

深開挖擋土壁貫入深度之分析考量及積分簡化分析法

高世鍊

富國技術工程股份有限公司

摘要

在深開挖的課題中，塑性隆起主要發生在厚層粘土，當考慮不排水剪力強度隨深度增加或潛在破壞圓弧局部通過砂質土層時皆增加分析之難度。本文提出「積分簡化分析法」，於塑性隆起分析時不需要再將厚地層切成許多次層，將其公式輸入電腦試算表或程式碼後即可快速求解，且所求之值即為解析解，而非切片後之近似解。

側向壓力平衡時壓力之選擇影響分析之結果甚鉅，部分學者將 Caquot-Kerisel 土壓力係數視為真實的土壓力係數，本文以數值回歸方法求得 Caquot-Kerisel 被動土壓力係數公式，輸入電腦試算表或程式碼後即可快速求解。

關鍵字：深開挖、貫入深度、Caquot-Kerisel、積分簡化分析法。

The Consideration for Analyzing Retaining Wall Length and Integral Simplified Analysis

ABSTRACT

The heaving is often in a thick clay in the case of deep excavation. It's hard to analyze the safety factor when the undrained shear strength for clay varies by the depth or when the potential failure surface partially passes the sandy stratum. This paper proposes "Integral Simplified Analysis" to simplify this problem. By this method, it's easy to get analytical results. For your reference, this paper also proposes a regressive formula of the Caquot-Kerisel passive earth pressure coefficient.

Key Words: deep excavation, penetration depth, Caquot-Kerisel, Integral Simplified Analysis.

一、前言

足夠的擋土壁貫入深度為影響深開挖安全最關鍵的因素之一，適當的假設條件及分析方法將可得到兼顧安全與經濟之設計。

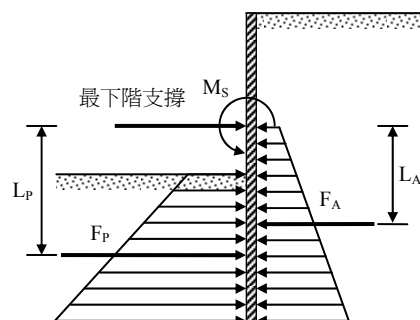
塑性隆起主要發生在厚層軟弱粘土中，當考慮不排水剪力強度隨深度增加或潛在破壞圓弧局部通過砂質土層時皆增加分析之難度，實務上亦有部分工程顧問公司直接以邊坡穩定分析套裝軟體進行塑性隆起分析，此時塑性隆起分析似乎變得較為簡易，惟其安全係數之定義與「建築物基礎構造設計規範」有所不同，因此實際上不見得滿足法規之要求。為解決上述問題並簡化分析方式，本文嘗試以積分的方法討論前述問題。

二、規範對擋土式開挖穩定分析之要求

「建築物基礎構造設計規範」中規訂，擋土壁應有足夠之貫入深度，使其兩側於側向壓力作用下具有相當之穩定性，當開挖面底下方土層係軟弱粘土時，應檢討其抵抗底面塑性隆起之穩定性，除上述二項外亦應檢核砂湧及上舉。其中側向力平衡分析及塑性隆起分析之公式如下：

(1)側向力平衡分析

$$F_s = \frac{F_p L_p + M_s}{F_A L_A} \geq 1.5 \dots\dots\dots (1)$$

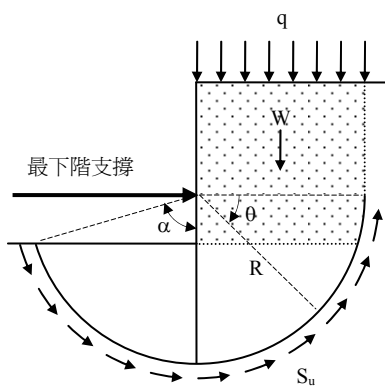


附圖 1

- F_A = 最下階支撐以下外側作用側壓力(有效土壓+淨水壓)
- L_A = F_A 作用點距最下階支撐之距離
- F_p = 最下階支撐以下內側作用側壓力
- L_p = F_p 作用點距最下階支撐之距離
- M_s = 擋土壁之容許彎矩

(2)塑性隆起分析

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{R \int_0^{\pi/2+\alpha} S_u(Rd\theta)}{W \cdot R/2} \geq 1.2 \dots\dots\dots (2)$$



附圖 2

- M_r = 抵抗力矩
- M_d = 傾覆力矩
- S_u = 粘土之排水剪力強度
- R = 半徑
- W = 開挖面以上距離 R 範圍內土壤重及地表載重(q)之和

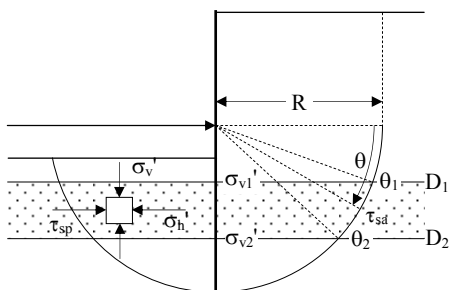
三、塑性隆起分析及積分簡化分析法

塑性隆起主要發生在厚層粘土中，分析時主要考量潛在破壞圓弧上粘土的 S_u (不排水剪力強度)，惟 S_u 常隨深度而增加，因此實際依公式(2)進行檢核時其中的分子項 $\int S_u(Rd\theta)$ 容易產生計算上的困擾，一般的變通方法是將厚層粘土切成許多具有不同 S_u 值的次層進行分析；若潛在破壞圓弧局部通過砂質土層時則無法計算公式(2)中之 $\int S_u(Rd\theta)$ 項，實務上可換算成潛在破壞圓弧上的抗剪力進行分析，該抗剪力與圓弧面之角度(θ)及有效覆土應力有關，若該砂質土層較厚時仍需切成許多次層進行分析。

不論是在粘土或砂土中塑性隆起分析皆十分費時，因此本文針對前述之 $\int S_u(Rd\theta)$ 項提出「積分簡化分析法」，於分析時不需要再將厚地層切成許多次層，將「積分簡化分析法」之公式輸入電腦試算表或程式碼後即可快速求解，且所求之值即為解析解而非切片之近似解，本法推導如下。

3.1 砂質地層之積分簡化分析法推導

如附圖 3，倘潛在破壞圓弧通過砂土層時，分析時係將砂層的剪力強度參數換算成潛在破壞圓弧上的抗剪應力強度(τ_s)，其中側向有效應力(σ_h')將影響 τ_s 值，本文考慮 3 種 σ_h' 的計算考量方式，說明如下。



附圖 3

(1) $K_a K_p$ 模式，於擋土側假設 σ_{ha}' 為主動土壓狀態，於開挖側則假設 σ_{hp}' 為被動土壓狀態：

$$\sigma_{ha}' = K_a \sigma_v' - 2c' K_{ac}$$

$$\sigma_{hp}' = K_p \sigma_v' + 2c' K_{pc}$$

$$K_{ac} = \sqrt{K_a(1+c_w'/c')}$$

$$K_{pc} = \sqrt{K_p(1+c_w'/c')}$$

(c_w' 為牆土間之凝聚力)

(2) $K=1$ 模式，假設 σ_h' 在 $K=1$ 之狀態：

$$\sigma_h' = K \sigma_v' = \sigma_v'$$

(3) $K=K_0$ 模式，假設 σ_h' 在靜止土壓狀態：

$$\sigma_h' = K_0 \sigma_v' = (1 - \sin \phi') \sigma_v'$$

由垂直方向主應力 σ_v' 、水平方向主應力 σ_h' 及莫耳圓公式可計算得破壞面上之正向應力：

$$\sigma_n = \frac{\sigma_h' + \sigma_v'}{2} + \frac{\sigma_h' - \sigma_v'}{2} \cos 2\theta$$

再由正向應力及土壤強度參數可計算得潛在破壞圓弧上的抗剪應力強度(τ_s)：

$$\tau_s = c' + \sigma_n \tan \phi'$$

(1) 在 $K_a K_p$ 模式時，

$$\tau_{sa} = c' + \left(\frac{1 + K_a}{2} \sigma_v' - c' K_{ac} \right) \tan \phi' - \left(\frac{1 - K_a}{2} \sigma_v' + c' K_{ac} \right) \tan \phi' \cos 2\theta \dots \dots \dots (3)$$

$$\tau_{sp} = c' + \left(\frac{1 + K_p}{2} \sigma_v' + c' K_{pc} \right) \tan \phi' - \left(\frac{1 - K_p}{2} \sigma_v' - c' K_{pc} \right) \tan \phi' \cos 2\theta \dots \dots \dots (4)$$

(2) 在 $K=1$ 及 $K=K_0$ 模式時，

$$\tau_s = c' + \left(\frac{1 + K}{2} \sigma_v' \right) \tan \phi' - \left(\frac{1 - K}{2} \sigma_v' \right) \tan \phi' \cos 2\theta \dots \dots \dots (5)$$

以上(3)~(5)式中之 σ_v' 係隨著深度而變化，而該土層頂部之垂直有效應力 σ_{v1}' 為一已知定值，參考附圖 3，此 σ_v' 可以改寫成下列式子：

$$\sigma_v' = \sigma_{v1}' + \Delta \sigma_v' = \sigma_{v1}' + R(\sin \theta - \sin \theta_1) \gamma' \dots \dots \dots (6)$$

參考附圖 3， σ_{v1}' 及 σ_{v2}' 皆為已知值，當土層中之水壓力非靜態水壓時，上式中之 γ' 應予以適當修正以代表有效應力隨深度之變化率：

$$\gamma' = (\sigma_{v2}' - \sigma_{v1}') / (D_2 - D_1) \dots \dots \dots (7)$$

將(6)式代入(3)~(5)式中，經重新整理後可以得到抗剪應力強度(τ_s)與潛在破壞圓弧所在角度(θ)之關係式，說明如下：

(1) 在 $K_a K_p$ 模式時，

$$\tau_{sa} = \left[c' + \frac{1 + K_{ah}}{2} \sigma_{v1}' \tan \phi' - \frac{1 + K_a}{2} R \gamma' \tan \phi' \sin \theta_1 - c' K_{ac} \tan \phi' \right] + \left[\frac{1 + K_a}{2} R \gamma' \tan \phi' \right] \sin \theta + \left[-\frac{1 - K_a}{2} \sigma_{v1}' \tan \phi' + \frac{1 - K_a}{2} R \gamma' \tan \phi' \sin \theta_1 - c' K_{ac} \tan \phi' \right] \cos 2\theta$$

$$+ \left[-\frac{1-K_a}{2} R\gamma' \tan \phi' \right] \sin \theta \cos 2\theta \dots\dots\dots(8)$$

$$\begin{aligned} \tau_{sp} = & \left[c' + \frac{1+K_p}{2} \sigma_{v1}' \tan \phi' - \frac{1+K_p}{2} R\gamma' \tan \phi' \sin \theta_1 + c' K_{pc} \tan \phi' \right] \\ & + \left[\frac{1+K_p}{2} R\gamma' \tan \phi' \right] \sin \theta \\ & + \left[-\frac{1-K_p}{2} \sigma_{v1}' \tan \phi' + \frac{1-K_p}{2} R\gamma' \tan \phi' \sin \theta_1 + c' K_{pc} \tan \phi' \right] \cos 2\theta \\ & + \left[-\frac{1-K_p}{2} R\gamma' \tan \phi' \right] \sin \theta \cos 2\theta \dots\dots\dots(9) \end{aligned}$$

(2) 在 $K=1$ 及 $K=K_0$ 模式時，

$$\begin{aligned} \tau_s = & \left[c' + \frac{1+K}{2} \sigma_{v1}' \tan \phi' - \frac{1+K}{2} R\gamma' \tan \phi' \sin \theta_1 \right] \\ & + \left[\frac{1+K}{2} R\gamma' \tan \phi' \right] \sin \theta \\ & + \left[-\frac{1-K}{2} \sigma_{v1}' \tan \phi' + \frac{1-K}{2} R\gamma' \tan \phi' \sin \theta_1 \right] \cos 2\theta \\ & + \left[-\frac{1-K}{2} R\gamma' \tan \phi' \right] \sin \theta \cos 2\theta \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

觀查(8)~(10)式，除了 θ 為變數之外其餘在[]內之參數皆為已知值，因此可將(8)~(10)式重新整理為下列型式：

$$\tau_s = C_1 + C_2 \sin \theta + C_3 \cos 2\theta + C_4 \sin \theta \cos 2\theta \dots\dots\dots(11)$$

式中 $C_1 \sim C_4$ 可參考(8)~(10)式[]內之值

如附圖 3，潛在破壞圓弧在某砂土層之頂部及底部角度分別為 θ_1 及 θ_2 ，以下採積分方式計算該地層於潛在破壞圓弧上的抗剪強度(V_s)：

$$\begin{aligned} V_s &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} \tau_s \cdot ds = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \tau_s R \cdot d\theta \\ &= C_1 \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \cdot d\theta + C_2 \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \sin \theta \cdot d\theta \\ &\quad + C_3 \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \cos 2\theta \cdot d\theta + C_4 \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \sin \theta \cos 2\theta \cdot d\theta \\ &= C_1 I_1 + C_2 I_2 + C_3 I_3 + C_4 I_4 \dots\dots\dots(12) \end{aligned}$$

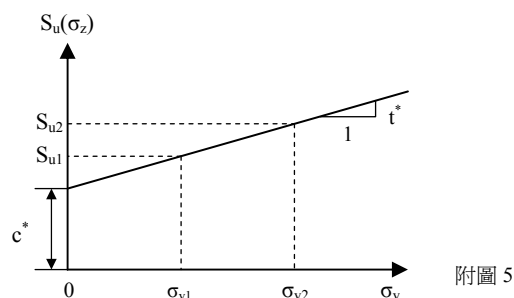
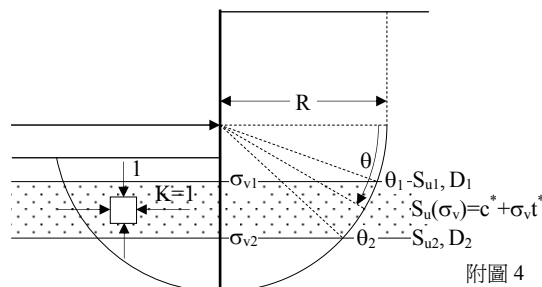
其中，

$$\begin{aligned} I_1 &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \cdot d\theta = R(\theta_2 - \theta_1) \\ I_2 &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \sin \theta \cdot d\theta = R(\cos \theta_1 - \cos \theta_2) \\ I_3 &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \cos 2\theta \cdot d\theta = R \left(\frac{2}{3} \cos^3 \theta_1 - \frac{2}{3} \cos^3 \theta_2 - \cos \theta_1 + \cos \theta_2 \right) \\ I_4 &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} R \sin \theta \cos 2\theta \cdot d\theta = \frac{R}{2} (\sin 2\theta_2 - \sin 2\theta_1) \end{aligned}$$

因此，在排水地層中破壞圓弧上的土壤抗剪力可以由(12)式計算而得。由於分析時不必將厚層土壤切為許多次層可簡化步驟，且為積分後之解析值，因此稱之為「積分簡化分析法」。

3.2 粘性地層之積分簡化分析法推導

粘土質土壤在潛在破壞圓弧上之抗剪應力強度即為不排水剪力強度(S_u)，當厚粘土層的 S_u 隨深度而變化時，破壞圓弧上的抗剪強度(V_s)計算即變得複雜，以下仿照 3.1 節來簡化分析步驟。



如附圖 4，假設某一厚粘土層的 S_u 隨深度由 S_{u1} 線性變化至 S_{u2} ，此即代表 S_u 為深度(z)的線性函數，而土壤的垂直應力(σ_v)亦為 z 的線性函數，因此 S_u 為 σ_v 的線性函數，其關係如附圖 5 所示，因此可將 S_u 重新整理如下：

$$\tau_s = S_u = c^* + \sigma_v t^* \dots\dots\dots(13)$$

其中，

$$t^* = \frac{S_{u2} - S_{u1}}{\sigma_{v2} - \sigma_{v1}}$$

$$c^* = \frac{S_{u1} \sigma_{v2} - S_{u2} \sigma_{v1}}{\sigma_{v2} - \sigma_{v1}}$$

以上式子中 σ_v 隨著深度而變化，而該粘土質土層頂部之垂直應力 σ_{v1} 為已知定值，參考附圖 4，此 σ_v 可以下列式子表示：

$$\sigma_v = \sigma_{v1} + \Delta \sigma_v = \sigma_{v1} + R(\sin \theta - \sin \theta_1) \gamma_t \dots\dots\dots(14)$$

將(14)式代入 τ_s 與 σ_v 的關係式(13)中，經重新整理後可以得到 τ_s 與潛在破壞圓弧所在角度(θ)之關係式：

$$\tau_s = [c^* + \sigma_{v1} t^* - R \gamma_t t^* \sin \theta_1] + [R \gamma_t t^*] \sin \theta \dots\dots\dots(15)$$

將 3.1 節第(10)式中之 c' 、 γ' 及 $\tan \phi'$ 分別以 c^* 、 γ_t 及 t^* 取代，重新整理如下：

$$\begin{aligned} \tau_s = & \left[c^* + \frac{1+K}{2} \sigma_{v1} t^* - \frac{1+K}{2} R\gamma_1 t^* \sin \theta_1 \right] \\ & + \left[\frac{1+K}{2} R\gamma_1 t^* \right] \sin \theta \\ & + \left[-\frac{1-K}{2} \sigma_{v1} t^* + \frac{1-K}{2} R\gamma_1 t^* \sin \theta_1 \right] \cos 2\theta \\ & + \left[-\frac{1-K}{2} R\gamma_1 t^* \right] \sin \theta \cos 2\theta \dots\dots\dots(16) \end{aligned}$$

由於不排水地層之 K=1，因此(16)式中之後 2 項為零，亦即(15)式及(16)式完全相同，將 [] 內已知參數提出後可整理得與(11)式相同之型式(C₃=C₄=0)：

$$\begin{aligned} \tau_s = & C_1 + C_2 \sin \theta + C_3 \cos 2\theta + C_4 \sin \theta \cos 2\theta \\ = & C_1 + C_2 \sin \theta \dots\dots\dots(17) \end{aligned}$$

將(17)式對破壞圓弧積分後與(12)式之形式相同(但 C₁~C₄ 略有不同)，因此，粘土質地層中潛在破壞圓弧上的土壤抗剪力同樣可以由(12)式「積分簡化分析法」計算。

(13)式中之 c*、t* 與粘土 CIU 試驗的總應力參數(c_u、tanφ_u)有著相似的關係，但不代表本文之「積分簡化分析法」採用總應力參數觀念進行計算。以總應力參數(c_u、φ_u)分析深開挖工程是錯誤的觀念，由於開挖造成覆土壓力變化將改變由(c_u、φ_u)計算所得土壤抗剪強度，而實際上粘性地層在不排水的情況下之土壤抗剪強度(不排水剪強度)短時間內不因開挖解壓而改變；而(13)式之 c*、t* 係由定值之 S_{u1}、S_{u2} 及覆土壓力計算而得，當開挖造成覆土壓力變化時 c*、t* 亦同時改變，但並不改變由 c*、t* 計算所得之 S_u，與前述總應力參數分析不同。

3.3 積分簡化分析法綜合整理

由 3.1 及 3.2 節之分析可知排水地層及不排水地層皆可應用「積分簡化分析法」計算潛在破壞圓弧上之抗剪強度 V_s(=∫ S_u(Rdθ))，惟於 K_aK_p 模式及 K=1、K=K₀ 模式下係數 C₁~C₄ 略有不同，排水地層及不排水地層所用的土壤參數也不相同，茲整理如表 1 所示。

四、側向力平衡分析之考量要點

除了擋土壁長度、開挖深度及支撐條件外，影響側向力平衡分析的主要因素包括土層排水性質與土壤強度、水壓、側向土壓及超載，分析檢核公式如(1)式，茲將分析時較易產生疑慮之課題討論如下。

4.1 有效應力法、總應力法與安全係數

砂性地層在孔隙水壓變化時其排水速較快，分析時以有效應力法考慮其剪強度；而粘土及粘土質粉土之排水速度較慢，若考慮其不排水情況之剪強度，此時即採用總應力法，若考慮排水完成後之剪強度可採用有效應力法。

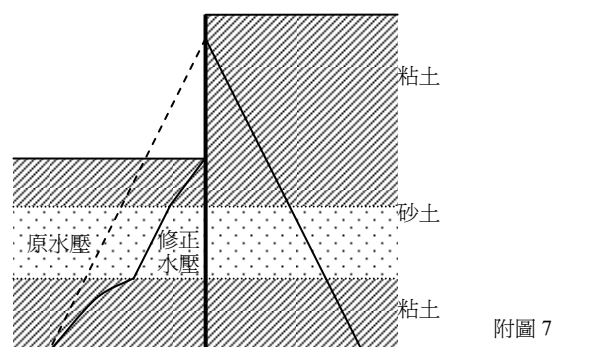
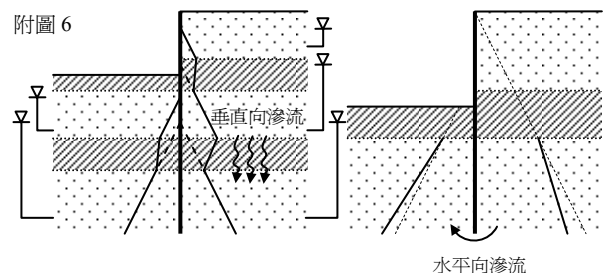
「建築物基礎構造設計規範」對於側向力平衡分析的方法源自於日本建築學會，其安全係數之經驗值主要是針對有效應力法而言，因此若採用總應力法時

安全係數應與有效應力法不同(FS=1.5)。歐章煜(2002)曾針對台北國家企業中心之連續壁貫入深度以總應力法進行研究分析，認為當牆土間之粘滯力 c_w=0.67S_u 且 FS=1.3 時分析所得之貫入深度(36.4m)較接近經驗設計值及實際的連續壁深度(35m)。實際上台北國家企業中心於最下支撐至連續壁深度間之地層並非皆為粘土層，其中 GL-8m~GL-33m 為軟弱粉土質粘土(N=2~5)，GL-33m~GL-35m 為粉土質細砂(N=22~24)，連續壁最下方附近之粉土質細砂係以有效應力法分析，因此歐章煜所認為該案例合理之安全係數 FS=1.3 為被拉高後之結果(局部地層以有效應力法分析)，倘擋土壁施做範圍內皆為粘性土層時，作者認為實際之合理安全係數應該會較 1.3 為低，因此於粘土層中以總應力法分析擋土壁貫入深度時宜加以注意安全係數之問題。

4.2 孔隙水壓力與有效應力

粘土質土層之排水速度較慢，當考慮為不排水情況時視為無水壓力作用；當某地層為排水情況時(砂或粘土)則應考慮其孔隙水壓，而水壓力差造成之滲流亦會影響孔隙水壓之變化，孔隙水壓力的改變將造成有效應力的變化。

如附圖 6 所示，在砂土與粘土相互沈積之地層中，粘性土層上、下兩處砂質地層之水位深度不同時(肇因於自然現象或人為抽水...等)常造成該粘性土層的垂直向滲流；當水密性擋土壁(如：連續壁)之底部下方為排水地層，且開挖面內、外側之水壓力不同時，此時將造成擋土壁底水平向之滲流。



如附圖 7，地面下為砂土及粘土交互沈積之地層，開挖後開挖面下之砂層未經抽水處理，若以土壤總應力扣除原砂層之孔隙水壓力所得之有效應力將相當小，使得被動土壓力嚴重不足，分析所得之連續壁貫入深度將遠超過經驗值。實際上該砂層已被四周連續壁所圍束，而開挖後砂層之水壓力將其上之粘土層向上些微抬升，由於水的體積模數(bulk modulus)相當大，微小的體積改變即使水壓力大幅降低；此外，防止上舉隆起所設置之解壓井亦有降低水壓之作用，因

此砂層之實際有效應力應大於前述未考慮水壓降低之情況。依作者之經驗，分析此一類案列時若能合理的重新考慮該砂層之水壓力，所得之貫入深度將在合理的經驗範圍內。

4.3 Caquot-Kerisel 側向土壓力

側向力平衡分析受土壓力係數之影響甚大，常用的土壓力係數有 Rankine 及 Coulomb，除此之外較常被提及的尚有 Caquot-Kerisel。

Caquot & Kerisel(1948)假設擋土牆破壞時其破壞面為螺旋對數曲面，由於該假設破壞面接近於真實的破壞面，因此 Caquot-Kerisel 土壓力係數被視為真實的土壓力係數。Caquot-Kerisel 的土壓力係數最早係用許多的表格呈現出來，於現今電腦化的計算方式中不易應用，惟目前已蒐集到 K_a^{Caquot} 之計算公式^[6]，茲列述於後以供工程界參考：

$$K_a^{Caquot} = \rho K_a^{Coulomb} \dots\dots\dots(18)$$

其中，

$$\rho = [(1 - 0.9\lambda^2 - 0.1\lambda^4)(1 - 0.3\lambda^3)]^{-n}$$

$$n = \left(2 - \frac{\tan^2 \beta + \tan^2 \delta}{2 \tan^2 \phi} \right) \sqrt{\sin \phi}$$

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4\phi - 2\pi - (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{|\cot \delta| - \sqrt{\cot^2 \delta - \cot^2 \phi}}{1 + \csc \phi} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1}(\sin \beta / \sin \phi)$$

Caquot-Kerisel 土壓力可同時考慮傾斜擋土壁面及傾斜地表之情況，而當擋土壁面為垂直且牆背地表為水平時，作者進行一系列數值回歸所得之 Caquot-Kerisel 被動土壓力係數公式如下：

$$K_p^{Caquot} = R \times K_{p(\delta=\phi)}^{Caquot} \dots\dots\dots(19)$$

其中，

$$K_{p(\delta=\phi)}^{Caquot} = c_0 + c_1\phi + c_2\phi^2 + c_3\phi^3 + c_4\phi^4 + c_5\phi^5 + c_6\phi^6 + c_7\phi^7$$

$$R = \begin{bmatrix} a_{00} & a_{01} & a_{02} & a_{03} & a_{04} & a_{05} \\ a_{10} & a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} \\ a_{20} & a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} \\ a_{30} & a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} & a_{35} \\ a_{40} & a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} & a_{45} \\ a_{50} & a_{51} & a_{52} & a_{53} & a_{54} & a_{55} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ \phi \\ \phi^2 \\ \phi^3 \\ \phi^4 \\ \phi^5 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 1 \\ (\delta/\phi) \\ (\delta/\phi)^2 \\ (\delta/\phi)^3 \\ (\delta/\phi)^4 \\ (\delta/\phi)^5 \end{bmatrix}$$

公式中摩擦角 ϕ 之單位為度(°)，其餘參數值如下：

$c_0 = 9.99775 \times 10^{-1}$	$c_1 = 1.31843 \times 10^{-1}$	$c_2 = -2.88888 \times 10^{-2}$
$c_3 = 4.14098 \times 10^{-3}$	$c_4 = -2.76748 \times 10^{-4}$	$c_5 = 1.00343 \times 10^{-5}$
$c_6 = -1.84963 \times 10^{-7}$	$c_7 = 1.40992 \times 10^{-9}$	
$a_{00} = 1.00150$	$a_{10} = -2.19171 \times 10^{-1}$	$a_{20} = -1.56374 \times 10^{-1}$
$a_{01} = -9.97758 \times 10^{-3}$	$a_{11} = 4.23673 \times 10^{-2}$	$a_{21} = 1.66072 \times 10^{-1}$
$a_{02} = -4.11836 \times 10^{-4}$	$a_{12} = -3.16174 \times 10^{-4}$	$a_{22} = -2.65744 \times 10^{-2}$
$a_{03} = 5.00077 \times 10^{-6}$	$a_{13} = -9.18377 \times 10^{-6}$	$a_{23} = 1.29908 \times 10^{-3}$
$a_{04} = 0$	$a_{14} = -2.81541 \times 10^{-9}$	$a_{24} = -2.50383 \times 10^{-5}$
$a_{05} = 0$	$a_{15} = 7.22309 \times 10^{-10}$	$a_{25} = 1.75172 \times 10^{-7}$
$a_{30} = 2.55571$	$a_{40} = -4.17470$	$a_{50} = 1.96007$
$a_{31} = -9.31636 \times 10^{-1}$	$a_{41} = 1.36500$	$a_{51} = -6.24609 \times 10^{-1}$
$a_{32} = 1.12743 \times 10^{-1}$	$a_{42} = -1.54343 \times 10^{-1}$	$a_{52} = 6.83372 \times 10^{-2}$

$a_{33} = -5.15895 \times 10^{-3}$	$a_{43} = 6.93785 \times 10^{-3}$	$a_{53} = -3.05366 \times 10^{-3}$
$a_{34} = 9.90920 \times 10^{-5}$	$a_{44} = -1.32447 \times 10^{-4}$	$a_{54} = 5.80664 \times 10^{-5}$
$a_{35} = -7.02347 \times 10^{-7}$	$a_{45} = 9.39277 \times 10^{-7}$	$a_{55} = -4.10795 \times 10^{-7}$

Coulomb 及 Caquot-Kerisel 土壓力的作用方向與擋土壁之垂直向呈 δ 之夾角，應用時應換算成水平向之土壓力。

純就理論而言，Rankine 土壓力可適用於凝聚性土壤及非凝性土壤，但無法考慮牆土間之摩擦力 δ 或附著力 c_w ；而 Coulomb 或 Caquot-Kerisel 土壓力雖可考慮牆土間之摩擦力，但僅適用於非凝性土壤。而同時考慮牆土間附著力並應用任一種土壓力係數之設計用土壓力可以參考 Padfield & Mair(1984)的研究，其計算式請參見其他相關文獻。

土壓力係數值受牆背摩擦角 δ 之影響相當大，歐章煜(2002)認為在開挖的問題上，分析設計時被動土壓力係數 K_p 應採用 K_p^{Caquot} ，而 $K_p^{Rankine}$ 過小不適合採用，當 $\delta < 0.5\phi$ 時 K_p^{Caquot} 與 $K_p^{Coulomb}$ 差異不大，分析時可以採用，但當 $\delta \geq 0.5\phi$ 時 $K_p^{Coulomb}$ 明顯大於 K_p^{Caquot} ，此時採用 $K_p^{Coulomb}$ 會趨近於不安全側；主動土壓力係數 K_a 應採用 K_a^{Caquot} ，但亦可採用 $K_a^{Coulomb}$ ，因為僅略小於 K_a^{Caquot} ，若採保守的考量時亦可採用 $K_a^{Rankine}$ ，因為 $K_a^{Rankine}$ 最大且與 K_a^{Caquot} 差異不大。

五、結論

- (1)於塑性隆起分析時，不論排水地層及不排水地層皆可應用本文之「積分簡化分析法」計算潛在破壞圓弧上之抗剪強度 V_s ，且所求之值即為解析解，而非切片後之近似解。
- (2)規範對於側向力平衡分析之安全係數($F_s=1.5$)主要是針對有效應力法而言，若採用總應力法時安全係數應與有效應力法不同。
- (3)砂土與粘土相互沈積地層中應特別注意滲流或其他情況造成之孔隙水壓改變及有效應力變化。
- (4)Caquot-Kerisel 土壓力假設破壞面接近於真實的破壞面，因此被視為真實的土壓力係數。本文提供之 Caquot-Kerisel 土壓力係數數學公式可供工程界參考使用。

參考文獻

- [1]富國技術工程股份有限公司，WaLeD 1.0 Retaining Wall Length Design 擋土壁貫入深度分析設計程式使用手冊 (2007)。
- [2]歐章煜，深開挖工程分析設計理論與實務，科技圖書股份有限公司，第 104-199 頁 (2002)。
- [3]中華民國大地工程學會，建築物基礎構造設計規範 (2001)。
- [4]方永壽，「擋土結構物之土壓力考慮」，土工技術雜誌，第 17 期，第 4-14 頁 (1987)。
- [5]日本建築學會，山留め設計施工指針，第 77-88 頁 (2002)。
- [6]Geocentrix Ltd., *ReWaRD Version 2.5 Reference Manual*, pp. 13-44.
- [7]DM7.2, *Foundations and Earth Structures*, Department of the Navy, U.S.A. (1982)

