

多支撑挡墙边坡稳定性的强度参数折减有限元分析

章杨松¹, 陈新民²

(1. 南京理工大学土木工程系, 江苏 南京 210094; 2. 南京工业大学土木工程学院, 江苏 南京 210009)

摘 要: 探讨了强度参数折减二维有限元方法在深基坑工程中具多支撑挡土结构边坡稳定性分析中的应用。分析了挡土结构不同嵌固深度和支点条件对稳定性的影响, 并与简单圆弧滑动条分法和毕肖普法计算结果进行了对比。研究表明, 支点条件和桩墙嵌固深度对支护边坡稳定性有着同样重要的影响, 证实了强度参数折减有限元法的合理有效性, 且该方法能方便合理地考虑支点条件和桩墙嵌固深度对支护边坡稳定性的影响, 为支点设定和桩墙嵌固深度的确定提供了合理依据。

关键词: 稳定性分析; 多支撑挡土墙; 折减强度参数法; 深基坑; 有限单元法

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2006)11-1952-06

作者简介: 章杨松(1962-), 男, 博士, 安徽太湖人, 副教授, 主要从事土力学、基础工程及基坑支护等方面的教学和科研工作。

Finite element analysis for slope stability with multi-braced retaining wall through reduction of strength parameters

ZHANG Yang-song¹, CHEN Xin-min²

(1. Department of Civil Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, China; 2. College of Civil Engineering, Nanjing Industrial University, Nanjing 210009, China)

Abstract: The application of two dimensional (2D) finite element method based on the concept of reduction of strength parameters for the slope stability problems with multi-braced retaining structure was discussed. The effects of factors such as embedded depth and the braced conditions of retained structure were investigated. The results of the finite element method were compared with those computed by Ordinary Method of Slices and Bishop's Modified Method. It was shown that braced conditions and embedded depth of retained structure was also essential to slope stability with multi-braced retaining structure. It was also shown that the finite element method based on concept of reduction of strength parameters was reliable and effective and could consider easily the effects such as embedded depth and the braced conditions, and the obtained results provided reasonable warranty for confirming braced and embedded depth of retained structure.

Key words: stability analysis; multi-braced retaining wall; strength parameter reduction; deep excavation; finite element method

0 引 言

边坡稳定性的分析方法, 目前大致可以分为极限平衡方法、极限分析方法、随机变量分析方法、有限元分析方法^[1-2]四类。极限平衡法计算简便, 是实际工程中最常用的求解方法, 但需要假定滑动面形状并寻找最危险滑动面; 有限元法以其能有效模拟现场条件而变得越来越具吸引力。

有限元法分为两类: 强度参数折减法^[3-6]和基于有限元应力分析的极限平衡法^[7]。强度参数折减有限元法定义与极限平衡法相似^[6]。在分析某一工况的稳定性时, 用有限元法计算得到该工况的应力场后, 将土体的强度参数(粘聚力 c 和内摩擦角的正切值 $\tan\varphi$)

逐步折减, 当边坡达到极限状态时, 强度参数的折减倍数即定为安全系数。

有支护的开挖边坡具有一些特殊性, 例如涉及到土与结构的相互作用, 开挖引起应力场的明显变化, 这些都会影响边坡稳定性。传统的极限平衡法难以考虑这些复杂情况, 而有限元强度折减法能方便地考虑各种因素对稳定性的影响。现行规程^[8]规定: 多层支点排桩、地下连续墙嵌固深度设计值 h_d 宜按圆弧滑动简单条分法确定。同时也指出由于公式未考虑锚杆或支撑对土体整体稳定的作用, 故结果偏于安全。在我

国, 基坑开挖深度越来越深, 多支点支护开挖边坡的稳定性分析也显得更为重要。

本文探讨了基于弧长控制法的强度参数折减有限元方法在多支撑支护开挖边坡稳定性分析中的应用, 并分析指出了考虑支点极限承载力在合理评价多支点挡墙支护边坡稳定性中的重要性。同时将强度参数折减有限元法结果与圆弧滑动简单条分法和毕肖普法的计算结果进行了对比, 对几种情况进行了分析讨论, 证明了所建议方法的合理性和有效性。

1 强度参数折减有限元法及计算模型

1.1 强度参数折减有限元方法基本思想

要计算基坑开挖至底面时具多支点支护结构边坡的整体稳定性安全系数, 首先建立有限元模型、确定计算参数, 其中土层的强度参数的初始输入可采用一般工程上常用的标准值, 进行分步开挖、架设支撑模拟。然后保持该工况的边界条件不变, 将各土层的强度 (粘聚力 c 和内摩擦角的正切值 $\tan\varphi$) 逐步折减相同倍数, 直至达到极限状态时, 强度参数的折减倍数定为安全系数 F_s , 即

$$F_s = \text{破坏时强度参数折减倍数} \\ = \frac{\text{初始强度}}{\text{破坏时强度}} \\ = \frac{C_{\text{初始输入值}}}{C_{\text{破坏时值}}} = \frac{(\tan\varphi)_{\text{初始输入值}}}{(\tan\varphi)_{\text{破坏时值}}} \quad (1)$$

在具体运用强度参数折减有限元法计算土坡稳定安全系数时, 不同学者对极限状态的确定有所差异。目前有三类方法: 第一种认为计算不收敛便是极限状态; 第二种假定塑性区连通时达到极限状态; 第三种是弧长控制法及改进的弧长控制法^[6]。三种方法各有优缺点, 第一、二两种方法目前使用较多, 因为用一般的通用有限元程序容易实现, 但在有些情况下, 计算结果可能会有较大误差。而弧长法是目前解决极限荷载分析、结构局部失稳、材料软化, 局部失效导致承载力下降等问题的有效方法。

文献[6]详细描述了改进弧长法的计算步骤。本文采用相似的计算方式:

(1) 在计算出开挖到坑底的应力状态后, 将土的强度参数折减倍数增大一较小的增量, 得到折减后的强度参数, 同时交界面强度作相应变化。

(2) 按折减后的强度参数考查各应力点的应力状态, 对新的屈服点按摩尔-库伦准则将应力修正到新的屈服面上, 其修正过程参见文献[6]。

(3) 经以上应力修正后, 计算体系的不平衡力, 在保持刚度不变的前提下, 再计算该不平衡力引起的

位移增量, 计算应变和应力增量。

(4) 保持刚度不变, 迭代至规定的收敛误差。

(5) 施加新的荷载增量, 这里实际上是通过增加一较小的强度折减增量来减小强度参数, 重复 (1) ~ (4) 步计算。

荷载增量的施加采用弧长控制法, 从而能精确地计算出极限荷载。

在非线性分析中常用的荷载控制法仅适用于弹性-完全塑性材料屈曲前路径 (如莫尔-库伦材料) 的跟踪或应变硬化型材料; 位移控制法可用于全过程的跟踪, 但位移控制点不易选取, 且所选控制点的位移必须一直增大, 因而也有局限性。另外, 对于结构变形存在跳回现象的情况, 位移控制法也无法胜任。

弧长控制法可用于弹塑性全过程的跟踪, 它克服了传统的牛顿迭代法无法跨越结构非线性屈曲平衡路径上的临界点 (分支点及极值点) 的困难, 能够在迭代求解过程中自动调节增量步长, 跟踪各种复杂的非线性屈曲平衡路径全过程。其基本原理^[9-10]即在迭代过程中调整荷载增量的大小, 追踪以给定弧长为约束条件的解。比较图 1 (a)、(b), 可看出弧长控制法的优点, 在追踪荷载-位移水平段路径时易于收敛。

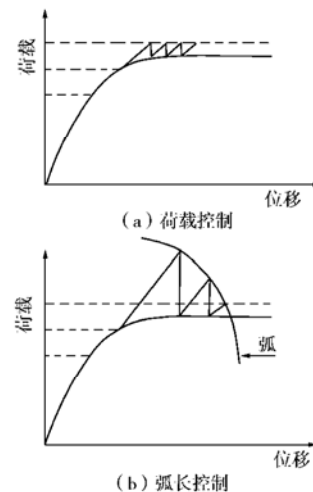


图 1 荷载控制与弧长控制的比较

Fig. 1 Comparison between load controlling and arc-length controlling

在利用有限单元法对结构进行非线性分析时, 弧长法的求解过程可以概述为寻找一组位移向量 u 和荷载参数 λ , 以使结构内的不平衡结点力向量收敛至规定的误差范围内。在结构的非线性分析中, 对于静力问题, 有限元增量迭代方程常表示为

$$[K]\{\Delta u\} = \lambda\{P\} + \{R\} \quad (2)$$

式中 $[K]$ 为结构切线刚度矩阵; $\{\Delta u\}$ 为位移增量向量; $\Delta\lambda$ 为荷载增量参数; $\{P\}$ 为外加参考荷载向量; $\{R\}$ 为上一增量步的不平衡力 (残余力) 向量。

弧长法就是在求解上述方程的同时, 增量位移 Δu 和荷载增量参数 λ 同时满足一约束方程, 用该约束方程强迫迭代过程沿着给定的路径趋近于结构的平衡状态。该附加约束方程一般式表示为

$$f(\Delta u, \lambda) = \Delta l, \quad (3)$$

其中, Δl 为增量弧长。弧长法便是联立求解方程 (2)、

(3), 求出增量位移 Δu 和荷载增量参数 λ 。文采用的Crisfield弧长法, 则取

$$\Delta u^T \Delta u = C. \quad (4)$$

可见, 弧长法同时控制 λ 与 Δu 。 λ 与 Δu 可正可负, 当 λ 为负值时, 则为卸载, 因而可解各种复杂的非线性过程。

1.2 有限元模型和材料性质

用于分析的有限元网络如图 2 所示。有限元网络由 1580 个六节点三角形平面应变单元, 3324 个节点组成。模型长为 90.0 m, 竖向取 54.0 m, 模型右上角为开挖部分: 开挖深度自地面往下为 13.0 m, 水平方向自右边界至支护墙内边线距离为 40.0 m。支护墙体厚 600 mm, 也用六节点三角形平面应变单元模拟, 对比分析发现, 在分析稳定性时, 挡墙使用具有实际厚度的单元模拟比使用梁单元更准确。墙后 20.0 m 范围内地面施加 20 kPa 竖向压力。模型两侧在水平方向固定, 底部水平和竖向两方向均固定。支护墙体周围有限元网格划分加密, 如图 2 所示, 加密区长 39 m, 深 26 m, 同时, 该区域也是有限元分析结果报告区。

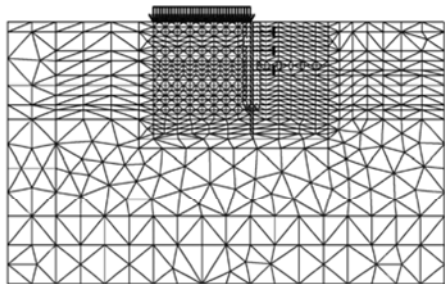


图 2 深基坑模型有限元网络

Fig. 2 Finite element mesh for deep excavation model

土体用摩尔-库仑材料模型, 基本分析时土体按均一土层考虑, 初始输入参数为: 粘聚力 $c = 15$ kPa, 内摩擦角 $\varphi = 15^\circ$ 。挡墙和周围土体之间设置无厚度的交界面, 交界面按摩尔-库仑准则控制的弹性完全塑性模型考虑, 材料强度参数 (粘聚力 c 和内摩擦角 φ) 取周围土体的 60%。支撑用弹塑性弹簧模拟, 计算参数为: ① EA/L (kN/m), 其中 E 为支撑材料的弹性模量, A 为支撑杆件横截面面积, L 为支撑的水平间距; ②最大支撑力 $F_{\max}$ 取 $f_c A/L$ (kN/m), 其中, f_c 一般可取支撑材料强度标准值, 如取设计值设计计算

结果更安全。

2 稳定安全系数的有限元计算

2.1 开挖模拟

设某基坑开挖深度 13 m, 设三道支撑, 开挖模拟分 9 步: ①计算初始应力: 按总应力法进行计算, 初始竖向总应力取 $\sigma_{v0} = \sum \gamma_i h_i$, 水平总应力取 $\sigma_{h0} = K_0 \sigma_{v0}$, $r = 18.0$ kN/m³, 静止侧压力系数 $K_0 = 0.65$ 。②建造挡土结构, 加地面超载 $q_0 = 20$ kPa。模拟时将预设的挡墙区材料性质改为 C30 混凝土, 按弹性介质考虑, 即不考虑挡墙本身材料的破坏对稳定性的影响, 取弹性模量 $E = 2 \times 10^7$ kPa, 泊松比取 0.2。 $r = 24.0$ kN/m³。③开挖至 -2.0 m。④设置第一道支撑, $E_1 A_1/L = 6.0 \times 10^5$ kN/m, $F_{\max 1} = 300.0$ kN/m。⑤开挖至 -6.0 m。⑥设置第二道支撑, $E_2 A_2/L = 9.9 \times 10^5$ kN/m, $F_{\max 2} = 495.0$ kN/m。⑦开挖至 -10.0 m。⑧设置第三道支撑, $E_3 A_3/L = 1.17 \times 10^6$ kN/m, $F_{\max 3} = 585.0$ kN/m。⑨开挖至 -13.0 m。

在第⑨步计算的基础上, 逐步降低土的强度参数 c 和 $\tan \varphi$, 按弧长法进行极限状态计算。图 3 为边坡破坏后位移场, 清楚地显示滑动土体。同时结果也显示此时第二、第三道支撑轴力达到极限荷载。

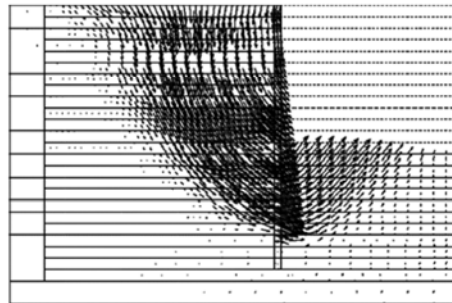


图 3 开挖边坡总位移矢量图

Fig. 3 Total displacement in excavated slope

2.2 稳定安全系数及与挡墙嵌固深度的关系

取墙后土体位移-强度降低系数关系曲线的水平段对应的强度降低系数为边坡稳定性安全系数, 如图 4 所示, 该曲线显示, 开始阶段, 随着强度参数折减系数的增大, 位移值增加相对较小, 强度折减系数达到一定值时, 位移急剧增大, 然后转为近似水平, 具多支点的深基坑支护体系失稳前后的荷载-位移的关系采用弧长控制法能很好地进行全过程追踪。多点采样分析知在滑动范围内的土体具有几乎完全相同的位移-强度降低系数关系曲线。从图 4 也注意到, 位移-强度降低系数 (荷载) 曲线大多数情况具有一峰值, 然后荷载略有降低后趋于水平, 而且在趋于水平的过程中, 荷载会有小量增减, 这些情况的出现, 本质上是

由于支撑和土体的刚度、强度均相差较大造成的, 另外计算上弧长法则是根据一定的收敛标准, 用附加约束方程强迫迭代过程沿着给定的路径趋近于结构的平衡状态来求得荷载增量的, 所以该荷载增量在系统达到极限后略有增减(由 λ 正负决定)是完全正常的。而纯土坡类均质材料构成的系统则一般无峰值和荷载减小情况。

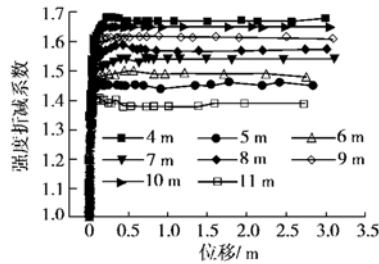


图 4 位移 - 强度参数折减系数曲线

Fig. 4 Curves of displacement versus coefficient of strength parameter reduction

图 4 还显示了在所有其它条件相同, 墙体嵌固深度取 4~11 m 时, 墙后土体位移 - 强度降低系数曲线的变化, 图中清楚地表明, 边坡稳定性安全系数随嵌固深度加大而增大。表 1 列出了具体安全系数, 可见, 对于给定计算条件, 挡土结构嵌固深度从 4.0~11 m 时, 根据强度参数折减有限元方法确定的稳定性安全系数从 1.39 变化到 1.68。

2.3 对比分析

强度参数折减有限元方法考虑了土与支护结构之间的交界面、支撑的重要影响。规程推荐的圆弧滑动简单条分法未考虑支点力的影响, 显然更安全。为了解不同方法之间的差异及支点力的影响, 采用圆弧滑动简单条分法和毕肖普法进行了对比计算。运用极限平衡法计算时, 又分了不考虑支点力和考虑支点力两种情况。考虑支点力的圆弧滑动简单条分法和毕肖普法相应的计算公式分别为

$$F_s = \frac{\sum [c_i l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i]}{\sum W_i \sin \alpha_i - \sum Dd}, \quad (5)$$

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{ai}} [cb_i + W_i \tan \varphi_i]}{\sum W_i \sin \alpha_i + \sum Q_i \frac{e_i}{R} - \sum Dd}, \quad (6)$$

式中, D 为支点力, d 为支点力至滑动圆心的垂直距离, 其它符号参见文献[11]。

对于有挡土桩墙结构支护的情形, 以上公式考虑支点力这类集中力对稳定性的影响是可行的, 计算也较方便。其中支点力需通过合理方法事先确定, 这里采用了两种取值: 第一种为本文有限元计算得到的开

挖至坑底时各道支撑的受力(表 1); 第二种将第二、第三道支撑力取为支撑极限承载力, 第一道支撑力取值与第一种取值相同。显然第一种取值计算结果仍属安全, 第二种支点力取值依据本文的有限元稳定性分析表明, 失稳时第二、三道支撑均达到极限状态, 而第一道支撑支点力虽有增加, 但变化不大。对于多支点支护体系, 如本例三道支撑的情况, 如果下面二道支撑破坏, 整个支护即会失稳。这一点可从两方面分析: 第一, 分析接近失稳前后各计算步的支点状态, 对于支点按弹塑性考虑时, 只有当第二、三道支点达到极限状态时, 系统才会很快失稳; 第二, 如果改为将各支点按弹性考虑, 进行类似的强度折减稳定性分析, 则表明当其它条件相同时, 稳定性安全系数大幅提高, 例如对于挡墙嵌固深度为 10 m 时, 对应于墙后土体位移 - 强度降低系数关系曲线的水平段对应的强度降低系数(即定义的稳定性安全系数)达 3.0 以上, 这时支护结构并未破坏, 而墙后土体表现出的极限状态则是由于土体绕过墙底向坑内涌入造成的。可见, 对于多支点支护体系的稳定性分析, 合理考虑支点条件是必要的。

由表 1 可见, 当不考虑支点力时, 圆弧滑动简单条分法和毕肖普法结果明显小于强度参数折减有限元法的结果, 毕肖普法计算结果略大一些。根据现行规程应用圆弧滑动简单条分法计算, 当嵌固深度达 11 m 时, 安全系数为 1.34 > 1.30, 可满足要求。而用强度参数折减有限元法对应的安全系数为 1.68; 当按第一种方式考虑支点力时, 用圆弧滑动简单条分法计算的安全系数仍然低于强度参数折减有限元法的结果, 对应条件下用毕肖普法计算的结果已与强度参数折减有限元法结果很接近; 当按第二种方式考虑支点力时, 用圆弧滑动简单条分法计算的安全系数已接近强度参数折减有限元法的结果, 对应条件下用毕肖普法计算的结果明显高于强度参数折减有限元法计算的结果。

综上所述, 在考虑相近的支点力条件下, 强度参数折减有限元法计算的安全系数介于圆弧滑动简单条分法和毕肖普法两种方法之间, 说明本文采用的强度参数折减有限元法计算的安全系数是可信的。同时也说明极限平衡法采取适当方式考虑支点力是可取的。

3 稳定性与挡墙支点条件的关系

从以上分析可见, 依据考虑支点力的极限平衡法得到的多支点支护边坡稳定性安全系数随支点力的不同而有明显变化。强度参数折减有限元法计算边坡达到失稳时, 一些支撑已达到极限状态说明支点条件也会影响到计算结果。为了进一步考查支点条件对强度

表 1 不同方法得到的安全系数
Table 1 Safety factor obtained by different methods

嵌固深度/m	开挖至坑底支撑力计算值 $F_{计}$ ($kN \cdot m^{-1}$)	有限元法 (考虑支撑 刚度和极 限承载力)	稳定安全系数					
			不考虑 支点力	圆弧滑动简单条分法		毕肖普法		
				$F_{上}=F_{计上}$	$F_{上}=F_{计上}$	不考 虑支 点力	$F_{上}=F_{计上}$	$F_{上}=F_{计上}$
				$F_{中}=F_{计中}$	$F_{中}=F_{计中}$		$F_{中}=F_{计中}$	$F_{中}=F_{计中}$
4.0	$F_{计上}=85; F_{计中}=352; F_{计下}=366$	1.39	0.91	1.15	1.32	1.04	1.33	1.54
5.0	$F_{计上}=78; F_{计中}=341; F_{计下}=374$	1.45	0.95	1.17	1.32	1.11	1.37	1.54
6.0	$F_{计上}=76; F_{计中}=341; F_{计下}=372$	1.49	1.00	1.20	1.34	1.18	1.42	1.59
7.0	$F_{计上}=74; F_{计中}=341; F_{计下}=365$	1.54	1.07	1.26	1.39	1.26	1.49	1.64
8.0	$F_{计上}=72; F_{计中}=341; F_{计下}=357$	1.57	1.14	1.33	1.46	1.33	1.56	1.72
9.0	$F_{计上}=72; F_{计中}=341; F_{计下}=355$	1.61	1.20	1.39	1.51	1.40	1.63	1.78
10.0	$F_{计上}=72; F_{计中}=341; F_{计下}=351$	1.65	1.27	1.46	1.58	1.49	1.71	1.85
11.0	$F_{计上}=73; F_{计中}=345; F_{计下}=350$	1.68	1.34	1.53	1.65	1.56	1.79	1.93

注：支撑极限承载力为： $F_{极上}=300/(kN \cdot m^{-1})$ ， $F_{极中}=495/(kN \cdot m^{-1})$ ， $F_{极下}=585/(kN \cdot m^{-1})$ 。

表 2 安全系数与支撑条件、嵌固深度关系
Table 2 Relationship of safety factor with braced conditions and embedded depth

支撑条件(支撑道数、位置及支点力)						不同支点条件和嵌固深度下的稳定安全系数							
第一道		第二道		第三道		嵌固/m							
位置 /m	$F_{极}$ ($kN \cdot m^{-1}$)	位置 /m	$F_{极}$ ($kN \cdot m^{-1}$)	位置 /m	$F_{极}$ ($kN \cdot m^{-1}$)	4	5	6	7	8	9	10	11
-2.0	300.0	-6.0	495.0	-10.0	585.0	1.39	1.45	1.49	1.54	1.57	1.61	1.65	1.68
-2.0	450.0	-6.0	630.0	-10.0	630.0	1.47	1.52	1.56	1.57	1.61	1.66	1.70	1.75
-2.0	600.0	-6.0	840.0	-10.0	840.0	1.62	1.67	1.68	1.71	1.75	1.78	1.81	1.83
-2.0	300.0	-8.0	585.0									1.44	1.45
-2.0	300.0	-8.0	840.0									1.57	1.61

参数折减有限元法计算结果的影响，在上述不同嵌固深度基础上，变化支撑极限承载力和支撑位置进行了进一步计算，计算结果汇总在表 2。

如果保持支撑位置和道数不变，将第一道支撑的极限承载力改为 450 kN/m，第二、第三道支撑极限承载力改为 630 kN/m，实际设计时可通过改变支撑截面和水平间距调整，同时支点刚度 $EAIL$ 也作相应变化。计算显示，在嵌固深度为 4.0~11.0 m，安全系数为 1.47~1.75；同样若将第一道支撑的极限承载力改为 600 kN/m，第二、第三道支撑极限承载力改为 840 kN/m，安全系数为 1.62~1.83；可见随着支点极限承载能力的提高，稳定性安全系数明显增大。

如果将支撑改为两道，例如分别设在-2.0 m 和 -8.0 m 处，通过计算取了两种合适的支点力（见表 2），这时安全系数大幅减小，只计算了嵌固深度为 10.0 和 11.0 m 的情况，更浅的嵌固深度计算意义不大。同样支点极限承载力提高时，安全系数增大。

尽管支点条件对稳定性的影响显著，但设计时要综合考虑。支点极限承载力取得过大有时是不经济的，一般可通过最不利工况的计算，确定支撑的位置、道数及截面等，使得支撑极限承载力大于最不利工况情况下支撑受力的一定倍数，如果前述强度参数折减有限元法计算中用到的支撑极限承载力取支撑材料强度设计值计算时（偏安全），根据规程公式 $T_{dj} \geq 1.25\gamma_0 T_{cj}$ ，

可取支撑极限承载力大于最不利工况下支撑受力的 1.375 倍（即取 $\gamma_0=1.1$ ）。如强度参数折减有限元法计算用到的支撑极限承载力取支撑强度标准值计算时，则应适当提高这一系数。

另外，分析表明，支撑刚度变化主要对各开挖建造工况的支撑力和变形影响较大，而对稳定性影响不敏感，且支撑的承载力和刚度是有一定的联系。

在支撑条件确定后，再根据所需稳定性安全系数运用强度参数折减有限元法确定桩墙嵌固深度，必要时再返回适当调整支撑情况计算，因为嵌固深度变化对支撑受力又有一定影响。

4 结 论

本文探讨了强度参数折减有限元法在多支撑支护开挖边坡稳定性中的应用，提出了将支点条件的影响按弹塑性考虑的方法，分析了支点条件和嵌固深度对安全系数的影响，所计算的安全系数均为假定挡土结构本身的强度足够为前提，并与圆弧滑动简单条分法和毕肖普法计算结果进行了对比。主要结论如下：

(1) 在考虑相近的支点力条件下，强度参数折减有限元法计算的安全系数介于圆弧滑动简单条分法和毕肖普法两种方法之间，说明本文采用的强度参数折减有限元法计算的安全系数应是可信的，强度参数折减有限元法具有不需事先规定滑动面、能方便合理地

考虑支点条件的影响, 还能与开挖建造模拟、变形计算相结合等优点。同时建议了简单圆弧滑动条分法和毕肖普法计算中对支点力的考虑方法。

(2) 圆弧滑动简单条分法(不考虑支点力)安全系数最小, 规程给出的大于等于 1.3 的标准, 是以工程经验为基础的, 在保证工程安全、经济方面起了重要作用, 对于应用强度参数折减有限元法计算结果设计取值标准初步认为大于等于 1.7 是安全的, 但由于影响因素很多, 如支撑条件、土层情况等, 所以相应的设计控制标准尚需进行大量的对比研究。

(3) 支撑和挡墙嵌固深度的确定必须从变形控制、稳定性安全和经济的综合角度考虑, 在变形满足要求的前提下, 一般可先依据支撑的强度安全储备确定支撑设计, 从而确定强度参数折减有限元法计算中的支点极限承载力, 然后求出满足一定稳定性安全系数的桩墙嵌固深度。必要时调整支撑设置重新校核嵌固深度, 所确定的嵌固深度尚需满足其它稳定性要求。

参考文献:

- [1] DUCCAN J M. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, **122**(7): 577 - 596.
- [2] 郑颖人, 赵尚毅, 时为民, 等. 边坡稳定分析的一些进展[J]. 地下空间, 2001, **21**(4): 262 - 271. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, SHI Wei-min, et al. Progress in analysis of slope stability[J]. Underground Space, 2001, **21**(4): 262 - 271.)
- [3] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, **19**(2): 1 - 7. (SONG Er-xiang. Finite element analysis of safety factor for soil structures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **19**(2): 1 - 7.)
- [4] 连镇营, 韩国城, 孔宪京. 强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(4): 401 - 411. (LIAN Zhen-ying, HAN Guo-cheng, KONG Xian-jing. Stability analysis of excavation by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(4): 401 - 411.)
- [5] 赵尚毅, 郑颖人, 时为民, 等. 用有限元法强度折减法求边坡稳定性安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(4): 343 - 346. (ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min, et al. Analysis on safety factor of slope by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(4): 343 - 346.)
- [6] 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. (SONG Er-xiang, GAO Xiang, QIU Yue. Finite element calculation for safety factor of soil nailing through reduction of strength parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(3): 258 - 263.)
- [7] HWANG J, DEWOOLKAR M, KO H Y. Stability analysis of two-dimensional excavated slopes considering strength anisotropy[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**: 1026 - 1038.
- [8] JGJ120—99 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. (JGJ120—99 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1999.)
- [9] CRISFIELD M A. A fast incremental/ iterative solution procedure that handles “snap-through” [J]. Computers & Structures, 1981, **13**: 55 - 62.
- [10] FENG Y T, PERIC D, OWEN D R J. A new criterion for determination of initial loading parameter in arc-length methods[J]. Computers & Structures, 1996, **58**(3): 479 - 485.
- [11] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996: 304 - 309. (QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Geotechnics theory and numerical method[M]. Beijing: China Water Power Press, 1996: 304 - 309.)