

抗滑桩承载性状全过程三维三重非线性有限元分析

戴自航, 陈启明, 徐丹, 陈忠源

Whole process finite element analysis of the load-bearing behavior of slope-stabilizing piles using three-dimensional triple nonlinearity

DAI Zihang, CHEN Qiming, XU Dan, and CHEN Zhongyuan

在线阅读 View online: <https://doi.org/10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.202407012>

您可能感兴趣的其他文章

Articles you may be interested in

嵌固段顶部拓宽型抗滑桩计算方法

Calculation method of stabilizing piles with broadened top at the built-in section

邓时容, 肖世国 中国地质灾害与防治学报. 2022, 33(4): 84-91

基于DIC分析的含石量对碎石土边坡稳定性影响

Influences of stone content on stability of gravel soil slope based on DIC analysis

陆焯, 黄越川 中国地质灾害与防治学报. 2023, 34(4): 49-57

双排抗滑桩后侧推力分布物理模型试验

Physical model test on landslide thrust distribution on double-row stabilizing piles

闫玉平, 肖世国 中国地质灾害与防治学报. 2022, 33(2): 79-87

基于因子权重反分析的新近失稳土质边坡稳定性评价云模型

Cloud model for stability evaluation of recently failed soil slopes based on weight inversion of influencing factors

陈忠源, 戴自航, 简文彬 中国地质灾害与防治学报. 2023, 34(4): 125-133

适用倾斜滑面的刚性抗滑桩最小嵌固深度计算方法

Calculation method on the minimum inserted depth of rigid anti-slide piles in the stable layer with oblique top surfaces in the downslope area

肖世国, 齐远, 孙来宾 中国地质灾害与防治学报. 2021, 32(4): 113-119

无人机贴近摄影技术在高陡边坡的三维重建与结构面识别中的应用

Three-dimensional reconstruction and structural surface identification of high steep slopes based on UAV close-range photogrammetry

王林峰, 蒋辉, 唐宁, 黄晓明, 谭国金 中国地质灾害与防治学报. 2025, 36(1): 92-100



关注微信公众号, 获得更多资讯信息

DOI: 10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.202407012

戴自航, 陈启明, 徐丹, 等. 抗滑桩承载性状全过程三维三重非线性有限元分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2025, 36(3): 95-107.
DAI Zihang, CHEN Qiming, XU Dan, et al. Whole process finite element analysis of the load-bearing behavior of slope-stabilizing piles using three-dimensional triple nonlinearity[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2025, 36(3): 95-107.

抗滑桩承载性状全过程三维三重非线性有限元分析

戴自航^{1,2}, 陈启明³, 徐丹⁴, 陈忠源¹

(1. 福州外语外贸学院智能建造学院, 福建福州 350202; 2. 福州大学土木工程学院, 福建福州 350108; 3. 徐州徐工养护机械有限公司, 江苏徐州 221000; 4. 福建省交通科研院所有限公司, 福建福州 350101)

摘要:边(滑)坡抗滑桩在满足承载力要求的前提下常允许产生较大的水平位移。某现场抗滑桩的推桩试验表明,当推力较小、桩顶位移尚不足 10 mm 时,滑动面附近桩身混凝土就出现了开裂,桩体呈现非弹性的挠曲变形。然而,迄今,人们在设计计算和数值模拟分析中仍习惯性地抗滑桩视为弹性体,以致计算和分析结果难免与实际存在一定甚至是很大的偏差。为克服这样的问题,以该试桩为例,采用 Diana 有限元程序建立按实际配筋的混凝土桩体模型,分别采用程序中的材料非线性模型,如总应变裂缝模型、Von-Mises 模型和硬化土模型等真实模拟桩、钢筋和土,并考虑桩-土和土-岩接触相互作用的边界非线性和几何非线性,开展了抗滑桩承载性状的全过程数值分析。分析所得桩顶或桩身位移与实测结果高度或良好吻合;在靠近桩顶和桩底未出现裂缝的桩段桩身弯矩与实测吻合较好;桩身开始出现裂缝的荷载和部位与试验观察结果高度吻合。首次从数值模拟角度揭示随着推力增大抗滑桩前滑体出现双半“倒圆锥”形楔体剪切破坏区,与试验者描述的桩前滑体出现三角形楔体被挤起而破坏的现象相符,土体的剪切破坏导致部分位置土抗力的降低现象也与实测情况相符。以上结果表明,文中方法可显著提升抗滑桩设计计算与分析水平,具有推广应用价值。

关键词:抗滑桩; 三维三重非线性; 总应变裂缝模型; 硬化土模型; 剪切破坏区

中图分类号: TU473; P642.22

文献标志码: A

文章编号: 1003-8035(2025)03-0095-13

Whole process finite element analysis of the load-bearing behavior of slope-stabilizing piles using three-dimensional triple nonlinearity

DAI Zihang^{1,2}, CHEN Qiming³, XU Dan⁴, CHEN Zhongyuan¹

(1. School of Intelligent Construction, Fuzhou University of International Studies and Trade, Fuzhou, Fujian 350202, China; 2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China; 3. Xuzhou XCMG Maintenance Machinery Co. Ltd., Xuzhou, Jiangsu 221000, China; 4. Fujian Provincial Transportation Research Institute Co. Ltd., Fuzhou, Fujian 350101, China)

Abstract: Slope-stabilizing piles typically are commonly permitted significant horizontal displacement while satisfying the requirement of bearing capacity. The in-situ pile tests of such piles indicate that with a minor thrust and a pile top displacement of less than 10 mm, cracking occurs near the sliding surface of the pile body, leading to non-elastic flexural deformations. Despite this, slope-stabilizing piles are still conventionally treated as elastic in the current design calculations and numerical

收稿日期: 2024-07-11; 修订日期: 2024-09-09

投稿网址: <https://www.zgdzzyfzxb.com/>

基金项目: 福建省自然科学基金项目(2021J01600; 2023J011130); 福建省交通运输厅基金项目(202213)

第一作者: 戴自航(1966—),男,湖南长沙人,博士,教授,博士生导师,主要从事滑坡治理、边坡工程、桩基工程方面的教学与研究工
作。E-mail: dzhang@fzu.edu.cn

simulations, resulting in significant discrepancies between expected and actual behaviors. To address such issues, using tested piles as a case study, a concrete pile model with actual reinforcement was established using the Diana finite element program. This model incorporates material nonlinearities such as the total strain crack model, the Von-Mises model, and the hardening soil model to realistically simulate the behavior of the concrete pile, steel bars, and soils, respectively. The analysis further considered the boundary and geometric nonlinearities inherent in pile-soil and soil-rock interactions. Results show high agreement with measured data for displacements at the pile top or along the pile body; the bending moments of the pile body in the pile segments near the top and bottom of the pile, where no cracks appeared, aligned well with measurements. The corresponding load that led to the advent of cracking, and the positions of cracking also highly consistent with experimental observations. For the first time, numerical simulations revealed that as the thrust increases, a double semi- "inverted cone" wedge-shaped shear failure zone forms in front of the pile, consistent with experiment descriptions of triangular wedge deformations and soil shear failures leading to localized reductions in soil resistance. The phenomenon of the decrease of the soil resistances in some places induced by the shear failure of the soil mass was also coincident with the actual situation. The above results demonstrate that the proposed method can evidently enhance the level of the design calculation and analysis of slope-stabilizing piles and demonstrate potential for wider application.

Keywords: slope-stabilizing pile; three-dimensional triple nonlinearity; total strain crack model; hardening soil model; shear failure zone

0 引言

滑坡或边坡抗滑桩属于水平受荷桩,主要承受侧向滑坡推力或土压力。但抗滑桩不同于房屋或桥梁工程中的侧向或水平受荷桩,后者水平承载力设计值常受桩顶允许水平位移 x_{0a} 控制,如要求 $x_{0a} \leq 10 \text{ mm}$ 或 6 mm (对水平位移敏感时)^[1],而前者因其临近往往没有对水平位移较为敏感的建、构筑物,其设计承载力主要受承担的荷载(滑坡推力)而非桩顶水平位移来控制。也就是说,按现行规范^[2]和设计理念,抗滑桩常常允许桩顶有较大的水平位移,如容许桩顶位移小于悬臂段长度的 $1/100$ 且不超过 100 mm 。然而,对于嵌入滑动面以下稳定岩土体足够深的抗滑桩,在巨大的滑坡推力作用下桩顶出现较大水平位移时,虽然桩的变形对周边环境影响不大,但截面弯矩较大位置将出现桩身混凝土开裂与损伤的情况。如国内某现场抗滑试桩的推桩试验表明^[3-4],桩顶位移达 8.9 mm 时桩身在滑动面附近就开始出现微小裂缝,即桩身出现开裂与损伤所需桩顶位移远小于上述允许值,且随着推力进一步加大,裂缝出现的条数和宽度均增长。因此,笔者认为,在现行有关抗滑桩设计规范^[2]允许桩顶位移下,抗滑桩发生开裂与损伤在实际工程十分普遍,只是往往因深埋于地层中看不到而已,这可能成为一种潜在的安全隐患,因地下环境下桩身混凝土的开裂易使钢筋锈蚀,致使抗滑桩的承载力大幅降低。实际上,当桩身混凝土发生开裂与损伤时,桩的抗弯刚度会显著降低,桩的变位已不再是常规设计

中认为的弹性挠曲变形,而将出现复杂的弹塑性挠曲变形,桩的承载性状已不同于弹性桩。

目前,国内在抗滑桩的设计中,单桩的承载力仍主要采用传递系数法计算的滑坡推力来确定,而其内力、位移和土抗力则由假定的推力分布形式^[5]按弹性地基反力系数法,如 m 法、 K 法、 c 法或它们的组合法来计算,也有采用复合地基反力系数法,如 p - y 曲线法的,但较少见。然而,这些方法实质上要么将土视为线弹性介质,如前四者;要么视为弹塑性介质,如 p - y 曲线法。而且,均将抗滑桩视为刚性体(刚性短桩)或弹性体(弹性长桩或称柔性桩)来计算^[2,6-7],即均不考虑桩本身可能产生塑性或开裂损伤。随着计算机和有限元等数值计算技术的发展,人们意识到数值方法有望成为抗滑桩计算更可靠的手段,这是由于数值方法中采用土的非线性本构模型就能更好地反映土与抗滑桩的相互作用。如针对前述试桩,李克才等^[4]早在1997年就曾采用邓肯-张非线性弹性模型模拟土体,并通过引入钢筋混凝土桩的弹性模量与其实测弯矩的分段函数来模拟抗滑桩的材料非线性,以进行非线性有限元分析。然而,时至今日,人们往往仍不太关注桩顶几十毫米位移下桩是否出现开裂与损伤,即使试验也出现了桩体开裂与破坏^[7],但在有限元数值模拟中仍习惯将桩视为弹性变形体,而土体常视为线弹性-理想塑性 Mohr-Coulomb 模型^[7-8],不能反映其真实的非线性应力-应变关系,难以很好地模拟桩和土的材料非线性及二者的相互作用。

李克才等^[4]虽考虑了土和桩身材料的非线性,但受

当时计算机计算能力和数值算法的限制,模拟的较粗糙,存在以下不足:①桩身材料非线性按上述处理并不能真实反映桩身抗弯刚度的实际衰减情况;②土体本构模型采用的是泊松比视为常数的简化邓肯-张非线性弹性模型;③其三维有限元模型仅取了半根桩且总共仅划分了 186 个单元对模型进行离散;④未考虑桩-土及土-基岩间的接触相互作用;⑤未考虑桩身混凝土与钢筋的黏结耦合作用。为此, Dai 等^[9]采用 Abaqus 中混凝土损伤塑性模型与自行编制的完整的土的邓肯-张模型子程序,对该试桩进行了非线性有限元分析,得到了比前人更好拟合现场试验的计算结果。然而,一方面, Abaqus 中的混凝土模型在模拟钢筋混凝土结构破坏方面的能力有限,以致数值模拟不能完成试验全过程,算至极限荷载的前两级就出现计算不收敛;另一方面,由于邓肯-张模型虽能较好拟合土体在剪切屈服前的非线性应力-应变关系,但不能反映其剪切屈服,故未能揭示桩前土体中实际出现的塑性剪切带^[3],也不能描述具有剪胀特性的超固结土。为克服上述问题,本文采用有限元软件 Diana,充分利用其在钢筋混凝土结构极限荷载(破坏荷载)模拟方面的突出优势及具有较多土的本构模型的优点,对该试桩的承载性状进行了全过程三维非线性有限元模拟,并与试验及已有计算结果对比,以验证本文方法的可靠性和比现有方法更好的适用性。

1 现场抗滑桩推桩试验简介

抗滑桩的荷载作用方式与通常仅考虑在桩顶作用集中水平力或力矩的房屋或桥梁建筑水平受荷桩不同,滑坡推力或土压力常以各种可能的分布荷载的形式^[5]作用在滑动面以上桩身后侧,荷载作用的方式不同,对结构产生的变形和内力也不同。因此,要模拟在抗滑桩后侧施加已知大小的分布式的滑坡推力,需通过采用多排千斤顶同步施加水平推力来近似实现,而千斤顶的安装就需要开挖一定深度的试验坑并构筑可靠的反力墙。可见,进行原位抗滑桩的推桩试验是极其困难和繁重的,故迄今国内外有关该类试验研究的报道尚不多见^[3,10]。因此,以资料和信息较为完整的狮子山 2 号抗滑试验桩^[3-4]为例开展本文的研究。该试桩位于我国成昆线,由原铁道部第二勘察设计院完成,如图 1 所示。试桩截面为矩形,宽×高=0.8 m×1.2 m,桩长 10 m,嵌入泥质页岩 3 m,桩顶前沿距坡肩约 15.2 m。滑动面为页岩表面,较为平缓(倾角约 5°),距桩顶 7 m。滑体由成都黏土和雅安砾土构成,且成都黏土属于历史上曾经受过预固结压力的超固结土,其先期固结压力为 185 kPa^[4]。

试桩由 C25 混凝土浇筑而成,纵向钢筋与箍筋分别采用了 HRB335、HPB300 级钢筋,详细配筋如图 2(c) 所示(图中钢筋直径及间距单位均为 mm)。

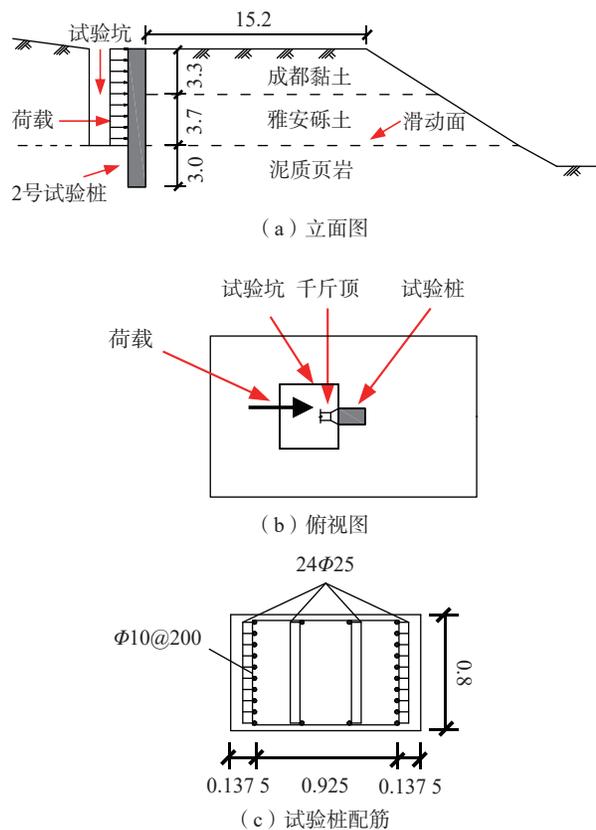


图 1 试验桩示意图(单位: m)

Fig. 1 Schematic diagram of test pile (unit: m)

试验采用多排自动调压电动油泵驱动的千斤顶在试桩后侧逐级施加均布荷载,直至桩几乎被推断,桩前滑体被挤起而破坏,共进行了 11 级加载。根据桩后每延米平均荷载,考虑桩宽后可换算得到各级等效均布面荷载大小,详见表 1。

2 抗滑桩支挡体系的非线性

2.1 材料非线性

2.1.1 桩身材料非线性

过去,人们采用实体有限元法分析抗滑桩支挡体系时,通常采用各向同性线弹性模型模拟钢筋混凝土桩体,不考虑内置钢筋与混凝土的相互作用。但如果采用实体单元模拟桩内的配筋,无疑将显著增大有限元网格划分难度与计算规模。因此,与人们在模拟梁和柱结构类似,本文采用嵌入式杆单元模拟内置钢筋,可极大地提高计算效率,并采用能较好反映钢质材料非线性本构关系的 Von Mises 模型(双斜线硬化弹塑性模型)模拟

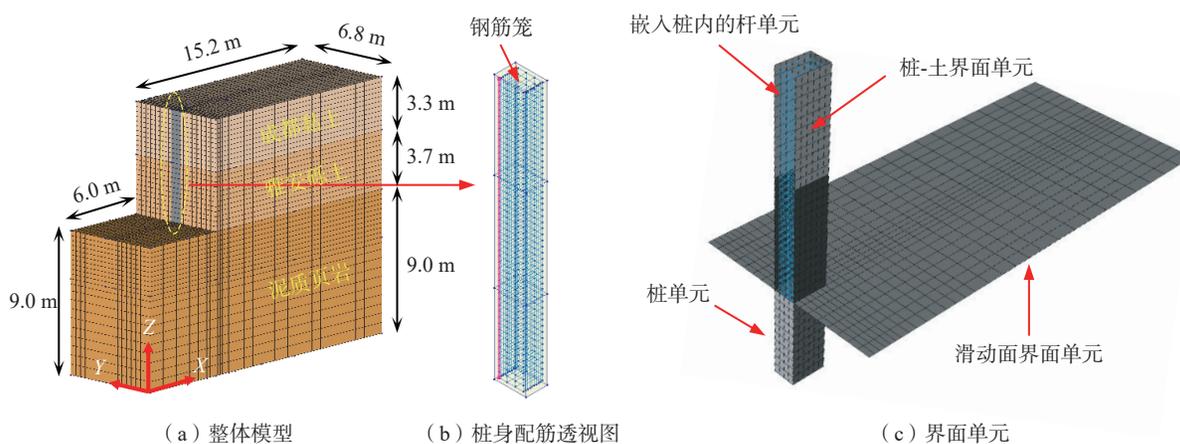


图 2 试验桩-土体系三维有限元模型

Fig. 2 Three-dimensional finite element model of the test pile-soil system

表 1 试验荷载

Table 1 Testing loads

荷载分级	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
线荷载集度/(kN·m ⁻¹)	0	29	54	73	105	127	154	170	192	217	249	278
等效面荷载集度/kPa	0	36.25	67.5	91.25	131.25	158.75	192.5	212.5	240	271.25	311.25	347.5
每级面荷载增量/kPa	0	36.25	31.25	24.75	40	27.5	33.75	20	27.5	31.25	40	36.25

代表钢筋的杆单元。目前,各大大有限元程序中常见的混凝土材料非线性本构模型有弥散(分布)裂缝模型与离散裂缝模型两种。前者由 Rashid^[11]首先提出,实际上是将裂缝分散到整个单元中,对单元刚度加以调整,故而使得整个混凝土构件在力学性质上是各向异性的。后者则在裂缝处产生新的单元边界,即在混凝土开裂过程需不断地重新划分网格,裂缝的处理方式更加接近实际,比较适用于已知 1~2 条裂缝在荷载作用下进一步扩展的分析。然而,抗滑桩在滑坡推力下可能出现许多裂缝,若采用离散裂缝模型对其作三维非线性有限元分析,计算难度将非常大^[12],而且抗滑桩设计计算常主要关注其整体受力变形特性,而非单一裂缝的局部细节,故前者更适于模拟抗滑桩。Diana 提供的总应变裂缝模型(total strain crack model,简称 TSC 模型)即弥散裂缝模型,可通过计算“裂缝应变”来模拟混凝土构件的开裂。故拟采用 TSC 模型模拟桩身混凝土。

2.1.2 岩土材料非线性

硬化土模型(hardening soil model,简称 HS 模型)是可较准确地描述土的非线性应力-应变关系^[13]一种高等的土的本构模型,既适用于正常固结、欠固结和超固结的黏性土,也适用于无黏性土。且其模型参数较易获取,近年来,在国内外得到了广泛应用。故本文拟采用 Diana 中的 HS 模型模拟滑坡土体。对于岩层则选用较为适合的 Mohr-Coulomb 模型(M-C 模型)。

2.2 边界非线性

抗滑桩与土体、抗滑桩与岩体、滑体土与滑床基岩相互接触,在两两接触面法向和切向既传递荷载又可发生不连续变形,即具有边界条件非线性,也称接触非线性。为准确模拟两两间的相互作用,拟采用 Diana 中的 Coulomb 摩擦界面模型来模拟,该模型可定义界面的黏着力和摩擦角来较准确的模拟接触非线性问题。

2.3 几何非线性

抗滑桩支挡体系的几何非线性与上述边界非线性有关,当桩-土界面出现拉应力时,可通过设置拉伸截断来反映接触面上桩与土的脱开,发生不连续变形;当桩-土界面或滑体与滑床界面(滑动面)剪应力超过界面抗剪强度时,界面两侧也将出现不连续位移。这些不连续变形和位移需采用几何非线性来模拟,可通过在 Diana 中启用 Total Lagrange 算法来求解几何非线性问题。

3 推桩试验三维有限元分析

3.1 有限元模型的建立

根据图 1 建立该推桩试验的三维有限元模型,如图 2 所示。考虑到推桩试验在桩前土中产生的附加应力传播范围有限,不会对超过 2 倍试验坑深度以远的边坡产生影响,故为便于模型网格划分和控制计算规模,模型前端边界取至距桩前沿 14 m(或距桩后沿 15.2 m);桩底以下为强度和刚度较大基岩,桩在水平推力作用

下,桩的受力与变形受桩端岩体影响的深度有限,模型的下边界取至桩端以下 3 m,可消除桩端边界效应的影响;在桩两侧能提供抗力的土体宽度有限,从相应桩侧面向外各取 3m,亦可消除侧向边界效应的影响。整体模型的尺寸如图 2(a)所示。土体与抗滑桩均采用 20 节点六面体二次单元 CHX60 离散,共划分 32 228 个单元,且为减小计算规模并确保计算精度,按图中所示稀疏网格进行划分。桩内配筋采用嵌入式杆单元离散,滑动面及桩-土界面采用二次 8 节点界面单元 CQ48I 按 Coulumb 摩擦模拟。

模型底部设置水平和竖向约束,地面及桩后试验坑底面为自由面, X 或 Y 轴模型的表面,包括桩后侧及两侧试验坑表面均分别设置相应 X 或 Y 方向的约束,但桩后侧表面在地应力平衡并开始施加荷载后移除。因文 [3-4]均未提及试验现场地下水情况,故本文模型中未考虑地下水的影响。

3.2 材料及界面本构模型参数的确定

土的 HS 模型实质是在邓肯-张模型的基础上改进而来^[13-14]。因此,根据已有^[4,9]成都黏土和雅安砾土邓

肯-张模型参数,确定其部分 HS 模型的参数。泊松比(ν)、破坏比(R_f)、有效黏聚力(c')、有效内摩擦角(φ')等参数取值与两文献保持一致,其中, φ' 值取文献[9]中用以计算侧向土压力系数的有效内摩擦角。取参考围压 $p^{ref}=100$ kPa,通过式(1)计算土体初始切线模量(E_i),此围压下可认为参考加卸载模量(E_{ur}^{ref})与 E_i 满足式(2)的关系^[9,14]。

$$E_i = K_i P_a (\sigma_3 / P_a)^n \quad (1)$$

$$E_{ur}^{ref} = E_i K_{ur} / K_i \quad (2)$$

式中: K_i 、 K_{ur} ——初始切线模量和加卸载模量参数;

P_a ——大气压(通常取一个标准大气压,约 100 kPa);

n ——初始切线模量应力影响指数。

根据既有研究成果^[13-14],确定土体的参考切线模量(E_{50}^{ref})、参考割线刚度(E_{oed}^{ref})以及应力水平相关幂指数 m 。两种土的所有参数见表 2。此外,模拟中还考虑了成都黏土的超固结特性,取前述历史预固结压力 185 kPa^[4]。

表 2 滑体土 HS 模型参数

Table 2 Parameters of the HS model for slip soil

土的名称	重度 (/kN·m ⁻³)	参考割线 模量/MPa	参考卸载 模量/MPa	参考压缩 模量/MPa	有效黏 聚力/kPa	有效内摩 擦角/(°)	剪胀角 (/°)	泊松比	静止土压 力系数	破坏比	幂指数	参考压力 /kPa
成都黏土	19.9	10	35.32	8.33	36	7.47	0	0.3	0.87	0.91	0.8	100
雅安砾土	22.0	40	121.38	33.33	15	43	13	0.2	0.318	0.78	0.7	100

李克才等^[4]将泥质页岩视为线弹性材料,提供了其弹性模量(E)、泊松比(ν)等参数,本文则采用 M-C 模型,其黏聚力(c)、内摩擦角(φ)、剪胀角(ψ)则参考《工程地质手册》(第五版)^[15],故泥质页岩的参数如表 3 所示。

表 3 泥质页岩 M-C 模型参数

Table 3 Parameters of the M-C model for clayey shale

参数	重度 (/kN·m ⁻³)	弹性模量 /MPa	泊松比	黏聚力 /kPa	内摩擦角 (/°)	剪胀角 (/°)
取值	20.2	680	0.1	35 000	15	0

试验桩桩身 C25 混凝土根据现行规范^[16]取其弹性模量(E)、泊松比(ν)、抗拉强度(σ_t)、抗压强度(σ_c)等参数,其中抗拉、压强度取标准值。

采用弥散裂缝模型计算裂缝宽度时,计算结果常受单元尺寸影响(网格敏感性),需设置合理的裂缝带宽值(h)。考虑到抗滑桩采用的六面体实体单元各边长度较接近,无需重点考虑裂缝方向问题,故采用 Rots 单元法^[17]设置 h 值, h 与三维实体单元体积 V 之间的关系如

式(3)所示。

$$h = \sqrt[3]{V} \quad (3)$$

此外,选择正交旋转裂缝模型以使裂缝与主应力方向垂直。混凝土受拉软化应力-应变关系为图 3 所示指数函数形式,C25 混凝土受拉断裂能 G_{fr} 参考国内某混凝土构件三点弯曲试验值^[18];混凝土受压软化为图 4 所示抛物线形式,可表达成与混凝土单轴抗压强度 f_c 有关的分段函数,即

$$\sigma = \begin{cases} -\frac{f_c}{3} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}, & 0 \leq \varepsilon < \frac{\varepsilon_c}{3} \\ -\frac{f_c}{3} \left[1 + 4 \left(\frac{\varepsilon - \frac{\varepsilon_c}{3}}{\varepsilon_c - \frac{\varepsilon_c}{3}} \right) - 2 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_c}{\varepsilon_c - \frac{\varepsilon_c}{3}} \right)^2 \right], & \frac{\varepsilon_c}{3} \leq \varepsilon < \varepsilon_c \\ -f_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_c} \right)^2 \right], & \varepsilon_c \leq \varepsilon < \varepsilon_u \\ \sigma_t, & \varepsilon \geq \varepsilon_u \end{cases} \quad (4)$$

式中： σ 、 ε ——混凝土压应力与压应变；
 ε_c ——与混凝土峰值抗拉强度对应的应变；
 ε_u ——与混凝土残余抗拉强度(σ_r)对应的极限应变。

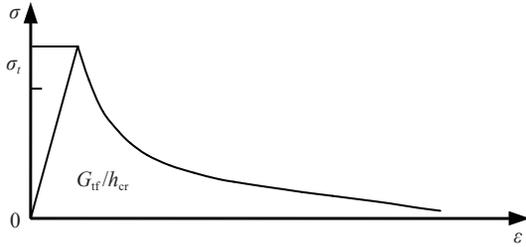


图 3 混凝土指数型受拉软化曲线

Fig. 3 Exponential tensile softening curve for concrete

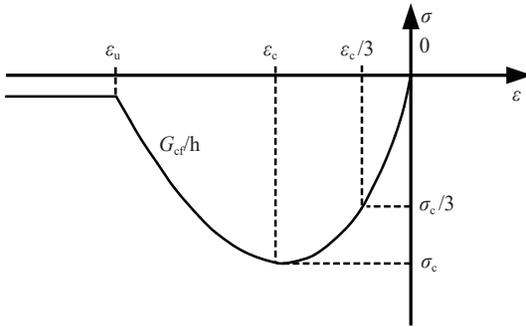


图 4 混凝土抛物线型受压软化曲线

Fig. 4 Parabolic compressive softening curve for concrete

受压断裂能 G_{cf} 可取为 G_{tf} 的 50~100 倍^[19]。综上，C25 混凝土 TSC 模型参数如表 4 所示。下文有限元分析过程中桩身竖向中性面后侧拉应力区和前侧压力区内混凝土分别遵循图 3 和图 4 所示的材料非线性关系。

表 4 C25 混凝土 TSC 模型参数

Table 4 Parameters of the TSC model for C25 concrete

参数	重度 (/kN·m ⁻³)	弹性 模量 /MPa	泊松比	抗拉 强度 /MPa	抗压 强度 /MPa	拉、压断裂能 /(N·m ⁻¹)	裂缝 带宽 /m
取值	23.8	680	0.17	1.78	16.7	139.2 12 000	式(3)

内置钢筋采用 Von Mises 硬化弹塑性模型模拟，其本构关系如图 5 所示。各型号钢筋的弹性模量与屈服强度均可从规范^[16]中查取，图中 A 点的纵坐标即为钢筋屈服强度标准值 f_{yk} ，且钢筋抗拉与抗压屈服强度相同，OA 段的斜率即为钢筋的弹性模量，AB 段的斜率为硬化弹塑性模量，一般可取 OA 段斜率的 1/100，于是可得到表 5 所示钢筋材料的全部参数。

Diana 中的 Coulomb 界面摩擦模型参数包括界面黏着力、摩擦角、剪胀角等参数。与文^[9]类似，不考虑桩-土、土-岩界面的黏着强度和界面剪胀，界面摩擦角则根据该文献给出的摩擦系数 μ_i 按公式 $\varphi_i = \arctan \mu_i$ 换

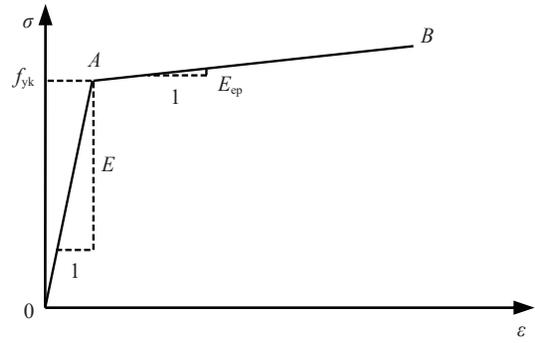


图 5 钢筋双折线模型

Fig. 5 Bilinear model of steel bar

表 5 钢筋 Von Mises 模型参数

Table 5 Parameters of the Von Mises model for steel bars

钢筋 型号	重度 (/kN·m ⁻³)	弹性模量 /MPa	泊松比	抗抗压强度 /MPa	弹塑性模量 /MPa
HPB300	78.5	2.1×10 ⁵	0.3	235	2.1×10 ³
HRB335	78.5	2.0×10 ⁵	0.3	335	2.0×10 ³

算得到，如表 6 所示。此外，桩-土接触界面拉伸截断值设置为 0，即一旦界面法向出现拉应力，则桩与土相互脱离。

表 6 各接触面摩擦角

Table 6 Friction angles of various contact surfaces

接触面名称	黏土-桩	砾土-桩	页岩-桩	滑动面
摩擦角/(°)	16.7	30.964	16.7	15.64

4 分析结果与试验及其他方法的对比

考虑试验坑壁一般设有支护，推桩试验前护壁或桩本身往坑内的位移早已完成，故为便于地应力平衡，需约束桩后侧悬臂段和试验坑壁 X 轴方向位移，但在开始施加一级推力的同时，需将前者 X 轴方向位移约束移除。故考虑地应力平衡步及表 1 的荷载分级，数值模拟共分 12 个分析步。计算表明，当加载到表 1 中 11 级，即最后一级荷载时，Diana 程序出现不收敛，最终获得了前 10 级加载完整的计算结果。根据现场试验的描述^[3]，当加载至第 9 级时，桩身出现多道裂缝，虽然桩仍能承受一定的荷载，但在滑动面处已形成“塑性铰”，致使桩顶位移迅速增加，长时间不能稳定，最后抗滑桩以桩前滑体出现三角形楔体被挤起而破坏。实际上，试验最后一级荷载下桩-土体系受力已失去平衡，有限元计算最后一级无法收敛也正好反映了这样的试验结果。

4.1 桩身位移

图 6 所示为第 7 级荷载下滑面以上模型的总位移

等值云。显然, 桩相对其左右两侧土体有明显的滑移变形, 而桩顶地表土体因桩的推挤产生隆起变形, 且在桩顶正前方隆起量最大(符合推测和实际情况), 而非文献[9]分析所得桩顶两侧地表有异常最大隆起量。桩顶位移最大, 随深度增大桩身位移逐渐减小, 滑面处位移已很小, 表明嵌岩段页岩对桩的位移有很强的约束作用。

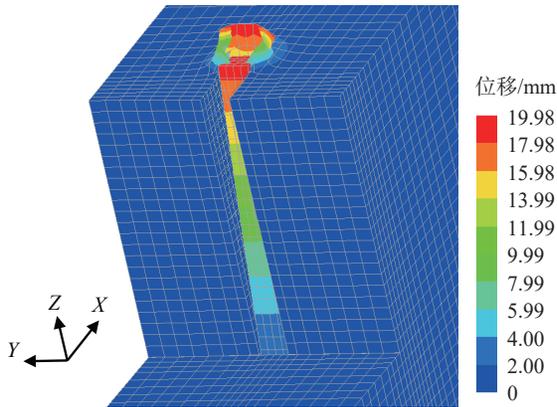


图 6 第 7 级荷载下模型位移等值云

Fig. 6 Contours map of model displacement under load level 7

图 7 所示为本文所得桩顶水平位移与实测及前人计算结果[3, 4, 9]的对比。在施加前 4 级荷载时, 桩顶位移与荷载呈线性关系, 这是由于推力不大, 试桩一直在弹性状态下工作, 除李克才的计算结果明显偏小外, 其余均与试验值良好吻合。

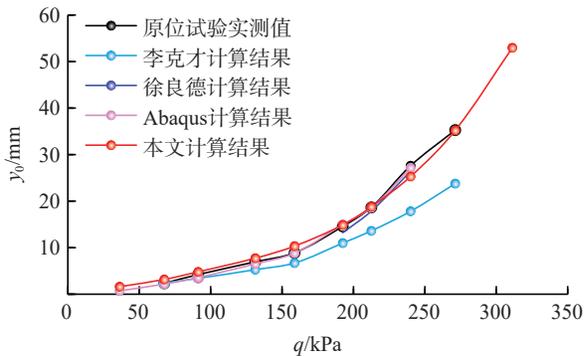


图 7 各级荷载下桩顶水平位移对比

Fig. 7 Comparisons of horizontal displacements at the pile top under various load levels

在荷载由第 5 级增加至第 7 级的过程中, 桩顶实测位移速率明显增大, 且位移非线性增大, 同时试验时观察到[4]抗滑桩后侧在滑动面附近出现了明显的裂缝(对应桩顶位移约 8.9 mm), 表明桩身出现了开裂, 滑面附近桩身不再在弹性状态下工作, 混凝土开裂又加剧了桩顶位移。文献[9]中 Abaqus 与本文 Diana 计算结果均能

很准确地反映桩顶位移快速增长现象, 而李克才[4]计算的桩顶位移在此阶段的增幅明显小于实测值, 第 7 级荷载下其相对误差达 -27.0%, 而本文的仅为 0.8%。可见, 虽然李克才在此阶段考虑了抗滑桩弹性模量的折减, 但其结果与实测仍有显著偏差, 表明将抗滑桩视为线弹性材料模拟难以真实反映其受力与变形, 更无法模拟桩身开裂情况。

在后续的加载过程中, 桩后混凝土裂缝进一步向滑动面上、下发展, 实测桩顶位移的增长速率持续增大。文献[9]及本文计算结果与实测仍能良好吻合, 但前者算至第 8 级荷载后计算不收敛, 而本文可完成第 10 级荷载计算, 在第 11 级时, 最终因桩前土体发生剪切破坏、桩-土体系失去平衡而无法收敛。当荷载加载至第 9 级时, 李克才的相对误差达 32.6%, 而本文的仅为 0.2%。

值得一提的是, 徐良德[3]曾给出了其采用地基系数法计算的第 6~8 级荷载下的计算结果, 且其桩顶位移与实测同样吻合很好。这是由于他不仅采用了沿埋深变化的抗滑桩实测刚度, 还通过试算不断地调整不同深度地基土的抗力系数以拟合实测曲线, 故然能与实测结果高度一致。

桩身混凝土开裂位置与开裂程度还将影响桩身位移特征, 李克才与徐良德分别给出了 4~6 级和 6~8 级荷载下桩身位移实测与计算曲线, 将之与本文计算结果对比见图 8 和图 9。从桩身位移曲线的形态上看, 徐良德与本文计算的曲线及实测曲线均呈明显的非线性“弯折状”, 相比之下, 李克才计算的曲线则偏向于“弯曲状”。这是因为李克才虽然引入了弹性模量-弯矩关系曲线, 但在某级荷载下整根抗滑桩仍视为线弹性材料, 而徐良德采用了实测刚度, 总应变裂缝模型则是对开裂处的单元进行刚度调整, 两者抗滑桩刚度均是沿桩

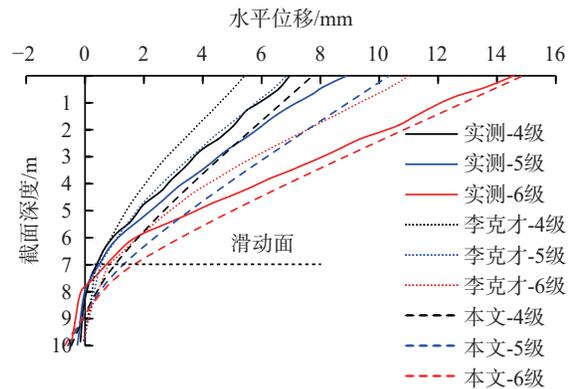


图 8 4~6 级荷载下桩身水平位移对比

Fig. 8 Comparisons of horizontal displacement along the pile under load levels 4 to 6

身变化的,因而拟合效果更好。另外,本文求得的桩底位移值与实测值也较为吻合。

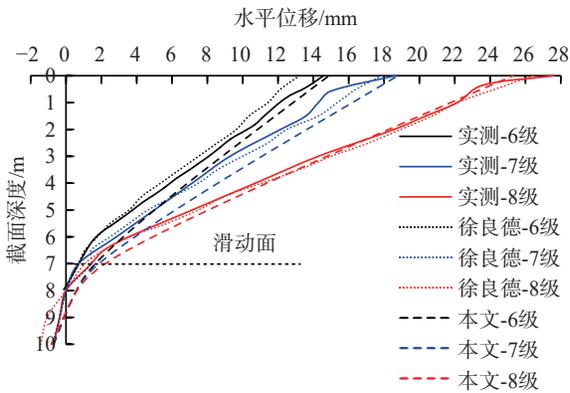


图 9 6~8 级荷载下桩身水平位移对比

Fig. 9 Comparisons of horizontal displacements along the pile under load levels 6 to 8

综上,采用本文的数值模拟方法可较准确地计算出抗滑桩开裂损伤前和损伤后的位移。

4.2 桩身弯矩

该试验桩桩身弯矩是由钢筋应变片实测值换算得到的,或许是实测弯矩标定方法不一致,徐良德与李克才提供的第 6 级荷载下桩身弯矩实测值也存在较大差距^[3-4]。

实际上,线弹性方法仍被广泛应用于由实测应变换算桩身实测弯矩。即假设抗滑桩任一横截面在变形后仍为平面且与桩几何中轴线保持垂直(平截面假设),根据实测钢筋应变与简单的几何原理便可推导出该截面实测弯矩

$$M_m = \sum \frac{\varepsilon}{d} E_c I_x \quad (5)$$

式中: $\sum \varepsilon$ ——同一截面拉、压应力最大的两根钢筋应变绝对值之和;

d ——两钢筋中心距;

E_c ——混凝土弹模;

I_x ——混凝土及钢筋换算面积对中性轴的惯性矩,钢筋换算面积 A_{sc} 可由下式确定:

$$A_{sc} = nA_s = \frac{E_s}{E_c} A_s \quad (6)$$

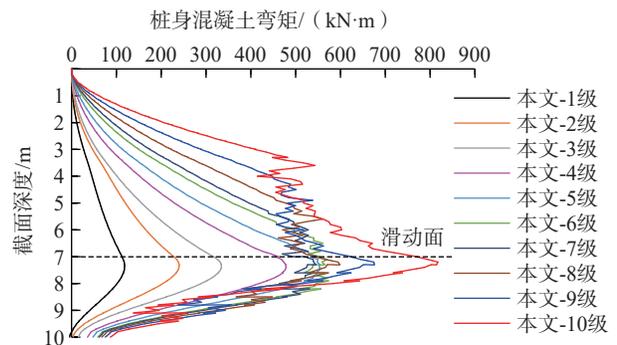
式中: n ——面积换算系数;

E_s 、 A_s ——钢筋的弹模和横截面积。

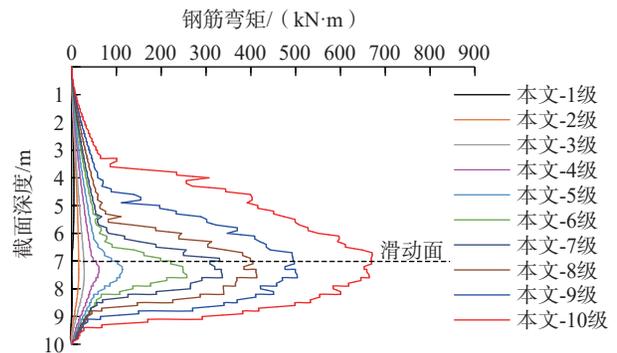
然而,混凝土的应力-应变关系是非线性的,特别是受拉时(图 3),因此,即使在桩身混凝土开裂之前,抗滑桩的抗弯刚度也有所下降。所以,工程应用中常会对

n 值进行折减^[20]。然而,上述方法并不能准确考虑桩身开裂损伤导致抗弯刚度降低的影响,其计算结果通常偏大。

将桩身总弯矩 M 分为由混凝土承担的 M_c 与钢筋承担的 M_s 两部分,本程序计算结果如图 10 所示。可见,前 4 级荷载下,混凝土和钢筋弯矩图均为光滑曲线,表明两者基本在弹性状态下工作,且桩身混凝土承担了绝大部分弯矩,钢筋承担的弯矩甚微。而从第 5 级开始,弯矩图在滑动面附近出现波动,表明混凝土开始开裂,导致开裂附近抗弯刚度不稳定,在第 6~8 级时,滑动面附近 M_c 几乎不再增大, M_s 则从第 6 级开始突然陡增,如最大弯矩从第 5 级的 112.9 kN·m 增至 257.0 kN·m,并持续增长。随着荷载增大,弯矩图波动范围越大,表明桩身开裂范围越大,钢筋承担的弯矩显著增大,其 7~10 级最大弯矩出现在 7.6 m 深处,分别为 336.2, 413.0, 503.5, 664.1 kN·m, 分别占该深度混凝土弯矩 498.0, 529.7, 592.1, 717.8 kN·m 的 67.5%、78.0%、85.0%、92.5%,即逐渐与混凝土的最大弯矩在量级上接近。这些现象也表明了随荷载增大抗滑桩的动态损伤情况。当荷载加至第 9、10 级后,混凝土开裂区段的钢筋应变



(a) 桩身混凝土弯矩 (M_c)



(b) 桩身钢筋弯矩 (M_s)

图 10 各级荷载下桩身混凝土和钢筋弯矩计算值

Fig. 10 Computed bending moments of concrete and steel bars in the pile under various load levels

增大, 桩体中间部位的混凝土拉应力也随之增大, 以致相应区段的 M_c 再次增大。

因此, 与其他方法相比, 本文方法对混凝土受拉和受压区分别采用了图 3 和 4 所示符合实际的本构关系, 可实时反映随推力增大桩身开裂损伤软化导致桩的抗弯刚度降低对桩身受力及变形的影响, 因而具有理论上的优越性及准确性。

当然, Diana 后处理结果也给出了钢筋混凝土抗滑桩总弯矩, 图 11 所示为其结果与实测和徐良德计算结果的比较。可见, 在靠近桩顶或桩底未发生开裂的部位计算与实测弯矩均拟合较好, 在滑面上下附近段, 计算与实测存在较大偏差, 该三级荷载下本文计算的最大弯矩均小于相应实测值, 与后者的相对误差分别为 15.9%、17.7%、27.2%。本文计算的最大弯矩均出现在滑动面略偏下, 符合理论推测, 而徐良德的最大弯矩显著大于实测的, 且仅在第 6 级荷载时出现在滑面以下, 其他两级荷载均在滑面上, 这与其算法虽能使桩顶位移与实测吻合, 但在内力计算上可能与实际存在一定偏差。然而, 实测弯矩是按每间隔 1 m 埋设应变片量测的, 最大弯矩均在 6.5 m 深处的测点上, 在滑动面上及其临近无监测点, 因此, 笔者认为, 试验并未量测到实际上的最大弯矩点。此外, 弯矩本身的准确性存疑, 其标定方法已无从考证。但因实测弯矩计算公式是基于弹性理论的, 虽可引入 n 值进行折减以考虑桩身材料的非线性^[20], 但其取值的准确性, 特别是对于桩身开裂损伤后如何准确标定弯矩仍是一个难题。

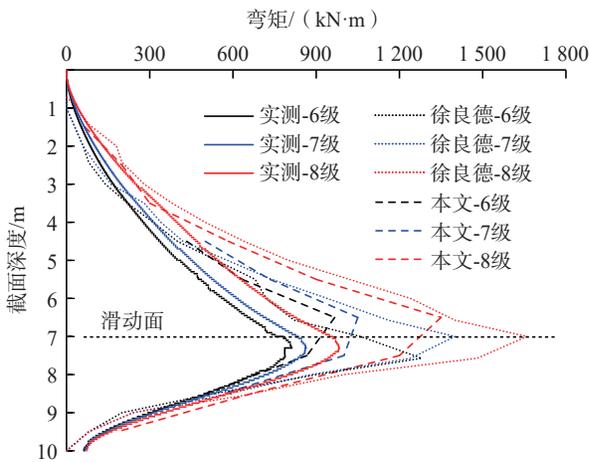


图 11 不同级荷载下计算与实测桩身弯矩对比

Fig. 11 Comparisons of computed and measured bending moments in the pile body under different load levels

值得注意的是, 某截面钢筋承担的弯矩(M_s)的算法也影响桩身总弯矩计算结果。根据材料力学理论, 取桩

的任意截面 i 对受拉、压钢筋进行分析, 如图 12, 有两种可能的方法计算钢筋弯矩(M_s)。

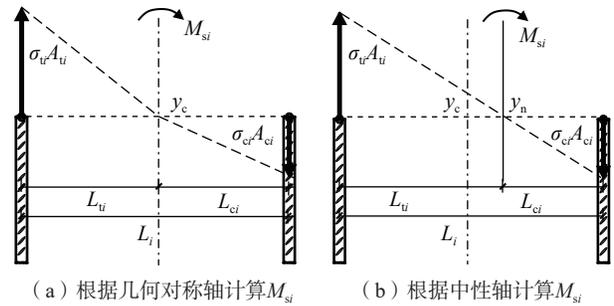


图 12 任意截面 i 钢筋弯矩 M_{si} 计算图示

Fig. 12 Calculation diagram for bending moment M_{si} of steel bars at arbitrary section i

方法一见图 12(a), 确定桩的横截面几何中轴线点 y_c , 累加桩内各钢筋单独对几何中轴求矩的结果。图 12(b) 为方法二计算简图, 根据受拉、压钢筋的轴向应力比确定中性轴点 y_n , 拉、压钢筋均对中性轴求矩, 然后累加每一对拉、压钢筋求矩结果。两种 M_s 计算方法均可下式表达。

$$M_s = \sum M_{si} = \sum (\sigma_{ti} A_{ti} L_{ti} + \sigma_{ci} A_{ci} L_{ci}) \quad (7)$$

式中: σ_{ti} 、 σ_{ci} ——钢筋的轴向拉、压应力;

A_{ti} 、 A_{ci} ——拉、压钢筋的横截面积;

L_{ti} 、 L_{ci} ——拉、压钢筋与几何中轴线(方法一)或中性轴(方法二)的距离, 即力臂, 见图 12。

分别采用这两种方法计算图 12 中拉、压钢筋弯矩 M_{si} , 其计算表达式分别为:

$$M_{si1} = L_i \frac{\sigma_{ti} A_{ti} + \sigma_{ci} A_{ci}}{2} \quad (8)$$

$$M_{si2} = L_i \frac{\sigma_{ti}^2 A_{ti}^2 + \sigma_{ci}^2 A_{ci}^2}{\sigma_{ti} A_{ti} + \sigma_{ci} A_{ci}} \quad (9)$$

式中: M_{si1} 、 M_{si2} ——两种算法得到的一对拉、压钢筋承担的弯矩;

L_i ——拉、压钢筋间距。

显然, $M_{si1} \leq M_{si2}$ 恒成立, 当且仅当中性轴与桩的横截面几何中心轴重合($y_n = y_c$), 即截面处于未开裂的弹性状态时取等号。随着桩身混凝土开裂加剧, 同一截面处受拉、压钢筋的应力值差距越来越大, 方法一的弯矩值比方法二的越小。在第 8 级荷载下, 两种方法计算的 M_s 最大值之比达到 2 : 3, 因此, 当裂缝在截面内发展较深时, 钢筋承担的弯矩甚至会超过混凝土承担的弯矩。显然, 方法二计算的 M_s 更科学合理。然而, 根据 Diana

程序的理论介绍,其计算 M_s 时采用的是方法一,故所得 M_s 偏小,因而桩身总弯矩比实际会偏小,特别是在荷载较大桩身出现裂缝的部位。故需注意:在采用 Diana 计算钢筋混凝土结构时,若结构出现裂缝而带裂纹工作时,则程序提取的弯矩将显著偏小,偏于危险。因此,建议手动计算钢筋分担的弯矩,即先提取各计算截面各对拉、压钢筋的应力值 σ_{ti} 和 σ_{ci} ,然后采用上述第二种方法,即式(9)计算 M_{si} ,再求和得到各截面钢筋承担的弯矩 M_s 。最后,将 M_s 与程序提取的混凝土分担的弯矩 M_c 进行叠加得到各截面总弯矩 M 。当然,也可编制小程序来提高该计算工作的效率。

综上,造成 6~8 级荷载下 Diana 程序计算所得滑动面附近弯矩比实测偏小的原因一方面是弹性理论标定的实测弯矩比实际偏大,另一方面是程序计算钢筋弯矩偏小致使桩身总弯矩比实际偏小。因此,笔者认为,桩身实际弯矩应在现有实测弯矩和 Diana 程序计算弯矩之间。

4.3 桩身混凝土裂缝分析

试验观察到从第 5 级荷载开始试桩在滑动面附近出现裂缝^[3],但未有裂缝数量、宽度等描述记录。按抗滑桩的设计来说,这一荷载远小于其设计承载力,表明实际工程中抗滑桩可能普遍存在带裂缝工作的问题。而设计中,若无特殊要求,常不会对抗滑桩进行裂缝验算与监测,对抗滑桩的裂缝控制要求也不够明确,如规范^[2,21]仅建议特殊环境下抗滑桩裂缝宽度在 0.15~0.2 mm 限值基础上适当放宽。

图 13 代表性地显示了 4、6、8、10 级荷载下桩身裂缝宽度等值云。由于裂缝尺寸远小于抗滑桩单元划分尺寸,虽然裂缝宽度等值云不能直观地展示真实裂缝,但裂缝宽度较大值通常会形成连续的细长区域,且由于

云图是连续的,细长区域在裂缝较大处也相对更宽一些。因此,可将图中那些细长区域近似作为采用有限元方法得到的等比放大的桩身裂缝外观。

实际上,当加载到第 4 级荷载时,桩身后侧滑动面附近就开始出现裂缝,裂缝宽度最大的位置在滑动面以下,即最大弯矩处,但由于被试验坑底以下泥质页岩所覆盖,试验者无法直接观察到。推力增至第 5 级时,滑动面上方出现裂缝,与现场观察到的情况相符^[3-4]。也正是在这一阶段之后,桩顶位移增长越来越快,在产生裂缝的区域 M_c 图波动,少有增大, M_s 则增幅较大。

随着荷载的增加,抗滑桩桩身裂缝的发展普遍遵循以下规律:①单条裂缝是由桩后水平向裂纹向桩前发展的,桩侧裂缝呈弧线状,最终指向桩前滑动面高度处;②裂缝的数量、宽度不断增加,裂缝区域由滑面处向上、下发展,受荷段开裂范围大于嵌固段,但最大裂缝位于嵌固段;③荷载较大时,嵌固段裂缝较为密集,不同的裂缝将交汇在一起,导致裂缝的进一步发展。

实际上,当推力增至第 6、7 级时,桩身裂缝宽度就已经超过了多数规范中规定的正常使用极限状态下混凝土构件的裂缝宽度限值。然而,此时桩顶位移还不到 20 mm,远小于试验桩悬臂段长度的 1/100(即 70 mm)。由此可见,当抗滑桩嵌固于强度高的硬岩土层时,是按桩顶位移限值还是按桩身裂缝宽度限值进行设计也会存在很大差异,单纯的只考虑位移是否超过现行规范的较大值,则设计的抗滑桩很多实际上桩身会发生较大范围的开裂损伤,存在安全隐患。

4.4 桩侧土抗力与土的剪切破坏情况

将本文有限元计算的各级荷载下桩深不同位置处桩-土接触压力减去未施加荷载初始地应力平衡步的相应接触压力可得到数值计算的土抗力,其大小在桩的深度和宽度上呈三维分布,图 14 给出了其中 6、8、10 级荷载下的结果。可见,土抗力总体上随着荷载的增大而增大,且在两层土的交界面处,由于上、下土层刚度上的差异,致使土抗力突变而出现“跳跃”平台,特别是滑面及以下附近嵌固段的岩层提供了很大的土抗力。某一截面上土体抗力是非均匀的,呈现在桩边大(应力集中所致)中间小的“马鞍”形分布。

分别对各级荷载下桩深度各网格截面上 5 个结点的土抗力在宽度上求和,可得到各深度处单位长度上的土抗力(p),与对应各深度的位移(y)可绘出人们在计算水平荷载桩时常用的 p - y 曲线,如图 15 所示。各深度在达到极限抗力前均呈双曲线形;同一土层中,相同位移下,土抗力随埋深增大而增大。当荷载增至第 6 级,

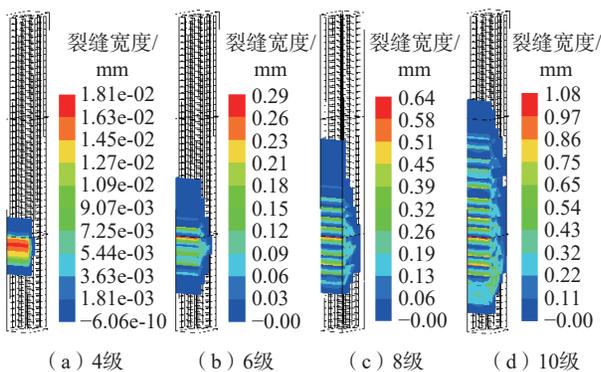


图 13 不同级荷载桩身裂缝宽度等值云

Fig. 13 Contour map of concrete crack width of pile body under different load levels

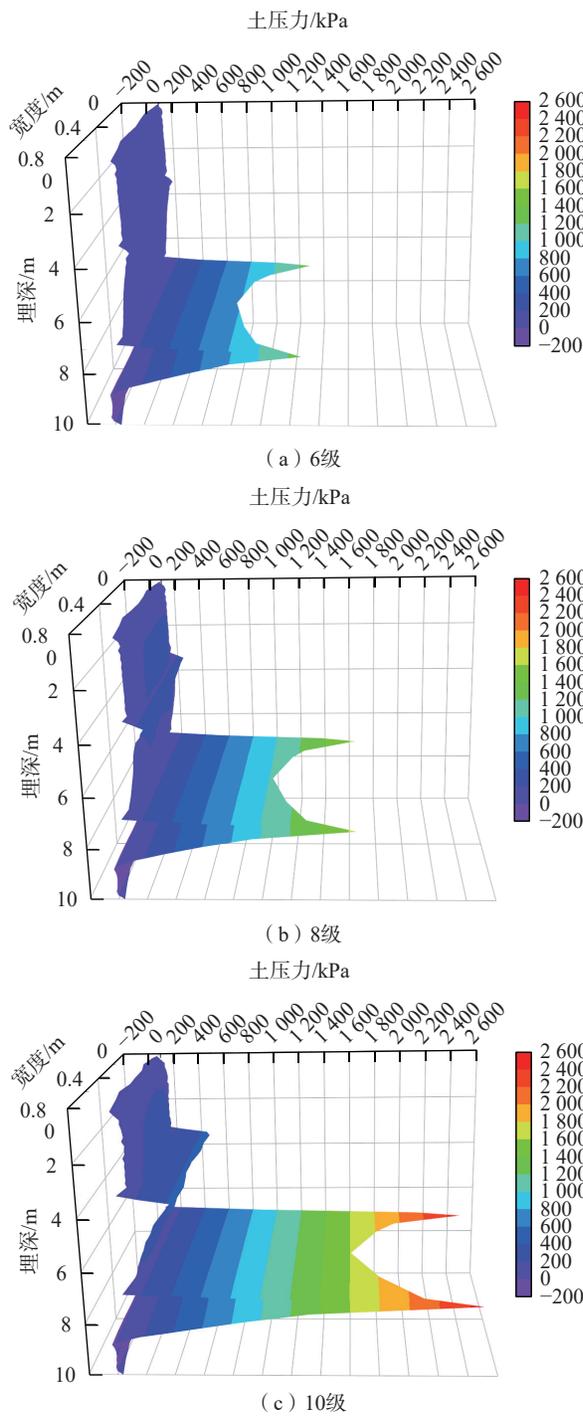


图 14 不同级荷载下桩前、后土抗力分布

Fig. 14 Distributions soil resistance in the front and behind the pile under different load levels

即桩顶位移达到 14.88 mm 后, 桩顶前侧地面土体抗力开始下降, 与试验实测结果十分吻合^[3-4], 这是此时地面附近超固结的成都黏土在达到抗剪强度峰值后发生应变软化, 强度降低导致能提供的土抗力减小的缘故。然而, 试验一般仅通过在桩侧中轴线上埋设土压力计, 量测各截面中点土抗力, 并未量测实际如图 14 所示三维

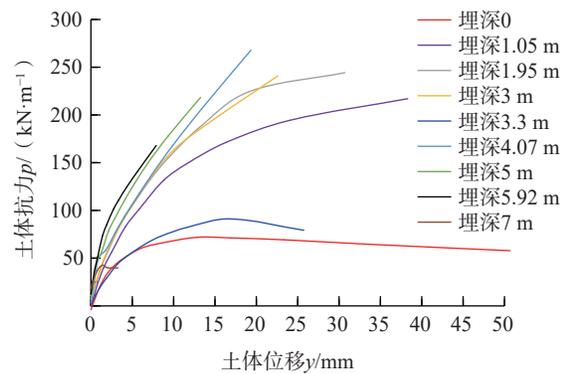


图 15 不同深度土的 p - y 曲线

Fig. 15 p - y curves for soil at various depths

土抗力。鉴于此, 实测土抗力^[3-4]与本文有限元计算土抗力不具有可比性。

图 16 则为 6、8、10 级荷载下土体等效塑性应变(广义塑性剪应变)等值云, 反映了随着推力增大, 桩前岩土体受到桩的推挤, 剪切破坏区逐渐发展的情况。因桩的竖边应力集中, 桩前滑体的剪切破坏首先出现在桩的两竖边临近土中。实际上, 从第 3 级荷载开始, 两竖边临近就出现了局部剪切破坏。从图 16 可见, 剪切区逐渐发展为绕两竖边的双半“倒圆锥形”, 且随着推力增大, 其范围扩大, 并向深部延伸, 两半倒圆锥自上而下逐渐在中间连通, 最终桩-土体系以桩前滑体的整体剪切而破坏。与徐良德^[3]描述的在第 9 级荷载时桩顶位移迅速增加, 桩前滑体出现三角形楔体被挤起而破坏的现象相符, 且本文模拟揭示的剪切破坏区的形状理论上比现场从地表看到的更准确。但是, 由于邓肯-张模型不能描述土体剪切破坏行为, 所以前人^[4, 9]均没有从数值模拟的手段揭示土中实际发生的剪切破坏现象^[3]。

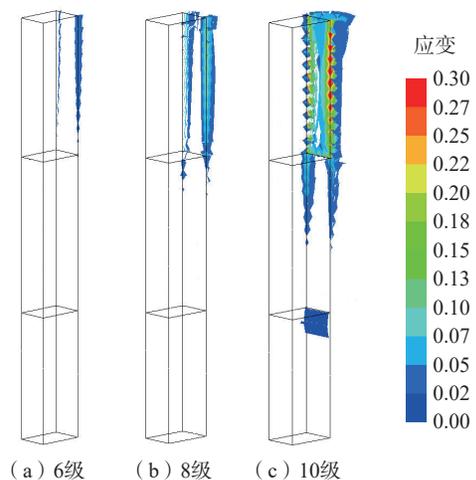


图 16 不同级荷载下土中等效塑性应变等值云

Fig. 16 Contour map of equivalent plastic strain in soil under different load levels

5 结论

(1)按本文方法建立钢筋混凝土抗滑桩和桩-土体系三维有限元模型,采用文中的材料非线性本构模型模拟桩和岩土材料,并考虑桩-土或土-岩接触相互作用的边界非线性和几何非线性,在获得可靠的模型参数下,有限元方法可准确地反映因桩身开裂损伤、抗弯刚度衰减而呈现的非弹性挠曲变形以及土体中塑性剪切破坏行为,这是现有设计计算方法无法准确预测的。文中方法具有计算效率高,收敛效果好的特点,可推广应用于实际边(滑)坡抗滑桩的设计计算与分析中,显著提高计算结果的准确度。

(2)当作用在抗滑桩上的滑坡推力较小,桩在弹性状态下工作时,桩身弯矩主要由桩身混凝土承担;当滑坡推力较大,桩身将出现裂缝,抗滑桩将在弹塑性状态下工作(这是当前大多数工程抗滑桩的工作状态)时,在裂缝发展的区域,钢筋承担的弯矩可达到混凝土相同的数量级,然而,现有程序采用文中第一种方法计算的钢筋承担的弯矩严重偏低,显著低估了桩身开裂损伤段的总弯矩,偏于危险。而文中提出的计算钢筋弯矩的第二种方法,可准确计算开裂段钢筋承担的弯矩,将之与相应混凝土分担的弯矩叠加,可准确得到桩身总弯矩,故值得在工程应用中推广。

(3)本文方法不仅可揭示抗滑桩-土相互作用下桩前、后土抗力的三维分布,而且可揭示土体中可能出现的塑性剪切破坏区,有助于深入认识桩-土相互作用机理,准确判断和分析桩-土实际工作状态,这是试验无法或难以全面获得的。

参考文献(References):

- [1] 中华人民共和国建设部. 建筑桩基技术规范: JGJ 94—2008 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. [Ministry of Construction of the People's Republic of China. Technical code for building pile foundations: JGJ 94—2008 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008. (in Chinese)]
- [2] 铁道部第二勘察设计院. 铁路路基支挡结构设计规范: TB 10025—2019 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2019. [The Second Survey and Design Institute of the Ministry of Railways. Code for design of retaining structure of railway earthworks: TB 10025—2019 [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2019. (in Chinese)]
- [3] 徐良德. 抗滑桩桩前滑体出现塑性变形时抗力分布的初步探讨 [C]. 中国土木工程学会第四届土力学及基础工程学术会议论文选集, 1983: 448—454. [XU Liangde. A

preliminary study on the distribution of resistance when the front sliding body of slope-stabilizing pile appears plastic deformation [C]. Selected papers of the 4th Academic Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering of China Civil Engineering Society, 1983: 448—454. (in Chinese)]

- [4] 李克才, 池淑兰. 抗滑试桩空间非线性有限元分析及设计参数的研究 [C]. 滑坡文集, 北京: 铁道出版社, 1997, 12: 18—29. [LI Kecai, CHI Shulan. Spatial nonlinear finite element analysis of slope-stabilizing pile and study on design parameters [C]. Landslide Collection, Beijing: China Railway Publishing House, 1997, 12: 18—29. (in Chinese with English abstract)]
- [5] 戴自航. 抗滑桩滑坡推力和桩前滑体抗力分布规律的研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 517—521. [DAI Zihang. Study on distribution laws of landslide-thrust and resistance of sliding mass acting on antislide piles [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 517—521. (in Chinese with English abstract)]
- [6] 李寻昌, 高凡凡, 冉雨童, 等. 基于差分法的双排抗滑桩结构内力计算 [J]. 水文地质工程地质, 2024, 51(5): 95—104. [LI Xunchang, GAO Fanfan, RAN Yutong, et al. Internal force calculation of double row anti-slide pile structure based on finite difference method [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2024, 51(5): 95—104. (in Chinese with English abstract)]
- [7] 付正道, 蒋关鲁, 刘琪, 等. 含倾斜夹层滑坡内抗滑桩和桥基耦合作用的试验与数值模拟 [J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(9): 2152—2161. [FU Zhengdao, JIANG Guanlu, LIU Qi, et al. Experiment and numerical simulation on interaction between piled bridge foundation and stabilizing piles in the slope with intercalated layer [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(9): 2152—2161. (in Chinese with English abstract)]
- [8] 朱彦鹏, 施多邦, 段新国, 等. 某砂岩顺层挖方高边坡治理工程施工期变形特征与工程效果评价 [J]. 中国地质灾害与防治学报, 2023, 34(2): 111—119. [ZHU Yanpeng, SHI Duobang, DUAN Xinguo, et al. Deformation characteristics and engineering effect evaluation of a sandstone bedding excavation high slope treatment project during construction [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2023, 34(2): 111—119. (in Chinese with English abstract)]
- [9] DAI Zihang, YANG Jianhui, DAI Rui, et al. Three-dimensional and threefold nonlinear numerical modeling for slope-stabilizing pile [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2022, 26(11): 4390—4406.
- [10] 戴自航, 张晓咏, 邹盛堂, 等. 现场模拟水平分布式滑

- 坡推力的抗滑桩试验研究 [J] . 岩土工程学报, 2010, 32(10): 1513 - 1518. [DAI Zihang, ZHANG Xiaoyong, ZOU Shengtang, et al. Field modeling of laterally distributed landslide thrusts over anti-slide piles [J] . Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(10): 1513 - 1518. (in Chinese with English abstract)]
- [11] RASHID Y R. Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels [J] . *Nuclear Engineering and Design*, 1968, 7(4): 334 - 344.
- [12] 朱万成, 唐春安, 赵启林, 等. 混凝土断裂过程的力学模型与数值模拟 [J] . *力学进展*, 2002, 32(4): 579 - 598. [ZHU Wancheng, TANG Chun'an, ZHAO Qilin, et al. Mechanical model and numerical simulation of fracture process of concrete [J] . *Advances in Mechanics*, 2002, 32(4): 579 - 598. (in Chinese with English abstract)]
- [13] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. The hardening soil model: Formulation and verification [M] // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. London: Routledge, 2019: 281-296.
- [14] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils [J] . *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1970, 96(5): 1629 - 1653.
- [15] 《工程地质手册》编委会. 工程地质手册 [M] . 5 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018. [Editorial Committee of Engineering Geology Hand-book. Geological engineering handbook [M] . 5th ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese)]
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S] . 北京: 中国建筑工业出版社, 2011. [Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010 —2010 [S] . Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)]
- [17] Rots J G. Computational Modeling of Concrete Fracture [D] . Delft: Delft University of Technology, 1988.
- [18] 张东, 刘娟娟, 陈兵, 等. 关于三点弯曲法确定混凝土断裂能的分析 [J] . *建筑材料学报*, 1999, 2(3): 206 - 211. [ZHANG Dong, LIU Juanyu, CHEN Bing, et al. Analysis of the determination of fracture energy of concrete using three point bending method [J] . *Journal of Building Materials*, 1999, 2(3): 206 - 211. (in Chinese with English abstract)]
- [19] Feenstra P H. Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete [D] . Delft University of Technology, 1993.
- [20] 吴恒立. 计算推力桩的综合刚度原理和双参数法 [M] . 2 版. 北京: 人民交通出版社, 2000. [WU Hengli. Comprehensive stiffness principle and two-parameter method for calculating thrust pile [M] . 2nd ed. Beijing: China Communications Press, 2000. (in Chinese)]
- [21] 中华人民共和国交通运输部. 公路工程混凝土结构耐久性设计规范: JTG/T 3310—2019 [S] . 北京: 人民交通出版社. [Ministry of Transport of the People's Republic of China. Code for durability design of concrete structures in highway engineering: JTG/T 3310—2019 [S] . Beijing: China Communications Press. (in Chinese)]