

第5章 基坑稳定性

5.1 概述

基坑工程的设计计算一般包括三方面的内容，即稳定性验算、支护结构强度设计和基坑变形计算。稳定性验算是指分析基坑周围土体或土体与围护体系一起保持稳定性的能力；支护结构强度设计是指分析计算支护结构的内力使其满足构件强度设计的要求；变形计算的目的是为了控制基坑开挖对周边环境的影响，保证周边相邻建筑物、构筑物 and 地下管线等的安全。

基坑边坡的坡度太陡，围护结构的插入深度太浅，或支撑力不够，都有可能导导致基坑丧失稳定性而破坏。基坑的失稳破坏可能缓慢发展，也有可能突然发生。有的有明显的触发原因，如振动、暴雨、超载或其他人为因素，有的却没有明显的触发原因，这主要由于土的强度逐渐降低引起安全度不足造成的。基坑破坏模式根据时间可分为长期稳定和短期稳定。根据基坑的形式又可分为有支护基坑和无支护基坑破坏。其中有支护基坑围护形式又可分为刚性围护、无支撑柔性围护和带支撑柔性围护。各种基坑围护形式因为作用机理不同，因而具有不同的破坏模式。

基坑可能的破坏模式在一定程度上揭示了基坑的失稳形态和破坏机理，是基坑稳定性分析的基础。《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)将基坑的失稳形态归纳为两类：一、因基坑土体强度不足、地下水渗流作用而造成基坑失稳，包括基坑内外侧土体整体滑动失稳；基坑底土隆起；地层因承压水作用，管涌、渗漏等等。二、因支护结构(包括桩、墙、支撑系统等)的强度、刚度或稳定性不足引起支护系统破坏而造成基坑倒塌、破坏。

1. 根据围护形式不同，基坑的第一类失稳形态主要表现为如下一些模式。

(1) 放坡开挖基坑

由于设计不合理坡度太陡，或雨水、管道渗漏等原因造成边坡渗水导致土体抗剪强度降低，引起基坑边土体整体滑坡，如图5.1所示。

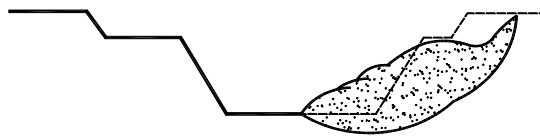


图5.1 放坡开挖基坑破坏模式

(2) 刚性挡土墙基坑

刚性挡土墙是水泥土搅拌桩、旋喷桩等加固土组成的宽度较大的一种重力式基坑围护结构，其破坏形式有如下几种：

a. 由于墙体的入土深度不足，或由于墙底存在软弱土层，土体抗剪强度不够等原因，导致墙体随附近土体整体滑移破坏，如图5.2(a)所示；

b. 由于基坑外挤土施工如坑外施工挤土桩或者坑外超载作用如基坑边堆载、重型施工机械行走等引起墙后土体压力增加，导致墙体向坑内倾覆，如图5.2(b)；

c. 当坑内土体强度较低或坑外超载时，导致墙底变形过大或整体刚性移动，如图5.2(c)。

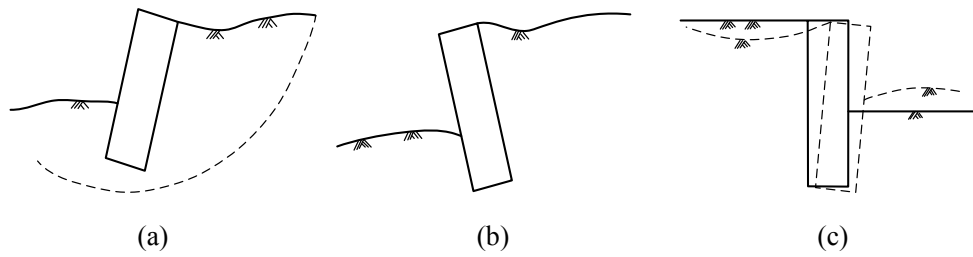


图5.2 刚性挡土墙基坑第一类破坏形式

(3) 内支撑基坑

内支撑基坑是指通过在坑内架设混凝土支撑或者钢支撑来减小柔性围护墙变形的围护形式，其主要破坏形式如下：

a. 因为坑底土体压缩模量低，坑外超载等原因，致使围护墙踢脚产生很大的变形，见 图 5.3(a)；

b. 在含水地层（特别是有砂层、粉砂层或者其他透水性较好的地层），由于围护结构的止水设施失效，致使大量的水夹带砂粒涌入基坑，严重的水土流失会造成支护结构失稳和地面塌陷的严重事故，还可能先在墙后形成空穴而后突然发生地面塌陷，见 图5.3(b)；

c. 由于基坑底部土体的抗剪强度较低，致使坑底土体随围护墙踢脚向坑内移动，产生隆起破坏，见 图5.3(c)；

d. 在承压含水层上覆隔水层中开挖基坑时，由于设计不合理或者坑底超挖，承压含水层的水头压力冲破基坑底部土层，发生坑底突涌破坏，见 图5.3(d)；

e. 在砂层或者粉砂地层中开挖基坑时，降水设计不合理或者降水井点失效后，导致水位上升，会产生管涌，严重时会导致基坑失稳，见 图5.3(e)；

f. 在超大基坑，特别是长条形基坑（如地铁站、明挖法施工隧道等）内分区放坡挖土，由于放坡较陡、降雨或其他原因导致滑坡，冲毁基坑内先期施工的支撑及立柱，导致基坑破坏，见 图 5.3(f)。

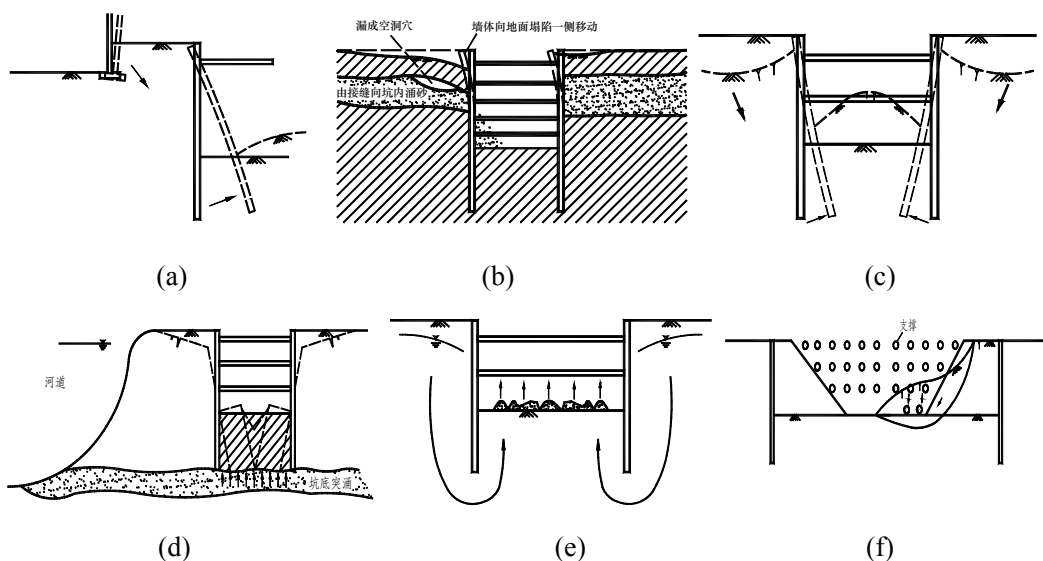


图5.3 内支撑基坑的第一类破坏模式

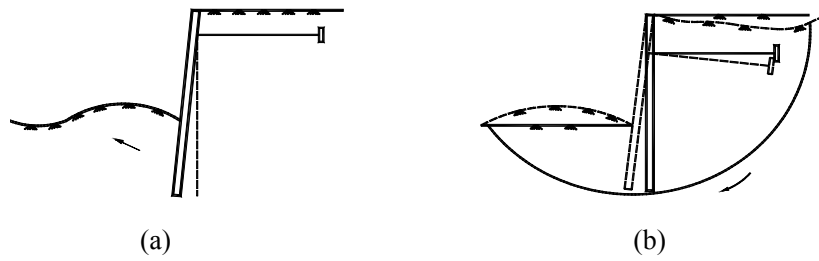


图5.4 拉锚板桩基坑的第一类破坏模式

(4) 拉锚基坑

- a. 由于围护墙插入深度不够，或基坑底部超挖，导致基坑踢脚破坏，如 图5.4(a)；
- b. 由于设计锚杆太短，锚杆和围护墙均在滑裂面以内，与土体一起呈整体滑移，致使基坑整体滑移破坏，如 图5.4(b)。

2. 基坑第二类失稳形态根据破坏类型主要表现为以下几种。

(1) 围护墙破坏

此类破坏模式主要是由于设计或施工不当造成围护墙强度不足引起的围护墙剪切破坏或折断，导致基坑整体破坏，例如挡土墙剪切破坏，柔性围护墙墙后土压力较大，而围护墙插入较好土层或者少加支撑导致墙体应力过大，使围护墙折断，基坑向坑内塌陷，如图5.5。

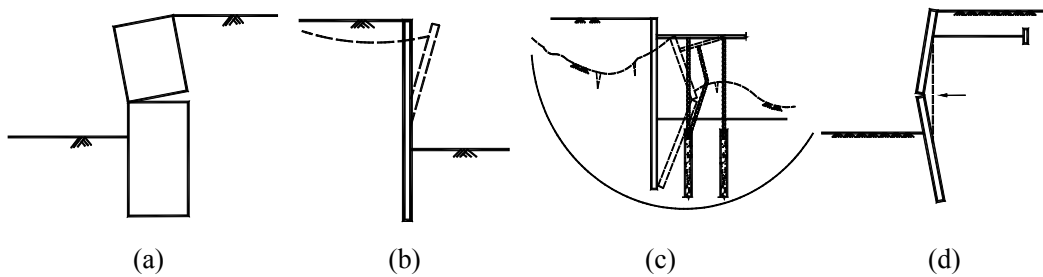


图5.5 围护墙破坏

(2) 支撑或者拉锚破坏

该类破坏主要是因为设计支撑或拉锚强度不足，造成支撑或拉锚破坏，导致基坑失稳，如图5.6。

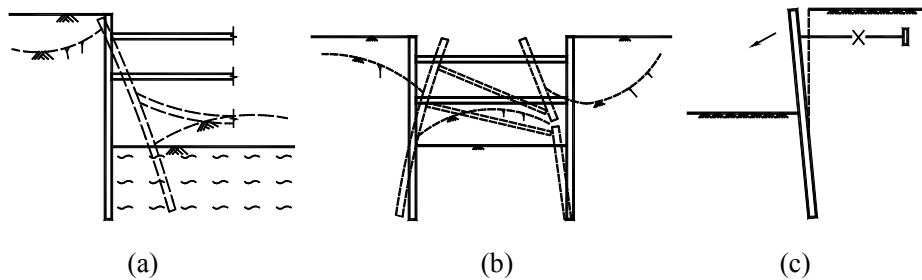


图5.6 支撑或拉锚破坏

(3) 墙后土体变形过大引起的破坏

该类破坏主要是因为围护墙刚度较小，造成墙后土体产生过大变形，危及基坑周边既有构筑物，

或者使锚杆变位，或产生附加应力，危及基坑安全，如图5.7。



图5.7 墙后土体变形过大引起的破坏

锚杆基坑的破坏形式可参锚拉锚基坑，此处不再赘述。

本章内容旨在阐述为避免第一类基坑失稳形态而需要进行的验算项目及验算方法，根据基坑可能的失稳破坏模式，稳定性验算的主要内容包括：整体稳定性验算、抗滑移验算、抗倾覆稳定性、抗隆起稳定以及渗流稳定性验算等。

5.2 整体稳定性分析

基坑支护体系整体稳定性验算的目的就是要防止基坑支护结构与周围土体整体滑动失稳破坏，在基坑支护设计中是需要经常考虑的一项验算内容。对于不同的支护形式其验算会有一些差异，以下针对不同支护形式分别讨论。

5.2.1 整体稳定性分析的条分法

当基坑周围场地空旷，环境条件允许时基坑坑壁可采用放坡开挖的形式。边坡稳定分析中比较常用的是基于极限平衡理论的条分法。条分法分析边坡稳定在力学上是超静定的，因此在应用时一般对条间力要作各种各样的假定，由此也产生了不同名称的方法，各种方法见。

条分法各种方法比较表

表5-1

计算方法	所满足的平衡条件				滑裂面形式
	整体力矩	土条力矩	垂直力	水平力	
瑞典圆弧滑动法 (Fellenius 1927)	√				圆弧
简化 Bishop 法 (Bishop, 1955)	√		√		圆弧
力平衡方法 (如: Lowe 和 Karafiath, 1960; 美国陆军 工程师团法, 1970)			√	√	任意
Janbu 法 (Janbu, 1968)	√	√	√	√	任意
Spencer 法 (Spencer, 1967)	√	√	√	√	任意
Morgenstern-Price 法 (Morgenstern 和 Price, 1965)	√	√	√	√	任意

边坡稳定的安全系数可定义为：

$$F = \frac{\text{土体的抗剪强度}}{\text{边坡达到极限平衡时所需要的抗剪强度}} \quad (5.1)$$

对于 中各种方法，经过大量的研究及实践，对表中各常用条分法可作如下概括(Duncan, 1996)：

(1) 瑞典圆弧滑动法在平缓边坡和高孔隙水压情况下采用有效应力法分析边坡稳定性时是非常不准确，所计算的安全系数太低；该法的安全系数在 $\varphi = 0$ 分析中是相当精确的，采用圆弧滑裂面的总应力法分析时也是比较精确的。此法的数值分析不存在问题。

(2) 简化Bishop法在所有情况下都是精确的（除了遇到数值分析问题情况外）。其缺点在于滑裂面仅为圆弧滑裂面以及有时会遇到数值分析问题。如果使用简化Bishop法计算获的安全系数比由瑞典圆弧法在同样的圆弧滑动面上计算的安全系数小，那么可以推定毕肖普法中存在数值分析问题，在这种情况瑞典圆弧法的计算结果要比Bishop法的计算结果更可靠。鉴于此，同时采用瑞典圆弧法和毕肖普法进行计算并比较是一个合理的做法。

(3) 仅使用力的平衡而不考虑力矩平衡的条分方法，其计算结果对所假定的条间力方向极为敏感，不合适的条间力假定将可能导致安全系数出错。这类方法同样存在有时数值分析困难问题。

(4) 满足全部平衡条件（力、力矩）的方法，在任何情况下都是精确的（除非遇到数值分析问题），这些方法计算的计算结果误差不超过12%，相对于可认为是正确的结果的误差一般不会超过6%。不过所有这些方法都存在数值分析问题。

目前工程实践中常用的分析方法是比较原始的瑞典圆弧滑动条分法，由于该方法中仅能满足整个滑动土体的整体力矩平衡条件，而不满足其它平衡条件，由此产生的误差一般会使求出的安全系数偏低 10%~20%，而且随着滑裂面圆心角和孔隙压力的增大而增大。下面主要简单介绍一下常用的瑞典条分法和Bishop法。

1. 条分法的基本概念

在介绍条分法之前首先解释一下整体圆弧滑动法的基本概念。1915年瑞典Pettersson用圆弧滑动法分析土坡的稳定性，以后此法在各国得到广泛应用，成为瑞典圆弧法。

如图5.8所示均匀简单土坡，若可能的圆弧滑动面为AC，其圆心为O，半径为R。认为边坡失去平衡就是滑动土体绕圆心发生转动。将滑动土体当成一个刚体，滑动土体的重量为W，它是促使土坡滑动的力。沿着滑动面AD上分布的抗剪强度是抵抗土坡滑动的力， $\tau_f = c + N \tan \varphi$ ，其中N为垂直于滑动面AD的正压力。

沿滑动面AD上土的抗剪强度对圆心O构成一个抗滑力矩 $M_r = \tau_f \cdot AD \cdot R$ 。由滑动土体的重量W对圆心O构成的滑动力矩 $M_s = W \cdot x$ 。则土坡滑动的稳定安全系数可表达为：

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\tau_f \cdot AD \cdot R}{W \cdot x} \quad (5.2)$$

由于滑动面上的正应力N是不断变化的，在上式中的抗剪强度 τ_f 沿滑动面AD上的分布是不均匀的，因此直接按式(5.2)计算土坡的稳定系数有一定的误差。整体圆弧滑动法原则上只适用于

$\phi = 0$ 的情况。

为了将圆弧滑动法应用于 $\phi \neq 0$ 的情况，通常采用条分法。条分法是将滑动面上的土体竖直分成若干土条进行边坡稳定分析的一种方法。不论坡面表面是否平整、坡内土质是否均匀都可以使用这种方法。所以可以说条分法是一种实用的计算方法。条分法假定土体是刚塑性体，根据滑动面上的破坏条件以及土条的力和力矩平衡方程求解。

如图5.8所示，先假设破坏滑动面，然后把滑动面以上的土体分成 n 条，则条块间的分界面有 $(n-1)$ 个，要求解的未知量有：

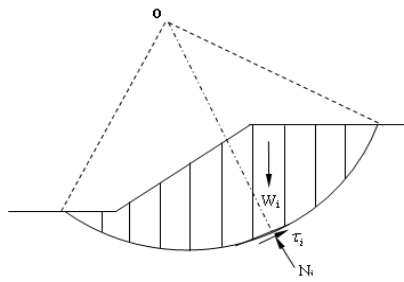


图5.8 条分法示意图

界面上的力未知量为 $3(n-1)$ ，包括两相邻土条分界面上的法向条间力 $(n-1)$ 个，两相邻土条分界面上的切向条间力(或法向条间力与切向条间力的夹角) $(n-1)$ 个以及两相邻土条间力合力作用点位置 $(n-1)$ 个；

滑动面上力的未知量为 $2n$ ，包括每一土条底部的法向反力 n 个，以及每一土条底部切向力与法向力的合力作用点位置 n 个；

再加上待求的安全系数 F_s (按安全系数新的定义，每一土条底部的切向力可由法向力及安全系数 F_s 求出)。

这样总计未知量个数为 $5n-2$ 。如果把土条取得较薄，土条底部切向力及法向力合力作用点可近似为作用于土条底部的中点，这样未知量减少至 $4n-2$ 个。而我们所能得到的只有各土条水平向及竖向力的平衡以及力矩平衡共 $3n$ 个方程，还有 $n-2$ 个未知量无法求出，因此土坡的稳定分析问题实际上是一个高次超静定问题。要使问题得解就必须建立新的条件方程。有两个可能的途径：一是抛弃刚体平衡的概念，把土当成变形体，通过对土坡进行应力变形分析，可以计算出滑动面上的应力分布，因而可以不必用条分法，而采用常规的弹塑性有限元分析方法，但这会是问题变得非常复杂；另一种途径是仍以条分法为基础，但作出各种简化假定以减少未知量或增加方程数。目前有许多不同的条分法，其差别都在于采用不同的简化假定上。各种简化假定，大致可分为三种类型：(1)不考虑土条间作用力或仅考虑其中的一个(比如假设所有土条间的切间力为零)，下述的瑞典条分法(或Fellenius法)和简化Bishop法属于此类；(2)假定法向条间力与切向条间力的交角或条间力合力的方向)这个方向通常均通过试算加以确定)，属于这一类的有Spencer法，Morgenstern-Price法，Sarma法；(3)假定条间力合力的作用点位置，例如Janbu提出的普遍条分法。

必须指出的是，无论是土条之间的内力或土条底部的反力，由于没有考虑土体本身的应力应变关系，同时又假定所有土条的 F_s 均相同。因此，用条分法计算出来的数值并不能代表土坡在实际土条条件下真正的内力或反力。

2. 瑞典条分法(Fellenius法)

瑞典条分法是条分法中最简单最古老的一种。该法假定滑动面是一个圆弧面，并认为条块间的作用力对边坡的整体稳定性影响不大，可以忽略，或者说，假定每一土条两侧条间力合力方向均和该土条底面相平行，而且大小相等、方向相反且作用在同一直线上，因此在考虑力和力矩平衡条件时可相互抵消。然而，这种假定在两个土条之间并不满足，对安全系数的计算结果，这样所造成的误差有时可高达60%以上。

图5.9表示以匀质土坡及其中任一土条*i*上的作用力。土条宽度 b_i ， W_i 为其本身的自重， N_i 及 T_i 分别为作用于土条底部的总法向反力和切向阻力，土条底部的坡脚为 $\alpha_i > 0$ ，滑弧的长度为 l_i ， R 为滑动面圆弧的半径。Bishop等提出的关于安全系数定义的改变，对条分法的发展起了非常重要的作用。Bishop等将土坡稳定安全系数 F_s 定义为整个滑动面的抗剪强度 τ_f 与实际产生的剪应力 τ 之比，即

$F_s = \frac{\tau_f}{\tau}$ 。这不仅是安全系数的物理意义更加明确，而且使用范围更广泛，为以后非圆弧滑动分析及土条分界面上条间力的各种考虑方式提供了有利条件。

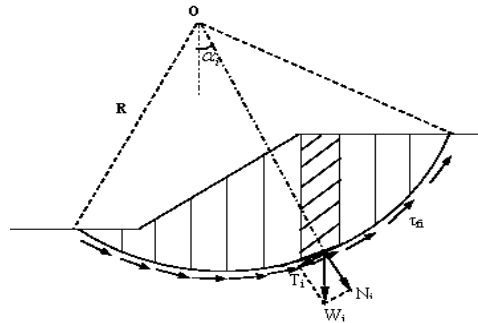


图5.9 瑞典条分法

假设整个滑动面AD上的平均安全系数为 F_s ，按照安全系数的定义，土条底部的切向阻力 τ_i 为：

$$\tau_i = \tau \cdot l_i = \frac{\tau_f}{F_s} \cdot l_i = \frac{C_i l_i + N_i \tan \phi_i}{F_s} \quad (5.3)$$

由于不考虑条间的作用力，根据土条底部法向力的平衡条件，可得：

$$N_i = W_i \cos \theta_i \quad (5.4)$$

式中 $T_i = W_i \sin \theta_i$ ，因此土条的力多边形不闭合，即本法不满足土条的静力平衡条件。按整体力矩平衡条件，各土条外力对圆心的力矩之和应当为零，即：

$$\sum W_i R \sin \theta_i = \sum \tau_i R \quad (5.5)$$

将式(5.3)和式(5.4)代入式(5.5)，并进行简化

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (5.6)$$

如果将土条*i*的重力 W_i 沿滑动面分解成切向力 $\tau_i = W_i \sin \theta_i$ 和法向力 $N_i = W_i \cos \theta_i$ ，切向力对圆心产生滑动力矩 $M_s = T_i R$ ，法向力引起摩擦力，与滑动面上的粘聚力一起组成抗滑力，产生抗滑力矩，引用式(5.2)得

$$F_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (5.7)$$

得到与(5.6)完全相同的结果。

瑞典条分法忽略土条间力影响的一种简化方法，它只满足土体整体力矩平衡条件而不满足土条的静力平衡条件，这是它区别于后面将要讲述的其它条分法的主要特点。此法应用的时间很长，积累了丰富的工程经验，一般得到的安全系数偏低(即偏于安全)，故目前仍然是工程中常用的方法。

3. Bishop条分法

为了解决高次超静定问题，Fellenius的简单条分法假定不考虑土条间的作用力，一般说这样得到的稳定安全系数是偏小的。为了改进条分法的计算精度，就应该考虑土条间作用力，以求得比较合理的结果。目前已有许多解决的方法，其中Bishop(1955)提出的简化方法是最简单的。Bishop采用的静定化条件是假定土条间垂直方向的作用力相等，即 $X_i = X_{i+1}$ 。如果考虑到端部土条的 $X_1 = 0$ ，从而有

$$X_i = 0 \quad (i = 2, 3, \dots, n) \quad (5.8)$$

这样就增加了 $(n-1)$ 个静定化条件，超静定次数成为 $(n-2) - (n-1) = -1$ ，多了一个静定化条件。Bishop的假设条件实际上也就是忽略土条间的竖向剪切力的作用。

根据土条*i*的竖向平衡条件可得：

$$W_i - T_i \sin \alpha_i - N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (5.9a)$$

$$\text{或 } N_i \cos \alpha_i = W_i - T_i \sin \alpha_i \quad (5.9b)$$

根据满足安全系数的 F_s 时的极限平衡条件：

$$T_i = \frac{c_i l_i + N_i \tan \varphi_i}{F_s} \quad (5.10)$$

将式(5.9a)代入式(5.10)，整理后得：

$$N_i = \frac{W_i - \frac{c_i l_i \sin \alpha_i}{F_s}}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{F_s}} \quad (5.11a)$$

$$\text{或 } N_i = \frac{1}{m_{\alpha i}} \left(W_i - \frac{C_i l_i \sin \alpha_i}{F_s} \right) \quad (5.11b)$$

式中, $m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{F_s}$

考虑整个滑动土体的整体力矩平衡条件,各土条的作用力对圆心力矩之和为零。此时条间力 E_i 和 X_i 成对出现,大小相等,方向相反,相互抵消,对圆心不产生力矩。因此,只有重力 W_i 和滑动面上的切向力 T_i 对圆心产生力矩,即

$$\sum W_i R \sin \theta_i = \sum T_i R \quad (5.12)$$

将式(5.10)代入式(5.12)得:

$$\sum W_i R \sin \alpha_i = \sum \frac{1}{F_s} (c_i l_i + N_i \tan \varphi_i) R \quad (5.13)$$

然后代入式(5.9a) T_i 值,简化后得:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{\alpha i}} (c_i l_i \cos \alpha_i + W_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (5.14)$$

其中, $m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{F_s}$ 。

在式(5.14)中,等式的两边都含有 F_s ,因此不能直接求出安全系数,而需要采用迭代方法计算 F_s 值,可以根据瑞典条分法求出的 F_s 作为第一次近似解。

随着数值分析手段的进步和计算机性能的提高,近几年来边坡稳定分析中出现了强度折减有限元技术和极限分析上下限有限元技术等新方法。强度折减有限元方法同时考虑应力平衡方程、应力应变关系和变形协调方程,通过对土体强度的逐步折减而求解边坡的稳定性问题;极限分析有限元方法将极限分析理论与有限元相结合,可以分别从上限(极限分析上限有限元)和下限(极限分析下限有限元)将理论上真实稳定解限定在很小的范围之内。强度折减有限元技术和极限分析有限元技术都具有有限元适应性强的特点,在理论上也比较严格,但是技术上要求较高,目前还不能得到较为广泛的应用。

5.2.2 坑底有软弱夹层时土坡的稳定性

当基坑底部有薄软弱夹层存在时,基坑边坡很有可能沿着一个复合滑动面滑动,由圆弧和直线组成,如图5.10中的abde面。复合滑动面的稳定性分析比较复杂。在实际工程中常采用简化的方法进行分析。

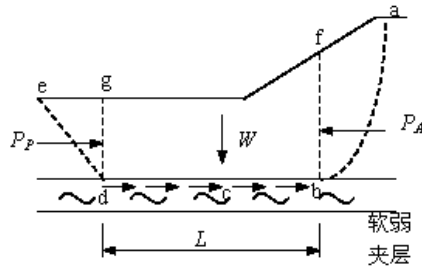


图5.10 坑底有软弱夹层时的复合滑动面

从图5.10可以看出，由于 abf 土体向下滑动，作用于 fb 面对主动土压力 P_A 的推动，使边坡向左产生水平滑动，滑动阻力为前端的被动土压力 P_P 和沿软土层水平滑动面的抗剪阻力 cL 。简化分析时，假定 P_A 和 P_P 的方向都是水平的，安全系数可有两种不同的计算方法，如果以滑动力与抗滑力之间的相对关系来考虑，则安全系数表达式可写成：

$$F_s = \frac{sL + P_P}{P_A} \quad (5.15)$$

或者以粘土层的抗剪强度为依据，安全系数可写成

$$F_s = \frac{sL}{P_A - P_P} \quad (5.16)$$

式中： s 为软粘土的抗剪强度， L 为滑动面通过软土层的长度， P_A 和 P_P 分别为主动土压力和被动土压力。

计算时，先计算被动土压力 P_P ，其次是假定一个 b 点，计算 P_A ，再计算安全系数。多次选择 b 点进行试算，最后确定最小安全系数 F_{smin} 。

公式 $F_s = \frac{sL + P_P}{P_A}$ (5.15)和(5.16)都可以用来计算边坡的稳定性，但它们计算的结果显然不同。因此，应根据经验，来选择计算的公式。计算结果公式(5.16)小于式(5.15)，因此，前者的控制标准可取小值，而后者应取大值。

同。因此，应根据经验，来选择计算的公式。计算结果公式(5.16)小于式(5.15)，因此，前者的控制标准可取小值，而后者应取大值。

5.2.3 考虑地下水渗流作用时的稳定计算

这里主要讨论地下水稳定渗流时土坡的稳定分析。

稳定渗流期是指土坡内土体已完全固结，所产生的超静孔隙水压力已经全部消散，土坡内已形成稳定渗流，渗透流网得以唯一确定，而且不随时间而变化。这种情况下，土坡内各点的孔隙水压力均能由流网确定。因此，原则上应该用有效应力法分析而不用总应力法。

有效应力法物理概念明确，困难在于孔隙水压力的计算上。采用此法时，在取滑动土体进行力的平衡分析上又有两种方法。第一种方法是把土体(包括土骨架和孔隙中的流体-水和气)作为整体取隔离体，滑动面是隔离体的边界面。边界面上受水压力的作用，水压力的大小就是边界面上各点的孔隙水压力值，方向垂直于滑动面。如图5.11所示，取土条进行力的分析，将土条的重力 W_i 分解成法向力 N_i 和切向力 T_i 。 T_i 是滑动力，对圆心产生滑动力矩 M_{si} 。 N_i 是法向力。如果将其扣去孔隙水压力 $u_i l_i$ ，剩余部分 $(N_i - u_i l_i)$ 在滑动弧面上产生摩擦阻力 $(N_i - u_i l_i) \tan \varphi'$ ，摩擦阻力对于圆心产

生抗滑力矩 M_r 。因为这时孔隙水压力已被扣除，摩擦阻力完全由有效应力计算。当然抗剪强度指标应采用有效强度指标 φ' 。这种有效应力法在工程中应用较多，相应的土坡安全系数公式可以写为：

$$F_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{c' \sum l_i + \tan \varphi' \sum (W_i \cos \theta_i - u_i l_i)}{\sum W_i \sin \theta_i}$$

$$= \frac{c' \sum l_i + \tan \varphi' \sum [b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \cos \theta_i - u_i l_i]}{\sum b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \sin \theta_i} \quad (5.17)$$

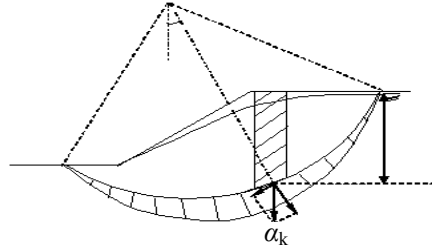


图5.11 稳定渗流期土坡稳定分析

至于孔隙水压力 u_i 的确定，可以有两种方法：其一，根据稳定渗流分析得到的浸润线位置来计算孔压，即 $u_i = \gamma_w h_{2i}$ 。此时土坡安全系数的计算公式可以改为：

$$F_s = \frac{c' \sum l_i + \tan \varphi' \sum b_i (\gamma h_{1i} + \gamma' h_{2i})}{\sum b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \sin \theta_i} \quad (5.18)$$

其二，根据稳定渗流分析得到的孔压分布值直接利用式(5.17)进行计算。无疑，这两种方法是不完全一致的。

如果浸润线的坡度相对平缓，可近似取 $\cos^2 \theta_i = 1.0$ ，那么式(5.18)可以简化为：

$$F_s = \frac{c' \sum l_i + \tan \varphi' \sum b_i (\gamma h_{1i} + \gamma' h_{2i})}{\sum b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \sin \theta_i} \quad (5.19)$$

与式(5.18)相比，上式分子中土体的重量改为 $W'_i = (b_i \gamma h_{1i} + b_i \gamma' h_{2i})$ ，而孔隙水压力(渗流压力)不再出现。就是说，渗透压力对滑弧稳定性的作用，可以用近似的方法代替，即计算抗滑力时，浸润线以下这一部分土柱重量用有效容重代替饱和容重，而在滑动力的计算重则仍采用饱和容重。这种方法就是工程中常用的替代容重法。所以式(5.19)是式(5.18)的近似表达式。就实质而言，仍然是有效应力法，因此抗剪强度指标都采用有效强度指标 c' ， φ' 。其优点是计算中只要知道坝体内浸润线的位置，而可以不必计算滑弧面上各点的渗透压力，也即不必绘流网，从而使计算得到简化。但是如果滑动圆弧的圆心角过大，式(5.18)与式(5.19)的计算结果就会有较大的差别，这时为了正确考虑渗流作用的影响，还是采用式(5.18)为宜。

当水位骤降时，因为水位突然下降，滑动土体已失去浮力的作用，因此在计算土条滑动力时不能减去浮力，而计算滑动面上的力时，就要考虑到水位突然下降后孔隙水压力还不会消散，因此在

计算抗滑力时则应考虑浮力。也就是说在安全系数计算式中分母全部采用饱和容重 γ_{sat} ，而分子全部采用有效容重 γ' ，无疑这是一种最不利的情况。

另一种方法则是把滑动土体中的土骨架作为研究的对象，孔隙中的流体作为存在于土骨架中的连续介质。分析滑动土体中土骨架的力的平衡时要考虑流体与土骨架间的相互作用力，即浮力和渗透力。这种方法，工程中采用较少，只用于已绘制出渗流网的情况。

5.2.4 整体稳定性分析新方法

随着数值分析手段的进步和计算机性能的提高，近几年来边坡稳定分析中出现了强度折减有限元技术和多块体上限方法、极限分析上下限有限元技术等新方法。

1. 极限分析方法的基本假定及内容

目前岩土工程稳定性问题分析的极限分析方法是以前传统塑性力学的极限分析上下限定理为依据的。极限分析上下限定理的基本假定包括：（1）材料呈理想塑性，也即不发生应变硬化或软化；（2）服从Drucker公设，屈服面外凸和服从关联流动法则；（3）小变形假定；故可应用虚功原理。应用虚功原理及关联流动法则，可得极限分析上下限定理的基本内容为：（1）下限定理：对于一个静力许可的应力场（在全局范围内满足平衡方程、应力边界条件和不违背屈服准则），与之对应的外荷载必小于等于真实极限荷载；（2）上限定理：对于一个运动许可的速度场（满足相容条件和位移边界条件），根据外力功率和内能耗散率相等确定的外荷载必大于等于真实极限荷载。

一般来说，构造运动许可的速度场要比全局范围内的静力许可应力场简单的多，因此上限方法在实际中应用的更为广泛。此处只给出用于上限计算的能量方程。极限分析上限理论的叙述方法有许多种，此处采用一种比较简练的说法，即对于任何运动许可的破坏机构，内能耗散率不小于外力功率（Drucker等，1952），可表示为：

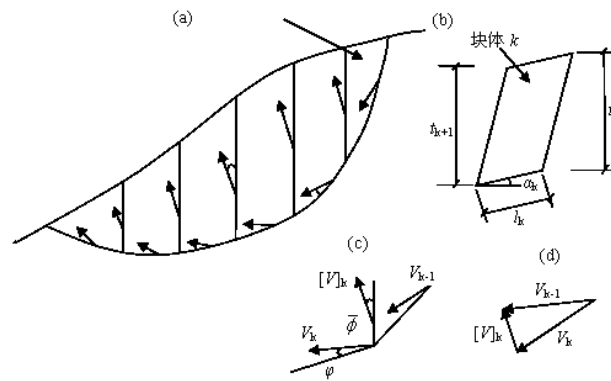
$$\int_S T_i v_i dS + \int_V X_i v_i dV \leq \int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \quad i,j=1,2,3 \quad (5.20)$$

式中， $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为运动许可速度场中的塑性应变率场； v_i 为与 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 满足几何相容的速度场（运动许可速度场）； T_i 、 X_i 分别为边界 S 上的面积分布力矢量和区域 V 内的体积力矢量； σ_{ij} 为通过关联流动法则与 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 相联系的应力场。

极限分析方法与现代数值分析手段相结合的应用主要有两类，一类为多块体上限方法，另一类为极限分析有限元方法。目前这两类方法在边坡稳定、地基极限承载力及挡土墙土压力等经典岩土领域稳定性分析中都有了较多的应用。此处简要探讨两类方法在边坡稳定分析的应用情况。

2. 多块体上限方法在边坡中的应用

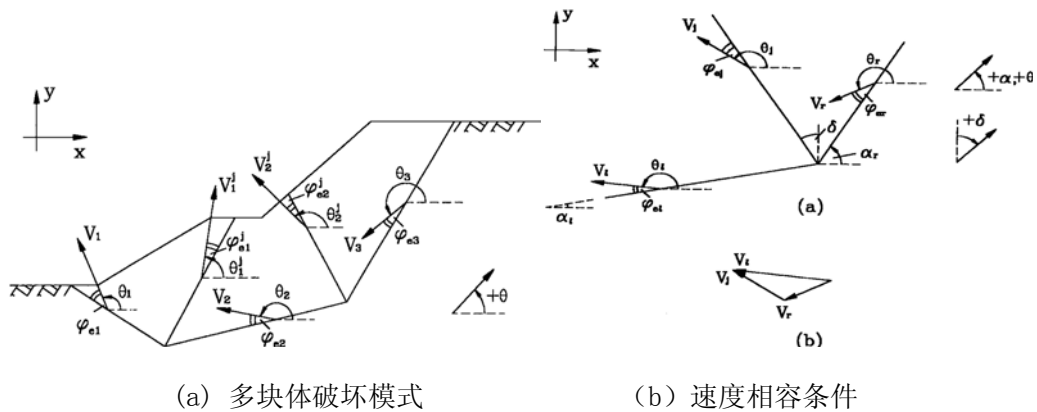
目前，多块体上限方法在边坡稳定分析中所采用的多块体相容破坏模式主要有两类，一类为Michalowski（1995）所采用的，如图5.12所示；另一类为Donald和陈祖煜（1997）所采用的，如图5.13所示。



(a) 多块体平移滑动破坏模式；(b) 单个块体k；

(c) 块体k与块体k-1的速度及相对速度 (d) 块体k与块体k-1之间的相容速度图

图5.12 Michalowski (1995) 边坡稳定分析的多块体破坏模式及速度场



(a) 多块体破坏模式

(b) 速度相容条件

图5.13 Donald和Chen (1997) 边坡稳定分析的多块体破坏模式及速度场

由图5.12及图5.13可见，这两种多块体相容破坏模式是与边坡稳定分析的垂直条分法以及Sarma的斜条分法相对应的。根据上限定理的要求，为了使由 n 个条块组成的破坏模式相容，就要要求相邻条块的运动不能导致它们重叠或分离，也就是说，它们的速度多边形要闭合。据此就可以沿着滑坡方向逐步推求每一条块的速度及它们之间的相对速度，最终求出整个多块体破坏模式的相容速度场（所求得的各项块速度及相对速度表示为某一条块，比如第一个条块速度的函数）。此时的上限能量方程中只含有边坡稳定系数 F 一个参数，即可进行求解。应用多块体上限方法分析边坡时，安全系数的定义一般是与传统条分法的定义方法一致，因此应用多块体上限方法进行边坡稳定求解时会涉及到比较繁琐的迭代过程。不同的破坏机构会对应不同的安全系数，因此需要通过优化寻求最小 F 值及其所对应的那个破坏机构。

3. 极限分析有限元方法在边坡稳定性分析中的应用

极限分析有限元方法是将极限分析方法与有限元技术相结合的一类方法，该类方法具有极限分析理论的严格性及有限元强适用性的双重优点。目前该类方法已经从线性规划发展到非线性规划，处理问题的范围也从二维发展到三维。此处只对线性规划的极限分析有限元方法及其在边坡稳定分析中的应用情况做一简单介绍。

平面条件下，Mohr-Coulomb屈服准则，可由公式(5.21)表示，若做公式(5.22)所示的变量代换，可以发现，Mohr-Coulomb屈服准则的屈服面为圆形。为能够应用线性规划方法，需要将

Mohr-Coulomb屈服准则根据上下限方法的特点作如图3所示的线性化处理。为保证解的下限性质，采用内接多边形近似，当进行上限分析时，为保证解的上限性质，采用外接多边形近似，如图5.14所示。

$$F = (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (2\tau_{xy})^2 - (2c \cdot \cos \phi - (\sigma_x + \sigma_y) \sin \phi)^2 = 0 \quad (5.21)$$

$$X = \sigma_x - \sigma_y; \quad Y = 2\tau_{xy}; \quad R = 2c \cdot \cos \phi - (\sigma_x + \sigma_y) \sin \phi = 0 \quad (5.22)$$

有限元计算中单元采用3节点三角形线性单元。下限分析方法中单元中未知量为节点的应力 (σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy})，应力场中的应力间断可以发生在每一个三角形的边上；上限分析方法中，单元中未知量为6个节点速度向量和将屈服准则线性化后与关联流动法则相关的P个塑性因子。早期Sloan (1989) 的极限分析上限有限元方法中，运动许可速度间断只发生在指定面上，此时所得结果较差，为改善计算程序中的这一缺点，Sloan等又对极限分析上限方法进行了改进，使得速度间断可以发生在任意相邻单元间，不过此时需要对关联流动法则做出调整。

目前极限分析有限元方法在边坡稳定分析中的应用已经比较成功，可以考虑非均质，几何形状复杂，以及考虑孔隙水的复杂边坡稳定性上下限计算问题。但极限分析有限元方法在网格划分、目标函数规划等方法技术难度都是比较大的，目前还不能在实际工程得到广泛的应用。

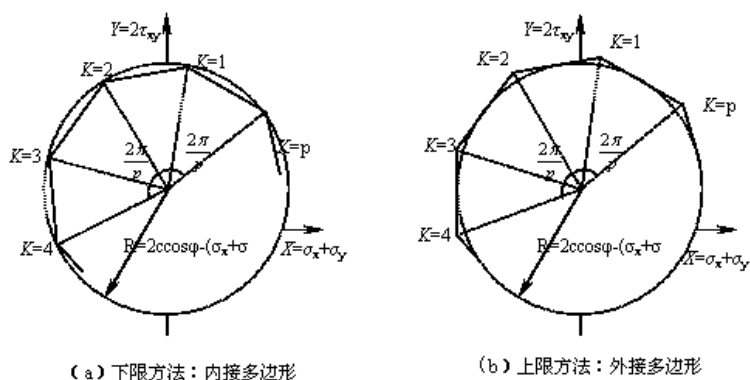


图5.14 线性规划程序中莫尔——库伦屈服面的线性近似

4. 强度折减方法

(1) 强度折减有限元的基本原理

采用强度折减是有限元方法分析边坡稳定性的有效方法，它是在理想弹塑性有限元计算中将边坡岩土体抗剪强度参数逐渐降低直到其达到破坏状态为止，可以自动根据弹塑性计算结果得到临界滑动面，同时得到边坡的强度储备安全系数F。

早在上世纪70年代，Zienkiewicz就提出了采用降低岩土体强度的方法来计算岩土工程的安全系数，但受限于当时的计算条件，强度折减有限元方法并没有得到广泛的应用。近年来随着计算机软硬件的高速发展，特别是大型商业有限元软件（阿纳所以三）等的广泛应用，强度折减有限元技术成为边坡分析领域生命力十足的方法。

(2) 边坡稳定失稳判据

应用强度折减有限元分析边坡稳定性的一个关键问题是边坡失稳的判据问题。目前的失稳判据主要有三类：(1) 以广义塑性应变或者等效塑性应变从坡脚到坡顶贯通作为边坡破坏的标志；(2) 在有限元计算过程中采用力和位移的不收敛作为边坡失稳的标志；(3) 以坡体或坡面的位移发生突变

作为边坡失稳的标志。对于三种标准，郑颖人等（2005）研究后指出：土体滑动面塑性区贯通是土体破坏的必要条件，但不是充分条件。土体破坏的标志应是部分土体出现无限移动，此时滑移面上的应变或者位移出现突变，因此，这种突变可作为破坏的标志。此外有限元计算会同时出现计算不收敛。上述（2）、（3）两种判断依据是一致的。从计算结果来看判据（1）与判据（2）、（3）的差异也不大，因而采用有限元数值计算是否收敛作为土体破坏的依据是合适的。

（3）强度折减有限元分析边坡稳定的实现过程

强度折减有限元法分析边坡稳定性可以分成以下3步：

a. 建立边坡的有限元分析模型。坡体各种材料采用不同的单元材料属性；计算边坡的初始应力场，初步分析在重力作用下，边坡的变化和应力；记录边坡的最大变形。

b. 增大 F 。将折减后的强度参数赋给计算模型，重新计算，记录计算收敛后的边坡最大变形和塑性应变发展情况。

c. 重复第2)步，不断增大 F 值，降低坡体的强度参数，直至计算模型不收敛，则认为边坡发生失稳破坏。计算发散前一步的 F 值就是边坡的安全系数。对于边坡第1)步计算就不收敛的情况，在进行第2)步和第3)步计算时， F 应该逐渐减小，直至计算收敛、边坡重新稳定。

5.2.5 重力式围护体系的整体稳定性验算

重力式围护体系的整体抗滑稳定性仍可采用圆弧滑动法进行验算，如图5.15所示。验算中需要考虑，圆弧通过围护墙体底部以及圆弧切墙两种可能模式。对于水泥土桩墙支护当验算切墙圆弧的安全系数时，可取墙体强度指标 $\varphi = 0$ ， $c = (1/5 \sim 1/10)q_u$ ，其中 q_u 为挡墙体无侧限抗压强度。当 $q_u > 0.8MPa$ 时可不计算切墙圆弧的安全系数。当支护体系下面有软弱土层时，应增大计算深度，直至整体稳定安全系数增大为止。

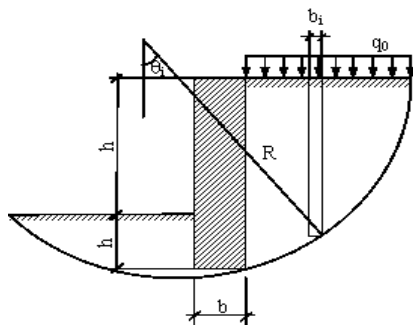


图 5.15 重力式围护结构整体稳定性验算简图

5.2.6 锚杆支护体系的整体稳定性验算

锚杆支护体系的整体失稳可能有两种形式，一种为锚杆支护结构连同周围土体沿着某一深层滑裂面整体滑动，如图5.16(a)所示，对于该整体失稳模式的验算可按式(5.1)进行，根据验算结果要求锚杆长度必须超过最危险滑动面，同时安全系数不应该小于1.50。另一种失稳形式为桩锚支护体系之间的相互作用超出了土体的承载能力，从而在围护结构底部向其拉结方向形成一条深层滑裂面，如图5.16(b)所示。对于该种破坏模式，经常使用的验算方法是德国学者Kranz提出的“代替墙法”。

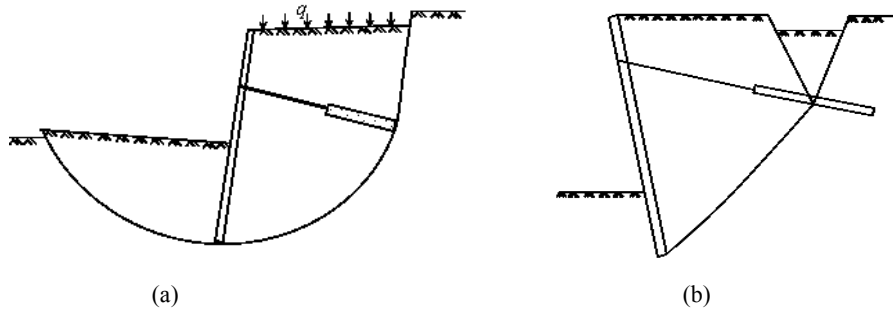


图 5.16 锚杆支护体系整体稳定性破坏模式

以单锚支护体系为例，如图5.17所示，代替墙法假定深层滑裂面由直线bc段和cd段组成，其中b点取在围护墙体底部，c点取在锚固段的中点，cd段是由c点向上做垂线与地面交于d点得到的。利用abcd范围内的力的平衡关系可以求得锚杆的极限抗力，安全系数定义为 锚杆极限抗力的水平分力 T_h 与锚杆设计水平分力 T_{sh} 的比值，要求不小于1.50。如图5.17(a)所示，锚杆的极限抗力水平分力可以从力的平衡图得到

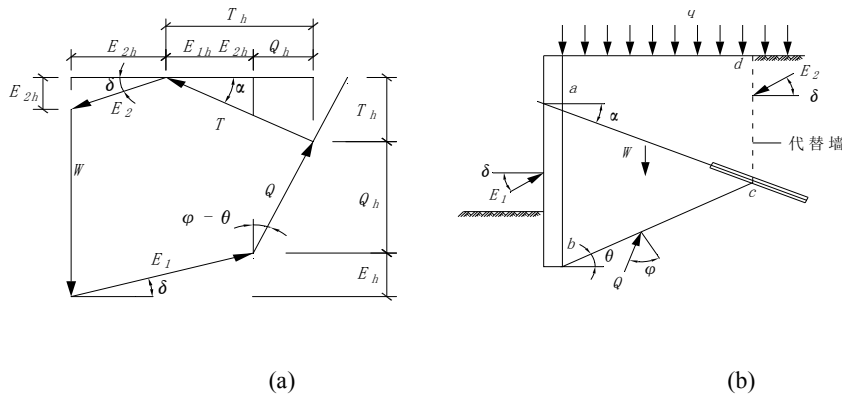


图5.17 Kranz提出的“代替墙法”

$$T_h = E_{1h} - E_{2h} + Q_h \quad (5.23)$$

其中 $E_{1h} = E_1 \cos \delta$ E_1 为作用在围护结构 ab 面上的主动土压力(kN);

$E_{2h} = E_2 \cos \delta$ E_2 为作用在代替墙 cd 面上的主动土压力(kN);

$$Q_h = (W + E_{2h} \tan \delta - E_{1h} \tan \delta) \tan(\varphi - \theta) - T_h \tan \alpha \tan(\varphi - \theta) \quad (5.24)$$

δ ——墙面摩擦角 ($^\circ$); ($^\circ$)

φ ——土的内摩擦角 ($^\circ$);

θ ——代替墙 bc 与水平面的夹角 ($^\circ$);

α ——锚杆的倾斜角 ($^\circ$);

W ——土体 abcd 的重量(kN)。

经整理可得:

$$T_h = \frac{E_{1h} - E_{2h} + [W - (E_{1h} - E_{2h}) \tan \delta] \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan \alpha \tan(\varphi - \theta)} \quad (5.25)$$

当使用上述公式时，需要注意：当 θ 大于 φ 时需要计入地面超载，当 θ 小于 φ 时可不计入地面超载。

代替墙法仅适用于锚固段在围护墙底部以上的情况，如图5.18所示，图(a) 中的所有锚杆均需要验算，图(b) 中有两道锚杆需要验算，图(c)中所有锚杆均深入到了围护墙底部以下，不需要进行此项

验算。

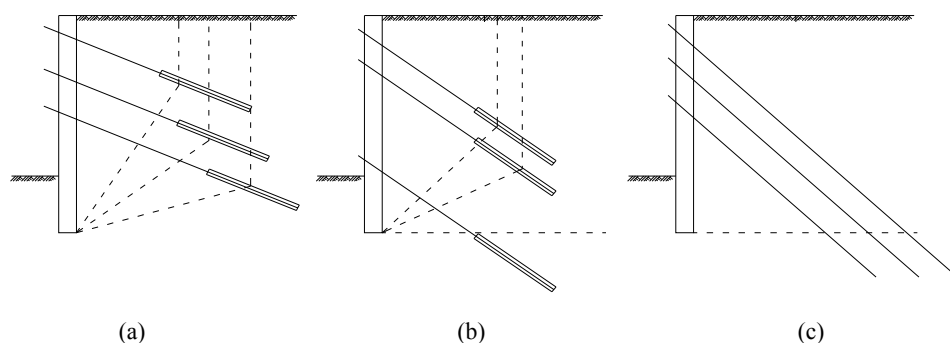


图5.18 不同支护形式下锚杆支护体系的整体稳定性验算

随着强度折减有限元技术在边坡稳定分析中的深入应用，一些学者尝试着将强度折减有限元技术应用于锚杆的稳定性分析中。与边坡稳定分析不同的是，边坡中只有可以用Mohr-Coulomb强度准则描述的岩土体材料，而锚杆支护中除了岩土体材料以外，还有与岩土体共同起作用的锚杆。进行强度折减时，对锚杆-土界面间的强度及锚杆本身抗拉强度是否进行折减及如何折减等问题让需要作进一步的研究与探讨。此外，边坡稳定中强度折减有限元的计算结果与传统极限平衡条分法是具有可比性的，而强度折减方法和传统极限平衡方法计算出的锚杆支护整体稳定的安全系数之间的关系，尚需作深入地研究。

在基坑围护设计中，稳定性安全系数的取值具有很强的地区性和经验性。且不同规范或规程对基坑稳定性的安全度表述方法略有不同。

列举了建筑地基基础设计规范(GB50007-2002)、建筑基坑工程技术规范(YB9258-97)、上海市基坑工程设计规程(DBJ08-61-97)、上海市地基基础设计规范(DGJ08-11-1999)中取值情况，基坑实际设计中应根据相应地区实际情况进行取值。

基坑整体稳定性安全度指标

表5-2

建筑地基基础设计规范(GB50007-2002)	1.2
建筑基坑工程技术规范(YB9258-97)	1.1~1.2
上海市基坑工程设计规程(DBJ08-61-97)	1.25
上海市地基基础设计规范(DGJ08-11-1999)	1.3

注：上海市地基基础设计规范(DGJ08-11-1999)以分项系数来描述对安全度的要求，若无特殊说明本章表格中上海市地基基础设计规范(DGJ08-11-1999)取值均用抗力分享系数来表示安全度指标。

5.3 抗隆起稳定分析

基坑抗隆起稳定性验算是基坑支护设计中一项十分关键的设计内容，它不仅关系着基坑的稳定安全问题，也与基坑的变形密切相关。目前已出现的基坑抗隆起稳定分析方法可归纳为三大类：极限平衡法、极限分析法以及常规位移有限元法。无论是极限分析有限元还是常规位移有限元，主要针对的都是粘土基坑抗隆起稳定性的分析问题。对于同时考虑 $c-\varphi$ 土体抗隆起稳定分析问题我国基坑工程实践中目前用的是地基承载力模式以及圆弧滑动的基坑抗隆起稳定分析模式。

5.3.1 粘土基坑不排水条件下的抗隆起稳定性分析

对于粘土基坑抗隆起稳定问题，由于基坑开挖时间较短且粘性土渗透性较差，可采用总应力分

图5.21 基坑抗隆起上限分析中的Prandtl破坏模式

根据上限理论，外力功功率为：

$$dW = \gamma H B_1 v + \int_0^{\frac{3\pi}{4}} \gamma \frac{1}{2} B_1 B_1 v \cos \theta d\theta - \frac{1}{2} B_1 B_1 \gamma \frac{v}{\sqrt{2}} = \gamma H B_1 v \quad (5.28)$$

内能耗散率为：

$$dE = S_u H v + \frac{3}{2} \pi B_1 v + B_1 v \quad (5.29)$$

由外力功功率与内能耗散率相等可得：

$$N^T = \frac{\gamma H}{S_u} = 5.71 + H / B_1 \quad (5.30)$$

上式中 N^T 为由 Terzaghi(1943)破坏模式所得的稳定系数， γ 为粘土土体重度； μ 为图示相容速度场中的单位速度。

对于Prandtl破坏模式，同样可以应用上限方法求得抗隆起稳定系数为：

$$N = 6.14 + H / B_1 \quad (5.31)$$

(2) 粘土基坑抗隆起稳定分析的多块体上限法

以上是基于两种比较简单的相容速度场得出的上限解，最近笔者将多块体上限方法应用到了粘土基坑的抗隆起稳定分析中。粘土基坑抗隆起稳定分析的多块体破坏模式及相容速度场如下图5.22所示。

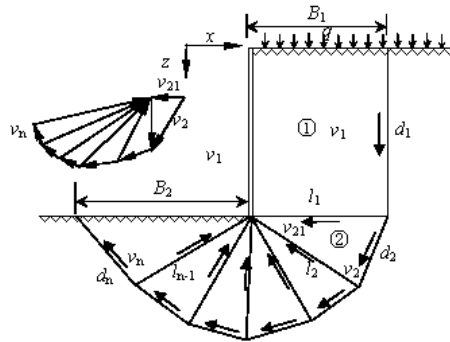


图5.22 粘土基坑中基坑抗隆起的多块体运动许可破坏机构

若定义不排水条件下的粘土基坑抗隆起安全系数为：

$$F_s = S_u / S_u^* \quad (5.32)$$

式中， S_u 为粘土不排水强度； S_u^* 为维持抗隆起稳定所需要的临界粘土强度。对于图 5.22中所示的多块体破坏模式及相容速度场，上限定理方程表达式可进一步表示为：

$$\sum_{i=1}^n \frac{S_u}{F_s} d_i v_i + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{S_u}{F_s} l_i v_{i+1} \geq \sum_{i=1}^n w_i v_i \cos \theta_i + q v_1 l_1 \quad (5.33)$$

由极限分析上限定理，根据任何一种运动许可的速度场推求的极限荷载都将不小于真实的极限荷载。对应于此处的抗隆起稳定分析问题，需要对图 5.22所示的多块体破坏模式进行优化，以获得最小的抗隆起安全系数。

5.3.2 同时考虑c-φ时基坑抗隆起稳定分析

目前我国基坑工程实践中，同时考虑c-φ的抗隆起分析模式主要有两种，一种为地基承载力模式

的抗隆起稳定分析，另一种为圆弧滑动模式的抗隆起稳定分析。

1. 地基承载力模式的抗隆起稳定性分析

地基承载力模式的抗隆起分析方法计算简图见图5.23，是以验算支护墙体底面的地基承载力作为抗隆起分析依据。根据Terzaghi(1943)建议的浅基础地基极限承载力计算模式，是土体粘聚力、土重以及地面超载三项贡献的叠加。但是在此处的基坑抗隆起稳定分析中，基础宽度是不能明确界定的，为简化分析，地基承载力模式的抗隆起分析由下式来考虑：

$$K_{wz} = \frac{\gamma_2 DN_q + cN_c}{\gamma_1(h_0 + D) + q} \quad (5.34)$$

式中， γ_1 为坑外地表至围护墙底，各土层天然重度的加权平均值(kN/m³)； γ_2 为坑内开挖面以下至围护墙底，各土层天然重度的加权平均值(kN/m³)； h_0 为基坑开挖深度(m)； D 为围护墙体在基坑开挖面以下的入土深度(m)； q 为坑外地面荷载(kPa)； N_q 、 N_c 根据围护墙底的地基土特性计算的地基承载力系数； c 、 φ 分别为围护墙体地基土粘聚力(kPa)和内摩擦角(°)； K_{wz} 为围护墙底地基承载力安全系数。

如果按基底光滑情况处理，那么地基承载力系数由Prandtl(1920)给出为：

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi \tan^2(45^\circ + \varphi/2)}, \quad N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi \quad (5.35)$$

如果按基底粗糙情况处理，那么地基承载力系数由Terzaghi(1943)给出为：

$$N_q = 0.5 \left[\frac{e^{(\frac{3\pi}{4} - \frac{1}{2}\varphi) \tan \varphi}}{\cos(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi)} \right]^2, \quad N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi \quad (5.36)$$

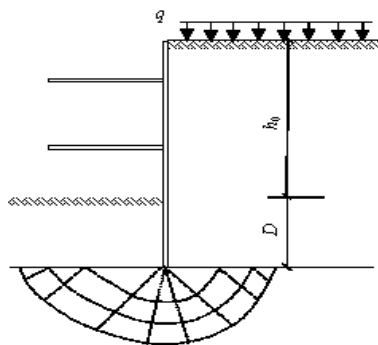


图5.23 地基承载力模式抗隆起分析

从图5.23中所假定的验算模式可以看出，地基承载力的抗隆起验算分析中应该认为支护墙体抗弯刚度较大，以致不发生明显的完全变形。由于该抗隆起分析模式假定以支护墙体地面为验算基准面，因此只能反映支护墙体地面土体强度对抗隆起稳定分析的影响。同时从以上分析还可以看出，该模式下是无法考虑地基承载力中基础宽度项对地基承载力的贡献的。通过计算分析表明，当土体内摩擦角较大时，由于地基承载力系数增长迅速，所求的安全系数过大。

2. 圆弧滑动的抗隆起分析模式

该抗隆起分析模式认为，土体沿围护墙体底面滑动，且滑动面为一圆弧，不考虑基坑尺寸的影响。如图5.24所示基坑抗隆起圆弧滑动分析模式，取圆弧滑动的中心位于最下一道支撑处，基坑抗

隆起安全系数通过绕O点的力矩平衡获得。产生滑动力矩的项有：GM段作用的地面超载 q 产生的滑动力矩，OAMG区域内土体自重产生的滑动力矩，OACB区域内土体自重产生的滑动力矩。抗滑动力矩为滑动面MACEF上抗剪强度产生的抗滑动力矩。BCE区域内土体产生的滑动力矩与BEF区域内土体重量产生的抗滑动力矩相抵消。各部分滑动力矩的计算相对较为简单。在计算滑动面上的抗剪强度时采用公式 $\tau = \sigma \tan \varphi + c$ 。滑动面上 σ 的选择做如下处理：在MA面上的 σ 应该是水平侧压力，该侧压力实际上应该介于主动土压力与静止土压力之间，因此近似地取为： $\sigma = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ ，而不再减去 $2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ ，这是为了考虑实际情况，而且在开挖深度较大时，后者要比前者小得多；AE滑动面上的法向应力 σ 可以认为由两部分组成，即土体自重产生的在滑动面法向上的分力加上该处的水平侧压力在滑动面法向上的分力，水平侧压力的计算与MA段的相同；EF滑动面上的法向应力 σ 也由两部分组成，为土体自重产生的在滑动面法向上的分力加上该处的水平侧压力在滑动面法向上的分力，有人认为EF上的水平侧压力应取为介于静止土压力和被动土压力之间，不过此处为安全期间仍取为介于静止土压力与主动土压力之间，按上述MA段上的水平侧压力计算。

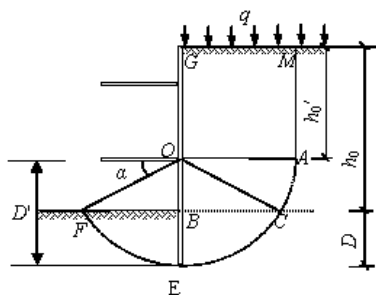


图5.24 基坑抗隆起稳定分析的圆弧滑动模式

需要指出的是，目前抗隆起圆弧滑动模式中，有的不考虑OACB区域内土体自重产生的滑动力矩，原上海基坑规范中没考虑OACB区域内土体重量产生的滑动力矩，有的文献中考虑了OACB区域内土体自重产生的滑动力矩，此处我们采用考虑OACB区域内土体自重产生的滑动力矩。

实际工程往往是较为复杂的分层地基，此处对分层地基稳定性计算过程进行介绍。

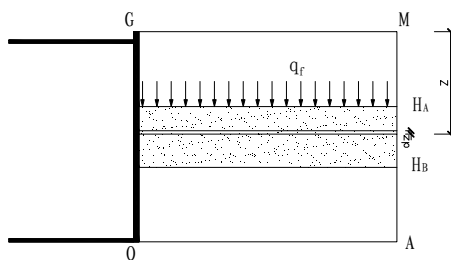


图5.25 最下道支撑以上土层计算简图

如图5.25所示，MA段第*i*层土抗剪强度计算式以及绕O点产生的抗滑动力矩为：

$$\tau_{1i} = (\gamma z - \gamma H_A + q_f) K_a \tan \varphi + c \quad (5.37)$$

$$\begin{aligned} M_{r1i} &= \int_{H_A}^{H_B} \tau_{1i} D' dz \\ &= D' \left[\frac{1}{2} \gamma (H_B - H_A)^2 + (q_f - \gamma H_A) (H_B - H_A) \right] K_a \tan \varphi + D' c (H_B - H_A) \end{aligned} \quad (5.38)$$

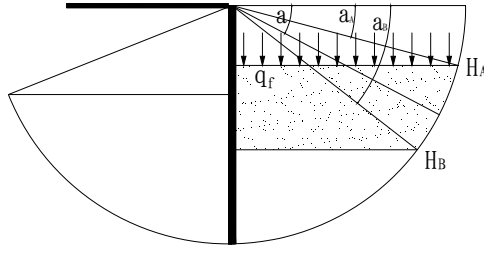


图5.26 最下道支撑以下圆弧段抗滑动力矩计算简图

如图5.26所示，坑外圆弧滑动段第*i*层抗剪强度计算式以及绕O点产生的抗滑动力矩为：

$$\tau_{2i} = [q_f + \gamma(D' \sin \alpha - H_A + h'_0)] \sin^2 \alpha \tan \varphi + [q_f + \gamma(D' \sin \alpha - H_A + h'_0)] \cos^2 \alpha K_a \tan \varphi + c \quad (5.39)$$

$$\begin{aligned} M_{r2i} &= \int_{\alpha_A}^{\alpha_B} \tau_{2i} D'^2 d\alpha \\ &= D'^2 \left[\frac{2\alpha_B - \sin 2\alpha_B}{4} (q_f + \gamma h'_0 - \gamma H_A) \tan \varphi + \left(\frac{\cos^3 \alpha_B}{3} - \cos \alpha_B \right) \gamma D' \tan \varphi \right. \\ &\quad \left. + \frac{2\alpha_B + \sin 2\alpha_B}{4} (q_f + \gamma h'_0 - \gamma H_A) K_a \tan \varphi - \frac{\cos^3 \alpha_B}{3} \gamma D' K_a \tan \varphi + \alpha_B c \right] \\ &\quad - D'^2 \left[\frac{2\alpha_A - \sin 2\alpha_A}{4} (q_f + \gamma h'_0 - \gamma H_A) \tan \varphi + \left(\frac{\cos^3 \alpha_A}{3} - \cos \alpha_A \right) \gamma D' \tan \varphi \right. \\ &\quad \left. + \frac{2\alpha_A + \sin 2\alpha_A}{4} (q_f + \gamma h'_0 - \gamma H_A) K_a \tan \varphi - \frac{\cos^3 \alpha_A}{3} \gamma D' K_a \tan \varphi + \alpha_A c \right] \end{aligned} \quad (5.40)$$

其中： $\alpha_A = \arctan\left(\frac{H_A - h'_0}{\sqrt{D'^2 - (H_A - h'_0)^2}}\right)$

$$\alpha_B = \arctan\left(\frac{H_B - h'_0}{\sqrt{D'^2 - (H_B - h'_0)^2}}\right)$$

同理可以利用(5.39)和(5.40)来计算坑内圆弧段第*i*层绕O点产生的抗滑动力矩 M_{r3i} ，但在计算中必须注意区分上覆压力和土层上下限与坑外土层的区别。

抗滑动力矩总和为：

$$M_r = \sum M_{r1i} + \sum M_{r2i} + \sum M_{r3i} \quad (5.41)$$

滑动力矩分为三部分，计算分别如下：

施工荷载产生的滑动力矩为：

$$M_{s1} = \frac{1}{2} q D'^2 \quad (5.42)$$

如图5.25所示，最下一道支撑以上第*i*层土层产生的滑动力矩为：

$$M_{s2i} = \int_{H_A}^{H_B} \frac{1}{2} \gamma D'^2 dh = \frac{1}{2} \gamma D'^2 (H_B - H_A) \quad (5.43)$$

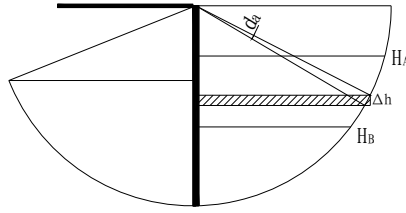


图5.27 最下道支撑以下土层滑动力矩计算简图

如图5.27所示，最下道支撑以下圆弧段第*i*层土层产生的滑动力矩为：

$$M_{s3i} = \int_{\alpha_A}^{\alpha_B} \frac{1}{2} \gamma D'^3 \cos^3 \alpha \cdot d\alpha \quad (5.44)$$

$$= \frac{1}{2} \gamma D'^3 \left[\left(\sin \alpha_B - \frac{\sin^3 \alpha_B}{3} \right) - \left(\sin \alpha_A - \frac{\sin^3 \alpha_A}{3} \right) \right]$$

滑动力矩总和为：

$$M_s = M_{s1} + \sum M_{s2i} + \sum M_{s3i} \quad (5.45)$$

抗隆起安全系数可表示为：

$$K_s = M_r / M_s \quad (5.46)$$

若采用等效均质地基模型来简化计算，则可采用如下简化公式计算：

$$M_r = K_a \tan \varphi \left\{ \frac{D'}{2} \gamma h_0'^2 + q D' h_0' + \frac{\pi}{4} q_f D'^2 + \gamma D'^3 \left[\frac{1}{3} + \frac{1}{3} \cos^3 \alpha_0 - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_0 \right) \sin \alpha_0 + \frac{1}{2} \sin^2 \alpha_0 \cos \alpha_0 \right] \right\}$$

$$+ \tan \varphi \left\{ \frac{\pi}{4} q_f D'^2 + \gamma D'^3 \left[\frac{2}{3} + \frac{2}{3} \cos \alpha_0 - \frac{\sin \alpha_0}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_0 \right) - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha_0 \cos \alpha_0 \right] \right\} + c [D' h_0' + D'^2 (\pi - \alpha_0)] \quad (5.47)$$

此处 α_0 为坑底开挖面与最下道支撑点连线的水平夹角

$$M_s = \frac{1}{3} \gamma D'^3 \sin \alpha + \frac{1}{6} \gamma D'^2 (D' - D) \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} (q + \gamma h_0') D'^2 \quad (5.48)$$

各规范中抗隆起稳定性安全度控制指标如

基坑坑底抗隆起稳定性安全度指标

表5-3

建筑地基基础设计规范(GB50007-2002)	1.6
建筑基坑工程技术规范(YB9258-97)	地基承载力模式取1.4 圆弧滑动模式取1.3
上海市基坑工程设计规程(DBJ08-61-97)	根据基坑等级一、二、三级分别取2.5、2.0、1.7
上海市地基基础设计规范(DGJ08-11-1999)	2

5.4 抗倾覆、抗水平滑移稳定性分析

对于重力式围护结构，需要进行围护结构的抗倾覆和抗滑动稳定性验算。

1. 抗倾覆稳定性验算

如图5.28所示，验算重力式围护结构的抗倾覆稳定性时，通常假定维护结构绕其前趾转动，相

应的计算公式可表示为：

$$K_q = \frac{M_{Rk}}{M_{Sk}} \quad (5.49)$$

M_{Sk} ——坑外侧土压力、水压力以及墙后地面荷载所产生的侧压力对墙底前趾的倾覆力矩标准值(kN.m/m)；

$$M_{Sk} = F_a Z_a + F_w Z_w \quad (5.50)$$

M_{Rk} ——水泥石围护墙自重以及坑内墙前被动侧压力对墙底前趾的稳定力矩标准值(kN.m/m)；

$$M_{Rk} = F_p Z_p + G_k B/2 \quad (5.51)$$

G_k ——水泥石围护墙结构的自重标准值(kN)；

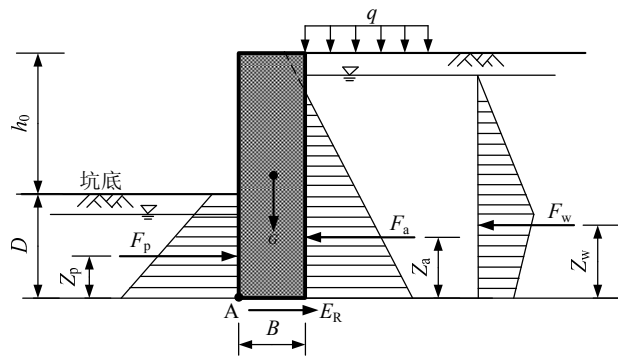


图5.28 重力式围护结构抗倾覆、抗滑移计算简图

以上验算对土层条件较好的情况基本上是合理的，但对于墙底土较软弱时，就会得出，支护墙体的插入深度在一定范围内变化时，其插入比(D/H)越大，计算的抗倾覆稳定系数越小的不合理现象，究其原因就在于转动点位置选择不合理。对于重力式围护结构的倾覆转动中心位置对计算结果的影响以及转动点位置的合理选择，许多学者进行了研究，提出了各自的观点和解决办法，但直到目前为止，还没有找到确定转动中心的合适方法。

2. 抗滑移稳定性验算

抗滑移稳定性验算主要考察围护结构水平方向上作用力系的平衡问题。安全系数可以按以下公式进行：

$$K_H = \frac{E_{Rk}}{E_{Sk}} \quad (5.52)$$

式中， E_{Sk} ——沿墙底面的滑动力标准值(kN)，包括坑外侧土压力、水压力以及墙后地面荷载所产生的侧压力， $E_{Sk} = F_a + F_w$ ；

E_{Rk} ——沿墙底面的抗滑动力标准值(kN)：

$$E_{Rk} = G_k \tan \varphi_{0k} + c_{0k} B + \text{坑内墙前被动侧土压力}(F_p)\text{的标准值(kN)}；$$

G_k ——水泥土围护墙结构的自重标准值(kN);

φ_{0k}, c_{0k} ——墙底土层的内摩擦角标准值($^\circ$)和粘聚力标准值(kPa);

基坑抗水平滑移和抗倾覆安全度指标如**错误! 未找到引用源。**所示。

基坑抗水平滑移及抗倾覆安全度指标

表 5-4

	抗水平滑移	抗倾覆
建筑地基基础设计规范 (GB50007-2002)	1.4~1.5	1.3
建筑基坑工程技术规范 (YB9258-97)	悬臂板桩根据基坑等级一、二、三级分别取 2.1、2.0、1.9, 其他形式围护根据基坑等级分别取1.4、1.3、1.2	悬臂板桩根据基坑等级一、二、三级分别取 2.1、2.0、1.9, 其他根据基坑等级分别取1.4、1.3、1.2
上海市基坑工程设计规程 (DBJ08-61-97)	1.0~1.2	1.05~1.2
上海市地基基础设计规范 (DGJ08-11-1999)	1.1	1.05

注: 建筑基坑工程技术规范(YB9258-97)采用经验嵌固系数来度量抗倾覆和抗水平滑移的安全度, 表中所列为经验嵌固系数

5.5 抗渗流稳定性及抗承压水稳定性分析

渗透破坏主要表现为管涌、流土(俗称流砂)和突涌。这三种渗透破坏的机理是不同的, 一些书籍中, 将流土的验算叫作管涌验算, 混淆了概念。管涌是指在渗透水流作用下, 土中细粒所形成的孔隙通道中被移动, 流失, 土的孔隙不断扩大, 渗流量也随之加大, 最终导致土体内形成贯通的渗流通道, 土体发生破坏的现象。而流土则是指在向上的渗流水流作用下, 表层局部范围的土体和土颗粒同时发生悬浮、移动的现象, 只要满足

$$i = i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (5.53)$$

的条件, 原则上任何土均可发生流土。只不过有时砂土在流土的临界水力坡降达到以前已先发生管涌破坏。管涌是一个渐进破坏的过程, 可以发生在任何方向渗流的逸出处, 这时常见混水流出, 或水中带出细粒; 也可以发生在土体内部。在一定级配的(特别是级配不连续的)砂土中常有发生, 其水力坡降 $i=0.1\sim 0.4$, 对于不均匀系数 $C_u < 10$ 的均匀砂土, 更多的是发生流土。

从上面的讨论可以看出, 管涌和流土是两个不同的概念, 发生的土质条件和水力条件不同, 破坏的现象也不相同。有些规范中规定验算的条件实际上是验算流土是否发生的水力条件, 而不是管涌发生的条件。在基坑工程中, 有时也会发生管涌, 主要取决于土质条件, 只要级配条件满足, 在水力坡降较小的条件下也会发生管涌。例如当止水帷幕失效时, 水从帷幕的孔隙中渗漏, 水流夹带细粒土流入基坑中, 将土体掏空, 在墙后地面形成下陷。在地下水位较高的软土中虽然水力坡降比较大, 但软土很少具有不连续的级配, 通常没有产生管涌的土质条件, 所以容易发生的是流土破坏,

因此应当验算流土破坏的稳定性。为此，有些规范将这一验算称为抗渗流稳定验算，不再称为抗管涌稳定验算。

1. 抗渗流稳定性验算

抗渗流稳定性验算的图示如图5.29(a)所示，要避免基坑发生流土破坏，需要在渗流出口处保证满足下式

$$\gamma' \geq i\gamma_w \quad (5.54)$$

式中 γ' 和 γ_w 分别为土体的浮重度和地下水的重度(kN/m^3); i 为渗流出口处的水力坡降。

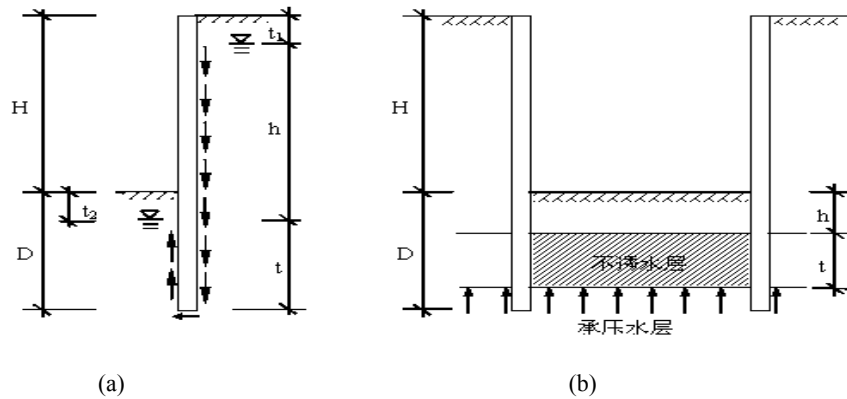


图5.29 抗渗透稳定性验算

计算水力坡降 i 时，渗流路径可近视地取最短的路径即紧贴围护结构位置的路线以求得最大水力坡降值

$$i = \frac{h}{h + 2t} \quad (5.55)$$

根据公式(5.54)可以定义抗流土安全系数为

$$K = \frac{\gamma'}{i\gamma_w} = \frac{\gamma'(h + 2t)}{\gamma_w h} \quad (5.56)$$

抗渗流稳定性安全系数 K 的取值带有很大的地区经验性，如《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》规定，对一、二、三级支护工程，分别取3.00、2.75、2.50；上海市标准《基坑工程设计规程》规定，当墙底土为砂土、砂质粉土或有明显的砂土夹层时取3.0，其他土层取2.0。

2. 承压水冲溃坑底(亦称为突涌)的验算

当基坑下存在不透水层且不透水层又位于承压水层之上时，应验算坑底是否会被承压水冲溃，若有可能冲溃，则须采用减压井降水以保证安全。

计算图示如图5.29(b)所示，计算原则为自基坑底部到承压水层上界面范围内(即 $h+t$)土体的自重压力应大于承压水的压力，安全系数不小于1.20。

3. 《建筑基坑工程技术规范》对于抗渗流稳定的验算分两种情况

(1) 当坑底以下有承压水被不透水层隔开时，设围护结构插入深度为 D ，围护结构底至承压水层的距离为 ΔD ，承压水的水头压力为 p_w ，坑底土的饱和重度为 γ_w ，则坑底土层抗渗流稳定分项系数 γ_{Rw} 由下式计算

$$\gamma_{Rw} = \frac{\gamma_m(D + \Delta D)}{p_w} \quad (5.57)$$

式中 γ_m —承压水层以上坑底土的饱和重度(kN/m³);

$D + \Delta D$ —承压水层顶面距基坑底面的深度(m);

p_w —承压水的水头压力(kPa);

γ_{Rw} —基坑底土层抗渗流稳定分项系数, 取 1.2。

(2) 当地层中无承压水层或承压水层埋置深度很深时, 坑底土层抗渗流稳定分项系数由下式计算:

$$\gamma_{Rw} = \frac{\gamma_m D}{\gamma_w \left(\frac{1}{2} h' + D \right)} \quad (5.58)$$

式中 h' —基坑内外地下水头的水头差(m)。

对于这种计算状况的坑底土层抗渗流稳定分项系数, 规范规定取1.1。

抗渗流和抗承压水稳定安全指标如

基坑抗渗流及抗承压水稳定性指标

表 5-5

建筑地基基础设计规范 (GB50007-2002)	1.1
建筑基坑工程技术规范 (YB9258-97)	1.1~1.2
上海市基坑工程设计规程 (DBJ08-61-97)	抗渗流取 1.5~3.0 , 抗承压水取 1.05
上海市地基基础设计规范 (DGJ08-11-1999)	抗渗流取 2.0 , 抗承压水取 1.05

参考文献

- [1] Cai F, Ugai K, Hagiwara T. Base stability of circular excavation in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 2002, 128(8): 702-706.
- [2] Chang M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, 126(3): 276-279.
- [3] Duncan, J M. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering. 1996, 122(7):577-596.
- [4] Donald I B and Chen Z Y. Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(6):853-862.
- [5] Griffiths D V, lane P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387-403.
- [6] Hashash Y M A, Whittle A J. Ground movement prediction for deep excavations in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 1996, 122(6): 474-486.
- [7] Michalowski R L. Slope stability analysis: a kinematical approach[J]. Geotechnique, 1995, 45(2): 283-293.
- [8] Sloan S W. Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Engineering, 1988, 12:61-77.
- [9] Sloan S W. Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1989, 13: 263-282.
- [10] Sloan S W, Kleeman P W. Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1995; 127:293-314.
- [11] Ukritchon B, Whittle A J, Sloan S W. Undrained Stability of Braced Excavations in Clay[J]. Journal of

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, 129(8):739-755.

- [12] Yu H S, Salgado R, Sloan S W, Kim J M. Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, 124(1):1-11.
- [13] 黄茂松, 宋晓宇, 秦会来. K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定性上限分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2): 250-255.
- [14] 刘建航, 侯学渊主编. 基坑工程手册[M].北京: 中国建筑工业出版社. 1996
- [15] 刘金龙, 栾茂田, 赵少飞, 等. 关于强度折减有限元方法中边坡失稳判据的讨论[J]. 岩土力学, 2005, 26(8):1345 - 1348.
- [16] 宋二祥, 高翔, 邱玥. 基坑土钉支护安全系数的强度参数折减有限元方法[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(3): 258-263.
- [17] 吕庆, 孙红月, 尚岳全. 强度折减有限元法中边坡失稳判据的研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2008, 42(1):83-87.
- [18] 史佩栋, 高大钊, 桂业琨主编. 高层建筑施工基础工程手册[M].北京: 中国建筑工业出版社. 2000
- [19] 赵杰, 邵龙潭. 深基坑土钉支护的有限元数值模拟及稳定性分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(4):983-988.
- [20] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19):3381-3388.
- [21] 郑颖人, 赵尚毅, 孔位学, 邓楚键. 极限分析有限元法讲座——I 岩土工程极限分析有限元法[J]. 岩土力学, 2005, 26(1):163-168.