

4

4-474-74

水利學術論文選集

目 錄

地基土壤許可載重量之研究.....薛履坦

橫式含沙量筒說明書.....方宗岱
萬復恆

蓄水庫泥沙淤積之研究.....余恆睦

中華民國三十六年六月六日水利部選印

水利學術論文選集

目 錄

1. 地基土壤許可載重量之研究.....	薛履田
(一) 引言.....	1
(二) 地基土壤之許可載重量與許可沉陷量.....	3
(三) 地基土壤最大載重量之計算方法.....	5
一、基礎底面位於地基表面者.....	6
二、基礎底面位於地基表面下深度 t 者.....	9
三、地基土壤最大載重量之修正公式.....	17
(四) 質地載重試驗及其修正方法.....	18
(五) 結論.....	21
(六) 參考書目.....	23
2. 橫式含沙量筒說明.....	方崇銜 萬復恆
(一) 直式含沙量瓶.....	28
(二) 橫式含沙量筒.....	28
(三) 直式含沙量瓶與橫式含沙量筒所測含沙量之比較.....	29
(四) 測驗結果之討論.....	30
(五) 橫式含沙量筒之優點(指與直式含沙量瓶比較而言).....	30
3. 蓄水庫泥沙淤積之研究.....	余恆睦
提要.....	32
(一) 緒言.....	32
(二) 蓄水庫之淤澱.....	33
(三) 泥流之發生.....	42
(四) 流域及水庫之情形與淤積量之關係.....	51
(五) 蓄水庫之壽命.....	54
(六) 水庫淤澱之防止.....	57

(七)淤積泥沙之密度.....	72
(八)泥沙之觀測.....	77
(九)結論.....	78
(十)參考文獻.....	79

地基土壤許可載重量之研究

薛履坦

(一) 引言

任何建築物必載於地基之上，若地基工程之設計未臻完善，則其所承載之建築物無論其設計如何詳細精確，其材料如何優良堅實，仍屬舍本逐末，無裨實際。故地基工程與結構工程，不但不分離，抑且密切相關。惟往時地基工程之設計，往往賴各個人之經驗而定，故常人多以地基工程誤為一種藝術而非科學，近數十年來，自土壤力學成為獨立科學後，於是地基工程之設計乃漸入科學之途徑矣。

地基工程與結構工程，其根本不同之點有二：(一)結構之設計，其材料可任意選擇，而地基工程於建築地點確定以後，則地基之土壤絕無選擇之可能。換言之，於結構工程，可選擇材料以適應計劃，而地基工程則須選擇計劃以適應材料。(二)結構之設計，多以「應力」為準則，而地基之影響於建築物者全在其沉陷量，故地基之設計，應以應變為準則。

地基土壤之許可載重量(Allowable Bearing Capacity or Power, Terzaghi氏主張用 Allowable Soil Pressure 較為合理)為地基工程中主要問題之一，所有建築物基礎之式樣及大小、厚度、材料等項，莫不以此為設計之依據，地基土壤之許可載重量既應以其許可沉陷量為準，則其值之大小，不僅視土壤之種類及其性質而異，且與建築物之材料、基礎之形式、大小、深度及時間等因子有關，而絕非為一固定不變之數也。以往關於各種土壤之許可載重量(各種土木工程手冊及各地建築規則——見表一至表三——均有各種土壤許可載重量之規定)係根據土壤之種類而定其大小。設計者先考驗地基土壤之性質，決定其種類以後，即可根據規定而決定採用之載重數值，或於工地舉辦載重試驗(Loadng Test)，就其試驗結果以定其載重數值。惟土壤之許可載重量，不僅各地之規定不同，且土壤之分類亦不一致，對於基礎之大小、形狀、深度等項均未提及，故其值殊不可靠，至於實地載重試驗之方法，雖不致因錯誤土壤之種類發生差誤，但試驗時荷重板之面積甚小，故荷重下應力所及之深度有限，且其與實際工程基礎之面積相差則甚大。故試驗結果，如不將其有關因子一一加以修正，而直接將試驗結果應用於實際工程方面，則其錯誤甚巨，而危險亦大。本文內容首述由土壤之許可沉陷量確定其許可載重量之方法，次論土壤最大載重量之各種計算公式與

其有關各項因子，末論作者之土壤最大載重量修正公式，以及質地載重試驗結果之修正方法等項，藉供從事基礎工程者之參攷。

表一：土壤之許可載重量

(美國一般之規定)

類別	土壤種類	許可載重量	
		噸/平方英尺 (ton/ft ²)	公斤/平方公分 (kg/cm ²)
1	堅硬岩石(無層) 例如花崗石等	100	97.6
2	層岩 例如石板岩及片岩等	35	34.2
3	頁岩	10	9.8
4	細碎岩石(除頁岩以外)之沉積	10	9.8
5	硬盤泥(Hard Pan)	10	9.8
6	堅密之礫沙及礫與沙之混合物	5	4.9
7	疏鬆之礫沙混合物或堅密之粗沙	4	3.9
8	疏鬆之礫沙或堅密細沙	3	2.9
9	疏鬆細沙	1	0.9
10	硬質黏土	6	5.8
11	中等黏土	4	3.9
12	軟質黏土	1	0.9

表二：德國之一般規定

項目	土壤種類	許可載重量 公斤/平方公分(kg/cm ²)
1	堅硬岩石	20 ——— 100
2	軟質岩石(沙石石灰石等)	7 ——— 15
3	堅密礫沙	6 ——— 8
4	堅密沙土	4 ——— 6
5	堅密細沙	4 ——— 5
6	壤土沙質黏土	3 ——— 4
7	黏土	3
8	堆積土壤	0.5 ——— 1
9	肥沃及軟質土壤	0

表三：重慶土石許可載重量之規定

(根據重慶市建築規則第 311 條)

項目	土 壤 種 類	許 可 載 重 量 (kg/cm ²) 公 斤 / 平 方 公 分
甲	江邊灘地軟土	0.5——1.0
乙	近山硬土	1.0——3.0
丙	礫石	3.0——5.0
丁	硬石	5.0——20.0

又第 312 條之規定，重慶建築物之地基載重量經工務局認為有實驗必要時，應就實地試驗之結果加算安全率(至少為 3)，然後決定地基之許可載重量。

上海土壤全係泥土(Silt)，故許可載重量甚小，據上海工部局之規定，每平方英尺之許可載重量至多為 1,700 磅或 0.83 kg/cm²。

(二) 地基土壤之許可載重量與許可沉陷量

任何建築物，不論地基土壤之強弱如何，均有沉陷之現象發生，祇有沉陷量大小之不同耳。所謂土壤之許可沉陷量者，即地基土壤因建築物之荷重而沉陷之數值，並在許可範圍以內，不致危及建築物之安全或有礙於建築物之功效者也。若建築物地基各點之沉陷量相等，或其沉陷值雖較大，而建築物之整體乃屬均勻下沉，則對於該建築物安全之影響，尚不十分嚴重，惟沉陷量較大時，則建築物之功效即將減小；例如某橋樑整體下沉之尺度或較大，雖不致危及橋之安全，但橋下之有效淨空減小，必有礙船舶之航行與洪水量之宣洩，故此項較大尺度之沉陷量，已不在許可範圍之內矣。至若地基各點之沉陷量大小不等，則建築物之本身將發生裂縫、傾斜、甚至坍塌等危險。鋼鐵結構抵抗不均勻之沉陷，其所生次應力之強度較大，混凝土結構抵抗次應力之強度較小，故鋼鐵建築物之許可沉陷量差可較大，而混凝土建築物之許可沉陷量差則較小，因此在同一地基土壤之上，建築物許可沉陷量之大小，當視建築物之性質及建築材料之不同，以及建築結構之為靜定式(Statically Determinate)或不靜定式而定，其值約為數公分(0.4—2cm.)或為數英寸(1—2 in.)。

地基土壤沉陷之原因有二：一為壓縮沉陷，即土壤受壓後，擠出孔隙中之一部份氣或水份，縮小其孔隙量而生之沉陷也；一為塑流沉陷，即土壤受壓後，其孔隙量及含水量不變，但因其塑性關係，向四周流動而生之沉陷也。對於塑流沉陷，吾人可於基礎之四周，加打板樁，即可設法防止之；至於壓縮沉陷量之計算方法，可應用土壤力學

上之壓縮理論 (Theory of Consolidation) 及地基土壤內應力之分佈理論 (Stress Distribution) 求得之。茲舉例以明之：

設基礎之形狀為一正方形，邊長為 a ，基礎上之總荷量為 Q ，則基面上每單位面積上之荷重壓力為 $p_0 = \frac{Q}{a^2}$ ，假定地基土壤之深度極大，彈性係數為 E ，土壤內應力之分佈角為 45° ，根據地基下土壤應力分佈範圍內各平面上面積與該面上之應力強度之乘積必等於基面總荷重之簡單假定(見第一圖)，得

$$Q = p_0 a^2 = p A^2 \dots \dots \dots (1)$$

則地面下深度 h 層之應力 p 為

$$\begin{aligned} p &= \frac{p_0 a^2}{A^2} = \frac{p_0 a^2}{(a + 2h \tan \alpha)^2} = \frac{p_0 a^2}{(a + 2h)^2} = \frac{p_0 a^2}{a^2 \left(1 + \frac{2h}{a}\right)^2} \\ &= \frac{p_0}{\left(1 + \frac{2h}{a}\right)^2} \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

再根據材料力學之虎克 (Hooke's) 定律，

$$E = \frac{p}{S} \text{ 或 } S = \frac{p h}{E}, \text{ 則該 } dh \text{ 厚土層之沉陷量—— } dS = \frac{p dh}{E} \dots (3)$$

地基土壤之最大沉陷總量為

$$\begin{aligned} S &= \int ds = \frac{1}{E} \int_0^\infty p dh = \frac{1}{E} \int_0^\infty \frac{p_0}{\left(1 + \frac{2h}{a}\right)^2} dh \\ &= \frac{1}{E} p_0 a^2 \int_0^\infty \frac{dh}{(a + 2h)^2} = \frac{p_0 a^2}{E} \int_0^\infty \frac{(a + 2h)^{-2} (2dh)}{2} \\ &= \frac{p_0 a^2}{E} \left[\frac{(a + 2h)^{-1}}{-1 \times 2} \right]_0^\infty = \frac{p_0 a^2}{E} \left[\frac{1}{-2(a + 2h)} \right]_0^\infty \\ \text{故 } S &= \frac{p_0 a^2}{E} \cdot \frac{1}{2a} = \frac{p_0 a}{2E} \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

式中 a 為方形基礎之邊長， p_0 為基面上之單位載重量， E 為地基土壤之彈性係數， S 為地基之最大沉陷量。

確定建築物之地點及基礎之大小後，則 E 及 a 為常數 (E 值之大小，可於工地採取原狀土樣，用壓縮試驗確定之)，代入上式計算之，若所得之 S 值在規定許可範圍之內，則該地基土壤之許可載重量即為 P_0 ，如 S 值較規定之許可沉陷量 S_0 為大，則以 S_0 值代入式中，求其較小之相當 q_0 ，即得土壤之許可載重量。

$$q_0 = \frac{2S_0 E}{a} \dots\dots\dots(5)$$

式中若E及 S_0 不變，則 $q_0 \propto \frac{1}{a}$ ，若E及a不變，則 $q_0 \propto S_0$ 。由 $q_0 \propto \frac{1}{a}$ ，可以說明在同一地基土壤之上，欲使建築物各個基礎之許可沉陷量 S_0 大小相等，則基面小者，其土壤之許可載重量大，基面大者，其土壤之許可載重量反小，由 $q_0 \propto S_0$ ，說明基礎地點及面積決定後，(E,a不變)，則選定之許可沉陷量 S_0 愈大，即基面上可能荷載之重量亦大，亦即土壤之許可載重量 q_0 愈大，惟 S_0 值之規定雖可甚大，但其相當之 q_0 值如逾土壤之最大載重量，則建築物之沉陷量將不為規定之 S_0 而將繼續下沉，使地基土壤內發生破裂，建築物亦因此傾塌，是以土壤許可載重量之確定，既須使其沉陷量在許可規定範圍以內，且因應用計算沉陷量之虎克定律，僅適用於應力及應變成直線關係之範圍內，故其值又須較土壤之最大載重量為小，並在彈性限度之內，方能使建築物之設計，達到經濟安全之目的也。

(三) 地基土壤最大載重量之計算方法

土壤之最大載重量(Ultimate Bearing Capacity; Grenzelastung)即為土壤所能承受之最大荷重量，其值相當於地基土壤受壓後應力與應變曲線上開始向下垂直時之荷重，(見圖二)，設 q_g 為某基礎下土壤之最大載重量，則根據上節所論，土壤之許可載重量 q_0 須在彈性限度 q_p 之內，故 $q_0 < q_p$ 或 $q_0 = \frac{q_p}{n}$ ，n為安全係數，今以最大載重量 q_g 為根據，則 $q_0 = \frac{q_g}{a n}$ 式中，a為一倍數，其值視土壤最大載重量與彈性限度內載重量之比而定，故土壤許可載重量之值須適合下列兩公式：

$$\text{甲式： } q_0 = \frac{2S_0 E}{a}, \quad \text{乙式： } q_0 = \frac{q_g}{a n}$$

對於一般建築物，n可採用1.5，對於靈敏之建築物，n可採用2或3，若建築物上所受之衝擊震動力大者(例如鐵路橋樑等)，則採用之n值可更大。

如由乙式中計算土壤之許可載重量 q_0 ，必須先知土壤之 q_p 或 q_g 之大小， q_p 之計算較為困難，而土壤之最大載重量 q_g 之值，則可就基面荷重剛超過土壤最大載重量 q_g 時地基土壤所發生破裂之情形，作為計算之根據。

土壤最大載重量之計算，亦為一極複雜之問題，其所包括之有關因子，為基礎之形狀、大小、深度及土壤之內摩擦角與黏着力等，茲分論如次：

一、基礎底面位於地基表面者

若基礎底面形狀為一長條形，位於地基表面之上，而土壤本身並無黏性，則基面之單位荷重量超過地基土壤之最大載重量時，土體內破裂之情形，可有如下之三種假定：

第一種假定：（見圖三），條形基礎下土體破裂面為一圓筒形之弧面。

第二種假定：（見圖四），條形基礎下土體破裂時，係沿一與基底成 α 角之平面向右移動，斜楔底面因荷重而生之土壓力（Active Earth Pressure; Aktive Erddruck）必大於楔底面之土抗力（Earth Resistance; Erdwiderstand）。

第三種假定：（見圖五），條形基礎下土體破裂時，係向左右兩方沿弧面對稱滑動。

由一、二兩種假定所得之結果，甚為相近，而第三種假定之結果則較大，事實上所見破壞之建築物，大抵係向一面傾塌，故第三種假定與實際情形不甚符合。

設土壤之密度為 γ ，內摩擦角為 ρ ，摩擦係數 $\mu = \tan \rho$ ， $\beta = h/b$ ，則由第一種假定得土壤之最大載重量公式：

$$q_0 = \frac{4}{3} \gamma b \mu \frac{\beta \sqrt{1+\beta^2}}{\beta - \mu \sqrt{1+\beta^2}} = \gamma k_1 \dots\dots\dots(6)$$

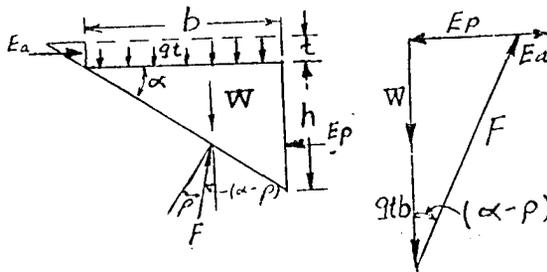
再由 $\frac{dq_0}{dh} = 0$ ， 得 $\beta = 1 + \sqrt{\mu^2/3 - 1}$

由第三種假定得：

$$q_0 = \frac{4}{3} \gamma b \mu \frac{\beta \sqrt{1+\beta^2}}{0.75\beta - \mu \sqrt{1+\beta^2}} = \gamma k_3 \dots\dots\dots(7)$$

$\frac{dq_0}{dh} = 0$ ， 得 $\beta = \frac{1}{\mu \sqrt{2/3 - 1}}$

由第二種假定得：



$$E_a = \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma t^2 \lambda_a$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma (t+h)^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma (t+h)^2 \lambda_\beta$$

$$\frac{E_p - E_a}{W + q_t b} = \tan(\alpha - \rho), W = \frac{1}{2} b^2 \tan \alpha \gamma$$

$$\therefore q_t b = \frac{E_p - E_a}{\tan(\alpha - \rho)} - W$$

$$= \frac{\frac{1}{2} \gamma (t+h)^2 \lambda_\beta - \frac{1}{2} \gamma t^2 \lambda_a}{\tan(\alpha - \rho)} - \frac{1}{2} \gamma b^2 \tan \alpha$$

$$= \frac{1}{2} \gamma b^2 \left[\frac{\left(\frac{t+b \tan \alpha}{b} \right)^2 \lambda_\beta - \left(\frac{t}{b} \right)^2 \lambda_a}{\tan(\alpha - \rho)} - \tan \alpha \right]$$

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma b \left[\frac{\left(\frac{t+b \tan \alpha}{b} \right)^2 \lambda_\beta - \left(\frac{t}{b} \right)^2 \lambda_a}{\rho \tan(\alpha - \rho)} - \tan \alpha \right] = \gamma b k_2 \dots \dots \dots (8)$$

$$\lambda_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right), \quad \lambda_\beta = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

若基底位於地基表面之上，則 $t = 0$ ，

代入(8)式得 $\frac{t}{b} = 0$

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma b \left[\frac{\tan^2 \alpha \lambda_\beta}{\tan(\alpha - \rho)} - \tan \alpha \right] = \gamma b k_2 \dots \dots \dots (8a)$$

$\frac{d q_t}{d \alpha} = 0$ ，得 $\alpha = f(\rho)$ ，代入上式，得 $k_2 = f(\rho)$

此外，Terzaghi 所著之 *Erdbahmechanik* 書上第 241 頁得條形荷重下之土壤最大載重量公式為

$$q_0 = \frac{\gamma b}{2} \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) = \gamma b k_4 \dots \dots \dots (9)$$

上述(6)至(9)公式中所不同者，僅為 k 值之大小，而 k 又均為土壤內摩擦角(ρ)之函數，假定 ρ 為 $0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, \dots, 45^\circ$ ，代入式中。即得其相當之 k_1, k_2, k_3 及 k_4 ，茲將其計算結果列表如下(見表四)，並繪 $\rho-k$ 之關係曲綫如圖六。

表四：土壤最大載重量公式中之K值

(基礎深度為零者)

矩形荷重

$$q_0 = \gamma \cdot bk$$

圓形式方形荷重

$$q_0 = 2\gamma \cdot ak \quad (a \text{ 為圓形之直徑或方形之邊長})$$

$\mu = 0$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.85	0.9	1.0	附註						
$\rho = 0^\circ$	5° 50'40"	10° 11'020"	15° 16'40"	20° 21'050"	25° 26'035"	30° 31° 35°	35° 40'	40° 20'	42° 45°									
$K_1 = 0$	0.19	0.50	0.98	1.72	2.96	5.2	9.65	20.8	33.9	66	∞	見6式						
$K_2 = 0$	0.11	0.34	0.77	1.51	2.83	5.16	9.22	16.88	17.42	1.4		見8a式						
$K_3 = 0$	0.28	0.80	1.71	3.55	7.65	20.75	34.50					見7式						
$K_4 = 0.50.71$	1.01	1.44	2.07	3.03	4.47	6.76	10.3											
$K = 0$	0.11	0.14	0.34	0.45	0.77	1.01	1.51	1.72	2.83	4.2	4.6	6.76	9.4	10.3	10.6	12.5	17.4	最近此之最小值

由K— ρ 之關係曲線，可得下列二結論。

- (1) Terzaghi 式K₄曲線，並不經過零點，在 μ 或 ρ 值較小之範圍內，似不合理，故應以採用K₁或K₂值為宜。
- (2) 在 μ 或 ρ 值較大之範圍內，K₄較K₁或K₂值為小，故由K₄值所得之 q_0 值最小，為安全計，應採用K₄值；至於K₃值，因其假定與實際不符，似嫌過大。

歸納以上兩點之結論，可以得一較為合理而安全之K— ρ 曲線，該線將經過零點，在 ρ 值較小之部份採用K₄或K₂值。

，而在 ρ 值較大之部份，則採用 K_4 值。已知土壤之內摩擦角 ρ 值，即可由圖得其相當之 K 值，代入公式可求基礎下土壤之最大載重量，圖六之 $K - \rho$ 曲線，亦可以下式表示之：

$$\text{當 } \rho < 35^\circ \quad K = \frac{\pi}{9} \rho \sin \rho$$

$$\rho < 35^\circ \quad K = \frac{1}{2} \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

式中 ρ 均以度計

「若荷重面之形狀為圓形或正方形，則土壤最大載重量之公式改為

$$q_o = 2\gamma dK, d \text{ 為圓形之直徑。}$$

$$\text{或 } q_o = 2\gamma aK, a \text{ 為方形之邊長。}$$

K 值之計算與條形者相同，故表四及圖六仍可適用。」

二、基礎底面位於地基表面下深度 t 者

若基底位於地基表面下深度 t 者，則其最大載重量，將較上節所論者大為增加，茲將其計算方法分述如下：

(1) Rankine 氏之計算法

於地基土壤中取任何一極小之三稜體，應用 Rankine 氏主應力 (Hauptspannung; Principal Stresses) 理論，則土體內開始裂動時 α_1 與 α_2 之比與 ρ 之關係，可由下法求得之(見圖八)， ρ 為土壤內摩擦角， φ 為三稜體裂面之角度，先求 α_1, α_2 與 φ 之關係，因裂面開始滑動時， ρ 角最大，故可代入求得 $\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$ 與 ρ 之關係。

$$\because \Sigma H = 0, \quad T' dS = \alpha_1 dS \cos \rho \sin \varphi - \alpha_2 dS \sin \rho \cos \varphi \dots\dots\dots(10)$$

$$\Sigma V = 0, \quad \alpha' dS = \alpha_1 dS \cos \varphi \cos \rho - \alpha_2 dS \sin \varphi \sin \rho \dots\dots\dots(11)$$

$$\frac{(10)}{(11)}, \quad \frac{T'}{\alpha_1} = \tan \rho \frac{(\alpha_1 - \alpha_2) \tan \varphi}{\alpha_1 + \alpha_2 + \tan^2 \varphi}$$

求開始滑動時 ρ max 之值，可令 $\frac{d}{d\rho} \tan \rho = 0$ 解之，得 $\frac{\alpha_1}{\alpha_2} = \tan^2 \varphi$ 代入 $\tan \rho$ 得

$$\tan \rho \text{ max} = -\cot 2\varphi \left(\varphi = 45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\therefore \frac{\alpha_1}{\alpha_2} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \dots\dots\dots(12)$$

故應力 α_2 作用面與裂面之夾角為 $\varphi = 45^\circ + \frac{\rho}{2}$ ， α_1 作用面與裂面之夾角為

$$\phi' = 45^\circ - \frac{\rho}{2}$$

Rankine氏應用上述之關係，得 q_t 值如下(圖九)，當荷重 q 超過土壤之最大載重量時，則土體內將開始發生破裂，故於圖九(1)中三稜體因 q_t 所引起之 α_2 為

$\alpha_2 = q_t \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$ ，再因 α_2 於圖九(3)中三稜體所生向上之主應力 α_3 為：

$$\alpha_3 = \alpha_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

α_3 必須 $\leq \gamma t$ (γ 為地基土壤之密度， t 為基礎四周堆積土壤之高度，亦即為基礎之深度)。若 $\alpha_3 > \gamma t$

土體內將發生向上之滑動，故在土體將破裂而尚未破裂之時，其土壤最大載重量可計算如下：

$$\therefore \gamma t = \alpha_3 = q_t \tan^4 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\therefore q_t = \gamma t \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \dots \dots \dots (13)$$

此即為Rankine氏計算土壤最大載重量之公式

上式係假定土體內之單位黏着力(Cohesion)， c 等於零，若 $c \neq 0$ ，則因 C 而產生之水壓內力 $\phi_k = C \cos \rho$ (見圖十)，以 $q_t + \phi_k$ 代入式中之 q_t 項，以 $\gamma t + \phi_k$ 代入 γt 項，化之得

$$q_t + \phi_k = (\gamma t + \phi_k) \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$t = \gamma t \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) + \phi_k \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - \phi_k$$

$$\therefore q_t = q_t + \phi_k \left\{ \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - 1 \right\} \dots \dots \dots (14)$$

以 $C=0$ 代入(14)式，即得(13)式，若土壤之 γ 及 ρ 值不變，則 $q \propto t$ ，換言之，即基礎深度 t 增加一倍，則其最大載重量 q 亦隨之增加一倍。若 $t=0$ ，則 $q=0$ ，即基礎位於地面上之最大載重量亦為零，此結論當與事實不符，其所以得此錯誤之原因，由於忽略基面下土壤本身之重量，尚未計及所致也。

M.Ritter 氏於1936年曾將此項基底下土壤重量加入，假定地基受壓後所生滑面呈尖錐形，(見圖十一)，尖錐體之高度為 Z ，取半尖錐體OBC為一自由體[見圖(十一)(丙)]，該體上所受之力有 $q, \gamma b, W, F_\gamma$ 及 F 四種。

因土體有一重量，故於OC面上有一土壓力 E_γ 破裂之時， $E_\gamma = E_\rho \gamma$ 其值為

$$E \gamma = E p \gamma = \frac{1}{2} \gamma Z^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\therefore Z = b \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\therefore E \gamma = \frac{1}{2} \gamma b^2 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\text{土體之重量 } W = \frac{1}{2} b Z \gamma = \frac{\gamma b^2}{2} \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$q \gamma b = E p \gamma \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - W$$

$$= \frac{1}{2} \gamma b^2 \tan^5 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - \frac{\gamma b^2}{2} \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$q \gamma = \frac{1}{2} \gamma b \left[\tan^5 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \right]$$

將t之因子加入，得Rankine氏之改良公式：

$$q t = \underbrace{\gamma t \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)}_{\text{Rankin氏公式}} + \underbrace{\frac{\gamma b}{2} \left\{ \tan^5 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \right\}}_{t=0, \text{土壤之最大載重量}} \dots (15)$$

式中第一項即為原來之Rankine氏公式，第二項為t=0時地基之最大載重量，粘性土壤之C≠0，則 $p_k = c \cot \rho$

$$q t C = q t + p_k \left\{ \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - 1 \right\} \dots (16)$$

(2) Prandtl及Caquot兩氏之計算法

A. Caquot(法人)於1934年應用L.Prandtl(德人)之塑流理論(Theory of Plastic Flow)認為地基土壤破裂時之形狀如圖十二所示(I)部為楔形，全體向下移動，其尖角為2α。即剪力最大兩滑面OC與OC'所成之角，依Monr理論，α=45°- $\frac{\rho}{2}$ 。(II)部依CD線向旁側流，其滑角亦為2α，CD線為一對數螺旋形(Logarithmic Spiral)。(III)部全體向上，(IV)則全無移動，圖中箭頭示各部土壤移動之方向，故AOC及ODB兩部可應用Rankine之主應力法，而假定其滑面為一平面，AC及OB為α₂之作用面與滑面所成之角度為 $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)$ 。以A.B.C.D為一自由整體，因CD假定為對數螺旋形，故該滑面上發生之土壤摩擦力，均穿過O點，因此於平衡時ΣM_O=0，

$$q b \times \frac{b}{2} + q \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) b \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \times \frac{d}{2}$$

$$= \gamma t C \times \frac{C}{2} + \gamma t \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) d \times \frac{d}{2}$$

$$q \left[b^2 + b \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) b \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \right] = \gamma t \left[C^2 + \tan \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) d^2 \right]$$

$$\therefore q = \gamma t \frac{C^2 + \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) d^2}{b^2 + b^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right)}$$

設 $OC = \gamma_1, OD = \gamma_2$, CD 曲線之公式為 $\gamma = ae^{m\rho}$,

$$\text{故 } \gamma_1 = \frac{b}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}\right)}, \gamma_2 = \gamma_1 e^{\frac{\pi}{2} \tan \rho} \therefore \gamma_2 = \frac{b}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}\right)} e^{\frac{\pi}{2} \tan \rho}$$

$$\therefore \text{同時 } C = be^{\frac{\pi}{2} \tan \rho} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}\right) d = be^{\frac{\pi}{2} \tan \rho}$$

以 C 及 d 值代入上式，得無黏土性土壤之最大載重量為：

$$q_t = \gamma t \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) e^{\pi \tan \rho} \dots \dots \dots (17)$$

以 $\rho_k = C \cot \rho$ 代入，得有黏性之土壤之最大載重量為：

$$q'_t = q_t + \rho_k \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) e^{\pi \tan \rho} - 1 \right] \dots \dots \dots (18)$$

$$t = 0, q'_0 = \rho_k \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) e^{\pi \tan \rho} - 1 \right]$$

以 $t = 0$ 代入 (17) 式，得 $q_t = 0$ ，換言之，即基底位於地面者，其土壤之最大載重量為零，此與事實不符，其錯誤之原因，亦與 Rankine 氏原來之公式相同，即忽略基底土土本身之重量，而僅計及基礎四周 t 厚度土壤之重量也，故 (17) 及 (18) 兩式僅可認為底面位於地地下深度 t 時所增加之一部份土壤載重量，而不能視為土壤最大載重量之總值也。

(3) Terzaghi 氏之計算法

Terzaghi 氏應用 Rankine 氏理論更計及基礎四周與土壤間之摩擦力及黏着力與四周土壤本身之摩擦力及黏着力，以研究較淺之地基(即深度不超過其直徑之四倍)。圖十三 a 表示一柱脚 (1) 部因荷重 q 而向四周移動，故四周應有 γ_1 使 (1) 平衡，(2) 因 γ_1 之壓力向上移動，故其上應有 q_2 向下使之平衡。向下力 q_2 包括下列三項：

(一) 土壤之重量 $= \gamma \left(t + \frac{d}{2} \right)$ (γ 為土壤之密度)。

(二) 地基四周 EFGH 與土壤間之黏着力及摩擦力 F_1 (見圖十三 b)。

(三) (3) 部周圍 LMNO 土壤與土壤間之黏着力及摩擦力 F_2 (見圖十三 b)。

設 F_1 及 F_2 之摩擦係數為 f_1 及 f_2 今

$$q_2 = \gamma \left(t + \frac{d}{2} \right) + F_1 + F_2 \quad (q_2, F_1, F_2 \text{ 均以單位面積計算})，因$$

$$F_2 = \frac{\gamma t^2}{2} \left\{ \frac{1}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)} \right\} f_1 \times 12d \div 8d^2$$

$$F_1 = \frac{\gamma t^2}{2} \left\{ \frac{1}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)} \right\} f_2 \times 4d \div 8d^2$$

$$\therefore q_2 = \gamma t + \frac{\gamma d}{2} + \frac{\gamma t^2}{2} \left\{ \frac{1}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)} \right\} \left\{ \frac{3f_1 + f_2}{2d} \right\}$$

$$\therefore q_2 = \frac{\gamma d}{2} \left[1 + \frac{\gamma t}{d} + \frac{3f_1 + f_2}{2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)} \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (19)$$

若基礎為牆脚(見圖十三 C), 則 $F_1 = \frac{\gamma t_2}{2} \left\{ \frac{1}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)} \right\} f_1 \times \frac{1}{d}$

$$F_2 = \frac{\gamma t_2}{2} \left\{ \frac{1}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)} \right\} f_2 \times \frac{1}{d}$$

$$\text{故 } q_2 = \frac{\gamma d}{2} \left[1 + 2 \frac{t}{d} + \frac{f_1 + f_2}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)} \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (20)$$

(19)與(20)式, 可以一總方程式表示之, 即

$$q_2 = \frac{\gamma d}{2} \left[1 + 2 \frac{t}{d} + C \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (21)$$

$$\therefore \frac{q_t}{q_1} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right), \quad \frac{q_1}{q_2} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\therefore q_t = q_2 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right),$$

$$q_t = \frac{\gamma d}{2} \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \left[1 + 2 \frac{t}{d} + C \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right]$$

以 $b = d$ 代入, 得 $q_t = \frac{\gamma b}{2} \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \left[1 + 2 \frac{t}{d} + C \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right]$

$$= \gamma b k_4 \left[1 + 2 \frac{t}{d} + C \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right]$$

$$= q_0 \left[1 + 2 \frac{t}{d} + C \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (22)$$

$$(q_0 = \gamma b k_4)$$

內 C 值約自 0.105 (條形荷重) 至 0.25 (圓形荷重)。

若 $t=0$, 則 $q_{t=0} = q_1$;

$t \neq 0$, 則 $q_0 \left[2 \left(\frac{t}{d} \right) + C \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right]$ 可視為因基礎四周 t 厚之土壤所增加之一

部份最大載重量。

(4) Krey 氏之計算法

H. Krey 氏認為條形荷重而下地基破壞之情形，如圖十四 (a) 所示，在荷重 Q 下地基有沿 ad 弧線及 dg 直線向左滑動之趨向，其所恃以抵抗此滑動趨向者，祇有 ad 弧線上之摩擦力及粘着力與 ade 土壤之重量 W_1 及 de 右方之土抗力（土抗力包括 deg 土壤之重 W_2 及直線上之摩擦力與粘着力）。

土抗力 E 之求法如下：如圖十五 (a) E 為 ed 線向右移動時 ed 線上發生之土抗力，根據土壓力之理論得：

$$E_p = \frac{1}{2} \epsilon h^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right), \quad \text{滑面與水平線所成之角度為 } \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)$$

，若尚須計及 dg 面上土壤之粘着力 C_2 則已知 edg 土壤之單位粘着力 C 值及摩擦角 ρ 值後，即可用圖十五 (a) 及 (b) 求算之。

如圖十四 (a) E_p 與 W_1 之合力為 V_1 ，引長 V_1 與 Q 相交於 i 點，又自 a 作 am 線與 ae 成 ρ 角，以 ad 圓之中心 O (任意選擇) 為中心，作摩擦圓，其半徑為 $R' \sin \rho$ 與 am 線相切 ($R' = ad$ 圓之半徑)，再自 i 點作直線 in 亦與摩擦圓相切，與 ad 弧交於 j ，則 V_1 與 Q 之合力 R 之最大値必在 jn 綫上，因 jo 為 ad 弧綫之垂綫，而直角三角 amo 與 jno 相等，故 R 與 jo 所成之角度為 ρ ， ad 線上之總粘着力 C_1 必與 ad 直綫平行，現既知 E_p, W_1 及 C 之量與向，又知 Q 與 R 之向，則可如圖十四 (b) 解之，得 Q ，再另擇 ad 圓之中心 O' 及 O'' ，如圖十六 (a)，同法得 Q' 及 Q'' ，連接 QQ' 及 Q'' 各點得 mn 曲綫，則其中最小者 Q''' ，即為此地基之最大載重量，而 O''' 亦即為諸滑圓中之最危險者 (O''' 點平常約在離 a 及 $3b$ 之間)。若地基在地面下之深度為 t (如圖十六 (a))，則 W_1 為 $aa'a''ed$ 土壤之重，其計算與前相同。

(5) Fröhlich 氏之計算法

德人 O.K. Fröhlich 氏認為地基之許可載重量不宜先求得地基之最大載重量，再除一安全係數而得，應選求其應力與應變關係曲綫上之彈性限度，在限度內可適用虎克氏定律，而應變中以壓縮作用為主，側流作用甚小，若超越該限度之外，則應變中之側流現象驟增，將發生塑性沉陷 (Plastische Setzung)，氏名彈性限度點之荷重應力為臨界載重 (Kritische Randbelastung)，由臨界載重量計算地基之許可載重量，

其公式如下(見 Druckverteilungim Baugrund 1934 第142頁)

$$q'_{tR} = \frac{\pi(\gamma_k - \gamma_F)(1-n)t}{\cot \rho - \left(\frac{\pi}{2} - \rho\right)} \frac{\pi \gamma_e t}{\cot \rho - \left(\frac{\pi}{2} - \rho\right)} \alpha \gamma_e t \dots\dots\dots(23)$$

$$\text{式中 } \alpha = \frac{\pi}{\cot \rho - \left(\frac{\pi}{2} - \rho\right)}$$

$\gamma_e = (\gamma_k - \gamma_F)(1-n)$ = 土壤之密度

γ_k = 土壤顆粒之比重

γ_F = 土壤孔隙內填充液體之密度(水 = 1 公分/公撮)

n = 土壤之孔隙量

t = 地基深度

ρ = 土壤之內摩擦角

對於黏性土壤，則以 $\phi_k = C \cot \rho$ (C = 土壤之單位黏着力)

代入上式化之，得：

$$q'_{tR} = \gamma_e t \alpha + P_k (\alpha - 1) \dots\dots\dots(24)$$

$$\text{式中 } \alpha = \frac{\pi}{\cot \rho - \left(\frac{\pi}{2} - \rho\right)}$$

若地基深度 $t = 0$ ，即基礎位於地基之表面，則

$$q'_{tR} = q_o' R = \phi_k (\alpha - 1)$$

α 為 ρ 之函數，故可假定不同之 ρ 值而求 α 值如下表：

ρ°	0	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
α	0		0.74	1.30	2.06	3.10	4.58	6.71	9.85	14.61

歸納上列各種計算公式，得基礎底面四周土壤之深度 t ，所增加之一部份土壤最大載重量如下：

(1) Rankine 氏式：

$$q_t = \gamma t \tan^2\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) + P_k \left\{ \tan^2\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) - 1 \right\} \\ = \gamma t \delta + P_k (\delta - 1) \dots \dots \dots (14)$$

(2) Prandtl-Reissner-Caquot 三氏式：

$$q_t = \gamma t \tan^2\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) \cdot e^{\frac{\pi}{2} \tan \rho} + P_k \left\{ \tan^2\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) e^{\frac{\pi}{2} \tan \rho} - 1 \right\} \\ = \gamma t \delta + P_k \{ \delta - 1 \} \dots \dots \dots (18)$$

(3) Fröhlich 氏式：

$$q_t = \frac{\pi \gamma e t}{\cot \rho - \left(\frac{\pi}{2} - \rho\right)} + P_k \left\{ \frac{\pi}{\cot \rho - \left(\frac{\pi}{2} - \rho\right)} - 1 \right\} \\ = \gamma e t \alpha + P_k \{ \alpha - 1 \} \dots \dots \dots (24)$$

上列三式中之形式完全相同，所不同者僅在其係數 α, β, δ ，

$$\alpha = \frac{\pi}{\cot \rho - \left(\frac{\pi}{2} - \rho\right)}, \quad \delta = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) e^{\frac{\pi}{2} \tan \rho}, \quad \beta = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right),$$

而 α, β, δ ，三者，均為土壤摩擦角 ρ 之函數，以不同之 ρ 代入，即可得其相當之 α, β, δ ，值，如圖十七所示。

在某一 ρ 值之下， δ 及 β 值，較 α 值為大，因 δ 及 β 為地基最大載重量之增加係數，而 α 為地基許可載重量之係數。

至於(8)式之

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma b \left\{ \frac{\left(\frac{t}{b} + \tan \alpha\right)^2 \lambda \rho - \left(\frac{t}{d}\right)^2 \lambda_n}{\tan(\alpha - \rho)} - \tan \alpha \right\} = \gamma b k_2$$

對於粘性土壤則 $q_t = \gamma b k_2 + P_k (K_2 - 1)$ ，而

$$K_2 = \frac{1}{2} \left\{ \frac{\left(\frac{t}{b} + \tan \alpha\right)^2 \lambda \rho - \left(\frac{t}{b}\right)^2 \lambda_n}{\tan(\alpha - \rho)} - \tan \alpha \right\}$$

因 α 之大小視 ρ 值而定，故 K_2 為 ρ 及 $\frac{t}{b}$ 之函數，以 ρ 及 $\frac{t}{b}$ 值代入，即可得表五(見附圖第三百)及圖十八，因此地基之最大載重量不僅與內摩擦角 ρ 值有關，且隨地基深度與寬度之比而變，即 ρ 值愈大，則最大載重量亦大，同在一 ρ 值之土壤內，

，如將基礎深度與寬度之比增加，則最大載重量又將更為增大矣。

三、地基土壤最大載重量之修正公式

就上述之各種計算公式，可知土壤最大載重量之計算為一極複雜之問題，其有關因子屬於建築物基礎者為基面之面積、形狀、及深度三者，屬於地基土壤方面者，為密度、內摩擦角、黏着力三者，在同一地基土壤之上，基面之形狀不同，則其最大載重量亦異，若形狀與深度不變，則面積大者，其最大載重量亦大，若形狀與面積不變，則最大載重量又隨深度而增加，至於地基土壤之密度，內摩擦角及黏着力三者，則可用土工試驗以確定之，在同一基礎之下，土壤之有關因子增加或減小（例如由於地下水位下降或上升）則地基最大載重量將隨之而增減。至於計算公式之理論，除 Krey氏之圖解及 Fröhlich 氏之許可載重量公式，並非最大載重量，不能相互比較，不加討論外，其餘各公式中，僅有 Terzaghi 氏公式於 $t \neq 0$ 之情形下，計及基礎四周與土壤間之摩擦力，而事實上土體破壞時，常有摩擦力之存在，此點似應加以修正。惟應用 Terzaghi 氏計算法，因其所計及土體間之摩擦力 F_2 ，似太複雜，且不便應用，故認為基礎四周與土壤間之摩擦力可應用 Coulomb 之摩擦定律 $F = \mu N$ 計算之，內 μ 為基礎四周與土壤間之摩擦係數， N 為垂直於地地下基礎四周之土壓力，其值即為

$Ea = \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$ (γ 為土壤之密度， ρ 為內摩擦角， t 為基礎之深度，亦即為基底平面上土壤之深度)。設基礎之周長為 U ，則基礎四周與土壤間之摩擦總力為 $\mu U \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)$ ，若基礎之底面積為 F ，則因此摩擦力而增加之地基最大載重量為

$$q_{tf} = \mu U/F \times \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right),$$

μ 值之大小，視基礎之建築材料及土壤之種類而定，可由下表採用之(表六)：

表六：摩擦係數 μ 值之大小

根據 A. Müller 氏

	μ		密度 γ 公噸/立方公尺	內摩擦角 ρ	$\mu \gamma \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$
	光面圬工	毛面圬工			
軟質泥土(Mud)	0.05	0.10	1.5	5°	0.06
			1.5	5°	0.12
堅硬泥土	0.10		1.8	1.5°	0.10

潤濕黏土或填土	0.20	0.20	1.8	1.5°	0.21
			2.0	2.5°	0.16
沙土及碎沙	0.30	0.30	2.0	2.5°	0.24
			1.8	3.0°	0.18
填土與混凝土	0.35	0.60	1.8	3.0°	0.36
			1.8	3.5°	0.17
乾沙與混凝土	0.36		1.5	3.5°	0.23
濕沙與混凝土	0.56		1.9	2.5°	0.43

由此可知，土壤最大載重量之修正公式應包括三部份：

(一)基礎位於地基表面時之最大載重量，以 q_0 表示之。

(二)基礎深度增加 t 後，因四周土壤之重力作用，所增加之一部份最大載重量，以 $q_t \gamma$ 表示之。

(三)基礎深度增加 t 後，因四周與土壤間之摩擦力作用而增加之一部份最大載重量，以 $q_t f$ 表示之。

因此作者草擬土壤最大載重量之修正公式為：

$$q_t = q_0 + q_t \gamma + q_t f \quad \dots\dots\dots(26)$$

計算 q_0 之 K 值可採用表四或圖六，計算 $q_t \gamma$ 之係數時，可採用 β 值(因由 β 值所得之 $q_t \gamma$ 較小，屬於安全方面)，故條形荷重下土壤最大載重量之修正公式應為：

甲、若黏着力 $C=0$ ，則

$$q_t = \gamma bk + \gamma t \beta + \mu \times \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \frac{U}{F} \quad \dots\dots\dots(27)$$

乙、若黏着力 $C \neq 0$ ，則 $P_k = \cot \rho$

$$q_t = \gamma bk + P_k(k-1) + \gamma t \beta + P_k(\beta-1) + \mu \times \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \frac{U}{F} + C \frac{Ut}{F} \quad \dots\dots\dots(28)$$

(四) 實地載重試驗及其修正方法

實地載重試驗之器具及方法，刻下尚無一定之標準，圖十九所示之器具為美國士

本工程師學會所設計者。

就試驗結果，可以繪製荷重與地基沉陷之關係曲線，如圖二十右下方所示者。d點為土壤之彈性限度(Elastic Limit)，即為荷重與沉陷直線關係之終點。達d點後，則沉陷之增加率更速，至破裂點b，曲線開始向下垂直，此表示荷重不再增加而沉陷量仍不斷增加，終至破裂。故相當b點之荷重 p_0 ，即為荷重板下土壤之最大載重量也，以 p_0 除一安全係數，即得該土壤之許可載重量，試驗時，荷重及沉陷與時間之關係亦可於圖中左上方及左下方分別表示之，每次增加之荷重量不宜過小，然亦不宜大於0.5公斤/平方公分，每級荷重之時間亦不應過短，尤其對於黏性土壤之加重，須俟較長之時間使其達到相當之最大沉陷量後，再行增加，沉陷量之測讀，每級荷重下至少兩次，一在加重以後，一在加重之前，每次測驗數點而得其平均值。

由實地荷重試驗所得之結果，因荷重板之面積甚小，約自0.1平方公尺至1.0平方公尺，與實際工程基礎之面積相差甚大，而地基之沉陷量及最大載重量又與基面之大小形狀有關，故其結果當然不能直接應用於實際之基礎工程，且黏性土壤受壓後，因其透水性甚弱，故沉陷過程所需之時間甚久，常達數年或數十年，而載重試驗之時間甚短，因此試驗時所測讀各荷重下之沉陷量，當然並非真正之最大沉陷量也。

例如圖二十一為某工地荷重試驗之結果，試驗時荷重板之形狀為方形，面積800平方公分，則由圖得 $p=3$ 公斤/平方公分時地基之沉陷量 $S=0.6$ 公分，破裂時之荷重 $p=4.2$ 公斤/平方公分；若施工時建築物之基礎面積為100平方公尺，曩時研究基礎工程者往往認為基面荷重如為3公斤/平方公分，其所生之沉陷量亦應為0.6公分，若以荷重試驗之最大載重量為準，採用安全係數3，則該項建築物下地基之許可載重量亦應為 $4.2 \times \frac{1}{3} = 1.4$ 公斤/平方公分，但根據本文前述之理論，因實際上建築物之地基面積為100平方公尺，較荷重試驗時之地基面積800平方公分大1,250倍，故在同一單位荷重 $P=3$ 公斤/平方公分以下，實際建築物之沉陷量必大於載重試驗時之6公厘，同時建築物下土壤之最大載重量亦必較4.2公斤/平方公分為大，故荷重試驗之結果，如不加以修正而直接應用，則其危險殊大也。

應凡載重試驗之結果，於實際施工時，因土壤之性質不變，其可修正項目應為基礎方面之面積、形狀及深度三者。

美國W.S.Housel氏於1929年發表基周剪力理論(Perimeter—Shear Theory)認為載重下土壤之抗阻力，可分為二部份，一為耐壓抗力(Resistance to Compression)，一為剪抗力(Resistance to Shear)，故土壤載重量之公式為：

$$P = \bar{q} A = mA + nS \text{ 化之, } \quad \bar{q} = m + \frac{S}{A}n$$

上式中P為基面上之總載重， \bar{q} 為土壤之許可載重量，A為基面上之面積，S為基面上之周長，m為耐壓抗力，n為耐剪抗力，m及n為一常數，其值可由載重試驗時採用兩種S/A不同基面，求得相等沉陷量時之 \bar{q} 值，代入式中計算之。

將已知實際建築物基礎之S及A代入上式，即得實際工程基礎土壤之許可載重量。

此外亦可應用Schleicher氏於1926年根據Boussinesq氏應力分佈公式所推演之土壤沉陷量計算公式：

$$S_1 = \alpha_1 \frac{p_1 \sqrt{F_1}}{E} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2}$$

$$S_2 = \alpha_2 \frac{p_2 \sqrt{F_2}}{E} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2}$$

$$\therefore \frac{S_1}{S_2} = \frac{\alpha_1 p_2 \sqrt{F_1}}{\alpha_2 p_1 \sqrt{F_2}}$$

式中S為沉陷量，p為底腳之單位荷重，F為底腳之面積，E為土壤之流性係數，m為土壤之Poisson比， α 為一常數，視底腳之大小形狀而變，若

$$S_1 = S_2, \text{ 則 } \alpha_1 p_1 \sqrt{F_1} = \alpha_2 p_2 \sqrt{F_2}, \therefore p_2 = p_1 \times \frac{\alpha_1 \sqrt{F_1}}{\alpha_2 \sqrt{F_2}}$$

若實際基面之面積不大，而尚須計及土壤之塑流沉陷者，可由下列兩式用上法求解之；

$$S_1 = p_1 \left(\alpha_1 \sqrt{F_1} + \beta \frac{U_1}{F_1} \right), \quad S_2 = p_2 \left(\alpha_2 \sqrt{F_2} + \beta \frac{U_2}{F_2} \right)$$

上述二法中，僅足以應用解決基礎之形狀及面積不同之二因子，對於基礎之深度則未計及。

若實際基礎底面在地面下之深度為t者，則其校正之方法，可先由載重試驗之結果，用上法求得實際基面在地面上之土壤載重量，然後應用Terzaghi氏之公式加以校正，求基礎深度t時土壤之載重量。

$$\bar{q}_t = \bar{q}_0 \left[1 + \frac{2t}{d} + 0.25 \left(\frac{t}{d} \right)^2 \right]$$

或應用上項作者草擬之土壤最大載重量修正公式，若土壤之黏着力C=0，由載重試驗之結果，得基礎深度為0時，土壤之最大載重量 \bar{q}_0 ，已知試驗時荷重板之大小及土壤之密度，代入 \bar{q}_0 求K值，由圖六求其相當之 ρ 值，然後由 ρ 值於圖十七求 β 值，並由表六得 μ 再代入下式；

$$\bar{q}_t = \bar{q}_0 + \bar{q}_t \delta + \mu \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \frac{U}{F}$$

由上式所得實地基礎下土壤之最大載重量 q 。除一假定安全係數，即得土壤之許可載重量，至於土壤之黏着力 $C \neq 0$ 時，可應用下式加以修正計算之：

$$q_t = q_0 + p_k(K-1) + q_t \gamma + p_k(\beta-1) + \mu \times \frac{1}{2} \gamma t^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \frac{U}{F} + C \frac{Ut}{F}$$

(五) 結 論

關於土壤最大載重量之試驗，均以夯打堅實之沙土作為地基土壤，且基礎底面位於沙土之上，故僅可用以說明基礎底面在沙土表面以下為零時沙土最大載重量與基礎大小及形狀之關係。圖二十二為德國 Freiberg 土工試驗室於 1926—28 年之結果，（圖內虛線為 Strohschneider 氏於 1912 之結果），由圖得沙土之最大載重量與基礎面積半徑之大小成正比，圖二十三為瑞典 Fellenius 氏於 1929 年之結果，得沙土之最大載重量與基礎面積之平方根 \sqrt{F} 之關係為一直線，若 \sqrt{F} 值相等，則方形或圓形者較長方形者為大，圖二十四為 Freiberg 土工試驗室於 1928—30 之結果，證明沙土之最大載重量不僅隨基礎面積之大小而增減，且與基礎形狀有關，應與基礎之 F/U 值之大小（ F 為基礎面積 U 為基面之周長）成正比，因此，如圖二十五所示面積 F 相等之五種形狀基礎，因圓形之周長 U 為最小，依次增加環形之周長 U_s 為最大，其 F/U 值之大小次序，則反以圓形為最大，依次減小，至環形為最小，故沙土之最大載重量，亦應以圓形為最大，依次減小，至環形為最小。

再根據 Terzaghi 氏沉陷力學 (Mechanik der Setzung) (見參考書目第三種) 之理論：土壤之最大載重量當視土壤之有無黏性為別 (見圖二十六至二十八)，沙土之最大載重量與基礎面積之大小成正比，而黏性土之最大載重量則與基礎面積無關，例如圖二十六右方之 C_1 及 C_2 為沙土在圓形基面半徑為 r 及 $3r$ 時之沉陷曲線，圓形半徑 $3r$ 時，沙土之最大載重量為 $3 q_1$ ，等於圓形半徑 r 時沙土最大載重量 q_1 之三倍，圖二十六左方 C_1 及 C_2 為黏土在圓形基面半徑 r 及 $3r$ 時之沉陷曲線，圓形半徑 r 時，黏土之最大載重量為 q_1 ， $3r$ 時之最大載重量仍為 q_1 ，與基面半徑之大小毫無關係，[至於在同一單位荷重 q 時 (其值較最大載重量 q_1 ，或 $3 q_1$ 為小，且在彈性限度之內)，沙土之沉陷量與基面之大小無關， $S_2 \approx 3 S_1$ ，而黏土之沉陷量則與基面之大小成正比， $S_3 = 3 S_1$ ，因已不在本文討論範圍之內，故從略。]

上述試驗結果及 Terzaghi 氏之理論即沙土之最大載重量與基面大小成正比，而黏土之最大載重量則與基面大小無關之事實，均與本文最大載重量之公式符合，可說明如

下：

基礎底面位於地基表面以上時

則由第(26)式得：

$$\bar{q}_t = \bar{q}_o + \bar{q}_{tr} + \bar{q}_{tf}$$

$$\therefore \bar{t} = 0$$

$$\therefore \bar{q}_{tr} = 0, \quad \bar{q}_{tf} = 0.$$

$$\therefore \bar{q}_o = 2\gamma aK + p_k (K-1) \text{ (圓形基面)}$$

$$\bar{q}_o = 2\gamma aK + C \cot \rho (K-1)$$

上式中 γ 為土壤之密度

ρ 為內摩擦角

C 為單位黏着力

係數 K 為 ρ 之函數

a 為圓形基面之直徑

沙土為毫無黏性之土壤， $C=0$ ，完全藉其內摩擦角 ρ 之作用，以支承基礎之荷重， ρ 之值甚大，約自 $30^\circ-37^\circ$ ，以 $C=0$ 代入上式，得沙土之最大載重量公式為：

$$\bar{q}_o = 2\gamma ak$$

在同一地點之沙土，其 γ 及 K 值不變，故 $\bar{q}_o \propto a$ ，證明沙土之最大載重量與圓形基礎之直徑成正比。

至於黏土之內摩擦角 ρ 值較小，其值約自 $0^\circ-20^\circ$ ，但其單位黏着力 C 則甚大，約自 $0.8-10 \text{ kg/cm}^2$ ，故黏土之支承基礎荷重，大部分藉其黏着力之作用，因此上式中有方第一項之 $2\gamma aK$ 值甚小，而第二項 $C \cot \rho (K-1)$ 則甚大，故黏土之最大載重量係以第二項之 $C \cot \rho (K-1)$ 作用為主。

故黏土之

$$\bar{q}_o = C \cot \rho (K-1)$$

式中並不包括任何與基面大小有關之因子在內，故可證明黏土之最大載重量僅與黏土本身之單位黏着力之大小有關，而與基礎之大小毫無關係也。

若地基土壤之性質介於沙土與黏土之間者，則其最大載重量與基礎大小之有無關係，完全視其主要作用要素為內摩擦角 ρ 抑為單位之黏着力 C ，如 ρ 之影響大於 C 之作用，則與基礎大小有關，如 C 之影響大於 ρ 之作用，則與基礎大小無關。

故地基土壤之許可載重量不僅視土壤之種類及性質而異，且與建築物之性質、

材料、底腳之形狀、大小、深度、及時間等因子有關，故其值非為常數，固定不變，而各地建築規則及各土木工程手冊規定之各種土壤許可載重量，僅可作為參攷，最好先於工地採取地基土壤之土樣，藉土工試驗之方法確定有關之物理性值，代入本文所推演之各公式以計算其數值，方能達到基礎工程設計經濟與安全兩大目的也。

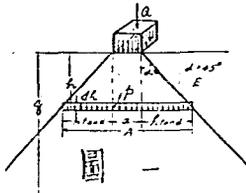
再實施荷重試驗之結果，因其荷重板之面積甚小，其荷重應力所及之深度有限，且與實際工程底腳之面積相差甚大，故亦需根據上述之理論，一一加以修正，方可應用於實際工程也。

至於建築物下地基土壤之許可載重量，若較為弱小而不足以支承建築物之荷重時，則除變更基礎面積形狀及深度等項外，對於土壤之本身尚可采用下列各法以增加其載重量。

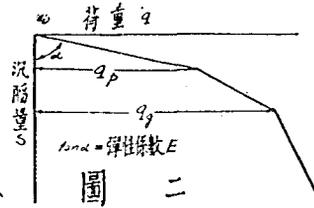
- 一、於基底四周下埋設排水管，以排洩基地土壤之水分。
 - 二、於地基土壤上加沙或打木樁，沙樁及落錐等法，使軟質土壤壓縮而變為堅實。
- 。至於各法之詳細情形，則可參閱各種基礎工程書籍。

(六) 參 考 書 目

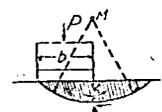
- 一. Kögler-Scheidig: Baugrund und Bauwerk, 1939.
- 二. Ernst Maag: Grenzbelastung des Baugrundes Erdbaukurs Der E.T.H., 1938 Zürich.
- 三. Redlich, Terzaghi, Kampe: Ingenieurgeologie, 1929.
- 四. Krey: Erddruck, Erdwiderstand 1936.
- 五. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde, 1934.
- 六. Hogentogler: Engineering properties of soil, 1937.
- 七. Terzaghi: Science of Foundations. (薛履坦譯載“水利”第九卷第一期)
- 八. Gilboy: Notes on Soil Mechanics. M.I.T, 1930.



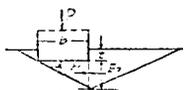
圖一



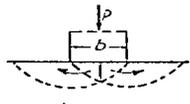
圖二



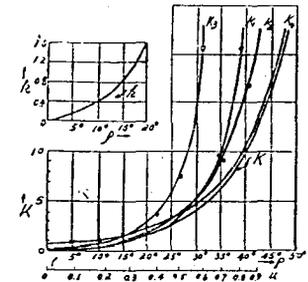
圖三



圖四

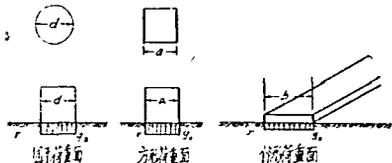


圖五

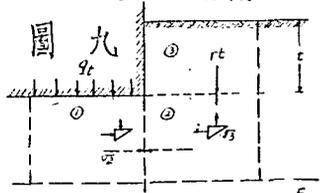


圖六

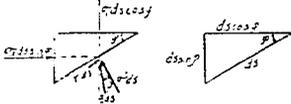
地基土壤最大載重量公式中之K值
(見公式六至九)地基深度二〇



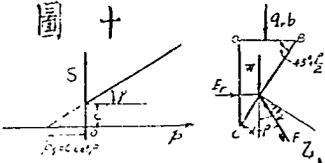
圖七 基礎之三種形狀



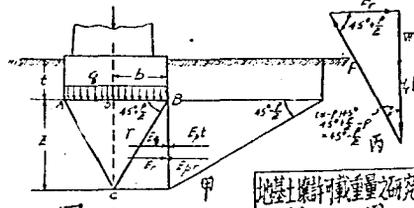
圖九



圖八

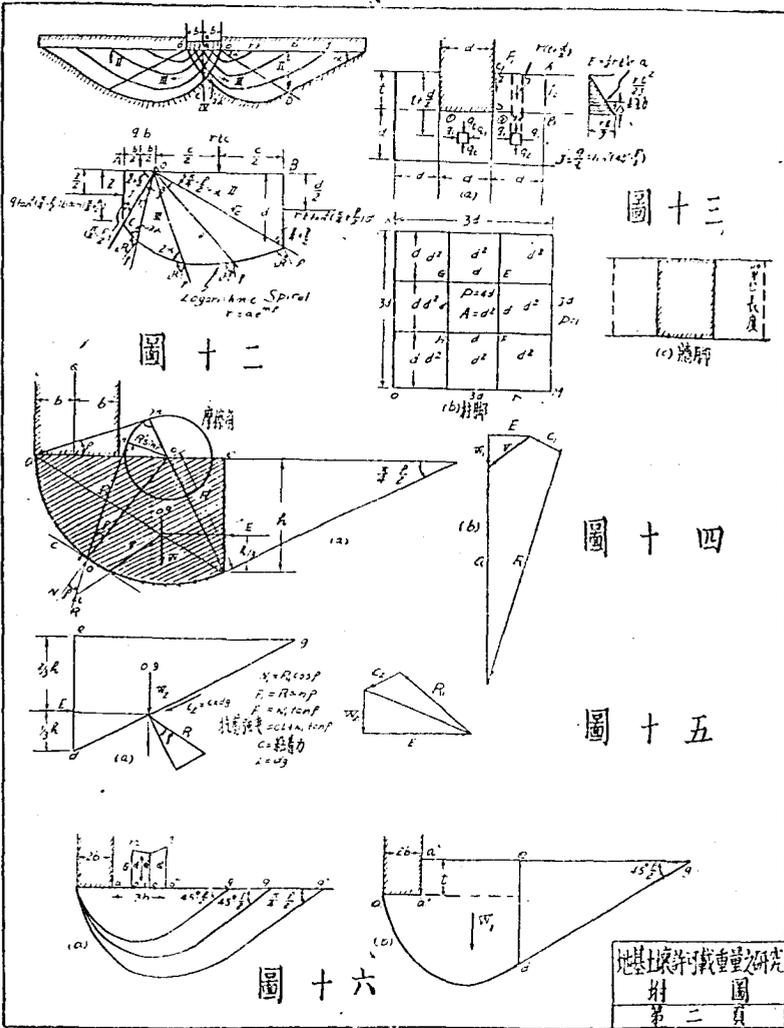


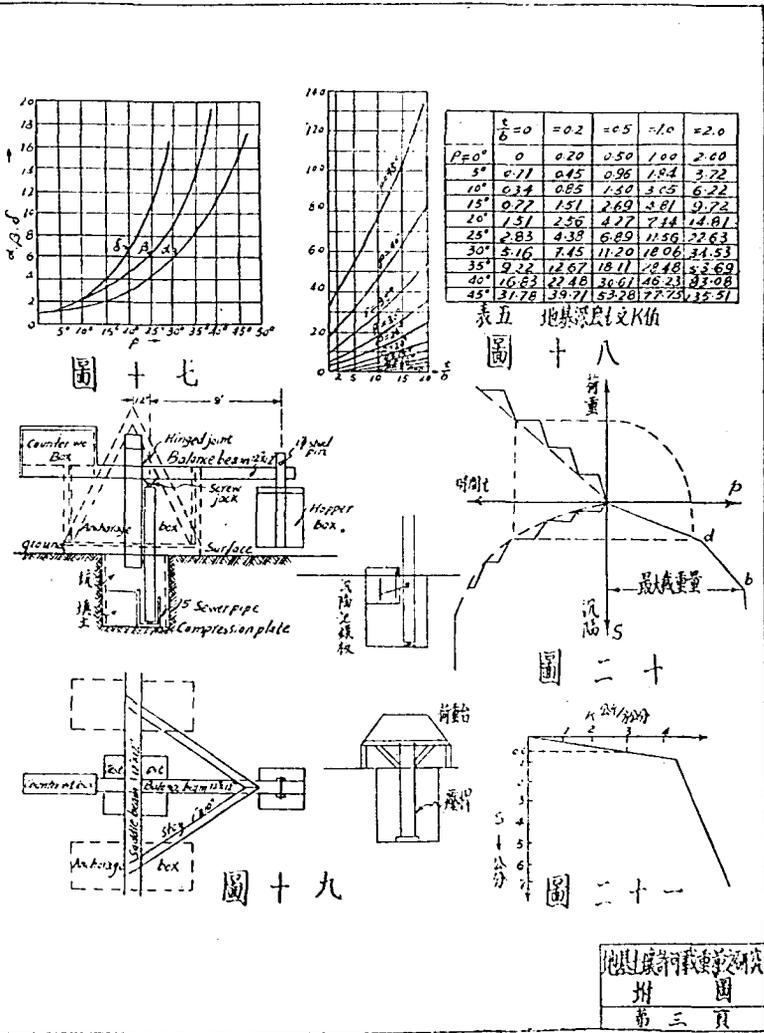
圖十

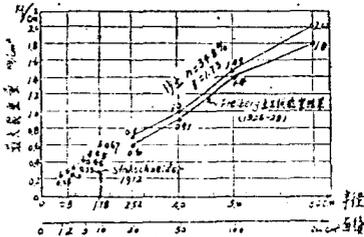


圖十一

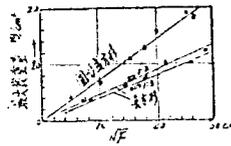
地基土壤許可載重量之研究
附圖
第一頁



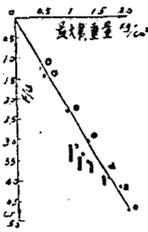




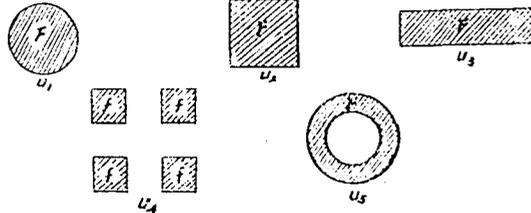
圖廿二



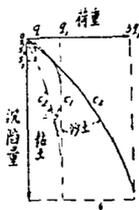
圖廿三



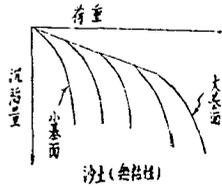
圖廿四



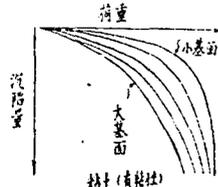
圖廿五



圖廿六



圖廿七



圖廿八

橫式含沙量筒說明

方 宗 岱

萬 復 恆

(一) 直式含沙量瓶

測驗河水之含沙量，普通均用直式含沙量瓶，形式如圖一所示。其施用之步驟：先將橡皮塞緊閉，將瓶放至擬測之深度，然後拉緊繩B，將橡皮塞啓開，使河水徐徐流入，俟水灌滿後，放開繩B，將橡皮塞塞緊，同時拉緊繩A，將瓶提起，倒出水樣而求得其含沙量。作者感覺，用此類含沙量瓶測河流之含沙量，不甚準確；其顯著之差誤，可由下列二項現象解釋之：

- 甲、當瓶放至水深 t^m 時，啓開橡皮塞，因瓶內係空氣，其水壓差 $AP = t^m/m^2$ ，其水流綫之分佈，可視如圖一A,B所示，以水灌入瓶內，壓出空氣並壓縮空氣，故水壓差逐漸減少，水流綫亦漸漸縮小。至水灌滿時，水壓差趨達於零，水向瓶內之流動，即呈停止，由上述水流情形，吾人知瓶中所測之含沙量，乃係A,B(瓶口以下)C,D(瓶口以上)及瓶口附近各點含沙量之混合值，而非為吾人所測瓶口一點之含沙量。
- 乙、尚有一點值得注意者：由上述水流情形，吾人知當河水徐徐灌入瓶內時，該時之水洩綫形(Stream-line Picture)與河水原來之水流綫形完全不同。因水流綫形之異差，各點之含沙量自有更變。故該瓶所測之含沙量，不但不能得瓶口一點之含沙量，亦不能代表A,B,C,D及瓶口附近各點含沙量之混合值，僅係代表河水水流綫形(如圖一A,B)河水A,B,C,D及瓶口附近各點含沙量之混合值而已。

(二) 橫式含沙量筒

作者以普通沿用之直式含沙量瓶所測之含沙量，既欠準確；乃自行設計橫式含沙量筒，其形狀及結構如圖二所示。其施用之步驟，係先將繩B拉緊，將P,Q兩圓門啓開，然後將筒放至擬測之深度。河水自上口流入，下口流出。俟水流穩定後，放鬆繩B，拉緊繩A，俟P,Q兩圓門已緊閉，即將全筒提起，倒出水樣，以求得其含沙量。

就進水時之水流綫形與水流之擾動兩點而言，殊較直式含沙量瓶為佳。但吾人仍有下列兩點之考慮：

(1) P, 互兩圓門是否滴水？全筒是否裝滿？

(a) 經試驗後，得知 P, 互兩圓門自提出水面至倒水止，毫無滴水現象。

(b) 經試驗二十餘次，自靜水中至最大流速 15 m/s ，其最大差誤不到四立方公分。易言之，其容量最大之差誤，不過千分之二。

(2) 筒內流速是否與河水流速相等？就理論與測驗兩方，均不能得圓滿之解答，以此間無良好測驗設備，且在河中施測，而河水之流速，即在同一地點，亦無時不在變更中，故無法證明。照 Nikuradse 氏所作亂流流速分佈情形，在筒內時，至為平整。(Prandtl: Applied Hydro and Aeromechanic) 且進口與出口處之流速，應與河水原來流速相等，而相距不過 25.46 公分，諒筒內流速與河水流速不致有若干差異，惟其值尚待精確測驗證明之。

(三) 直式含沙量瓶與橫式含沙量筒所測含沙量之比較

第一次測驗於三十三年六月二十日在甘肅省政府後水車巷中舉行。茲將其有關事項及計算，列表於後：

測驗號數	測點之流速 (m/S)	水深 (m)	測點深度 (m)	所 測 含 沙 量		相差百分比
				直式含沙量瓶	橫式含沙量筒	
1	0.180	1.5	1.00	0.001650	0.001644	正2.80
2	0.340	1.18	0.40	0.001411	0.001520	負7.15
* 3	0.595	2.2	1.5	0.001588	0.001644	負3.40
4	0.595	2.0	1.2	0.001905	0.001865	正2.12

第二次測驗於同年六月二十二日在蘭州水車園水車巷中舉行。其結果如下表：

測驗號數	測點之流速 (m/S)	水深 (m)	測點深度 (m)	所 測 含 沙 量		相差百分比
				直式含沙量瓶	橫式含沙量筒	
1	0.180	2.2	1.7	0.003759	0.003610	正4.13
* 2	0.403	1.2	0.6	0.004174	0.004250	負1.80
3	0.467	2.2	1.0	0.004205	0.00369	正1.40
4	1.245	0.4	0.2	0.003624	0.00333	正8.82

(四) 測驗結果之討論

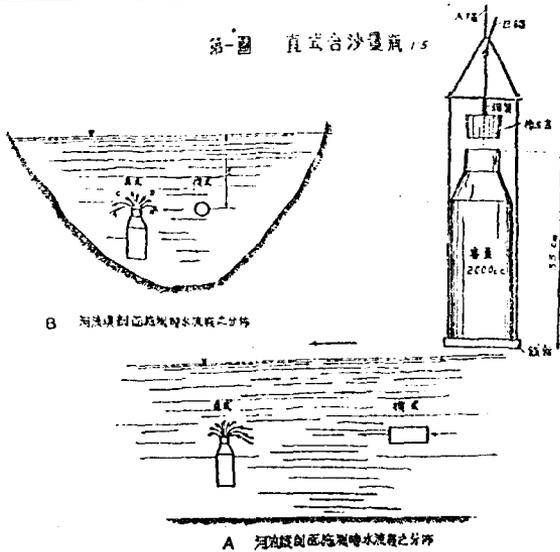
根據八次測驗結果，有五次係直式含沙量瓶所測之值大於橫式含沙量筒所測之值；有三次則適相反。查第一表之 No.3 與第二表之 No.2，因在水流彎曲處(大石頭旁)測驗，水流情形至為複雜，難於解釋，可視為例外。其餘六次測驗，有五次係「正差」(直式含沙量瓶所測值大於橫式含沙量筒所測值)，僅一次係「負差」，「正差」之原因，想係由於河水各種深度含沙量相差過大之故。設河水深1.5m，將直式含沙量瓶口放至1m處，而所測之含沙量一部係1m以下者，因1m以下之含沙量較多，故所測值大於橫式所測之值，相反的在上層直式所測值則小於橫式所測之值，(如第一表之 No.2)。

。此僅為一種解釋，是否屬實，尚待研究證明。

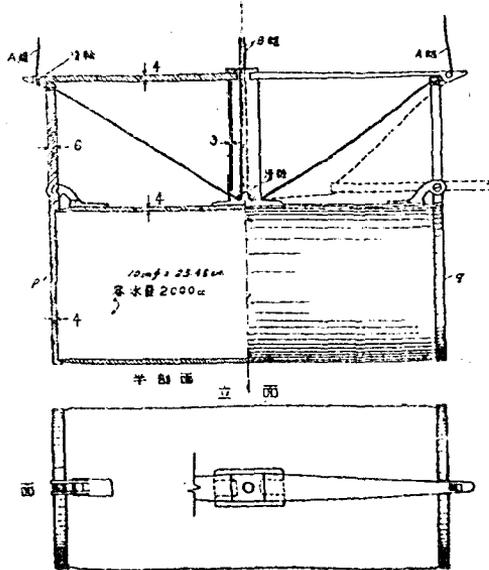
(五) 橫式含沙量筒之優點(指與直式含沙量瓶比較而言)

- (1)「較直式含沙量瓶所測之值為準確，」由水流綫形之比較，可以得知。惟其準確程度與河水之含沙量分佈、擬測水深、流速等等有關，尚待研究決定。
- (2)「測點深度可以增加，同理適宜於較淺之河流，」普通直式含沙量瓶，自底部至瓶口之高度約三十三公分(參照中央水工試驗所水文測範第二十圖計算)。故河底以上三十三公分之含沙量，用直式含沙量瓶無法測得，而用橫式含沙量筒則無此種限制，同理橫式含沙量筒適宜施用於較淺之河流。
- (3)「橫式含沙量筒所用材料較省而構造亦較易，」直式含沙量瓶全部淨重必需達三公斤(二公斤用以作上浮力之反重，一公斤用以作開啓橡皮塞彈簧之反重)。而橫式含沙量筒則無此限制，就現成者而論，僅二公斤。至於構造簡易，閱圖即可明悉。
- (4)「在水深處使用，較為方便，」直式含沙量瓶在深水中施用，開啓橡皮塞至為吃力，啓用以後，瓶中空氣受強大之壓力，不易洩出，故使用時，至為不便，橫式含沙量筒則無此類弊端。
- (5)「安放測點，差誤較微，」直式含沙量瓶放至河中，因受河水對拉繩及瓶所生之沖激力，使含沙量瓶穩定於吾人施放處之下游，而橫式含沙量筒以受力面積(Projected-area)較小，故此類差誤較微。

第一圖 直式含沙量筒 1/5



第二圖 橫式含沙量筒 1/2



蓄水庫泥沙淤積之研究

余 恆 睦

A Study Of The Deposition Of Sediment In Reservoirs

提 要

泥沙之淤積蓄水庫中，其為害之程度極感嚴重，晚近學者羣起研討之，一方面蒐集有關資料，對水庫淤積情形，作詳盡之觀察，另一方面對防止淤澱之方法，積極改善，迄今對此問題，尤有初步之認識。我國現雖無蓄水庫之建築，然今後言防洪及水力灌溉者，勢必採用水庫，蓄水待用。但於挾沙豐富之河道中建築水庫，如事先對於泥沙之淤積問題，未加詳盡考慮，或作有效之防止計劃，則水庫之被淤塞，當為難以避免之事也。

本文首論蓄水庫淤積情形，蒐集若干有關資料，分析其能影響淤積量之各項因子，觀察其進展情形；次對蓄水庫之水力及性狀作詳盡之討論，舉凡與泥沙淤積有關之各種水流現象，均加以敘述，區別其淤澱狀況，並蒐集各種防止水庫淤積之方法，分別列論，對於泥流之性質及其形成與排除之方法，曾就模型試驗加以觀察與改進，得如若干泥水與清水混合時之各種水流現象，著者並建議利用隔牆及籬幕作為形成泥流之工事，對於溢水道及涵洞等排洪設備，建議建築隔板，以利庫底泥流之排除，其效應均由試驗加以改進，此外對於冲刷效能之認識，各種淤澱方法之利弊，亦加以列論，最後於結論中對黃河本支各流與築水庫問題，作數點建議，藉免泥沙之淤積，以為本文之結尾。

(一) 結 言

大型蓄水庫之建築，實乃近一世紀之新興水利工程，以其有特殊之效能與價值，今後之發展，正方興未艾，惟建造蓄水庫於泥沙豐富之河道中，必發生極其繁雜之泥沙淤澱問題，水庫之蓄水容積因泥沙之淤澱而日減，終致湮廢無用，是故水庫之建築又受有限制，而已成之水庫對泥沙淤澱之煩擾，亦日趨嚴重矣。

自地質眼光而言，天然之湖泊或人為之水庫，不過為河道平衡之一種暫時擾亂而已，最後必被淤塞，恢復河道之故態，Collet 氏有言：「湖泊之歷史，即其湮廢之歷史也⁽¹⁾。」故吾人對於泥沙之淤積水庫，應視為一種無可避免之自然變化也。

若干水庫完成後，雖在預定之使用期間，或因水庫有鉅大之容積，或因計劃及管理之周密，而未見有顯著之淤澱者，今日雖得利用其水力，發展航運，控制水患，所

註(1)：“Die Vorlandung Von Staubecken” Von Fritz Orth, Die Bautechnik, Berlin, 1934.

謂人類文明賴此發源進步，蔚成繁榮之世，然百年之後，因水庫淤塞所致惡劣之結果，殊難以想像，非僅良田淪為荒漠，文明悉受摧毀，經濟上之損失，固不必論，尤可慮者，後世再行興築水庫時，良好之場址，已不可多得。

吾人既知水庫淤澱之厄運，應急謀挽救之策，苟能於其澱淤過程中，設法作有效之防禦，常亦可收延長水庫壽命之功，此等工作，非僅為水利工程師之職責，亦為其最感興趣之問題耳，惜現今之水庫均屬年幼，關於淤積情形及其防止方法之資料與經驗，均感缺乏，尚冀求得一合理之定論。

近若干年來，由於水庫淤澱問題之日趨嚴重，學者起而研討者，已有多人，蒐集有關資料作詳盡之觀察，迄今對此問題尤有初步之認識，本文特作一綜合之研究，並對泥流之性質及其控制方法，曾作各種觀察，以期獲一更精密之探討，蓋此一問題，對於黃河建築蓄水庫之防洪方法，有其重要性在焉。

(二)蓄水庫之淤澱

一、河道挾運之泥沙

1. 河道挾運泥沙之種類

河道挾運之泥沙，依其輸送狀況，通常分為兩類：

- A. 滾轉於河床上者，稱曰滾行泥沙(Bed-Load)，簡稱河沙，其直徑 $>0.2\text{mm}$ 。
- B. 浮游於水中者，稱曰浮游泥沙(Suspension Load)，簡稱浮泥，其直徑 $<0.2\text{mm}$ 。二者之總量，稱曰含沙量(Silt Content)，多以重量百分率表示之。

浮泥與滾沙，其間並無顯明界限，隨水流情形及泥沙性質而互相變動，湍急之水流，既可裹攜細泥於溜中，復能推移粗沙於河底，若遇流速減緩，則水中浮泥下沉，變為滾行物，有時流速增大，復可將滾沙播揚於斷面中，挾與俱行。

就一河道而論，自上游迄下游，其比降與流速皆逐漸減緩，故某一直徑之沙粒在上游段為浮游物者，至中下游段則變為滾行物，惟微細之泥粒，雖在緩慢之水流中，亦不易沉澱，而被攜帶至遙遠之河口積成三角洲，又因河床石礫互相磨蝕結果，碎裂為無數細沙，所行距離愈遠，磨損亦愈多，故在河道之上游可見石礫，迄下游則僅見泥粉矣。

2. 浮游與滾行泥沙量與總含沙量之關係

測量含沙量者，通常僅就浮游泥沙量加以測定，蓋此法較測定滾行泥沙為簡便，且於若干含沙甚多之河道，其浮游泥沙量又常為含沙量之大部分，至於一河之滾行泥沙量，實際測定者不多。

浮游與滾行泥沙二者之比例，吾人可於文獻中獲得各種不同之估計方法，由區河

道之上游部份，據Mühlhoter氏在Inn河實驗之結果⁽¹⁾，發現浮游量佔含沙量之2/3，滾行量為1/3，又據Stevens氏之估計⁽²⁾，如第一表：

第一表：浮游與滾行泥沙之比例表

河名	浮游泥沙所佔之百分數	滾行泥沙所佔之百分數
Mississippi河之河口	90	10
Rio Grande河之San-Marcial	86	14
Colorado河之Yuma	80	20
Coutiyaling河之Rose Lake	49	51

上表僅可視為一種近似數值，且有僅用估計方法得來者，多取水庫或河床之一段，廣設断面，測量淤積情形，然後根據假定淤積泥沙之單位容積重量，以推算淤積總量，更由上下游兩端精密測定該期間中輸入及輸出之浮游泥沙量，以求得淤積於該段內之浮游泥沙量，二者之差，即滾行物之數量，其精密程度，全視淤積物單位重量之假定為何而定。

美國墾務局(Bureau of Reclamation)於1933年在Colorado河Yuma附近從事測定河道快速泥沙能力之研究⁽³⁾，於上游測站測定總含沙量，下游測定浮游泥沙量，結果得知二者並無顯著差別，其結論認為浮游之泥沙為河道快速泥沙之絕大部分；我國黃河含沙量之測定，僅為浮游泥沙量，以黃河本支各流含泥之豐富，其滾行量所佔之比例，必甚微小；又Colorado河亦為含泥甚多之河道，其測量結果，可為估計黃河含沙情形之參考。

由上所述，吾人並未能獲得一肯定結果，以定二者之比例，但實際上每一河道各有其特性，含沙情形亦互異，二者之關係時在變更，如含沙甚小之河道，於低水期間，水質極清，斯時河底滾行之泥沙，當可視作全部含沙量，如遇洪水，水中浮游泥沙劇增，然其量仍未必可超過滾行量也，反之，在含泥豐富之河道，渾濁泥流，終歲不

註(2)：“河道泥沙之研究”，張含英譯，黃河水利月刊，第一卷第十一期，第十二期，民國23年，或參考文獻(26)。

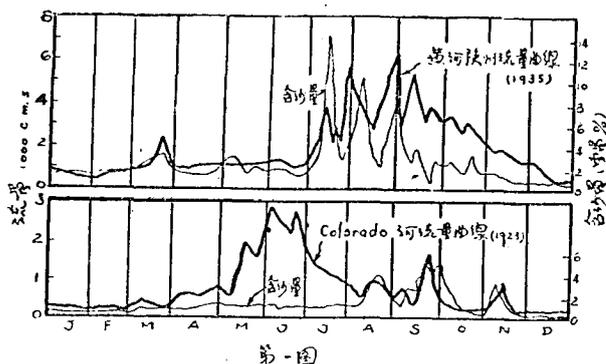
註(3)：“Why Desilting Works for the All-American Canal?” By C. P. Vetter, Engineering News-Record, March 4, 1937.

清，即在平時，浮游量已可駕乎滾行量之上，洪水期間，以含泥之高，流量之大，則二者之比例，當更相懸殊也。

3. 含沙量與流量之關係

河道最大含沙量發生之時間，以夏秋季流域中遭受劇烈冲刷情形為最多，其與洪水之關係，則隨各河流域之性質而不同，河源如屬高山積雪區域，最大洪水常發生於春夏融雪期間，然是時之含沙量並非最高，如最大流量係暴雨之逕流，則最高含沙量可能同時而至，如第一圖所示，為兩種性質互異之河道洪水與最高含沙量之關係，黃河洪水多發生於夏秋，其時含沙量亦最高，Colorado 河之洪水為夏季融雪之水量，其時含沙量並無若何變化⁽³⁾。

茲進而探討一般流量與含沙量之關係，參閱河道之水文紀錄，於洪水時期，流量與含沙量並無一定關係存在，最大含沙量值，有出現於洪水峯之前者，亦有出現於其後者，但於低水期間，



第一圖

含沙量則視流量為消漲，大抵流量增加，含沙量亦增，此等現象，於黃河⁽⁴⁾永定河⁽⁵⁾一類含沙量豐富之河道中常見之。又美國墾務局曾測定 Colorado 河之泥沙⁽³⁾，將各種徑粒泥沙之每日輸送量與流量之關係，分別列出，發現泥沙粒徑之大者(0.25~0.01m.m.)，其輸送總量與流量有顯著之關係，流量既增，此類沙量亦增，惟細泥沙(小於0.01m.m.)之輸送量與流量仍無關係可言。

按浮游泥沙量與流量之關係，由觀察得知水流中細泥之分佈，相當均勻，惟浮游之粗沙，則以靠河床部分為最多。流水挾運細沙量，常未能達其最大負擔量，但對於粗沙，則能盡力輸送，故一河之流量與浮游量鮮有關係存在其間，蓋水流實際挾運

註(4)：“黃河含沙量之分佈及變化”許寶農，水利委員會月刊，第一卷第十期。

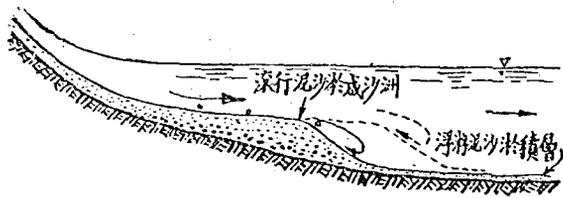
註(5)：“永定河之泥沙”徐世大，水利委員會月刊，第一卷第二期。

之泥沙多係支流供給者，其量多寡，視支流中泥沙來源情形而定。而各支流復受各種因素之支配，輸給泥沙之數量變化亦極大，至於能浮游於水中之粗沙數量與流量間，尚有一粗放之關係可循，蓋水流能盡其所能挾運自支流而來之粗沙，甚至從河床上再撈得一部份以補其不足。又浮游總量係粗細泥沙兩部分合成者，浮游之細泥量，量泥底與流量無關係，故其總量與流量之關係，亦甚薄弱，據此，則上述Colorado河測沙結果，可獲得一種解釋。

至於滾行泥沙之輸送量，全視水流情形而定，其間之關係亦至為顯明，由一般估計滾行泥沙量之公式，得知河道之流量，比降大者，挾沙量亦大，茲不詳述。

二、蓄水庫泥沙淤積之發生

於天然河道加築蓄水工程，其作用不僅阻礙河水之流動，即水中挾運之泥沙，亦復受其影響而停積庫中，水流既經阻滯，庫中水位增高，比降減小，滾行於河底之泥沙首先淤積，復以流速變緩，散佈庫中之浮游泥沙亦行沉降。



1. 滾行泥沙之淤積

河水挾帶之滾行物向下游抵達水

第二圖 滾行泥沙淤成沙洲向前推進

庫時，於水庫之尾端(河道之入口處)，即形成初次淤積，積成三角洲(Delta)形，蓋該處水面之比降與未築水庫前之比降，二者在此開始分離。此種淤積，形如沙洲(Sand Bar)，粗者在下，細者覆蓋其上，分成若下層，均按其休止角(Angle of Repose)而定各層之傾斜度，每層之厚度及其傾斜，復因泥沙之性質及流速之影響而不同。

沙洲之進展，自水庫尾端向壩址推進，其情形頗與培築路基相似，層層由低而高，向前展起，如該處庫底之寬度較原有河床為大時，則沙洲向前作扇形擴展，扇之兩端，即在河道之入口處。(如第二圖)

設庫中水位不變，此類沙洲之頂面頗為平坦，且有一甚陡之邊緣，如水位時有變化，則某一時期之沉澱，當水位降落時，水流可將此等淤沙沖去一部，移至下游，因之沙洲之坡度平緩，且面多皺紋，沙洲之泥沙粗細混雜者，適足以增加其密度，此所以異於理想之淤積也。

浮游之泥沙於水庫尾端，因流速降低，亦開始沉澱，惟其量甚微，如與粗沙層相疊，足以保護沙洲形狀之安全，若水庫之容量甚小，此類浮游泥沙將越過水庫，不復停留，故於水庫上游，常有卵石之儲積，而無細沙停留。

Schoklitsch 氏引用渠所定之流水挾運滾行泥沙公式推算蓄水庫於二年之中淤積情形⁽⁶⁾，該式為：

$$G(m^3) = \frac{7000}{\gamma_e(1-n)\sqrt{D}} \sum J^{3/2} (Q - B q_0) \dots \dots \dots (1)$$

式中G等於某一期間流水挾運之沙量，n為淤積泥沙之孔隙率，D(m.m.)為泥沙之有效直徑， γ_e = 泥沙之重量 (kg/m³)，B(m)為河寬， q_0 為單位寬之臨界流量 (m³/Sec/m)，即泥沙開始滾動時之流量，J為比降，並假定水庫之情形：

壩址處之水深 d=8m

河道原有比降 J=0.0022

$\rho = 0.033$

河床寬度 = 50m.

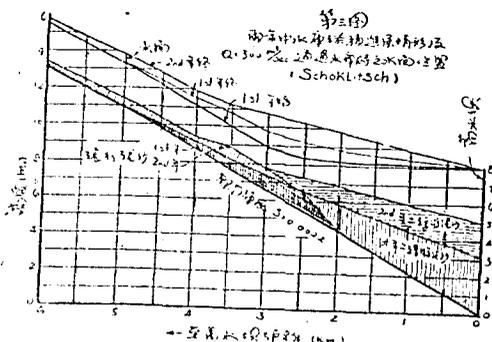
滾行物之有效直徑 D=40mm. 滾行物淤積之密度 $\gamma_e = 1775 \text{ kg/m}^3$

並求得一結果，繪製一淤積圖(第三圖)，圖中顯示淤積物之數量及其位置，並計算一

流量Q=300c.m.s.通過該水庫時之各種水位，此種計算方法，是否正確，當視公式所及之範圍如何而定也。

由第三圖，知滾行物與浮游物二者沉澱之位置，有明顯之分界點，此等情形，尚可由探測水庫實際淤積情形證明之，如K. Schreitmüller 及 L. Oexle 二氏，於

Saalach水庫測量泥沙行程結果，證明滾行物淤積前進情形，與上圖相同。又由圖中所示淤積物之位置，顯示另一種現象，且與模型實驗及實際情形均能符合，即在第一年中，滾行物之淤積，係在水庫尾端上游河段中開始發生，以後仍能逐漸向上游伸展



註(6)：“Stauraum-Verlängerung und Kolkabwägung” Schoklitsch, 1935.

，如Saalach水庫在完成後五年之中，泥沙淤積自入口處始，向上游擴展760公尺，迄後再經十年，更伸展600公尺，在水庫尾端上游段淤積之數量為：

1913	1918	1923	1928	——於每年之秋季測量
0	40,000	110,000	150,000	m^3

至1928年，水庫尾端之淤積竟高出原來河床3.0公尺，高出壩頂1.8公尺矣。

河道之入口位置，隨淤澱之進展，向下游移動，水庫庫身復化為河身之一段，俟達平衡狀態之後，方無泥沙停積，如是河道之泥沙更向下游推進，致庫底增高，庫身日短，直至水庫完全淤滿而後已。

庫中淤積日增，底庫之位置終有高出壩頂可能(除壩壩址一隅外)，淤滿之水庫，又復形成一冲刷平原，河身蜿蜒其上，水中之泥沙可全部通過水庫向下輸送，其情形又如未築水庫前者然，如河床之寬度及河身之平面位置不變，且流量及含沙量均能維持原狀，則此等新淤之安定河床必與原有之河床相平行，但欲藉觀察方法以定壩工上游人為安定平衡河床之位置，則需甚長之時日，方可着手，而現今之水庫，均尙屬年幼。

2. 浮游泥沙之淤積

浮游泥沙之淤積，視庫中水流情形而定，可分為靜水與流水兩種沉澱，流水沉澱，復又分為兩種：一為含泥之水與庫中原儲之清水混合，使水庫橫斷面中均呈流動現象，稱曰混流(Diffused Flow)，常出現於水庫之尾端河道入口處；二為含泥之水流潛行於庫底，於清水之下層單獨流動，而不與之相混，稱曰泥流(Turbid Current)，泥流之流動現象，俟第三章詳論之。

大抵言之，浮游泥沙於水庫之尾端亦已開始沉澱，惟其量甚微，僅屬粒徑較大者，下沉變為滾行物，隨水移動，終至停留，而大部分之細泥，則隨水流進入庫身，始漸次沉澱。浮游泥沙能隨水流到達庫中任何地點而沉降，不僅限於水庫壩線之一隅也，其淤積之厚度與水深有一定之關係，深水部分之淤積量常大於淺處者，就水庫之縱斷面而言，下游之淤積常較上游為厚，庫底壩線之淤積較兩岸為多，有使橫斷面之底部成水平趨勢，各種水流淤積之形勢，於第三章將詳加討論。

浮游泥沙沉澱於水庫上游者，首先數年之數量甚大，以後則漸次減少，因泥沙沉澱結果，使斷面變狹，庫中流速加大，因之泥沙不易沉降，待水庫淤滿，庫底升高，上下游斷面均縮減而相等，水流呈均一狀態(Uniform Flow)，如是泥沙不復沉積，其情形有如冲積河床者然。

Schoklitch氏擬定一式，以估計能沉積於長型水庫中之浮游泥沙量 ΔV 值；

$$\Delta = S_1 \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2} \right)^m \right] \dots \dots \dots (2)$$

式中 S_1 為進入庫中通過斷面 F_1 之浮游泥沙量， F_2 為水庫之最後斷面，指數 m 值係由觀察所得，由 Saalach 水庫測量之結果：

年份	1929	1930
進入庫中淤積泥沙量	170,000m ³	190,000 m ³
沉澱量	57.5%	57.4%

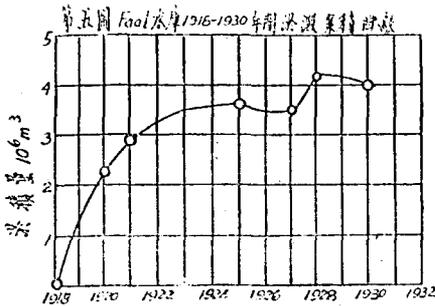
水庫尾端與壩址附近二斷面積之比，為 $1/10$ ，推算 m 值為 $1/3$ ，惟此一數值，尚待作進一步之探討與證明方應允於他處，以預先估計浮游泥沙之淤積量及沿水庫逐段淤積之分配情形。

已沉積於庫底之浮游泥沙，並非停積一地而不動，如此類淤沉尚未至其固結程度時，復可隨水流前進，有如滾行之泥沙。

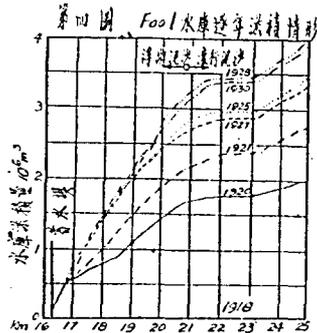
三、水庫淤積之觀察

人造蓄水庫之建築，實乃近一世紀新興之水利工程，其具有甚長之歷史者，尚不多睹，故關於泥沙之淤積問題，可供探測之水庫並不多，能搜集而供參考之資料亦有限，茲僅就少數水庫之淤積情形，加以敘述。

Faal水庫乃一蓄水發電之水庫，於1918年至1930年間，進行七次詳細測量工作



之泥沙，復有被沖走可能，又據測量結果，知滾行泥沙自庫尾 27km 處向前推進，迄 1930 年已進至 21km 處矣。



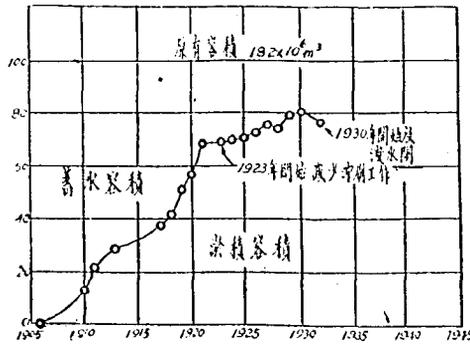
計設斷面二十七，分別測定庫底之位置，計算淤積量及其分配情形，如第四圖，又第五圖為該水庫淤積累積曲線，由四、五兩圖所示，得知水庫完成後，初期之淤積為最大，以後數年則漸減，惟水庫尾段之淤積時有增減變化，自 20km 處始，1927 年之淤積較 1925 年為少，1930 年較 1928 年為少，可見已淤積

第六圖為該水庫一淤積橫斷面圖，斷面之中間部分淤積最深，靠兩岸則較少，斷面漸次形成一寬廣之河槽。



第六圖 Faoi 水庫橫斷面12淤積圖

Zuni水庫完成於1907年，每年皆穿冰測量淤積情形，第七圖為該水庫淤積情形，於1923年始，於流域中作減少冲刷工作，結果淤積量減少，又於1930年於壩下鑿一4'×6'之洩水門，適適當時期，即開閘以冲刷淤積，於是淤積工作大加進步。



第七圖 Zuni 水庫之淤積 1906-1930

第二表為若干蓄水庫之淤積情形，由觀察所得，知有壽命極長者，常出吾人計劃之外，但於挾沙豐富之河道加築水庫，一般情形均甚惡劣，且有僅經一二次洪水即淤滿者。

茲將表中各圖符號分別說明於次：

F = 水庫之流域面積(km²)

V = 水庫原有蓄水容積(m³)

D = 泥沙淤積總量(m³)

MD=年淤積量(m³/年)

Md =每平方公里之年淤積量(m³/年·km²)=MD : F

g =水庫淤澱程度 = D : V(%)

n_L =水庫之壽命 =水庫容積為平均年淤積量之倍數 =V : MD

h =蓄水高 =V : F/1000(m.m.)

T =河道年輸沙量(m³/年)

f =每平方公里年輸沙量(m³/年·km²)

α =泥沙能沉澱部分 =MD/T(%)

N =年雨量(m.m.)

MQ =平均年流量

Mq =比流量(秒立升/km²)

H =蓄水壩之高度

L =水庫之長度(km.)

A =水庫之蓄水面積

tm =水庫之平均深度

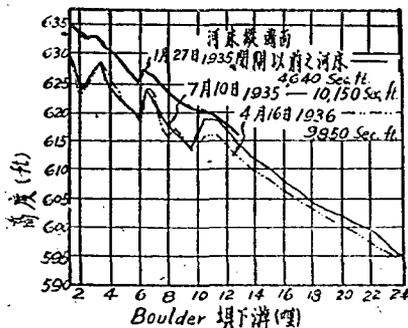
Qmax. =河道之最大洪水量

四、水庫下游河床之沖刷

由於水庫截留泥沙結果，常使下游河床失其平衡而遭沖刷，按舊日之河床，對於原有之流量及含沙量，均能自行調節其比降，使成安定狀態，若自水庫洩出之流量中沙量減少，勢必在下游河床中重新獲得泥沙，且直至飽和狀態而後已，此等現象，以

靠壩址一段河道為最劇，迨下游段又稍遜。

第八圖為Boulder壩下游河道遭受沖刷情形⁽³⁾，該壩完成後，排出之流量，水質甚清，故於下游河床發生沖刷，為詳細探測沖刷情形起見，於壩下游廣設測站二十三處，自1935年二月一日起至1936年六月十六日止，自壩址至第十六測站長13哩距離中河床泥沙被沖去4,700,000立方碼，自第十六測站至第二十三測站長31哩



第八圖 Boulder 壩下游河床之沖刷

間，沖刷量為4,800,000立方碼，且以首先數月中之沖刷為最劇。

此等河床之變化，直至水庫淤積過甚，阻留泥沙之效應日退，乃有泥沙自庫中排出，如是下游河床又開始淤積，經長久時日後，重復舊日故態，仍能形成原有比降及斷面形式。

(三) 泥 流 之 發 生

一、 泥 流 之 存 在

含泥之渾水如導入清水中，因泥水之比重大，常停積於清水之下層，其間有時可見一清晰之分界面，此種含泥之水，尚能單獨在清水下層流動而不與之相混，今稱之曰泥流(Turbid Current)。泥流之存在，實乃一習見之現象，然不甚為人所注意，能載諸科學或工程刊物上者，更不多得，但此一現象對於蓄水庫之淤積，尚有一重要之關係在焉，茲就僅可獲得之有關資料，作一簡要之敘述與討論，以期獲一更廣泛精密之研究。

於若干情形之下，水流有抵抗不相混合之趨勢，如兩河之水，因含泥或其他物質不同之故，其顏色常有分別，當其匯合時，能相靠前行一距離而互不侵混，此種現象常於兩河交匯之下游或河道入海口附近見之。又夏日湖水之溫度，上熱下寒，各層水深間之密度亦異，設有某一溫度之河水進入湖中，則此一水流必尋求與自身密度相同之某一深度，在上溫下涼兩水層間流行，此種現象，非僅為沿湖居民常見之事，且曾加以試驗證明之⁽⁷⁾，並獲得保持夏日湖水溫度之方法。

至於泥流能穿行長距離之水庫而能自壩下閘門排出之情形，首為Grover及Howard二氏提出作精詳之探論⁽⁸⁾：美國Boulder大壩完成後，其大蓄水庫名Lake Mead，於1935年間，於壩下之洩水洞曾宣洩含細泥極多之泥水有三次之多，其時水庫蓄水長達70—90哩(110—140公里)，蓄水 $5,000 \times 10^6 - 6,000 \times 10^6$ 立方公尺，此種泥水非僅見其單獨流動而不與泥中清水混合，並曾將排出之泥水，加以化學及泥沙粒徑之分析，確認與進入水庫之泥水互有關係，而證明泥流之存在，又在此三次排出之泥流中，計有泥沙6,000,000噸，約為進入庫中之平均年輸沙量之2.6%，對於水庫淤積量已見減少，惟此種泥流之發生，並未能終年出現於水庫中，如夏季之洪水，流量雖大

註(7)：“Hydraulic Laboratory Practice” John R. Freeman Editor, 1929, P.322.

註(8)：“The Passage of Turbid Water Through Lake Mead” By N. C.

Grover & C. S. Howard, Proceedings A.S.C.E. April, 1937, P.645.

第二表：蓄水庫淤積量觀察表

號數	蓄水庫名	河道	所在地	流域面積 F Km. ²	原有容積 V 10 ⁶ m. ³	觀測年代	年數	淤積量 D 10 ⁶ m. ³	淤積之 程度 g %	年淤積量 MD m. ³	每年每 km. ² 之 淤積量 Md m. ³	壽命 n _L V/MD	貯水高 1000h÷(V/F) m.m.	比流量 MQ S.L./km. ²	年平均 流量 MQ 10 ⁶ m. ³	蓄水能力 MQ:V %	流量與淤 積量之比 MQ:MD	其他說明
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	Keokuk	Mississippi	美國	310,000	610	1915-1930	15	120	51	8,000,000	26	76	2,000	5.4	52,500	86.2	6,570	N=810mm. L=80km. H=10.6m. Qmax.=6820c.m.s.流域面積中甚平坦。
2	Old Lake Austin	Colorado	美國	98,000	60.7	1893-1900	7	29	47.8	4,150,000	42	14	620	0.91	2,830	46.7	683	N=610m.m. L=27.7km. Qmax.=4270c.m.s.(1900)
3	NewLake Austin	Colorado	美國	98,000	39.3	1913-1926	13	37.6	96	2,900,000	30	14	400	0.79	2,430	62.0	840	1900年舊壩被毀，此水庫於1913年完成，蓄水面低水2.7m.
4	Elephant Butte	Rio Grande	美國	78,000	3195	1916-1925	9	219	7	24,300,000	312	131	41,000	0.61	1,480	0.46	61	L=72km. Qmax.=930c.m.s.(1904)
5	Mc Millan	Pecos	美國	57,000	111	1894-1932	38	62	6	1,600,000	28	70	1,950	0.20	370	3.34	230	水庫上游，發生檉柳，以致淤積減少，Qmax.=1180c.m.s.
6	Boysen	Boysen	美國	20,000	22	1910-1925	15	22	100	1,460,000	73	15	1,100	2.94	1,850	84	1,270	N=700m.m.L=9.5km.H=13.4m.流域中80%為草原，現廢無用。
7	Roosevelt	Salt River	美國	14,900	1680	1905-1925	20	124	7	6,200,000	422	270	112,800	1.71	800	0.47	129	Qmax.=2680c.m.s.流域中有山地、森林及草原。
8	Sweet Water	Sweet Water	美國	5,900	44.8	1888-1927	39	7.6	17	195,000	330	144	7,600	0.13	23.4	0.43	120	N=238m.m.L=0.4km.H=27m. O=29500m. ² t _m =9.5m.
9	Lake Penick	Brazos	美國	5,800	3.8	1920-1927	7	1.18	31	168,000	29	23	650	0.75	137	35	820	N=660m.m.L=22.5k.m.流域中30%為農田，70%為草原。
10	Lake Worth	West Fork	美國	4,800	58	1915-1923	13	17	29	1,310,000	237	44	12,000	1.73	261	45	200	N=800m.m.L=16km. O=136000m. ² t _m =4.25m.
11	Zuni	Zuni	美國	1,700	18.2	1906-1932	26	14	77	540,000	318	34	10,700	0.4	21.4	1.2	40	O=283000m. ³ t _m =0.60m. N=250-400m.m.
12	Buckhorn	Buckhorn	美國	337	1.47	1907-1925	18	0.695	47	386,000	114	38	4,350	—	—	—	—	1923年上游進行防沖工作，1931年加開洩水洞，淤積減少。
13	White Rock	White Creek Rock	美國	295	24	1923-1928	5	0.840	4	168,000	570	144	81,000	—	—	—	—	N=870m.m. Q=55,000m. ² t _m =4.35m.75%為耕地丘陵。
14	Faal	Drau	捷克	13,300	—	1918-1930	12	4.05	—	338,000	25	—	—	—	—	—	—	—
15	Jettenbach	Inn	德國	12,250	—	1924-1929	6	2.35	—	392,000	32	—	—	29.4	11,200	—	—	L=8km.
16	Cheurfas	Meckerra	阿爾及爾	3,000	12.5	1883-1933	50	6.1	49	122,000	41	102	4,170	0.32	30	2.4	247	N=388m.m.L=2.8km.H=27m.流域中多為農田果園。
17	Saalach	Saalach	德國	1,000	3.5	1913-1930	17	2.88	82	170,000	170	21	3,500	41.5	1,241	355	7,300	L=2.65km.
18	Steyrdurchbruch	Steyr	奧地利	575	0.845	1908-1931	23	0.98	—	43,500	76	—	1,470	38.2	690	815	15,800	L=2.8km.H=125m.河水含泥沙。
19	Urfttal-Sperre	Urft	奧地利	377	45.5	—	16	0.02	0.4	1,200	3.7	38,000	121,000	15.1	180	3.95	150,000	N=860m.m.H=54m.L=10km.流域中為森林、農田、草地。
20	Aswan	Nile	埃及	1,600,000	5420	1900-1927	25	0	0	0	0	∞	—	0.16	8,140	1.5	∞	壩底設閘門180具，非用水期即進行空庫沖刷。

資料來源參閱註一，註二，註六

，含泥量亦高，然於壩下排洩洪水時，並不常見有泥流出現，是故其中必有某種特殊條件存在，始能形成泥流，此亦即二氏提出該文之動機也。

該文又曾引用若干例證，說明泥流之存在，如Rollin Ritter之報告云：每當含泥之洪水進入蓄有清水之水庫時，於壩下涵洞洩水中即見有泥流排出，L. R. Fiock敘述象山水庫(Elephant Butte)之泥流，係來自壩上游30-40哩處，二十年中曾發現七次之多，又如南非洲之Arthur水庫⁽⁹⁾，在洪水期間曾利用底流冲刷(Bottom-flow Tapping)作用，經壩下水門移去一部份進入庫中之泥沙，由此可相信於適當環境之下，可能在庫中清水之下層有泥流存在，沿庫底向壩址前進，其臨近及經越水門之泥水，含有多量之細泥。

又G. C. Dobson氏曾就美國土壤保持局(U. S. Soil Conservation Service)所進行之五十五座水庫淤澱精密測量記錄，加以分析討論⁽¹⁰⁾，由若干水庫中泥沙淤積之情形，證明於某種境况之下，能有泥流發生，該文所搜集之例證，為研究泥流現象之可貴資料。

由上述之例證，得知泥流能潛行庫底，穿行百哩自壩下閘門排出之，對於水庫淤澱之防止極有意義，欲研究此一問題時，關於水庫之形式及性能，水庫之管理情形，以及泥流之性質(如比重、含泥量、滯性、溫度及泥沙之粒徑等)，均應加以討論也。

二、泥 流 之 發 生

茲就河水含泥(指含浮游之細泥)之性質，水庫之溫度及泥流流動之現象，分別加以討論：

1. 泥水之比重：

同一容積泥水重量與清水重量之比，曰泥水之比重，河水比重發生差異之原因有三種：一為水中含有固體物質如細泥，二為水溫之變更，三為含可溶性鹽類。

河水含有細泥，因而增其比重，且隨所含泥沙之種類及含泥量之多寡而變，設 ρ 為泥水之比重， γ 為泥沙之真比重， P 為含泥量，以重量百分率計，其關係如下式：

$$\rho = \frac{100}{100 + \left(\frac{1}{\gamma} - 1\right)P} \dots\dots\dots(3)$$

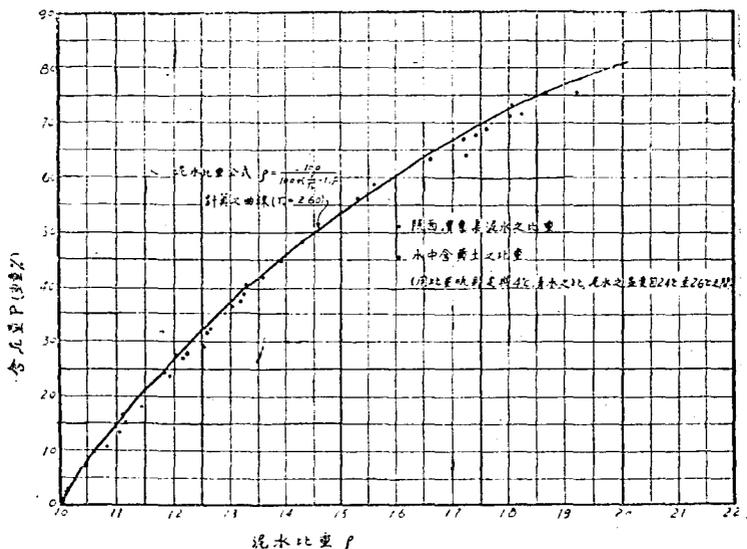
我國西北區河渠，水中含泥甚多，且以細粗黃土為主，河水之比重常大於一，茲

註(9)：“The Passage of Turbid Water through Lake Mead” Discussion by

A. D. Lewis, Proceedings A. S. C. E. Oct. 1937.

註(10)：同註九，Discussion by G. C. Dobson.

取渭惠渠之泥水，測定各種含泥量之比重，並與第(3)式計算值相比較) = § 2.6) 如第九圖，通常溫度(10°—20°)之河水，其含泥量逾千分之二三時，其比重即大於一，惟溫度較高之河水，當其含泥甚微，其比重仍小於庫底低溫之清水，故有在水庫之表層或兩水層間流動可能。



第九圖 泥水之比重測定

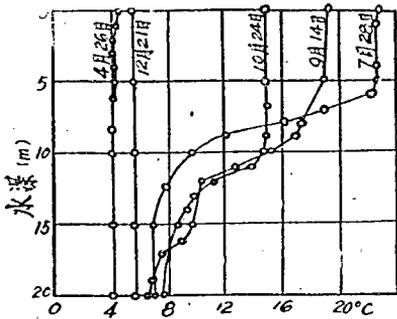
水之溫度在4°C時之密度為最大，溫度增加則密度變小，河水之溫度隨地域及氣節而變，通常一二月最低，六七月最高，變異甚緩慢而有規則，但河水因溫度而發生之密度差異甚為微小，不足重視。

河水常含有可溶性之鹽類，亦可使河水之比重增加，其中以硫酸根之鹽類含量較多，大約硫酸鈉之含量增加0.1%時，其比重增加0.0011。

上述三種因子，顯見河水含泥為增加比重之主要因子；含泥量略有增加，其比重之增加量，遠非因溫度含鹽量之變化者所可及。

2. 庫中儲水之溫度

蓄水較深之水庫，其水溫隨氣節及深度而異，夏季之水溫上熱下涼，冬日則反是，水庫之表層可結厚冰，但下層之水溫，常維持4°C，以其比重較大，能停積底層也。



第十圖 Würther 湖各層水深水溫度變化圖 (1909年)

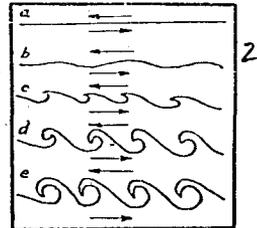
。儲水表面溫度之變化，隨氣溫而變，一日之間，差異甚大，但深度增加時，其變化較緩，第十圖為 Würther 湖水溫度測量圖，自水面而至七公尺一層，上下溫度相差無幾，是為水之對流層，自七公尺至十五公尺，變化較劇，以下則漸次降至 4°C ，二十公尺以下之水温，變化殊微。

通常含泥之河水，其比重常大於一，故多沿庫底淤積泥沙之表層流動，與庫中儲水之溫度無

重要關係，但有應注意者，當庫底有溫度甚高之泥流發生時，泥流放散之熱量，可能將上層儲水溫度增高，發生對流作用。

3. 泥水與清水混合

湍急之水流，當其進入穩靜之水中時，形成一急速之水脈，向下或向前擴展，俟所荷之動能消失，始變為穩靜之水流，當急流在靜水中前行時，其接觸面間由於速度之不同，致產生漩渦⁽¹¹⁾，如第十一圖，二者互相混合，水流紊亂。又較急之水流，能將與其接觸之一層靜水牽帶流動，使靜水發生周轉現象(Circulation)⁽⁷⁾，如兩種水流之速度相差不大，則僅有牽動現象而無漩渦發生。

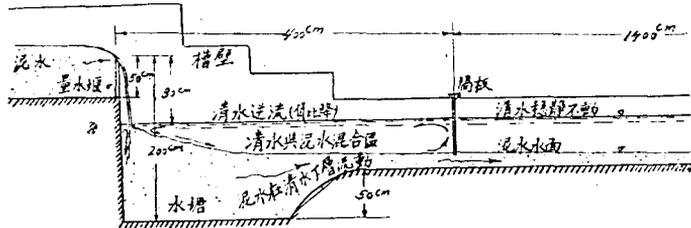


第十一圖 液體接觸面間旋渦之發生 (Prandtl)

著者曾就武功水工試驗室之玻璃水槽觀察泥水進入清水中之情形，該水槽寬 0.6 公尺，長 18 公尺，深 0.5 公尺，先儲清水於其中，再引涇惠渠之泥水，自槽首量水板上跌落入清水中，下沉至槽底，於清水之下層向下游流動，再由槽尾特種裝置之閘門排出，但槽中之清水未有損失，如第十二圖。

註(11)：“The Physics of Solids and Fluids” Section by L. Prandtl, London, 1936, P.198.

當泥水跌入清水之中，其速度甚大，因之即與泥水混合，泥流周圍之清水，被牽動而生運動，發生局部周轉現象，更由漩渦及橫溜(Current)作用，泥流為清水所沖淡，沖淡之泥流，乃下沉至槽底，在清水下層，單獨向前流行，而於跌落處之清水容量因之逐漸減少，於是水槽下游之清水，即自水面逆流而上，補充損失之位置及容量



第十二圖 泥水跌落清水槽中混合情形

，如此繼續進行，直至上層清水消耗完盡，則水槽全斷面中均為泥流所佔有，且均為一向前之流動，不復再見有相反之水流情形發生矣。

於槽中加置隔板一塊，將清水分隔為兩區，其下仍留一空間，使泥流通過，則清水發生周轉之範圍及可能用以沖淡泥流之清水，僅限於隔板前部一區域而已，隔板後區之清水，則維持平靜狀況，其下層雖有泥流流動，但水面仍呈水平，靜止不動，蓋泥流流速較緩，其接觸面間無漩渦及橫溜發生，故二者亦無混合機會，且能保持一清晰之分界面(泥流之含泥量大於1.5%，始見顯明之分界面)。

觀察之結果如下：

一、急激之泥流進入清水中後，由於橫溜及漩渦作用，致為清水所沖淡，清水之容積減少，泥流之流量增加，但含泥量則降低。

二、當泥水與清水混合時，上層清水乃逆流而上，補充損失之容積，水面呈負比降，沖淡之泥流，即下沉至槽底，向下游流動，其表面仍呈現一比降。

三、設泥流流動之速度甚緩，可不與上層清水混合，而能維持一清晰之分界面，其上波浪之傳導，亦如水面波浪之運動，惟其運動甚緩，目睹之尤為清楚。

四、設將清水分隔，阻止其流動，則泥水與清水混合之範圍，僅限於隔板前部，隔板後部仍維持平靜狀況，其下雖有泥流流行，但清水水面始終保持水平。

五、泥流之流速，視槽底比降及含泥量大小而異，且多屬緩流(Steam Line Flow)(以水在空氣中之流況而言)，但泥流中泥沙之淤澱仍未能免。

4. 河水之進入水庫

河水進入水庫之情形及其在庫中流動現象，於已往之文獻中，鮮有涉及者，實際之觀察尤付闕如，但吾人可由與其相似之水流現象，不難推斷一較近事實之解釋。

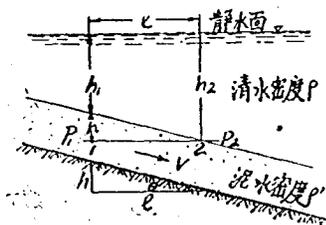
庫中蓄水之後，抬水距離必甚長，河道之進口地點，亦難明確指出，蓋庫中蓄水有高低，進口位置亦因之上下移動，但河道之比降，如屬平緩者，其變動較小，進入庫中之水流，亦甚為緩慢。

前已言及，進入水庫之水流，可分為混流與泥流兩種情形，如進入庫中之河水，或因流速過高，或因流量過大，致與庫中儲水相混，形成混流，於庫尾一段間，水庫全斷面內均呈流動現象，其流速之分佈情形與上游段河道情形，不無相似之處，且淹沒於庫底之原有河道槽身，雖其面積仍為水庫斷面之一部，但對這種水流，漸次消失其約束作用，上層之水流，可取捷徑向下游流動，不復再受舊有彎曲河槽所拘束矣，河水如含有泥沙，則水庫全斷面中可能全為泥水，泥沙復隨水流前進，可帶至庫中任何地點沉澱，非僅限於一線一隅也。

如流速較緩之河水進入庫中，則僅在斷面中某部份作帶狀之流動，其靠兩岸之靜水微被牽動，如河水含有泥沙，其比重較所儲清水為大，因之進入庫中之整個水流，可能下沉至清水底部，向下游潛行，形成泥流，斯時水庫斷面中，僅於底層有泥流流動，餘皆靜不動，又混流之流速減緩時，亦能潛沉庫底，變成泥流。

5. 泥流之流行

泥水之流行，既有混流與泥流之別，處理其運動之方法，因之亦異，混流於流行時，上下層之含混情形不同，為一種極其複雜而有密度層次之水流，故處理時應涉及其密度及流速分佈情形 (Density Gradients and Velocity Gradients)，而泥流在清水下層之流動，可視為兩種不同密度之均質液體 (Homogeneous Fluids)，相疊流動，但僅有泥流可見其運動現象，故其處理之因子應為二者之密度差及流速差 (Differences in Density and Velocity)，根據此等觀念，則清水與泥水間之邊界 (Boundary) 問題，可藉用以處理水面風浪或河床沙浪之原理決定之，惟應加注意者，清水與泥水之密度差遠較空氣之於水，或水之於沙間之密度為小，故使泥流發生不穩定或混濁現象之臨界流速 (Critical Velocity) 亦小。



第十三圖 泥流在清水下層之流動

吾人更作進一步之探討，茲假定泥流沿一斜面流行，其上層壓之清水仍靜止不動，且二者之間，有一顯明之分界面，故泥流在庫底之流動，可視為液體在水渠中之流動，茲仿效一般流速公式之演導步驟，求一泥流之流速公式。

如第十三圖，設泥流為均一之流動 (Uniform Flow)，1, 2兩點之壓力差為

$$P_1 - P_2 = h_1 g \rho + h g \rho' - h_2 g \rho = h g (\rho' - \rho)$$

其作用於泥流邊界之摩擦切應力 $\tau = \frac{1}{2} \lambda' \rho' v^2$ (設泥流四周之摩擦力均相等), 所以

$$(P_1 - P_2)A = \tau l p = \frac{1}{2} \lambda' \rho' v^2 l p, \quad (p \text{ 爲泥流之濕周})$$

$$h g (\rho' - \rho) A = \frac{1}{2} \lambda' \rho' v^2 l p$$

$$v^2 = \frac{h}{l} \cdot \frac{A}{p} \cdot 2g \frac{1}{\lambda' \rho'} (\rho' - \rho)$$

$$\therefore v = C \sqrt{S'R' \sqrt{\rho' - \rho}} \dots \dots \dots (4)$$

由上式所得, 使泥流發生流動之壓力差, 乃因泥水與清水二者之密度差所產生者, 惟 $\sqrt{\rho' - \rho}$ 一項, 其值甚微, 故泥流之流速, 遠較河渠水流爲慢也。

6. 泥流與含泥量之關係

由(4)式知泥流之流動與其含泥量有密切之關係, 但過小或過大之含泥量均難以發生泥流, 蓋含泥量過小時, 與清水間難見顯明之分界面, 易爲水流所混濁, 擴大流動之斷面, 且水中浮游之泥沙能單獨沉降, 顆粒間無互相牽制作用, 此等含泥輕微之水流, 前行未遠, 即已澄爲清水矣, 惟含泥過大之泥水, 雖其發生流動之能力較大, 水中之泥沙亦不易沉降, 但含泥量達某一程度時, 因內部濡性(Viscosity)之增強, 亦可失其流動性, 故吾人相信能形成泥流之含泥量, 必在某一範圍之內, Lewis氏於其探討泥流文中, 曾引用若干含泥量數值⁽⁹⁾以定其中界限, 渠認爲含泥量在1.5—5%之間者爲低含泥量, 至25%爲高含泥量, 在低含泥量間之泥流, 與清水層有明顯之邊界, 能滯行於渠底, 其流況亦足以支持泥沙不至沉降, 蓋浮游於泥流中之泥沙, 均爲不易沉降之細微土粒也, 但於高低限以外之含泥量, 或因流動能力不足, 或因內部阻力過大, 均難望形成泥流。

7. 泥流之運動現象

泥流之運動現象實與一般水流現象無異, 惟因泥流與清水間之密度差甚小, 故使泥流發生紊亂之臨界流速亦低, 泥流如在陡坡上流動或跌落清水中, 於下游段亦發生類似水躍及擾亂情形, 但其進行之過程極爲緩慢, 有時遇劇烈之漩渦, 則與清水混合, 下游泥流之流量與深度均行增大; 且有應特別注意者, 此種既經擴大之泥流斷

而，雖以後泥流之流量減少，但斷面積及深度於短時間中，均難望縮減，仍維持原有之流行斷面，實則其流速已降低矣，前已言及，泥流之流速甚小，且多屬直流，其產生漩渦及橫溜之臨界流速，則隨含泥量而異，蓋含泥量直接影響滯率也。至於泥流層之流速分佈情形，就著者在玻璃槽中試驗觀察所得，如泥流之含泥量較低，泥流層間上下之密度亦無顯著之差異時，其流速之分佈呈拋物線形，中間之流速較大，靠庫底一層之流速則甚緩，上部與泥流層相接之清水，常被牽帶流動，如含泥量甚高，因泥沙沉澱之故，泥流下層之密度較大，滯率亦增，故其流速以上層為最大，靠庫底之流速較緩，有時遇上層湖水發生逆流現象，則泥流表層之流速亦因之降低。

8. 水庫中泥流之流行

水庫中泥流之發生，無實測資料，但根據若干水庫淤積測量報告及模型試驗觀察，可推知其梗概。泥流進入水庫之後，於斷面內之最低部份原有河槽中流動，泥流水頭有似一縷煙雲，插入於淤積物與清水之間，其速度大小，當視泥流之含泥量及水庫斷面之形式與此降而異，又泥流之流量雖小，但以其流速過低之故，庫中之原有河槽，於往昔能容納之流量，而今則嫌斷而不足，勢必壅高而溢出兩岸之外，惟泥流與清水之邊界，則始終維持一水平面，自此岸以達彼岸。

泥流在庫底流行，必先將沿途低窪之河身灌滿，迫清水外出而佔有其位置，然後始向前流行，狹隘之水庫斷面，泥流層之深度較大，如遇斷面放寬，則泥流層作扇形擴展，泥流前進至壩址附近，如遇壩下無排洩機會，則停積於壩身之後，深度漸增，形成靜水，水中之泥沙，均行沉澱，此或為一般水庫中靠庫址處淤積特厚之原因也，泥流停積壩後，結果上層清水升高，或由溢水道外溢，其時如壩工無特種裝置以保留清水，則上層清水必盡先洩出，俟泥流層之深度達溢水道之高程時，始見泥流排出。

泥流通過水庫之流速，亦無正式實測資料，但由Arther水庫局部觀察所得(8)，知在上游河道發生洪水後，於距壩址0.75哩上游庫底發現泥流層，其厚度不超過三尺，流速亦小於0.5每秒呎，又Boulder水庫於1935年中發現有泥流穿越水庫，茲根據該水庫上下游水文站測量記錄，知上游河水含泥量增大時，六日或八日之後，下游河水之含泥量亦有增加現象，按上下游水文站相距275哩，包括水庫蓄水長度70至90哩，水庫之平均比降為每哩3'-4'，著者就其記錄推算泥流在庫身前進之速度，如第三表，其時上下游水文站之含泥量與泥水比重，亦附列表中。

第三表 Boulder 水庫泥流流速之推算(1935)

次 數	泥水經過		經過 日數	上游測站		推算泥流		上游測站		下游測站		排出之含 泥量為進 入庫中含 泥量之%
	上游水文 站日期	下游水文 站日期		河水之流 速	流速	含泥量	比重	含泥量	比重			
1	3月18日	3月26日	8	1.16 m/s	0.34 m/s	1.72%	0.012	1.52%	1.004		30.0	
2	4月11日	4月16日	5	1.86 m/s	0.42 m/s	3.16%	1.021	1.15%	1.006		36.4	
3	9月4日	9月12日	8	0.86 m/s	0.40 m/s	5.02%	1.031	1.37%	1.007		27.3	
4	10月11日	10月10日	9	1.01 m/s	0.30 m/s	5.09%	1.032	2.16%	1.011		42.5	

由第三表推算結果，知泥流之流速較河水流速為低，但其緩急似又與含泥量大小無關係可言，此或由於計算不確之故，惟應注意者，泥流雖通過百哩之水庫，但仍能挾帶多量之浮游細泥至壩下排出(見上表末欄)。

三、泥流之淤澱

於第二章論及浮游泥沙淤積時，對泥流及混流之淤積情形曾略加敘述，茲再就靜水、流水(或混流)及泥流三種流況下泥沙淤澱之形式，加以討論。

1. 靜水之淤積

水庫蓄水於短時間蓄滿者，水流停止運動，水中浮游之泥沙即行沉澱，其淤積物之特點有三：一為泥沙淤積之層次，係粗者在下，細泥覆蓋其上，於淤積物上取出各層之泥沙加以分析時，其粒配度情形應與水中含泥情形相同，二為泥沙淤積之厚度與水深成比例，三為水庫各處淤積泥沙之性質相同，因未受流水之影響也。

空庫之蓄水，河水常將泥沙帶至庫中各處淤澱，尤以庫中死水灣或較高之庫底上此類淤積最多，每經一次洪水，即淤積一次，層層相疊，有顯明之層次。

2. 流水之淤積

挾帶泥沙之水流，當其進入水庫時，使全斷面或斷面之一部發生流動現象時，其平均流速必甚緩慢，泥沙即開始沉澱，泥沙復因受兩種速度作用結果，在水中沉澱之路徑為一斜線，粗重者流速大，前行未遠即已淤積於庫底之上，細泥隨水流前進，可達水庫之中下游，如庫身甚短，可不待其沉澱即可排除之，此種水流淤積之形式，其特點有三：一，自庫尾至壩址沉澱泥沙之粒徑係由粗而細，上游段之淤積多沙石，細泥則淤積於壩址附近。二，水庫中淤積物之位置，隨水庫斷面形式及水流之方向而

異，非僅限於舊日河槽一線，蓋此種水流不受舊有河床之拘束也。三、流水淤積物之厚度與水深成比例，復隨含泥量之大小而異。

3. 泥流之淤積

Dobson 氏曾引用美國土壤保持局對五十五座水庫所作之水庫淤積測量結果⁽¹⁶⁾，於其資料中發現若干特殊之淤積形式，並證明其為泥流所為，茲歸納分述於下：

一、泥流於庫底流行時，常沿舊有河槽前進，故河槽中之淤積較他處為劇，致使庫底迅速淤平。

二、泥流有溢出河槽可能，故於河槽之兩岸，常淤成新堤，堤外亦發現其厚之淤積。

三、泥流之流速較泥流為快，能將細泥帶至遙遠之下游，故於庫址附近之淤積較他處為厚，使庫底比降減小。

四、泥流經過之處，均產生顯著之淤積，其淤積之厚度與泥流層之深度成比例增加。

五、泥流沿庫底前行，先將低窪處壺行淤滿，故庫底淤積物之表面平坦而光滑。

六、泥流之淤積呈連續狀況，自庫尾至壩址，沿途淤積之厚度甚為均一。

七、泥流於庫底淤積之形式，隨斷而寬狹而變更。

晚近研究水庫淤積問題者，對泥流之發生咸感興趣，且非僅為習水利者所重視，即地質與物理專家亦知之，苟吾人能詳悉其性質及其影響之因子，更可進而求一控制泥流淤積之方法也。

泥流之形成及其排除之方法，容後詳加討論。

(四) 流域及水庫之情形與淤積量之關係

一、泥沙之來源及其影響之因子

茲首先討論流域情形與水庫淤積之關係，為除去水庫之影響起見，假定水庫之容積為無限大，則上游河道挾運之泥沙盡皆淤積於其中，即河道之年輸沙量等於水庫之年淤積量，又河道某段之挾沙能力如何，除視本身之斷面形式及水力要素外，而流域中泥沙之組成及該段上游河道之挾沙能力等情形，均與之有關焉。

河道泥沙之來源不外兩種，一為雨後沖刷地面之逕流，攜帶泥沙，匯入河川。二為流水之沖刷河床及沙石間之磨損，結果使河水含沙量加增，茲就流域情形能影響含沙量之因子，簡述於下：

一、地勢 流域中地勢陡者，易使河水發生大量泥沙，山脈中之河道與地面，以此降較大，逕流湍急，其能力不僅足以挾運巨量泥沙，且有餘勢，刮削地面及河床，此為上游段水庫易招致嚴重淤積之原因。

二、降雨及逕流 流域中降雨之強度大者，其逕流率亦大，其冲刷之泥量亦多。

三、地面土質情形 泥土覆蓋之地面較多岩之地面易於冲刷。

四、地面覆蓋情形 流域中如有森林或草木等之掩護者，有防止冲刷效應，又流域中之耕地，如不妥為保護，常供給河水以大量泥沙，尤以坡地為最。

五、地面乾濕之影響 乾燥之地面較濕潤之地面易於冲刷，同一流域第二次為雨水所刷下之泥沙，必較第一次冲刷乾燥地面之泥沙為多，此可認為乾燥區域中之水庫易於淤積之一種解釋。

黃土地面逕流率之大小，經著者測定(12)，有下式之關係。

$$C=0.0156R^{1.6} \theta^{1.25} \dots \dots \dots (5)$$

式中C為逕流率，以降雨量百分率表示之，R為雨量強度 (m.m./hr.)，該試驗所用之雨量強度自60至120mm./hr.，S為地面坡度，自5-40%之間，無坡度地面逕流率公式為 $C_r=0.0137R^{1.6}$

至於由雨水及逕流所冲刷之泥量係與雨量強度及地面坡度成正比增加，雨量強度之影響尤大，又逕流量大者，冲刷之泥量亦愈多。

二、泥 沙 之 運 輸

流域中形成之泥沙，必藉流水移運之，而以河槽為運輸道路，河道之運輸泥沙，常取沖淤交遞方式進行之，如遇水道平坦，以水力不足，則遺棄一部泥沙，但又自水流湍急段中，重新獲得若干補充之，河槽一沖一淤，含沙量時增時減，故就一長距離河段而言，其含沙量情形自非一致也，至於河槽之縱橫斷面形式，亦為影響含沙量之重要因子，根據吾人僅有之河道運輸知識，可正確指出某一河段之比降情形，即示該段之輸沙能力也。

尤有進者，就一河段情形而言，其水流適足以輸送自上游流域中供給之泥沙，而於一較長時期中無沖淤現象發生時，則吾人方可認定其比降與輸沙量之關係，又於在水流平緩之一段，泥沙淤積，其時流水之實際挾沙量已屬最大，因其超過輸送能力，故遺棄一部泥沙，而在急流段中，水流雖有冲刷能力，但其時實際之挾沙量却並非最大，故一河段之輸沙能力與實際輸沙量二者不應相混。

註(12)：“黃土逕流及冲刷”余恆睦，水利工程學會蘭州年會(31年)論文。

又泥沙之性質與流水挾運能力，亦有密切之關係，流域中供給之泥沙，於上游段可挾運者，迄至中下游，其粗重者已不復移動矣。

若干河工問題中，關於河道輸沙能力之研究，殊為重要，而吾人更欲將各種影響輸沙能力之因子，藉數學之處理方法，加以正確標示，以期求一精確估計公式，惜迄今對於泥沙運輸定律，僅有殘缺不全之見解，而能以數學公式作解釋者，雖已有多起（尤為一估計方法），惟此類經驗公式之基本根據，均難期完備，且公式所及之範圍仍小，不能作廣泛應用，茲彙集數種公式如下，以供參考。

關於估計滾行泥沙量之公式有：

$$\text{Schoklitsch: } G(\text{Kg.}) = \frac{7000}{\sqrt{D}} J^{3/2} \psi(Q \cdot B \cdot l_0) \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{G.K. Gilbert: } G = \frac{a}{D^{0.58}} S^{1.59} Q^{1.02} - b \dots\dots\dots(6)$$

式中 a、b 為係數。

關於估計浮游泥沙量之公式，僅有依據流量而定者，前已言及，浮游泥沙量與流量之關係甚為薄弱，故此類公式亦不可靠，如 G.H.Andrews 氏對各河之公式如下：

Mississippi 河(Craffon)	$L_s = 0.000518Q^{1.59}$	} \dots\dots\dots(7)
Colorado 河(Topook)	$L_s = 0.09449Q^{1.53}$	
黃 河(石家窪)	$L_s = 0.0001763Q^{2.14}$	
永定河(蘆溝橋)	$L_s = 0.03775Q^{1.95}$	
長 江(漢 口)	$L_s = 0.00183Q^{1.44}$	

式中 L_s 為浮游泥沙量，以每月噸數計， Q 為流量，以每秒立方尺計。

三、水庫自身對於積之影響

茲就水庫之大小、形式、位置及管理情形等與水庫淤積之關係，加以討論：

1. 水庫之大小

進入水庫之泥沙中，其能淤積之部分，常隨水庫容積之擴大而增加，此種現象可由第二表中得一概念，又可自年平均流量與水庫容積之關係中得其相關數值，惟是項結果，並非得自大多數例證中者，尙未能作進一步探討之根據。

按水庫之蓄水量，有能容數年之流量者，有僅容數月或一次之洪水量者，前者之蓄水多不宣洩，取用之水量亦小，故隨水流進入庫中之泥沙，無論其為滾行物抑或為浮游物，其沉澱之機會當較後者為多，小型水庫之容積有限，洩水時間較多，換言之，

水流停滯庫中之時間短，浮游物之沉澱當可減少也。

又滾行之泥沙，無論水庫之容量及管理情形為如何，均停積於庫底，惟浮游物則僅屬部份沉澱，仍有若干可隨水流排出於庫外，如根據泥沙之粒徑以計算在水中垂直下沉之速度，又由水庫斷面形式及長短，得知某一流速輕越水庫時之相應平均流速，不難估計泥沙沉積庫中之數量，惟此等計算方法，對於渦流現象及斷面內流速分佈情形均忽略之。

2. 水庫之形式

水庫之貯水高 h 值大者，其形式與淤積量並無若何關係可循，又滾行物之沉積不受水庫形式之影響，但浮游物之沉積則與之有關焉，於短深之水庫中，自庫尾至壩址之距離雖小，但以斷面擴大，流速小，泥沙仍可隨地淤積，反之，於長淺之水庫中，所行之距離雖大，但以流速較快，泥沙可逕達壩址，是又不如吾人所想像之易於沉積也，此中情形至為複雜，加之泥流常潛行於庫底，其流層雖薄而接近庫底，但其水平流速增大，有助於泥沙之前進，可穿越極長之水庫。又有應注意者，含浮游物之水流，無論通過彎曲狹長之水庫或寬廣之水庫，其流動僅限於狹長一地帶。

3. 水庫之位置

能沉積之泥沙，當與其性質有關，粗重之石礫，其移動之範圍當遠遜於細泥，苟於同一河道之上下游築壩水庫，則自流域中輸下之泥沙，其沉積於上游水庫者必佔大部份，而能達於下游水庫者，僅屬少量之浮游物而已，迨上游水庫淤滿，始見大量泥沙下移，又就一河道泥沙之性質而論，愈至下游其粒徑亦愈小，故上游水庫之淤積物，其粒徑常大於下游水庫者。

4. 水庫之管理

水庫泥沙之淤積程度如何，亦視管理情形而定輕重，藉壩工嚴密管制洪水，常使大量泥沙沉澱庫中，其能隨洪流溢去之泥量，僅屬極小部分，如壩下開門之洩水曲線能與洪水曲線配合，使其無過大之差異，其淤積量亦可減少，至於如何形成及排除泥流，均得視管理之情形而定淤積量。

(五) 蓄水庫之壽命

水庫之儲水效能，視溢水道下之容積而定，如能提高蓄水水面，當可獲得更大之蓄水容積，惟水庫仍未能免除泥沙之淤積，致容積日減，終被廢致，是故設計水庫之工程師對於水庫淤澱之程度及其壽命久暫之問題均極感興趣，而欲預測其結果，

彼等亟欲得知每年水庫損失之容積為若干？所設計之水庫竟能使用若干年？

一、淤積之程度與水庫之容積

水庫逐漸被淤積，但其淤澱速率則日漸減小，(α之值漸次降低)蓄水庫既有一部分容積為泥沙淤澱，則蓄水容量減退，靜水層面降小，如是庫中水流轉急，又逐漸恢復其固有挾運泥沙之能力，挾帶泥沙之水流可穿過水庫，漫溢水道而過，而無過大沉澱現象，斯時α值降為零矣。

若將水庫淤積累積曲線繪出，於曲線之起端，坡度甚陡，表示淤積甚速，向上則漸次平緩，終至與水庫呈平衡狀況時之容積緩緩相接，水庫淤積至某一程度時，即達一平衡狀況，其時之容積為 V_E ，在此情形之下，雖再歷若干年，亦無淤澱發生，此一平衡容積為完全依泥沙及水庫之性質而定，尤有重要者，即水庫之管理情形也，今設想水庫僅容受淨水，而含泥之水無停積可能，則水庫當可保永無淤積之虞，其平衡容積即水庫原有之容積也，又或將水庫放空，使其儘量冲刷已有之淤積，則其平衡容積亦可與原有容積相差無幾，如水庫蓄水高 h 值不大，其平衡容積又常為原有容積之大部份。

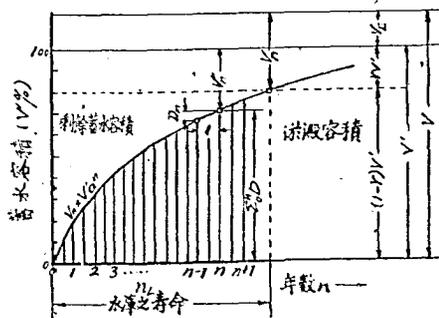
水庫泥沙淤澱，累積曲線極不規則，常因一二次洪水所致之淤澱量較尋常為均一之流量所淤澱者，突增甚多，又因增加冲刷設備或對流域中之泥沙能加以控制，亦

可使水庫淤澱速度減緩，甚至舊有之淤積亦可沖去一部份，更使曲線有下趨之勢，茲免去此等繁複情形，試以一理論曲線表示之，而令有實用價值，該曲線為一對數或指數曲線，其數學公式為：

$$V_n = V a^n \dots\dots\dots (8)$$

式中 V_n 為 n 年之後剩餘之蓄水容積，為水庫可利用之蓄水容積 V' 之一部份，並以其百分率表示之。

第十四圖 水庫之淤積曲線圖



如第十四圖，水庫之總容積為 V ，為除去平衡狀態下之容積 V_E ，剩餘容積為 V' ($V' = V - V_E$)， $\delta V'$ 為水庫之殘餘容積，蓋水庫之蓄水效能，於原有容積減少至某一程度時，即不堪應用矣， a 為淤積係數，視水庫及泥沙之性質而異，其值常小於一

，n 為水庫使用年數，自水庫完成後至某指定期之年數，由累積曲線方程式，知淤積之強度(即曲線上切線之坡度)或水庫容積減少趨勢為：

$$\frac{dv'n}{dn} = \frac{d}{dn}(V'a^n) = V'a^n \text{Loga} \dots\dots\dots(9)$$

式中a值常小於-1，故淤積量呈逐年減少現象，又第n年之淤積量Dn為：

$$Dn = dV'n = V'a^n \text{Loga} \quad (dn=1) \dots\dots\dots(10)$$

搬運之泥沙有一部份可淤積者α，其在第n年中為：

$$\alpha_n = \frac{V'}{1} a^n \text{Loga} \quad (T = \text{年輸沙量}) \dots\dots\dots(11)$$

又第n年之淤積程度

$$s_n = \frac{Dn}{V'} = a^n \text{Loga} \dots\dots\dots(12)$$

二、水庫之壽命

水庫之壽命即為水庫容積減少至殘餘容積γV'時所經歷之年代也，由第8式

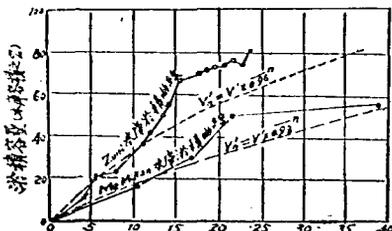
$$V'n_L = \gamma V' = V'a^{n_L} \quad \gamma = a^{n_L}$$

得水庫之壽命 $n_L = \frac{\text{Log } \gamma}{\text{Loga}} \dots\dots\dots(13)$

γ值視水庫之性能而定，通常為為防洪蓄水而築者，則其容積減少至百分之五十時，即不堪運用，但若為水力運用者，水庫雖已淤滿，或尚可用，γ值可不定，a 值由設計者估計，可取類似之水庫淤積情形以酌定之，或自水庫自身 n年之觀測紀錄而試算之，由第8式得

$$a = n \sqrt[n]{\frac{V'n}{V'}} \dots\dots\dots(14)$$

如將水庫逐年之淤積量以水庫容量百分率表示之，繪累積曲線，根據曲線形式，可試算理論曲線方程式之 a 值，如十五圖求得Mc Millan及Zuni二水庫之a值為0.960



第十五圖 水庫壽命之推算

及0.980, 其他 a 值之試算如下：

水庫名稱	a 值
Austin	0.750
Lake Penick	0.948
Keokuk	0.989
Saalach	0.920
Lake Worth	0.973

a 值大者，水庫之壽命愈長。

上述方法，僅可視為初步解答，尚需更多之資料以供分析之用，容積巨大之水庫，就一長時間而論， α 值恆保持一常數（ $\neq 1$ ），如遇溢水道或涵洞能洩出大部浮游泥沙時，則 α 之值亦可相應減少，又人為之沖刷方法，極具效能，（當淤澱進行之時）但此等因子，常被忽略，而未計及。

第二表所計算之水庫壽命值，係取水庫之容積，除已由以往觀察所得之平均年淤積量，即 $nL=I/MD$ ，此種方法，當未臻準確，一則因 α 值係逐年降低者，而吾人却忽視之，又因一部份泥沙淤澱於溢水道高程以上亦未加注意，此種淤積並未減低水庫原有之容積，故估計之年平均淤積量，常嫌過大。

水庫淤澱至某一程度時，即已呈平衡狀態，此一平衡剩餘容積VE，較原有河道之容積為大，若水庫中，大部份之容積雖被淤滿，然於壩址附近，仍可保持相當容積不致淤塞，且自上游輸下之沙石，均可穿越其中而帶至壩下，並不停留。

（六）水庫淤澱之防止

一、引言

蓄水庫之淤塞，實乃一自然變化之現象，而人類控制自然之力量，雖藉昌明之科學，日有增進，然猶未能避免此種變化也，是故吾人討論水庫防淤問題時，一切防止之方法，應求其妥善，而不能奢望有全能之效果，蓋無任何方法，可保水庫永無淤澱之為害，僅可求其能減輕淤澱，藉延水庫之壽命。

防止水庫淤澱之方法可分四類：

- 一、如何阻止或減輕泥沙進入水庫。
- 二、藉良好之管理方法，使泥沙不停積水庫中。
- 三、如何排除已淤澱之泥沙，沖刷或挖浚水庫。
- 四、設計時即注意淤澱問題，或劃分容積，以為淤澱之用，或增高壩頂，以補償損失之容積。

下列各種防止淤澱之方法，均按此逐條詳論之。

二、流域中泥沙之控制

於河道上游沖刷區域中，藉完善之保持土壤及整理荒溪等工作以減少泥沙之發生，為保障水庫容積之有效方法，但須於廣大之流域面積中普遍進行治理工程，方奏效，故亦為延長水庫壽命方法中耗費最大者，於沖刷區域中，欲完全制止泥沙之發生，當為不可能之事也，縱有可能，亦非善舉，蓋就河道本身而言，常因挾沙量有增減情形，致失其平衡狀態，其比降及斷面形式均能發生顯著之變化。

近若干年來，水土保持工作，多為水利家及農學家所採用，以保護地面土壤，間接使河道之挾沙與水庫之淤澱亦因之減輕，且著成效，如荒山野谷而無耕種價值之地面，可遍植牧草或森林，藉此掩護地面，以減泥沙之發生，溪流澗道則作谷坊，以殺水勢而攔括泥沙，農田勵行等高線耕作方法，以截逕流，此外對於河岸及灘地亦分別加以保護，凡此均為減少泥沙之有效方法也。

由於流域中控制泥沙結果，河道及水庫得以減輕淤澱之為害，其例甚多，如Zuni水庫自1923年始，於流域中採用防止沖刷工作。(2)在本支各流重要地帶，作樹枝及石塊之谷坊，令其相距甚近，以便積成一較緩之坡度，又於彎曲險要之處，施以護岸工事，藉免沖塌浸蝕之弊，且每年均增設新防護工事，其結果自1923年之後，水庫之淤積顯見減少，又如Me Millan水庫因流域中叢生檉柳，淤澱大減，蓋泥沙多淤積於叢林上部之山谷中，不復下移水庫為害，又有因流域中摧殘森林結果，致使水庫遭受嚴重之淤積者，其例屢見不鮮，如美國之Parksville水庫是也。

三、用攔沙壩阻止泥沙進入水庫

1. 附有排洪道之攔沙壩。

此種建築之用意，在求泥沙未進入庫中以前，即設法截往，使聚集一隅，然後由排洪道沖移至水庫下游，此法對於防止滾行泥沙最為有效，於水庫之上游建築低堰，因水勢平緩，滾行泥沙即停積於堰後，然後導入排水道排至壩下，其能越溢堰頂進入庫中之水流，含泥較少，不足為慮，此種設置，對於短小之水庫及地形上有特殊之便利時，當可考慮興築也，涵洞及明渠均可選作排洪道之用，至於建築大混凝土管，通過庫身作排洪排沙之用者，因造價太昂，尚未有選用者。

特殊重要之小型水庫，以其長度既短，儲水高 h 值亦小，方有選用此種設置之必要，如Amsteg水電廠之蓄水庫(6)，其儲水容積甚小，而平均年輸沙量為 $100,000\text{m}^3$ ，約為水庫容積之半，苟使其沉澱庫中，則水庫將毫無使用價值，故非設法排除不可，



第十六圖
Amsteg水庫之攔沙排洪道佈置圖

採用之排沙涵洞長不過 283m，殊屬理想(第十六圖)。

排水道之容量，以能排除大部份洪水為原則，方可使含泥之洪水不至進入庫中，發生嚴重之淤澱，如 Amsteg 水庫之最大洪水量為 $350\text{m}^3/\text{sec}$ ，而排洪道之容量為 $325\text{m}^3/\text{sec}$ ，故可使泥沙無侵入庫中機會。

於興築主壩之先，於上游段所作用以阻截水流之臨時低堰及涵洞等工事，均可於日後留作排沙之用，惟其建築務求堅固，方足以抵禦洪流與沙石之衝擊也。

2. 無排洪道之攔沙壩。

攔沙壩如無排洪道之設備，則其截留水中之泥沙不過一部份而已，且其截留量必與日遞減，取後之淤積達某一程度時，其效應全失，蓋堰後之容量過小，極易淤滿。

此種建築之截留泥沙效能，乃屬暫時性質，而不如設法將水庫儲水而提高（增高壩身），則攔沙壩後之容積復可化為水庫容積之一部份，而令泥沙淤積其中，且此法尚較建築攔沙壩為經濟。

如攔沙壩後淤積之沙石能挖出而加以利用，或能運至別處而無多大困難，則或有願採用此類建築者，但並無多大意義。

都市給水之蓄水庫之有此類攔沙壩設置者，其用意稍異，其作用非僅防阻泥沙進入庫中，兼可使河水在進入庫中以前，先行澄清。

於整理荒溪工程上，當有用谷坊截留泥沙者，其作用與此相同，但為補救一時之急而採用者，日後於淤積物之上層，仍可加築谷坊也。

四、泥流之形成及排除

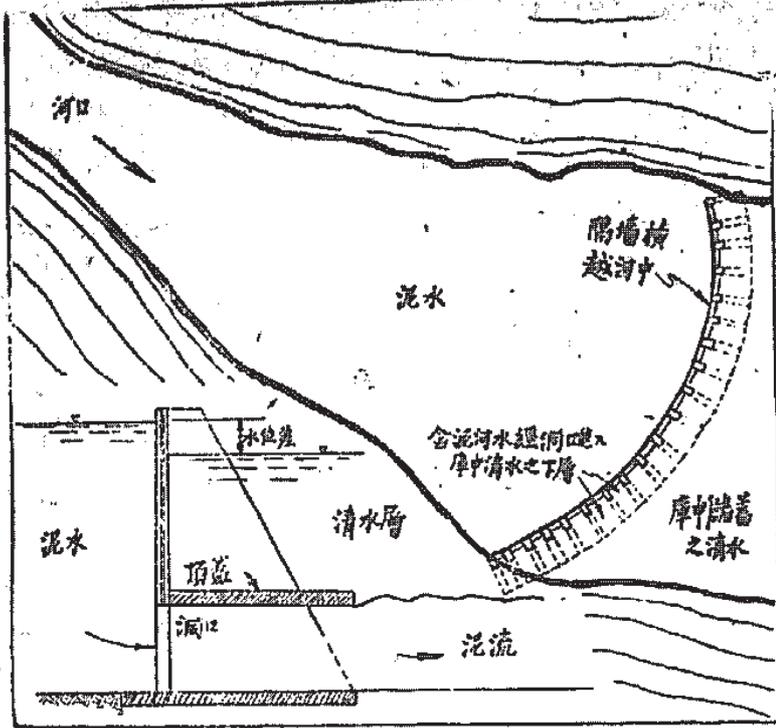
上節所述之攔沙工事，僅可截阻滾行之泥沙，對於浮游水中之細泥，並未能作有效之防禦，含泥之水進入庫中後，因流速減緩，自不免隨地淤積，但苟能於其流動與沉澱之過程中，設法使泥水能潛行庫底，在清水之下層向下游流動而不與之相混，更由壩下之涵洞或溢水道將其排洩於壩下河道中，則庫中之淤積量當可望減輕，茲就泥流之形成及排除兩方面分述之：

1. 泥流之形成

泥流之性狀及其流動情形，前章已加討論，本節欲說明者為如何在水庫尾端河道入口附近即形成泥流，使其潛行清水之下層而達於壩址，採用之方法在迫使泥水潛行，而減少泥水與清水混合之機會。

當河水進入庫身，斯時如流速甚緩，其漩渦及橫溜均不足以發生混濁現象，由於泥水之比重較大，自然流入庫中蓄水之下層，沿庫底向下游流動，在此情形之下，當無須借助工事即可形成泥流。

若遇洪水時期，河水之流量既大，流速亦快，則進入庫中之泥水，勢必與清水混



第十七圖 河道中加築隔牆用以形成泥流

合，致全斷面內均發生流動現象，泥流難望形成時，則可用下述之方法，迫泥水下潛。

a. 隔牆

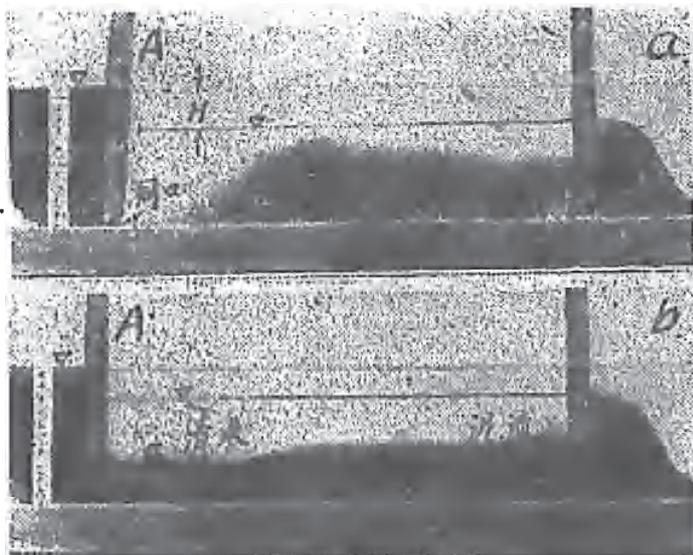
著者建議採用隔牆或簾幕方法迫泥水下潛至庫底而不與庫中清水混合。

於河口附近建造隔牆一道，橫貫河身，其設計甚為簡單（如第十七圖），隔牆之下部靠庫底部分盡開洞口，且有足夠之面積以容泥水通過，並於洞口之外部加造頂蓋一道，形成涵洞，其作用在使經洞口

外流之泥流，因隔牆上下游有水位差所產生之水躍現象，僅出現於涵洞之內，而與上層清水無混合之機會，且頂蓋應有相當長度，使外出之泥流，僅有向前之流動，而無漩渦橫溜衝入清水層中。

此種隔牆工事之效能，可就玻璃水槽試驗加以觀察，本試驗所用之水槽長 50 公分，高 12 公分，兩玻璃壁間相距為 2 公分，如第十八圖，圖中 A 為隔牆，其左為泥水

第十八圖 隔牆形成泥流之功效



，右為儲蓄之清水，泥水自左邊而來，經隔牆 A 之下部洞口，向清水中洩出，因上下游水位差 H （洞口過小之故）排出之泥流發生水躍現象，如 (a) 圖，其激流足以使儲蓄之清水完全與之混合，不復產生泥流，又圖 (b) B 為加裝之頂蓋，形成一涵洞，於是泥流之水躍現象，僅出現於其中，上層之清水未受影響，排出之泥流亦僅

有向前之運動，如此經一小時以上之觀察，上層之清水始終保持平靜清潔。

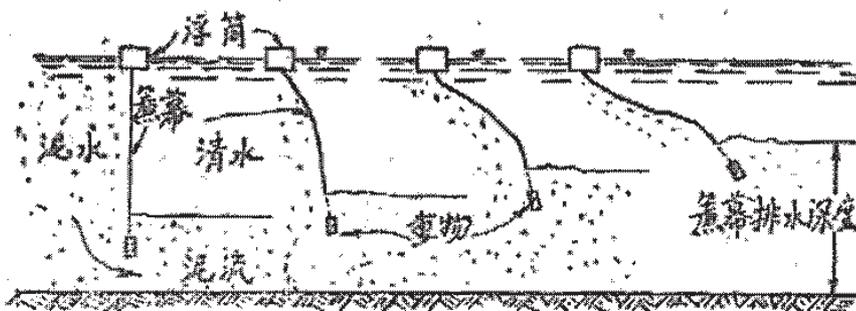
上述情形係指隔牆上下游有水位差而言，但實際上，隔牆之洞口應有足夠之面積使泥水通過，雖在洪水時期，亦不致有過高之抬水現象發生，洞口下游亦無水躍，泥流自然形成，如第二十圖 (a)。

隔牆之建築常受水庫水位之限制，如水位變動過大，庫中蓄水未能淹沒洞口時，則其作用全失，又庫身之長短，視庫中蓄水情形而定，河道進入庫中之位置，常上下移動，故建造隔牆之地點頗難顯定，加之如隔牆建造不堅，常有被洪水摧毀之虞，又水面飄浮物及河底滾行之沙石，均受其阻攔，壅塞水道，此其弊端也。

隔牆選用之理想地點，應在水庫之小支流入口處，其地水位變化較小，可建築此種永久工事，惟水面飄浮物所引起之煩擾，仍無適當方法處理之。

b. 簾幕

隔牆之建築工程浩大，應用之範圍亦小，故不若採用簾幕方法，簾幕應以不透水之堅實厚布作成，張掛於浮筒上，簾下懸掛重物，以防簾布為水流浮起，再以鐵鍊或



第十九圖 橫越河口張掛簾幕用以形成泥流 (簾幕能調整其深度以容泥流通過)

鋼索連結全部浮筒，固定於兩岸，或河中加築之橋墩上，如第十九圖，簾幕之張掛，如撒魚網，作弧形將河口圍住，其平面佈置與隔牆相同。

河水雖受簾幕阻攔，但上下游並無水位差異，蓋浮

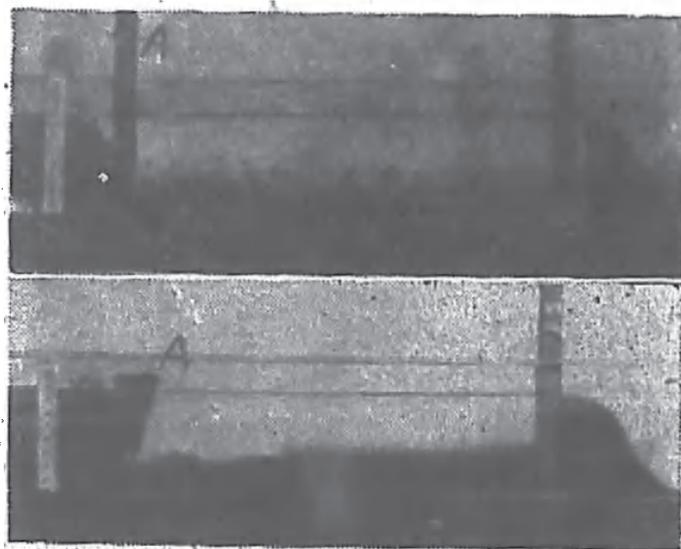
筒可隨水升降，其下之簾幕又可自動調節泥流之水深，使有充分之排水面積，以容泥流通過。

如第二十圖(a) A為簾幕，其下有足夠排洩泥流之深度，上下游亦無水位差，自左而來之泥水，沿槽底向清水中流動，因流速甚緩，故亦不發生擾動現象，泥流水頭沿槽底前行，其流況與水在空氣中之流況無異，僅其流速緩慢也。

如圖(b)，泥流越堰頂 B 跌落清

水中，如無適當隔絕之方法，則清水必盡行與其混合，但加一簾幕 A 之後，情形迥異，A B 間形成一泥流通道，將泥流之方向改變，使沿 A 之下部向清水中潛行，再由特殊裝置之溢水道排出壩下，泥流與清水間，始終保持一清晰之分界面。

簾幕橫越河中，雖可隨水位增減而升降，但於安置地點之水位，仍不能有過劇之



第二十圖 簾幕形成泥流之功效 (a) (b)

變化，蓋簾幕放入水中之深度及簾下留出之排水面積，均須依照水位及流量而定，若簾幕過長，則有阻塞水道之弊，過短則失其作用，故應視水位漲落而定，設計時有詳加考慮之必要，而最妥善之方法，則為能自水面操縱簾幕放入水中之深度也。

如河道進口之位置隨水位漲落而遷移不定者，則簾幕設置之位置，不妨向下游前移，較為妥善，又此種簾幕對於滾行之泥沙，並無阻攔作用，如遇庫底淤高，可將簾幕縮短，或另移別處，至於水面漂浮物之壅塞，當不可免，但可將兩浮筒間簾幕頂沉入水中少許，使浮物仍可通過，雖有泥水越溢簾頂，但其量甚微，無損泥流之形成，或將聯接簾幕之鐵鍊作成活動者，遇積浮物聚集過多時，可將鐵鍊中間折開清除之，有如拆卸浮橋使船舶通行者然。

2. 泥流之排除

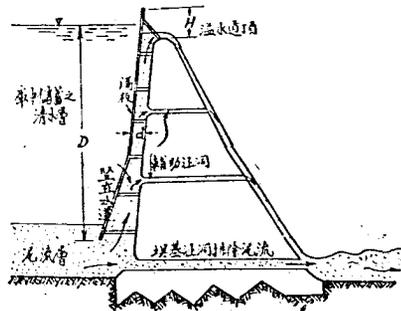
泥流沿庫底流動抵達壩址後，其時如壩身無適當裝置以排除此種泥流，或僅能由壩下涵洞洩去一部份，於是泥流停積庫中後，發生淤積，故宜迅速排除之，通常水庫之洩洪方法，不外設置溢水道或涵洞，或二者兼用，亦有採用虹吸管者，但均未能將停積水庫下層之泥流排除，壩下涵洞雖可排除一部份，但勢必損失上層儲蓄之清水，並非完善之方法。

著者就以上所述數種排洪工事，對於排除泥流之效能如何，進行模型觀察，並建議數種特殊裝置，以利泥流之排除。

a. 溢水道

溢水道所能排洩之水量，乃為水庫上層之洪流也，如水庫之容積甚小，通常之洪水即足以將水庫灌滿者，則含泥之洪水可出現於水庫之上層，在此情形之下，當可藉溢水道將泥水排至壩下，且亦能攜出多量之浮游泥沙，但對於停積庫底之泥流，終未能排出，非待泥流之深度增加達於溢水道之高程時，始有泥流外溢，但上層儲蓄之清水，已先行排出矣。

如欲自溢水道排除庫底之泥流，可於高壩溢水道之後加造隔板一道，形成一豎直水道，自水面直伸庫底，凡經此豎直水道由溢水道排除之水流，均係來自庫底部份者，如是下層之泥流得以上升達於壩頂，而上層儲蓄之清水，仍保持未動，豎直水道之外殼，可用鋼板或混凝土作成(如第二十一圖)，直接安置於壩身之後，隔板內外水位差甚小，所受之壓力不大，其厚度及支架之結構均易於設計，豎直水道之長度應與溢水道同，兩端亦閉塞，其超出



第二十一圖 附加隔板之溢水道及埋基土層排泥流情形

溢水道頂之高度H可分三部份計算：

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + B$$

式中 h_1 = 溢水道排出某一洪量所需之深度。

h_2 = 隔板內外清水與泥水之比重差所產生之水位差 = $D(\rho' - 1)$ ， ρ' 為泥水之比重，視含泥量而定。

h_3 = 泥流流經豎直水道之摩擦損失 = h 入口損失 + h 流速水頭 + h 摩擦損失

B = 出水高，其值不必過大，遇特殊之洪水，豎直水道之容量不足以宣洩時，洪水可逕越隔板頂外溢。

隔板之底部與庫底間之距離應有適當之尺度，而使泥流能淹蓋隔板之下端，則進入涵洞之水流可全為泥流，有時遇泥流之深度不足，未能封閉水道之入口，則必有一層清水隨之外溢，但無大妨，蓋不影響泥流外溢之流量也。

豎直水道之斷面應視排除洪量之大小而定，但其寬度 d 值不宜過大，以其設計困難也，不若將溢水道之長度增加，較為有利。

溢水道後添置豎直水道用以排除泥流之情形，可見於第二十二圖，圖中D為溢水道，F為隔板，自左而來之泥流即沿D F間豎直水道上升，經壩頂溢出，隔板後之清水始終維持平靜狀況。



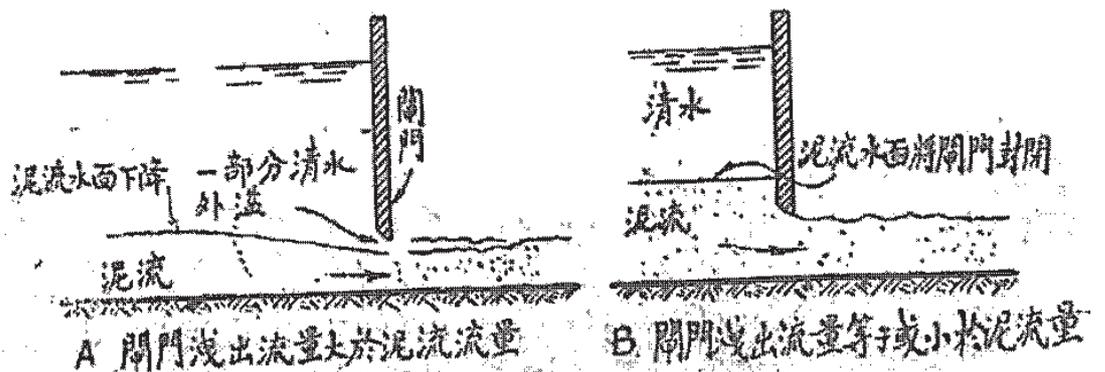
第二十二圖 泥流經豎直水道上升外溢情形

b. 壩基涵洞

藉壩基涵洞以排水，對於水庫防淤極具功效，蓋含泥之水，無論由靜水沉澱者，或係停積之泥流，均佔據水庫之下層，若開啓壩基之涵洞以洩水，則於涵洞高程以上之泥水，均能排出，故涵洞之位置愈低，所能排除泥流層之深度亦愈大。

用涵洞排除泥流，於管理上應嚴密操縱之，如壩後泥流層之深度不大，泥流之泥

量較涵洞排出之流量為小時（其時庫中水位呈降落現象），則涵洞排出之流量並非全部為泥流，如第三十三圖(a)泥流水面於出口



第二十三圖 閘門排洩泥流之情形

附近，驟突下降，上層之清水亦隨之外溢，此種情形當非理想，蓋吾人之目的，在排洩泥流保持清水也，如圖(b)為涵洞或閘門排除泥流之良好情形，泥流之水面能將出口封閉，上層之清水得以保全，其時泥流之流量大於或等於排出之水量，庫中水位呈上漲情形。

第二十四圖為在玻璃槽中觀察涵洞或閘門排除泥流情形之攝影。

如將出口處之泥流水面提高，使其封閉出口，可使排出之水均為泥流，其方法應與溢水道及豎直水道配合行之，涵洞之位置應在隔板中，泥流之一部份經隔板間之水道上升達溢水道外溢，而大部份之泥流仍由涵洞洩出，如第二十五圖，為此種裝置排洩泥流之情形。

有時遇庫中水位過低未能達溢水道之高程時，豎直水道不能發生作用，泥流之水面於隔板後仍有降落情形，清水隨之外溢，但可於主要涵洞之上加添若干小涵洞，其用意在降低溢水道之高程也，則在任何水位之下，泥流均可排除而無損庫中之清水。

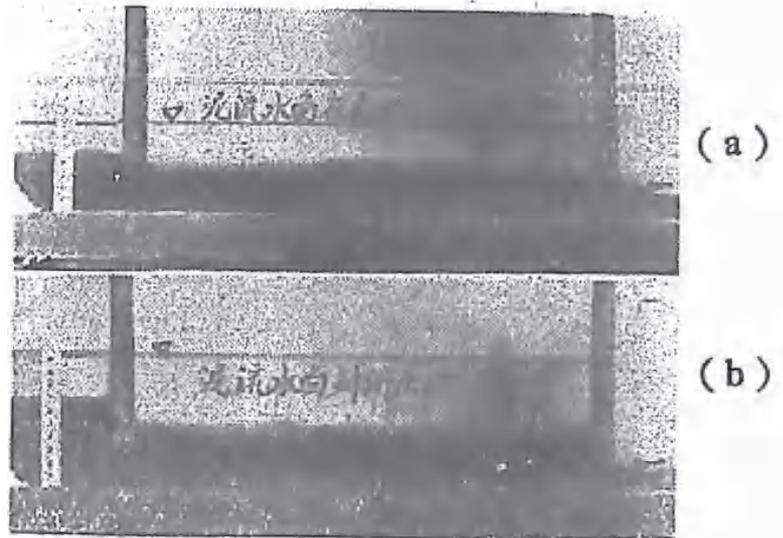
藉管理上之經驗，嚴密調節涵洞之排水，雖無特種裝置，亦可獲得良好之結果，惟管理者應細心探測庫中泥流層之位置及水位之漲落，以定啓閉涵洞之時機。

C. 虹吸管

用虹吸管排除庫底之泥流，須將虹吸管進口加長，深入庫底，方克奏效，其利用之水頭並未有變更，或將進口之位置置於豎直之水道之內亦能生效，惟此法排除泥流，常受水位之限制，不如涵洞排水較為方便也。

五、靜水中沉澱泥水之排除

小型之防洪水庫或儲水甚淺之水庫，常能為短時間之洪水灌滿者，含泥之水流於流速減緩或停止之後，浮游之泥沙即行沉澱，若使此等泥水在庫中澄清一時間，則於深水層即為含泥甚高之泥水，然後開啓壩基涵洞排洩之，可用較少之水量排除多量



第二十四圖
閘門或涵洞排洩泥流情形



第二十五圖
涵洞及溢水道同時排洩泥流情形

之泥沙，又因泥水有含泥大小之別，各層間之比重亦異，故於壙庫底一層含泥較高之泥水常能先於上層清水而被排出，壙址附近之泥水既被排出，於上游段停留含泥較多比重較大之泥水即沿庫底單獨向壙址流動，補充被排出泥水之位置，更由涵洞洩出，而最後庫中所剩餘者，必為上層較清之水，此種排除之方法，有賴良好之技術管理之。

泥水之流速降低後，即開始澄清，下層之含泥量即逐漸增高而達某一程度時，在未失其流動性以前(含泥約25%)，即宜開啓涵洞排除之，關於靜水沉澱所需之時間，Lewis 氏曾引用一泥水沉澱公式(9)

$$t = \frac{42.5LC}{2.6+1.6C} + 1.2 \dots\dots\dots (15)$$

式中 t 為所需之沉澱時間，以小時計，C 為沉澱前之含泥量，以重量百分率計，L 為泥水之深度，以公尺計，即泥水在含泥量 C 沉澱至一特定之「臨界含泥量」(約25%) 所需之時間也，蓋泥水至臨界含泥量時，即失去其流動性。

關於小型防洪水庫泥沙沉澱情形，E.W.Lane 及 J.C.Kennedy 二氏曾就 Miami 河務局所建造之小型防洪水庫 Germantown 進行觀察(13)，並以類似之 Englewood 水庫之沉澱情形作為比較，此等防洪水庫以土壩築成，高度未愈百呎，壩基設排洪道及涵洞，排除通常之流量，遇洪水發生，庫中水位增高，涵洞之洩水量亦隨之加大，但仍有大量之洪水被截儲積庫中，道上游洪水量降低，庫中蓄水始漸降落，於1939年五、六兩月間曾有兩次洪水通過 Germantown 水庫，儲蓄之時間約兩晝夜，並測定進入該水庫及排出流量含泥量以及庫中之水位變化，沿庫身設置泥沙箱多隻，搜集沉澱之沙樣，加以直徑分析(河水含沙之直徑在 0.004 至 0.05mm. 之間)，含泥量之最大值為 0.165%，其結論認為於小型之防洪水庫中，如洪水含泥量不高，泥粒亦細，且停留庫中之時間亦不長，則水中大部份之泥沙均可通過水庫而無嚴重之淤積。

六、沖 刷

本節所討論者，為如何沖刷已淤積於庫中之泥沙，保持水庫蓄水之容積，所謂沖刷，乃藉河水沖刷已淤積之泥沙，通常多以壩基閘門或涵洞為之，但此種方法之功效仍屬低微。

1. 沖刷效能之認識

註(13)：“A Study of Sedimentation in a Miami Conservancy District Reservoir” By E. W. Lane and J. C. Kennedy, Amer. Geophys. Union Tran. 1940.

影響冲刷效能之因子甚多，良好之冲刷工作應具備下列條件：

- | | |
|-----------------|--------------------|
| 一、冲刷時庫中儲水應淺。 | 二、冲刷之水量宜大。 |
| 三、冲刷閘門或涵洞之容量宜大。 | 四、冲刷閘之位置宜低。 |
| 五、冲刷閘應佈置良好。 | 六、冲刷之時間宜久。 |
| 七、水庫之斷面宜狹。 | 八、水庫中原有河道之比降宜大。 |
| 九、水庫宜短而直。 | 十、泥沙之粒徑宜小，且淤積不可過久。 |

茲分別加以討論：

一、儲水高

藉壩基閘門冲刷庫中之淤積時，如能將水庫放空，收效最宏，若庫中儲水過深，經閘門排出之流量雖大，然水流係來自門後各方面者，其能有冲刷效能之水流，係靠庫底流動之一水層，且此一水層僅在閘門附近一隅之流速加快外，其來勢均甚和緩，故勢難將泥沙掀起，攜帶排出庫外，故由閘門冲刷之範圍，僅屬局部者，稍遠之淤澱並未受影響，但如將水庫放空，進行冲刷，其情形迥異，因庫中全部水量均在流動，又水面之比降增大，經短時之冲刷即可於淤積物上刷成深溝一道，且有時水面尚有跌落現象者，其冲刷效率尤高，惟放空水庫冲刷一舉，管理上困難甚多，且若干水庫未允犧牲儲水而進行冲刷工作，如水庫有枯水時期，或容積甚小蓄水較易者，則可進行空庫冲刷。

二、冲刷之水量

空庫冲刷時冲刷之水量大者，其效率亦宏，蓋流量大者，非僅水流之速度比降均增，且其含著泥沙之能力亦強，其理論已見於一般流水挾沙能力之公式中，茲不贅述，惟對於乾燥區域中之蓄水或水力利用之蓄水工程而言，犧牲大量儲水進行冲刷，似不經濟。

三、閘門之尺度

冲刷閘門之容量，應以配合冲刷水量為原則，過多之水量，閘門不能排洩時，勢必壅塞水道，水位增高，致影響冲刷效率也，藉閘門冲刷淤澱而獲有良好結果者，其例甚多，如印度之 Bhatgurk 水庫⁽²⁾ 備有閘門二十座，每座面積為八十平方呎，可容最大洪水通過，故未有淤澱之為害，又 Zuni 水庫於 1931 年於壩下添鑿一洩水門，當啓用之時，適有洪水接踵而至，其四十呎之水頭，經三個月之冲刷，五百英畝呎之泥沙，自庫中冲刷而去。

於平原地帶之低水庫，有藉溢水道代閘門冲刷者，其排水之面積雖鉅，但以此比降過小，所需之水量亦多，故非值大水時期之流量，難望有效，又吾人根據若干已損毀之水庫冲刷情形，獲得一可貴之經驗，即壩工有足夠容納洪水流量之閘門時，即可免過劇之淤澱，縱有淤澱，亦可沖走，如 Austin 水庫第一次壩工損壞後，疑昔淤積庫中之

泥沙即被冲走，恢復容積甚廣。

埃及 Aswan 水閘之建築，備有多數閘門，用以冲刷，其效果之佳，堪為水庫防淤及工作之典型，綠尼羅河為含泥甚豐河道之一，於建築壩工時，極端慎重從事，埃壩工建築主持者 Willcocks 有言(14)：，每一壩工如不能排除其洪水量而令阻塞河道時，必致有嚴重淤澱之後果，根據此理 Aswan 水閘未建築於狹谷之中，而移至平原地區，其用意在於充分寬度之河面，以備建築閘門之用，該閘有深水閘門一百四十座，每座之面積為十四平方公尺，而於閘門之上設涵洞四十座，每座面積為七平方公尺，其全部排水面積為二千二百四十平方公尺，最大洪水量為 10,000 C.M.S. 經過閘門之平均流速 $V=4.75m/sec$ 。此種流速，僅需儲水二、三公尺即可發生，且該水閘僅儲蓄白尼羅河之清水引作灌溉，於用水期過後，正值綠尼羅河之洪水期至，且挾沙極多，但此種泥水並不儲積，將閘門開啓宣洩而去，結果非但無沉澱發生，即原有之淤澱亦可冲走一部份，故該閘並無淤積之問題發生，按 Aswan 水閘之具有最大冲刷效率，尚有其他原因在焉，如冲刷之時期甚長，水流經流庫中常達數月之久，泥沙之粒徑亦細，復於一年之中，有多次冲刷機會。

四、冲刷閘門之高度

庫中淤積至某一程度時，冲刷閘門愈低者，冲刷水道之比降亦愈大，故冲刷效率可增，但應加注意者，閘門之位置過低時，常有為淤泥封閉之虞，未能隨意開啓，故設計時，其高度應深加考慮。

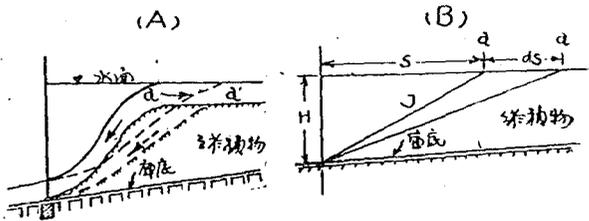
五、冲刷閘之位置

冲刷閘之位置應在冲刷水道之中間，或特殊重要部份(如引水閘前)，方可維持良好之冲刷水道，又冲刷水流之方向於設計時，即可揣定其大概情形，故閘門之位置應以配合水流之方向為原則。

六 冲刷之時間

於冲刷過程中，應經歷一相當冲刷時間方克見效，惟應注意者，冲刷之效率以冲刷初期為高，迨後則

呈遞減現象，如第二十六圖(A)，水流越過淤積物之前端 a 陡坡而下，其冲刷情形於該處顯然可見，首先 a 點向上游移動甚速，俟後則漸緩慢，終至固定於某一位置而不變更。



第二十六圖

水流冲刷淤積物情形 (Schoklitsch)

註(14)： Willcocks： Egyptian Irrigation, London, 1913

Schoklitch 氏根據其挾沙量公式求得計算冲刷淤積物容量之公式於下(6)：

$$V = \frac{1}{2} HS = \frac{1}{2} \left(\frac{20TQH^3}{\sqrt{D}} \right)^{2/5} \dots\dots\dots (16)$$

式中 V 爲一公尺寬之河床上沖去之淤積量(m³)，H 爲淤積物厚度(m)，S 爲冲刷距離(m)， $\frac{1}{2} HS$ 爲冲刷流量(m³/sec.)，D 爲淤積泥沙之直徑(m.m.)，T 爲冲刷時間(參閱第二十六圖(B))，由式中知 V 與 T^{2/5} 成比例，故冲刷之時愈長，其冲刷淤積物之速度則漸減。

就一般情形而言，於冲刷開始後，淤積物之冲刷水道漸次向兩岸展寬，淤泥先豎立水邊，繼則崩陷水中而被沖去，河床之比降亦逐漸减小，最後形成一平衡水道，如流量不變，水道亦不再擴寬加深，在此情形之下，當不必再行冲刷，且若下水庫多未能進行長時間之清潔工作，故對於冲刷時間之久暫，宜慎加估計。

如欲使壩址附近或重要水道等處無淤積存在，不妨作多次每時間之冲刷，收效較宏，至於稍遠上游段之淤積，通常之冲刷工作，甚難將其移去。

由第四及第五兩表，可見冲刷效能與冲刷時間之關係：

第四表：Che'vers 水庫冲刷淤積物情形(1)

年 份	流量Q m ³ /sec.	經過時間 天	ΣQ.10 ⁶ m ³	冲刷淤 積物量 m ³	每日冲刷 淤積物量 m ³	冲刷1m ³ 淤積物所 耗之水量 m ³	淤積量 冲刷水量 %
1906	400	10	14.4	78,000	7,800	185	0.540
1929	549	66	130.0	235,000	3,560	550	0.182
1931	459	68	112.0	192,500	2,830	580	0.172

第五表 渭惠渠渠首段冲刷淤沙結果(15)

連續冲刷 時數 (hr.)	冲刷時間 (hr.)	渠道平均 流速 (m/s)	耗費水量 (10 ⁶ m ³)	淤沙深度 (m)	沖去淤沙 深度 (m)
0	0	—	—	0.90	0
69	69	0.84	35	0.70	0.20
115	46	1.10	3.85	0.66	0.04
153	38	1.20	3.67	0.58	0.08

註(15)：“渭惠渠進水閘之引水與渠道冲刷”，陝西渭惠渠報告，民國三十年。

由以上二表，顯見冲刷時間愈長，其效率則漸減。

七、水庫之寬度

今試就水庫之形式加以討論，於狹隘之水庫中，淤積之泥沙多聚集於一狹長之地帶內，冲刷開始，則全部水流均沿一深溝形水道下注，兩岸淤土相繼崩陷水中，此等作用實有助於冲刷工作，且水流集中，其衝擊挾運之能力亦大，為水流所掀起之泥沙於庫中難再沉澱，如在寬廣之水庫中，同一容積之淤積物，其淤積之厚度較薄，但散佈之面積則甚廣，若引用少量之河水進行冲刷，由於水勢之不足，難望沖去多量之泥沙，結果僅見溪水一曲蜿蜒其上，其比降與流速均小，向兩岸擴展之範圍亦有限。

八、水庫之比降

水庫中原有河道之比降，亦為冲刷之一大因素，其比降大者，日後冲刷水道之比降亦大，直接增進冲刷效能，且在若干冲刷水道中，當冲刷閘門初啓，水流於淤積物上層有跌落現象者，其效率尤高。

九、水庫之平面形勢

就蓄水效能而言，設計時僅求有最大之蓄水容積，因無論水庫之直曲形勢，但自冲刷之要點觀之，水庫以短、直深者為理想，各種冲刷條件方可配合得宜，獲得最大效率。

十、淤積泥沙之性質

泥沙之粗細，直接與水流之挾運力有關，冲刷水道之流速小者，對於淤澱之細沙，尚有力量將其沖去，粗重之石礫，必賴湍急之水流，始可移動，其他如泥沙之形狀、淤積時間之久暫、與淤積物固結程度等，均與之有關，淤積物停積過久者，下層之泥沙常變成硬土，日後欲藉水流冲刷，殊非易事，故應在稍為停積之後，即行冲刷，又泥沙之粗細混合沉積者，結合極堅，有時堅如混凝土，更不易將其沖去，故淤澱泥沙之性質，常影響冲刷水道之最後平衡斷面形式。

2. 增進冲刷效能之方法

一、空庫冲刷

增進空庫冲刷效能之方法可分兩端：一為控制水流，二為控制冲刷水道。

如用人工方法於冲刷段之上游將水流壅阻抬高，盈集巨大之水量，然後開放水門，於短時間中盡行排出，藉奔騰水勢以冲刷泥沙，其效能甚高，惟須逐段蓄水，重複冲刷若干次，方可得良好之結果，但於工程及管理上有耗資費事之弊，鮮有採用者。

如將冲刷之水量，使其集中於某一指定之局部河床上進行冲刷工作，其效能亦高，如 Bangkok 水電廠之水庫中，設有縱向隔牆若干道，將水庫劃分為長狹之水道，

冲刷時，先將水道放空，集中所有水量，使其僅流行於一狹槽中，冲刷兩隔牆間之淤積物，再調節水流入另一槽中，依次冲刷之，如第二十七圖即為該水庫冲刷隔牆之佈置情形，此種式樣之設置，對於重要之小型水庫尚稱適宜，如水電或給水之水庫，其泥沙淤積甚速者，又引水工事之沉沙池設備亦可採用此種形式，並可調節流量，使水道一部份能照常輸水而另一部水道進行冲刷工作。



第二十七圖
Bengkok水庫冲刷隔牆之佈置

二、滿水庫之冲刷

空庫冲刷於管理上常發生困難難於實施，故尚有用其他方法進行滿水庫冲刷之必要，若於庫底建築若干幹支相連之涵洞，使其遍佈庫中或通至庫中某一指定之地點，涵洞之總出口設在壩底，排除冲刷水流於庫外，此種設置亦可收局部冲刷之效，如 Bonnet 氏之建議：於庫底安設涵洞網，幹支相連，支管直徑為一公尺，使遍佈於淤積區域之內，每隔相當距離，設置進水口，幹管直徑為一公尺半，但得視同時排出支管水量而定，冲刷時，先開放水管之進水口，其餘則均行閉塞，進水口附近之流速甚大，可將淤積物帶走，經幹管排至壩下，進水口之啓閉，可用小船由水面上操縱，聯絡亦易，此種冲刷方法之效能如何，視淤積泥沙之休止角 (Angle of Repose) 及進水口之數目而定，惟興建多量之涵洞於庫底，不甚經濟。

亦有建議採用虹吸管者，管理上較固定之冲刷設備為好，用可彎曲之水管與壩底涵洞相連，或將水管敷設於壩頂之上而伸展至壩下，以代替上述之固定涵洞，水管可用船舶浮載，能在水面隨意移動，虹吸管吸口一端可置於庫中任一地點或深度，吸取泥水，由高速度之水流，經水管排出壩下，或將吸管口端鑄成劈形，用以衝擊淤泥，如鑿井然，Jandin 氏應用此法於 Djidionia 水庫，所獲結果良好，三年之中，移去淤積二百萬立方公尺，如水庫甚小，淤積極為嚴重而又不能空庫冲刷時應用此法極為適宜。

三、其他

西班牙有若干蓄水庫，其防止淤積之方法，為採用定期冲刷，按照該地傳統習慣，每隔四年，即進行冲刷一次，斯時於壩工大閘門之後已淤積甚高(20—30m.)，自閘門出口處將木製閘門迅速取出，靠近閘門之淤積物即失支持而崩潰，於是庫中全部水量於短時間中經決口外洩，庫中淤積物上即出現一寬廣之水道，冲刷後復將閘門安上，惟此法之效能不大，無可取處。

M. Calmels 氏採用注入壓縮空氣於沖積物中之方法(16)，促進冲刷作用，頗著成效，此種壓縮空氣可由水力機械發生，經鐵管傳導插入淤積物中，將泥沙沖開，再藉水流沖出庫外。

七、 挖 浚

於下述情形之下，水庫應有挖浚之必要及其設備，以防淤積：

- a. 攔沙壩(附有排沙道者)未能採用，或排沙效能低微而水庫之蓄水容積又不可減少者。
- b. 原有之冲刷設備未能滿足需要，去淤工作有補充之必要時。
- c. 水庫太寬太長，比降又小，無法進行冲刷時。
- d. 淤積之泥沙太粗，不易冲刷時。

普通挖浚之方法，多用挖泥船或虹吸管，於水淺時可在庫中任何地點行之，如水位增高，挖泥船所及之深度則受限制(深水挖泥可達四十公尺)，僅可以淺處或庫尾段將粗沙挖出，然已屬費事，且不甚經濟，又庫中淤積泥沙之位置，或依水位變動而聚集於庫中某一段，或散佈成一廣大之三角洲，故挖浚時，應事先探測擬挖浚泥沙之位置。

挖出泥沙之處理，常發生困難，如移作建築之用時，必輸送便利方可，如將其送至水庫下游，仍還諸河身本身，則恐下游水力不足，未能挾帶巨量泥沙也，或建議將泥沙用以修築堤防或填塞庫中之淺水地點，因此等淺水處並非水庫之主要部份，如在熱帶，淺沼草澤最易滋生瘧蚊，形成病原地帶，實有填塞必要。

或有於水庫尾端事先挖出一橫溝者，以備滾行泥沙沉澱之用，俟其滿再行挖出，但此項工作並無意義可言。

挖浚去淤，其工作可謂徒勞無功，蓋挖出之容積又迅速淤滿，且其成敗又得視挖浚技術與維持費用之程度而定，長期巨量之挖浚工作，恐非水庫防淤之妥善辦法。

八、 加高大壩建築以增蓄水容積

設水庫未能利用經濟方法使免除淤澱之威脅，則僅有取增高壩頂高程一途，以增水庫蓄水容積，此等工作，對於水電工程尤為有利，如 Zuni 水庫，其原有儲水容積為 $11 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，經二十二年之淤澱結果，僅剩 5% 變為無用，後將壩頂增高 3 m 得新容積為 $18.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ (見第二表)，如瑞士 Perolles 水庫，建築於 1872 年，十四年之後，淤澱無用，後將壩頂增高 2.5 m 得一新容積 $4 \times 10^6 \text{ m}^3$ 且每年進行挖浚工作，挖出 70,000—80,000 m^3 之泥沙，恰為 Sarine 河之年輸沙量，新水庫得以維持原有容積

而達一平衡狀態。

大壩建築增高之後，不僅水壓增大，復因泥沙淤積於壩後，使壩身之靜力狀況改變，故設計時即宜注意。

九、預留容積以備淤澱之用

水庫之淤澱，常視為一種無可避免之困難，故於設計時不妨預留一容積，作日後淤澱泥沙之用，一切計劃，寧可作最低之估計較為妥善，如 Elephant-Butte 壩，其實際容積較今日所需要者為大，則百十年之間，當無淤澱之為害也，又 Boulder 水庫以容積30%作防洪之用，60%蓄水待用，而以10%作淤澱之需要，Oued-Feddo 水庫預留容積 $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，作60年淤澱之用，新 Puentes 水庫預留 $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ 作20年淤澱之用，我國永定河官廳水庫，亦計劃以30%儲水容積為90年淤澱之用。

前已言及，淤積泥沙可擴展至庫中任何部份，惟自水力利用之蓄水立場而言，庫中高地部份之淤積，常損及蓄水效能，換言之，水庫之淤積在低窪部份者無妨，但高水面上之容積則不宜喪失，故有若干水庫常將水庫放空，使上游段或高地部份之淤積得下移至低處也。

(七) 淤積泥沙之密度

一、引言

淤積泥沙之密度為計算水庫淤積容量之先決數值，按水庫完成之後，可由測量進入水庫與排出之流量及含沙量記錄中推算，究有若干泥沙停積庫中？所佔之容積又為幾何？惟泥沙有粗細之分，淤澱有久暫之別，其他如沉積之厚度及曝露於空氣中之情況，均未能相同，故淤積物之密度亦因時因地而互異，於推算時，均應詳加測定，方可得正確之結果。

二、淤積物密度之計算

淤澱之泥沙，顆粒間架成孔隙，其中充滿水或空氣，因之淤積物有鬆緊之分，其密度亦互異，如若以沙粒之密度作淤積物之密度，用以推算淤積物之容積，其結果，自無意義可言。

於水中沉澱之泥沙，孔隙間為水所填充，其密度是為濕淤積泥沙之密度，其值當較沙粒之密度為小，若遇水位降低，淤積物曝露於水面，經風吹日曬，孔隙間之水份為空氣所換置，因之其密度又稍減，是為乾淤積泥沙之密度，惟淤積物乾燥時，其體積亦隨之縮小，故所得密度值與濕淤積物之密度，實相差無幾，但二者之意義及區

別，則不容含糊，茲將三種密度之物理意義及其計算式，分列如下：

a. 泥沙之密度 $\gamma_s = \frac{\text{泥沙之淨重}}{\text{泥沙之體積(不含孔隙)}}$

b. 濕淤植物之密度 $W = \frac{\text{含水飽和之濕植物重}}{\text{濕淤植物之體積}}$

c. 乾淤植物之密度 $W_D = \frac{\text{乾淤植物之重量}}{\text{乾淤植物之體積(含孔隙)}}$

設 $W =$ 濕淤植物之密度以 Kg/m^3 計

$W_s = 1\text{m}^3$ 濕植物中泥沙之重量 (Kg)

$\gamma_s =$ 泥沙之密度 (Kg/m^3)

$W_w = 1\text{m}^3$ 濕植物中含水之重量 (Kg)

$\gamma_w =$ 水之密度 (Kg/m^3)

$p =$ 濕植物之孔隙容積，以淤植物體積%計

則 $W = W_s + W_w = \gamma_s (1-p) + \gamma_w p = \gamma_s - p(\gamma_s - \gamma_w) \dots \dots \dots (17)$

由上式知濕植物之密度可由泥沙之密度 γ_s 及孔隙率 p 以定之，如第二十八圖

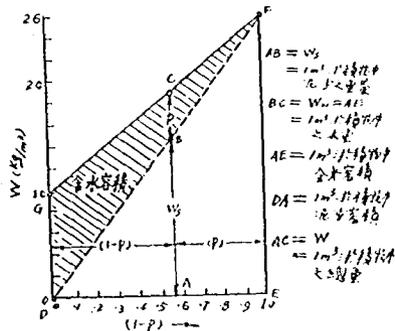
，依照各種泥沙之密度，作若干斜綫為 GF ，若濕植物之孔隙率或含水量為已知值，則 W_s 值可逕由圖上求得之。

如欲得知濕植物之容積 V ，可由濕積泥沙之總重量 S 及 W_s 二值計算之，即 $V = S/W_s$ ，設 $W_s = 1200\text{Kg}/\text{m}^3$ ，則一百萬公噸泥沙淤積之容積 V 可達 $833,000\text{m}^3$ 。

欲定 W_s 值，必先定 γ_s 及 p 值 γ_s 值隨泥沙生成之礦物質而異，但就同一河道而言，其值相差不致過大，通常多選用 $\gamma_s = 2600\text{Kg}/\text{m}^3$ 左右，惟 p 值則不定，同類之泥沙，其濕積亦有甚大之差異，幾為不可揣測之數量。

W_s 值可約略估計之如下：

- 堅實之濕植物..... $1500-1600\text{kg}/\text{m}^3$ 。
- 粗沙之濕積或粗細沙混合之濕積..... $2000\text{kg}/\text{m}^3$ 或大於此值。
- 細泥之濕積..... $1000\text{kg}/\text{m}^3$ ，或小於此值。



第二十八圖 淤積泥沙密度之計算

渭惠渠細泥之淤積.....1480kg/m³ } 著者測定值，
 黃土粒之淤積.....1120kg/m³ } 泥沙淤澱達六
 月之久。

由著者所作之淤澱試驗，渭惠渠之細泥於淤澱開始時之孔隙率為65%， W_s 僅為 950kg/m³，其後則漸次增大。

新淤泥沙而無蒸發機會者， W_s 值較小，如常曝露空氣中， W_s 值則較大，但為慎重計，於擇取 W_s 值時，以實測數值為可靠。

三、淤積物密度之變化

淤積物之密度，其間差異極大，以其影響之因子繁多也，茲擇其重要者分述如下：

1. 泥沙之粗細及其混合情形

就一定之容積而言，粗沙構成之孔隙常較細沙為少，淤積物之密度亦較大，又混合適當之淤積物，粗沙間之孔隙能為細沙所填充，其密度可達最大值，此外如沙泥之形狀，亦為重要因子之一。

2. 淤積物之固結程度

新淤積物之含水量孔隙量常佔有其容積之大部份，但由上部堆聚結果壓力增強，含水被迫滲出，孔隙量始漸次減少，其密度亦增，是謂之固結作用(Consolidation) 固結作用之快慢，視泥沙之性質及上部壓力作用而定，粗沙較易透水，其固結之時間甚短，細泥則須歷一長久之時間始能穩定，而上部之壓力又為其主要原因，故淤積物之堆聚愈厚者，其下部之密度亦愈大，A. Reisinger 氏求得 Viedersonthofener 湖各層深度間乾淤積物之密度如第六表(17)。

第 六 表

深度(m.)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
密度(Kg/m ³)	345	633	664	558	675	721	845	864	897	1178	1183
深度(m.)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
密度Kg/m ³	1286	1365	1562	1482	1344	1397	1366	1484	1410	1425	

表中於13m處之密度最大，因含有多量細沙故也，自表面迄20m各層間，淤積之密度係漸次增加者，自14m至20m間之淤積物，雖歷時數千年，然猶未穩定。

註(17)：'Raumgewicht der Schwemmstoffe' Oexle, Wasserkrafe und Wasserwirtschaft, 16, März, 1934

第七表為兩種泥沙在玻璃管中測定其密度變化之結果，泥沙之粒徑分析如第八表：

第七表

沉澱時間 (H)	No.1土樣50g.倒入量筒中沉澱		No.2土樣50g.倒入量筒中沉澱	
	容積(cm ³)	密度(gr./cm ³)	容積(cm ³)	密度(gr./cm ³)
1	62.0	0.81	37.0	1.35
3	56.0	0.89	36.6	1.37
6	54.0	0.93	36.4	1.37
10	54.0	0.93	36.4	1.37
35	54.0	0.93	36.3	1.38
135	53.0	0.94	36.0	1.39
185	52.5	0.95	35.9	1.39
540	52.0	0.96	35.5	1.41

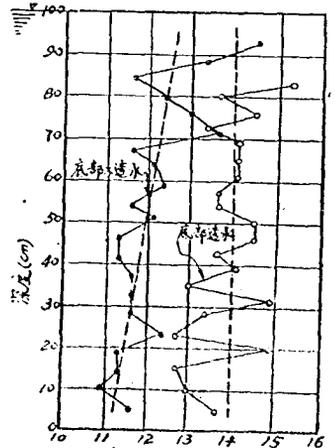
第八表

泥沙粒徑(m.m.)		大於1m.m.	1.0-1.5	0.5-0.34	0.34-0.25	0.25-0.20	0.20-0.15	0.15-0.10	0.10-0.00
No.1土樣	所估	0	0.1	0.3	0.2	0.7	0.5	4.3	93.8
No.2土樣	%	0	0.3	4.1	19.0	34.4	11.5	12.8	17.9

由第七表知沉澱之時間愈長，其密度亦愈大，粗沙較細沙易於因結而得較大之密度。

淤積物各層所受之壓力，得視其下部是否透水而定，淤積物之厚者，以不易透水，則各層間所受之壓力，僅為上部之淤積物在水中之有效重量，與水深無涉，在此情形之下，其固結作用極為緩慢，如淤積物之底層為透水者，則各層所受之壓力大增，除上層淤積物之有效壓力外，尚須計及水壓，因之淤積物之密度亦大。

著者取消惠渠淤泥烘乾後，按序倒入二度管中(直徑3.5cm.)；其一為底部透水者，另一為不透水者，每次取50g.倒入水中，俟其沉澱歷四閱月之後，始測定其容積，並計算各層之密度，如第二十九圖由圖，知各層間之密度不甚規則，與深度之關係亦微，此或由於淤積之



第二十九圖 消惠渠淤土之密度測定

時間尤嫌不足也，惟底部之透水者，其密度較不透水者為大。

3. 有無曝露空氣中之機會

使淤積物體積縮小之方法，以曝露空氣中最為有效，淤積泥沙經風吹日蒸，最易乾燥，如係細泥之淤積，其表面常因收縮而生龜裂，蒸發作用可及於下層，因之密度大增，惟粗沙之淤積物則無龜裂現象，其體積之收縮亦微。

4. 水流風浪之作用

淺水處之淤積，常因水流蕩漾或風浪推移作用，可使淤積緊實，其密度遠較靜水中沉澱者為大。

四、水庫中淤積物之密度

水庫尾端河道入口段之淤積多為滾行泥沙，常因水流之推移作用，形成堅實之淤積，而在水庫中游及壩址附近之淤積，則多為浮游泥沙，其密度較小。

美Texas州若干水庫淤積物密度測量結果如第九表⁽²⁾，土樣係取自曝於陽光下之沙灘上者，庫中各處之淤積，其密度相差甚多。

Reisinger 氏於 Alp 湖，自河口始，順流設置取泥箱五隻⁽¹⁷⁾。

第 九 表

淤積物採集地點與性質	乾 淤 積 物 之 密 度	
	磅 / 立方呎	公斤 / 立方公尺
在庫尼之粗泥沙多屬滾行物者	92	1470
在同一地點採集之細泥	85	1370
在水庫中游淤積物之表面	55	885
在水庫上游老河身中底部沉澱最細泥沙	31	498

沉至湖底，八年後始取出，測定乾淤積物之密度得 0.66, 0.516, 0.430, 0.423, 0.412 g./cm³，表示距河口愈遠者，其密度愈小。

就一橫斷面而言，水道中央淤積物之密度常較兩岸為大，但亦得視沉澱時之情形而定，庫中之淺處與上游河道中之淤積，因水位漲落關係，淤積物之密度時在變化之中。

蓄水庫之淤積係逐年累積而得者，新淤覆蓋舊淤之上，由其重壓作用，下層之密度增大，故計算容積時宜加注意，尤有進者，於計算淤積泥沙之容積時，僅可取 W_s 為標準，不可取乾淤積物之密度代之。

(八) 泥 沙 之 觀 測

建築水庫於泥沙豐富之河道中，對於日後泥沙淤積為害之程度，於設計時即應詳加考慮，俾採用適當之方法以預防之，或對其蓄水效能作最低之估計，以確保其利益。

計劃水庫時，對泥沙淤積應考慮之點：

1. 建築水庫以前，河道之輸沙情形及其年輸沙量。
2. 水庫築成後能排除之泥沙，如經溢水道、閘門、攔沙壩等工事所能排除之泥沙量。
3. 藉管理之技術，可能移去之泥沙量，如泥流之排除、沖刷、挖淺等方法。
4. 流域面積中控制泥沙結果，減少進入水庫之泥沙量，如流域面積中地面之保護及整治荒溪等工作。

前已言及，吾人對此一問題之認識，迄今仍為不足，如流域之狀況、河道及水庫之性質與乎管理上實施情形對於水庫淤積之關係，究為如何？尚不能獲一妥善之結論，以為參考，是故於計劃水庫時，除對一切建築物應詳加研究外，對泥沙問題亦應作有系統之觀測，其用意非僅在明瞭水庫自身之成敗，即對今後新興之水庫，亦可予以寶貴之經驗。

對泥沙應進行之觀測工作：

1. 流域面積中地質及地形之探測，土壤性質之研究，逕流率及沖刷泥量之測定，植物保護地面及防沖工事之效能等。
2. 觀察河道之輸沙情形，且包括直接測定之含沙量(如滾行及浮游物應分別測定)，河床剖面與比降之變更，流量之漲落以及全河泥沙之性質等。
3. 水庫中之觀察工作，應包括下列各事項：
 - A. 決定水庫上下游之輸沙量，以定淤積量。
 - B. 測量水庫剖面之變化，以定淤積進展情形(縱橫剖面及淤積累積圖)。
 - C. 泥沙粒徑之分析(包括水庫上下游及庫中各處之泥沙)。
 - D. 調節、沖刷及挖淺等經驗之彙集。
 - E. 淤積泥沙密度之測定。
 - F. 與上述各項觀察有關之流量、水質等測定(包括水庫上下本支各流)。
 - G. 水庫上下流之沖淤情形。

茲引述一測量水庫淤積之實例，以為參考：Jettenbach氏於Inn水庫完成後，曾逐年作廣泛之測驗，歷十年之久，且仍在繼續進行中，並根據最初數年之測量經驗，

擴展其測量範圍，自壩址始，上游段達29公里，包括水庫長9公里，下游段為48公里，於77公里距離內，計設橫断面439處，於低水時期逐一測量其断面變化情形，兩断面間之平均距離為176公尺，所獲結果極為可貴。

(九) 結 論

蓄水庫中泥沙之淤澱，實乃自然演變之過程中一無可避免之事件也，且現今已有若干水庫對泥沙淤澱之為害，深感其嚴重性，設若吾人猶未能盡其所能，急謀補救之策，則新興水庫無由建築，舊有水庫亦難保存，曩昔賴水庫孕育發展之人類文明與繁榮，將復因其淹廢而被摧殘。

欲解決水庫淤澱問題，則對於已完成之水庫淤積情形，應有詳盡觀察之必要，長期之淤澱測量以及包括若干項目之水文資料之蒐集與分析，可使吾人確定各種因素對於淤積影響之程度而設法加以控制，又防止淤積與冲刷技術之改進，可使水庫得以減輕淤澱而延使用之壽命。

山水庫淤積量觀察表(第二表)，吾人並未能自各項記錄與計算中獲得其與淤積之程度有顯著之關係，其原因當在資料之殘缺，以及影響因素之繁多，而未能全部包括之，其最重要之一因素，如管理之情形，惜多被忽視，但猶可自記錄中得到若干概念：即流域面積中之地面能保護妥善而減輕冲刷者，河道之挾沙與水庫之淤澱均可減輕，水庫之有完善冲刷設備者，其冲刷之時間又甚充裕，或蓄水有選擇之機會者，其淤澱情形並不嚴重，又水庫之蓄水容量大，雖河水攜入庫中之泥沙盡行淤澱，然以其有甚大之容積，水庫完成之初期，尚不感淤澱之煩擾。

防止蓄水庫淤澱之有效方法，首為流域中泥流之減少，以絕來源，次為進行完善之冲刷工作，欲得良好之冲刷結果，應包括庫址之選擇，其断面宜狹而深，比降宜大，與設置多數冲刷閘門，且能選定時期進行空庫冲刷，又泥流之排除以及其他去淤工作，僅可視為一種輔助方法，可於滿水庫時期行之，至於增高壩身，以補蓄水容積或分割容積以為淤澱之需，均為消極之方法也。

本文所討論泥沙之性狀及其形成與排除等工作，對於防止浮游泥沙之淤澱，沙甚為重要，所建議之隔柵與張掛簾幕之形成方法以及於溢水道及涵洞後加裝隔板等排除裝置，無論水庫之大小，均可採用，惜因限於時間與設備，未能進行廣泛之觀察與試驗，但相信將因其重要性與複雜之物理現象，可引動更精密之研究。

黃河本支各流之興建蓄水庫，雖已視為迫切之需要，然其困難，除地質方面外，對於泥沙之淤塞庫中，均感無適當方法處理之，尤以黃河本支各流均為挾沙特多之河

道，如建築水庫時，事前不詳加考慮，冒昧進行，則耗軟費工所經營之水庫，可能僅歷一極短時期竟淤塞無用，今試就防止淤澱之觀點，對黃河流域之建築水庫，作數點建議，以爲本文之結尾。

按蓄水庫之功用，不外蓄水防洪與儲水待用，今黃河本支各流之建築水庫，其最重要之目的，當在防洪以除水害，其餘與利事業均居次要地位，如以防洪爲第一目的，則水庫泥沙之淤積殆可設法減輕，蓋防洪之水庫，洪水停留庫中之時間較短，一部浮游泥沙尙可隨水外洩，不致淤積庫中，加之洪水期後卽爲清水時期，河水含泥大減，可空庫沖刷洪水之淤澱，況黃河之洪水期係集中於夏秋兩季，故一年之中，復有充裕之時間沖刷去淤，洪水之淤積雖大，然爲害不至過劇，如以儲水待用爲目的，則夏秋兩季之洪水，以挾沙過多，不宜儲蓄，僅可取春冬二季之清水儲積之，故其蓄水效能極爲低微，無多大意義，至於水力之利用，水庫之淤塞，雖不減其水頭，然以水庫無蓄水作用，發展之範圍亦小，要之黃河之建築水庫，其功效未能二者兼得。

良好之沖刷設置，必有適當容量之排洪閘門，是故黃河水庫之建築，其壩址不宜設於V形山谷中，而應移至寬廣之平原地區，以便建築多數閘門，進行沖刷，此種佈置可取法於埃及尼羅河上之Aswan水壩之建築，防洪與灌溉可二者兼顧。

泥流之形成及其排除之方法，可適用於黃河水庫以減淤澱，因黃河本支流之浮游泥沙量特大，泥流極易形成，穿越庫身而無過劇之淤積。

黃河流域面積中水土保持工作應積極推行，以減河水之含沙，且此項工作亦爲保障水庫而免淤澱之有效方法，但於未獲成效以前，大型水庫之建築，應稍延歲月。

(十) 參 考 文 獻

1. "Die Verlandung Von Staubecken" Von Fritz Orth, Die Bauitechnik Berlin. 1934.
2. "Why Desiltind Works for the All-American Canal?" By C.P. Vetter, Engineering News-Record, Vol. 118, P.321, March 4, 1937.
3. "Stauraum-Verlandung und Kolkwehr" Schoklistch. 1935
4. "Hydraulic Laboratory Practise" John R. Freeman Editor, 1929 P.322.
5. "The Passage of Turbid Water through Lake Mead" By N. C. Grover & C. S. Howard, Proceedings A. S. C.E. April, 1937. Discussion on this paper has appeared in proceedings, as follows: June, 1937. by Messrs. O. A. Faris, Paul A. Jencs, Carl E. Scofield, and Ivan E. Houk; September,

- 1937, by Messrs. William P. Creager, Harold K. Palmer, Morrrough P. O'Brien, John C. Page, John H. Bliss, and B. H. Monish; and October, 1937, by Messrs. D. M. Forester, A. D. Lewis, G. C. Dobson, and William W. Rubey.
6. "The Physics of Solids and Fluids" Section by L. Prandtl, London 1936, P.198.
 7. "A Study of Sedimentation in a Miami Conservancy District Reservoir" by E. W. Lane and J. C. Kennedy. Amer. Geophys. Union Tran.1940.
 8. "Egyptian Irrigation" Willcock, London 1913.
 9. "Irrigation Pocket Book" Buckley. London, 1928, P. 159.
 10. "Raumgewicht der Schwebstoffe" Oexle, Wasserkraft und wasserwirtschaft, 16 Marz, 1934.
 11. "The Silt Problem of the Zuni Reservoir", Discussion by H. F. Robinson. Transactions. Am. Soc. C. E. Vol.LXXXIII (1919-20),P. 873
 12. "Movement of the Silt, Elephant Butte Reservoir", by L. M. Reclamation Record, vol. 10 (1919), P. 411.
 13. "Siltng of Reservoirs" by Henry M. Eakin, Technical Bulletin 542, U. S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, P. 7.
 14. "Einfluss der Durchleitung Von Flusswasser durch Seen aunderen temperatur" Sonderheft to Wasswekraft,17, 1122.
 15. "Siltng of Four Large Reservoirs in South Africa." Communication No. 5 to the Second Congress on Large Dams, Washington, D. C., 1936.
 16. "Handbuch der Ozeanographie," by O. Krummel, Vol..2. P. 62. 1911.
 17. "On the Stability of Superposed Streams of Fluids of Different Densities," by S. Goldstein, Proceedings, Royal Soc, London. Vol. 132, Ser. A. PP. 524-525, 1931.
 18. "On Ripples and Related Sedimentary Surface Forms," by W. H. Bucher, American Journal of Science, Vol. 57,4th Ser., PP. 165, 178-179; 199-207. 1919; also "Treatise on Sedimentary on," by W. H. Twenhofel and others, PP.458-460. 1926.
 19. "Demidation, "by R. B. Dole and Herman Stabler, M. Am. Soc. C. E.

- Water Supply Paper 234, U. S. Geological Survey, P. 80, 1909.
20. "Movement of Silt, Elephant Butte Reservoir," by L. M. Lawson, Reclamation Record, Vol. 10(1919), P. 411.
 21. "Irrigation near Phoenix, Arizona," by Arthur P. Davis, Water Supply Paper No. 2, 1897, PP.81-83.
 22. "Principles of Irrigation Engineering," By Kanthack. London, 1924.
 23. "Financial Limitations in the Employment of Forest Cover in Protecting Reservoirs." By Ashe. Bulletin 1930, Department of Agriculture, Washington, U.S.A.
 24. "Die Wasserkräfte," Von Ludin. Berlin 1913.
 25. "Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Von Schoklitsch. Wien 1936.
 26. "The Silt Problem." By J.C.Stevens. Transactions, American Society of Civil Engineers Vol. 101, 1936,
 27. "Engineering Aspects of Sediment Transportation and Deposition." By E.W.Lane. Bulletin of Associated State Engineering Societies, Oct. 1939.
 28. Transactions, Amer. Geophysical Union, 1934, Pt. 2, P.472.
 29. Transactions, Amer. Society of Civil Engineers
Vol. 101(1936) P.284, 251.
Vol. 101(1936) P.277.
Vol. 83(1920) P.883.
 30. Western Construction News. Vol. XII. No.6, June, 1937, P.220
 31. Reclamation Era. October, 1935.

水利學術論文選集

編輯者 水利部
南京林森路東箭道二四號

發行者 水利部
南京林森路東箭道二四號

印刷者 美豐祥印書館
南京林森路一二八號

定價 每冊國幣三千圓整
國內郵費在內
掛號或國外郵費照加

訂閱處 水利部總務司第二科
南京林森路東箭道二四號

