

基于明德林解的土钉内力计算方法

魏焕卫¹, 宋丰波², 杨 敏³, 孙剑平¹

(1. 山东建筑大学 土木工程学院, 济南 250014; 2. 山东电力工程咨询院有限公司, 济南 250013; 3. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 土钉内力计算是土钉墙设计计算的关键指标, 通过虚拟开挖应力模拟土钉墙开挖状态, 假定面层受力为 0, 提出了钉土剪力在潜在滑动面两侧沿土钉方向呈双三角形分布的计算模型, 推导了钉土剪力和土钉轴力的计算公式。利用 Mindlin 应变解, 得到在虚拟开挖应力和钉土剪力共同作用下潜在滑动面位置土体及土钉端部土体侧向位移, 根据钉土剪力分布模型计算得到土钉在潜在滑动面位置的弹性变形。根据钉土剪力在潜在滑动面位置等于 0 的特点, 得到钉土相对位移在潜在滑动面位置为 0 的结论, 结合潜在滑动面位置两侧土钉轴力大小、相等方向相反, 可以得到钉土剪应力计算公式中未知系数, 从而得到土钉轴力和钉土剪力。通过与法国 CEBTP 大型试验 1 号墙实测数据的对比分析, 初步验证了基于 Mindlin 解的土钉内力计算方法的合理性和可行性。

关 键 词: 侧向土压力; Mindlin 解; 潜在破裂面; 钉土剪力; 土钉轴力

中图分类号: TU 432

文献标识码: A

Calculation method of inner force of soil nailing based on Mindlin solution

WEI Huan-wei¹, SONG Feng-bo², YANG Min³, SUN Jian-ping¹

(1. School of Civil Engineering, Shandong Jianzhu University, Ji'nan 250014, China; 2. Shandong Electric Power Engineering Consulting Institute Corp., Ltd., Ji'nan 250013, China; 3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Inner force of soil nail is a key parameter of soil nailing design. Virtual excavation stress is used to simulate the excavation status of soil nailing. On the basis of the hypothesis that there exists no load on the face of soil nail, a calculation model is presented that the distribution of shear forces between soil and nail is double-triangle. The calculation formulas of axial force and shear force of soil nail are derived. The lateral displacement of soil at potential break surface and the end of nail by the virtual excavation of soil shear stress is obtained based on Mindlin strain solution. The zero relative displacement and the equivalent axial force of soil nail at both sides of potential break surface can provide two equations for two unknown coefficients of the calculation model. The measured data from French research test on soil nailing are used to illustrate the validity of the proposed calculation model.

Key words: lateral soil pressure; Mindlin strain solution; potential break surface; shear force between soil and nail; axial force of soil nail

1 引 言

土钉内力计算是土钉墙设计计算的关键指标, 传统的计算方法都是假定侧向土压力全部由土钉承担来内力, 如国家《建筑基坑支护技术规范》^[1]给出的基于朗肯主动土压力的三角形分布模型如图 1(a)所示, 根据该方法得出的土钉受力越向下越大的结论与实测结果出入较大, 所以不同的行业和学者在实测的基础上提出了一些经验的土钉墙土压力计算方法, 如冶金部规范《基坑土钉支护技术规

程》^[2] (见图 1(b)) 提出上部梯形下部矩形的分布模型, 王步云^[3]提出的上部三角形下部矩形的分布模型 (见图 1(c)), Peck^[4]给出的针对砂土的矩形模型 (见图 1(d)) 和针对硬黏土四边形模型 (见图 1(e)), 刘晓红等^[5]提出的五边形模型 (见图 1(f)), 这些方法都是基于实测和在一定假定的基础上给出的适用于不同情况下的土钉墙土压力计算模型。而实际上, 土钉内力受到施工因素的影响较大, 为此, 杨明华等^[6]提出了考虑分步开挖的土钉力的简化增量算法, 徐长磊等^[7]提出了基于优势面理论的土

钉力增量计算方法, 郭院成等^[8]从边坡锚固稳定出发, 提出了反映施工过程的增量计算方法。从本质上讲, 土钉内力是由于钉土剪力引起的, 而钉土剪力是由于钉土相对位移引起的, 因此, 土钉内力的大小是与土钉墙的变形有关系的。本文将利用 Mindlin 应变解基于变形协调给出土钉内力的计算方法, 并与实测试法对比分析。

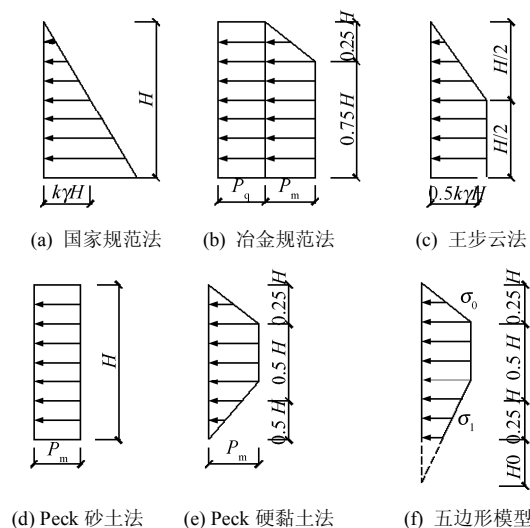


图 1 土钉墙侧土压力分布模式

Fig.1 Distributions of lateral soil pressure of soil nailing wall

2 土钉墙开挖的模拟

2.1 土钉墙开挖时的应力和变形

这里不考虑分步开挖的情况, 土钉墙未开挖前在开挖面位置存在 2 个方向相反、大小相等的平衡力 (即静止土压力 E_0 和 E_1) (如图 2(a)所示)。当土钉墙开挖后未发生任何变形前, E_1 被完全卸掉, 在开挖面上存在 E_0 , 此时的土钉轴力和变形都为 0 (见图 2(b)), 而 E_0 则变为不平衡力, 土体则由平衡状态变为不平衡状态, 随着土钉墙侧向变形的发展, 静止土压力 E_0 得到释放至 0 或很小 (若面层受力), 这种不平衡状态又重新进入平衡状态, 同时土钉与土体之间产生相对位移, 从而产生土钉轴向拉力 N (如图 2(c)所示)。

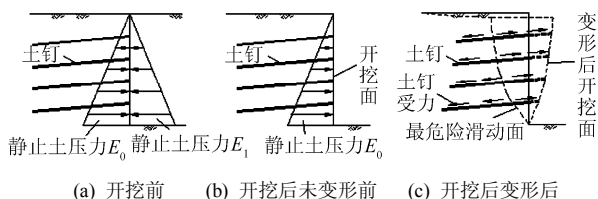


图 2 土钉墙开挖时的应力和变形

Fig.2 Stresses and displacements of soil nailing wall during excavation

2.2 土钉墙开挖状态的模拟

土钉墙开挖前, 在开挖面位置受到 2 个方向相反、大小相等的平衡力 (即静止土压力 E_0 和 E_1), 可以等效为两排刚度系数相等 k_E 的预先施加了压力大小为 E_0 的弹簧 (见图 3(a)), 开挖后未变形前的状态相当于一侧的弹簧被取走, 这时留下的弹簧就要发生变形, 产生的变形量为 $s = E_0 / k_E$, 然后弹簧的预加压力全部释放, 开挖面位置的弹簧作用力就变为 0。

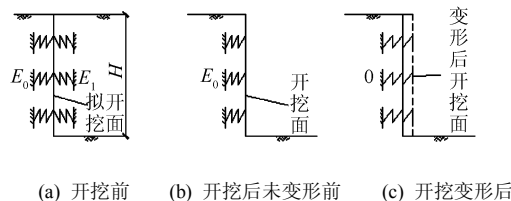


图 3 土钉墙开挖状态应力和变形计算简化图

Fig.3 Simplified calculation of stress and displacement of soil nailing wall during excavation

开挖后, 土钉墙土体的性态由半无限体变为非半无限体, 为了利用 Mindlin 理论解答, 需要在半无限体状态下计算土钉墙的内力和变形。这里可以通过在半无限土体中施加一个虚拟应力 E (见图 4(a)), 其大小为 $2E_0$ 或 $2E_1$ 或 $E_0 + E_1$, 施加该虚拟应力后, 拟开挖面位置的应力变成不平衡状态, 此时开挖面位置土体要通过变形达到新的平衡 (见图 4(b)), 达到新的平衡后的结果是代表 E_0 的弹簧预加力完全释放, 代表 E_1 的弹簧所收到的压力增至 $E_0 + E_1$, 同时拟开挖面位置弹簧发生的变形为 $s = E_0 / k_E$ 。

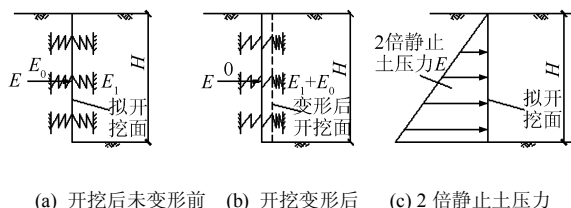


图 4 土钉墙开挖状态的模拟

Fig.4 Simulation of soil nailing wall excavation

由上述分析可以看出, 施加虚拟应力的半无限体状态和土钉墙的开挖状态在开挖面具有相同的应力和变形, 因此, 通过在半无限土体中拟开挖面位置施加等于 2 倍静止土压力的虚拟应力模拟开挖后的土钉墙非半无限土体 (见图 4(c)), 从定性角度来看是可行的, 二者在应力和变形方面都是等效的。

2.3 土体中释放应力和侧向变形的计算

土体中由于开挖应力 (即上述的虚拟应力) 引

起的任意位置的释放应力和侧向变形可以利用 Mindlin 解进行计算。按照 Mindlin 理论^[9], 弹性半无限体内深度 c 处作用水平向集中力 P (见图 5) 离地面深度 z 处的任一点 M 的侧向应力 σ_{hh} 和侧向变形 u_{hh} 为:

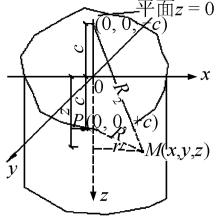


图 5 水平向集中力下 Mindlin 应变解示意图
Fig.5 Mindlin strain solution under horizontal concentrated load

$$\sigma_{hh} = PI_{sh} \quad (1)$$

$$u_{hh} = PI_{hh} \quad (2)$$

$$I_{sh} = I_{sh}(x, y, z, c, \nu) = \frac{x}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(5-4\nu)}{R_2^3} - \frac{3x^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)x^2}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \left(3 - \frac{x^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)} \right) + \frac{6c}{R_2^5} \left(3c - (3-2\nu)(z+c) + \frac{5x^2z}{R_2^2} \right) \right] \quad (3)$$

$$I_{hh} = I_{hh}(x, y, z, c, \nu) = \frac{1}{16G\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{x^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3} + \frac{1}{R_2} + \frac{2cz}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_2^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2+z+c} \left[1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} \right] \right\} \quad (4)$$

式中: x, y, z 为计算点 M 相对 P 的 0 点的坐标(m); c 为作用点的深度 (m); $R_1 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z-c)^2}$, $R_2 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z+c)^2}$; I_{sh} 为单位水平向集中荷载在点 M 产生的侧向应力影响系数; I_{hh} 为单位水平向集中荷载在点 M 产生的侧向变形, 又称侧向变形影响系数; ν 为土体的泊松比; G 为土体的剪切模量, $G = E / 2(1-\nu)$ (MPa); E 为土体的变形模量 (MPa)。

虚拟应力为 2 倍的静止土压力 (见图 4(c)), 应力分布高度为 H , 底部应力大小为

$$\sigma_b = 2k_0\gamma H \quad (5)$$

式中: k_0 为土体的静止土压力系数, $k_0 = 1 - \sin \varphi$;

φ 为土体的内摩擦角; γ 为土体的重度 (kN/m^3); H 为土钉墙的开挖深度 (m)。式 (1)、(3)、(5) 在区域 A (开挖坡面侧面积, 即开挖深度 $\times$ 土钉水平间距) 上进行二维积分, 即可得到任意计算点 $M(x_0, y_0, z_0)$ 的由于开外应力引起的侧向释放应力和侧向变形。

$$\sigma_{Mh}(x_0, y_0, z_0) = \iint_A 2k_0\gamma z I_{sh} dA \quad (6)$$

$$\delta_{Mh}(x_0, y_0, z_0) = \iint_A 2k_0\gamma z I_{hh} dA \quad (7)$$

由于式 (3)、(4) 比较复杂, 很难给出积分后的原函数, 这里可以采用数值积分的方法得到计算点的侧向释放应力和侧向变形, 其具体方法如下:

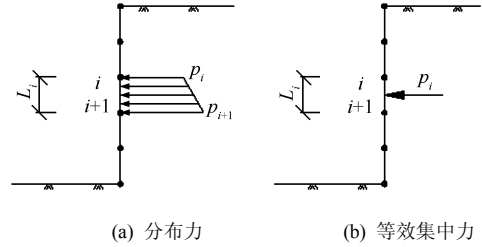


图 6 水平分布力等效示意图
Fig.6 Equivalent horizontal uniform load

计算任一点 (x_0, y_0, z_0) 的侧向应力 $\sigma_{Nh}(x_0, y_0, z_0)$, 首先把作用在虚拟应力的分布荷载等效为水平向集中荷载 P_{ij} , 然后按照下式计算 σ_{Nhij} :

$$\sigma_{Mh}(x_0, y_0, z_0) = \sum_{i=0}^m \sum_{j=0}^n I_{shij} P_{ij} \quad (8)$$

$$\delta_{Mh}(x_0, y_0, z_0) = \sum_{i=0}^m \sum_{j=0}^n I_{hhij} P_{ij} \quad (9)$$

式中: I_{shij} 为水平向集中荷载 P_{ij} 对一点 (x_0, y_0, z_0) 的侧向应力影响系数, 按照式 (3) 计算; I_{hhij} 为水平向集中荷载 P_{ij} 对一点 (x_0, y_0, z_0) 的侧向变形影响系数, 按照式 (4) 计算; m 为开挖面计算宽度内竖向划分单元个数; n 为开挖面计算宽度内水平向划分单元个数。

3 土钉轴力分析

国内外对土钉的内力进行了大量监测, 并进行了各种数值计算, 监测结果和数值计算结果都表明^[10-13], 土 s 钉的轴力沿轴向基本呈双抛物线形分布 (见图 7), 且其中土钉的最大轴力出现在土钉墙潜在滑动面位置^[14]。土钉墙潜在滑动面的位置确定的传统方法有圆弧滑动法 (见图 8) 和指定滑动面法^[15] (见图 9), 当然还有许多其他的方法。

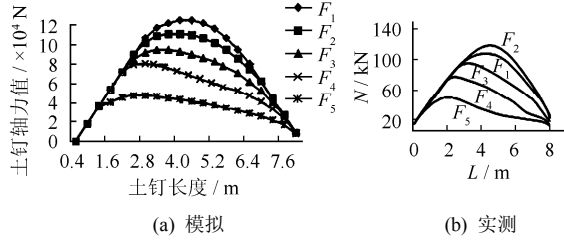


图 7 土钉轴力分布

Fig.7 Distributions of axial force of soil nail

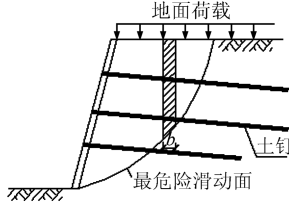


图 8 圆弧破裂面

Fig.8 Assuming arc break surface

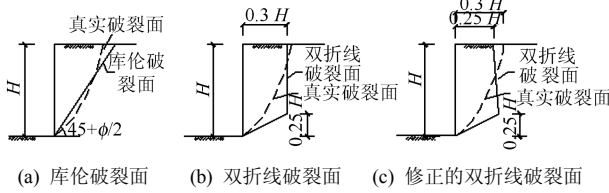


图 9 假定破裂面

Fig.9 Assuming break surface

3.1 钉土剪力分布

由于土钉的最大轴力出现在土钉墙潜在滑动面位置，土钉在滑动面两侧受到的土体剪力方向相反（如图 10(a)所示），而钉土之间的剪力是由于钉土相对位移引起的，根据德国 Karlsruhe 大学岩土研究所的大型试验测得钉土剪力的实测结果^[4]，假定钉土剪应力沿土钉成双三角形分布（如图 10(b)所示），则在钉土两端位置钉土剪应力为 0，即土钉的两端钉土相对位移为 0，按照下式计算：

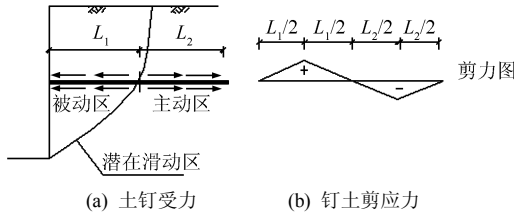


图 10 土钉轴力和钉土剪应力分布

Fig.10 Distributions of axial force and interface shear force of soil nail

$$q(x) = \begin{cases} a_1 x & (0 \leq x \leq L_1/2) \\ a_1 (L_1 - x) & (L_1/2 \leq x \leq L_1) \\ a_2 (L_1 - x) & (L_1 \leq x \leq L_1 + L_2/2) \\ a_2 (x - L) & (L_1 + L_2/2 \leq x \leq L) \end{cases} \quad (10)$$

式中： $q(x)$ 为钉土剪力（kN/m）； L 为土钉长度； L_1 为土钉在被动区段长度（见图 11）（m）； L_2 为土钉在主动区段长度； x 为自土钉锚头向土体内至计算位置的距离； a_1 、 a_2 为常数系数。

由于潜在滑动面两侧钉土剪应力合力相等，即剪应力面积（轴力）相等，得到

$$a_1 L_1^2 = a_2 L_2^2 \quad (11)$$

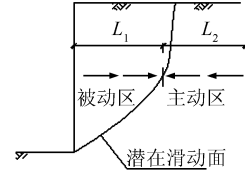


图 11 等效钉土剪力

Fig.11 Equivalent interface shear force of soil nail

3.2 土钉轴力分布

对式 (10) 进行积分并结合式 (11) 得到土钉的轴力 $N(x)$ 为

$$N(x) = \pi D \int_0^x q(x) dx \quad (12)$$

当 $0 \leq x \leq L_1/2$ 时

$$N(x) = \frac{1}{2} \pi D a_1 x^2 \quad (13)$$

当 $L_1/2 \leq x \leq L_1$ 时

$$N(x) = \frac{\pi D a_1}{4} (4L_1 x - 2x^2 - L_1^2) \quad (14)$$

当 $L_1 \leq x \leq L_1 + L_2/2$ 时

$$N(x) = \frac{\pi D a_1}{4} L_1^2 - \frac{a_2}{2} (L_1 - x)^2 \quad (15)$$

当 $L_1 + L_2/2 \leq x \leq L$ 时

$$N(x) = \frac{\pi D a_2}{2} (L - x)^2 \quad (16)$$

3.3 钉土剪应力引起的应力和变形计算

由于钉土界面处的剪应力产生的土体中任意点的应力和位移可以通过将其等效为集中应力，并利用式 (3) 和式 (4) 进行数值积分相应的计算，则等效应力 $Q(x)$ 可以按照下式进行计算：

$$Q(x) = \pi D q(x) L_1 / N_1 \quad (0 \leq x \leq L_1) \quad (17)$$

$$Q(x) = \pi D q(x) L_2 / N_2 \quad (L_1 \leq x \leq L) \quad (18)$$

按照式 (8)、(9)、(17)、(18) 得到钉土剪应力引起的土体中任意点的应力和变形为

$$\sigma_{Nh}(x_0, y_0, z_0) = \sum_{k=1}^N (J_{1shk} + J_{2shk}) \quad (19)$$

$$J_{1shk} = \frac{\pi D L_{k1}}{N_{k1}} \sum_{j=0}^{N_{k1}} I_{kshj} q(x_{kj}) \quad (20)$$

$$J_{2shk} = \frac{\pi D L_{k1}^2}{N_{k2} L_{k2}} \sum_{i=0}^{N_{k2}} I_{kshi} q(x_{ki}) \quad (21)$$

$$\delta_{Nh}(x_0, y_0, z_0) = \sum_{k=1}^N (S_{1hhk} + S_{2hhk}) \quad (22)$$

$$S_{1hhk} = \frac{\pi D L_{k1}}{N_{k1}} \sum_{j=0}^{N_{k1}} I_{khbj} q(x_{kj}) \quad (23)$$

$$S_{2hhk} = \frac{\pi D L_{k1}^2}{N_{k2} L_{k2}} \sum_{i=0}^{N_{k2}} I_{kshi} q(x_{ki}) \quad (24)$$

式中: D 为土钉的直径 (m); N 为土钉的根数; N_{k1} 为第 k 个土钉被动区段单元划分个数; N_{k2} 为第 k 个土钉主动区段单元划分个数; L_{k1} 为第 k 个土钉在被动区段长度 (见图 12) (m); L_{k2} 为第 k 个土钉在主动区段长度 (m); I_{kshj} 为第 k 个土钉在被动区段钉土等效剪力 Q_{kj} 按照公式 (3) 得到的侧向应力影响系数; I_{khbj} 为第 k 个土钉在被动区段钉土等效剪力 Q_{kj} 按照式 (4) 得到的侧向变形影响系数;

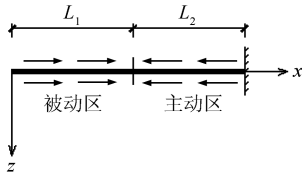


图 3 土钉自身拉伸变形计算简图

Fig.12 Calculation diagram of tension deformation of soil nail material

3.4 土钉自身拉伸变形量的计算

将式 (13) ~ (16) 按照式 (25) 进行积分得到土钉自身拉伸变形量 (见图 13):

$$\delta_d(x) = \int_x^L \frac{N(x)}{E_d A_d} dx \quad (25)$$

当 $0 \leq x \leq L_1/2$ 时

$$\delta_d(x) = \pi D \frac{7a_2 L_2^3 + 4a_1(L_1 - x)(L_1^2 + 4L_1 - 2x^2)}{48E_d A_d} \quad (26)$$

当 $L_1/2 \leq x \leq L_1$ 时

$$\delta_d(x) = \pi D \frac{6a_1 L_1^3 + 7a_2 L_2^3 + 4a_1(3L_1^2 x - 6L_1 x^2 + 2x^3)}{48E_d A_d} \quad (27)$$

当 $L_1 \leq x \leq L_1 + L_2/2$ 时

$$\delta_d(x) = \pi D \frac{2a_2 L_2^3 + (2L_1 + L_2 - 2x)\{6a_1 L_1^2 - a_2 [4L_1^2 + L_2^2 - 2L_1 L_2 + (2L_2 - 8L_1)x + 4x^2]\}}{48E_d A_d} \quad (28)$$

当 $L_1 + L_2/2 \leq x \leq L$ 时

$$\delta_d(x) = \frac{\pi D a_2 (L - x)^3}{3E_d A_d} \quad (29)$$

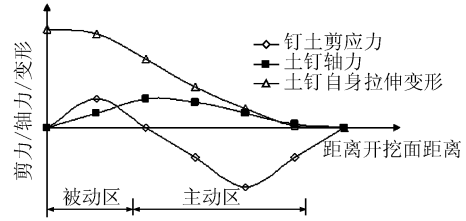


图 13 土钉受力和变形分布规律示意图

Fig.13 Distributions of force and deformation of soil nail

3.5 钉土剪切应力系数的计算

由于土钉剪应力在潜在滑动面位置为 0, 而土钉与周围土体的剪应力是由钉土相对位移引起的, 因此, 在潜在滑动面位置土钉的相对位移为 0, 即潜在滑动面位置土钉的侧向位移 δ_{dm} 和土体的侧向位移 δ_{sm} 相等, 即

$$\delta_{dm} = \delta_{sm} \quad (30)$$

由式 (27)、(28) 得, 当 $x = L_1$ 时, 潜在滑动面位置土钉自身的拉伸变形 δ_{dm} 为

$$\delta_{dm} = \frac{7\pi D a_2 L_2^3}{48E_d A_d} = \frac{7\pi D a_1 L_1^2 L_2}{48E_d A_d} \quad (31)$$

土钉在潜在滑动面的位移 δ_{dm} 主要包括两部分: 按式 (31) 得到的土钉自身的拉伸变形 δ_{dm} 和按式 (2) 计算得到的土钉远离开挖面一端位置土体的侧向位移 δ_{s0} , 即:

$$\delta_{dm} = \delta_{dm} + \delta_{s0} = \frac{7\pi D a_1 L_1^2 L_2}{48E_d A_d} + \delta_{s0} \quad (32)$$

而 δ_{s0} 主要由两部分组成: 土体虚拟开挖应力引起的侧向位移 δ_{ds0} 和钉土之间剪应力引起的侧向位移 δ_{ss0} , 即

$$\delta_{s0} = \delta_{ds0} + \delta_{ss0} \quad (33)$$

土体在潜在滑动面的位移 δ_{sm} 主要包括两部分: 土体虚拟开挖应力引起的侧向位移 δ_{dsm} 和钉土之间剪应力引起的侧向位移 δ_{ssm} , 即

$$\delta_{sm} = \delta_{dsm} + \delta_{ssm} \quad (34)$$

根据式 (30) ~ (34) 得到:

$$\delta_{dm} + \delta_{ds0} + \delta_{ss0} = \delta_{dsm} + \delta_{ssm} \quad (35)$$

假定, 在计算宽度内土钉竖向排数为 KV , 水平排数为 KH , 总的土钉根数为 $K = KV \cdot KH$, 则按照上述理论土钉墙相应的计算过程如下:

由于钉土剪力引起的 N 根土钉端部和潜在滑动面位置的变形分别为

$$\begin{cases} [T_E]_{K \times K} \{a_1\}_K = \{\delta_E\}_K \\ [T_M]_{K \times K} \{a_1\}_K = \{\delta_M\}_K \end{cases} \quad (36)$$

由于土体虚拟开挖应力引起的 K 根土钉端部和潜在滑动面位置的变形分别为

$$\begin{cases} [T_{0E}]_{K \times K} \{P\}_K = \{\delta_{0E}\}_K \\ [T_{0M}]_{K \times K} \{P\}_K = \{\delta_{0M}\}_K \end{cases} \quad (37)$$

同一排土钉在潜在滑动面位置由于土钉自身的拉伸变形相同, K 根土钉拉伸变形为

$$[T_{TM}]_{K \times K} \{a_1\}_K = \{\delta_{TM}\}_K \quad (38)$$

根据钉土相对位移在潜在滑动面为 0 的特点, 可以得到:

$$\{\delta_E\}_K + \{\delta_{0E}\}_K + \{\delta_{TM}\}_K = \{\delta_M\}_K + \{\delta_{0M}\}_K \quad (39)$$

把式 (36) ~ (38) 带入式 (39) 整理得到:

$$([T_E]_{K \times K} + [T_{TM}]_{K \times K} - [T_M]_{K \times K}) \{a_1\}_K = \{\delta_{0M}\}_K - \{\delta_{0E}\}_K \quad (40)$$

以上式中 $[T_E]_{K \times K}$ 、 $[T_{TM}]_{K \times K}$ 、 $[T_M]_{K \times K}$ 、 $\{\delta_{0M}\}_K$ 和 $\{\delta_{0E}\}_K$ 可以通过 MINDLIN 应变解根据式 (22) 和式 (9) 得到, 因此, 可以通过式 (40) 得到钉土剪切应力系数 $\{a_1\}_K$ 。

按照上述计算理论, 根据式 (10) 可以得到钉土剪应力的分布, 根据式 (21) 计算得到每根土钉最大轴力

$$N_{k \max} = \frac{1}{4} \pi D a_{k1} L_{k1}^2 \quad (41)$$

3.6 考虑分步开挖时的土钉内力计算

由于土钉墙是分步开挖和支护的, 土体应力的释放也是分步进行的, 以设置 4 道土钉按照 4 步开挖的土钉墙为例 (如图 14 所示), 考虑到土体的徐变, 这里假定每步开挖都没有超挖 (即每步开挖位置为土钉的设置位置), 其工况如表 1 所示, 土钉工况示意图如图 15 所示。按照本文计算理论, 对于每步工况产生的应力和变形进行叠加, 最后得到基坑开挖后的土钉内力。

4 土钉墙内力计算分析

4.1 计算参数

以无黏性土为例进行计算分析, 相关参数取值如表 2 所示, 计算土钉墙开挖深度为 6 m, 计算宽度取 6 m。土钉墙共布置 4 道土钉, 长度为 6~9 m (见图 16), 水平间距 1.0 m, 成孔直径 100 mm, 钉土之间的极限阻力标准值为 60 kPa, 土钉于水平方向的夹角取 0° 。假定土钉墙破裂面分别为圆弧破

裂面、库伦破裂面、双折线破裂面和修正的双折线破裂面。

表 1 土钉墙开挖工况表
Table 1 Construction steps of soil nailing wall

编号	工况	应力和变形
1	开挖至 $h_1 + h_2$	土体产生初始变形
2	施工第 1 道土钉	钉土变形和应力无变化
3	开挖至 $h_1 + h_2 + h_3$	第 1 道土钉开始受力 T_{13}
4	施工第 2 道土钉	钉土变形和应力无变化
5	开挖至 $h_1 + h_2 + h_3 + h_4$	第 1 道土钉受力增加 ΔT_{14} 第 2 道土钉开始受力 T_{24}
6	施工第 3 道土钉	钉土变形和应力无变化
7	开挖至 H	第 1 道土钉受力增加 ΔT_{16} 第 2 道土钉开始增加 ΔT_{26} 第 3 道土钉开始受力 T_{36}
8	施工第 4 道土钉	钉土变形和应力无变化

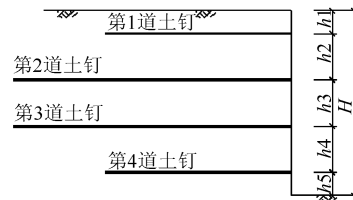


图 14 土钉剖面图

Fig.14 Section of soil nailing

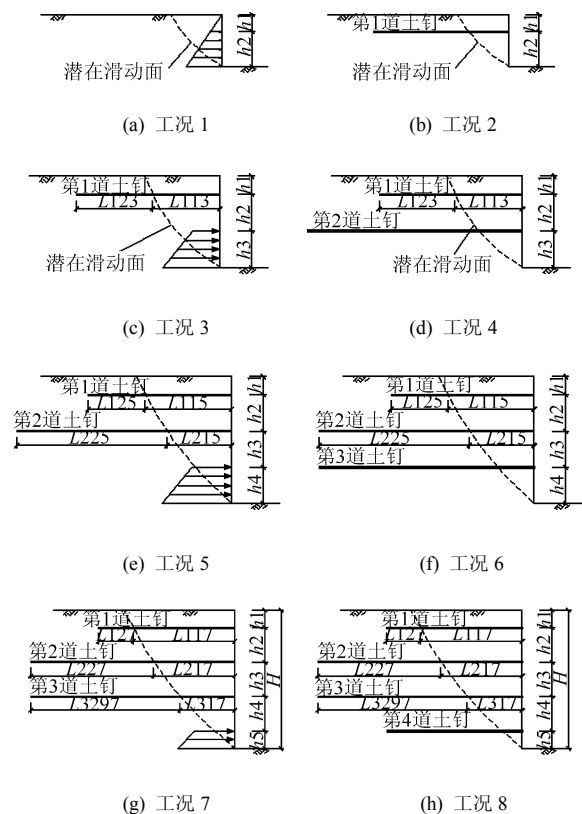


图 15 土钉工况示意图

Fig.15 Section of soil nailing considering construction steps

表 2 土的相关计算参数表
Table 2 The relative soil parameters

土的类型	重度 (kN/m^3)	内摩擦角 ($^\circ$)	黏聚力 (kPa)	变形模量 E_0/MPa	泊松比 μ
无黏性土	18	30	0	20	0.3

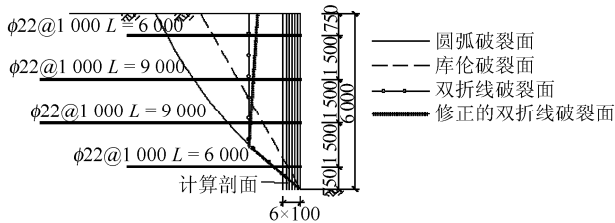


图 16 土钉墙支护剖面图 (单位: mm)
Fig.16 Section of soil nailing wall(unit: mm)

4.2 计算宽度对计算土压力的影响

按照上述理论计算不同计算宽度开挖面 ($x = 0.2 \text{ m}$) 中心线位置由于虚拟应力引起的土体侧向释放土压力, 由图 17 可以看出随着计算宽度增加, 计算土压力值逐渐接近于静止土压力值, 且当土钉的计算宽度大于 $1 H$ 后, 最大侧向计算土压力基本趋于稳定, 由表 3 可知, 当计算宽度为 $2.4 H$ 时, 计算值与静止土压力的误差仅为 2.22% 。因此, 计算宽度可以根据实际情况取 $1.0 \sim 2.4 H$ 。

4.3 土钉内力的计算

考虑分四步开挖, 分步开挖深度分别为: 2.25、

3.75、5.25、6.0 m, 初步按照库伦破裂面模型计算不同工况下土钉在潜在滑动面位置两侧土钉长度和土钉轴力矢量增量 (见表 4)。

表 3 不同计算宽度下的侧向土压力
Table 3 Lateral soil pressure under different calculating widths

计算宽度 / m	计算土压力 / kPa	静止土压力 / kPa	误差 / %
0.3 ($0.05 H$)	32.90	54	39.07
1.2 ($0.20 H$)	50.04	54	7.33
2.4 ($0.40 H$)	51.83	54	4.02
4.8 ($0.60 H$)	52.47	54	2.83
7.2 ($1.20 H$)	52.63	54	2.54
14.4 ($2.40 H$)	52.80	54	2.22

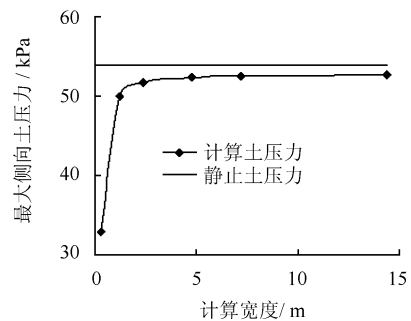


图 17 不同计算宽度下的计算土压力
Fig.17 Soil pressure of different calculating widths

表 4 不同工况下土钉内力计算成果表
Table 4 The axial force of soil nail under different conditions

工况	第 1 道			第 2 道			第 3 道			第 4 道		
	L_{1i}/m	L_{2i}/m	$\Delta N_{\max}/\text{kN}$	L_{1i}/m	L_{2i}/m	$\Delta N_{\max}/\text{kN}$	L_{1i}/m	L_{2i}/m	$\Delta N_{\max}/\text{kN}$	L_{1i}/m	L_{2i}/m	$\Delta N_{\max}/\text{kN}$
3	1.73	4.27	37.40									
4	1.73	4.27	0									
5	2.60	3.40	8.46	1.73	7.27	45.2						
6	2.60	3.40	0	1.73	7.27	0						
7	3.03	2.97	1.20	2.17	6.83	5.73	1.3	7.7	18.34			
8	3.03	2.97	0	2.17	6.83	5.00	1.3	7.7	0	0.43	5.57	0
矢量叠加	2.09	3.91	45.65	1.98	7.02	50.70	1.3	7.7	18.34	0.43	5.57	0

注: 表中 $\Delta N_{\max}$ 为最大轴力的矢量增量。

按照上述计算得到的每步工况下的土钉最大轴力的矢量增加, 叠加后得到各道土钉的钉土剪力分布和最大轴力 (图 18~20)。由图 18 可以看出, 按照规范计算土钉最大轴力越向下越大, 而根据本文方法土钉最大轴力出现在上部土钉位置, 其中第 2 道土钉轴力最大, 这与实测结果^[16]相似。对于每道土钉, 轴力最大位置出现在土钉的中部, 两端土钉轴力为 0 (图), 钉土剪力呈现双三角形分布 (图), 土钉最大轴力出现的位置即为土钉与潜在滑动面交汇的位置, 由图 21 可以看出, 土钉的潜在滑动面位

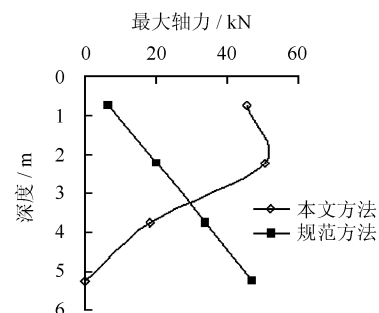


图 18 土钉最大轴力位置图
Fig.18 Location of max axial force of soil nailing

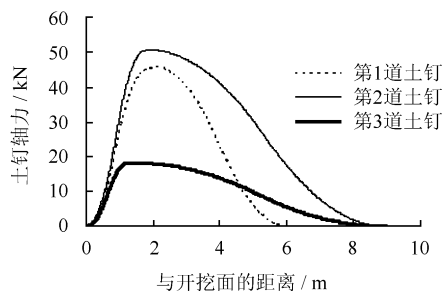


图 19 土钉轴力随与开挖面距离的变化曲线
Fig.19 Difference of soil pressure & depth curves

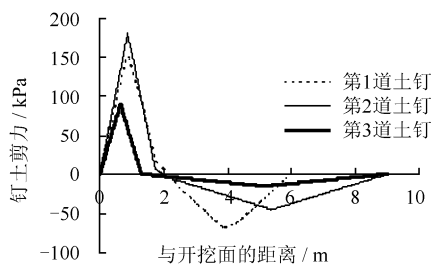


图 20 钉土剪力随与开挖面距离的变化曲线
Fig.20 Shear force of soil nail vs. depth curves

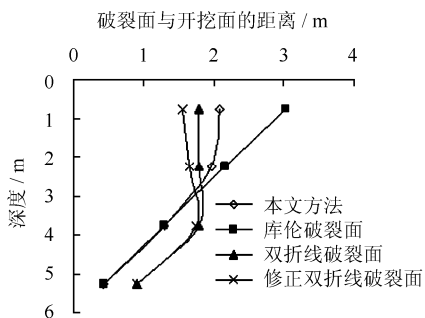


图 21 土钉潜在滑动面位置图
Fig.21 Locations of potential break surface of soil nail

置介于库伦滑动面和双折线滑动面之间。

5 实测对比分析

5.1 工程概况^[16]

法国 CEBTP 大型试验 1 号墙深 7 m, 采用铝管作为土钉的金属钉体 (见图 22), 管径 16~40 mm,

成孔直径为 63 mm, 铝管外低压注浆, 土钉水平间距 1.15 m, 竖向间距 1 m, 分步开挖, 每步挖深 1 m。土体为中密砂, $\phi=38^\circ$, c 为 3 kPa。土钉体的变形模量取 50 000 MPa, 砂的变形模量取 10 MPa, 砂泊松比取 0.3, 重度取 19 kN/m³。

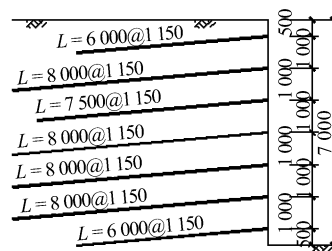


图 22 试验中的土钉支护设计剖面图
Fig.22 Section of soil nailing in test

5.2 开挖工况时的土钉内力计算

不考虑土体的徐变, 根据上述计算理论计算得到不同开挖工况下的土钉轴力增量, 然后进行矢量叠加得到最终土钉最大轴力值和最大轴力位置 (见表 5), 并与实测结果比较。

由图 23 可以看出, 土钉最大轴力的实测值和计算值无论在数值方面还是趋势方面都很接近, 但实测结果所有土钉轴力最大值出现在第 2 道和第 3 道土钉, 本文计算方法得到的所有土钉轴力最大值出现在第 4 道土钉, 分析原因可能是在实测时土方开挖至 7 m 时第 1 道土钉断裂, 原来作用于第 1 道土钉的土压力转移至第 2 和第 3 道土钉导致其数值偏大。

由图 24 可以看出, 根据土钉最大轴力位置确定的潜在破裂面实测破裂面比较接近于双折线破裂面, 按照本文方法计算得到的潜在破裂面比较接近于修正的双折线破裂面, 且比实测破裂面位置更靠近开挖面。分析原因主要是实测破裂面是人为从坡顶加水逐渐使土体饱和, 砂土的自重增加, 毛细水

表 5 不同工况下土钉内力计算成果表
Table 5 The axial force of soil nail under different conditions

工况	第 1 道			第 2 道			第 3 道			第 4 道			第 5 道			第 6 道		
	L_{1i} / m	L_{2i} / m	$\Delta N_{\max}$ / kN	L_{1i} / m	L_{2i} / m	$\Delta N_{\max}$ / kN	L_{1i} / m	L_{2i} / m	$\Delta N_{\max}$ / kN	L_{1i} / m	L_{2i} / m	$\Delta N_{\max}$ / kN	L_{1i} / m	L_{2i} / m	$\Delta N_{\max}$ / kN	L_{1i} / m	L_{2i} / m	$\Delta N_{\max}$ / kN
2	0.73	5.27	4.28															
3	1.22	4.78	2.81	0.73	7.27	4.80												
4	1.71	4.29	1.61	1.22	6.78	3.40	0.73	6.77	5.30									
5	2.19	3.81	0.74	1.71	6.29	2.30	1.22	6.28	4.10	0.73	7.27	7.80						
6	2.68	3.32	0.39	2.19	5.81	1.50	1.71	5.79	2.80	1.22	6.78	4.80	0.73	7.27	7.13			
7	3.17	2.83	0.49	2.68	5.32	1.20	2.19	5.31	1.80	1.71	6.29	2.80	1.22	6.78	3.25	0.73	5.27	8.83
矢量叠加	1.69	4.31	9.58	1.97	6.03	12.88	1.73	5.77	13.70	1.55	15.34	15.62	1.19	6.81	10.32	0.73	5.27	8.83

黏聚力消失而导致土体出现滑动。而按照本文理论计算得到的潜在滑动面只是安全系数最小, 没有发生滑动, 因此二者有所不同。

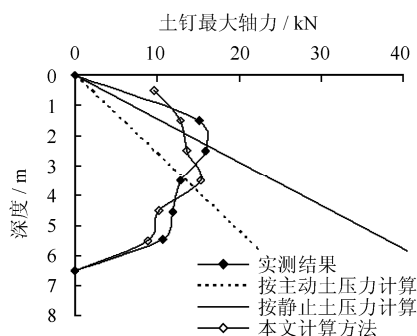


图 23 土钉最大轴力计算值和实测值的比较
Fig.23 Comparison between calculated results and measured values of max value of soil nail axial force

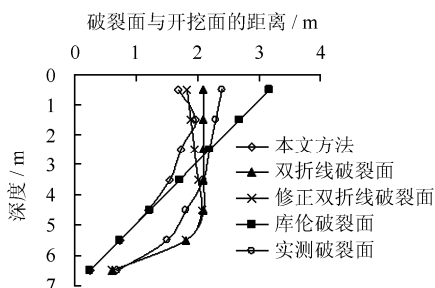


图 24 潜在破裂面计算值和实测值的比较
Fig.24 Comparison between calculated results and measured values of potential break surface

6 结 论

(1) 在假定钉土剪力呈双三角形分布、不考虑面层受力的基础上, 利用钉土相对位移在潜在滑动面位置为 0 的特点, 推导了钉土剪力和土钉轴力的计算公式, 并考虑分步开挖的情况。

(2) 利用了虚拟开挖应力在弹性半无限土体中模拟开挖状态下土钉内力的变化情况, 通过计算表明, 该虚拟应力为 2 倍的静止土压力, 虚拟应力计算宽度宜不小于开挖深度。

(3) 利用 Mindlin 应变解得到虚拟开挖应力和钉土剪力共同影响下的潜在滑动面位置的土体位移, 结合钉土相对位移在潜在滑动面位置为 0 的特点得到计算模型中未知系数。

(4) 从钉土相对位移引起土钉受力的基本共识出发的剪力计算模型解释了土钉墙测试中得到的土钉中上部内力较大的现象, 同时通过计算发现, 土钉墙潜在滑动面较接近于经验的双折线或修正的双折线破裂面。

因本文基于 Mindlin 解的土钉内力计算方法只

是对土钉内力计算方法的一种探索, 该计算模型的适用性还需要更多的试验或实测资料做进一步的验证和完善。

参 考 文 献

- [1] 中国建筑科学研究院. JGJ120—9 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [2] 清华大学土木工程系, 总参工程兵科研三所. CECE96: 97 基坑土钉支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [3] 王步云. 土钉墙设计[J]. 岩土工程技术, 1997, (4): 30—41.
WANG Bu-yun. Design of soil nailing[J]. *Geotechnical Engineering Technique*, 1997, (4): 30—41.
- [4] 陈肇元, 崔京浩. 土钉支护在基坑工程中的应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [5] 刘晓红, 饶秋华. 土钉支护侧土压力合理分布模式探讨[J]. 中南公路工程, 2006, 31(2): 29—32.
LIU Xiao-hong, RAO Qiu-hua. More reasonable model for the lateral soil pressure distribution of soil nail bracing[J]. *Journal of Central South Highway Engineering*, 2006, 31(2): 29—32.
- [6] 杨明华, 黄宏伟. 基坑支护土钉力的简化增量计算方法[J]. 岩土力学, 2004, 25(1): 15—19.
YANG Min-hua, HUANG Hong-wei. Simplified incremental calculation method of soil nail forces for retaining and protection of foundation pits[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(1): 15—19.
- [7] 徐长磊, 戴俊. 基于优势面理论的土钉力增量计算方法[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(10): 1211—1214.
XU Chang-lei, DAI Jun. An incremental calculation method for soil nail forces based on preferred plane theory[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, 27(10): 1211—1214.
- [8] 郭院成, 秦会来, 李峰. 土钉支护中土钉力的计算方法[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(Supp.): 1513—1516.
GUO Yuan-cheng, QIN Hui-lai, LI Feng. Calculation mode of the nail forces in soil nailing[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(Supp.): 1513—1516.
- [9] MINDLIN R D. Force at a point in the interior of a semi