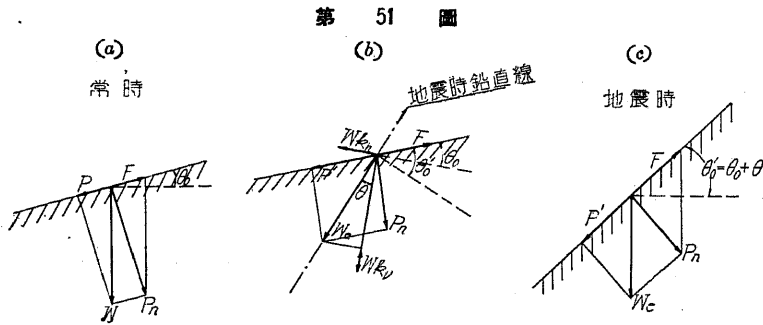


第四章 地震時に於ける土壓

[15] 斜面の安定

地震の際、質量に作用する加速度は其の大きさと方向とを週期的に變ずるが、工



事の耐震を目的とする場合は、最も危険なる加速度が恒久的に作用するものと假定する。例へば鐵道橋に於ては、ある部材に最大の應力を生ずる荷重状態は瞬間的であるが、之に依て設計を爲し、剩へ應力の變動に對して安全率を一層大ならしむるに比すれば 上記の地震力の作用を考ふるも、決して安全に過ぐるとは言ひ得ない。

第 51 圖 (a) に示す如く θ_0 なる傾斜の斜面は常時土粒の重量 W の斜面方向の分力 P 即ち土粒を斜面に沿ふて滑べらんとする力が摩擦より小ならば安定である。即ち f を表面土砂間の摩擦係數とすれば、

$$F > P \text{ 即ち } fW \cos \theta_0 \geq W \sin \theta_0 \text{ 茲に } f = \tan \varphi, \varphi = \text{土の摩擦角}$$

$$\therefore f = \tan \varphi \geq \tan \theta_0 \therefore \varphi \geq \theta_0 \dots \dots \dots (21)$$

然るに地震時、水平震度 k_h 、鉛直上向震度 k_v が作用すれば、有効重量 W_e は常時鉛直に對して θ だけ傾く、從て (第 51 圖 b)

$$W_e = (1 - k_v) W \sec \theta \therefore \theta' = \theta_0 + \theta = \theta_0 + \tan^{-1} K \dots \dots \dots (22)$$

茲に 合震度 $K = k_h / (1 - k_v)$ にして地震時の斜面は安定上傾斜 θ_0 が

$\theta_0 + \theta = \theta_0 + \tan^{-1} K$ に増大したると同一にして、換言すれば地盤全體を θ だけ廻轉して考ふるか、又は鉛直の方向を逆に θ だけ傾けて考ふる (第 51 圖 c)。

$$\text{安定條件 } f = \tan \varphi \geq \tan(\theta_0 + \theta) \text{ 又は } \varphi \geq \theta_0 + \theta \dots \dots (23)$$

鉛直震度を無視したる場合の安定條件は佐野博士の創案である。

尙、平地に於ても $f \leq \tan \theta$ 即ち $f \leq K$ となれば土は滑動し地割れを生ずる事がある。次に土砂の息角 φ と其の耐え得る最大合震度とを表示する。

第 11 表 斜面の耐え得る最大合震度 (K)

φ	θ_0	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	0	0	0.088	0.176	0.268	0.364	0.466	0.577	0.700	0.839	1.000
5°	—	—	0.088	0.176	0.268	0.364	0.466	0.577	0.700	0.839	—
10°	—	—	—	0.088	0.176	0.268	0.364	0.466	0.577	0.700	—
15°	—	—	—	—	0.088	0.176	0.268	0.364	0.466	0.577	—
20°	—	—	—	—	—	0.088	0.176	0.268	0.364	0.466	—
25°	—	—	—	—	—	—	0.088	0.176	0.268	0.364	—
30°	—	—	—	—	—	—	—	0.088	0.176	0.268	—

第 52 圖

多摩川護岸の滑落



第 53 圖

箱根湯本宮の下間山腹切取面の崩壊



稍、急なる自然斜面は大體恒久的な平衡傾斜を爲す場合多く、従て人工的に一層急な面に切取れば一時は土の内部粘着力等に依て形を保ち得るが、風化作用を受け、豪雨、地震等に會せば容易に崩壊する。硬岩と雖も割目多きものは同様である。第 52 圖、第 53 圖は地震による斜面崩壊の状況を示す。

[16] 地震時に於ける土壓

土木工事の死命を制するものは外力及び外作用にして、其の適切なる判定は土木技術の奥義であり、従て特に経験の尊重さるゝ所以であるが、此経験に一般性を有せしむるには必ず科學的の解析、研究が必要である。現状に於てはこの外力及外作用に関する研究は極めて幼稚にして、夫等を適確に推定する事は頗る困難である。従て、次に述ぶる著者の地震時土壓計算に於ても同様の缺點はあるが、然し他の外力、又は外作用の判定法に比すれば却て合理的であると信ずる。

多くの土木工作物の如く、彈性振動の小なるものに對しては、總て地盤と構造物とを一體として平時鉛直に對し、 $\theta = \tan^{-1}K$ だけ危險なる向きに廻轉し、總ての重量が $(1-k_v)$ に減ずるものと考へ、此状態に於て土壓、抵抗土壓、構造物の安定、

第 54 圖

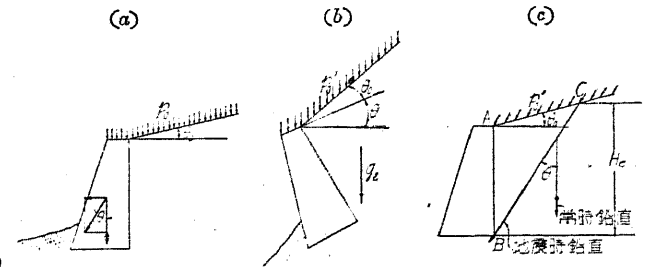
基礎荷重等の一

切を決定する。

従て常時、水平

地盤は θ なる

傾きの斜面とな

り、鉛直面は θ 

だけ傾斜する事となり、この状態に於ける土壓は常時の土壓公式に依て容易に算定し得る所にして、夫等の立脚する理論の如何を問はない。

(1) ランキン (Rankine) 土壓理論に據る場合

圖式計算に依る場合は、全體を θ だけ外方に傾け、(第 54 圖 b) 公式計算を用ふる時は常時と同一の位置とし鉛直線を θ だけ反對の向きに傾け (第 54 圖 c) 何れの場合も總ての有効重量を $(1-k_v)\sec\theta$ 倍とする。

公式計算に據る場合、地震時鉛直面 BC に作用す土壓を求むれば、

$$\left. \begin{aligned} P &= (1-k_v) \left[p_0 \frac{\cos\theta}{\cos(\theta_0+\theta)} H_c + \frac{1}{2} w H_c^2 \right] C \\ C &= \frac{\cos(\theta+\theta_0)}{\cos^2\theta} \frac{\cos(\theta+\theta_0) - \sqrt{\cos^2(\theta+\theta_0) - \cos^2\varphi}}{\cos(\theta+\theta_0) + \sqrt{\cos^2(\theta+\theta_0) - \cos^2\varphi}} \end{aligned} \right\} \dots(24)$$

茲に p_0 = 常時地表載荷重 w = 常時土の單位重量

H = 壁の常時鉛直高 θ_0 = 地表面の水平に對する傾斜角

φ = 土の摩擦角 = 息角、 $\theta = \tan^{-1}K$ 、 k_v = 鉛直震度

$H_c = \overline{BC} \cos\theta$ 但し \overline{BC} は壁後趾 B を過ぐる地震時鉛直線の長、

(注意) (24) 式に於て $k_v = 0$ 、 $\theta = 0$ と置けば常時土壓となる。

而て、載荷重に因る力の作用點は \overline{BC} の 1/2 にある、背土に因るものは、下端より \overline{BC} の 1/3 にあり、且つランキン理論に於ては、土壓は常に地表面に平行に作用する。

(24) 式に於て C の値は算出に手数を要するを以て

$$K = 0 \sim 0.50 \quad \text{即} \quad \theta = 0^\circ \sim 26^\circ 34'$$

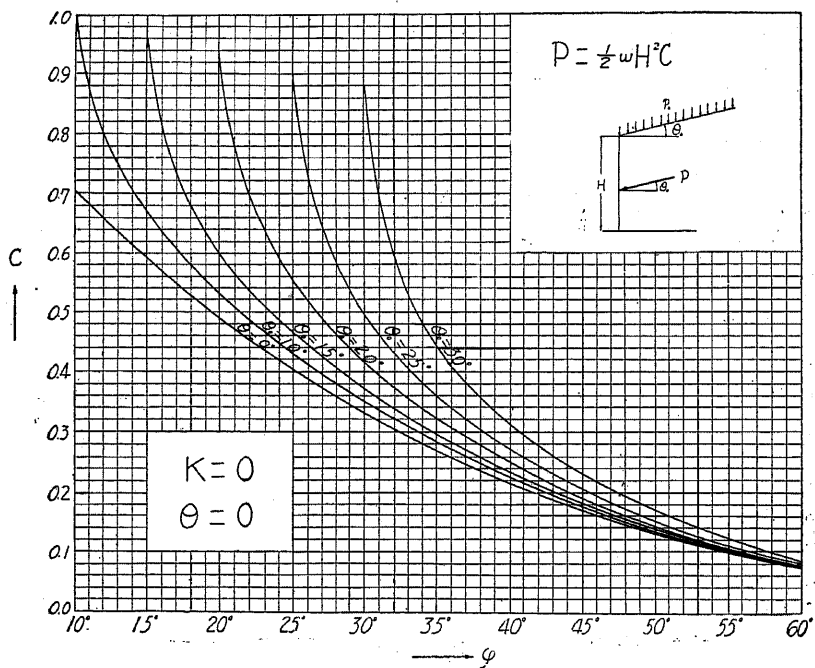
$$\theta_0 = 0^\circ \sim 30^\circ, \quad \varphi = 20^\circ \sim 45^\circ$$

($K = 0$ に對しては特に $\varphi = 10^\circ \sim 60^\circ$)

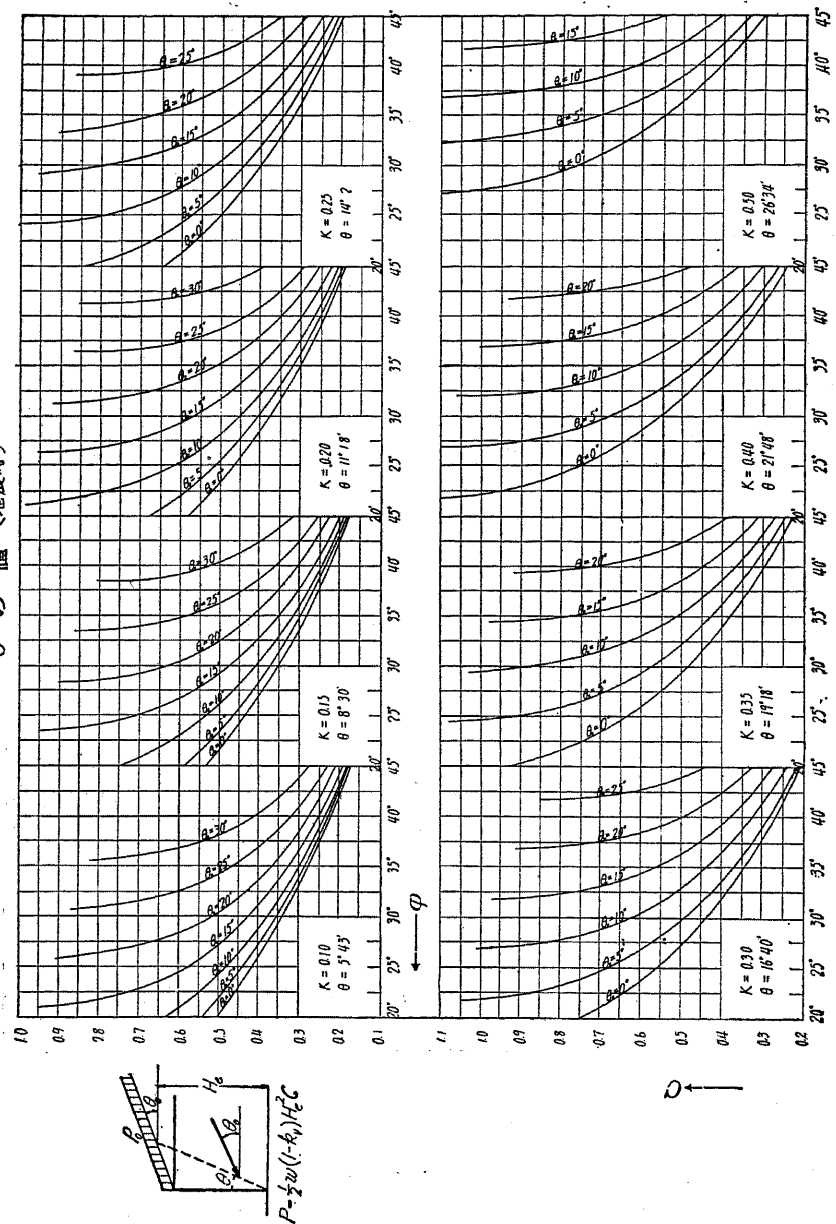
に對して計算したる結果を第 55 圖及び第 56 圖に示す。

ランキン理論に於ては壁背地面が逆勾配を爲す時及び壁背が、内側に傾く時は合理的に土壓を計算し得ぬを以て、地震時に於ても猶斯の如き條件にある壁に對

第 55 圖
 C の 値 (常時)



第 56 圖
 C の 値 (地震時)



しては後節のクーロン理論を用ひねばならぬ。

次に實際の壁背 AB に作

第 57 圖

用する土壓 P_r を求むるに

(a)

(b)

(c)

は、地震時鉛直面 BC に作

用する土壓 P と其面と壁

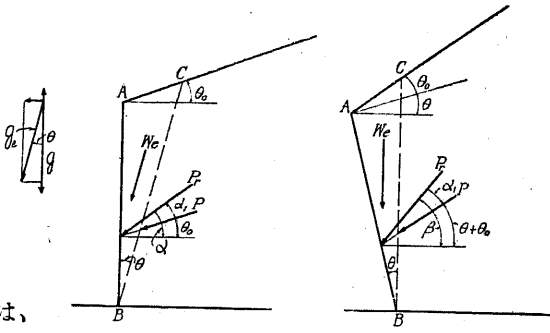
背 AB の間の三角状 ABC

部に作用する地震時重量、

W_e との合力 P_r を求むれば

足る。第 57 圖の如く常

時壁背鉛直、無載荷の場合は、



$$P_r = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 C \quad \text{並に } H = AB \text{ の長さ (第 57 圖 b)}$$

$$C = \frac{\cos \theta_0 \left\{ [\cos(\theta_0 - \theta) - \sqrt{\cos^2(\theta_0 + \theta) - \cos^2 \varphi}] + [\sin(\theta_0 + \theta) - \sin(\theta_0 - \theta)] \right\}^{\frac{1}{2}}}{\cos \theta \left\{ \cos(\theta_0 + \theta) + \sqrt{\cos^2(\theta_0 + \theta) - \cos^2 \varphi} \right\}}$$

.....(25)

$$W_e = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 \{ \sin \theta + K \sin \theta \tan(\theta + \theta_0) \}$$

而て傾けたる位置に於ける水平に對する P_r の傾角 β は (第 57 圖 c)

$$\beta = \theta_0 + \theta + \alpha_1, \quad \sin \alpha_1 = \frac{1}{C} \sin \theta \left[\cos(\theta_0 + \theta) + K \sin(\theta_0 + \theta) \right] \dots (26)$$

常態に於ける水平に對する傾角 α は (第 57 圖 b)

$$\alpha = \beta - \theta = \alpha_1 + \theta_0$$

(25) 式の C の値は第 58 圖 (64 頁), α の値は第 12 表に示す。

第 12 表 α の 値

总角 φ	θ_0	K								
		0.0	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
25°	0°	0°	13°14'	18°4'	21°43'	23°50'	24°58'	24°58'	23°42'	—
	10°	10°	20°40'	23°28'	25°1'	24°22'	—	—	—	—

30°	0°	0	15°58'	21°32'	25°47'	28°14'	29°48'	30°0'	29°20'	26°29'
	10°	10°	23°11'	26°48'	29°13'	29°56'	29°20'	26°55'	—	—
	20°	20°	28°52'	30°05'	—	—	—	—	—	—
35°	0°	0°	19°20'	25°47'	30°28'	32°57'	34°37'	35°02'	34°32'	32°29'
	10°	10°	26°08'	30°33'	33°31'	34°43'	34°50'	34°01'	32°27'	—
	20°	20°	31°46'	34°18'	34°57'	33°35'	—	—	—	—
40°	0°	0°	23°27'	30°40'	35°31'	38°15'	39°48'	40°01'	39°25'	37°31'
	10°	10°	29°45'	34°58'	38°14'	39°36'	39°52'	39°24'	38°22'	—
	20°	20°	35°01'	38°25'	39°45'	39°45'	38°43'	35°36'	—	—
45°	0°	0°	28°37'	36°31'	41°18'	43°43'	45°04'	44°59'	44°16'	41°23'
	10°	10°	34°09'	39°48'	43°10'	44°37'	44°53'	44°24'	43°30'	—
	20°	20°	38°47'	42°46'	44°35'	44°50'	44°20'	42°54'	40°29'	—
	30°	30°	42°57'	44°46'	44°46'	—	—	—	—	—

尚ほ第 56 圖に於て求めたる P と圖面より計算せる W_e とを作圖により合成して P_r を決定する事が出来る。

次に常時に於て壁背が前方に ψ だけ傾斜する場合、(第 59 圖) 壁面 AB に作用する土壓 P_r は圖式又は次式に依て計算し得る。

$$P = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 (1 + \tan \psi \tan \theta_0)^2 C$$

$$W_e = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 \sec \theta \tan \psi (1 + \tan \psi \tan \theta_0) \dots (27)$$

$$P_r = P \sqrt{\left[\frac{W_e}{P} + \sin(\alpha + \theta) \right]^2 + \cos^2(\alpha + \theta)}$$

計算例 第 60 圖の如き擁壁に作

第 59 圖

用する土壓を

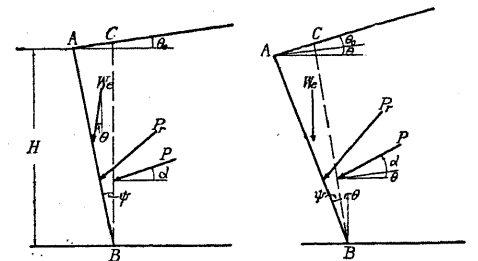
常時、地震時 ($K = k_h = 0.3$)

の二つの場合に對し算出する。

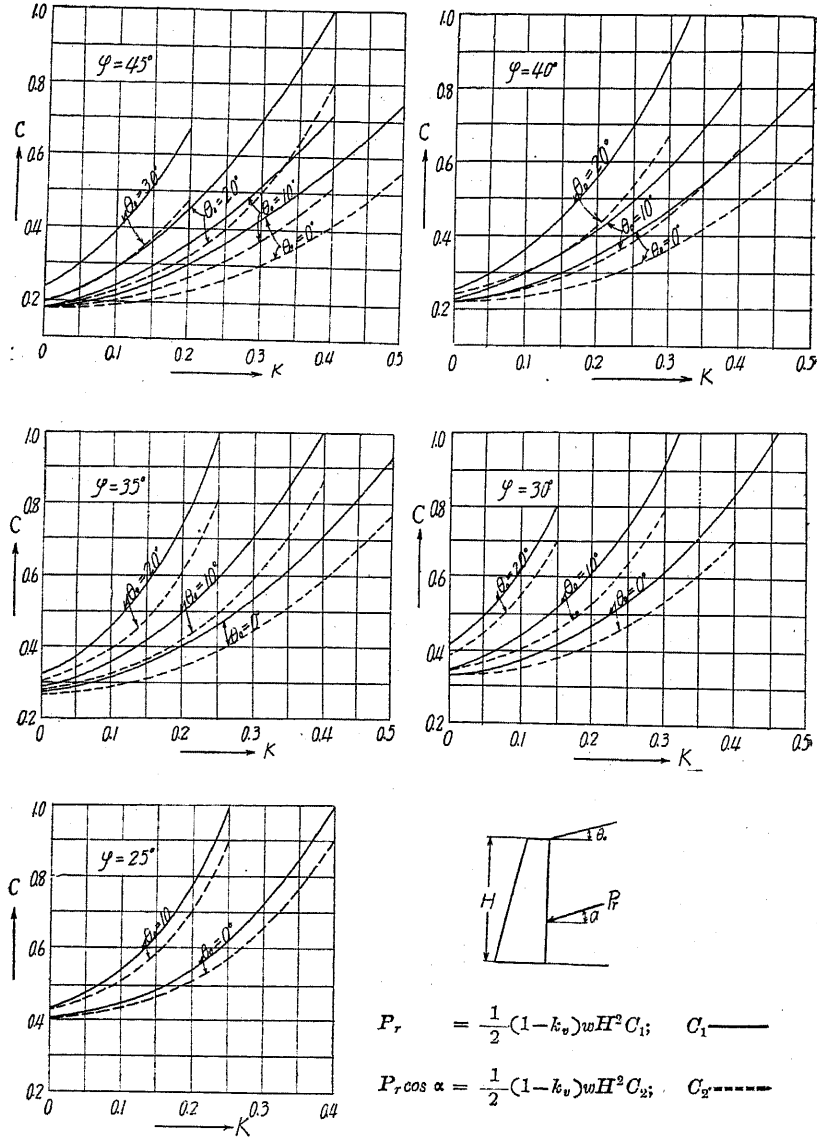
但し $H = 10.0 \text{ m}$, $\theta_0 = 10^\circ$,

$\psi = \tan^{-1} 0.25 = 14^\circ$, $\varphi = 35^\circ$,

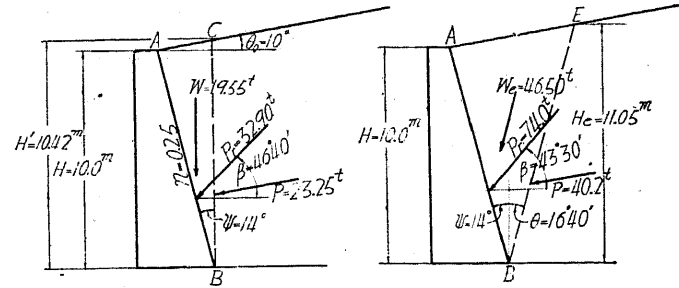
$w = 1.5 \text{ t/m}^3$, $p_0 = 0$



第 58 圖
C₁ 及 C₂ の値



第 60 圖
常 時 地震 時



(a) 常時 BC に作用する土壓の係数 $C = 0.285$ (第 55 圖)

$$P = \frac{1}{2}wH' C = \frac{1}{2} \times 1.50 \times 10.42^2 \times 0.285 = 23.25 t$$

$$H' = BC = 10.42 m, \triangle ABC \text{ の重量 } W = \frac{1}{2}(10.42 \times 2.5) \times 1.5 = 19.55 t$$

圖式に依り合成して $P_r = 32.9 t, \quad \beta = 46^\circ 40'$

(b) 地震時 $K = 0.3, \theta = \tan^{-1} 0.3 = 16^\circ 40', C = 0.44$ (第 56 圖)

$$H_c = 11.05 m, \quad P = \frac{1}{2}wH_c^2 C = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 11.05^2 \times 0.44 = 40.2 t$$

$$W_c = \triangle ABE \times \frac{w}{\cos \theta} = 29.8 \times \frac{1.5}{0.958} = 46.5 t, \quad P_r = 74.0 t, \quad \beta = 43^\circ 30'$$

(c) 兩者の比較

第 61 圖

常時及 $K = 0.3$ の

二つの場合の P_r の大

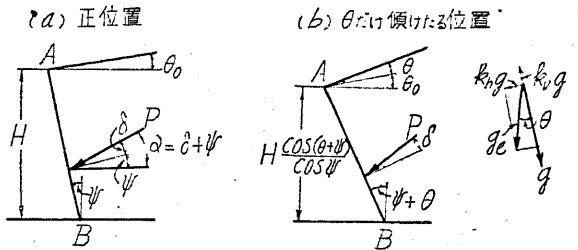
きさの比は

$$\frac{74.0}{32.9} = 2.25 \text{ と}$$

なる。即ちこの場合

$K = 0.3$ に於ては常時

土壓の 2.25 倍に達する。



(2) クーロン (Coulomb) 土壓理論による場合

第 61 圖の如き壁背に常時作用する土壓 P は

$$P = \left[p_0 H \frac{\cos \psi}{\cos(\psi - \theta_0)} + \frac{w}{2} H^2 \right] \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos^2 \psi \cos \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta_0)}{\cos \alpha \cos(\theta_0 - \psi)}} \right]^2} \quad (28)$$

茲に δ は 壁背面と土砂との摩擦角にして
 P は背面法線に對し δ なる傾きに
 作用す

ψ = 壁背の鉛直に對する傾斜角
 $\alpha = \delta + \psi$

其他の記號は (24) 及 (27) 式と同一。

P の中 $p_0 H \frac{\cos \psi}{\cos(\psi - \theta_0)}$ に相當する壓力は壁高の中央に、 $\frac{w}{2} H^2$ に相當するものは下端より 1/3 の高さに作用する。この場合の C の値を第 62 圖 (1) 及 (2) に示す。

地震時土壓を求むるには、全體を $\theta = \tan^{-1} K$ だけ外方に傾け常時と全く同様に求め得る (第 61 圖 b)、但しランキン理論に比し、特に W_e を合成する必要なきを以て著

しく便利である。 θ だけ傾けたる爲め諸量の變化を常時と對照すれば

常時 $p_0, w, H, \alpha = \delta + \psi, \psi, \theta_0, \delta$
 地震時 $(1-k_e)p_0 \sec \theta, (1-k_e)w \sec \theta, \frac{\cos(\theta + \psi)}{\cos \psi} H, \delta + \psi + \theta, \theta + \psi, \theta + \theta_0, \delta$

(28) 式に是等の量を置き換ふれば地震時土壓は

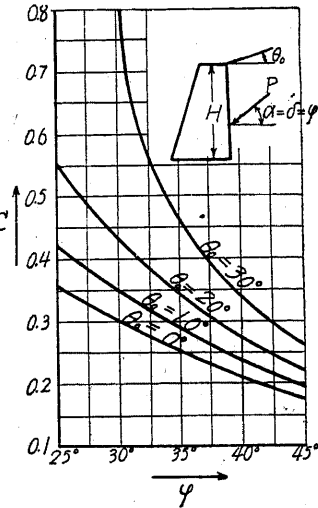
$$P = (1-k_e) \left[p_0 H \frac{\cos \varphi}{\cos(\psi - \theta_0)} + \frac{w}{2} H^2 \right] C$$

$$茲に C = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \theta_0)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\theta_0 - \psi)}} \right]^2} \quad (29)$$

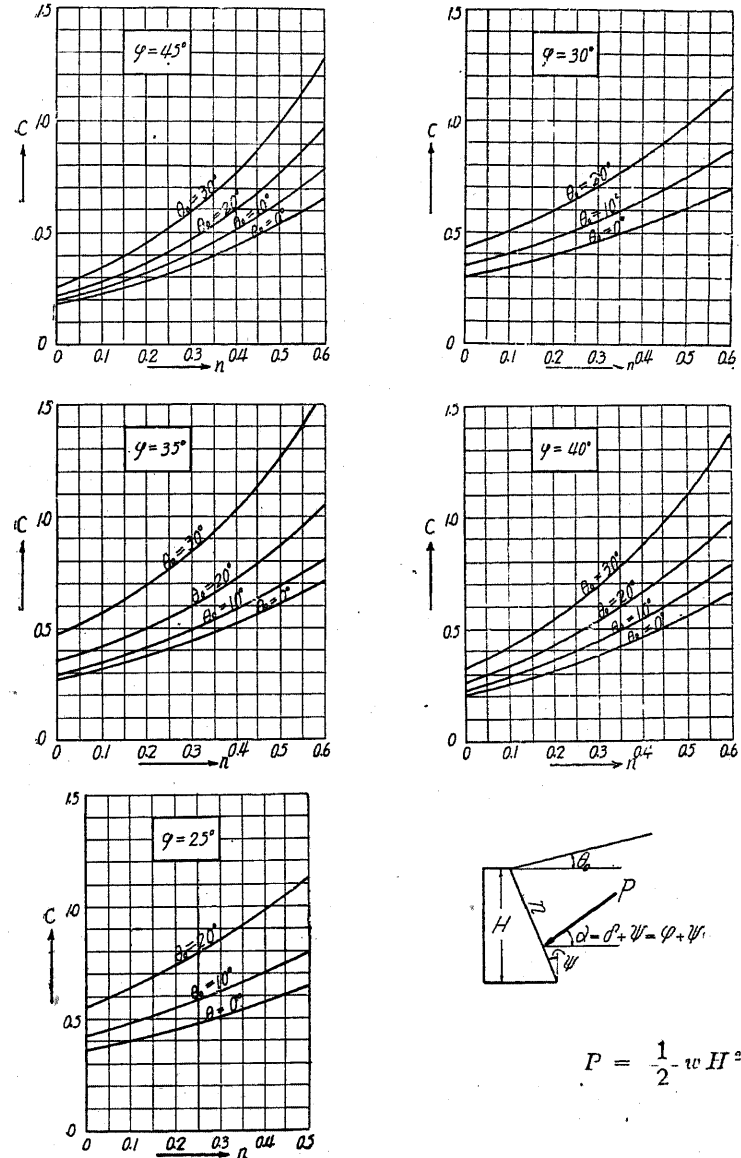
P の方向は背面法線に δ だけ傾き、水平分力 P_h は

第 62 圖 (1)
 C の値 (垂直壁、常時)

$$P = \frac{1}{2} w H^2 C$$



第 62 圖 (2)
 C の値 (壁背面傾斜、常時)



$$P = \frac{1}{2} w H^2 C$$

$$P_h = (1-k_v) \left[p_0 H \frac{\cos\psi}{\cos(\psi-\theta_0)} + \frac{w}{2} H^2 \right] C \cos(\delta+\psi) \dots\dots(30)$$

常時壁背鉛直 ($\psi = 0$) にして荷重なき ($p_0 = 0$) 場合は

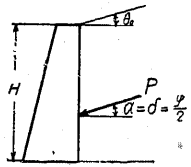
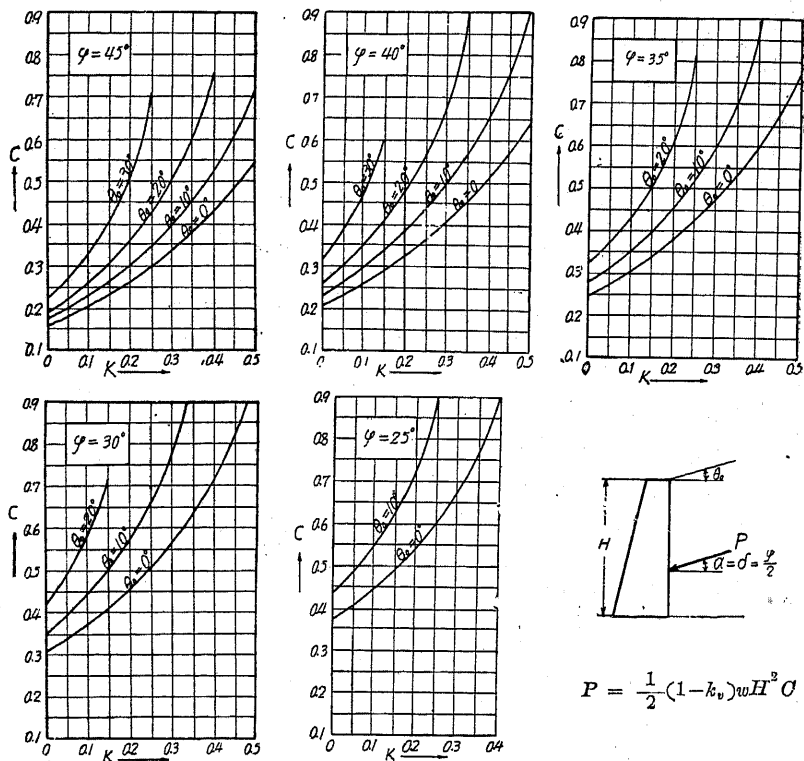
$$P = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 C, \quad P_h = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 C \cos\alpha$$

$$\text{茲に } C = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta \cos(\delta+\theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi) \sin(\varphi-\theta-\theta_0)}{\cos(\delta+\theta) \cos\theta_0}} \right]^2}$$

C 及び $C \cos\alpha$ は計算繁雜なるを以て次の諸場合に對し曲線を以て示す、但し第 63 圖(1)(2) は壁背鉛直、第 64 圖は傾斜の場合である。

第 63 圖(1)

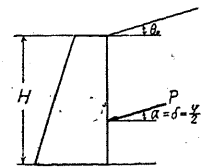
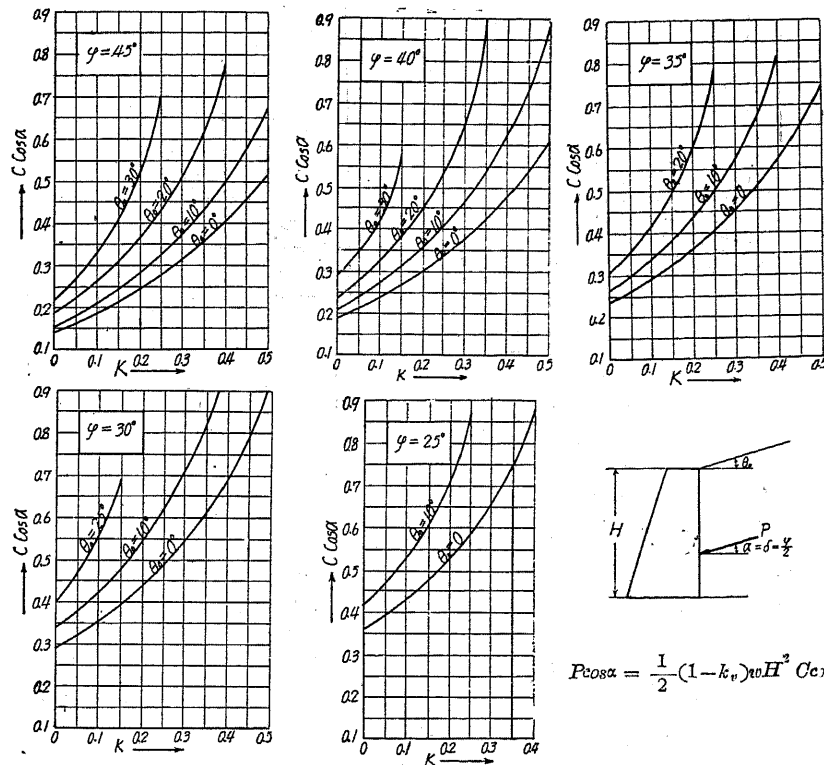
C の値 (垂直壁、地震時)



$$P = \frac{1}{2} (1-k_v) w H^2 C$$

第 63 圖(2)

$C \cos\alpha$ の値 (垂直壁、地震時)



$$P \cos\alpha = \frac{1}{2} (1-k_v) w H^2 C \cos\alpha$$

表に示す範囲は

$$\varphi = 25^\circ \sim 45^\circ, \quad \theta_0 = 0^\circ \sim 30^\circ, \quad K = 0 \sim 0.5, \quad \delta = \frac{1}{2} \varphi$$

茲に $\delta = \frac{1}{2} \varphi$ に取りしは壁背は水氣多く摩擦は内部より小なるが爲めである。

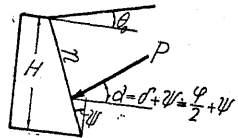
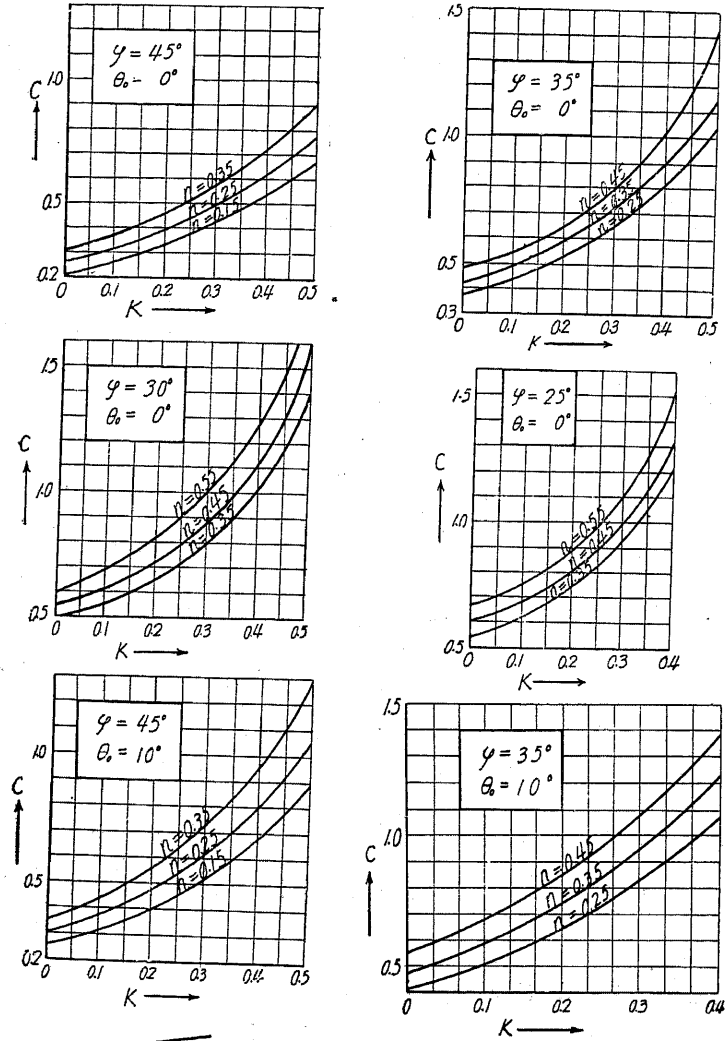
土壓作用點の高 h は一般に

$$h = \frac{\frac{1}{2} p_0 \frac{\cos\psi}{\cos(\psi-\theta_0)} + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} w H}{p_0 \frac{\cos\psi}{\cos(\psi-\theta_0)} + \frac{1}{2} w H} H \dots\dots(31)$$

$$p_0 = 0 \text{ ならば } h = \frac{H}{3}$$

第 64 圖 (1)

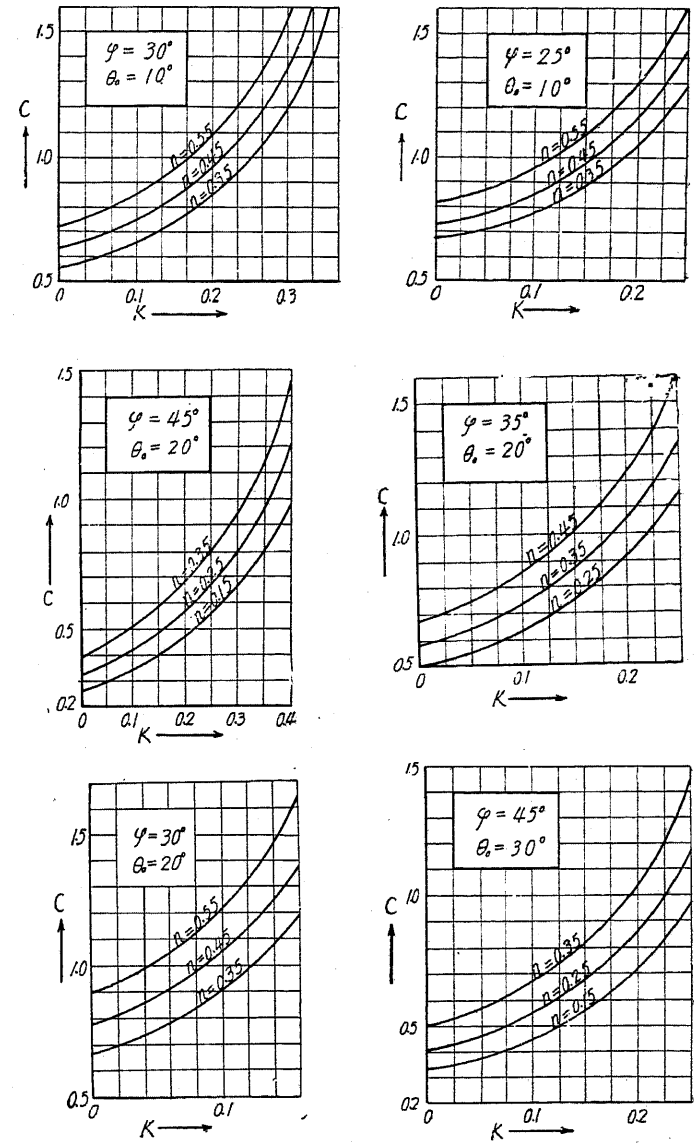
C の値 (背面傾斜, 地震時)



$$P = \frac{1}{2}(1 - k_w)wH^2 C$$

$$n = \tan \psi$$

第 64 圖 (2)



計算例 1. $H = 5.0 \text{ m}$, $\theta_0 = 0$, $\varphi = 30^\circ$, 壁背鉛直 $\psi = 0$, 震度 $K = 0$ 及び 0.2 , $w = 1.6 \text{ t/m}^3$,

第 65 圖

$p_0 = 1.0 \text{ t/m}^2$, $\delta = \frac{1}{2}\varphi = 15^\circ$

(a) 常時, $\theta = 0$, 第 62 圖の曲線より

$\theta_0 = 0$, $\varphi = 30^\circ$ に對し $C = 0.31$

$$\therefore P = (p_0 H + \frac{w}{2} H^2) C = (1.0 \times 5.0 + \frac{1.6}{2} \times 5^2) \times 0.31 = 7.5 \text{ t/m}$$

作用點の高 h は (31) 式に依り

$$h = \frac{\frac{1}{2} p_0 + \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} w H}{p_0 + \frac{1}{2} w H} H = \frac{\frac{1}{2} \times 1 + \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 1.6 \times 5}{1 + \frac{1}{2} \times 1.6 \times 5} \times 5 \div 1.83 \text{ m}$$

(b) 地震時最大土壓, $K = 0.2$, $\theta = \tan^{-1} K = 11^\circ 20'$

第 63 圖の曲線より, $\theta_0 = 0$, $\varphi = 30^\circ$, $K = 0.2$ に對し $C = 0.45$

(29) 式に於て $\psi = 0$, $\theta_0 = 0$

$$\therefore P = (p_0 H + \frac{w}{2} H^2) C = (1 \times 5 + \frac{1}{2} \times 1.6 \times 5^2) \times 0.45 = 11.35 \text{ t/m}$$

作用點の高 $h = \frac{\frac{1}{2} \times 1 + \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 1.6 \times 5}{1 + \frac{1}{2} \times 1.6 \times 5} \times 5 \div 1.83 \text{ m}$

即ち、作用點の高及び方向は常時と變らぬ。

計算例 2. $H = 10 \text{ m}$, $\theta_0 = 10^\circ$,

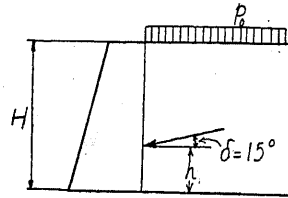
$\psi = \tan^{-1} 0.25 = 14^\circ$, $\varphi = 35^\circ$,

$\delta = \frac{\varphi}{2} = 17^\circ 30'$, $w = 1.5 \text{ t/m}^3$,

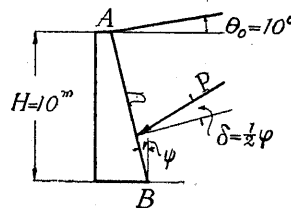
$p_0 = 0$

(a) 常時, 第 62 圖に於て $\varphi = 35^\circ$, $n = 0.25$

$\theta_0 = 10^\circ$, $K = 0$ に對し $C = 0.42$



第 66 圖



$$\therefore P = \frac{w}{2} H^2 C = \frac{1.5}{2} \times 10^2 \times 0.42 = 31.5 \text{ t/m}$$

作用點の高は (31) 式に依り下端より $H/3$ である。

(b) 地震時

鉛直震度を無視すれば $k_v = 0$, $K = k_h = 0.3$

第 64 圖に依り $C = 0.82$

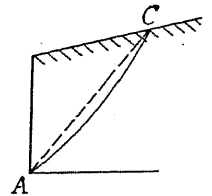
$$\therefore P = \frac{w}{2} H^2 C = \frac{1.5}{2} \times 10^2 \times 0.82 = 61.5 \text{ t/m}$$

力の作用點及方向は常時と同一であるが大きさは殆んど倍加する。

(3) ランキン及クーロン兩理論の比較

ランキン理論に於ては 1. 土を完全弾性體と假定す, 2. 壁背と土との間に摩擦なし, なる二つの事實に合致せざる假定あり, クーロン理論に於ては, 崩壊面を平面と假定するが爲めに, 土楔に作用する力は一點に交はらざるの缺點あるも, 前者に於ては, 背土地表面の傾角 θ が負なる時又は壁背面の鉛直に對する傾角 ψ が負なる時は, 土壓の計算困難なるのみならず

第 67 圖



地震土壓の計算に於て壁背の楔狀土の地震時重量 W を別に合成する必要あるを以て不便であるが, 常時よりも地震時の方が適用し得る範圍が廣い, クーロン理論の矛盾は, 崩壊面が事實外側に多少凸曲を爲す事多きに係

らず, 之を平面と假定せる爲めにして (第 67 圖) 此假定は計算土壓を過少ならしむるを以て本編の如く $\delta = \frac{1}{2}\varphi$ 即ち δ を稍過小に取れば, 上記の誤りを若干打消し得る。

尙 $\varphi = 35^\circ$, $\theta_0 = 0$, $\delta = \frac{1}{2}\varphi$, $\psi = 0$

の場合に對し $K = 0 \sim 0.5$ の範圍に亘り C 及 $C \cos \alpha$ の値を兩式に依て計算し (第 68 圖), 次に常時に於て

$\varphi = 25^\circ \sim 45^\circ$, $\theta_0 = 0^\circ \sim 30^\circ$, $\psi = 0$, $\delta = \varphi$ 又は $\frac{2}{3}\varphi$

の諸場合に對する C 及 $C \cos \alpha$ を (25), (29) 式に依て計算し, 第 69 圖に示

した。

従来、地震時に於て土の有効息角が $\theta = \tan^{-1}k$ だけ減するものとして常時土圧と全く同様に計算する方法(佐野博士創案)も行はれて居つたが、ランキン、クーロン兩理論に據り、此計算法と本章の地震時土圧計算法との結果を比較すれば第70圖及71圖に示す如く、兩者の間に相當大なる差を生ずるを以て、合理的計算値の圖表が完成したる今日に於ては本章の數値を用ふるを可とする。若し強いて息角減少法を用ふるとすれば、 $\theta = \tan^{-1}K$ の代りに各震度に對し、第72圖(a),(b)の曲線の示す θ の値を用ふれば宜しい。

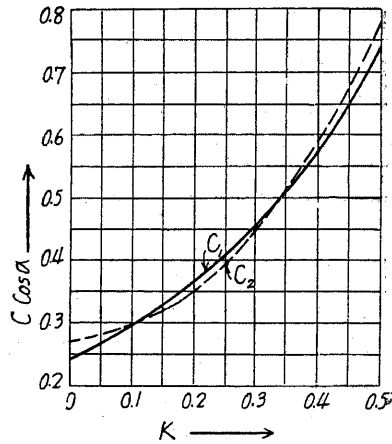
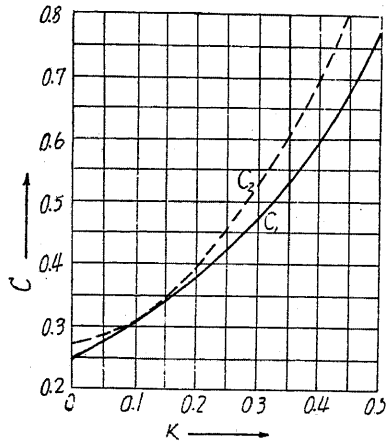
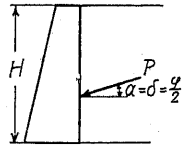
第68圖

C 及 C cos α の値

$\varphi = 35^\circ; \theta = 0, \psi = 0, \delta = \frac{1}{2}\varphi$

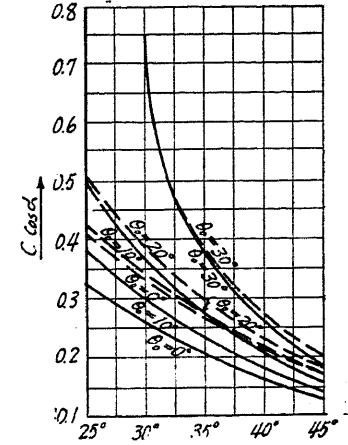
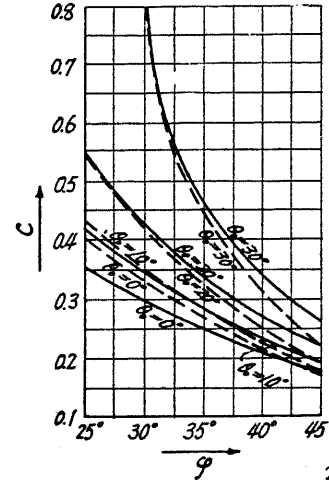
C₁ クーロンに依る値 C₂ ランキンに依る値

$P = \frac{1}{2}(1-k_v)wH^2 C_1$ $P = \frac{1}{2}(1-k_v)wH^2 C_2$

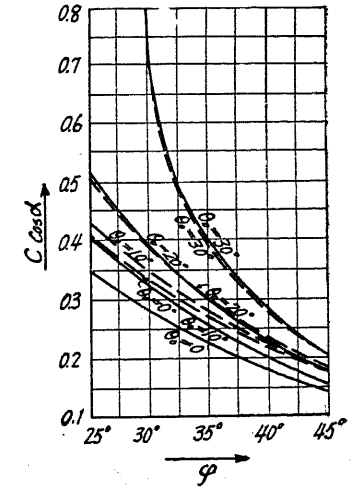
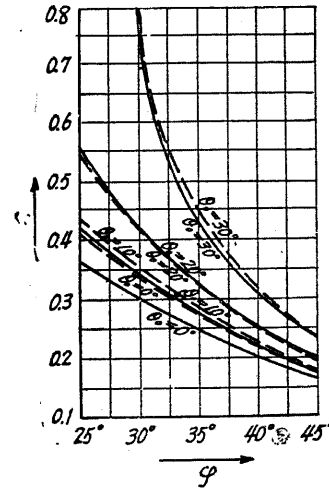


第69圖

1. $\alpha = \delta = \varphi$

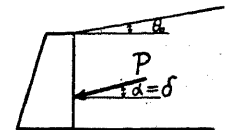


2. $\alpha = \delta = \frac{2}{3}\varphi$



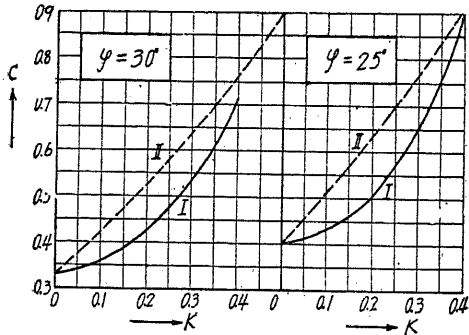
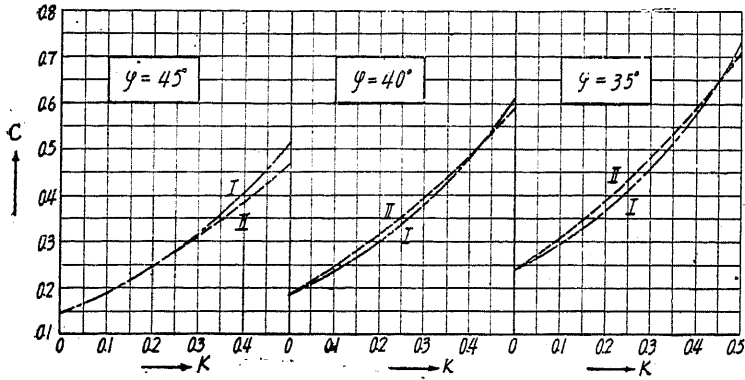
--- ランキン式
— クーロン式

$P = \frac{1}{2}(1-k_v)wH^2 C$
 $P \cos \alpha = \frac{1}{2}(1-k_v)wH^2 C \cos \alpha$



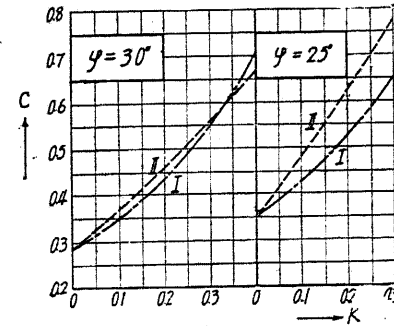
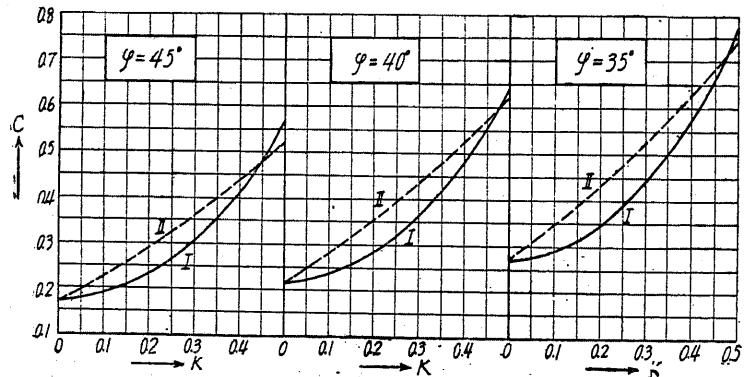
第 70 圖

ランキン公式の結果比較



第 71 圖

ターロン公式の結果比較



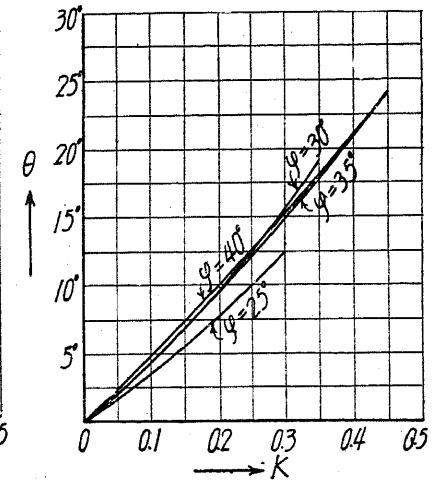
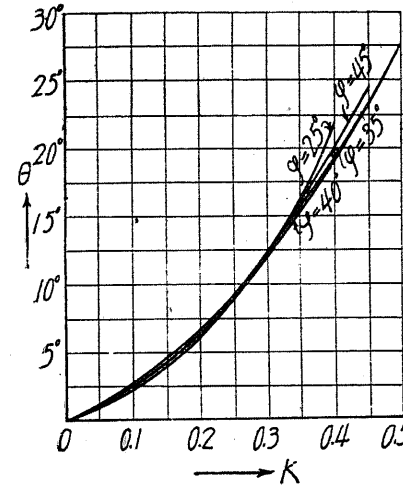
第 72 圖

常時算式に $\varphi=0$ を代入して算出する場合の θ の値

(a) ランキン式

(b) ターロン式

I. 地震時計算方法に依る場合 (第 24 式)
II. 常時算式の φ の代りに $\varphi=0$ を代入したる場合



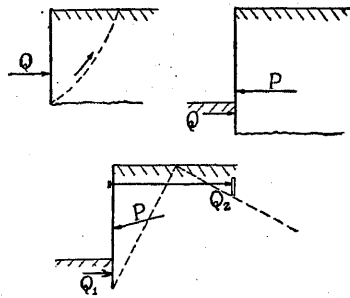
〔17〕 抵抗土圧及び地盤の支持力

(1) 抵抗土圧

〔16〕に述べたる土圧は正土圧とも稱せられ、自立し得ざる土の面の崩壊を防止する爲めに加ふべき外力の最小値であるが、抵抗土圧は之と反対に、土の面を反対に押し返して破壊せしめんとする際、之に抵抗する力の最大限である。抵

抗土壓の實例は擁壁が土壓の爲めに前方に押
出されんとする際、之に反對して働く根入部
外側の土の抵抗力、矢板擁壁の控版が引き出
されんとする際、之に抵抗する版前面の抵抗
力等である(第73圖)。

第 73 圖

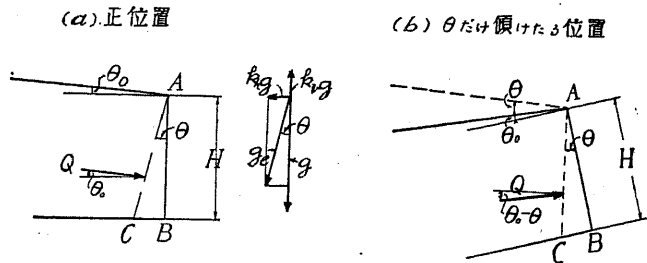


(a) ランキン理論による抵抗土壓

地表面傾斜 θ_0 、高さ H なる地盤の抵抗土
壓 Q は

$$\text{常時 } Q = \left(\frac{p_0}{\cos\theta_0} H + \frac{w}{2} H^2 \right) \cos\theta_0 \cdot \frac{\cos\theta_0 + \sqrt{\cos^2\theta_0 - \cos^2\varphi}}{\cos\theta_0 - \sqrt{\cos^2\theta_0 - \cos^2\varphi}} \dots\dots (32)$$

第 74 圖



地震時に於て鉛直面 AC に作用する抵抗土壓は(第74圖)

$$\left. \begin{aligned} \text{地震時 } Q &= (1-k_w) \left[p_0 \frac{\cos\theta}{\cos(\theta_0-\theta)} H + \frac{w}{2} H^2 \right] C' \\ \text{茲に } C' &= \frac{\cos(\theta_0-\theta)}{\cos^3\theta} \frac{\cos(\theta_0-\theta) + \sqrt{\cos^2(\theta_0-\theta) - \cos^2\varphi}}{\cos(\theta_0-\theta) - \sqrt{\cos^2(\theta_0-\theta) - \cos^2\varphi}} \end{aligned} \right\} \dots\dots (33)$$

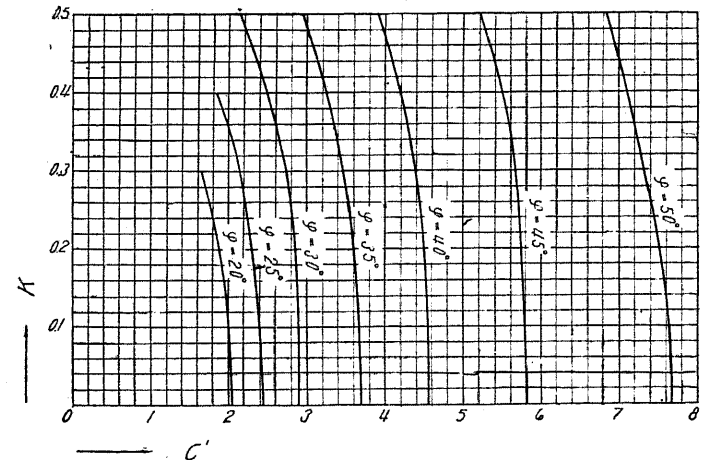
水平地盤 $\theta_0 = 0$ 且つ $p_0 = 0$ ならば

$$Q = \frac{w}{2} (1-k_w) H^2 \frac{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\varphi}}{\cos^2\theta (\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\varphi})} = \frac{w}{2} (1-k_w) H^2 C' \dots\dots (34)$$

Q の方向は總て地表面に平行にして高さの $\frac{1}{3}$ に作用する、(34) 式の土壓係
數 C' の値を第75圖に曲線を以て示す。

壁面 AB に作用する抵抗土壓は Q と $\triangle ABC$ の地震時重量 $(1-k_w) \frac{w}{\cos\theta}$
 $\times \triangle ABC$ との合成力である。

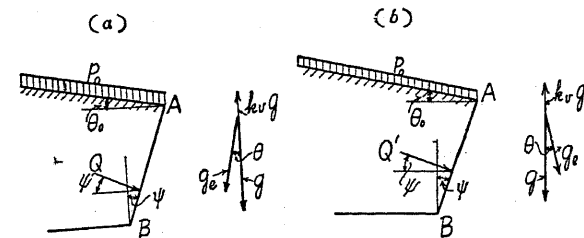
第 75 圖



(b) クーロン理論による抵抗土壓

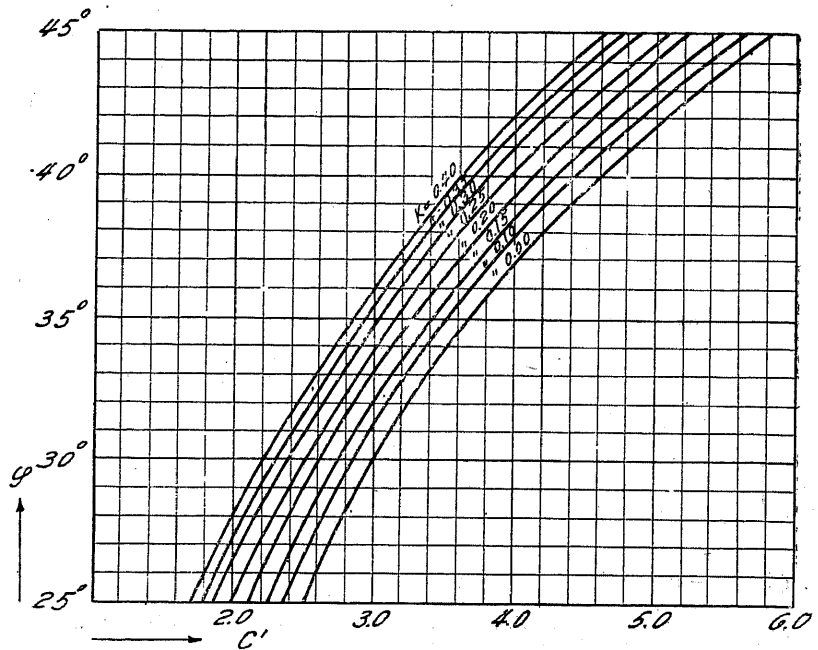
最近の研究に依れば抵抗土壓算定の場合、壁面の摩擦力を無視し $\delta = 0$ とす
るを適當とするを以て任意の傾斜を爲す面 AB に作用する地震時抵抗土壓 Q は
第76圖(a)に於て

第 76 圖



$$\left. \begin{aligned} Q &= (1-k_w) \left[p_0 H \frac{\cos\psi}{\cos(\psi-\theta_0)} + \frac{w}{2} H^2 \right] C' \\ \text{茲に } C' &= \frac{\cos^2(\theta-\varphi-\psi)}{\cos\theta \cos^2\psi \cos(\psi-\theta) \left[1 - \frac{\sin\varphi \sin(\varphi+\theta_0-\theta)}{\cos(\psi-\theta) \cos(\theta_0-\psi)} \right]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots (35)$$

第 77 圖



$H = AB$ の常時鉛直距離

壁面鉛直 $\psi = 0$, 地表水平 $\theta_0 = 0$, 無載荷 $p_0 = 0$ の場合は

$$Q = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 \frac{\cos^2(\theta - \varphi)}{\cos^2 \theta \left[1 - \frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta} \right]^2} = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 C' \quad \dots\dots\dots(36)$$

(36) 式の場合は最も普通なるを以てその C' の値を第 77 圖に曲線を以て示す。第 76 圖 (a) の場合は地震の方向が抵抗土壓を最小ならしむる如き場合なるも、時としては水平加速度が反對に第 76 圖 (b) の如く作用する場合の抵抗土壓 Q' を必要とする事あり。

$$\left. \begin{aligned} Q' &= (1-k_v) \left[p_0 H \frac{\cos \psi}{\cos(\psi - \theta_0)} + \frac{w}{2} H^2 \right] C'' \\ C'' &= \frac{\cos^2(\varphi + \theta + \psi)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\psi + \theta) \left[1 - \frac{\sin(-\varphi) \sin(-\varphi - \theta - \theta_0)}{\cos(\psi + \theta) \cos(\theta_0 - \psi)} \right]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(37)$$

$p_0 = 0, \theta_0 = 0, \psi = 0$, の場合は

$$Q' = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 - \frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \theta)}{\cos \theta} \right]^2} = (1-k_v) \frac{w}{2} H^2 C'' \quad \dots\dots\dots(38)$$

抵抗土壓の計算例は第六章岸壁特に鐵板岸壁の耐震計算の所に述ぶる。

(2) 地盤の支持力

地震の際一般構造物が沈下する事は周知の事實である。これは水平地震力に依り構造物に作用する力が偏倚し、一側に加はる基礎荷重が著しく大となる事が主なる原因なるも、其外に地盤全體が θ だけ傾斜した如き状況に置かるゝ爲め土中の抵抗土壓が激減する事も重大なる理由である。今、軟地盤上に就て考ふるに第 78 圖に於て盛土の底面に於ける正土壓 p と地盤の深さ即ち根入に相當する抵抗土壓 q とが平衡を保つ、然るに $p > q$ ならば底面兩側の土は漸次に押し除けられて盛土は沈下し $p = q$ なる深さに達して幸じて平衡を保つ。今、地盤と盛土の性質を

$w =$ 土の單位重量, $\varphi' =$ 地盤の息角, $\varphi =$ 盛土の息角

$H =$ 底面上盛土の高, (第 78 圖)

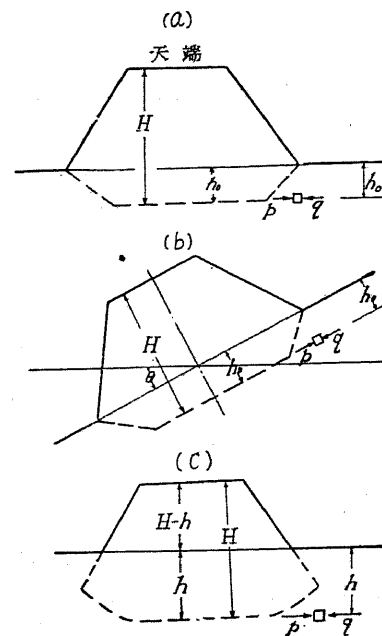
$h_0 =$ 盛土の根入

とし、ランキン理論に依り平衡條件を求むれば、

$$p = wH \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = q = wh_0 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad \therefore \frac{H}{h_0} = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) \dots\dots(39)$$

然るに地震時に於て一側の正土壓増大し、抵抗土壓減少するを以て平衡破れあ

第 78 圖



る程度迄沈下し地震力が反対向きに變れば他側に於て沈下し地震動の反復につれて片側づゝ沈下し、再び平衡を得るに至つて止まり、同時に盛土兩側部は外側に押し出され頂部に龜裂を生ずる。此場合平衡根入を h とすれば

$$p = (1 - k_v) w H \sec^2 \theta \frac{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}}{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}}$$

$$q = (1 - k_v) w h \sec^2 \theta \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}}$$

平衡状態は $p = q$ なるを以て

$$\frac{H}{h} = \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}} \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}} \dots (40)$$

即ち、常時根入 h_0 に比し h は著しく大なるを要す。尙 (39) 及 (40) 式より、地盤の φ' の大なる時は勿論、盛土の φ が大なるも沈下を減少する事は明かである。

而て盛土自身の壓縮は割合に小なるを以て $h-h_0$ は地震に因る盛土天端の沈下に略ぼ等しい。次に盛土及地盤が同性質なる場合 ($\varphi' = \varphi$)、 φ 及 K の種々の値に對し、常時と地震時との所要根入の比 h/h_0 を表示すれば、

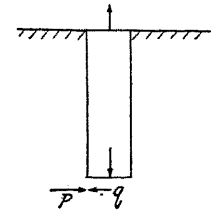
φ	K	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
		15°	1.08	1.41	—	—
25°	1.05	1.20	1.53	2.53	—	
	1.04	1.16	1.37	1.79	2.50	

上表より φ の値の相違に依る h/h_0 の變化は K の著しく大なる場合の外、割合に小なるが、これ軟地盤に於ては常時に於て既に大なる沈下を爲し居るが爲めである。又 $\varphi = 20^\circ$ 以下の軟弱地盤に於て $K = 0.3$ 以上の地震に會せば盛土全體が地盤下に没する虞れあり、大地震に於て此種の實例は頗る多い ((20) 参照)。

次に軟地盤に外面の滑かなる桶、又は輕き物體を埋め込む時は、地震時周囲の土の正土壓は著しく増大し、物體の重量に因る抵抗土壓 q は激減するを以て物

體は周面の摩擦抵抗に打ち立て、上に押し上げらるゝ。強烈なる地震に於て軟地盤の木杭が押し出され、井底に土砂の押し上げらるゝ等は上記の理由に因るが、木杭の如き場合は周囲の地盤の揺り下りも關係する。

第 79 圖

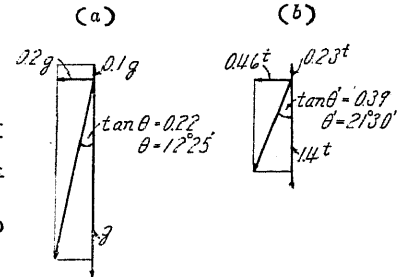


(18) 水中に於ける土壓

水中に於ける物體は浮力に依て其の有効重量を著しく減するが、地震力は質量即空氣中重量に比例するを以て、有効合震度は空氣中に比し極めて大となる。水中に於ける土砂は其の有効重量を減するのみならず、摩擦角も減するを以て地震時の土壓は激増し、抵抗土壓は減少するのみならず、外水面が低き場合は水壓も共同するを以て、岸壁の如く深く水中に入る大擁壁に於ては充分の耐震法を講ずる事は殆んど不可能である。

第 80 圖

今、同一地震に於て、陸上の合震度と水中の見掛け合震度とを比較するに、
 混凝土方塊 體積 $1m^3$ 、陸上重量 $2.3t$ 、水中重量 $2.3 - 1.0 = 1.3t$ 、水平震度 0.2 、鉛直震度 0.1 とすれば陸上の合震度は



$$K = \frac{0.2}{1 - 0.1} = 0.22 \quad \theta = 12^\circ 25' \text{ (a 圖参照)}$$

水中の見掛け合震度は

$$K' = \frac{0.2 \times 2.3}{(2.3 - 0.9) - 0.1 \times 2.3} = 0.39 \quad \theta' = 21^\circ 30' \text{ (b 圖参照)}$$

即ち水中に於ては耐震力は殆ど半減する。

水中土壓の場合に於ても、今土砂の空氣中に於ける $1m^3$ の重量 w 、その中の空隙の容積 $a m^3$ 、水平震度 k_h 、鉛直上向震度 k_v 、水の $1m^3$ の重量 $1t$ とすれば陸上に於ては、合震度 $K = \frac{k_h}{1 - k_v}$ 水中に於ては、合震度

$K' = \frac{k_h w}{(1-k_h)w - (1-\alpha)(1-k_h)1}$ となる。即ち水中土壓算出に使用すべき見掛け震度は、水上の場合に比し著しく大となる。土砂の単位重量及空隙容積は一般擁壁に使用されるものに就ては、 $w = 1.6t/m^3$, $\alpha = 0.36m^3$ と見て大差なきを以て、水中の土壓算出に當つては次の見掛け震度によつて計算を行ふを便とする。簡單の爲に鉛直震度なき場合に於ける水中見掛け震度を次に掲げる。

第 13 表

水面上の震度		水面以下の見掛け震度		水面上の震度		水面以下の見掛け震度	
K	θ	K'	θ'	K	θ	K'	θ'
0.05	2°50'	0.083	4°50'	0.30	16°50'	0.500	26°30'
0.10	5°40'	0.167	9°30'	0.35	19°20'	0.583	30°15'
0.15	8°30'	0.250	14°0'	0.40	21°50'	0.667	33°40'
0.20	11°20'	0.333	18°25'	0.45	24°10'	0.750	36°50'
0.25	14°0'	0.417	22°40'	0.50	26°30'	0.833	39°50'

水面以下の土壓算出には、水面上の震度 K なる場合に上の表より之に相當する K' を見出し、土壓表に於て K' に相當する C を求め、各點に於ける土壓強度を求め得る、この場合の w は土砂の水中に於ける重量即ち浮力が働きたる値を使用する。

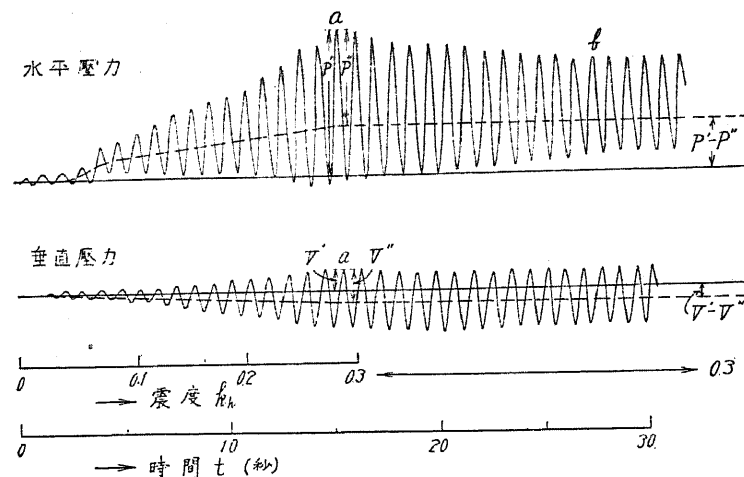
土砂が水面以上及以下に互る場合には、水面以上と以下とは別々に計算を行ふ、此場合水面以下の部分の計算には水面以上の土砂を載荷重として取扱ふ。

〔19〕 地震時土壓の實驗値

上述の地震時土壓計算法は常時の鉛直加速度 g に代ふるに地震時の合成加速度 g_e を用ひ、其方向を地震時の鉛直とし、即ち地盤も壁も總て一體として θ たけ傾けたる状態に於て普通の土壓計算法を適用すれば足るのであるが、之を實驗に徴する爲め、幅 1.21 m、深 1.21 m、長 2.73 m 及幅 0.4 m、深 0.43 m、長 1.10 m の大小二つの振動函を造り、模型壁の背部に砂を充たし、函に規則正しき

振動を與へて壁に作用する土壓力を測定せるに、振動継続の時間、壁體の彈性、砂の詰め方等に依て多少の相違を見るも實地上は上記の計算法を用ひて差支なき事を確めた。大振動函に於ては水壓計を用ひ主として振動の最大加速度と夫れに因る最大土壓との關係を實驗したが、小振動函に於てはピエゾ電氣を應用して土壓力の週期的變化を充分精確に測定し、土壓力に影響する種々の因子を明かにした。第 81 圖は小振動函に於て週期を一定に保ち振幅を漸増して最大(圖の a 點)に達せしめ、以後同一振幅を繼續せしめたる時壁に作用する水平及鉛直壓力の變化を示すものにして、函の振動と全く同一週期及位相を以て規則正しき週期的變化を爲す事を示して居る。

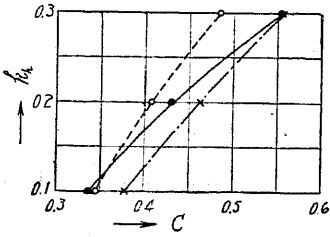
第 81 圖



圖に於て P' は振動により増加せる土壓力の最大値、 $P'-P''$ は一振動中の平均土壓力の増加を示す。而て P'' は振動の繼續に伴ひ漸減する傾向を示して居るが、之れ振動に因て砂が漸次に締まり内部摩擦力が増大する事を示し、安定状態に達したる後は P'' も一定する。従て理論上より計算せる地震時土壓は振動初

期に於ける測定土壓と砂が落付きたる安定状態に於ける測定土壓との中間に位する大きさを有する (第 82 圖参照)。

第 82 圖



- — 計算値
- — 安定状態に於ける測定値
- x — 振動初期