

DOI: 10.16285/j.rsm.2019.1057

劲芯水泥土桩承载路堤渐进式失稳破坏机制

张 振^{1,2}, 张 朝^{1,2}, 叶观宝^{1,2}, 王 萌^{1,2}, 肖 彦^{1,2}, 程 义³

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 杭州都市高速公路有限公司, 浙江 杭州 310024)

摘 要: 劲芯水泥土桩是一种软土地基处理的新方法, 近年来已成功应用于公路、铁路路基处理工程中。然而由于人们对其承载路堤的失稳破坏机制认识不足, 无法正确指导设计。采用反映桩体材料破坏后特征的应变软化模型, 模拟劲芯水泥土桩承载路堤失稳破坏 1g 模型试验, 通过分析路堤失稳破坏过程中桩体塑性区的开展和桩身受力的变化情况, 研究了桩体的破坏顺序及其破坏模式。结果表明: 路堤失稳过程中, 劲芯水泥土桩并非同时发生破坏, 路面正下方桩体首先发生受压破坏, 坡面下方桩体自坡脚至坡肩依次发生弯剪破坏; 由于桩体的存在, 路基中滑动面并非完全穿过桩体破坏位置。基于桩体破坏顺序、破坏模式、受力情况变化, 以及荷载传递规律, 阐释了劲芯水泥土桩承载路堤渐进式失稳破坏机制。采用现行规范中基于残余强度的柔性桩处理方法, 计算的安全系数与试验结果较为接近, 但其适用性还需做进一步研究。

关 键 词: 劲芯水泥土桩; 路堤; 应变软化; 渐进式破坏; 数值模拟

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000—7598 (2020) 06—2122—10

Progressive failure mechanism of stiffened deep mixed column-supported embankment

ZHANG Zhen^{1,2}, ZHANG Zhao^{1,2}, YE Guan-bao^{1,2}, WANG Meng^{1,2}, XIAO Yan^{1,2}, CHENG Yi³

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

3. Hangzhou Metropolitan Expressway Co., Ltd., Hangzhou, Zhejiang 310024, China)

Abstract: Stiffened deep mixed (SDM) column is a new ground improvement method for soft soil foundations, and has been successfully applied in ground improvement projects in roadways and railways recently. However, due to inadequate understanding of the instability mechanism of the embankment supported by SDM column, there is no mature theory to guide the design. In this paper, strain-softening model, which can reflect the post-failure behavior of column materials, was used to model the scale-down 1g model test of stability of SDM column-supported embankment. The sequence and modes of SDM column failure were investigated through examining the developments of plastic zone and force changes in SDM columns in the failure process. The results showed that the columns did not fail simultaneously in the process of embankment failure. The columns near the center of embankment failed by compression at first, followed by the sequence bending failures of the columns under embankment slope from the toe to the shoulder. The slip surface did not completely pass through the failure positions of the columns due to the existence of columns. Accordingly, the failure mechanism of SDM column-supported embankment was interpreted. The semi-rigid column method based on residual strength in the currently-used code yielded close factor of safety to the model test, but its feasibility still needs a further study.

Keywords: stiffened deep mixed column; embankment; strain-softening; progressive failure; numerical simulation

1 引 言

我国沿海地区广泛分布着深厚的软土层。这给

交通基础设施建设带来了极大的挑战, 路堤的失稳破坏就是其中之一。因此, 必须采取合理的地基处理方法以提高路堤稳定性。劲芯水泥土桩是近年来

收稿日期: 2019-06-17

修回日期: 2019-11-21

基金项目: 国家自然科学基金 (No.51508408, No.41772281); 中央高校基本科研业务费专项资金 (No.22120180106); 浙江省交通投资集团有限公司科技项目计划 (No.201813)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China(51508408, 41772281), the Fundamental Research Funds for the Central Universities(22120180106) and the Research Program of Zhejiang Communications Investment Group Co., Ltd.(201813).

第一作者简介: 张振, 男, 1984 年生, 博士, 副教授, 硕士生导师, 主要从事软土处理研究与教学工作。E-mail: dyzhangzhen@126.com

通讯作者: 叶观宝, 男, 1964 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事软土地基处理技术及理论研究。E-mail: ygb1030@126.com

发展起来的一种新型软土地基处理方法^[1]。它利用高强度芯桩承担大部分的上部荷载，利用大截面外桩提高侧摩阻力。能够充分发挥两者的优势，提高地基承载力，减小沉降，提高地基稳定性^[2]。

近年来，复合地基承载路堤的稳定性问题受到了普遍关注。工程界常用的路堤稳定性计算方法，如改进 Bishop 法、瑞典法等，假设桩体沿预设圆弧滑动面均发生剪切破坏^[3]。大量研究表明，路堤下复合地基失稳破坏时并不存在连续的滑动面，桩体存在多种可能的破坏模式：剪切、受拉、弯曲、受压、弯曲、滑移、倾倒、土体绕流，以及组合型的破坏模式^[4-5]。采用传统极限平衡法通常会高估路堤的稳定性^[6-7]。郑刚等^[8]进一步研究指出，路堤失稳过程中某根桩破坏后导致其他桩体破坏，提出了渐进式破坏规律。然而，目前人们对路堤下劲芯水泥土桩的破坏模式和失稳破坏机制尚缺乏认识，相关劲芯水泥土桩的研究主要集中在其承载力和变形特性上^[9-10]。劲芯水泥土桩承载路堤的失稳破坏涉及到芯桩、水泥土和地基土间的相互作用，其破坏机制更为复杂，亟待开展相关研究。

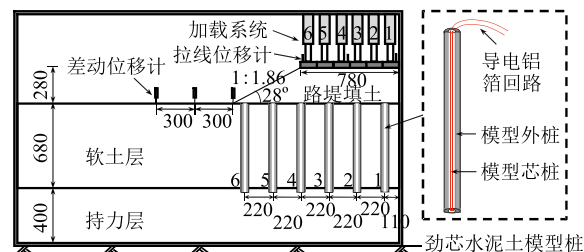
鉴于此，采用反映桩体材料破坏后特征的应变软化模型，模拟劲芯水泥土桩承载路堤失稳破坏 1g 模型试验，探究其路堤失稳破坏机制。通过与室内模型试验结果对比分析，验证了模型的可靠性。通过分析路堤失稳过程中桩体塑性区的开展规律、桩身轴力与弯矩的变化规律，研究了劲芯水泥土承载路堤的失稳破坏模式，揭示了其渐进式的失稳破坏机制。

2 室内模型试验

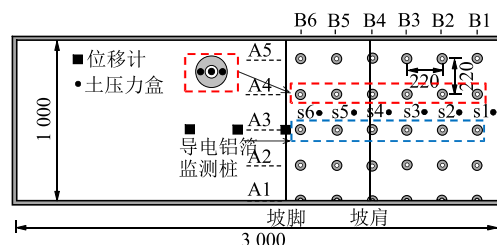
模型试验采用的模型箱长×宽×高为 3 000 mm×1 000 mm×1 800 mm，其中正面一侧为有机玻璃，以便观察试验现象。室内模型试验以某高速公路劲芯水泥土桩处理路段^[2]为基础，模型相似比为 1:15。室内模型试验示意图如图 1 所示。根据对称性，模型试验选取路堤的一半进行模拟，路堤、软土层及持力层厚度依次为 280、680、400 mm，路堤顶部宽度为 780 mm，坡比为 1.86。外桩直径为 63 mm，芯桩直径为 25 mm，桩长为 700 mm，嵌入持力层 20 mm，桩间距为 220 mm，正方形布桩。

模型桩的制作：外桩采用石膏、高岭土、重晶石、水、甘油按质量比 0.2:0.9:0.2:0.8:0.2 配制而成；芯桩采用石膏、石英砂、水、甘油按质量比 1:1.5:1:0.2 配制而成。制作完成后的外桩 7 d 龄期抗压强度为 0.1 MPa，芯桩 7 d 龄期抗压强度为

2.5 MPa。桩间土以 1~2 mm 粒径熔融石英砂、EPS 颗粒、甘油（丙三醇）按照体积比 1:1:0.03 配置而成，其密度和强度参数均满足相似理论。路堤填土选用粒径为 0.2 mm 石英砂，地基土持力层选择粒径 0.1~5 mm 的粗砂。表 1 为模型材料的基本物理力学参数。



(a) 模型试验剖面图



(b) 模型试验平面图

图 1 室内模型试验示意图 (单位: mm)
Fig.1 Schematic of laboratory model test(unit: mm)

表 1 模型材料参数

Table 1 Material parameters in model test

模型材料	E/MPa	ν	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	f_t/kPa	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
路堤填土	25	0.3	2.0	32	—	14.5
软土层	1	0.4	1.2	26	—	7.8
持力层	35	0.3	0.5	38	—	17.3
模型外桩	8	0.3	20.0	28	10	15.0
模型芯桩	1 800	0.2	300.0	48	140	20.0

注: E 为弹性模量; ν 为泊松比; c 为黏聚力; φ 为内摩擦角; f_t 为抗拉强度; γ 为重度。

在路堤顶面并排放置 6 个独立的加载板，加载板底面宽度为 125 mm，板与板间留有 5 mm 间隔。每个加载板上连接一个液压千斤顶，千斤顶采用并联设计，以保证施加在路堤顶面的荷载较为均匀。在芯桩、外桩和桩间土布置微型土压力盒，在路堤顶面和路堤外地表布置位移计。在图 1(a)所示的 A3 排模型桩芯桩上嵌入铝箔形成回路，外接发光二极管。在试验进行过程中，若桩身发生断裂会导致铝箔回路断裂，二极管熄灭，通过熄灭的顺序可判断桩体渐进式破坏次序。模型试验过程中通过高速摄

像和 PIV 技术分析有机玻璃一侧土体的位移场变化情况, 可获得失稳过程中滑动面的形态。

3 桩体材料本构关系

3.1 桩体材料应力-应变特性

对于外桩的水泥土材料, 研究表明, 常规条件下 (水泥掺入比为 10%~15%, 围压小于 300 kPa), 水泥土的应力-应变关系具有软化特性^[11]。其典型的应力-应变关系曲线如图 2 所示。水泥土强度达到峰值后, 开始发生衰减, 最后达到稳定的残余强度。

对于芯桩的混凝土材料, 《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)^[12]中给出了混凝土典型的单轴应力-应变关系曲线, 如图 2 所示 (受压为正, 受拉为负)。由图 3 可知, 混凝土材料抗压或抗拉强度达到峰值后, 其强度会发生衰减, 同样具有软化特性^[13]。郑刚等^[8]通过削弱混凝土峰值强度后的抗拉与抗剪强度分析刚性桩承载路堤的稳定性问题, 模拟结果与实际情况较为吻合。

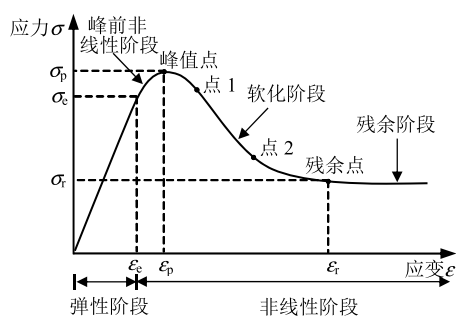


图 2 典型水泥土应力-应变关系曲线

Fig.2 Typical stress-strain relation curve of cement-soil

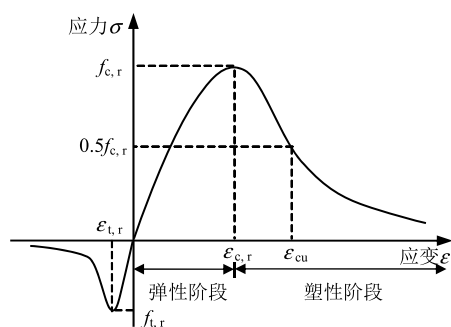


图 3 典型混凝土应力-应变关系曲线

Fig.3 Typical stress-strain relation curve of concrete

3.2 应变软化模型

应变软化模型可以较好模拟岩土材料的软化行为^[14]。在应变软化模型中, 可通过事先指定强度参数与软化参数的分段线性函数来模拟材料的软化行

为, 其中抗剪强度的软化参数由塑性剪切应变确定, 抗拉强度的软化参数由塑性拉伸应变确定。剪切软化参数增量 $\Delta\epsilon^{ps}$ 与拉伸软化参数增量 $\Delta\epsilon^{pt}$ 的计算式分别为

$$\Delta\epsilon^{ps} = \sqrt{[(\Delta\epsilon_1^{ps} - \Delta\epsilon_m^{ps})^2 + (\Delta\epsilon_m^{ps})^2 + (\Delta\epsilon_3^{ps} - \Delta\epsilon_m^{ps})^2]} / 2 \quad (1)$$

$$\Delta\epsilon^{pt} = |\Delta\epsilon_3^{pt}| \quad (2)$$

式中: $\Delta\epsilon_1^{ps}$ 、 $\Delta\epsilon_3^{ps}$ 为最大、最小主应力方向上塑性剪应变增量; $\Delta\epsilon^{pt}$ 为最小主应力方向上塑性拉伸应变增量; $\Delta\epsilon_m^{ps}$ 为体塑性剪应变增量, 计算式为

$$\Delta\epsilon_m^{ps} = (\Delta\epsilon_1^{ps} + \Delta\epsilon_3^{ps}) / 3 \quad (3)$$

对于岩土材料抗剪强度指标与软化参数的分段线性函数, 可通过三轴压缩试验确定黏聚力和内摩擦角与软化参数相关关系, 本文模型中不考虑剪胀角的软化。对于岩土材料的抗拉强度软化模型, 由于桩体材料达到峰值拉应力后, 拉应力大幅衰减, 且对应的塑性拉伸应变很小, 本文假设超过峰值拉应力对应的塑性拉伸应变后, 材料的抗拉强度迅速下降为 0。

4 本构关系验证

4.1 水泥土三轴试验

采用应变软化模型模拟文献^[11]中水泥掺入比为 13.7%、龄期为 28 d 试验组不同围压下的水泥土三轴压缩试验。基于三轴试验的水泥土破坏全过程应力-应变关系曲线, 将水泥土峰值强度后的软化阶段以峰值点、过渡点、残余点简化为分段线性函数处理, 并通过式 (1)~(3) 计算各分段点应变软化模型的软化参数。

图 4 为建立的水泥土圆柱体试件数值模型, 模型尺寸与水泥土三轴压缩试验一致。水泥土采用应变软化模型, 应变软化模型参数如表 2 所示。水泥土的弹性模量取 100 MPa, 泊松比取 0.3, 抗拉强度取 0.15 MPa。圆柱体模型底端仅约束轴向位移。模拟时, 首先对水泥土试件模型施加围压 σ_3 , 计算达到平衡时, 重置位移场; 而后在模型顶端施加速率为 1×10^{-5} m/s 的垂直位移, 模拟三轴压缩试验的轴向偏应力的施加, 直至模型破坏。图 5 为水泥土单元体发生破坏后的剪切速率云图, 模型呈现典型的共轭 X 型剪切面。

图 6 为三轴压缩试验与数值模拟获得的水泥土

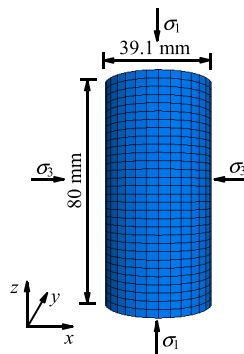


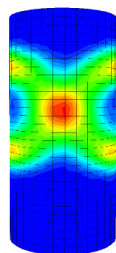
图 4 三轴压缩试验数值模型

Fig.4 Numerical model of triaxial compression test

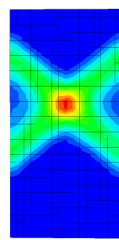
表 2 水泥土应变软化模型参数

Table 2 Parameters of strain-softening model of cement-soil

变化点	塑性应变 $\varepsilon^ps/\%$				c/kPa $\varphi/(\circ)$	
	$\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$	$\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$	$\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$	$\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$		
峰值点	1.6	2.2	2.9	4.0	280	30
折点 1	2.1	3.3	4.1	5.4	260	28
折点 2	3.2	5.3	6.0	7.2	230	24
残余点	5.2	6.8	8.5	9.5	220	22



(a) 数值模型



(b) 数值模型剖面

图 5 水泥土试件剪切速率云图

Fig.5 Nephograms of shear rate of cement-soil specimen

应力-应变关系曲线。从图中可知，采用应变软化模型模拟水泥土时，各国压下的数值模拟结果与试验结果吻合较好。应力-应变关系曲线有明显的软化阶段，最后达到稳定的残余阶段。此外，图 6 中包含了采用摩尔-库仑本构模型的模拟结果，水泥土强度达到峰值后保持不变，无法反映水泥土的应变软化特征。

模拟水泥土的抗拉试验时，在水泥土计算模型顶面施加向上的位移边界。图 7 为采用应变软化模型与摩尔-库仑模型的计算结果对比曲线。当超过水泥土的抗拉强度后，应变软化模型中拉应力迅速衰减至 0，而摩尔-库仑模型中抗拉强度仍保持不变。

4.2 劲芯水泥土桩无侧限抗压试验

模型试验中，劲芯水泥土模型桩制作完成且达

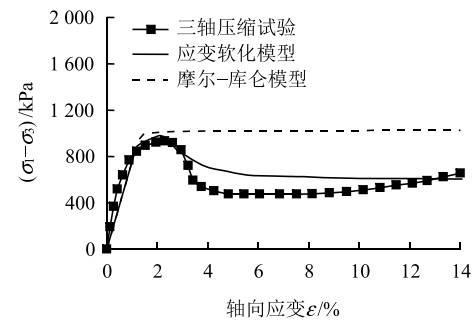
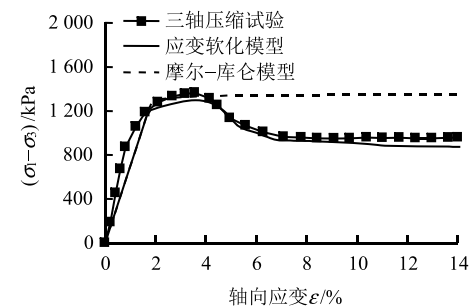
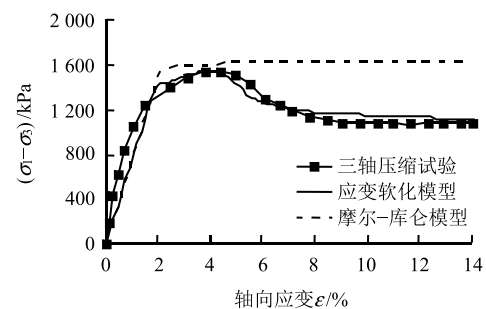
(a) 围压 $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ (b) 围压 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ (c) 围压 $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$

图 6 水泥土应力-应变曲线对比图

Fig.6 Comparison of stress-strain curve of cement-soil

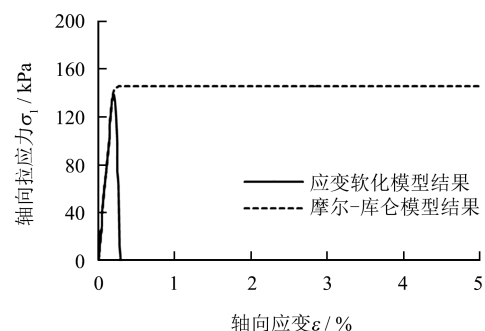


图 7 水泥土抗拉应力-应变关系曲线

Fig.7 Tensile stress-strain relation curve of cement-soil

到设计龄期后，进行了单桩无侧限抗压试验。采用应变软化模型模拟模型桩的无侧限抗压试验。芯桩和外桩均采用应变软化模型。根据室内三轴试验确定芯桩和外桩的应变软化模型参数，如表 3 所示。

芯桩和外桩的其他参数,如重度、弹性模量、泊松比和抗拉强度,如表 1 所示。借鉴劲芯水泥土数值模拟研究成果^[15],采用摩尔-库仑模型模拟芯桩和外桩的界面特性,界面抗剪强度取外桩抗剪强度的 0.8 倍。劲芯桩数值模型底端仅约束轴向位移。模拟时,在模型顶端施加速率为 1×10^{-5} m/s 的垂直位移,模拟无侧限抗压试验中轴力的施加,直至模型破坏。

表 3 劲芯桩应变软化模型参数
Table 3 Parameters of strain-softening model of SDM column

模型外桩			模型芯桩		
塑性应变 $\varepsilon^{\text{ps}}/\%$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	塑性应变 $\varepsilon^{\text{ps}}/\%$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$
2.2	20	28	0.5	300	48
3.3	19	26	1.0	200	30
5.3	17	23	1.5	30	25
6.8	16	22	10.0	30	25
10.0	16	22			

由图 8 可知,数值模拟得到的应力-应变关系曲线与试验结果吻合较好。当轴向应变达到 0.4%~0.5%,轴向应力达到最大值;当轴向应变超过 0.84%,数值模拟的桩身轴向应力趋于稳定,进入残余强度阶段,而试验中的桩身应力仍有下降趋势。这可能是因为试验中桩体达到抗压强度后,桩体会有局部剥落,桩体会偏离加载方向所致。

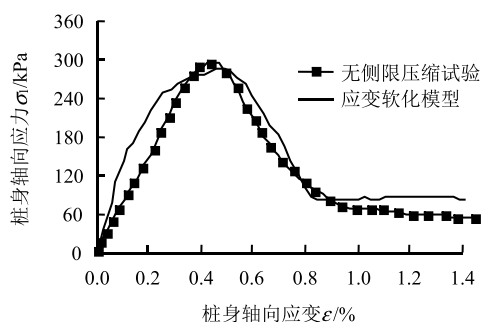


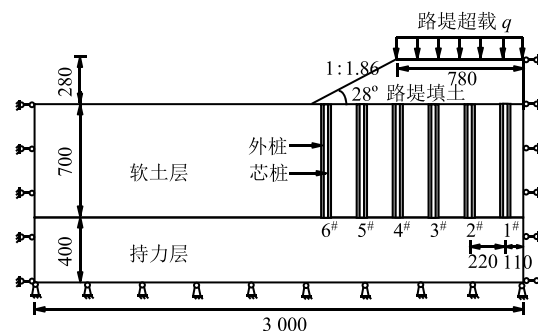
图 8 劲芯水泥土桩应力-应变关系曲线
Fig.8 Stress-strain relation curves of SDM column

5 三维数值模型

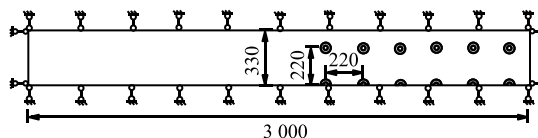
基于如图 1 所示的室内模型试验,建立劲芯水泥土桩承载路堤三维数值模型。根据模型试验的对称性,沿路堤延伸方向,取 1.5 倍桩间距,包括一排整桩与一排半桩,模型几何尺寸如图 9 所示。由于主要关注路堤失稳过程中桩体的破坏机制,因此,劲芯水泥土桩采用较为先进的应变软化本构模型,路堤填土、软土层及持力层则采用较为简单的理想

弹塑性摩尔-库仑模型。虽然摩尔-库仑模型有一些局限性,但由于其参数易于确定,被广泛应用于工程实践中,特别是在边坡稳定性分析中。在界面模拟方面,芯桩和外桩的界面模拟与 4.2 节一致;由于外桩和土的刚度差异不大,采用在实体中剖分外桩和土体,并赋予各自材料参数的方式进行建模^[15]。模型参数见表 1 和表 3。模型试验模拟路堤施工完成后,路堤顶面施加荷载情况下路堤稳定性问题,因此,地基土采用固结不排水强度指标。表 1 中泊松比根据材料典型的泊松比范围进行假定^[16-17],其他参数均通过室内试验确定。

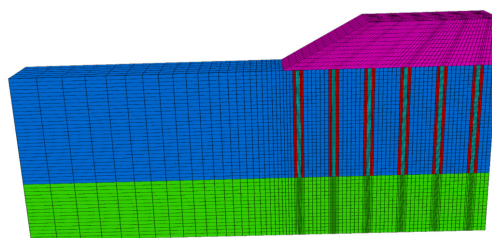
模型底面约束水平和竖直向位移,模型侧边界约束垂直于边界方向上的水平位移。网格划分后的数值模型如图 9(c)所示。数值计算模型中采用在路堤顶面逐级加载的方式模拟室内模型试验的路堤顶面加载过程,每级荷载 5 kPa,直至路堤出现贯通的塑性区,路堤发生整体失稳破坏。



(a) 数值模型剖面示意图



(b) 数值模型平面示意图



(c) 模型网格图

图 9 数值计算模型示意图(单位: mm)
Fig.9 Schematic of numerical model(unit: mm)

6 模拟结果与分析

6.1 应力与变形

图 10 为 2#桩桩顶应力及桩周土应力随路面加

载变化曲线。从图中可知, 数值模拟结果的整体变化规律与试验结果基本一致。随着路面加载的增加, 劲芯桩外桩和芯桩桩顶应力先增加, 达到峰值后开始下降, 说明路堤附加应力在桩土之间发生相互传递。由于外桩强度和模量较低, 外桩桩顶应力较芯桩先达到峰值, 且峰值应力远低于芯桩。值得注意的是, 芯桩桩顶应力数值结果略大于试验值, 这可能因为数值模拟采用基于连续体介质的有限差分法, 数值模拟的芯桩向上刺入路堤情况要小于模型试验结果。

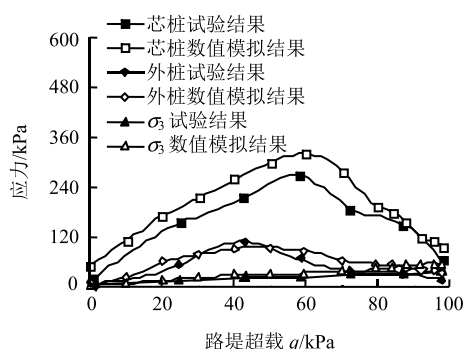


图 10 桩土应力变化曲线

Fig.10 Variation of stress on SDM column head and surrounding soil

图 11 为路堤中心与路肩的沉降随路面加载变化曲线。从图中可知, 路堤中心和路肩沉降的试验结果与数值模拟结果拟合较好, 说明本文采用的建模方法能够较好地反映劲芯水泥土桩承载路堤加载过程中的变形规律。当路面加载超过 70 kPa 时, 路肩沉降出现陡增; 当路面加载超过 80 kPa 时, 路堤中心沉降出现陡增。

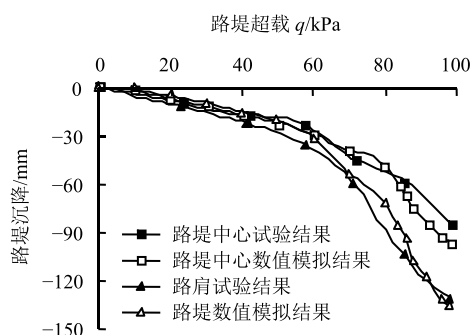


图 11 路堤沉降变化曲线

Fig.11 Variation of embankment settlement

6.2 桩的破坏顺序与模式

模型试验中, 二极管熄灭顺序为: 2[#] (61 kPa) → 3[#] (66 kPa) → 6[#] (83 kPa) → 1[#]、5[#] (85 kPa)

→ 4[#] (89 kPa), 括号中是对应的路面荷载。但试验发现导电回路的断开并不意味着桩完全破坏。因此, 结合数值模型分析桩体塑性区的开展规律, 进一步研究桩体的破坏顺序。由于采用应变软化模型, 桩身某处塑性区贯通意味着该位置处桩体材料已完全进入残余强度状态, 即表明桩身在该处发生完全破坏。

图 12 为不同路面荷载对应的路基塑性区云图。当路面荷载为 30 kPa 时, 1[#]~3[#]桩下部出现剪切塑性区; 当加载至 40 kPa 时, 1[#]~3[#]桩下部剪切塑性区贯通, 上部芯桩出现剪切塑性区, 路堤出现剪切塑性带; 当加载至 70 kPa 时, 1[#]~3[#]桩上部剪切塑性区贯通, 6[#]桩上部拉伸塑性区贯通, 5[#]桩上部外侧出现拉伸塑性区, 桩周土体出现剪切塑性区; 当加载至 80 kPa 时, 5[#]桩上部拉伸塑性区贯通, 地基土中塑性区出现局部贯通; 当加载至 86 kPa 时, 5[#]、6[#]桩和地基土中进一步扩展, 4[#]桩上部出现拉、剪塑性区; 当加载至 88 kPa 时, 4[#]桩上部拉、剪塑性区贯通, 地基土中塑性区贯通, 路基发生整体失稳。

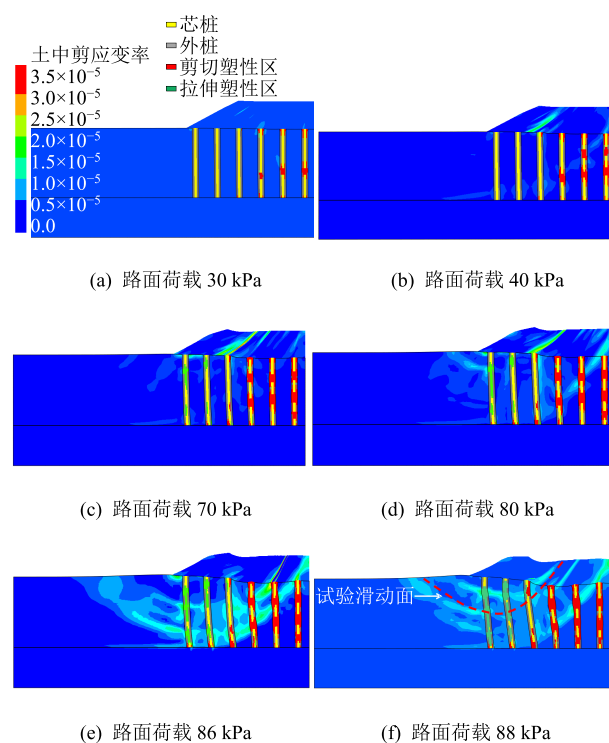


图 12 桩体塑性区开展过程

Fig.12 Development of plastic failure zone

图 13 总结了数值分析获得的桩体破坏顺序与破坏位置。总体而言, 数值分析中桩体塑性区贯通顺序与模型试验中二极管熄灭顺序整体上基本吻合。随着路面荷载的增加, 靠近路面下方桩体发生破坏, 随后自坡脚至坡肩下方桩体依次破坏。

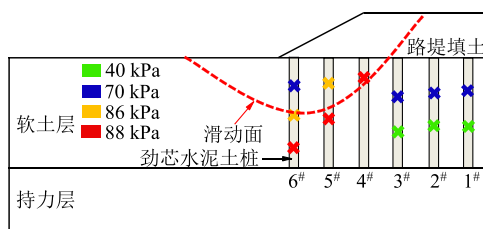
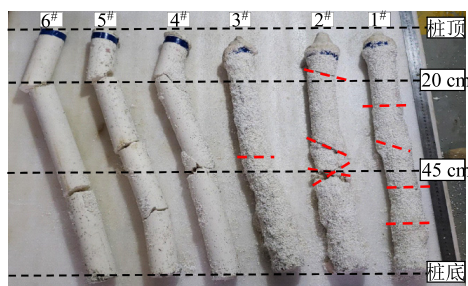


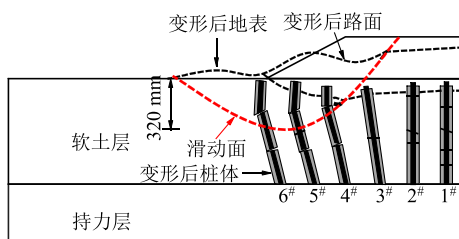
图 13 桩体渐进式破坏示意图

Fig.13 Schematic of progressive failure of SDM column

模型试验结束后，开挖路基土取出劲芯水泥土桩体（见图 14(a)）。观察发现，1[#]和 2[#]桩以竖向变形为主，桩身可见水平向或 X 型破裂面，可判断桩体发生受压破坏；3[#]桩发生受压和倾覆，桩身有水平向破裂面；1[#]~3[#]外桩有不同程度的鼓胀现象。4[#]~6[#]桩桩体多处发生折断，上部桩头向路堤中心倾斜，下部桩体向坡外倾斜，1[#]和 2[#]桩桩长变短，6[#]桩桩长基本未发生变化，可判断桩体发生弯曲破坏。数值模型模拟的桩体整体破坏形态与破裂面位置与试验结果基本吻合。



(a) 桩体破坏形态



(b) 路堤整体失稳示意图

图 14 模型试验结果

Fig.14 Model test results

模型试验中，通过 PIV 技术分析路堤失稳时的滑动面形态，结合试验获得的桩身破坏形态，绘制路堤整体失稳示意图，如图 14(b)所示。滑动面从 3[#]、4[#]桩中间位置剪入，滑动面最大深度约 320 mm。由于桩体的存在，路基中滑动面并非完全穿过桩体破坏位置。图 12(f)中的贯通塑性区与模型试验的滑

动面基本吻合。

6.3 桩身受力

通过桩身受力的变化进一步阐释劲芯桩渐进式破坏规律。桩身轴力以受压为正，受拉为负；桩身弯矩以逆时针弯曲为正，顺时针弯曲为负。图 15 为路面加载 10 kPa 时，桩体的轴力和弯矩分布曲线。此时路面荷载较小，桩均处于正常工作状态。基地附加应力分布不均，路面下的桩所受轴力明显大于坡面下的桩。1[#]~3[#]桩在 0.4~0.5 m 深度范围内出现轴力最大值。桩身所受弯矩较小，桩身上部由于受到路堤的约束向坡外方向弯曲，桩身中部受到水平土压力作用向路堤中心方向弯曲。

如图 16 所示，当路面荷载增加至 40 kPa 时，基地附加应力分布更为不均。1[#]~3[#]桩在原先最大轴力深度处轴力明显衰减。其轴力衰减位置与图 12(b)中 1[#]~3[#]桩塑性区开展位置吻合。1[#]~3[#]桩受到的弯矩较小。可判断 1[#]~3[#]桩在原先轴力最大位置发生受压破坏。

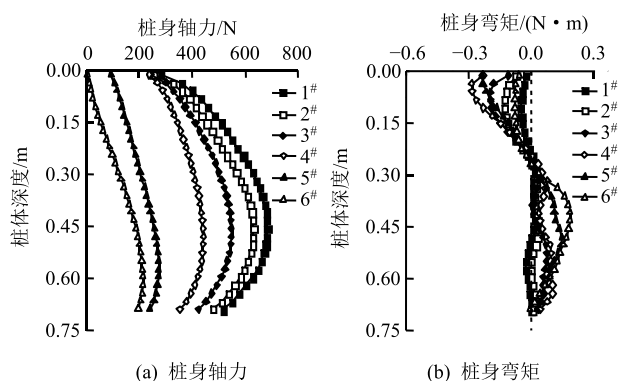


图 15 路面荷载 10 kPa 时桩身受力分布曲线
Fig.15 Distribution curves of stress along pile shaft ($q = 10 \text{ kPa}$)

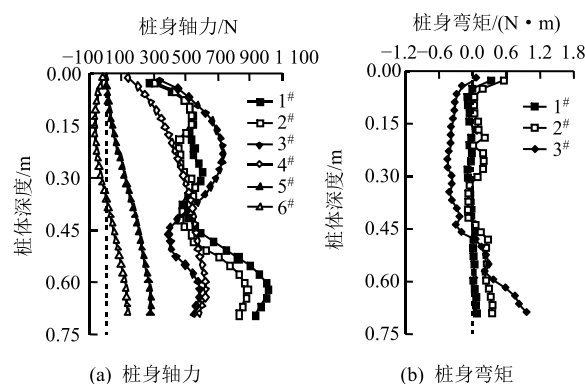


图 16 路面荷载 40 kPa 时桩身受力分布曲线
Fig.16 Distribution curves of stress along pile shaft ($q = 40 \text{ kPa}$)

如图 17 所示，当路面荷载达到 70 kPa 时，1[#]~3[#]桩在上部出现轴力明显下降，其位置与图 12(c)

所示的 1[#]~3[#]桩贯通的剪切塑性区位置一致。相较于图 16, 4[#]~6[#]桩所受弯矩明显增大, 而轴力则出现减小, 6[#]桩在 0.15 m 深度处轴力下降为 0。说明 1[#]~3[#]桩破坏后, 已无法更多承担新增的路面荷载, 附加应力发生重分布, 造成 4[#]~6[#]桩受力发生变化, 6[#]桩发生弯曲破坏。

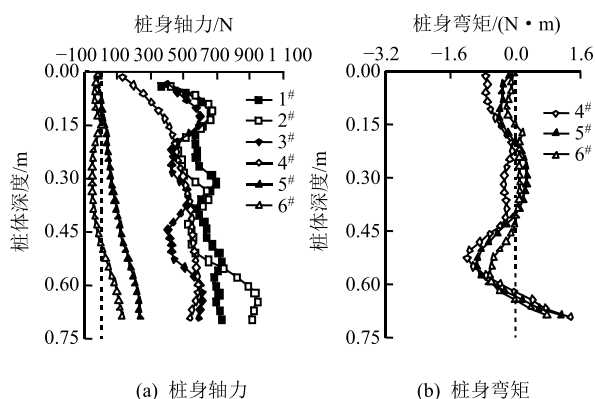


图 17 路面荷载 70 kPa 时桩身受力分布曲线
Fig.17 Distribution curves of stress along pile shaft ($q = 70$ kPa)

如图 18 所示, 当路面荷载达到 86 kPa 时, 相较于图 17, 1[#]~3[#]桩轴力进一步衰减, 新增附加荷载向未破坏桩体传递, 4[#]桩上部弯矩显著增大。5[#]桩轴力和弯矩明显降低, 说明此时 5[#]桩已发生弯曲破坏。如图 19 所示, 当路面荷载增至 88 kPa 时, 1[#]~3[#]桩轴力进一步衰减。4[#]桩所受轴力和弯矩减小, 可判断 4[#]桩发生弯曲破坏。

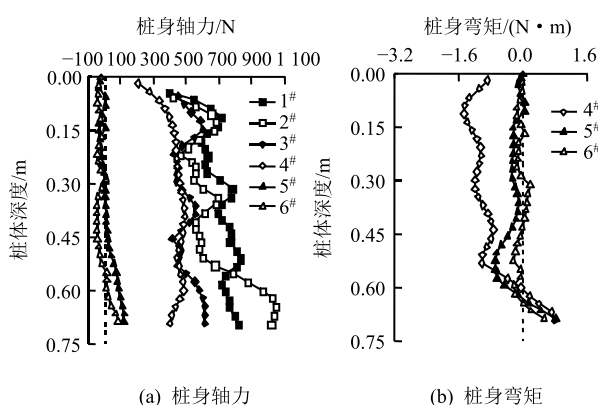


图 18 路面荷载 86 kPa 时桩身受力分布曲线
Fig.18 Distribution curves of stress along pile shaft ($q = 86$ kPa)

6.4 渐进式失稳破坏机制

根据模型试验和数值分析获得的桩体破坏顺序、破坏模式、受力情况变化, 以及荷载传递规律, 可知劲芯水泥土桩承载路堤的渐进式失稳破坏机制

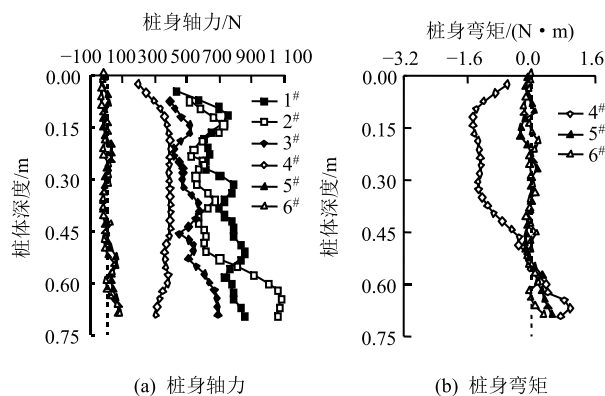


图 19 路面荷载 88 kPa 时桩身受力分布曲线
Fig.19 Distribution curves of stress along pile shaft ($q = 88$ kPa)

在于材料的应变软化和附加应力分布不均。具体而言: 路面下方的桩 (1[#]~3[#]桩) 主要承受竖向荷载, 坡面下方的桩 (4[#]~6[#]桩) 主要承受弯矩。由于路堤下附加应力的分布不均, 随着路面荷载的增加, 路面下方的桩首先发生受压破坏, 桩体强度软化, 逐步丧失荷载分担作用, 地基中附加应力发生重分布, 荷载向桩间土转移, 导致坡面下的桩身两侧不平衡的水平土压力激增, 桩所受弯矩显著增加; 由于坡脚下方桩体受到的路堤荷载和约束较小, 首先发生弯曲破坏, 随后自坡脚至坡肩下方桩依次发生弯剪破坏, 最终引起路堤的整体失稳。

7 现行规范分析

《复合地基技术规范》(GB/T 50783—2012)^[18]建议复合地基稳定分析采用圆弧滑动法。柔性桩的加固区采用复合抗剪强度指标, 且考虑桩土的荷载分担对抗滑的贡献。刚性桩只考虑复合地基加固区桩间土和未加固区天然地基对抗力的贡献, 不考虑由刚性桩承担的荷载产生的滑动力和刚性桩抵抗滑动的贡献。

采用上述处理方法计算模型试验路面荷载加载至 88 kPa 的安全系数, 此时路堤出现整体滑动, 安全系数应接近 1.0。当采用柔性桩复合地基的稳定性分析方法时, 加固区土体的综合抗剪强度指标分别考虑了桩体的峰值和残余抗剪强度指标; 对于桩土应力分担对抗力的贡献, 取路堤整体失稳荷载时对应的路堤下芯桩和外桩桩土应力比的平均值, 分别为 4.2 和 1.5。当采用刚性桩复合地基稳定性计算方法时, 路堤荷载按路堤整体失稳荷载时对应的桩土应力比平均值进行折减。表 4 为 3 种方法的计算参数与安全系数计算结果。采用刚性桩处理方法计算的安全系数偏小; 基于峰值强度的柔性桩处理方法,

计算结果偏不安全; 基于残余强度的柔性桩处理方法, 计算结果与试验较为接近。

表 4 安全系数计算结果
Table 4 Calculated factor of safety

算法	p /kPa	F_s	模型材料	γ /(kN · m ⁻³)	φ /(°)	c /kPa
刚性桩 算法	78	0.84	非加固区	7.8	26.0	1.2
			加固区	7.8	26.0	1.2
			路堤	14.5	32.0	2.0
			持力层	17.3	38.0	—
柔性桩法 (峰值强度)	88	1.37	非加固区	7.8	26.0	1.2
			加固区	8.8	27.0	14.7
			路堤	14.5	32.0	2.0
			持力层	17.3	38.0	—
			外桩	15.0	28.0	20.0
			芯桩	20.0	48.0	300.0
柔性桩法 (残余强度)	88	0.93	非加固区	7.8	26.0	1.2
			加固区	8.8	25.8	3.5
			路堤	14.5	32.0	2.0
			持力层	17.3	38.0	—
			外桩	15.0	22.0	16.0
			芯桩	20.0	25.0	30.0

注: p 为路面荷载; F_s 为安全系数。

8 结 论

(1) 通过与水泥石土三轴压缩试验和劲芯水泥单桩无侧限抗压试验对比分析, 验证了采用应变软化模型能较好反映劲芯水泥土桩破坏后的强度衰减。

(2) 路堤失稳过程中, 劲芯水泥土桩并不是同时发生破坏, 路面下方的桩发生受压破坏, 坡面下方的桩发生弯剪破坏。由于桩体的存在, 路基中滑动面并非完全穿过桩体破坏位置。

(3) 劲芯水泥土桩承载路堤的渐进式失稳破坏机制在于材料的应变软化和附加应力分布不均。随着路面荷载的增加, 路面下方的桩由于承受较大竖向荷载发生受压破坏, 桩体强度软化, 已无法承担新增的路面荷载, 地基中附加应力发生重分布, 导致坡面下的桩所受弯矩增加, 自坡脚至坡肩下方的桩依次发生弯剪破坏, 最终引起路堤的整体失稳。

采用基于残余强度的柔性桩处理方法, 计算的安全系数与试验结果较为接近。但需要指出的是, 现行规范假设桩体沿预设圆弧滑动面均发生剪切破坏, 并未考虑桩的不同破坏模式和渐进式破坏机制。本次分析的案例少, 基于残余强度的柔性桩处理方法是否能合理评价劲芯水泥土桩承载路堤的整体稳定性, 还需做进一步研究。

参 考 文 献

- [1] 蔡永生. 加芯水泥土桩复合地基力学及变形特性研究[D]. 上海: 同济大学, 2015.
CAI Yong-sheng. Research on mechanism and deformation characteristics of composite foundation reinforced by stiffened deep mixed columns[D]. Shanghai: Tongji University, 2015.
- [2] WANG C, XU Y F, DONG P. Working characteristics of concrete-cored deep cement mixing piles under embankments[J]. **Journal of Zhejiang University Science A(Applied Physics & Engineering)**, 2014, 15(6): 419-431.
- [3] 中华人民共和国交通运输部. JTG D30—2015 公路路基设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. JTG D30—2015 Specifications for design of highway subgrades[S]. Beijing: China Communications Press, 2015.
- [4] KITAZUME M, OKANO K, MIYAJIMA S. Centrifuge model tests on failure envelope of column type deep mixing method improved ground[J]. **Soils and Foundations**, 2000, 40(4): 43-55.
- [5] 郑刚, 刘力, 韩杰. 刚性桩加固软弱地基上路堤稳定性问题(II)——群桩条件下的分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(12): 1811-1820.
ZHENG Gang, LIU Li, 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.
- [6] HAN J, SHETH A R, PORBAHA A, et al. Numerical analysis of embankment stability over deep mixed foundations[C]//Geotechnical Engineering for Transportation Projects: Proceedings of Geo-Trans 2004. Los Angeles: Geotechnical Special Publication, 2004: 1385-1394.
- [7] 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.
- [8] 郑刚, 杨新煜, 周海祚, 等. 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[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(4): 581-591.
ZHENG Gang, YANG Xin-yu, ZHOU Hai-zuo, et al.

- Stability and control strategy of ground improved with rigid piles to support embankments based on progressive failure[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2017, 39(4): 581-591.
- [9] 李俊才, 邓亚光, 宋桂华, 等. 素混凝土劲性水泥土复合桩承载机制分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(1): 181-185.
LI Jun-cai, DENG Ya-guang, SONG Gui-hua, et al. Analysis of load-bearing mechanism of composite foundation of plain concrete reinforced cement-soil mixing piles[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(1): 181-185.
- [10] VOOTIPRUEX P, SUKSAWAT T, BERGADO D T, et al. Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads[J]. **Computers and Geotechnics**, 2011, 38(3): 318-329.
- [11] 阮波, 彭学先, 邓林飞. 水泥土抗剪强度参数试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2016, 13(4): 662-668.
RUAN Bo, PENG Xue-xian, DENG Lin-fei. Experimental study on shear strength parameters of cement-soil[J]. **Journal of Railway Science and Engineering**, 2016, 13(4): 662-668.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 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.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.
- [13] 路德春, 王国盛, 杜修力. 混凝土材料三维统一硬化/软化弹塑性本构模型[J]. 中国科学: 技术科学, 2016, 46(8): 815-828.
LU De-chun, WANG Guo-sheng, DU Xiu-li. A 3D unified hardening/softening elastoplastic constitutive model for concrete[J]. **Scientia Sinica Technologica**, 2016, 46(8): 815-828.
- [14] 沈华章, 王水林, 刘泉声. 模拟应变软化岩石三轴试验过程曲线[J]. 岩土力学, 2014, 35(6): 1647-1654.
SHEN Hua-zhang, WANG Shui-lin, LIU Quan-sheng. Simulation of constitutive curves for strain-softening rock in triaxial compression[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(6): 1647-1654.
- [15] VOOTIPRUEX P, SUKSAWAT T, BERGADO D T, et al. Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads[J]. **Computers and Geotechnics**, 2011, 38(3): 318-329.
- [16] BUDHU M. Soil mechanics and foundations[M]. 3rd ed. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2010.
- [17] KITAZUME M, TERASHI M. The deep mixing method[M]. London: CRC Press, 2013.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB/T 50783—2012 复合地基技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB/T 50783—2012 Technical code for composite foundation[S]. Beijing: China Planning Press, 2012.