

中華人民共和國水利部
南京水利實驗處

研究試驗報告彙編

1954年

專題研究部份

一九五四年十二月

研究試驗報告彙編

1954年

專題研究部份

目 錄

1. 水庫水位降落對於砂質壩殼穩定性影響的研究.....	1 — 9
2. 土壩施工期間填土中孔隙壓力的估算.....	11 — 22
3. 建築物沉降觀測方法.....	23 — 46
4. 土壩中孔隙壓力施測方法.....	47 — 56
5. 薄膜式孔隙壓力儀的設計和試製.....	57 — 72
6. 土壩沉陷觀測方法.....	73 — 84
7. 高壓縮性淤泥地基的預壓加固.....	85—113
8. 直接剪力儀比較試驗.....	115—134
9. 土壤試驗簡化計算用的特種計算尺的設計與製造.....	135—152
10. 三向滲流電擬試驗的研究.....	153—164
11. 泥沙顆粒分析比較試驗研究報告.....	165—192
12. 挾沙水流試驗模型律之初步研究.....	193—201
13. 挾沙水流試驗儀器設備報告.....	203—219
14. 潮浪試驗研究基本設備報告.....	221—261
15. 潛水防波堤消浪作用試驗報告.....	263—274
16. 潮水閘之洩水流量計算.....	275—290
17. 潮汐模型試製與潮水位驗證試驗報告.....	291—300
18. 霧室的設計和使用.....	301—314
19. 光力彈性試驗中動物膠模型的製造和使用.....	315—322
20. 白果木變形試驗報告.....	323—327

水庫水位降落對於砂質壩殼穩定性 影響的研究

黃 文 熙

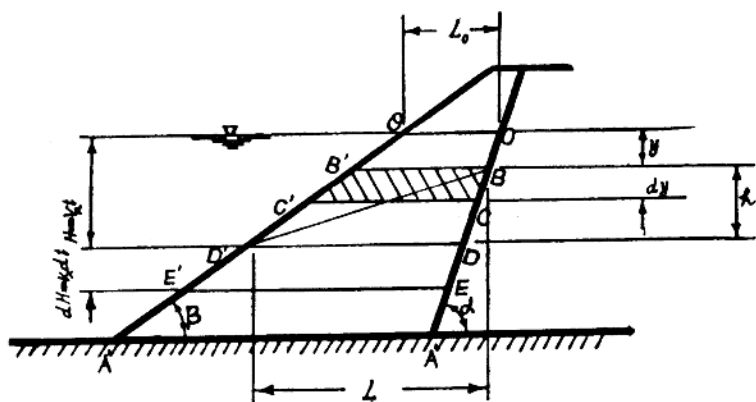
設計土壩時通常須核算水庫水位降落對於迎水坡穩定性的影響。在水庫降落期間，壩身中自由水面的位置將跟着下落，因此庫水位與自由水面之間將產生高程差。這種高程差是影響壩坡穩定的一個主要因素，它是隨着壩身土壤性質、壩的斷面形式和水庫水位降落速度而異的。要利用嚴密的流體力學理論去求取這種高程差（或更正確地說，去求取壩身中自由水面與水庫水位間的相互位置），在數學上尚存在着無法克服的困難，因此在一般土壩設計的實踐中，通常是按照庫水位從某一高程暴落至另一高程、那種理論上最嚴重而實際上並不存在的假定情況¹來從事迎水坡的設計的。在比較進步的設計中也有根據庫水位降落的緩急，選用不同的土壤抗剪強度指標去作土坡穩定核算的²，但這樣也還不是從根本上解決問題。

最近蘇聯學者 B. M. Илецков³ 氏利用 Dupuit-Boussinesq 的滲流近似理論⁴ 結合了一些簡化邊界條件的補充假定，對於水庫水位降落期間，壩身中自由水面位置的移動問題，進行了研究，並求得了適用於某種實際土壩斷面形式的近似解答。他底研究結果是可供設計者參攷的。本文所建議的方法與 Илецков 氏的方法並不相同。主要的內容是在通過一些合理的簡化假定，輔以一定的模型試驗，求取一個包括有土壤性質、土壩斷面形式、水庫水位降落速率和壩坡中自由水面位置等各項因素的關係公式，以便從而確定水庫水位降落期間壩坡中自由水面與水庫水位間的平均高程差。這種平均高程差可以作為土坡穩定核算主要數據。同時通過同樣的核算，也可以回答另一重要問題，這就是為了保證壩坡穩定，應該如何控制水庫水位的降落速率。

本文另一部份的內容是在說明如何驗算在水庫水位降落期間砂質壩殼的穩定性和塊石護坡對於砂質壩殼所起的穩定作用。此外也討論了地震對於砂質壩殼穩定的影響以及砂質壩殼液化的可能性等問題。

（一）水庫水位降落時期與壩坡中自由水面位置的移動

第1圖中 $A'O'OA$ 代表土壩的透水壩殼，它的上游坡角是 β 。AO 代表土壩不透水心牆的上游坡，它的坡角是 α 。在水庫水位開始降落前亦即時間 $t=0$ 時，水庫水位與 O' 點在同一高程，壩殼中的自由水面也在水平綫 OO' 處。水庫水位下降，壩殼中的自由水面位置也跟着向下移，水面綫的曲度也跟着變動，不再成一根水平綫。由於土壩的上游坡一般都較平坦，壩殼中自由水面絕大部分也是坡降很平坦的，因此可以用一根水平綫來代表自由水面的平均高程。根據這個假定，當水庫水位在



第 1 圖

$0 \leq t \leq t$ 的時間間隔中由 O' 點高程以均勻速率 V_r 下降至 D' 點高程時，壩殼中的自由水面也逐步由 $O'O$ 下降至 $B'B$ 處；同樣在 $t \leq t \leq t + dt$ 的時間間隔中，庫水位由 D' 點下降至 L' 時，壩殼中自由水面可假定由 BB' 下降至 CC' 處。在這個 dt 時間間隔中由壩殼排出的水量為：

$$q_s dt = n_e \cdot \overline{BB'} \cdot dy \quad (1)$$

$$q_s dt = n_e [I_0 + y(\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha)] dy \quad (2)$$

其中 q_s = 滲流流量

n_e = 有效孔隙率（即單位體積的飽和土壤中能排出的水分體積）

在 $t = t$ 時滲流量可用下式概估

$$q = k i F$$

其中 k = 壩殼土壤的滲透係數

i = 水力坡降

F = 平均滲流面積

在本問題中上式的約值可採用

$$q = C \frac{k h^2}{L} \quad (3)$$

其中 $h = V_r t - y$

$$L = I_0 + V_r \cdot t \cdot \operatorname{ctg} \beta - y \cdot \operatorname{ctg} \alpha$$

$$q = \frac{C k (V_r t - y)^2}{I_0 + V_r \cdot t \cdot \operatorname{ctg} \beta - y \cdot \operatorname{ctg} \alpha} \quad (4)$$

C 為一經驗常數，其值隨土壩斷面形式、水庫水深、壩基透水性等因素而異。可根據不同情形裝置電擬法模型，再選擇 h 與 L 的平均值，用電擬試驗求出流綫網。根據這個流綫網可以估算 C 的約值。在一般情況下， C 值介乎 0.5 至 1.0 間。初步概估時可採用 $C = 0.5$ 。

將 (4) 式代入 (2) 式可得

$$\frac{dy}{dt} = \frac{C k (V_r t - y)^2}{n_e (I_0 + V_r \cdot t \cdot \operatorname{ctg} \beta - y \cdot \operatorname{ctg} \alpha) [I_0 + y(\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha)]} \quad (5)$$

為了使 (5) 式的微分方程式便於求解起見，式中的兩個獨立變數 y 及 t 須用 x 及 T 兩個新獨立變數替代，它們之間的關係如下：

$$T = t + \frac{t_0}{a} \quad (6)$$

$$x = \frac{ay + V_r t_0}{V_r (t + \frac{t_0}{a})} \quad (7)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{其中: } t_0 &= \frac{L_0}{V_r \cdot \operatorname{ctg} \beta} \\ a &= \left(1 - \frac{\operatorname{ctg} \alpha}{\operatorname{ctg} \beta}\right) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

$$\text{再令 } K = \frac{Ck}{n_{sa} V_r \cdot \operatorname{ctg} \beta} \quad (9)$$

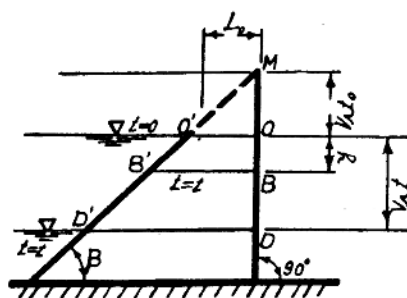
(5) 式可化成下列形式, 即

$$\begin{aligned} \frac{dT}{T} &= \frac{x(a - (1-a)x)dx}{K(a-x)^2 - x^2(a - (1-a)x)} \\ \frac{dT}{T} &= \frac{x(a - (1-a)x)dx}{a^2 K - 2aKx + (K-a)x^2 + (1-a)x^3} \end{aligned} \quad (10)$$

(10) 式是本問題的微分方程式, 如將某一特殊問題的 a 及 K 數值代入, 上式即可積分, 積分常數可根據下列邊界條件決定: 即

$$\left. \begin{aligned} t &= 0, & y &= 0 \\ \text{或 } T &= \frac{t_0}{a}, & x &= a \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

求得滿足上述邊界條件的 (10) 式積分後, 再以 (6) 式及 (7) 式中的 t 及 y 二變數代 T 及 x , 即可求得水庫水位降落期間任何時間 t , 壩殼中自由水面的平均降落高度 y 。



第 2 圖

爲了進一步說明本問題, 現舉一具有垂直不透水心牆的土壩 (第 2 圖) 爲例。因 $\alpha = 90^\circ$, $\operatorname{ctg} \alpha = 0$, $a = 1$, 故 (10) 式可寫作

$$\frac{dT}{T} = \frac{x dx}{K - 2Kx + (K-1)x^2} \quad (12)$$

積分後得:

$$\begin{aligned} \log \frac{T}{A} &= \frac{\log [K - 2Kx + (K-1)x^2]}{2(K-1)} \\ &+ \frac{\sqrt{K}}{2(K-1)} \log \frac{(1-K)x + K + \sqrt{K}}{(1-K)x + K - \sqrt{K}} \end{aligned}$$

即:

$$\left(\frac{T}{A}\right)^{2(K-1)} = [K - 2Kx + (K-1)x^2] \left[\frac{(1-K)x + K + \sqrt{K}}{(1-K)x + K - \sqrt{K}} \right] \sqrt{K} \quad (13)$$

利用邊界條件 $t = 0, y = 0$ 即 $T = t_0, x = 1$ 得積分常數 A 之值為:

$$A^{2(K-1)} = \frac{(-) t_0^{2(K-1)}}{\left(\frac{1+\sqrt{K}}{1-\sqrt{K}}\right) \sqrt{K}} \quad (14)$$

以 (14) 式代入 (13) 式得:

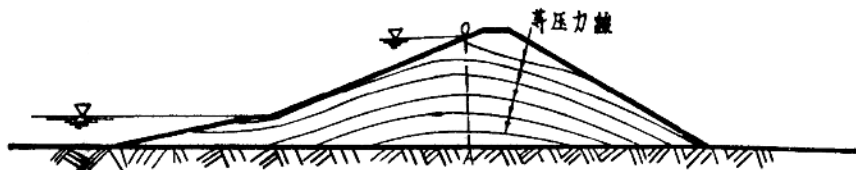
$$\left(\frac{T}{t_0}\right)^{2(K-1)} = [(1-K)x^2 + 2Kx - K] \left[\frac{(1-\sqrt{K})x + \sqrt{K}}{(1+\sqrt{K})x - \sqrt{K}} \right] \sqrt{K} \quad (15)$$

其中:

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{Ck}{n_s \cdot V_{rs} \cdot \operatorname{ctg}^2 \beta} \\ t_0 &= \frac{I_e}{V_{rs} \cdot \operatorname{ctg} \beta} \\ T &= t + t_0 \\ x &= \frac{y + V_r t_0}{V_r (t + t_0)} = \frac{MB}{MD} \quad (\text{見第2圖}) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

應用本節所推演的公式以估算庫水位降落期間壩坡中自由水面的位置，必須知道二土壤常數 k/n_s 的比值，它可用下節所建議方法測定。

在研究均勻土壩的水位降落問題時，可先假定壩中自由水面的位置與水庫降落前壩身中的浸潤綫相重合，同時假定水庫的水位是在降落終了的高程上，然後根據這種假定的邊界條件繪出此種穩定流狀態的流綫網。根據這個流綫網可以畫出等壓力綫，如第3圖所示，用一近似的直綫 AO 連接這許多等壓力綫的頂點，這個 AO 綫可假定即相當於不透水壩心的上游坡面，此後即可用本節所述方法研究水庫水位降落問題。



第 3 圖

(二) 水庫水位停止降落後壩坡中自由水面位置的移動

假定水庫水位降落至第4圖 d' 點高程後即停止降落，壩設中的自由水面仍將由 aa' 處繼續下降。假定 $t = 0$ 時（即水庫水位落至 d' 點高程，開始停止降落的時候）壩設中自由水面在 aa' 處，在 $t = t$ 時自由水面落至 bb' 處，在 $t = t + dt$ 時自由水面續降至 cc' 處。在 dt 的時間間隔中由壩設中排出的水量為

$$\begin{aligned} q \cdot dt &= n_s \cdot dz \cdot \overline{bb'} \\ q \cdot dt &= n_s \cdot dz [I_s + z (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha)] \end{aligned} \quad (17)$$

$$\text{因 } q = \frac{C k h^2}{I_s} \quad (18)$$

$$h = H - z$$

$$I_s = I_0 + H \operatorname{ctg} \beta - z \operatorname{ctg} \alpha$$

$$\text{即 } q = \frac{C k (H - z)^2}{I_0 + H \operatorname{ctg} \beta - z \operatorname{ctg} \alpha} \quad (19)$$

以 (19) 式代入 (17) 式得

$$dt = \frac{n_e (I_0 + H \operatorname{ctg} \beta - z \operatorname{ctg} \alpha) (I_0 + z (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha))}{C k (H - z)^4} dz \quad (20)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{令 } m &= \frac{I_0}{H \operatorname{ctg} \beta}, \\ a &= 1 - \frac{\operatorname{ctg} \alpha}{\operatorname{ctg} \beta}, \\ u &= \frac{z}{H}, \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

$$\frac{C k}{H_0 n_e \operatorname{ctg}^4 \beta} dt = \frac{[(m+1) - (1-a)u] (m+au)}{(1-u)^2} du \quad (22)$$

$$\begin{aligned} \frac{C k}{n_e H_0 \operatorname{ctg}^4 \beta} t &= \frac{(m+a)^2}{1-u} + a(1-a)(1-u) \\ &\quad + (2a-1)(m+a) \log(1-u) + A \end{aligned} \quad (23)$$

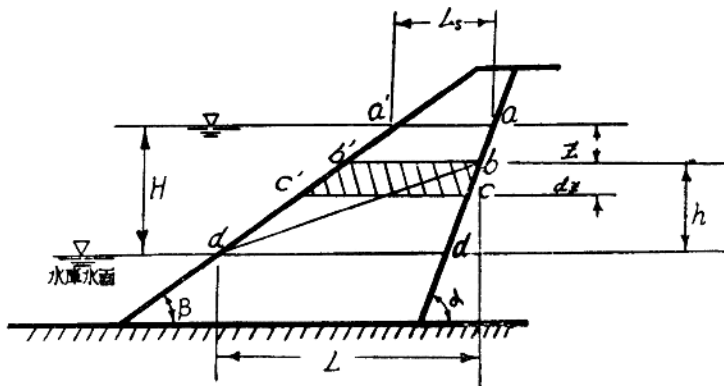
根據邊界條件 $t = 0, z = 0, u = 0$ 得積分常數 A 之值為

$$A = -(m+a)^2 - a(1-a) \quad (24)$$

以之代入 (23) 式得

$$\left. \begin{aligned} \frac{C k}{n_e H_0 \operatorname{ctg}^4 \beta} t &= (m+a)^2 \left(\frac{u}{1-u} \right) - a(1-a)u \\ &\quad + (2a-1)(m+a) \log(1-u) \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

(25) 式適用於研究下列兩個問題：(1) 水庫水位開始停止降落後壩坡中自由水面位置的移動；(2) 水庫水位由某一高程（例如第 4 圖的 aa' ）暴降至另一高程（例如第 4 圖的 dd' ）後壩坡中自由水面位置的移動。



第 4 圖

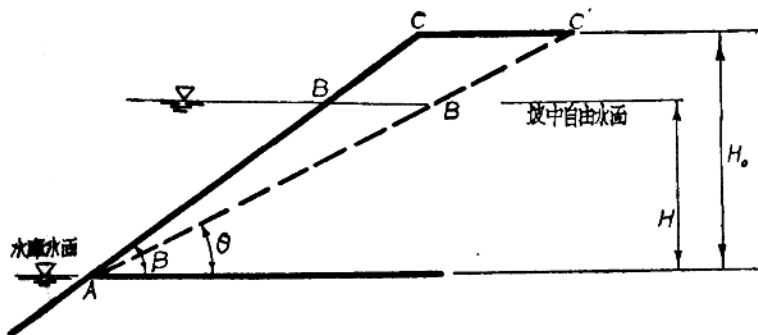
利用(25)、(15)或(10)式的積分式，我們可以佈置與這些公式所代表的情形相當的土壤模型試驗⁵，以測定上述公式中 k 及 n_e 二個土壤常數的比值 k/n_e 。模型土的各個部分須分別用與原體相同的土料製成。土料的含水量和密度也須與原體相同。用這個模型進行庫水位降落試驗，可以測定某一時間的模型土中自由水面平均高程。將這些試驗結果代入上述相當的公式，即可求得 k/n_e 值。用此法測定 k/n_e ，較用直接方法分別測定 k 及 n_e 值為可靠。因為這樣可使由於本文前述許多公式的推演中所引用的簡單化假定所可能引起的誤差也可因此而消除一部分。

(三) 砂質壩殼穩定性的核算

應用(一)節所得公式可以推算水庫水位降落期間任何時候的水庫水位和壩坡中自由水面的位置。假定在任何一霎那由壩坡流向水庫的滲流都是穩定流，就可以根據這時候壩坡中自由水面和水庫水位的不同位置把流綫網畫出來。這樣滲流所產生的滲濾力和孔隙水壓力就可確定，而它們對土坡抗剪穩定和滲流沖蝕的影響也就可以用習慣上常用的分析法估算了。

在作粗略的抗剪穩定分析時，流綫網可以毋須繪製，僅須在計算滑動面上的抗剪力時自由水面下的土料用浮重，而在計算滑動力時同樣的土料用其飽和重，至於降落水位以下的土料因仍舊浸在水中，故不論計算抗剪力或滑動力均用浮重。這是普通在水位暴落情況下常採用的穩定分析簡法，這種方法在水位緩降的情況也同樣可用，不過壩坡中自由水面的位置却須要用本文(一)節所述的方法去確定。

壩殼如為無粘性的砂土，並且在滑動範圍內並無粘性土壤，就可假定滑動面為一直綫（例如第5圖 AC' 綫）。（也可假定 AB 、 BC 為二不連續之直綫，但所得結果差別很小，實際意義不大。）



第 5 圖

假定水庫水面與 A 點同高程，坡中自由水面與 B 點同高程，經過 A 點的最危險滑動面假定為 AC' 。由第5圖得 AC' 面的滑動力為

$$[\gamma_d (\Delta ACC' - \Delta ABB') + \gamma_s (\Delta ABB')] \sin \theta \quad (26)$$

其中： γ_d = 坡中自由水面以上土壤的自重

γ_s = 飽和土壤自重

γ_b = 土壤浮自重

ϕ = 土壤內摩擦角

AC' 面上的抗剪力為

$$[\gamma_d (\Delta ACC' - \Delta ABB') + \gamma_b (\Delta ABB')] \cos \theta \cdot \tan \phi \quad (27)$$

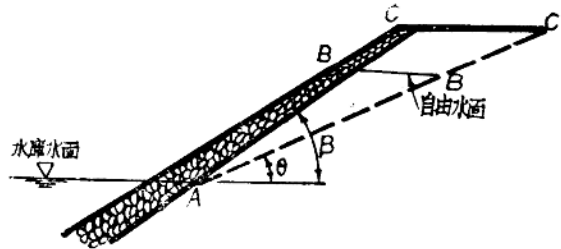
將 $\Delta ABB'$ 及 $\Delta ACC'$ 的面積代入(26)及(27)式，可得壩坡穩定的條件如下

$$\tan \beta = \tan \theta \leq \frac{\gamma_d (H_0^2 - H^2) + \gamma_b H^2}{\gamma_d (H_0^2 - H^2) + \gamma_s H^2} \tan \phi \quad (28)$$

(28) 式是設計砂質壩殼的基本公式, 在壩殼的上游坡上每一點均須滿足與此式類似的穩定條件。由 (28) 式可見如坡中自由水面在 CC' 處, 壩殼上游坡角就應滿足下列條件:

$$\tan \beta \leq \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \tan \phi \quad (29)$$

土壤的上游面一般都築塊石護坡, 它的作用在防浪、防滲流沖蝕(須下有倒濾水層)和增加壩坡的抗剪穩定。在核算塊石護坡對於上坡抗剪穩定的影響時通常可假定塊石層是非常透水的, 因此塊石層中的自由水面與水庫水位在同一高程。故在作壩坡的穩定分析時, 不論計算滑動力或抗剪力, 塊石的有效重量, 在庫水位以上者採用乾重, 在庫水位以下者採用浮重。



第 6 圖

如令 W 代表滑動面 AC' (第 6 圖) 以上塊石護坡 AC 段的有效重量。 AC' 面的滑動力為

$$\left\{ W + [\gamma_d (H_0^2 - H^2) + \gamma_b H^2] \frac{(\text{ctg } \theta - \text{ctg } \beta)}{2} \right\} \cos \theta \cdot \tan \phi$$

由此得土坡抗剪穩定的安全因素 F_s 為

$$F_s = \frac{W - A \text{ctg } \beta + A \text{ctg } \theta}{W - B \text{ctg } \beta + B \text{ctg } \theta} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (30)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{其中 } A &= (\gamma_d (H_0^2 - H^2) + \gamma_b H^2)^{\frac{1}{2}} \\ B &= (\gamma_d (H_0^2 - H^2) + \gamma_b H^2)^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

將 (30) 式微分並令 $\frac{\partial F_s}{\partial \theta} = 0$, 可得最危險滑動面 θ 的數值為

$$\text{ctg } \theta = \text{ctg } \beta - \frac{W}{B} + \sqrt{(\text{ctg } \beta - \frac{W}{B}) (\frac{W}{A} - \frac{W}{B})} \quad (32)$$

以 (32) 式代入 (30) 式簡化後可得

$$\tan \beta = \frac{A \tan \phi}{F_s B + W \tan \phi + 2 \sqrt{F_s W \tan \phi (B - A)}} \quad (33)$$

利用 (33) 式可以求得, 安全因素為 F_s 、塊石護坡有效重量為 W 時, 砂質壩殼的坡角 β 。上式也可用以求坡角為 β 、安全因數為 F_s 時, 塊石護坡所須的重量或厚度。

如塊石層很厚, 實際上已成為塊石壩殼, 在核算它後面砂殼的穩定時, 就需要考慮塊石層所產生的抗剪力。在地震區域用塊石壩殼來增加砂殼的穩定性通常是有必要的。

在地震區域壩坡應再減緩。當水庫空時砂質壩坡的穩定條件為:

$$\tan \beta \leq \tan (\phi - \phi_s) \quad (34)$$

$$\text{其中 } \phi_s = \tan^{-1} \frac{\alpha_b}{1 - c_v} \quad (35)$$

$\alpha_h g$ = 水平向地震加速度

$\alpha_v g$ = 垂直向地震加速度

g = 重力加速度

在庫水位降落期間如果同時發生地震，核算壩坡的穩定時仍可用(28)、(29)或(33)式，僅須在這些公式中將 ϕ 代以 $(\phi - \phi_0)$ 即可。

地震時壩身隨着壩基而移動，因此當地震的方向是向着下游的時候，壩面所受水壓力即將減低⁷。這也是與水位暴落相類似的另一種施於壩身的驟加荷載，它對壩坡的穩定性也同樣起減弱的作用。

必須指出，土壩砂殼的設計，如果僅僅包括類似上述的抗剪穩定性的核算，是不夠保證壩坡安全的。砂質壩殼，如果堆築的密度低，在剪切的過程中就可能由於土壤結構破壞，發生驟然液化。液化的原因是由於飽和鬆砂受剪切後體積發生收縮，這時砂土孔隙中的水分如不能立即排出，部分或全部有效應力即可轉變為中和應力，這樣砂土的抗剪強度即可變為零，砂粒也就隨着水分的流動而向四周流散了。大致砂土的孔隙比如愈大，透水性如愈小，受力的體積如愈大，和受力愈驟，砂土發生液化的可能性也愈大。這許多因素是不可能在小規模試驗中全部反映出來的，因此一般所採用的各種臨界孔隙比試驗以及最近 M. H. Гольдштейн 教授⁸所建議的液化孔隙比試驗的結果，都不能作為鑑定砂土是否液化的標準。用不同的試驗方法去求砂土臨界孔隙比，所得的結果差別是很大的，下面例子取自 D. W. Taylor⁹的著作：

第 1 表

側向壓力 σ_3 以磅吋計	臨 界 孔 隙 比		
	Casagrande 法	σ_3 不變法	體積不變法
15	0.84	0.81	0.77
30	——	0.74	0.69
60	0.74	0.69	0.65
120	——	0.63	0.59

這個試驗結果充分說明砂土是否發生收縮是隨不同的受力情況而異的，因此實際上並沒有像我們原來所想像的那種固定的土壤性質指標（臨界孔隙比）存在。在現階段，當我們對於建築物中砂土的受力情形以及它受力後可能發生的變形知道得還很少的時候，對於砂質壩殼中砂土的孔隙比應該不但使它小於試驗室中可能得到的最小臨界孔隙比，同時應盡可能在工地上用適當的碾壓方法減小砂土的孔隙比，使它接近試驗室中盡力得到的（不一定用標準的方法）最小孔隙比。這樣做對於地震區域的土壩以及有嚴重的水位暴落情況的土壩更有必要，這是因為震動將引起砂土進一步的收縮，而這些驟加荷重將更加重砂土液化的可能性。砂土的孔隙比如能達到最小的極限，震動就不再能減小砂土的體積，在這種情形下，類似液化的現象僅能在土壩的自然震動頻率與地震頻率發生共鳴時才有發生的可能。

除按校核砂殼的抗剪穩定性和液化的可能性之外，也應該保證砂質壩坡在水位降落期間不致發生滲流沖蝕，根據壩坡中自由水面與庫水位的不同位置可以把滲綫網畫出來，然後按一般下游坡滲水層的設計方法來進行上游坡各滲水層的設計。

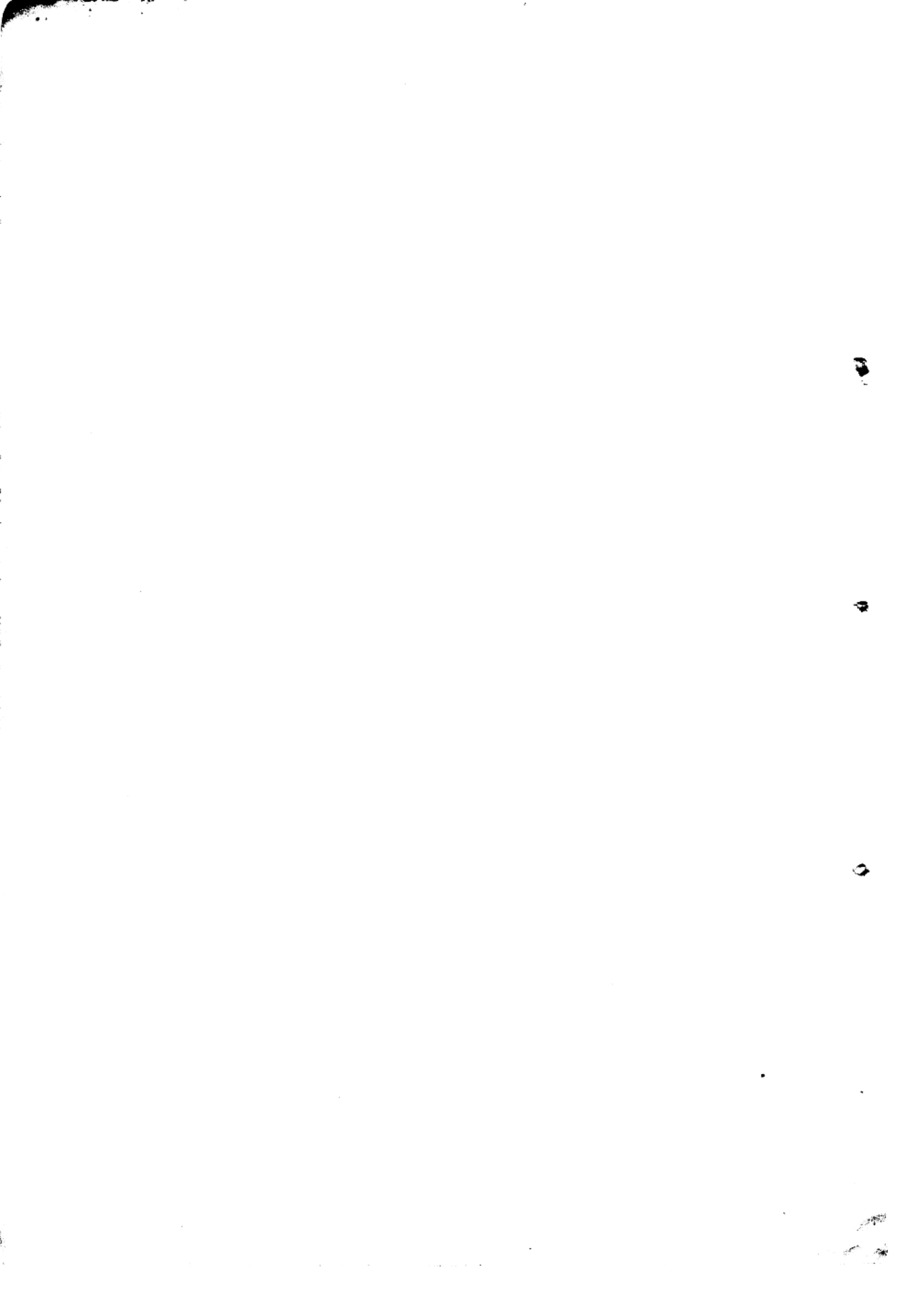
結 論

1. 按照不同的土壤性質、土壩斷面形式和水庫水位降落速率可以用(10)式（如為垂直不透水心牆可用(15)及(25)式來估算水庫水位降落期間砂質壩殼中自由水面的平均位置。

2. 這些公式中的經驗常數 C 可用電擬模型試驗求取；土壤常數 k/r_e 比值可用壩身土料製成的土壩模型求取。
3. 水庫水位降落期間砂殼的穩定性，以及塊石護坡對於砂殼穩定性的影響，可分別用(28)或(33)式核算。
4. 水庫水位降落期間如果同時發生地震，核算壩坡的穩定時仍可用(28)或(33)式，僅須在這些公式中將砂土內摩擦角 ϕ 值代以 $\phi - \phi_0$ 值即可，其中 ϕ_0 值是地震加速度的函數〔見(35)式〕。
5. 爲了避免砂質壩殼發生液化，砂殼的孔隙比應盡量減小，使它盡可能接近砂土的最小孔隙比。

參 攷 文 獻

- (1) Creager, Ju tin & Hinds: "Engineering for Dams", Vol. III, p. 740.
- (2) 沙巴耶夫: "分層滾壓式土壤的設計", 蘇聯水利技術譯叢 (I), 38 頁。
- (3) В. М. Шестаков: "Расчет кривых депрессий в земляных плотинах и дамбах при понижении горизонта водохранилища", Гидротехническое Строительство, 1954 No.4.
- (4) В. И. Аравия и С. Н. Нумеров: "Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде", 1953. С. 380.
- (5) F. H. Kellogg: "Investigations of drainage rates affecting stability of earth dams" & Discussion, Trans. A.S.C.E., 1948, p.1261.
- (6) 物部長穗: "土木耐震學", 56 頁。(陸昌煦節譯稿)
- (7) H. M. Westergaard: "Water pressure on dams during earthquakes", Trans. A. S. C. E., 1933, p. 418.
- (8) М. Н. Гольдштейн: "Внезапное разжижение песка", Вопросы Геотехники, Москва, 1953.
- (9) D. W. Taylor: "Fundamentals of Soil mechanics", 1948, p. 357.



土壩施工期間填土中孔隙壓力的估算

- (一) 引 言
- (二) 估算所依據的原理
- (三) 估算方法
- (四) 實 例
- (五) 討 論

(一) 引 言

土壩在施工期間壩身逐漸築高，由於填土的壓縮，壩身內將發生相當大的孔隙壓力。這種孔隙壓力待施工完成以後就逐漸消失，它的消失速率視土料的滲透性和土壩的斷面形式而定。由於孔隙壓力的發生，削弱了壩料的抗剪強度，因此影響到填土壩身的穩定。所以必須估算填壓土壩施工期間填土中孔隙壓力的太小，以供分析施工期間的土壩的穩定性之用。

本文旨在介紹試驗室中根據擊實土樣在兩面排水的固結試驗成果，或根據滾壓土壩在施工過程中填土本身沉降觀察結果，估算土體內孔隙壓力的方法。以這種估算方法的計算結果和工程中實測的孔隙壓力相互印證後，說明這項估算是符合於實際情況的，見第1圖（註1）。第1圖是在施工期間內壩高139公尺的安得遜壩壩身的不透水土料中所實測的孔隙壓力和總壓力之間的關係曲線（實折線）與應用估算的方法、根據土壩沉降觀察的結果和諸觀測點間的土料性質所算出孔隙壓力和總壓力之間的關係曲線（虛線），彼此的比較成果。

本文係由陳愈炯同志編擬；並經黃文熙處長和蔣彭年、朱維新兩主任指導和修改，製圖工作由方家慶、劉慧雲兩同志担任。

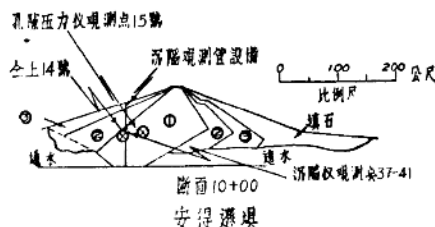
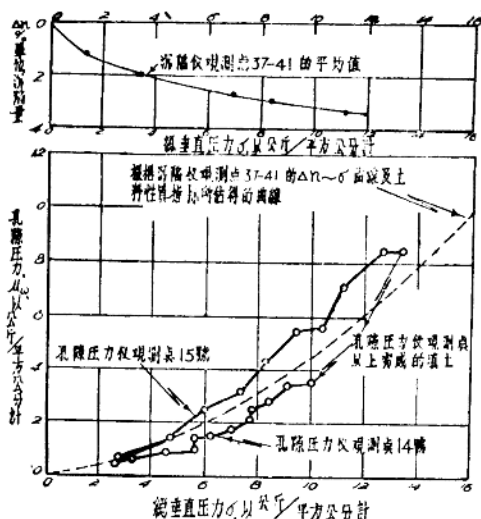
(二) 估算所依據的原理

〔甲〕 孔隙比和孔隙壓力之間的關係：

一般土壤，多係由礦物顆粒、水和空氣三者所組成，即使所謂被水所飽和的土壤，也多少含有一些氣泡和溶解空氣。

假設一塊擊實土樣，放在一個不使漏氣和漏水的固結儀中，使它承受壓力，則土樣也能壓縮。因為在組成土壤的三個因素中，礦物顆粒和水的壓縮量，對空氣的壓縮量相比較的話，認為是可以略而不計，所以可認為土壤的壓縮，完全是由於空氣體積的改變。

假設擊實土樣的含水量為 w ，土粒比重為 G_s ，孔隙比為 e_0 ，同時假定土粒體積為1，則此土樣在大氣壓力 p_a 下的體積為 $1+e_0$ ，見第2圖甲。這圖中，



孔壓壓力觀測點15號，測點10+00，標高12034，(1)不透水區
 孔壓壓力觀測點14號，測點10+00，標高12026，(2)透水區
 孔壓壓力觀測點A，測點10+15 (3)透水區

標高1200至1210之間的土料性質指標

試驗號	γ_d	ω	G_s	天然含水率 土粒浮稱	η_s	η_w	η_{ω}	C_u	$\beta \cdot \Delta \omega G_s$
109	19.0	13.0	26.4	64.7	3.4	0.488	0.39	0.343	

1.區的平均值， $\gamma = 2.20 \frac{\text{公噸}}{\text{立方公尺}}$

$K = 0.018 \frac{\text{公噸}}{\text{公厘}^2 \cdot \text{年}}$

第1圖 估算孔隙壓力和實測孔隙壓力之間的比較

水份的體積為 wG_s ；

空氣的體積為 $e_0 - wG_s$ ；

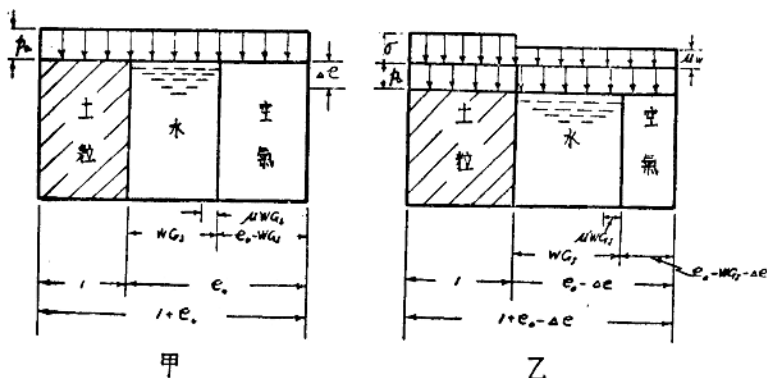
溶解空氣呈氣態時的體積為 μwG_s ，其中 μ 叫做空氣溶解係數，其特性將在本節中詳敘，

如果將土樣放在不使漏氣和漏水的固結儀中，加壓力至 $p_a + c$ ，又假定土粒體積仍為 1，則土樣體積的最後縮小量為 Δe ，此時孔隙中的壓力為 $p_a + u_w$ ，在此情況下，見第2圖乙：

水份的體積仍為 wG_s ；

空氣的體積變為 $e_0 - wG_s - \Delta e$ ；

溶解空氣呈氣態時的體積變為 $\mu' wG_s$ ，其中 μ' 為壓縮後空氣溶解係數。



第2圖 封閉的擊實土樣的壓縮

根據波義爾定律:

$$p_a [e_o - wG_s + \mu wG_s] = (p_a + u_w) [e_o - wG_s - \Delta e + \mu' wG_s]$$

$$\text{即: } u_w = \frac{p_a \Delta e + p_a (\mu wG_s - \mu' wG_s)}{e_o - wG_s + \mu' wG_s - \Delta e} \quad (1)$$

如果土樣在壓縮前後的溫度保持不變, 則 $\mu = \mu'$ 。要證明這點, 可根據亨利定律: 在壓力 p_a 下, 溶解於體積 wG_s 的水中的空氣質量 (註 2 和註 3) 為:

$$Q_a = K p_a wG_s \quad (i)$$

上式中, K 係比例常數, 它是溫度的函數。

$$\text{在壓力 } p_a \text{ 下, 質量為 } Q_a \text{ 的空氣體積 } V_a = \frac{Q_a}{\rho_a} \quad (ii)$$

在 (ii) 式中, ρ_a 是在壓力 p_a 下的空氣密度。以 (i) 式代入 (ii) 式, 得

$$V_a = K p_a wG_s \frac{1}{\rho_a} = \mu wG_s \quad (iii)$$

$$\text{上式中 } \mu = K \frac{p_a}{\rho_a} \quad (iv)$$

同理得, 在壓力 $p_a + u_w$ 下, 溶解於體積 wG_s 的水中的空氣體積

$$V_{a+1} = K (p_a + u_w) wG_s \frac{1}{\rho_{a+1}} = \mu' wG_s \quad (v)$$

$$\text{上式中 } \mu' = K \frac{p_a + u_w}{\rho_{a+1}} \quad (vi)$$

而 ρ_{a+1} 就是等於在壓力 $p_a + u_w$ 下的空氣密度。

根據波義爾定律: 如果溫度保持不變, 則

$$\frac{p_a}{\rho_a} = \frac{p_a + u_w}{\rho_{a+1}} = \text{常數} \quad (vii)$$

在比較 (iv), (vi) 及 (vii) 式後, 得

$$\mu = \mu' = K \frac{p_a}{\rho_a} = K \frac{p_a + u_w}{\rho_{a+1}} \quad (2)$$

μ 叫做空氣溶解係數, 它與液體的溫度有關, 與壓力無關。當壓力等於 76 公分水銀柱高時, 曾在各種溫度下測得溶解於體積 1 立方公分水中的空氣體積, 可參閱第 1 表 (註 4)。

第 1 表 空氣的溶解係數 (在 76 公分水銀柱的壓力下) μ 值

溫度 °C	μ 立方公/立方公 分空氣/分水	溫度 °C	μ 立方公/立方公 分空氣/分水	溫度 °C	μ 立方公/立方公 分空氣/分水	溫度 °C	μ 立方公/立方公 分空氣/分水	溫度 °C	μ 立方公/立方公 分空氣/分水
0	0.02978	9	0.02506	12	0.02187	18	0.01938	24	0.01738
1	0.02842	7	0.02447	13	0.02141	19	0.01902	25	0.01708
2	0.02769	8	0.02391	14	0.02097	20	0.01868	26	0.01679
3	0.02639	9	0.02336	15	0.02055	21	0.01834	27	0.01650
4	0.02632	10	0.02284	16	0.02014	22	0.01801	28	0.01621
5	0.02568	11	0.02234	17	0.01975	23	0.01769	29	0.01592

以 (2) 式代入 (1) 式, 得:

$$u_w = \frac{p_a \Delta e}{e_o - wG_s - \Delta e + \mu wG_s} \quad (3)$$

或

$$u_w = \frac{p_a \Delta n}{n_a + \mu n_o c_w - \Delta n} \quad (\text{註 5}) \quad (3a)$$

上式中 $\Delta n = \frac{\Delta e}{1+e_0}$, $n_a = n_0(1-S_w)$, $n_0 = \frac{e_0}{1+e_0}$ 及 $S_w = \frac{wG_s}{e_0}$ 。

又因 $\Delta e = e_0 - e$ (4)

以(4)式代入(3)式,得

$$u_w = \frac{p_a(e_0 - e)}{e - (1 - \mu)wG_s} \quad (5)$$

在(5)式中,

u_w = 土樣在封閉固結儀內受到壓力 $p_a + \sigma$ 壓縮後,孔隙中的壓力減去大氣壓力 p_a , 即測壓管水柱高;

p_a = 擊實土樣在壓縮開始前所接觸的大氣壓力;

e_0 = 開始壓縮時擊實土樣的孔隙比;

w = 擊實土樣的含水量;

G_s = 土粒比重;

μ = 空氣溶解係數;

e = 擊實土樣在壓縮後的孔隙比。

根據(5)式,可以不必做試驗,即能繪得:當擊實土樣在不漏水、氣的固結儀下壓縮時,土樣內的孔隙壓力和孔隙比之間的關係曲線,簡稱 $e - u_w$ 的曲線,見第3圖。

當孔隙比 e 等於 wG_s 時,就是當所有的空氣全部溶解於水中時,孔隙壓力 u_w 被稱爲到達飽和時的孔隙壓力 $(u_w)_s$, 以 $e = wG_s$, 代入(5)式,得:

$$(u_w)_s = \frac{p_a(e_0 - wG_s)}{wG_s} \quad (6)$$

由第3圖 $e - u_w$ 曲線上,可以看到:當孔隙比已接近於 wG_s 時,孔隙壓力迅速增加。因為當孔隙比到達 wG_s 時,如果壓縮壓力 $p_a + \sigma$ 繼續增加,則增加的壓力,全部由孔隙水來担负。

〔乙〕 孔隙比 e 和粒間應力 σ 之間的關係:

某擊實土樣的孔隙比與粒間應力之間的關係曲線簡稱 $e - \sigma$ 曲線,可在試驗室中的雙面排水固結儀中測得,見第3圖。

〔丙〕 總壓力 σ 、粒間應力 σ 和孔隙壓力 u_w 之間的關係:

當擊實土樣在不使漏氣和漏水的固結儀中,受到壓縮後孔隙中所產生的壓力 u_w , 一定小於壓縮壓力 σ , 因為有一部份壓力爲粒間應力 σ 所承受。它們之間的關係是:

$$\sigma = \sigma + u_w \quad (7)$$

〔丁〕 孔隙比 e 和總壓力 σ 之間的關係:

根據(7)式的關係,可以自第3圖中的 $e - u_w$ 和 $e - \sigma$ 兩曲線,作出孔隙比與總壓力之間的關係曲線,簡稱 $e - \sigma$ 曲線。此曲線即相當於擊實土樣,在不使漏氣、水的固結儀中,進行壓縮後所測得的 $e - \sigma$ 曲線。因為實際上很不易直接測得 $e - \sigma$ 曲線,所以必須設法根據(5)及(7)兩式,及普通固結試驗所測得的 $e - \sigma$ 曲線,算出 $e - \sigma$ 曲線,見第3圖。

在第3圖中,根據 $e - u_w$ 及 $e - \sigma$ 曲線,繪出 $e - \sigma$ 曲線的步驟是:在某一定的孔隙比 e 下,增加 $e - \sigma$ 曲線的橫座標,使其增加值等於在此孔隙比 e 下相當於 $e - u_w$ 曲線上的橫座標值。在不同的孔隙比下,定出 σ 值後,即得 $e - \sigma$ 曲線。

