

## 第 13 編 耐 震 構 造

[ 岡 部 三 郎 ・ 松 尾 春 雄 ]

第 1 章 總 論 .....	1337	震安定 .....	1360
第 2 章 地震力 .....	1342	第 5 章 堤防, 堰堤, 地下埋設物 の耐震構造 .....	1370
第 3 章 地震に依る土壓及水壓 の變化 .....	1350	第 6 章 彈性構造物の耐震 .....	1375
第 4 章 擁壁, 岸壁及橋臺の耐 震 .....		[ 附 ] 土壓圖表 .....	1386

---

# 第 13 編

## 耐震構造

### 第 1 章 總論

1. 地震の原因 火山性のもとは非火山性のものに大別する事が出来る。前者は地震としての被害は割合に小で後者が大であるが、これは地殻の應力の平衡状態が種々の原因の爲次第に不均衡となり、ある限度に達すれば平衡が破れ地殻の變動が起るによると考へられる。例へば大山脈に接して大海溝が存在する場所に於て地殻内部の應力の不均衡を調節する爲に起る地殻の變動、或は地殻に溶解性の岩石石灰岩の如きものがあり、これが水により次第に溶解し、地中の一部が空虚となつて誘起される地殻の陥没等がある。この外に大陸浮動説を唱へ大陸が次第に移動する爲に起る應力の不均衡がその原因の主なるものであるといふ學者もある。地球内部が不均衡状態に達した時には僅かの力に依つて破壊が起るから、氣壓及潮位の高低、温度の變化等が地震の起る時を支配する事が多い。

2. 震源及地震帯 震源地中の深さはその原因の相異に依り一様ではないが、地表面下 30~40 km 附近に起る事が多く 100 km 以上の深さに起る事はないとされてゐる。先づ上記の深さの地中に於て變動が起り斷層を生じ、地表面の隆起陥没等を伴ふ場合が多い。大正 12 年の關東大地震に於ては相模灣底に約 200 m の陥没を生じ又昭和 5 年の北伊豆地震に於ては長さ 30 km の斷層が出来、水平の方向に約 1.0 m の移動を生じた。震源が海底にある場合には津浪を起す事が多い。

古代よりの記録に残る多數の地震の震源と推定される各地點を地圖の上に記せば、これが一定の帶狀をなした部分に多く存在しその他の部分には少なく或は全く存在しない部分がある事を知る。この帶狀の部分を地震帯と稱へる。地震帯は地形及地質と密接な關係があり我國では太平洋岸の 50~60 km の沖合を日本の島列に沿ふて走る外側地震帯及日本海岸を略之と平行に走る内側地震帯が最も代表的なもので、この外信濃川、淀川地震帯等第二次的のものが多數に存在する。この部分は地殻構造に無理があり、之を調節せんとして變動が起るものと考へられる。我國で古來最も被害の大なる地震は外側地震帯の活動に依るものが多く、従つてこれに近い箇所に於ける構造物は特に耐震に注意する必要がある。第 1 圖

に本邦の主なる地震帯を示す。

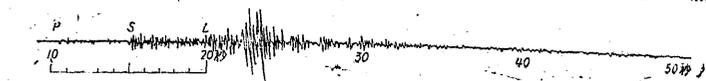
3. 地震の波及びその観測

地震は一般に振子を利用した地震計に依つて観測記録する。地震の波は一般に三次元的に起るから之を記録する場合には上下、東西、南北の三つの方向に分ける。

東西のものと南北のものとを合成したものを水平動、上下のものを上下動と稱する。地震

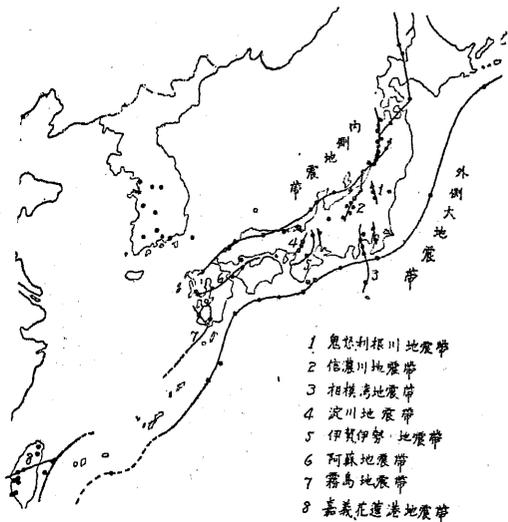
計は従来は地動を記録するものが用ひられたが最近直接地動の加速度を記録する加速度地震計が使用される様になり、これに依る観測の結果、従来地震動に關する考へ方が一新された。

地動地震計に依り記録された波の一例(第 2 圖)に就て見るに一般に最初に P に始まる振幅及週期の小さい振動(初期微動)があり次に S に始まる之より稍週



第 2 圖

期の大きな振幅の同様に小さな振動(主要動)があり遠地震の場合には更にそれについて L に始まる振幅週期共に大きな振動があり次第に之が小となり(終期微動)全く振動が止む。初期微動は地震波が震源より地球の内部を通つて傳はる縦波、主要動は同じ徑路により傳はる横波、L に始まる波は地表面を傳はる横波と解されてゐる。これ等の各波はその傳はる速さが各異なるから、その繼續時



第 1 圖

間を知る事により震源からその地點までの距離を推定する事が出来る、我國の近地地震に於ける統計によれば、 $t$  を初期微動の繼續時間 (P と S との間の時間) とすれば 震源までの距離  $\Delta$  (km) は

$$\Delta = 7.42t \text{ (震源までの距離が 1000 km 位までの場合)}$$

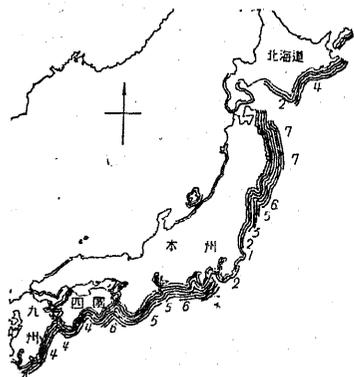
で表はされる。地震波の傳はる速さは初期微動の縦波 5.8 km/sec 横波 3.5 km/sec 主要動の地表波 3.3 km/sec と測定されてゐる。

振動の週期は従來の地動計の記録によれば初期微動は近地地震の場合 1/10 sec 以下、遠地震で數秒であるが、主要動に於ては、近地地震に於て 1 sec 内外から遠地震に於ては 10 sec 以上に及ぶものがある。近時加速度地震計に依る測定の結果によれば主要動の週期は従來の地動計による観測の結果よりも著しく小であつて、東京本郷及丸の内に於ける観測に於ては夫々 0.3 sec 及 0.6 sec 内外の週期が多く観測されてゐる。

振幅は主要動に於て人體に感ずるものは 1/10 mm 位以上であるが主要動の大きなものは 200 mm 以上に及ぶことがある(全振幅はこの 2 倍となる)。關東大地震の主要動の初期に於て東京本郷に於ける振動の週期は 1.2 sec 全振幅は大體 90 mm と推定され、東京市内でも地盤の不良な場所に於ける振幅は尙大である。

4. 地震による被害 地震の被害の中最も著しいものは家屋の崩壊及之に伴ふ火災であるが、土木工事に於ては山崩れの爲の道路の埋没及陥落、河川の堤防及堰堤の沈下龜裂、橋脚、橋臺の沈下傾斜、従つて橋梁上部構造の轉落及その他の破壊、港灣の岸壁の倒壊、防波堤の沈下、塔狀構造物(煙突その他)の倒壊等がその最も著しいものである。地震が構造物に及ぼす被害の程度は同一の地震でも地盤の良否に依り著しく異なる、従つて地盤の不良な箇所に築造する構造物に對しては特に地震に依る破壊の事を考慮する必要がある。又構造物の種類に依り特に重要なものに對し十分耐震的に設計する。重要交通路にある橋梁等はその例である。

5. 津 浪 暴風に依り起る暴風津浪と地震に依る地震津浪の 2 種あつて前者は低氣壓等の爲に平均水位が次第に高まり之と暴風時の波とに依つて被害を及ぼすもので割合に緩慢な性質を有するが後者は普通地震後數分乃至數十分に突然に高浪となつて襲來する爲に被害が著しい。地震津浪は時に海底に於ける噴火に原因する事もあるが一般に海底に起る地震による事が多い。津浪は沖に於てはその高さが小なる場合にも海岸に於ては著しく發達する傾向を有する。第 3 圖は従來の記録に現れた我國沿岸の大なる津浪の頻度を示したもので圖に記入の數字は



第 3 圖

の高さは次に列記する諸種の事柄に依り支配される、即ち

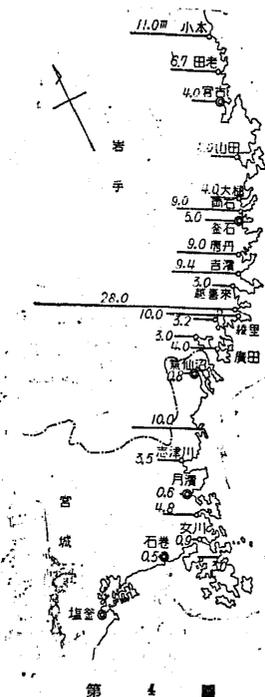
- 1) 震源地に對する灣の方向 震源と灣口とを結ぶ線が灣の中心線となす角が小なる程灣の奥に於ける津浪の高さは大となる。
- 2) 海底勾配 灣内の平均海底勾配が急なる場合は緩なる場合に比し灣内の津浪の高さは大となる。
- 3) 灣の形状 灣口の幅が大で奥に至ると共に次第に幅が小になる形のものでは灣内の津浪の發達が著しい。
- 4) 震源よりの距離 震源よりの距離が小なる程津浪の勢力が大であつてその高さも大である。

津浪の振動週期は灣内に於ては灣の固有振動に支配される事が多く一定でないが一般に震源地から遠ざかるに従つて長

その回数である。

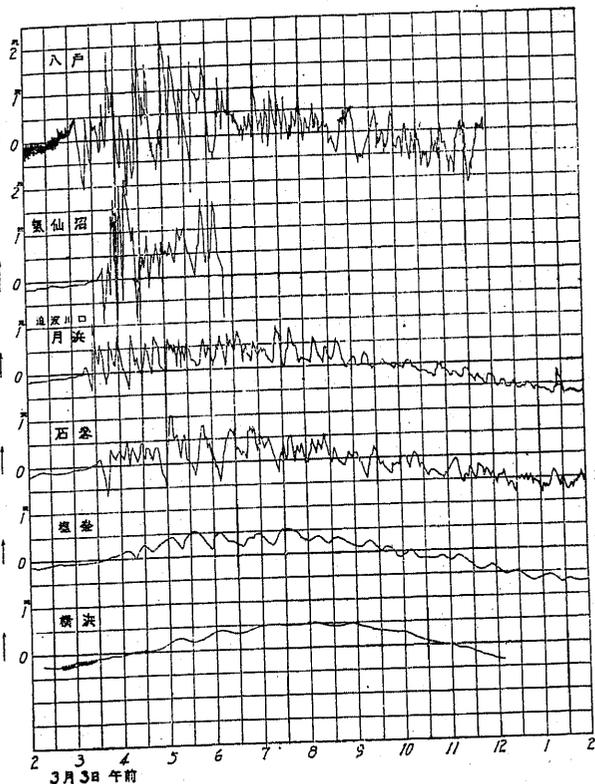
近時のものでは明治 29 年及昭和 8 年の兩度三陸沿岸を襲つたものが最も著しい。

第 4 圖は昭和 8 年 3 月 3 日の津浪の三陸沿岸各地に於ける高さを太い横線及記入の數字により示したものであるが之に依つて同一の震源より發する津浪も場所に依り著しく相違する事が分る。各地に於ける津浪



第 4 圖

くなる傾向がある。第 5 圖は昭和 8 年の三陸津浪の各地に於ける自記検潮儀記録である。此等の記録から各灣の主振動週期及副振動週期は夫々次の如く讀まれる。



第 5 圖

	釜石	追波川口	月濱	石巻	釜釜	横濱
主振動週期	15分	20分	35分	40分	50分	
副振動週期	5	10	12	—	—	

津浪の傳播速度は  $v = \sqrt{gH}$  ( $g$  は重力の加速度,  $H$  は水深) で表はされ深海に於ては極めて大であつて 8000 km の太平洋を 10 時間位で横斷する。三陸兩度の大津浪は地震後 30~40 分位で岸に達し平均速度で 120 m/sec ある。

津浪は最初に海水が引き次に浪が押寄せるのが普通であつて海岸ではこの水が引いたのを見て山に逃れて命を助かつた者が多い。

6. 津浪の被害とその対策 津浪の被害は家屋の流失倒潰及之に伴ふ生命財産の損失が最も著しい。津浪の原因となる地震は一般に振動週期が大で継続時間が長い。即ち陸上では割合に緩慢な震動を感じるのが普通でその後数分乃至数十分にして津浪が襲来するからこの間に避難すれば生命の損失を減少する事が出来る。この目的の爲には等高線に成可く直角な避難道路を設ける事が必要である。湾内の地点では湾口に設けられた防波堤に依つて津浪の勢を減殺し被害を軽減する事が出来る。コンクリート或は練積間知等の堅固な護岸は陸上の被害を軽減するがこの目的の爲には基礎を十分丈夫にしなければならぬ。その他海岸に堅固な構造物(鉄筋コンクリート建築等)があればその背後の家屋は倒潰流失を免れる。棧橋は基礎杭と上部板との取付を十分堅固にし、板の間に間隙を設くれば、流失を防ぐ事が出来る。橋梁は橋脚に漂流物が激突する事により破壊する事が多いから之を免れる爲には橋脚の海岸側に防護杭等を配置する。港湾工事に於ける防波堤や岸壁の津浪による被害は高潮の押し寄せる際に起るのは勿論であるが津浪の前兆たる急激な退潮にも起因する事が多い。急激な退潮が起れば防波堤内側の鋪地や岸壁裏の水位が引き切らぬ内に外部の水位が下つて之等の構造物に豫想外の大きな水圧が働く事になる。大正 12 年關東大震災の時横濱港に於て此の退潮は僅かに一米に過ぎなかつたが防波堤は港外に傾き岸壁の崩壊に對しても地震力以外に之が影響した事は明白な實例である。

### 第 2 章 地 震 力

7. 震 度 地震動を一つの單弦運動と考へ週期  $T$ 、振幅  $r$ 、ある時間  $t$  に於ける原點よりの距離を  $y$  とすればこの點の運動の方程式は次の如く表はされる。(第 6 圖参照)。

$$y = r \sin \frac{2\pi}{T} t \dots\dots\dots (1)$$

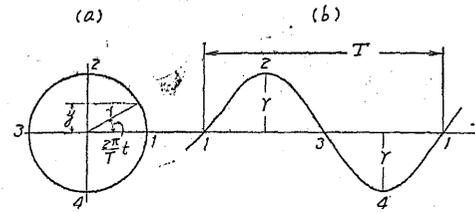
従つてその振動中の加速度は

$$a = \frac{d^2y}{dt^2} = -r \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \sin \frac{2\pi}{T} t \dots\dots\dots (2)$$

$\alpha_{max}$  の値は  $\sin \frac{2\pi}{T} t = 1$  即ち  $t = \frac{T}{4}, \frac{3T}{4}, \frac{5T}{4}$  の場合で

$$\alpha_{max} = \pm r \frac{4\pi^2}{T^2} \dots\dots\dots (3)$$

第 6 圖(a)に於て 2 及 4 の位置に於て最大加速度を有し、2 に於て正とすれば、4 に於ては負である。(3) 式より振動の週期及振幅を知ればその振動中の最大加速度を知る事が出来る。



第 6 圖

【例】水平地震動の週期  $T=1.2$  sec, 最大全振幅 140 mm (振幅はその半分) の地震の記録に依りその最大水平加速度を算出する。

$$\alpha_{max} = \frac{140}{2} \frac{4\pi^2}{1.2^2} = 1910 \text{ mm/sec/sec}$$

地震が構造物に及ぼす影響はその週期と構造物の自己振動週期との關係に依り異なるも、最も簡單にその影響を見るには地震の加速度をとりて考ふるを便とする。震度は之と重力の加速度との比であつて、今地震の最大加速度を水平及鉛直の 2 方向に分ち

$\alpha_h$  = 地震の水平加速度 ;  $\alpha_v$  = 地震の鉛直加速度,  
 $g$  = 重力の加速度 約 9800 mm/sec/sec

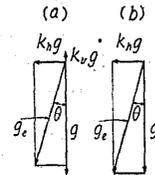
とすれば 水平震度  $k_h = \frac{\alpha_h}{g}$  ; 鉛直震度  $k_v = \frac{\alpha_v}{g}$

即ち  $\alpha_h = k_h g$  ;  $\alpha_v = k_v g \dots\dots\dots (4)$

一つの地震に就てある地點に於ける震度はその震動の主要動の中に起る最大加速度を標準とする。水平、鉛直兩震度を合成し

$$K = \frac{k_h}{1 - k_v} \dots\dots\dots (5)$$

とした場合の  $K$  を合震度と稱する。但し  $k_v$  は上向を正とする。第 7 圖(a)に於て  $g_e$  を  $g, k_h g$  及  $k_v g$  を合成したる地震時に於ける合成加速度、 $\theta$  を  $g_e$  と  $g$  とのなす角とすれば



第 7 圖

$$\tan \theta = \frac{k_h g}{g - k_v g} = \frac{k_h}{1 - k_v} = K \dots\dots\dots (6)$$

即ち  $\theta = \tan^{-1} K$

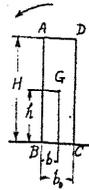
今水平加速度  $k_h g$  のみが存在し鉛直加速度が存在しない場合には第 7 圖(b)に於て

$$\tan\theta = k_h; \theta = \tan^{-1}k_h$$

8. 震度と震害 震度に対する家屋の震害の程度は構造の堅固さ又地方的の構造の相違等に依り大いに異なるも濃尾大地震に就て日本家屋の受けた震害と水平震度(鉛直震度なき場合)との関係の大森博士調査の結果は次の如くである。

水平加速度 (mm/sec/sec)	水平震度 (mm/sec/sec)	震害の程度
1200	0.12	腐朽せる家屋は倒壊するものあり。
2000	0.20	粗悪なる家屋は倒壊するものあり。
2800	0.25	倒壊率 2~5%
3400	0.35	" 15%
3900	0.40	" 50%
4600	0.45	" 80%

最も簡単に震度を推定するには基石、燈籠等の底面に特別の附着剤を用ひずして建てられた簡単な構造物を選定するを可とする。第 8 圖に於て BC なる水平地盤上に載せられた(膠着せざるもの) ABCD なる基石の如き塔状構造物が紙面に平行な地震動の爲矢の方向に倒れたものとすれば B より塔の重心 G までの水平距離を  $b$ 、鉛直距離を  $h$  とすれば、この地震の合震度  $K$  は近似的に



第 8 圖

$$K \approx \frac{b}{h}$$

と推定する事が出来る。此の場合、合震度の働く面はこの圖の面と平行でなければならぬ。従つて圓筒形の塔の場合にはこれに依つて直ちにその方向を推定する事が出来る。然るに立方形のものに於ては對角線の方向の震動の場合には、その分力に依つて一方の邊の周りに倒れるから、之に依つて直ちにその方向を決定する事は困難で、他の向きのものを調査して決定する。重心の位置が高さ及幅の中央にある如き對稱形のものに於ては  $\frac{b}{h}$  の代りに全體の幅及高さを考へ  $\frac{b_0}{H}$  をとつて差支ない。多くの基石は各異つた  $\frac{b}{h}$  を有するが一定の地震に於ては  $\frac{b}{h}$  が小なるものから順次倒れるから、その中  $\frac{b}{h}$  の最大の値を有するものに依りその地震の震度を推定する。尙基石は一度掘つた後埋立てた地盤の上にある事が多く

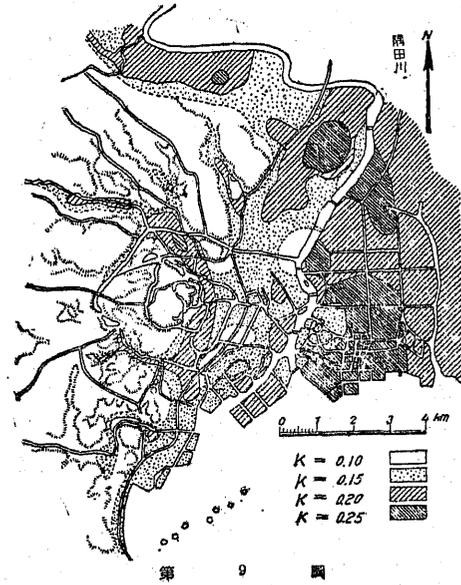
一般に他の地盤よりも不良の所が多いからその附近一般の震度は之より稍小なるを普通とする。

地震の爲日本家屋の壁に生じた龜裂に依つて最大震度の方向を推定する事が出来る。即ち斜めに多くの龜裂を生じた場合は、この壁と平行の方向が最大震度の方向、又水平に多くの龜裂を生じた場合は、この壁と直角の方向が最大震度の方向に近い。

我國の中央氣象臺の震度の分類は人體に感ずる程度に依り有感覺地震と無感覺地震とに分類し更に有感覺地震を次の 6 種に分類する。

- 1) 微震 静止せる人や特に地震に注意深い人にも感ずるもの。最大加速度約 2.5~10 mm/sec/sec.
- 2) 弱震(弱き方) 一般の人々に感ずる程度、戸障子僅かに動く。最大加速度 10~25 mm/sec/sec.
- 3) 弱震 家屋動き戸障子鳴り電燈その他の吊下物や器内の水面の動くのが判る程度、最大加速度 25~50 mm/sec/sec.
- 4) 強震(弱き方) 家屋烈しく動揺し、不安定の物體は倒れ、器内の水が流れ出る程度、最大加速度 50~100 mm/sec/sec.
- 5) 強震 壁に龜裂を生じ、基石燈籠が倒れ、煙突土蔵が破損する程度、最大加速度 100~500 mm/sec/sec.
- 6) 烈震 最大級の地震で家屋倒れ、山崩れが起り地割れを生ずる程度以上、最大加速度 500 mm/sec/sec 以上.

9. 地盤と震度 同一地方に於て同一の地震を受けた場合にも震度は各地點に



第 9 圖

於て必ずしも同一でない。即ち堅固な地盤に於ては震度は小、軟弱地盤に於ては大となるのが普通である。第 9 圖は大正 12 年關東大地震の際の東京市内に於ける震度の分布状態を示す。之に依つて見るに埋立地等の軟地盤に於ては 0.25 の震度を示せるに對して山手の良好なる地盤の箇所に於ては 0.1 内外の震度を示すにすぎない。

一般に震源を遠ざかるに従ひ震度は小となる。第 10 圖は昭和 5 年 11 月の北伊豆地震に於て震源地附近より遠ざかるとともに震度が小になる状態を示す。震源地を遠ざかるに従ひ地盤による影響は次第に小となり同じ震度を結ぶ線を書けば震源地を中心とした圓形に近い形となる。



第 10 圖

**10. 構造物の種類に依り考慮すべき震度** 震度は地盤と密接な関係があり且つ地方的にも地震帯の有無に依り地震の起る可能性に多少があるから、ある地點に構造物を築造せんとする場合先づその地點に起り得る震度を推定しなければならぬ。その爲には地盤の地質調査と相俟つて、過去の記録、傳説等に依りその地點に於ける震害の状態を調査し震度を推定する。重要な構造物に對しては過去に於て其處に起つた震度と同等或はそれ以上の震度を標準として耐震計算を行はなければならぬ。但し餘り重要でない構造物に對してはその點に於て屢々起る震度に對してのみ耐震構造となし平均 100 年に 1 度といふ様な大地震に對しては豫め崩壊を豫期して設計する事がある。又この方が經濟上利益な場合が多い。この場合にはこの物の崩壊により間接に重要構造物に致命的な害を及ぼさない事、人命に死傷を來す虞がない事を主眼としなければならぬ。

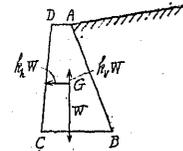
我國の外側地震帯に近い地方に於て重要な構造物に對しては、

沖積層の軟地盤	埋立地等	震度 0.25~0.3
洪積層の地盤		" 0.15~0.25
第三紀層及それ以前の地盤		" 0.1~0.15

を豫想しなければならぬ。外側地震帯に遠い處であつて、その附近に有力な地震帯が存在しない地方に於ては上記の値の 1/2 或はそれ以下でよい。尙地盤と無關

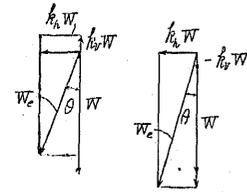
係に地形的に常に大なる震度を感じる地帯が存在するから、かゝる箇所に對しては、より大なる震度を豫想しなければならぬ。

**11. 地表にある物體に働く力** 常時に於ける重量  $W$  なる物體に水平震度  $k_h$ 、鉛直震度  $k_v$  なる地震力が働く場合には  $W$ 、 $k_h W$ 、 $k_v W$  (第 11 圖参照) の 3 力がその重心  $G$  に作用する。第 11 圖の如く右側に土砂を支ふる擁壁の如き構造物に於ては地震の水平加速度が圖面と平行に左に向ふ時が最も危険である。



第 11 圖

圖面と直角の方向の水平加速度に對しては一般に圖の如き長い構造物に於ては安全である。鉛直加速度は一般には上向の場合が危険であるが、時に下向の方が危険になる場合もあるから、之はその場合場合に就て判断しなければならぬ。最大加速度は振動中の短い時間に斷續的に働く(即ち單弦振動に就て言へば 1 週期の中 1 回宛その向きの最大加速度が働く)にも拘らず一般に之を靜力學的に取扱ひ最も危険なる向きの最大加速度が一定時間繼續して働くものと假定する。上の考へ方に依れば構造物は可なり安全になる傾があるから、この場合の安全率は常時に於けるよりも多少低下して差支ない。



第 12 圖

第 12 圖(a)は鉛直加速度上向の場合であつて 3 力の合力を  $W_e$  とすれば

$$W_e = (1 - k_v)W \frac{1}{\cos \theta} = \lambda W, \quad \lambda = \frac{W_e}{W} = \frac{1 - k_v}{\cos \theta} \dots (7)$$

$$\tan \theta = K = \frac{k_h}{1 - k_v} \dots (8)$$

第 12 圖(b)は鉛直加速度下向の場合であつてその絶対値を  $k_v$  とすれば

$$W_e = (1 + k_v)W \frac{1}{\cos \theta} = \lambda W, \quad \lambda = \frac{W_e}{W} = \frac{1 + k_v}{\cos \theta} \dots (7')$$

$$\tan \theta = K = \frac{k_h}{1 + k_v} \dots (8')$$

上記の  $k_h$ 、 $k_v$ 、 $\theta$  及  $\lambda$  の一般の關係を第 13 圖に示す。特に  $k_v = 0$  即ち鉛直加速度なき場合は

$k_h = 0$	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50
$\theta = 0^\circ$	5°40'	8°30'	11°20'	14°0'	16°40'	21°50'	26°30'
$\lambda = 0$	1.01	1.01	1.02	1.03	1.04	1.08	1.12

土砂に及ぼす地震の力も同様にして取扱ひ得べく、単位重量を  $w$  とすれば地震時には夫々  $k_h w$ ,  $k_v w$  の力が水平及鉛直の方向に働き  $\lambda$ ,  $\theta$  等の関係は上記と全く同一である。

12. 水中にある物體に働く力

水中にある物體が地震時に受ける力は水上の場合と趣を異にする。第 14 圖に於て ABCD が全部水中にある場合を考ふるに、先づこの物體が地表にある場合の重量を  $W$ , その重心の位置を  $G$  とする。この物體が水中にあつて地震を受くる場合その地震の水平震度  $k_h$ , 鉛直震度  $k_v$  とすれば、この物體に働く地震力は地表にある場合と同様夫々

$k_h W$  及  $k_v W$  であつて重心  $G$  に之が作用する。この物體には比等の力の外に浮力が働き、その作用點は一般に  $G$  とは異なる。この浮力の常時に於ける大きさを  $U$ , 作用點を  $G_u$  とする。

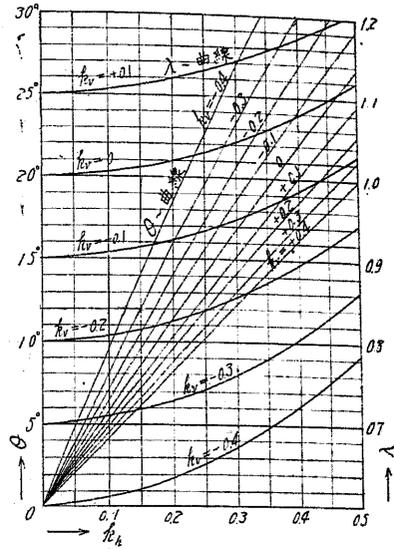
先づ地震の鉛直加速度  $k_v$  が上向の場合には第 15 圖(a)に於て、浮力  $U$  は  $k_v$  の爲に影響を受け  $U(1-k_v)$  となる、依つて水中にあるこの物體に働く鉛直の方向の力は

$$W(1-k_v) - U(1-k_v) = (W-U)(1-k_v)$$

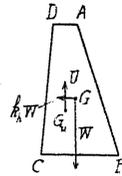
之に對して水平の方向の力は  $k_h W$ , 故にこの物體に働く合力  $W_e'$  は次の如くなる。

$$W_e' = (W-U)(1-k_v) \frac{1}{\cos \theta'} = (W-U)\lambda \dots\dots\dots (9)$$

$$\tan \theta' = K' = \frac{k_h W}{(W-U)(1-k_v)} \dots\dots\dots (10)$$



第 13 圖

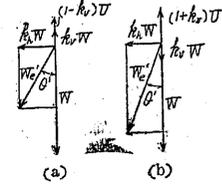


第 14 圖

又  $k_v$  が下向の場合には第 15 圖(b)に於て、前の場合と同様に  $k_v$  をその絶対値とすれば

$$W_e' = (W-U)(1+k_v) \frac{1}{\cos \theta'} = (W-U)\lambda' \dots\dots\dots (9')$$

$$\tan \theta' = \frac{k_h W}{(W-U)(1+k_v)} \dots\dots\dots (10')$$



第 15 圖

何れの場合も水平力  $k_h W$  の作用點は  $G$ , 鉛直力の作用點は  $G$  と  $G_u$  との合力點である。

上記の如く水中にある物體に働く震度  $K'$  は之が地表にある場合と異なるからこの  $K'$  をこの物體の水中見掛震度と名づける。

【例】コンクリート方塊が海水中の地盤に置かれ之に水平震度 0.2, 鉛直震度 0.1 の地震が働きたる場合の水中見掛震度を算出する。但しコンクリート方塊の重量は地表に於て 2.30 t/m<sup>3</sup>, 海水の重量 1.03 t/m<sup>3</sup> とする。

鉛直震度上向の場合 (以下コンクリート容積 1m<sup>3</sup> に就て計算を行ふ)

$$K' = \tan \theta' = \frac{k_h W}{(W-U)(1-k_v)} = \frac{0.2 \times 2.30}{(2.30 - 1.03)(1-0.1)} = 0.403$$

$$\theta' = 22^\circ$$

$$W_e' = (W-U)(1-k_v) \frac{1}{\cos \theta'} = (2.30 - 1.03)(1-0.1) \frac{1}{\cos 22^\circ} = 1.23 \text{ t.}$$

鉛直震度下向の場合

$$K' = \tan \theta' = \frac{k_h W}{(W-U)(1+k_v)} = 0.329$$

$$\theta' = 18^\circ 11'$$

$$W_e' = (W-U)(1+k_v) \frac{1}{\cos \theta'} = 1.47 \text{ t}$$

今比較の爲にこの同じ物體が地表にある場合の合震度を算出すれば

$$\text{鉛直震度上向の場合 } K = \frac{k_h}{1-k_v} = 0.222, \theta = 12^\circ 30', W_e = \frac{W(1-k_v)}{\cos \theta} = 2.12 \text{ t.}$$

$$\text{鉛直震度下向の場合 } K = \frac{k_h}{1+k_v} = 0.182, \theta = 10^\circ 20', W_e = \frac{W(1+k_v)}{\cos \theta} = 2.57 \text{ t.}$$

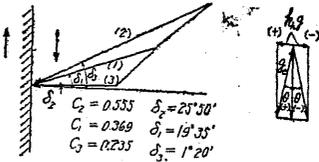
となり之を水中見掛震度と比較すれば

		鉛直震度上向	鉛直震度下向
地	表	0.222	0.182
水	中	0.403	0.329
比	(水中)/(地表)	1.81	1.81

水中見掛震度の地表の震度に対する比は 1.81 となり、之が地表にある場合に比し著しく危険な状態にある。

### 第 3 章 地震に依る土壓及水壓の變化

13. 地震時土壓の變化 地震時構造物に働く土壓は極めて複雑であつて簡單な假定に依り之を正確に算出する事は困難である。振動中の土壓試験の結果(内務省土木試験所報告第 22 號松尾春雄氏)に依れば、最大水平震度  $k_h = 0.3$  の震動中に於ける土壓係數の變化は第 16 圖に示す如く最大(2)最小(3)の間に刻々變化する。圖に於て(2)は最大水平震度  $k_h$  が圖の左の方へ向つた時、(3)は  $k_h$  が右の方に向つた時に壁に作用する力であつて、(2)に於ては壁と砂との間に矢にて示したる如き移動を生ずる爲に壁の垂線と土壓とのなす角  $\delta$  が最大となるに反し(3)に於ては壁と砂との間の移動は之と全く反對となり  $\delta$  は最小となる。構造物は(2)の場合が最も危険な状態であるから安定計算にはこの状態を考へれば良い。上記試験の結果を綜合するに震動中の最大土壓は、第 2 章 9. に述べたと同様に裏込土砂にも地震の最大加速度と重力の加速度との合加速度が働くものとして近似的に算出して差支ない。



第 16 圖

14. 地震時土壓に及ぼす諸種の影響 前記試験によれば振動中の土壓は土砂の沈定その他諸種の影響を受ける、今試験の結果の主なるものを要約すれば次の如くである。

1) 最大震度が相當時間繼續して働く場合には、その震度の最初に於ける土壓が最大である、之は土砂の沈定に依るものと考へられる。

2) この土砂沈定の影響は震度が小なる時比較的大であつて振動中の最大壓力の上記測定値は、震度  $k_h = 0.1$  及  $0.2$  に於ては前述の計算値より多少大となつた。

3) 裏込土砂の搗き固めを十分にする事に依つて上記沈定の影響を除く事が出来る。この場合の振動中の最大土壓の測定値は一般彈性壁に於ては、前述の計算値よりも小となつた。

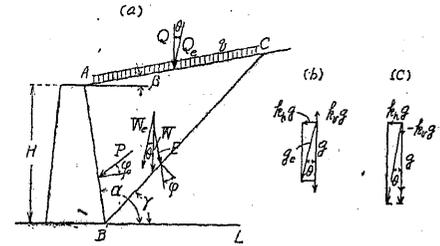
4) 地震時最大土壓は壁の歪と大なる關係を有し歪のある限度までは、之が大なる程小となる、又殆ど變形しない剛性壁には彈性壁よりも大なる地震時土壓が働く。

- 5) 振動後に於ける静止土壓力は振動前の正土壓力よりも大なる値を示す。
- 6) 計算せる地震時崩壊面より外方にある土砂は最大土壓に影響を及ぼさな

い。

15. 地震時最大土壓及崩壊角 地震時最大土壓は上記の如く諸種の影響を受けるが近似的には第 2 章 11. に述べたと同様の方針を以て一般擁壁に作用する壓力を算出し得る。

第 17 圖(a)に於て壁面 AB に働く地震時土壓力はその合成加速度が圖(b)に示す如く、最大水平加速度が壁面の方向に又鉛直加速度が上向した場合に土壓は最大となり構造物は一般に最も危険であるからこの合加速度  $g_0$  が働く場合の土壓を靜力學的に算出する(詳細は土木學會誌第 10 卷第 6 號岡部氏の論文参照)。



第 17 圖

事柄を簡單にする爲に土砂内部の粘着力を無視しクーロム理論に基き計算したる壁面 AB (第 17 圖 a) に作用する地震時最大土壓  $P$  は次の如くである。

$$P = \lambda \left[ \frac{wH^2 \sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha} + qH \right] \frac{\sin(\theta + \gamma - \varphi) \sin(\alpha - \gamma)}{\sin \alpha \sin(\alpha - \gamma + \varphi + \varphi_0) \sin(\gamma - \beta)}$$

$$= \lambda \left[ \frac{wH^2 \sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha} + qH \right] C_0 \dots \dots \dots (11)$$

$$H_e = H \frac{\frac{1}{3} W + \frac{1}{2} Q}{W + Q} = H \frac{wH \sin(\alpha - \beta) + 3q \sin \alpha}{3\{wH \sin(\alpha - \beta) + 2q \sin \alpha\}}$$

$$= H \frac{\sin(\alpha - \beta) + 3q_0 \sin \alpha}{3\{\sin(\alpha - \beta) + 2q_0 \sin \alpha\}} \quad \text{茲に } q_0 = q/wH. \dots \dots \dots (12)$$

茲に 
$$2\gamma = \alpha + \varphi - \tan^{-1} \frac{bc + a\sqrt{b^2 - a^2 + c^2}}{b^2 - a^2} \dots \dots \dots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} a &= \sin(\varphi_0 + \beta + \theta) \\ b &= \cos \theta \cos(\alpha + \varphi + \varphi_0 - \beta) - \cos(\varphi_0 + \beta) \cos(\alpha - \varphi + \theta) \\ c &= \sin \theta \cos(\alpha + \varphi + \varphi_0 - \beta) + \sin(\varphi_0 + \beta) \cos(\alpha - \varphi + \theta) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

- 尚  $\lambda = g_e/g$  (第 17 圖).  $\varphi_0$  = 裏込土砂の内部摩擦角.  
 $w$  = 裏込土砂の單位重量.  $\varphi_0$  = 裏込土砂と壁背面の摩擦角.  
 $H$  = 壁 AB の垂直の高さ.  $\gamma$  = 地震時崩壊面 EC が水平線となす角.  
 $\alpha$  = AB が水平線 BL となす角.  $H_e = P$  の作用點の B よりの垂直の高さ.  
 $\beta$  = 地表面 AC が水平線となす角.  $W$  = 土楔 ABC の土砂の重量 (常時).  
 $q$  = 地表面上單位面積の載荷重.  $Q$  = 地表面 AC 間に作用する載荷重の總和 (常時).  
 $\theta$  =  $g_e$  が  $g$  となす角.

最も普通の状態即ち  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\beta = 0^\circ$  の場合は.

$$P = \lambda \left( \frac{wH^2}{2} + qH \right) \frac{\sin(\theta + \gamma - \varphi)}{\cos(\gamma - \varphi - \varphi_0) \tan \gamma} = \lambda \left( \frac{wH^2}{2} + qH \right) C_0 \dots \dots (11')$$

$$2\gamma = 90^\circ + \varphi - \tan^{-1} \frac{bc + a\sqrt{b^2 - a^2 + c^2}}{b^2 - a^2} \dots \dots (13')$$

$$\left. \begin{aligned} a &= \sin(\varphi_0 + \theta) \\ b &= -\cos \theta \sin(\varphi + \varphi_0) - \cos \varphi_0 \sin(\varphi - \theta) \\ c &= -\sin \theta \sin(\varphi + \varphi_0) + \sin \varphi_0 \sin(\varphi - \theta) \end{aligned} \right\} \dots \dots (14')$$

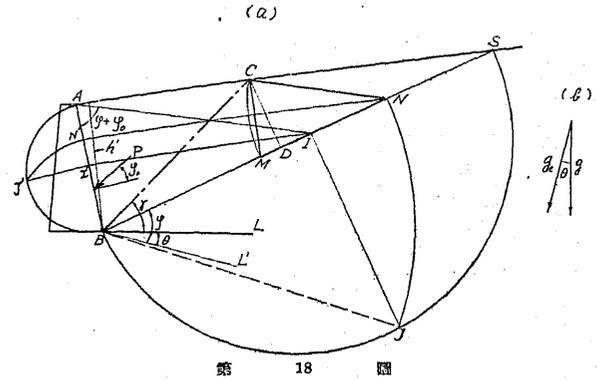
何れの場合も  $P$  は壁の垂線と  $\varphi_0$  なる角をなす

特殊の場合として第 17 圖 (c) の如く鉛直加速度が下向の場合には之に對應する  $\theta$  及  $g_e/g = \lambda$  を採れば上の一般の場合と全く同様に取扱ひ得る.

(11) 及 (11') 式に於て  $\theta = 0$ ,  $\lambda = 1$  とすれば常時土壓となりクーロム土壓論計算値と一致する.

上記の計算式を一々算出の煩を省く爲に一般に用ひられる多くの場合の  $C_0$  及  $\gamma$  の計算結果を本編終に土壓圖表として示した (圖表 1a~6b). 實驗の結果 (土木學會誌第 12 卷第 1 號岡部氏論文) に依り正土壓にはすべて  $\varphi_0 = 20^\circ$  として計算するを適當と考へたから表に於ては何れも  $\varphi_0 = 20^\circ$  として計算してある. クーロム土壓論に依るボンセレー氏の土壓圖式解法を地震時に應用すれば土壓  $P$  及崩壊角  $\gamma$  を求むる事が出来る (内務省土木試験所報告第 22 號松尾氏による). この方法は常時の解法に合加速度の大きさ及方向の考へを入れたものであつて第 18 圖 (b) に於て  $g$  を常時の重力,  $g_e$  を地震時合加速度としその間の角を  $\theta$  とする. 常時に於ては圖 (a) の水平線 BL, 壁背面 AB, 地表面 AC に依り作圖し土壓三角形及崩壊面を決定する. 地震時最大加速度が働いた瞬間の力の方向に就て考ふれば常時の  $g$ , BJ, AB, AC の関係はこの場合  $g_e$ , BL', AB, AC の関係と同様である. 但し BL' は BL に對し  $\theta$  だけ下方にとつた角である. 力の大きさは常時質

量  $m$  に働く力が  $mg$  なるに對しこの場合  $mg_e$  となり, 地震時には  $\lambda mg$  が働く, 依つてボンセレー氏の常時土壓圖式解法を, 常時 BL の



第 18 圖

代りに BL' を基線として取扱ひ, 得たる土壓三角形の面積に  $\lambda w$  を乗ずれば, 地震時土壓となり  $\angle CBL$  が崩壊角となる.

作圖方法は第 18 圖 (a) に於て水平線 BL の下方に  $\angle LBL' = \theta$  とする. BL' の上方に  $\angle L'BS = \varphi$  とし交點を S とする, AB の右方に  $\angle BAI = \varphi + \varphi_0$  とし交點を I; BS を直径とする半圓を畫き I に於て BS に垂線 IJ を作り圓弧との交點 J; BS 上に BN = BJ とする. (地震時土壓の場合は AC と BN との交點が遠く, 圖面上の作圖不便なる場合が多い. この時は I より AS に平行に II' を畫き I' より AB に垂線 I'J', AB を直径とする圓弧との交點 J' とし AB 上に BN' = BJ'; NN' // AS, BS との交點 N. この N は前の作圖による N と一致する). NC // AI; AS との交點 C, NC = NM として M を BS 上にとる.  $\triangle CMN$  は地震時土壓三角形, BC は崩壊面となる.

即ち  $CD \perp BS$  とすれば地表面に載荷重なき場合單位長に働く地震時土壓合力  $P$  は

$$P = \lambda w (\triangle CMN \text{ の面積}) = \lambda w \frac{CD \cdot MN}{2} = \lambda w \frac{CD \cdot CN}{2},$$

$\angle CBL$  がこの場合の崩壊角である.

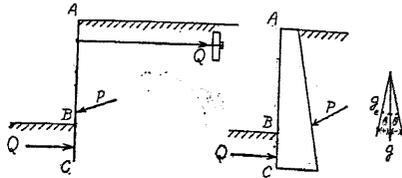
地表面に載荷重  $q$  ある場合には

$$P = \lambda \left( w + \frac{2q}{h'} \right) \frac{CD \cdot CN}{2}$$

茲に  $h'$  は B より地表面 AC に下した垂線の長さである. 崩壊角は載荷重なき

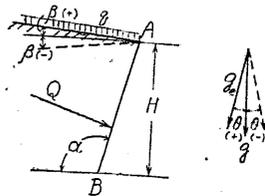
場合と同一である。

16. 抵抗土壓力 既に述べた土壓は所謂正土壓であつて擁壁等に働く土壓力であるが(第 19 圖), 抵抗土壓力は圖に於て擁壁根入部, 矢板擁壁控版等に働き此等が外力に依り押し出されんとするに對し抵抗する土壓力である。第 19 圖に於て地震時合加速度が正の方向に向ふ場合に抵抗土壓力は小となり負の方向に向ふ場合に大となる。一般にこの小なる抵抗土壓力の場合に構造物は最も危険な状態になるが, 時にはこの反對の大なる抵抗土壓力を必要とする事があるから二つの場合に對應する計算式を次に掲げる。



第 19 圖

最近の研究に依れば抵抗土壓力に對しては  $\phi_0=0$  として計算した値が實驗した値に近い事が明らかにされたから地震時の抵抗土壓力計算にも  $\phi_0=0$  とつて計算する事を適當と考へ次の式にもかく取扱つた。従つて抵抗土壓力  $Q$  の方向は常に壁背面に垂直である。次の式の  $\theta$  を正又は負にする事により上の二つの場合を計算する事が出来る。既に述べた如く一般には  $\theta$  が正なる時に構造物は危険である(第 20 圖参照)。



第 20 圖

$$Q = \lambda \left[ \frac{wH^2 \sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha} + qH \right] \frac{\sin(\gamma + \phi - \theta) \sin(\alpha - \gamma)}{\sin \alpha \sin(\alpha - \gamma - \phi) \sin(\gamma - \beta)}$$

$$= \lambda \left[ \frac{wH^2 \sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha} + qH \right] C_0 \dots \dots \dots (15)$$

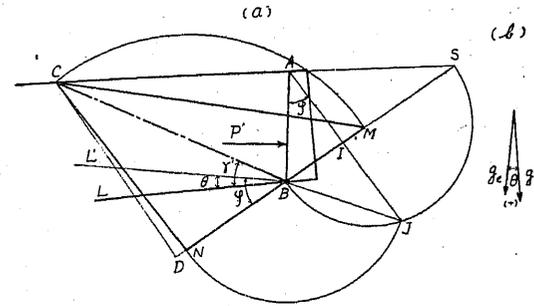
茲に  $2\gamma = \alpha - \phi - \tan^{-1} \frac{bc - a\sqrt{b^2 - a^2 + c^2}}{b^2 - a^2} \dots \dots \dots (10)$

$$\left. \begin{aligned} a &= \sin(\beta - \theta) \\ b &= \cos \theta \cos(\alpha - \phi - \beta) - \cos \beta \cos(\alpha + \phi - \theta) \\ c &= -\sin \theta \cos(\alpha - \phi - \beta) + \sin \beta \cos(\alpha + \phi - \theta) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17)$$

正土壓に於けると同様圖式解法を應用すれば簡単に地震時土壓を算出する事が出来る。

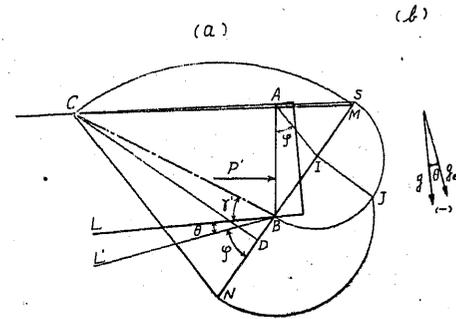
$\theta$  が正( $\phi_0=0$ )なる場合は最も普通の場合であつて(第 21 圖), 水平線 BL の上

方に  $\angle LBL' = \theta$  にとりたる  $BL'$  と壁背面  $AB$ , 地表面  $AC$  とに依り作圖する。次に示すものは  $\phi_0=0$  の場合であつて前の計算式に相當する。作圖方法は先づ  $BL'$  の下方に  $\angle L'BN = \phi$  なる直線  $BN$  を書き次に圖に於て  $AB$  の右側に  $AB$  と  $\phi$  なる角をなす  $AI$  を作り  $NB$  の延長との交點  $I$ ;  $NB$  の延長の地表面  $CA$  の延長線との交點  $S$ ;  $BS$  を直径とした圓弧と,  $I$  に於て  $BS$  に立てた垂線との交點  $J$ ;  $B$  を中心とし  $BJ$  を半径とした圓弧の  $BN$  との交點を  $N$ ;  $N$  より  $AI$  に平行線を畫きその地表面  $AC$  との交點を  $C$ ;  $NC = NM$  なる點  $M$  を  $NB$  上にと



第 21 圖

る。  $\triangle CNM$  は土壓三角形,  $BC$  は崩壊面となる。即ち  $C$  より  $BN$  への垂線を  $CD$  とすれば抵抗土壓力  $P' = \lambda w (\triangle CMN \text{ の面積}) = \lambda w \frac{CD \cdot MN}{2} = \lambda w \frac{CD \cdot CN}{2}$  となり,  $\angle CBL$  が崩壊角となる。



第 22 圖

$\theta$  が負( $\phi_0=0$ )なる場合(第 22 圖)は水平線  $BL$  の下方に  $\angle LBL' = \theta$  にとりたる  $BL'$  と  $AB$  及  $AC$  とに依り前と同様に作圖し土壓三角形  $CMN$  及崩壊面  $BC$  を得る。

上記の  $C_0$  の値を計算したる抵抗土壓力圖表を本編の終に掲げる(圖表 7 及 8)。圖表の中  $\beta = -20^\circ$  は擁壁岸壁等の根固めに捨土をした場合に應用される事が

多い(本章終の計算例参照)。

17. **水圧の變化** 地震に伴ふ津浪に依る水圧の變化は別として地震の**水平加速度に依る静水圧**の變化は殆どない。これは水が水平振動を傳へる事が出来ないからである。たゞ構造物と水との間の關係的の振動の爲にその接觸面に於て多少の水位の變化が起るがこの値は極めて僅かであるから普通は計算する必要はない。地震の鉛直加速度は水の重量を變化する結果になる。即ち水の單位重量を  $w$  とした場合、**鉛直震度  $k_v$  による變化**は  $\pm k_v w$  となり結局  $w(1 \pm k_v)$  なる力が働く事となる。依つて水深  $y$  に働く水壓強度は  $p = w(1 \pm k_v)y$  となり  $k_v$  が下向の場合に大となり上向の時小となる。 $k_v$  が下向の場合には構造物自身に働く鉛直力も大となり上記の如く之に働く水壓が大となる外に構造物に働く浮力も大となるから  $k_v$  が上向の場合に比し必ずしも安全な状態にあると言ふ事は出来ない。

18. **水中に於ける土壓** 水中にある物體に働く見掛震度に就ては既に第 2 章に述べたが、土壓算出に際しても一般の場合とは異つた震度に依らなければならぬ。今土砂の空氣中に於ける單位重量  $w$ 、その空隙容積  $a$ 、水平震度  $k_h$ 、鉛直震度  $k_v$ 、水の比重を 1 とすれば、水中にある土壓算出に採用すべき見掛合震度は

$$K' = \frac{k_h w}{(1 - k_v)w - (1 - k_v)(1 - a)} = \frac{k_h w}{(1 - k_v)(w - 1 + a)}$$

茲に  $w - 1 + a$  は常時に於ける土砂の水中の重量であるから之を  $w'$  とすれば

$$K' = \frac{k_h w}{(1 - k_v)w'}$$

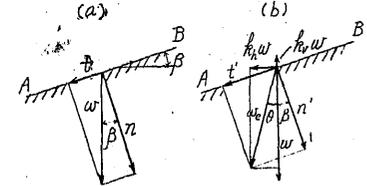
となる。即ち水上の場合に比し著しく大となる。土砂の單位重量及空隙容積は一般に  $w = 1.6 \text{ t/m}^3$ ;  $a = 0.36 \text{ m}^3$  と見て大差ないから水中の土壓算出には、次の見掛震度に依つて計算を行ふを便とする。簡單の爲に鉛直震度なき場合に於ける水中見掛震度を次に掲げる。

水面上の震度		水面以下の見掛震度		水面上の震度		水面以下の見掛震度	
$K$	$\theta$	$K'$	$\theta'$	$K$	$\theta$	$K'$	$\theta'$
0.05	2°50'	0.083	4°50'	0.30	16°40'	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'	0.697	33°40'
0.20	11°20'	0.333	18°20'	0.45	24°10'	0.750	36°50'
0.25	14° 0'	0.417	22°40'	0.50	26°30'	0.833	39°50'

本編の終に附した土壓表には上記の見掛震度に相當する土壓係數及崩塌角をも掲げる。此の場合水中に於ける土壓  $P = \frac{1}{2} w H^2 C_0 \lambda$  に於ける  $w$  は土砂の水中に

於ける重量即ち浮力が働きたる値を探らなければならぬ。尙この場合  $\lambda = \frac{1 - k_v}{\cos \theta'}$  である。土砂が水面の上下に亘る時には別々に計算を行ひ下の水面以下の計算の場合にはその上の土砂の重量を載荷重とし取扱ふ(本章終の計算例参照)。

19. **斜面の安定** 常時安定を保つ勾配が地震時に崩れ出す事は屢々見る所であるが、これは前述の合加速度が働いた結果であつて今その安定を考ふるに第 23 圖 (a) に於て地表面 AB が水平となす角を  $\beta$  とし地表面の一點に働く力  $w$  を地表面と垂直及平行の 2 方向の力  $n$  及  $t$  に分ける。常時に於ては  $t$  が摩擦力より小ならば安定である。即ち安定の爲の必要條件は  $t \leq n \tan \phi$ 、 $\phi$  は土砂の内部摩擦角。然るに  $t = n \tan \beta$ 。依つて  $\beta \leq \phi$ 。



第 23 圖

地震時に於ては第 23 圖 (b) に於て左に向ふ水平震度  $k_h$ 、上向鉛直震度  $k_v$  とすれば結局この點に働く力  $w_0$  は圖の如き方向をとり  $w_0$  が鉛直となす角を  $\theta$  とすれば、常時に於けると同様に

$$t' \leq n' \tan \phi, \quad t' = n' \tan(\beta + \theta), \quad \beta + \theta = \beta + \tan^{-1} K \leq \phi.$$

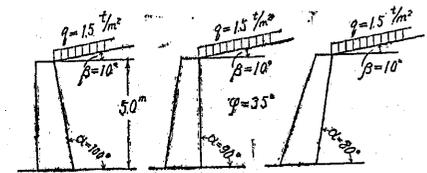
茲に合震度  $K = \frac{k_h}{1 - k_v}$ 。

鉛直震度なき場合 ( $k_v = 0$ )  $\beta + \tan^{-1} k_h \leq \phi$ , 又は  $\tan^{-1} k_h \leq \phi - \beta$ 。

即ち地震に依つて斜面が崩壊しない爲には常時に於けるよりも上記の値だけ勾配を緩くしておかなければならぬ。

20. **地震時土壓計算例** 1) 圖に示す同じ高さの三つの形の異つた重力擁壁

に作用する土壓を地震時  $k_h = 0.3$  に就て計算する。但し壁の垂直の高  $H = 5.0 \text{ m}$ ;  $\beta = +10^\circ$ ;  $\alpha = 80^\circ, 90^\circ, 100^\circ$  の 3 種。裏込土砂は  $w = 1.75 \text{ t/m}^3$ ;  $\phi = 35^\circ$ ;  $\phi_0 = 20^\circ$ , 載荷重  $q = 1.5 \text{ t/m}^2$ 。



第 24 圖

第 3 章 15. (1) 式乃至 (4) 式に依つて  $k_h = 0.3$   $\theta = 16^\circ 43'$  の場合に就て計算すれば次の如くなる。  
 (a)  $\alpha = 100^\circ$  (b)  $\alpha = 90^\circ$  (c)  $\alpha = 80^\circ$   
 $\alpha = \sin(\phi_0 + \beta + \theta) \dots \dots \dots 0.728 \quad \quad \quad 0.728 \quad \quad \quad 0.728$

$$\begin{aligned}
 b &= \cos \theta \cos(\alpha + \varphi + \varphi_0 - \beta) - \cos(\varphi_0 + \beta) \cos(\alpha - \varphi + \theta) \dots \dots -0.949 & -0.949 & -0.960 \\
 c &= \sin \theta \cos(\alpha + \varphi + \varphi_0 - \beta) + \sin(\varphi_0 + \beta) \cos(\alpha - \varphi + \theta) \dots \dots -0.163 & -0.046 & 0.072 \\
 2\gamma &= \alpha + \varphi - \tan^{-1} \frac{bc + a\sqrt{b^2 - a^2 + c^2}}{b^2 - a^2} \dots \dots 72^\circ 53' & 72^\circ 20' & 70^\circ 10' \\
 C_0 &= \frac{\sin(\theta + \gamma - \varphi) \sin(\alpha - \gamma)}{\sin \alpha \sin(\alpha - \gamma + \varphi + \varphi_0) \sin(\gamma - \beta)} \dots \dots 0.724 & 0.593 & 0.496 \\
 &= \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha} \dots \dots 1.012 & 0.986 & 0.953
 \end{aligned}$$

(a)  $\alpha = 100^\circ$  の場合

$$P = \lambda \left[ \frac{wH^2 \sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha} + qH \right] C_0 = 1.04 \left( \frac{1.75 \times 5^2}{2} \times 1.012 + 1.5 \times 5 \right) \times 0.724 = 22.3 \text{ t}$$

土圧合力の作用点の高

$$H_c = H \frac{\frac{1}{3}W + \frac{1}{2}Q}{W + Q} = 1.87 \text{ m}$$

(b)  $\alpha = 90^\circ$  の場合

$$P = 1.04 \left( \frac{1.75 \times 5^2}{2} \times 0.936 + 1.5 \times 5 \right) \times 0.593 = 17.95 \text{ t}$$

$$H_c = 1.88 \text{ m}$$

(c)  $\alpha = 80^\circ$  の場合

$$P = 1.01 \left( \frac{1.75 \times 5^2}{2} \times 0.953 + 1.5 \times 5 \right) \times 0.496 = 14.6 \text{ t}$$

$$H_c = 1.89 \text{ m}$$

数に計算した土圧係数  $C_0$  の値は本編第 5 章の土圧表を使用すれば直ちに求められるが(図表 5b)此處にはその計算の順序を示す目的で之を掲げた。

以上の結果を総合し同様にして計算したる常時の値と対照すれば

	(a) $\alpha = 100^\circ$		(b) $\alpha = 90^\circ$		(c) $\alpha = 80^\circ$	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
$C_0$	0.862	0.724	0.279	0.593	0.211	0.496
$\gamma$	$60^\circ 15'$	$36^\circ 27'$	$57^\circ 15'$	$36^\circ 10'$	$53^\circ 55'$	$35^\circ 05'$
$P$	10.7 t	22.3 t	8.14 t	17.95 t	5.93 t	14.60 t

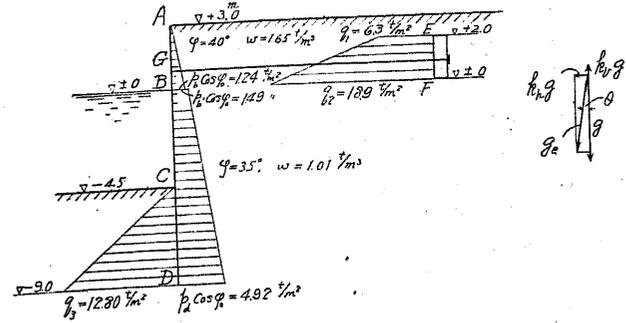
之に依れば地震時  $k_h = 0.3$  の場合には常時に於ける圧力の 2 倍以上の値を示し、崩壊角  $\gamma$  は常時に於けるよりも著しく小となる。常時に於けると同様  $\alpha$  が大なる場合は小なる場合に比し擁壁に及ぼす圧力は著しく大となる。

2) 第 25 圖に示す矢板岸壁に於て地震時 ( $k_h = 0.15, k_0 = 0.1$ ) に壁 AD に働く土圧、根入部 CD 及控版 EF に働く抵抗土圧を計算する。但し裏込の高さは水面上 3.0 m, 水深 4.5 m, 根入の深さ 4.5 m, 控版は長さの方向に連続して設くるものとしその高さは 2 m にしてその深さは控版下端が  $\pm 0$  の高さにあるものとする。裏込土砂内の水位は矢板前面の水位と同一とし、土砂の性質は水面上  $\varphi = 40^\circ$ ,  $w = 1.65 \text{ t/m}^3$ , 水面以下  $\varphi = 35^\circ$ ,  $w' = 1.01 \text{ t/m}^3$ , 土砂の空隙容積  $a = 0.36 \text{ m}^3$ , 載荷重  $q = 0$ , 水の重量  $1.0 \text{ t/m}^3$ , 正土圧に對する  $\varphi_0 = 20^\circ$ , 抵抗土圧に對しては

$\varphi_0 = 0$  とする。

水面以上と以下とは見掛け震度が異なるから水面上 AB と水面下 BD とは別途

に土圧計算を行ふ必要がある。地震時の水平加速度が圖に示した方向に働き鉛直加速度が上向の場合



第 25 圖

合 AD に働く土圧は大となり EF 及 CD に働く抵抗土圧は小となつて最も危険な状態となるからこの場合に就て計算を行ふ。

1) 水面上 AB に作用する土圧 ( $k_h = 0.15, k_0 = 0.1$ ) (11) 乃至 (14) 式に於て  $\alpha = 90^\circ, \beta = 0, \varphi = 40^\circ, \varphi_0 = 20^\circ, K = \tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_0} = \frac{0.15}{0.9} = 0.167, \theta = 9^\circ 30',$

$$\lambda = \frac{1 - k_0}{\cos \theta} = 0.912, w = 1.65 \text{ t/m}^3, H = 3.0 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.492, b = -1.331, c = 0.03, 2\gamma = 109^\circ 32', C_0 = 0.292$$

即ち B に於ける土圧力強変  $p = \lambda C_0 w H = 1.32 \text{ t/m}^2, p \cos \varphi_0 = 1.24 \text{ t/m}^2.$

2) 水面下 BD に作用する土圧  $\varphi = 35^\circ, \varphi_0 = 20^\circ, w' = 1.01 \text{ t/m}^3, H = 9.0 \text{ m}$   
水面下土圧計算に對する見掛け震度は  $K' = \tan \theta = \frac{k_h w}{(1 - k_0) w'} = \frac{0.15 \times 1.65}{0.9 \times 1.01} = 0.272$

$$\theta = 15^\circ 10', \lambda = \frac{1 - k_0}{\cos \theta} = 0.933.$$

B に於ける土圧強度は専ら水面上の土砂の影響を受ける、従つて  $\theta = 9^\circ 30', \lambda = 0.912, \varphi = 35^\circ, \varphi_0 = 20^\circ$  として算出せる  $\lambda C_0$  を採るべきであつて、之に對する  $\alpha = 0.492, b = -1.213, c = 0.913, 2\gamma = 101^\circ 40', C_0 = 0.350, \lambda C_0 = 0.319$

即ち水面下土圧算出に使用するべき B に於ける土圧強度は

$$p' = \lambda C_0 w' H = 0.319 \times 1.01 \times 9 = 2.88 \text{ t/m}^2, p' \cos \varphi_0 = 1.40 \text{ t/m}^2$$

水面以下の土圧算出にはこの値は即ち載荷重としての影響を與ふるものである。水面以下の部分のみによる土圧は  $\theta = 15^\circ 10', \lambda = 0.933, \varphi = 35^\circ, \varphi_0 = 20^\circ$  により  $\alpha = 0.576, b = 1.108, c = -0.098, 2\gamma = 88^\circ 40', C_0 = 0.432, \lambda C_0 = 0.404$

D に於ける土圧強度は

$$p_d = p' + p_d' = 1.58 + \lambda C_0 w' H = 1.58 + 0.404 \times 1.01 \times 9.0 = 5.25 \text{ t/m}^2, p_d \cos \varphi_0 = 4.92 \text{ t/m}^2$$

3) 控版 EF に働く抵抗土圧力  $\varphi = 40^\circ, \varphi_0 = 0, \theta = 9^\circ 30', \lambda = 0.912$  として  $\alpha = -0.165, b = 1.142, c = -0.106, 2\gamma = 47^\circ, C_0 = 4.17, \lambda C_0 = 3.80$

E に於ける圧力強度

$$q_1 = \lambda C_0 w H = 3.80 \times 1.65 \times 1 = 6.3 \text{ t/m}^2$$

F " "

$$q_2 = 18.9 \text{ t/m}^2$$

$P_0 = 0$  なるを以て  $q_1$  及  $q_2$  は何れも水平の方向である。

4) 根入部 CD に働く抵抗土圧力  $\rho = 35^\circ$ ,  $\rho_0 = 0$ ,  $\theta = 15^\circ 10'$ ,  $\lambda = 0.933$  にして

$$a = -0.262, b = 0.893, c = -0.150, 2\gamma = 47^\circ 40', C_0 = 3.03, \lambda C_0 = 2.82$$

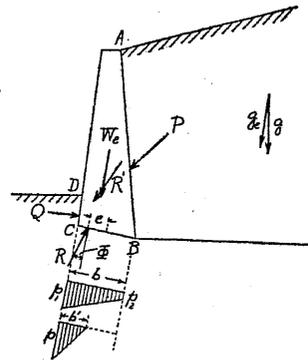
D に於ける圧力強度

$$q_3 = \lambda C_0 w H = 2.82 \times 1.01 \times 4.5 = 12.8 \text{ t/m}^2$$

之等の圧力分布は第 25 圖に示す通りである。

### 第 4 章 擁壁、岸壁及橋臺の耐震安定

21. 重力擁壁 地震時擁壁に働く力は、一般に 1) 擁壁夫れ自身に働く地震力も重力との合力(第 2 章参照), 2) 裏込土砂による地震時土圧力(第 3 章参照)であつて岸壁等の如く水中にあるものに於ては、浮力の爲に壁自身の重量及土壓の影響を受ける事は既に述べた通りであるが、3) 擁壁前後の水位差に依る圧力が働くことがある。擁壁安定は鉛直加速度が上向、水平加速度が壁の外方に向ふ場合に最も危険であるから之に就て計算を行ふ。第 26 圖に於て  $W_0$  を擁壁自身に働く力、 $P$  を裏込土砂に依る地震時土圧力と水位差ある場合にはその水圧との合力とする。 $R'$  を  $W_0$  及  $P$  の合力とすれば、この力に對して擁壁が 1) 滑出



第 26 圖

2) 沈下 3) 轉倒 等の危険が無ければ安全である。 $R'$  に對抗して起る力は、根入部前面 CD に働く抵抗土圧力  $Q$  と底面 BC に働く反力  $R$  であつて、 $Q$  と  $R$  の合力は即ち  $R'$  に等しい。地震時抵抗土圧力  $Q$  は既に述べた計算方法に依り(第 3 章)算出し得られる。即ち  $R'$  よりこの  $Q$  の値を差引いた残の力は底面 BC に依り支へられなければならぬ。

1) 滑出  $R$  が BC の垂線となす角を  $\phi$  とすれば BC に垂直及平行の方向の分力は各  $R \cos \phi$  及  $R \sin \phi$  であつて  $R \cos \phi = N$  とすれば  $R \sin \phi = N \tan \phi$ ; 即ち壁底面 BC とその下の土砂との間の摩擦角を  $\phi_0$  とすれば、滑出に對して安定なる爲には

$$\phi_0 \geq \phi$$

2) 沈下 底面 BC に作用する圧力は常時と同様に算出し得られる即ち  $b$  を BC

の長さ  $e$  を BC の中央より  $R$  との交点までの距離とすれば  $6e < b$  なる場合は

$$C \text{ 及 } B \text{ に於て夫々 } p_1 = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right); \quad p_2 = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right)$$

$$\text{又 } 6e > b \text{ ならば } C \text{ に於て } p_1 = \frac{2N}{3 \left( \frac{1}{2}b - e \right)}$$

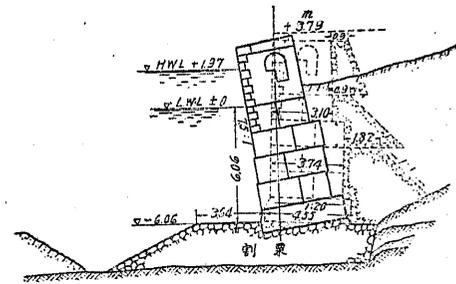
此の場合支持面として有效なる幅は次の如くなる。

$$b' = 3 \left( \frac{1}{2}b - e \right)$$

底面地盤の許容支持力が上の計算値よりも大なれば沈下する危険は無い。上記の計算方法による場合には安全率は常時に於けるよりも低下しても差支ない。普通常時の 1/2 に採る。それはこの最も危険なる状態は振動中のある瞬間にのみ存在するからである。

3) 轉倒  $R$  と BC との交点が C の左になれば壁は轉倒の危険がある。然し此の様な不安定な構造物は割合に少なく又此の場合には滑出の安定も保たれないのが普通であるから一般には支持力即ち沈下と滑出との二つの安定計算を施せば十分である。

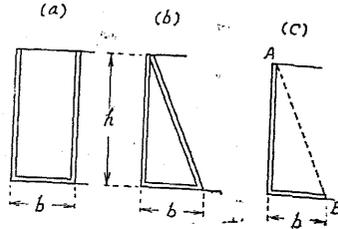
震害の例 一般に重力擁壁の震害は滑出及轉倒の何れも支持力の不足に原因する事が多い。即ち上述の二つの安定が計算に於て十分に保たれる場合にも底面支持力が不足し、擁壁が前面に傾斜すれば計算した状態とは全く異り、この新しい状態の下では滑出及轉倒何れも著しく危険となる。第 27 圖は前面支持力が不足した爲に前方に傾斜した實例であるが(関東大地震による横浜岸壁の震害)、第 28 圖は前趾の支持力が不足し前方が沈下し傾いた爲に滑出した實例である(伊豆大地震による清水港の震害)。



第 27 圖



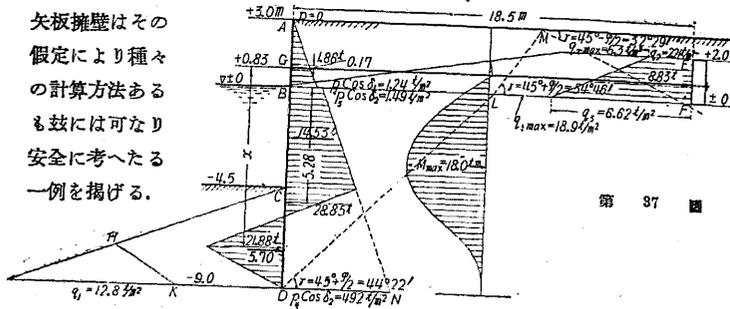
(土木學會誌第 12 卷第 1 號参照)  
 $\rho=45^\circ, \rho_0=20^\circ$  (但し c の形に對しては AB 面に於て  $\rho_0=30^\circ$  となる),  
 $h=0.6\text{ m}, b=0.3\text{ m}$  に於て震度  $k_h$  が各 (a) 0.38, (b) 0.58, (c) 0.72 なる時倒壊した。これは上記クーロム土壓論に依る地震時計算値と割合によく一致する。即ち轉倒の安定度



第 36 圖

22. 矢板擁壁 控版を有する矢板擁壁に働く力(第 4 章計算例参照)は第 37 圖に於て AD に働く正土壓, 根入部 CD に左より右に向つて働く抵抗土壓, 控版 EF に左より右に向つて働く抵抗土壓であつて, 既に述べた如く, 鉛直最大加速度が上向, 水平最大加速度が左向きの場合に最も危険な状態となる。即ちこの状態に於ては常時に比し正土壓は大となり, 抵抗土壓は小となる。第 3 章 20. の例題に示したる矢板岸壁に於て前の例題と同様  $k_h=0.15, k_v=0.1$  の場合に於ける安定計算を行ふ。

矢板擁壁はその假定により種々の計算方法あるも茲には可なり安全に考へたる一例を掲げる。



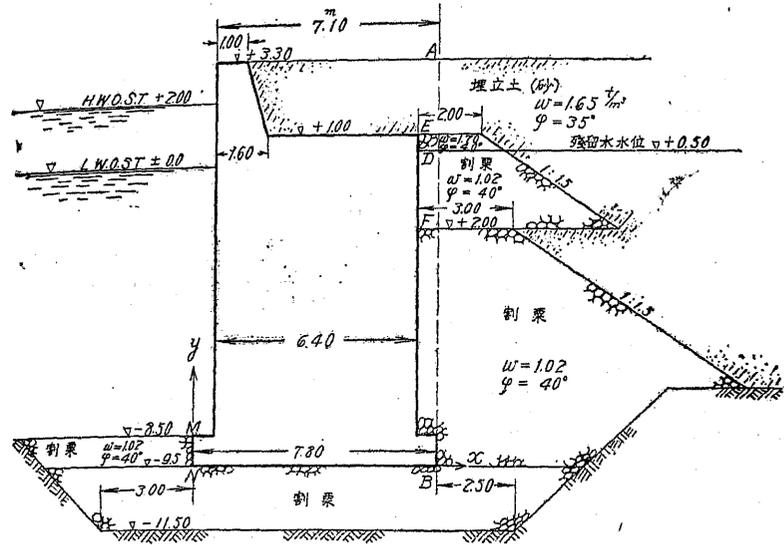
第 37 圖

先づ控版の取付部 G の周りの力率を考ふるに, 正土壓による値は各その水平分力とより  $-1.86 \times 0.17 + 28.85 \times (5.28 + 0.83) = 175.93\text{ tm}$ .  
 根入部抵抗土壓の必要なる量を Q その作用點の G よりの距離を  $\alpha$  とすれば  $Q\alpha = 175.93\text{ tm}$ .  
 今 D に於ける正土壓強度と抵抗土壓強度とを等しいと假定し即ち  $DK=DN$  として試算の結果上記の Q,  $\alpha$  を満足する値として  $Q=21.88\text{ t}, \alpha=8.04\text{ m}$  を得, 土壓の大きさを示す圖形 CHEKD を決定する事が出来る。  
 AD の正土壓水平分力より, CD の抵抗土壓 Q を差引きたる値は即ち EF に働く抵抗土壓であつて即ち  $Q=8.83\text{ t}$ . 即ち E 及 F に於ける壓力強度は  $q_2=2.21\text{ t/m}^2, q_3=6.62\text{ t/m}^2$  となる。  
 この値は最初に計算したる地震時最大抵抗土壓力(第 3 章)より小であるから EF によつて支へ得る

断面にあり, 圖の如く動く。之に依つて矢板に働く彎曲力率を計算し(第 37 圖), 必要なる断面剛性を決定する。この場合の最大彎曲力率は  $M_{\max}=18.00\text{ tm}$  であつて常時の 1.5 倍に相當する。

23. 岸壁及護岸 水の浮力の影響に依りその重量が小となり且つ裏込土砂に作用する有効震度が大となるから一般の擁壁に比し著しく危険な状態となる。この場合の一般計算は相當に複雑したものとなるが次にその一例を掲げる。

第 38 圖の岸壁に於て水平震度  $k_h=0.15$ , 鉛直震度  $k_v=0$  の場合の安定計算を

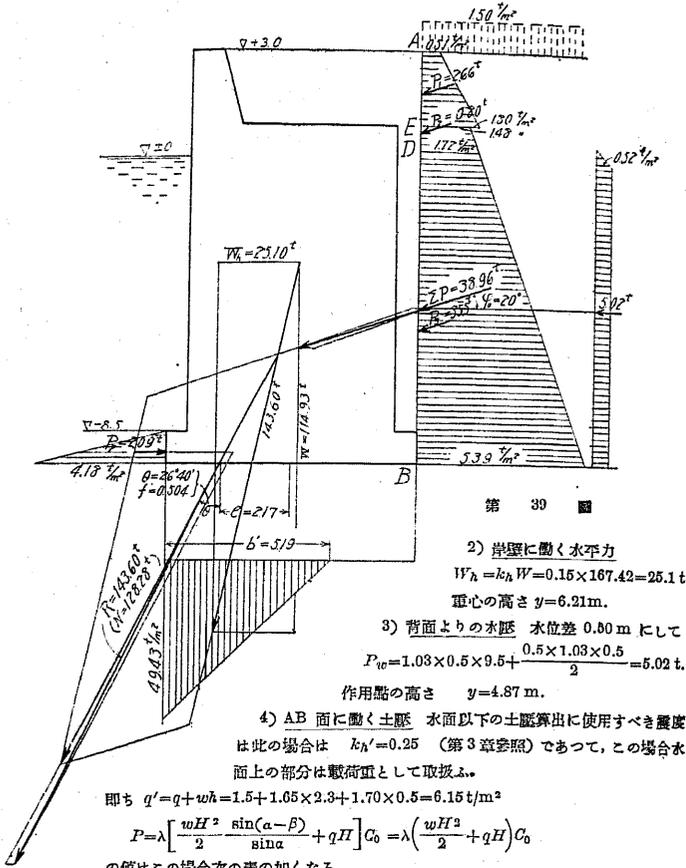


第 38 圖

行ふ, 裏込土砂の重量性質は圖に示す通りとし, 岸壁前後の水位差は 0.5 m とし裏込上の載荷重は  $q=1.5\text{ t/m}^2$  とす。

1) 岸壁重量 土壓は便宜上近似的に AB 面に作用する壓力を考慮し従つて岸壁重量は垂直線 AB より左の部分を一體と考へ且つ最も危険な低水位の場合に就て岸壁前面が  $\pm 0$  水位と交る點 D とを結合以下に浮力を考慮した場合と, しない場合とを考へる。

	重量 W	重心の位置 (第 38 圖参照) $\alpha$ y
浮力を考慮した場合	114.93 t	4.10 m
浮力を考慮しない場合	167.42 t	— 6.21 m



第 39 圖

- 2) 岸壁に働く水平力  
 $W_h = k_h W = 0.15 \times 167.42 = 25.1 \text{ t}$   
 重心の高さ  $y = 6.21 \text{ m}$
- 3) 背面よりの水圧 水位差 0.80 m にして  
 $P_{10} = 1.03 \times 0.5 \times 9.5 + \frac{0.5 \times 1.03 \times 0.5}{2} = 5.02 \text{ t}$   
 作用点の高さ  $y = 4.87 \text{ m}$
- 4) AB 面に働く土圧 水面以下の土圧算出に使用すべき土重  
 は此の場合は  $k_h' = 0.25$  (第 3 章参照) であつて、この場合水  
 面上の部分は載荷重として取扱ふ。

即ち  $q' = q + wh = 1.5 + 1.05 \times 2.3 + 1.70 \times 0.5 = 6.15 \text{ t/m}^2$

$$P = \lambda \left[ \frac{wH^2}{2} \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha} + qH \right] C_0 = \lambda \left( \frac{wH^2}{2} + qH \right) C_0$$

の値は此の場合次の表の如くなる。

尚各深さに於ける圧力強度は  $p = \lambda C_0 (wh + q)$  となり次の表に於て各深さのこの値を求める。  $C_0$  は本編終の土圧圖表より求める。土圧算出に際しては便宜上 AB と裏込土砂境界面との交点 E, D の深さに於て一様に土砂が異なるものとして計算する。此際には計算の例を示す爲に ED の如き小部分をも分ち考へたが實際計算する場合には此の如き小區間を一々分ち考へる必要はなく圖の如き場合には ED 間を AE 間と同様に取扱つて實際には並支ない。土圧は次の表に示す如く各區間に分ち計算を行ふ。

區間	$w$ ( $\text{t/m}^2$ )	$q$	$h$ (m)	$C_0$	$\lambda C_0$	$wh + q$ ( $\text{t/m}^2$ )	$p$ ( $\text{t/m}^2$ )	$P$ (t)	$y$ (m)	$P_y$ (tm)
						(A) 1.50	0.51			
AE	1.65	35 <sup>b</sup>	2.30	0.34	0.34			2.66	11.44	30.4
						(E) 5.30	上 1.90 下 1.48			
ED	1.70	40°	0.50	0.28	0.28			0.80	10.24	8.2
						(D) 6.15	1.72			
DB	1.02	40°	10.00	0.35	0.35			35.50	4.13	146.8
						(B) —	5.39*			

$\Sigma P = 38.96 \text{ t}$ ,  $\Sigma P_y = 185.4 \text{ tm}$  全體の土壓の重心  $y = 4.77 \text{ m}$ .

\*. 水面以下の部分に對しては  $C_0 wh = 0.36 \times 1.02 \times 10 = 3.67 \text{ t/m}^2$   
 之に載荷重の影響を加へて  $3.67 + 1.72 = 5.39 \text{ t/m}^2$

5) MN 面に働く抵抗土壓 圖の如く根入が小なる場合にはこの抵抗土壓は小であるから無視して並支ないが茲には計算の例を示す目的で次に掲げる。

$C_0 = 3.97$  (圖表 3a' 参照  $K' = 0.25$ ),  $\lambda C_0 = 4.10$   $p = 4.10 \times 1.02 \times 1 = 1.18 \text{ t/m}^2$   
 $P_p = \frac{4.18 \times 1}{2} = 2.09 \text{ t}$ ,  $y = 0.33 \text{ m}$

6) 合成力 上記 5 個の力の合成は、圖式にても簡單に出来るが次に B の周りの力率 MB を考へて計算した結果を示す。

B の周りの力率

$M_B = 114.93 \times (7.80 - 4.10) + 25.10 \times 6.21 + 38.96 \times 4.77 \times \cos 20^\circ + 5.02 \times 4.87 - 2.09 \times 0.33 = 779.2 \text{ tm}$

垂直分力  $N = 114.93 + 38.96 \times \sin 20^\circ = 128.28 \text{ t}$

水平分力  $H = 25.10 + 38.96 \times \cos 20^\circ + 5.02 - 2.09 = 64.63 \text{ t}$

合力  $R = 119.60 \text{ t}$ , 合力の傾  $\tan \phi = \frac{64.63}{128.28} = 0.504$ ,  $\therefore \phi = 26^\circ 40'$

合力の底面に於ける作用点の中心よりの偏倚  $e = \frac{MB}{N} - \frac{b}{2} = \frac{779.2}{128.28} - \frac{7.80}{2} = 2.17 \text{ m}$

底面に於ける圧力強度 有效なる支持面の幅  $b' = 3 \left( \frac{b}{2} - e \right) = 5.19 \text{ m}$

最大圧力強度  $p = \frac{2N}{3 \left( \frac{b}{2} - e \right)} = \frac{2 \times 128.28}{5.19} = 49.43 \text{ t/m}^2$

7) 安定度 (1) 滑出に對する安定  $\phi = 26^\circ 40'$  であるからコンクリート面と基礎地盤との間の摩擦角が之より大でなければならぬ、これは一般に  $30^\circ$  位と考へられるから滑出に對しては支持面 NB の水平が保たれる限り漸く安定を保ち得る程度である。

(2) 沈下に對する安定 最大圧力は  $49 \text{ t/m}^2$  以上になるから基礎地盤が餘程堅固でなければ前面が沈下し傾斜する虞がある。前面が沈下すれば滑出に對する安定も上の計算とは異つた状態となり夫よりも危険になる。

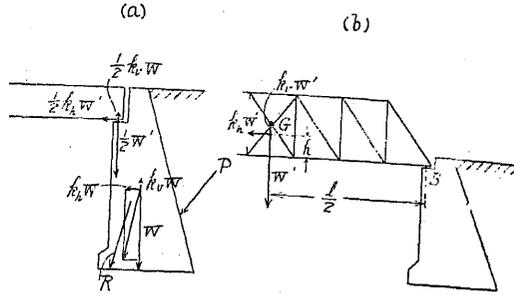
(3) 轉倒に對する安定 R が基礎面内にあるからこの面 NB の水平が保たれる限り安定である。滑出に對する安定と同様前面が沈下し傾斜すれば上の状態とは異つて来る。

8) 常時に於ける安定 地震時の安定と比較する爲にこの岸壁の常時の安定計算の結果を次に掲げる。  
 $N = 123.03 \text{ t}$ ,  $H = 26.19 \text{ t}$ ,  $R = 125.70 \text{ t}$ ,  $\tan \phi = 0.212$ ,  $\phi = 12^\circ 0'$ ,  $e = 0.70 \text{ m}$ ,

$$p=24.30t/m^2 (N) \text{ 及 } 7.30t/m^2 (B).$$

24. 橋臺 橋臺が一般擁壁と異なるは橋梁上部構造による反力がその支點に作用する事であつて第 40 圖 (a)

の如き桁橋に於ては上部構造に働く力は 2 支點に等分して働くと考へて差支ない。即ち橋の幅 1m 當に對する上部構造の重量を  $W'$  とし、震



第 40 圖

度を  $k_h$  及  $k_v$  とすれば橋臺の支點に働く力は常時支力  $W'/2$  の外に地震による水平の方向の力  $k_h W'/2$  及鉛直上向の力  $k_v W'/2$  であつて之と橋臺自身の重量  $W$  及地震時之に働く力  $k_h W$ ,  $k_v W$  及橋臺背面に働く地震時土壓を合成したる力  $R$  が橋臺に働く。之に依つて擁壁の場合と同様 1) 滑出, 2) 沈下, 3) 轉倒の安定計算を行ふ。一端固定他端摺動端を有する單桁橋にして徑間及其の高さが小なる場合には上記の如く取扱つて差支ないが、第 40 圖 (b) の如く徑間が大なる構橋等の場合には一端固定にして他端には輻子端を有するもの多くこれに對しては固定端と可動端とを區別して取扱ふ必要があり且つ上部構造の高さに依る影響を考慮しなければならぬ。第 40 圖 (b) に於て構橋上部構造の重心の位置を  $G$  とし、支點  $B$  より水平及垂直距離を  $l/2$  及  $h$  とする。地震力  $k_h W'$  及  $k_v W'$  が  $G$  に作用した場合その兩支點に働く反力を  $R$  及  $R'$  としその水平及鉛直分力を夫々  $R_h, R'_h, R_v, R'_v$  とすれば

$$R_h + R'_h = k_h W';$$

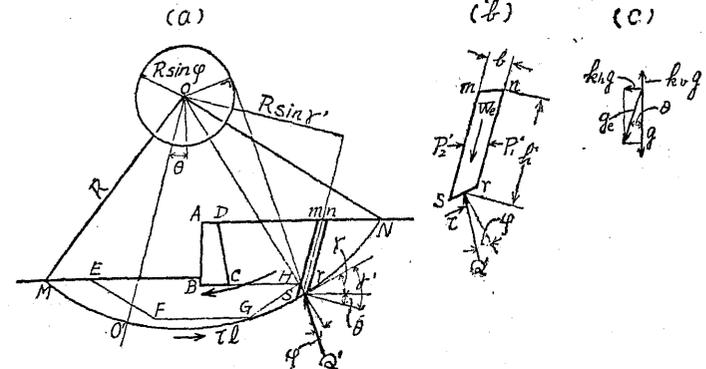
$$R_v = \frac{1}{2}(1-k_v)W' - k_v W' \frac{h}{l}; \quad R'_v = \frac{1}{2}(1-k_v)W' + k_v W' \frac{h}{l}$$

計算には安全の爲固定端  $R_h = k_h W'$ , 可動端  $R'_h = 0.5 k_h W'$  として橋臺を設計する。尙  $W'$  は道路橋に於ては死荷重大なるに比し活荷重は小であるから死荷重のみに依つて計算しても差支ないが、鐵道橋に於ては活荷重がある場合の値をとらなければならぬ。

橋臺の前面沈下及滑出は上部構造の縦の方向に大なる壓力を加ふる事となり之を破壊する事がある。

又點珠に可動端が橋臺或は橋脚上より外れて上部構造が落ち込む事が屢々あるが、これに對しては特別の考慮を拂ふ必要がある(第 6 章 32. 參照)。

25. 基礎地盤の滑出 第 41 圖の擁壁に於て構造物底面  $BC$  に於ける滑出に對する安定が既に示した計算に依つて十分なる場合も尙深き部分に於て危險を藏す



第 41 圖

る事がある。第 41 圖  $EF$   $GH$  上の部分が良質土砂を以て置換へられたる場合には  $BC$  の滑出が安全であつても  $FG$  或はそれ以下の部分に於て危險な場合がある。これに對する計算方法は種々あるも次にはスエーデンのフルチン氏等の提唱せる計算を地震時に適用する方法を述べる(港灣第 7 卷第 10 號松尾氏論文參照)。即ち最も危險と考へられる深さを通る圓弧を考へその中心  $O$  の周りのこの圓筒面内の土砂の重量に依る力率を考へる。地震力の最も危險なる方向は一般擁壁の場合と同様  $g_0$  が第 41 圖 (c) に示した方向になつた場合である。 $O$  を通り  $g_0$  に平行なる線  $OO'$  の右の部分と左の部分とは  $O$  に對して反對の力率を與へる。圖の右の部分は左に對し大なる力率を與へるから圓筒面内の土砂は左の方へ滑出す傾向にある。これに對して抵抗する力は  $MO'N$  面に働く土砂の内部摩擦力及土着力による力である。この二つを近似的に摩擦力のみに依つて代表せしめると計算が簡單になるから今此の如く扱へば  $MO'N$  面に働く力は  $O$  を中心として  $R \sin \rho$  を半徑とした圓の切線の方に向つてゐる。 $g_0$  に平行なる幅  $b$  なる小部(第 41 圖 b 參照)  $mnrs$  を考へこの平衡を考ふるに  $O$  の周りの力率は

$w'bh/R \sin \gamma'$ , 茲に  $w'$  は土砂の地震時単位重量, 即ち  $w' = \lambda w$ ,  $h'$  はこの部分の  $g_e$  に平行なる平均の高さ (圖参照),  $\gamma'$  は  $g_e$  に垂直なる線と  $rs$  の切線とがなす角である.  $ms$  及  $nr$  面に働く力  $P_1'$  及  $P_2'$  は殆ど等しいから  $P_1' = P_2'$  とすれば上の力率に對抗する力は  $rs$  に働く反力  $Q'$  による力である.

然るに  $Q' \cos(\gamma' - \phi) = w'bh'$  依つて  $rs$  に平行なる力は

$$\tau_{rs} = \tau b \sec \gamma' = Q' \sin \phi = \frac{w'bh' \sin \phi}{\cos(\gamma' - \phi)} = \frac{w'bh'}{\cos \gamma' \cot \phi + \sin \gamma'} = \zeta w'b$$

茲に  $\zeta = \frac{h'}{\cos \gamma' \cot \phi + \sin \gamma'}$

面  $rs$  に垂直なる方向の力は圓の中心  $O$  を過るから  $O$  の周りの力率には無関係である. 即ち

$W_e$  に依る力率  $\curvearrowright M_{ec} = -W_e R \sin \gamma' = -w'h/b R \sin \gamma'$

$Q'$  に依る力率  $\curvearrowright \tau_{rs} R = \zeta w'b R$

即ち圓筒面上部全體が滑出さない爲の條件は

$$\sum \zeta w'b R - \sum w'h/b R \sin \gamma' \geq 0 \quad \text{即ち} \quad \sum (\zeta b - \sum h' \sin \gamma') \geq 0$$

幅  $b$  をすべて同一とすれば  $\sum \zeta \geq \sum h' \sin \gamma'$

$b$  を  $R/n$  にとり圓心  $O$  の直下の土柱を  $0$  番とし左右の區分に順次に番號を附すれば  $m$  番目の土柱底面に於ては

(右側) (左側)

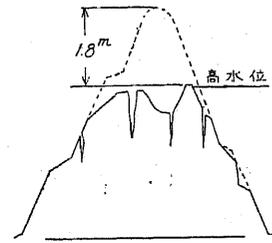
$$\sin \gamma' = \frac{m}{n}; \quad \text{従つて} \quad \sum \zeta \geq \sum h' \frac{m}{n} - \sum h' \frac{m}{n}$$

上の條件を満足すれば滑出には安全である. 尙置換土砂の深さを決定するには原土砂の  $\phi$  にて安定を保つべき深さを上の計算にて決定しそれ以上を置換へる. この計算では一定の土砂に於ては圓筒面の深さが大なる程安定となり又中心  $O$  の選び方により安定に相違ある事は勿論であるがこの中心の位置の影響は割合に小であつて大略擁壁前面にその高さの  $1/2$  の距離又擁壁上端面  $B$  より上に高さの  $3$  倍の位置に中心がある場合に最も危険な事が多いからこの中心の周りの安定計算を行へば良い. 茲に注意すべきは, 上述のものは種々の假定に基く近似計算であるから大體の安定度を示すにすぎない. 故に十分安全ならしめるには相當な安全係数をとらなければならない.

### 第 5 章 堤防, 堰堤, 地下埋設物の耐震構造

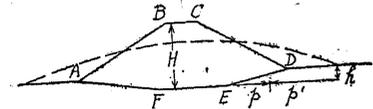
26. 堤防及土堰堤 此等構造物の震害は著しい沈下と縦の方向に龜裂を生ずる事であり, この爲に河川の氾濫或は土堰堤破壊による洪水の害を受ける虞がある. 第 42 圖は關東大震災による利根川堤防の被害である. 此等の被害を最も少

なくする一つの方法はその盛土を十分に搗き固めて振動による沈下を少なくする事である. しかし盛土部分は搗き固めを十分にすることも尙且つ自然地盤に比しては粗なるを免れず, 地震を受けた場合に全然沈下しない様に施工する事は困難であるから豫め地震による多少の沈下は豫期しなければならぬ. 砂に就て試験した結果によればゆり込みに依る容積變化は割合に少なく最大  $2$  割位であるが, 水を多量に含む粘土等に於ては上記の容積變化は更に大なるものと考へられる.



第 42 圖

堤防, 土堰堤等の被害は上記の容積變化の外に第 43 圖 E, F 等に於て常時に於て正土壓強度  $p$  と抵抗土壓強度  $p'$  とが平衡を保つに係らず地震時に於ては  $p$  が増大するに反し  $p'$  は減少し  $p > p'$  となり, 土砂は  $p$  の爲に押し出され第 43 圖に點線にて示した如き形状となり平衡を保つ. 之を防ぐには AFED の置換部分を十分に深くしなければならぬ.



第 43 圖

土堰堤, 堤防等が地震時に崩壊する原因は龜裂の爲堤の水密性が減少する事の外に, 配水管, 暗渠等の堤を横斷する構造物に沿つて水を通し易き状態となり次第に水の爲に之を洗はれ堤の破壊を來す事が多い. 故に此等構造物に接する部分には特にその施工に十二分の注意を拂はなければならぬ.

27. コンクリート重力堰堤 この耐震構造に就ては物部長穂博士が土木學會誌第 11 卷第 5 號に詳細に述べられてゐる. 茲にはその中の主要なる二三の事柄を紹介する.

1) 地震力の危険なる方向 貯水した堰堤に地震が働く場合その最も危険なる方向は水平地震力が上流より下流に向ひ, 鉛直地震力が上向の場合であつて, 尙堰堤に働く地震力以外に池の水位の上昇に伴ふ水壓の増加及堰堤と水との相對運動による衝力の影響を受ける.

貯水しない空虚な堰堤に地震が働く時の最も危険なる方向は水平地震力が下流より上流に向ひ, 鉛直地震力上向の場合である. 尙この場合の堰堤崩壊による被

害は上の貯水した場合に比し割合に小であるから設計に採る震度は上の場合の 1/2 位に低下するのが普通である。

2) 地震力の大きさ 設計に採るべき震度は 1) 大地震帯を去る 20~30 km 以内にして下流の利害関係大なるもの  $k_h=0.15$   $k_v=0.075$ , 2) 大地震帯を去る 20~30 km 以上にして下流の利害稍重要なるもの  $k_h=0.12$   $k_v=0.05$ , 3) 大地震帯を去ること稍遠くして下流沿岸の利害稍重要なるもの  $k_h=0.10$   $k_v=0$ . 尙空虚の場合は満水の場合に比し堰堤崩壊による影響小なる爲上記震度の 1/2 を採る。

3) 堰堤断面の大きさ 簡單の爲に断面を三角形として地震を考慮せざる場合と考慮した場合に於ける, 下流面勾配  $m$ , 上流面勾配  $n$ , 地震時断面  $A$  と常時断面  $A_0$  との比を上記三つの場合に就て比較すれば次の如くである。

		地震力を考慮せざる場合		地震力を考慮したる場合		
			1)	2)	3)	
揚壓力を考慮せざる場合	$m$	0.633	0.795	0.759	0.733	
	$n$	0.030	0.031	0.063	0.050	
	$m+n$	0.633	0.876	0.822	0.783	
	$A/A_0$	1.00	1.38	1.32	1.22	
揚壓力を考慮したる場合	$m$	0.707	0.829	0.799	0.760	
	$n$	0.030	0.081	0.063	0.050	
	$m+n$	0.707	0.910	0.862	0.810	
	$A/A_0$	1.00	1.29	1.22	1.15	

尙上記断面は底面に張力作用せざる場合の大きさに就て述べたのであるが, この外に滑出に対する安定は地震時には屢々危険になるから, 之を防ぐ爲に底面を階段状にする等の方法を講じなければならぬ。

4) 振動位相の差異による應力 堰堤の長さの方向に振動が傳はる場合振動位相の差により堰堤内に生ずる應力は

$$f = \pm \frac{M}{J} \frac{b}{2} = \pm 3Eb \frac{\delta_1}{l^2}, \quad \sigma = 12EJ \frac{\delta_1}{bl^3}$$

茲に  $f$  = 堰堤端に働く撓曲應力,  $\sigma$  = 堰堤に働く剪應力,  $M$  = 堰堤に働く力率,  $J$  = 堰堤の高さ 1 m を考へその鉛直断面の鉛直中軸の周りの慣性率,  $E$  = コンクリートの弾性率,  $b$  = 高さ 1 m の鉛直断面の平均の幅,  $l$  = 上記の高さ 1 m の堰堤部分の長さ (区間),  $\delta_1$  = 堰端に於ける水平移動の差。

$$\delta_1 = a \frac{2\pi}{T} \frac{l}{\lambda} \quad (a \text{ は地震の最大加速度 } \lambda \text{ は地震の主要動が傳はる速さ } \approx 3.3 \text{ km/sec.})$$

【例】水平震度  $k_h=0.15$ ,  $T=1.57 \text{ sec}$ ,  $E=2.1 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b=20 \text{ m}$ ,  $l=110 \text{ m}$  に就ての計算の結果は

$$\delta_1 = 1.25 \text{ cm}, \quad f = \pm 7 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma = 0.2 \text{ kg/cm}^2.$$

となつて撓曲張應力  $7 \text{ kg/cm}^2$  はコンクリートに對しては極めて危険である。

5) 堰堤上部と下部との相對變位による應力 堰頂に於ては 4) に述べた振動位相の差による彎曲を受け堰底は地盤と共に振動する爲に堰堤の頂と底との間に變位差を生じ従つて堤の鉛直の方向に撓度を生ずる。簡單の爲に矩形河道を横斷して堰堤を築造したる場合に就て考ふるにこの最大撓度は堤の兩端より  $\frac{l}{x} = 0.21$  或は 0.79 の點に生じその値  $\delta_2$  は

$$\delta_2 \div \delta_1 / 10 = \frac{\alpha}{10} \frac{2\pi}{T} \frac{l}{\lambda}$$

實際には前記 4) 及 5) の兩者が同時に起る爲に複雑な歪曲現象を生じ, 合理的に之を解決する事は不可能であるが, 最も簡單なる場合に就て堰堤鉛直断面を底部により支へられた舷木桁として

$$l = 100 \text{ m}, \quad b = 20 \text{ m}, \quad \text{河岸勾配 } m_1 = 1, \quad E = 2.1 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\alpha = 100 \text{ mm/sec/sec}, \quad T = \frac{\pi}{2} \text{ sec}$$

に就ての計算の結果は

$$f = \pm 30.5 \text{ kg/sec}^2$$

となり水平龜裂の發生は免れ難い。

6) 水平鉛直兩變位による影響 上の結果を綜合するに堰堤は水平桁として又舷木桁としての兩作用を受けるが, 舷木桁としては剛度大なる爲この方向の撓度生じ難く, 従つて堰堤は各高さに於て地盤と同様の振動を強制され, その爲に 4) に述べたより大なる應力を依り 5) に述べたる應力は著しく緩和されるが時に水平龜裂が堰底部に發生する。之等の重大なる龜裂發生を防ぐには堤に鉛直横斷目地を作り之に依つて角變化を自由ならしめ, 水平桁としての剛度を低下し基礎に隨ふて運動し易からしめるにある。以上に依つて拱堰堤にして伸縮継手のないものが地震に對して極めて危険である事は明である。(以上土木學會誌第 11 卷第 5 號物部博士論文による)。

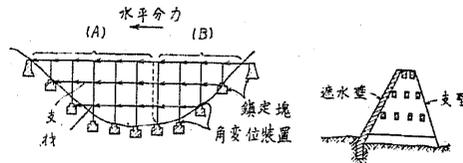
28. 支壁式堰堤 主として鐵筋コンクリート構造に依るこの堰堤は重力堤に比し材料を著しく節約する事が出来る。外國の例に依れば材料は前者の 1/2 ~ 1/3, 工費は 70% 位が普通とされてゐる。しかしこの構造は外國のものは耐震に對する用意が缺けてゐる爲に我國で之をその儘踏襲する事は出来ない。この構造は堤長に直角の方向には割合に強いが堤長に平行の方向には弱いからこの構造の耐震は, この方向に就て主に考へる。この耐震構造に就ては物部博士が地震研究

所彙報第 5 號（昭和 3 年 8 月）に詳細に論じられてゐるがその概要は次の如くである。即ち耐震的ならしめる爲の方法は

1) 遮水壁と直角の支壁を之と直交する鉛直なる連結壁にて連結して強固にして遮水壁に平行なる地震に對し支壁の安全を期するか、若しくは連結壁を相當節約して建築構造に於ける如くラーメンとして各部分に作用する水平力を構造主體の内力として直下の地盤に傳へること。

2) 支壁を連結する水平支材を全徑間 1 本とし之を兩岸の傾斜面岩盤に固定し、構造主體に作用する水平力を之に依つて兩岸に傳へること。

以上二つの方法の 1) は構造上材料を多く要する爲に扶壁堤としての功を失ふ懼れがある。依つてこの堰堤の特長を失はず、且つ之を耐震的ならしめるには 2) の方法に依るのがよい。この概要は（第 44 圖參照）。



第 44 圖

(1) 堰堤の方向に平行な地震力は支壁を連結して一直線上に岸より岸に連する多數の水平支材列の直應力に依つて兩岸に傳達する。

(2) 支材列の両端は重量に依る摩擦力又は特殊の装置に依り確實に鎮定する。此種堰堤は谷の岩盤が特に堅硬な場合に築造するを常とするから、鎮定方法はさしたる困難を生じない。

(3) 支材列の両端を確實に固定する時は、その一側(A)に直圧力、他側(B)に應張力が作用するから、A部の弾性短縮と、B部の弾性伸長との同一なる如き位置に於ける支壁に最大撓みを生じ、兩岸に近づくに従つて、支壁の撓みは漸次減少し、鎮定部に於て 0 となる。

(4) 谷幅が著しく廣い場合は、中央部に於て支材の伸縮過大となり、従つて支壁の水平變位も過大となるから、數徑間の間支壁間を堤に平行な壁にて剛に連結し、剛性を極めて大にし、兩側の支材に依つて傳達される水平力に對し殆ど撓みを生じない様な直立堤體を形成せしめその兩側に於て支材端を固定する。

上記の方法に依る構造と既記 1) の架構式のものとは比較するに、ある一例に就ての計算の結果に依れば  $k_h=0.2$  の地震に對し高さ 50 m 架構式のものに於ては最大の撓み  $\delta=100$  mm 以上となるに對し、2) の構造に依れば之よりも尙

少なき材料を使用した場合と同じ地震に對し  $\delta=10$  mm 或は夫以下とする事は容易である。

29. 地下埋設物 隧道、暗渠、上水管、下水管等がその主なるものであるが、此等はその設置の深さが小なる時に特に大なる害を受ける。

隧道に於ては常時その軸壓力に依つて外力に耐ふるのであるが、目地に於て應張力が耐える様にすれば地震時に偏倚した外力が作用しても之に對抗する事が出来る。従來の例に見るに地震の爲に隧道に龜裂を生ずるも之が崩落したものは殆んどない。寧ろその出口の切取部の急斜面崩壊の爲にその口を塞がれる事が多いからこれに對する注意が肝要である。

暗渠は鐵道盛土、堤防等を横斷して設けられる事が多いが、盛土の沈下に依り暗渠と共に沈下する。剛構造に依りこの沈下を防ぐ事は殆ど不可能であるから成可く盛土と共に沈下しても被害のない様にする。

水道管は地震の際に發生する火災を防止する上から特に耐震構造とする事が大切であるが之に對し大森博士は 1) 水道管の厚さを成可く厚くする事。2) 継手をフランジ継手或はネジ継手とする事。3) 管の分岐點に特に注意する事。4) 管は成可く地下深き所に埋設し、埋立地築堤等は成可く避ける事を主張されたが近年は鋼管の發達と共に幾多の新しい継手が考案されて居るから其等を參考にして設計すれば安全である。水道管が河川を横斷する爲に埋没部分より地上に出る箇所にて破損した例が關東地震に非常に多いから此の部分の施工には特に注意を要する。

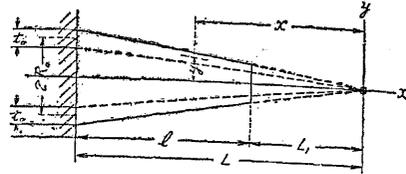
地下埋設物に對しては一般に長さに直角の方向の地震が最も危険であるから之に就て安定計算を行ふ。

## 第 6 章 弾性構造物の耐震

30. 塔狀構造物 煙突其他の塔狀構造物の耐震はその固有振動週期と密接な關係がある。地震の振動週期  $T_0$  がこの固有振動週期  $T$  に近い場合に最も著しい震害を受け、又  $T/T_0 < 1$  及  $T/T_0 > 1$  の二つの場合に於て最大力率を生ずる點が異り、前の場合には構造物底部に、後の場合には上部に最大力率を受け、震害は其等の點に於て最も大である。地震の振動週期は從來の地動測定地震計の記録に依れば大地震の場合は 1 sec を超えるものが多いといふのが一般の定説であつたが、近時加速度地震計の發達に伴ひ之に依る測定の結果、各地點に特有の週期を有する振動が卓越してゐる事が明らかにされ（石本已四雄氏地震研究所彙

報第 9 號第 3 册昭和 6 年), しかも東京本郷及丸の内 2ヶ所に於てその卓越せ地盤の振動が夫々 0.3 及 0.6 sec である事が知られるに至つた。

構造物の固有振動週期を算出する事は一般に困難であるが、物部博士(土木學會誌第 5 卷第 3 號)が算出された煙突を主たる對象とする截頭中空錐體(第 45 圖)の固有振動週期  $T$  の近似式は次の如くである。



第 45 圖

$$T = \left[ 0.719 + 1.07 \frac{L_1}{L} + \left\{ 0.15 - 0.6 \left( 0.5 - \frac{L_1}{L} \right)^2 \right\} \right] \frac{l^2}{r_0} \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

$$= C \frac{l^2}{r_0} \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

茲に  $l$  は構造物の長さ、 $r_0$  は底部の環動半径、 $\rho$  は材料の單位容積の質量、 $E$  は材料の弾性率、煙突の固有振動週期實測値は上記計算式に依る値と殆ど一致シコンクリート圓形煙突に就て測定の結果は

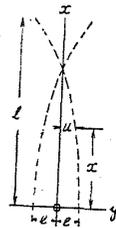
基礎盤上の高さ	根本の徑	上端の徑	$r_0$	$T$
30.3 m	1.55 m	1.21 m	0.59 m	0.82 sec
31.3	1.89	1.85	0.67	0.85
167.0	12.20	8.12	4.39	2.53

地盤の振動と構造物固有振動とを組合はせた場合の構造物の振動及之に働く應力の算出は極めて困難であるが、物部博士は近似的に構造物に働く力率を算出する式を次の形で示された。即ち地動の最大加速度  $\alpha$  が作用した場合に、 $x$  断面(第 46 圖)に起る力率を算出する爲には、 $x$  断面より上の部分に一樣に  $\mu\alpha$  なる加速度が作用するものとして計算すればよい。この  $\mu$  の値は

$$T < T_0 \quad \mu = 1 + \left( 2 + 2 \frac{D_0 - D}{D_0} \right) \frac{\alpha^2}{l^3}$$

$$T > T_0 \quad \mu = 0.5 + \left( 2.5 + 2 \frac{D_0 - D}{D_0} \right) \frac{\alpha^2}{l^3}$$

茲に  $T$  = 構造物の固有振動週期、 $T_0$  = 地動の週期、 $D_0$  = 柱體根本の徑、 $D$  = 柱體上端の徑。



第 46 圖

31. 橋脚 鐵筋コンクリート、煉瓦積等の橋脚は前項の塔狀構造物と同様に取扱ひ得るも煙突等の場合にはその頂部に何等の荷重を有せざるに反し、橋脚に於ては頭部に相當大なる荷重を有する。橋脚を柱體と考へたる場合に載荷せる柱體の自己振動週期は物部博士に依れば(土木學會誌第 6 卷第 4 號)。

$$T = cl^2 \sqrt{\frac{\rho A_0}{E J_0}}, \quad c = \frac{2\pi}{(ml)^2}$$

茲に  $A_0$  = 柱體の斷面積、 $J_0$  = 振動の方向に直角なる軸に對する斷面慣性率、 $\rho$  = 材料の密度、 $E$  = 材料の弾性率、 $l$  = 柱の長さ。

今  $P$  を頂部に於ける載荷、 $W$  を柱の重量とすれば  $ml$  及  $c$  は次の如き値を有する。

$W/P =$	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	$\infty$
$ml =$	0.733	0.868	1.02	1.12	1.19	1.25	1.29	1.32	1.34	1.88
$c =$	11.7	8.31	6.10	5.01	4.44	4.07	3.76	3.58	3.48	1.79

之に就て見るに載荷の爲振動週期は著しく大となるを知る。尙この場合彎曲率算出の爲に使用すべき係数は次の如くである。即ち  $x$  断面に於ける彎曲率算出には  $x$  より上の部分の全質量に  $\mu\alpha$  が作用するものとして計算して差支ない。茲に  $\alpha$  は地震の最大加速度である。

$$T < T_0 \quad \mu = \left\{ 1 - \frac{W}{4P} \left( 1 - 2 \frac{T}{T_0} \right) \right\} \left\{ 1 + \frac{W}{8P} \left( \frac{T}{T_0} \right)^2 \frac{x}{l} \right\}$$

$$T > T_0 \quad \mu = \left( 1 + \frac{W}{4P} \right) \left( \frac{T_0}{T} \right)^{\frac{3}{2}} \left\{ 1 + \frac{W}{8P} \left( \frac{T}{T_0} \right) \frac{x}{l} \right\}$$

茲に  $T$  は構造物の自己振動週期、 $T_0$  は地震動の振動週期である。依つて  $x$  断面に作用する彎曲力率  $M_x$  は次の如くである。

$$M_x = \mu \frac{\alpha}{g} (l-x) \left\{ P + \frac{W}{2l} (l-x) \right\}$$

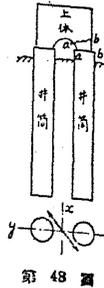
鐵道橋脚の自己振動週期に就て大森博士測定の結果に就て見るに (Bull. of the Imperial Earthquake Investigation Committee Vol. IV No. 2)

寸法	橋脚下端の斷面積	5.31 m × 8.94 m = 47.40 m <sup>2</sup>
	" 上 "	2.12 m × 7.27 m = 15.41 m <sup>2</sup>
	橋梁の方向の厚さ(下端)	2 × 2.66 m
	" (上端)	2 × 1.06 m
	基礎面上の高	23.8 m

上部構及桁重量  $P=90t$ .

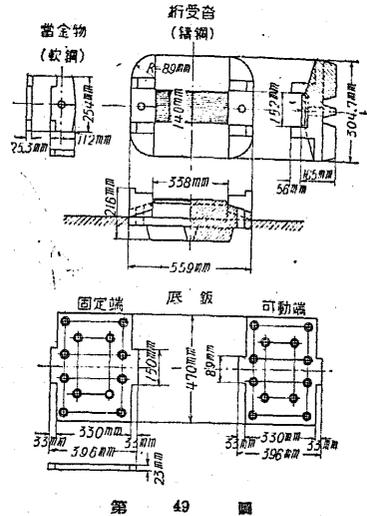
なる橋脚に於て動荷重なき場合  $T=0.25\sim 0.32\text{ sec}$  となつてゐる。

井筒を使用せる橋脚に於ては 2本の井筒を上部にて連結したるものが多く、この構造のものは従来著しい震害を受けてゐる。これは橋梁と直角の方向に強迫振動を受け 2本が別々に振動する爲であつて一般に上部連結點に於て震害を受ける。故にこれを免れる爲には楕圓形單一井筒を使用するか、或は又 2井筒間の連結を軽い弾性に富める構造となし井筒の振動をある程度自由とすれば、大地震の場合多少の損害を受くるも、井筒の破壊を免れる事が出来る(第 48 圖)。



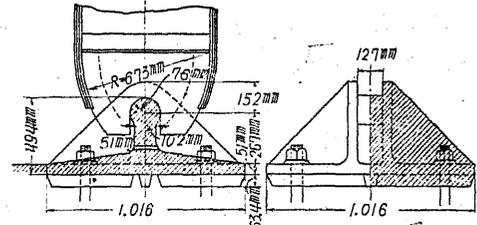
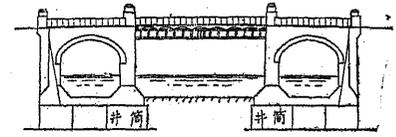
32. 橋梁上部構造 桁橋及構橋に於ける震害は、木橋が地震に伴ふ火災の爲焼失する事あるも構造物自身の強度不足による破壊は殆どなく、何れも構及桁の支承部が外れたるか或は橋臺及橋脚の破損倒壊が原因となり、その爲に轉落破損したものが多

い。故に此等を耐震的ならしめる爲には、橋臺及橋脚を十分耐震的たらしめると共に、支承部が外れない様に設計しなければならぬ。可動端に於ては特に外れ易いから、特別の装置に依り之を防ぎ又特に徑間が大なる時の外は可動端の輾子を使用しない方がよい。第 49 圖は復興局考案になる 15m 鋼鐵橋用受沓の圖であつて一寸した震動に依つては外れない工夫が施されてゐる。第 50 圖は同じく復興局橋梁に多く使用されたる型であつて、橋臺と橋脚とを連結して一體となしたもので、橋脚の倒壊に依る上部構造の轉落を防ぐ爲に有效である。



コンクリート桁橋の如き自重の大なるものは橋脚及橋臺の破壊を來すことが多いから成べく之を軽くする事が必要である。

拱橋は一般に地盤良好の箇所に築かれる事が多い爲に従來の例に依れば震害を受ける事が割合に少ない。徑間 21.8m 拱矢 2.1m 圓形二鉸鋼拱橋に就て計算の結果(震害調査報告第 3 卷)に依れば水平加速度  $1/3g$  の地震に依る最大應力は徑間の 4 分點に起りその大きさは死荷重應力強度の  $1/4$  であつた。即ち比較的扁平な拱にあつては拱肋に對する地震作用は割合に小で之を考慮する必要なき様である。但し鉸橋にあつてはその支承部が外れない様充分注意する事が必要であり、第 51 圖は復興局にて考案された耐震鉸の一例である。



参考のため田中博士及物部博士の計算された地震力による拱橋の應力を掲げると次の通りになる(土木學會關東大地震震害調査報告及物部博士著耐震學)。

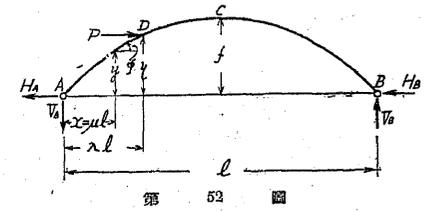
1) 水平荷重を受けたる拋物線形鉸拱の應力。但し斷面の惰性率の變化は  $J=J_0 \sec \phi$  ( $J_0$  は拱頂の  $J$ )。第 52 圖参照。

$$H_A = P \left\{ 1 - \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right\}$$

$$H_B = P \left\{ \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right\}$$

$$V_A = P \frac{4f\lambda(1-\lambda)}{l}$$

$$V_B = P \frac{4f\lambda(1-\lambda)}{l}$$



y に於ける彎曲率 M, 軸推力 N 及剪力 S は

$$M = 4Pf \left\{ \left[ 1 - \frac{\lambda}{2}(5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right] \mu(1 - \mu) - \lambda(1 - \lambda)\mu \right\} \quad \mu < \lambda$$

$$= 4Pf \left\{ \lambda(1 - \lambda)(1 - \mu) - \frac{\lambda}{2}(5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4)\mu(1 - \mu) \right\} \quad \mu > \lambda$$

$$N = -H_A \cos \phi - V_A \sin \phi \quad \mu < \lambda$$

$$= -H_A \cos \phi - V_A \sin \phi + P \cos \phi \quad \mu > \lambda$$

$$S = H_A \sin \phi - V_A \cos \phi \quad \mu < \lambda$$

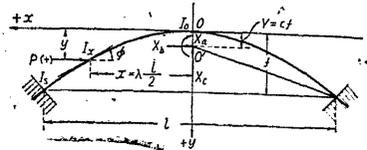
$$= H_A \sin \phi - V_A \cos \phi - P \sin \phi \quad \mu > \lambda$$

2) 水平荷重を受けたる拋物線形固定拱の應力 この場合  $J = J_0 \sec \phi$  なる關係は實際とは著しく異なるから  $J$  を次の如くとする。

$$J_x = \frac{J_0 \sec \phi}{J - \beta \zeta^2}, \quad \text{但し } \zeta = \frac{2x}{l}; \beta \text{ は } J_0/J_0 \text{ より定まる値(第 53 圖参照).}$$

$O'$  を此拱の彈性重心と  $LOO' = Y =$

$cf$  とすれば  $x = \lambda \frac{l}{2} y$  に單位水平荷重を加へた時彈性重心に作用する不靜定力  $X_a$  (力率),  $X_b$  (水平力), 及  $X_c$  (鉛直力) は次の如くである。



第 53 圖

$$X_a = -\frac{f}{2} \frac{\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta - (1 - \frac{1}{3}\beta)\lambda^2 + \frac{3}{5}\lambda^2 - \frac{2}{15}\beta\lambda^2}{1 - \frac{1}{5}\beta}$$

$$X_b = -\frac{1}{2} + \frac{\frac{1}{3}c\lambda^2 - \frac{1}{15}(1 + c\beta)\lambda^2 + \frac{1}{15}\beta\lambda^2}{(\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta) - c^2(1 - \frac{1}{5}\beta)}$$

$$X_c = \frac{f}{l} \frac{\frac{1}{4} - \frac{1}{8}\beta - (\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta)\lambda^2 + \frac{1}{4}\lambda^2 - \frac{1}{12}\beta\lambda^2}{\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta}$$

茲に  $c = (\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta)/(1 - \frac{1}{5}\beta)$

尙参考の爲に  $x, y$  に單位鉛直荷重を加へた場合彈性重心  $O'$  に作用する 3 不靜定力を示せば

$$X_a = -\frac{l}{4} \frac{(\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta) - (1 - \frac{1}{3}\beta)\lambda + \frac{1}{2}\lambda^2 - \frac{1}{12}\beta\lambda^2}{1 - \frac{1}{5}\beta}$$

$$X_b = -\frac{l}{4f} \frac{\frac{1}{4} - \frac{1}{8}\beta - c(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta) - \frac{1}{2}c\lambda^2 + \frac{1}{12}c(1 + c\beta)\lambda^2 - \frac{1}{12}\beta\lambda^2}{(\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta) - c^2(1 - \frac{1}{5}\beta)}$$

$$X_c = +\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta)\lambda - \frac{1}{8}\lambda^2 + \frac{1}{8}\beta\lambda^2}{\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta}$$

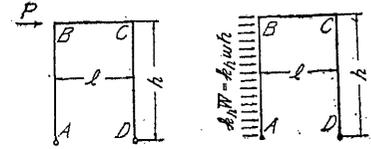
$c$  は前と同様とす。

33. 剛 構 1) 門 構 地震時水平震度が作用した場合の剛構(ラーメン)

の力率算出の参考の爲に門構に水平力が作用した場合の計算の結果を次に掲げる。

1) 脚部滑節の場合 以下の計算には剪力及直應力に依る影響を無視する。

(1) BC に水平荷重  $P$  が働く場合(第 54 圖)。



第 54 圖

第 5 圖

$$M_a = M_d = 0.$$

$$M_b = M_c = -\frac{Ph}{2}.$$

茲に  $M_a, M_d$  等は A, D に働く彎曲力率,  $M_b$  は B に於て BA 及 BC に働く彎曲力率を著はし剛構に於ては  $M_{ba} = M_{bc} = M_b$  である。尙  $M_{bc}$  は BC 間の彎曲力率が一定なる場合の値である。

(2) AB に等布荷重  $w$  が働く場合(第 55 圖)。

$$W = wh.$$

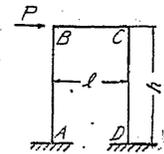
$$M_b = -\frac{Wh}{4} \left[ 1 - \frac{n}{4n+6} \right], \quad M_c = -\frac{Wh}{4} \left[ 1 + \frac{n}{4n+6} \right]$$

茲に  $n$  は BC 材の剛率の AB (或は CD) 材の剛率に對する比。此の場合 AB と CD との剛率は同一とする。即ち  $J$  及  $J'$  を夫々 AB 及 BC の斷面の慣性率とし  $l, h$  を各々その長さとするれば剛率  $K$  及  $K'$  は

$$\text{夫々 } K = \frac{J}{l} \quad K' = \frac{J'}{h}$$

$$\therefore n = \frac{K'}{K}$$

2) 脚部固定の場合 (1) BC に水平荷重  $P$  が働く場合(第 56 圖)



第 56 圖

$$M_b = M_c = -\frac{Ph}{2} \frac{3n}{6n+1}, \quad M_a = M_d = -\frac{Ph}{2} \frac{3n+1}{6n+1}$$

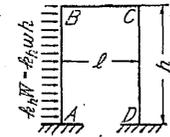
(2) AB に等布荷重  $w$  が働く場合(第 57 圖)

$$W = wh.$$

$$M_b = -\frac{Whn}{2} \left[ \frac{1}{6n+1} - \frac{1}{12(n+2)} \right]$$

$$M_c = -\frac{Whn}{2} \left[ \frac{1}{6n+1} + \frac{1}{12(n+2)} \right]$$

$$M_a = -\frac{Wh}{24} \left[ \frac{18n+5}{6n+1} - \frac{1}{n+2} \right]$$



第 57 圖

$$M_a = -\frac{W'h}{24} \left[ \frac{18n+5}{6n+1} + \frac{2n+5}{n+2} \right]$$

2) 建築架構 第 58 圖に示す如き多張間重層架構の正確な解法は一般に計算が複雑となり實用には不適當であるから近似計算法に依らなければならぬ。その中我國に最も多く使用されてゐるのは内藤多伸博士の方法であるが、之は次の假定に依る(内藤多伸博士著耐震構造論に依る)。

1) 柱の虚點は皆その中央にある、但最下階に於ては下より階の高さの 0.6 倍の點にある。

2) 柱に作用する水平剪力は内部のものは皆相等しく外側のものはその 5 割とする。但し最下階に於ては之を 8 割とする。

3) 柱に於ける直應力は内部の柱に於ては 0、外部の柱のみに起るものとす(上記の結果等張間の時は梁の虚點は自然その中央に生ず、下階に於ても同様)。

以上の假定に依れば計算は著しく簡單となりしかも割合によく近似値を得られる。内藤博士計算の結果に依れば、ある一例に於て精密計算の結果と上記近似計算とを比較するに最大 14% 位の誤差を生ずるに止まる。

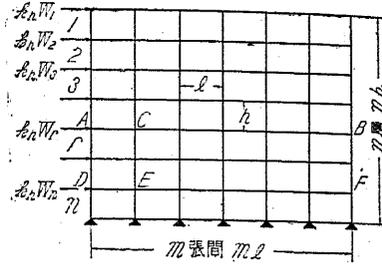
以上は架構の剛度が全部同一なる場合に就て述べたのであるが一般には各部分の架構が剛度が異り、しかも地震力の分布は架構の剛度に影響される事が大であるから我國建築學會では之に關して次の如き規定を設けて設計の基準としてゐる。即ち 4) 地震時架構に作用する横力分布係數  $D$  の算定(構造強度計算規準並に計算書式の中)は次の如くする。

架構の剛度比により計算す。但し便宜下の如く假定する事を得。

剛強なる床が適當の間隔に於て、剛架構に固持せられたるときは、各架構に於ける分布係數次の如し(等張間を標準とす)。

柔架構(柱、梁よりなる普通の矩形架構)	1 張間に付	$D=1$
剛架構	梁を「アーチ」形等としたもの	1 張間に付 $D=2\sim4$
	筋道を有するもの	" $D=4\sim8$
	開口ある剛壁を有するもの	" $D=5\sim15$
	開口なき剛壁を有するもの	" $D=8\sim20$

剛架構の間隔大なるものに於ては、床を可撓なるものと見て  $D$  を適當に減ずるものとす。



第 58 圖

建物各部に於ける高さ大き等の差大なる時は、個々に分ち考ふるものとす。

尚此の規定に依つて標準として水平  $0.1g$  を採るべき地震事が定められてゐる。以上の假定による近似計算例を次に掲げる。

計算例 1. 架構の剛度が全部同一の場合 実際にはかゝる架構は存在しないが了解し易い爲に先づ初めにこの場合の計算方法を掲げる。第 58 圖の如き  $m$  張間  $n$  層架構の任意の層  $r$  階及最下階に於ける力率を算出する。(前記假定 1), 2) 及 3) に依る)

$r$  階(第 59 圖 a)。柱の虚點がその中央にある事を假定してあるから柱の中央に於て切つた部分に就て考へる。 $r$  層の上の柱の虚點に働く總剪力を  $S_{r-1}$  とする。

$$S_{r-1} = \sum_{x=1}^{r-1} k_h W_x \quad \text{但し } k_h \text{ は水平震度}$$

この虚點に働く水平力は假定 2) により内部の柱は相等しく外部の柱は内部の半分である。

内部の 1 本の柱に働く剪力 
$$\frac{S_{r-1}}{0.5 \times 2 + (m-1)} = \frac{S_{r-1}}{m}$$

外部の 1 本の柱に働く剪力 
$$\frac{S_{r-1}}{2m}$$

同様に  $r$  層の下の柱の虚點に働く水平力は

内部の柱の剪力  $\frac{S_r}{m}$  ; 外部の柱の剪力  $\frac{S_r}{2m}$

柱の受くる彎曲力率は外側柱に於ては A の上下に於て夫々(第 59 圖)

A の上部  $\frac{S_{r-1}}{2m} \times \frac{h}{2}$  ; A の下部  $\frac{S_r}{2m} \times \frac{h}{2}$

内側柱は C の上部  $\frac{S_{r-1}}{m} \times \frac{h}{2}$  ; C の下部  $\frac{S_r}{m} \times \frac{h}{2}$

水平梁の受くる彎曲力率は外部の A に接する部分の  $M_{AG}$  及内部の C に接する部分の  $M_{CA}$  は夫々

$$M_{AG} = \frac{S_{r-1}}{2m} \times \frac{h}{2} + \frac{S_r}{2m} \times \frac{h}{2} = \frac{S_{r-1}h}{4m} + \frac{S_r h}{4m}$$

$$M_{CA} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{S_{r-1}}{m} \times \frac{h}{2} + \frac{S_r}{m} \times \frac{h}{2} \right\} = \frac{S_{r-1}h}{4m} + \frac{S_r h}{4m}$$

柱に作用する直應力は前記假定 3) に依り  $V_r = \frac{M_r}{ml}$ 、茲に  $M_r$  は  $r$  階に於ける

る外力の力率である。尚 AB に働く直應力は  $r$  階及  $r-1$  階に働く水平剪力の差であつて

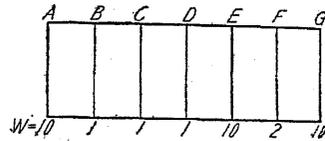
$$k_h(W_{r-1} - W_r)$$

最下階(第 59 圖 b).  $r$  階に於けると同様に柱及梁に作用する力率を算出

し得る。此の場合圖に示す如く、最下階  $n$  階では柱の虚點は下から  $6/10 h$  の點にある。依つて  $n$  階の柱の下の部分に働く彎曲力率は外部及内部の柱に於て夫々  $\frac{S_n}{2m} \times \frac{4}{10} h$  及  $\frac{S_n}{m} \times \frac{4}{10} h$  となる。その他は全く前と同様である。

計算例 2. 架構の剛度が異なる場合 實際の構造物に於ては一般に各架構に於て剛度が異なるから次の方法に依つて計算する。

第 60 圖の如き平面を有する建物に於て各架構に作用する地震力は次の如く定める。圖の B, C 及 D の架構は柱及梁のみより成る普通の矩形架構であるから前記假定 4) に依り  $D=1$ 。F は  $D=2$  に相當する剛度を有し A, E 及 G は剛壁を有する架構であつてこの場合  $D=10$

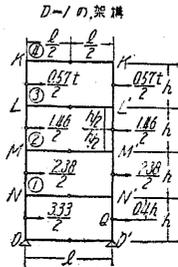


第 60 圖

と考へられる程度のものであるとする。

この平面全體に於て  $\sum D=35$  即ちこの階に作用する水平力合計の各  $\frac{10}{35}$  は A, E 及 G 架構に、 $\frac{2}{35}$  は F 架構、各  $\frac{1}{35}$  は B, C 及 D の架構に作用する。

各階の平面が全部上記と同様であつて第 61 圖の如き側面を有する建築架構の各階の重量を圖に示す通りとすれば各架構に働く地震力は次の如くなる。



第 61 圖

階数	各階の重量 $W$	$k_h W_n$	$\sum D$	$\frac{k_h W_n}{\sum D}$	$D=1$ の各	$D=2$ の架	$D=10$ の各
					架構に作用する剪力	構に作用する剪力	架構に作用する剪力
	$W_n(t)$	$(k_h=0.1)(t)$		$(t)$	$S_n(t)$	$S_n(t)$	$S_n(t)$
4	200	20	35	0.57	0.57	1.14	5.7

	310	31	35	0.89	1.46	2.92	14.6
2	320	32	35	0.92	2.38	4.76	23.8
1	330	33	35	0.95	3.33	6.66	33.3

各柱に作用する剪力は此の場合には上記  $S_n$  の  $1/2$  となる。之に依つて梁及び柱に作用する彎曲力率を計算する方法は、計算例 1 に於けると全く同様である。水平梁に作用する直應力は各階に働く水平力の差であつて柔架構 ( $D=1$ ) に於ては夫々

$$KK'=0.57t, \quad LL'=0.89t, \quad MM'=0.92t, \quad NN'=0.95t,$$

剛架構はこの 10 倍である。

地震力に依り柱に働く直應力は、計算例 1 に依れば  $V_r = \frac{M_r}{ml}$ 、此の場合  $m=1, V_r = \frac{M_r}{l}$ 。

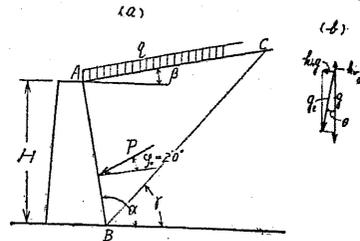
最下階の柱 NO に働く直應力は  $N'O'$  の虚點の周りの外力の力率を考へ

$$V_{NO} = \frac{0.57 \times 3.4h + 0.89 \times 2.4h + 0.92 \times 1.4h + 0.95 \times 0.4h}{l} = 5.75 \frac{h}{l}$$

途中の各階に於ける直應力も同様に算出し得る。(岡部三郎・松尾春雄)

附 土 壓 表

1) 地震時土壓係数  $C_0$  崩壊角  $\lambda$  の表 地震時壁面 AB に作用する最大土壓係数  $C_0$  及びこの場合の崩壊角  $\gamma$  の値を本文 第 3 章 13.(11)~(14)式にて計算した結果を圖表 1a~6b に示す。但し何れも  $\phi_0=20^\circ$  の場合である。



第 62 圖

$$P = \lambda \left[ \frac{wH^2 \sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha} + qH \right] C_0$$

$$C_0 = \frac{\sin(\theta + \gamma - \phi) \sin(\alpha - \gamma)}{\sin \alpha \sin(\alpha - \gamma + \phi + 20^\circ) \sin(\gamma - \beta)}$$

$$2\gamma = \alpha + \phi - \tan^{-1} \frac{bc + a\sqrt{b^2 - a^2 + c^2}}{b^2 - a^2}$$

$$a = \sin(20^\circ + \beta + \theta)$$

$$b = \cos \theta \cos(\alpha + \phi + 20^\circ - \beta) - \cos(20^\circ + \beta) \cos(\alpha - \phi + \theta)$$

$$c = \sin \theta \cos(\alpha + \phi + 20^\circ - \beta) + \sin(20^\circ + \beta) \cos(\alpha - \phi + \theta)$$

- $P$  = 壁面単位長に作用する地震時最大土壓, その方向は壁背面の垂線と  $20^\circ$  の角をなす(圖参照),
- $w$  = 裏込土砂の單位重量,
- $q$  = 裏込地表面に於ける單位面積の載荷重,
- $H$  = 壁の垂直の高さ,
- $C_0$  = 土壓係数,
- $\phi$  = 裏込土砂の内部摩擦角,
- $\alpha$  = 壁背面が水平線となす角(圖参照),
- $\beta$  = 地表面が水平線となす角,
- $\gamma$  = 地震時土壓崩壊面が水平線となす角,
- $\theta$  = 地震時合加速度が鉛直線となす角,
- $\theta = \tan^{-1} K$ ,  $K = \frac{k_h}{1 - k_v}$ ,  $k_h, k_v, K$  は夫々水平, 鉛直及び合震度を表す,
- $\lambda$  = 地震時合加速度  $g_0$  と常時重力加速度  $g$  との比

水中にある土砂の震動中の土壓は一般の場合と異なるからこの場合には圖表 3a', 3b', 4a', 4b', 5a', 5b' を使用する。この計算に使用した見掛震度と一般震度とを鉛直震度なき場合に就て對照すれば次の如くである。

一般震度  $k_h = 0.15 \quad 0.2 \quad 0.3$

見掛震度  $k_h' = 0.25 \quad 0.33 \quad 0.5$

圖表には上述の各震度毎に表を別にして  $\alpha$  の變化による  $C_0$  及  $\gamma$  の値が表はしてある。

圖表番號	震 度 $K$	見 掛 震 度	地 表 面 の 傾 $\beta$
1a	0	—	0°
1b	0	—	10°
1c	0	—	30° 及 45°
2a	0.1	—	0°
2b	0.1	—	10°
2c	0.1	—	30°
3a	0.15	—	0°
3a'	0.15	0.25	0°
3b	0.15	—	10°
3b'	0.15	0.25	10°
4a	0.2	—	0°
4a'	0.2	0.33	0°
4b	0.2	—	10° 及 30°
4b'	0.2	0.33	10°
5a	0.3	—	0°
5a'	0.3	0.5	0°
5b	0.3	—	10°
5b'	0.3	0.5	10°
6a	0.4	—	0°
6b	0.4	—	10°

土壓表使用計算例 圖表 1a 乃至 6b 使用例

1) 常 時  $K=0, \lambda=1; \beta=0^\circ, \alpha=90^\circ, \phi=35^\circ$  の場合;

圖表 1a により  $C_0=0.25; \gamma=59^\circ$   
 依つて  $w=1.65 \text{ t/m}^3, q=0; H=5.0 \text{ m}$  とすれば, 壁の單位長に作用する土壓は

$$P = \frac{1}{2} wH^2 \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha} C_0 = \frac{1}{2} \times 1.65 \times 5.0^2 \times 0.25 = 5.15 \text{ t}$$

$P$  の作用點は  $q=0$  であるから下から  $\frac{1}{3}H$  の點である。

又圖表は何れも  $\phi_0=20^\circ$  としたる値であるから  $P$  の方向は壁背面の垂線(此の場合は水平線)と  $20^\circ$  の傾をなし下方に向ふ。

2) 常 時  $K=0, \beta=30^\circ, \alpha=110^\circ, \phi=45^\circ$  の場合

圖表 1c に依り  $C_0=0.48; \gamma=64^\circ$

$w, H$  が \*1) と同様にして,  $q=1.0 \text{ t/m}^2$  の場合には

$$P = \frac{1}{2} \left[ wH^2 \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha} + qH \right] C_0$$

$$= \frac{1}{2} \left[ 1.65 \times 5.0^2 \frac{\sin(110^\circ - 30^\circ)}{\sin 110^\circ} + 1.0 \times 5 \right] \times 0.48 = 12.8 \text{ t}$$

Pの作用点は第3章(12)式に依り

$$H_e = H \frac{\sin(\alpha - \beta) + 3q_0 \sin \alpha}{3\{\sin(\alpha - \beta) + 2q_0 \sin \alpha\}} \quad \text{茲に } q_0 = \frac{q}{wH} = \frac{1.0}{1.65 \times 5} = 0.121$$

$$= 5 \times \frac{\sin(110^\circ - 30^\circ) + 3 \times 0.121 \times \sin 110^\circ}{3\{\sin(110^\circ - 30^\circ) + 2 \times 0.121 \times \sin 110^\circ\}} = 5 \times 0.365 = 1.82 \text{ m}$$

Pの方向は壁背面への垂線と20°の傾をなし下方に向ふ。

3) 地震時  $K = k_h = 0.15$ ,  $k_v = 0$ ,  $\lambda = 1.01$  (本文第13圖参照).  $\beta = 10^\circ$ ,  $\alpha = 80^\circ$ ,  $\varphi = 40^\circ$  の場合.

圖表 3b に依り  $C_0 = 0.25$ ;  $\gamma = 50^\circ$

依つて  $w = 1.55 \text{ t/m}^3$ ,  $q = 0.5 \text{ t/m}^2$ ,  $H = 7.0 \text{ m}$  なる場合には

$$P = \lambda \left[ \frac{1}{2} w H^2 \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha} + q H \right] C_0$$

$$= 1.01 \left[ \frac{1}{2} \times 1.55 \times 7.0^2 \times \frac{\sin(80^\circ - 10^\circ)}{\sin 80^\circ} + 0.5 \times 7 \right] \times 0.25 = 10.0 \text{ t}$$

$$H_e = H \frac{\sin(\alpha - \beta) + 3q_0 \sin \alpha}{3\{\sin(\alpha - \beta) + 2q_0 \sin \alpha\}}$$

$$= 7.0 \times \frac{\sin(80^\circ - 10^\circ) + 3 \times 0.046 \sin 80^\circ}{3\{\sin(80^\circ - 10^\circ) + 2 \times 0.046 \sin 80^\circ\}} = 7.0 \times 0.378 = 2.64 \text{ m}$$

Pの方向は  $\varphi_0 = 20^\circ$  により定まる。

4) 地震時  $K = 0.3$ ,  $k_h = 0.1$ (上向), 従つて  $k_h = 0.27$ ;  $\lambda = 0.94$  (本文第13圖参照).  $\beta = 10^\circ$ ,  $\alpha = 100^\circ$ ,  $\varphi = 35^\circ$  の場合.

圖表 5b に依り  $C_0 = 0.72$ ;  $\gamma = 36^\circ$

以下の計算は3)の場合と同様である。

5) 地震時 (地震時水中に於ける場合)  $K = k_h = 0.15$ ,  $k_v = 0$ . 水中見掛震度は  $K' = k_h' = 0.25$ ,  $\lambda' = 1.03$ ,  $\beta = 0$ ;  $\alpha = 90^\circ$ ;  $\varphi = 25^\circ$  の場合.

圖表 3a' に依り  $C_0 = 0.59$ ;  $\gamma = 54^\circ$

依つて水中に於ける土砂の重量  $w' = 1.02 \text{ t/m}^3$ ,  $q = 4.5 \text{ t/m}^2$ ,  $H = 6.0 \text{ m}$  とすれば

$$P = \lambda' \left[ \frac{1}{2} w' H^2 \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha} + q H \right] C_0$$

$$= 1.03 \left[ \frac{1}{2} \times 1.02 \times 6^2 + 4.5 \times 6 \right] \times 0.59 = 27.5 \text{ t}$$

$$q_0 = \frac{q}{wH} = \frac{4.5}{1.02 \times 6} = 0.735$$

$$H_e = H \frac{1 + 3q_0}{3\{1 + 2q_0\}} = 6 \times \frac{1 + 3 \times 0.735}{3(1 + 2 \times 0.735)} = 6 \times 0.433 = 2.60 \text{ m}$$

Pの方向は此の場合  $\alpha = 90^\circ$  であるから水平線と  $20^\circ$  の角をなし下に向ふ。

2) 地震時抵抗土壓係数  $C_0$  及びその崩壊角  $\lambda$  の表 第 63 圖に於て地震時壁

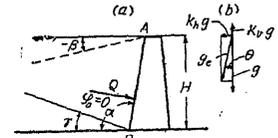
面 AB に作用し得る最大抵抗土壓係数  $C_0$  及

びこの場合の崩壊角  $\gamma$  の値を本文第 3 章 16.

(15)~(17)式に依つて計算した結果を次の圖

表 7 及 8 に示す。但しこの場合は 7a 以外は

圖式解法 (本文参照) にて得たる値である。



第 63 圖

$$Q = \lambda \left[ \frac{wH^2 \sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha} + qH \right] C_0$$

$$C_0 = \frac{\sin(\gamma + \varphi - \theta) \sin(\alpha - \gamma)}{\sin \alpha \sin(\alpha - \gamma - \varphi) \sin(\gamma - \beta)}, \quad 2\gamma = \alpha - \varphi - \tan^{-1} \frac{bc - a\sqrt{b^2 - a^2 + c^2}}{b^2 - a^2}$$

上式中

$$a = \sin(\beta - \theta)$$

$$b = \cos \theta \cos(\alpha - \varphi - \beta) - \cos \beta \cos(\alpha + \varphi - \theta)$$

$$c = -\sin \theta \cos(\alpha - \varphi - \beta) + \sin \beta \cos(\alpha + \varphi - \theta)$$

茲に  $Q =$  壁面單位長に作用する地震時最大抵抗土

壓。その方向は壁面に直角。

$w =$  裏込土砂の單位重量。

$q =$  裏込地表面に於ける單位面積の載荷重。

$H =$  壁の垂直の高さ。  $C_0 =$  土壓係数。  $\varphi =$  裏込

土砂の内部摩擦角。  $\alpha =$  壁面が水平線となす角。

$\beta =$  地表面が水平線となす角。

$\gamma =$  地震時抵抗土壓崩壊面が水平線となす角。

$\theta =$  地震時合加速度が鉛直線となす角

$\theta = \tan^{-1} K$ ,  $K = \frac{k_h}{1 - k_v}$ .

$\lambda =$  地震時合加速度  $\theta_0$  と常時重力加速度

$g$  との比

水中にある土砂の震動中の抵抗土壓は一般の場合と震度が異なるが一般震度の代りに見掛震度を探り之に相當する  $C_0$  及  $\gamma$  の値を次の表より求むれば之が水中の抵抗土壓係数及崩壊角となる。鉛直震度なき場合の一般震度及見掛震度とを對比すれば次の如くである。

一般震度		見掛震度		一般震度		見掛震度	
$k_h$	$\theta$	$k_h'$	$\theta'$	$k_h$	$\theta$	$k_h'$	$\theta'$
0.05	2°53'	0.083	4°51'	0.25	14° 0'	0.417	22°40'
0.10	5°40'	0.167	9°30'	0.30	16°40'	0.500	26°39'
0.15	8°30'	0.250	14° 0'	0.40	21°50'	0.667	33°40'
0.20	11°20'	0.333	18°20'	0.50	26°30'	0.833	39°50'

圖表 7 は  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\beta = 0^\circ$ ;  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\beta = -20^\circ$ ; 圖表 8 は  $\beta = 0^\circ$  であつて  $\alpha = 60^\circ, 80^\circ, 100^\circ, 120^\circ$  の場合に就て震度と  $C_0$  及  $\lambda$  との關係を示す。

$K$  が負なる場合の抵抗土壓係数を必要とする事があるから圖表中  $\alpha = 90^\circ$  の場合に就てのみその計算の結果を表に掲げた。

抵抗土壓表使用計算例 圖表 7 及 8 使用例

1) 常 時  $K=0, \lambda=1; \alpha=90^\circ, \beta=0^\circ, \varphi=40^\circ$  の場合.

圖表 7 の上を使用して  $C_0=4.65; \gamma=24^\circ 30'$

依つて  $w=1.65 \text{ t/m}^2, q=0, H=5.0 \text{ m}$  にとれば壁の單位長に作用する抵抗土壓は

$$Q = \frac{1}{2} w H^2 C_0 = \frac{1}{2} \times 1.65 \times 5^2 \times 4.65 = 96 \text{ t}$$

$Q$  の作用點は載荷重  $q=0$  であるから下から  $\frac{1}{3}H$  の點. 抵抗土壓圖表は何れも  $\rho_0=0$  とした値であるから  $Q$  の方向は常に壁面に直角, この場合は水平となる.

2) 常 時  $K=0; \alpha=90^\circ, \beta=-20^\circ, \varphi=30^\circ$  の場合.

圖表 7 の下を使用し  $C_0=1.5, \gamma=7^\circ$

$w=1.65 \text{ t/m}^2, q=1.0 \text{ t/m}^2, H=5.0 \text{ m}$  とすれば

$$Q = \left[ \frac{1}{2} \times 1.65 \times 5^2 \frac{\sin(90^\circ + 20^\circ)}{\sin 90^\circ} + 1.0 \times 5.0 \right] \times 1.5 = 36.4 \text{ t}$$

$$q_0 = \frac{1.0}{1.65 \times 5} = 0.121, H_0 = 5 \frac{\sin(90^\circ + 20^\circ) + 3 \times 0.121}{3\{\sin(90^\circ + 20^\circ) + 2 \times 0.121\}} = 5 \times 0.367 = 1.84 \text{ m}$$

$Q$  の方向は壁面に直角.

3) 常 時  $K=0; \alpha=80^\circ, \beta=0^\circ, \varphi=25^\circ$  の場合

圖表 8 の右上を使用し  $C_0=2.95, \gamma=27^\circ$

4) 地震時  $K=k_h=0.15, \lambda=1.01; \alpha=90^\circ, \beta=0^\circ, \varphi=40^\circ$  の場合.

圖表 7 上に依り  $C_0=4.2, \gamma=23^\circ 30'$

$w=1.55 \text{ t/m}^2, q=0.5 \text{ t/m}^2, H=2.0 \text{ m}$  とすれば

$$Q = 1.01 \times \left[ \frac{1}{2} \times 1.55 \times 2.0^2 + 0.5 \times 2.0 \right] \times 4.2 = 17.4 \text{ t}$$

$$q_0 = \frac{0.5}{2 \times 1.55} = 0.161, H_0 = 2 \times \frac{1 + 3 \times 0.161}{3\{1 + 2 \times 0.161\}} = 2 \times 0.372 = 0.744 \text{ m}$$

$Q$  の方向は此の場合は水平.

5) 地震時 ( $\theta$  が負の場合)  $K=k_h=-0.15, \lambda=1.01; \alpha=90^\circ, \beta=0^\circ, \varphi=40^\circ$  の場合. 圖表 7 上により  $K(-)$  の値に相當する  $C_0$  及  $\gamma$  を求めれば  $C_0=4.9, \gamma=26^\circ$ . 以下の計算は(+)の場合と同様.

6) 地震時 (水中に於ける場合)  $K=k_h=0.15, k_v=0$ . 水中見掛震度では  $K'=k_h'=0.25, \lambda'=1.03; \beta=0^\circ, \alpha=100^\circ, \varphi=35^\circ$  の場合.

圖表 8 左下を使用し  $C_0=2.65, \gamma=28^\circ$

今  $w'=1.02 \text{ t/m}^2$  (水中重量),  $q=4.5 \text{ t/m}^2, H=3.0 \text{ m}$  とすれば

$$Q = 1.03 \times \left[ \frac{1}{2} \times 1.02 \times 3^2 + 4.5 \times 3 \right] \times 2.65 = 49.4 \text{ t}$$

$$q_0 = \frac{4.5}{1.03 \times 3} = 1.45, H_0 = 3.0 \frac{1 + 3 \times 1.45}{3(1 + 2 \times 1.45)} = 3 \times 0.458 = 1.37 \text{ m}$$

圖 表 1a  $K=0; \beta=0^\circ$

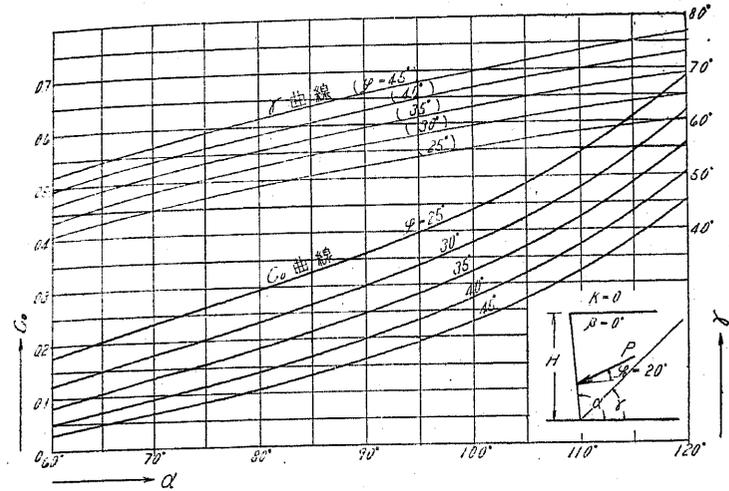
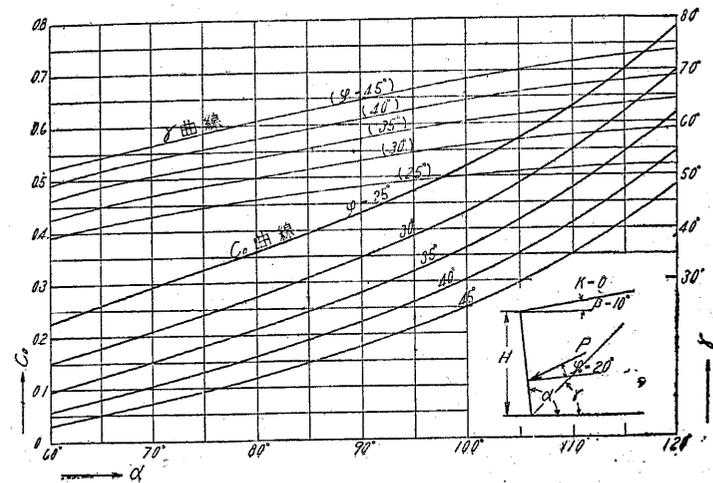
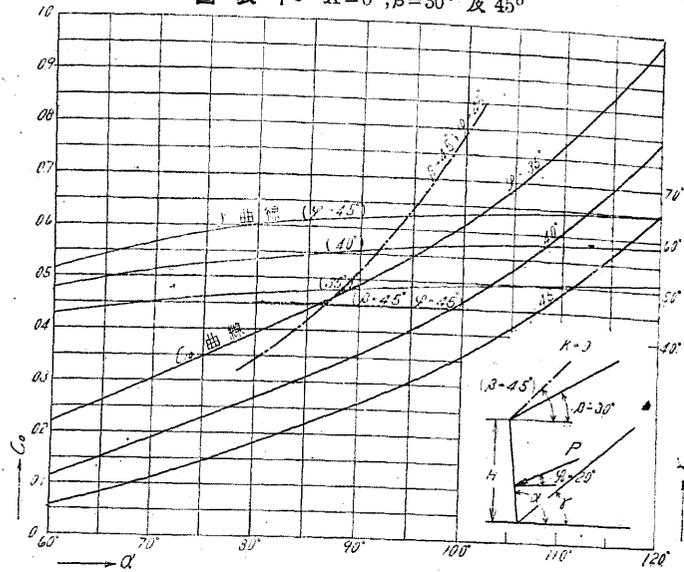


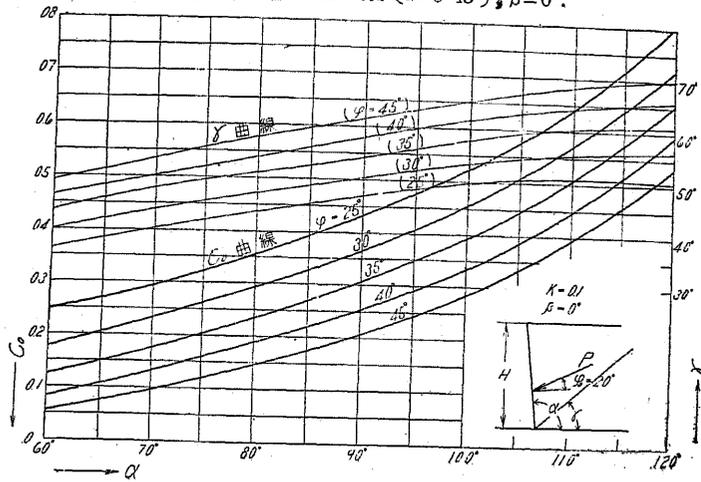
圖 表 1b  $K=0 (\theta=3^\circ 5'); \beta=10^\circ$



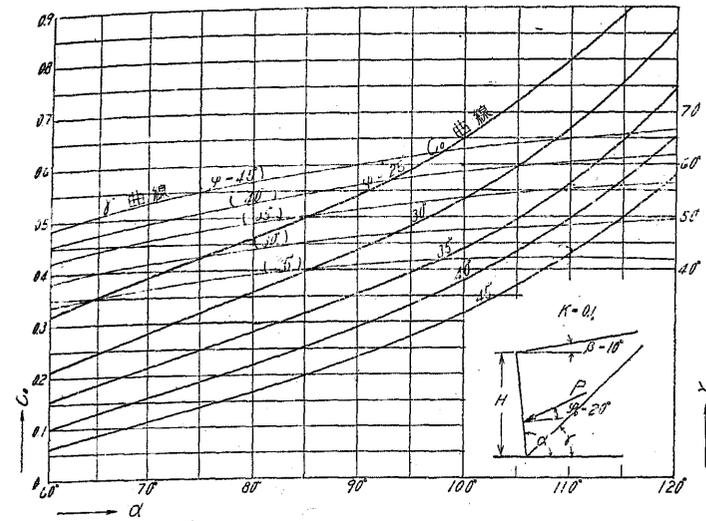
圖表 1c  $K=0$ ;  $\beta=30^\circ$  及  $45^\circ$



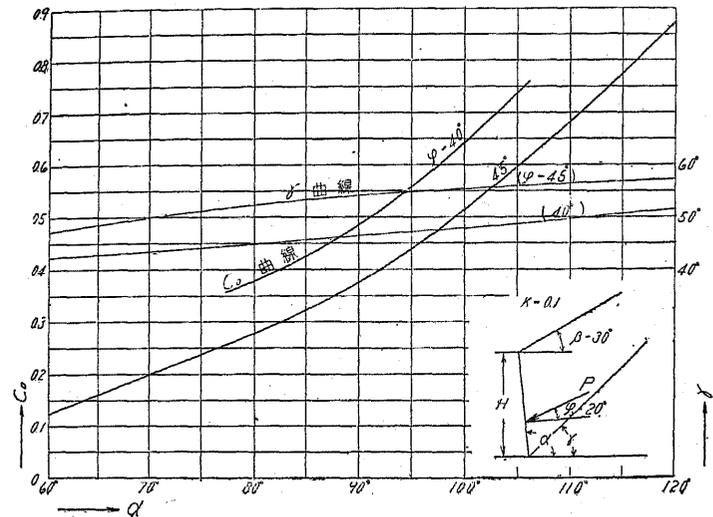
圖表 2a  $K=0.1$  ( $\theta=5^\circ 43'$ );  $\beta=0^\circ$



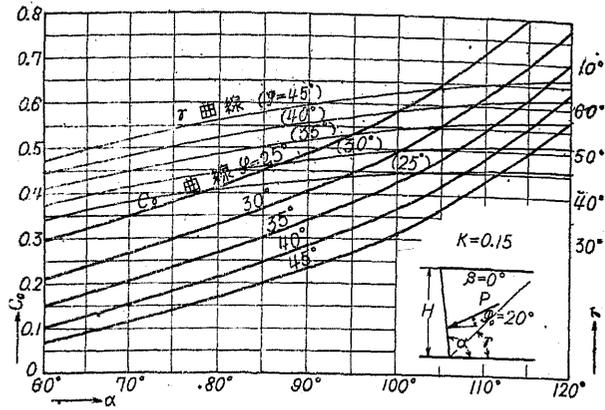
圖表 2b  $K=0.1$  ( $\theta=5^\circ 43'$ );  $\beta=10^\circ$



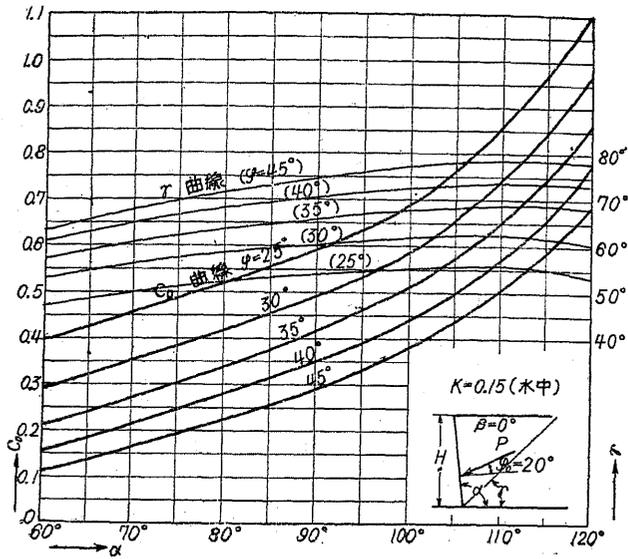
圖表 2c  $K=0.1$  ( $\theta=5^\circ 43'$ );  $\beta=30^\circ$



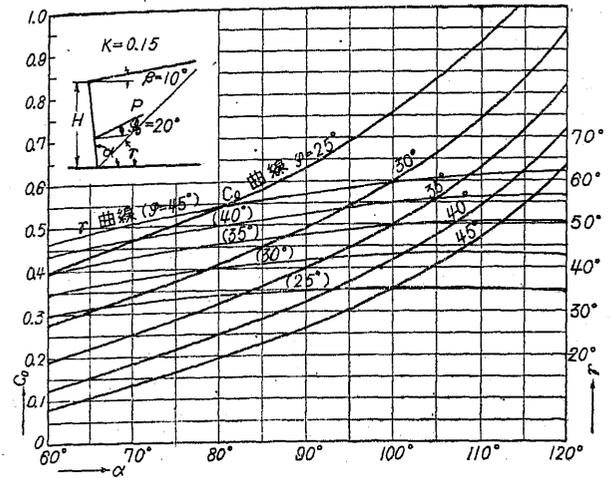
圖表 3a  $K=0.15$  ( $\theta=8^{\circ}30'$ ) ;  $\beta=0^{\circ}$ .



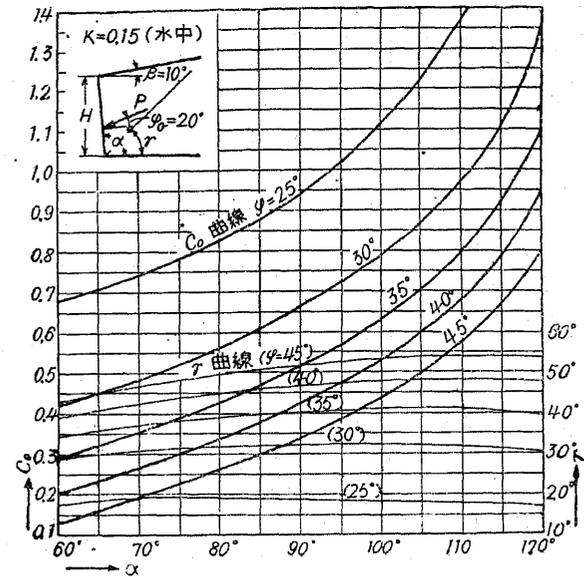
圖表 3a'  $K=0.15$  水面以下 (見掛震度  $K^1=0.25$ ,  $\theta=14^{\circ}2'$ ) ;  $\beta=0^{\circ}$ .



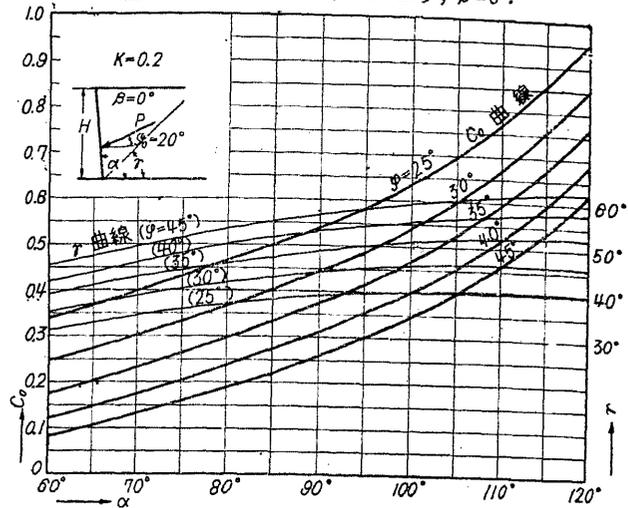
圖表 3b  $K=0.15$  ( $\theta=8^{\circ}30'$ ) ;  $\beta=10^{\circ}$ .



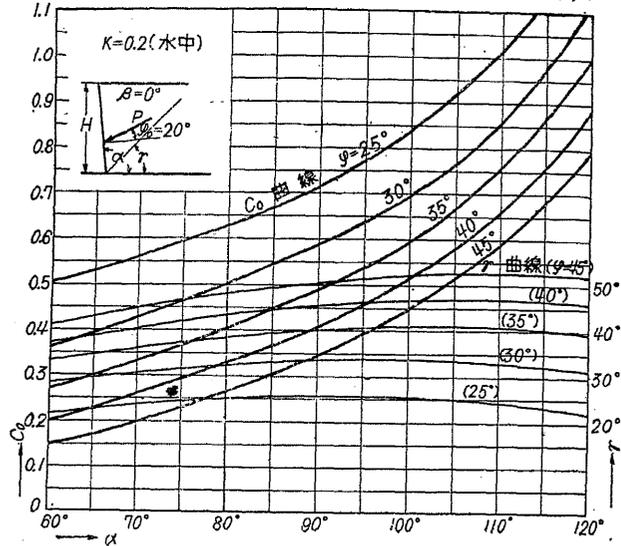
圖表 3b'  $K=0.15$  水面以下 (見掛震度  $K^1=0.25$ ,  $\theta=14^{\circ}2'$ ) ;  $\beta=10^{\circ}$ .



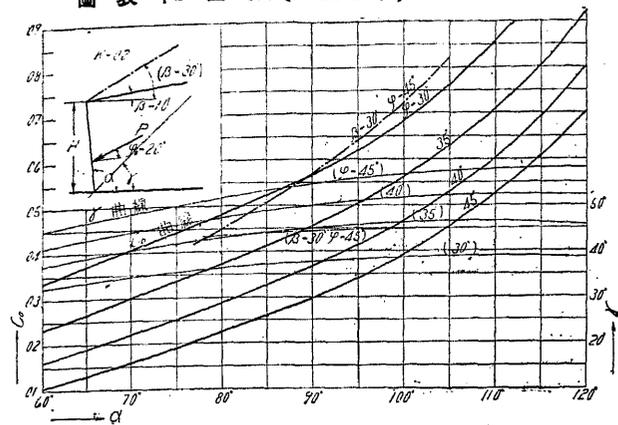
圖表 4a  $K=0.2$  ( $\theta=11^\circ 18'$ ) ;  $\beta=0^\circ$ .



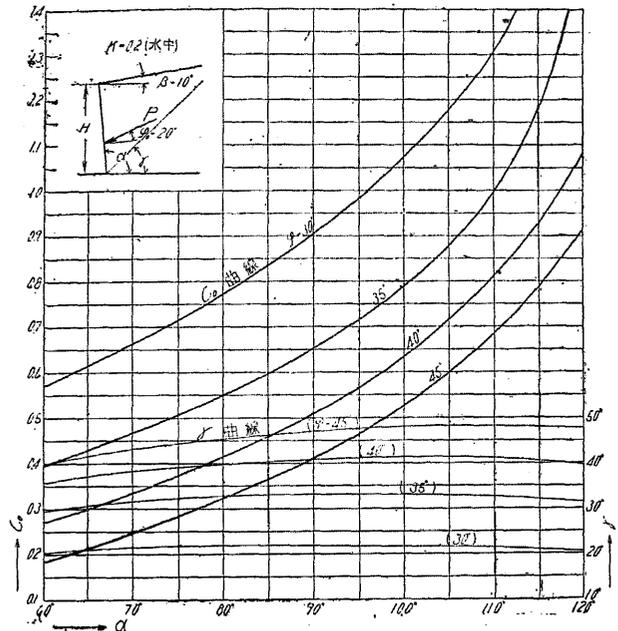
圖表 4a'  $K=0.2$  水面以下(見掛震度  $K=0.33$ ,  $\theta=18^\circ 16'$ ) ;  $\beta=0^\circ$ .



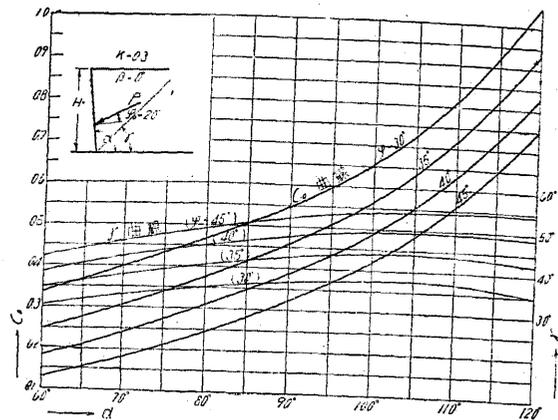
圖表 4b  $K=0.2$  ( $\theta=11^\circ 18'$ ) ;  $\beta=10^\circ$  及  $30^\circ$ .



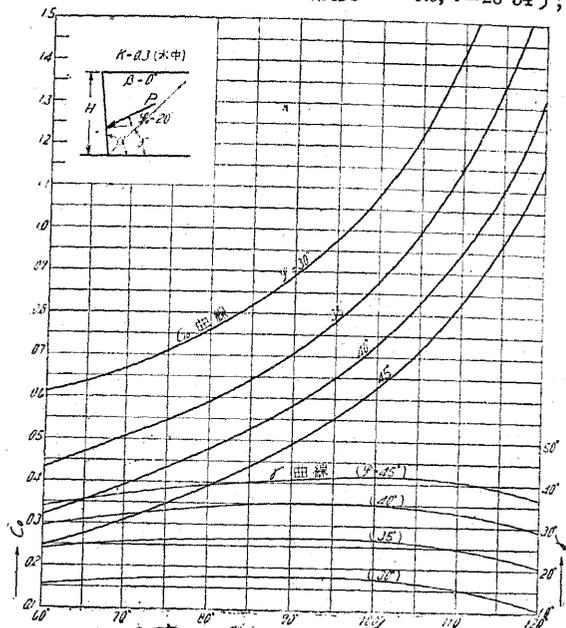
圖表 4b'  $K=0.2$  水面以下(見掛震度  $K=0.33$ ,  $\theta=18^\circ 16'$ ) ;  $\beta=10^\circ$ .



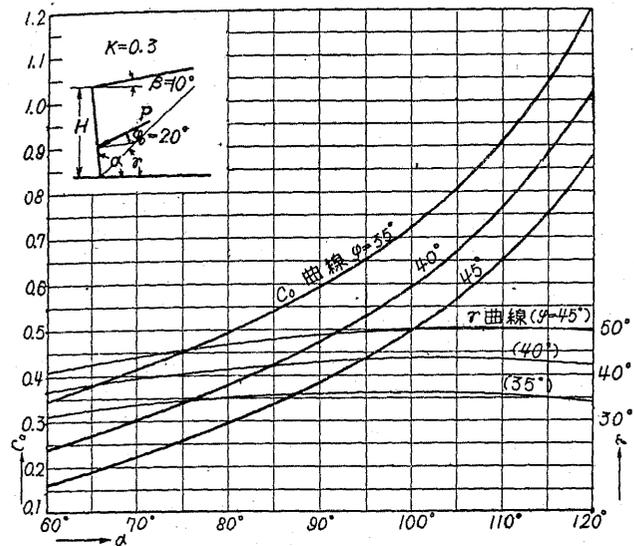
圖表 5a  $K=0.3$  ( $\theta=16^\circ 42'$ );  $\beta=0^\circ$ .



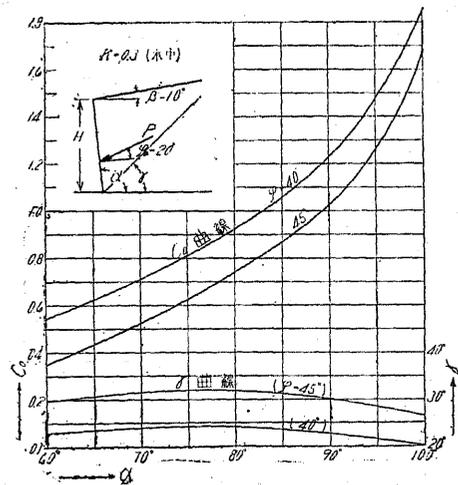
圖表 5a'  $K=0.3$  水面以下(見掛震度  $K'=0.5$ ,  $\theta=26^\circ 34'$ );  $\beta=0^\circ$ .



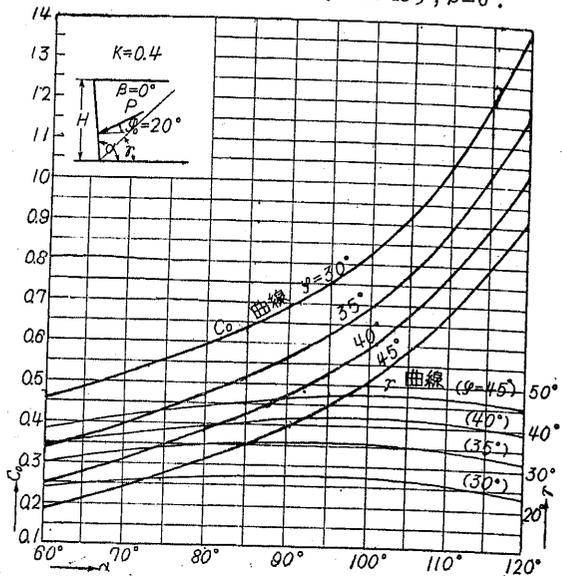
圖表 5b  $K=0.3$  ( $\theta=16^\circ 42'$ );  $\beta=10^\circ$ .



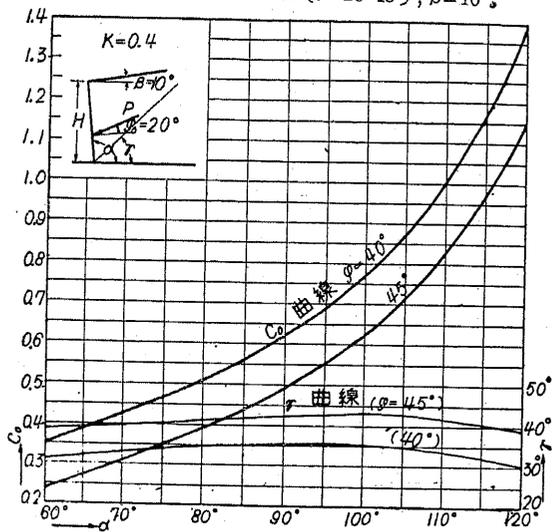
圖表 5b'  $K=0.3$  水面以下(見掛震度  $K'=0.5$ ,  $\theta=26^\circ 34'$ );  $\beta=10^\circ$ .



圖表 6a  $K=0.4$  ( $\theta=21^\circ 48'$ ) ;  $\beta=0^\circ$ .



圖表 6b  $K=0.4$  ( $\theta=20^\circ 48'$ ) ;  $\beta=10^\circ$ .



圖表 7  
抵抗土壓力圖表  $\alpha=60^\circ$   
 $\beta=0^\circ$

