

論 說 報 告

土木學會誌 第十二卷第一號 大正十五年二月

土壓一般論並に擁壁耐震安定に關する實驗

會員 工學博士 岡 部 三 郎

内 容 概 要

小著英文『土壓一般論及び擁壁並に堰堤の耐震安定に就て』(本會誌第十卷第六號記載)に依て土壓其他に對し震力の影響に關する理論上の解法を示せり、然れ共之等が實驗上果して如何なる程度迄符合す可きかを確むるため約 6 箇月間種々の實驗を重ねたり。而して振動運動中の土壓變化の狀態並に振動休止後の靜止土壓の増加を研究し、尙ほ擁壁表面の摩擦力が其の安定に及ぼす影響を實測し、Rankin's 土壓論に依り説明不可能なる場合も Coulomb's 土壓論を擴張せる著者の公式を以て證明し得る事を確め、更に擁壁表面の形狀の撰定に言及せり。

第一章 實驗設備概要

一 振動臺設備

實驗に供せる振動臺は 3 呎 6 吋軌道用臺車を軌道上に据付け、別に据付けられたる 10 馬力發動機に連結せる聯動裝置により離心軸 (Eccentric) を應用して單弦運動をなさしむる設備とす、振幅は離心距離を増減し 20 耗より 100 耗迄加減し、周期は發動機の回轉を調節して 0.4 秒より 1 秒迄變化せしむ。

二 土壓測定裝置

土壓の測定用として前記振動臺上に幅 2 呎、高 3 呎、長 7 呎の箱を置き、其小口一側面は下端は蝶番により、上端は一點に於て壓力計により支へらるゝ一平板を以てし、箱内に詰めたる土砂の壓力が其の壓力計に表はるゝ様に取付たり、壓力計は水壓計を理想とするものなれ共今回は都合上スプリング波力計を用ひ、振動中の最大壓力を読み得るものを選びたり。(寫眞第一參照)

三 擁壁模型並に其安定測定設備

前記振動臺上に幅 1 呎 1 吋、高 2 呎、長 6 呎の箱 2 個を併列す、箱の一方小口は側板を除き之れに擁壁模型を立て、中部に土砂を充滿して、種々の振動を與へ擁壁の安定を比較研究せり。擁壁模型は何れも高さ 2 呎、底幅 1 呎にして裏面は垂直なるもの、斜面をなせるもの及び L 型をなせるものゝ三者とし、裏面の摩擦係數角を 20° 及び 30° の二様にする

ため各種模型を 2 箇づゝ造り、1 箇は薄鐵板を張り、摩擦角 20° とし、1 箇はモルタルを塗り 30° とす。(寫眞第二参照)

四 震力測定法

振幅及び周期を知れば公式により容易に震力加速度を算出し得れ共、振動臺上の實際の加速度は計算と一致せず、常に計算せるものより大なるに依り再三振動臺運轉裝置の改造をなせ共機械的 impact、回轉速度の不平均等により事實上計算に一致せしむることの不可能なるを知れり、依て周期等に關係なく直接振動臺上の水平加速度を實驗の際同時に測定する方法を取れり。

測定器として正方形斷面を有する角壙を作り、底の 4 隅に 4 支點を設け、支點間の距離(底幅)と壙の重心の高さの 2 倍との比を 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 及び 0.75 の 6 種に定め、斷面も 3 吋角、6 吋角及び 9 吋角の 3 種類とせり、例へば 0.3 の水平加速度を知らんとする場合は比 0.3 の角壙 3 種類を立て振動を漸次早め、之等が rocking を起し始めたる際の加速度を以て其の際の振動臺の加速度と定めたり、比同一なる 3 種の異なる斷面を有する角壙の rocking は殆んど同時に始む。

此の角壙測定器の正確を證明するために豫め 2 物體間の摩擦係数を測定し、其の一方を振動臺上に固定し、他の一方を其の上に置き尙ほ摩擦係数と同一比を有する角壙を立て同時に振動せしめ、前者の滑出しと後者の rocking とが殆んど同時に起る事を確めたり、尙ほ眞の單弦運動の算出せる加速度と角壙により測定せる加速度とを比較するため別に小型の振動臺を造り、之を大形の simple pendulum により振動せしめ、實際の加速度は算定せるものより僅かに 1-2 割大なるに過ぎず、依て角壙測定器の正確なるを知れり。

第二章 土壓の測定

一 静止土壓の測定

土壓測定に使用せる材料は砂及び砂利(徑 $\frac{1}{8}$ " 以上 $\frac{1}{2}$ " 以下)にして、之等を完全に乾燥して cohesion を除去し、模型試験にて生じ易き誤差を起さしめざる様充分の注意を拂へり。測定の結果使用砂利の息角 (Angle of repose) は $35^\circ 30'$ 、砂の息角は $33^\circ 30'$ にして、重量は何れも 1 立方呎 100 封度なりとす。

P ; 實際の土壓力

P_b ; 測定土壓力

C_0 ; 土壓係數

$\lambda_0, \varepsilon, \delta, \varphi, \varphi_0$ 等は小著土壓論第一章及第二章の記號と同様なり。

$$P = \lambda_0 C_0 b \frac{wh^2}{2} = C_0 \lambda_0 \frac{2 \times 100 \times 3^2 \text{ lbs}}{2} = 409 \lambda_0 C_0 \text{ ks}$$

$$P_k = \frac{1.00}{3.25} \cos \varphi_0 P = 125.8 \cos \varphi_0 \lambda_0 C_0 \text{ kg.}$$

$$\therefore C_0 = P_k \frac{1}{125.8 \lambda_0 \cos \varphi_0}$$

故に P_k を測定すれば次の λ_0 及 φ_0 により土壓係數 C_0 は直ちに算出する事を得。

$$\lambda_0 = \frac{\sqrt{g^2 + \alpha_n^2}}{g}$$

$$\varphi_0 = \begin{cases} 30^\circ & \text{モルタルを塗布せるもの} \\ 20^\circ & \text{薄鐵板を張れるもの} \end{cases}$$

最初測定箱内に砂を静かに充滿せる後、壓力計の指度により土壓を測定し、然る後振幅 20 耗にて 0.2 の震力加速度を與へ、静止せしめたる後土壓力を測定す、次に 0.3, 0.4, 0.5 等の加速度を與へ、各振動毎に静止せしめ静止後の土壓力を測定せり、次に振幅 40 耗及び 60 耗にて 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 等の震力を加へ、各震動毎に静止せしめ震動後の静止土壓力を測定せり、然して加速度 0.2 の震動後静止土壓、加速度 0.3 の震動後の静止土壓其他 0.4, 0.5 等の加速度にて震動せる後の静止土壓等を列記すれば次の如し但し $\varphi_0 = 20^\circ$ とす。

加 速 度	振 幅	砂 利 土 壓		砂 土 壓	
		P_k (kg.)	C_0	P_k (kg.)	C_0
0.2	20	31.5	0.264	27.3	0.229
	40			26.3	0.221
	平均		0.264		0.225
0.3	20	37.1	0.304	29.5	0.242
	40	36.4	0.298	28.4	0.232
	平均		0.301		0.237
0.4	20	47.1	0.374	34.2	0.272
	40	44.8	0.348	36.7	0.291
	60			31.1	0.247
	平均		0.361		0.270
0.5	20	50.8	0.383	33.4	0.290
	40	48.0	0.362	36.8	0.277
	60			40.1	0.302
	平均		0.3725		0.2895
0		26.2	0.224	20.5	0.175
		24.4	0.200	18.8	0.161
		22.2	0.190	17.5	0.150
	平均		0.2045		0.162

二 震力による最大土壓力の測定

振幅 20 耗にて數回加速度 0.2 の震動を加へ毎震動中の最大土壓力を測定して、之等の平

均値を以て 0.2 の場合の土壓力を求む、次に加速度 0.3 の震動を加へ同様に最大土壓力を求め、次に 0.4 及び 0.5 の加速度を加へ加速度に應ずる最大土壓力を測定せり、尚ほ振幅 40 耗及 60 耗にて前回同様數回づゝ 0.2, 0.3, 0.4, 及び 0.5 の加速度を加へ震動せしめ其等の最大土壓力を測定せり、之等の結果及び之れより算出せる土壓係數を表記すれば次の如し。

加速度	振幅 m m.	砂 ($\phi=33^{\circ} 30'$)				砂利 ($\phi=35^{\circ} 30'$)					
		$\phi_0=20^{\circ}$		$\phi_0=30^{\circ}$		$\phi_0=20^{\circ}$		$\phi_0=30^{\circ}$			
		P_k kg.	C_0	P_k kg.	C_0	P_k kg.	C_0	P_k kg.	C_0		
0.2	20	32.1		28.6		33.8		33.8		41.6	
		32.1	0.265	25.5	0.236	33.4	0.298	35.4	0.287	36.1	0.348
		30.5		24.0		39.8		33.8		38.0	
	40	26.7						43.0			
		28.3	0.232					43.0	0.346		
		27.9						38.0			
	6)										
	平均		0.248		0.236		0.298		0.316		0.348
	0.3	20	33.7		35.5		40.5		42.3		49.5
			34.4	0.282	33.2	0.326	41.2	0.331	43.3	0.352	48.5
35.2				37.5		41.0		43.3		45.0	
40		38.4		31.8		50.1		44.6		49.8	
		37.0	0.303	31.8	0.286	50.0	0.411	44.6	0.365	41.8	0.400
		36.2		33.5		50.5		44.5		44.5	
60		40.0				43.0					
		40.0	0.328			38.6	0.318				
		41.6				35.3					
平均			0.304		0.302		0.3530		0.358		0.410
0.4	20	52.7		56.0		57.3		59.2		59.0	
		51.2	0.414	34.5	0.373	55.7	0.433	54.6	0.445	56.0	0.486
		52.0		41.0		52.5		54.6		56.0	
	40	49.6		40.0		55.3		55.6		53.3	
		51.4	0.394	46.2	0.354	53.4	0.437	55.6	0.438	53.3	0.449
		48.0		38.4		56.6		54.2		51.3	
	60	49.5		46.2				60.6		52.1	
		44.8	0.364	36.7	0.357			51.1	0.439	50.5	0.465
		43.2		42.5				54.1		51.0	
	平均		0.391		0.361		0.4375		0.441		0.466
20	79.3		68.7		76.6		86.0		73.5		
	65.4	0.494	67.1	0.561	80.0	0.600	73.4	0.585	73.5	0.625	
	62.3		63.0		82.0		73.4		70.2		

0.5	40	57.5		56.0		65.2		63.7		65.8	
		59.0	0.445	46.2	0.440	65.6	0.475	60.5	0.471	65.0	0.541
		60.6		57.5		60.9		63.7		65.8	
	60	60.6		52.1		57.5		63.7		67.2	
		63.8	0.468	50.2	0.426	59.5	0.446	67.8	0.489	71.8	0.586
		62.2		52.0		61.0		63.7		73.5	
	平均		0.469		0.4676		0.507		0.515		0.584

三 測定土壓の修正

土壓測定容器の幅は2呎に制限されるを以て、測定の際測定容器の兩側と内部の土砂との摩擦力の爲めに土壓力は多少減少する結果を示す、尙ほ壓力計が spring 製なるにより最大土壓力を受けたる際多少 deform して土壓力を減少する傾向を有す、其の結果測定に使用せる砂利及砂の息角はそれぞれ $42^{\circ}30'$ の砂利及び $47^{\circ}0'$ の砂に相當す、然れ共實際の砂利及び砂の息角は $35^{\circ}30'$ 及び $38^{\circ}30'$ なるに依り實際の壓力は測定せる壓力を此の息角減少に應ずるだけ増加するを要す可し、故に設計には息角に修正を加へざる實際のものにて土壓力を算出するを可とす。

第三章 結 論

一 静止土壓力に就て

息角一定にして cohesion なき土砂と雖も其の土壓力は一定不變のものにあらず、土砂の「縮り方」によりて變化するものなり。實驗の結果土砂の縮り方は與へられたる震力に比例する事を確めたり、即ち土壓力は地震の震動休止後と雖も與へられたる震力に比例して増加するものにして、而も附圖第一第二に示す如く震動後の静止土壓力は其の加速度と略々直線的の變化をなす。裏込を壓縮せず詰めたる場合又は壁面を多少前面に滑り出さしめたる後に生ずる最小の土壓力は略々一定の値を有し、普通公式にて求めたる静止土壓力を示すものなるを知れり、換言すれば静止土壓力は此の最小壓力を原として測定前に與へられたる震力(縮り方)に應じ直線的に増加するものなり、之が原因は地震によりて擁壁より受くる passive earth pressure の一部分が震動休止後迄も残れる事に起因するものにして、静止土壓と雖も土の縮り方により passive pressure の一部分を含む事を證するを得。

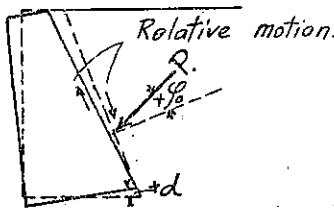
二 震動中の土壓力及び其方向に就て

震動中の土壓力は震力加速度に應じ刻々變化し(最大加速度の振動休止後の)静止土壓力を中心として増減するものなり、故に任意の時刻に於ける土壓力 P は略々次の公式(小著土壓論第三節第二項公式 45 参照) $P = P_0 + (P_e - P_0) \sin \frac{2\pi}{T} t$ にて表はす事を得、式中 P_e は最大

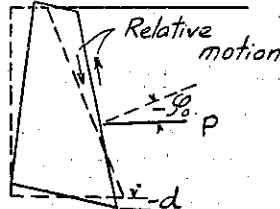
加速度に應ずる最大土壓力, P_0 は之が休止後の靜土壓力なり, P_e は最大加速度の大小により直線的に増加する函数にして一定のものにあらざれ共一定加速度の振動中は一定の値を有するものなり, P_0 は地震の最大加速度の大きさに應じて増加するを以て大地震の場合と雖も震動中の最小土壓力が零となる如き事なし。

土壓合力の方向は Coulomb 氏論によれば, 常に擁壁裏面の法線と或る一定角 (土と裏面の摩擦係數) をなすものなれ共震動中の土壓合力の方向を實驗上より歸納するに, 擁壁の基礎は大小の差こそあれ何れも多小弾性を有するを以て最大壓力を生ずる場合に擁壁は前方に傾斜する傾向を生じ, 裏面と土との間に relative motion を起さんとし, 茲に於て裏面と土との間に於ける摩擦力が働き土壓の方向が裏面の法線と $(+\varphi_0)$ の角をなす, 反對に最小土壓力を生ずる場合には擁壁は後方に傾斜せんとし裏面と土との間に逆の relative motion を起す傾向を生じ, 此兩者間の摩擦力が働き土壓合力の方向が裏面の法線と $(-\varphi_0)$ の角をなす。故に土壓は一振幅中其の大きさは勿論其の方向も時々刻々變化し, 裏面法線となす角は略々次の式を以て表はすことを得べし。

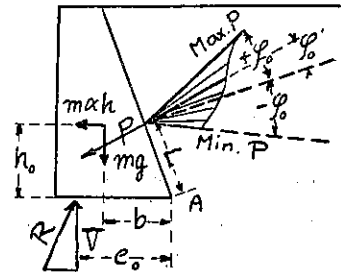
$$\varphi_0' = \varphi_0 \sin \frac{2\pi}{T} t$$



第一圖



第二圖



第三圖

斯くして一振幅中任意の時相に於ける土壓力及び其の方向を時間の函数として表はす事を得るを以て, 基礎面に於ける反力の働點の位置も時間の函数として表はす事を得べし。第三圖に示す如く A 點の廻りの外力の力率を求むれば

$$M = L \cos \varphi_0' \left[P_0 + (P_e - P_0) \sin \frac{2\pi}{T} t \right] + h_0 \alpha_n \sin \frac{2\pi}{T} t m + bmg$$

尙ほ合成力の垂直分力を求むれば

$$V = - \left[P_0 \cos (\alpha + \varphi_0') + \{ (P_e - P_0) \cos (\alpha + \varphi_0') \} \sin \frac{2\pi}{T} t \right] + mg$$

即ち

$$M = L \cos \left(\varphi_0 \sin \frac{2\pi}{T} t \right) \left[P_0 + (P_e - P_0) \sin \frac{2\pi}{T} t \right] + h_0 m \alpha_n \sin \frac{2\pi}{T} t + bmg$$

$$V = - \left[P_0 \cos \left(\alpha + \varphi_0 \sin \frac{2\pi}{T} t \right) + \left(P_e - P_0 \right) \cos \left(\alpha + \varphi_0 \sin \frac{2\pi}{T} t \right) \right] \sin \frac{2\pi}{T} t + mg$$

A 點より反力働點迄の距離 e_0 は次の如し

$$e_0 = \frac{M}{V} \equiv f(t)$$

$\frac{de_0}{dt} = 0$ となる t を e_0 に代入すれば e_0 の最大値即ち擁壁の最も不安定なる場合を求むることを得、實際問題としては方程式 $\frac{de_0}{dt} = 0$ の完全解法は困難なるにより、 e_0 式に適宜の t を入れ檢算にて其の最大値を求め得べし。

實驗の結果 $\varphi_0 = 30^\circ$ なる場合も $\varphi_0' = 20^\circ$ 内外にて最も不安定なる事を確め上記の公式の略と正確なることを知れり、故に地震の際の最大土壓を計算するに當り事實は $\varphi_0 = 30^\circ$ 以上の場合も $\varphi_0 = 20^\circ$ 位を限度として算出するを安全なりとす。

斯くして震動中の平均中間土壓力に對して $\varphi_0' = \varphi_0 \sin \frac{2\pi}{T} \times 0 = 0$ 即ち裏面に垂直に働く事となる、之れ靜止土壓 (Coulomb 式によれば φ_0 は一定値を有す) の方向と矛盾する如きものなれ共靜止土壓と中間平均土壓と其の大きさは同一なれ共方向は必ずしも同一ならず、靜止土壓は其の自然の狀況により方向一定せず、然れ共擁壁基礎面は多少弾性を有する故に靜止土壓の場合も多少前面へ傾斜する傾向を有するを以て最大土壓の如く φ_0 が一定の値を有するに至る、故に靜止土壓に對しては最大土壓に對すると同様 φ_0 だけ擁壁裏面と傾斜するものとして可ならん。

第四章 擁壁裏面の形狀に就て

一定の高さを有する擁壁の安定は壁の重さと底幅とにより支配さるゝは明白なれ共、一般に使用せらるゝ Rankin 氏土壓論によれば (假に壁體の單位重量と裏込の單位重量同一なりとす) 壁の底幅と高さとの比が一定なる以上裏面の形狀如何に拘はらず常に同一の安定度を有するものと考へられたり、著者は此の點に不審を抱き Coulomb 氏土壓論によれば明白なる如く裏面の形狀により高さと底幅との比同一なるも其の安定に差異ある可きを信じ、寫眞第二に示す如き裏面が種々なる形狀を有する擁壁模型を造り、之等の安定に關する實驗をなせり。

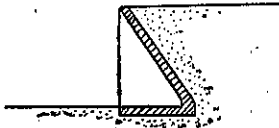
實驗に供せる擁壁は何れも高 2 呎、底幅 1 呎にして裏面は附圖第三に示す如く直立、斜及び L 型の三者を用ひたり、然も其の裏面はモルタルを塗りたるものと薄亜鉛引鐵板を張りたるものを用ひたり、前者は $\varphi_0 = 30^\circ$ にして後者は $\varphi_0 = 20^\circ$ なりとす。

完全に乾燥せる砂を以て裏込となし、振幅 20mm 及び 40mm にて種々の加速度を加へ、擁壁の rocking を開始する際の震力加速度を測定せり、其の結果の平均を列擧すれば次の如し。

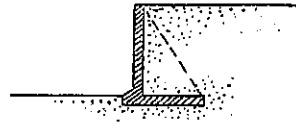
	20mm 振幅	40mm 振幅	平均 $\frac{\alpha_h}{g}$
(A) 垂直裏面 ($\varphi=20^\circ$)	0.36	0.40	0.38
(B) 斜裏面 ($\varphi=20^\circ$)	0.56	0.60	0.58
(C) L型裏面 ($\varphi=30^\circ$)	0.70	0.74	0.72
斜裏面 ($\varphi=30^\circ$)	0.60	0.65	0.625

更に (A), (B), (C) に對する安定を著者の公式を以て算出し、之を圖解すれば附圖第三に示す如く (A) は 0.4 の震力にて合成力働點が底部を外れ、(B) は 0.6 の震力にて外れ、(C) は 0.7 の震力にて將に外れんとすることを知り、其の結果が實驗と頗る良く符合する事を確むるを得たり。

即ち裏面垂直なる擁壁は 0.38 の地震にて rocking を開始せるに反し、斜面のものは漸く 0.58 の地震にて rocking を始め、L 型擁壁は 0.7 の地震迄安定を保ち得ることを知れり、L 型擁壁が垂直裏面を有する擁壁に對し如何に安定なるかを實證するを得たり。斯の如く擁壁の設計に於て裏面の形狀が其の安定に重大の關係を有するを以て今後の設計には成る可く垂直なる裏面を設けず、傾斜の大なる斜面をなすか、又は段々となすか(方塊積の如く上下の連結なきものは不可なり)、若しくは L 型となすを可とす、地震を考慮する擁壁の設計に於ては堰堤と同様に、自重の少なき第四圖第五圖の如き中空式 (Hollow dam) の形狀若しくは L 型を優良と思考す。



第四圖



第五圖

附言 本實驗に際し工學士松尾春雄氏の多大なる御助力に對し深く感謝の意を表す。尙ほ此の結果が多少なり共將來地震國に於ける擁壁設計の資に供せらるれば著者望外の幸なり。(完)

訂 正

其の一

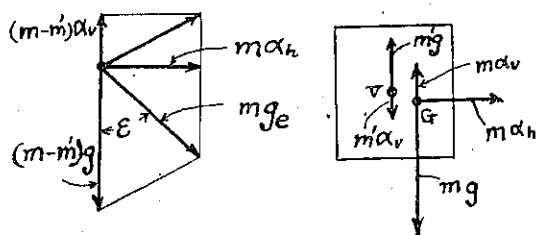
土木學會誌第十卷第六號記載本文の附録計算例中に誤算ありしを眞島工學博士の懇切なる御注意により發見せるを以て計算の修正をなせる結果横濱港岸壁倒壊原因の結論中 $\alpha_h=3,600$ mm/sec², $\alpha_v=-1,200$ mm/sec² を $\alpha_h=2,400$ mm/sec², $\alpha_v=-800$ mm/sec² と修正し $\alpha_v=4,000$ mm/sec², $\alpha_v=-1,800$ mm/sec² を $\alpha_h=3,500$ mm/sec², $\alpha_v=-1,200$ mm/sec² と修正するを要す。

尙ほ附屬圖面 Pl. 12 を修正追加せり。

其の二

本文第三章第一節一般公式 λ_0 及び ε が水中に置かれたる物體に應用する場合の變形せる公式を記載すれば次の如し

Seismic force acting on a submerged body.



V centre of buoyancy.

G centre of gravity.

m mass of the body.

m' mass of water displaced.

Buoyancy = $-m'(g \mp \alpha_v)$

Vertical force acting on

$m = m(g \mp \alpha_v)$

Horizontal force acting on $m = m \alpha_h$

Since we have.

$$mg_e = \sqrt{\{(m-m')(g \mp \alpha_v)\}^2 + m \alpha_h^2}$$

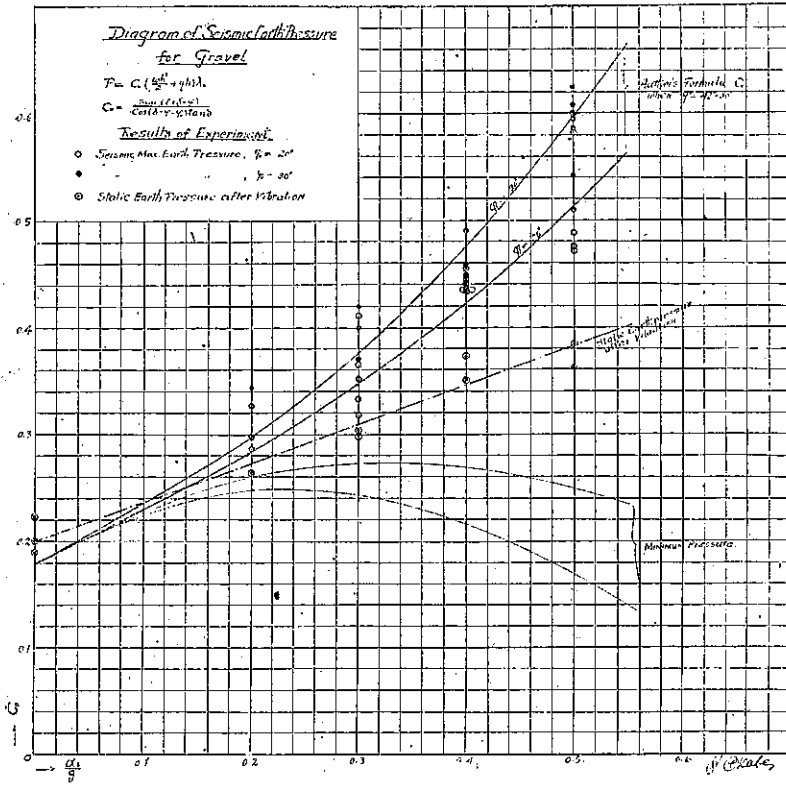
$$\lambda_0 = \frac{g_e}{g} = \frac{\sqrt{\left\{g(m-m')\left(1 \mp \frac{\alpha_v}{g}\right)\right\}^2 + (mg)^2 \left(\frac{\alpha_h}{g}\right)^2}}{mg}$$

$$\tan \varepsilon = \frac{mg \left(\frac{\alpha_h}{g}\right)}{g(m-m')\left(1 \mp \frac{\alpha_v}{g}\right)}$$

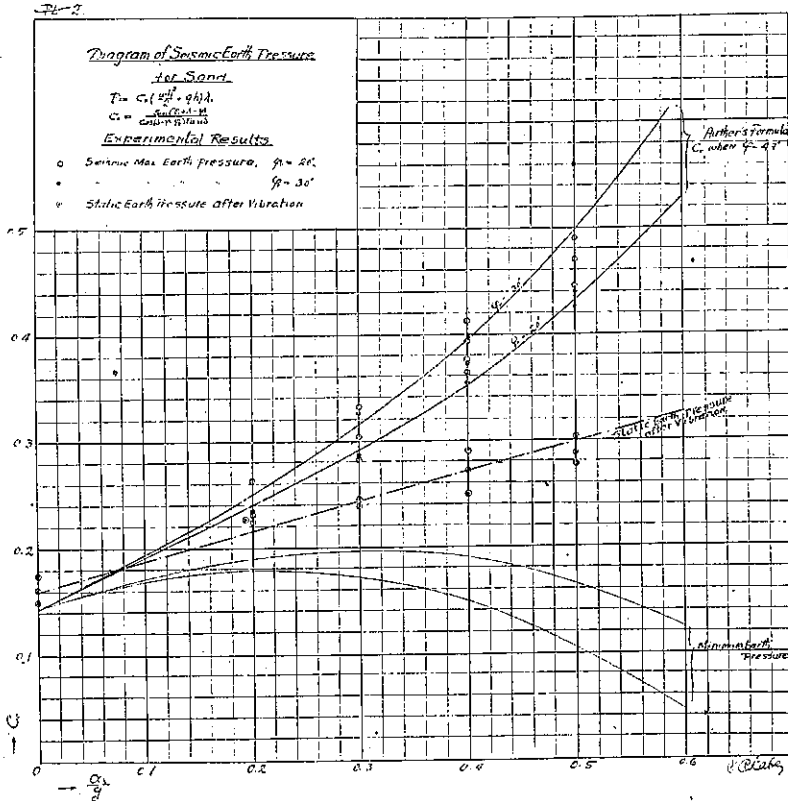
垂直震力の働く點は浮力の中心と重心の合力點にして水平震力は浮力に無關係なるを以て重心に働くものなり。

但し重心と浮力の中心とが一致する場合は震力の働點も之に一致す。(完)

附圖第一



附圖第二



(土木雜誌) 第十二卷第一號附圖

附圖第三

Seismic Stability of Retaining Walls

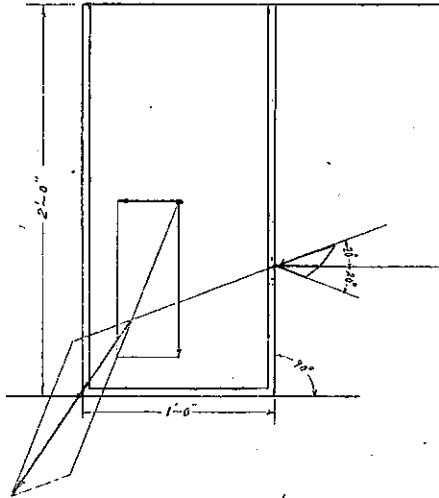
Type I

$$\frac{a_h}{g} = \pm 0.4$$

$$\varphi = 45^\circ$$

$$\varphi_0 = \pm 20^\circ$$

Resultant passes out of base.



Experiment proves the rocking motion when $\frac{a_h}{g} = 0.38$

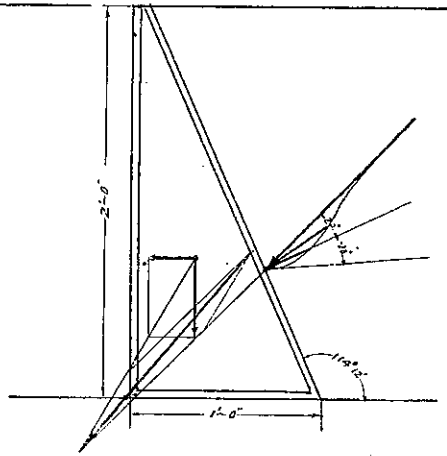
Type II

$$\frac{a_h}{g} = \pm 0.6$$

$$\varphi = 45^\circ$$

$$\varphi_0 = \pm 20^\circ$$

Resultant passes out of base



the rocking motion when $\frac{a_h}{g} = 0.58$

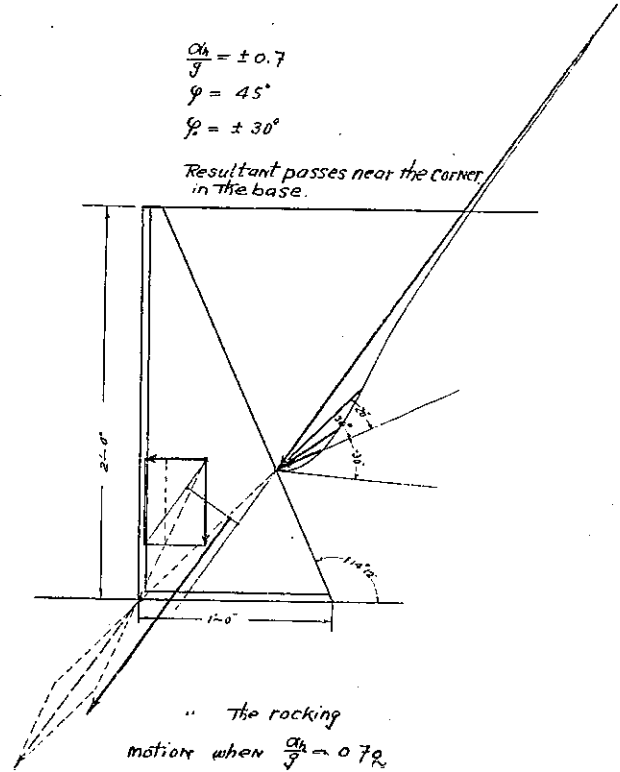
Type III

$$\frac{a_h}{g} = \pm 0.7$$

$$\varphi = 45^\circ$$

$$\varphi_0 = \pm 30^\circ$$

Resultant passes near the corner in the base.



the rocking motion when $\frac{a_h}{g} = 0.72$

Pl. 12.

(1957)

Stability of Quay Wall.

Seismic acc $\alpha_h = 2400 \text{ mm/sec}^2$
 $\alpha_v = -800 \text{ mm/sec}^2$

(1) Above water Line

$$\lambda_0 = \frac{\sqrt{(g - a_v)^2 + \alpha_h^2}}{g} = 0.951$$

$$E_1 = \tan^{-1} \frac{\alpha_h}{g - a_v} = 14^\circ 54'$$

$$\phi = 40^\circ \quad \phi' = 22^\circ 30'$$

$$\delta_1 = 50^\circ 13'$$

$$P_1 = 1835 \text{ lbs}$$

(2) Surcharge on water Line

$$\lambda_0 = 0.951 \quad E_1 = 14^\circ 54'$$

$$P_2 = 8370 \text{ lbs}$$

(3) Below water Line

$$\lambda_0 = \frac{\sqrt{(m - m_1)g(1 - \frac{a_v}{g})^2 + m^2 \alpha_h^2}}{m_1 g} = 0.617$$

$$E_2 = \tan^{-1} \frac{m_1 \alpha_h}{(m - m_1)(g - a_v)} = 21^\circ 14'$$

$$\delta_2 = 40^\circ 36'$$

$$P_{20} = 8660 \text{ lbs}$$

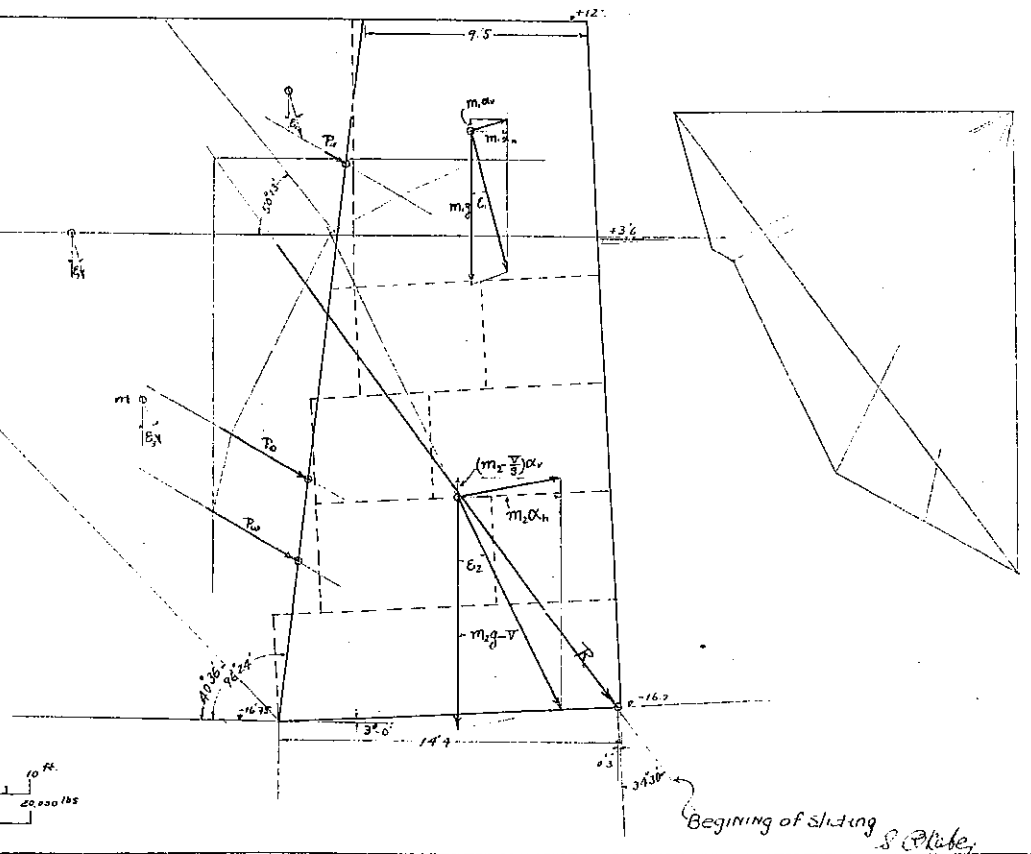
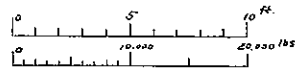
(4) Wall Body.

$$m_1 g = 12,780$$

$$m_2 g = 35,560 \quad V = 16,250 \text{ lbs}$$

$$E_2 = 26^\circ 12'$$

$$\text{Resultant force } R = 47,600 \text{ lbs}$$



土木部第十一卷第一號圖面