

考虑工程桩影响软土深基坑隆起破坏的数值模拟研究

冯 虎¹, 刘国彬²

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450002; 2. 同济大学地下建筑工程系, 上海 200092)

摘 要: 利用 FLAC 数值模拟软件, 针对软土超深基坑, 通过 5 组模型计算, 研究了地连墙插入深度、墙趾土层特性、基坑宽度、坑内工程桩对抗隆起稳定的影响规律以及作用机理。结果表明地连墙插入深度、墙趾土层特性、基坑宽度和潜在滑裂面之内的工程桩对基坑抗隆起稳定有着非常明显显著的影响。在此基础上, 研究了软土深基坑坑底隆起失稳破坏时滑裂面的形状和位置等特征以及其影响因素, 得到了软土深基坑隆起失稳破坏机制。

关键词: 数值模拟; 坑底隆起; 破坏机制

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2011)S2-0314-07

作者简介: 冯 虎(1982-), 男, 河南辉县人, 博士, 讲师, 主要从事深基坑工程稳定性及安全风险控制技术研究。

E-mail: fenghu@zzu.edu.cn。

Numerical simulation of failure mechanism of deep foundation pits in soft soil considering impact of piles

FENG Hu¹, LIU Guo-bin²

(1. Civil engineering College, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on the numerical simulation technique and 5 groups of model calculations, the impacts of uplift of wall depth, soil characteristics of wall toe, pit width and pit piles on stability are studied. The results show that the wall depth, soil characteristics of wall toe, pit width and piles within potential slip surface have significant impacts on the stability of the pit. Further, the slip surface shape and location characteristics of deep soft soil pit are studied as well as their influencing factors. Finally, the uplift failure mechanism of deep soft soil foundation pits is obtained.

Key words: numerical simulation; basal heave; failure mechanism

0 引 言

1999年美国科罗拉多矿业学院的Griffith等^[1]采用有限元强度折减法研究稳定安全系数, 引起了国内外学者广泛关注, 文献[2~9]使用有限元强度折减法对边坡稳定性进行了大量研究。之后, 有限元强度折减法被引进到基坑稳定性研究, Faheem等^[10]利用2D-FEM, 使用强度折减法对基坑坑底稳定性进行了研究。近年来发展起来的快速拉格朗日分析(FLAC)是在较好吸取有限单元法等优点和克服其缺点基础上形成的一种新型数值分析方法, 非常适宜于处理大尺度、大变形的问题和破坏相关的问题。文献[11~15]都是用FLAC (FLAC^{3D}) 对于不同岩土破坏失稳问题进行了数值模拟。本文使用FLAC程序对软土超深基坑坑底隆起失稳破坏这个热点问题数值模拟研究, 研究地连墙插入深度、基坑宽度、墙趾土层特性、

坑内工程桩等对隆起破坏的影响, 进而研究其破坏机制和破坏特征。

1 数值模拟工作方案

1.1 基坑隆起破坏的判据

郑颖人等^[16]总结了多年研究成果和其他文献的做法, 认为在有限元强度折减法分析边坡稳定性时, 有以下3种判断土体破坏的标准: ①以有限元静力平衡计算不收敛作为边坡整体失稳的标志^[1-7]; ②以塑性区从坡脚到坡顶贯通作为边坡整体失稳的标志^[8-9]; ③土体破坏标志应当是滑动土体无限移动, 此时土体滑移面上应变和位移发生突变且无限发展。

使用FLAC程序进行岩土破坏问题和稳定性问题研究中, 还有几种具体的判断标准, 见表1。

综合前人的研究成果和结论,本文采用 3 个标准综合判定基坑隆起失稳破坏以及滑裂面,即剪应变增量集

表 1 使用 FLAC 程序时的失稳判据

Table 1 Instability criteria in FLAC		
文献	分析问题	判断标准
非均质地基承载力及破坏模式的 FLAC数值分析 ^[11]	地基承载力及其破坏模式	剪应变增量和位移矢量
基于FLAC ^{3D} 的滑坡稳定性数值模 拟分析 ^[12]	边坡稳定性	剪应变增量和塑性区贯通。
裂隙性黏土边坡渐进性破坏的 FLAC模拟 ^[13]	裂隙性黏土边坡渐进性破坏	最大剪应变率贯通
竖直边坡破坏过程的FLAC模拟 ^[14]	竖直边坡破坏	塑性区、最大剪应变率、位移矢量
FLAC内置强度折减法 ^[15]	计算边坡或基坑稳定性安全系数	数值计算的收敛性作为失稳判据
本 文	基坑坑底隆起稳定性或隆起破坏	塑性区贯通、剪应变增量集中区贯通、位移矢量

中区贯通、塑性区贯通,而滑裂面处于两个贯通区域之内,辅助以滑裂块的位移矢量来最终确定滑裂面。

1.2 FLAC 计算模型

(1) 本构模型及参数取值

郑颖人等^[16]认为边坡的稳定分析主要关心的是力和强度问题,对于本构关系的选择不必十分严格,因此在有限元强度折减法中可采用理想弹塑性本构模型。因此,本文采用目前岩土工程中广泛采用的理想弹塑性本构-摩尔库伦本构模型。本构参数见表2。

表 2 本构参数取值

Table 2 Values of constitutive parameters					
土 层	抗剪强度 c/kPa	抗剪强度 φ/(°)	泊松 比 ν	杨氏模 量 E/MPa	剪切模量 G/MPa
④	12	13	0.40	6.99	2.5
⑦	1.0	34.0	0.30	45.15	17.38

抗剪强度取上海典型土层的直剪试验峰值强度指标,泊松比根据经验确定,杨氏模量根据上海典型土层压缩模量 $E_{s0.1-0.2}$ 的3倍,剪切模量和体积模量按照弹性力学知识计算得到。接触面单元参数: $c=0$ kPa, $\varphi=3^\circ$, 剪切模量 $k_s=6\times10^4$ MPa, 法向模量 $k_n=6\times10^4$ MPa。

(2) 开挖、支撑工况的模拟

数值模拟开挖方案按照基坑的实际开挖步骤进行,采取在模型竖直方向上开挖一层土,施工一道撑的做法。

(3) 连续墙、支撑和桩的模拟

本文的连续墙采用梁单元 (FLAC中的BEAM单元) 来模拟。根据谢百钧^[17]的研究,本文在计算时将连续墙的弹性模量按C30混凝土模量的80%取值,即为 2.4×10^{10} Pa,泊松比取为0.2。混凝土支撑和钢支撑都采用梁单元来模拟,不考虑重量,弹性模量分别取为 2.4×10^{10} Pa和 2.1×10^{11} Pa。

(4) 连续墙与土体接触的实现和参数取值

文献[18]表明,连续墙与土体接触面的设置与否对计算结果影响很大,本章利用 FLAC 内置的接触面单元实现连续墙和土体的接触。

参考文献[18],连续墙与土体摩擦系数参照国家建筑桩基技术规范关于桩基承台底与地基土之间的摩擦系数的建议值,考虑到是水平受力区别与竖向受力,在此基础上打6折。法向刚度和剪切刚度可以取周围“最硬”相邻区域的等效刚度的10倍。

(5) 计算模型边界选取

为避免边界约束对计算结果的影响,同时又不无谓增加网格加大计算量,水平向坑外取 $3H$ (开挖深度),竖向墙趾以下42 m即 $3D$ (地墙插入深度)。

1.3 数值模拟计算方案

本章共设计5组计算模型,研究土层特性、基坑宽度、坑内工程桩对抗隆起稳定的影响规律及作用机理。同时,研究超深基坑坑底隆起失稳破坏机制如滑裂面的形状和位置等特征。

2 计算结果与分析

根据基坑隆起破坏判据,计算结果分剪应变增量、塑性区分布、土体位移矢量 3 种参量分别展示。数值计算方案见表 3。

2.1 M1-基准模型

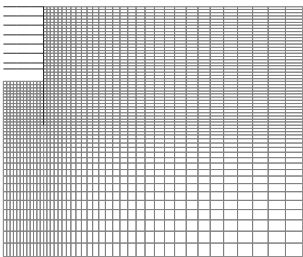


图 1 M1 模型工况

Fig.1 Model conditions of M1

由剪应变增量图 2 可以看出，剪应变增量集中区

表 3 数值计算模型方案

Table 3 Numerical modeling programs

模型组	模型尺寸 /m	开挖宽度× 深度/m	地墙深度 /m	地墙厚度 /m	土层组成	围护设置	备注
M1	102×80 (半结构)	12×24	38	1.0	④淤泥质黏土 40 m/⑦粉细砂	墙体设置塑性弯矩	
M2	204×80 (全结构)	24×28	38	1.0	④淤泥质黏土 35 m/⑦粉细砂	墙体不设置极限弯矩，不考虑墙体折断	
M3	110×80 (半结构)	30×24	38	1.0	④淤泥质黏土 40 m/⑦粉细砂	墙体不折断，设置塑性弯矩	
M4	M4-1 110×80 (半结构)	30×27	38	1.0	与 M1 一致	与 M1 一致	桩体位于潜在滑裂面之内
	M4-2 110×80 (半结构)	30×24	38	1.0	与 M1 一致	与 M1 一致	桩体位于潜在滑裂面之外

注：桩间距 3 m，桩径 600 mm，桩长 32 m。

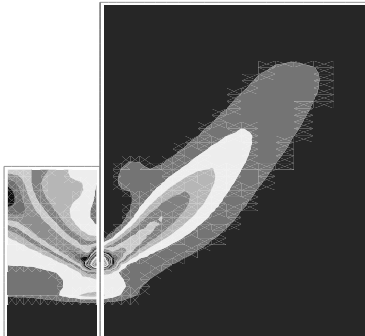


图 2 M1 剪应变增量分布

Fig. 2 Distribution of shear strain increment

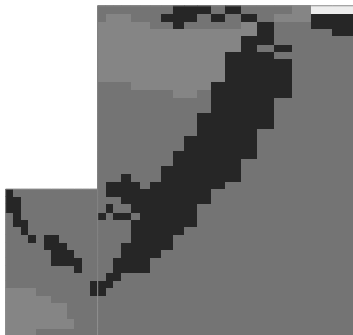


图 3 M1 塑性区分布

Fig. 3 Distribution of plastic zone

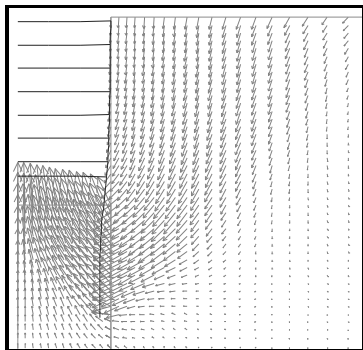


图 4 M1 土体位移矢量

Fig. 4 Soil displacement vectors

域已经明显贯通，可以初步确定剪应变增量集中带为滑裂面。滑裂面绕过围护墙趾，在坑内基坑中间部位贯穿坑底。三部分滑裂面形成的顺序为坑内被动区→坑外最下道支撑以下→最下道支撑以上。

由塑性区分布图 3 可以看出，在剪应变增量集中带形成并贯通的同时，塑性区也基本上贯通，其中坑外的更加明显和集中。塑性贯通区的形状与由剪应变增量初步确定的滑裂面形状相似。

由土体位移矢量图 4 可以看出，土体位移的矢量集中区域形成了明显的滑裂块，滑裂块内位移很大，并有明显的边界，边界外的土体位移明显小于滑裂块，因此滑裂块的边缘可能是滑裂面，这个滑裂面形状、位置与由剪应变增量、塑性区初步确定的相近。

2.2 M2-墙趾为硬土层

本章 M2 模型通过数值模拟研究墙趾土层对失稳破坏的影响，地墙进入硬土层⑦粉细砂 3 m。其他模型参数、计算参数与 M1 模型一样。

由开挖到 28 m 时的剪应变增量、塑性区、位移矢量图可以看出，基坑已经处于失稳状态，这时，由这 3 方面确定的滑裂面特征与 M1 相似，不过，由于插入深度较浅，滑裂面曲线中心下移，滑动范围变小，滑动区半径减小，两侧滑裂块相互挤压影响明显减弱已经非常小，滑裂面更接近圆弧状。

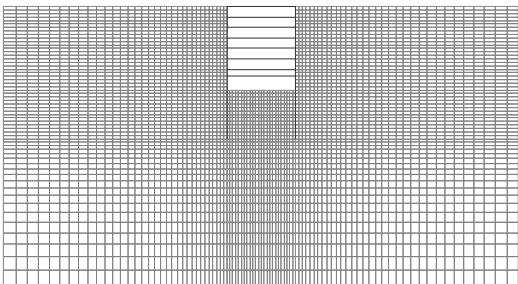


图 5 模型 M2 工况

Fig. 5 Model conditions of M2

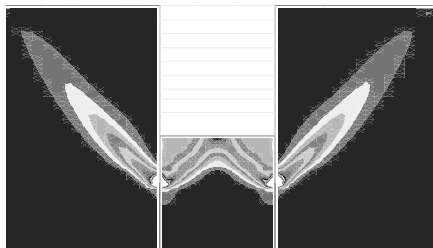


图 6 M2 破坏时剪应变增量分布

Fig. 6 Distribution of shear strain increment

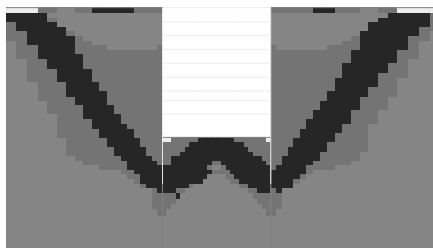


图 7 M2 塑性区分布

Fig. 7 Distribution of plastic zone of M2

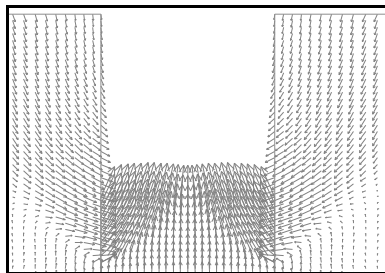


图 8 M2 破坏时位移矢量图

Fig. 8 Soil displacement vectors

M2 失稳破坏时开挖深度为 28 m, 地墙插入深度 10 m, 插入深度比 0.36; 对应 M1 为 24 m, 插入深度 14 m, 插入深度比 0.58, M2 开挖深度增加了 16.7%。说明, 墙趾进入硬土层可以明显增加软土超深基坑的抗隆起稳定性。

2.3 M3-宽度 60 m 基坑

前面两组模型 M1、M2 的基坑宽度为 24 m, 开挖深度 24 m, 宽深比 1.0, 插入深度比约为 0.6, 由于受到空间约束作用, 失稳破坏时, 两侧的滑裂块互相挤压, 滑裂面形状没有充分展开, 故形状为扁平或狭长形。当基坑宽度增大时, 这种约束作用将逐渐减弱, 增大到一定程度, 两侧滑裂将不互相影响, 滑裂面充分舒展。通过模型 M3, 研究两侧没有相互影响情况下的基坑隆起失稳的破坏特征, 本模型的基坑宽度为 60 m, 大于 2 倍开挖深度, 同时大于 4 倍的插入深度, 两侧滑裂块没有挤压作用。

由图 10 可以看出, 由剪应变增量初步确定的滑裂面形状整体上与 M1 相似, 但是滑裂面曲线上部开口更大, 滑裂面贯穿基坑坑底的位置并没有随基坑宽度增加而一直增加, 贯穿点没有位于基坑中部轴线处, 说明随基坑宽度增加, 滑裂面形状曲线向两侧扩展, 当增加到一定程度时, 滑裂面将停止扩展, 保持不变。

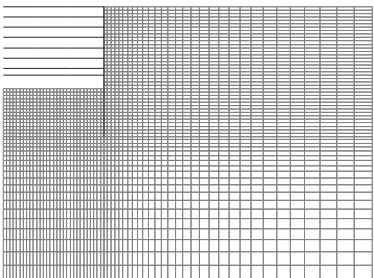


图 9 M3 模型工况

Fig. 9 Model conditions of M3

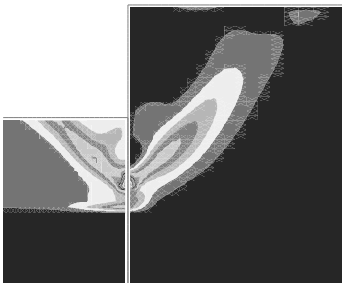


图 10 M3-剪应变增量

Fig. 10 Distribution of shear strain increment

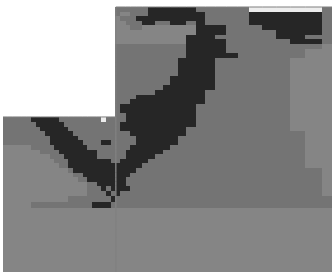


图 11 M3-塑性区

Fig. 11 Distribution of plastic zone

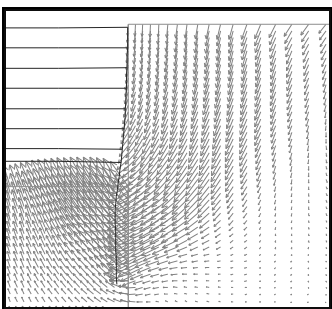


图 12 M3-土体位移矢量

Fig. 12 Soil displacement vectors

塑性区与剪应变增量规律一致, 见图 11, 相比 M1 模型计算结果, 滑裂面向两侧扩展, 但贯穿基坑

坑底处没有随基坑宽度增加而无限增加没有位于基坑坑底中部。并且,塑性区贯通更加明显,贯通带更加宽,说明在滑裂面上及其附近区域塑性发展更加充分。

综上,基坑宽度对基坑坑底抗隆起稳定性影响明显,在一定范围内基坑宽度越大稳定性越差,临界宽度大约为 $2D'$ (D' 最下道支撑到墙趾距离),这时滑裂面退化成圆弧,之后基坑宽度的变化不会影响基坑抗隆起稳定。

2.4 M4-坑内工程桩模型

坑内工程桩对于基坑被动区土体来说能起到加固效果,并且在基坑开挖阶段,由于土体隆起,桩土之间发生位移,桩可以提供摩阻力,必然会对基坑隆起起到遏制作用。模型 M5 就是为了研究桩基对坑底隆起失稳破坏的影响和作用机理。模型分为两组 M4-1、M4-2,根据 M1 模型得到的滑裂面形状和位置, M4-1 工程桩位于潜在滑裂面内, M4-2 工程桩位于滑裂面外,桩的数量、直径、长度和间距等参数完全一样。

(1) 工程桩位于滑裂面内

因为工程桩的存在,在开挖到 24 m 时,与 M1 模型不同,并没有出现破坏特征,继续开挖,直到 28 m 时,模型 M5-1 出现明显破坏特征,图 13 为模型 M5-1 开挖直到失稳破坏时的工况图,图 14, 15 为对应的剪应变增量分布和塑性区分布,剪应变增量量值上明显大于开挖到 24 m 时的情况并且已经贯通,而塑性区也基本贯通。滑裂面形状相比 M4 没有明显变化,形状和位置基本保持不变,圆弧原点下移,半径减小,这是因为开挖深度加大,插入深度相对减小。

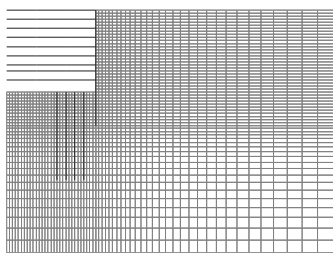


图 13 M4-1 模型工况

Fig. 13 Model conditions of M4-1

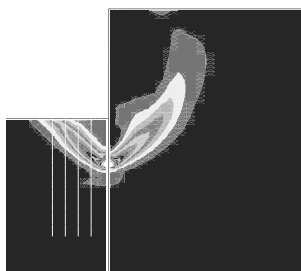


图 14 M4-1 剪应变增量分布

Fig. 14 Distribution of shear strain increment

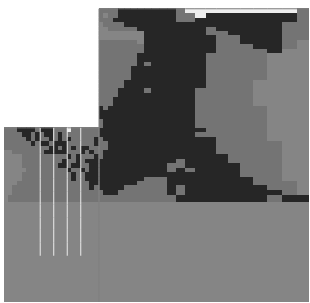


图 15 塑性区分布

Fig. 15 Distribution of plastic zone

总而言之,位于滑裂面之内的工程桩分别在竖向和水平向提供抗力:①竖向,由于摩阻力,桩体对土体的下拉作用可以明显减小坑底隆起;②水平向,一方面起到了加固土体的作用,另外可以提供抗弯力矩阻止坑底以下土体水平位移,减小围护的“踢脚”,抑制坑外土体向坑内运动,从而减小坑底隆起。

因此,潜在滑裂面之内的工程桩可以明显提高基坑的坑底抗隆起稳定性,同时没有明显改变滑裂面的形状和位置。

(2) 工程桩位于滑裂面外

本模型中四根工程桩全部位于 M4 得到的滑裂面之外,考察在不同位置处的工程桩对基坑隆起稳定性的影响和失稳破坏时的特征。计算模型图见图 16。

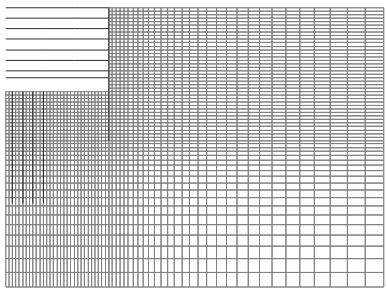


图 16 M4-2 -工况

Fig. 16 Model conditions of M4-2

从图 17 可以发现,剪应变增量分布与模型 M1 的几乎一样,位于潜在滑裂面外的工程桩对于剪应变增量集中区域没有明显影响。

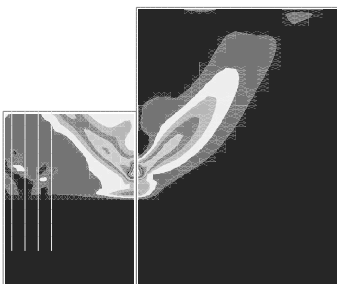


图 17 M4-2 -剪应变增量

Fig. 17 Distribution of shear strain increment

而图 18 反映了 M4-2 塑性区分布与模型 M1 的几乎一样, 位于潜在滑裂面外的工程桩对于塑性区的形成和分布没有明显影响。

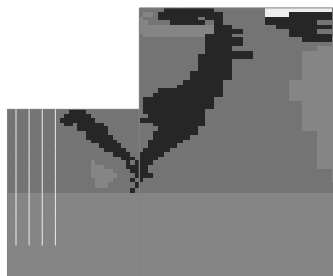


图 18 M4-2 -塑性区分布

Fig. 18 Distribution of plastic zone

3 结 论

本文通过 5 组模型计算, 研究了土层特性、基坑宽度、坑内工程桩对抗隆起稳定的影响规律及机理, 得到结论如下:

(1) 通过对比分析各模型 FLAC 程序计算结果, 综合剪应变增量、塑性区分布和位移矢量 3 方面得到的滑裂面是基本一致的, 说明用 FLAC 程序模拟基坑隆起失稳破坏是可行的。

(2) 墙趾土层对于基坑隆起稳定性和失稳破坏模式都有明显影响。墙趾进入硬土层 (以上海为例, 为⑥“老黏土”和⑦粉细砂) 后, 基坑稳定性大幅增加, 同时, 墙趾进入硬土层后对失稳破坏模式也有影响, 插入深度较大时, 基坑不容易直接发生失稳破坏, 较容易由于墙体变形过大而折断, 折断后墙体插入深度急剧减小甚至没有插入深度, 进而基坑失稳破坏; 只有当插入深度很小时, 才会发生隆起失稳破坏。

(3) 基坑宽度对基坑坑底抗隆起稳定性影响明显, 在一定范围内基坑宽度越大稳定性越差, 这个临界宽度大概为 $2D'$ (最下道支撑到墙趾距离), 宽度等于临界宽度时滑裂面退化成圆弧, 之后基坑宽度的变化不会影响基坑抗隆起稳定。

(4) 位于潜在滑裂面之内的工程桩在竖向和水平向提供抗力: 竖向向, 由于摩阻力, 可以明显减小坑底隆起; 水平向, 一方面加固了土体, 另外可以提供抗弯力矩阻止坑底以下土体的水平位移、减小围护的“踢脚”, 抑制坑外土体向坑内运动。因此, 对于抵抗坑底隆起破坏作用明显, 只是延迟滑裂面贯通形成但并不明显改变滑裂面的相对形状和位置。

(5) 位于潜在滑裂面之外的桩体对于潜在滑裂面

内的坑底隆起量、坑内土体的水平位移、墙体的水平位移尤其是“踢脚”大小作用不大, 对剪应变增量、塑性区的形成和分布也没有明显影响, 因此对于基坑坑底抗隆起稳定性没有明显作用, 对于抵抗隆起破坏没有贡献。

(6) 软土超深基坑的隆起失稳破坏滑裂面特征如下: ①滑裂面绕过地连墙墙趾; 滑裂面形状曲线以最下道支撑为界分为上、下两部分, 下半部分以地墙为轴对称分布, 上半部分在下半部分延伸到地面; ②滑裂面下部形状近似为椭圆形状, 坑内与坑底交与基坑中点, 曲线中心为最下道支撑与地墙的交点, 长轴等于 D' (最下道支撑到墙趾距离), 当基坑宽度增加时滑裂面与坑底交点的位置随着变化但始终为基坑中点, 即椭圆短轴越来越长而长轴保持不变, 直到短轴等于长轴退化成圆弧, 基坑宽度再增加, 滑裂面形状保持为圆弧不再发生变化, 圆弧半径为 D' , 圆心仍然为最下道支撑与地墙交点; ③通过滑裂面内滑裂块土体位移矢量的分析, 可以近似认为支点为最下道支撑与地墙交点, 即滑裂块绕最下道支撑与地墙交点旋转; ④滑裂面位置处的土体位移矢量基本沿滑裂面曲线的切线方向。

参考文献:

- [1] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Géotechnique, 1999, 49(3): 387 - 403.
- [2] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 等. 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. (ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min. Analysis on safety factor of slope by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(3): 343 - 346. (in Chinese))
- [3] 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. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of strength reduction FEM in soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3381 - 3388. (in Chinese))
- [4] 赵尚毅. 有限元强度折减法及其在土坡与岩坡中的应用[D]. 重庆: 后勤工程学院, 2004. (ZHAO Shang-yi. Strength reduction finite element slope and its application in rock slope[D]. Chongqing: College of Logistics Engineering, 2004. (in Chinese))
- [5] 郑颖人, 赵尚毅. 用有限元强度折减法求滑(边)坡支挡结构的内力[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(20): 3552 - 3558. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Calculation of

- inner force of support structure for landslide/slope by using strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics And Engineering, 2004, 23(20): 3552 - 3558. (in Chinese))
- [6] 赵尚毅, 时卫民, 郑颖人. 边坡稳定分析的有限元法[J]. 地下空间, 2001, 21(5): 450 - 454. (ZHAO Shang-yi, SHI Wei-min, ZHENG Ying-ren. Finite element method of Slope stability analysis[J]. Journal of Underground Space, 2001, 21(5): 450 - 454. (in Chinese))
- [7] 郑宏, 李春光, 李焯芬, 等. 求解安全系数的有限元法[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 323 - 328. (ZHENG Hong, LI Chun-guang, LI Zuo-fen, et al. Finite element method for solving the factor of safety[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(5): 323 - 328. (in Chinese))
- [8] 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): 406 - 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): 406 - 411. (in Chinese))
- [9] 栾茂田, 武亚军, 年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区分布及其应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2003, 23(3): 1 - 8. (LUAN Mao-tian, WU Ya-jun, NIAN Ting-kai. Strength reduction finite element method in the distribution of slope failure of the plastic zone and its application[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2003, 23(3): 1 - 8. (in Chinese))
- [10] FAHEEM H, CAI F, UGAI K. Two-dimensional base stability of excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2003, 30(2): 141 - 163.
- [11] 赵少飞, 栾茂田, 范庆来, 等. 非均质地基承载力及破坏模式的FLAC数值分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(11): 1909 - 1914. (ZHAO Shao-fei, LUAN Mao-tian, FAN Qing-lai. FLAC-based numerical analyses of bearing capacity and failure mechanism of strip and circular footings on nonhomogeneous foundations[J]. Rock and soil Mechanics, 2006, 27(11): 1909 - 1914. (in Chinese))
- [12] 高圣益, 魏学勇, 周晃. 基于FLAC^{3D}的滑坡稳定性数值模拟分析[J]. 长江工程职业技术学院学报, 2007, 24(4): 1 - 4. (GAO Shen-yi, WEI Xue-yong, ZHOU Huang. Simulation analysis of landslide stability based on FLAC^{3D}[J]. Journal of Changjiang Engineering Vocational College, 2007, 24(4): 1 - 4. (in Chinese))
- [13] 王志伟, 王庚荪. 裂隙性黏土边坡渐进性破坏的FLAC模拟[J]. 岩土力学, 2005(10): 1637 - 1640. (WANG Zhi-wei, WANG Geng-sun. FLAC simulation for progressive failure of fissured clay slope[J]. Rock and Soil Mechanics 2005(10): 1637 - 1640. (in Chinese))
- [14] 叶红, 王志伟, 张跃军. 竖直边坡破坏过程的FLAC模拟[J]. 路基工程, 2007(5): 34 - 36. (YE Hong, WANG Zhi-wei, ZHANG Yao-jun. FLAC simulation of vertical slope failure process[J]. Subgrade Engineering, 2007(5): 34 - 36. (in Chinese))
- [15] 马健. 黏性土坡破坏机制及FLAC数值模拟[D]. 上海: 同济大学, 2006. (MA Jian. Clay slope Failure mechanism and its FLAC numerical calculation[D]. Shanghai: Tongji University, 2006. (in Chinese))
- [16] 郑颖人, 赵尚毅, 宋雅坤, 等. 有限元强度折减法研究进展[J]. 后勤工程学院学报, 2005(3): 1 - 6. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, SONG Ya-kun. Research progress of Strength reduction FEM[J]. Journal of College of Logistics Engineering, 2005(3): 1 - 6. (in Chinese))
- [17] 谢百钧. 粘土层开挖引致地盘移动之预测[D]. 台北: 台湾科技大学, 1999. (XIE Bai-jun, The forecast of clay site movement caused by excavation [D]. Taipei: Taiwan University of Technology Institute, 1999. (in Chinese))
- [18] 徐中华. 上海地区支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形性状研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2007. (XU Zhong-hua. Deformation behavior of deep excavations supported by permanent structure in shanghai soft deposit[D]. Shanghai: Shanghai Jiaotong University, 2007. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)