

DOI: 10.11779/CJGE201704001

# 基于渐进破坏的路堤下刚性桩复合地基的稳定性分析及控制

郑 刚<sup>1, 2, 3</sup>, 杨新煜<sup>1, 2, 3</sup>, 周海祚<sup>1, 2, 3</sup>, 孙佳羽<sup>1, 2, 3</sup>

(1. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室(天津大学), 天津 300072; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072;  
3. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

**摘要:** 传统的刚性桩复合地基支承路堤的稳定分析方法均是假定滑动区内桩体发生同时破坏。在已有研究基础上, 采用有限差分方法开展了考虑桩体破坏后的不同性状(post-failure behavior)和不同桩体破坏顺序的路堤稳定性分析, 结果表明无筋刚性桩复合地基首先在局部位置发生脆性弯曲破坏, 应力释放后引发相邻桩体的弯矩大幅度增加并发生弯曲破坏, 从而产生由局部桩体的弯曲破坏引发不同位置桩体的渐进破坏, 并最终导致复合地基发生失稳破坏。假定桩体同时发生破坏的复合地基支承路堤的稳定分析方法将显著高估路堤稳定性, 路堤下复合地基的稳定性分析应考虑局部位置首先破坏并引发其它位置桩体的渐进破坏。基于复合地基中桩体渐进破坏控制的理念, 提出了路堤下复合地基关键桩的概念和分区不等强设计的稳定性控制方法, 通过提高关键桩桩体抗弯强度及延性的方法, 可有效提高路堤整体稳定性。

**关键词:** 刚性桩复合地基; 破坏后性状; 关键桩; 稳定性; 非等强设计

中图分类号: TU472 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)04-0581-11

作者简介: 郑 刚(1967-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程教学与科研工作。E-mail: zhenggang1967@163.com。

## Stability and control strategy of ground improved with rigid piles to support embankments based on progressive failure

ZHENG Gang<sup>1, 2, 3</sup>, YANG Xin-yu<sup>1, 2, 3</sup>, ZHOU Hai-zuo<sup>1, 2, 3</sup>, SUN Jia-yu<sup>1, 2, 3</sup>

(1. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety (Tianjin University), Ministry of Education, Tianjin 300072, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** The conventional stability design method for the composite ground improved with rigid piles (CGIRP) to support embankment assumes a simultaneous shear failure of the piles with the failure slip. Based on the previous studies, a finite difference method is adopted to analyze the stability of CGIRP by considering different simulation methods for post-failure behaviors and failure orders of piles. The analysis reveals that unreinforced rigid piles in the composite foundation firstly have brittle bending failure in local regions. The stress relief due to failure of pile leads to a significant increase of bending moment in the neighboring piles, causing the progressive bending failure of the neighboring piles. The progressive failure of piles finally triggers the catastrophic collapse of the CGIRP-supported embankment. The stability of CGIRP-supported embankments will be overestimated remarkably when assuming a simultaneous failure of the piles with the failure slip. The progressive failure caused by local failure of piles should be considered in practical design. Base on the progressive failure control method, the concept of key piles and the non-uniform strength design method are proposed. The stability of CGIRP can be improved efficiently and remarkably by increasing the strength and ductility of the key piles.

**Key words:** composite ground with rigid pile; post-failure behavior; key pile; stability; non-uniform strength design

## 0 引言

在软土地基上修筑路堤时, 必须要考虑路堤的稳定性问题<sup>[1-2]</sup>。为此, 砂桩、碎石桩等散体材料竖向加

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41630641); 国家自然科学基金项目(51378345)

收稿日期: 2016-06-22

固体以及 CFG 桩、素混凝土桩、钢筋混凝土桩等半刚性桩及刚性桩常被用来加固软基，形成复合地基来支承路堤。刚性桩由于其施工速度快、沉降控制效果好，在工程中得到了越来越广泛的应用，但是近年来在我国部分软土地区，仍发生了不少刚性桩复合地基支承路堤的滑坡事故<sup>[3-5]</sup>。

目前，刚性桩复合地基支承路堤的稳定性分析大都沿用传统的散体材料桩复合地基处理软弱路基的整体稳定分析方法<sup>[6]</sup>。其假定不同位置桩体同时发生剪切破坏，且破坏后在滑动面上的抗剪强度并不会降低，其实质是假定了滑动面上各桩及桩土之间的抗剪强度同时得以发挥。

国内外学者通过离心机试验发现，刚性桩、半刚性桩复合地基可能发生桩体剪切破坏、弯曲破坏、受压破坏、倾斜、侧移以及桩间土绕流等多种形式的破坏<sup>[7-11]</sup>。已有试验结果表明<sup>[7-8]</sup>，路堤失稳时路堤下的间距不大的无筋素混凝土刚性桩、水泥土半刚性桩均发生脆性的弯曲破坏而非剪切破坏，且桩体之间存在渐进破坏的现象。图 1 是某素混凝土桩复合地基支承路堤发生失稳破坏后所发现的刚性桩弯曲破坏现象。



图 1 素混凝土桩复合地基失稳时桩体弯曲破坏

Fig. 1 Bending failure of composite foundation reinforced with concrete piles

传统的极限平衡法只能考虑桩体的剪切破坏，数值分析方法可以更好地考虑桩体特性及路堤失稳的形式，近年来得到广泛应用<sup>[12-14]</sup>。但目前采用数值方法评价刚性桩加固复合地基稳定性仍面临几个问题：①对于路堤下刚性桩破坏的研究主要集中在破坏方式的判别上，但对桩体破坏的过程及发生破坏后的性状（post-failure behavior）还缺乏相应的研究，尤其对素混凝土等脆性材料，常规的弹塑性模型并不能反映桩体脆性破坏后性状；②假定不同位置桩体同时破坏，对路堤下桩体破坏的先后顺序以及可能发生的渐进破坏缺乏认识和研究；③缺少考虑不同位置桩体渐进破坏的复合地基稳定控制方法的研究。

基于上述存在的问题，本文对不同类型桩体的破坏后性状进行了分类以及模拟，分析了不同桩体破坏后性状对桩体抗弯、抗剪承载特性的影响，研究了桩

体不同破坏后性状下路堤稳定性变化规律，分析了路堤下复合地基中局部位置桩体脆性破坏后性状可能引发的桩体渐进破坏及路堤失稳，提出了路堤下复合地基关键桩的概念，并基于此提出了复合地基的分区不等强设计方法。

## 1 计算模型及桩体破坏后性状的模拟

### 1.1 计算模型

为研究桩体不同破坏后性状对路堤稳定性的影响，采用有限差分软件 Flac<sup>3D</sup> 建立如图 2 所示的三维路堤模型。路堤顶面宽度 20 m，路堤高度 3 m，边坡比 1:2。路堤分 6 层填筑，每层填土高度 0.5 m，为防止浅层破坏，在路堤侧面设置宽 0.25 m 的硬土层。桩体为边长 0.5 m 的方桩，桩长 17 m，桩间距 2.0 m。根据对称性，计算模型取路堤的一半宽度，长度取为桩间距的一半<sup>[15]</sup>。模型宽度为 55 m，保证边界影响可以忽略，土层厚度 20 m，上部 15 m 为黏土，下部 5 m 为砂土，侧向边界限制垂直边界方向水平位移，底部边界限制竖向及水平方向位移。

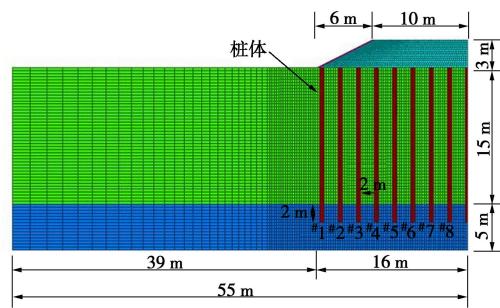


图 2 数值模型剖面图

Fig. 2 Cross section of numerical model

由于本文主要是进行稳定分析，计算模型中的路堤填土、黏土以及砂土均采用了莫尔库仑理想破坏准则<sup>[16]</sup>。考虑路堤快速填筑，主要研究复合地基支承路堤的短期稳定性，假设黏土处于完全不排水状态，砂土处于完全排水状态，黏土的弹性模量取为  $200c$ <sup>[17]</sup> ( $c$  为黏土的黏聚力)。同时模型中采用实体单元模拟素混凝土桩体，桩土接触面为粗糙接触面<sup>[18]</sup>，桩体强度按照《混凝土结构设计规范》GB50010—2010<sup>[19]</sup> 取值。为增加计算精度，对桩体单元进行了局部加密，土体及桩体材料参数如表 1 所示。

表 1 土体及桩体材料<sup>[20]</sup>

Table 1 Material properties of soils and pile

| 材料  | $E/\text{MPa}$ | $\nu$ | $c_u$<br>/kPa | $f_t$<br>/kPa | $\varphi$<br>/(°) | $\gamma$<br>/(kN·m <sup>-3</sup> ) |
|-----|----------------|-------|---------------|---------------|-------------------|------------------------------------|
| 填土  | 30             | 0.30  | 10            | —             | 32                | 18.0                               |
| 硬土层 | 30             | 0.30  | 30            | —             | 32                | 18.0                               |
| 黏土  | $200c_u$       | 0.45  | 15            | —             | 0                 | 18.1                               |
| 砂土  | 100            | 0.30  | 0             | —             | 30                | 17.9                               |
| 桩体  | 25500          | 0.20  | 6700          | 1540          | 0                 | 25.0                               |

为研究路堤在不同荷载下的稳定性, 以 5 kPa 为一级, 在路堤顶面逐级施加均布荷载, 直至路堤失稳, 以路堤顶面沉降的突变及计算不收敛作为路堤失稳的判别标准。

### 1.2 桩体弯曲破坏后性状及数值模拟

以往的研究<sup>[12]</sup>大都采用理想弹塑性本构模型模拟刚性桩, 桩身弯矩与截面曲率之间关系如图 3 实线所示。桩体受弯过程中, 当桩体截面拉应力达到极限拉应力时, 桩体部分进入塑性并发生塑性变形, 塑性区内拉应力不再改变, 弹性区域内拉应力继续增大, 直至全截面进入塑性后不再变化。该模型一定程度上体现了钢筋混凝土桩的弯曲特性, 然而, 素混凝土桩、预应力高强混凝土管桩等的延性很弱, 桩体受弯发生开裂并不会形成塑性区。

为了模拟素混凝土桩的脆性破坏特征, 受拉软化破坏后性状被用来模拟桩体<sup>[21]</sup>。图 3 虚线所示是考虑受拉软化时桩身弯矩与截面曲率间的关系, 截面受拉侧拉应力达到极限拉应力时发生软化, 桩身弯矩降低, 随着截面曲率增大软化区域最终贯通横截面, 桩体失去抗弯强度。

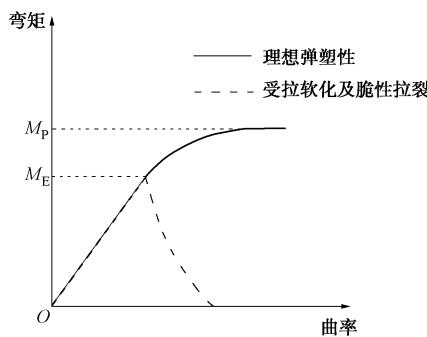


图 3 不同破坏后性状下桩身弯矩与截面曲率关系

Fig. 3 Relationship between bending moment and curvature with different post-failure behaviors

为描述桩体弯曲破坏后拉裂缝的产生以及裂缝处抗拉、抗剪承载力的削弱, 必须考虑桩体脆性拉裂破坏后的真實性状。本文假定桩体局部拉应力达到极限拉应力时, 发生受拉软化并产生拉裂缝, 裂缝处通过桩体材料间的摩擦(主要是骨料咬合作用<sup>[22]</sup>)传递剪力, 此时桩体抗剪承载力大幅度降低。

不同破坏后性状对应的桩体水平承载特性有着较大不同, 并对路堤稳定性造成影响。在本文数值模型中, 针对上述不同桩体破坏后性状, 分别采用以下 3 种模型对桩体进行模拟。

(1) 理想弹塑性模型: 采用理想弹塑性模型模拟桩体, 应用莫尔库仑破坏准则, 桩单元进入塑性后拉应力不变, 塑性区可不断扩大, 直至路堤与路基失稳。

(2) 受拉软化模型: 在理想弹塑性模型的基础上, 通过 brittle 指令, 设定达到极限拉应力的桩单元抗拉强度变为 0, 软化区域抗剪强度并不改变。

(3) 脆性拉裂模型: 在受拉软化模型的基础上, 监测桩身最大主应力, 当某一点达到极限拉应力时形成拉裂缝, 并在裂缝处赋予上下断面之间的摩擦系数(本文取为 0.4<sup>[22]</sup>), 对桩体抗弯及抗剪强度均进行削弱, 同时模拟拉裂缝不断延伸直至贯通横截面的过程。采用本模型可实现在路堤填筑及顶面荷载增加过程中, 对路堤下复合地基中任意位置桩发生破坏的连续模拟, 克服了笔者曾提出的 cut-off 方法<sup>[3]</sup>模拟桩体破坏存在的缺陷。

## 2 桩体破坏后性状对复合地基稳定性及变形的影响

### 2.1 桩体破坏后性状对复合地基稳定性的影响

有限元强度折减法<sup>[16]</sup>以及通过逐级施加路堤顶面荷载计算路堤稳定极限荷载<sup>[7]</sup>是路堤稳定性研究中两种常见的评价方法。采用图 2 所述数值模型, 针对上述 3 种计算模型进行模拟, 分别采用稳定安全系数和路堤稳定极限荷载研究桩体不同破坏后性状对刚性桩复合地基支承路堤稳定性的影响, 计算结果如表 2 所示。可知, 桩体的不同破坏后性状对路堤稳定性有显著影响。模型①: 视桩体为理想弹塑性模型时, 稳定安全系数及极限荷载最大; 模型②: 桩体采用受拉软化破坏后性状时, 稳定安全系数及极限荷载较模型①略低; 模型③: 桩体采用脆性拉裂破坏后性状时, 稳定安全系数及极限荷载最低。

表 2 各模型稳定安全系数及极限荷载

Table 2 Safety factors and ultimate loads of different models

| 模型 | 破坏后性状 | 安全系数 | 极限荷载/kPa |
|----|-------|------|----------|
| ①  | 理想弹塑性 | 3.11 | 160      |
| ②  | 受拉软化  | 2.51 | 130      |
| ③  | 脆性拉裂  | 1.65 | 70       |

图 4(a) 为模型①在路堤顶面均布荷载(后文简称路堤荷载)为 160 kPa 下桩体塑性区域分布情况。此时#1~#5 桩中部截面均受拉进入塑性, 路堤失稳。模型①中桩体在受拉时体现出较好的延性, 然而对于素混凝土桩、预应力管桩等刚性桩, 桩身拉应力达到极限拉应力时不会进入塑性便发生拉裂甚至脆断, 因而模型①不符合素混凝土桩受拉时的脆性特点, 高估了桩体的抗弯承载力。

图 4(b) 为模型②在路堤失稳时(路堤荷载为 130 kPa) 桩体软化区域分布情况。此时在#1~#6 桩均出现了多条贯通横截面的软化区, 这是由于软化破坏后性状

并没有削弱弯曲破坏位置处桩身的抗剪强度，软化区域仍可承担剪力并导致邻近位置继续发生受拉破坏<sup>[23]</sup>。模型②反映了桩体的脆性弯曲特性，结合桩体受剪时的应变软化特性，可以描述石灰水泥桩等刚度较低桩体在承受水平荷载时的破坏后性状<sup>[21]</sup>，然而不适用于桩体可能完全断开的素混凝土桩。

图4(c)为模型③在路堤荷载为70 kPa下的桩身开裂情况，此时#4~#7桩均发生了弯曲破坏，且裂缝贯通桩体横截面，路堤失稳。模型③所示弯曲破坏情况与针对刚性桩的离心机试验结果<sup>[10]</sup>情况更为接近，较好地反映了刚性桩路堤失稳的过程。

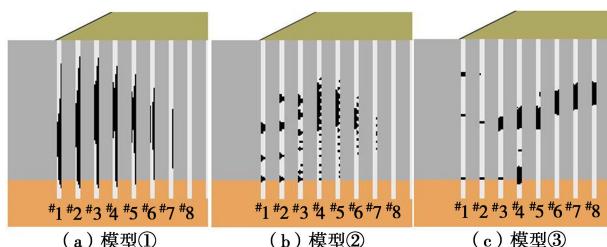


图4 各模型桩体塑性分布情况

Fig. 4 Distribution of plastic zones of different models

## 2.2 桩体破坏后性状对路堤沉降的影响

3种破坏模型对应的路堤顶面沉降与路堤荷载之间关系如图5所示，可见桩体的不同破坏后性状对路堤的沉降具有显著影响。

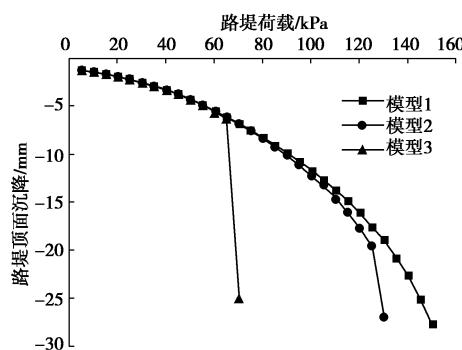


图5 路堤荷载与沉降关系曲线

Fig. 5 Relationship between settlements and surcharges for different models

在路堤荷载小于60 kPa时，3种桩体破坏后性状下路堤顶面沉降值相同；当路堤荷载达到60 kPa后，路堤顶面沉降值出现不同。对于模型①，其路堤顶面沉降值随着路堤荷载增大仅小幅度增加，当路堤荷载达到150 kPa时，路堤仍保持稳定且沉降的发展是渐进的；对于模型②，其路堤顶面沉降值随路堤荷载增大有较大幅度的增加；对于模型③，当路堤荷载达到70 kPa时，路堤顶面沉降急剧增大，路堤失稳，表现出了类似脆性破坏的性状。

图5表明传统的理想弹塑性模型由于忽略桩体的脆性和局部受拉破坏，路堤沉降值随荷载增加增长较

慢，这与刚性桩复合地基支承路堤的实际工程失稳的案例<sup>[5]</sup>并不吻合。模型③考虑了桩体达到极限弯矩后的脆性破坏后性状，能较好地模拟路堤突然失稳后产生很大沉降的情况。

## 3 复合地基的渐进破坏

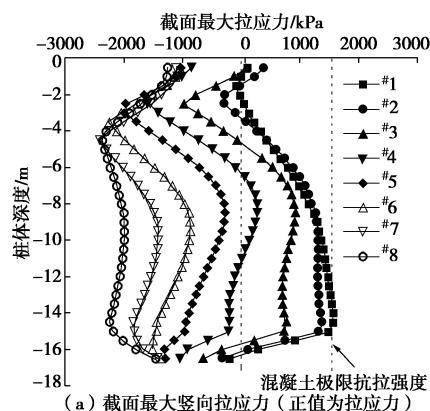
由上文分析可知，考虑桩体脆性拉裂破坏后性状的模型③能较好地反映路堤失稳的实际情况。下文针对模型③，进一步分析桩体在路堤荷载增加过程中的受力变化及路堤失稳过程。

### 3.1 第一次弯曲破坏

图6为应用模型③、路堤荷载50 kPa时不同位置桩体的受力情况。其中，图6(a)为不同位置桩体的桩身最大竖向拉应力分布情况（由于桩身竖向拉应力决定桩身是否开裂，故本文仅研究桩体截面竖向拉应力，后文简称拉应力），可知不同位置的桩承受的拉应力相差很大，#1~#3桩拉应力较大，#5~#8桩不存在拉应力。<sup>#1</sup>、<sup>#2</sup>桩最大拉应力位于软硬土层交界面处，其余位置桩体的最大拉应力（或最小压应力）位于-8.5 m左右，其中<sup>#1</sup>桩软硬土层交界面处截面最大拉应力已达到桩身混凝土极限抗拉强度，桩身即将开裂。

图6(b)、(c)为桩身轴力及弯矩分布。由图6(b)可知，虽然<sup>#1~#4</sup>桩桩身截面分布有拉应力，但桩身整体上均为竖向受压，其中<sup>#1~#3</sup>桩轴力较小，<sup>#4~#8</sup>桩轴力较大。由图6(c)可知，<sup>#1~#3</sup>桩弯矩相对较大，最大值接近50 kN·m；<sup>#5~#8</sup>桩桩身弯矩依次减小。<sup>#1</sup>、<sup>#2</sup>桩最大弯矩位于软硬土层交界面处，其余位置桩位于-8.5 m左右。

图6(a)可看出，路堤荷载50 kPa时，<sup>#1</sup>桩在软硬土层交界面处首先达到极限拉应力，桩身开裂并进一步发生脆性弯曲破坏，桩身应力重分布，拉应力降低。由于<sup>#1</sup>桩弯曲破坏后应力释放，导致复合地基桩、土发生内力重分布，桩周土体塑性区扩展，荷载传递至相邻桩体，引发相邻桩体内力增加，<sup>#1</sup>桩弯曲破坏前后<sup>#1~#4</sup>桩受力情况对比如图7所示。



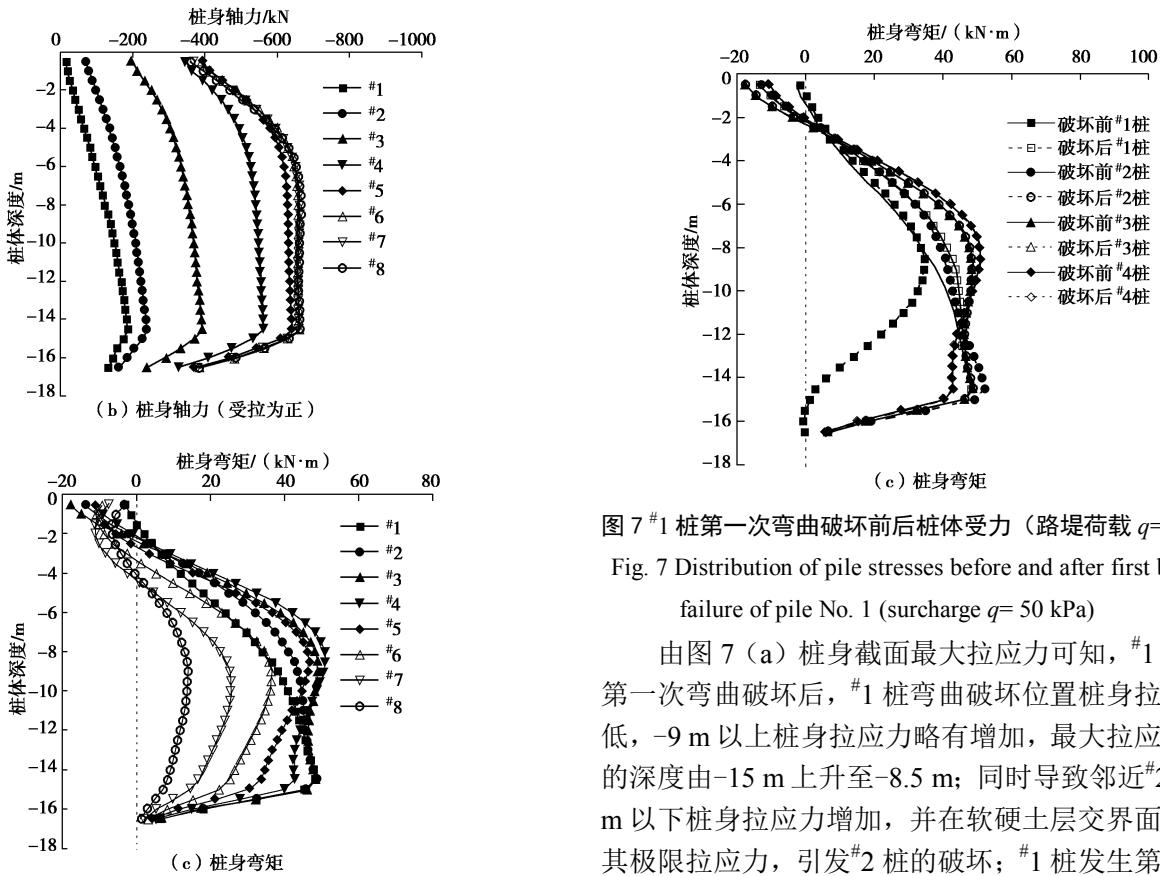
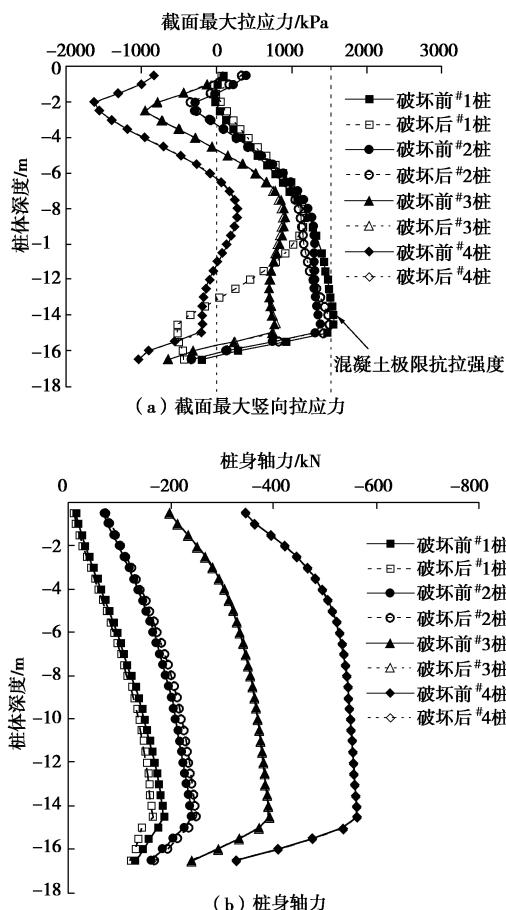


图 6 路堤荷载 50 kPa 时桩体受力

Fig. 6 Distribution of pile stresses (surcharge  $q=50$  kPa)图 7 #1 桩第一次弯曲破坏前后桩体受力 (路堤荷载  $q=50$  kPa)Fig. 7 Distribution of pile stresses before and after first bending failure of pile No. 1 (surcharge  $q=50$  kPa)

由图 7 (a) 桩身截面最大拉应力可知, #1 桩发生第一次弯曲破坏后, #1 桩弯曲破坏位置桩身拉应力降低, -9 m 以上桩身拉应力略有增加, 最大拉应力位置的深度由-15 m 上升至-8.5 m; 同时导致邻近#2 桩-13 m 以下桩身拉应力增加, 并在软硬土层交界面处达到其极限拉应力, 引发#2 桩的破坏; #1 桩发生第一次弯曲破坏对#3、#4 桩拉应力影响较小。

由图 7 (b) 桩身轴力分布对比图可知, #1 桩发生第一次弯曲破坏后, 自身轴力略有降低, 相邻#2 桩轴力略有增加, #3、#4 桩轴力不变, 整体而言#1 桩弯曲破坏对各桩轴力影响较小。由图 7 (c) 桩身弯矩分布对比可知, #1 桩发生第一次弯曲破坏后, 弯曲破坏位置处桩身弯矩减小为 0, 但-9 m 以上桩身弯矩没有明显变化; 相邻#2 桩在-12 m 以下桩身弯矩略有增加; #3、#4 桩弯矩基本不变。

由上文分析可知, #1 桩发生第一次弯曲破坏后, 桩土内力重分布引起#1 桩上部以及#2 桩软硬土层交界面处的拉应力增大, 并引起#2 桩的弯曲破坏。除此之外, 弯曲破坏对邻近桩弯矩影响较大, 轴力影响较小, 因而桩体发生弯曲破坏对水平承载特性影响较大, 对竖向承载特性影响相对较小。

### 3.2 第二次弯曲破坏

#1 桩发生第一次弯曲破坏后, 引发#2 桩在相同深度的第一次弯曲破坏, 但稳定分析结果表明, 此时路堤仍可维持稳定。当路堤荷载增加至 55 kPa 时, #2 桩-8.5 m 处拉应力达到极限拉应力, 桩身开裂并发生第二次弯曲破坏, #2 桩第二次弯曲破坏前后#1~#4 桩的受力情况对比如图 8 所示。

图 8 (a) 为#1~#4 桩桩身截面最大拉应力分布情况对比, #2 桩第二次弯曲破坏前, 已经发生第一次弯曲破坏的#1 及#2 桩最大拉应力位置位于-8.5 m, 且#2

桩最大拉应力大于#1 桩; #3 桩在软硬土层交界面处土层交界面处及-8.5 m 处均有较大拉应力; #4 桩最大拉应力位于-8.5 m 处。#2 桩在发生第二次弯曲破坏后, 桩身所受拉应力整体减小, 几乎不再受拉; 并同时导致#1 桩在-8.5 m 处拉应力大幅度增加并达到其极限拉应力, 引发#1 桩的第二次弯曲破坏; #3 及#4 桩拉应力也较大幅度增加。

由图 8 (b) 桩身轴力分布可知, #2 桩发生第二次弯曲破坏后, 仅#2 桩桩身轴力小幅度降低, 其余位置桩身轴力基本不变。由图 8 (c) 桩身弯矩分布可知, #2 桩发生第二次弯曲破坏后弯矩大幅度降低, 同时#1、#3、#4 桩在-8.5 m 处弯矩有较大幅度提高。

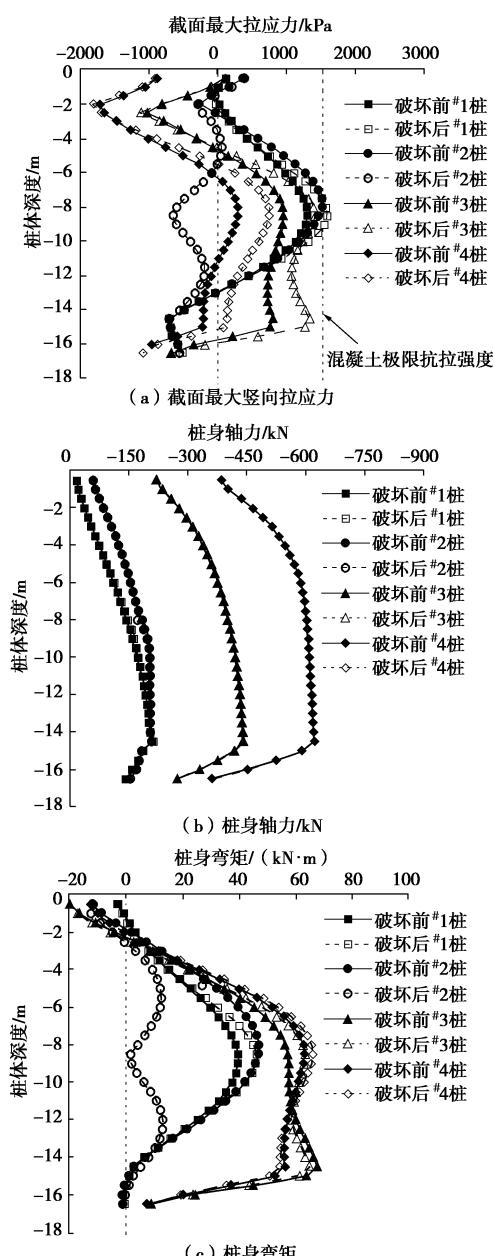


图 8 #2 桩第二次弯曲破坏前后桩体受力 (路堤荷载  $q=55$  kPa)

Fig. 8 Distribution of pile stresses before and after second bending failure of pile No. 2 (surcharge  $q= 55$  kPa)

由上述分析可见, #2 桩发生深度相对较浅的第二次弯曲破坏后, 会增大邻近桩体的拉应力及弯矩, 引发#1 桩发生第二次弯曲破坏、#3 桩发生第一次弯曲破坏。相比于发生在软硬土层交界面处的第一次弯曲破坏, #2 桩的第二次弯曲破坏影响更为显著。

由图 5 中模型③路堤顶面沉降曲线可知, #1~#3 桩弯曲破坏时 (路堤荷载  $q=55$  kPa), 路堤顶面沉降没有明显增大, 说明#1、#2、#3 桩相继发生破坏后路堤仍可保持稳定。这是由于#1~#3 桩弯矩大、轴力小, 其主要贡献是抵抗土体水平向作用, 且弯曲破坏对桩体竖向承载力影响不大, 桩仍可通过竖向支承作用对路堤稳定性发挥作用。

### 3.3 不同位置桩体渐进破坏导致路堤失稳过程分析

图 9 为随着路堤荷载由 50 kPa 逐渐增加至 70 kPa 时, 不同位置桩体发生弯曲破坏的深度及顺序。可以看出, 随着路堤荷载的增加, 不同位置桩体将发生渐进破坏, 并表现出如下规律:

(1) 桩体弯曲破坏具有自#1 至#8 桩渐进发展的趋势;

(2) #1、#2 桩在 50 kPa 的路堤荷载作用下会发生软硬土层交界面处的第一弯曲破坏, 并在路堤荷载 55 kPa 时再发生位置较浅的第二次弯曲破坏, 同时引起#3 桩的第一次破坏, 并继而引发#3 桩在软硬土层交界面处的第二次弯曲破坏;

(3) 路堤荷载增加至 70 kPa 后, #4 桩才发生位置较浅的第一次弯曲破坏, 引发#5 桩的破坏, 并进一步引发#4 桩的第二次弯曲破坏和#6~#8 桩在位置相对较浅的深度发生破坏。此时, 土体沿着断桩部位形成连续的塑性滑动面如图 10 所示, 路堤顶面沉降急剧增大且计算不收敛, 说明路堤与路基发生失稳。

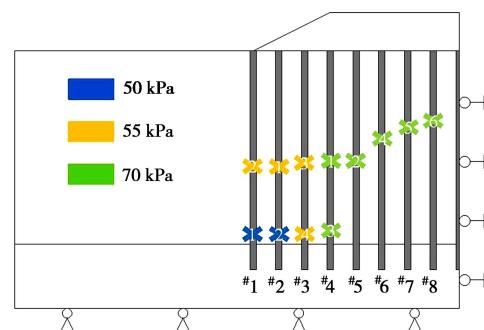


图 9 桩体破坏深度及顺序

Fig. 9 Sequence and position of pile failure

由上述分析可知, #1~#3 桩的破坏未引发其它位置桩体的渐进破坏和路堤失稳, 对路堤顶面沉降影响也很小。然而, 当#4 桩发生弯曲破坏后, 其阻滑能力急剧下降及造成的桩、土体的应力重分布导致相邻位

表3 各方案桩体参数

Table 3 Properties of pile material

| 方案 | 混凝土 | 钢筋     | 配筋率  | 弹性模量<br>$E/\text{MPa}$ | 黏聚力<br>$c_u/\text{MPa}$ | 极限拉应力<br>$f_t/\text{MPa}$ | 破坏后性状 | 纯弯抗弯承载力<br>$(\text{kN}\cdot\text{m})$ |
|----|-----|--------|------|------------------------|-------------------------|---------------------------|-------|---------------------------------------|
| 1  | C20 | —      | —    | 25500                  | 6.7                     | 1.54                      | 脆性拉裂  | 32.1                                  |
| 2  | C50 | —      | —    | 34500                  | 16.2                    | 2.64                      | 脆性拉裂  | 55.03                                 |
| 3  | C50 | —      | —    | 25500                  | 16.2                    | 2.64                      | 脆性拉裂  | 55.03                                 |
| 4  | C20 | HRB335 | 0.25 | 25500                  | 8.47                    | 1.77                      | 理想弹塑性 | 36.96                                 |

置桩体受力增大, 进而引发其它位置桩体间的渐进破坏, 并最终引发路基失稳。因此, 可以认为, #4 桩为路堤稳定控制的关键构件(key member), 本文称之为关键桩。

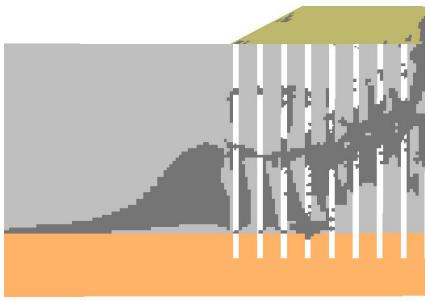


图 10 塑性滑动面

Fig. 10 Slip surfaces

同时, 由于桩脆性破坏的特点, 先期发生破坏的#1~#3 桩在路堤失稳前就已丧失了大部分抗滑贡献(桩发生弯曲破坏后, 主要靠竖向承载作用发挥抗滑贡献), #4 桩引发的各桩的后续破坏也表现出渐进的特点而不是同时破坏(先行破坏的桩引发桩、土体内力重分布, 并引起其它位置桩体后续、渐进破坏), 因此, 各桩的极限抗滑贡献不能同时得到发挥, 降低了路堤的稳定性。因此, 需要发展可考虑不同位置桩体渐进破坏特点的路堤下复合地基稳定设计理论, 采取合理的方式来控制渐进破坏的发生, 提高路堤稳定性。

## 4 复合地基分区不等强设计

### 4.1 桩体特性对复合地基稳定性的影响

由上文分析可看出, 当局部位置素混凝土桩(关键桩)发生脆性弯曲破坏后, 抗滑贡献急剧降低, 进而引发其它位置桩体发生渐进破坏并导致路堤失稳。为提高复合地基稳定性, 显然, 可通过提高桩体抗弯强度并改变桩体延性, 以使不同位置桩体尽可能都发挥其极限抗滑能力。

针对素混凝土桩复合地基, 本文考虑了提高桩身混凝土强度(提高桩身抗弯承载力, 但不改善桩体脆性破坏特点)和对桩身配筋(提高桩身抗弯承载力、改善桩体弯曲破坏后的延性)两种方式, 如表 3 所示,

研究了不同桩体强度(黏聚力及极限拉应力)、弹性模量(拉压刚度及弯曲刚度)、延性(破坏后性状)对复合地基稳定性的影响。

方案 1~3 为不同强度等级的素混凝土桩, 方案 4 为钢筋混凝土桩, 其配有 4 根直径 14 mm 的 HRB335 级钢筋。在路堤顶面逐级施加荷载, 模拟素混凝土桩开裂断裂及钢筋混凝土桩截面进入塑性的情况, 直至路堤失稳。计算得到的各方案的稳定极限荷载见表 4。

表 4 不同方案路堤稳定极限荷载

Table 4 Ultimate loads for different reinforced methods

| 方案编号   | 方案 1   | 方案 2   | 方案 3   | 方案 4    |
|--------|--------|--------|--------|---------|
| 稳定极限荷载 | 70 kPa | 76 kPa | 85 kPa | 110 kPa |

#### (1) 提高桩身混凝土强度等级的影响

由表 4 中方案 1, 2 对比可知, 素混凝土强度等级从 C20 提高至 C50, 稳定极限荷载没有明显提高, 这可能是由于提高混凝土强度等级在增加桩体强度的同时提高了桩体弹性模量, 导致了桩体受力发生变化。

为排除桩体弹性模量的影响, 在方案 3 中, 在不改变桩体弹性模量的基础上提高方案中桩体强度, 即桩体强度与方案 2 相同, 但桩体模量仍与方案 1 相同。对比方案 1, 3 的路堤稳定极限荷载可知, 仅增加桩土强度, 路堤稳定极限荷载有较大幅度的提高。对比方案 2, 3 可知, 桩体强度相同时, 降低桩体弹性模量, 路堤稳定极限荷载反而有较大幅度的提高。对比方案 2, 3 在不同路堤荷载下#1 桩的受力情况, 如图 11 所示。

由图 11(a) 可知, 方案 2, 3 中#1 桩轴力相同, 说明在素混凝土桩弹性模量变化范围内, 弹性模量的变化并不会影响桩身轴力。

由图 11(b) 可知, 方案 2 中#1 桩弯矩大于方案 3, 表明提高桩体弹性模量会增大桩身弯矩。提高桩体弹性模量后, 桩身轴力不变、弯矩增加, 因而方案 2 中#1 桩截面最大拉应力大于方案 3, 如图 11(c) 所示, 故提高桩体弹性模量将增大拉应力, 桩体更易发生弯曲破坏, 降低了路堤稳定性。

因此, 提高桩体强度可以增大桩体抗弯承载力, 然而提高桩体弹性模量将导致桩体弯曲刚度增加, 桩

身弯矩增大。提高桩体混凝土强度等级, 同时提高了桩体强度及弹性模量, 仅能小幅度提高路堤稳定性。

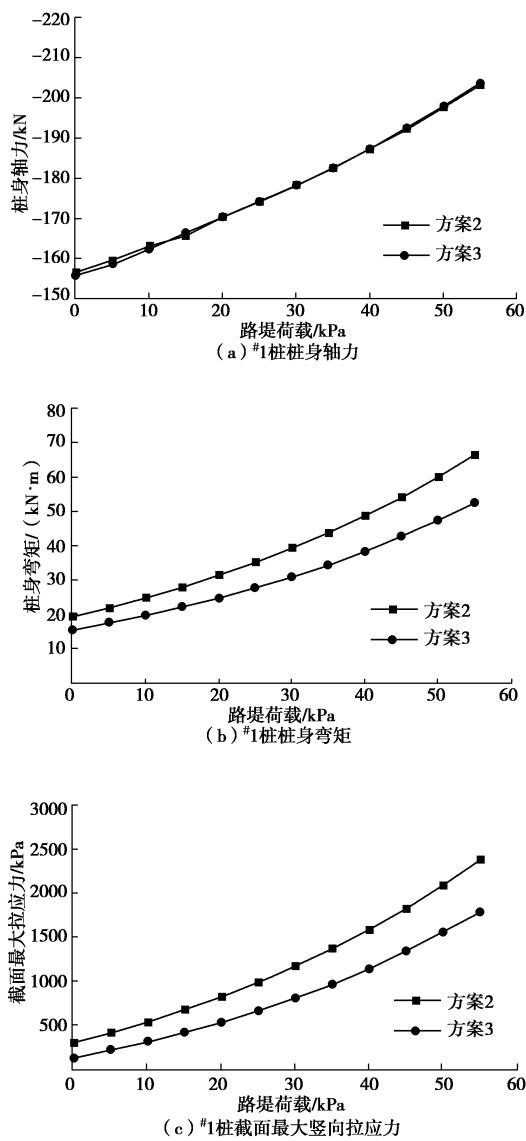


图 11 方案 2, 3 #1 桩受力

Fig. 11 Stresses on pile No. 1 of case 2 and case 3

## (2) 桩身配筋的影响

对比表 3 中方案 1, 4 的路堤极限稳定荷载可知, 对桩体配筋后, 由于桩体延性的增加, 显著提高了路堤的稳定极限荷载, 其主要有以下几方面原因。

a) 配筋后的桩体延性显著提高, 且桩身混凝土达到极限拉应力后形成弯曲受拉塑性铰, 钢筋可继续承受拉力, 保持了桩体的抗弯承载力并阻止混凝土开裂处上下断面完全脱开, 防止了桩体脆性弯曲破坏后, 由于断裂处拉应力完全释放和桩身弯矩显著下降导致邻近桩体应力急剧增加的现象。

b) 桩体配筋可避免桩体只在局部位置发生脆性弯曲破坏, 配筋后桩体在弯曲作用下出现塑性铰, 塑性铰使桩身产生弯矩重分布, 并使桩身在一个较长的范

围内可产生较大的弯矩。图 12 所示为方案 1, 4 中#4 桩发生弯曲破坏前的桩身拉应力对比。方案 1 中, 当路堤荷载为 70 kPa 时, #4 桩仅在-8 m 位置处达到极限拉应力, 桩体即发生弯曲破坏, 进而引起路堤失稳; 方案 4 中, 由于桩身配筋提高了不同深度桩身拉应力的发挥, 在-4 m 至-15 m 深度处桩身拉应力均达到极限拉应力, 极限稳定荷载提高至 110 kPa。因此配筋后桩体塑性区范围可沿桩体深度不断扩大, 进而使不同深度位置处桩身拉应力都得到了充分发挥, 提高了桩体的抗滑贡献。

c) 配筋后桩体塑性变形能力提高, 可以承担更大的土体侧向变形, 更好地发挥抵抗土体水平向流动的“遮拦作用”。

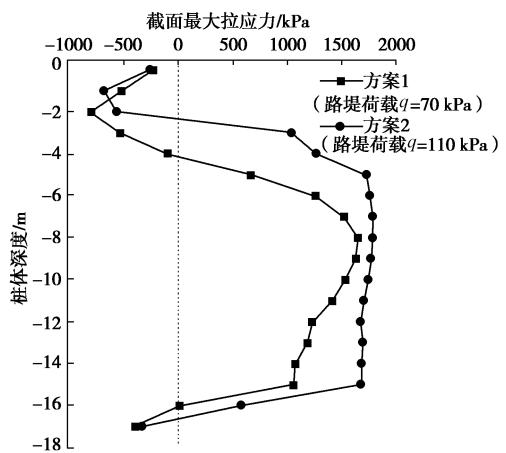


图 12 方案 1, 4 中#4 桩弯曲破坏前桩身拉应力

Fig. 12 Distribution of tensile stresses of pile No. 4 for case 1 and case 4 before failure

## 4.2 复合地基分区设计

由上文可知, 通过桩身配筋以增强桩体抗弯承载力及延性可以有效增强路堤稳定性。郑刚等<sup>[4]</sup>根据路堤失稳过程中桩土相对位移、桩体受力情况将路堤下土体及桩分为如图 13 所示的拉弯区、弯剪区、压弯区和承压区 4 个不同的区域, 不同区域内桩的阻滑机理不同, 针对本文模型, 由图 6 可知, #1、#2 桩拉应力较大, 可视为位于拉弯区, #6~#8 桩轴力较大而弯矩较小, 位于承压区, #3~#5 桩弯矩大、轴力及桩身拉应力较小, 大致位于弯剪及压弯区。提高不同区域内桩体的抗弯承载力对提高路堤的极限荷载效果并不相同, 采用分区设计、仅加强部分位置桩体的抗弯承载力的分区不等强设计的方法可以更经济有效地提高路堤的稳定性。

以素混凝土桩复合地基为基础, 研究最优分区不等强设计, 首先对单根桩抗弯承载力进行配筋加强(下文均简称“加强”), 分析单根桩加强基于提高路堤抗滑稳定性的最优位置, 并在此基础上进一步分析加强

多根桩的最优位置及其稳定性提高规律。

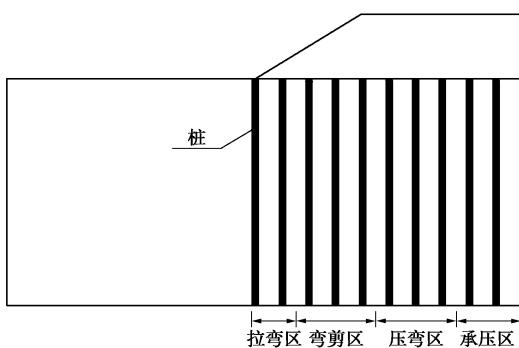


图 13 桩抗滑机制区域划分

Fig. 13 Zoning of anti-slide mechanism

#### (1) 单根桩加强

分别对<sup>#1</sup>~<sup>#8</sup>桩位置的素混凝土单桩进行配筋加强, 配筋采用了表 3 中方案 4 的方式, 模拟路堤荷载作用下素混凝土桩(非加强桩)脆性拉裂破坏和钢筋混凝土桩(加强桩)塑性变形的性状, 直至复合地基失稳。图 14 为加强不同位置单桩后稳定极限荷载的增加值。

由图 14 可知, 加强<sup>#3</sup>、<sup>#4</sup>桩效果最为显著(前文已指出, 本文算例中, <sup>#4</sup>桩的破坏可引发<sup>#5</sup>~<sup>#8</sup>桩的渐进破坏并导致路堤失稳, 因而<sup>#4</sup>桩为路堤稳定性控制的关键桩), 稳定极限荷载分别增加 12 kPa 及 14 kPa。加强相邻的<sup>#2</sup>桩、<sup>#5</sup>桩也具有一定的效果; 对<sup>#6</sup>~<sup>#8</sup>桩以及<sup>#1</sup>桩进行单根桩加强并不能提高路堤的极限荷载。

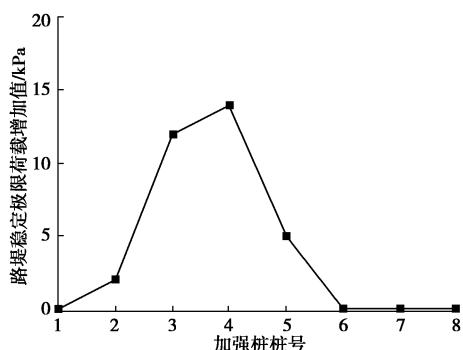


图 14 加强不同位置桩的路堤稳定极限荷载增加值

Fig. 14 Increment of ultimate loads of different reinforced piles

图 15 为加强<sup>#4</sup>桩后, 不同位置桩体发生弯曲破坏的深度及顺序, 其中<sup>#1</sup>~<sup>#3</sup>桩破坏深度及顺序与所有桩体未加强时相同, 路堤荷载达到 84 kPa 时<sup>#4</sup>桩发生弯曲破坏, 随后<sup>#5</sup>、<sup>#6</sup>、<sup>#7</sup>等桩渐进破坏并导致路堤失稳。

#### (2) 两根桩同时加强

对应不同位置桩体发生弯曲破坏的深度及顺序如图 16 所示。可以看出, 两根桩同时加强时, 对<sup>#3</sup>、<sup>#4</sup>桩或<sup>#4</sup>、<sup>#5</sup>桩同时加强, 稳定极限荷载有较明显的

提高, 同时加强<sup>#3</sup>和<sup>#4</sup>桩时, 稳定极限荷载为 92 kPa, 相比于单独加强<sup>#3</sup>桩或<sup>#4</sup>桩时分别增加了 10 kPa 和 8 kPa, 达到极限荷载时, <sup>#5</sup>桩先发生弯曲破坏, 进而导致<sup>#6</sup>、<sup>#4</sup>、<sup>#3</sup>等桩渐进破坏, 路堤失稳。同时加强<sup>#4</sup>和<sup>#5</sup>桩时, 稳定极限荷载为 89 kPa, 达到极限荷载时, <sup>#4</sup>桩先发生弯曲破坏, 进而导致<sup>#5</sup>、<sup>#6</sup>等桩发生渐进破坏。比较可知, 同时加强<sup>#3</sup>和<sup>#4</sup>桩的方案为两根桩同时加强的最优方案。

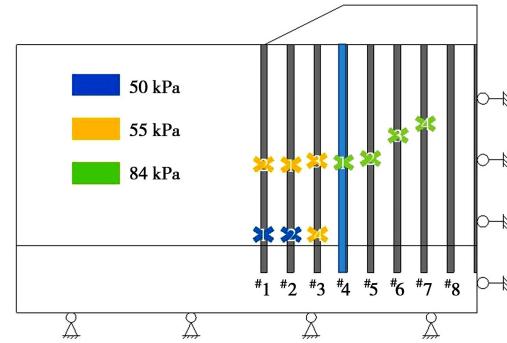


图 15 加强<sup>#4</sup>桩后桩体破坏深度及顺序

Fig. 15 Failure sequence and position of piles after reinforcement of pile No. 4

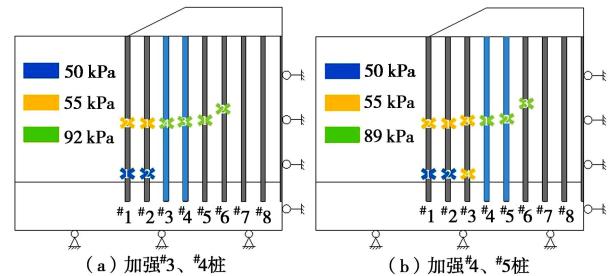


图 16 加强两根桩后桩体破坏深度及顺序

Fig. 16 Failure sequence and position of piles after reinforcement of two piles

#### (3) 多根桩同时加强

进一步对同时加强三根桩的情况进行模拟, 得到 3 种不同位置加强方案(2-3-4、3-4-5、4-5-6 三种加强方案, 其中数字表示桩编号)时对应的路堤稳定极限荷载分别为 99, 105, 95 kPa, 可以看出, 最优方案为同时加强<sup>#3</sup>、<sup>#4</sup>和<sup>#5</sup>桩。此时, 路堤荷载为 55 kPa 时, <sup>#1</sup>、<sup>#2</sup>桩先于加强桩发生弯曲破坏, 路堤荷载为 105 kPa 时, <sup>#3</sup>桩塑性发挥至极限发生弯曲破坏, 进而引发<sup>#4</sup>、<sup>#5</sup>、<sup>#6</sup>等桩渐进破坏。

依此类推, 可得到同时加强不同数目桩的最优组合及相应的稳定极限荷载增加值。对比 3 种方案对应的稳定极限荷载增加值如图 17 所示, 其中方案一(由 4-3-5-2-1-6-7-8 逐根加强)、方案二(由<sup>#1</sup>桩至<sup>#8</sup>桩顺序逐根加强)以及方案三(由<sup>#8</sup>桩至<sup>#1</sup>桩顺序逐根加强)。可看出, 仅同时加强<sup>#3</sup>、<sup>#4</sup>、<sup>#5</sup>桩时, 路堤荷载增加值就可接近桩全部加强时的结果, 因此, 可以认

为, #3、#4、#5 桩均为路堤稳定性控制的关键桩, 其位置大致位于弯剪区与压弯区部分。

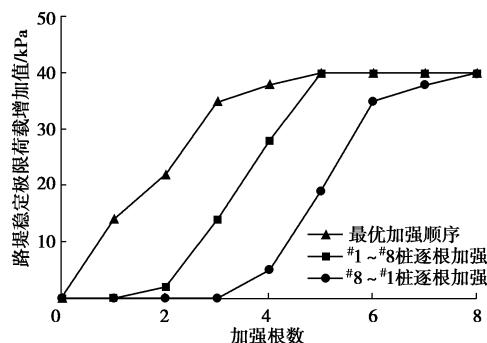


图 17 稳定极限荷载增加值随加强桩体数目变化情况

Fig. 17 Increment of ultimate loads with number of reinforced concrete piles

由上述分析可知, 对弯剪区及压弯区范围内的少量关键桩进行加强(提高极限弯矩和改善延性), 即可有效提高路堤稳定性, 对拉弯区及承压区范围内的桩体加强, 稳定性提高并不显著。由于桩体配筋与否对桩体的造价影响显著, 且路堤下复合地基用桩数量巨大(当采用复合地基的路段较长时), 仅对部分关键桩进行配筋, 即可显著地提高路堤稳定性, 并可节约大量工程造价。

## 5 结论与展望

本文采用有限差分法对不排水条件下软黏土中刚性桩复合地基支承路堤的稳定性进行了研究, 分析了不同桩体破坏后性状下桩体承载特性, 对比了不同桩体破坏后性状下路堤的稳定性, 研究了桩体发生脆性拉裂破坏时的渐进破坏现象, 并提出了有效提高路堤稳定性的方法, 得出以下主要结论:

(1) 对于素混凝土桩等刚性桩, 采用理想弹塑性模型来对桩体进行数值模拟, 对路堤稳定性进行分析时, 可导致路堤稳定安全系数及稳定极限荷载明显偏大, 从而严重高估路堤稳定性。考虑素混凝土桩脆性弯曲或受拉破坏模式的路堤稳定分析更为符合路堤的失稳破坏性状。

(2) 路堤下刚性桩复合地基中不同位置的桩体对路堤稳定性贡献机理有显著不同, 路肩处桩体主要承担路堤水平荷载, 承受较大的弯矩以及较小的轴力, 路堤内侧桩体主要承担路堤竖向荷载, 承受较小的弯矩以及较大的轴力, 坡脚范围内桩体更易因局部拉应力达到极限拉应力而发生弯曲破坏。

(3) 对于素混凝土桩复合地基支承路堤, 局部位置桩体首先发生脆性弯曲破坏, 桩体失效后发生应力释放, 此时复合地基桩、土应力重分布, 导致邻近桩

体桩身弯矩显著增大并发生弯曲破坏, 从而引发不同位置桩体渐进破坏, 最终复合地基发生失稳破坏。

(4) 通过对素混凝土桩进行配筋的方式增强桩体, 提高桩身抗弯承载力、提高桩身弯曲破坏时的延性从而改变桩体的破坏后性状, 可有效提高复合地基稳定性。

(5) 根据路堤下不同位置桩体阻滑机理不同, 提出了对复合地基弯剪区及压弯区范围内的少量桩体进行配筋加强的分区不等强设计方法, 通过提高部分桩体(关键桩)的抗弯承载力和改善破坏模式, 即可基本达到对全部桩体进行配筋加强的路堤稳定性, 可以更为经济有效地提高路堤稳定性。

本文数值分析是基于固定的桩长, 桩径, 土体强度、路堤形式等, 上述因素均可能影响桩体受力、破坏模式, 以后的工作中需要考虑更多因素影响下复合地基的渐进破坏情况及相应的稳定控制方法。

## 参 考 文 献:

- [1] 龚晓南. 广义复合地基理论及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 1 - 13. (GONG Xiao-nan. Generalized composite foundation theory and engineering application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 1 - 13. (in Chinese))
- [2] 郑刚, 龚晓南, 谢永利, 等. 地基处理技术发展综述[J]. 土木工程学报, 2012, 45(2): 127 - 146. (ZHENG Gang, GONG Xiao-nan, XIE Yong-li, et al. State-of-the-art techniques for ground improvement in China[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(2): 127 - 146. (in Chinese))
- [3] 郑刚, 刘力, 韩杰. 刚性桩加固软弱地基上路堤的稳定性问题(I)——存在问题及单桩条件下的分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(11): 1648 - 1657. (ZHENG Gang, LIU Jie, HAN Jie. Stability of embankment on soft subgrade reinforced by rigid piles (I)—background and single pile analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(11): 1648 - 1657. (in Chinese))
- [4] 郑刚, 刘力, 韩杰. 刚性桩加固软弱地基上路堤的稳定性问题(II)——群桩条件下的分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(12): 1811 - 1820. (ZHENG Gang, LIU Jie, HAN Jie. Stability of embankment on soft subgrade reinforced by rigid inclusions (II)—group piles analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12): 1811 - 1820. (in Chinese))
- [5] 莫景逸, 黄向平. 某矿料堆场地基失稳原因分析[J]. 水运工程, 2013, 10: 212 - 217. (MO Jing-yi, HUANG

- Xiang-ping. Analysis of foundation failure of mineral ore yard[J]. Port and Waterway Engineering , 2013, **10**: 212 - 217. (in Chinese))
- [6] JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (JGJ 79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. (in Chinese))
- [7] 李帅. 刚性桩复合地基支承路堤的失稳破坏机理及其稳定分析方法研究[D]. 天津: 天津大学, 2012. (LI Shuai. Research on failure mechanisms and stability analysis method of embankment supported on composite ground reinforced with rigid piles[D]. Tianjin: Tianjin University, 2012.(in Chinese))
- [8] KITAZUME M, MARUYAMA K. Internal stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading[J]. Soils and Foundations, 2007, **47**(3): 437 - 455.
- [9] TERASHI M, TANAKA H, KITAZUME M. Extrusion failure of the ground improved by the deep mixing method[C]// Proceedings of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Haifa, 1983: 313 - 318.
- [10] 郑刚, 李帅, 刁钰. 刚性桩复合地基支承路堤破坏机理的离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(11): 1977 - 1989. (ZHENG Gang, LI Shuai, DIAO Yu. Centrifugal model tests on failure mechanisms of embankments on soft ground reinforced by rigid piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(11): 1977 - 1989. (in Chinese))
- [11] 黄俊杰. 路堤下素混凝土桩复合地基变形失稳机理及注浆加固试验研究 [D]. 成都: 西南交通大学, 2014. (HUANG Jun-jie. Study on failure mechanism and grouting reinforcement of composite foundation with plain concrete piles under embankment[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [12] HAN J, CHAI J C, LESHCHINSKY D, et al. Evaluation of deep-seated slope stability of embankments over deep mixed foundations[C]// GeoSupport 2004: Drilled shafts, methods, and specialty foundation systems. Orlando, Florida, 2004.
- [13] ZHANG Z, HAN J, YE G B. Numerical analysis of failure modes of deep mixed column-supported embankments on soft soils[J]. Ground Improvement and Geosynthetics, 2014, **168**: 78 - 87.
- [14] CHAI J C, SHRESTHA S, HINO T. 2D and 3D analyses of an embankment on clay improved by soil-cement columns[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **68**: 28 - 37.
- [15] NAVIN M P, FILZ G M. Numerical stability analyses of embankments supported on deep mixed columns[J]. ASCE GSP 152, Ground Modification and Seismic Mitigation, 2006: 1 - 8.
- [16] 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, et al. Analysis on safety factor of slope by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(3): 343 - 346. (in Chinese))
- [17] LADD C C. Stress-strain modulus of clay in undrained shear[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1964, **90**(5): 103 - 132.
- [18] CHENCY. Numerical analysis of slope stabilization concepts using piles[D]. Los Angeles: University of Southern California, 2001.
- [19] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [20] ZHANG Z, HAN J, YE G B. Numerical investigation on factors for deep-seated slope stability of stone column-supported embankments over soft clay[J]. Engineering Geology, 2014, **168**: 104 - 113.
- [21] LARSSON S, MALM R, CHARBIT B, ANSELL A. Finite element modelling of laterally loaded lime-cement columns using a damage plasticity model[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **44**: 48 - 57.
- [22] TASSIOS T P, VINTZELLOU E N. Concrete-to-concrete friction[J]. Journal of Structural Engineering , 1987, **113**(4): 832 - 849.
- [23] MOHAPATRA SR, RAJAGOPAL K, SHARMA J. Direct shear tests on geosynthetic-encased granular columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2016, **44**: 396 - 405.
- [24] 易耀林, 刘松玉. 路堤荷载下复合地基沉降计算方法探讨 [J]. 工程力学, 2009, **26**(10): 147 - 153. (YI Yao-lin, LIU Song-yu. Settlement calculation method of composite foundation under embankment load[J]. Engineering Mechanics, 2009, **26**(10): 147 - 153. (in Chinese))