

論 說 報 告

第 21 卷 第 6 號 昭和 10 年 6 月

擁壁の安定増大の二三の方法に関する實驗的研究

會 員 工 學 士 松 尾 春 雄*

Experimental Investigation on Several Methods to increase Stability of Retaining Walls

By Haruo Matuo, C. E., Member.

内 容 梗 概

擁壁、岸壁、橋臺等の安定を増大する諸方法の中 (1) 良質の裏込を使用して土壓を軽減する方法、(2) 壁上部に控棒を取付け控版により安定を増大する方法、(3) 壁底部に鎮定材を取付け滑出に對する安定を増大する方法、等に就て簡単な試験を行ひ實際の設計施工に對する一資料たらしめやうとしたものである。

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 裏 込	2
(1) 裏込の效果及材料の選擇, (2) 裏込の配置に對する施工例	
(3) 模型試験による裏込の各種断面の比較, (4) 試験結果の綜合	
3. 控 版	7
(1) 控版による安定増大, (2) 控版に作用する力の近似計算法, (3) 模型試験	
(4) 控版の間隔がその抵抗力に及ぼす影響の試験, (5) 試験結果の綜合	
4. 鎮定材	14
(1) 擁壁の滑出に對する安定度, (2) 新工法の提案, (3) 模型試験	
(4) 試験結果の綜合, (5) 鎮定材の寸法を決定する爲の資料	

1. 概 要

擁壁橋臺等の安定度は一般に極めて不確實なものであつて基礎地盤の支持力に就て見るも、之を如何程にとり得るかを決定する事は假令豫め荷重試験を行つた場合でも一般に困難である。一般建築物の如く殆ど鉛直荷重のみを考慮すれば良い場合には割合簡單であるが、擁壁の場合には滑出及轉倒に對する危険は地盤の支持力と密接な關係があるから事柄が複雑して來る。例へば重力擁壁の滑出に對する安全率は一般に基礎地盤が初めの状態を保つとして計算してあるが、壁の前趾に於ける大なる壓力強度により前方に傾けば滑出に對しては初めの安全率を有しない事となる。基礎と構造物の摩擦係數も一般に不確實なものであつて、殊に我國の多くの港灣工事に於ける如く水中施工に依り築造される基礎地盤は、施工も充分に確實を期する事は極めて困難である。しかも滑出及地盤支持力に對する安全率は普通 2 位であつて割合に不安な状態にある。地震の際等に往々之等構造物が事故を生ずる事は蓋し當然の事と言はなければならぬ。

我國の主要な港灣工事の岸壁等の地震時に於ける安定を検するに水平震度 0.15 の地震に耐えるものすら割合に少い状態である事は、地震の多い我國の、殊に太平洋沿岸の軟弱地盤に於ては、水平震度最大 0.4 位までを豫期

* 内務技師 内務省土木試験所勤務

しなければならぬ事と併せ考へれば察心に堪えない事實と言はなければならぬ。

軟弱地盤上にある橋臺に就ても地震時に於ける不安定の状態は岸壁の場合と大差なく橋梁上部構造のみを充分耐震的にしても有効でない場合が多い様に思ふ。

擁壁（主として重力擁壁—L型を含む）の安定を増大する方法としては次の如き事が考へられる。

1. 壁の断面の増大： 壁の底幅を大にすれば底面の壓力強度を小にし沈下及轉倒に對する危険を少くする。
2. 支持力を増大する爲の地盤の改良、或は基礎杭の數或は長さを増す事： 支持力に對する安全率を大ならしめる事は結局滑出及轉倒に對する危険を少くする。しかし此方法では地盤の沈下に伴ふ滑出の危険が少くなるのみであつて滑出の安全率が増す譯ではない。杭の頭部を底部コンクリート中に埋込む事に依つて滑出に對する危険が除去される様に考へる事があるが、これは基礎地盤が良質土砂の場合にのみ言はれる事で、軟弱地盤中の杭は擁壁底面に働く水平力が杭の前面に働く抵抗土壓力より大なる事多く、かゝる場合には擁壁は杭の頭部と共に水平に移動する。
3. 適當なる裏込材料を適當に配置する事に依り擁壁に作用する土壓を軽減する事： 土壓が減れば擁壁は轉倒滑出何れに對しても安定が増大する。
4. 補強工作による安定の増大： 擁壁に控棒及控版を附する等の補強工作により安定の増大を圖る事。

以上の安定増大に就ての諸方法の中、茲では主として3.及4.に就て試験した結果を述べる。そして之等は主として重力擁壁を目標として述べたのであつて、矢板擁壁に就ては異つた立場から論じなければならぬから之は他の機會に譲る事とし茲には述べない。ただ補強工作の控版に就て述べた事は直ちに矢板擁壁に適用し得る事柄もある。

2. 裏 込

(1) 裏込の効果及材料の選擇

裏込の目的は主として壁に作用する土壓の軽減にある事は勿論であるが、この他に壁背面の排水を良くし壁に作用する水壓を減少する效を有する。殊に港の岸壁等に於ては潮の干満の爲に相當の水壓が壁に作用する事があるから、この效用も決して輕視する事は出来ない。

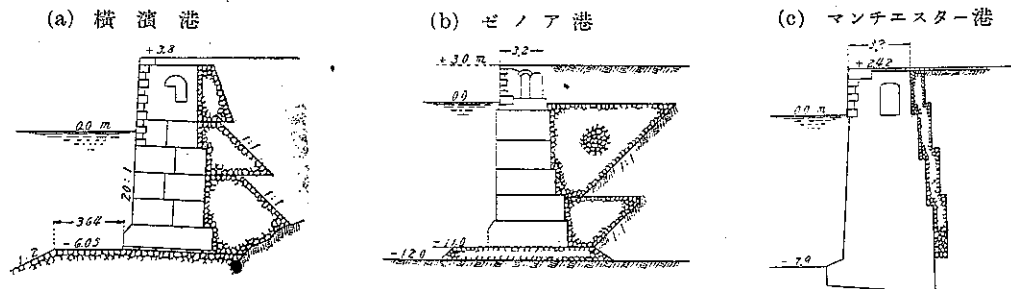
依つて裏込の材料の選擇の條件としては

- (1) 單位重量が成可く小である事： 従つて空隙率大であつて材料夫自身の比重の小なるもの。
- (2) 内部摩擦角大であつて含有水分に依る内部摩擦角の減少が少ないもの。
- (3) 風化作用により形が崩される如き事なく成可く初めの空隙率を保ち、この空隙に泥土等が侵入して之を塞ぐ事なきこと。

等が望まれる。しかも裏込材料は相當に多量に要するから單價の低廉である事が重要な要素として入つて来る。

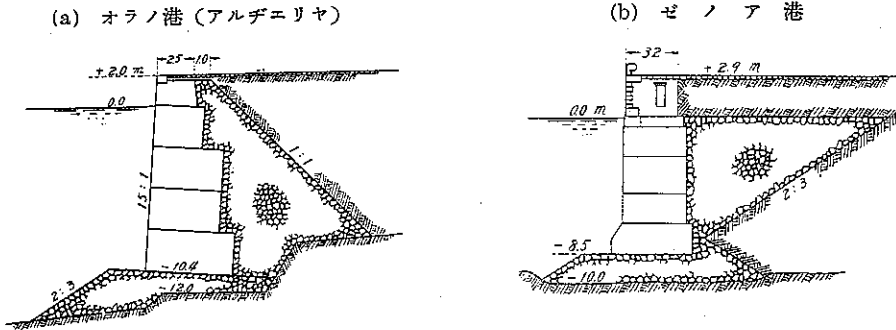
(2) 裏込の配置に對する施工例

第1圖 岸壁及裏込断面



第1圖 (a) の如き配置は最も普通のものであるが同じく壁に接した部分にのみ裏込材料を用いたものに第1圖 (b) の如きものがある。更に裏込材料を充分に節約したものには第1圖 (c) の如きものがある。

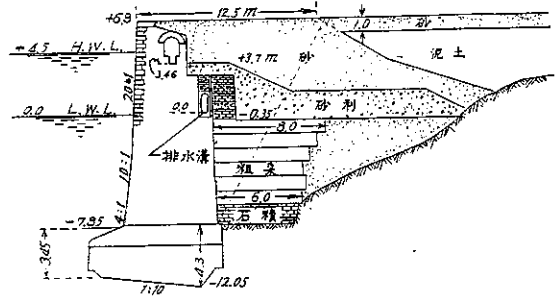
第 2 圖



第2圖 (a) 及 (b) は裏込材料を稍豊富に使用した例であつて第3圖は周到なる裏込の一例である。

以上各種のものを比較するに地方的事情、施工の順序等に依り變化を生ずる事はあり得る事ではあるが、第1圖 (a) と (b) 及第2圖 (a) と (b) とは裏込材料の用ひ方が全く反對である。その中何れの用ひ方が正しいかは從來の土壓論の假定の中何れが最も正しい結果を與へるかによつて結論が得られるのであるが、著者は簡単な模型試験に依りこの断面の比較を行つた。裏込による排水の効用は何れの断面によるも餘り差はない様に思はれるから茲では裏込の土壓軽減の目的に就て専ら試験した。

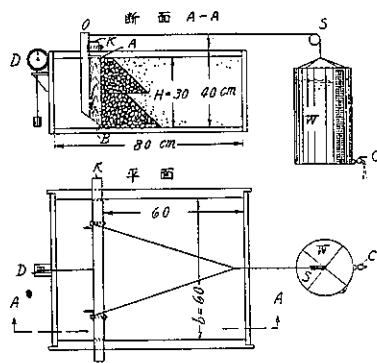
第 3 圖 アントワープ港岸壁裏込



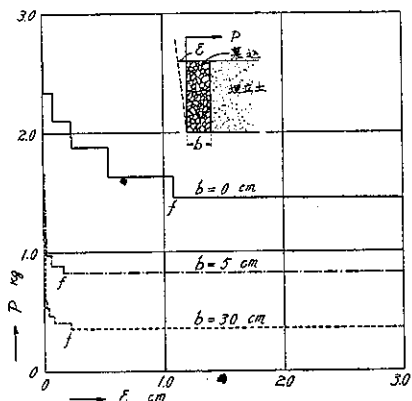
(3) 模型試験による裏込の各種断面の比較

試験装置 第4圖に示す如き函の中に壁 AB を立て、その右側は土砂で満し鉛直壁に接し種々の形の裏込を施す。壁 AB は一般に鉛直に立てるものとし壁自身は底部に取付けた蝶番 B の廻りに自由に廻轉するものとする。

第 4 圖 試験装置



第 5 圖 壁の動き (ε) と力 (P) との関係



る。AB に作用する土壓は壁の一點 O に附した水平な鐵線より滑車 S を通つて重量 W なる水槽によつて支へられる。 W の重量を次第に小ならしめた際の壁の動 ϵ と、その時の W との関係より得た折線は第 5 圖の如くであつて圖に於て P は W より壁の自重に依る力率、滑車の摩擦力等を差引いた値であつて實際に壁に作用する力と平衡を保つべき力である。圖の f は壁が急に傾く點であつて各々裏込の比較には f に相當する P による。裏込と埋立土との境界には裏込の中に土が侵入するを防ぐ爲に幅約 10 cm, 長約 80 cm (即ち函の巾に相當する) の薄い美濃紙を數枚置いた。試験の結果に、この紙の影響らしいものが多少あるのも認められるが一般には影響は少ない様である。

試験に使用した裏込材料 裏込材料と埋立土との性質が可成顯著に異なる事、即ち兩者の單位重量、内部摩擦角が大いに異なるものを採り裏込にはコークス、埋立には乾燥砂を使用した。夫等の性質は次の如くである。

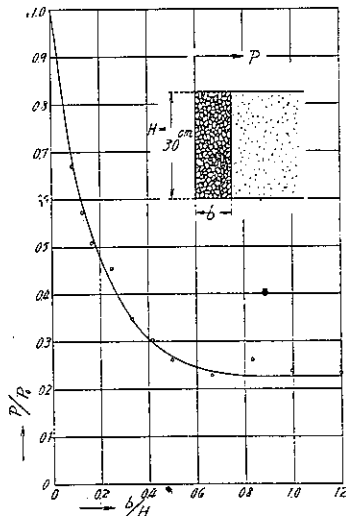
	コークス	乾燥砂
單位重量 (kg/l)	0.41~0.49	1.26~1.48
同上、實驗の場合の平均値 w (kg/l)	0.41	1.33
内部摩擦角 φ	38°~43°	30°~36°
同上、實驗の場合に相當する値	33°	33°
粒の大きさの範圍 (mm)	5~15	0.05~0.4
粒の大きさの平均値 (mm)	10	0.0225

何れも乾燥したものを使用したのは此種の小型試験に於ては粘着力を有する土砂の正土壓は極めて小なる爲測定不可能な事が多いからであつて、大型試験により粘着力ある土砂によつてこの試験の結果を健める事が必要と思ふが茲には小型試験の結果のみを述べる。

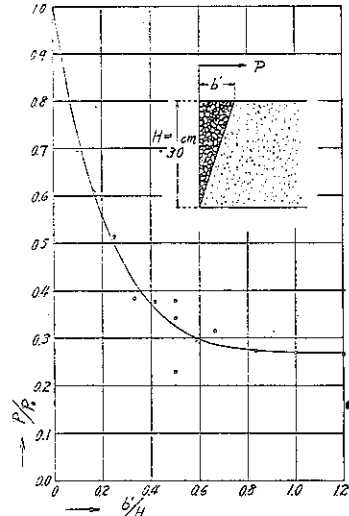
試験の目的は裏込の諸種の形状が土壓に及ぼす影響を見る爲であつて試験に使用した裏込材料は w 及 φ は何れも埋立土に比し良質であつてその各々の影響を區別して明にする事は出来ないが裏込の配置が正土壓に及ぼす影響は之に依つて明にする事が出来ると思へる。

裏込の奥行の影響 初めに裏込の断面が矩形なる場合に就て幅 b の影響を見た結果は第 6 圖に示す通りであ

第 6 圖 矩形裏込の幅と土壓力との關係



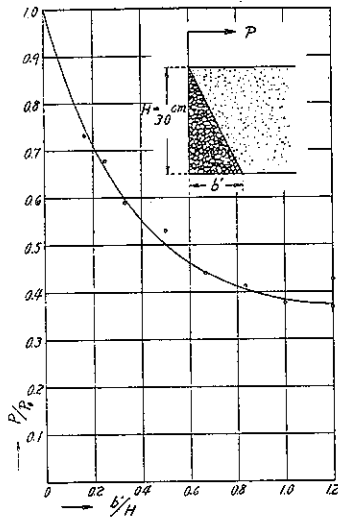
第 7 圖 三角形裏込の底邊の長さ土壓力との關係



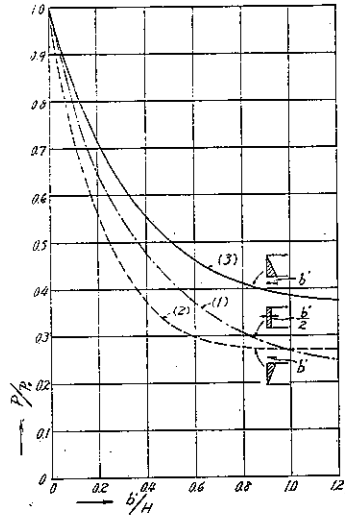
る。圖の横軸には b/H 、縦軸には P/P_0 をとる。茲に H は壁の高さであつて試験の場合 $H=30\text{cm}$ 、 $b=0\sim 36\text{cm}$ 、である。 P_0 は $b=0$ 即ち埋立土のみで良質裏込を用ひない場合に相當する P であつて試験の場合 $P_0=1.650\text{kg}$ である。尙 P はすべて第 5 圖の f に對する力をとる。

三角形に裏込を入れた 2 つの場合に就て同様に試験した結果を第 7, 8 圖に示した。この場合の b' は底邊の全長であるから斷面積は $\frac{b'H}{2}$ であるに對し、第 6 圖矩形の場合には bH である。従つて同一の斷面積に就て比較するには第 6 圖の b に對し第 7, 8 圖は $2b'$ の點をとつてしなければならぬ。

第 8 圖 三角形裏込の底邊の長さ
と土壓力との關係



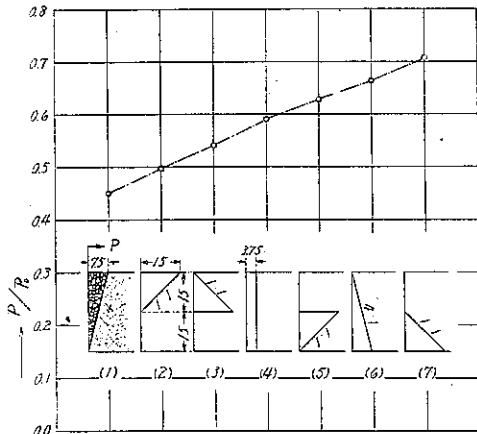
第 9 圖 同一斷面積の 3 種類
の裏込の比較



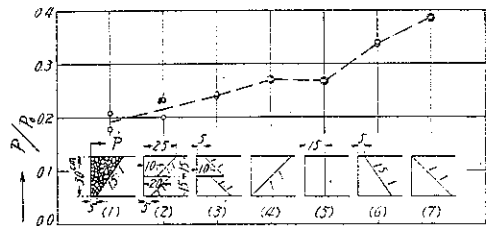
第 9 圖は同一斷面積に就て比較する爲第 6 圖の b を $2b'$ とした場合に就て各圖の平均曲線を重ね合せて畫いたものである。即ち上記試験の場合には同一斷面積の裏込を使用して水平土壓力を減少せしめるに最も有效なのは曲線 (2) の配置をしたものであつて (1) 及 (3) が順次に之に次ぐ。

斷面の種々の形狀比較 同一の斷面積を有する裏込を使用し前記の外尙異つた形を有するものにつき前と同様

第 10 圖 斷面積 112.5cm^2 の各種裏込の比較



第 11 圖 斷面積 450cm^2 の各種裏込の比較



に試験し P/P_0 の小なるもの（即ち裏込のより有效なる断面）を左より順次列べれば第 10, 11 圖に示す結果を得た。第 10 圖は断面積が 112.5 cm^2 、第 11 圖は 450 cm^2 の場合である。その中第 10 圖は断面の形状が比較的簡單なる爲試験の際の誤差が割合に尠く良好な結果が得られて居るが第 11 圖に於ては複雑した裏込を施工する場合の誤差が入り、同一のものに就ての P/P_0 の差が著しく、充分信頼するに足る結果が得られなかつたが、數回の平均値をとり之を左より順次有效な順に列べたものである。第 11 圖 (4) の断面の P が相當に大きく出てゐるのは裏込と埋立土との間に置いた紙の影響も多少あるかもしれないが又壁の底面附近に僅かでも裏込の幅を持たず事が土壓軽減に極めて有効である事を窺はしめる一資料である。尙第 9 圖の $b'/H=1 \sim 1.2$ 附近の曲線 (1) 及 (2) の關係も同様の結果を示してゐる。

(4) 試験結果の綜合

上記の試験は壁が前方に倒れる状態の下に行つたものであるが、この外に壁が初めの位置から平行に移動する様に装置した場合も略同様の結果を得られてゐる。¹⁾ 依つて専ら上記の結果により一般の場合に對する推論を試みる。即ち第 6~11 圖に得た試験の結果は要するに土楔土壓論より推論し得る結論に外ならないのであつて大體に於て壁底よりの正土壓崩壊面内と壁面との間にある裏込の量により壁に働く土壓が支配されることを示してゐる。

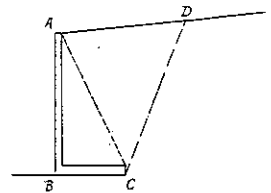
即ち上記の試験の結果のみから結論すれば第 8 圖の如き断面が最も有効であり、その有効の程度は b'/H が小なる間はその増加による P/P_0 の減少は著しいが（第 7 圖）、 b'/H が大なると共に減少の割合が減じ $b'/H=0.7$ 以上では殆んど一定となり、 b' を之以上大にするも土壓は最早減じない。しかしこの數字は實際の場合裏込土砂と埋立土砂との性質の相違から定まるのでありこの數字を實際に適用するには φ と W との影響を別々に考へなければならぬ¹⁾。しかして此等を綜合して考ふるに裏込は壁に接する部分が最も有効に働く事は何れの断面に就ても言はれる事であつて且つ土楔土壓論により最も有効と考へられる部分即ち正土壓崩壊面と壁とに挟まれる部分に成可く多く裏込がある様に配置する事が最も有効であると結論して差支ないと思ふ。どの程度に裏込を使用するかは擁壁に必要な安全率、裏込材料の單價等により決定される。

以上は鉛直壁に就ての結論であるが壁背面が傾斜してゐる場合に就てもこの結果から推論することが出来る。

L 型擁壁は近似的には第 12 圖の AC を結ぶ面を壁背面と考へ壁底後端を通る崩壊面 CD と壁との間に含まれる裏込を成可く多くすれば AC 面に作用する土壓は軽減される事は上記の結果から推論する事が出来る。この場合 ABC の部分は良質土砂を以て充されなければならぬ事は勿論である。

擁壁の崩壊の原因は殆んど全く地震時にあるに鑑み地震時に於ける擁壁の安定は最も慎重に考へなければならぬ。地震時に於て崩壊面が水平線となす角は常時の夫よりも小であるから前記 b' の有効な限度が増す事の外は上記の結果は地震時にも略同様に適用される。相當に粘着力ある土砂の場合には勿論状態が大いに異なるから上記の結果を適用する場合には考慮を要する。即ち普通の適當に濕つた土砂の場合に相當の高さの鉛直面が土砂自身の粘着力により保ち得る事は我々の日常目撃する通りであつて、かゝる埋立土に對して粘着力を以て自らを支へる事の出来ない割栗等が果して有効であるかとの疑が生ずる。しかし擁壁背面の土砂が常にかゝる状態の湿度を保ち得る事の困難を考への外におくも、粘着力の影響は深さが増すと共に減少し高さ 10 m にも及べばその影

第 12 圖



¹⁾ この結果は内務省土木試験所報告第 31 號に登載の豫定

響は割合に小となつて擁壁に作用する土壓は主として土砂の内部摩擦角により支配される。従つてかゝる状態に於ては前記試験の結果を適用して差支へないと思ふ。たゞこの場合にも崩壊面の傾きは粘着力のない場合とは多少異つて来る。

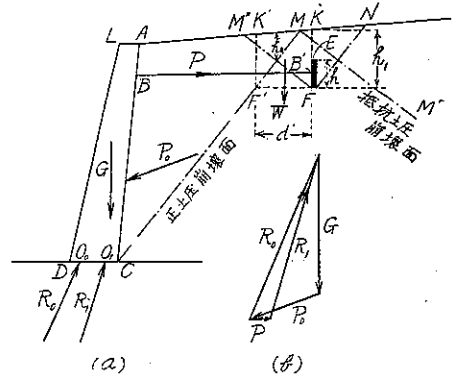
3. 控 版

(1) 控版による安定増大

既述のものは裏込による土壓の軽減に就てであるが、この外に擁壁に控版等を附し之により安定を増大する事が出来る事は 1. に述べた通りである。重力擁壁乃至 L 型擁壁の比較的上方に控版を置く事は屢々行はれる工法であつて之により壁底面に起る最大鉛直壓力強度が軽減される事は勿論である。

第 13 圖は控版のある場合とない場合との 2 つに就て計算した結果を示したもので、 R_0 は $P=0$ 、即ち控版のない場合 R_1 は P が働いた場合に壁底面 DC に作用する力である。従つて控版のある場合の D に於ける壓力強度 σ_1 は之なき場合の σ_0 よりは軽減される。實際には R_1 は控棒 BB' に版 EF が支へ得る最大力が働いた時でありこれは EF が左方に移動を始めなければ生じない力であるから、 R の作用點は O_0 と O_1 との間にありその大きさは従つて R_0 と R_1 との間にある筈であつて之は DC に於ける地盤の性質及裏込及埋立土の性質に關係があるので之を決定する事は困難である。しかし控版の爲に D に於ける鉛直壓力強度 σ 、CD 面に働く R の水平分力が小となるから擁壁全體としての安定度は勿論大いに増大する。然るに従來の算定法に於ては BB' に作用する力 P は相當面倒な且つ不確實な方法により計算されてゐたのである。

第 13 圖 重力擁壁に控版を取付けた場合の平衡状態



(2) 控版に作用する力の近似計算法

従來の慣例として第 13 圖の CM を正土壓崩壊面、MM' を抵抗土壓崩壊面とした場合、控版 EF は MM' の右方におくのが普通であるが版をかゝる遠くにおく事は施工上種々の不便を生ずる。自分の考へでは多くの場合控版は上記よりも壁に近く置いた方が適當な事が多く之に對し従來示されてゐる計算法は實際とは非常に異つた値を示す事を實驗により知り、尙試験中に現はれる崩壊面の觀測により著者は次の如き簡易計算法を提案する。即ち控版が MM' より下にある場合には之に作用する力は

$$P = W \tan \varphi \dots \dots \dots (1)$$

で表はされる。茲に P は壁が崩壊せんとする場合に控棒が支へ得る最大の力(壁の單位延長に就き) W は第 13 圖に於て K'F'FK の單位長の重量、 $\tan \varphi$ は FF' 附近の土砂の内部摩擦角である。

地表面水平なる場合 h_1 を F 即ち F' の地表面よりの深さ、 d' を FF' の長さとするれば次の如くなる。

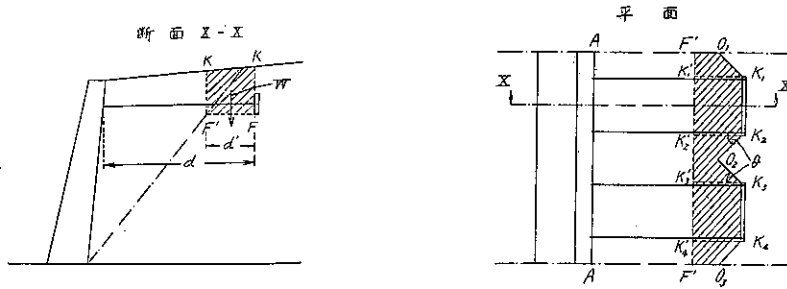
$$P = W \tan \varphi = wh_1 d' \tan \varphi \dots \dots \dots (1')$$

今 EF の鉛直の高さを h とした時 $h_1/h \approx 5$ 以上になれば P は上記の式が與へる値より小となる事が試験の結果から明かにされたが、普通に用ひられる場合には h_1/h は 2~3 位であるからこの範圍では勿論 (1) 式を適用して差支へない。之は控版のある場合の崩壊面を CF'FN (FN は CF' に平行) と假定する爲に生ずる計算法であるが實驗に於てかく明瞭に折線狀に崩壊面が現はれる譯ではないが略之に近似の曲面に沿ふて崩壊する。 d' が

大となつて EF が MM' より右になつても尚 $W \tan \varphi$ が EF に働く抵抗土壓力より小なる間は崩壊面は前記の面に近似的に生ずる。 d' が尙大となれば抵抗土壓力の方が小となり普通の抵抗土壓崩壊面に沿ふて崩壊する。

以上述べたものは控版が断面に直角の方向に連続して居る場合であるが、之が連続でない場合の近似計算法は第 14 圖の平面圖に於て版の面 K_1K_2, K_3K_4 及之等に垂直なる $K_1K_1', K_2K_2', K_3K_3', K_4K_4'$ 等と θ なる角をなす鉛直面 $K_1O_1, K_2O_2, K_3O_3, K_4O_4$ 及鉛直面 $F'F'$ に境され且つ水平面 FF' の上にある土の重量を W とすれば(圖に於てハッチを施した部分の土の重量) 擁壁の延長 A-A なる間にある控棒(圖の場合には 4 本)に働く力の總和は $W \tan \varphi$ にて與へられる。この θ は $h_1/h, d'$ 等により異なるが之に就ては次項に述べる。

第 14 圖 控版が長さの方向に連続でない場合



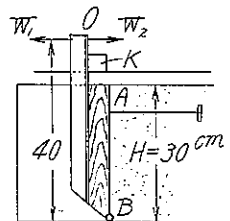
(3) 模型試験

試験装置 試験函は第 4 圖と同様のもを使用し、別に O の前方に一定の荷重 W_1 を附する(第 15)。前に述べたと同様後方の W_2 の荷重を連続的に徐々に減少すれば $(W_1 - W_2)$ が控版の抵抗力に打勝つて壁は前方に傾く。種々の大きさ及深さの控版を種々の位置に設け $W_1 - W_2$ と變位 d との關係を觀測する。

第 15 圖 控版の試験装置

この試験では事柄を簡単にする爲に壁背面は全部砂を以て充す。この砂は 1. に埋立土として使用したものと同一である。

控棒及控版 控版は厚さ 1 cm の柾目杉板を使用し板の高さは $h=2$ cm 及 $h=h_1$ の種類とし控棒の取付位置は $h=2$ cm の場合には版の高さの中央, $h=h_1$ の場合は版の下端より高さの 1/3 に相當する點である。控棒は徑 2.5 mm の鋼鐵棒を使用し控版にはナットに依り締付ける。

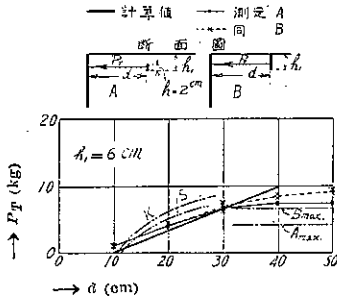


操作の順序及結果の整理 壁を鉛直にし靜かに砂を水平層に満し、控版下端の高さに至つた時控版を壁に取付け正規の位置に置き、砂を尙次第に満して壁の頂きの高さに至る。満し終つて後その試験に應じて必要と考へられる W_1 の大きさを決定し $W_2 = W_1 + 3$ kg とする。(この 3 kg は壁 AB に働く正土壓、壁の自重による B の周りの回轉力率等に打勝つ爲の力である。) 實際控版が支ふべき力 P_T は W_1, W_2 及壁自身の B の周りの力率等の外に壁に作用する正土壓による力率の影響がある。この正土壓は控版が無い場合に試験した値をとれば、²⁾ 試験値に整正を加ふべき値はすべて既知量であるから之により P_T を算出する事が出来る。

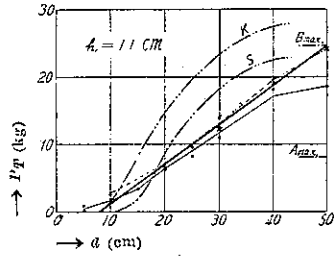
長さの方向に連續せる控版 上記の方法により長さの方向に連續せる控版(長さは 60 cm)に就て試験した P_T と變位 d との關係を第 16, 17 圖に示す。實線は (1) 式による計算値であつて A_{max} 及 B_{max} とした値は夫々圖

²⁾ 控版がある場合にも之なき場合と同様にとり得る事に就ては土木試験所報告第 29 號 3~4 頁参照

第 16 圖 控版の試験結果 ($h_1 = 6 \text{ cm}$)



第 17 圖 控版の試験結果 ($h_1 = 11 \text{ cm}$)



の A 及 B に相當する控版が十分遠方にある場合の從來の抵抗土壓計算による値である。即 C_p' を抵抗土壓係数の水平分力とすれば A_{max} 及 B_{max} は夫々

$$A_{max} = \frac{1}{2} C_p' w \{h_1^2 - (h_1 - h)^2\}, \quad B_{max} = \frac{1}{2} C_p' w h_1^2$$

を P_T に換算した値である。

K 及 S 曲線は Krey 教授がその著書に示してある計算式

$$P = \frac{1}{2} C_p' w (h_1^2 - h_0^2) - \frac{1}{2} C_a' w h_1^2$$

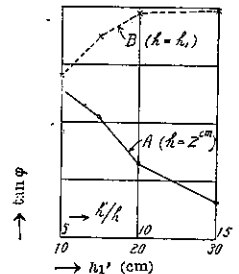
茲に h_0 は第 13 圖に於て F を通る抵抗土壓崩壊面 FM' (MM' に平行) と CM との交點の地表面よりの深さより算出した値³⁾であつて、K は Krey 教授の土壓表の係數 S は Streck 教授の計算式⁴⁾に依り $\varphi = 34^\circ$, $\varphi_0 = -15^\circ$ とした値である。

尙 $h_1 = 16, 21, 26 \text{ cm}$ に於ける結果も略同様である。⁵⁾

上記の結果を見るに控版の頂が地表面にまで達する場合も達しない場合も (第 16 圖 A 及 B) P_T は略同様であつて、從來の算式による程の差は現はれない。これは理論上もかくなるべきであるが⁶⁾ h_1/h が大になると、E を通る崩壊面と F を通る崩壊面とが平行でなくなる爲にある限度以上はその理論が成立しなくなる。

上記の h_1/h の限度に就て實驗の結果は第 18 圖の如くであつて A は $h = 2 \text{ cm}$ の控版、B は $h = 10 \text{ cm}$ の控版に就て各 $d = 15 \text{ cm}$ $h_1 = 10 \text{ cm}$ の場合に就て地表面に徑約 1.2 mm の鉛玉の載荷重を加へて試験した結果である。 h_1' は控版底面の深さに加はる土及載荷重の單位面積の荷重を土の高さに換算した値である。試験して得た P_T と (1) 式 $\tan \varphi = \frac{P_T}{W}$ より $\tan \varphi$ を算出し各相當點に記入して得たのが第 18 圖であつて、圖の B の $\tan \varphi$ の値が載荷重の増大と共に増大するのは正土壓崩壊面の水平線となす角が載荷重ある場合には實驗的に大となる爲であると考えられる。しかしこの影響は A 及 B 共に受ける筈であるに拘らず B は載荷重の増大と共に著しく $\tan \varphi$ が減ずる。しかも $h_1/h = 5$ 附近では A と近い値を示してゐる。依つて h が h_1 に

第 18 圖 載荷重を加へて試験した結果



³⁾ H. Krey: Erddruck, Erdwiderstand. 3 Auflage 205 頁。

⁴⁾ A. Streck: "Beitrage zur Frage des Passiven Erddrucks" Bauing. Heft 1 及 2, 1926 参照。

⁵⁾ 土木試験所報告 29 號 8 頁参照。

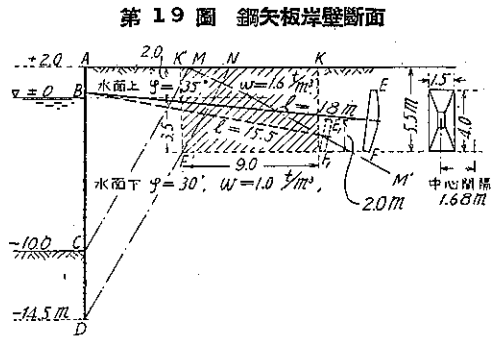
⁶⁾ 同上 2 頁参照。

比し小なる場合に A と同様に取扱ひ得る限度は $h_1/h=5$ と推定し得る。

試驗結果の適用例 第 19 圖はラルゼン鋼矢板を使用して築造した朝鮮窒素肥料株式會社の水深 10 m の岸壁の断面圖であつて獨逸製鋼會社設計書に依れば圖の C を起點として畫いた 2 崩壊面 CM, MM' をとりその外側に控版 EF を設けその支持力は常時に於て 2 の安全率を有すると計算されてある (同計算は抵抗土壓係數を過小にとつた爲小なる安全率となつたが實際は之より稍大である)。安全の爲には崩壊面は D を起點としたものを探らなければならないから、かくすれば EF は上記だけの安全率を有しない筈である。この岸壁に前記の計算を適用すれば (比較の爲此處には地震時の安定を考へず常時の安定のみを考へる) 圖の破線に示した長さ 15.5 m の控棒に高さ 2.0 m の控版 E_1F_1 を附したもので充分であることが判かる。即ち圖に斜線を施した $KF_1F'K'$ の重量に依り控版に働く最大水平分力を圖に記入した夫々の値を採り水面上及下を區別して計算すれば岸壁の延長 1 m に對し

$$P_T = wh_1d' \tan \varphi = (1.6 \times 2.0 + 1.0 \times 3.5) \times 9.0 \times \tan 30^\circ = 34.6 \text{ ton}$$

となる。然るに同計算書に依れば岸壁長 1 m に必要なる控版の支持力は 15.7 ton となつてゐるから、常時に於ける安全率は $\frac{34.6}{15.7} = 2.2$ となり計算書に必要とされた安全率より大なる値をとる。若し初めの計算の如く CM を崩壊面にとれば安全率は 2.8 以上となる。即ち抵抗土壓崩壊面の内側に控版を置ても十分に安定を保ち得る事はこの一例に依つても明らかにする事が出来る。尙此の計算では控版が連続なるものとして算定したが實際は第 19 圖右端の圖に依り明かなる如く版と版との間に 0.18 m の間隙がある。しかし次に記す如くこの程度の間隙の場合には連続版として算定して差支ない。



(4) 控版の間隔がその抵抗力に及ぼす影響の試験

(a) 2 枚の短い控版に就ての試験 (控版が壁に接近して置かれたる場合) 前項に述べたものは控版の延長が擁壁の延長に等しい場合であつたが茲には控版が擁壁の總延長に對し部分的に存在する場合 (第 20 圖 (C) 参照) に間隔 e が控版の支へ得る力に及ぼす影響に就て試験したものを述べる。茲では控版が擁壁に接近して置かれ近似式 (1) の計算が行はれる範圍にある場合のみを述べる。

第 20 圖 連続版でない控版

試験の種類 先づ初めに控版の頂が地表面までである場合につき

$b=15 \text{ cm}$ のもの 2 枚を使用し

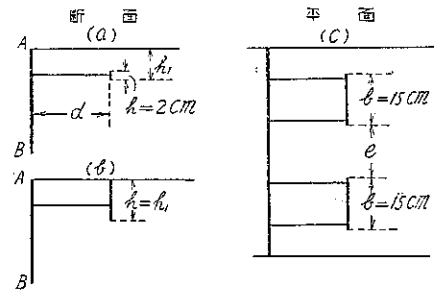
$$h_1 = h = 6, 11, 16 \text{ cm}$$

$$e = 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30 \text{ cm}$$

$$d = 15, 25, 35 \text{ cm}$$

の各場合の試験を行ふ。(第 20 圖 (b) 及 (c) 参照)

試験の結果 前に述べたと同様に整理した結果の一例を第 21



圖に示す。何れも e が 0 より大になるに従つて控棒が支へ得る抵抗力は次第に大となつて最大値に達し、それより e の増大と共に減少する傾向がある。

圖に於て a_{16}, a_{11}, a_6 として記入した値は版の長さが $2 \times 15 = 30 \text{ cm}$ として (1) 式に依り算定した夫々 $h_1 = 16,$

11 及 6 cm の値であつて版の両端に接してゐる土砂の影響を全然無視したものである。両端の土砂の影響は従来の普通の計算法に従へば $e=0$ の場合には

$$Pr' = 2 \times \frac{1}{2} Ca' wh_1^2 d' \tan \varphi \dots \dots \dots (2)$$

茲に Ca' は正土壓係数(水平分力)である。

e が相當の大きさを有し兩側がガラス側面に接しない場合には

$$Pr'' = 4 \times \frac{1}{2} Ca' wh_1^2 d' \tan \varphi \dots \dots \dots (3)$$

によつて與へられる。之等を圖の $d=25$ cm の場合に就て算定すれば

h_1	16 cm	11 cm	6 cm
Pr' (kg)	0.885	0.475	0.158
Pr'' (kg)	1.770	0.950	0.316

Pr' 及 Pr'' に相當する値を前記 a_{10}, a_{11}, a_6 に加へた値を a_{10}', a_{11}', a_6' 及 $a_{10}'', a_{11}'', a_6''$ として圖に記入した。結局 (2) 及 (3) 式に與へた計算法が正しければ實驗値は e が異なるに従ひ $h_1=16$ に對しては a_{10}' と a_{10}'' との間にあるべく、その他の深さに對しても同様の事が言はれる。然し試験の結果は之と一致しない。尙圖に b_{10}, b_{11}, b_6 として示したのは版の長さ 60 cm 即ち壁の延長と同一の場合の値を (1) 式に依り算定したものである。

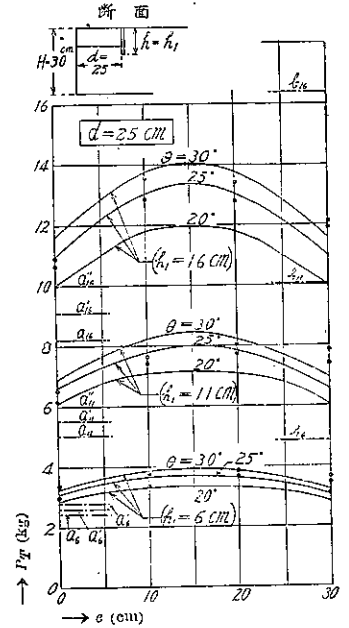
試験後の砂の表面の状態を見るに版の抵抗力を支配すべき砂の影響する範圍は版の両端より或廣がりを持つてゐる事が明かであつて、之を第 14 圖の如く版の垂線と一定の傾をなす直線により界されてゐると考へ、且つ同一の實驗に於ては版の両端に於ける θ は一定とし θ 及 e の種々の場合に算式 (1) により算出した Pr の値を h_1 の夫々に就て第 21 圖に記入した。之に依れば θ のある値(例へば圖の $h_1=16$ cm に對しては $\theta=25^\circ$) は測定値と割合によく一致する。但し $e=0$ と $e=15$ cm との間に一致するものも $e=15$ cm 以上では測定値が上記の θ の計算曲線と次第に離れる傾向が認められる。これは e が大になると共に實驗値は側面のガラス壁の影響を受ける爲と考へられる。依つて $e=0 \sim 15$ cm の値を基として d 及 h_1 の種々の場合に相當する θ を書出せば次の如くなる。

θ の 値

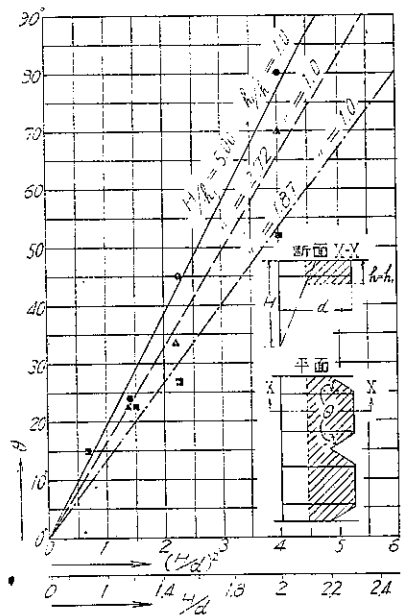
h_1 (cm)		6	11	16
d (cm)	15	80°	70°	55°
	20	45°	33.5°	27°
	25	24°	23°	22°
	35	—	—	15°

上記より θ と H/d との關係を求むれば第 22 圖に示す如くなる。

第 21 圖 連續版でない控版に就ての試験結果



第 22 圖 $H/h_1, H/d$ の種々の値に對する θ ($h=h_1$ の場合)



試験の場合の近似式としては θ を度にて表せば

$H/h_1=5.0$	に対し	$\theta=19.7 (H/d)^2$
2.72	"	$\theta=16.3 (H/d)^2$
1.87	"	$\theta=13.3 (H/d)^2$

(b) 2枚の短い控版が深い位置にある場合 (控版が壁に接近して置かれた場合)

試験の種類 前項 (1) と同様に控版が壁に接近してあり、その頂が地表面より相當の深さにあり且つ控版が壁の總延長に對し部分的に存在する場合に間隔 e が控版の支へ得る方に及ぼす影響を見る爲 $h=2\text{ cm}$ に就て h_1 及 d は前項と同様の種類に就て試験を行ふ。

試験の結果 (1) の場合と同様に整理した結果は次の如くである。

θ の 値

h_1 (cm)	6	11	16	
d (cm)	15	80°	60°	25°
	20	47°	35°	18°
	25	30°	18°	15°
	35	—	—	12°

θ 算出の W は第 23 圖中の左上の圖に於てハッチを施した部分をとつた。

前項同様に θ は $(H/d)^2$ に略々正比例し此等の關係は θ を度にて表せば近似的に (第 23 圖)

$H/h_1=5.0$	$h_1/H=3.0$	に対し	$\theta=19.7 (H/d)^2$
$H/h_1=2.72$	$h_1/h=5.5$	"	$\theta=14.8 (H/d)^2$
$H/h_1=1.87$	$h_1/h=8.0$	"	$\theta=7.6 (H/d)^2$

となる。

上記第 22, 23 圖の結果は H/h_1 及 h_1/h の種々の場合の θ を示すものであるが更に之等試験値の間は θ が一様に變化するものとして H/h_1 及 h_1/h の種々の場合の θ を算定し第 24~27 圖に示す。

但しこれは $\varphi=34^\circ$ の粘着力のない砂に就て試験した結果より得たものであるから φ が之と著しく異なる場合には適用出来ない。粘着力が相當にあり、しかも純正摩擦角 φ は上記と殆んど同一なる場合には θ は上記圖表の値よりも大となるべく、従つて設計には上記の圖表を用ふれば多少安全なものとなる。

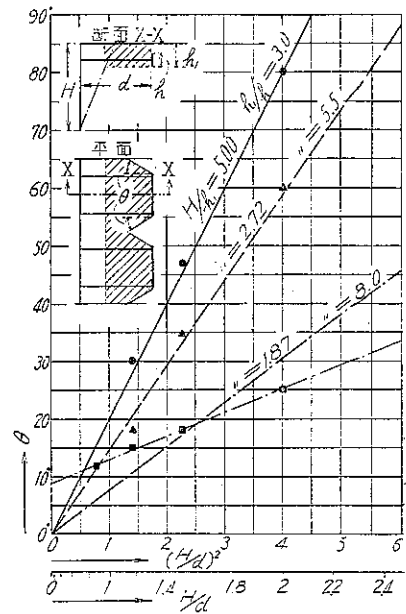
(5) 試験結果の綜合

以上の試験結果より推論して次の如き結果を得る。

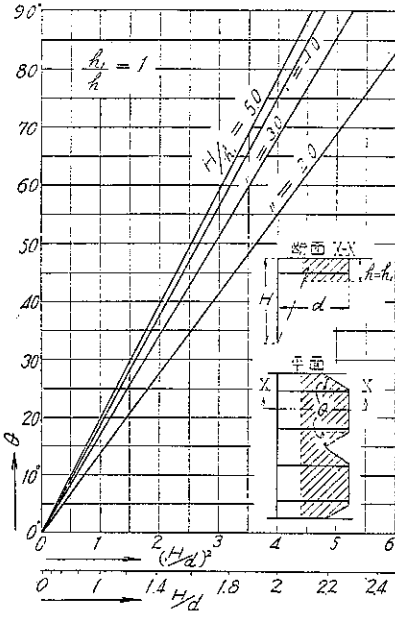
1. 控版の位置が抵抗土壓面より内にある場合 (第 13 圖に於て MM' より下にある場合) にも十分有效であつて、この方が經濟的の事が多い。
2. 上記の場合控版が支へ得る水平分力は連續版の場合には $W \tan \varphi$ で表はされる。茲に W は第 13 圖に於て

7) この場合は $\theta=k(H/d)^2$ とするよりも第 23 圖に細い鎖線を以て示した様な直線をとる方が適當と考へられるが茲では他のものと同様に取扱ひ $\theta=k(H/d)^2$ として k を決定した。

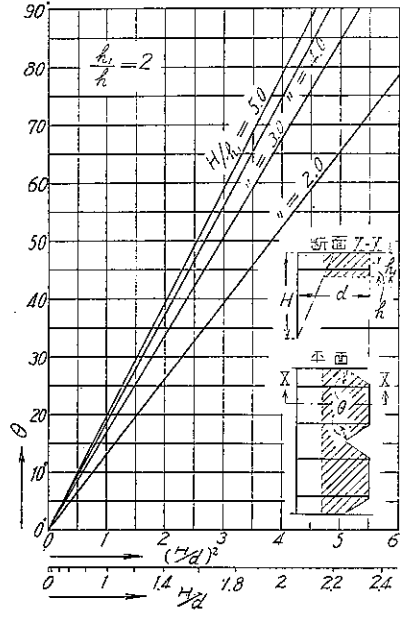
表 23 圖 $H/h_1, H/d$ と θ との關係 ($h=2\text{ cm}$ の場合)



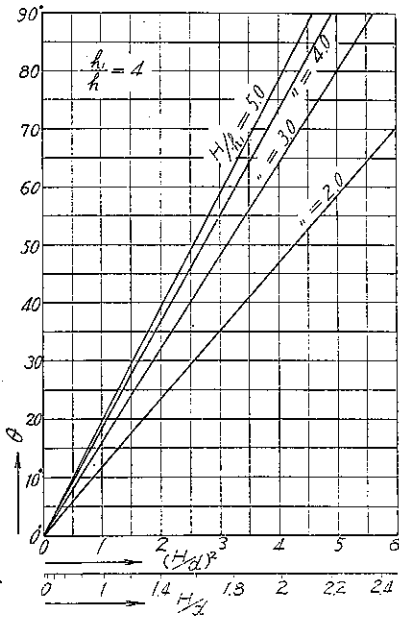
第 24 圖 $h_1/h=1$ の場合の θ



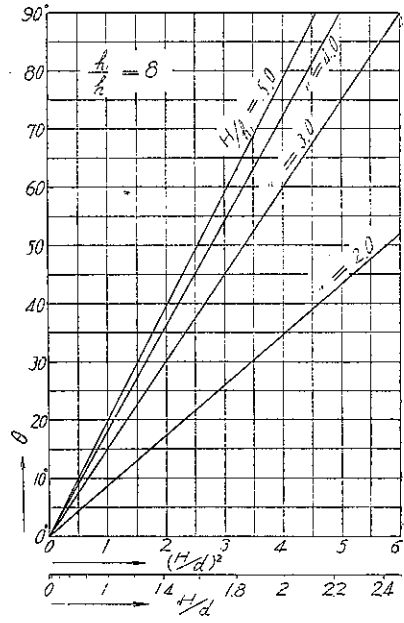
第 25 圖 $h_1/h=2$ の場合の θ



第 26 圖 $h_1/h=4$ の場合の θ



第 27 圖 $h_1/h=8$ の場合の θ



KF'E'K'なる断面を有する土の重量、 φ は土の内部摩擦角である。尚CMは正土圧崩壊面FF'は版の下端Fを過る水平面である。之は版の頂が地表面に達する時は勿論、頂が地表面より相當の深さにある時($h_1/h=5$ 以下)に於ても同様である。但し上に述べた値は崩壊する時の力であるから設計の場合には相當の安全率を見込まなければならぬ。

3, 上記は連続版に於て述べたのであるが連続版でない場合(第14圖参照)にも版の位置がMM'より下にあれば控版が支へ得る力は $W \tan \varphi$ で表はされる。但しWはこの場合第14圖に示すハツチした部分の重量である。その境界をなす鉛直面 O_1K_1 等が版の垂線となす角 θ は第23圖 H/h_1 及 h_1/h の値により異り実験により定めた θ は第24乃至第27圖に示した通りである。

以上は鉛直控版に就て乾燥砂を使用しての試験結果より結論したものであるから將來更に土砂の性質の異なるもの及規模の大なるものに就き試験した場合には上の結果に多少の補正を要するやも知れない。

4. 鎮定材

(1) 擁壁の滑出に対する安定度

次に述べるのは控版の特殊の場合であつて底面後方に控版を置いた著者提案の新工法により擁壁の滑出安定を増大せんとするものである。

先づ初めに従來の擁壁橋臺等の滑出の安定不足の程度を明にする爲例をL型擁壁にとりその高さを h 、底幅を b 、壁前面下端より底版の突出したる長さを b_1 、残りの幅を b_2 とする。(第28圖) b_2/h は近似的に壁の滑出安定に対する有効幅と見る事が出来る。 b_2/h は裏込及荷重等の性質に依り異なるのは勿論であるが實際の設計例約15種に就て調査の結果は $b_2/h=0.32\sim 0.64$ 平均値は0.48である。今一般擁壁類の滑出に対する安定計算にあたり擁壁に對し最も危険な方向に働いた時に、土壓と壁重量との合力が壁底面の垂線となす角 ψ を滑出安定の尺度とし、今

$$b_2/h = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6,$$

$$\tan \theta = 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5,$$

の場合に就て第28圖のAB面にクーロム算式による土壓力が働くとして $\tan \psi$ を算出した結果を第29圖に示す。上の計算では水平震度 k のみを考慮し $\theta = \tan^{-1} k$ とする。

尚 $\varphi = 30^\circ$ とし、壁の單位重量は裏込土砂の單位重量と等しいと假定したのであるが實際壁の断面が割合小なる場合には之に依つて十分近似値が表される。

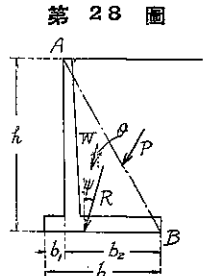
壁底面と基礎面との間の摩擦角 $\psi_0 = 30^\circ$ ($\tan \psi_0 = 0.577$)とした場合に b_2/h の種々の値に對する $\tan \theta$ の値は次の如くである。

$$m = b_2/h = 0.3, 0.4, 0.5,$$

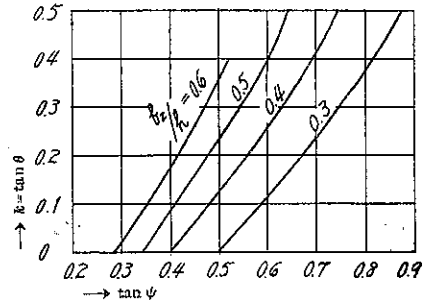
$$k = \tan \theta = 0.09, 0.23, 0.36,$$

今安全係数を2とすれば $m=0.5$ のものも $k=0.18$ の地震に漸く堆へる程度である。しかも $m=0.5$ は一般の設計としては底幅が割合に廣いものである事を考へれば此種の構造が滑出に對しては極めて危険な状態にある事は明かである。

滑出に對する安全率は從來餘り重く考へてゐないが、試験の結果は滑出係数はその時の状態により著しく變動する。



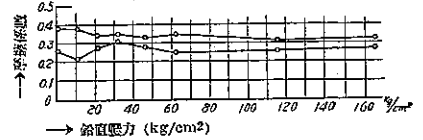
第29圖 L型擁壁の滑出安定度



9) Erdbaumechanik 47 頁

第30圖は Terzaghi 教授が鋼鐵面と鉛面との間の係數を測定した結果⁹⁾であつて 2本の折線は測定した最大値及最小値を示し、その差は最小値の76%に及ぶ。普通擁壁基礎面の状態は上の試験に比し更に著しい不同を示す事は明かであるから、好條件の下に試験した摩擦係數を採り安全率を小にする事は極めて危険である。

第30圖 鋼鐵と鉛の面の間の摩擦係數測定値



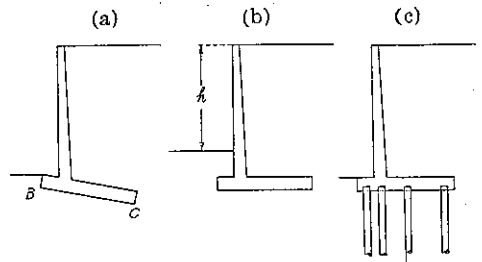
從來試みられた滑出安定増大の方法は

1. 第31圖(a)の如く底面BCにある傾斜を支へる事：これは獨逸に多く行はれる方法であつて著者の知る範圍ではこの傾斜角は從來の實例では最大約8°である。之は工費を要する事尠く有效な方法であるが施工が稍困難な事の外に地盤の支持力が最大を要するB附近に於て一般に耐力が最小である事が重大な缺點である。

2. 第31圖(b)の如く前面を深く埋込みこの部分に働く抵抗土壓力を利用する事：之は壁の有効高hが小となる爲に工費が大となり掘鑿施工の場合には掘鑿土量も著しく増大し、その割に滑出安定を増加しない。

3. 第31圖(c)の如く底面の下に支持力増加の目的で打込んだ杭を壁底に埋込み杭の前面に働く僅かの抵抗土壓力を利用する事：之は支持力増加の目的に行ふ外は工費に比し滑出安定増加率は極めて小である。

第31圖 滑出安定増大の諸工法

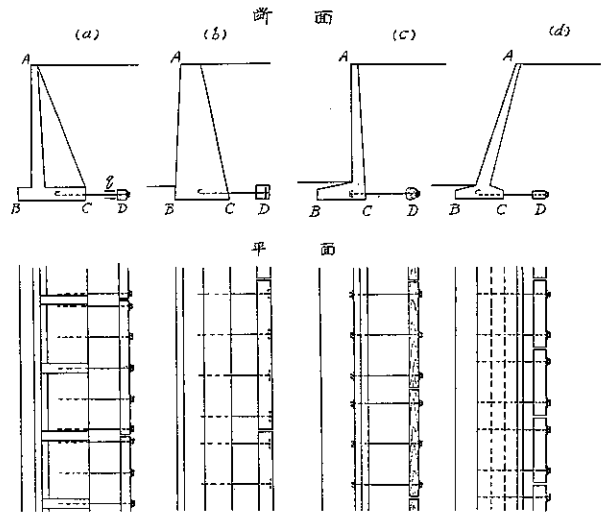


(2) 新工法の提案

控版により擁壁の底面壓力強度及滑出に對する係數が軽減され擁壁全體としての安定が著しく増大される事は3.に述べた通りである(7頁参照)。しかしこれには相當の長さ及寸法の控版を要し施工上及び經濟上實施困難な場合もある。

今提案せんとする工法は控版に相當する鎮定材を壁底面後方に設けるものである。(第32圖(a)及(b))平面圖に明らかなる如くDは鐵筋コンクリート或は木材の桁で之を所々丸鋼を以て壁主體と連結したものであつて之は特に壁が滑出に對して危険な場合には極めて有效な工法であると信ずる。

第32圖 鎮定材を使用した例



この構造によれば壁が滑出せんとする場合第32圖に於てDを通る鉛直線より左の裏込土砂は壁主體上の土砂と同様に働きCD間は土と土との間の摩擦角φ及粘着力sを利用する事が出来るに對し底版がDまで完全に延びてゐる時にはコンクリートと土との間の摩擦角φ₀及粘着力s₀が働く。一般にφ>φ₀、s>s₀であるから前者の方が安定である。即ち鎮定材を使用すれば壁の滑出安定度は底版がDまで完全に

コンクリートに依り施工されてゐる場合よりも良好となり一般に工費の節約と同時に安定の増加を期待し得る。鎮定材は第32圖(a)に示した如き水平荷重qを受け各接續桿の連結點にて支へられる連續桁として設計すべ

きであつて接續桿はその反力に耐え得るものでなければならぬ。鎮定材は CD が長い程有効であるが普通は底版 BD が完全にあるとして計算し相當の安全率を採り得る程度にまで延びてあれば十分である。

基礎杭を使用した場合壁の鉛直支持力が十分なるに拘らず滑出安定度が不足する場合に此の構造は特に有効である。尙地盤の支持力も壁底が BC のみの場合に比し多少軽減される。

地盤が不良なる場合に底面の支持力を軽減する爲に基礎杭を使用する代りに底幅を大にする事がある。之は滑出の安定度をも増加する結果となるが、かゝる場合にも滑出安定度が尙不十分ならば更に鎮定材を附し滑出に對する危険を除く事も出来る。

地盤が良好で支持力十分なる場所に於て鎮定材が最も有効に働く一例として第 32 圖 (e) 及 (d) に示す如き構造も考へる事が出来る。

(3) 模型 試験

試験の方法 鎮定材の作用を見る爲に試験函内に鎮定材を附した擁壁模型を置き壁背面に砂を充し (第 33 圖) 全體を壁前方に傾斜せしめ傾斜角 θ , 壁の滑出量 e 等を觀測した。

試験函は次の 3 種即ち

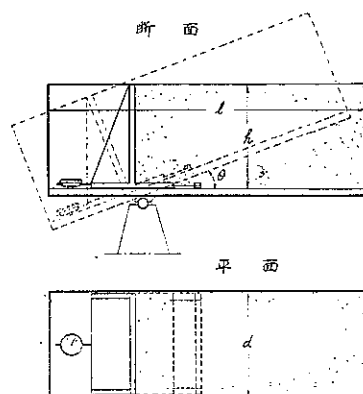
- (a) 20 cm 函: 高 20 cm, 幅 20 cm, 長 80 cm のガラス側壁を有するもの
- (b) 40 cm 函: 高 40 cm, 幅 40 cm, 長 110 cm のガラス側壁を有するもの
- (c) 1.2 m 函: 高 1.20 m, 幅 1.20 m, 長 2.70 m のもの

を使用し、初め函を水平に据えその上に木製の擁壁を置き、空の状態に

て、函を壁面と直角の方向に次第に傾けて、模型底面と函底面との間の摩擦角を測定して後、擁壁背後に砂を満す。砂は函の天端上 1 m の高さに底を有する第 2 の函よりホースに依り重力に依り落下せしめて満し、各試験毎の裏込の状態が一定になる様にする。裏込砂は函の天端を水平に均し第 33 圖の右端を靜に捲揚げ θ が大なると共に壁が前方に移動する量 e を觀測する。 e は 20 cm 及 40 cm 函に於ては模型前面中央にある 0.01 mm まで讀み得るダイヤル・ゲージ、1.2 m 函に於ては 0.1 mm まで讀み得るゲージに依り觀測する。試験に使用した砂は 2. 及 3. に述べたものと同一のものであつて試験した場合の平均重量は 20 cm 及 40 cm 函に於ては 1.30 kg/立、1.2 m 函に於ては 1.36 kg/立 であつた。

砂の内部摩擦角は 20 cm 及 40 cm 函 33°; 1.2 m 函 35°10'; 息角は何れも 31°30'; である。

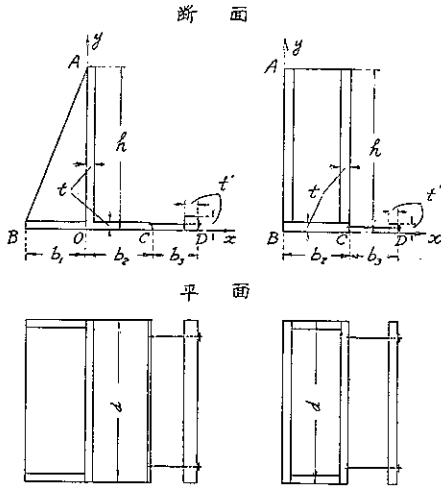
第 33 圖 鎮定材試験装置



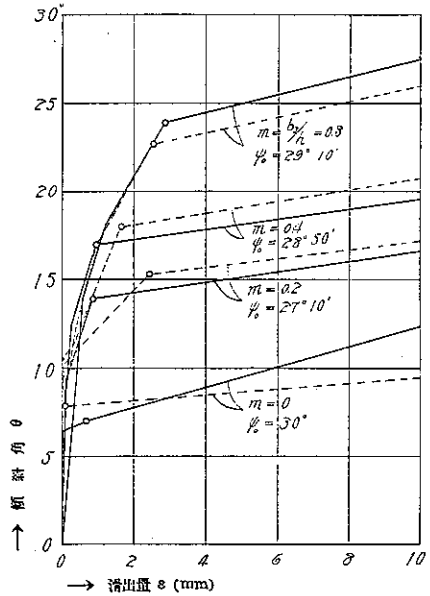
第 1 表

函	型	模 型 寸 法						重 量	重心の位置		
		h (cm)	d (cm)	t (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	b_2 (cm)		t' (cm)	(kg)	x (cm)
20 cm	L	20	20	1.0	7	8	4~16	0.125~2.0	0.33	0.06	6.50
	U	20	"	"	—	"	"	1.0	0.47	4.0	9.1
40 cm ²	L	30	40	1.5	10.5	12	6~24	1.5	1.96	0.24	9.4
	U	"	"	"	—	"	"	1.5	1.94	6.0	13.6
	L	40	40	2.0	14	16	8~32	2	2.53	0.08	12.6
1.2 m	U	"	"	"	"	"	"	2	3.38	8.0	18.2
	L	120	120	2.0	42	48	24~96	5.5	22.00	-2.6	32.4

第 34 圖 模型



第 35 圖 (a) 試験函に於ける試験結果



模型 模型は乾燥した板にて製作し、特に底面には柾目杉板を使用し木目は函の長さの方向と平行にする。荷函の底面にも同様の材料を使用し木目は両者が平行になる様にする。

模型の寸法は特殊のものを除き第 1 表の如くである (第 34 圖参照)。

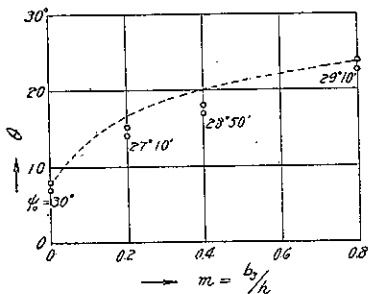
鎮定材と壁主體との接續桿は 20 cm 及 40 cm 函にては徑約 1.0 mm の鐵線を使用し第 34 圖の如く鎮定材の兩端に近い部分 2 箇所にて取付ける。1.2 m 函は徑 6 mm の丸鋼を使用した。

鎮定材の位置の影響試験 L 型擁壁模型に就て $b_2/h = 0.4$ (第 34 圖) の一定とし b_3 の影響を見る爲に $b_3/h = 0.2$ 乃至 0.8 の範圍に於て前記 (a), (b) 及 (c) 函に就て行ひ

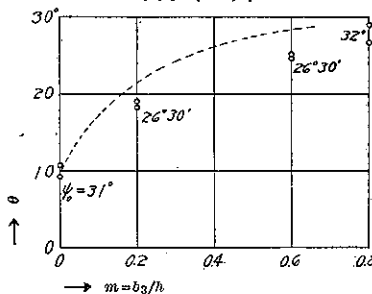
- (a) $h = 20$ cm, $b_2 = 8$ cm, $b_3 = 4 \sim 16$ cm, $t = 1$ cm, $t' = 1$ cm
- (b) $h = 40$ cm, $b_2 = 16$ cm, $b_3 = 8 \sim 32$ cm, $t = 2$ cm, $t' = 2$ cm
- (c) $h = 120$ cm, $b_2 = 48$ cm, $b_3 = 24 \sim 72$ cm, $t = 2$ cm, $t' = 5.5$ cm

に就て前記の如く θ と ϵ との關係を見た。その結果の一例は第 35 圖に示す如く、 θ がある一定の値 (圖に \circ を附した點) になれば函が急に大きく滑り出す。この時 θ をとり之と $m = b_3/h$ との關係を第 36, 37 及 38 圖

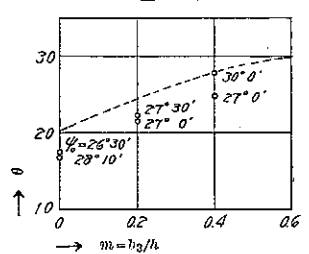
第 36 圖 鎮定材の位置の影響試験結果 (a) 函



第 37 圖 鎮定材の位置の影響試験結果 (b) 函



第 38 圖 鎮定材の位置の影響試験結果 (c) 函



に示した。茲に $m=0$ は鎮定材のない場合である。模型底板と函底板との間の摩擦角はその日の湿度等に依り相違するから裏込を施した試験の前後に於て普通各 3 回宛測定を行ひその平均値 ψ_0 を採り、第 34 圖の各相當折線及第 36~38 圖の相當點に之を記入した。

θ - ϵ 曲線 (第 35 圖) に於て滑出點に相當する θ を定める際には多少實驗者の主觀が加はる事は止むを得ないし又底面の摩擦角も試験毎に相違するから試験結果の絶対値に對し十分正確を期する事は困難である。

底の摩擦角の各試験毎に相違する事に對しては一般に θ と ψ_0 とは正比例し、しかも近似的に θ の増す値だけ ψ_0 も増すから之に依つて θ に修正を施し $\psi_0=30^\circ$ の場合に換算し(第 40 圖参照)之を第 36~38 圖の點線曲線にて示した。

之に依れば m の増大と共に θ も大となるが增加の割合は $m=0$ と $m=0.2$ との間には著しいが m の増大と共に減少する。

裏込砂の崩壊状態を知る爲に水平の縞を入れて試験した寫眞を觀測するに鎮定材のある第 39 圖(A)の場合とその位置まで底板を延長した(B)の場合とは砂の崩壊面は極めて良く相似し何れも D を起點として 3 つの崩壊面を生ずる。尙この 2 つの場合の θ - ϵ 曲線を見るに第 39 圖の如く(A)は(B)よりも安定である。

鎮定材の寸法に關する試験 鎮定材の作用は第 32 圖(a)の D 面に働く抵抗土壓力 q に依つて壁全體の滑出抵抗力を増加するのであるが D が大であつても壁全體の滑出が CD 面に沿ふて起り得るから CD 面に働く摩擦力以上を支へる必要はない。之に必要な D の寸法は普通の抵抗土壓力の計算式から決定出来る筈である。然し 2. に述べた通り實際はそれ以上の力を支へ得る事が明らかであるから之を知る爲に D の寸法が種々に異なる模型を使用し裏込を施行し傾斜試験に依つて傾斜角 θ と壁の滑出量 ϵ との關係を見た。

この試験には専ら 20 cm 函を使用し鎮定材は一般に正方形断面のものとし

$$h=20 \text{ cm}, \quad d=20 \text{ cm}, \quad b_2=8 \text{ cm}, \quad b_3=4 \text{ cm} \quad (\text{第 39 圖参照})$$

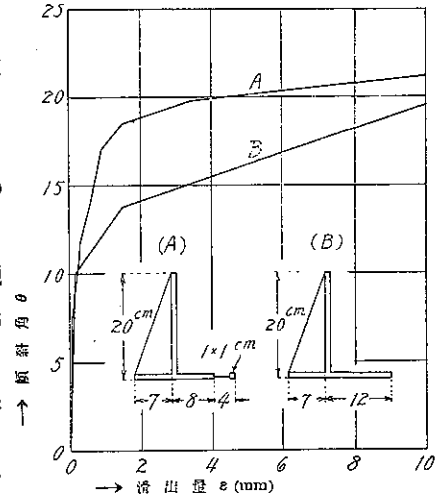
とし EE' の長さ即ち t' 及其の高さに對する比 t'/h は

$t'=2 \text{ cm},$	$1 \text{ cm},$	$0.5 \text{ cm},$	$0.25 \text{ cm},$	0.125 cm
$t'/h=0.1$	0.05	0.025	0.0125	0.00625

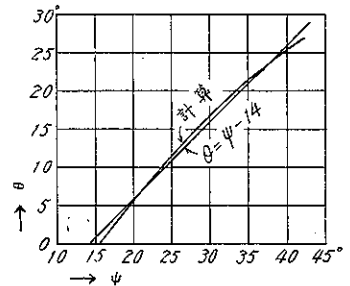
の各種とする。

模型底面と函底面との間の摩擦角が試験毎に異なる爲の影響を除く爲に次の如き方法を採用した。即ちこの試験に相當する $(b_2+b_3)/h=0.6$ の場合に底面の合力が底面の垂線となす角 ψ と函の傾斜角 θ との關係はこの試験に使用した砂の内部摩擦角を $\phi=33^\circ$ とすれば第 40 圖の如くなり、この曲線は近似的に $\theta=\phi-14^\circ$ の直線で示される。依つて底面の摩擦角の相違に依る影響を除く爲に $\frac{\theta}{\psi-14^\circ}$ の値をとり之に依つて鎮定材と徑との關係を見る。底板が第 39 圖(B)の如き場合には計算に依れば $\frac{\theta}{\psi-14^\circ}=1$ となる。

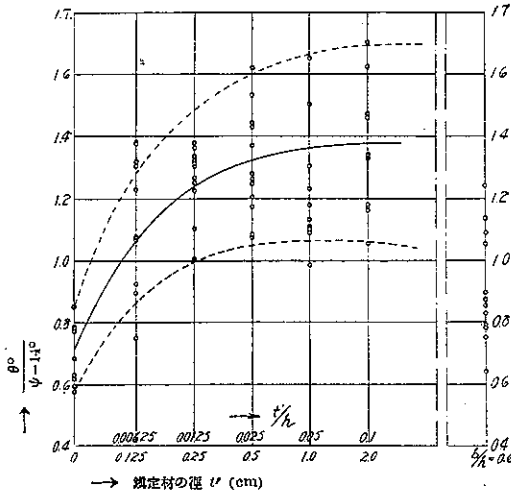
第 39 圖 傾斜試験による(A),(B)の安定度比較



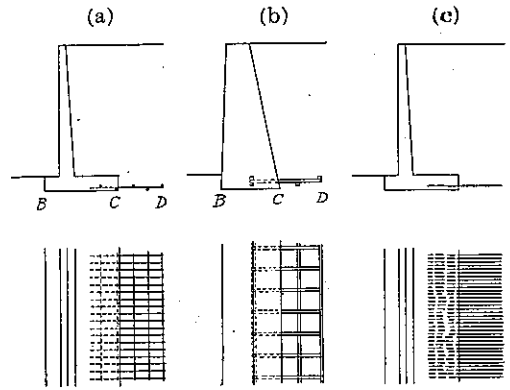
第 40 圖 $\phi=33^\circ$ の砂に對する計算値



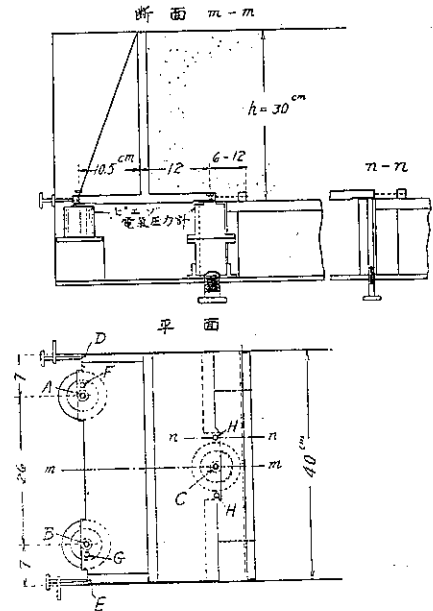
第 41 圖 鎮定材の径の大きさの試験結果



第 42 圖 異形鎮定材



第 43 圖 地盤に及ぼす鉛直力の試験装置



數多くの試験の結果第 41 圖に示す如き點を得た。試験の結果必ずしも統一された値を示さないのは前記の計算に依る ψ に對する補正が實驗の状態に必ずしも充分に該當しない爲と各試験毎の砂の状態等が極めて僅か異なるもその影響が相當に大きく現はれるにもよるであらう。しかし大體 2 本の破線の間にある平均値は概略實線に近いと考へて差支ないと思ふ。

之に就て見るに $t \approx 0.25 \text{ cm}$ ($t/h = 0.0125$) 以上なる間は t/h の影響は割合に小であるが $t \approx 0.125 \text{ cm}$ ($t/h = 0.00625$) に到つては大なる變化を認める。尙 $b/h = 0.6$ に示した値は鎮定材の位置まで底板が延びて居る場合で、一般に鎮定材を用ひた場合の方が安定である事を示してゐる。

異形の鎮定材試験 鎮定材の構造は第 32 圖に示した以外に第 42 圖の (a) 及 (b) に示す如く網或は柵を使用しても差

支へない。その作用は第 32 圖と同様である。又抵抗土壓力を利用せず第 42 圖 (c) の如く壁主體底部に帶狀の尾を附し之に働か裏込土砂の重量を利用し之と砂との間の摩擦抵抗力に依つて壁主體の滑動を妨げる方法もある。之等工法の中第 42 圖 (a) 或は (c) に就て試験した結果その滑出安定は壁主體底板が D まで延びてゐる場合と同様であつて裏込砂の崩壊面は普通の鎮定材が D にある場合及底板が D まで延びてゐる場合と同様である。

鎮定材が壁底面の鉛直力に及ぼす影響の試験 鎮定材を使用した場合に底面に働く鉛直力が如何に變化するかを次の方法に依つて試験した。即ち高 40 cm の函を使用し壁模型の高さ $h = 30 \text{ cm}$ とし第 43 圖に示す装置にて A, B 及 C の 3 箇所作用する壓力をピエゾ電気壓力計にて測定した。

試験の方法は函を水平にして裏込を施した後函全體を壁面と直角の方向に靜に傾斜を與へ $\theta = 20^\circ$ に至つて靜止せしめこの儘の状態にて A, B 及 C に作用する壓力を測定する。

試験の結果は必ずしも一定の値を示さなかつたが次に掲げるものは各 4 回の平均値である。

i 鎮定材なき場合 $h=30\text{ cm}$, $d=40\text{ cm}$, $b_1=10.5\text{ cm}$, $b_2=12\text{ cm}$, $t=1.5\text{ cm}$ (第 34 圖参照)

測定値 A 及 B 平均, 7.58 kg, C, 6.68 kg

ii 鎮定材ある場合 壁の模型は上と同様。

(a) 鎮定材の位置及寸法 $b_3=6\text{ cm}$, $t'=1.5\text{ cm}$; 測定値, A 及 B 平均 5.89 kg, C, 7.52 kg

(b) $b_3=12\text{ cm}$, $t'=1.5\text{ cm}$; 測定値, A 及 B 平均 5.78 kg, C, 7.02 kg

(c) $b_3=12\text{ cm}$, $t'=3\text{ cm}$; 測定値, A 及 B 平均 5.96 kg, C, 6.82 kg

以上の結果を綜合するに鎮定材がない時には A 及 B の和 15.16 kg, C, 6.68 kg なるに對し, 鎮定材ある場合には之等の値は夫々

(a) 11.78 kg 及 7.52 kg, (b) 11.53 kg 及 7.02 kg, (c) 11.92 kg 及 6.82 kg

となり明かに鎮定材は壁前方の壓力を減少せしめる。

振動試験 鎮定材の有無に依る擁壁の地震時に於ける安定を比較する爲に 40 cm 函を 4 枚の鋼鐵板 (寸法断面 $3'' \times \frac{5''}{16}$, 長 1.15 m) にて固定せる桁より函を水平に釣り, 彈性により函を長さの方向に平行に水平に振動し, 函内の擁壁模型の滑出状態を觀測した。之に使用した模型は高さ $h=40\text{ cm}$ (第 34 圖参照) の L 型擁壁模型であつて

(a) 鎮定材の無い場合 $b_2=0.4h=16\text{ cm}$ } 何れも $b_1=14\text{ cm}$, $t=2\text{ cm}$

(b) 鎮定材の無い場合 $b_2=0.6h=24\text{ cm}$

(c) 鎮定材の有る場合 $b_2=16\text{ cm}$, $b_3=8\text{ cm}$ 即ち $b_2+b_3=24\text{ cm}$, $b_1=14\text{ cm}$, $t=t'=2\text{ cm}$

の 3 種である。

試験の方法は振動函の水平な底板の上に模型を置き, 一定の高さより砂を落して裏込を施した後振動を與へる。振幅を次第に大にして滑出量と振幅從つて震度との關係を求めた。茲に振動週期は $T=0.83$ 秒である。試験は全く同様の状態の下に (a), (b), (c) は交互に行つたから他の狀況は全く同様である。試験の結果は第 44 圖に示す如く, 以上 3 つの間に相當顯著な相異を認める。即ち鎮定材を附した (c) の場合は全然鎮定材のない (a) の場合よりも遙に安定である事は勿論, 底板が鎮定材の位置まで延びてゐる (b) の場合よりも安定である。

(4) 試験結果の綜合

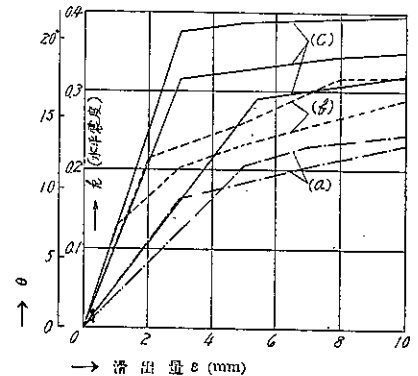
以上各種の試験の結果によれば

1. 鎮定材は b_2 (第 34 圖) が一定なる場合 b_3 が大なる程滑出に對する安定度が大きとなるがある程度以上になれば有効さが次第に減少する。しかしてその増加の割合は版が b_2+b_3 の幅を有する場合の計算値より略推定されるが鎮定材を使用した場合は之よりも尙安定である。

2. 鎮定材の厚さ t' は次項 (5) に述べる計算方法に據つて決定する事が出来るが t' が之よりも小なる時に支へ得る力は第 41 圖の試験結果により略推定する事が出来る。尤もこの結果が實際の場合に θ が試験の t'/h に相當する値を示すや否やは異つた寸法の試験結果に俟たなければならないので茲では大體の傾向を知るに止まる。

3. 異形鎮定材を使用した場合の安定度は版がそれだけ延びてゐる場合と同様であるが鎮定材の大きさ等に就

第 44 圖 振動試験の結果



ては別に考へる必要があり之に就ては次項に述べる事とする。

4. 振動試験の結果は傾斜試験よりも一層控版の有効さを確證し滑出に對し鎮定材が極めて有効に働く事を示してゐる。

5. 擁壁底版に作用する鉛直力強度が鎮定材の爲に減少する事は試験の結果が明らかに示すがその量を計算に依つて定める事は困難である。

従つて鉛直壓力を設計により定める際には鎮定材のないものとして算定した値をとらなければならない。鎮定材があれば事實は之よりも小となり之に對する安全率は多少大となる。

(5) 鎮定材の寸法を決定する爲の資料

滑出安定に對する鎮定材の働きは、之より壁に近い部分の裏込を壁主體上裏込と同様の働きをなさしめるにある。第 45 圖 C'DD' の重量を W とすれば

$$MN \text{ 面に働く抵抗土壓力} \geq W \tan \varphi.$$

ならば鎮定材は十分その目的を達する。⁹⁾ MN 面に働く抵抗土壓力が之より小なる場合もある程度有效であるが W の重量を全部利用する事にはならない。MN を必要以上に大にする事は、工費を大にするから抵抗土壓力が $W \tan \varphi$ に等しい場合が最も經濟的である。

上記を満足する MN の大きさは次の如く算定する事が出来る。地表面が水平、MN が鉛直なる場合 MN 面に働く抵抗土壓力は地震時の震度が $k = \tan \theta$ なる場合(但し土の單位重量はこの場合 $w/\cos \theta$ となる)

$$Q^{10)} = \overline{MN} w H' \frac{\cos^2(\theta - \varphi)}{\cos^2 \theta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

茲に H' は MN の中心の地表面からの深さである。地表面が水平と θ_0 をなす場合には

$$Q^{10)} = \overline{MN} w H' \frac{\cos^2(\theta - \varphi)}{\cos^2 \theta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta \cos \theta_0}} \right]^2}$$

今地表面水平なる場合に就て平衡を考へ $Q = W \tan \varphi$, $H \approx H'$ とし $b_2 = mH$ とすれば

$$\overline{MN} = \mu H = \frac{m \tan \varphi \cos^2 \theta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}{\cos^2(\theta - \varphi)} H$$

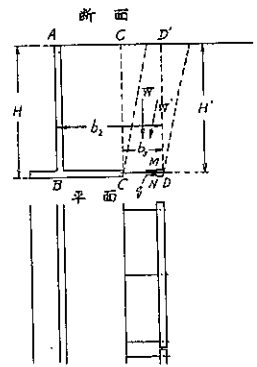
第 2 表には $k=0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ 及 0.5 に相當する値を示す。表は $m = \frac{b_2}{H} = 0.4$ に相當する μ のみを掲げた。第 2 表に就て見るに φ の影響は割合に小であるから實際には第 3 表の如くつて差支へない。

此の値を試験の結果と比較するに計算値よりも實驗値の方が b' が小で足りる様になつてゐる。これは計算に採つた抵抗土壓力が實際よりも小さく出てゐる爲であつて上記の値を用ひて設計すれば相當な安全率を含む事となる。MN の高さ b' が決定すれば鎮定材に作用する力率、剪力及接續棒に作用する張力等の計算が出来る。今數

⁹⁾ 3. に述べた處により控版の位置が浅い場合には之が支へ得る力は尙大である筈である。しかし今の場合には b_1/h (第 13 圖) が非常に大であるからその儘を適用する事は出来ない。依つて安全の爲に上の如くとする。

¹⁰⁾ 物部長總博士著: 土木耐震學 79 頁参照。

第 45 圖



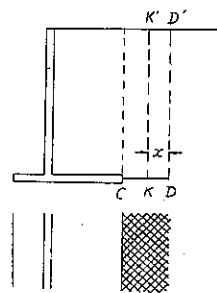
第 2 表 地震時に於て必要なる鎮定材の高さの係數 μ の値
但し $t' = \mu H$; $m = 0.4$ の場合

$k \backslash \varphi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0.0	0.0714	0.0758	0.0768	0.0760	0.0730	0.0688
0.1	0.0771	0.0811	0.0819	0.0802	0.0767	0.0717
0.2	0.0850	0.0880	0.0878	0.0852	0.0808	0.0750
0.3	0.0981	—	0.0955	—	0.0857	—
0.4	—	—	0.1062	—	0.0918	—
0.5	—	—	0.1238	—	0.0992	—

第 3 表 μ の 近 似 値
但し $t' = \mu H$

k	m	μ	k	m	μ
0.0	0.2	0.04	0.3	0.2	0.05
	0.4	0.08		0.4	0.10
	0.6	0.12		0.6	0.14
0.1	0.2	0.04	0.4	0.2	0.05
	0.4	0.08		0.4	0.11
	0.6	0.12		0.6	0.16
0.2	0.2	0.04	0.5	0.2	0.06
	0.4	0.09		0.4	0.12
	0.6	0.13		0.6	0.19

第 46 圖



徑間連続の場合接續桿の間隔を l とすれば 1 本の桿に作用する張力は近似的に $Wl \tan \varphi$ であり、鎮定材に作用する力率は各徑間毎に之を切つた場合には、單位長さに $W \tan \varphi$ が水平方向に作用する徑間 l の單桁とし、又數徑間連続の場合には同じ荷重を受け l の長さ毎に支點を有する連續桁として計算する。

異形鎮定材として鐵網等を使用する場合には（これは壁の高さが割合に小なる場合にのみ適用される）その強さは第 46 圖の D より水平に x なる距離にある點 K に於ては單位長に於て $wHx \tan \varphi$ なる力を與へ得るものでなければならぬ。従つてその強さは D より C に至るに従ひ次第に大でなければならぬ。

以上は鎮定材に作用する力として専ら水平の力を考へたのであるが一般の場合には之で充分であつて鉛直方向の力は考へるに及ばない。何んとなれば鎮定材は地盤が沈下した場合に之と共に沈下し控桿が彎曲する外はその爲に特に大なる應用が発生する事は考へられないからである。

接續桿 CD の D に於ける取付は豫め桿に雌螺旋を切り鎮定材をナットを以て取付けるのが最も輕便である。鎮定材が桿に沿ふて移動する事は好ましくないから鎮定材と接續桿の取付部に多少の餘裕を置き楔を打込んで之を防ぐ。壁主體との取付は壁體がコンクリートなる場合は桿を豫め壁主體底部に埋込みその長さは之に作用する張力を桿とコンクリート間の附着力にて支へ得る様にする。その端は普通の工法に従ひ 180° 或は 90° 曲げておく事が望ましい。（以上）