

# 基坑土钉支护安全系数的强度参数折减有限元方法

## Finite element calculation for safety factor of soil nailing through reduction of strength parameters

宋二祥, 高翔, 邱玥

(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

**摘要:** 针对基坑土钉支护讨论其安全系数的强度参数折减有限元计算方法, 包括土钉支护体系的三维有限元模型、安全系数的折减强度参数计算、极限状态的确定以及极限状态下的计算方法等。按所建议方法, 编制了三维有限元计算程序, 并给出算例, 展示了所建议计算模型和方法的有效可靠性。此外, 还对有限元方法计算的安全系数与现行土钉支护规程建议公式所计算安全系数的可比性进行了讨论。

**关键词:** 安全系数; 折减强度参数法; 土钉支护; 三维有限元

**中图分类号:** TU 432      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2005)03-0258-06

**作者简介:** 宋二祥(1957-), 男, 博士, 河北博野人, 现任清华大学土木工程系教授、博士生导师、系主任, 主要从事地基基础、基坑支护及地下结构等方面的教学及科研工作。

SONG Er-xiang, GAO Xiang, QIU Yue

(Dept. of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** In connection with soil nailing support for deep excavations, the calculation of safety factor by finite elements based on the concept of reduction of strength parameters is discussed, including the three dimensional finite element models for soil nailing, the calculation of safety factor through reduction of strength parameters, the identification of limit state and calculation techniques for limit state analysis. A computer program is developed based on the proposed computation model, and numerical examples are given to show the reliability and effectiveness of the model. Moreover, the comparability between the safety factor calculated by FEM and that by the formula in the current design code is also discussed.

**Key words:** safety factor; strength parameter reduction; soil nailing; 3D finite element

## 0 引 言

土钉支护由于其经济有效、施工便捷等突出优点, 在边坡加固及基坑支护中广泛应用<sup>[1]</sup>。土钉支护的稳定性安全系数计算, 是其设计中的重要内容, 一般采用与土坡稳定分析类似的条分法, 比如瑞典条分法、毕肖甫方法等。这类方法实质上是假定土体的强度参数(内聚力  $c$  及内摩擦角的正切值  $\tan \varphi$ ) 折减某一倍数(安全系数)后, 体系刚好达到极限状态, 由此极限状态的平衡给出求解安全系数的方程。如此定义其稳定安全系数, 是由土工结构的受力特点及材料强度的摩擦特性所决定的。

用条分法计算边坡及基坑稳定的安全系数, 一般需事先假定破坏滑移面的形状, 再设定其多个不同位置, 通过试算找出最小安全系数所对应的破坏滑移面。显然, 对于一些较复杂的情况, 这种分析方法有着一定的盲目性, 计算也较繁琐。

因此, 有研究者提出用有限元法计算与上定义相同的安全系数。此时, 在计算过程中将土体的强度参

数逐步折减, 当体系进入极限状态时, 强度参数的折减倍数便是体系的安全系数。本文第一作者在上世纪 90 年代曾对此方法进行过一定研究<sup>[2]</sup>, 着重讨论了强度参数折减过程中, 当体系临近和处于极限状态时的计算。目前, 土坡稳定安全系数计算的强度参数折减有限元法在国内已引起不少研究者的注意, 相继有多篇有关论文发表, 所用方法的差异主要集中在极限状态的确定。不同研究者提出了不同的方法<sup>[3-4]</sup>, 有人认为计算不收敛便是极限状态, 有人假定塑性区连通便是极限状态, 等。

本文针对基坑土钉支护的安全系数计算, 讨论强度参数折减的有限元计算方法, 将本文第一作者在 1997 年发表的方法用于土钉支护安全系数的计算。文中叙述了方法的具体过程, 并对极限状态的判定、临近及进入极限状态时的计算方法等进行了讨论。之后给出算例展示了所建议方法的可行性。此外, 还对有限元方法计算的安全系数与现行土钉支护规程建议公

基金项目: 北京市自然科学基金资助项目(8992009)

收稿日期: 2004-04-08

式所计算安全系数的可比性进行了讨论。

## 1 计算模型及方法

### 1.1 土钉支护的三维有限元模型

土钉支护本身属于三维问题, 所以这里采用三维有限元模型进行分析。土体用 20 节点六面体单元模拟, 土钉用 3 节点 Mindlin 梁单元模拟, 这样可使二者变形协调。一般土钉以受拉为主, 故亦可用拉杆单元来模拟。钉-土界面用分离式弹簧来模拟。

在以下的算例中, 暂不考虑整个基坑由于角区存在等原因引起的三维作用, 而是着重分析基坑边长中部的性态。由于土钉的布置往往保持大体相同的间距, 所以可取出与一系列土钉对应的一片土体来计算。此片土体的厚度, 对于在坑壁按矩形网格及梅花形布置的土钉均等于土钉水平间距 (以梅花形布置土钉的情况为例示于图 1)。由于在基坑边长中部, 与此片左右两面对应的竖直面均可视为对称面, 面内各点的法向位移为零, 剪力为零, 亦即边界条件明确。进一步分析可知, 对如上取出的薄片, 可再利用对称性, 取一半厚度来计算。

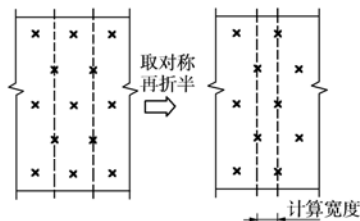


图 1 计算区域的选取

Fig. 1 Width of the calculation domain

如上选取计算对象, 集中分析土钉支护本身特有的三维性, 同时其安全系数计算结果也与一般条分法的计算结果有可比性。同二维模型相比, 这里的三维模型可较好模拟钉-土界面的性质, 这对分析土钉内力及土钉的拔出破坏等是很必要的。如采用平面模型, 则土钉在与计算平面的垂直方向被人为连续化, 这种人为扩展成一片的“土钉”将其上下土体完全分开, 夸大了界面面积, 影响土钉内力的计算, 还不可能计算土钉的拔出破坏。由此可见这里的三维模型同平面模型相比有其突出的优点及重要的实际意义。

钉-土间的界面这里用离散弹簧来模拟。从前述分析可知, 土钉所在的竖直面在理论上仅有面内位移, 所以模拟钉-土界面的弹簧仅需布置在土钉的长度方向 (切向) 及垂直方向 (法向), 即双弹簧单元<sup>[5]</sup>。弹簧单元的刚度应取较大值, 其强度则在法向应为不抗拉弹簧, 在切向假定为理想塑性弹簧。根据土钉拉拔试验, 切向弹簧的强度值应主要由土性及注浆压力等

决定, 在深度大于一定值时该强度将不随深度增加。所以, 在程序输入中应根据试验确定钉-土界面的强度值。但应注意, 该输入强度值仅当它小于按土钉周围土体强度参数及正应力水平计算的抗剪强度时, 它才会起作用, 否则钉-土滑移面将出现在土钉周围的土体中。

土体的应力应变关系用 Drucker-Prager (DP) 模型来描述。对土体破坏状态的模拟, Mohr-Coulomb (MC) 模型是公认更符合实际的模型, 但其计算较复杂。在用 DP 模型近似 MC 模型时, 在主应力空间的屈服面可有外接锥 (压力锥)、内接锥 (拉力锥) 及内切锥等不同的近似形式。显然, 哪种近似形式更符合实际将取决于具体问题中塑性区应力的 Lode 角。按本课题组的研究, 对这里所分析的问题以采用内切锥为好, 因为对于开挖问题, 破坏滑移面附近区域应力路径是在受拉区附近。按土的实际性质, 在弹塑性模型中采用不相适应的流动法则。

### 1.2 安全系数的折减强度参数计算基本方法

以往有研究者在用折减强度参数有限元法计算安全系数时, 由于所用软件限制, 采用降低不同倍数的土体强度参数分别进行模拟开挖的计算, 当所取参数使基坑计算到预定的深度而破坏时, 则实际强度参数与所用强度参数的比即为所求安全系数。这种方法计算量大, 还难以得出准确的安全系数值。此外, 由于在开挖计算中便采用降低的强度参数, 计算过程与强度参数的定义不甚吻合。

本文在计算时, 首先用所给强度参数的标准值进行模拟开挖与建造的计算, 以得到基坑开挖到坑底 (或某一拟分析稳定性的深度) 时的内力状态。开挖与建造过程的模拟方法可参见文献[6]。之后分步降低土体强度参数值进行迭代计算, 直至体系进入极限状态, 由此得出相应的安全系数。具体计算步骤大体如下:

(1) 将强度参数折减倍数增大一个较小的增量, 如 0.1, 计算折减后的强度参数。

(2) 按折减后的强度参数, 考察每一应力点的应力状态。由于强度参数减小, 屈服面所围弹性范围减小, 原来在屈服面内的应力点可能现在处于屈服面以外, 对这种应力点按塑性理论将其修正到新的屈服面上 (return mapping)。

(3) 如上修正应力之后, 体系的内、外力将不平衡。计算体系的不平衡力, 再计算由此不平衡力引起的位移增量, 进而计算应变及应力增量。

(4) 如上计算一次之后, 体系的平衡误差仍可能较大, 故需进行几次迭代。

迭代计算位移增量 (子增量) 的计算公式如下:

$$[K^e]\{\delta\Delta^i\} = \{F\} - \int [B]^T \{\sigma^{i-1}\} dV, \quad (1)$$

式中  $\delta\Delta^i$  为第  $i$  次迭代的位移子增量,  $\{\sigma^{i-1}\}$  为第  $i$  次迭代开始时的应力值,  $\{F\}$  是外部荷载。如上用总荷载和当前总应力计算不平衡力的方法可避免不平衡误差的积累。随着迭代次数的增加, 位移子增量将趋于 0。

计算过程中应力点位置的变化大体如图 2 所示: 屈服面  $L_1$  在降低强度参数后变为  $L_2$ , 原来位于  $L_1$  上的应力点  $A$ , 先修正到位于  $L_2$  上的  $B$  点, 随后的迭代使应力点在  $L_2$  上移动, 例如移到  $C$  点。

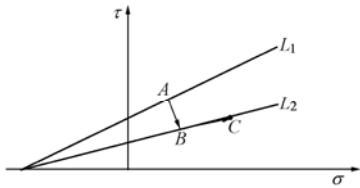


图 2 基本迭代法中的应力变化示意图  
Fig. 2 Stress path during standard iterations

### 1.3 极限状态的认定及计算

降低强度参数的计算要进行到体系进入极限状态, 而临近极限状态的计算是有难度的。所以有些研究者提出了不同的建议。一种建议是当计算不收敛时即可认为是极限状态, 这样处理自然可以避开临近极限状态的计算, 但在有些情况下计算结果可能会有较大误差。因为不收敛可由多种原因引起, 比如荷载步长过大, 或体系内不同部分的刚度相差悬殊而使其数值性态较差时, 都可发生不收敛的情况。还有一种建议是按塑性区的贯通来认定体系的极限状态, 这种方法也有其近似之处。因为在进入极限状态前, 土工结构的塑性区也可能是贯通的, 并且还可能较大。比如在计算一水平土层的自重应力时, 如果泊桑比的值偏小, 则开始计算时由于土体内剪应力水平较高, 整个土体均处于塑性。但通过弹塑性计算, 使水平应力增大, 体系保持稳定并不破坏。所以, 由计算显示的塑性区贯通来认定极限状态也是一种近似处理。

实际上, 如果由理想弹塑性材料构成的边坡进入极限状态时, 必然是其一部分土体相对于另一部分发生无限制的滑移。此时, 如画出滑移土体任一点的位移随强度参数折减倍数增大而发展的曲线(“荷载”一位移曲线), 该曲线将显示出折减倍数的很小增量会引起相当大的位移。如以位移为水平轴, 则该曲线将随折减倍数的增大而进入水平段。反过来说, 如果体系的“荷载”一位移曲线未进入水平段, 严格来说体系并未进入真正的极限状态。

当体系的“荷载”一位移曲线进入水平段时, 如画出其位移增量场, 则会发现, 滑移土体有明显的位

移增量, 而稳定区的位移增量几乎为零。这就清楚地显示了体系的一部分相对于另一部分的滑移, 也给出滑移面的位置。如将位移增量场用等值线图表示, 则在滑移面附近, 等值线最为密集。因相邻等值线的位移增量值之差相同, 而滑移面两侧的位移增量差别很大, 所以从其一侧到另一侧的较小距离内会有多条等值线。因此, 从“荷载”一位移曲线来判定体系极限状态的方法, 在表面上是考察一点的位移发展过程, 而实际上它包含以上的丰富内容。

而在“荷载”一位移曲线进入或临近水平段时的计算, 这里建议采用本文第一作者在文献[2]中建议的方法。这种方法是间接位移控制法(或称改进的弧长控制法)在安全系数计算中的应用。其基本思想是, 在每一“荷载”步的迭代计算中, 据不平衡力的大小来调整(一般是减小)所施加的荷载增量, 在这里就是将每一荷载步开始给出的折减倍数增量在迭代过程中再逐步调小。调整的原则是使该荷载步位移增量的长度保持初次迭代时的值, 而非无限发展。这样在每一荷载步开始, 将强度参数折减倍数增大一定量, 由此给出一定的位移增量, 随后又逐步将折减倍数增量调小, 而位移增量水平基本保持不变, 这样自然可以计算出曲线的水平段。

但在迭代过程中不断改变强度参数的折减量时, 屈服面也应随迭代过程变化, 这将使计算的收敛性差。实际实施中, 我们对上述思路进行了近似处理。如图 3 所示,  $L_1$  是本步折减强度参数前的屈服面,  $L_2$  是本步刚折减强度参数后的屈服面, 而  $L_3$  是迭代过程中将强度参数折减量调小后的屈服面。在计算过程中, 开始位于  $A$  的应力点, 先移到  $B$ , 再移到  $D$ 。这里我们假定从  $B$  到  $D$  的过程为, 从  $B$  到  $C$  再到  $D$ , 并假定  $CD$  与  $AB$  平行。在迭代过程中我们始终采用屈服面  $L_2$ , 但调整本步开始时刚折减强度参数后所计算不平衡力的荷载乘子  $m$ , 也就是调整施加此“荷载”的比例。同时据荷载施加的比例, 定出强度参数的实际折减量, 并按下式将位于屈服面  $L_2$  上的应力  $\{\sigma^{i-1}\}$  修正到  $L_3$  屈服面上的点  $D$ , 即把调整强度参数降低量后的实际应力近似取为

$$\{\sigma^{i-1}\} = \{\sigma_C^{i-1}\} + (1 - m^{i-1})(\{\sigma_A\} - \{\sigma_B\}), \quad (2)$$

这里下标  $A$ 、 $B$ 、 $C$  给出应力在图 3 中所对应的点。

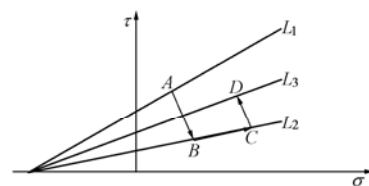


图 3 使用间接位移控制法时的应力变化示意图  
Fig. 3 Stress path with indirect displacement control

由于修正到新屈服面上的应力点并非总对应原来屈服面上的点, 式 (2) 的修正也并非精确, 故这里的处理方法是近似的。但如果注意到在结构接近破坏时, 土的强度参数几乎不再变化, 则不难理解上述处理方法的最终误差将是很小的。

将式 (2) 代入式 (1), 再利用

$$[B]^T \{\sigma_A\} dV = \{F\} \text{ 及 } m^i = m^{i-1} + \delta m^i$$

有

$$[K^e] \{\delta d^i\} = \{R^{i-1}\} + \delta m^i \{\bar{R}\}, \quad (3)$$

其中

$$\begin{aligned} \{R^{i-1}\} &= \{F\} - (1 - m^{i-1})(\{F\} - \int [B]^T \{\sigma_B\} dV) - \\ &\int [B]^T \{\sigma_c^{i-1}\} dV, \\ \{\bar{R}\} &= \{F\} - \int [B]^T \{\sigma_B\} dV. \end{aligned}$$

由上式可见, 在迭代过程中仅应力  $\{\sigma_c^{i-1}\}$  在屈服面  $L_2$  上变化。

同时, 按保持位移增量矢量长度不变的原则确定荷载乘子的调整量。由位移增量矢量的长度不变, 又可得如下近似式

$$\{\Delta d^{i-1}\}^T \{\delta d^i\} = 0, \quad (4)$$

将式 (3) 代入上式可以导出迭代中依据不平衡力的大小调整荷载乘子的公式为

$$\delta m^i = -\frac{\{\Delta d^{i-1}\} [K_e]^{-1} \{R^{i-1}\}}{\{\Delta d^{i-1}\} [K_e]^{-1} \{\bar{R}\}}. \quad (5)$$

具体计算的过程是在每一次迭代开始, 由上次迭代计算的位移增量  $\{\Delta d^{i-1}\}$  及随后计算的不平衡力  $\{R^{i-1}\}$  按式 (5) 计算新的荷载乘子修正量  $\delta m^i$ , 之后再按式 (3) 计算新的位移子增量。

## 2 计算对比及讨论

### 2.1 有限元计算结果与规程公式的可比性

对于纯土边坡, 上述有限元法给出的安全系数与用较精确条分法计算的结果应是相同的。但对于土钉支护, 除方法本身的误差之外, 还有如下讨论的一些差异。

现行规程中土钉支护安全系数计算公式为<sup>[7]</sup>

$$F_s = \frac{\sum [(W_i + Q_j) \cos \alpha_i \cdot \tan \phi_j + (R_k / S_{hk}) \sin \beta_k \cdot \tan \phi_j + C_j (\Delta_i / \cos \alpha_i) + (R_k / S_{hk}) \cos \beta_k]}{\sum (W_i + Q_j) \sin \alpha_i}. \quad (6)$$

式中  $W_i$ 、 $Q_j$  为作用于土条  $i$  的重力及其他荷载,  $\alpha_i$  为土条  $i$  的底面与水平面的夹角,  $\Delta_i$  为土条  $i$  的宽度,  $\phi_j$  和  $C_j$  分别为土条  $i$  底面所处第  $j$  层土的内摩擦角和粘聚力,  $R_k$  为破坏面上第  $k$  排土钉的抗拉拔力, 取土钉自身强度与土钉伸入稳定区的一段被拔出的强度中的较小值。

将上式两端均乘以右端的分母, 再除以  $F_s$ , 即可看出该式计算安全系数的思路是将土体强度参数  $\tan \phi$  和  $C_j$  以及土钉抗拉拔力在滑移面切线方向的分量均折减  $F_s$  倍后, 列出平衡方程来求解安全系数。

而在有限元模型中, 土钉的抗拉拔强度并不显式出现。它将决定于钉-土界面抗滑移强度、土钉自身的强度以及周围土体强度中的最低者。以土钉自身强度足够的情况为例进行分析, 如折减后的土体强度参数给出的土钉周围土体强度低于界面强度时, 强度参数的折减将使土钉的抗拉拔强度减小。这样强度参数的折减将同时折减上式中的  $\phi_j$ 、 $C_j$  及  $R_k$ , 因此这时有限元法将比规程方法给出较小的安全系数。如土体强度参数折减后, 土钉周围土体的强度仍高于给定的界面强度值, 那么土钉抗拉拔强度将决定于后者。此时, 如果我们在有限元计算中同时折减界面强度, 则会给出较低的安全系数; 反之则会给出较高的安全系数值。由此可见, 对土钉支护来说, 有限元的计算结果一般来说在理论上只能与式 (6) 给出的结果近似对应。在本文目前采用的计算程序中, 我们暂不考虑土钉自身强度及界面强度的折减。

### 2.2 算例分析

算例一: 纯土边坡安全系数的计算

根据上述方法, 我们编制了三维有限元程序。该程序自然也可计算纯土边坡的稳定安全系数。为对程序进行检验, 这里先给一纯土边坡安全系数计算的例子。考虑一开挖形成的边坡, 坡高 25 m, 坡度为 1/2。所用有限元网格如图 4, 其中左边界距坡脚和右边界距坡肩均为 40 m, 底边界距坡底 25 m。土的变形模量取 20 MPa, 泊桑比 0.3, 内摩擦角  $\phi = 26.6^\circ$ , 内聚力  $c = 10$  kPa。

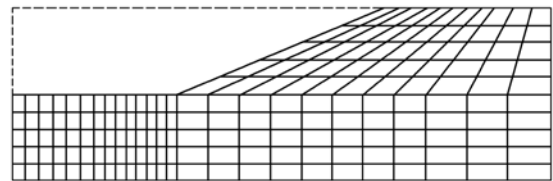


图 4 纯土坡的有限元网格

Fig. 4 Finite element mesh for a soil slope

在此算例中, 我们首先通过开挖左侧土体, 来形成图示的边坡。随后用折减强度参数法计算其安全系数。图 5 给出坡肩处水平位移随强度参数折减倍数(即计算安全系数)发展的曲线。可以看到当折减倍数为 1.46 时曲线几乎水平, 表明土的强度参数降低到该值时, 位移持续增大, 即土坡趋于破坏。所以计算的安全系数为 1.46。而按毕肖甫方法计算给出的安全系数 1.51, 两者误差仅约 3%。为给出与图 5 类似的曲线,

我们可取滑移土体上的任意一点，所有曲线自然将显示相同的安全系数。

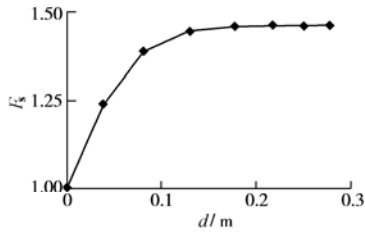


图 5 土坡坡肩水平位移—安全系数曲线

Fig. 5 Safety factor-displacement curve for the soil slope

图 6 还给出了土坡破坏时的位移增量场，由此图可以清楚地看出土坡破坏时的滑移面位置。

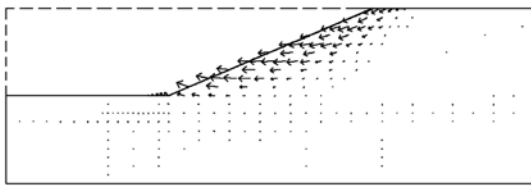


图 6 土坡破坏时的位移增量场

Fig. 6 Incremental displacement field of the soil slope

算例二：土钉支护安全系数计算

设坑深 9.15 m，竖直开挖，5 层土钉，钉长 6.1 m，倾角 20°，孔径 100 mm，梅花形布置，间距 1.83 m，最上排土钉距地面 0.915 m（见图 7）。土钉钢筋为直径 25 mm 的二级钢，钉土界面极限摩阻力 60 kPa。土体强度参数  $\varphi=25^\circ$ 、 $c=41$  kPa，泊桑比 0.3，模量由初始应力按  $k p_a (\sigma_3 / p_a)^n$  计算，其中  $p_a=100$  kPa， $n=0.75$ ，坑底上下土体  $k$  值分别取 450 和 700，如此取值考虑了开挖卸载时土体模量的增大。实际上这里计算的安全系数与模量无关。

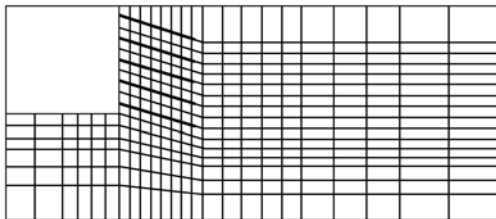


图 7 土钉支护有限元网格

Fig. 7 Finite element mesh for a nailed excavation

计算给出安全系数为 1.70（见图 8）。而我系开发的基于规程方法的土钉设计软件 SNCAD 计算给出的安全系数为 1.61。如前介绍的原因，有限元计算的结果略大一些。图 9 为位移增量场，同样可以看出土体破坏滑移的情况。

这里取第三排土钉，说明钉—土相对滑移情况。图 10、11 分别为开挖结束及降低强度参数到破坏时第三排土钉和相邻土体的位移沿钉长的分布。图中正值

为向坑内的位移。由图可见，在开挖结束时，土钉末端已有相对于土体的滑移，表现为此处土钉向坑内的位移明显大于土体。而在破坏阶段，这种滑移的范围更大也更明显。这种相对滑移是按平面模型所不能较好地模拟的。

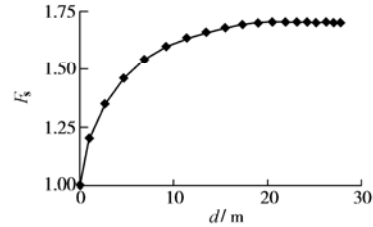


图 8 土钉支护坑壁水平位移—安全系数曲线

Fig. 8 Safety factor-displacement curve for the nailed excavation

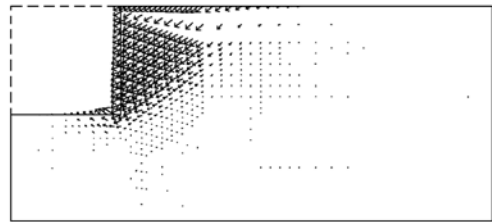


图 9 土钉支护坡面位移增量场

Fig. 9 Incremental displacement field of the nailed excavation

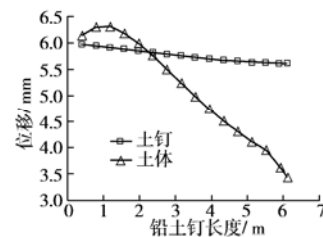


图 10 开挖结束时钉、土位移分布情况

Fig. 10 Displacement of nail and its adjacent soil after excavation

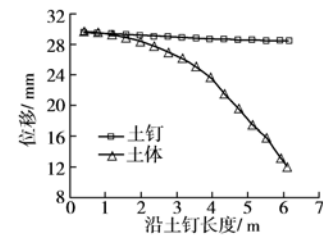


图 11 进入极限状态后钉、土位移分布

Fig. 11 Displacement of nail and its adjacent soil at limit state

### 3 结 论

本文针对基坑土钉支护，讨论其安全系数计算的强度参数折减有限元计算方法，并着重阐述了极限状态的判定以及临近极限状态时的计算，同时还对土钉支护的三维有限元模型、有限元计算结果与现行规程计算结果的可比性等问题进行了讨论，并进行了编程

计算。主要结论有以下几点:

(1) 本课题组建议的边坡极限状态的认定方法合理, 所给出的临近或处于极限状态时的计算方法能较准确计算土工结构的安全系数。

(2) 对土钉支护的受力变形分析, 特别是接近破坏情况下的分析, 有必要采用三维有限元模型。

(3) 对土钉支护问题安全系数的计算, 有限元方法的计算结果在理论上只能近似对应现行规程方法计算的结果。

#### 参考文献:

[1] 陈肇元, 崔京浩. 土钉支护在基坑工程中的应用(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.

[2] 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, 3(2): 1-7.

[3] 连锁营, 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): 407-411.

[4] 赵尚毅, 郑颖人, 时为民, 王敬林. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 343-346.

[5] 邱 玥. 基坑复合土钉支护的三维有限元分析[D]. 北京: 清华大学, 2001.

[6] 宋二祥, 邱 玥. 复合土钉支护的有限元分析[J]. 岩土力学, 2001, 3: 241-244.

[7] CECS96—97, 基坑土钉支护技术规程[S].

## 第七届全国“桩基工程技术”学术交流会

### 第1号通知(会议征文通知)

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会拟定于2005年9月在浙江宁波召开第七届联合年会, 会议的议题为: 1. 桩基工程理论与实践; 2. 讨论《建筑桩基技术规范》JGJ94—94的修订方案。现开始征集本届年会论文, 论文包括下列内容:

(1) 标准与规范 ①桩基工程新编规范(国家、行业、地方标准)介绍; ②对有关规范中强制性条文的执行和修改意见。

(2) 基本理论及科研成果 ①单桩、群桩承载性状; ②桩负摩阻力的理论与实践; ③桩基承载力、变形计算分析新理论、新方法; ④室内外原型及模型试验成果分析。

(3) 设计 ①新桩型的应用及有关设计问题; ②高层建筑的桩基设计有关问题; ③桩基工程质量事故处理, 及复杂桩基典型工程设计实例; ④桩基工程设计软件介绍。

(4) 施工 ①桩基施工新工艺、新工法; ②桩基施工常见事故现场处理方法及实例; ③复杂工程施工实例介绍; ④大直径桩、超长桩施工经验。

(5) 监理 ①监理对提高桩基质量和施工技术水平的经验

总结; ②桩基施工监理方法、手段及施工监理应注意的问题; ③工程监理大纲汇总。

(6) 检测 ①桩基检测新方法的探索与研究; ②地区桩基静载试验资料分析和桩基动测经验总结;

③动力检测中有关的经验参数及其选取方法; ④《建筑桩基检测技术规范》JGJ106—2003施行中的问题和意见。

(7) 施工设备和检测仪器 ①桩基工程施工新设备介绍; ②检测仪器原理及性能介绍; ③检测新仪器介绍。

应征论文可用手稿或打印稿(格式不限), 字数(含图表)不超过6000字, 但要求文字及图表清晰, 可供出版社编排。征文一式3份, 于2005年5月31日前寄: 北京市北三环东路30号(100013), 中国建筑科学研究院地基所李大展收。论文经编委会审查合格后将及时通知作者。

联系人: 高文生, 电话: 010-84282189, E-mail: gwsyh@tom.com; 李大展, 电话: 010-84272233-2585, E-mail: lidazhan22@163.com。

(中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会  
中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会 供稿)