

目 次

论 文

软土地区刚性桩复合地基路基施工监测稳定评估方法研究..... 刘吉福 (3)

用自然放坡法开挖 18 m 深的基坑..... 朱晶晶, 周伟, 王志楠, 沈锦儒 (13)

真空预压冬季打板固结理论研究及应用.....杨之良 (23)

山区高填方地基事故及预防与处理.....刘金波, 张雪婵, 王也宜, 汪宁, 张寒 (29)

岩土工程商业软件发展前沿(3)非垂直条分极限平衡法的应用.....卢海华(39)

软岩料填筑工程特性及处理措施建议.....

.....黄斌, 贺云, 张雨廷, 傅旭东(51)

长螺旋旋喷扩大头 CFG 桩在太原地区的应用研究.....

.....葛忻声, 梁晨, 卜俊峰(58)

一种水泥土长期强度实用预测式探讨.....杨俊杰, 王曼, 董猛荣, 王达爽, 孙涛 (65)

软土地区刚性桩复合地基路基施工监测稳定评估方法研究

刘吉福

(中国铁建港航局集团有限公司, 广东 珠海 519000)

摘要: 由于刚性桩承担部分路基荷载, 且桩承担荷载的比例随路基高度变化、桩土之间存在摩擦力, 所以刚性桩复合地基路基施工监测稳定评估不宜采用排水固结法路基施工监测稳定评估方法。基于刚性桩复合地基路基破坏模式和桩间土受力规律研究, 得到刚性桩复合地基路基失稳均导致桩间土失稳、路基滑塌前桩间沉降接近天然地基对应极限荷载沉降的结论, 建议将桩间沉降作为路基监控时的稳定评估指标, 将天然地基对应极限荷载的沉降作为桩间沉降报警值, 并推荐报警值取软土厚度的1%。工程实例表明建议的路基稳定评估方法可行。

关键词: 刚性桩; 路基; 稳定评估; 报警值; 极限荷载; 桩间沉降

0 引言

随着软基处理深度的加大、路堤高度的增加、工后沉降要求的提高, 刚性桩复合地基越来越多地用于路基工程。由于对刚性桩的作用认识不清、施工质量差等原因, 采用刚性桩复合地基的路基也出现失稳现象^[1-3]。施工监测可以有效评估排水固结法路基的稳定性, 减少路基失稳现象, 位移速率报警值通常采用 5 mm/d ^[4], 也可利用拐点法评估路基的稳定性^[4-6]。但是, 刚性桩复合地基路基稳定评估不能采用上述方法, 因为刚性桩承担部分路堤荷载, 且桩荷载率随路堤荷载增大而变化^[7]。

1 路基失稳模式与桩身轴力变化

1.1 桩弯断导致路基失稳

图1中滑塌路基的桩帽倾向路堤内, 表明管桩受弯断裂。图2~图4中离心试验模型路堤下CFG桩受弯断裂, 滑动面由多段折线组成; CFG桩断裂后桩土位移接近, 部分桩断裂成多个桩段; 从路基外侧向路基内的第3列CFG桩断裂后桩身轴力随着离心加速度增大而减小。可见, 对极限弯矩较小的刚性桩, 当复合地基位移较大时, 桩受弯断裂^[8]。

图4(c)中每个平台对应一个加速度, 表明离心加速度不变时桩身轴力基本不变; 部分桩受弯断裂后, 如果路基荷载不继续增大, 路基仍然不会失稳。如果路基荷载增大, 断

裂桩段不断增多、桩段倾斜度不断增大，轴力不断减小、桩间荷载不断增大，最终导致路基滑塌。



(a) 弯断的管桩

(b) 倾斜的管帽

图1 滑塌路基的管桩



(a) 变形线和滑动面

(b) CFG 桩弯断

图2 离心模型试验后的 CFG 桩复合地基路基

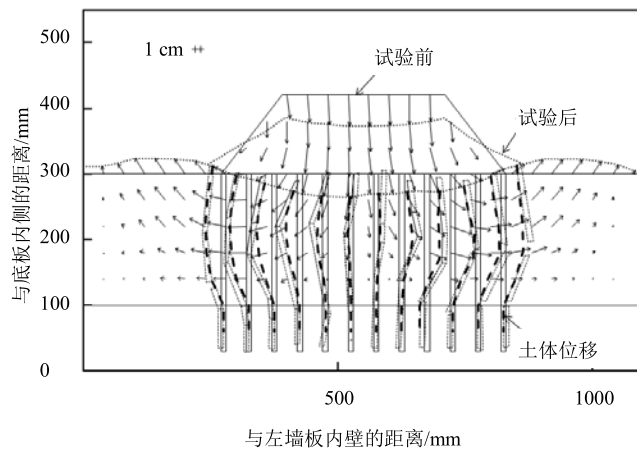
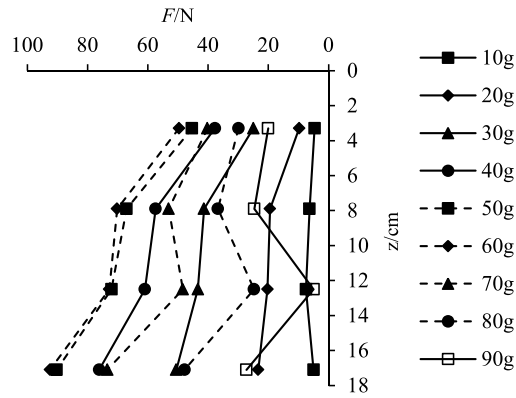
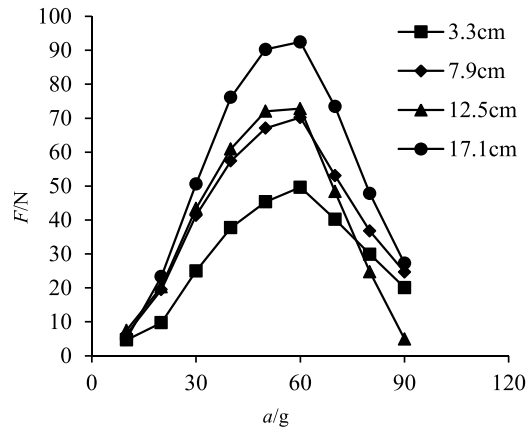


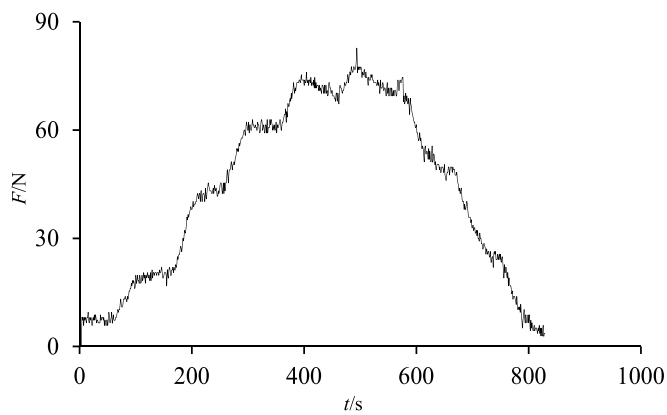
图3 CFG 桩复合地基路基位移场



(a) 轴力与深度的关系



(b) 轴力与离心加速度的关系



(c) 12.5 cm 处轴力与时间（离心加速度）的关系

图 4 CFG 桩轴力与离心加速度的关系

1.2 桩倾斜导致路基失稳

文献^[1]中滑塌路基属于该种情况。图5~图7中离心试验模型路堤下管桩严重倾斜，滑动面由多段折线组成；滑动面范围内桩身中下部位移小于桩间土位移，桩顶位移大于桩间土位移，第5列管桩倾斜后桩轴力随着离心加速度增大而减小。可见，对极限弯矩较大但嵌入持力层深度较小的刚性桩，当复合地基水平位移较大时，桩间土将桩推斜。

图7(b)中每个平台对应一个加速度，表明离心加速度不变时桩身轴力基本不变；部分桩倾斜后，如果荷载不继续增大，路基仍然不会失稳。如果路基荷载增大，桩段倾斜度不断增大，轴力不断减小、桩间荷载不断增大，最终导致路基滑塌。

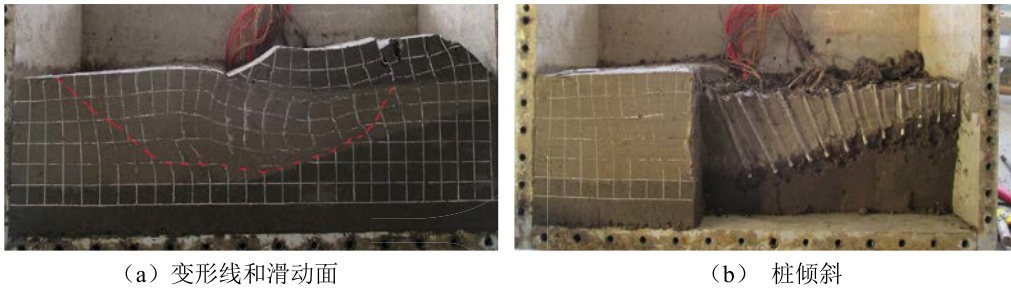


图5 离心模型试验后的管桩复合地基路基

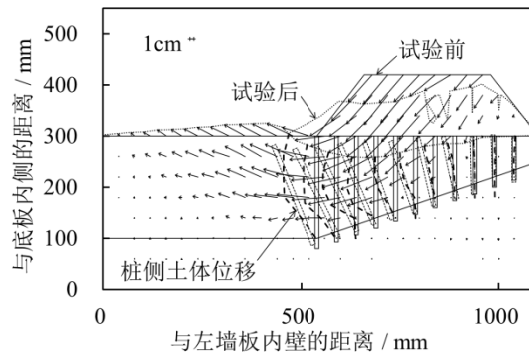


图6 管桩复合地基位移场

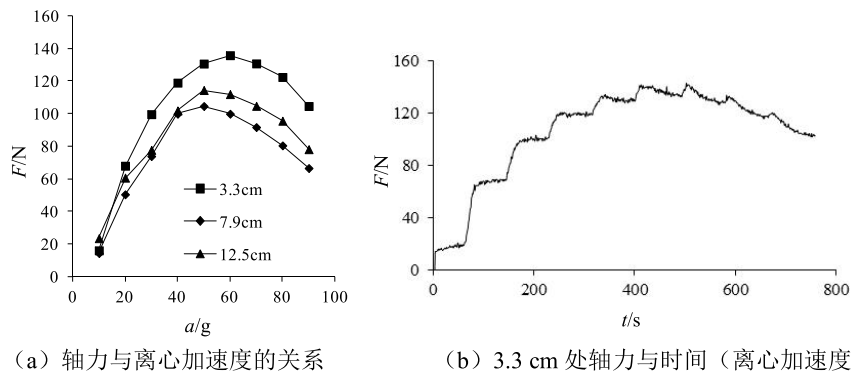


图7 管桩轴力与离心加速度的关系

1.3 桩间土绕流滑动导致路基失稳

图 8 是某公路桩间土绕流滑动导致边坡上桩帽突起；图 9 中离心试验模型路堤下桩顶设连梁的管桩倾斜程度较小，滑动面由多段折线组成；图 10 显示滑动面范围内桩间土位移普遍大于桩位移；图 11 显示桩轴力未随离心加速度增大而减小。

桩板路堤类似于刚性基础下刚性桩复合地基，其失稳破坏过程是桩首先刺入破坏，然后桩间土滑动破坏，桩间土的滑动破坏形式往往是绕流滑动。

可见，当桩身极限弯矩较大、且嵌入持力层深度较大或桩顶设置梁（板）时，刚性桩破坏前，桩间土已经发生绕流滑动。

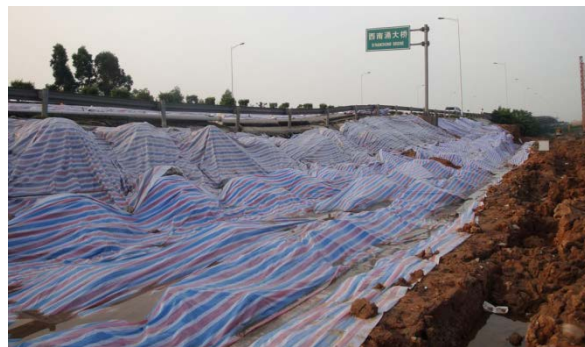
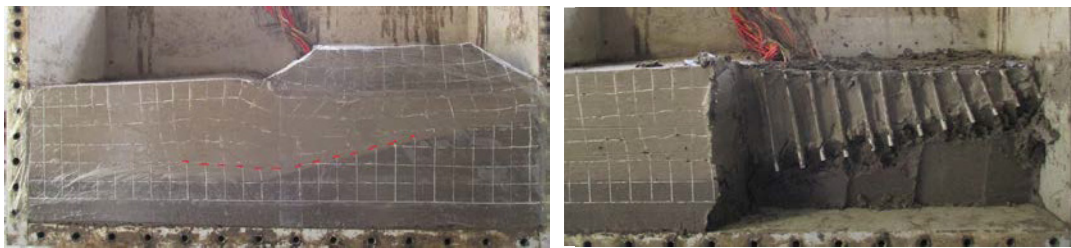


图 8 桩间土绕流滑动后桩帽突起



(a) 变形线和滑动面

(b) 试验后管桩

图 9 离心试验后管桩与梁复合地基路基

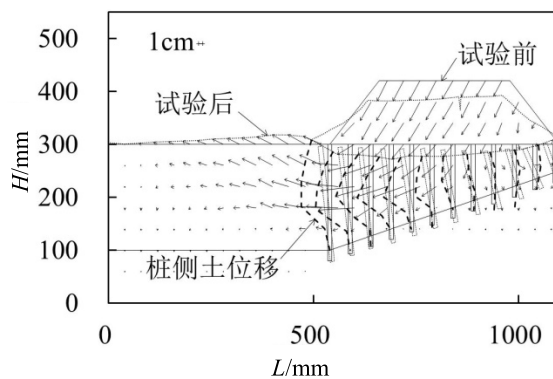


图 10 管桩与梁复合地基位移场

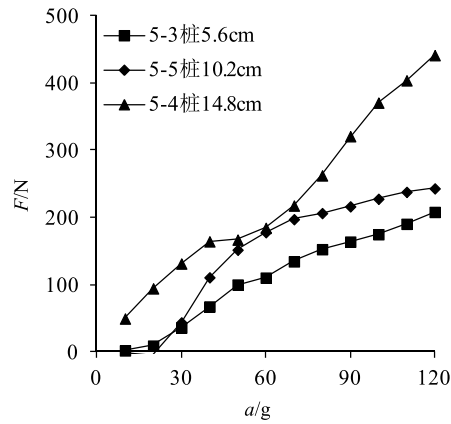


图 11 带梁管桩轴力与离心加速度的关系

2 桩间荷载变化规律

刚性桩复合地基桩间承担荷载与土拱效应、单桩承载力等有关。刚性桩不弯断或倾斜时，桩间荷载与路基荷载关系见图 12。A 点时土拱形成，B 点土拱出现屈服点，C 点达到单桩竖向极限承载力，OA、CD 段斜率接近 1.0，AB、BC 段斜率取决于土拱效应。桩间土附加应力除了受桩间荷载影响外，还受桩身摩擦力影响：中性面以上，桩身负摩擦力将部分桩间荷载转移到桩身；中性面以下，桩身正摩擦力将部分桩身荷载转移到桩间土。另外，路基不一定在 CD 段滑塌，而是可能在图 12 中任何一段直线内滑塌。因此，刚性桩复合地基的瞬时沉降、孔隙水压力、水平位移等与路基荷载的关系非常复杂，拐点法和位移速率报警值法均难以用于刚性桩复合地基路基稳定评估。

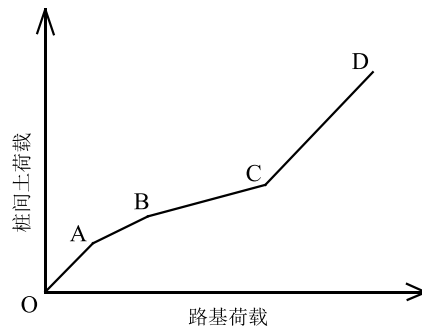


图 12 路基荷载与桩间荷载关系

刚性桩弯断或倾斜时，桩间荷载变化规律与图 12 类似。由于刚性桩断裂或倾斜后仍能承担部分路基荷载，且承担的荷载随着路基荷载增大逐渐减小，刚性桩断裂或倾斜后图 12 中桩间荷载与路基荷载关系线变为向上凹的曲线，且曲线斜率大于 1.0。

对于桩板复合地基，刚性桩达到竖向极限承载力前，桩间土承担荷载很小，桩间荷载与路基荷载关系线斜率接近 0.0；刚性桩达到竖向极限承载力后，新增荷载几乎全部由桩

间土承担, 桩间荷载与路基荷载关系线斜率接近 1.0。

3 稳定评估方法

由图 2、图 5 和图 9 可知, 软土地基失稳的实质和表现形式是沉降和位移过大。由第 2、3 节可知, 各种原因导致的路基失稳均最终表现为桩间土失稳。由于桩土相互作用, 桩间土失稳时的桩间荷载与天然地基极限荷载不相等, 但是失稳时桩间沉降和位移应接近天然地基在极限荷载下产生的沉降和位移, 因此, 建议将桩间沉降作为路基监控稳定评估指标, 将天然地基滑塌前的沉降作为桩间沉降的稳定报警值。

文献[4]按式 (1) 计算瞬时沉降。

$$S_d = F \frac{pW}{E_u} \quad (1)$$

式中: S_d 为瞬时沉降, F 为沉降系数, p 为路基荷载集度, W 为路基等效宽度, E_u 为软土不排水变形模量。

由图 13 可知^[4], F 近似等于 T_s/W 的 1/3~1/2, 为利于保证路基稳定, 取小值, 式 (1) 变为

$$S_d = \frac{pT_s}{3E_u} \quad (2)$$

式中: T_s 为软土厚度。

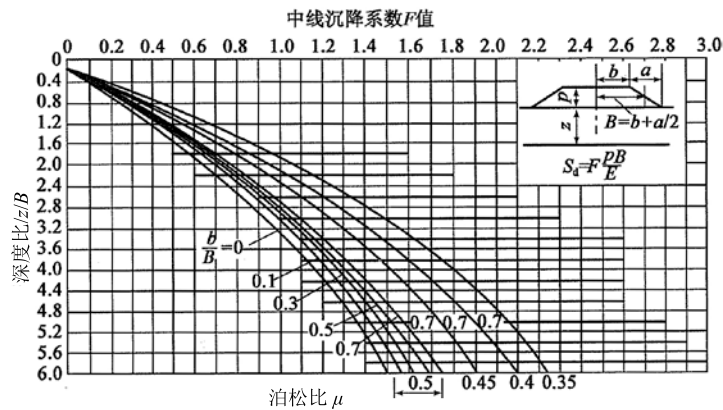


图 13 F 与 z/b 、 b/B 、 μ 的关系

软土的应力与应变呈现非线性, 借鉴折减强度法的原理, 并考虑文献[4]要求的稳定安全系数 1.2, 建议 E_u 采用无侧限压缩试验或固结不排水剪切试验的轴向应变与偏应力曲线中最大偏应力的 80% 对应的割线模量, 可表示为 E_{80} 。 E_{80} 宜由固结不排水剪切试验得到, 固结压力宜取前期固结压力。

将 E_{80} 和天然地基极限荷载 p_f 代入式 (2) 可得

$$S_a = \frac{p_f T_s}{3E_{80}} \quad (3)$$

式中： s_a 为沉降预警值。

p_f 宜通过稳定分析得到。对均质软土地基，可采用式（4）估算^[9]。路堤横断面为梯形，且地基通常存在硬壳层，式（4）计算的极限荷载通常稍小于实际极限荷载，有利于工程安全。

$$p_f = 5.14C_u \quad (4)$$

式中： C_u 为软土不排水固结试验得到的抗剪强度。

由式（3）和式（4）可得：

$$S_a = \frac{1.71C_u}{E_{80}} \quad (5)$$

土工试验结果统计表明， E_{80} 多为 C_u 的 85~170 倍，代入式（5）可得：

$$S_a = (1.0\% \sim 2.0\%)T_s \quad (6)$$

从易于操作、利于保证路基稳定出发，可统一取 $S_a = 1.0\%T_s$ 。

4 工程实例

4.1 工程实例一

潮惠高速公路 K31+100~K31+350 路堤高 5~5.6 m，软土厚 12.4~12.8 m，锥尖阻力为 0.33 MPa，软土层下为 4.4~4.9 m 厚的粉质黏土，其下为中砂和粉质黏土。采用管桩复合地基，桩直径 0.3 m，管桩间距 2.5 m，正方形布置，桩长 22 m。

由图 14 可知，施工基层后，路中线和左路肩的沉降明显大于右路肩的沉降，应是路中线及左幅管桩发生刺入破坏，导致桩间土承担荷载比例增大；等载预压时 K31+140~K31+240 左幅发生滑塌（图 15），裂缝延伸到 K31+290。路基开裂前的沉降为 204 mm，约为路基软土厚度的 1.6%，与建议值吻合。

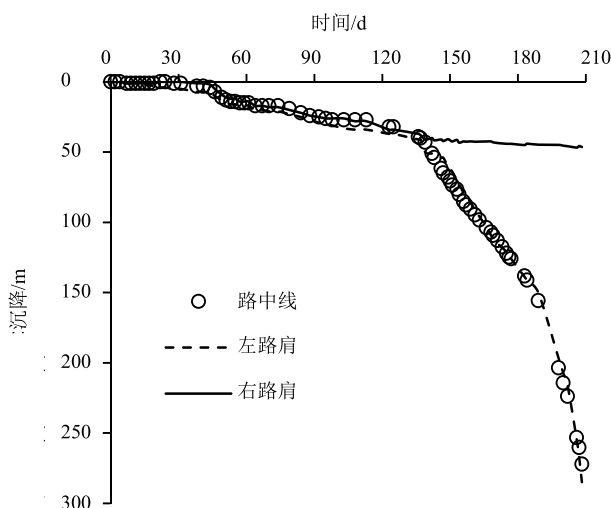


图 14 时间与沉降曲线



图 15 路基滑塌照片

4.2 工程实例二^[2]

温福铁路客运专线 DK18+591.34~DK18+929.19 路堤高 9.56~9.81 m。素填土厚 1.0~1.4 m, 黏土、粉质黏土厚 0.0~1.0 m, 淤泥厚 0.5~11.3 m, 不排水强度为 10 kPa。采用 CFG 桩复合地基处理, 桩直径 0.5 m, 间距 1.6 m, 正方形布置, 桩底进入碎石土、角砾土持力层不少于 2 m, 进入凝灰岩强风化层不少于 0.2 m。

路基填筑高度达到 4.85 m 时, 约 50 m 长的路基发生失稳, 从左线中心附近向右半幅路基发生扇形滑塌, 坡脚施工便道隆起 0.74 m。

根据 DK18+790.4 断面 CFG 桩长度推算滑塌路段软土平均厚度约为 8 m。由文献[2]中路基滑塌前 DK18+752 断面的沉降时程曲线可知, 沉降急剧增大前的沉降约 100 mm, 为软土厚度的 1.3%, 与建议值吻合。

4.3 工程实例三^[3]

新台高速公路 K63+720~K63+740 路基高 6.33 m, 自上而下土层有: 粉质黏土厚 0.5 m; 淤泥厚 11.5 m, 锥尖阻力 0.26 MPa; 中砂厚 3.24 m; 粉质黏土厚 1.8 m; 下卧全风化花岗岩。采用管桩复合地基处理, 管桩直径 0.3 m, 间距 2.8 m, 正方形布置, 桩长 19 m。施工至路床时, 右侧水沟错台 6~18 mm, 开裂 3~12 mm, 下沉 5~11 mm, 左侧开裂 3~25 mm。卸土测量桩帽标高, 桩帽平均沉降 0.314 m。

根据静力触探结果计算单桩竖向极限承载力为 735 kN, 小于桩顶荷载, 桩顶沉降与桩间沉降接近。桩间沉降约为软土厚度的 2.7%, 稍大于建议范围。除了测量误差外, 软土层及下部粉质黏土层与排水层相邻, 实测沉降中包含部分主固结沉降。因此, 非软土层较厚或软土层排水条件较好时, 宜利用分层沉降监测软土层的瞬时沉降。

4.4 工程实例四^[10]

陇海铁路徐连段连云港软土地基筑堤试验段淤泥质黏土厚 2 m, 淤泥土厚 8.5 m, 十字板强度为 14.8 kPa。下卧砂黏土、粉砂和黏土, 土工布地基与天然地基在 42 天内分别填筑 4.35 m 和 4.04 m 并发生滑塌, 滑塌前路基中心沉降分别为 171 mm 和 199 mm, 分别为软土厚度的 1.6% 和 1.9%, 该工程间接证明本文建议方法可行。

5 结语

(1) 刚路基滑塌前桩间沉降等于天然地基对应极限荷载的沉降, 可将天然地基对应极限荷载的沉降作为桩间沉降的报警值。

(2) 刚性桩复合地基路基桩间沉降报警值可取软土厚度的 1%。

(3) 工程实例表明建议的刚性桩复合地基路基施工监测稳定评估方法可行。

(4) 非软土层较厚或软土层排水条件较好时, 宜利用分层沉降监测软土层的瞬时沉降。

参考文献:

- [1] 朱旭华, 舒国明. 广珠北新围高架桥桥头路基滑移原因分析[J]. 中外公路, 2006, 26(4): 27-29.
- [2] 黎爱清. CFG 桩加固某软土路基的病害分析[J]. 铁道标准设计, 2012(06): 36-39.
- [3] 刘吉福, 郭舒洋, 肖昌建. 修正密度法分析混凝土桩复合地基路基绕流滑动稳定性[J]. 广东公路交通, 2016(05): 12-20.
- [4] 公路软土地基路堤设计与施工技术细则 (JTG/T D31-02-2013) [S]. 北京: 人民交通出版社, 2013.
- [5] 黄腾, 谭祥韶, 吴玉刚. 珠江三角洲地区软土路基实用稳定性判别方法[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(03): 391-397.
- [6] 广东省公路软土地基设计与施工技术规定 (GDJTG/T E01-2011) [S]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- [7] 陈云敏, 贾宁, 陈仁朋. 桩承式路堤土拱效应分析[J]. 中国公路学报, 2004, 17(4): 1-6.
- [8] 刘吉福, 郑刚, 安关峰. 稳定路基中刚性桩抗弯能力验算简易方法[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(08): 1387-1396.
- [9] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 浙江大学出版社, 1990(11): 299-300.
- [10] 铁道部第四勘测设计院. 软土地基试验研究文集[M]. 中国地质大学出版社, 2001(3): 201-231.

用自然放坡法开挖 18 m 深的基坑

朱晶晶^{1,2}, 周伟^{1,2}, 王志楠^{1,2}, 沈锦儒¹

(1. 江苏省电力设计院有限公司, 江苏 南京 211102; 2. 江苏科能岩土工程有限公司, 江苏 南京 211102)

摘要: 18 m 深的基坑支护结构采用排桩加止水帷幕是常用的方法, 为了降低建造费用, 缩短工期, 某电厂的循环水泵房基坑采用了自然放坡的方法获得成功。所采取的措施是选用合适的坡率、设置 SMW 工法施工的水泥土连续墙、降低地下水位等。插有 H 钢的水泥土连续墙, 既可作为截水帷幕, 又可提供所需的抗滑力。水泥土连续墙的抗剪强度由水泥土与 H 钢的协同工作提供。

关键词: 放坡; 深基坑; 整体滑动稳定性; 水泥土连续墙; 截水帷幕

0 引言

某燃煤电厂, 装机 2×1000 MW 汽轮发电机组。循环水泵房是埋深 18.1 m 的地下构筑物, 其基坑平面尺寸为 38 m×49.5 m, 如若采用混凝土排桩支护结构方案, 其耗费甚巨, 为了寻求技术合理、价格较低且具有足够安全度的结构形式, 经多方案技术经济比较, 决定采用自然放坡开挖方案。为了使这个方案能顺利实施, 采取了调节各坡的坡率、降低地下水位及设置必要的抗滑构件等措施, 最终使深度达 18.1 m 的基坑开挖获得成功, 顺利地将循环水泵房施工到顶。现将该工程的具体做法和体会与读者共享。希望国家规范中的放坡章节, 能增加一些工程实践中取得成功的放坡形式, 以利于这种既价廉又快捷的结构形式得到广泛的应用。

1 工程概况

1.1 场址概述

拟建场地原为浅海滩涂和滨海潮间带, 原始地面高程-5.30~-9.60 m (1956 黄海高程, 下同), 涨潮时被淹没, 退潮时部分露出海面, 吹填砂工作已完成。泵房所在地的场平标高为 5.40 m, 常年地下水位为-6.50 m。四周均为新建工地, 无其他任何建构筑物 and 地下管道等设施。

1.2 场地的工程地质条件

根据《岩土工程勘察报告》, 场地上覆地层为人工填土、第四系全新统海陆交互相沉积层、第四系更新统海相沉积层以及上第三系松散层, 自上而下简述如下:

层 1 吹填砂: 灰色~灰黄色, 湿~饱和, 松散~稍密。以中粗砂为主, 为新近吹填。该层上部为松散状, 下部为稍密状。分布厚度 10.14~13.16 m。

层 2 淤泥质砂：黑灰色，饱和，松散~稍密，局部中密。以粉细砂为主。分布厚度 2.54~7.22 m。

层 3 粗砂：灰色、灰黄色，饱和，松散~稍密，局部中密。以粗砂、中砂为主，局部含黏性土及少量砾砂。分布厚度 0~2.30 m。

层 4 砾砂：灰黄色、黄色，饱和，松散~稍密，局部中密。以砾砂为主，局部含角砾，分布厚度 3.89~4.82 m。

层 5 中砂：浅黄色，饱和，松散~稍密，局部中密。以中砂为主，含有较多的粗砂及细砂，局部含较多粉粒和黏性土。分布厚度 6.80 m。

层 6 粉质黏土：灰白色，可塑~硬塑，局部为坚硬。土质较均匀，粘性好，以中砂为主，含有较多的粗砂及细砂，局部含较多粉粒和黏性土。分布厚度 8.00 m。

层 7 以下（略）。各层土的计算参数列于表 1。

表 1 各层土的计算参数表

层号	土类名称	层厚 h/m	重度 $\gamma/kN\cdot m^{-3}$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$
1	吹填砂	10.30	18.7	5.0	28.0
2	淤泥质砂	2.90	19.8	12.1	23.4
3	粗砂	2.30	20.3	7.1	27.9
4	砾砂	4.70	20.6	5.0	28.0
5	中砂	6.80	20.6	4.0	23.2
6	粘性土	8.00	20.4	14.0	20.5

1.3 基坑结构简述

(1) 基坑尺寸

循环水泵房基坑底平面尺寸为：长 49.5 m，宽 38.0 m，见图 1。基坑顶标高为 5.40 m（绝对标高，下同），基坑底标高为-12.7 m。总深度 18.1 m。

(2) 基坑结构

基坑壁采用坡律法，分 3 个台阶。台阶高度自上而下分别为：6.0 m、7.1 m 和 5.0 m；坡度分别为 1:1.5、1:1.25 及 1:1.4。台阶间设置 1 m 宽的平台，平台标高分别为-0.60 m 和 -7.70 m。坡面及平台面均为喷射混凝土覆面。内配钢筋网片，并用钢筋插入坡壁土层内，与钢筋网片扎牢。-0.60 m 平台上采用 SMW 工法施工 $\Phi 850$ 三轴搅拌桩，搅拌桩内插 H 型钢，隔 1 插 1，H 钢长 18 m。搅拌桩桩顶标高-0.60 m（含超搅部分），桩底标高为-25.5 m，插入下部不透水的层 6 粉质黏土层，形成一道截水帷幕以阻断帷幕内外地下水的通道。凿除顶部超搅部分，在其顶设置钢筋混凝土冠梁，冠梁宽 1.4 m，高 1.0 m。四周冠梁交圈，四角设 $\Phi 609$ 钢管支撑，每角 2 道。在帷幕内设置水泥搅拌桩的扶壁墙，以增强帷幕的侧向刚度，基坑长边处 3 道，短边处 2 道。

(3) 基坑降排水

a) 基坑外设 $\Phi 300$ mm 的 PVC 波纹管井 18 口，均匀分布在-0.6 m 平台上，井深 25 m，基坑外的水位标高降到-20 m 标高。

b) 基坑内沿基坑底部周边布置 $\Phi 300$ mm 钢管井 18 口, 井距 10 m 左右, 在基坑底部中央均匀布置同直径的钢管井 4 口, 基坑内的水位降到 -20.0 m 标高。

c) 边坡上设泄水孔。可采用直径为 100 mm 的 PVC 管, 外倾坡度不小于 5%, 间距为 2~3 m, 按梅花型布置, 最下一排泄水孔高于地面 300 mm。

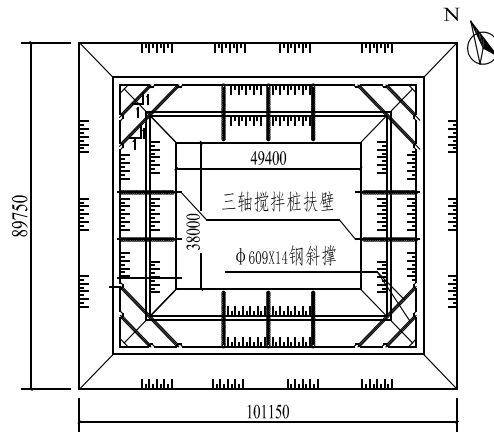


图1 循环水泵房基坑平面图

d) 大气降水和泄水孔泄出的水均顺混凝土面流到基坑底面, 通过碎石垫层渗入地下, 由管井排出基坑。

2 边坡滑动稳定性验算

2.1 国家行业标准的规定^[1]

国家行业标准 JGJ120-2012 中, 有关基坑开挖采用放坡没有专门章节, 只是在第 3 章第 3 节中的最后一条——第 3.3.6 条, 提到了放坡应遵循的规定: 基坑开挖采用放坡时应按本规程第 5.1.1 条的规定验算边坡的滑动稳定性, 边坡的圆弧滑动稳定安全系数不小于 1.2; 放坡坡面应设置防护层。

JGJ120-2012 的第 5 章是基坑支护结构类型为土钉墙的专门章节。第 5.1.1 条是整体滑动稳定性验算的条文, 该条共有 5 款, 前 2 款是用于土钉墙在地下水位以上时的整体滑动稳定性验算, 或不需要考虑地下水压力的作用时土钉墙的整体滑动稳定性验算。第 3 款是专门用于水泥土桩复合土钉墙在需要考虑地下水压力的作用时, 其整体滑动稳定性验算应按第 4 章的公式 4.2.3-1 和 4.2.3-2 验算。其基坑剖面图如图 2 所示。

2.2 放坡基坑的工况

在南方, 基坑在地下水位以下是屡见不鲜的。自然放坡的基坑一般都不会在基坑边缘处做截水帷幕, 只会放坡的中间平台或上部平台上设置截水帷幕(见图 3), 此时截水帷幕的内外侧地下水位可以在不同的标高上。若放坡基坑中没有截水帷幕, 此时基坑内外的地下水位应该在同一个水平面上。

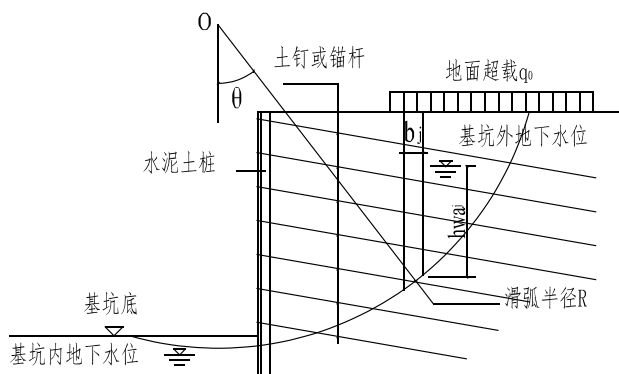


图2 水泥土桩或微型桩复合土钉墙典型剖面图

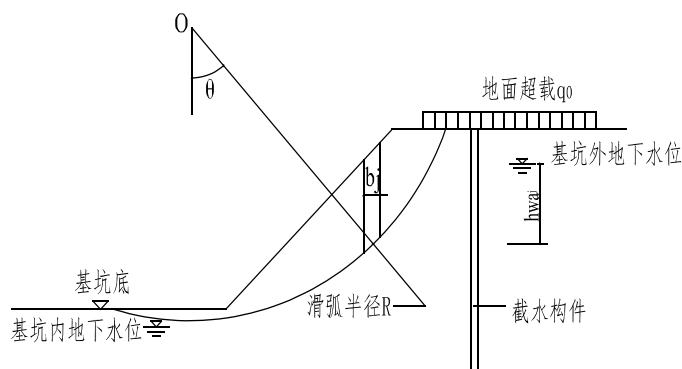


图3 自然放坡典型剖面图

2.3 北京理正 F-SPW 深基坑 7.0 计算软件^[2]

北京理正的深基坑计算软件是深受广大用户青睐，使用者众多，是一款好的深基坑计算软件。软件系统提供了瑞典条分法、简化 Bishop 法、Janbu 法等三种计算整体稳定的方法。滑动圆弧土条重力计算方法有总应力法和有效应力法两种。毋庸置疑，系统对于基坑放坡的整体滑动稳定性验算，存在某些不完善之处。系统是以基坑最下一级边坡的坡脚作为基坑的边缘，其内侧为基坑内，反之为基坑外。不论基坑有无截水帷幕存在，系统总是以此为分界线，在此界线两侧的地下水位可以在同一个标高上。如果外侧地下水位较内侧高，则斜坡上的土条，将饱含地下水，斜坡面就是水位之顶，显然这是不符合客观现实的。系统还缺少在放坡土体中设置截水帷幕的工况，更没有考虑抗滑桩作用的功能。因此使某些放坡基坑，因使用理正深基坑计算软件验算整体滑动稳定性的安全系数未能达到规程的规定而无法通过。现以上述循环水泵房基坑为例说明系统软件需要进一步补充拓展与完善，以适应工程界的迫切需求。

2.4 循环水泵房基坑实例

- (1) 场地条件与工程地质条件均在前面已经叙述过，不再重复。
- (2) 放坡基坑的剖面及计算条件

循环水泵房放坡基坑单侧的剖面图示于图 4。基坑内外降水都到-20.00 m。

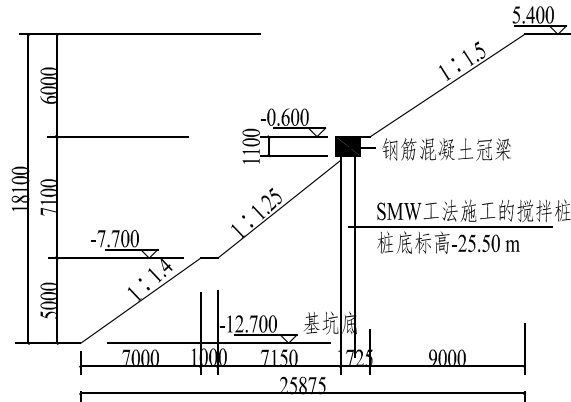


图4 循环水泵房基坑剖面图(单侧)

(3) 整体滑动稳定性验算

放坡基坑整体滑动稳定性验算时,采用的计算方法:瑞典条分法;应力状态:有效应力法;基坑底面以下的截止计算深度:16.00 m;基坑底面以下滑裂面搜索步长:4.00 m;条分法中的土条宽度:1.00 m。计算结果:13道滑弧中,有7道滑弧(第5~11道滑弧)的安全系数 K_s 低于1.20(表2)。

表2 13道滑弧安全系数 K_s 一览表

滑弧号	K_s	半径R/m	圆心坐标 X_c /m	圆心坐标 Y_c /m	结论
1	1.604	61.474	-0.154	71.168	满足
2	1.479	56.400	-0.444	65.188	满足
3	1.604	60.484	-0.217	70.055	满足
4	1.250	46.279	-0.446	52.511	满足
5	1.167	40.099	-0.442	44.200	不满足
6	1.185	42.280	-0.417	46.549	不满足
7	1.106	38.306	-0.285	40.704	不满足
8	1.061	38.236	-2.353	38.255	不满足
9	1.058	38.248	-2.564	38.162	不满足
10	1.090	30.139	-0.047	26.139	不满足
11	1.185	35.260	-0.050	27.260	不满足
12	1.465	35.521	-0.105	23.521	满足
13	1.678	40.641	-0.111	24.641	满足

图5示出了13道滑弧在土中的位置。从图中可见,第5~11道滑弧均位于降水后的地下水位以上,滑弧面上不存在水压力的作用,所以影响整体滑动稳定性的因素只是地基土的抗剪强度。再从表2中可见第5~11道滑弧的安全系数 K_s 都超过1.0,与要求的1.20差

10%左右,可以用穿越第5~11道滑弧的土中增强体的抗剪能力来弥补。如图4中所示的,在-0.60 m平台处打设SMW工法施工的水泥土搅拌桩连续墙,只要将墙体锚固到稳定土层2 m以下就能确保安全^[3]。为了能利用理正的基坑计算软件,采取的办法是在打桩平台附近设置了一层替代土层,其厚度极小,仅0.1 m,不会影响整个土层的性状,该层土的物理指标与内摩擦角均同原土,只是将黏聚力 c 放大到1400 kPa。经如此变换后,所有滑弧的安全系数均大于1.20,满足了规程的要求。

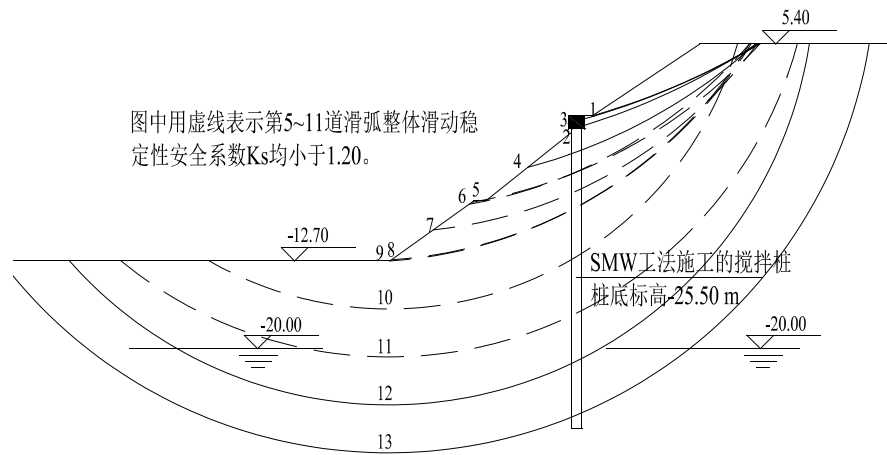


图5 循环水泵房基坑整体滑动稳定性验算第1~13道滑弧图

(4) 水泥土连续墙强度复核

① 计算该层替代土层所贡献的抗剪力 V_t

$$V_t = \alpha R(C - c) \quad (1)$$

式中 α 为替代土层滑弧段的圆心角, 弧度; R 为滑弧半径, m; C 为替代土层的黏聚力, kPa; c 为原土层的黏聚力, kPa。从图中可量得 $\alpha = 0.214^\circ$, 有替代土层的第8道滑弧半径 $R = 35.821$ m, $C = 1400$ kPa, $c = 5$ kPa。代入式(1)得替代土层贡献的抗剪力标准值, 此抗力需由水泥土连续墙承担。

$$V_t = 0.214 \times \pi \times 35.821 \times (1400 - 5) / 180 = 186.6 \text{ kN/m}$$

② 复核水泥土连续墙滑弧截面上的剪力

将放坡基坑的水泥土连续墙处取脱离体, 图6示出无替代土层第8道滑弧脱离体图。分析各脱离体上的作用力, 可求得水泥土连续墙滑弧截面所承担的剪力值。

3个脱离体上均有滑动力和抗滑力及黏聚力, 计算可得土体A的滑动力为1033.5 kN/m, 抗滑力为605.0 kN/m, 滑弧面上的黏聚力合力为145.4 kN/m。土体B滑动力为392.3 kN/m, 抗滑力为686.1 kN/m, 滑弧面上的黏聚力合力为86.5 kN/m。

根据力学平衡原理, 水泥土连续墙的滑弧面上的抗滑力可由下式算得:

$$\begin{aligned} V_t &= 1.2 \Sigma \text{ 滑动力} - \Sigma \text{ 抗滑力} - \Sigma \text{ 黏聚力} \\ &= 1.2 \times (1033.5 + 392.3) - (605.0 + 686.1) - (145.4 + 86.5) \\ &= 1711.0 - 1291.1 - 231.9 = 188.0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

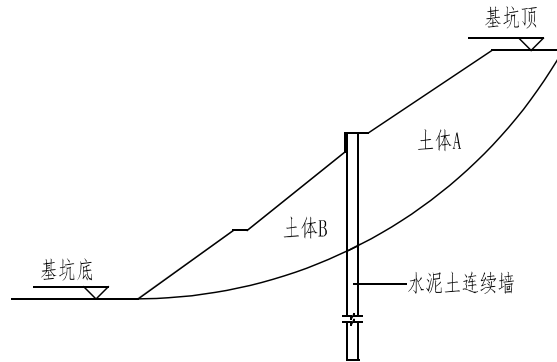
与式 (1) 计算结果基本一致。可见水泥土连续墙滑弧面上的抗滑力就等于替代土层的黏聚力。

③水泥土连续墙的剪应力 τ_{cp}

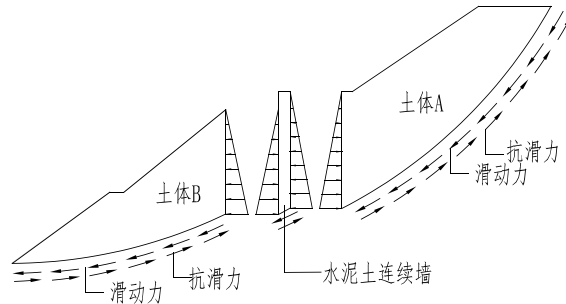
先不计 H 钢的作用, 增强体滑弧面上的剪应力可用下式求得:

$$\tau_{cp} = \gamma_0 V_l / A_p \quad (2)$$

式中: γ_0 为结构重要性系数, $\gamma_0=1.0$; V_l 为每米增强体滑弧段的抗滑力, kN; A_p 为每米滑弧段增强体的截面积, m^2/m 。



(a) 第 8 道滑弧土体剖面图



(b) 水泥土连续墙和两侧土体的脱离体图

图 6 第 8 道滑弧脱离体图

a) 计算 A_{cp}

两圆相交的面积为 $A=2 \times 0.052=0.104 \text{ m}^2$

0.6 m 宽度的水泥土搅拌桩的面积为: $A=3.14159 \times 0.425^2 - 0.104=0.464 \text{ m}^2$

水泥土搅拌桩中心线与垂直线的夹角 $\theta=26.189^\circ$

折算成每米墙宽的水泥土搅拌桩连续墙与滑弧相切的面积为:

$$A_{cp} = 0.464 / (0.6 \times \cos 26.189^\circ) = 0.862 \text{ m}^2$$

b) 水泥土抗剪强度 $[\tau_f]$

水泥土 90 天的无侧限抗压强度 $f_{cu}=2.5 \text{ MPa}$

水泥土 28 天的无侧限抗压强度^[3] $f_{28}=f_{cu} / (1.43 \sim 1.80) = (1.38 \sim 1.74) \text{ MPa}$

取中间值

$$f_{28}=1.56 \text{ MPa}$$

水泥土抗剪强度为^[4]: $[\tau_f] = (1/2 \sim 1/3) \eta f_{28} = (0.13 \sim 0.195) \text{ N/mm}^2 = (130 \sim 195) \text{ kPa}$

式中 η —水泥土强度折减系数, $\eta=0.25$ ^[5]。

c) 水泥土截面上的剪应力 τ_f

水泥土连续墙不计 H 钢的作用时, 其截面上的剪应力为:

$$\tau_{cp} = \gamma_0 V_t / A_{cp} = 1.0 \times 188.0 / 0.862 = 218 \text{ kPa} > [\tau_f] = (130 \sim 195) \text{ kPa} \quad \text{不满足}$$

水泥土连续墙必须依靠 H 钢的抗剪强度才能满足基坑整体稳定性的要求。水泥土连续墙与插入其中的 H 钢协同工作的原理是: 由嵌在 H 钢间的水泥土墙体通过自身的抗弯和抗剪能力, 将荷载传给 H 钢, H 钢作为嵌固在土中的悬臂柱来抵御水泥土连续墙传来的荷载。

④ H 钢间的水泥土连续墙的抗弯能力

SMW 工法施工的水泥土连续墙平面图 (局部) 见图 7。

嵌在 H 钢间的水泥土连续墙, 可视为以 H 钢为支座的变截面单跨板, 跨度为 1.0 m。所受的荷载, 可由 V_t 反算。假定水泥土连续墙上的荷载为三角形的分布荷载, 滑弧面以上每米宽连续墙荷载总和为 V_t 。则三角形的分布荷载的峰值 q_{\max} :

$$q_{\max} = \frac{2\gamma_0 V_t}{H} \cos \theta \quad (3)$$

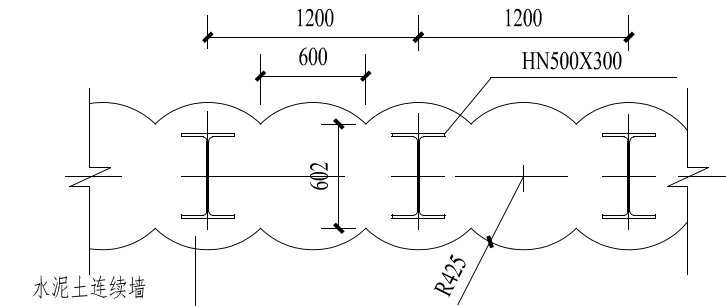


图 7 水泥土搅拌桩中插 H 钢截面图

式中 H 为滑弧面以上 H 钢的平均高度, m; $H=8.42$ m。

$$q_{\max} = 2 \times 1.0 \times 188.0 \times \cos 26.19^\circ / 8.42 = 40.1 \text{ kPa}$$

取滑弧面以上 1 m 内的水泥土连续墙计算, 分布荷载的平均值为:

$$q = 40.1 \times (8.42 - 0.5) / 8.42 = 37.7 \text{ kPa}$$

跨中弯矩 $M = 37.7 \times 1.0^2 / 8 = 4.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$

支座反力 $R = 37.7 \times 1.0 / 2 = 18.9 \text{ kN}$

薄弱处弯矩 $M = 18.9 \times 0.2 - 37.7 \times 0.2^2 / 2 = 3.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$

跨中截面高度 $h_z = 0.85 \text{ m}$

薄弱处截面高度 $h_r = 0.60 \text{ m}$

抗拉强度设计值^[4]: $[\sigma_t] = (0.15 \sim 0.30) \eta f_{28} = (0.058 \sim 0.117) \text{ N/mm}^2 = (58 \sim 117) \text{ kPa}$

跨中弯矩产生的拉应力

$$\sigma_z = 6 \times 4.71 / (1 \times 0.85^2) = 39.1 \text{ kPa} < [\sigma_t]_{\min} = 58 \text{ kPa} \quad \text{满足}$$

薄弱处弯矩产生的拉应力

$$\sigma_r = 6 \times 3.03 / (1 \times 0.60^2) = 50.5 \text{ kPa} < [\sigma_t]_{\min} = 58 \text{ kPa} \quad \text{满足}$$

⑤ H 钢间的水泥土连续墙的抗剪能力

$$\text{支座处嵌入 H 钢的截面净高度} \quad h_j = 0.488 - 2 \times 0.018 = 0.452 \text{ m}$$

支座剪力引起的剪应力

$$\tau = 1.5 \times 18.9 / (1 \times 0.452) = 62.7 \text{ kPa} < [\tau_t]_{\min} = 130 \text{ kPa} \quad \text{满足}$$

薄弱处截面的剪力设计值

$$V_r = 18.9 - 37.7 \times 0.2 = 11.4 \text{ kN}$$

薄弱处截面的剪应力

$$\tau_r = 1.5 \times 11.4 / (1 \times 0.60) = 28.5 \text{ kPa} < [\tau_t]_{\min} = 130 \text{ kPa} \quad \text{满足}$$

⑥ H 钢强度验算

H 钢采用 Q345B, 抗弯强度设计值为 $f = 295 \text{ N/mm}^2$, 抗剪强度设计值为 $f_v = 170 \text{ N/mm}^2$, 弹性模量 $E = 206000 \text{ N/mm}^2$ [6]。H 钢的规格为 HN500×300, 其尺寸为 488×300×11×18, 截面惯性矩为 $I = 71400 \text{ cm}^4$, 截面模量为 $W = 2930 \text{ cm}^3$ 面积矩的最大值 S_{\max} :

$$S_{\max} = 18 \times 300 \times 241 + 11 \times 232 \times 116 = 1597432 \text{ mm}^3$$

对应于材料强度采用设计值, 荷载效应亦应采用设计值, 故需乘以综合分项系数 $\gamma_F = 1.25$, H 钢间距 $l = 1.2 \text{ m}$, 则剪力设计值 V :

$$V = \gamma_0 \gamma_F V_r = 1.0 \times 1.25 \times 1.2 \times 188.0 = 282.0 \text{ kN}$$

H 钢水平截面上承受的剪应力 τ_H :

$$\begin{aligned} \tau_H &= VS_{\max} / (I \times t) = 282.0 \times 10^3 \times 1597432 / (71400 \times 10^4 \times 11) \\ &= 57.4 \text{ N/mm}^2 < f_v = 170 \text{ N/mm}^2 \quad \text{满足} \end{aligned}$$

H 钢水平截面上承受的弯矩 M_H :

$$M_H = 40.1 \times 8.42^2 / 6 = 473.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

H 钢水平截面上的正应力 σ_H :

$$\sigma_H = M_H / W = 473.82 \times 10^6 / 2930000 = 161.7 \text{ N/mm}^2 < f = 295 \text{ N/mm}^2 \quad \text{满足}$$

H 钢顶部位移 f_H :

$$f_H = qH^4 / (30EI) = 40.1 \times 8.42^4 \times 10^{12} / (30 \times 206000 \times 71400 \times 10^4) = 45.7 \text{ mm}$$

$$f_H / H = 45.7 / 8420 = 1 / 185 < 1 / 150 \quad \text{满足}$$

⑦ 水泥土连续墙的复合抗剪强度计算

从以上计算中可见以薄弱截面的拉应力 σ_r 与水泥土抗拉强度设计值 $[\sigma_t]_{\min}$ 最为接近, 此即为控制点, 与此临界状态相比, 其比值为: $[\sigma_t]_{\min} / \sigma_r = 58 / 50.5 = 1.15$ 。将此比值乘上③中计算的截面剪应力, 即为水泥土连续墙的复合抗剪强度 $[S_{cp}]$:

$$[S_{cp}] = 1.15 \times 218 = 250 \text{ kPa} = 0.4 \eta f_{cu}$$

3 结语

(1) 采用放坡法开挖基坑, 只要辅以必要的措施, 可以解决深度较大基坑的开挖。可选的措施有: 合适的坡率、降低地下水位、设置截水帷幕和竖向增强体等。

(2) 竖向增强体可采用 SMW 工法施工的水泥土搅拌桩连续墙, 它既可作为截水帷幕, 又可提供整体滑动时的抗力, 其抗力的计算可采用连续墙体材料的复合抗剪强度 $0.4\eta f_{cu}$ 与滑弧处截面积的乘积, 但应适当多留些裕度。

(3) 殷切地期盼国家基坑规程能增加些关于放坡做法的内容, 也希望软件公司增加放坡各种工况的计算方法。

参考文献:

- [1] 建筑基坑支护技术规程 (JGJ120-2012) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] 北京理正软件股份有限公司. 理正深基坑支护结构设计软件 (国际版) 使用说明·编制原理[M]. 北京理正软件股份有限公司, 北京: 2015.
- [3] GB/T50783-2012. 复合地基技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
- [4] 白日升. 粉体喷射搅拌法的应用. 中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会深层搅拌法设计、施工经验交流会论文集[C]. 1993.
- [5] 建筑地基处理技术规范 (JGJ79-2012) [S]. 北京: 建筑工业出版社, 2012.
- [6] 钢结构设计规范 (GB50017-2003) [S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.

真空预压冬季打板固结理论研究及应用

杨之良

(天津港建设公司, 天津 300452)

摘要: 真空预压冬季施工有理论上的可行性, 但实际操作中困难重重, 保温和防冻措施不但投资多、实施难度大, 而且若其中某个环节出现问题, 极易导致真空预压失败, 造成后期减载使用, 或者再次打板进行二次预压。不但造成投资浪费, 也会延误工期, 实际工程中的惨痛教训也让建设者们踌躇不前。总结以往的经验教训, 工程中调整施工工序, 合理安排工期, 在12月中旬只完成排水板打设工作, 转年春季复工后再进行后面工序的施工。合理运用真空预压冬季打板固结理论, 最终加固效果符合设计要求, 圆满完成合同约定的进度、质量目标。

关键词: 真空预压加固; 冬季打板; 固结; 沉降量

0 引言

真空预压加固软土地基技术是我国自主创新的成套技术。该技术20多年来在水运工程中等到了广泛的应用, 对缓解我国港口陆域用地紧缺、实现资源合理利用起到了重要作用。

当地基土经预压后的强度满足地基承载力和稳定性要求时, 方可卸载。对以变形控制为主的地基, 当预压后的变形量和平均固结度符合设计要求时, 方可卸载。

在地基最终沉降量及固结度推算中, 根据实测沉降曲线推算地基的最终沉降量有多种方法, 目前工程中常用的是经验双曲线法, 它是将满载后的所有观测结果都参与统计分析, 剔除异常点后求得 α 、 β , 从而求得最终沉降量。可按下列公式推算:

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t} \quad (1)$$

$$S_\infty = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (2)$$

式中, S_t 为满载 t 时间的实测沉降量, cm; S_0 为满载开始时的实测沉降量, cm; t 为满载预压时间, s, 从满载时刻算起; S_∞ 为最终沉降量; α 、 β 为计算参数, 可根据实测资料确定。

实际工程中, 真空预压施工卸载标准通常采用双控指标, 例: (1) 按实测沉降曲线推算的固结度不小于 85% (真空预压期间); (2) 连续 5 d 实测沉降速率不大于 2.5 mm/d。

对于按正常工序和时序进行的真空预压工程, 根据经验双曲线法, 采用双控指标, 能

收稿日期: 2017年7月

够很好地按照地理处理设计标准卸载。但对于某个具体工程,改变施工工序或时序后,双控指标往往不匹配,例如连续5 d实测沉降速率已达到卸载要求,但按实测沉降曲线推算的固结度与目标值相差甚远。

本文分析实际工程中遇到的问题,经过认真分析,提出了真空预压冬季打板固结理论研究及应用。

1 工程概况

天津港东疆港区新港九号路地基加固工程位于天津港东疆港区,为地基加固工程。根据勘察资料表明,该区域土层可分为三大层,第一层为海相沉积的1-1淤泥、1-2淤泥质粉质粘土及1-3粉质粘土混贝壳;第二层为陆相沉积的2-1粉质粘土及2-2粉土;第三层为陆相沉积的3-1粉质粘土及3-2粉土。各项土层工程特征如下:

第一层 海相沉积层

1-1 淤泥:灰色,土质不均,含砂斑、砂团及少许贝壳屑,夹少许薄砂层,流塑状,高塑性。土质极软。

1-2 淤泥质粉质粘土:灰色,土质不均,含砂斑、砂团及少许贝壳屑,夹少许薄砂层,软塑状,中塑性。土质软。

1-3 粉质粘土混贝壳:灰色,含砂颗粒,土质不均,软~可塑状,中塑性。

第一层分布顶标高为3.17~-2.67 m,底标高为-12.86~-15.29 m。

第二层 陆相沉积层

2-1 粉质粘土:灰褐色,土质不均,含砂斑、砂团,夹薄砂层,尤其下较多,可塑状,中塑性。

2-2 粉土:灰褐色,土质不均,含砂斑、砂团,夹少许薄砂层,中密状。

第二层分布顶标高-12.86~-15.29 m,底标高为-15.50~-19.92 m。在第二层顶部有淤泥质土夹层分布。

第三层 陆相沉积层

3-1 粉质粘土:黄褐色,土质不均,夹色斑,含砂斑、砂团,夹薄砂层,硬塑状,中塑性。

3-2 粉土:黄褐色,土质不均,夹色斑、砂斑及薄砂层,中密~密实状,该土层软硬不均。

勘察资料表明,天然泥面高程约在3.0~-1.5 m之间,天然泥面以上为新近吹填土,淤泥质粘土与淤泥质粉质粘土底标高在-6~-7 m,含水率高、强度低,属高压缩性土,为本工程地基处理土层。

地基处理采用真空预压法,具体工艺为:在原泥面铺筑两层竹芭、两层土工布和一层竹排;吹填粉细砂垫层至设计标高;铺筑0.4 m中粗砂垫层;打设塑料排水板,间距0.8 m,正方形布置,打设至底标高-14 m,铺设滤管,铺设密封膜,安装射流泵,开挖压

膜沟, 进行真空预压, 要求真空度 85 kPa。卸载标准为: (1) 按实测沉降曲线推算的固结度不小于 85% (真空预压期间); (2) 连续 5 d 实测地表平均沉降速率不大于 2.5 mm/d。

2 施工总结

本工程于 2012 年 11 月 13 日开工, 按照以往的工序实施, 本工程面临真空预压冬季施工。

按照以往真空预压工程经验, 若 12 月中旬上冻之前无法保证膜上覆水, 则只完成铺筑中粗砂垫层和之前的工序, 转年春季复工后再进行打板的施工。但若按照此工序实施, 无法保证工程按期竣工。

总结以往的经验教训, 本工程通过调整施工工序, 在 12 月中旬完成排水板打设工作, 转年春季复工后再进行后面工序的施工。

抽真空时间自 2013 年 3 月 10 日开始, 至 2013 年 8 月 10 日卸载, 共计 150 d。卸载时连续 5 d 沉降速率为 1.4~2.2 mm/d, 加固区固结度达到 85.4%~88.2%。

3 固结理论研究及应用

以 C2 区为例, 地表沉降盘沉降~时间关系曲线如图 1 所示:

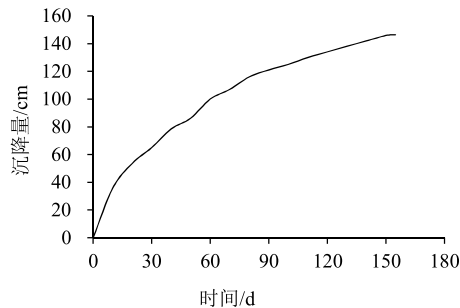


图 1 真空预压期间地表实测沉降曲线

α 、 β 计算过程如图 2 所示:

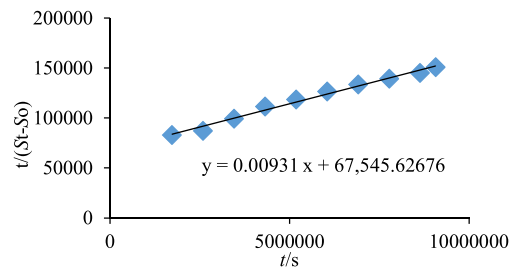


图 2 α 、 β 值确定示意图

根据图 2 可知 $\beta = \tan\theta = 0.00931$ 。

真空联合堆载加载时间为 50 d, $S_0 = 86$ cm, 可以得到 $S_\infty = 193.61$ cm。并且 $t = 155$ d 时, $S_t = 146.4$ cm。

考虑到打板期沉降为 85 cm, 可得到地基的应变固结度:

$$U'_{rz} = \frac{S_t}{S_\infty} \times 100\% = 83.05\% \quad (1)$$

根据本工程周边工程加固经验, 当连续 5 d 实测地表平均沉降速率不大于 2.5 mm/d 时, 能够达到按实测沉降曲线推算的固结度不小于 85% (真空预压期间)。而本工程 $t = 155$ 天时, 连续 5 d 实测地表平均沉降速率为 1.4~2.2 mm/d, 已远远小于 2.5 mm/d。而此时若断断续续延长抽真空时间, 通过推算 $t = 180$ d 时或能达到 85% 的固结度。但这与工期要求相差甚远。那么问题出在什么地方呢? 通过对比周边工程, 也许可以找到问题所在。与本工程相接为青海路地基处理工程。

参照附近青海路地基处理工程, 以 7 区为例, 地表沉降盘沉降~时间关系曲线如图 3 所示:

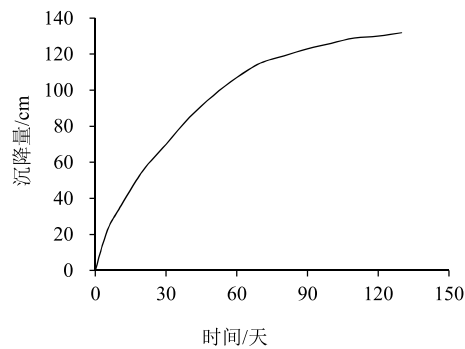


图 3 真空预压期间地表实测沉降曲线

α 、 β 计算过程如图 4 所示:

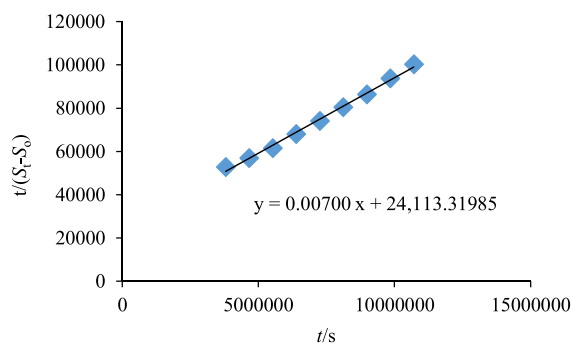


图 4 α 、 β 值确定示意图

根据图 2 可知 $\beta = \tan\theta = 0.007$ 。

真空加载时间为 6 d, $S_0=25$ cm, 可以得到 $S_\infty=167.86$ cm。且 $t=130$ d 时, $S_t=132$ cm。考虑到打板期沉降为 78 cm, 可得到地基的应变固结度:

$$U'_{rz} = \frac{S_t}{S_\infty} \times 100\% = 85.37\% \quad (5)$$

两工程紧邻, 地质条件相同, 为何同样的板间距, 同样的卸载控制标准, 而抽真空后期卸载时差距如此之大?

将两工程的沉降曲线进行对比:

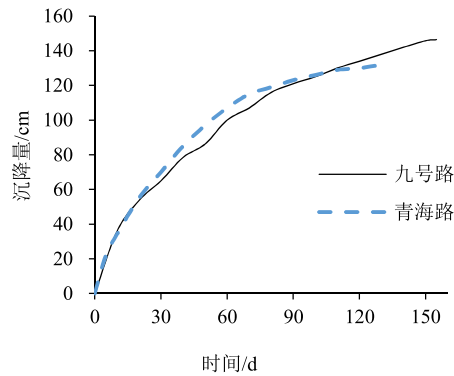


图5 两工程的沉降曲线对比图

可以发现, 九号路与青海路相比, 沉降速率减小得慢, 也即利用双曲线进行预测收敛得不明显。因此虽然九号路加固时间长, 卸载前连续 5 d 实测地表平均沉降速率比青海路小, 但由于曲线收敛性差, 因此固结度达不到要求。

对于正常固结的地基, 预压荷载下地基的最终竖向沉降量可按下式计算:

$$S_\infty = m_s \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{li}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (6)$$

即预压荷载下地基的最终竖向沉降量仅与 e_{li} 有关。考虑到本工程具体施工过程, 冬天打板后, 地基土中形成竖向排水通道, 经过冬天 3 个月的时间, 在自重荷载作用下, 完成部分固结。因此, 应该计入此部分沉降量, 即打板期与抽真空之间的沉降量。

将打板期沉降调整为 141 cm, 可得到地基的应变固结度:

$$U'_{rz} = \frac{S_t}{S_\infty} \times 100\% = 85.89\% \quad (7)$$

各区固结度统计如表 1:

表1 固结度统计表

区号	打板沉降 /mm	预压沉降 /mm	总沉降 /mm	卸载连续5天沉降速率 /(mm/d)	固结度 /%
C1	1250	1650	2900	2.2	87.1
C2	1410	1464	2874	2	85.9
C3	1390	1721	3111	1.4	88.2
C4	1380	1764	3144	1.8	85.4
C5	1060	1680	2760	2	86.4
C6	1110	1567	2677	1.6	86.3
C7	1360	1519	2879	1.6	85.7
C8	1290	1427	2717	1.2	87.3

4 结论与建议

本文通过开展真空预压冬季打板固结理论及应用的研究,初步结论与建议如下:

(1) 在冬季实施打板施工,由于温度低,中粗砂垫层表层孔隙水活动减弱(夜间温度低于 0°C ,表层水结薄冰,厚度小于 0.3 cm),利于打板机械的移动,并能明显减少打板过程中淤泥的挤出对板头的污染。

(2) 由于本工程为冬季施工,因此如何保证排水板外露部分的质量不受整个冬季低温和冰冻的影响发生破坏成为重中之重。普通真空预压排水板外露长度为 20 cm ,本工程排水板打设完毕后,及时将排水板头向下弯折埋入中粗砂垫层中,并且保证板头上部至少有 10 cm 中粗砂进行覆盖。经过抽真空前检测,排水板质量没有受到影响,各项性能指标均符合要求。本工程为今后真空预压工程冬季施工提供了新的实施方法和思路。

(3) 通过实测沉降数据可知,本工程插板期间沉降占总沉降的 45.81% 。相比以往没有进行冬季打板的工程(插板期间沉降占总沉降的 $30\%\sim 40\%$)有明显的增加。其原因是由于打设完成的塑料排水板为土体提供了竖向排水通道,在冬季两个多月的自重荷载作用下,土体产生了一定程度的固结,从而缩短了后期抽真空时间,节省了工程投资。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国交通运输部. 真空预压加固软土地基技术规程[S]. 2009-08-09.
 [2] 中华人民共和国交通运输部. 水运工程塑料排水板应用技术规程[S]. 2009-08-09.

山区高填方地基事故及预防与处理

刘金波, 张雪婵, 王也宜, 汪宁, 张寒

(建研地基基础工程有限责任公司, 北京 100013)

摘要: 山区高填方地基具有填筑厚度大、边坡高度高、填方工程量大、填土厚度差异大、地下水影响复杂等特点, 易产生不均匀沉降和边坡失稳问题。引起山区高填方地基事故的原因很多, 本文针对两个典型的高填方地基沉降及边坡失稳事故, 并结合其他类似事故对山区高填方地基事故的原因进行了分析, 对事故的预防及处理提出了建议。

关键词: 山区; 高填方地基; 工程事故; 原因; 预防措施; 处理原则

0 引言

随着工程建设的不断发展, 条件好的工程场地日益稀缺, 机场、道路、大型工厂、大型住宅区向山区扩展, 特别是在丘陵地带更是如此。随着开山填沟工程的开展, 出现大量大填大挖工程, 未经处理或处理不当的填土地基, 往往存在滑坡、不均匀沉降或过大沉降等问题, 从而引发上部建(构)筑物、道路、管线、停机坪开裂、下沉等各种工程事故^[1-11]。

压实或强夯是目前处理填土地基最常用的地基处理手段, 而填土的压实质量直接影响地基的工程质量, 也是保证上层建筑、道路、管线、机场等正常使用的重要环节。对高填方地基来说, 一般采用分层压实或强夯的方法, 分层施工, 分层检测, 以确保工程质量。但是, 如果这些方法使用不当或者不能有效解决设计、施工中存在的问题, 就非常容易发生坍塌或沉降事故, 高填方地基沉降和稳定问题有待工程界和学术界解决。

1 山区高填方地基特点

与一般的地基相比, 山区高填方地基具有以下特点:

- (1) 填筑厚度大, 地基工后沉降大;
- (2) 边坡高度高, 边坡稳定风险大;
- (3) 填方工程量大, 填料运输及施工困难, 往往就地取材以达到挖填平衡;
- (4) 地面标高变化大, 填筑压实的质量难以得到保证;
- (5) 填土厚度差异大, 易产生不均匀沉降;
- (6) 地下水排水系统复杂, 水处理难度大。

2 山区高填方地基事故

收稿日期: 2017年4月

基金项目: 中国建筑科学研究院青年科研基金(编号 20161602331030047)

2.1 云南某炼油项目地基沉降分析

云南某炼油项目位于丘陵谷盆地地貌区,三面环山,厂区内场地长约2.4 km,宽1.1 km,地势东高西低,南北高中间低,自然地面相对高差64.7 m,原始场地标高如图1所示。

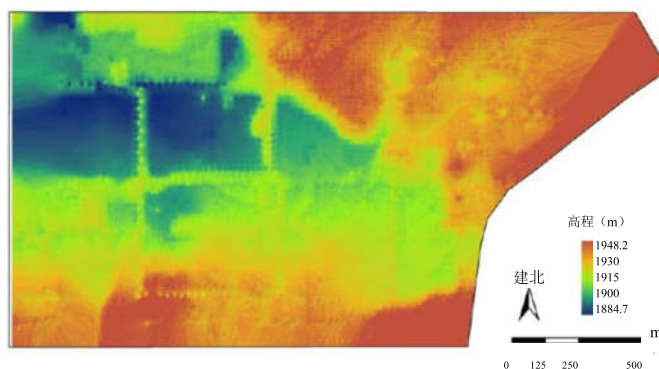


图1 场区整平前地形图

整平后的场地依然表现出了东高西低、南北高中间低的特征。场地高差10.3 m,采用强夯作为地基处理手段。对比场区平整前后高程,可以看出,填方区域集中在场区中部、西部,如下图2灰色部分所示。黑色曲线表示原通过场地的无名河,流向为东南向西北,沿着无名河流向填土厚度逐渐增加,最大填土厚度20 m;河两岸与流向正交的方向上,随着离开无名河距离的增加,填土厚度逐渐减小。



图2 挖填方分界图(灰色:填方区域;黑色曲线:原无名河;白色:挖方区域)

厂区工程项目内容包括厂内和厂外工程两大部分:厂内工程包括1300万吨/年炼油工艺装置(共有16个装置区)以及相应的油品储运、公用工程及辅助设施等;厂外工程包括供电线路、给水设施、排水设施、道路及防护工程、铁路、原油管道末站、成品油首站、危险废物填埋场、倒班公寓、停车场等。自2014年下半年起,厂区内污水处理场、硫磺回收区及A、B管廊等设施基础陆续出现较大沉降。受业主委托,我司承担了对该项目不均匀沉降事故原因分析。进过大量的资料分析,发现场区出现较大沉降及不均匀沉降现象有多种原因,如地下水条件改变,地基土的软化性质,填土的不均匀性等。

(1) 地下水条件的改变

从时间上来说,发生较大沉降是在2014年下半年,主要是场区内部及周边地下水条件的变化造成的。这种地下水条件的改变有两方面因素:气象(大气降水量增加)与场区内的地下水渗流。

该厂区2014年开始,降雨量较过去50年明显增加。厂区大部分地面的硬化时间在2015年下半年。2014年开始,地面还未硬化,大量雨水入渗,在填土上层形成非常丰富的上层滞水,即使地面硬化工作完成后,混凝土地面下的上层滞水不易蒸发,仍会滞留在回填土内,在一定程度上导致填土地基湿化变形,对地基土的物理力学性质的影响很大。

建厂后,由于对原厂区内无名河进行填埋,改变了原有地表水的排水路径。虽然场区整平后,对无名河河道改道,但通过分析发现部分位置排水设施出现了淤堵、排水沟渠侧壁外土被雨水掏空等情况,部分地表水并未进入排水渠,而是从渠、沟周边土裂隙渗入土中,可能径流至厂区地基土中。



图3 厂区排水明渠

山区地基在削山填沟过程中破坏了原有过水通道,使地下水无法沿着原有渠道流走,如果场地内排水不畅,室外地坪未及时硬化,遇暴雨时水流集中,雨水下渗无法排出,只能漫步于填土和基岩面渗流,地基土体及下伏泥岩长期浸水后必然软化造成承载力下降。经分析发现,本厂区填土的含水量普遍增加,而承载力、压缩模量显著下降也验证了以上说法。强夯处理的填土地基因大气降水入渗而产生的软化变形是造成场区内构筑物大量沉降的主要原因。

(2) 填土填料的特殊性

填土来源为场区内部以及周边山区。补充勘察报告揭示了填土的主要成分及特点:

红黏土和砂岩风化后形成的黄白色黏土构成,同时大部分填土含角砾及碎石,母岩成分多为白云岩、粉砂岩及少量硅质岩组成,力学性质差异较大。局部红黏土具有弱膨胀性,分布不均匀。强夯后裂隙分布较多,浸水后强度急剧降低,具有明显的湿化软化特性。在降雨入渗以及地下水渗流影响下,场区内填土物理力学性质明显下降,也说明了填土填料对水有很强的敏感性。

红黏土的比表面积大、颗粒之间相互吸附能力强,具有高液限、高塑性指数、大孔隙比,其工程性质与常遇到的其它黏性土有很大差别。当红黏土含水率较小时,往往表现出

很高的强度。红黏土浸水后,颗粒之间的薄膜水增厚,体积有一定程度增加,而颗粒之间的相互作用力减弱,从而表现为强度的下降。当采用强夯法加固红黏土地基时,红黏土的含水率、击实功大小等直接影响到它的加固效果,与普通黏性土有很大的区别。此外,随着外部条件的改变(例如水分的补给),强夯法加固后已经满足要求的红黏土地基,其使用期间的变形和水稳性问题也是工程界极其关注的问题。

可见,场区填土中红黏土的湿化软化特性也是填土遇水后发生较大变形的原因。当土质含水量较大的时候,其空隙就会比较大,一般压缩性较高,一旦这种土质受到扰动,结构很容易受到破坏,从而强度也会显著降低。填土的填筑高度越大,相应的基地应力也会大。在上部荷载作用之下,很容易产生地基的沉陷。

(3) 填土的不均匀性

a) 厚度不均匀

本场地填土层分布不均匀,填土层厚度约为0.0~20.0 m,主要分布在场区中西部,而这些区域也是目前沉降较大的区域,由于填土厚度的差异容易引起地基的不均匀沉降。

在较厚的填土作用下,原场地土层会发生较大的沉降变形,原场地土层厚度分布不均匀,也是造成不均匀沉降的内因之一。

b) 密实度不均

地下水对填土湿化软化作用的不均匀性使填土层密实度不均匀,分出了填土①、填土①₂、填土①₃和填土①₄等亚层。各层压缩模量不同,变形量不同造成不均匀沉降。

c) 填料不同

不同区域回填土填料的来源及材质并不相同。填筑用料选用级配良好的碎石土或风化岩料区域沉降量较小;以黏性土为主要填料的区域沉降量较大。

以上分析可知,填土层分布不均匀,密实度差异较大,不同区域填料不同等是造成不均匀沉降的内因之一。

2.2 高填方边坡失稳事故

某电厂地处山区,煤场场地为宽缓顺向坡,坡面起伏,相对高差达37 m,采用半挖半填。根据工程勘测及施工挡墙时基槽开挖揭露,场地地层为残坡积细粒混合土,下伏龙潭组砂泥岩夹煤层,坡脚的基础底面局部发育有灰色软塑状黏性土^[12]。

2005年1月在场平回填过程中,发现局部地段挡墙有1~2 cm的水平位移,墙体出现纵向深度0.5 m左右的拉裂缝现象,并且有发展的趋势,其原因是挡墙未落到基岩上,挡墙下局部灰黑色软泥未清除,发生沉降和局部滑移变形破坏。为防止边坡出现滑坡,在原设计挡墙脚以外4 m处设置151根抗滑桩,桩间设置挡板。桩、挡板与原来设计挡墙之间空挡部位采用土夹石回填。2005年5月底,下了两场暴雨后,于6月1日发现部分抗滑桩及挡板产生裂缝,而且煤场0 m标高处及坡脚外侧农田中也有裂缝,如图4、图5所示,其破坏原因是填土边坡沿软弱层面及下伏基岩面发生顺层滑移,抗滑桩不能承受下滑推力,说明当初抗滑桩设计参数取值不合理,对灰色软泥认识不足,因此,进行第二次处理。在原设计的18~94号抗滑桩区段新增加48根抗滑桩,为防止坡体受阻后沿桩前冲出,桩前设计反压荷载。



图4 抗滑桩裂缝



图5 挡板裂缝

该边坡失稳的主要原因如下:

(1) 本项目场地存在一个 $12^{\circ}\sim 14^{\circ}$ 的顺层滑坡,地形坡度与岩层倾角基本一致,边坡存在顺坡滑移的可能性。

(2) 边坡结构存在软弱结构面,边坡结构中的灰黑色软塑状黏土强度低,该灰黑色软泥是泥岩经地下水长期活动作用的结果,灰黑色软泥即为潜在的滑动带(面)。

(3) 高填方回填土质量不满足要求,透水性极强,煤场地面和其下的边坡表面未设临时排水设施,永久性排水设施还未完成,连续几天大雨后,雨水便沿高填方强透水体渗入至软泥及泥岩层内,软泥及泥岩遇水软化,饱水后,其抗剪强度急剧下降,在上覆土压力的作用下,剪应力增加,强度迅速降低,加上渗透力作用,土体失稳。

基于上述种种不利因素,填方边坡安全系数降低,剩余下滑力急剧增大,由于抗滑桩及挡板的阻拦,并未产生大面积滑坡。然而,由于抗滑桩及挡板的强度不够,便产生了上述的变形和裂缝。

3 山区高填方地基事故原因

山区高填方地基事故是多方面因素综合作用的结果,地质条件、排水失效、施工不当等原因都可能导致事故的发生。

3.1 由原地地质情况引起

- (1) 本身地基土质较差,其自身的承载能力不足,在受到较大填土压力时发生变形;
- (2) 由于地基土体的先期固结压力小于自重应力致使地基土在自重作用下持续下沉,直至先期固结压力等于自重应力,沉降才会停止;
- (3) 本身地基土体或岩体存在水敏感性,遇水强度迅速下降。

3.2 地下水原因引起

(1) 地基在施工过程中没有组好相应的排水工作,一旦遇到长时间或者是较强的降水,大量地表水进入地基,在水的浸泡之下,造成地基变软,承载能力下降,抗剪强度降低,在上部压力的作用之下发生沉降和边坡失稳;

(2) 地下水的变化导致土体容重、孔隙水压力发生变化,进而对土体产生较大的附加应力,对填土产生附加沉降。

(3) 挡土墙墙背一方都是直接面临山地、丘陵的土堆或其他堆积物,在雨天的时候雨水会在墙背一侧聚集,如果不能将这些雨水及时的排除会加大土石方对挡土墙的压力,影响挡土墙的稳定性的。

3.3 施工原因引起

(1) 回填过程中使用的填料土中含有种植土或者是腐殖土,导致地基中的有机物含量过高,降低耐水性和强度,导致地基出现塑性变形或者出现沉降。这种土质在水浸泡的过程当中出现膨胀,随养水分的蒸发,又会迅速的收缩,产生裂缝;

(2) 在地基建设过程当中采用了不同的填料,而填料的种类不同势必造成其密度存在较大的差异,这些材料混合在一起极大地降低了地基的压实度,造成地基出现沉降;

(3) 填料组成的不均匀性以及填土厚度的差异导致土体产生不均匀沉降,进而导致地面出现开裂或沉陷;

(4) 填土地基产生的侧向位移也会导致地基发生不均匀沉降,对于临空高边坡应有效地限制填土侧向变形,做好边坡防护;

(5) 分层碾压时未对含水率进行严格控制,造成压实度不均匀,出现地基的不均匀沉降;

(6) 半填半挖没有做好台阶搭接,造成不均匀沉降;

(7) 一些大型压实机械无法施工的地方,没有采用小型夯实机械配合施工,这些薄弱点会留下隐患。

4 山区地基强夯处理注意事项

由于山区高填方地基具有填筑厚度大、边坡高度高、填方工程量大、填土厚度差异大、地下水影响复杂、易产生不均匀沉降等特点,亟需进行地基处理以确保上部建构物的安全。强夯作为一种经济实惠的地基处理措施受到工程界的欢迎,但随着大量工程的应用,

也出现了很多高填方地基经强夯处理后出现不均匀沉降以及建构筑物倾斜、开裂的情况,以下对山区高填方地基强夯处理的可行性及注意事项等进行说明。

4.1 山区填土地基采用强夯法加固的适用性

对于山区碎石填土地基,如采用分层碾压,当填土厚度较大时,分层数目多,工程较大,如采用桩基工程则由于碎石填土的存在易出现沉桩施工困难只能采用潜孔锤成孔或人工挖孔桩施工,导致工期和造价的提高。强夯法加固因设备简便、工艺要求不高、工期短,在此类地基中采用强夯施工是比较经济的一种地基处理方式。

强夯法指的是为提高软弱地基的承载力,用重锤自一定高度下落夯击土层使地基迅速固结的方法。利用起吊设备,将10~100 t的重锤提升至10~40 m高处使其自由下落,依靠强大的夯击能和冲击波作用夯实土层。对于地下水位较浅的黏土、粉土地基,强夯的加固机理是动力固结;对于渗透性很强的碎石填土地基,或者地下水位在加固范围之下的填土地基,强夯的加固机理是动力密实,即通过大能级的击实能量,强制性地使松散的填土空隙减小,地基密实,强度和压缩性提高,成为好的持力层。山区填土地基一般地下水位很低,填土大多为碎石夹土、碎石夹砂,渗透性好,用强夯法加固山区填土地基是很合适的,但要根据现场的地质条件和工程使用要求,正确选用强夯参数。

4.2 山区强夯地基处理应注意问题

(1) 强夯前对地面表层的处理

强夯处理前必须对填方区的自然地表进行必要的处理。首先,要将地表的植被、耕植土、腐植土和淤泥全部清除;其次,由于山区的自然地貌高差较大,对于自然坡面坡度较大的区域,填土前应将斜坡的坡面挖成若干台阶,避免填土后由于垂直荷载的作用引起填土层和斜坡面的滑移。

(2) 强夯前对填料的处理

由于是爆破开山回填,填料以中风化~微风化岩石碎块为主,岩质的软硬程度和风化程度不同,爆破后岩石的破碎程度也不同,部分岩石碎块的粒径较大,故强夯前须对填料预处理,将大块石分解,控制最大粒径和不均匀系数,最大粒径最好在500 mm以下。如果没有条件将大块石分解,则在填土施工时要注意两点:①尽量将大块石填在地基深处。②尽量将大的块石和砂土一起填筑,形成级配较好地基填料,避免大量块石堆积造成孔隙很大的填土地基。

(3) 地下水的处理

原山体自身的过水通道在强夯过程中如被填埋,需在施工过程中设置临时排水通道,确保降雨和地下水不会深入地基处理后土体,导致土体强度降低,在地基处理后应修建永久排水通道。

(4) 填土厚度不均匀差异沉降控制

山区坡地地形起伏较大,基岩坡度大且埋藏浅,地基土层沿水平方向变化突然,这些往往给地基基础的设计与施工造成了一定的困难。对于一般的填土厚度不均匀问题,可以将要处理的地基在平面上根据深度进行分区,不同的加固深度选择不同的夯击能量,控制最后处理好的地基用相近的承载力和压缩模量。对于同一栋建筑,一部分基础落在挖方地

基上,一部分基础落在填土地基上的,应用强夯法时必须慎重。当采用强夯法处理时,对填土地基应该采用大的夯击能量,使填土地基压缩性能显著提高,对挖方地基,应该进行超挖,并回填砂石料。这样处理,力求同一栋建筑下地基的沉降性能趋于均匀。碎石土地基强夯后由于孔压消散固结过程较快完成,其主固结沉降可以在短时间内完成,而次固结沉降或称蠕变变形约为总沉降10%~20%左右,由此可以估计建筑物差异沉降是否满足要求。

(5) 强夯前的现场试验

由于强夯作用机理研究并不成熟,在正式强夯前进行试夯尤为必要。强夯施工前,应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区,根据初步确定的强夯参数,进行试夯或试验性施工。待试夯结束后,对试夯场地进行测试,检验强夯效果,确定工程采用的各项强夯参数。

(6) 强夯施工

严格按照设计要求进行施工,另外,山区地形变化复杂,每一层强夯区域的边界线必须明确,尤其应避免在挖、填交接区域的漏夯现象,为以后场地的使用留下隐患。

(7) 强夯后的检测

强夯后应采取必要措施对强夯效果进行检验,可采用地基土静载试验、超重型动力触探试验、钻孔取土进行室内土工试验、现场灌砂、灌水法干密度试验、地质雷达及瑞雷波检测等手段进行综合检测。由于碎石土地基检测离散型较大,应综合多项检测结果得出检测结论。

每层回填和强夯之后,必须经检测确定强夯效果满足设计要求之后,方可进行下一层的回填和强夯,避免在未得到检测结果的情况下仓促回填。对于检测不合格的区域应进行补救,直到满足要求并检测合格为止,这一点尤为重要。

4.3 如何减小山区填土强夯地基的工后沉降

(1) 分层夯填。根据夯击能的影响深度,确定每次分层回填厚度,夯一层后再填一层,直到满足建设场地需要;同时,夯前应首先清除场地内的耕植土和软弱土层,作好排水规划和引排措施。一定要保证分层厚度内土层得到有效加固,如果原有已填厚度较大,应进行挖除一部分后再进行强夯。

(2) 增大夯击能。若填土较深,可采取增大夯击能,同时加大夯点间距的做法进行强夯。

(3) 回填时,应控制好填料的级配,尤其是大岩块的粒径,最大粒径不宜超过500mm。否则宜采取措施进行破碎。级配不良时,密实度无法得到保证,工后沉降不宜控制。

(4) 夯后表层松动土可采取二次压实方法进行处理;也可采取将表层松动土挖除,换填成碎石或卵石垫层以调节地基的不均匀沉降,根据实际情况,亦可采取在垫层内铺设土工格栅来调节变形。

(5) 回填填料,应选取硬质岩、不宜风化岩,少采用软质岩、易风化岩。软质岩、易风化岩由于架空结构的存在,在地下水的渗透、冲刷下,岩块会风华崩解,可能会造成地基产生大的变形和塌陷,从而造成地基失效。

4.4 山区填土强夯地基事故分析

工程应用中确实存在大量山区地基采用强夯处理后,最后出事故的情况,但这些工程之所以出问题绝大多数原因是没有做好高填土区分层强夯及强夯后检测方法不当导致的。

当山区地基填土的下部尚有很厚的松散土层,大雨后随着雨水下渗并流出,土颗粒也大量流失,使地基土形成空隙并下陷,导致地基土整体下沉与局部不均匀下沉。所以山区填土区采用强夯法加固地基时,必须注意强夯的影响深度,山区地基填土厚度较大时应采用分层强夯的方法,并注重检测方法,保证加固深度范围内土层得到有效加固。

在检测方法的选择上,小型荷载板试验只反应表层土情况,根据处理深度可选用大尺寸的荷载板进行试验,并可以通过挖试坑的方式获得处理深度范围内上下表面一定厚度加固土的干密度检测判断强夯加固的均匀性;动力触探结果表明所有强夯过的测点土层与未强夯过的测点土层比较,在一定土层深度范围内有差别,而以下部分没有差别,是检测强夯的有效加固深度行之有效的办法,当遇到大块石动力触探钻进困难时可借助潜孔锤进行引孔钻进;瑞利波速检测深层地基土特性变化的结果尚欠精确,但可以定性的判断地基土层的加固效果。由于碎石土地基检测离散型较大,应综合多项检测结果得出检测结论。

通过合理的设计、施工,强夯地基土后沉降可以控制在合理范围之内,暴雨、自然灾害等其它原因引起的个别工程项目出现不均匀沉降,根本问题还是在于施工措施不到位。强夯仍是处理高填方块石地基较为可靠、经济的一种方法。

5 结语

山区高填方地基较常规地基具有填土厚度大、边坡高度高、施工难度大、影响因素多等特点,应做到精细设计、施工,做好高填方地基监测与检测工作,防止发生沉降及失稳问题。在设计、施工中应做到以下几点:

(1) 对于原场地土质差、承载力不足的问题,应进行地基处理,使其满足设计要求,对于局部土质较差或遇水软化区域可以采用换土复填的方法;

(2) 加强地表和地下综合排水措施,在挡墙面设计足够多的排水孔,便于将雨水及时排除,防止地基土及填土因浸水导致土体软化引起承载力和抗剪强度降低影响地基和边坡安全;

(3) 严格控制回填土的成分和压实质量,保证地基处理的均匀性,防止出现不均匀沉降过大的问题。

当高填方地基出现事故后,为了建构物的安全使用,对高填方地基出现的严重病害,必须采取行之有效的处理办法,使地基处于良好的稳定状态。防治措施一般采用换土复填法,固化剂法,粉喷桩法,灌浆法和铺设玻纤土工格栅法、设置抗滑桩、打设抗滑锚杆等。

参考文献

- [1] 吴桐,茹治敏,岳喜春. 高填方对管道的安全影响分析[J]. 石化技术, 2015, 10: 25-26.

- [2] 陆海春. 高填方路段挡墙在施工过程中的质量事故原因及处治方案[J]. 低碳世界, 2016, 27: 220-221.
- [3] 邹世勇. 高填方路段公路路基滑坡稳定性分析及整治措施探究[J]. 江西建材, 2016, 6: 190.
- [4] 周学深, 杨泽亮, 韩鹏. 天然气长输管道通过高填方规划道路区的整治设计[J]. 天然气工业, 2014, 12: 118-122.
- [5] 董志明, 刘传新, 贺锦美, 等. 贵州某煤化工项目滑坡事故分析及应对措施[J]. 煤炭工程, 2008, 8: 39-41.
- [6] 魏佳中, 尚继红. 高填方强湿陷地段井桩下沉问题的探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, S2: 2920-2924.
- [7] 柴贺军, 张丽娟. 山区典型路基稳定性分析与处治效果评价[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2008, 6: 101-103.
- [8] 李刚, 孟祥龙, 杨光, 等. 某机场高填方土基滑塌原因分析[J]. 科技与创新, 2014, 21: 64-65.
- [9] 袁屹璋. 红层软岩填料的工程特性及其改良土在高填方边坡中的适用性评价[D]. 成都: 成都理工大学, 2013.
- [10] 张井泉. 高填方边坡稳定性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2009.
- [11] 刘波. 高速公路路基下沉原因分析及处理[J]. 科技创新与应用, 2012, 7: 104.
- [12] 曹松涛, 程地卫, 鄢明章, 等. 某电厂煤场高填方边坡变形事故处理[J]. 武汉大学学报(工学版), 2007, S1: 558-562.

岩土工程商业软件发展前沿 (3)

非垂直条分极限平衡法的应用

卢海华

(SOILVISION Systems Ltd., 120-502 Wellman Cres., Saskatoon, Canada)

摘要: 本文系统介绍了 Sarma (1979) 的非垂直条分法极限平衡法的理论, 及如何应用加拿大 SOILVISION 公司的商业软件 SVSLOPE 2D 实现 Sarma (1979) 非垂直条分法模块。用两个例子, 即地基承载力模型计算和有软弱层露天矿稳定分析的案例, 验证了 Sarma (1979) 非垂直条分法的正确性和实用性, 并指出了非垂直条分极限平衡法的优点。

关键词: 地基承载力, 斜条分法, 非垂直条分法, 边坡稳定分析, 垂直条分法, Sarma, SVSLOPE, SOILVISION

0 引言

在《岩土工程商业软件发展前沿 (1)》(《地基处理》2017 年第一期) 中已经提到, 目前比较成熟的边坡稳定分析方法, 包括极限平衡法 (LEM), 完全基于有限元 (FEM) 的强度折减法 (SSR), 和基于有限元 (FEM) 的极限平衡法 (FEM+LEM), 如图 1 所示。其中的极限平衡法可以细分成垂直条分法和非垂直/斜条分法。

极限平衡法的基本概念是假设土体中存在一潜在的滑动面, 这个滑动面和土体表面形成的自由土体处于静力平衡状态, 这种应力状态称为驱动应力 (mobilized stress), 把这驱动应力和土体在这种应力状态下能提供的强度相比较, 就能得到边坡稳定安全系数。对于垂直条分法, 假设在这一滑动面上的所有点都处于极限平衡状态。而对于非垂直条分法, 包括这个滑动面上以及自由土体内的所有点都达到了塑性屈服状态。陈祖煜^[1]提出, 垂直条分法得到的解相应于土体稳定问题的下限解, 斜条分法得到的解相应于土体稳定问题的上限解。

由于非垂直条分法假设滑动面和土体表面所包含的自由土体内各点都达到了极限平衡, 这方法适合求解地基承载力问题。非垂直条分法数值分析与传统的地基承载力理论相比, 具有明显的优势, 传统的地基承载力理论是基于 Prandtl 在地基土体均匀无重量的条件下用塑性理论推导得到的理论解 (Meyerhof, 1951), 无法得到土体两侧有表面荷载、有自重、偏心荷载、基础有埋深、有地下水、复杂土层等时的理论解, 而非垂直条分极限平衡数值分析能很好地考虑这些复杂的因素。另外垂直条分法 (图 2) 的条与条之间不要求达到极限平衡状态, 当用于地基承载力问题时, 会有一定的误差。

收稿日期: 2017 年 9 月

非垂直条分法除了具有适用于地基承载力计算的优点外，还有其他方面有优点，比如它能模拟滑坡体内软弱层、断层、非连续层之间的剪切破坏，或者模拟一个楔体破坏系统，所有楔体边坐标、边角大小、边界上的土体强度参数都能定义。

如果一个商业软件能同时提供垂直条分法和非垂直条分法，从下限和上限两个方向逼近边坡稳定问题的真实解，这是非常有意义的。加拿大 SOILVISION 公司已经把所有在图 1 上提到的边坡稳定分析方法在其二维/三维边坡稳定程序 SVSLOPE 2D/3D，强度和变形软件 SVSOLID 2D/3D，饱和与非饱和渗流软件 SVFLUX 1D/2D/3D 中开发完成。最近把 Sarma (1979) 非垂直条分法也放在其二维极限平衡分析软件 SVSLOPE 2D 程序中。下面详细介绍 Sarma (1979) 的理论推导和实际应用。

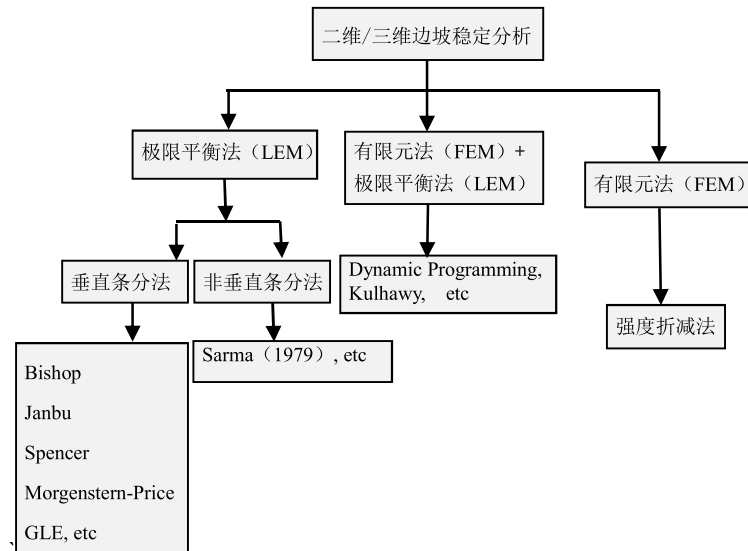


图 1 目前比较成熟的边坡稳定分析方法

1 Sarma (1979) 斜条分法的理论推导

Sarma (1979) 非垂直条分法在滑坡体内所有土条都同时满足水平向、竖向和力矩的平衡，可以同时应用于非圆弧滑动面和圆弧滑动面。这是一种扩充的楔体破坏模式，主要特点是能考虑滑坡体内部楔体边之间的破坏。图 3 (a) 是一个非垂直条分的滑坡体，图 3 (b) 是作用在每个斜条上的力，这些分力与垂直条图 2 上的分力是一样的。每个斜条上的各个分力的定义如下：

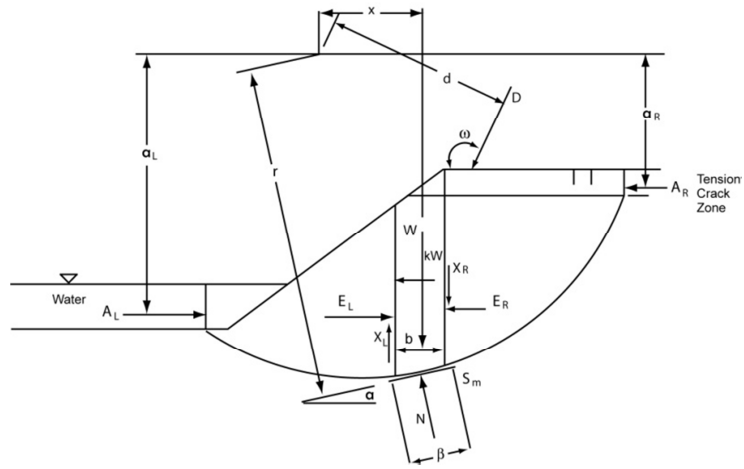


图 2 垂直条几何定义和作用在垂直条上的力的分布

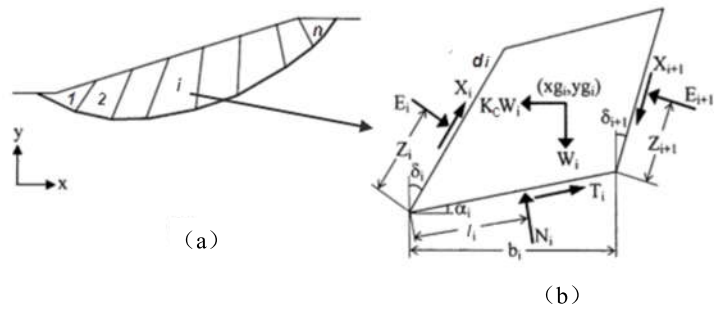


图 3 作用在非垂直条上的力的分布

- α_i - 相对于水平向土条底边的角度;
- δ_i - 相对于竖向土条边界线倾斜角;
- W_i - 土条自重;
- N_i - 土条底部正压力;
- T_i - 土条底部剪应力;
- E_i - 土条之间正压力;
- X_i - 土条之间剪应力;
- Z_i - 土条间力的作用点;
- l_i - 土条底部力的作用点;
- b_i - 土条底部宽度;
- d_i - 土条斜边的长度;
- K_c - 极限水平加载系数 (Critical Acceleration Factor);
- K - 水平加载系数。

Sarma (1979) 假设在水平力 KW_i 的作用下, 模型的最小安全系数 FOS 等于 1, 把这时的水平加载系数 K 定义为极限加载系数 K_c , 而这个 K_c 可以用闭合解的方式简单的获得。

求得 K_c 后, 可以通过迭代, 逐步减少或增加土体剪切强度, 对应着 K_c 等于零时, 得到的模型安全系数是最小安全系数 FOS。现在把在 Sarma (1979) 论文中推导的公式再列一下: 从图 3 (b) 中根据土条的竖向平衡条件, 可以得到

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i + X_{i+1} \cos \delta_{i+1} - X_i \cos \delta_i - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} + E_i \sin \delta_i \quad (1)$$

从图 3 (b) 中根据土条的水平向平衡条件, 可以得到

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = K_c W_i + X_{i+1} \sin \delta_{i+1} - X_i \sin \delta_i + E_{i+1} \cos \delta_{i+1} - E_i \cos \delta_i \quad (2)$$

土条底部土体强度利用莫尔-库伦定律可以表示为

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \quad (3)$$

其中 U_i 是土条底部的孔压, c'_i 是土条底部土体的粘滞力, ϕ'_i 土条底部土体的摩擦角。当土体处于极限平衡时, 只有当土体内部有剪切滑移面形成后才能移动, 这时土体内部的所有条边界之间也达到了极限平衡状态, 因此条边界的正压力和剪力之间也可以用莫尔-库伦定律表示为

$$X_i = (E_i - PW_i) \tan \bar{\phi}'_i + \bar{c}'_i d_i \quad (4)$$

$$X_{i+1} = (E_{i+1} - PW_{i+1}) \tan \bar{\phi}'_{i+1} + \bar{c}'_{i+1} d_{i+1} \quad (5)$$

公式 (4) (5) 中的 $\bar{\phi}'_i$ 是斜边界的平均土体摩擦角, \bar{c}'_i 是斜边界的平均土体粘滞力, d_i 是斜边界的长度, PW_i 是斜边界上的孔隙压力。从方程 (1) 到 (5), 可以得到 K_c 的闭合解:

$$K_c = \frac{a_n + a_{n-1}e_n + a_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + a_1 e_n e_{n-1} \dots e_3 e_2}{p_n + p_{n-1}e_n + p_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + p_1 e_n e_{n-1} \dots e_3 e_2} \quad (6)$$

其中

$$a_i = \frac{W_i \sin(\phi'_i - a_i) + R_i \cos \phi'_i + S_{i+1} \sin(\phi'_i - a_i - \delta_{i+1}) - S_i \sin(\phi'_i - a_i - \delta_i)}{\cos(\phi'_i - a_i + \bar{\phi}'_{i+1} - \delta_{i+1}) \sec \bar{\phi}'_{i+1}} \quad (7)$$

$$p_i = \frac{W_i \cos(\phi'_i - a_i)}{\cos(\phi'_i - a_i + \bar{\phi}'_{i+1} - \delta_{i+1}) \sec \bar{\phi}'_{i+1}} \quad (8)$$

$$e_i = \frac{\cos(\phi'_i - a_i + \bar{\phi}'_i - \delta_i) \sec \bar{\phi}'_i}{\cos(\phi'_i - a_i + \bar{\phi}'_{i+1} - \delta_{i+1}) \sec \bar{\phi}'_{i+1}} \quad (9)$$

$$R_i = c'_i b_i \sec \alpha_i - U_i \tan \phi'_i \quad (10)$$

$$S_i = \bar{c}'_i d_i - PW_i \tan \bar{\phi}'_i \quad (11)$$

可以看出稳定分析中极限加载系数 K_c 的获得非常直观和简单。这个极限加载系数 K_c 本身可以作为衡量边坡稳定的安全系数，把这个系数与边坡设计的水平向地震荷载系数相除就可以。而且从公式 (4) (5) 中看出，可以同时考虑土条之间的强度且能获得条之间边界线的角度 δ_i ，也就是斜条的形状。如果想获得类似于垂直条分法定义的安全系数 FOS，在求得 K_c 后，把土体的强度参数 c 和 $\tan \phi$ 除以一个系数 F 如式 (12)，通过迭代， K_c 逐渐收敛为零时的 F 就是边坡安全系数 FOS。

$$c' = \frac{c}{F} \quad \tan \phi'_i = \frac{\tan \phi}{F} \quad (12)$$

安全系数 F 和水平加载系数 K 之间的关系可以表示为如图 4 所示。Sarma (1979) 也推荐在得到 FOS 后检查每个斜条的力矩平衡是否满足，对图 3 (b) 中的左下角为中心计算力矩平衡可以得到：

$$N_i l_i - X_{i+1} b_i \cos(\alpha_i + \delta_{i+1}) / \cos \alpha_i - E_i Z_i - W_i (xg_i - x_i) + E_{i+1} [Z_{i+1} + b_i \sin(\alpha_i + \delta_{i+1}) / \cos \alpha_i] + K_c W_i (yg_i - y_i) = 0 \quad (13)$$

其中， (x_i, y_i) 是斜条左下角的坐标， (xg_i, yg_i) 是斜条的重心坐标。求解 k_c 时，需要先假设每个土条内部边界线的倾角 δ_i ，用试错法 (trial and error) 迭代得到一套对应着最小 K_c 时的最优倾角 δ_i 。

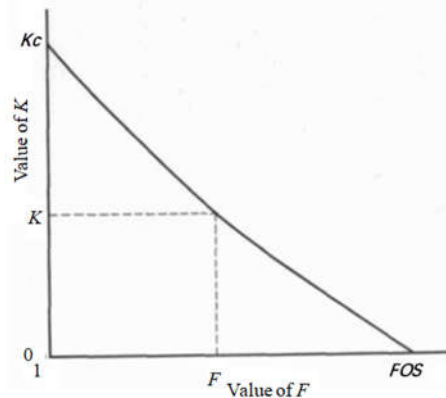


图4 安全系数 F 和水平加载系数 K 之间的关系——Sarma (1979)

2 斜条分法在商业软件 SVSLOPE 2D 中的实现

根据用户要求，加拿大 SOILVISION 公司把 Sarma (1979) 斜条分法加入了其极限平衡 (LEM) 边坡稳定分析软件 SVSLOPE 2D。所有适用于垂直条分法上的功能也同样适用

于斜条分法，比如外部荷载施加，拉裂缝，锚杆加固，非饱和土，各种地下水计算方法和概率统计计算等等。下面详细介绍怎样在 SVSLOPE 2D 中使用斜条分法。

(1) 在模型设置对话框中，开启 Sarma 非垂直条分法计算功能，如图 5 所示。再点一下对话框里的“Settings”（设置）按钮，弹出所有关于非垂直条分法的参数设置对话框如图 6。

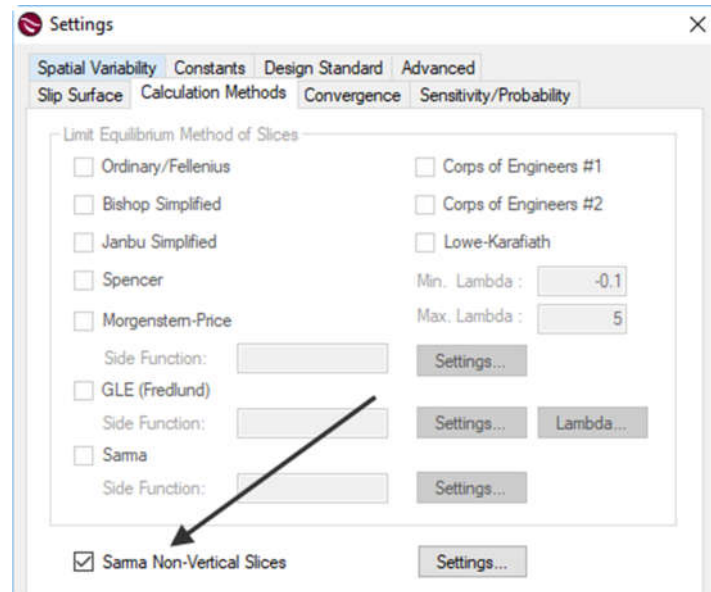


图 5 在 SVSLOPE 2D 开启 Sarma 非垂直条分法计算功能

(2) 参数设置对话框中最上面的选项是条边界的倾斜角，SVSLOPE 2D 提供五个选项，分别是：

a) 角的二等分法 (Bisection)

对于这个选项，程序自动计算出两个相邻土条底部线段形成角度的二等分线，如图 7 所示。

b) 加权法 (Weighted Normal)

在这个选项，程序先计算每个土条底部线段的法向角，再根据土条底部线段的长度进行加权平均而得到，如图 8 所示。

c) 竖直角 (Vertical)

用这个选项，土条所有的边界线都是竖直的，如图 9 所示。

d) 对最危险滑动面优化 (Global Minimized-Optimized)

如果选了这个选项，先用选项 a 对所有滑动面用二等分法计算，再只对最危险滑动面的各个土条边界线倾斜角进行优化。

e) 全局优化 (Global-Optimized)

如同选项 d，但对所有的滑动面先用二等分法计算，再对滑动面的各个土条边界线倾斜角进行优化。这是这些选项里计算最慢的。

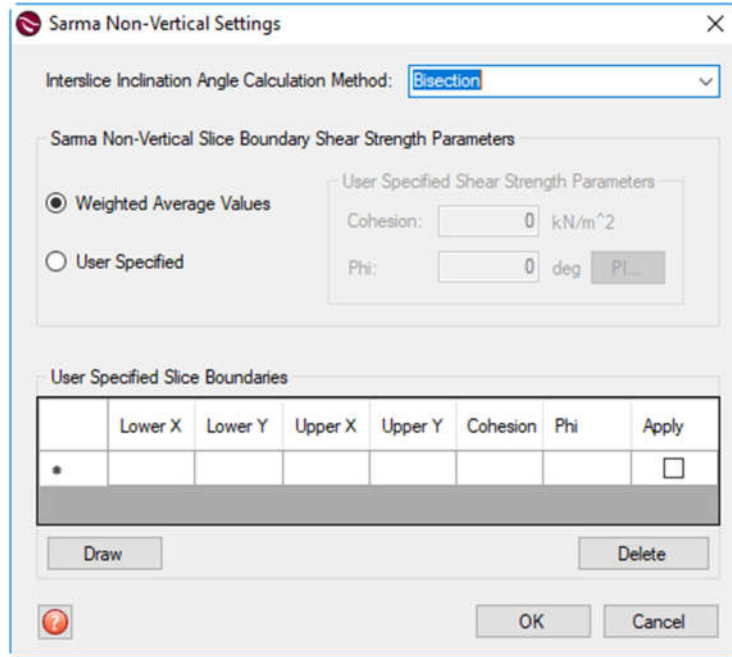


图 6 SVSLOPE 2D 中 Sarma 非垂直条分法参数设置

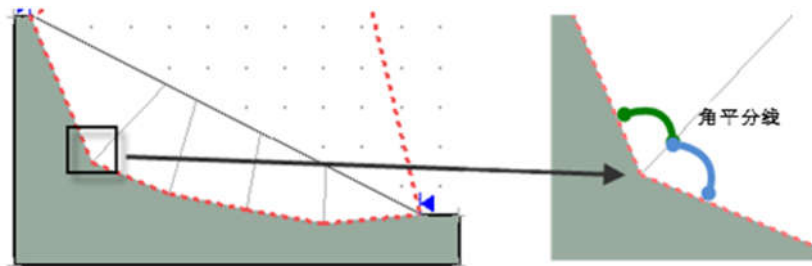


图 7 条边界倾斜角的求解——角的二等分法 (Bisection)

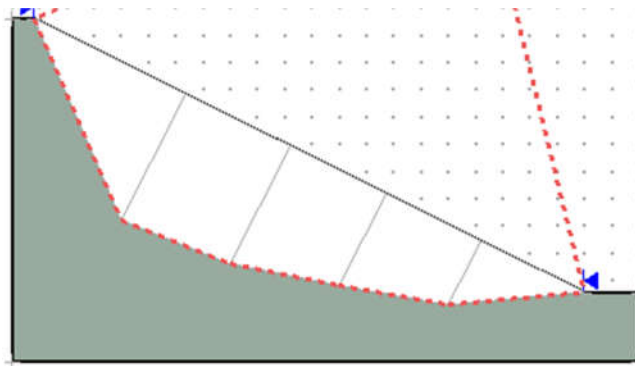


图 8 条边界倾斜角的求解——加权法 (Weighted Normal)

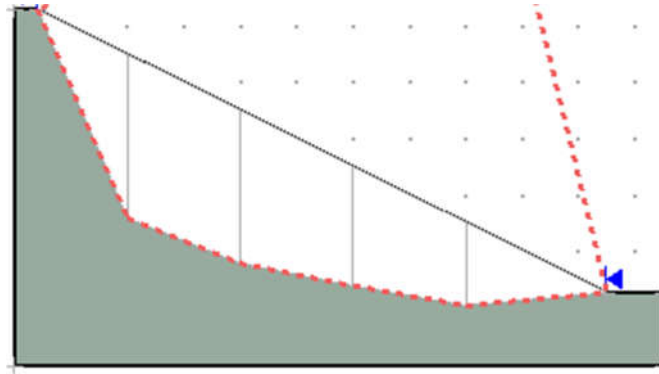


图9 条边界倾斜角的求解——竖直法 (Vertical)

(3) 斜条边界线上土体剪切强度参数的计算 (Interslice Shear Strength Parameters)。如果模型有多层土, 那么斜条边界线可能会通过不同的土体, 程序提供两种不同的方法计算条之间的剪切强度参数:

a) 加权平均法 (Weighted Average Values)

这是程序默认的选项, 条之间的土体剪切强度参数是根据土条边界线经过不同土体的 c_i 和 ϕ , 结合在不同土体中土条边界线线段的长度加权平均得到。

b) 用户定义 (User Specified)

如果选择了这个选项, 用户可以输入自己定义的土条间土体莫尔-库伦强度参数, 如图 10 所示。



图10 用户定义

(4) 在图 6 的最下面用户也可以自己定义斜条边界线坐标和强度参数, 比如模型滑移体中有断层和软弱层分布时, 这项功能很重要。边界线段两点的坐标可以手动输入也可以用鼠标画, 同时也能输入强度参数。图 11 模型是煤矿开采后的废石料堆积在软弱倾斜地基上。为了模拟现场观测到的楔体破坏, 用户就可以定义一个内部边界线, 图中以虚线段表示, 同时也给出边界上土体强度参数。求解时, 程序搜寻滑动面和产生土条时会自动考虑这些用户定义的边界线。

3 斜条分法的实例介绍

实例 1 验证 Prandtl 地基承载力公式 $q_c = 2C(1+\pi/2)$

模型几何尺寸如图 12 所示,土体的强度参数如表 1 所示。对应着 $c=20 \text{ kN/m}^2$, $q_c=2 \times 20 \times (1+3.1415/2)=102.83 \text{ kN/m}$, 模型假设荷载 102.83 kN/m 均匀分布在 10 m 宽的地基表面, 这样理论解的安全系数应该是 1。用理论解得到的非圆弧滑动面作为模型固定的最危险滑动面, 如在图 12、图 13 中所示。

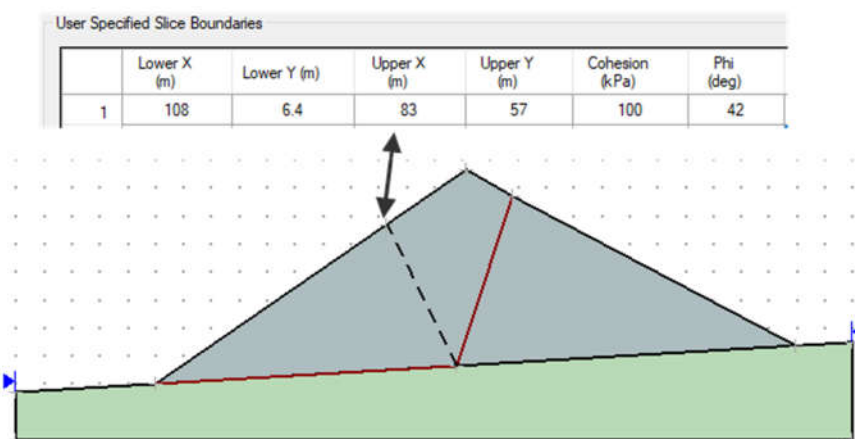


图 11 用户定义斜条边界线坐标和强度参数

表 1 实例 1 中的土体参数

名称	强度准则	重度/ kN/m^3	凝聚力/ kPa	内摩擦角/ deg
土体	摩尔-库伦	0	20	0

图 12 是用垂直条分法的 Spencer 方法计算结果, 安全系数是 0.94。图 13 是用非垂直条分法的 Sarma (1979) 方法计算, 安全系数是 1.002。这个结果与理论解的安全系数 1 完全符合的, 其非垂直土条几何分布也与理论解的条形形状一致。所以非垂直条分法适合求解地基承载力问题, 而且能考理论解所不能考虑的问题, 比如复杂地下土层, 任意外荷载分布, 地下水位, 地震力等等。

实例 2 露天矿的稳定计算

实例 2 模拟澳大利亚某地的一个露天矿, 其几何尺寸、定义的滑动面和非垂直条分边界线分布如图 14 所示。模型中岩、土体参数列于表 2。这模型中有地下水分布, 模型滑移体中有断层和软弱层分布 (图中用虚线表示的线段), 这些都是作为非垂直条的边界线, 其坐标和强度参数在表 3。

图 15 显示的是 SVSLOPE 2D 中用 Sarma 非垂直条分法分析的结果, 得到的安全系数是 1.69, 从第三方提供的参考安全系数是 1.691, 所以两者得到的安全系数是完全一样的。在图 15 中也可以看到, 用户可以点一下最危险滑移体的任意土条, 程序会直接给出土条上力的分布, 便于验证。

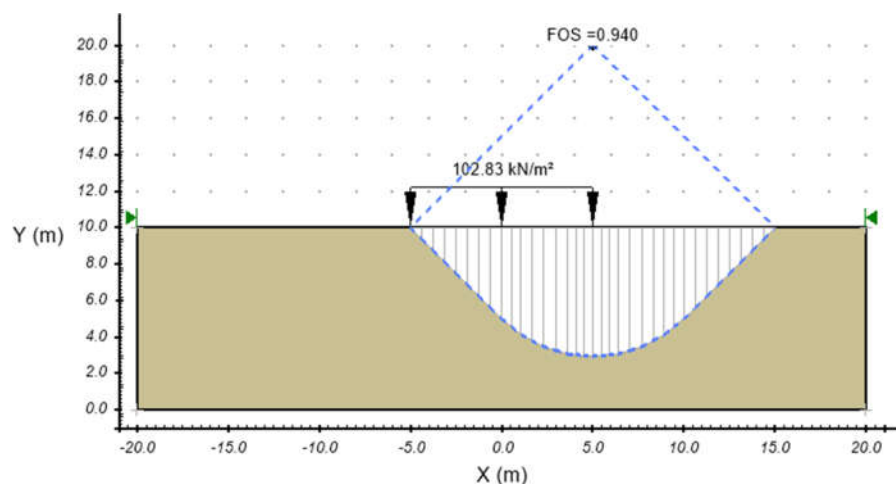


图 12 用垂直条分法——Spencer 法得到的 FOS

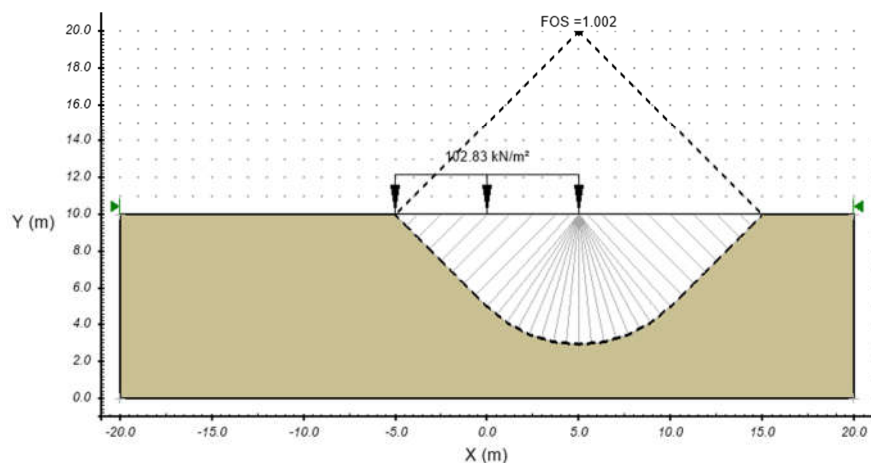


图 13 用非垂直条分法——Sarma (1979) 法得到的 FOS

表 2 实例 2 中的土体参数

名称	强度准则	重度/kN/m ³	凝聚力/kPa	内摩擦角/deg
岩石	摩尔-库伦	23	1000	30
软弱层	摩尔-库伦	19	0	18

表 3 实例 2 的用户定义的内部土体边界线段坐标和土体参数

	Lower X/m	Lower Y/m	Upper X/m	Upper Y/m	Cohesion/kPa	Phi/deg	Apply
1	135	150	82	60	1000	30	√
2	170	150	140	68	1000	30	√
3	288	250	274	115	1000	30	√
4	312	250	300	123	1000	30	√
5	450	350	580	265	0	15	√
6	580	410	635	311	0	18	√
7	660	450	710	380	0	18	√

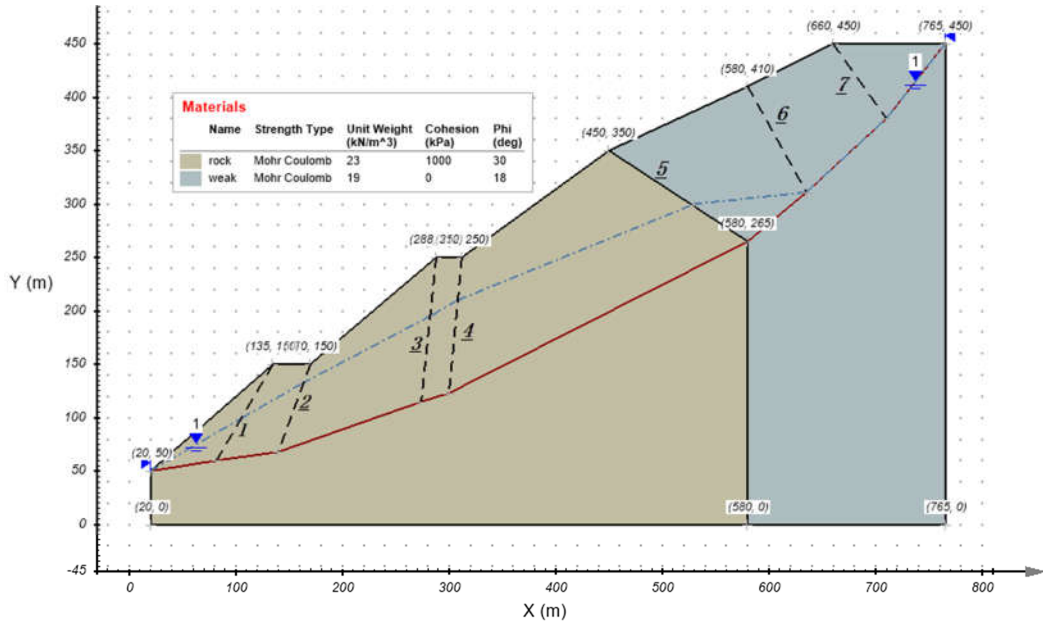


图 14 某露天矿几何尺寸、滑动面和非垂直条分边界线分布

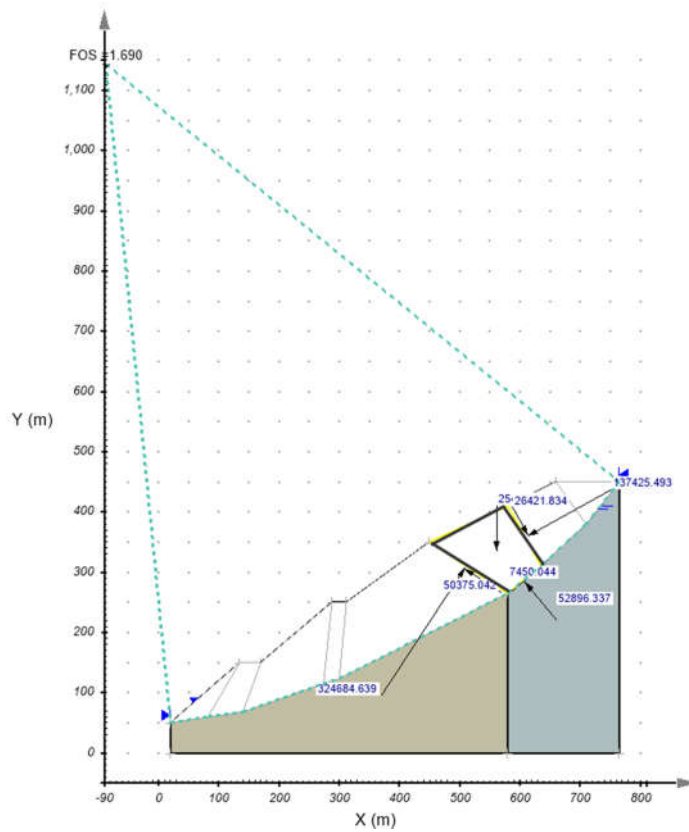


图 15 实例 2 露天矿模型用 Sarma 非垂直条分法的分析结果

4 总结

通过例子分析证明,SOILVISION 公司开发的商业软件 SVSLOPE 2D 中 Sarma(1979) 非垂直条分模块能很好地模拟地基承载力问题,尤其当土体两侧有表面分布荷载、线形荷载、基础有埋深、有地下水、复杂土层等情况,用极限平衡法都能很好地考虑这些复杂的因素。除了适合计算地基承载力外,还适用于岩石边坡稳定分析,因为它能很好地模拟滑移体内软弱层、断层、非连续层之间的剪切破坏,类似于常见的楔体破坏系统,所有楔体边坐标、边角大小、边界上的土体强度参数都能自定义。

参考文献:

- [1] 陈祖煜. 土力学经典问题的极限分析上、下限解, 岩土工程学报, 2002, 24(1):1-11.
- [2] Meyerhof G. G. The Ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, 1951, 2(4):301-331.
- [3] Sarma K. S. Stability analysis of embankments and slopes, J. Geotechnical Engineering Div. ASCE, 1979, 105(GT 12):1511-1524.

软岩料填筑工程特性及处理措施建议

黄斌, 贺云, 张雨廷, 傅旭东

(武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072)

摘要: 软岩料直接作为填料往往存在沉降大、沉降不均、劣化影响显著等特征, 本文针对强风化粉砂质泥岩, 通过试验论证了其作为填料的工程特性, 并提出处理措施。结果表明, 本文软岩料如不进行处理, 劣化作用引起的变形模量衰减率为 60.8%, 强度衰减率为 11.9%, 严重地导致了基础的长期沉降, 基础的稳定性也会有一定程度的降低; 采用一定厚度的保护层能有效地抑制软岩填料的粉化影响, 保护层厚度的确定可以通过风化率与约束压力的关系来确定, 本文软岩料的保护层厚度为 2.2 m; 增大压实度对变形模量的提高更有效率, 而强度的提高幅度较小, 96%的压实度对于软岩填料而言是较合理的, 既保证了归一化的强度大于 0.9, 归一化的变形模量大于 0.8, 同时也确保了压实机械的效率。

关键词: 软岩填料; 劣化; 风化率; 压实度; 保护层

0 引言

1965 年在日本东名高速公路挂川段开始使用沉积软岩作为路基填料, 随后在中原国道的西宫段、庄原段等相继施工, 但在道路运营过程中出现了大量工后不均匀沉降, 其主要原因是沉积软岩发生粉化和表面淋滤后, 在列车动荷载作用下易于发生翻浆冒泥。在我国, 全国公路网不断完善, 在山区修建高速公路时, 不可避免地有开挖出的大量软岩, 为了环境的保护以及降低工程的造价, 工程中也利用现场开挖出的软岩作为地基的填料。除了用于公路地基填料, 软岩还经常作为大坝的填料。自 1959 年以来, 国内软岩作为填料的大坝已超过 35 座。重庆玉滩水库主坝是一个典型的全断面软岩填筑的沥青混凝土心墙坝, 坝基与填料主要为饱和抗压强度为约 10 MPa 的砂岩以及强度更低的泥岩, 该坝于 2011 年 8 月基本完工, 在经历了两个汛期的考验后仍正常运行^[1]。日本于 1980 年修建的 115 m 高的鱼梁瀨大坝是由黏板岩、砂岩、开挖石渣等软岩填料填筑的心墙堆石坝; 美国于 1979 年修建的贝雷坝高达 95 m, 其坝体中部由薄层砂岩、页岩组成^[2]。

软岩作为介于土、石之间的一种材料, 其性状有别于土、石, 通常认为, 软岩具有软化性、崩解性、击实性等特性。正是由于软岩的众多不稳定性质, 导致软岩易发生破坏。对于破坏过程, 周翠英等^[3,4]通过将红层软岩用当地河水浸泡, 研究软岩经过浸泡后的软化过程, 发现软岩微观结构开始变化较大, 在经过“临界时间点”以后, 逐渐趋于稳定。

国内外许多成功的经验证明, 过去因抗压强度低、软化系数小而不被采用的软岩料, 经专门设计, 仍可作为填料。而且考虑的因素基本上都是以软岩块石的强度、水稳性、矿物成分与颗粒粒径与级配等为主。其中日本基于强度、水稳性与颗粒级配提出的采用崩解

收稿日期: 2017 年 7 月

基金项目: 国家自然科学基金 (No. 51378403、No. 51309028)。

率与破碎率指标来评判软岩填料的适应性,虽然局限性较大,仍具有一定的实用性^[5]。

软岩料填筑施工的关键是控制好两个互为博弈的技术环节:第一是必须保障填筑的软岩料应具有较高的密实度,以减少填料在使用期间的沉降量,使其能够在允许的变形范围内保证安全。第二是在软岩料填筑施工过程中,应避免超重碾压使软岩料过度挤压破碎,尽量减少软岩料细化和泥化现象的产生,以提高软岩料的承载能力和路基的稳定性。

1 软岩填筑料基本性质

根据我国工程岩体分级标准以及岩土工程勘察规范,将饱和单轴抗压强度小于 30 MPa 的岩体作为软岩。

本次试验采用粉砂质泥岩作为试验试样,岩块强度为 5~10 MPa,软岩爆破料的原始级配平均线,试验级配进行最大粒径 20 mm 的等量替代法得到。原始级配见图 1 所示。

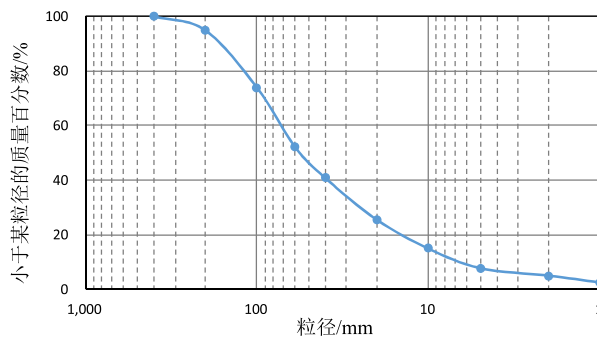


图1 强风化粉砂质泥岩原始级配

进行重型击实试验,击实仪的试样筒尺寸为 $\Phi 152 \times 116$ mm。试验结果见图 2 所示。可见,最大干密度为 1.79 g/cm^3 ,最优含水率为 13.5%。

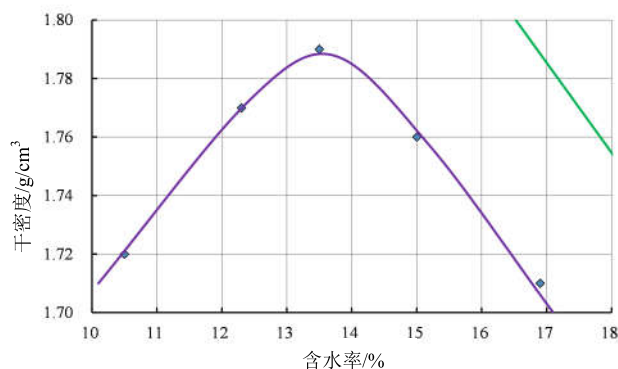


图2 强风化粉砂质泥岩重型击实试验成果

2 软岩填料的劣化试验方法

软岩填料的劣化是水分、大气以及荷载等长期反复作用的结果。对软岩的劣化,国内外的学者提出了不同的方法。邓华锋等^[6]通过对红层软岩的浸泡-风干循环来模拟三峡库岸边坡软岩受到的劣化作用,发现红层软岩由相对密实结构水可逆地转变为微观裂隙、孔隙发育的松散多孔结构。

目前对于软岩劣化的试验方法,学者大都采用对软岩进行干湿循环处理来模拟软岩在自然条件下的劣化过程。本劣化试验在原有试验的基础上进行改进,采用硫酸钠溶液代替水,在保持应力状态下进行干湿循环,来模拟劣化对软岩填料的粉化影响。通过对已有中型三轴仪进行设备改造,实现三轴应力状态下的劣化作用的室内模拟技术。劣化的模拟参考了混凝土骨料中的耐久性试验工艺与日本水利部门的相关试验方法^[7]。具体试验方法如下:

- (1) 按确定的级配、设计密度或压实度、最优含水率制备三轴试样,试样不进行抽真空饱和;
- (2) 将试样安装到三轴仪上,施加预设围压进行各向等压固结;
- (3) 制备硫酸钠饱和溶液,并注入反压饱和罐中,等试样固结完成后,保持有效围压不变,进行硫酸钠溶液的反压饱和,试验环境温度与溶液温度控制在 20℃~25℃ 范围;
- (4) 第 1 循环,用硫酸钠溶液饱和 20 小时,通气 4 小时;第 2~5 循环,用硫酸钠溶液饱和 4 小时,通气 4 小时;第 6 循环,清水饱和 4 小时,通气 4 小时;
- (5) 6 次湿干循环后,拆下试样,进行筛分试验,获得劣化后的级配。

3 软岩填料力学性质劣化

对压实度 95% 的软岩填料进行了劣化前后本构关系的对比,劣化前后软岩填料的应力-应变关系如图 3 所示。可见,劣化作用对模量的影响远大于对强度的影响;劣化引起的强度衰减率为 10.1%~13.8%,平均 11.9%;变形模量衰减率为 57.4%~66.4%,平均 60.8%。

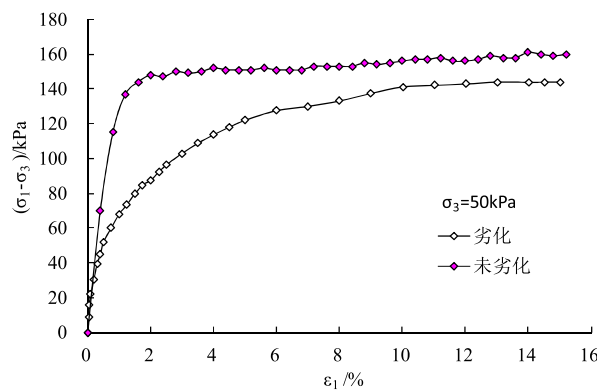


图3 劣化与未劣化三轴应力-轴向应变关系对比

劣化前后软岩填料的应力-应变关系如图4所示。可见，劣化作用引起体缩应变减小，这是因为反复的干湿循环导致软岩填料颗粒破碎的同时，由于初始应力的作用引起了密度的增大，故劣化后体缩应变减小。

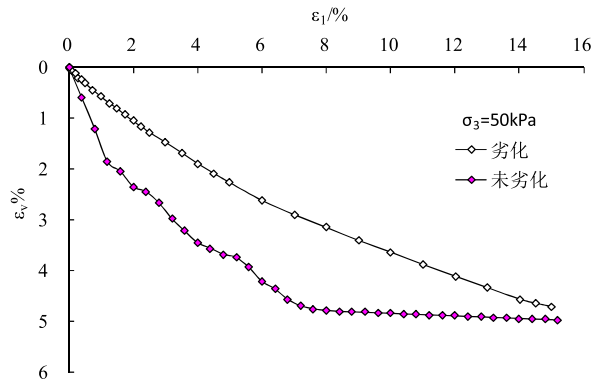


图4 劣化与未劣化三轴体变-轴向应变关系对比

4 不同压实度的影响规律

围压为 100 kPa 的软岩劣化后的归一化破坏偏应力与压实度关系如图5所示。可见，压实度越大，破坏偏应力（强度）越大；压实度大于 96%，归一化的破坏偏应力大于 0.9。

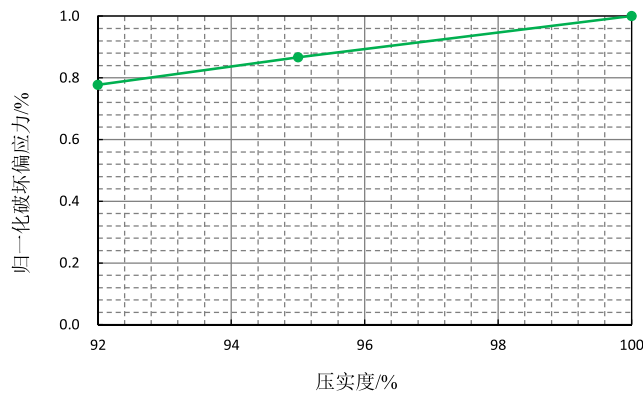


图5 软岩劣化后的归一化破坏偏应力与压实度关系

围压为 100 kPa 的软岩劣化后的归一化变形模量与压实度关系如图6所示。可见，压实度越大，变形模量越大；压实度大于 96%，归一化的变形模量大于 0.8。

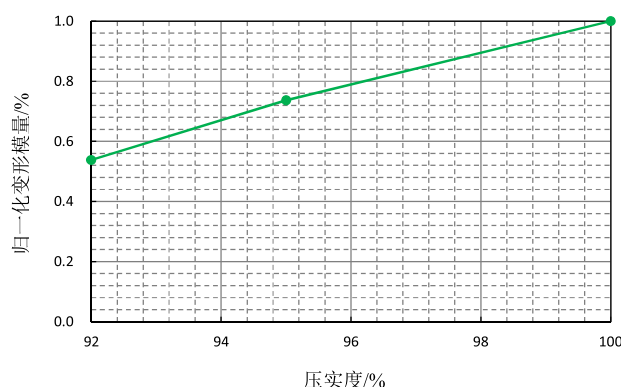


图6 软岩劣化后的归一化变形模量与压实度关系

对于软岩填料劣化后的力学性质,相比强度而言,增大压实度对变形模量的提高更有效率;压实度在96%之前,提高压实度对变形模量的增幅更显著;压实度大于96%,提高压实度对变形模量的增幅效率降低。

这充分表明,96%的压实度对于软岩填料而言是较合理的,既保证了归一化的强度大于0.9,归一化的变形模量大于0.8,同时也确保了压实机械的效率,可考虑采用该压实度开展现场碾压试验,以更好地指导工程施工。

对于软岩料而言,考虑到软岩填料容易发生颗粒破碎,如果碾压要求达到较小的孔隙率,块石料容易破碎为中、小粒径,对材料的模量、强度等力学性质均不利,但碾压质量不够的话,软岩长期劣化作用下其模量、强度等力学性质也难以满足工程设计要求。因此,针对软岩填料,建议考虑用压实度进行碾压施工质量控制,开展不同压实度的劣化后力学性质试验,初步优选出推荐压实度,结合现场碾压试验的复核,从而确定最佳施工压实度指标。

5 保护层厚度作用效果

软岩填料风化率 W 的定义如下:

$$W = \frac{\Delta A}{A + \Delta A} \times 100\% \quad (1)$$

式中: ΔA 、 A 分别为图7中阴影部分面积。

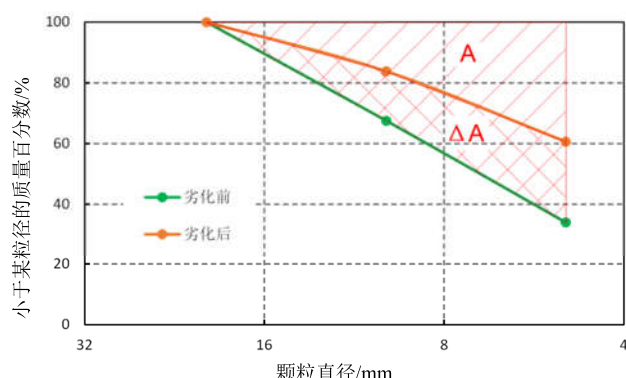


图7 风化率的定义

开展不同围压条件下的劣化模拟试验,建立风化率与围压的关系,如图8所示。可见,随着围压的增大,软岩的风化率逐渐减小;围压较小时(小于50 kPa),风化率随围压的增大发生骤降;围压大于50 kPa后,风化率小于13%;围压大于100 kPa后,风化率渐趋一稳定值,基本等于10%。

无围压即没有覆盖层保护时,软岩的风化率非常大,约45%,这对软岩填料的强度、变形性质的影响非常大,因此在工程中应该对软岩进行覆盖层保护的处理。

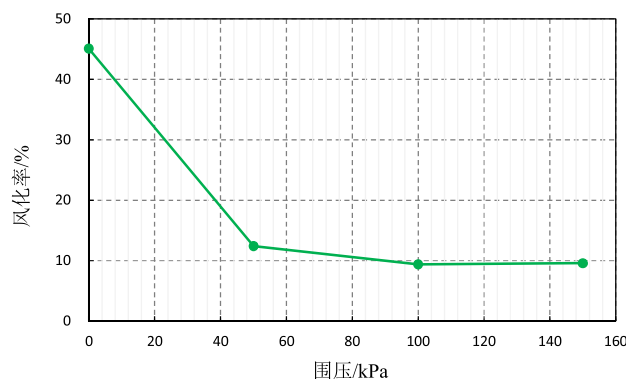


图8 风化率与围压的关系曲线

选择围压50 kPa,其风化率为12.4%,围压继续增大,抑制进一步劣化的效果非常有限。根据约束压力与覆盖层压重(硬岩填料碾压后容重约 22.5 g/cm^3)的等效关系,从而确定软岩填料的最优保护层厚度,为 $50 \div 22.5 = 2.2 \text{ m}$ 。

6 结论

通过对软岩填筑料进行劣化试验,揭示了劣化对力学性质的影响规律,论证了压实度、保护层等的处理措施的合理性,得到以下结论:

- (1) 劣化会导致软岩填料颗粒破碎,且围压越低,劣化引起的颗粒破坏程度越显著。

(2) 随着围压的增大, 软岩的风化率逐渐减小; 围压较小时 (小于 50 kPa), 风化率随围压的增大发生骤降; 围压大于 50 kPa 后, 风化率小于 13%; 围压大于 100 kPa 后, 风化率渐趋一稳定值, 基本等于 10%。

(3) 无围压即没有覆盖层保护时, 软岩的风化率非常大, 约 45%, 工程中应该对软岩进行覆盖层保护处理。

(4) 劣化作用对模量的影响远大于对强度的影响; 劣化引起的强度平均衰减率为 11.9%; 变形模量平均衰减率为 60.8%。

(5) 对于软岩填料劣化后的力学性质, 相比强度而言, 增大压实度对变形模量的提高更有效率; 96%的压实度对于软岩填料而言是较合理的, 既保证了归一化的强度大于 0.9, 归一化的变形模量大于 0.8, 同时也确保了压实机械的效率, 可考虑采用该压实度开展现场碾压试验, 以更好地指导工程施工。

参考文献:

- [1] 杜雷功, 王永生. 沥青混凝土心墙全断面软岩筑坝技术研究与实践[M]. 中国电力出版社. 2012.3.
- [2] 蒋涛, 付军, 周小文. 软岩筑面板堆石坝技术[M]. 中国水利水电出版社. 2010.1.
- [3] 周翠英, 邓毅梅, 谭祥韶, 等. 软岩在饱水过程中水溶液化学成分变化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(22): 3813-3817.
- [4] 周翠英, 朱凤贤, 张磊. 软岩饱水试验与软化临界现象研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(6): 1709-1715.
- [5] (日) 薄, 宫林, 小岛. 采用软岩弃碴的大型填土的设计和施工[J]. 铁道部科学研究院译. 土与基础. 1984, 32(7): 53-59.
- [6] 邓华锋, 周美玲, 李建林, 等. 水-岩作用下红层软岩力学特性劣化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016(a02): 3481-3491.
- [7] 大根义男. 实用土力学[M]. 北京: 机械工业出版社. 2012.

长螺旋旋喷扩大头 CFG 桩在太原地区的应用研究

葛忻声¹, 梁晨¹, 卜俊峰²

(1. 太原理工大学 山西 太原 030024; 2. 国基建设集团有限公司 山西 太原 030002)

摘要: 长螺旋旋喷扩大头 CFG 桩是一种新型地基处理工法, 具有端承和摩擦属性。本文着重介绍了该工法的工艺流程。结合太原地区某工程实例, 现场进行了单桩载荷试验和复合地基载荷试验, 并从成本方面对扩大头 CFG 桩和普通 CFG 桩做了详细的对比分析论证。认为扩大头 CFG 桩具有极高的推广和实用价值。

关键词: 长螺旋旋喷扩大头 CFG 桩; 地基处理; 复合地基

1 工艺介绍

用带有特殊装置的长螺旋钻机钻至距孔底(或设计扩头高度)1 m, 在钻机旋转并提升(下降)钻具时, 从钻头特制的喷嘴中以高压喷射出预先配置好的水泥浆, 具有极大动能的水泥浆喷射切割破坏土层使钻孔底部一段桩径扩大, 形成扩大头。当扩大头形成并达到设计指标后提升(下放)钻具, 用混凝土输送泵以一定的压力通过中空的钻杆由钻头底部的出料口向孔内压灌混凝土, 并保证钻头在孔底停留一段时间, 使扩大头内的水泥浆与被旋喷切割下来的浆体混合物被压灌至孔底的混凝土充分置换, 形成混凝土扩大头。

本工法施工工艺流程图如图 1 所示。



步骤 1 稳钻



步骤 2 地面旋喷测试



步骤 3 下放钻头钻孔



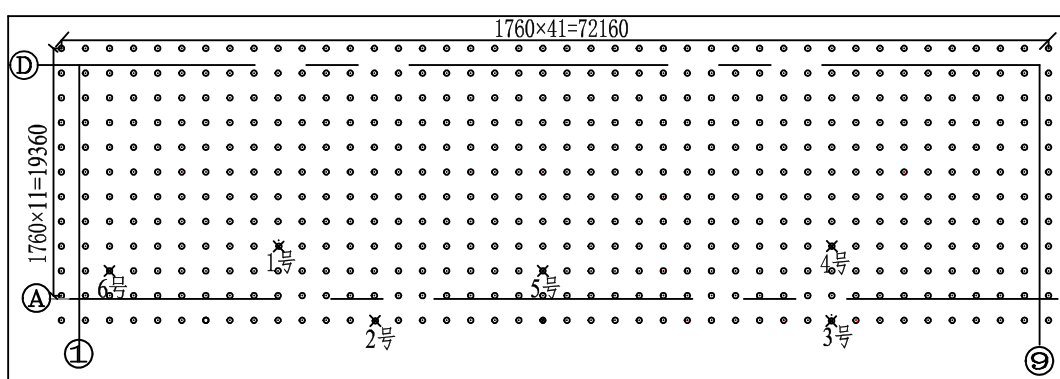
图 1 扩大头 CFG 桩施工工艺流程图

2 工程概况及工程地质条件

(1) 工程概况

山西某公司综合楼位于太原市小店区,场地所处地貌单元为汾河阶地。拟建场地总体基本平坦,东西长约 72.2 m,南北宽约 19.3 m,高 35.7 m,地上 9 层,地下 1 层。结构类型采用钢筋混凝土框架结构,对差异沉降较为敏感。

本工程布桩形式为满堂布桩。桩顶标高-6.51 m,桩长 18.5 m,桩顶径 400 mm,桩底径 800 mm。扩大头位于桩底部,长 1 m。距桩底 1.2 m 到 1 m 处,桩径由 400 mm 均匀扩大到 800 mm。桩间距为 1.76 m,采用正方形布桩。东西方向布置 42 根,南北方向布置 12 根,共 504 根。根据设计要求,单桩竖向抗压承载力特征值不小于 570 kN,复合地基承载力特征值不小于 255 kPa。桩布置图与受检桩位置如图 2 所示。



(图中圆圈为布桩位置,标有数字的圆圈为受检桩位置)

图 2 桩平面布置图

(2) 工程地质条件

据施工场地野外钻探及室内土工试验, 土层主要是第四系全新统河流相冲洪积层(Q_4^{1al+pl})。岩性以粉细砂、粉土、粉质粘土为主。在勘探深度范围内地基土从上至下可分为4层, 典型土层参数可见表1。

表1 典型土层参数表

土层及岩性	层厚 /m	湿密度 g/cm ³	孔隙比	液限	塑限	塑性指数	液性指数	极限测阻力 特征值/kPa	极限端阻力特 征值/kPa
①粉质黏土	7.4	1.92	0.694	26.1	15.0	11.1	0.48	15	
②粉土	10.2	1.96	0.660	25.6	16.6	9.0	0.44	20	
③粉细砂	4.6							23	
④粉质黏土	6.1	20.9	0.634	26.5	15.3	11.2	0.50	22	700

场地浅层地下水类型为孔隙潜水, 第①层粉质粘土及第②层粉土为主要含水层, 主要由地表入流及侧向渗流补给。其地下水类型为承压水, 以第③层粉细砂为主要含水层, 以各层粉质粘土为相对隔水层, 主要受侧向迳流补给。勘察期间实测稳定水位埋深介2.80~3.50 m之间, 地下水位季节性变化幅度约1.0 m。场地液化等级按中等考虑, 无湿陷性。

3 扩大头 CFG 桩的检测

为确定桩身承载力状况, 对处理后的地基进行单桩载荷试验检测和复合地基载荷试验检测。

(1) 单桩载荷试验

单桩载荷试验可以比较准确的反应单桩的受力状况和变形特征。试坑底开挖至基底标高, 采用慢速维持荷载法逐级加载, 每级荷载下沉量达到相对稳定后再加下一级荷载^[6]。加荷等级分为10级, 分级荷载取130 kN, 其中第一级荷载取分级荷载的2倍。根据《单桩载荷试验规范》要求, 共检测3根试桩。分别记为1号试桩、2号试桩、3号试桩。得到 $Q-S$ (荷载—沉降量)曲线; $S-\lg t$ (沉降—时间对数)曲线分别如图3。

通过图3~图5可以得出以下结论:

从 $Q-S$ 、 $S-\lg t$ 曲线来看, 三根试桩的 $Q-S$ 曲线均呈缓变型, 各级的 $S-\lg t$ 曲线近于直线。依据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2012)附录C第C.0.10条, 3根试桩单桩竖向抗压极限承载力均为1300 kN。

扣除超灌部分的侧阻力后, 试桩有效桩的单桩竖向抗压极限承载力为1168 kN, 依据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2012)附录C第C.0.11条, 试桩单桩竖向抗压承载力特征值为584 kN, 达到设计要求。

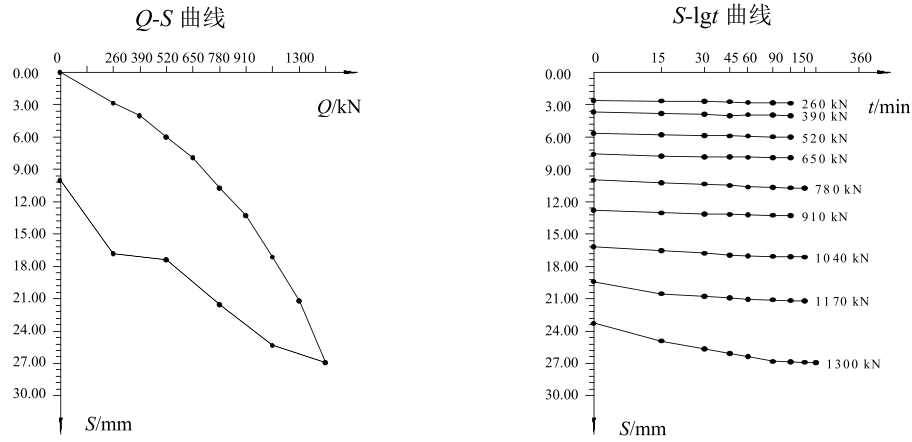


图3 1号试桩 $Q-S$ 曲线; $S-lgt$ 曲线

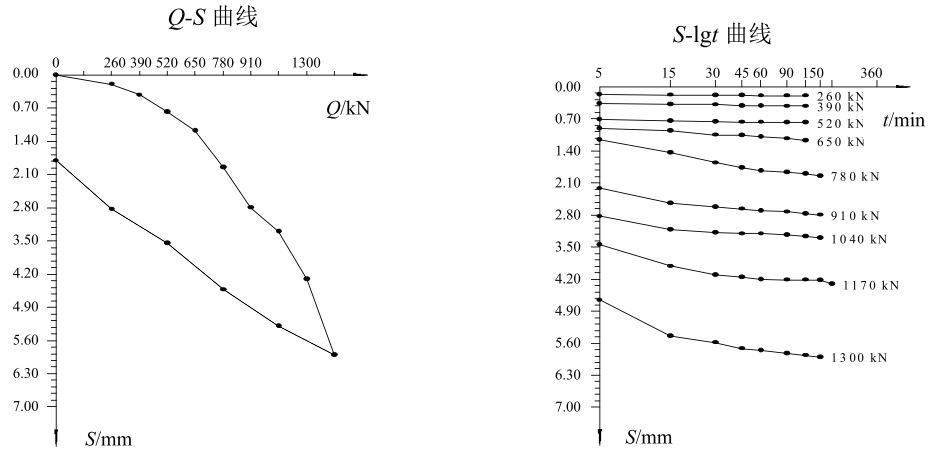


图4 2号试桩 $Q-S$ 曲线; $S-lgt$ 曲线

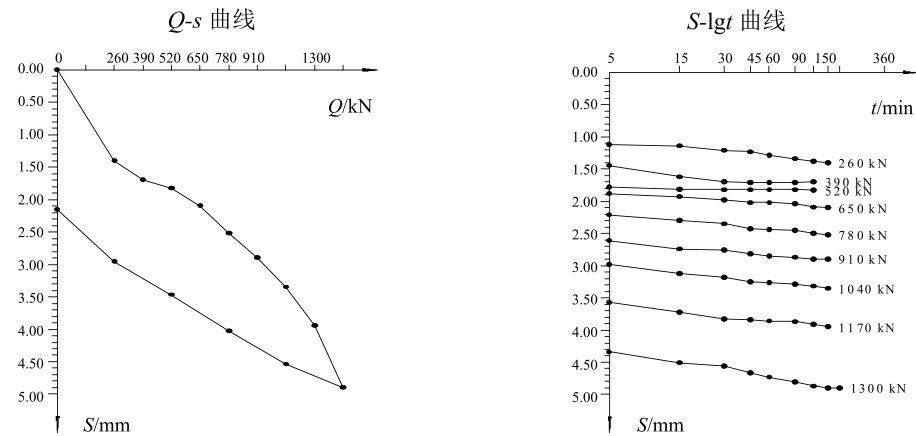


图5 3号试桩 $Q-S$ 曲线; $S-lgt$ 曲线

(2) 复合地基载荷试验

复合地基载荷试验可以比较准确的反应复合地基的受力状况和变形特征。承压板采用边长为 1.76 m 的正方形钢板。试坑底开挖至基底标高,采用慢速维持荷载法逐级加载,每级荷载下沉量达到相对稳定后再加下一级荷载^[6]。依据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2012)与相关设计要求,加荷等级分为 10 级,分级荷载取 159 kN,第一级荷载取分级荷载。共检测 3 根试桩。分别记为 4 号试桩、5 号试桩、6 号试桩。得到 $Q-S$ (荷载—沉降量) 曲线; $S-lgt$ (沉降—时间对数) 曲线分别如下。

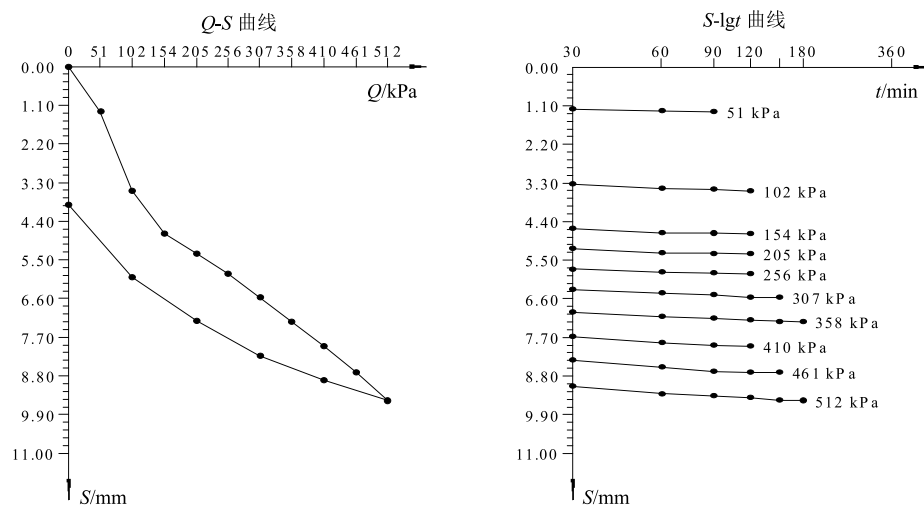


图 6 4 号试桩 $Q-S$ 曲线; $S-lgt$ 曲线

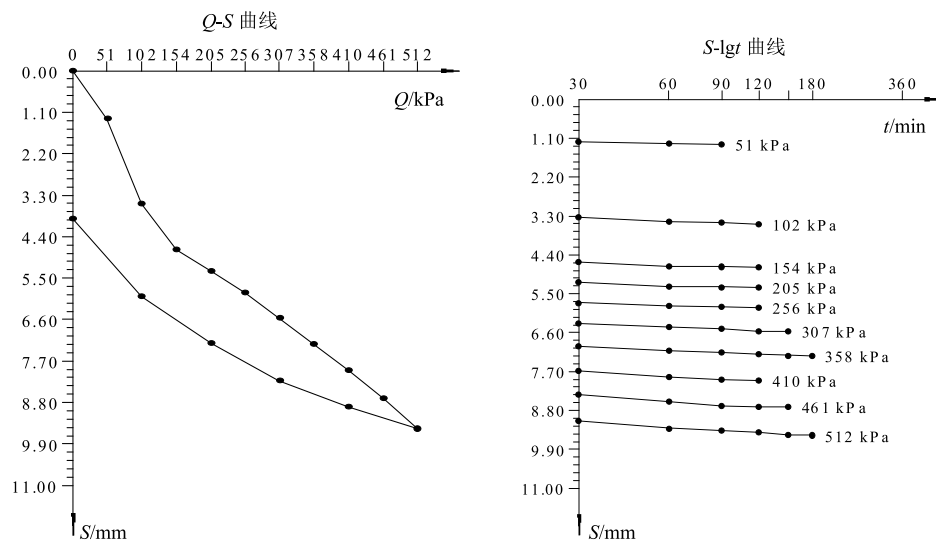


图 7 5 号试桩 $Q-S$ 曲线; $S-lgt$ 曲线

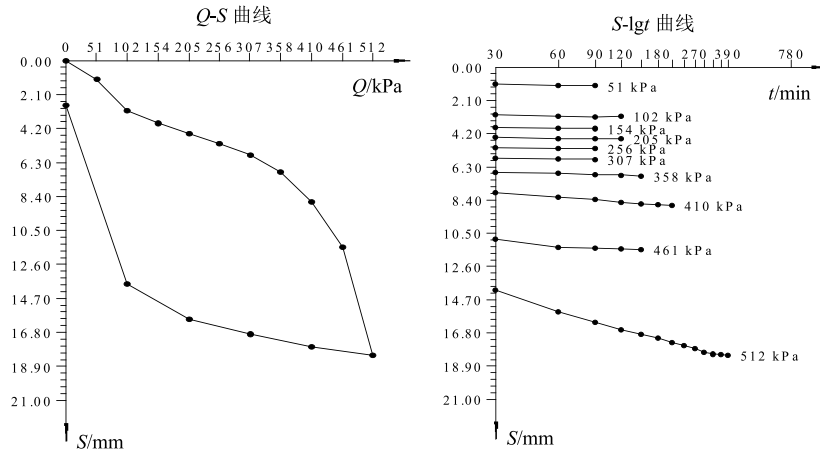


图8 6号试桩 Q-S 曲线; S-lgr 曲线

通过图6~图8可以得出以下结论:

从 Q-s、s-lgr 曲线来看, 三根试桩的 Q-s 曲线均近于光滑型, 各级的 s-lgr 曲线近于直线。依据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2012) 附录 B 第 B.0.10 条第 2 款第 7 项, 3 个单桩复合地基静载荷试验点的复合地基承载力均取 256 kPa, 达到设计要求。

4 经济性比较

《长螺旋钻孔压灌混凝土旋喷扩孔桩基础设计与施工技术规程》(DB23/T1320-2008) 具体规定了扩大头 CFG 桩的单桩承载力特征值的计算, 计算结果与单桩载荷试验得出的扩大头 CFG 桩的单桩承载力相符;《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2012) 具体规定了普通 CFG 桩的单桩承载力特征值的计算, 同等条件下普通 CFG 桩的单桩承载力为 297.08 kN。

若本工程采用同等条件下的普通 CFG 桩, 布桩方式仍为满堂布桩。根据《建筑地基处理技术规范》, 普通 CFG 桩桩距为 1.3 m 时才可满足复合地基承载力的要求。此时共布桩 840 根, 其中东西方向 56 根; 南北方向 15 根。

表2 扩大头 CFG 桩与普通 CFG 桩的经济性对比

	扩大头 CFG 桩	普通 CFG 桩	扩大头 CFG 桩与普通 CFG 桩比较	
桩长 /m	18.5	18.5		
桩距 /m	1.76	1.3	增加 0.46 m	增大 35.4%
桩数 /根	504	840	少 336 根	减少 40%
单桩承载力 /kN	584	297.08	提高 287 kN	提高 96%
混凝土用量 (单桩) /m ³	2.724	2.326	增加 0.414 m ³	增加 17.8%
钻桩出土 (单桩) /m ³	2.724	2.326	增加 0.414 m ³	增加 17.8%
混凝土用量 (总共) /m ³	1372.9	1953.8	节省 580.9 m ³	节省 29.7%
钻桩出土 (总共) /m ³	1372.9	1953.8	少 580.9 m ³	少 29.7%
工期 /天	若两种方法施工速度相同, 扩大头 CFG 桩施工工期至少比无扩大头 CFG 桩缩短 40%			

5 结语

本文结合实例,通过上述技术检验与经济对比分析,证明长螺旋旋喷扩大头 CFG 桩在安全性上切实可靠,与普通 CFG 桩相比具有明显的优势。是一种值得各设计单位和施工单位推广的优秀工法。

参考文献:

- [1] 《长螺旋钻孔压灌混凝土旋喷扩孔桩基础设计与施工技术规程》(DB23/T1320-2008)。
- [2] 周景星,李广信,虞石民,王洪瑾.《基础工程(第二版)》[M].北京:清华大学出版社,2007.
- [3] 《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2012).北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [4] 《复合地基技术规范》(GB50783T-2012).北京:中国建筑工业出版社.
- [5] 任鹏,邓荣贵,于志强. CFG 桩复合地基试验研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 81-86.
- [6] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 1-120.
- [7] 周宸,化建新,王健. CFG 桩的承载力特性试验研究[J]. 岩土工程技术, 2016 30(5): 217-222.
- [8] 高广运,蒋建平,顾宝和. 同场地扩底桩和直桩的对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3): 502-506.
- [9] 贾剑青,王宏图,李晶,张宪,范晓刚. CFG 桩复合地基承载力分析[J]. 重庆大学学报, 2011, 34(9): 117-127.

一种水泥土长期强度实用预测式探讨

杨俊杰^{1,2}, 王曼^{1,2}, 董猛荣^{1,2}, 王达爽^{1,2}, 孙涛³

(1. 海洋环境与生态教育部重点实验室, 山东青岛 266100; 2. 中国海洋大学环境科学与工程学院, 山东青岛 266100; 3. 山东科技大学地球科学与工程学院, 山东青岛 266590)

摘要: 提出一种参数少且形式简单的水泥土强度预测式。已知某一龄期的无侧限抗压强度和水泥土的灰水比即可预测水泥土强度。为进一步方便使用, 分别给出了灰水比与湿法时的水泥掺入比、水泥浆水灰比的换算关系和干法时的水泥掺入比的换算关系, 从而可以直接利用常用的水泥土配合比参数预测水泥土强度。

关键词: 黏性土; 水泥土; 无侧限抗压强度试验; 强度预测; 灰水比

0 引言

关于水泥土强度预测问题, 学者基本上采用的是利用无侧限抗压强度试验研究强度增长规律, 在此基础上, 提出相应的强度预测公式。建立的强度预测公式大体可分为以下两类。

一类是针对某一特定龄期水泥土强度的预测式, 此时一般情况下龄期较短。

另一类是针对任意龄期水泥土强度的预测式, 预测式中含有参数龄期, 可预测水泥土的长期强度。如, Sakka 等的强度预测公式是基于灰水比(水泥质量与土中水和水泥浆中水的质量之和的比值)与自主研发的测试装置得到的变形模量及无侧限抗压强度之间的关系建立的^[1]。储诚富等建立的公式包含了似水灰比(土中水和水泥浆中水的质量之和与水泥质量之比)和 28 d 龄期的水泥土强度^[2]。Horpibulsuk 等^[3]的预测公式则将含水量(水泥土中水的质量与干土质量之比)和水泥含量(水泥质量与干土质量之比)的比值作为参数。Abrams^[4]通过室内试验得到了混凝土强度与水灰比的关系, 提出了基于水灰比的混凝土强度确定公式。Popovics 等^[5]认为水灰比可以作为确定混凝土强度的指标, 但不是唯一指标, 基于此在 Abrams 混凝土强度公式中增加了水泥质量和空气含量两个参数。Zhang 等^[6]则将上述含水量和水泥含量作为两个单独变量, 建立了水泥土强度预测公式。过室内试验发现了水泥土强度随孔隙率和水泥含量比值的增加呈幂函数降低的规律, 给出了利用该比值确定水泥土强度的公式。曹智国等与 Consoli 等^[7-9]一样得到了水泥土强度随水泥土孔隙率和水泥掺入比比值的增加呈幂函数降低的规律, 结合龄期对物理性质指标的影响, 提出了由孔隙率、水泥掺入比和养护龄期三个参数构成的水泥土强度综合表征参数 PCT, 建立了水泥土强度预测公式^[10]。王达爽将灰水比和水泥土初始密度的比值作为综合参数, 建立水泥

土强度预测公式, 并对比分析了储诚富公式、Horpibulsuk 公式和曹智国公式预测水泥土强度的准确性和相应方法的特点^[11]。

上述各式预测强度的准确性因采用的试验数据不同而不同, 很难概而言之。但是, 上述公式中所含水泥土参数或多或难以准确确定, 公式形式较为复杂, 而且公式中均包含拟合参数, 并且部分拟合参数没有明确的物理意义。

本文提出一种参数少且形式简单的水泥土长期强度预测式。

1 实用强度预测式

本文提出的强度预测式如式 (1) 所示。

$$q_u = q_{u_{t_0}} \left(\frac{t}{t_0} \right)^b \quad (1)$$

式中, q_u 表示某条件下 t 龄期时的水泥土预测强度 (kPa); $q_{u_{t_0}}$ 表示相同条件下 t_0 龄期时的无侧限抗压强度 (kPa); b 为与水泥掺量有关的待定参数。

由式 (1) 可知, 参数 b 一经确定, 只需知道某一龄期的强度即可预测水泥土强度。式 (1) 为通过原点的一条曲线, 强度值随养护时间增加而增大, 符合水泥土的强度增长规律 (图 1)。

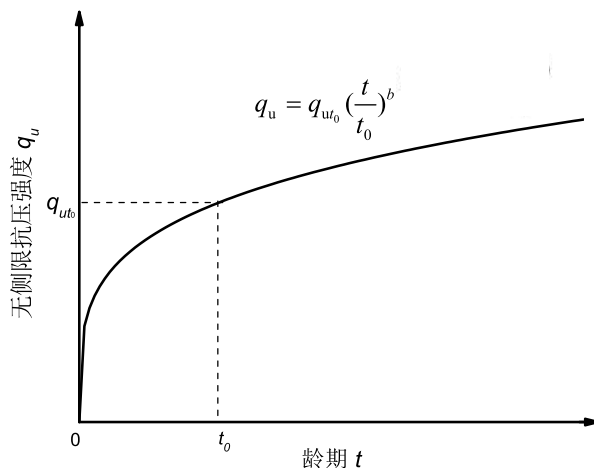


图 1 强度预测式 (1) 表示的曲线性质

2 待定参数 b 的确定

利用水泥土的无侧限抗压强度试验结果对式 (1) 拟合, 可得到待定参数 b 值。即, 在式 (1) 中代入试验得到的一系列 (t, q_u) , 用最小二乘法求出 b 。其中, $(t_0, q_{u_{t_0}})$ 作

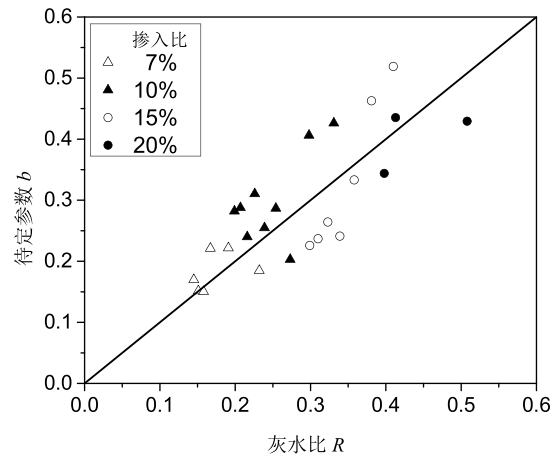
为已知条件可任意选择,但是,曲线必须通过该点和原点(0,0)。

在此,设 t_0 和 q_{u_0} 分别为28d龄期及对应的强度,利用王达爽试验数据^[11]得到待定参数 b 。表1为试验条件、试验结果及拟合的待定参数 b 。

表1 据王达爽试验数据得到的待定参数 b 值

初始条件		试验结果			待定参数 b
掺入比/%	灰水比 R	龄期/d			
		7	28	90	
7	0.232	616	499	439	0.18469
	0.191	701	702	621	0.22175
	0.167	389	774	880	0.22108
	0.158	359	470	588	0.15028
	0.151	300	687	1017	0.15151
	0.145	238	540	894	0.16978
	0.331	864	1019	1307	0.4262
	0.298	785	1192	1639	0.40628
	0.273	802	1228	1522	0.20299
0.254	755	1278	1753	0.28667	
10	0.239	986	1291	1787	0.25469
	0.226	676	1565	2018	0.31041
	0.216	720	1575	1723	0.24
	0.207	749	1341	2164	0.28774
	0.199	499	1230	2096	0.28216
	0.41	1214	1901	2454	0.51901
	0.381	979	2072	2683	0.46285
	0.358	1200	2158	3103	0.33312
15	0.339	1385	1896	3248	0.24118
	0.323	1096	1702	3241	0.26426
	0.31	1207	1757	3619	0.23687
	0.299	979	2815	3340	0.22585
	0.508	1332	3588	3414	0.42938
20	0.413	1846	2813	4197	0.43522
	0.398	1484	3110	4084	0.34386

鉴于水泥质量与土中水和水泥浆中水质量之和的比值,即灰水比 R 在某种程度上是影响水泥石强度的关键因素^[1, 2],将待定参数 b 与灰水比 R 绘于图2中,发现 b 与 R 具有良好的对应关系。

图2 待定参数 b 与灰水比 R 的关系

因此，可用灰水比 R 替代式 (1) 中的待定参数 b ，得到水泥土强度预测式 (2)。

$$q_u = q_{u_0} \left(\frac{t}{t_0} \right)^R \quad (2)$$

图3即为利用28d龄期及其强度预测的7d龄期和90d龄期的强度与实测强度的对比图。预测强度与实测强度基本一致。

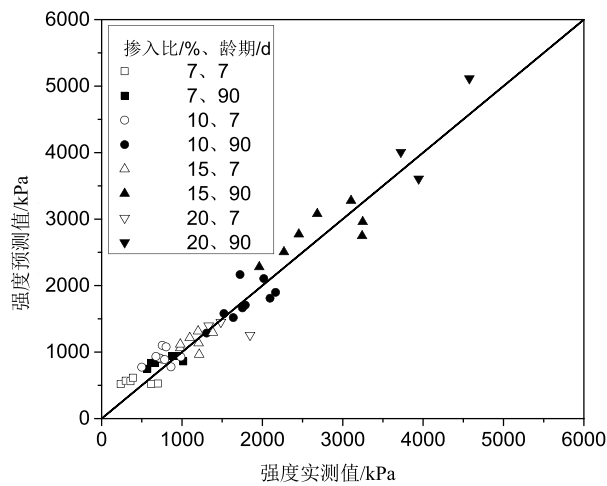


图3 强度预测值与实测值对比

3 q_u-t 曲线与试验结果的对比

在水泥土配合比设计中，常常采用水泥掺入比、水泥浆水灰比等参数。为进一步方便

使用, 推导出了灰水比与常用配合比参数的换算关系^[12]。

3.1 灰水比与常用配合比参数的换算关系

对于天然含水量小于液限（含水比小于 1）的软土地基，通常采用水泥浆进行地基加固（湿法）。此时，发生反应前的水泥土三相草图可用图 4 表示。

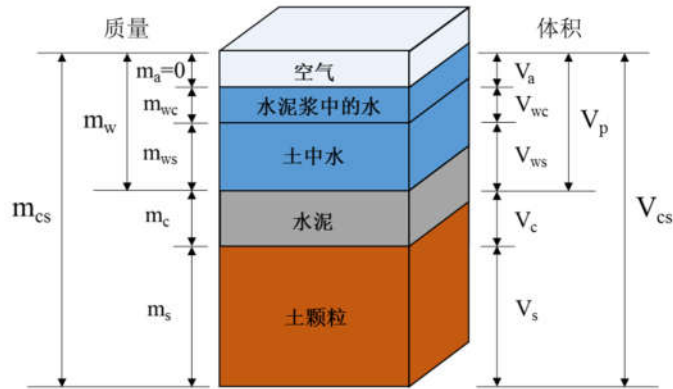


图 4 发生反应前的水泥土三相草图

根据灰水比 R 、水泥掺入比 a_w 、水泥浆水灰比 C 及天然含水量 w_n 的定义，从图 4 分别可得式 (3)、式 (4)、式 (5) 及式 (6)：

$$R = \frac{\text{水泥质量}}{\text{土中水的质量} + \text{水泥浆中的水的质量}} = \frac{m_c}{m_{ws} + m_{wc}} \quad (3)$$

$$a_w = \frac{\text{水泥质量}}{\text{土的质量}} = \frac{m_c}{m_s + m_{ws}} \quad (4)$$

$$C = \frac{\text{水泥浆中的水的质量}}{\text{水泥质量}} = \frac{m_{wc}}{m_c} \quad (5)$$

$$W_n = \frac{\text{土中水的质量}}{\text{土粒的质量}} = \frac{m_{ws}}{m_s} \quad (6)$$

将式 (6) 移项后代入式 (4)，并整理得到式 (7)：

$$m_c = (m_s + m_s w_n) a_w \quad (7)$$

将式 (7) 代入式 (5)，移项后得到式 (8)：

$$m_{wc} = (m_s + m_s w_n) a_w C \quad (8)$$

将式 (6) 移项后与式 (7) 和式 (8) 一并代入式 (3) 得到式 (9)：

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{(m_s + m_s w_n) a_w}{m_s w_n + (m_s + m_s w_n) a_w C} \\
 &= \frac{(1 + w_n) a_w}{w_n + (1 + w_n) a_w C} \\
 &= \frac{1}{C + \frac{w_n}{(1 + w_n) a_w}}
 \end{aligned} \tag{9}$$

将式(9)与式(2)联立后得到式(10):

$$\begin{cases} q_u = q_{u_{t_0}} \left(\frac{t}{t_0}\right)^R \\ R = \frac{1}{C + \frac{w_n}{(1 + w_n) a_w}} \end{cases} \tag{10}$$

对于湿法,将配合比参数,即掺入比 a_w 和水泥浆水灰比 C 及天然含水量 w_n 代入式(10),即可预测水泥土强度。

对于含水比大于1的软土地基,采用水泥干粉进行地基加固(干法)。此时,在图4中没有水泥浆中的水一项,即,在式(3)和式(9)中分别令 $m_{wc}=0$ 和 $C=0$,可分别得到干法时的灰水比 R 的定义(式(11))和灰水比 R 与水泥掺入比 a_w 及天然含水量 w_n 的换算关系如式(12)所示。其中,水泥掺入比 a_w 及天然含水量 w_n 的定义与湿法相同。

$$R = \frac{\text{水泥质量}}{\text{土中水的质量}} = \frac{m_c}{m_{ws}} \tag{11}$$

$$R = \frac{(1 + w_n) a_w}{w_n} \tag{12}$$

将式(12)化简后与式(2)联立得到式(13)。

$$\begin{cases} q_u = q_{u_{t_0}} \left(\frac{t}{t_0}\right)^R \\ R = \left(1 + \frac{1}{w_n}\right) a_w \end{cases} \tag{13}$$

同样,采用式(13)可以直接利用掺入比 a_w 和天然含水量 w_n 预测水泥土强度。

3.2 q_u - t 曲线与试验结果的对比

图5是基于表1中^[11]部分28d龄期试验数据得到的 q_u - t 曲线与试验结果的对比图。储诚富^[12]水泥土参数给出的是似水灰比,与本文的灰水比互为倒数。将其28d龄期的无侧限

抗压强度及灰水比代入式 (2) 得到 q_u-t 曲线, 在图中同样标出了试验结果 (图 6)。

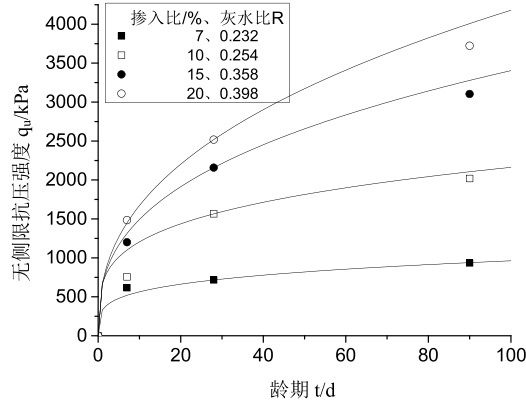


图 5 基于王达爽试验数据的 q_u-t 曲线与实测值对比

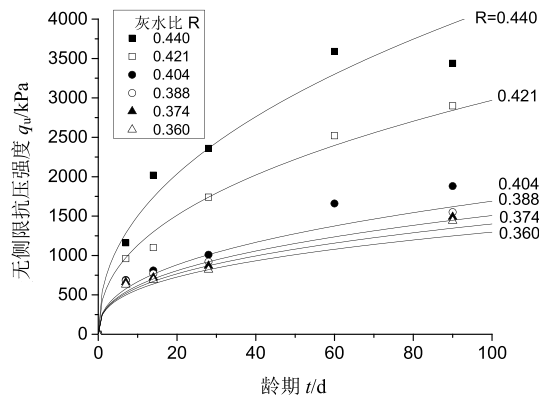


图 6 基于储诚富试验数据的 q_u-t 曲线与实测值对比

如图 5 和图 6 所示, 本文提出的强度预测式能够较好地反映水泥石的强度增长规律。

4 结论与展望

提出的水泥石强度预测式包含的参数少而且形式简单, 已知某龄期的水泥石无侧限抗压强度和灰水比或其他常用的水泥石配合比参数即可预测长期强度, 而且预测结果基本反映了水泥石强度增长规律。

由于关于水泥石强度的研究文献较多, 有必要进一步搜集资料验证本文预测式的适用性。如, 对于粉土、砂土、有机质含量较高的软土等其他类型的水泥石、不同外加剂的水泥石及干法和湿法等不同施工工艺的水泥石, 均有必要进行验证研究。本文提出的预测式尚处于探讨阶段, 不妥之处在所难免, 亦请同行批评指正为盼。

参考文献:

- [1] Sakka H, Ochiai H, Yasufuku K, et al. Evaluation of the improvement effect of cement-stabilized soils with different cement-water ratios[A]. *Proceedings of the International Symposium on Lowland Technology*[C]. Japan: Saga University, 2000.
- [2] 储诚富, 洪振舜, 刘松玉等. 用似水灰比对水泥土无侧限抗压强度的预测[J]. *岩土力学*, 2005, 04: 645-649.
- [3] Horpibulsuk S, Miura N, Nagaraj T S. Clay-water/cement ratio identity for cement admixed soft clays[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131(2): 187-192.
- [4] Abrams D A. Design of concrete mixtures. *Bulletin 1*, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago.
- [5] Popovics S, Ujhelyi J. Contribution to the concrete strength versus water-cement ratio relationship[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2008, 20(7): 459-463.
- [6] Zhang R J, Santoso A M, Tan T S. Strength of high water-content marine clay stabilized by low amount of cement[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, 139(12): 2170-2181.
- [7] Consoli N C, Cruz R C, Floss M F, et al. Parameter controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 136(5): 759-763.
- [8] Consoli N C, Rosa A D, Corte M B, et al. Porosity-cement ratio controlling strength of artificially cemented clays[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2011, 23(8): 1249-1254.
- [9] Consoli N C, Fonseca A V, Silva S R, et al. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils[J]. *Geotechnique*, 2012, 62(2): 177-183.
- [10] 曹智国, 章定文. 水泥土无侧限抗压强度表征参数研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, S1:3446-3454.
- [11] 王达爽. 水泥土强度特性及预测研究[D]. 青岛: 中国海洋大学, 2017.
- [12] 储诚富. 水泥土搅拌法加固特殊软土的试验与应用研究[D]. 南京: 东南大学, 2005.