

DOI: 10.11779/CJGE202107024

临岸深筒形基坑支护结构整体抗倾覆稳定计算方法

王成华, 桂玉倩

(天津大学建筑工程学院, 天津 300350)

摘要: 临近岸坡的深筒形基坑支护结构有发生整体倾覆破坏的可能性。通过室内模型试验与有限元数值模拟对倾覆破坏形式进行了研究, 并提出了砂性土中支护结构整体抗倾覆稳定安全系数的计算方法。该计算方法考虑了支护结构空间效应、坑内及坑外临岸坡侧有限土压力的影响。通过实例计算发现, 临岸深筒形基坑支护结构整体抗倾覆稳定安全系数随土的重度、内摩擦角的增大而增大; 岸坡距离结构越远、坡角越小、坡深越小, 结构越安全; 远离岸坡侧坑外超载值越大, 结构越不安全; 当结构与岸坡距离、岸坡高度达到一定值时, 基坑支护结构整体抗倾覆稳定安全系数趋于稳定。

关键词: 深筒形基坑; 抗倾覆稳定; 模型试验; 数值模拟; 空间效应

中图分类号: TU470 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2021)07-1367-06

作者简介: 王成华(1959—), 男, 工学博士, 教授, 主要从事岩土工程方面的教学与科研工作。E-mail: chwang@tju.edu.cn。

A method for analyzing anti-overturning stability of global retaining structures for deep slender foundation pits near bank slopes

WANG Cheng-hua, GUI Yu-qian

(School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

Abstract: The retaining structures for deep slender foundation pits near bank slopes are likely to overturn globally. The overturning failure mode is studied through indoor model tests and finite element numerical simulation, and a new method for analyzing the factor of safety of anti-overturning of retaining structures in sandy soils is suggested. The spatial effects of a retaining structure for a deep slender foundation pit as well as the influences of the earth pressures from the limited soil masses both inside and outside the pit are taken into account in the calculation of the factor of safety. From the calculated results of some examples, it is found that the factor of safety of anti-overturning stability increases with the unit weight and the angle of internal friction of the soil. The further the bank slope is away from the retaining structures, the smaller the slope angle and the shallower the slope, the larger the factor of safety of the structures is. The larger the value of the surcharge loading on the side away from the bank slope is, the unsafer the structures are. However, when the distance between the structures and the bank and the slope depth reach respectively their certain values, the factor safety will be a constant value.

Key words: deep cylindrical foundation pit; anti-overturning stability; model test; numerical simulation; spatial effect

0 引言

深筒形基坑因其平面尺寸小而开挖深度大, 具有整体性强、空间效应明显等特点。这类基坑常因为规划需要而建设在河道堤岸旁边, 使得基坑工程性状及设计与施工问题变得非常复杂, 因而引起诸多工程及研究人员的关注。Faheem等^[1]运用有限元法分析了三维矩形基坑的稳定性问题。龚维明等^[2]、戴国亮等^[3]对单片墙和单室井筒式地下连续墙基础的模型试验结果表明, 这些结构在水平力作用下呈现整体倾斜破坏。王洪新^[4]根据基坑宽度与插入深度的比值大小将基坑分为宽基坑、窄基坑和一般基坑, 分别推导了3种基坑支护结构抗倾覆稳定安全系数的计算式。虽然对于

类似深筒形基坑支护结构的整体稳定问题进行了一些探讨, 但目前仍主要基于平面假定对平坦场地条件下的情况开展研究, 而对临近岸坡等复杂场地下的基坑整体稳定问题缺乏研究。对这种临岸深筒形基坑支护结构整体倾覆破坏的规律性尚缺乏认识, 还没有提出临岸深筒形基坑支护结构整体倾覆稳定的计算模式。为探讨这一问题的规律性, 本文通过室内模型试验与数值模拟对临岸深筒形基坑支护结构整体倾覆破坏形式进行了研究, 并提出了支护结构整体抗倾覆稳定安全系数的计算方法。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478313, 50978182)

收稿日期: 2020-05-04

1 室内模型试验

1.1 模型与试验条件

临岸基坑支护结构模型试验在长 3 m，宽 1 m，高 1.2 m 的试验槽中进行。土体采用不均匀系数为 2.2 的细砂土，利用有机玻璃板模拟基坑支护结构。支护结构长 0.2 m，宽 0.2 m，高 0.8 m，厚 2 mm，与实际工程支护结构的相似比例大约为 1 : 50。模型试验布置见图 1，砂土及有机玻璃板的特性参数见表 1。利用液压千斤顶加载，量测结构 A、B、C 侧水平位移及土压力。

试验采用先分层开挖后加载的方法，总开挖深度 0.5 m，支护结构顶部与岸坡相距 0.1 m，坡比为 1 : 2，坡高 0.6 m。

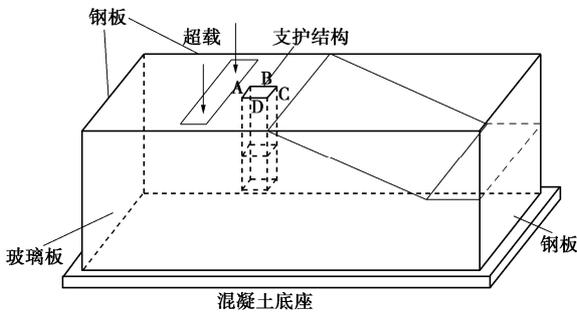


图 1 临岸基坑室内模型设置

Fig. 1 Schematic diagram of setup for model pit near bank

表 1 试验材料参数

Table 1 Parameters of materials

试验材料	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	孔隙比 e
细砂	60	0.30	14.5	32.61	0.78
有机玻璃板	3000	0.37	12.0	—	—

1.2 试验步骤及测量

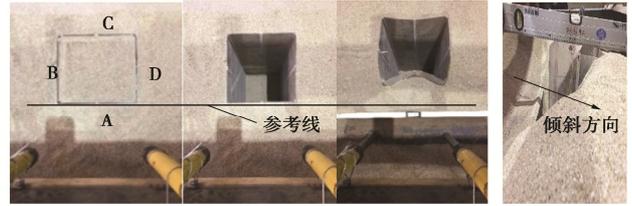
试验步骤为：①分层人工填土至结构底部；②安放支护结构模型，在结构上设土压力盒，安装位移测量装置；③继续填土至支护结构顶部；④模拟基坑分层开挖；⑤在坑外 A 侧施加超载。测量每一步完成后各侧结构水平位移及墙前后的土压力。

1.3 试验结果及现象

图 2 为通过定点拍照得到的支护结构顶部位移情况照片。由图 2 中参考线与支护结构相对位置可见，开挖至 0.5 m 深时，支护结构四侧只有微小向坑内位移；随着超载，基坑支护结构顶部整体向着岸坡发生很大的侧移，最终发生了很明显的整体倾斜。

2 有限元数值模拟

2.1 建模与计算条件



(a) 填土完成 (b) 开挖 0.5 m (c) 加载 105 kPa (d) 倾斜现象

图 2 基坑支护结构顶部变形

Fig. 2 Deformation at the top of retaining structure

根据室内模型试验条件，利用 Z-SOIL 软件建立如图 3 所示对称结构的一半模型。土体本构模型为弹性理想塑性模型，采用 Mohr-Coulomb 屈服及破坏准则，具体计算参数见表 1。数值模拟通过设置接触单元考虑了有机玻璃板墙体与细砂土之间的摩擦接触特性；接触单元的法向及切向刚度系数按照接触面单元临近土层的弹性模量、接触面临近单元法向尺寸及经验调节因子（默认 10^{-4} ）等因素由软件计算确定。

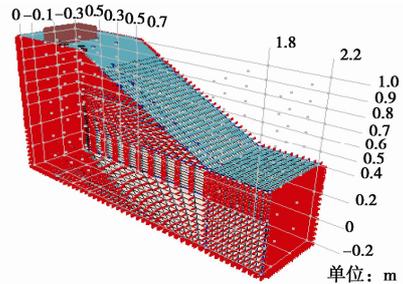


图 3 临岸基坑有限元数值分析模型

Fig. 3 Finite element mesh for model pit near bank

2.2 模拟结果及分析

数值模拟得到的基坑支护结构整体侧倾形态如图 4 所示。计算发现开挖阶段整个结构发生了正常量级的变形，而加载阶段结构整体深度范围内均向岸坡方向侧移，基本达到了倾覆程度。

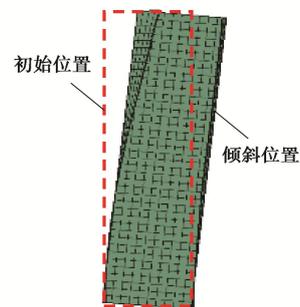


图 4 支护结构整体侧倾形态

Fig. 4 State of tilting of global retaining structures

结构 A、B、C 侧土压力分布情况如图 5 所示。开挖完成时，坑各侧内外土压力减小，不仅开挖面以上减到接近于零，开挖面以下也有明显的减小。随超载的增加土压力增大，深度 0.2 m 范围内土压力受超

载的影响大。结构 B 侧土压力的分布情况在未加载之前与 A 侧相似。结构 C 侧土压力分布规律未加载之前与 A 侧相似, 当施加超载时开挖深度 0.5 m 以下的土压力增大, 开挖面以上土压力受影响不大。

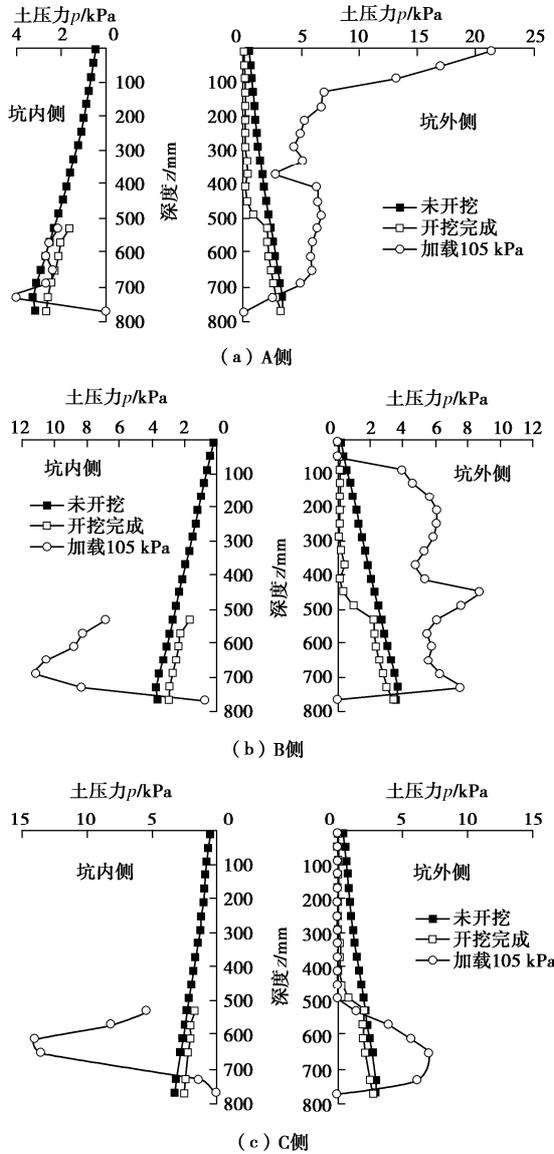


图 5 支护结构各侧土压力

Fig. 5 Earth pressures at each side

图 6 为砂土中临岸深筒形基坑支护结构在不同嵌固深度下结构倾覆的位移矢量图。观察矢量图发现, 当基坑支护结构发生倾覆破坏时, 转动中心 O 随插入比即插入深度与支护结构高度之比 h_0/h 不同而发生变化, 但是大致都在距离支护结构底面为 $0.05h \sim 0.10h$, 转动中心平面位置即距离支护结构底面中心偏心距 e 约为 $0.15b \sim 0.30b$ 。

根据数值模拟得出的土压力分布形式, 土压力在支护结构底部有明显回收, 转动中心高度以下土压力相对较小, 对结构转动的影响也较小。假定深筒形基坑倾覆时, 转动中心在支护结构底部平面内, 与底面

中心轴距离为 $e=K_c b$, K_c 为转动中心位置系数。

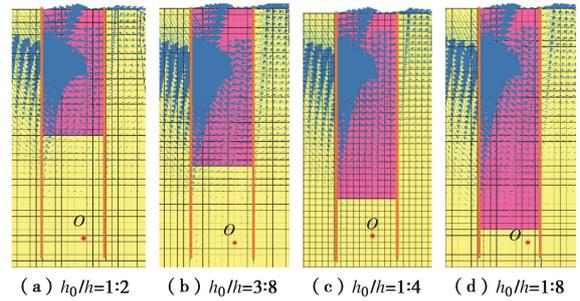


图 6 不同插入深度比值的旋转中心位置

Fig. 6 Rotating centres at different penetration ratios

3 抗倾覆稳定安全系数

3.1 抗倾覆稳定分析模型

通过室内模型试验及有限元模拟发现, 临岸深筒形基坑支护结构绕底部转动中心产生整体倾覆破坏, 基于平面土压力理论的单片墙倾覆稳定分析方法不再适用, 故建议支护结构整体抗倾覆稳定计算方法。

针对图 7 所示的支护结构倾覆破坏分析模式, 本方法简化假定为: ①转动中心在支护结构底面距中心轴上 $K_c b$ 处; ②筒内土芯不随结构转动, 仅对结构倾覆提供水平抗力; ③考虑 B、D 两侧对结构提供摩擦力; ④不考虑结构柔性变形对稳定性的影响; ⑤不考虑地下水影响。

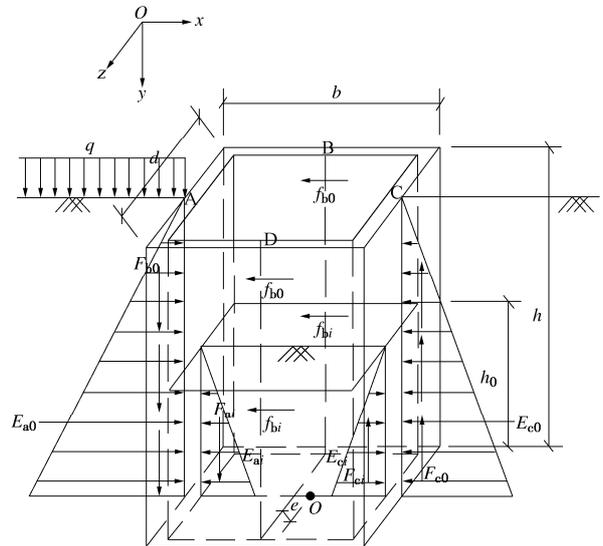


图 7 支护结构倾覆破坏分析模式

Fig. 7 Mode for analyzing overturning failure of retaining structures

参考图 7 所示结构及荷载布置, 定义深筒形基坑支护结构抗倾覆稳定安全系数为

$$K_c = \frac{\sum M_{E_R}}{\sum M_{E_S}}$$

$$\begin{aligned}
 &= (M_{E_{ai}} + M_{E_{ao}} + M_{F_{ao}} + M_{F_{ai}} + M_{F_{co}} + M_{F_{ci}} + 2M_{f_{bo}} + \\
 &\quad 2M_{f_{bi}} + M_G) \cdot (M_{E_{ao}} + M_{E_{ci}})^{-1} \\
 &= \left\{ E_{ai}l_{ai} + E_{co}l_{co} + [E_{ao}(b+e) + E_{ai}(b-2t+e) + E_{co}(b-e) + \right. \\
 &\quad \left. E_{ci}(b-2t-e)] \cdot \frac{\tan\delta}{2} + f_{bi}(d-2t) + f_{bo}d + Ge \right\} \cdot \\
 &\quad (E_{ao}l_{ao} + E_{ci}l_{ci})^{-1} \quad (1)
 \end{aligned}$$

式中, $M_{E_{ai}}$, $M_{E_{ao}}$, $M_{F_{ci}}$, $M_{E_{co}}$ 分别为结构 A 侧、C 侧内部、外部土压力所产生的弯矩; $M_{F_{ai}}$, $M_{F_{ao}}$, $M_{F_{ai}}$, $M_{F_{co}}$ 分别为结构 A 侧、C 侧内部、外部侧摩阻力所产生的弯矩; $M_{F_{bi}}$, $M_{F_{ao}}$ 分别为结构 B 侧内部、外部侧摩阻力所产生的弯矩; M_G 为支护结构自重产生的弯矩。 E_{ai} , E_{ao} , E_{ci} , E_{co} 分别为结构 A 侧、C 侧内部、外部土压力; l_{ai} , l_{ao} , l_{ci} , l_{co} 分别为合力 E_{ai} , E_{ao} , E_{ci} , E_{co} 作用点至支护结构底端的距离; f_{bi} , f_{bo} 分别为结构 B 侧内部、外部侧摩阻力; δ 为结构的外摩擦角; b , d , h 分别为支护结构外缘的长、宽、高; h_0 为筒内土芯高度; t 为挡土结构厚度; e 为转动中心与结构底部中心的偏心距。

结构 A 侧外部土压力 E_{ao} 按照考虑空间效应和超载作用的无限土体主动土压力计算, 土压力及作用点计算式见式 (2), (3); 结构 B 侧、D 侧外部土压力 E_{bo} , E_{do} 按照考虑空间效应的无限土体静止土压力计算, 在结构倾覆破坏时提供摩阻力 f_{bo} , f_{do} , 见式 (4), 摩阻力方向水平向左; 结构 C 侧外部土压力 E_{co} 按照考虑空间效应的有限土体被动土压力计算, 如图 8 所示, 对于一侧放坡的有限土体来说, 滑裂面可能会与 P_1P_2 或 P_2P_3 或 P_3P_4 任一段相交, 对应滑楔体的形状可能为三角形、四边形或者多边形, 被动土压力大小为式 (5) ~ (7) 的最小值, 作用点仍取为距离墙底 $1/3$ 墙高处; 结构 A 侧内部土压力 E_{ai} 、结构 C 侧内部土压力 E_{ci} 按照有限土体被动、主动土压力计算, 假定土压力三角形分布^[5-6], 土压力作用点高度为 $h_0/3$; 结构 B 侧、D 侧内部土压力 E_{bi} , E_{di} 按照考虑空间效应的有限土体静止土压力计算, 结构倾覆破坏时提供摩阻力 f_{bi} , f_{di} 。具体计算表达式如下:

$$E_{ao} = 2 \int_0^{d/2} \frac{h}{2} (\gamma h + 2q) K_a K_{spo} dz \quad (2)$$

$$l_{ao} = \frac{\frac{h^3}{6} \gamma K_a + \frac{h^2}{2} q K_a}{\frac{h}{2} (\gamma h + 2q) K_a} = \frac{\gamma h^2 + 3qh}{3(\gamma h + 2q)} \quad (3)$$

$$f_{bo} = f_{do} = E_{bo} \tan \delta = 2 \int_0^{b/2} \frac{1}{2} \gamma h^2 K_0 K_{spi} \tan \delta dx \quad (4)$$

$$E_1 = 2 \int_0^{d/2} \frac{\gamma h^2}{2} \tan \theta \frac{\cos(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi - \delta)} K_{spo} dz \quad (5)$$

$$E_2 = 2 \int_0^{d/2} \frac{\gamma}{2} \left[h^2 \tan \theta - \frac{(h \tan \theta - b_t)^2}{\tan \theta + \frac{1}{\tan \varepsilon}} \right] \frac{\cos(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi - \delta)} K_{spo} dz \quad (6)$$

$$E_3 = 2 \int_0^{d/2} \frac{\gamma}{2} \left[(h - b_b)^2 \tan \theta + b_b \left(2b_t + \frac{b_b}{\tan \varepsilon} \right) \right] \frac{\cos(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi - \delta)} K_{spo} dz \quad (7)$$

$$E_{co} = \min(E_1, E_2, E_3) \quad (8)$$

$$E_{ai} = 2 \int_0^{d/2-t} \left(1 - \frac{1}{2} m_p \right) m_p \gamma h_0^2 K_p K_{spi} dz \quad (9)$$

$$m_p = \frac{b}{h_0} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{当 } m_p > 1 \text{ 时, 取 } m_p = 1) \quad (10)$$

$$E_{ci} = 2 \int_0^{d/2-t} \left(1 - \frac{1}{2} m_a \right) m_a \gamma h_0^2 K_a K_{spi} dz \quad (11)$$

$$m_a = \frac{b}{h_0} \cot \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{当 } m_a > 1 \text{ 时, 取 } m_a = 1) \quad (12)$$

$$f_{bi} = f_{di} = E_{bi} \tan \delta = 2 \int_0^{b/2-t} \frac{1}{2} \gamma h_0^2 K_0 K_{spi} \tan \delta dx \quad (13)$$

式中 γ 为砂土重度; q 为基坑外离岸侧超载值; K_a , K_p , K_0 分别为主动、被动、静止土压力系数; θ 为滑裂面与墙背的夹角; ϕ 为砂土内摩擦角; ε 为坡角; K_{spo} , K_{spi} 分别为坑外、坑内空间效应影响系数, 计算方法如图 8, 9 所示; 其他符号意义同前。

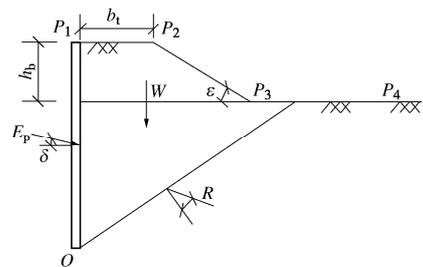


图 8 C 侧坑外土压力计算示意

Fig. 8 Schematics for computation of earth pressure outside side C

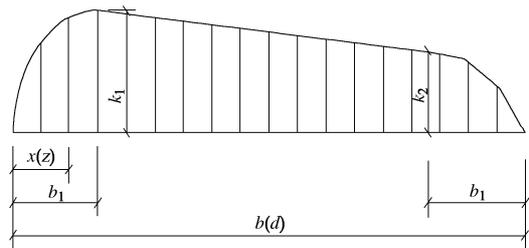


图 9 坑外土压力平面分布

Fig. 9 Distribution of planar earth pressure outside a pit

如图 9 所示, 考虑支护结构 A、B、D 侧坑外土体无限长, C 侧临岸, 四侧坑外土压力空间系数按照同一方法计算。作用在结构上坑外的土压力随着距离坑角的距离的减小而减小, 假定在角部效应影响范围内的土压力呈抛物线分布。其中角部效应影响范围为

$$b_1 = (h - h_0) \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (14)$$

坑外空间效应影响系数按照式 (15) 或者 (16) 计算。沿 x 方向:

$$K_{\text{spo}} = \begin{cases} k_1 \sqrt{\frac{x}{b_1}} & (x \leq b_1) \\ \frac{k_2 - k_1}{b - 2b_1} (x - b_1) + k_1 & (b_1 < x \leq b - b_1) \\ k_2 \sqrt{\frac{b - x}{b_1}} & (b - b_1 < x \leq b) \end{cases} \quad (15)$$

沿 z 方向:

$$K_{\text{spo}} = \begin{cases} k_1 \sqrt{\frac{z}{b_1}} & (z \leq b_1) \\ \frac{k_2 - k_1}{d - 2k_1} (z - b_1) + k_1 & (b_1 < z \leq d - b_1) \\ k_2 \sqrt{\frac{d - z}{b_1}} & (d - b_1 < z \leq d) \end{cases} \quad (16)$$

式中, k_1, k_2 为空间效应影响系数的放大系数, 其值的大小与基坑所处位置和加载情况相关。

支护结构内部土芯属于于两墙之间的有限土体, 假定坑内角部效应影响范围内土压力呈线性分布, 如图 10 所示, 其中角部效应的影响范围为

$$b_2 = h_0 \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (17)$$

坑内空间效应影响系数为

$$K_{\text{spi}} = \begin{cases} 1 & z(\text{或}x) \geq b_2 \\ \frac{z(\text{或}x)}{b_2} & z(\text{或}x) < b_2 \end{cases} \quad (18)$$

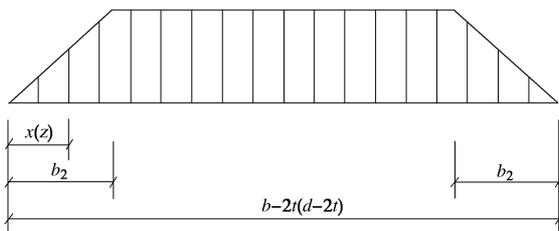


图 10 坑内土压力平面分布

Fig. 10 Distribution of planar earth pressure inside a pit

3.2 算例参数分析

为说明本计算方法的可行性, 按本方法编制成深筒形基坑整体抗倾覆稳定计算程序, 计算各工况下基坑的抗倾覆稳定安全系数, 并进行若干参数分析。

以尺寸长×宽×高×厚为 5 m×5 m×15 m×0.2 m 的钢板桩挡土结构为例。其基坑内部土芯高度 h_0 为 6 m, 基坑顶部距离岸坡 b_1 为 1 m, 坡角 ε 为 18° , 岸坡深度 h_b 为 12 m; 取转动中心位置系数 $k_e=0.2$; 砂土内摩擦角 φ 为 20° , 重度 γ 为 $16 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$, 外摩擦角 δ 为内摩擦角的 1/4, 超载 q 为 30 kPa/m 。以这些数据为基本组, 通过改变各因素参数观察其对抗倾覆安全系数和抗滑移安全系数的影响。

保持其他参数不变, 只改变砂土重度和内摩擦角, 计算结果如图 11。由图 11 可知, 基坑整体抗倾覆稳定安全系数随土的内摩擦角和重度增大而增大。

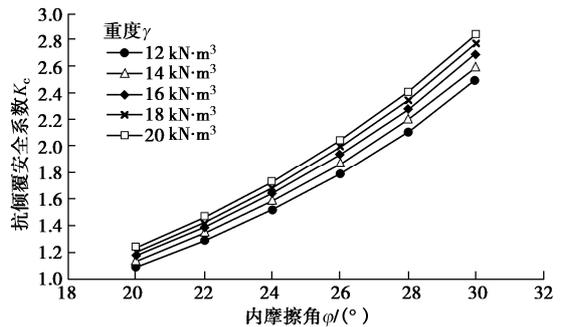


图 11 砂土重度、内摩擦角对安全系数 K_c 的影响

Fig. 11 Influences of unit weight, internal friction angle of sand soil on factor of safety

图 12, 13 分别为其他参数不变, 改变岸坡相关参数得到的岸坡各因素对于结构安全系数的影响。抗倾覆安全系数随岸坡坡深的增大而减小, 当岸坡深度大于基坑挡土结构高度时, 岸坡深度的变化对两个安全系数不再造成影响。岸坡坡角 ε 越小, 安全系数越大; 挡土结构距岸坡越远, 安全系数越大。

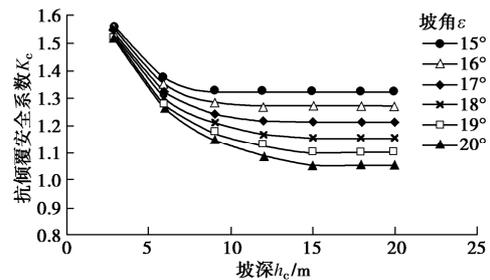


图 12 岸坡坡角、坡深对安全系数 K_c 的影响

Fig. 12 Influences of slope angle, slope depth of a bank on the factor of safety

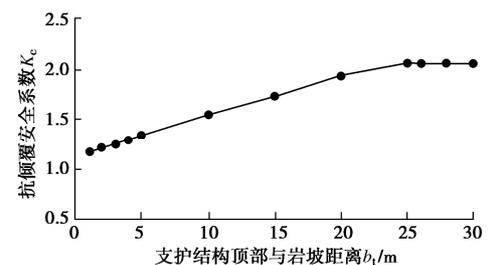


图 13 支护结构顶部与岸坡距离对安全系数 K_c 的影响

Fig. 13 Influences of distance between top of retaining structures and crest of a slope on factor of safety

超载对安全系数的影响如图 14 所示。超载越大,结构的抗倾覆稳定安全系数越小。

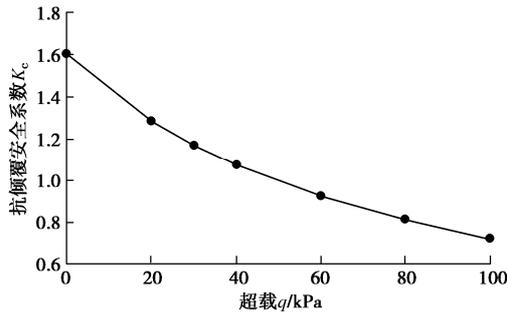


图 14 超载对安全系数 K_c 的影响

Fig. 14 Influences of surcharge loading on factor of safety

4 结 论

通过室内模型试验与有限元数值模拟来分析支护结构的整体倾覆破坏模式,并提出了砂土中支护结构整体抗倾覆稳定安全系数计算方法,并通过初步算例分析,得出以下 3 点结论。

(1) 临岸深筒形基坑支护结构整体性强,空间效应明显,结构在离岸一侧加载过大时倾向于发生整体倾覆破坏。

(2) 支护结构整体抗倾覆稳定分析方法考虑了支护结构空间效应、坑内及坑外临岸坡侧有限土压力的影响。

(3) 基坑支护结构整体抗倾覆稳定安全系数随砂土重度、内摩擦角的增大而增大;结构距离岸坡越远、坡角越小、坡深越浅,结构越安全;远离岸坡侧坑外超载值越大,结构越不安全。

参考文献:

- [1] FAHEEM H, CAI F, UGAI K. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2004, **31**(2): 67 - 74.
- [2] 龚维明, 李 辉, 陈晓东. 井筒式地下连续墙基础试验研究[C]// 第十届土力学与岩土工程学术会议论文集. 重庆: 重庆大学出版社, 2007: 213 - 218. (GONG Wei-ming, LI Hui, CHEN Xiao-dong. Model test research on closed diaphragm wall[C]// Proceedings of the 10th Academic Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Chongqing: Chongqing University Press, 2007: 213 - 218. (in Chinese))
- [3] 戴国亮, 龚维明, 周香琴, 等. 单室井筒式地下连续墙水平承载力试验与计算方法研究[J]. 建筑结构学报, 2012, **33**(9): 67 - 73. (DAI Guo-liang, GONG Wei-ming, ZHOU Xiang-qin, et al. Experiment and analysis on horizontal bearing capacity of single-chamber closed diaphragm wall[J]. Journal of Building Structures, 2012, **33**(9): 67 - 73. (in Chinese))
- [4] 王洪新. 基坑宽度对围护结构稳定性的影响[J]. 土木工程学报, 2011, **44**(6): 120 - 126. (WANG Hong-xin. Influence of excavation width on enclosure-structure stability of foundation pits[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, **44**(6): 120 - 126. (in Chinese))
- [5] 高印立. 极限分析法计算有限范围土体土压力[J]. 建筑结构, 2001, **31**(8): 66 - 68. (GAO Yin-li. Calculation of finite earth pressure with limit analysis method[J]. Building Structure, 2001, **31**(8): 66 - 68. (in Chinese))
- [6] 王成华, 桂玉倩. 有限土体土压力计算方法研究进展综述[M]// 土木工程新材料、新技术及其工程应用交流会论文集. 北京: 工业建筑杂志社, 2019: 1049 - 1058. (WANG Cheng-hua, GUI Yu-qian. Review on research progress of calculation methods for soil pressure of finite soil[M]// Proc of New Material, Techniques and Their Applications in Civil Engineering. Beijing: Industrial Construction Press, 2019: 1049 - 1058. (in Chinese))