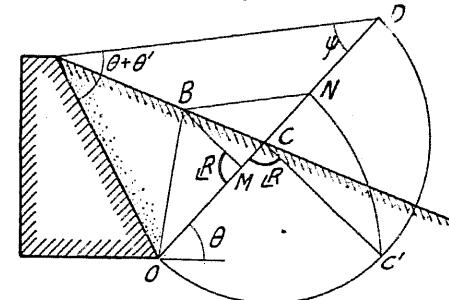


第 27 頁

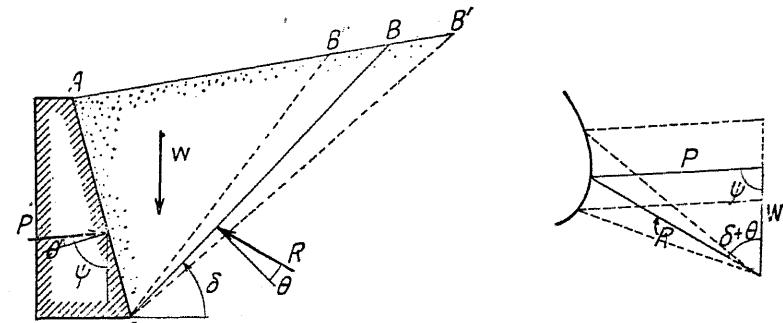
には C 點が D 點の内に入つて来る、このときの N' を求むる作圖法は第 28 圖の如し。

(II) 受働土圧の場合 受働

土圧を求めるには第29圖の如く土楔 OAB が壁面の壓力によつて上方に押し出されるのを防



第 23 頁



第 29 回

第 30 頁

ぐ爲めに OA , OB に摩擦力が働くものと考へる。故にこの場合には P は OA の垂線より上方に θ' の傾をなし、 R は OB 垂線よりの方向に θ の傾をなしてとる。而してこの際には WPR の力の三角形は第 39 圖の如くなり Culmann 曲線は最小の P の値を與ふことになる、斯くの如き値を與ふる滑り面の位置を OB とい、この水平との傾きを δ とすれば受働土壓の大きさは

$$P = \frac{\sin(\delta + \theta)}{\sin(\delta + \theta + \psi)} W \quad \dots \dots \dots (52)$$

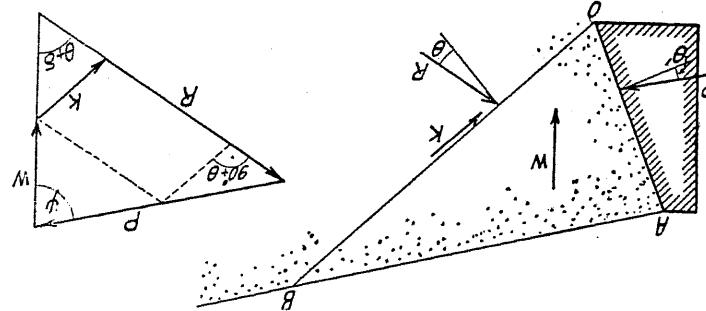
P の働く位置は OA の頂點より $\frac{2}{3}$ の處を通る。

地表面に載荷ある場合は土楔上に載れる総荷重 L を土楔の重量 W に加算すればよい。このときの P の働く位置は(44)式と同一式を用ひられる。

土壤が粘着力を有する場合には第31図の如くなる。但し圖中 K は滑り面 O'

B の長さに粘着力 C を乗じた値である。最小 P を與ふる滑り面の位置を OB なりとすれば P の値はこの場合には

$$P = \frac{\sin(\delta + \theta)}{\sin(\delta + \theta + \psi)} W + \frac{\cos \theta}{\sin(\delta + \theta + \psi)} K \dots \dots (53)$$



第 31 頁

P の働く位置はやはり $O A$ の頂點より $\frac{2}{3}$ の點を通るものと考へる。粘着力なき土壤に於て Culmann 曲線を用ひずして滑り面を決定する Rebhann の方法は受働く場合には第 32 圖の如くなる。即ち ON を 水平より下方に摩擦角 θ に等しくとり NB を

$$W = -\frac{w}{2} BN \cdot BM$$

で出る。

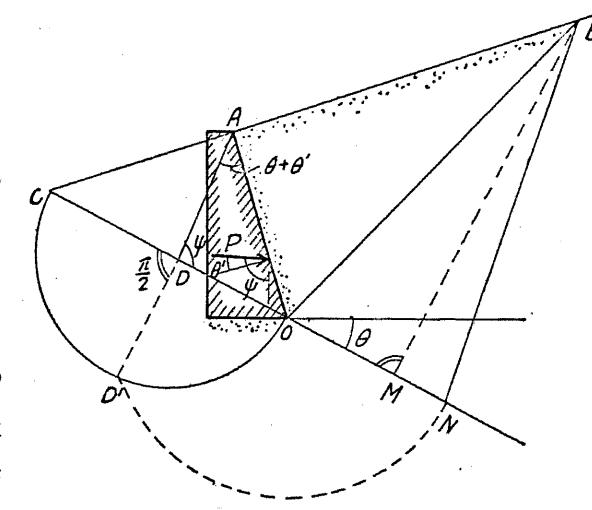
載荷あるときは土壤の単位重量の代りに (51) 式に示す w' の如き載荷を含有する修正単位重量を用ひて ΔOBN の重量を出しこれを土楔 OAB の重量及

の上の總載荷重
との和に等しく
なる様に OB を
決定すればよい
平面地表面等
布荷重の場合に
於ける（載荷な
くとも勿論よい）
Poncelet の作圖は
この場合第 33 圖
の如くなる。

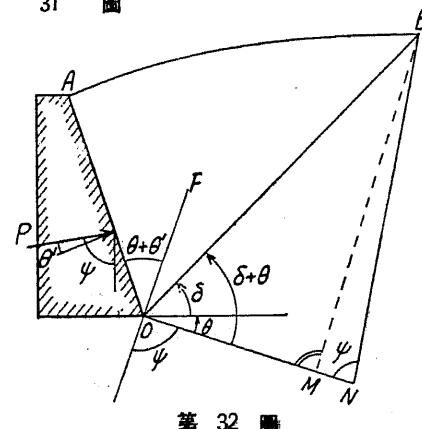
この作圖法の順序は第 26 圖と全く同一である。

3. クーロン十墨論の批判

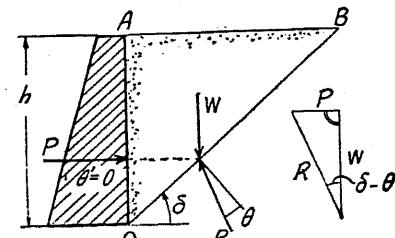
クーロンの土楔による土圧論はランキンの粉體土圧論に比べて第一に壁面と土壤との間に土壤内部の摩擦角と異なる摩擦角を用ひ得るといふ點、第二に土壤の剪断に対する抵抗力に摩擦力のみならず粘着力を加へて計算し得るといふ點等實際に近い利點がある。その代りに純力学的立場から見るとときはランキン論の如く整然とは行かないで、下の如き根本的の破綻がある。載荷なき場合に P 點の働く位置を $O A$ の頂部より $\frac{2}{3}$ の點を通るものとしたことは合成土壓力 P をなす土圧強度 p をランキン土圧論と同じく、土の深さに比例するものと考へたに外ならない。然るときは同様の理によつて R も亦 OB の頂點より $\frac{2}{3}$ の點を通る様に働くさ



第 33 圖



第 32 ■



第 34 題

るを得ないわけである。斯くすると $P R W$ の三力が釣合ふ爲めには一點に交るを要し、従つて PR の $O A$, OB の垂線との傾 θ , θ' を任意にとることは一般に不可能となる筈である。例へば最も簡単なる第34圖の如き主働土圧の場合について考へれば、土楔の重量 W は OB の O より $\frac{1}{3}$ の點を通り R も亦同一点を通るべきにより P は當然これを通らねばならぬ。その爲めには P は壁面 $O A$ と垂直ならざるを得ぬこととなる、即 $\theta' = 0$ ならざるを得ず。

因つて

$$P = \tan(\delta - \theta)W = \frac{\tan(\delta - \theta)}{\tan \delta} \cdot \frac{wh^2}{2} = \frac{1 - \frac{\tan \theta}{\tan \delta}}{1 + \tan \theta \tan \delta} \cdot \frac{wh^2}{2}$$

従つてこの最大値を求め

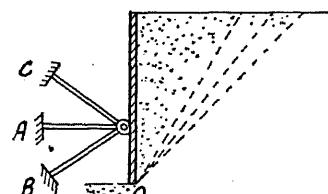
$$\frac{dP}{d\delta} = 0 \text{ 即 } \tan 2\delta = - \cot \theta$$

故に

$$\delta = \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}$$

$$P = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) \frac{wh^2}{2}$$

これランキン土圧論の(25)式と全く同一のものである。即ちこの場合クーロン土楔論による土圧は必然的にランキン土圧と一致せざるを得ざるに至るのであつて、壁面 $O A$ に於ける摩擦角 θ' を自由にとり得ない爲めにクーロン土圧論の特徴を失つてしまつたのである。然し乍らランキン土圧論の批判の所で既に述べた通り、壁面に及ぼす土圧は擁壁の模様によつて異つて来る値であつて、要は擁壁の支へ方によつて如何ともなり得べき値である。今假りに壁頂から $\frac{2}{3}$ の點を合成土壓力が通るものとしても、この土壓力の働く方向を壁面の支へ方をかへて變化せし C メニムればこの土圧の大きさに變化を生ずる。主働土圧を支へるのに第35圖の如く、只に A の水平(即ランキン土圧)の場合のみに限ら



第35圖

す B の如くに支へてもよし又極端に C の如く支へても差支へない、只是等に對しての土圧の大きさが各々異り滑り面の位置も亦變つて來るのである。斯くの如き立場から P の働く位置を壁頂から $\frac{2}{3}$ の點を通る如くとつたのは擁壁がその前方に特別の支を有せず、自然の土圧をそのまま受けるものと考へてランキンの考へ方と同じく深さに比例する土圧強度を考へるものと假定した結果に外ならない。この事は R に就いても全く同様であるが通常吾々が計算することの必要に迫られてゐるのは P の値のみで、 R は單に P を算出する爲めの手段にすぎない不要の値であるから、この働く位置に就いては通常言及してゐないのである。斯くの如くして通常クーロン土圧論に於ては R については單に働く方向のみを考慮に入れて P を決定するのである。 P が

壁面に於て壁頂から $\frac{2}{3}$ の點を通るといふことも

勿論第36圖の如き場合には當てはまらない

いが、尚クーロンの土楔の計算法はこの場

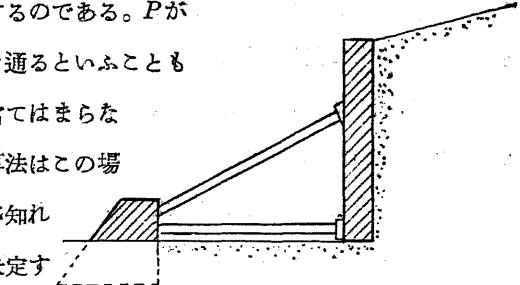
合でも P の壁面に對する傾が知れ

れば、合成土圧 P の大きさを決定す

るには役立つ。但しこの場合土圧強

度の分布については、どうしても合成力の働く位置が解らなければそれは決定が出來ない。

尚是等クーロン土圧論の理論的缺陷については拙著材料強弱論並土圧論(岩波物理化學)を參照されたし。



第36圖

第三章 クレーの土圧係数表

1. クレーの土圧係数表製作の趣旨

前章末に於て述べた如く合成土圧力 P は擁壁の支持法によつて、色々異なる方向に位置を有すべきであるが Krey はこれを實用上壁頂より $\frac{2}{3}$ の點に働くもの

と考へて差支ないものとし(載荷あるときは第16圖又は(44)式を用ふ)その方向($\pm\theta$)はランキン論によるものを標準として、その上下に壁面と土壤との間の最大摩擦角($\pm\theta'$)の範囲に變化し得べきものと考へて、摩擦角 θ の種々なる値に對し種々なる地表面傾斜($\pm\varphi$)及壁面の傾斜($\pm\alpha$)に對して平面地表面の場合の土壓式

但 p は地表より y の深さの土壓

P は壁高（鉛直高） h を有する擁壁の受ける全土圧力

の λ の値を算出した。勿論主働土圧の場合と受働土圧の場合とあり、前者を λ_a 、後者を λ_p として表してある。

λ の値は表によつて明かなる如く ρ の値によつて異なるが、例へば $\alpha = \pm 0$
 $\varphi = \pm 0$ の場合に於て $\rho = 0$ とせるランキン土壓の λ_a は $\rho = \frac{2}{3} \theta$ (即 $\theta' = \frac{2}{3} \theta$)
 としたクーロン土壓の λ_a より大なる値を與ふ。こゝらが實際家の屢々口にする
 ランキン土壓は何時も過大の主働土壓を與ふるといふ事からクーロン土壓を多く
 用ひる理由であらう。

尙この土圧表を一般實用に應用する爲めに粘着力のある土壤に於ては粘着力をも含んでの剪斷抵抗力 $f = n \tan \theta + C$ を垂面應力 n で割り

$$\tan \Theta = \frac{n \tan \theta + C}{n} \quad \dots \dots \dots \quad (55)$$

と置いて此の Θ を假りに假摩擦角 (Ersatzreibungswinkel) と命名して、 θ の代りに使用することが出来る。又載荷のある場合には土壤の単位重量 w の代りに

① w' を用ふればよい。

一々の場合に土圧の方向 ρ が如何なる値を有するかは現場状況から判断すべし。

き値であつて、例へば第 37 圖の B の如き Anchorage の受働土圧では Anchor bolt の方向にとれば實際に近かるべし。

矢板 $O A$ に對してはこれが全高について前方に滑ペり出すならば、主働土圧 P の傾 ρ は板との摩擦角 θ' をとればよい。即この場合クーロン土圧をとることとなるが若し O を中心として $O A$ が前方に廻轉し倒れるならば ρ は θ' よりも遙かに小さく $\frac{\theta'}{2}$ 又は零（即ランキン土圧）

第 37 期

にもなる。後者の方前者よりも大なる P を與ふ。尙又 O_1 が鉛直に沈下し倒壊する場合には ρ は負（即 P は上向）になり、次のクレーの土壓係数表に於て見る如くこれは遙かに大なる P の値を生ずることとなる。

2. 土壌の摩擦角

クレーは上述の表を利用する際に用ふべき土壤の摩擦角として、凡そ次表の如き値を推奨してゐる。

土壤の種類	重量(t/m^3)	摩擦角 ϕ°	摩擦係数 $\tan \phi$
築堤土壤(乾)	1.4	35~40	0.7~0.839
	(濕)	1.6	45
	(水飽和)	1.8	27
砂	(乾)	1.58~1.65	30~35
	(濕)	1.8	40
	(水飽和)	2.0	25
ローム	(乾)	1.5	40~45
	(濕)	1.9	20~25
粘土質土壤(乾)	1.6	40~50	0.839~1.192
	(濕)	2.0	20~25
砂利(乾)	1.8~1.85	35~40	0.7~0.839
	(濕)	1.86	25

砾	(角形)	1.8	45	1
	(圓形)	1.8	30	0.577
石炭		0.9	45~50	1~1.192

但し是の値は出来れば現場の土壤サンプルをとつて、第一編に於て論じたる剪断試験を行つて決定した値を用ふるがよい。

3. ランキン土圧の方向表 (ρ)

ランキン土圧論による土圧の方向を

種々なる壁面の傾 (α) 及地表面の傾

斜 (ϕ) に對して計算せるもの次の如し。

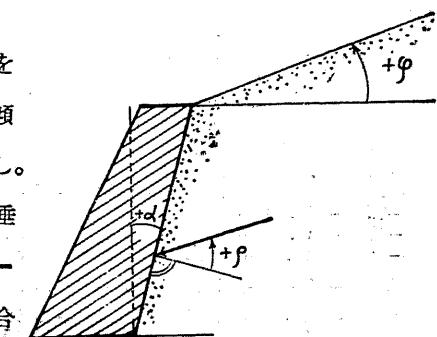
是等はクーロン土圧の場合即壁面の垂

線と θ' をなす場合と共に次のクレー

土圧係数表の土圧方向を決定する場合

の標準となるものである。表底 θ は

土壤の摩擦角である



第 38 図

I. 主働的土圧の場合

$\theta =$	15°	17.5	20	22.5	25	27.5	30	32.5°
$\alpha = -30^\circ$								
$\phi = -30$	0	+21 50
-20	.	.	-5.5	+10 15	+17 .5	+22 15	+26 35	+30 55
-15	-5.5	+6 30	+11 55	+17 10	+21 15	+25 .5	+28 25	+31 45
-10	+8 40	+12 50	+16 25	+20 .5	+23 30	+26 35	+29 25	+32 20
-5	+12 45	+15 40	+18 35	+21 30	+24 35	+27 25	+29 50	+32 25
0	+14 30	+17 ..	+19 40	+22 20	+24 55	+27 25	+30 ..	+32 30
+5	+15 ..	+17 30	+20 ..	+22 30	+25 ..	+27 25	+29 55	+32 15
+10	+14 20	+17 .5	+19 40	+22 20	+24 50	+27 15	+29 30	+31 55
+15	+8 50	+15 10	+18 20	+21 25	+24 ..	+26 35	+28 55	+31 15
+20	.	.	+12 10	+19 .5	+22 25	+25 20	+27 50	+30 25
+30	+19 .5	+26 20
$\alpha = -20^\circ$								
$\phi = -30$	-17 55	+.5 25
-20	.	.	-13 40	-1 40	+4 45	+10 25	+15 30	+20 50
-15	-10 40	-1 50	+2 45	+7 45	+12 ..	+16 20	+20 25	+24 50
-10	+2 25	+6 10	+9 30	+13 10	+16 45	+20 15	+23 35	+27 15
-5	+8 20	+10 55	+13 45	+16 45	+19 50	+22 55	+25 55	+29 10
0	+11 45	+14 .5	+16 45	+19 20	+22 .5	+24 50	+27 30	+30 30
+5	+13 55	+16 10	+18 35	+21 .5	+23 40	+26 15	+28 40	+31 25
+10	+15 ..	+17 25	+19 40	+22 10	+24 40	+27 .5	+29 40	+32 10
+15	+12 ..	+17 10	+20 ..	+22 30	+25 ..	+27 25	+29 55	+32 25
+20	.	.	+15 25	+21 50	+24 55	+27 25	+29 55	+32 30
+30	+24 20	+30 40

$\theta =$	15°	17.5	20	22.5	25	27.5	30	32.3°
0	0	0	0	0	0	0	0	0
-15	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..
-10	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..
-5	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..
0	0	0	0	0	0	0	0	0
+5	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..
+10	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..
+15	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..
+20	.	.	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..
+30	+30 ..	+30 ..
$\alpha = + 5^\circ$								
$\varphi =$
-30	.	.	-19 40	-21 45	-22 55	-24 .5	-29 30	-32 ..
-20	.	.	-17 35	-18 30	-19 40	-20 40	-25 15	-26 35
-15	-14 50	-16 30	-13 55	-14 50	-15 50	-16 50	-21 50	-23 20
-10	-12 25	-13 .5	-13 55	-14 50	-15 50	-16 50	-18 10	-19 25
-5	-8 ..	-8 50	-9 45	-10 45	-11 45	-12 55	-14 .5	-15 35
0	-3 30	-4 15	-5 10	-6 10	-7 20	-8 25	-9 45	-11 15
+5	+1 30	+0 50	+0 .5	-1 10	-2 20	-3 35	-4 55	-6 35
+10	+7 40	+6 20	+5 30	+4 15	+2 55	+1 35	+0 20	-1 35
+15	+14 40	+12 40	+11 40	+10 10	+9 ..	+7 25	+6 .5	+4 40
+20	.	.	+19 40	+17 .5	+15 35	+14 .5	+12 20	+10 30
+30	+29 30	+25 50
$\alpha = + 10^\circ$								
$\varphi =$
-30	.	.	-18 55	-22 30	-24 55	-26 25	-28 20	-32 30
-29	.	.	-19 10	-20 55	-22 45	-24 30	-28 20	-30 25
-15	-14 10	-17 20	-18 25	-20 10	-22 ..	-26 20	-28 30	-30 ..
-10	-13 50	-15 10	-13 35	-15 15	-17 10	-19 10	-21 10	-26 25
-5	-10 35	-12	-23 30	-28 ..
0	-6 40	-8 10	-9 50	-11 40	-13 40	-15 45	-17 55	-20 25
+5	-2 ..	-3 30	-5 10	-7 15	-9 25	-11 40	-14 .5	-16 50
+10	+4 30	+2 15	+0 20	-1 50	-4 25	-6 55	-9 35	-12 40
+15	+14 ..	+9 40	+7 20	+4 25	+2 ..	-1 10	-3 45	-6 55
+20	.	.	+18 35	+12 55	+9 35	+6 25	+3 10	-0 35
+30	+27 30	+19 ..
$\alpha = + 15^\circ$								
$\varphi =$
-30	.	.	-17 40	-22 20	-25 ..	-27 30	-26 35	-32 ..
-20	.	.	-19 55	-22 20	-24 30	-28 45	-29 45	-32 15
-15	-13 10	-17 ..	-18 40	-20 45	-23 .5	-28 55	-31 25	-35 ..
-10	-14 55	-16 35	-16 35	-18 55	-21 10	-23 30	-27 35	-30 10
-5	-12 40	-14 30	-16 35	-18 55	.	-25 55	-28 40	-34 ..
0	-9 45	-11 30	-13 40	-16 .5	-18 30	-21 10	-23 45	-26 45

$\theta =$	15°	17.5	20	22.5	25	27.5	30	32.5°
0	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /
+5	-5 20	-7 30	-9 50	-12 35	-15 20	-18 15	-21 10	-24 20
+10	+1 5	-2 5	-4 45	-8 ..	-11 15	-14 30	-17 40	-21 25
+15	+14 ..	+6 ..	-2 25	-1 45	-5 20	-9 20	-13 .5	-17 .5
+20	.	.	+16 30	+7 40	+2 35	-2 10	-6 40	-11 45
+25	+23 15	+9 15

 $\alpha = + 20^\circ$

$\varphi = -30$.	.	-15 25	-21 50	-24 55	-27 25	-24 20	-30 40
-20	.	.	-17 10	-20 ..	-22 30	-25 ..	-27 25	-29 55
-15	-12 ..	-17 10	-20 ..	-19 40	-22 10	-24 40	-27 .5	-29 40
-10	-15 ..	-17 25	-19 40	-22 10	-24 40	-27 .5	-29 40	-32 25
-5	-13 55	-16 10	-18 35	-21 .5	-23 40	-26 15	-28 40	-32 10
0	-11 45	-14 .5	-16 45	-19 20	-22 .5	-24 50	-27 30	-30 30
+5	-8 20	-10 55	-13 45	-16 45	-19 50	-22 55	-25 55	-29 10
+10	-2 25	-6 10	-9 30	-13 10	-16 45	-20 15	-23 35	-27 15
+15	-10 40	+1 50	-2 45	-7 45	-12 ..	-16 20	-20 35	-24 50
+20	.	.	+13 40	+1 40	-4 45	-10 25	-15 30	-20 50
+30	+17 55	-5 25

 $\alpha = + 30^\circ$

$\varphi = -30$.	.	-12 10	-19 .5	-22 25	-25 20	-19 .5	-26 20
-20	.	.	-18 20	-21 25	-24 ..	-26 35	-28 55	-30 25
-15	-8 50	-15 10	-18 20	-21 25	-24 ..	-26 35	-28 55	-31 15
-10	-14 20	-17 .5	-19 40	-22 20	-24 50	-27 15	-29 30	-31 55
-5	-15 ..	-17 30	-20 ..	-22 30	-25 ..	-27 25	-29 55	-32 15
0	-14 30	-17 -	-19 40	-22 20	-24 55	-27 25	-30 ..	-32 30
+5	-12 45	-15 40	-18 35	-21 30	-24 35	-27 20	-29 50	-32 25
+10	-8 40	-12 50	-16 25	-20 .5	-23 30	-26 35	-29 25	-32 20
+15	+5 .5	-6 30	-11 55	-17 10	-21 15	-25 .5	-28 25	-31 45
+20	.	.	+5 .5	-10 15	-17 .5	-22 15	-26 35	-30 55
+30	0	-21 50

I. 受働的土壓の場合

$\theta =$	15°	17.5	20	22.5	25	27.5	30	32.5°
.
$\varphi = -30$
-20	.	.	+7 10	+18 35	+23 40	+27 10	+29 55	+32 30
-15	+5 .5	+15 15	+19 15	+22 30	+25 ..	+27 20	+29 10	+31 ..
-10	+14 55	+17 30	+19 45	+21 55	+23 35	+25 10	+26 40	+28 ..
-5	+13 55	+15 55	+17 35	+19 15	+20 40	+22 ..	+23 10	+24 20

 $\alpha = - 30^\circ$

$\theta =$	15°	17.5	20	22.5	25	27.5	30	32.5°
0	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /	0 /
+5	+11 15	+12 45	+14 10	+15 40	+16 50	+18 .5	+19 .3	+20 10
+10	+7 .5	+8 35	+9 55	+11 15	+12 30	+13 40	+14 40	+15 40
+15	+1 35	+3 25	+4 55	+6 20	+7 40	+8 40	+9 45	+10 50
+20	-8 50	-3 20	-1 10	+0 45	+2 10	+3 30	+4 35	+5 35
+30	.	.	-12 10	+6 10	-4 ..	-2 20	-1 .5	+0 10

 $\alpha = - 20^\circ$

$\varphi = -30$
-20
-15	+10 40	+17 20	+19 55	+21 50	+23 25	+24 40	+25 45	+26 55
-10	+14 40	+16 15	+17 45	+19 ..	+20 .5	+21 .5	+22 ..	+22 45
-5	+11 55	+13 .5	+14 10	+15 10	+16 .5	+16 55	+17 40	+18 20
0	+7 55	+8 55	+9 55	+10 50	+11 40	21 25	+13 10	+13 45
+5	+3 .5	+4 10	+5 .5	+6 ..	+6 50	+7 35	+8 15	+8 55
+10	-3 30	-1 10	-0 10	+0 50	+1 45	+2 35	+3 15	+4 ..
+15	-11 55	-7 45	-6 10	-4 45	-3 45	-2 50	-2 .5	-1 25
+20	.	.	-16 .5	-10 30	-9 50	-8 40	-7 30	-6 45
+30	-24 20	-19 35

 $\alpha = - 15^\circ$

$\varphi = -30$
-20
-15	+12 40	+17 30	+19 20	+20 40	+21 50	+22 45	+23 25	+24 15
-10	+13 55	+15 .5	+16 10	+17 .5	+17 50	+18 35	+19 10	+19 45
-5	+10 25	+11 15	+12 .5	+12 45	+13 30	+14 .5	+14 40	+15 10
0	+6 ..	+6 45	+7 30	+8 10	+8 50	+9 25	+9 55	+10 25
+5	+1 .5	+1 55	+2 35	+3 15	+3 55	+4 30	+5 ..	+5 30
+10	-4 30	-3 30	-2 40	+1 55	-1 10	-0 35	-0 .5	+0 25
+15	-13 10	-9 50	-8 35	-7 25	-6 45	-5 55	-5 25	-4 55
+20	.	.	-17 40	-13 55	-12 35	-11 40	-10 55	-10 15
+30	-26 35	-22 35

 $\alpha = - 10^\circ$

$\varphi = -30$
-20
-15	+14 ..	+17 10	+18 15	+19 .5	+19 50	+20 20	+20 50	+21 25
-10	+12 50	+13 35	+14 20	+14 55	+15 25	+15 50	+16 15	+16 35
-5	+8 45	+9 20	+9 50	+10 20	+10 45	+11 10	+11 30	+11 50
0	+4 .5	+4 35	+5 .5	+5 30	+5 55	+6 20	+6 40	+6 55
+5	-1 0	-0 25	+0 .3	+0 30	+0 55	+1 20	+1 40	+2 ..
+10	-6 25	-5 45	-5 15	-4 40	-4 10	-3 45	-3 25	-3 ..
+15	-14 10	-11 45	-10 55	-10 .5	-9 35	-9 ..	-8 40	-8 20
+20	.	.	-19 ..	-16 10	-15 15	-14 35	-14 .5	-13 35
+30	-28 20	-25 25

$\theta =$	15°	17.5	20	22.5	25	27.5	30	32.5°
$\alpha = -5^\circ$								
$\varphi = -30$
-20	.	.	+19 40	+21 20	+21 52	± 22 20	+26 25	+31 35
-15	+14 50	+16 10	+16 50	+17 10	+17 30	+17 40	+22 40	+22 55
-10	+11 30	+11 50	+12 15	+12 30	+12 45	+12 55	+13 10	+18 5
-5	+6 55	+7 10	+7 30	+7 45	+7 55	+8 .5	+8 15	+8 35
0	+2 .5	+2 20	+2 30	+2 45	+2 55	+3 10	+3 20	+3 30
+5	-3 ..	-2 45	-2 30	-2 15	-2 ..	-1 50	-1 40	-1 30
+10	-8 .5	-7 55	-7 40	-7 20	-7 .5	-6 50	-6 40	-6 30
+15	-14 50	-13 30	-13 .5	-12 35	-12 20	-12 ..	-11 50	-11 45
+20	.	.	-19 45	-18 15	-17 45	-17 20	-17 ..	-16 50
+30	-29 30	-27 45
$\alpha = 0$								
$\varphi = -30$	+30 ..	+30 ..	+30 ..
-20	.	.	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..
-15	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..
-10	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..
-5	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..
0	0	0	0	0	0	0	0	0
+5	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..
+10	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..
+15	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..
+20	.	.	-20 ..	-20 ..	-20 ..	-20 ..	-20 ..	-20 ..
+30	-30 ..	-30 ..
$\alpha = +5^\circ$								
$\varphi = -30$	+29 30	+27 45	
-20	+17 ..	+16 50	
-15	+14 50	+13 30	+19 45	+18 15	+17 45	+17 20	+11 50	+11 45
-10	+8 .5	+7 55	+13 .5	+12 35	+12 20	+12 ..	+6 40	+6 30
-5	+3 ..	+2 45	+2 30	+2 15	+2 ..	+1 50	+1 40	+1 30
0	-2 .5	-2 20	-2 30	-2 45	-2 55	-3 10	-3 20	-3 30
+5	-6 55	-7 10	-7 30	-7 45	-7 55	-8 .5	-8 15	-8 30
+10	-11 30	-11 50	-12 15	-12 30	-12 45	-12 55	-13 10	-13 20
+15	-14 50	-16 10	-16 50	-17 10	-17 30	-17 40	-18 ..	-18 ..
+20	.	.	-19 40	-21 20	-21 55	-22 20	-22 40	-22 55
+30	-29 25	-31 35
$\alpha = +10^\circ$								
$\varphi = -30$	+28 20	+25 25	
-20	+14 .5	+13 35	
-15	+14 10	+11 45	+19 ..	+16 10	+15 15	+14 35	+8 40	+8 20
-10	+6 25	+5 45	+10 55	+10 .5	+9 35	+9 ..	+3 45	+3 ..
-5	+1 ..	+0 25	+5 15	+4 40	+4 10	+1 20	-1 40	-2 ..
0	-4 .5	-4 35	-5 .5	-5 30	-5 55	-6 20	-6 40	-6 55

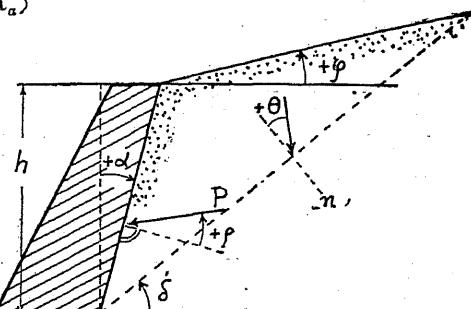
4. クレーの主動土圧係数表 (λ_a)

$$p = \lambda_a w y$$

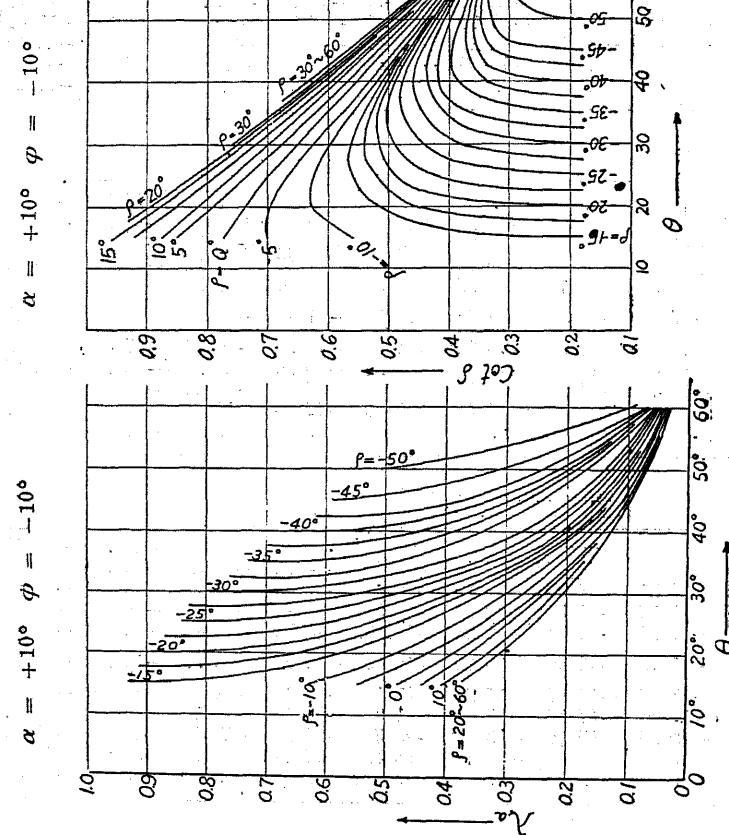
$$P = \lambda_a \frac{w}{2} h^2$$

但 p は垂直の深さ y に於ける土圧強度、 P は垂直高 h に働く全土圧、 w は土の単位重、量載荷あるときは(51)式の w' を用ふればよい。 θ は土壤の摩擦角。

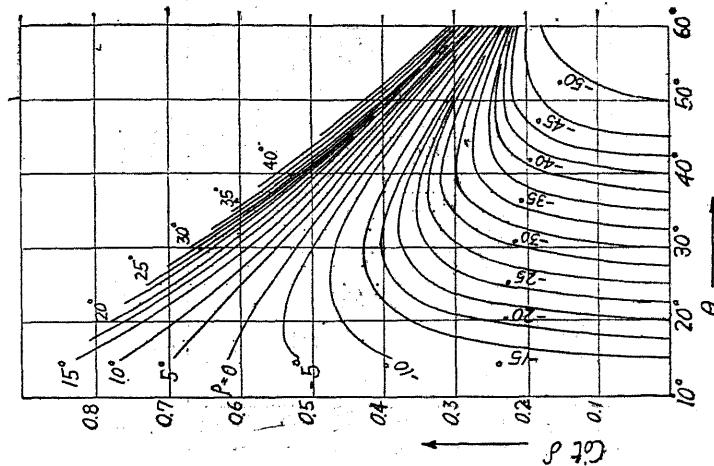
δ は滑面の水平となす傾。



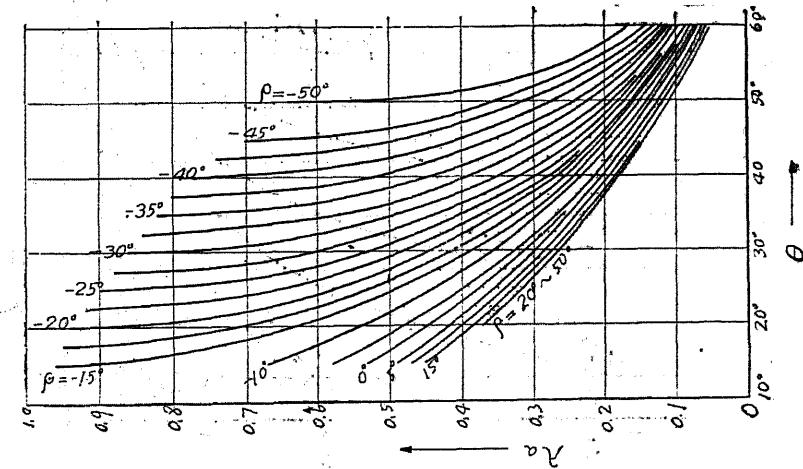
第39圖



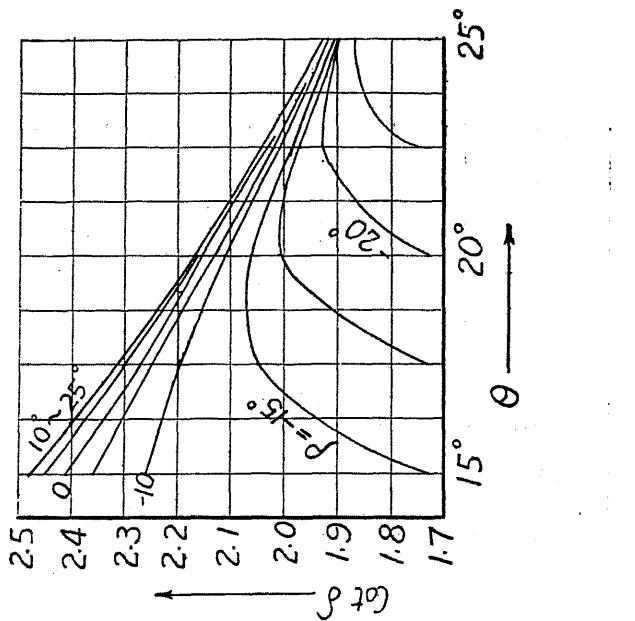
$$\alpha = 0 \quad \varphi = -10^\circ$$



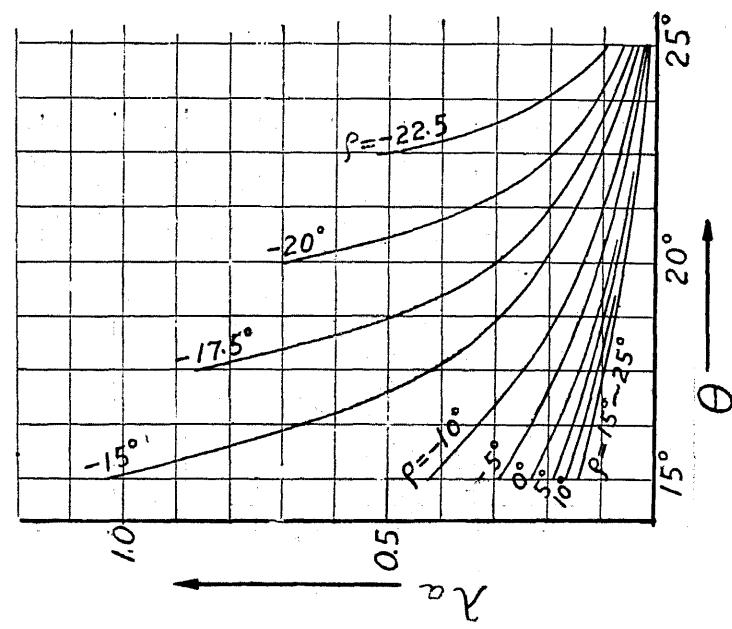
$$\alpha = 0 \quad \varphi = -10^\circ$$



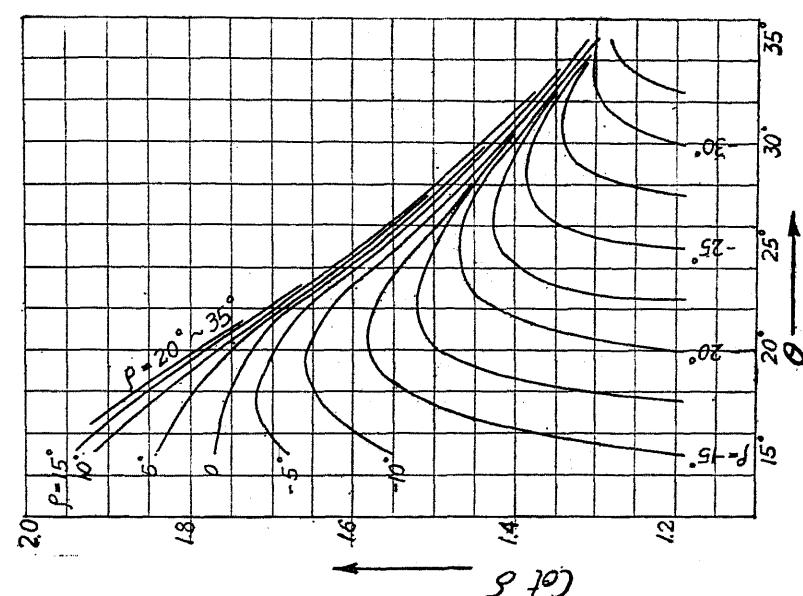
$$\alpha = +60^\circ \quad \varphi = 0$$



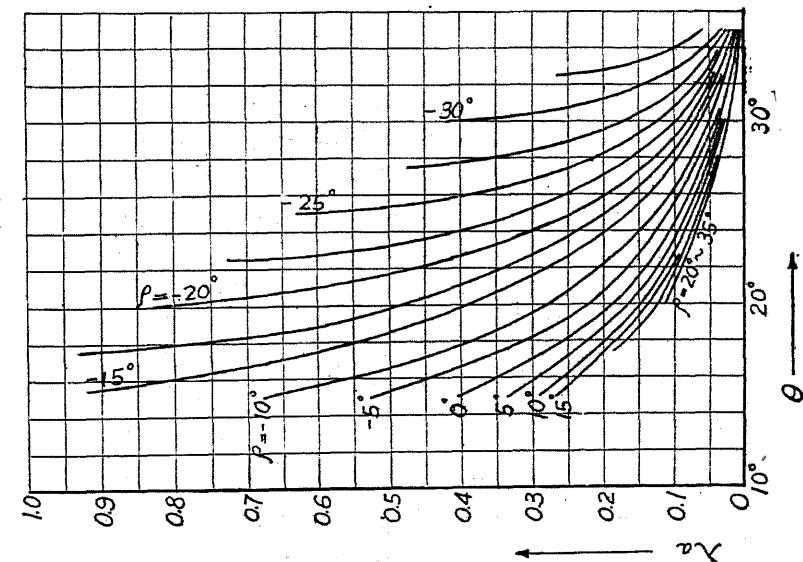
$$\alpha = +60^\circ \quad \varphi = 0$$

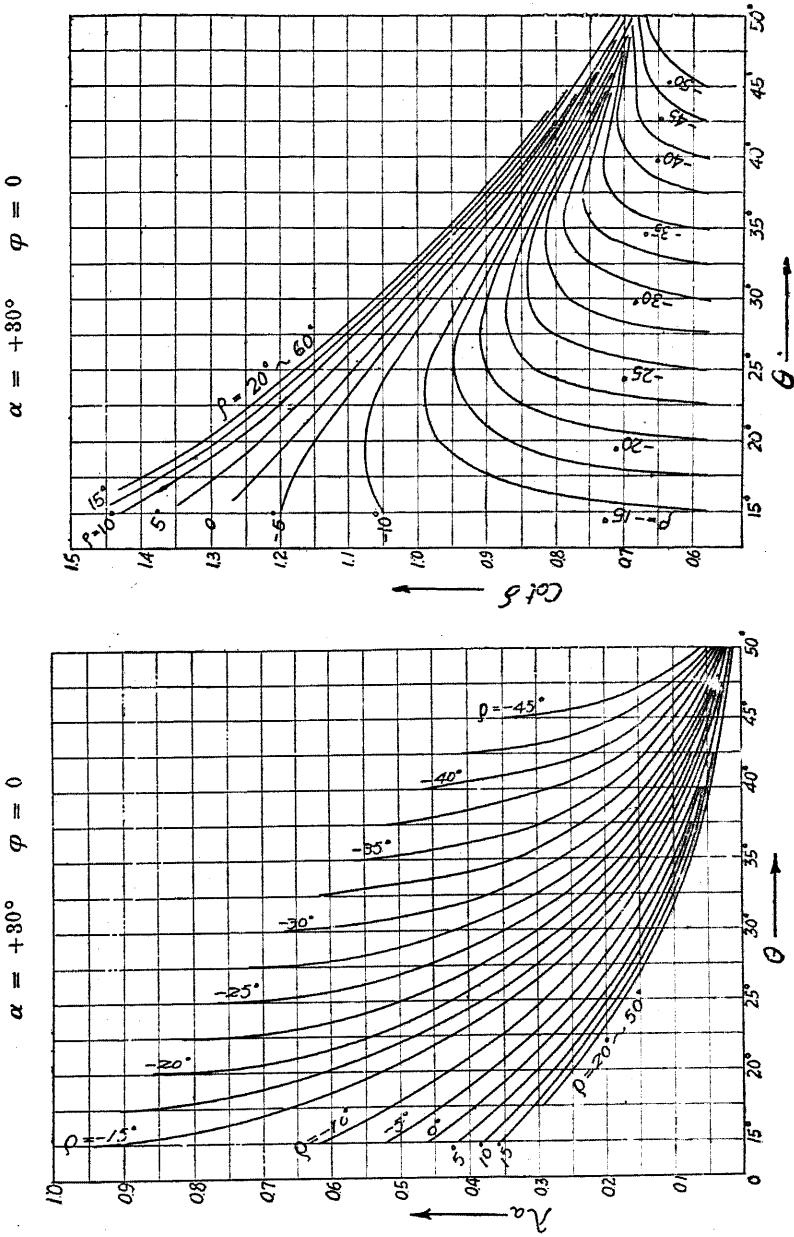
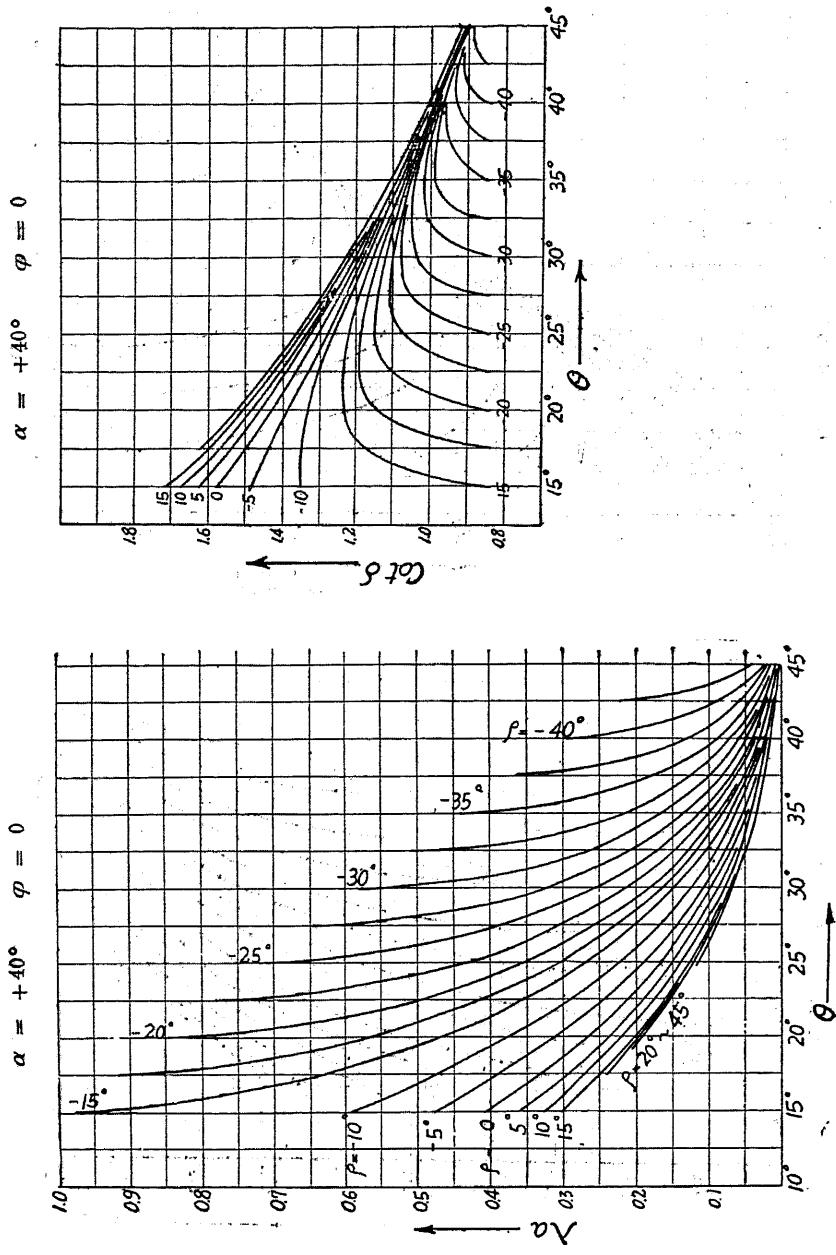


$$\alpha = +50^\circ \quad \varphi = 0$$

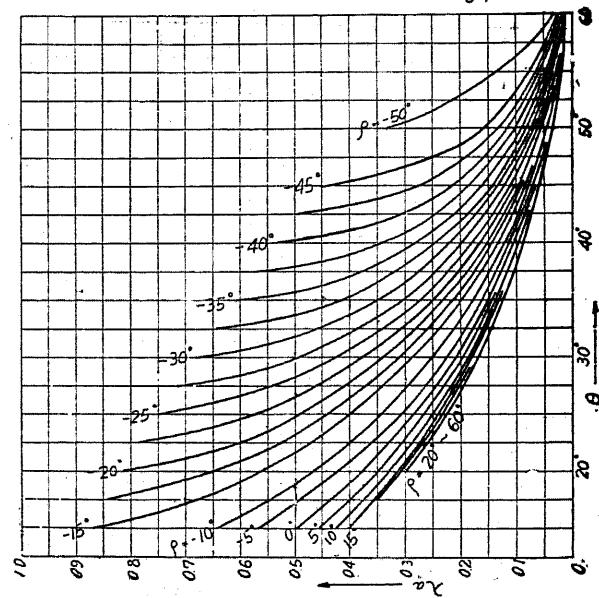
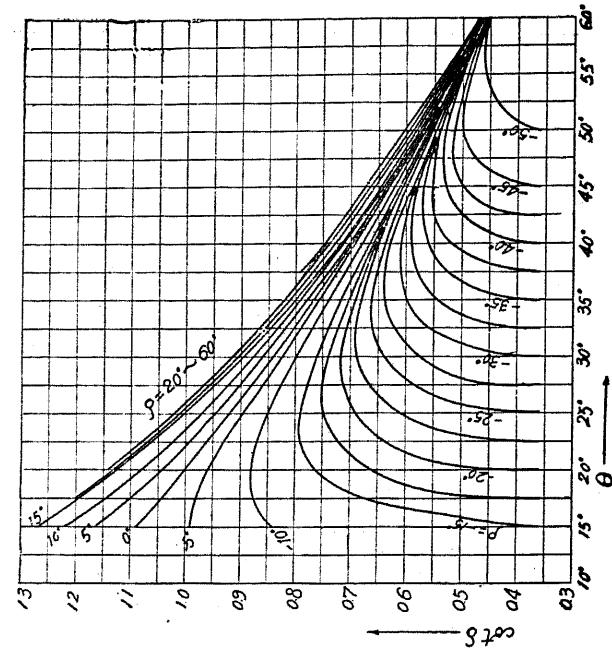


$$\alpha = +50^\circ \quad \varphi = 0$$

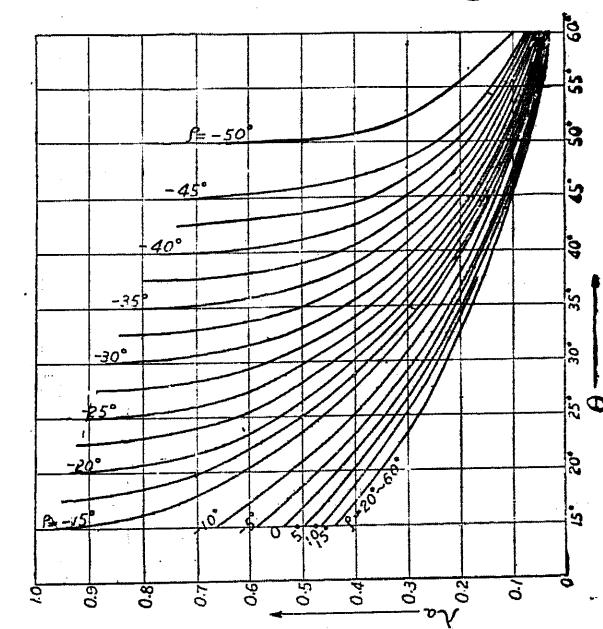
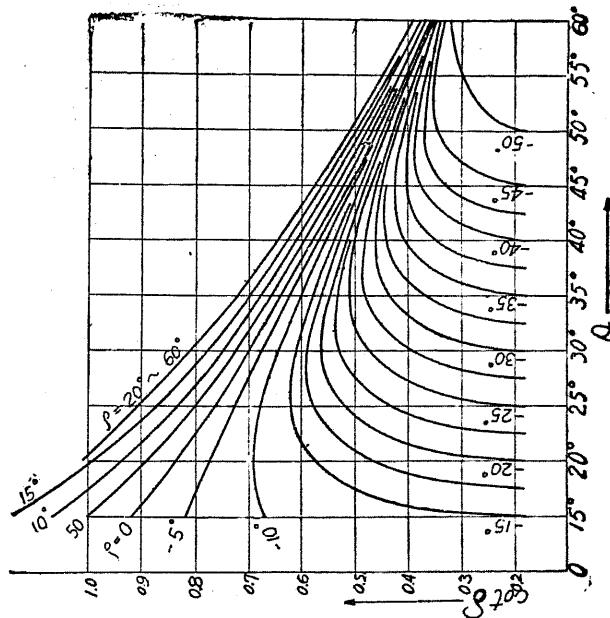




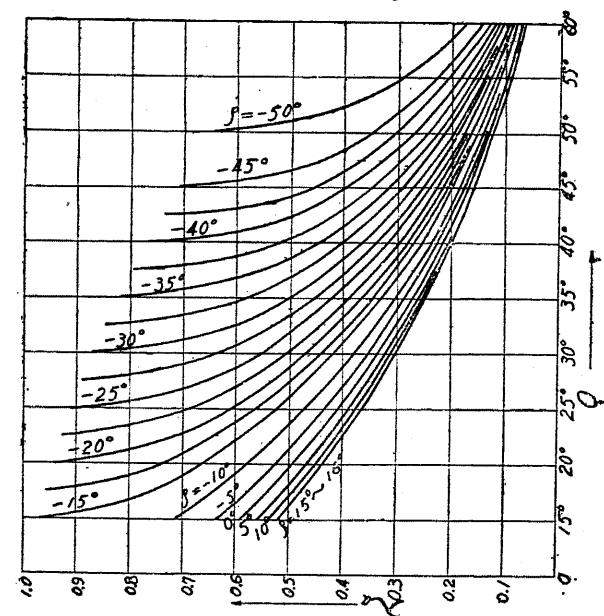
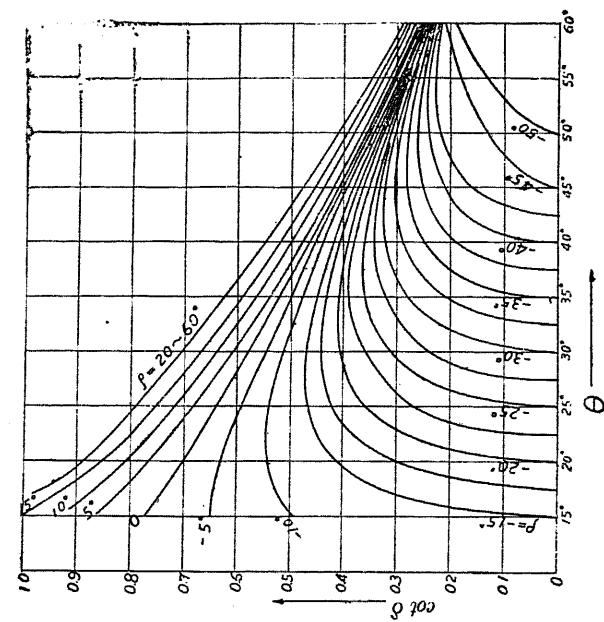
$\alpha = +20^\circ \quad \varphi = 0$



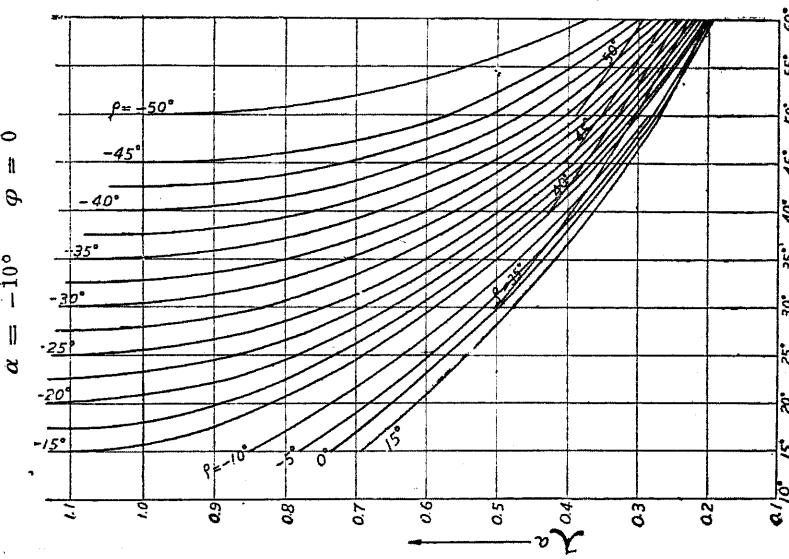
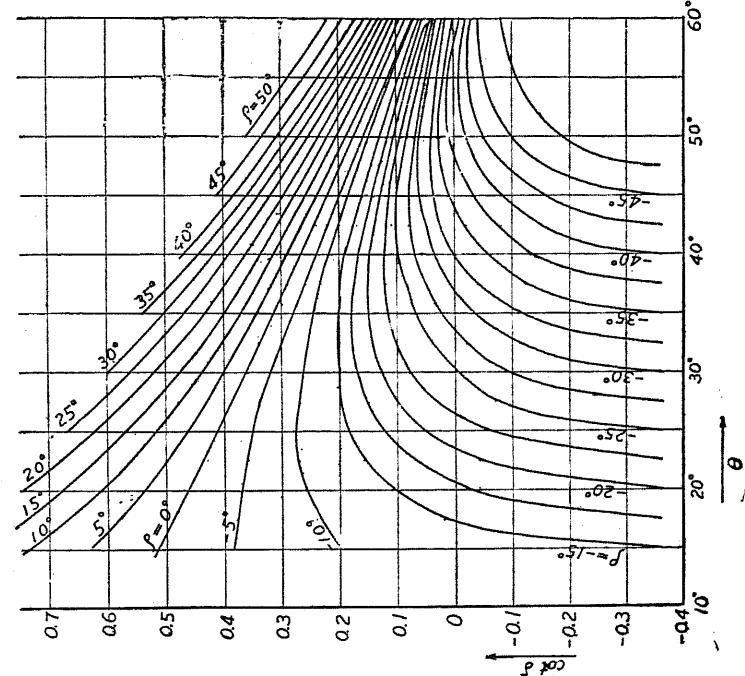
$\alpha = +10^\circ \quad \varphi = 0$



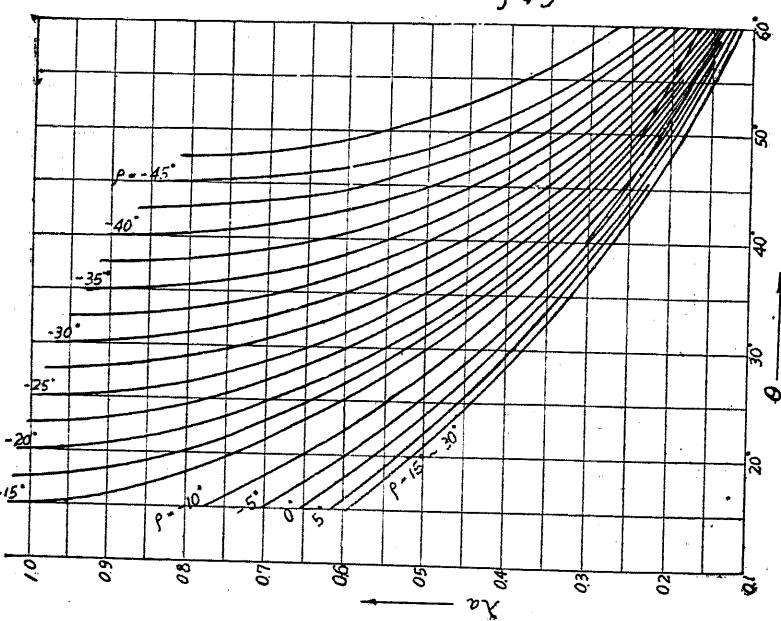
$$\alpha = 0 \quad \varphi = 0$$



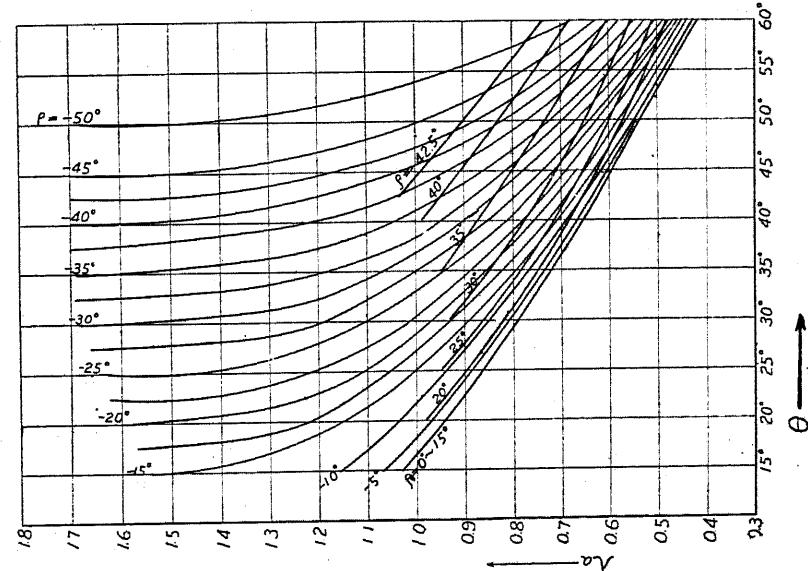
$$\alpha = -10^\circ \quad \varphi = 0$$



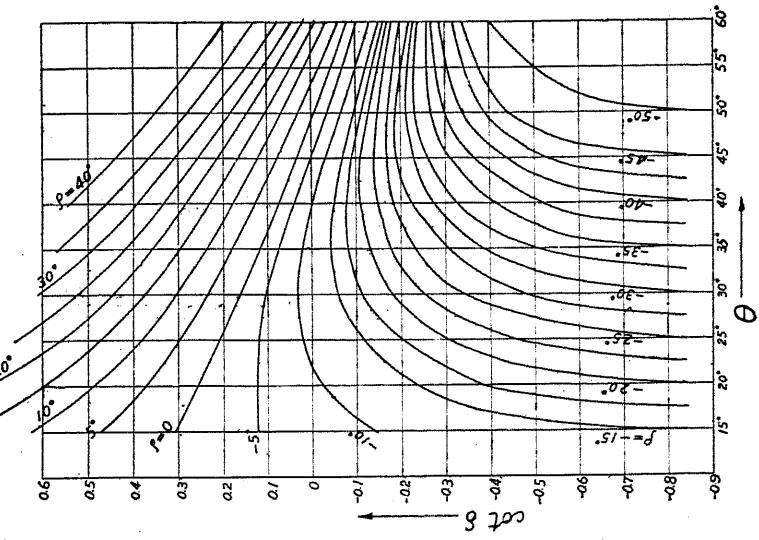
$$\alpha = -20^\circ \quad \varphi = 0$$

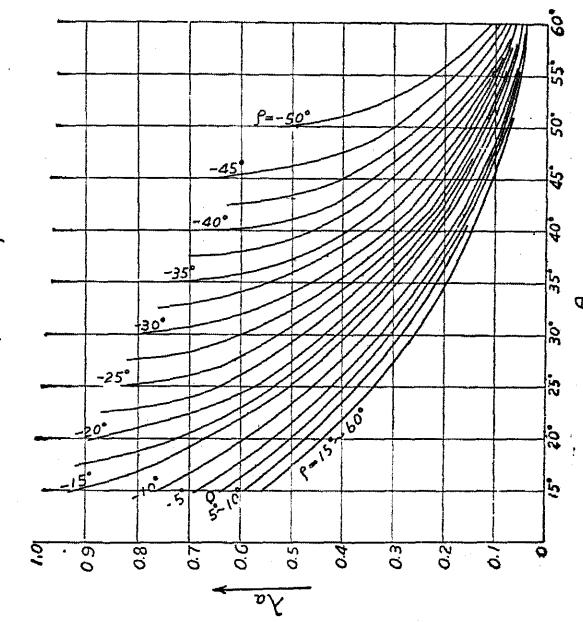
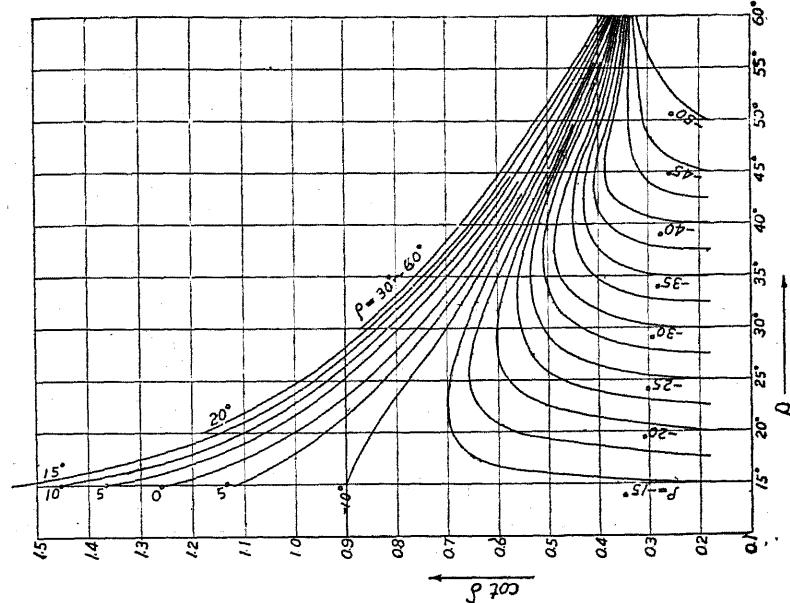
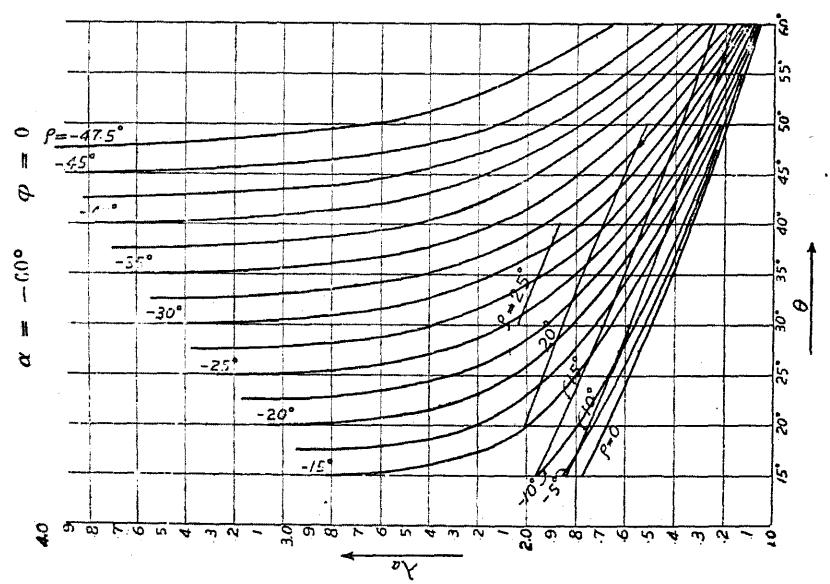
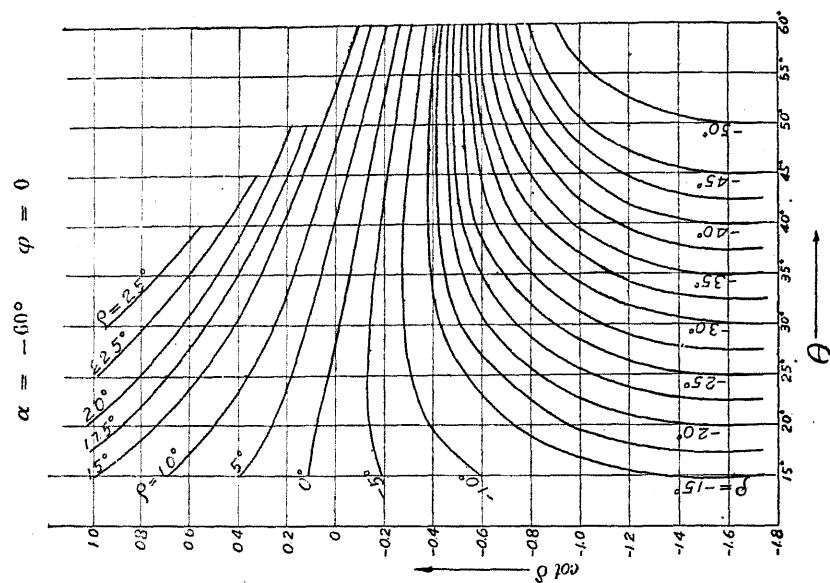


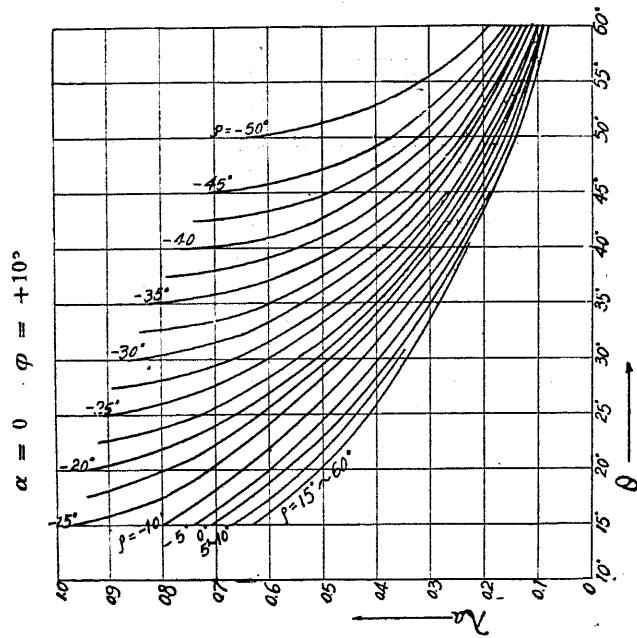
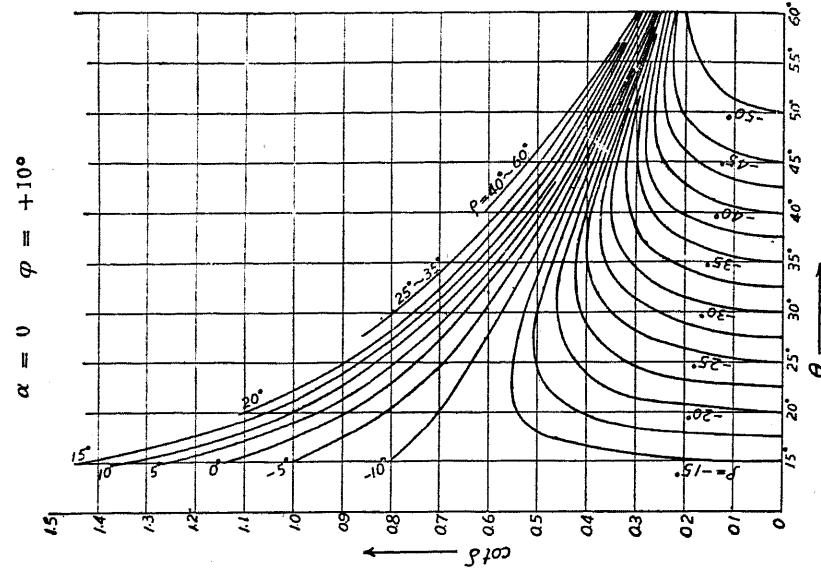
$$\alpha = -40^\circ \quad \varphi = 0$$



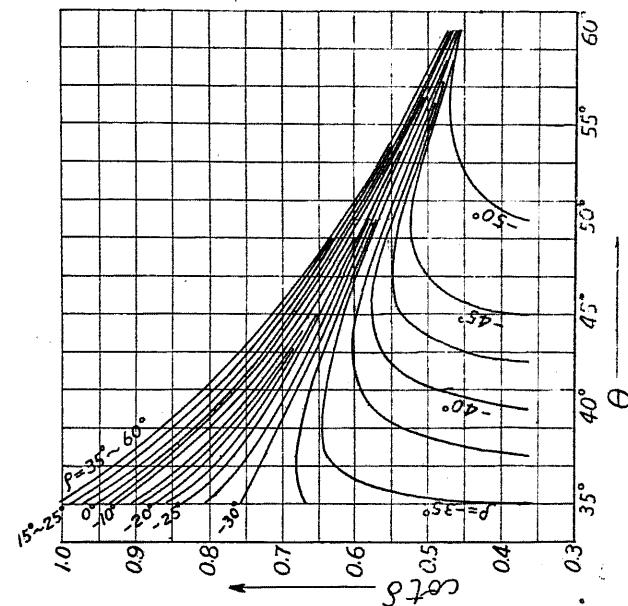
$$\alpha = -40^\circ \quad \varphi = 0$$



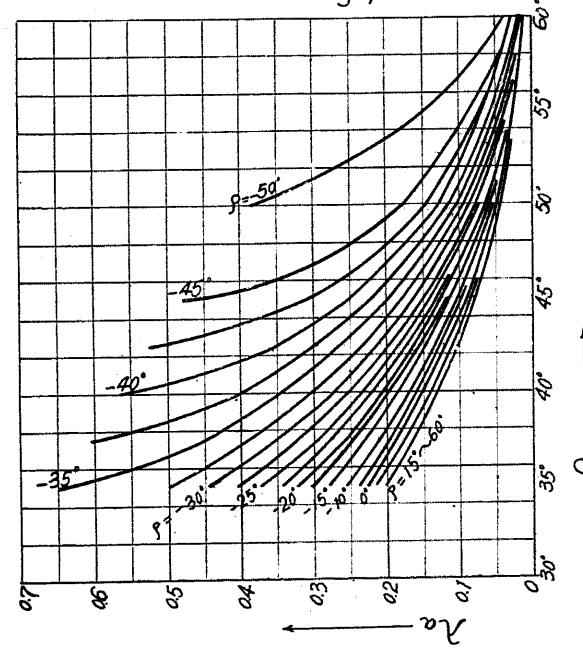




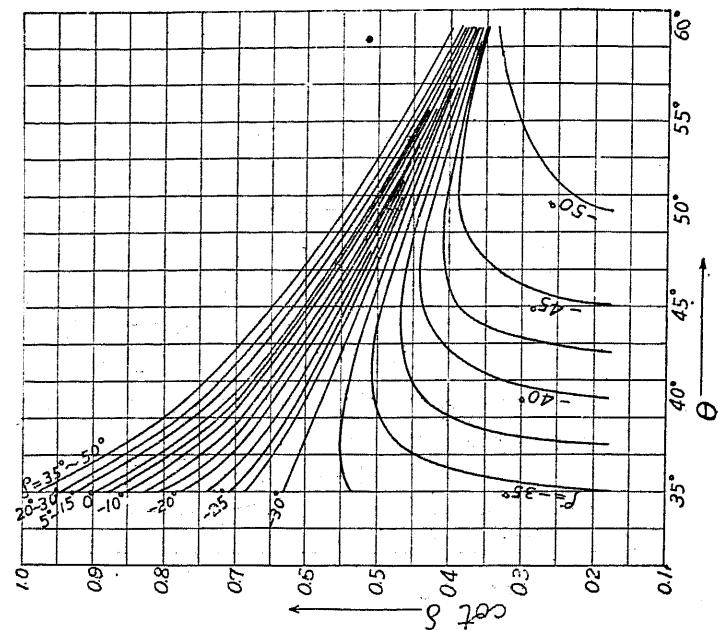
$\alpha = +20^\circ \quad \varphi = +30^\circ$



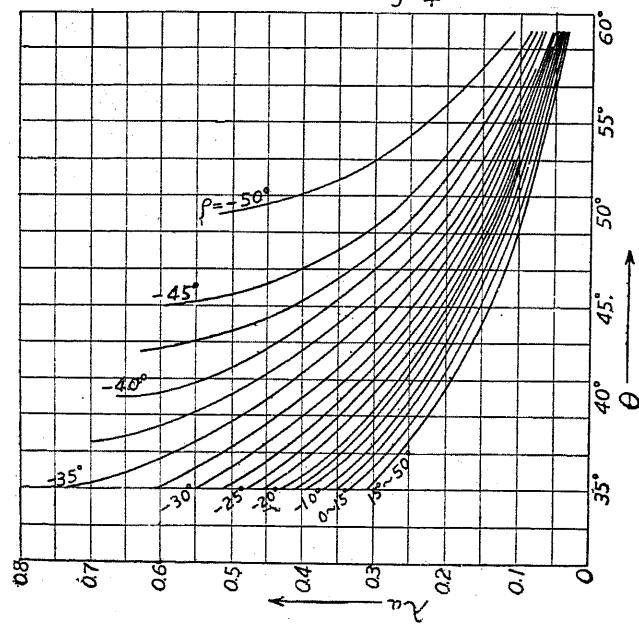
$\alpha = +20^\circ \quad \varphi = +30^\circ$



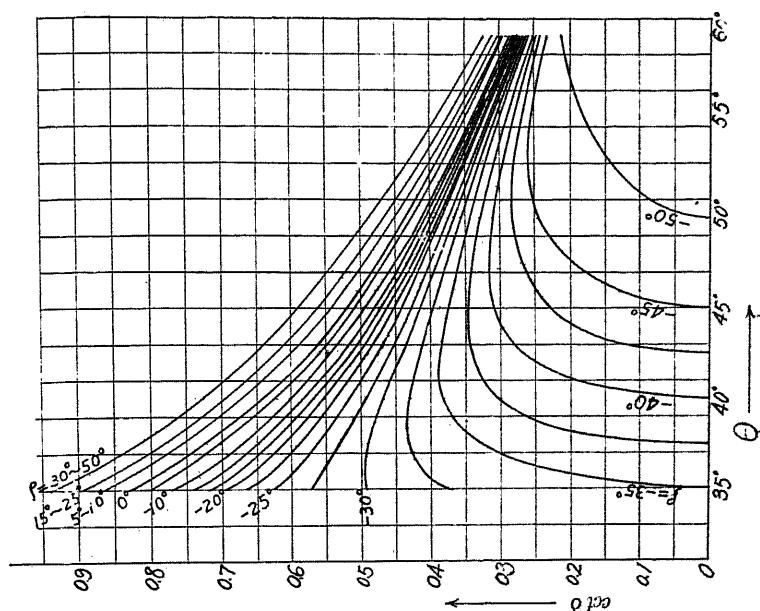
$$\alpha = +10^\circ \quad \varphi = +30^\circ$$



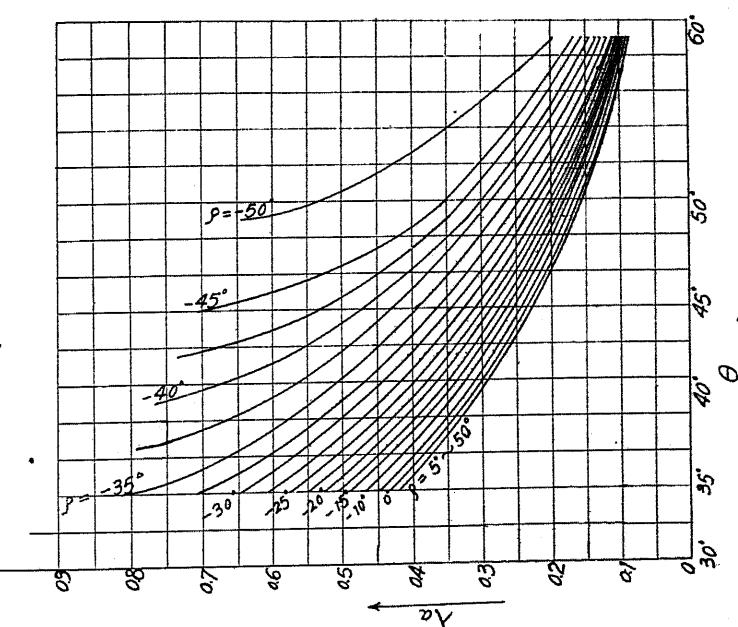
$$\alpha = +10^\circ \quad \varphi = +30^\circ$$

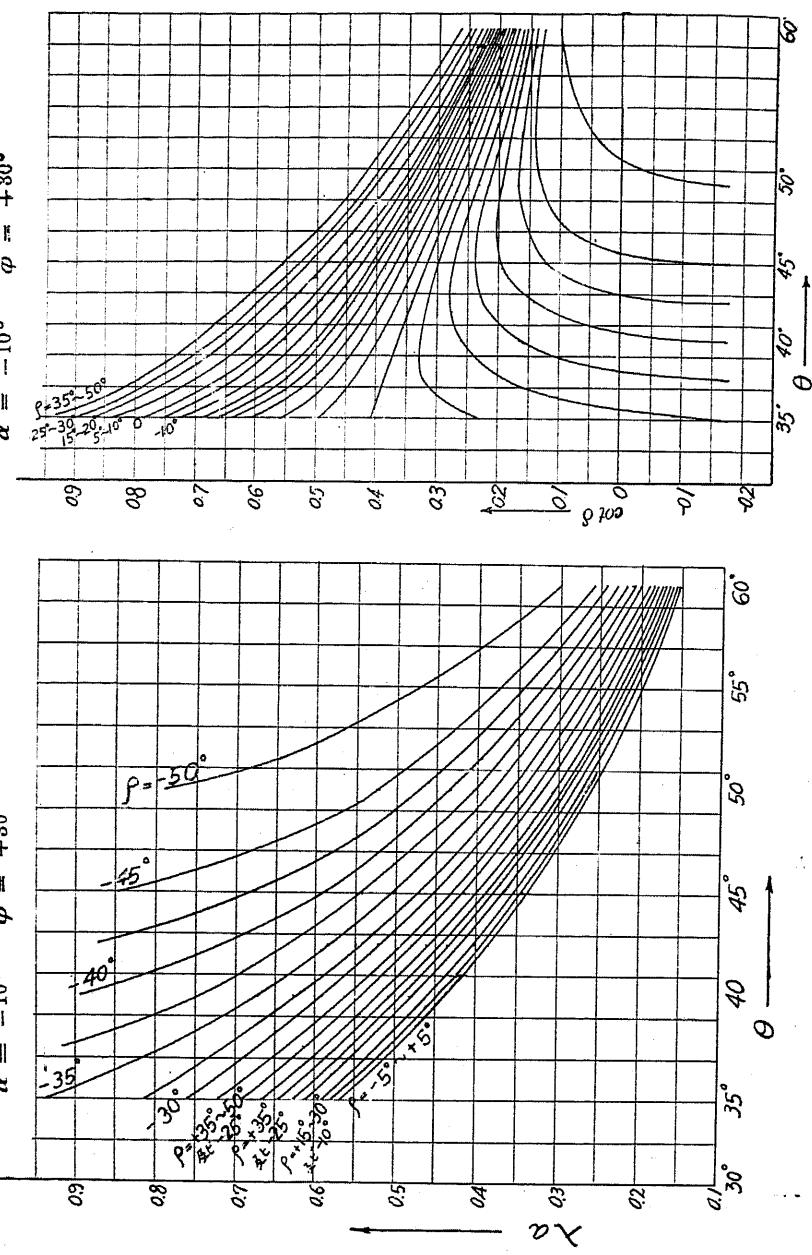
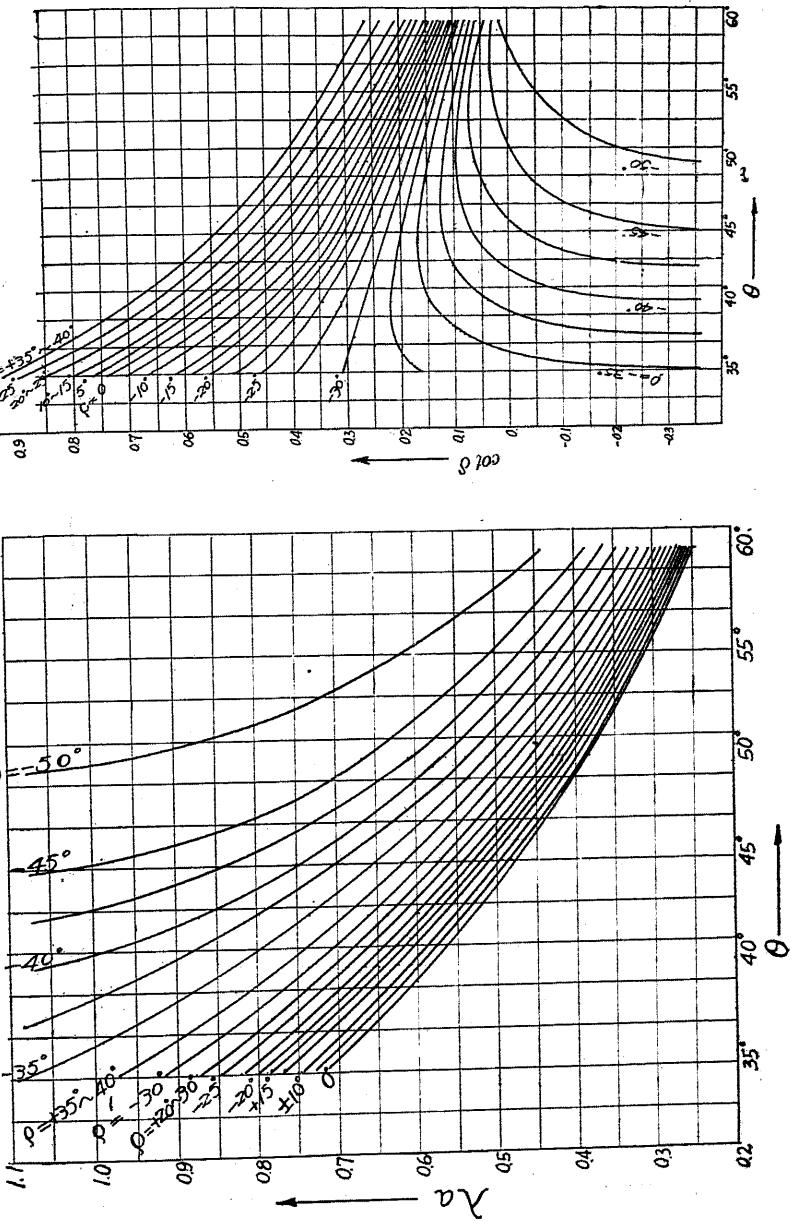


$$\alpha = 0 \quad \varphi = +30^\circ$$



$$\alpha = 0 \quad \varphi = +30^\circ$$



$\alpha = -10^\circ \quad \varphi = +30^\circ$ $\alpha = -10^\circ \quad \varphi = +30^\circ$  $\alpha = -20^\circ \quad \varphi = +30^\circ$ $\alpha = -20^\circ \quad \varphi = +30^\circ$ 

5. クレーの受働土圧係数表 (λ_p)

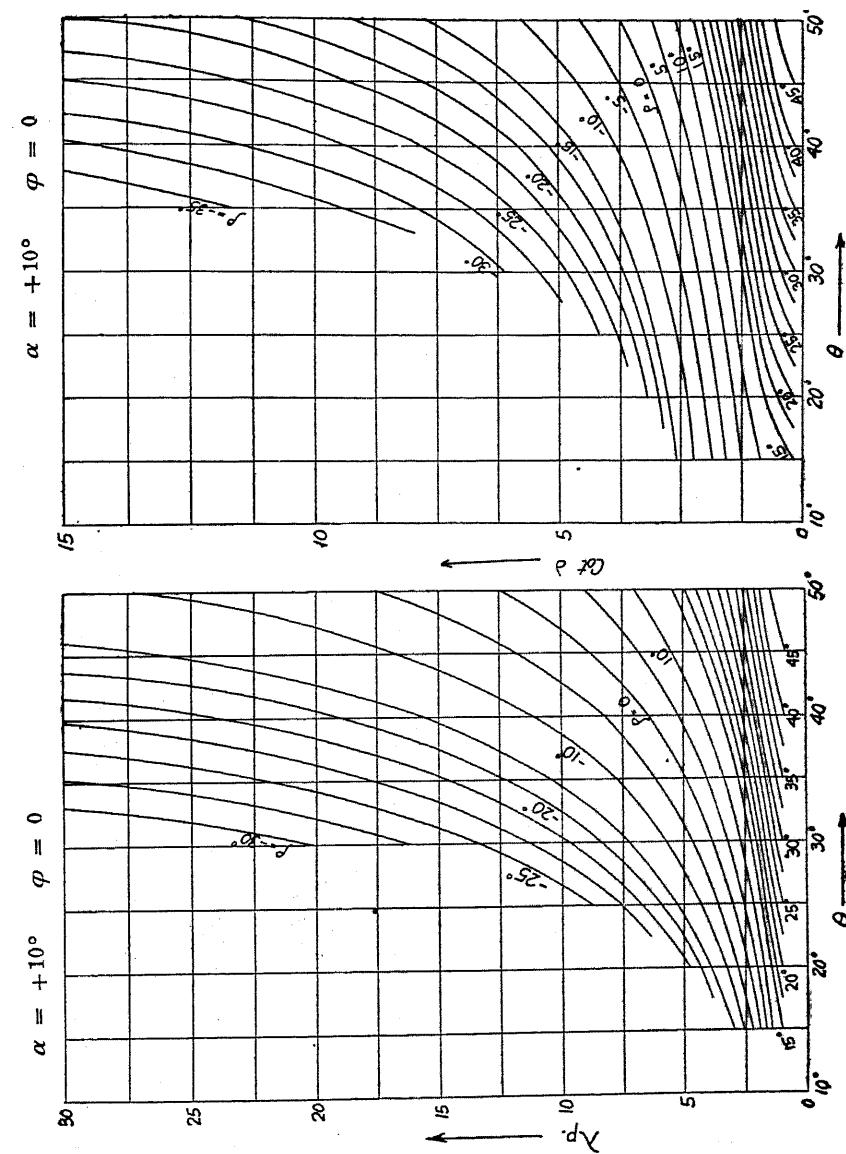
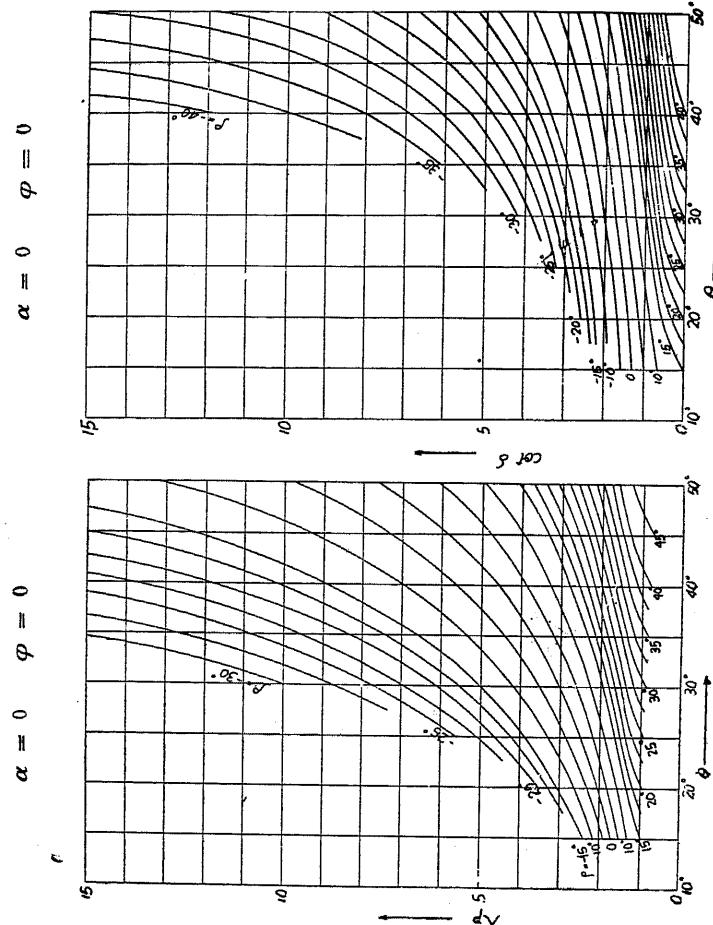
$$p = \lambda_p w y$$

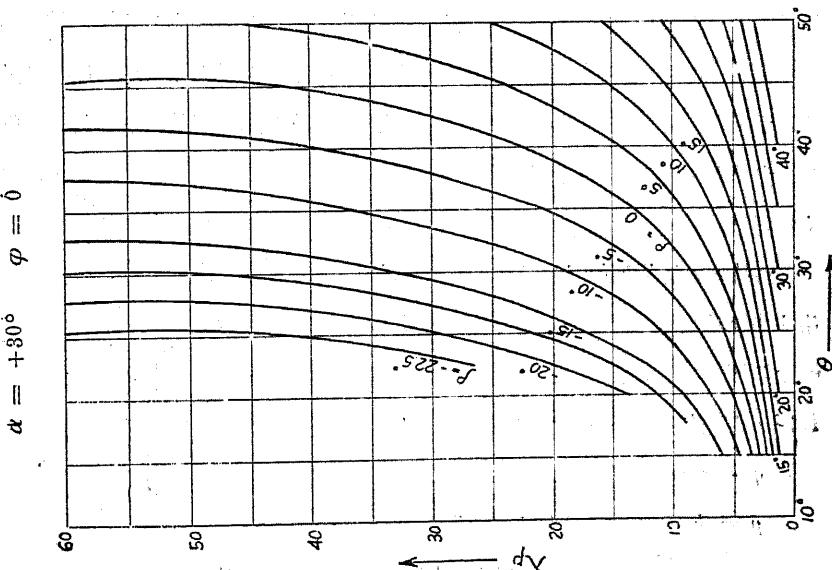
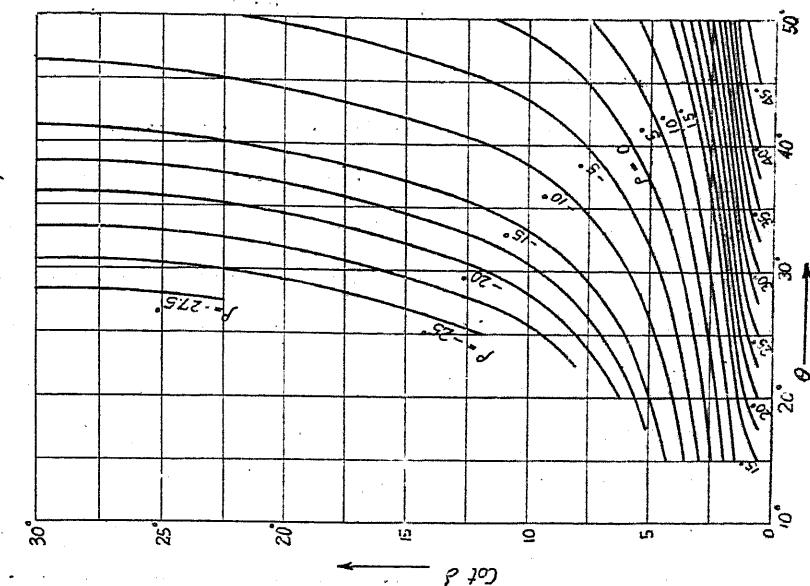
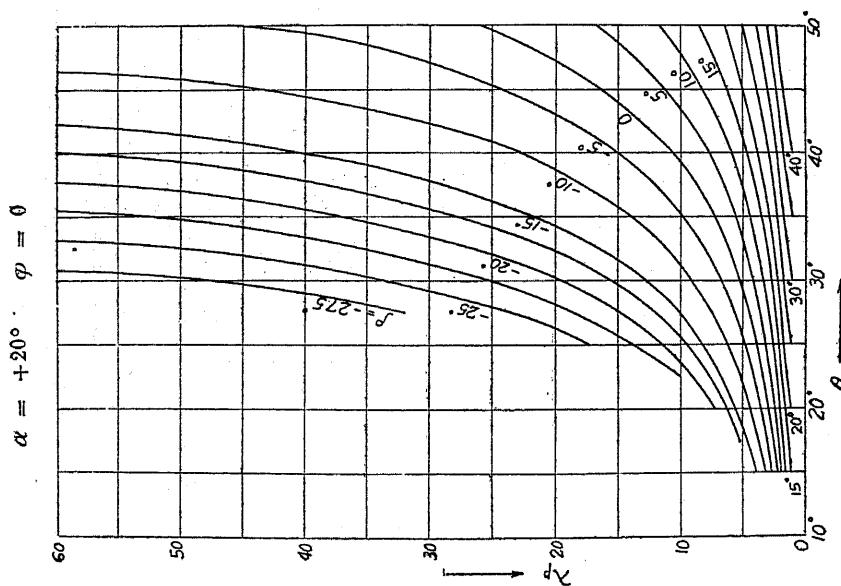
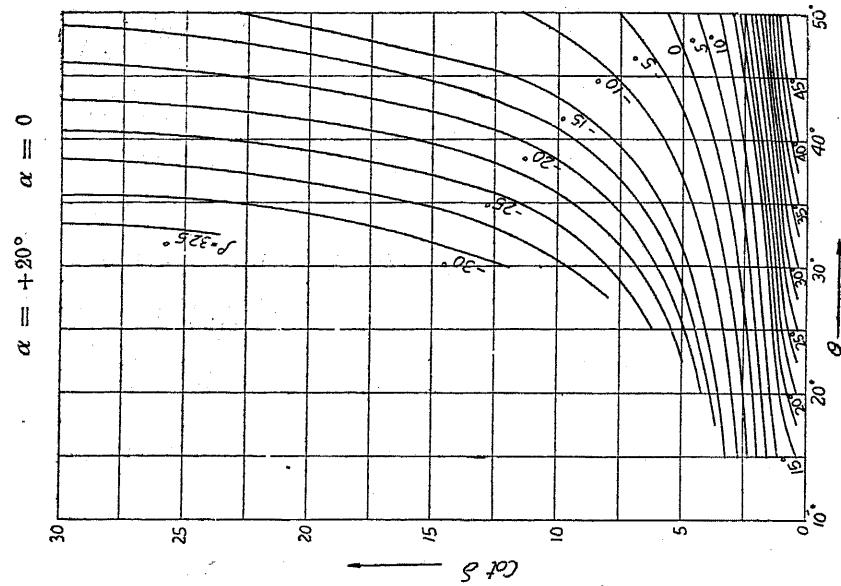
$$P = \lambda_p \frac{w h^2}{2}$$

但 p は垂直の深さ y に於ける土圧強度

P は垂直高 h に働く全土圧

w は土の単位重量載荷あるときは(51)式の w' を用ふればよい。





第四章 レザルの土圧論

1. レザルの土壓力線

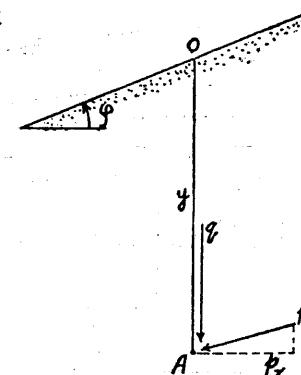
假りに土壤の粘着力の問題を無視し得るものとしても、既に述べた如くランキンの土圧論は無限に擴がれる平面地表面の土圧論であり、擁壁に及ぼす土壓を之れを以つて計算することは根本に於て無理があり、クーロンの土楔による土圧論はこの難點を逃れてゐるが、土楔の兩面に於ける合成土壓力の垂線に對する傾斜角及びその働く位置を豫め決定的に置くことは、土壤重量と是等の力との釣合上不可能であるといふ靜力學的に根本的困難が供つてゐる。これ等兩論の難點を解決した最初の人は Boussinesq である。Boussinesq は擁壁のある平面上り勾配の地表面の場合の土壓を算出するのに擁壁より充分に離れた領域に於てはランキン土壓が働くものと考へ擁壁附近に一種の過渡領域を作つた。この考へを Résal は各種の傾斜をなす壁面及地表面に應用して、それ等の場合に對する土壓係数を近似的に求めて表示したのである。此の過渡領域の問題を Résal は土壓力線(Ligne de poussée)と稱する曲線の積分不能の微分方程式に移して考へ、この方程式の解を微差法(Differenzenmethode)を用ひて數値的に近似値を求めたのである。尙 Résal はこの方法を粘着力のある場合にも擴張した。

先づ粘着力なき土壤の場合について考へれば
第 40 圖の如く平面地表の土壤に於て地表より
 y なる深さ A に於ける土壓力はランキンによ
れば (12) 式及 (18) (19) (20) 式により

$$q = wy \cos \varphi$$

$$p = k \cos \varphi wy \quad (\text{主働土壓の場合})$$

$$p = \frac{\cos \varphi}{k} wy \quad (\text{受働土壓の場合})$$



第 40 圖

$$k = \frac{\cos \varphi - \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}}{\cos \varphi + \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}}$$

但 w は土壤の単位重量

θ は土壤の摩擦角

Résal はこの土壓力 p を常に接線にもつ様な A 點の軌跡、換言すれば土壓 p の應力線(Stress line)を荷重線(Ligne de charge)と名付けた。第 40 圖の場合は勿論これは上面に平行なる直線をなすが、地表面が一平面でない場合にはこれは一般に曲線をなす擁壁と一平面地表面に擡された場合でも亦曲線となる。

次に土壓力 p の水平分力 p_x を求めれば

$$p_x = k \cos^2 \varphi wy \quad (\text{主働土壓の場合}) \quad (56)$$

$$p_x = \frac{\cos^2 \varphi}{k} wy \quad (\text{受働土壓の場合}) \quad (57)$$

この深さ h についての合成力は

$$P_x = \int_0^h p_x dy = k \cos^2 \varphi \cdot \frac{wh^2}{2} \quad (\text{主働土壓の場合}) \quad (58)$$

$$P_x = \frac{\cos^2 \varphi}{k} \cdot \frac{wh^2}{2} \quad (\text{受働土壓の場合}) \quad (59)$$

是等の P_x が土壤の単位重量の $\frac{1}{2}$ に當る深さ即

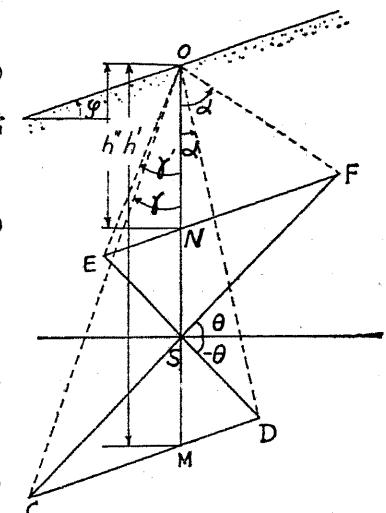
$$P_x = \frac{w}{2} \quad (60)$$

の如き h の値を求むれば

$$h' = \frac{1}{\cos \varphi} \sqrt{\frac{1}{k}} \quad (\text{主働土壓の場合}) \quad (61)$$

$$h'' = \frac{1}{\cos \varphi} \sqrt{k} \quad (\text{受働土壓の場合}) \quad (62)$$

Résal は斯くの如き深さ h' , h'' を通る荷重線を特に土壓力線(Ligne de poussée)と命



第 41 圖

名した。第41図に於て

$$OM = h' = \frac{1}{\cos \varphi} \sqrt{\frac{1}{k}}$$

$$ON = h'' = \frac{1}{\cos \varphi} \sqrt{\frac{1}{k}}$$

とすれば M, N を通つて表面に平行なる直線は夫々主働及受働土圧の土圧線である。次に

$$OS = \frac{1}{\cos \theta}$$

にとりこの S を通して水平と $\pm \theta$ の傾をなす二交直線を引き土圧線との交點を $CDEF$ とすれば OC, OD 及 OE, OF は各々主働及受働土圧の場合の滑り面の方向を示す。土圧線が解つてゐれば、荷重線は表面が曲線の場合でもこれと調和曲線をなしてゐる。

即ち第42図に於て $OA, O'A'$ A' 鉛直線とし O, O' は地表にとれば

$$\frac{OM}{OA} = \frac{O'M'}{O'A'} = \frac{OM''}{O'A''} = \text{常数} \quad (63)$$

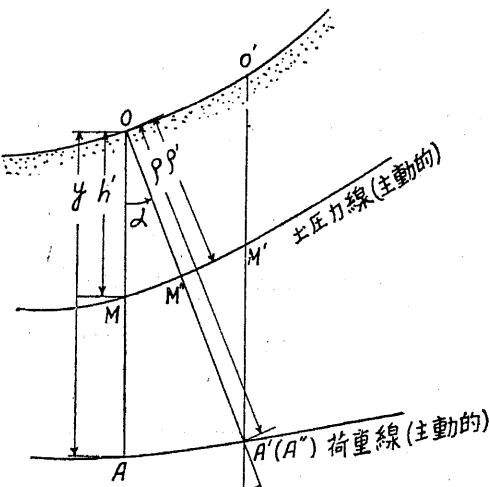
故に土圧線 $MM'M''$ が解つてゐれば荷重線 $AA'A''$ は直ちに求められる。然かもその荷重線上の任意の點例へば A' に於ける鉛直と α の傾

をなす面に働く土圧力 s の水平分力 s_x は下式で求められる。

$$s_x = K\rho \quad (64)$$

但しこの K は土圧力線迄の深さ h' 及 ρ' に働く土圧合成力の水平分力 P_x 及 s_x が互に等しきにより

$$s_x = K \frac{\rho'^2}{2} = P_x = \frac{w}{2}$$



第42図

なる故に

$$K = \frac{w}{\rho'^2} \quad (65)$$

Resal は斯くの如き曲線土圧線の微分方程式を次の如くにして求めた。第43図に於て O を地表に

とり OA を鉛直線とし、

これと α なる傾をなす(圖の如き傾を正)

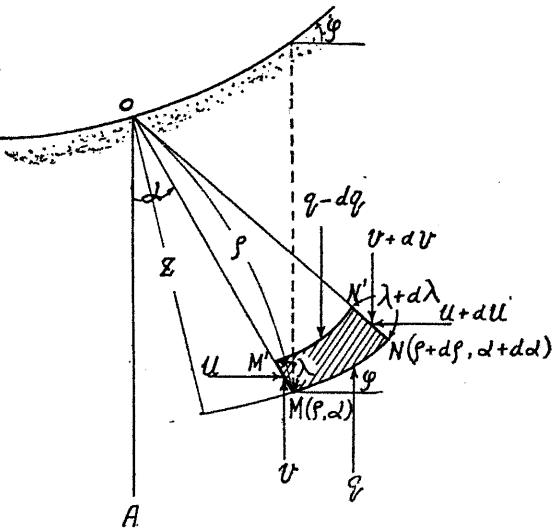
A に對して反対に傾けば負) 直線と土圧線

との交點 M の坐標を

(ρ, α) で表す、但し $OM = \rho$ とす。然るときは少しく右方に土

圧力線上を移動した點

N の坐標は $\rho + d\rho, \alpha + d\alpha$



第43図

である。この MN と水平との傾を φ とす。次に M より微量 λ 丈上方の點 M' を通る荷重線を $M'N'$ とすれば $MM' = \lambda$ なる故 $NN' = \lambda + d\lambda$ となる。今斯くの如き要素部分 $MM'NN'$ の釣合を考ふ。 MN, MN' は何れも荷重線なる故に、この上には鉛直方向にのみ應力が働く MN 上のものを q とすれば $M'N'$ 上の値は $q - dq$ となる。 MM' 上に働く土圧の水平及鉛直分力を u, v とすれば NN' 上ではこれ等は $u + du, v + dv$ となる。

外力としてはこの外に $MM'NN'$ の自重即 $w\lambda\rho da$ がある。且

$$MN \text{ の長さ} = \frac{\rho da}{\cos(\alpha - \varphi)} \quad MN' \text{ の長さ} = \frac{(\rho - \lambda) da}{\cos(\alpha - \varphi)}$$

なる故 $MM'NN'$ に働く外力の水平分力の釣合より

$$w\lambda = (u + du)(\lambda + d\lambda) \quad (66)$$

同じく鉛直分力の場合より

$$\begin{aligned} v\lambda + \frac{q\rho d\alpha}{\cos(\alpha-\varphi)} &= (v+dv)(\lambda+d\lambda) \\ + \frac{(q-dq)(\rho-\lambda)d\alpha}{\cos(\alpha-\varphi)} &+ v\lambda\rho d\alpha \dots\dots\dots(67) \end{aligned}$$

然るに調和曲線の定理より

$$\frac{\lambda+d\lambda}{\rho \cdot d\rho} = \frac{\lambda}{\rho} \text{ 即 } \frac{d\lambda}{\lambda} = \frac{d\rho}{\rho}$$

故に (66) 式より

$$du = -\frac{ud\rho}{\rho}$$

又土圧力線の定義により

$$\frac{u}{2} \rho = \frac{w}{2} \text{ 即 } u = \frac{w}{\rho}$$

なるにより

$$du = -\frac{w d\rho}{\rho^2} \dots\dots\dots(68)$$

又

$$p = kq \cos \varphi$$

$$u = p \frac{\cos(\alpha-\varphi)}{\cos \varphi}$$

$$v = p \tan \varphi - \frac{\cos(\alpha-\varphi)}{\cos \varphi} + q \frac{\sin \alpha}{\cos \varphi}$$

なる故

$$p = u - \frac{\cos \varphi}{\cos(\alpha-\varphi)} = \frac{w}{\rho} - \frac{\cos \varphi}{\cos(\alpha-\varphi)}$$

$$\therefore q = \frac{p}{\cos \varphi} - \frac{1}{k} = \frac{w}{\rho} - \frac{1}{k \cos(\alpha-\varphi)} \dots\dots\dots(69)$$

又

$$\frac{q-dq}{\rho} = \frac{\rho-\lambda}{\rho} \text{ なるにより}$$

$$dq = -\frac{\lambda q}{\rho} \dots\dots\dots(70)$$

且

$$v = \frac{w}{\rho} \tan \varphi + \frac{w}{\rho} \frac{\sin \varphi}{\cos(\alpha-\varphi)} - \frac{1}{k \cos \varphi} \dots\dots\dots(71)$$

$$\begin{aligned} \therefore dv &= \frac{\partial v}{\partial \rho} d\rho + \frac{\partial v}{\partial \alpha} d\alpha + \frac{\partial v}{\partial \varphi} d\varphi \\ &= -\frac{w}{\rho^2} \left(\tan \varphi + \frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha-\varphi)} - \frac{1}{k \cos \varphi} \right) d\rho \\ &\quad + \frac{w}{\rho} \frac{1}{k \cos^2(\alpha-\varphi)} d\alpha + \frac{w}{\rho} \frac{\partial}{\partial \varphi} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha-\varphi)} - \frac{1}{k \cos \varphi} + \tan \varphi \right) d\varphi \dots\dots\dots(72)$$

是等 (68) 式より (72) 式迄を (67) 式に入れれば下式を得

$$\left(\frac{1}{k \cos^2(\alpha-\varphi)} - \rho^2 \right) d\alpha = -\frac{\partial}{\partial \varphi}$$

$$\left(\frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha-\varphi)} - \frac{1}{k \cos \varphi} + \tan \varphi \right) d\varphi \dots\dots\dots(73)$$

$$\text{但 } k = \frac{\cos \varphi - \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}}{\cos \varphi + \sqrt{\cos^2 \varphi - \cos^2 \theta}} \text{ 且 } d\rho = \rho \tan(\alpha-\varphi) d\alpha$$

又は

$$z = \rho \cos(\alpha-\varphi) \text{ 即 } dz = z \tan(\alpha-\varphi) d\varphi$$

と置いて

$$\frac{1}{\cos^2(\alpha-\varphi)} \left(\frac{1}{k} - z^2 \right) d\alpha = -\frac{\partial}{\partial \varphi}$$

$$\left(\frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha-\varphi)} - \frac{1}{k \cos \varphi} + \tan \varphi \right) d\varphi \dots\dots\dots(74)$$

且 $\zeta = z^2$ と置けば

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{k} - \zeta \right) \frac{d^2 \zeta}{d\varphi^2} - \frac{dk}{d\varphi} \frac{d\zeta}{d\varphi} + 2 \left(\frac{1}{k} - \zeta \right) \zeta \\ + \frac{1}{2} - 2\zeta \frac{d \tan \varphi \left(1 + \frac{1}{k} \right)}{d\varphi} = 0 \dots\dots\dots(75) \end{aligned}$$

是等は Réal の土圧力線の微分方程式であつて積分は困難であるが φ に少しづゝの変化を與へて α の変化を求め土圧力線の近似曲線を求めることが出来る。

(74) 式の力学的意味を吟味する。この式の右邊は (72) により

$$\begin{aligned} -\frac{\partial}{\partial \varphi} \left(\frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha-\varphi)} - \frac{1}{k \cos \varphi} + \tan \varphi \right) d\varphi \\ = -\frac{\rho}{w} \frac{\partial v}{\partial \varphi} d\varphi \end{aligned}$$

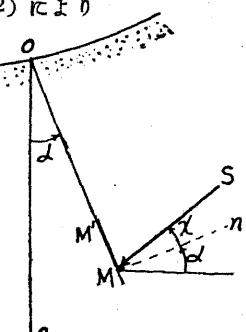
故に第 44 図の如く MM' に働く土圧 s とその

垂線との傾を χ とすれば

$$u = s \cos(\chi + \alpha)$$

$$v = s \sin(\chi + \alpha)$$

$$u = \frac{w}{\rho}$$



第 44 図

により

$$v = -\frac{w}{\rho} \tan(\chi + \alpha)$$

$\therefore OM$ 上 即 $\alpha = \text{常數}$ ならば

$$\frac{\rho}{w} \cdot \frac{\partial v}{\partial \varphi} d\varphi = - \frac{\partial}{\partial \varphi} \tan(\chi + \alpha) d\varphi$$

即 $\tan(\chi + \alpha)$ が最大の時 (74) 式の右邊は零となる。 $\tan(\chi + \alpha)$ の最大値は $\alpha =$ 常數とせる故 χ が摩擦角 $\pm \theta$ となるときなり、換言すれば OM が滑り面となるとき (74) 式の右邊は零となる。

次に (74) 式の左邊は

$$\frac{1}{k} - z^2 = 0 \quad \text{即} \quad z = \sqrt{\frac{1}{k}}$$

の時零となる。即ちこれ地表面が φ なる傾をなす一平面の場合の土壓力線である。故に滑り面の上でこの土壓力線と交る曲線は (74) 式の一つの解である。勿論 (74) 式は他に多くの解を持つてゐるが、滑り面上でこの土壓力線と交るもののが最も大切な値である。

以上は假りに主働土圧に就いて述べたが受働土圧に就いても全く同様の推論が成立する、この時は μ の代りにその逆数 $\frac{1}{k}$ を用ひればよい。

2. 擁壁土壓に就いての土壓力線

第45圖の如く擁壁と一平面地表面よりなれる土壤に就いて如上の理論を應用する。 S は OM に働く合成土壓力であつて OM 面の垂線となす傾きを χ とし、この水平分力を S_x とすればこの S_x は上述の土壓力線が解れば求められる、従つてこの大きさと χ とが解れば S は

$$S \equiv S_{\sec(\chi + \alpha)} \dots \dots \dots \quad (76)$$

で得られる。 S の働く位置は OJ の O より $\frac{2}{3}$ の點を通る。

今 i の色々の値に對して土壓曲線及 X の

値の概況を述べれば

$$I \ i = + \theta$$

此の場合には主働

土壓では壁の傾 α

此線は直線 $\gamma =$

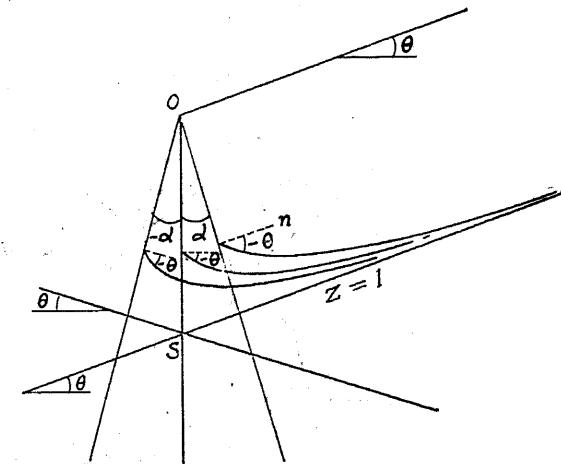
となり、水平と θ の

傾をなす。受勲士席

では $z = 1$ の直線

を漸近線にもつ第4

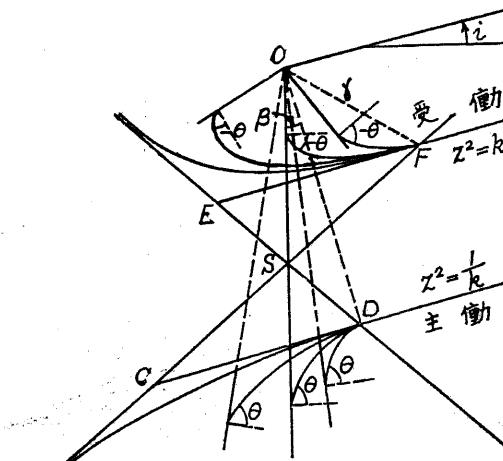
圖の如き土壓力曲線をなす。



第 46 四

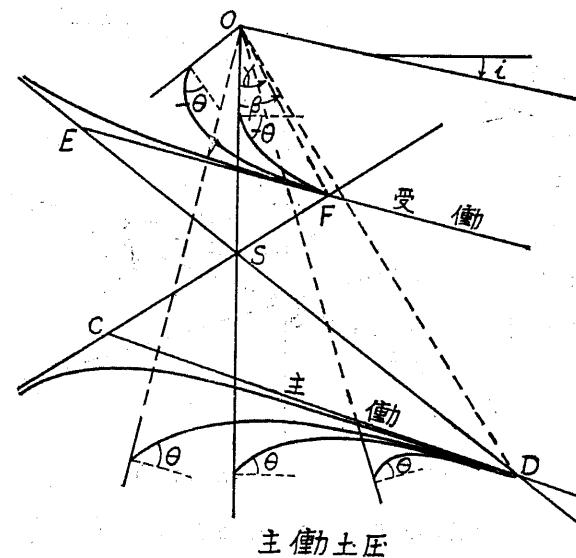
I $0 < i < \theta$ 主働土壓力線は $\alpha > \beta$ では直線 $z^2 = \frac{1}{k}$ $\alpha < \beta$ では第47圖の如き曲線をなす。

受動土圧力線は $\alpha > \gamma$ では直線 $z^2 = k$ $\alpha < \gamma$ では第 47 圖の如き曲線をなす。



第 47 頁

Ⅰ $0 > i > -\theta$ この場合は作図の異なる文で I. II と同一なり。

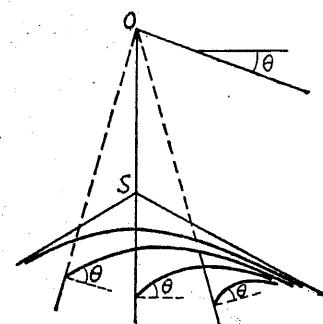


第 48 圖

Ⅶ $i = -\theta$ 主働土圧では $z = 1$ を漸近線にもつ第 49 圖の如き土壓力曲線をなす。

この場合は受働土壓力線は $z = 1$ と一致す。

以上は凡て壁面と土壤との間の摩擦角は、少くとも土壤内部の摩擦力きと等しがそれ以上と考へた場合（この後は土のフィルムが出来て結局は前と同一となる）であつて、若し前者が後者より小なる場合は上述の土圧曲線は變つて來て $\chi = \pm\theta$ にはならないで $\chi = \pm\theta'$ ($\theta' < \theta$) に止めねばならぬ、従つて上述の主働受働兩極端の間に土壓力線を挿入



第 49 圖

することとなり、その結果は主働土圧に於ては上記の値より大なる値を與へ受働土圧に於ては小なる値を與へることとなる。

3. 土壤の摩擦角

レザルは土圧の計算に下記の如き土壤の摩擦角を使用する事を推奨してゐる。

	乾燥	湿润	水飽和
	重量(t/m^3)摩擦角($^\circ$)	重量(t/m^3)摩擦角($^\circ$)	重量(t/m^3)摩擦角($^\circ$)
碎石又は礫	1.3~1.6 45~50	1.35~1.65 40~45	1.5~1.8 35~40
砂利	1.3~1.5 35~45	1.35~1.60 30~30	1.45~1.7 25~35
砂(大粒)	1.3~1.5 30~35	1.40~1.60 30~35	1.5~1.7 25~30
細砂	1.3~1.5 25~30	1.45~1.60 30~40	1.5~1.7 20~30
極細砂	1.3~1.5 20~30	1.45~1.60 25~35	1.5~1.8 15~25
粘土交り細砂	1.4~1.6 30~40	1.5~1.7 30~40	1.6~1.8 15~25
腐蝕土	1.4~1.6 35~45	1.5~1.7 30~40	1.6~1.8 20~30
粘土	1.5~1.7 40~50	1.5~1.8 30~40	1.65~1.9 15~30
ローム	1.6~1.8 45~55	1.7~1.9 35~45	1.8~2.0 25~35

然し乍ら是等の値も出來れば現場で土壤サンプルを採取して剪断試験を行つて決定するがよい。

4. レザルの主動土圧係数表

$$S_x = A \frac{wh^2}{2}$$

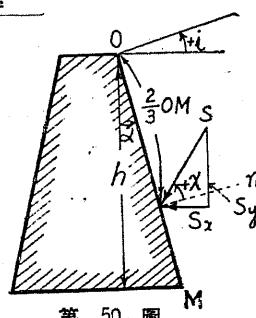
$$S_y = B \frac{wh^2}{2}$$

$$S = S_x \operatorname{sech}(\chi + \alpha)$$

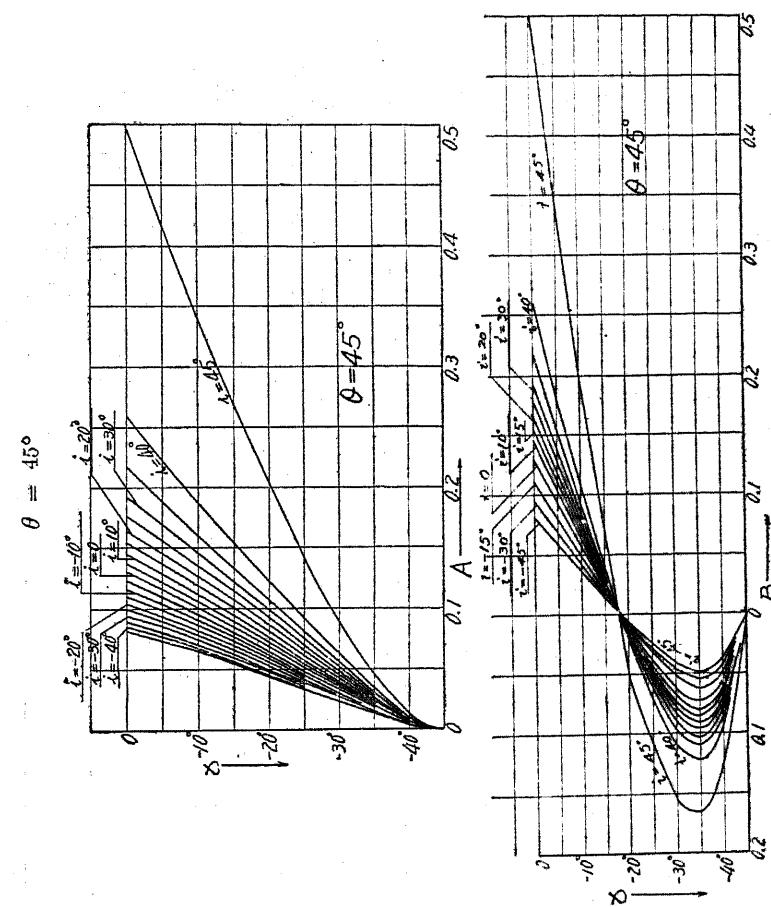
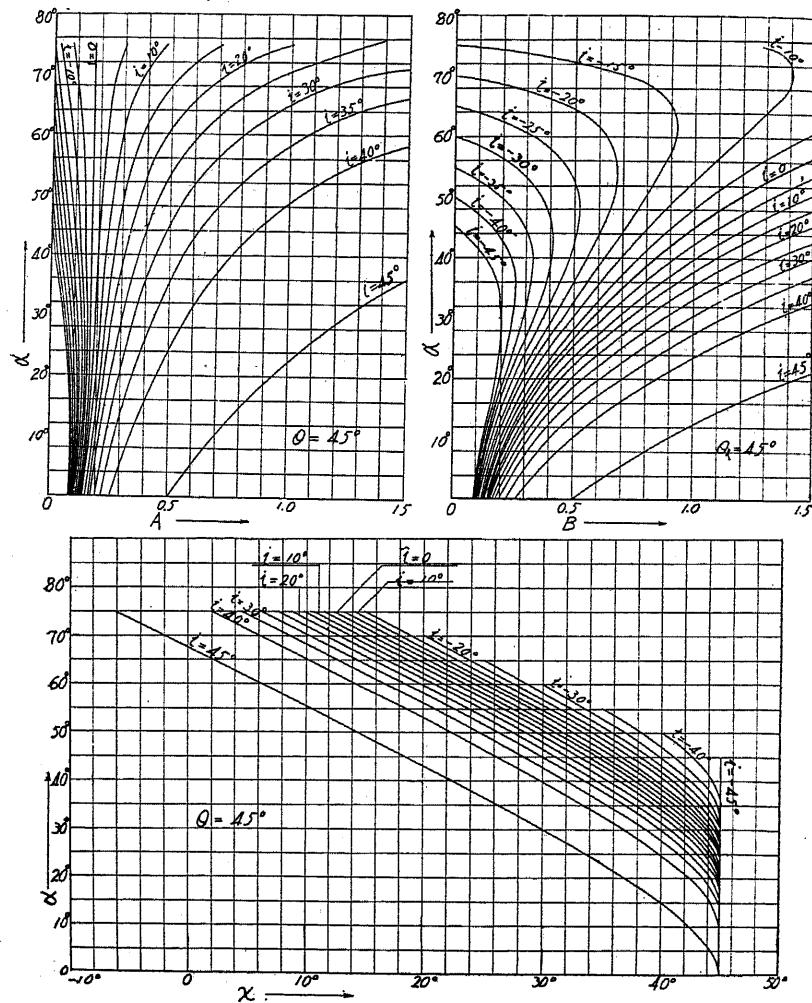
但し S は垂直高 h の全土圧

w は土の単位重量

$\theta = 45^\circ$

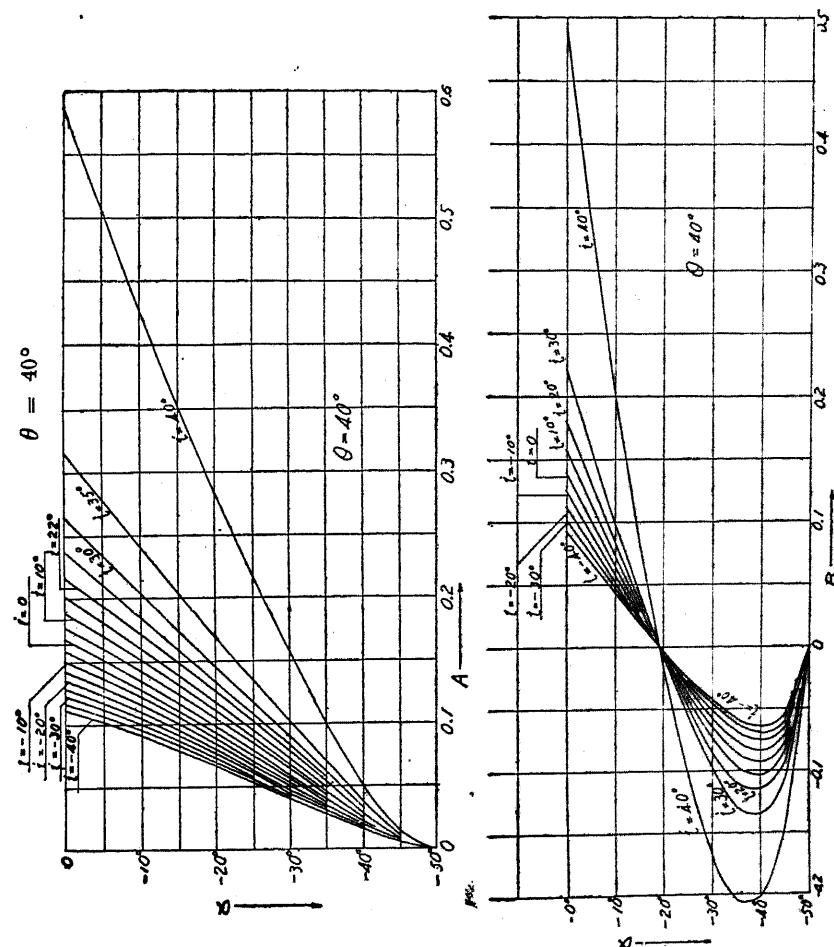
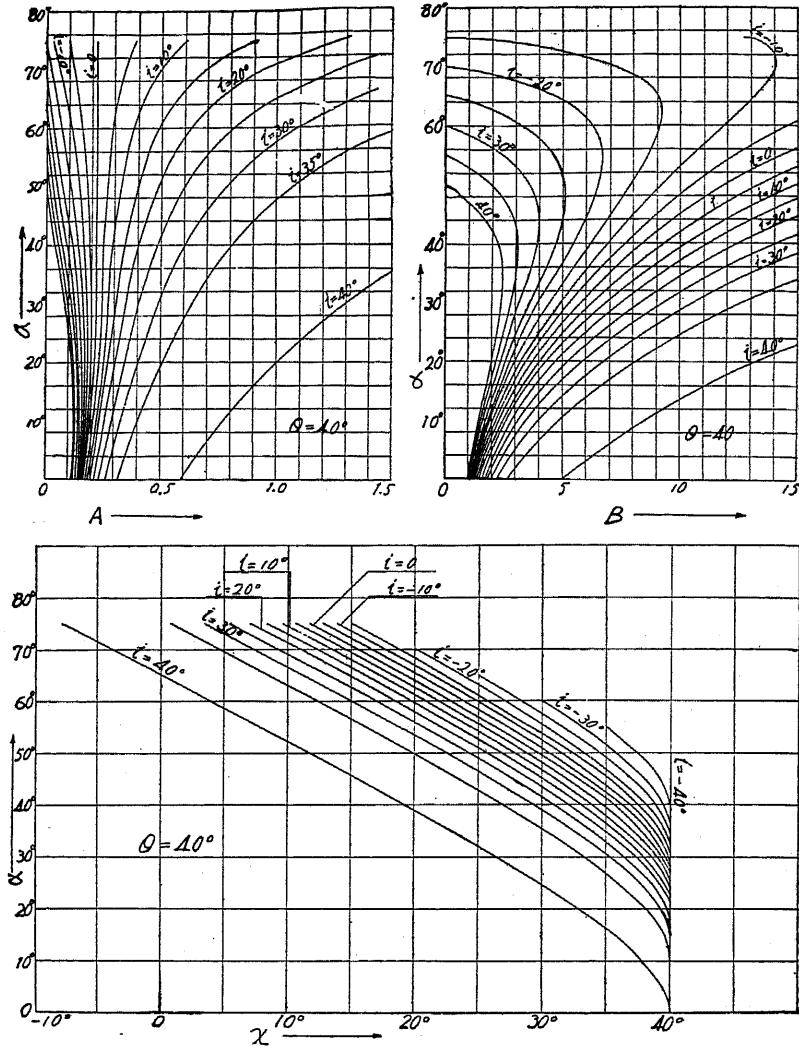


第 50 圖



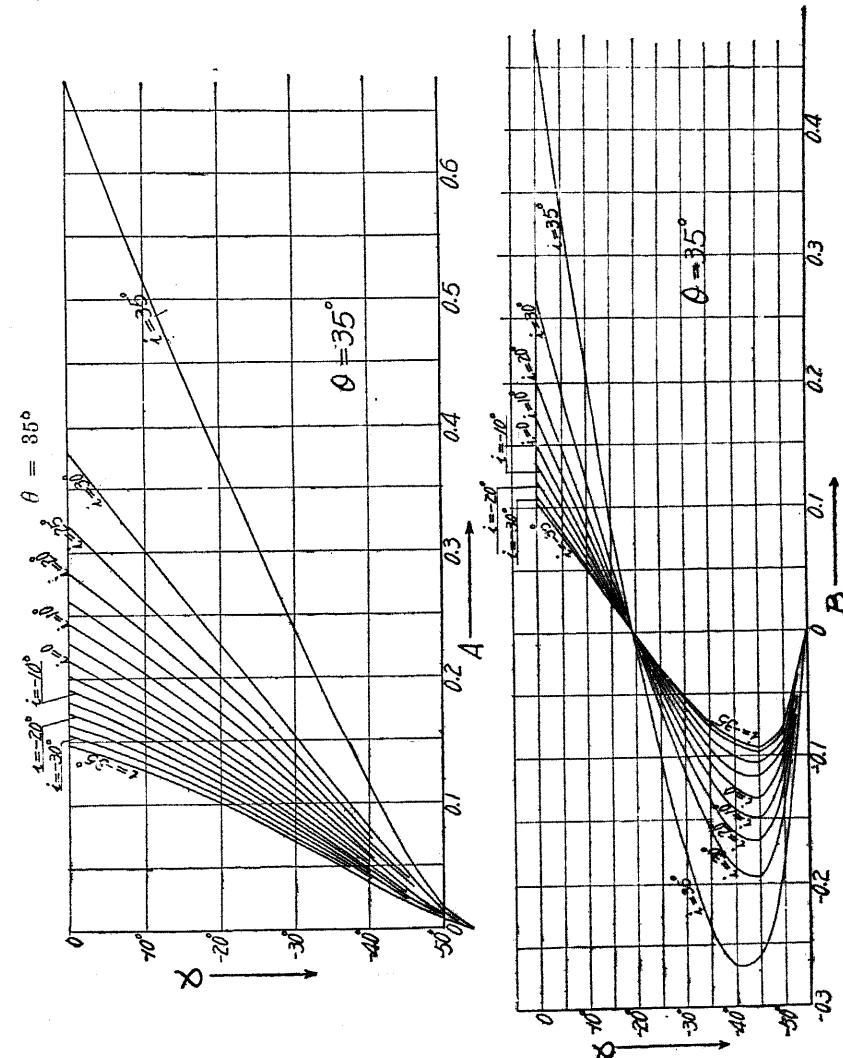
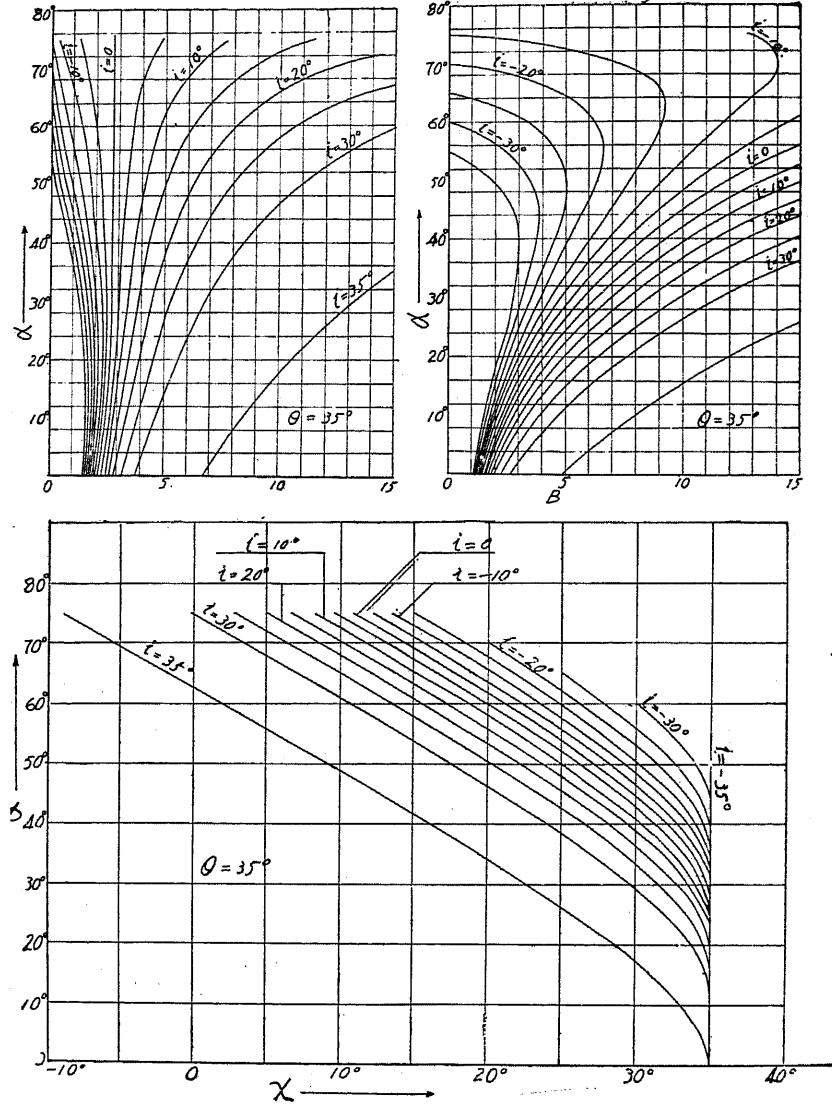
$\alpha < 0$ の場合の χ の値は 150 頁にあり

$$\theta = 40^\circ$$



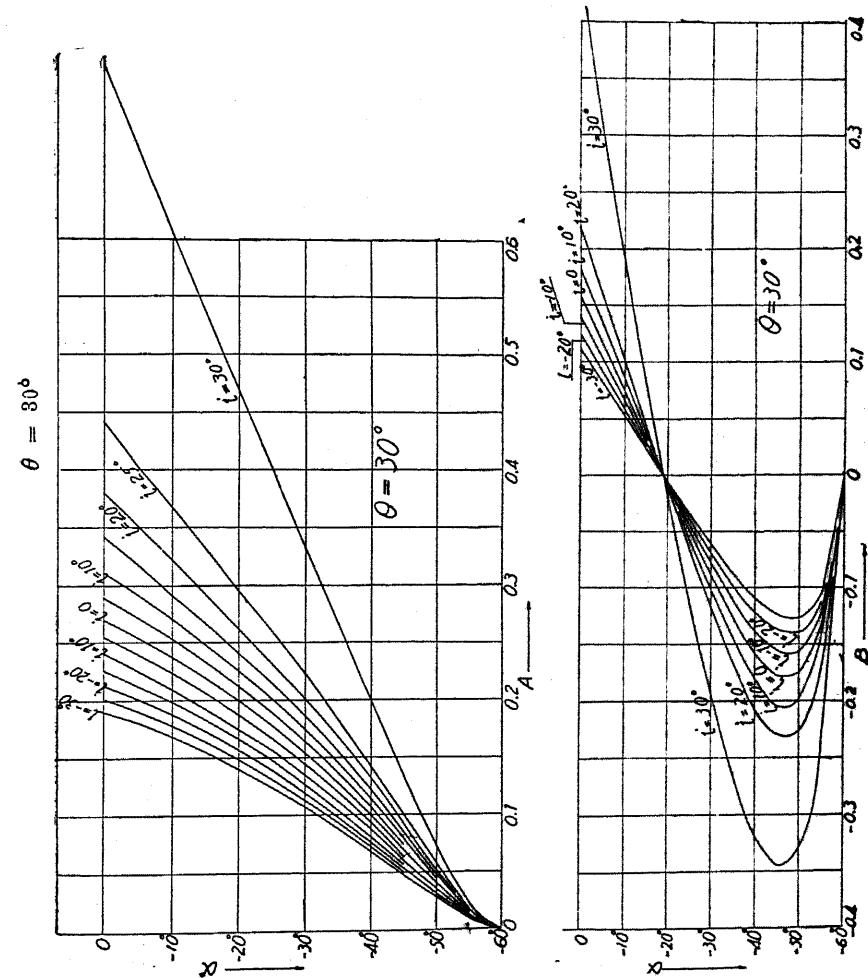
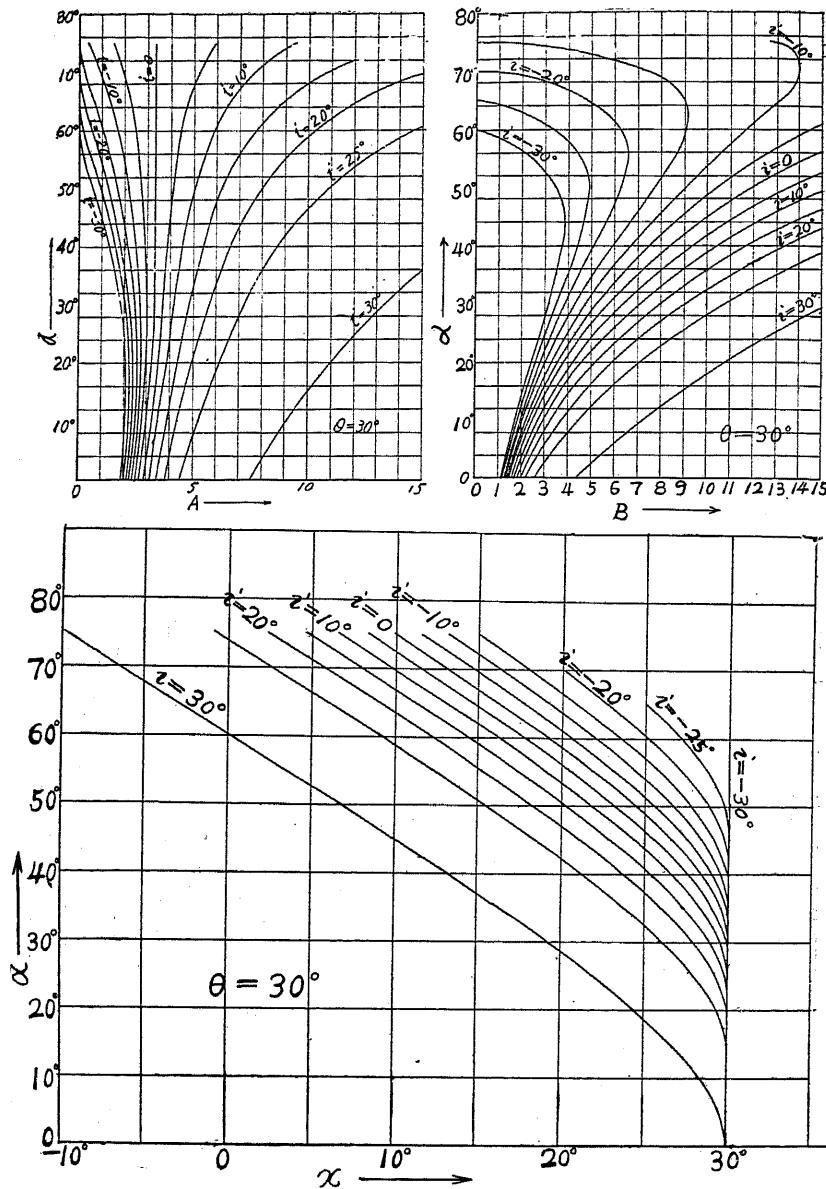
$\alpha < 0$ の場合の X の値は 150 頁にあり

$$\theta = 35^\circ$$



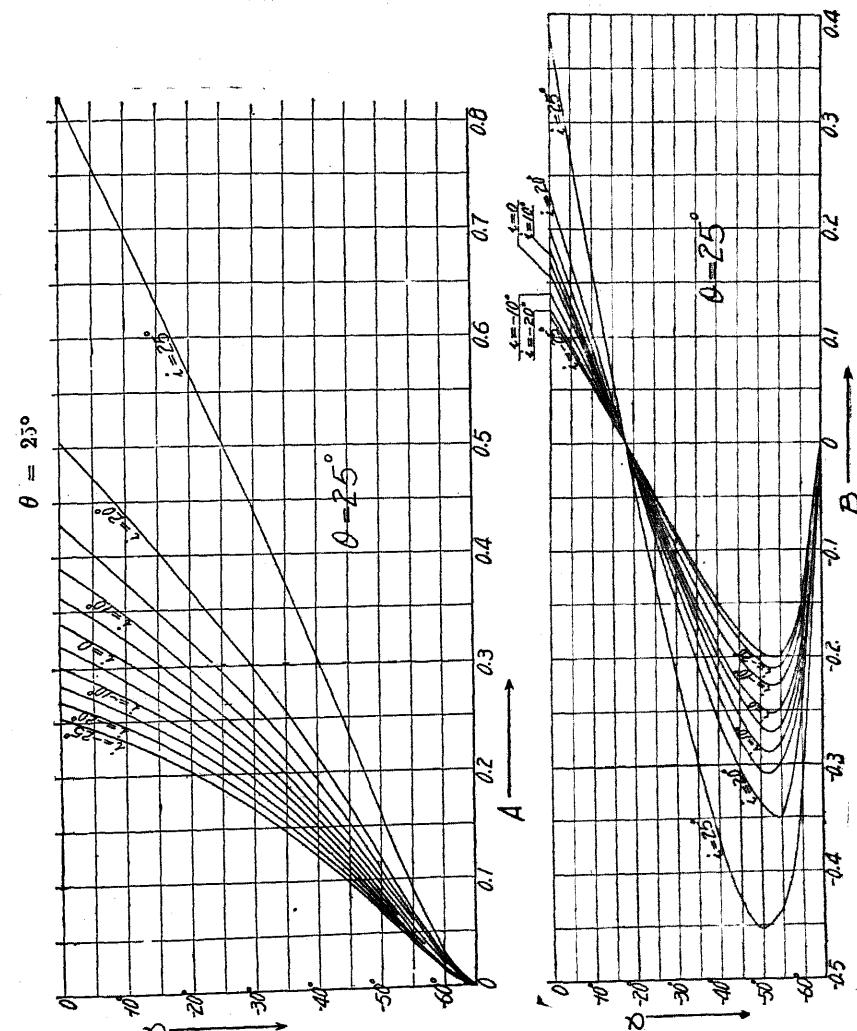
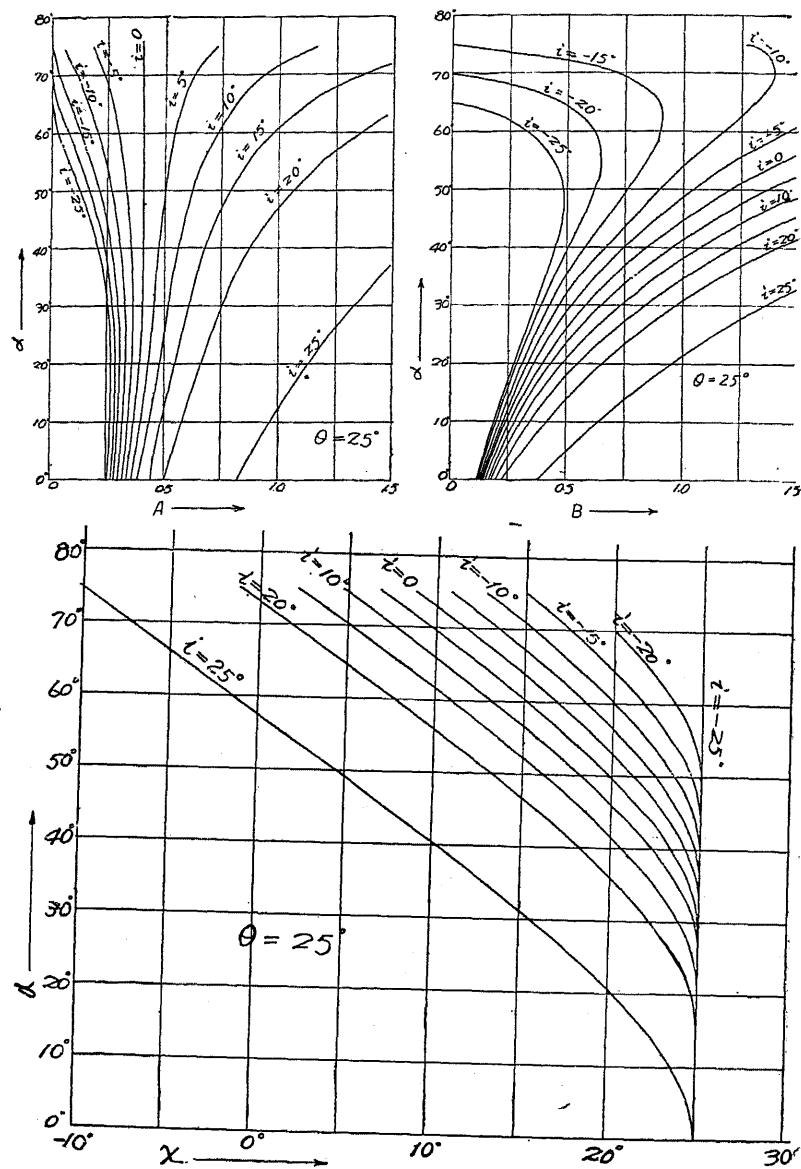
$\alpha < 0$ の場合の X の値は 150 頁にあり

$$\theta = 80^\circ$$



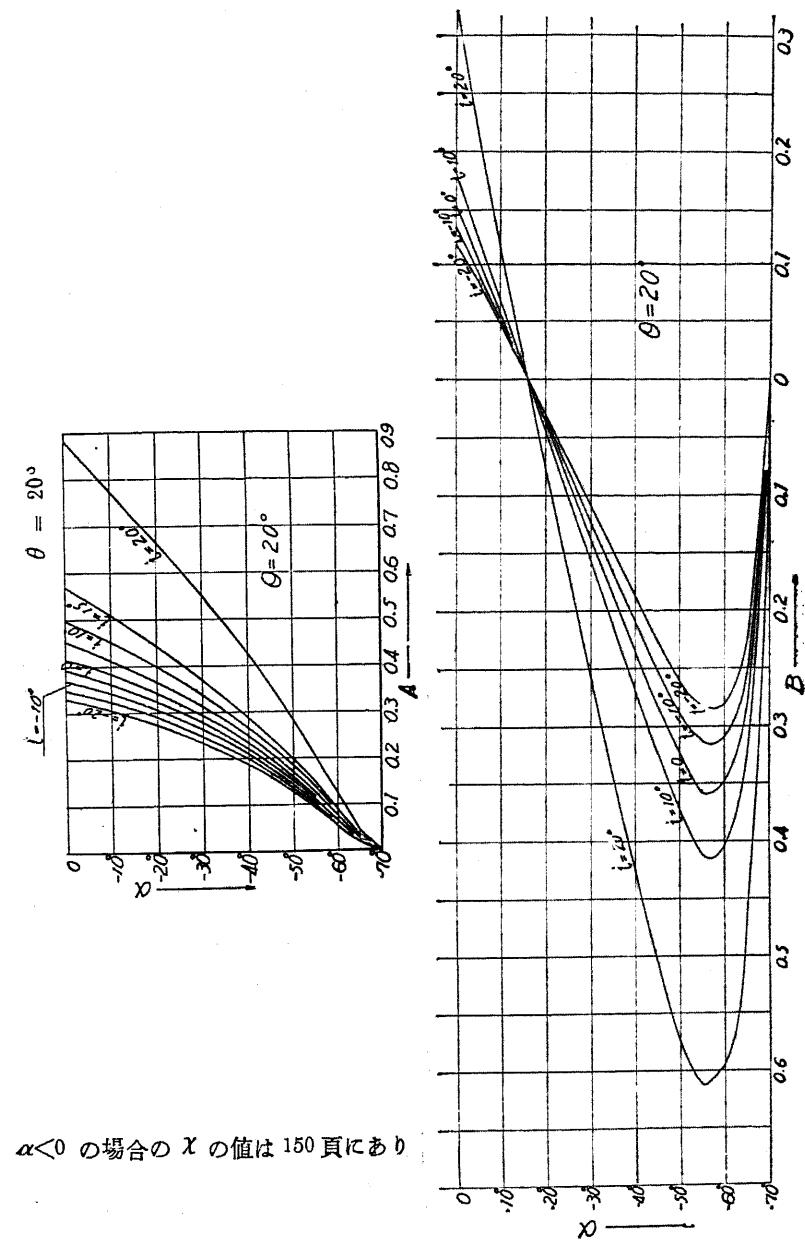
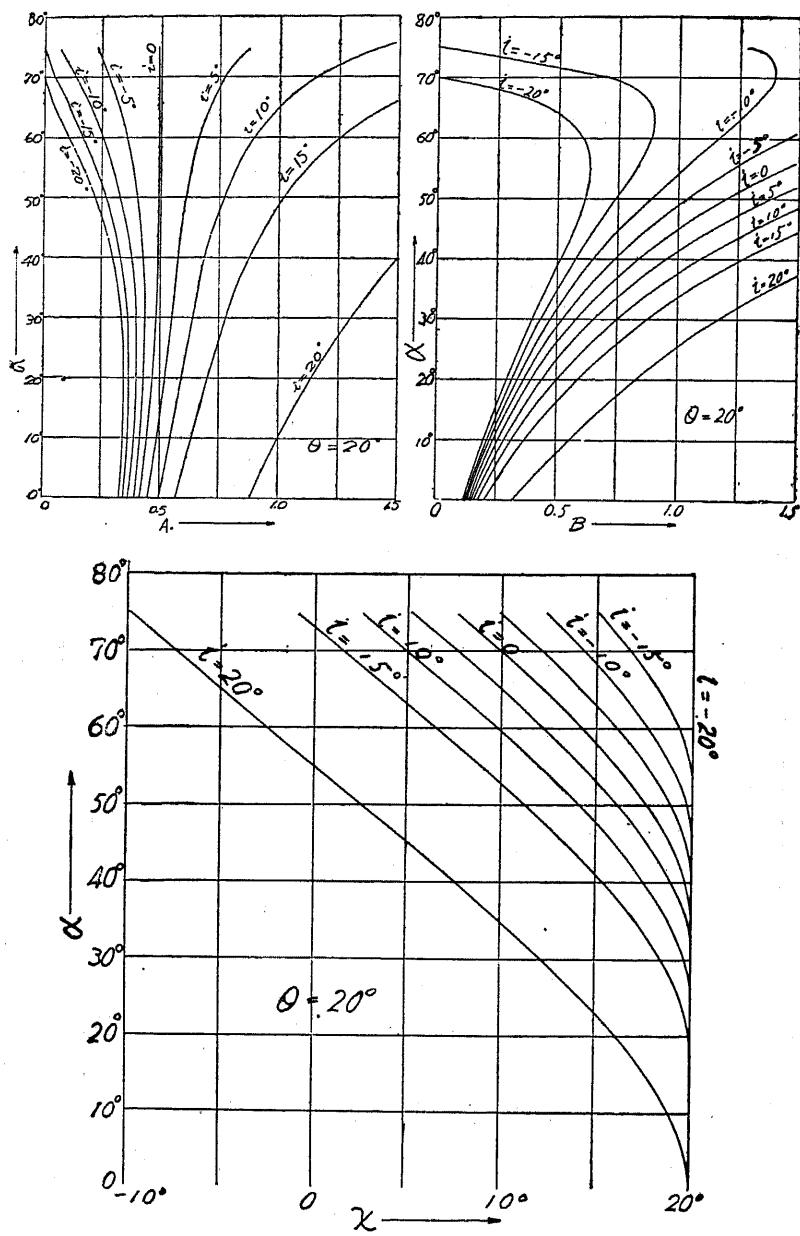
$\alpha < 0$ の場合の χ の値は 150 頁にあり

$$\theta = 25^\circ$$

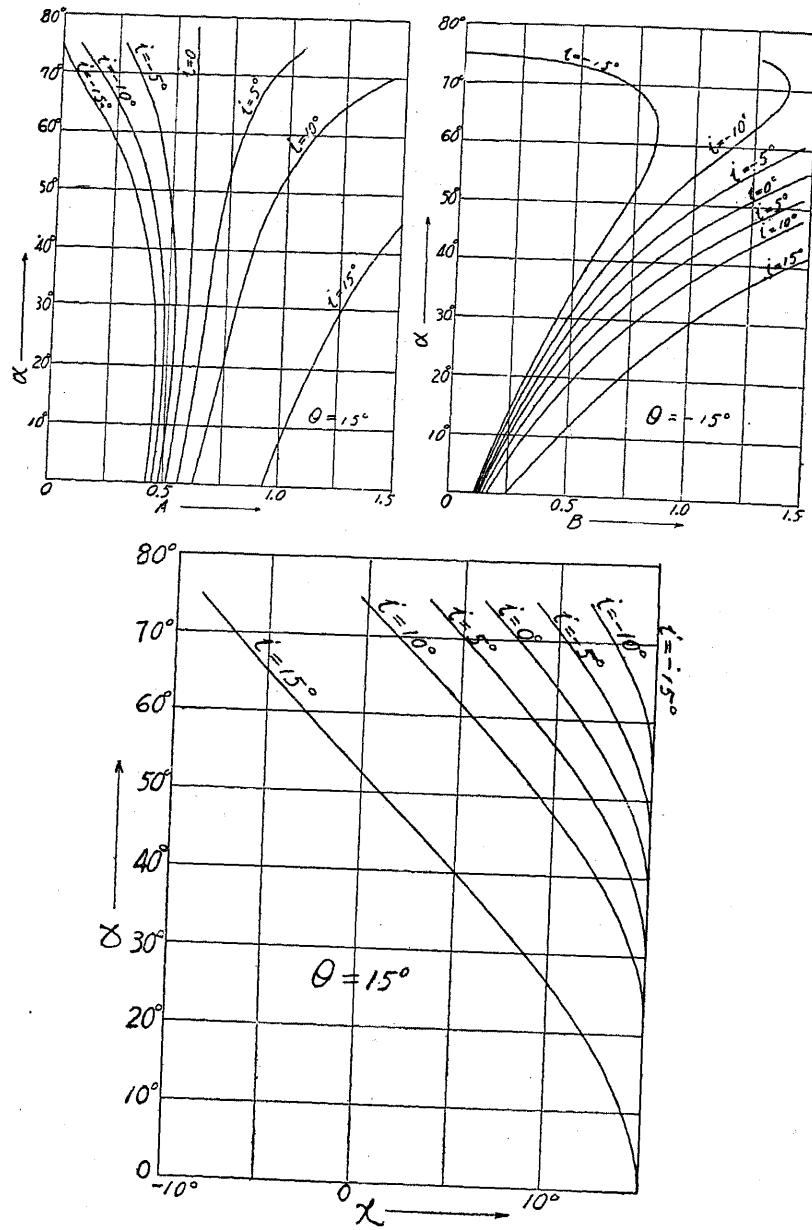


$\alpha < 0$ の場合の χ の値は 150 頁にあり

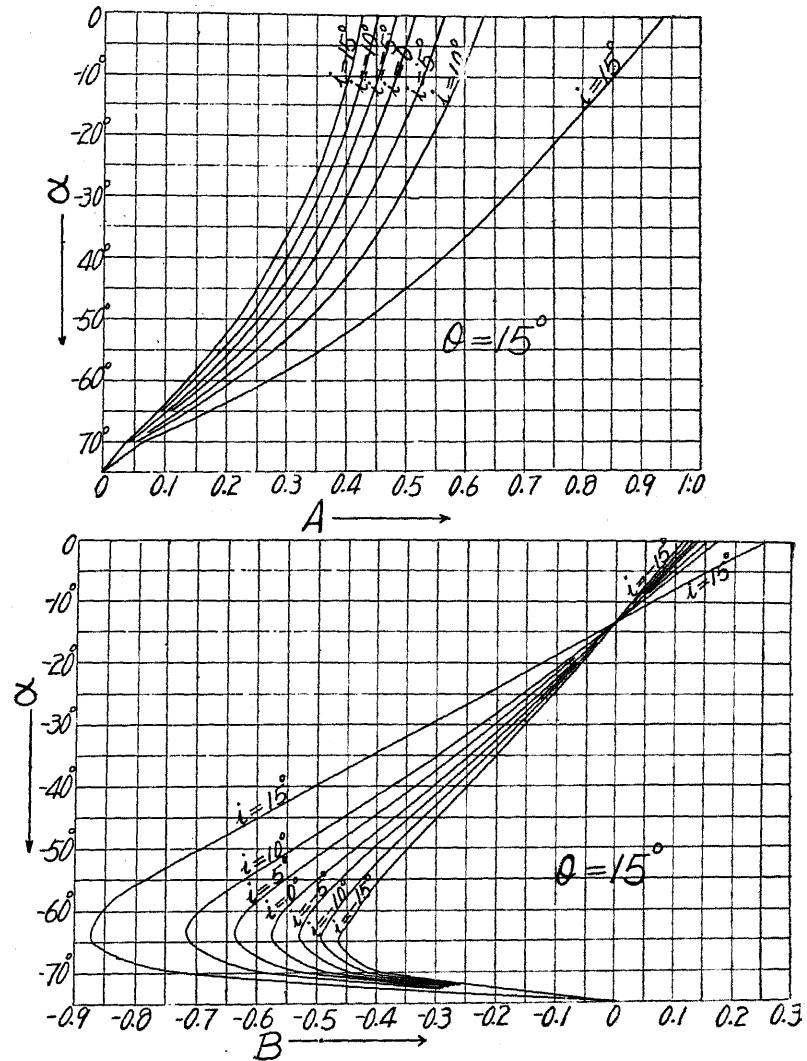
$$\theta = 20^\circ$$



$$\theta = 15^\circ$$

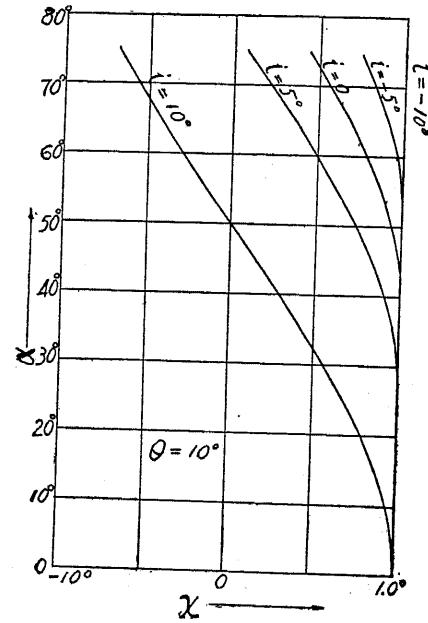
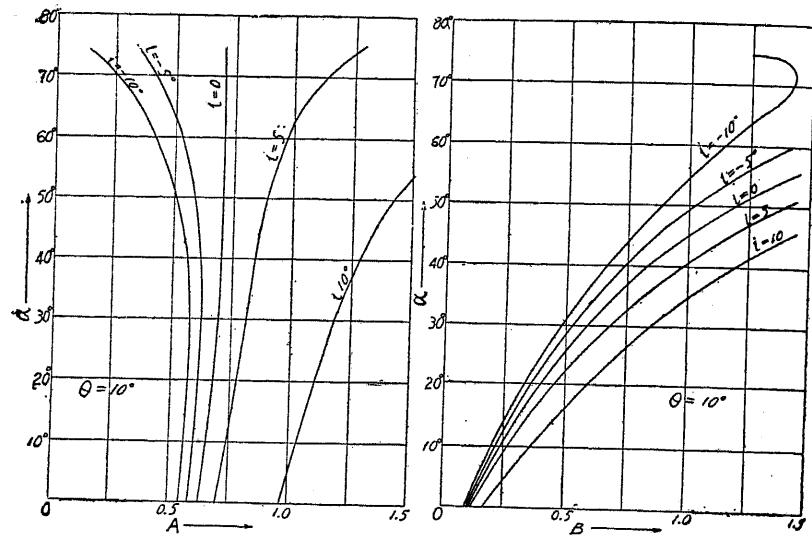


$$\theta = 15^\circ$$

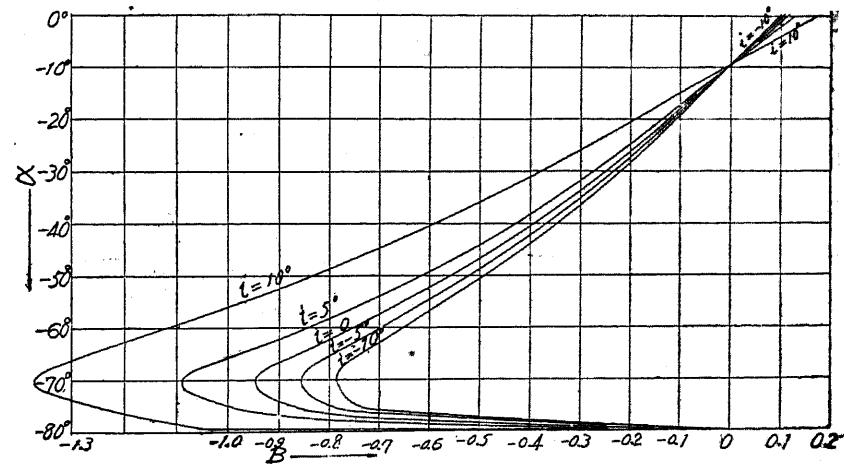
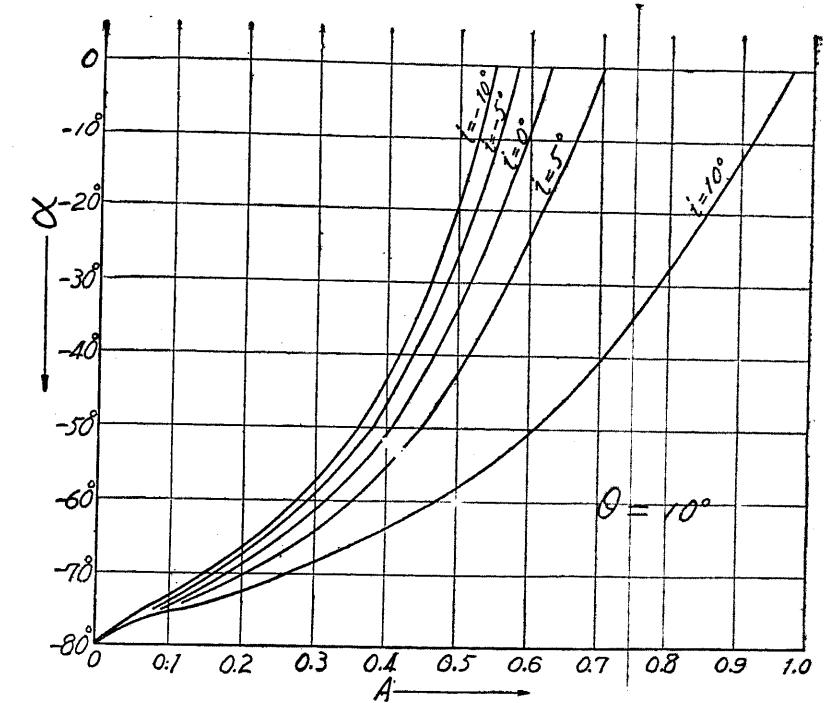


$\alpha < 0$ の場合の χ の値は 150 頁にあり

$$\theta = 10^\circ$$

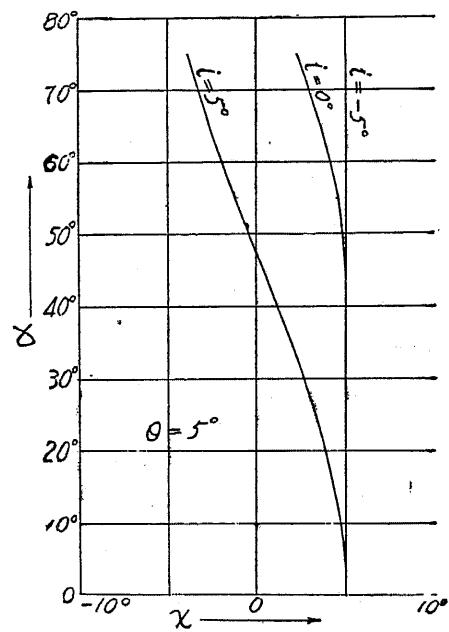
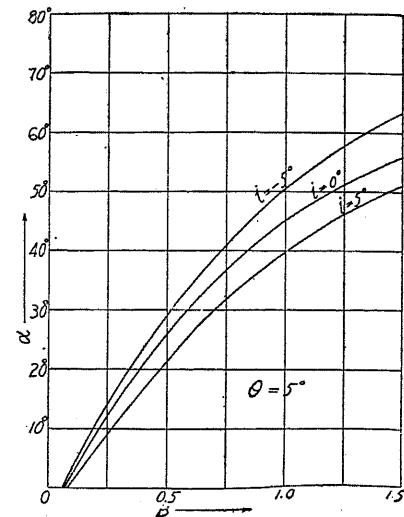
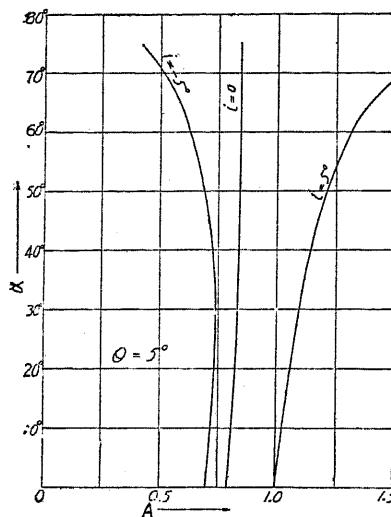


$$\theta = 10^\circ$$

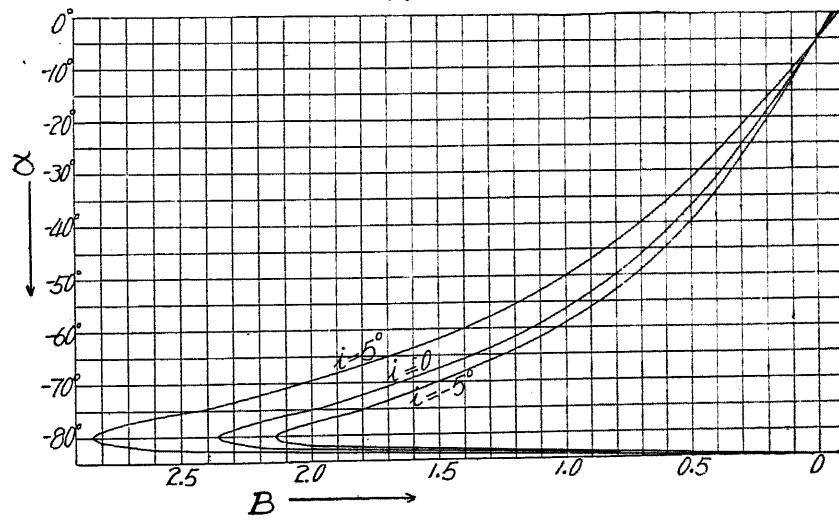
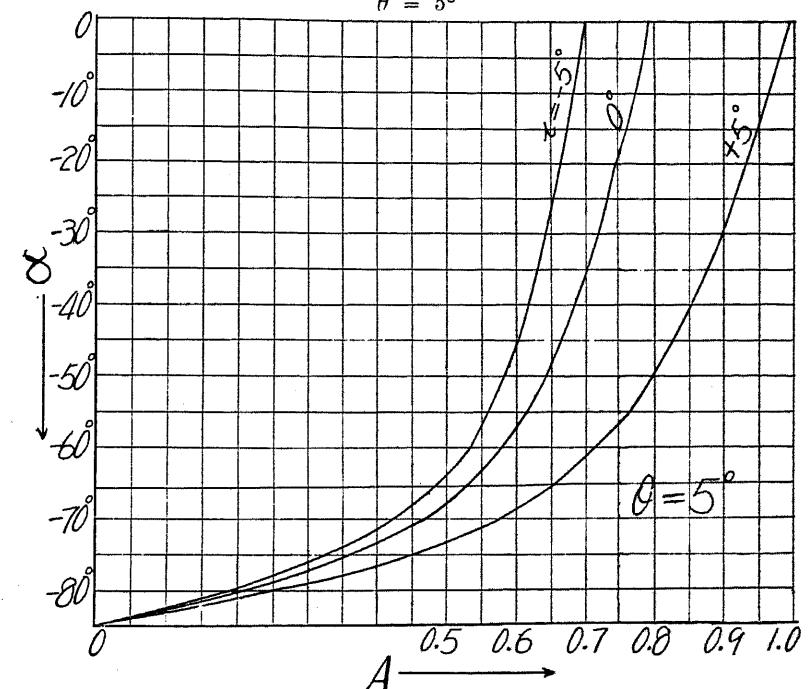


$\alpha < 0$ の場合の X の値は 150 頁にあり

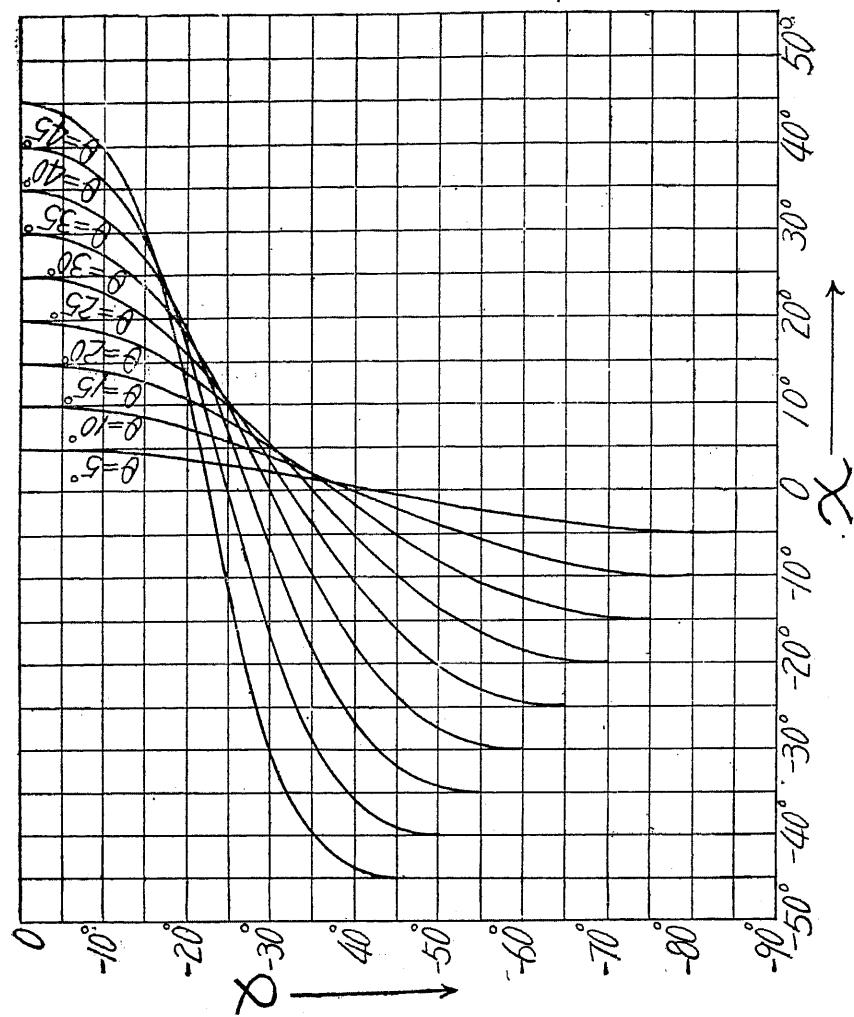
$$\theta = 5^\circ$$



$$\theta = 5^\circ$$



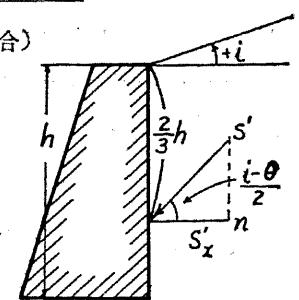
$\alpha < 0$ の場合の χ の値は 150 頁にあり

$\alpha < 0$ に対する χ の値

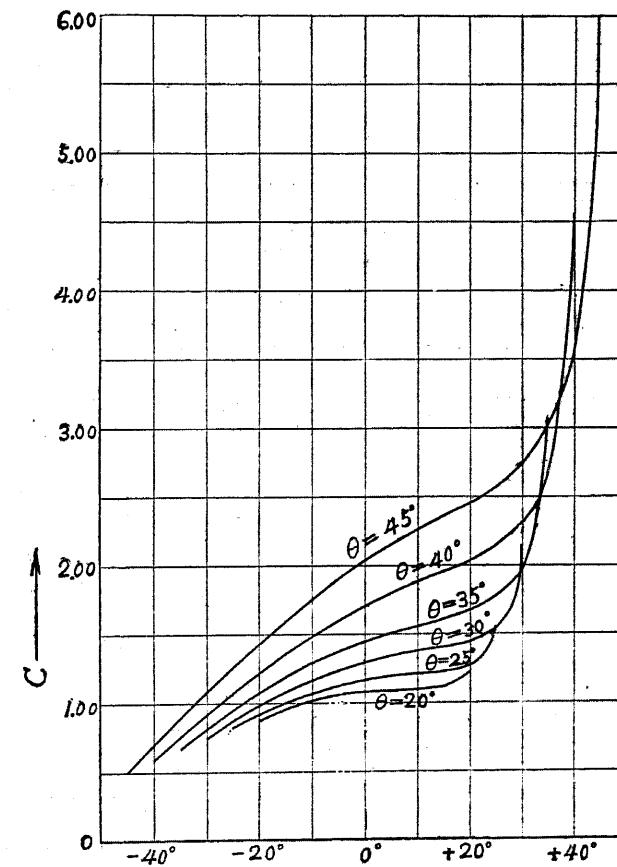
5. レザルの受動土圧係数表（但し鉛直壁の場合）

$$S'_x = C \frac{wh^2}{2}$$

$$S' = S'_x \sec \frac{i-\theta}{2}$$

 S' は垂直高 h に働く全土圧 w は土の単位重量

第 51 図

 $i \longrightarrow$

6. 粘着力を有する土壤に就いてのレザル土壓論

レザルは如上の土圧論を粘着力を有する土壤の場合に擴張した。その立脚點はクーロンの剪断抵抗式

$$f = n \tan \theta + c$$

但 f = 剪斷抵抗力

n = 垂面應力

$$\theta = \text{摩擦力}$$

c = 粘着力

に基礎を置いて粉體に於けると同一筆法で理論を進めた (Resal : Poussée des erreurs II)。

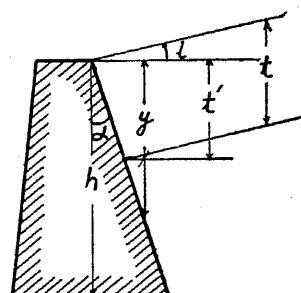
結論として主働土圧の水平分力の計算には地表面下鉛直距離に於て

$$t = \frac{2c}{av} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right) \dots \dots \dots (77)$$

の間は土壓力は働くかず、即ちこの t に相當する厚さ丈地表面が下つたものと考へた粉體土壓と同一となる。受働土壓の水平分力に於ては逆に粉體の場合に比してこれ丈地表面が鉛直に増大したものと考へればよい。この t を粘着力高 (Cohesion height) といふ。

従つて α の傾をなす擁壁の主働土圧の水平分力の計算には前表の y 及 n から

$$t' = t \frac{\cos \alpha \cos i}{\cos(\alpha - i)} \\ = \frac{2c}{w} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right) \frac{\cos \alpha \cos i}{\cos(\alpha - i)}$$



第 52 圖

丈引いた値を用ふればよい。

受働土圧の水平分力の計算ではこれ丈増加すべきであるが、實際上にはこれは加へぬが安全であらう。

第五章 擁壁、基礎、法面の安定

1. 構造物及び地盤の安定

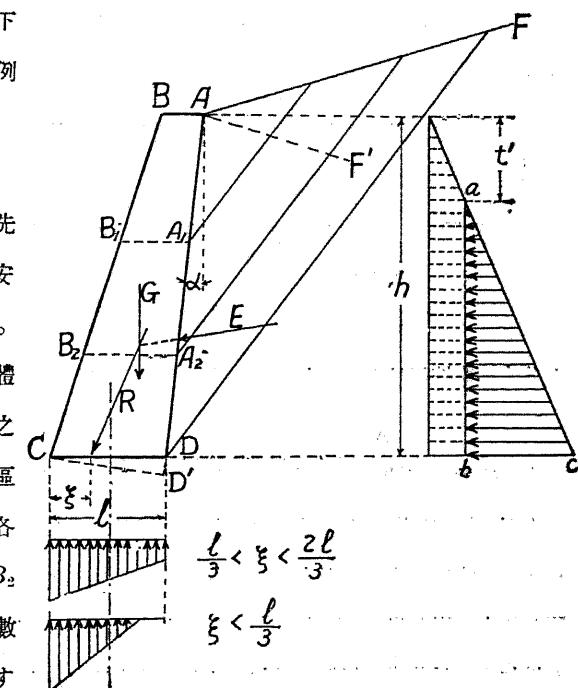
上來述べ來つた土壓論は如何にして構造物及び基礎地盤の安定の算定に利用されるか。

後の第三編に述べる彈性理論による土圧論を除けば、通常所謂土壓論が對象とする處は既に記したやうに地盤をなす土壤が崩壊して構造物又は基礎が或る滑り面に沿つて地盤の上を滑る爲であると考へられる。最近 Hultin, Fellenius, Terzaghi 等はクーロンの土楔の理論を更に展開して擁壁岸壁等の倒壊、構造物の破壊的沈下、軟弱基礎地盤の地辺り、法面の安定等に就いて興味ある力學的取扱を發表してゐるから、以下

其の簡単な説明と應用例題を示さう。

2. 掘壁の倒壊

擁壁を設計するには必ずそれに充分の強度と安定を與へねばならない。現場の條件から擁壁全體の厚さを決定した後、之を高さに應じて適當の區分に分ち（第53圖）、各部分の斷面 $A_1 B_1$, $A_2 B_2$ について前章の土壓係數表から主働土壓を算出す。



... 第 53 版

煉瓦工の如き石工なれば、土壓と擁壁の自重との合成力が断面の内部 $\frac{1}{3}$ 内に含まれるやう、又擁壁が鉄筋混凝土工なれば壁體を突析と考へて所要断面と鉄筋量を算定すればよい。斯くて主働土壓に對して充分の強度を有する壁體の断面が決定されるのであるが、その計算は土壓論の範圍を出るから省略する。

次に安定の条件として壁體は次の三條件を満足しなければならない。

(1) 転倒に對する安定。土圧 E と壁體の自重 G の合成力 R は基底 CD 内を通過する事。

(2) 基底面内に生ずる最大垂面力が壁體の抗壓強度及び地盤の支持力内にある事。合成力 R を基底に垂直及び平行なる二分力 N, T に分解すれば C 點に生ずる最大垂面應力は

$$\sigma_{max} = \frac{N}{l} \left(1 + 3 \cdot \frac{l - 2\xi}{l} \right) \dots \dots (79) \quad \frac{l}{3} < \xi < \frac{2l}{3} \quad \text{の場合}$$

で與へられる。基礎地盤の支持力としては従来の載荷試験で求めた値を参照使用する。

(3) 壁體が CD 面上を滑つて前方へ移動せざる事。 R の水平分力 T は基底面に等布されるものと考へ

$$\tau = -\frac{T}{J}$$

が基底の摩擦抵抗より小なれば安定である。即ち

$$\frac{T}{N} = \tan \rho \quad \dots \dots \dots \quad (81)$$

とすれば角 P が壁體と地盤の材料との摩擦角より小なればよい。

土圧の算定に際し土の粘着力を考慮する場合は土圧の分布圖は擁壁の全高より
 ら (78) 式に示す γ を引去つた abc の形となる。又角 ρ が餘り大きくなつて壁
 體が前方へ滑り出す危険あるときは、次の項に述べる壁體の前面に働く抵抗土圧
 を増加する爲基礎の根拠を増加するか、基礎地盤の支持力が充分なれば近來屢々
 見受けられる様に底面を傾けて點線 CD' にするか、又は筋鉄混擬土の擁壁なれ
 ば ρ の値を増加する等の方法を採用する。

ば基底の下に適當な突出物を附ける等の設計が考へられる。

尙擁壁の傾斜角 $- \alpha$ が相當大きく且つ地表面が點線 AF' の如く著しく後方へ下つてゐたり、又裏込の土質が軟弱弛緩せる場合等には擁壁が後方に轉倒する危險があるから、受働く土圧を算出して之に對し充分な強度と安定を與へねばならない。

例1 土の摩擦角 35° 地表面の傾斜角 $+30^\circ$ の場所に高さ 6 m の混凝土擁壁を設計せんとす。土の壁面摩擦角は 25° とす。

先づ擁壁の頂部の幅は 0.60 m 、擁壁の前面の傾斜は 3 分とする。基底の幅 $= 1.80\text{ m}$ と假定すれば壁面の傾斜角 $\alpha = +5^\circ$ となる。クレーの主働土壓係数表から $\varphi = 30^\circ$, $\theta = 35^\circ$, $\rho = 25^\circ$ のときの λ_a を求めれば、 $\alpha = 0^\circ$ に對しては $\lambda_a = 0.43$, $\cot \delta = 0.91$, $\alpha = +10^\circ$ に對しては $\lambda_a = 0.31$, $\cot \delta = 0.96$, $\alpha = +20^\circ$ に對しては $\lambda_a = 0.20$ $\cot \delta = 1.00$ であるから、 $\alpha = +5^\circ$ に對しては $\lambda_a = 0.37$, $\cot \delta = 0.94$ と考へ、擁壁の幅 1 m に對する土壓 E と壁體の自重 G を算出する。

$$E = 1.6 \times 0.37 \times \frac{h^2}{9}$$

$$= 10.656 \text{ ton/m-run}$$

$$G = 2.2 \times \frac{0.6 + 1.8}{2} \times 6$$

$$= 15.810 \text{ ton/m-run}$$

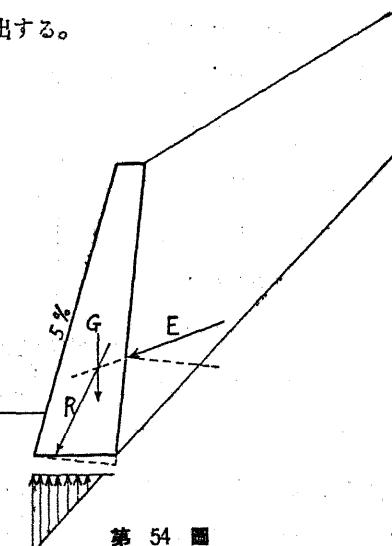
茲に土及び混凝土の重量は $1.6 t/m$

及て 2.2 t/m^3 と取つた。次に第

54 圖に於て土壓 E は基底から

み/3 の點に壁面の垂線に對して

25° の傾きをなして作用するも



第 54

のとせば、 G と E の合力 R は基底の前端より 0.51m の内側を通る。従つて

最大垂面応力は

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3\xi} = \frac{2 \times 19.4}{3 \times 0.5} = 25.8 \text{ ton/m}^2$$

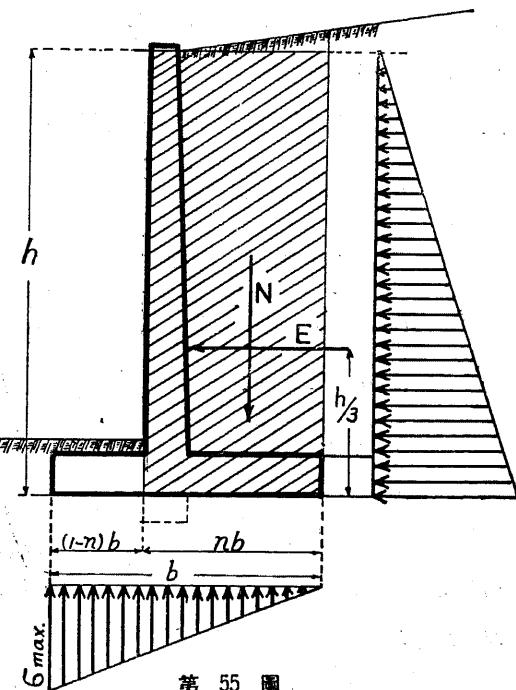
普通の土壤は支持力が $20 \sim 40 \text{ ton/m}^2$ 位あるから擁壁は安定、然れども R の傾斜角は約 27° であつて ρ を僅か超過するから、基底には點線の如く後下方へ 1% の傾斜を附ける。

例 2 粘着力 0.1 kg/cm^2 摩擦角 20° 地表面の傾斜角 $+10^\circ$ の場所に高さ 8 m の鉄筋コンクリートの L 形擁壁を建造せんとす。

L 形若くは L 形擁壁に加はる荷重は壁體の形状、施工状況及竣工後の荷重の作用状況等によつて著しく變化して殆ど判断に苦しむのであるが、通例極く簡単に次の如く假定して計算してゐる。先づ擁壁に加はる鉛直荷重としては壁全體の自重、基礎床板上に乘れる裏込の土及び其の上に加はる荷重であつて、此の外に壁體に主働土圧が作用する

と考へる。

此の種の擁壁では基礎床板の幅と鉛直壁體の高さとの間に基底の幅を最も經濟的にする適當な比が存在する筈である。これを求める爲今簡単に鉛直荷重は第 55 圖の影線を施せる部分のみを考へ、土圧は水平方向に作用するものとし、又擁壁と土の単位重量を相等しいと假定する。基底の中央 $\frac{1}{3}$ の外側の端を中心と



第 55 圖

する力率を 0 ならしめれば、土圧と壁體及び其の上に乗れる土の自重との合力 R は恰も中央 $\frac{1}{3}$ 内を通過するから反力は基底の前端で最大後端で零となるやうに床板の幅を決める事が出来る。即ち第 55 圖に於て土の単位體積の重量を w として

$$\text{全鉛直荷重 } N = w \cdot h \cdot nb$$

$$\text{全土圧 } E = w \cdot \lambda_a \cdot \frac{h^2}{2}$$

なるが故に中央 $\frac{1}{3}$ の外側の端に力率の中心をとつて

$$w \cdot h \cdot n \left(\frac{2}{3} - \frac{n}{2} \right) b^2 = w \cdot \lambda_a \cdot \frac{h^3}{6} \quad \dots\dots\dots (82)$$

$$\therefore b = h \sqrt{\frac{\lambda_a}{n(4-3n)}} \quad \dots\dots\dots (83)$$

で與へられる。

今例題に就いて $n = \frac{2}{3}$ と取り、クレーの主動土圧係数表から $\alpha = 0$, $\varphi = +10^\circ$, $\rho = 0^\circ$, $\theta = 20^\circ$ より $\lambda_a = 0.57$ を得る。

又粘着高 t は (77) 式より

$$\begin{aligned} t &= \frac{2c}{w} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right) \\ &= \frac{2 \times 0.1}{1.6} \tan (45^\circ + 10^\circ) \\ &= 1.79 \text{ m} \end{aligned}$$

となり、土圧に及ぼす有効高は

$$h-t = 8 - 1.79 = 6.21 \text{ m}$$

となる。之を (82) 式に代入して

$$8 \times \frac{2}{3} \times \left(\frac{2}{3} - \frac{2}{3 \times 2} \right) b^2 = 0.57 \times \frac{6.21^2}{6}$$

$$\therefore b^2 = 12.77 \quad b = 3.59 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \therefore N &= whnb \\ &= 1.6 \times 8 \times \frac{2}{3} \times 3.59 \\ &= 34.5 \text{ ton/m-run} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \sigma_{max} &= \frac{2N}{b} \\ &= \frac{2 \times 33.5}{3.59} \\ &= 18.7 \text{ ton/m}^2 \\ E &= \frac{1}{2} w \lambda_a (h-t)^2 = \frac{1.6}{2} \times 0.57 \times 6.21^2 = 17.1 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

又土圧 E と鉛直荷重 N の合力が基底面の垂線となす角は

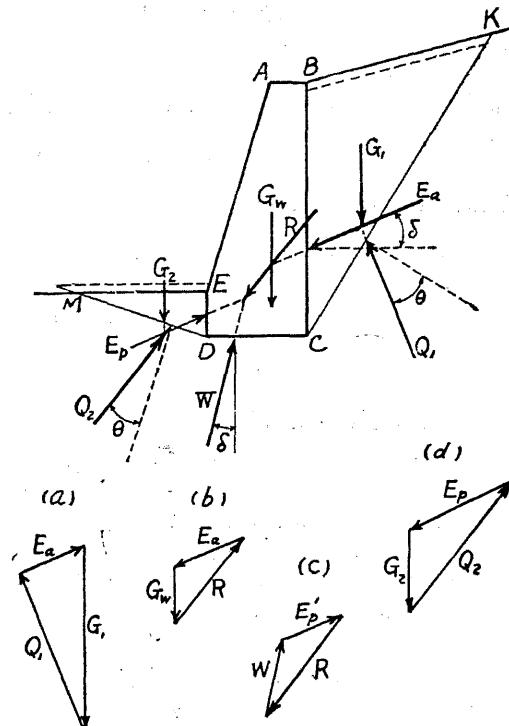
$$\tan^{-1} \frac{E}{N} = \tan^{-1} \frac{17.1}{33.5} = 27^\circ$$

にして少しだけ過ぎるから第 55 図點線の如く基底の下に突起物を附けるのを可とする。

尙 \perp 形の擁壁では後方の床板を前方より長くする程、転倒及び滑り出しに對する安定は確実となる。

3. 擁壁の基礎の安定

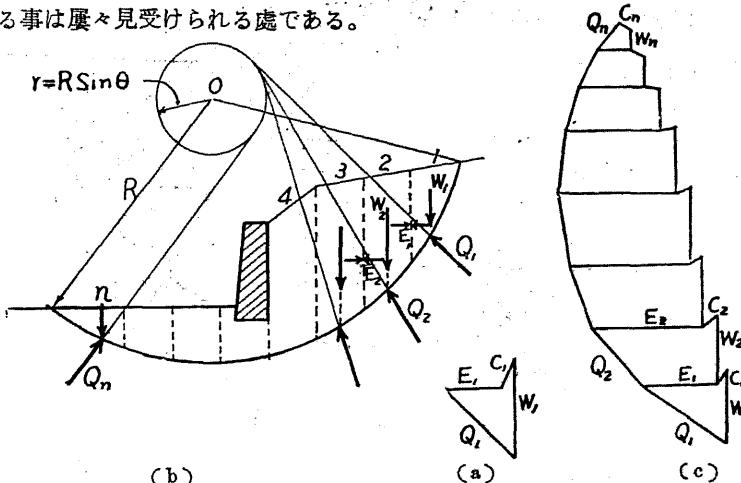
I 擁壁の基礎が適當の根掘りを有するときは第 56 図の如く主働土圧の爲壁體が後方の土塊と共に前方へ滑り出しても、前方から深さ DE に相當する土が受働土圧を作用して之に抵抗する。此の場合の安定の條件は先づ土塊 BCK の釣合から力角形 (α) に依つて主働土圧 E_a 土塊の重量 G_a 反力 Q_1 の大きさを求め、次に力角形 (β) に於て



第 56 圖

E_a と壁體の自重 G_w を合成して R を求める。 R に抵抗する力は力角形 (c) に於て反力 W と受働土圧の方向に作用する E'_p である。一方上塊 MED の釣合から力角形 (d) に於て受働土圧 E_p を求める。然るときは反力 W が地盤の支持力を超過せず且つ $E_p > E'_p$ なれば擁壁は安定であつて E_p / E'_p の比は滑り出しに對する安全率に相當する。

II 次に軟弱地盤に高い擁壁、盛土、切取を施工したり、急勾配の土地が雨水を含んで摩擦角を著しく減少したり、或は軟い海岸の堆積泥土層の上に岸壁を施工したりすると、構造物の基礎より遙に深い處で地盤が略ほ圓錐形の面に沿つて滑る事は屢々見受けられる處である。



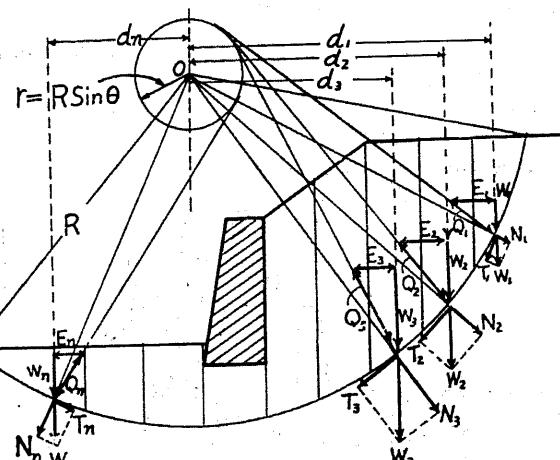
第 57 圖

此の場合には第 57 圖の如く適當の點に中心 O を置いて半径 R で圓を書き滑り面上の地盤を n 個の垂直部分に分けて粘着力 c と摩擦角 θ を適當に假定し O を中心として半径 $r = R \sin \theta$ の小圓を畫く。次に各部の重心を求めて垂線を下し、滑り面との交點から小圓に切線を引けば反力 R の方向を得る。土壓は各部の界面で互に水平に作用し合ふものと假定し、又界面に作用する粘着力も安全側であるから之を省略して、各部に就いて力角形 (a) を畫き、 W_1 から始めて全

體の力角形 (c) を畫く。一般に力角形 (c) は最後の n で閉ぢないから摩擦角 θ を種々變化し、力角形が閉ぢた時の θ 及び c が其の地盤の摩擦角及び粘着力より小なれば地盤は安定を保つ。斯くて圓の中心と半徑 R を變へて數度如上の作圖を試みれば θ と c の最大になる圓が最も危險な滑り面であつて、地盤の摩擦角と粘着力が其の値より大なれば構造物を支へる地盤は安定と考へられる。

I 次に之を解析的に解くには先づ中心 O に関する各部の重量 W_1, W_2 の力率を求め之を M とす

る。廻轉力率 M に抵抗するのは摩擦力による力率 M_f と粘着力による力率 M_c である。即ち第 53 圖に於て中心 O から、各部の重心に到る距離を d とし、各部の重量 W を r



第 58 圖

を半径とする小圓の切線の方向の分力 Q と水平方向の土壓 E に分てば

四

が安定の條件である。

實際には先づ中心 O と R を適當に假定して M を算出し、次に c を假定して M_c を求める。茲で實際には θ 従つて r を多少變化するも ΣQ の値は殆ど變

化しないから先づ適當に θ の値を假定して ΣQ を求めたなれば

$$\sin \theta = -\frac{M - M_c}{R \cdot \Sigma Q}$$

より逆に θ を求め、此の θ と上に假定した c が地盤の θ 及 c の値以内にあれば地盤は安定である。

N 尚今一つの解法は第 58 圖の圓墻滑り面の下側に記入したやうに界面の土圧 E と粘着力を無視して、各部分の重量 W' を圓墻面への垂面分力 N と切面分力 T とに分解して中心 O に関する廻轉力率をとれば、廻轉を起す力率は

であつて之に對して抵抗する力率は

故に安定の條件は

$$\sum T \leq cL + \tan \theta \sum N \quad \dots \dots \dots \quad (91)$$

で與へられる。

實際には前と同様に中心 O と R を適當にとつて ΣT , ΣN 及 L を求め、次に c を假定して次式より β を求めるのが簡便である。

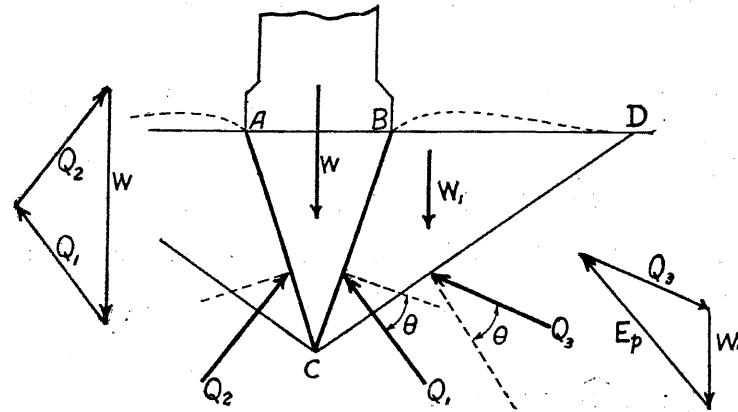
$$\tan \theta = \frac{\sum T - cL}{\sum N}$$

斯くて求めた θ と前に假定した c が地盤の上の θ と c の値以内にあれば地盤は安定である。

4. 基礎の破壊的沈下

軟弱な地盤の上に建造した構造物の基礎が破壊的沈下を起すのは、地盤の土が両側に逃げる爲であると考へられてゐる。これには次の數種の状態が考へられる。

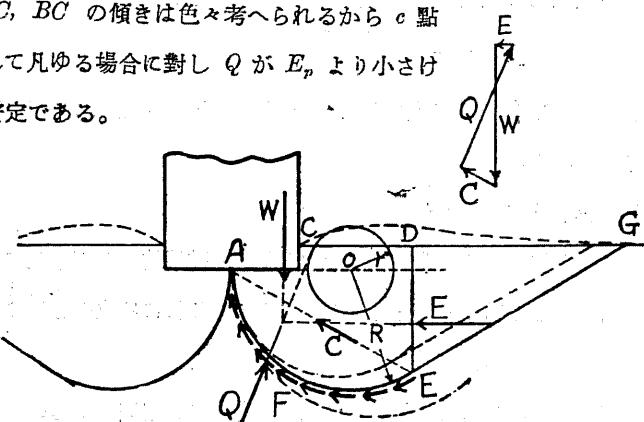
第 59 圖に示すのは奥行 1 m に就いて考へて、基底の下方の土が鉛直荷重の爲強く壓縮されて ABC の如く、楔型に固つて地盤の中に入り込み兩側の土を壓し



第 59 題

上げる場合である。先づ滑り面 AC , BC に働く反力 Q_1 , Q_2 は面の垂線に對して土の摩擦角 θ の傾をなし、壓力は深さに關して零から直線的に増加するものと考へれば c 點から $\frac{AC}{3}$, $\frac{BC}{3}$ の點に作用する。故に力角形に於て構造物の荷重と土塊 ABC の重量の和を反力 Q_1 , Q_2 に分解し、次に土壓係数表から AC , BC 面に作用する受働く E_p を求め Q_1 が E_p を超過してはならない。滑り面 AC , BC の傾きは色々考へられるから c 點の深さを加減して凡ゆる場合に對し Q が E_p より小さければ構造物は安定である。

次に考へら
れるのは極く
軟かい地盤に
於て基礎の下
方の土が彎曲
した滑り面に
沿つて兩側へ

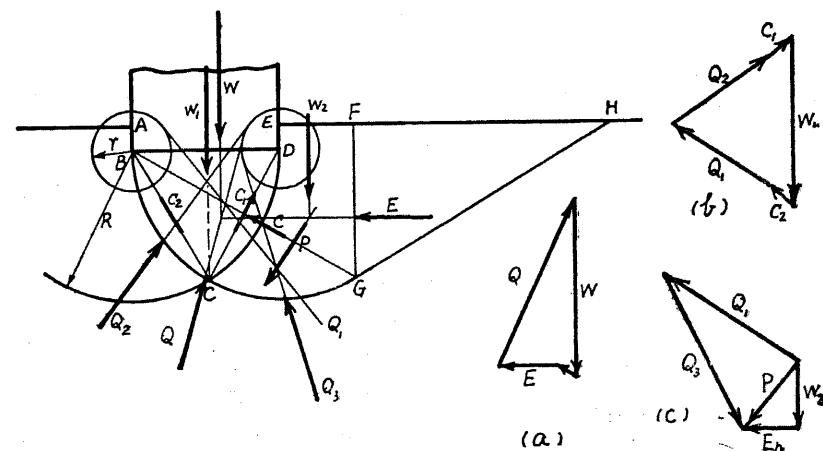


第 60 頁

逃げる場合である（第60圖）。

先づ基底の延長上の適當の點に中心 O をとつて基礎の中心 A を通る圓を描き、次に土壓係数表から水平地表面、鉛直壁面且つ壁面摩擦角が土の内部摩擦角に等しい場合の受動土壓に對する最も危險な滑り面の傾き $\cot \delta$ を求め、その傾を以つて圓に切線 EG を引く。切點 E を通る鉛直線 DE を引き、構造物の重荷の $\frac{1}{2}$ と土塊 $ABCDEF$ の重量を合成してこれを W とする。次に圓弧 AFE に沿つて作用する粘着力の合成功は弦 AE に粘着力 $c kg/cm^2$ を乗じたものに等しい。即ち

此の種の滑り面が発生する地盤の土は摩擦角が非常に小さいから DE 面に働く抵抗土圧 E の方向は簡単の爲水平と考へ、 E 點から $\frac{DE}{3}$ の點を通る水平線と W を交はらしめる。圓弧 AFE に作用する反力の大きさ及び分布状況は精確には分らないが、其の合力 Q は簡単の爲 O を中心とし $R \sin \theta$ を半径とする小圓に切するものと考へる。故に反力 Q は W と E の交點を通り小圓に切すべきを以つて其の方向は既知となる。



基 61 圖

即ち先づ大きさ及方向既知の W と $c \times \overline{AE} = C$ を合成して、更に之を方向既知の反力 Q 及土圧 E に分解し、 E が鉛直面 DE に働く受働土圧 E_p より小さければ構造物は安定である。此の場合も圓の中心 O の位置を AB の延長上の種々なる點に移しても常に E が E_p より小なる事を要する。

尚滑り面の位置は必ずしも基底の中心 A を通らず非對象形に發生したり、又左右の圓盤面が交叉して發生する事も考へられる。其の極端な場合として次の状態が考へられる。

第61圖に示すのは構造物が沈下する際、基底の一端を中心とし他端を通る滑り面 $BCGH$ とこれに對稱の $DC\cdots\cdots$ が發生するが、沈下し始めると同時に土塊 BCD は構造物の荷重に壓縮されて、鉛直に沈下し楔の作用に依つて兩側の土を壓し上げる場合である。

之を力學的に取扱ふには先づ右側の滑り面丈を考へ、前の場合と同様に圓 R と之に切する受働土圧の最も危険な滑り面 GH を描く。次に力角形 (a) に於て構造物の重量と土塊 $BCGFED$ の重量との和 W を圓弧 BCG に沿ふ粘着力 $C = c \times \overline{BG}$ と水平方向の土圧 E 、及び W と E の交點を通つて小圓 $R \sin \theta$ に切する半力 Q に分解する。茲で求めた土圧 E' が鉛直面 FG に働く受働土圧 E_p より小さければ構造物は安定である。

若し E の方が E_p より大きいと構造は沈下し始めるが若し地盤が一様に均質であれば、左側にもこれと全く同一の滑り面が發生すべきを以つて構造物は土塊 BCD と共に下方に沈下する。

此の場合には先づ構造物と土塊 BCD の重量の和を求めて之を W_1 とし、之を支へる反力 Q_1 、 Q_2 は圓弧 CD の C 點から $\frac{1}{3}$ の點を通り夫々小圓に切するものと考へ力角形 (b) に依つて分解する。茲に $C_1 = c \times \widehat{DC} = c \times \overline{DC}$ 、 $C_2 = c \times \widehat{BC} = c \times \overline{BC}$ である。次に FG 面に働く受働土圧 E_p と土塊 $CGFED$ の重量 W_2 とを合成して P を求め、力角形 (c) に於て之を方向既知の

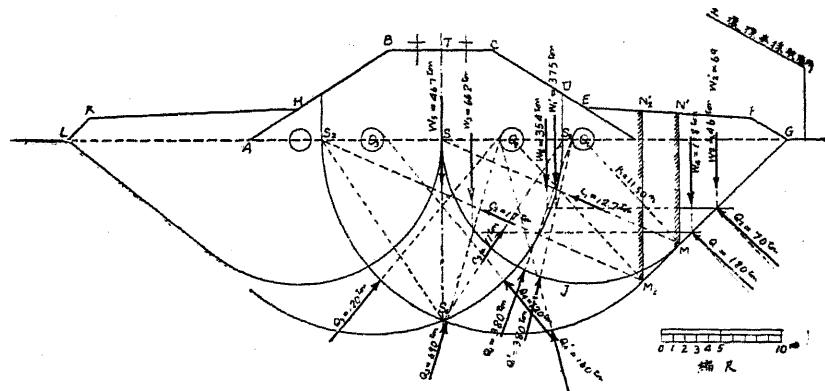
反力 Q_3 及 Q_4 に分解する。斯くて求めた反力 Q_1 が前の W_1 を分解した Q_1 より大きければ構造物は沈下に對して安定である。

5. 築堤の破壊的沈下の實例

省線五反田驛から鶴見操車場へ到る鶴見貨物線の五反田起點 5 km 300 m の地

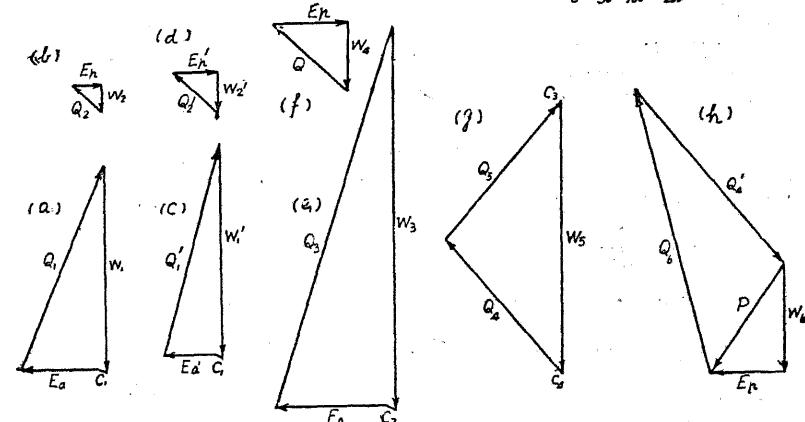
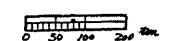
大崎鶴見操車場間大崎起點 5 km 300 m

宮野原に於ける築堤沈下例



第 62 圖

力の縮尺



第 63 圖

點、宮野原に高さ 7.30 m の複線用築堤がある。現場は以前沼地であつたのを排水して水田に使用してゐたのであるが、その上に大きい築堤を盛土した爲築堤は著しい破壊的沈下を起して兩側の水田は隆起し耕作に使用し得られなくなつた。全沈下量は沈下する後からすぐ盛土を補つた爲明確に判定し難いが、築堤の下部に約 1 m 角の排水渠と高さ 3 m 幅員 2 m 餘の通路函渠を施工したが、排水渠は既に地盤の中に沈降埋没して用を爲さず通路函渠が現在排水函渠に代用されてゐる状態から見ても如何に沈下の劇しいか想像されやう。

築堤の沈降に伴ふ兩側地盤の隆起を防ぐ爲其後築堤の兩側に幅 1+5 m 高さ 2 m 餘の抑へを盛土した爲現在では略ほ釣合を保つてゐる。其の横断面は第 62 圖に示す如きものでこれに對して 4. に記した力學的計算を行ひ、一方現場から土質標本を採取して試験した結果とを比較した處、殆んど一致した興味ある結果が得られた。

現在築堤の基礎地盤は兩側の抑への盛土 EFGD 及 AHKL に依つて略ほ安定を保つてゐるから、最も危険な滑り面は L 及 G 點を通る事が推定される。土質標本の試験結果は

土壤の摩擦角 $\theta = 30^{\circ} 9'$

土壤の粘着力 $c = 0.061 \text{ kg/cm}^2$

土壤の見掛けの比重 $w = 1.27$

含水 量 70.40%

であるから、今計算の便宜上 $\theta = 30^{\circ}$, $c = 0.6 \text{ t/m}^2$, 地盤の土壤は $w = 1.3$ 築堤及抑へ盛土の土壤は $w = 1.6$ と假定する。

先づ 4. の第 60 圖の滑り面を假定して均合の状況を検討する爲最初に抑への盛土がなく築堤のみの場合を考へる。最も危険な滑り面 MG の水平面に對する傾斜角は地表面は水平、壁面 MN は鉛直であるから $\delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}$ で與へられる。故に基底の中心 S を通つて MG 面に切する圓を描けば滑り面は唯一に決

定される。以下第 60 圖の解法と同様にして築堤の半分 STCD の重量と土塊 SJMN の重量の和 W_1 をブランメーターに依つて斷面積から求め且つその重心を求める。

$$\begin{aligned} W_1 &= 1.3 \times (\text{STCD の面積} + \text{SJMN の面積}) \\ &= 354 \text{ ton/m-run} \end{aligned}$$

圓弧 SJM に働く粘着力 C_1 は

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.6 \times \widehat{SJM} = 0.6 \times SJM \\ &= 12.7 \text{ ton/m-run} \end{aligned}$$

次に MN 面に作用する土壓 E_a は簡単の爲水平方向と假定し M から $-\frac{MN}{3}$ の點を通るものとし、圓弧 SJM に作用する反力は G_1 と水平土壓との交點通り且つ O₁ を中心とし $r = R \sin \theta = 11.50 \text{ m} \times \sin 30^{\circ} = 0.59 \text{ m}$ を半徑とする小圓に切する。故に W_1 を C_1 , E_a , G_1 に分解すれば第 63 圖力角形 (a) により、 $E_a = 135 \text{ ton}$, $G_1 = 380 \text{ ton}$ を得る。一方鉛直面 MN に働く受働土壓を求むるには力角形 (b) に於て土塊 MNG の重量 $W_2 = 46 \text{ ton/m-run}$ を水平土壓 E_p と反力 Q_2 に分解すれば $E_p = 53 \text{ ton}$, $Q_2 = 70 \text{ ton}$ となり抵抗土壓 E_p は主働土壓 E_a より小さいから地盤は當然釣合を保ち得ない。

次に抑への盛土 EFGD を加算すると MN 線の左側の土塊の重心は少し右に寄つて、其の總重量は $W'_1 = 375 \text{ ton}$ となる。前と同様に W'_1 を粘着力 $C_{1'}$ 水平方向の土壓 $E'_{a'}$ 及び $E'_{a'}$ と G'_1 の交點を通つて小圓 r に切する Q'_1 に分解すれば $E'_{a'} = 87 \text{ ton}$, $Q'_1 = 380 \text{ ton}$ となる。併し之に抵抗する土塊は其の上に約 2 m の高さの土盛荷重を載せるから、其の重量は $W'_2 = 69 \text{ ton}$ となり之を E'_p 及 Q'_2 に分解すれば $E'_p = 78 \text{ ton}$, $Q'_2 = 103 \text{ ton}$ となる。故に E_p と $E'_{a'}$ は略ほ相等しくなつて釣合を保つ事が分る。唯 E_p と $E'_{a'}$ が正しく一致しない事は、此種の力學的取扱の不備と標本採取法の缺點によるものと考へられる。即ち標本は地表面の水田の傍から採取したから含水量は多量であるが、

築堤の下方の地盤の土は大なる圧力で圧縮されて含水を析出し剪断抵抗が高いものと考へられる。従つて MN 面に作用する主働土圧は実験から求めた摩擦角を使用して計算したものよりは、可成り大きく出るものと考へられる。

次に第 61 圖の場合の滑り面の發生の可能性を検討する。此の場合も受働土壓に對する最も危險な滑り面は MG が唯一つ存在する。故に基底上の適當の點 O_2 , O_3 に中心を取り半徑 R で MG に切する圓を描く。先づ滑り面 $S_2S_1M_2G$ 丈について考へると土塊 $S_2S_1M_2N_2ECBV$ の重量は $W_3 = 662 \text{ ton/m-run}$, これを圓弧 $S_2S_1M_2$ に作用する粘着力 $C_2 = c \times \overline{S_2M_2} = 0.6 \times 28.5 = 17 \text{ ton/m-run}$ 及び E_a , Q_3 に分解すれば (力角形 e) $E_a = 190 \text{ ton}$ は M_2N_2 面に作用する抵抗土壓 $E_p = 181 \text{ ton}$ を超過する。故に滑り面 $S_2S_1M_2G$ が發生するが之と同時に對象形の $S_3S_1 \dots \dots$ も發生して築堤は土塊 $S_1S_2S_3$ と共に兩側の土を壓し上げる。

故に土塊 $S_1S_3VCBVS_2$ の重量 $W_5 = 467 \text{ ton}$ を粘着力 $C_3 = 0.6 \times 17.5 = 11 \text{ ton}$, $C_4 (= C_3)$, Q_4 及 Q_5 に分解すれば、 $G_4 = Q_5 = 120 \text{ ton}$ となる。次に土塊 $S_1M_2N_2EUS_3$ の均合を考へると、其の土塊の重量 $W_6 = 182 \text{ ton}$ を支へる力は N_2M_3 面に働く受働土壓 E_p と反力 Q_6 及び Q_4 である。故に力角形 (h) に於て W_6 と E_p を合成して P とし、更に P を Q_6 と Q_4 に分解すれば $Q'_4 = 160 \text{ ton}$ となり明かに前に求めた G_4 より大きくなるから地盤は安定である。

以上の結論として宮野原に於ける築堤の地盤は非常に軟弱なる爲築堤の下方の土が兩側へ流動した爲破壊的沈下を惹起したのであつて、第57圖の如き楔状の沈下作用ではない事が明かとなる。

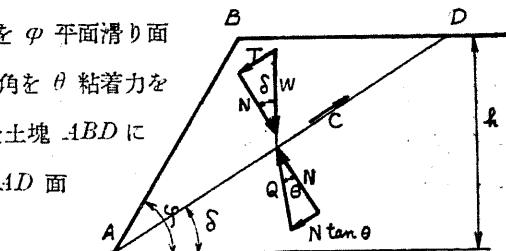
6. 法面の安定

多量の粘土分を含める土質よりなる傾斜地が絶えず徐々に匍匐する匍匐性地辻りの現象や、急勾配の傾斜面が雨水等を含める爲或る厚さに崩れて其の後に略ほ

抛物線上の滑り面が現はれる現象、更にもつと實用的に粘着力・摩擦角 ϑ の土を或る勾配に切り取り、又は盛土すれば幾何の高さまで安全に保ち得るか。これ等の問題を法面の安定として以下簡単に説述する。

I 平面の滑り面を假定せる場合 乾燥せる砂の如き粘着力の全くない粉體の堆積は理論的に見て、其の自由傾斜面は粉體の内部摩擦角より急には保ち得ない。然し一般に粘着力のある土ではこれを垂直にでも或る高さまでは自由に表面を保つ事が出来る。

第64圖に於て法面の傾斜角を φ 平面滑り面の傾斜角を δ とし、土の摩擦角を θ 粘着力を c で表はす。滑り面で限られた土塊 ABD に作用する力は自重 W と其の AD 面への垂面分力 N に依つて



第 64 頁

$N \tan \theta$ 及び AD 面に働く粘着力 $c \times \overline{AD}$ である。此の三つの力は當然互に釣合ふ可きを以つて AD 面への分力を求め其の総和を零とおく。

$$\frac{ch}{\sin \delta} + N \tan \theta - \frac{wh^2}{2} \cdot \frac{\sin(\varphi - \delta)}{\sin \varphi \sin \delta} \sin \delta = 0$$

$$\text{然るに } N = W \cos \delta = \frac{w h^2}{2} \frac{\sin(\varphi - \delta)}{\sin \varphi \sin \delta} \cos \delta$$

$$\therefore c = \frac{wh}{2} \frac{\sin(\varphi - \delta)}{\sin \varphi} (\sin \delta - \cos \delta \tan \theta) \dots\dots\dots(98)$$

最も危険な滑り面に於ては、 c は最大値を取るべきを以つて

$$\sin(\phi - \delta) (\sin \delta - \cos \delta \tan \theta) \rightarrow \text{最大}$$

即ちこの式を θ で微分して零と置けば

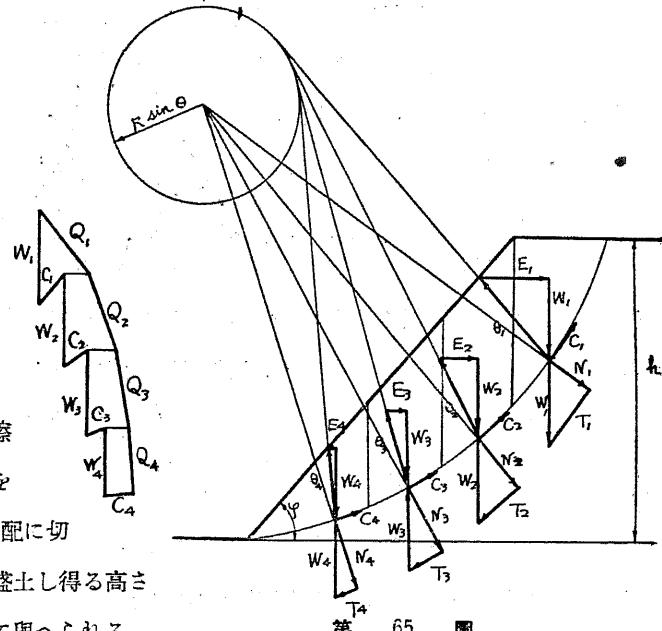
$$-(\sin \delta - \cos \delta \tan \theta) \cos(\varphi - \delta) + \sin(\varphi - \delta) (\cos \delta + \sin \delta \tan \theta) = 0$$

$$\therefore \tan(\varphi - \delta) = \frac{\sin \delta - \cos \delta \tan \theta}{\cos \delta + \sin \delta \tan \theta} = \frac{\tan \delta - \tan \theta}{1 + \tan \delta \tan \theta} = \tan(\delta - \theta)$$

$$\sigma - \delta = \delta - \theta$$

此の値を (93) 式に代入すると

此の式は摩擦角 θ の土を勾配 ϕ の下に高さ h まで保たしめるに必要な粘着力を與へる式である。逆に粘着力 c 摩擦角 θ なる土を傾斜角 ϕ の勾配に切り取り、又は盛土し得る高さは次式によつて與へられる。



第 65 圖

$$h = \frac{2c}{w} - \frac{\sin \varphi \cos \theta}{\sin^2 \frac{\varphi - \theta}{2}} \quad \dots \dots \dots \quad (96)$$

$$\varphi = \frac{\pi}{2} \text{ 即ち垂直に保ち得る高さ } h \text{ は}$$

$$h = \frac{4c}{w} \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) \dots \dots \dots (97)$$

これ前章レザルの土壓論に於ける(77)式 t の二倍である。レザルはこれは

ABC を個體の如く考へた爲めであつて、崩壊の條件を考へてこの $\frac{1}{2}$ の値が可なることを主張してゐる (Résal : Poussée des terres)。

I 圓墻形滑り面を假定せる場合 第 65 圖の如く圓墻形滑り面を假定せる場合は既に 3. の (II) に於て説明せし如く、圓墻面上の土塊を n 個の垂直部分に分ち、各部分の安定を力角形を用ふる作圖法（第 57 圖）か又は (II) 或は (IV) の解析的解法に依り最も危険な滑り面を求め、之れに對して勾配が安全に保たれる勾配角 ϕ 或は限界高 h を求めればよい。

7. 箕行性地図の実例

次に上に述べた解法を應用して匍行性地図の實例を説明しよう。

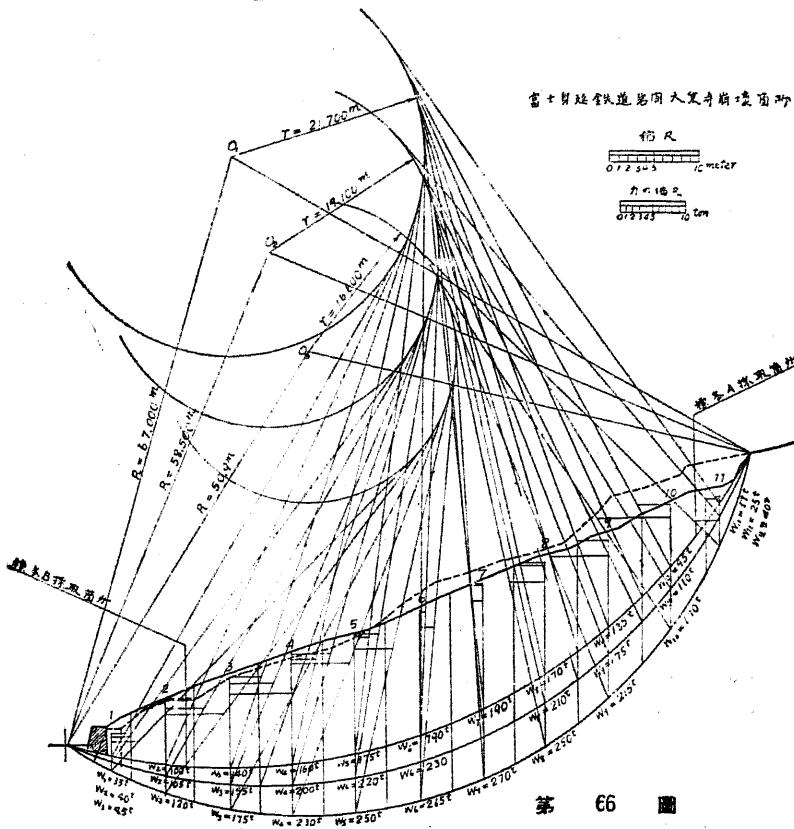
(1) 富士身延鐵道岩間大乘寺崩壊箇所の實例

現場は附近一帯に非常に緩傾斜の土地であつて、土質は大四紀層の微細なる灰色粘土堆積層である。土質の試験結果は

標本	A	B
色調	黃灰色	灰色
粘着力	$c = 0.139 \text{ kg/cm}^2$	$c = 0.202 \text{ kg/cm}^2$
摩擦角	$\theta = 18^\circ 47'$	$\theta = 19^\circ 48'$
見掛け比重	1.947	1.682
含水量	27.12 %	20.77 %
器械分析	砂 51.04 %	26.24 %
	沈泥 10.54 %	15.50 %
	粘土 38.42 %	58.26 %

である。

之れに對して土の比重を 1.74 粘着力を 0.1 kg/cm^2 と取り、土の摩擦角を先づ $\theta = 19^\circ$ と假定して計算を行ふ。第 66 圖の横断面圖に於て點線で示せるは切取後第一回の崩壊（昭和 3 年 6 月 26 日）後の地表面で、實線は第二回の崩壊（昭和 3 年 7 月 25 日）後の地表面である。其後は略ほ此の地表面で釣合を保ち現在に至るまで徐々に勾配の上方の地表面が低下して下方が隆起し、同時に前方の土留擁壁を極く徐々に壓し出すと共に線路の路盤を押し上げつゝある。第 67



圖は天端の幅 2 m 高さ約 4 m の擁壁が押し出された状態を示す。故に實線で示した地表面で略ほ釣合へるものと考へ、勾配の上方に大きく滑り始めた點があるから、其の點と擁壁の前方を通る滑り面とを三つ試みに書いて



3. (II) の方法で θ と c を求めた。

即ち先づ滑り面から上の地盤を 11 個の帶に分ち各部の重量 W , 中心 O からの距離 d , O を中心として地辺りを起す廻轉力率 M 及び反力 Q を求め、次に $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ による抵抗力率 M_c を求め、之れから逆に θ を算出した。

O_1 を中心とし $R = 67,000 \text{ m}$ を半径とする圓に對しては下の如し。

部分	重量 $W \text{ ton}$	中心 O からの距離 $d \text{ meter}$	廻轉力率 $M \text{ ton-meter}$	反力 $Q \text{ ton}$
1	35	-14.20	-498	40
2	110	-8.20	-820	107
3	140	-0.80	-112	144
4	160	6.20	992	170
5	175	13.20	2,310	175
6	190	20.50	3,900	190
7	190	27.80	5,280	193
8	170	34.80	5,915	180
9	135	41.80	5,640	147
10	95	49.10	4,415	107
11	11	54.00	594	16
$\Sigma M = 27,516$				$\Sigma Q = 1,469$

$$\Sigma M_c = 1 \times 67,000^2 \times 3,142 \times \frac{78}{180} = 6,110 \text{ ton-meter}$$

$$\therefore \sin \theta = \frac{\Sigma M - \Sigma M_c}{\Sigma Q \times R} = \frac{27,516 - 6,110}{1,469 \times 67,000} = 0.218$$

$$\therefore \theta = 12^\circ 36'$$

即ち粘着力 0.1 kg/cm^2 に對し摩擦角 $\theta = 12^\circ 36'$ で地盤は釣合を保つ事となる。

次に O_2 を中心, $R = 58,500 \text{ meter}$ を中心とする圓に對しては下の如し。前と同様にして ΣM , ΣQ , ΣM_c 従つて θ を求めれば、

$$\Sigma M = 29,830 \text{ ton-meter}$$

$$\Sigma Q = 1,801 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_c = 10,860 \text{ ton-meter}$$

$$\therefore \sin \theta = \frac{\Sigma M - \Sigma M_c}{\Sigma Q \times R} = 0.228$$

$$\therefore \theta = 13^\circ 11' \quad c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

更に O_3 を中心、 $R = 50.9$ を中心とする圓に對しては

$$\Sigma M = 25,988$$

$$\Sigma Q = 2,220$$

$$\Sigma M_c = 4,969$$

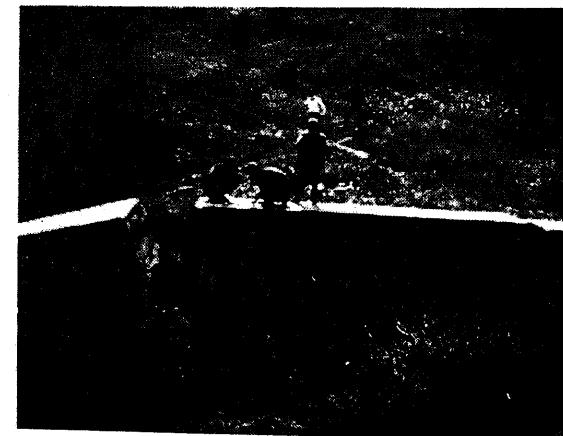
$$\therefore \sin \theta = \frac{\Sigma M - \Sigma M_c}{\Sigma Q \times R} = 0.186$$

$$\therefore \theta = 10^\circ 48' \quad c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

以上の計算の結果から見て地盤が僅かに釣合を保つに要する、摩擦角及び粘着力は圓 O_2 に對して最大値 $13^\circ 11'$ 及び 0.1 kg/cm^2 となり、圓 O_2 が最も危険な滑り面と考へられる。唯計算の結果として得た θ と c が試験の結果より可成り小さい事は、此の理論の中に潜在する缺陷か標本採取の方法の不備か或は剪断抵抗測定方法の缺點によるものであつて、殊に試験機が土壤標本に加へる最大上下壓

$150 \text{ kg}/20 \times 20 \text{ cm}^2$ は普通の土の高さに換算して約 2.40 m 位にしか相當せず、實際の滑り面は之れに反して數十 m の深所に發生せるも

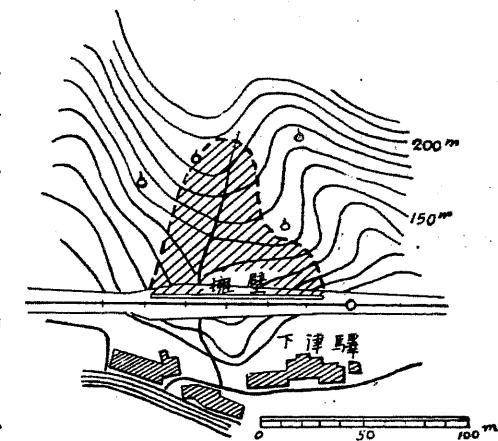


第 68 圖

のであるから剪断抵抗 θ, c の値も變つて来る事が考へられる。著者は此の點で現在の試験機に能力の不足を感じ目下もつと能力の大きい試験機を製作中である。

(2) 省線紀勢西線下津驛構内地にり箇所

現場は第 69 圖に示すやうな可成り緩傾斜の土地であるが土質は綿雲母、綠泥片岩の風化分解して生成せる黃色の典型的な可塑性粘土であつて、前と同様に降雨の度毎に徐々に匍匐して前方の幅 1 m 高さ 5 m の土留擁壁を下から壓し上げた(第 68 圖)。現在では第 70 圖の横断面で示すやうな地表面を保つて僅かに釣合つてゐる。之れに對して前記の 3. (N) の方法で斜面の安定を検討せんに、先づ横断面圖で上方の地表面が急に下降せる箇所と擁壁の前方の點とを滑り面が通るものと考へ試みに O_1, O_2, O_3 を中心として三つの圓を畫く。



第 69 圖

第 69 圖に於て O_1 を中心とし $R = 25,500 \text{ m}$ を半徑とする圓に對し、滑り面から上の地盤を幅 5 m の 7 個の帶に分ち各部分の重量 W を求めて之れを N, T に分解すれば

部分	垂面分力 $N \text{ ton}$	接面分力 $T \text{ ton}$
1	20.0	26.8
2	55.2	46.0
3	62.0	30.0
4	57.7	15.5
5	44.0	2.4

6	33.1	- 3.6
7	5.5	- 1.5
	$\Sigma N = 277.5 \text{ ton}$	$\Sigma T = 115.6 \text{ ton}$

滑り面に作用する全粘着力は地盤の土の粘着力を 0.1 kg/cm^2 に假定して

$$cL = 1 \times 25.5 \times 3,142 \times \frac{92^\circ}{180^\circ} = 40.9 \text{ ton}$$

(91) 式により

$$\tan \theta = \frac{\Sigma T - cL}{\Sigma N} = \frac{115.6 - 40.9}{277.5} = 0.260$$

$$\therefore \tan \theta = 15^\circ 4'$$

即ち滑り面 O_1 に對しては摩擦角 $15^\circ 4'$ 、粘着力 0.1 kg/cm^2 で僅に釣合を保つてゐる。

次に O_2 を中心とし $R = 22,100 \text{ m}$ を半径とする圓に對しては

$$\Sigma M = 340.9 \text{ ton}$$

$$\Sigma T = 138.0 \text{ ton}$$

$$cL = 1 \times 22.1 \times 3,142 \times \frac{113^\circ}{180^\circ} = 43.6 \text{ ton}$$

$$\therefore \tan \theta = \frac{138.0 - 43.6}{340.9} = 0.277$$

$$\therefore \theta = 15^\circ 30'$$

又 O_3 を中心とし $R = 20,300 \text{ m}$ を半径とする圓に對しては

$$\Sigma N = 413.3 \text{ ton}$$

$$\Sigma T = 135.1 \text{ ton}$$

$$cL = 1 \times 20.3 \times 3,142 \times \frac{150^\circ}{180^\circ} = 53.2 \text{ ton}$$

$$\therefore \tan \theta = \frac{81.9}{413.3} = 0.199$$

$$\therefore \theta = 11^\circ 14'$$

即ち圓 O_3 に對し θ, c は最大値に達し、最も危険な滑り面を與へる。之れに對して摩擦壁前方の土地に 2 m 程坑を掘つて採取した土壤標本の試験結果は次の通りである。

比重	見掛け 1,760	眞 2,667
含水量	17.70%	
器械分析	砂 71.22%， 沈泥 26.10%， 粘土 2.68%	
摩擦角	$\theta = 35^\circ 30'$	
粘着力	$c = 0.284 \text{ kg/cm}^2$	
空隙率	45.76%	

此の場合も θ, c が計算の結果と可成り掛け離れてゐるのは本項(1)に記した理由の外に、主として採取した標本が實際に滑り面の發生した土でなかつた事に因るものと考へられる。

