

变形协调条件下锚索框架梁-抗滑桩边坡支护体系设计方法研究

郭鹏辉

(中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710000)

摘要: 目前设计实践中坡面锚索框架-坡脚抗滑桩边坡支护体系未考虑变形协调, 支护结构存在两种防护形式先后顺序破坏的风险。通过建立坡体变形与锚索、抗滑桩变形的关系, 推导了锚索+抗滑桩支护体系的变形协调公式, 结合锚索和抗滑桩的变形计算方法, 提出了变形协调条件下锚索-抗滑桩支护体系的设计方法。建议在下滑力无法准确确定时, 应采用低刚度的锚索, 并尽量设置较高的锚索预应力锁定值, 保证锚索在充分发挥锚固力的同时, 增强其对变形的适应能力, 提高锚索框架-抗滑桩支护体系的变形协调性。

关键词: 锚索框架; 抗滑桩; 变形协调; 设计方法

中图分类号: TU418.5+2

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)01-0194-05

0 引言

滑坡或边坡下滑力较大时, 单独采用锚索框架梁或抗滑桩对其支护难以满足下滑力的要求, 坡面采用锚索框架梁和坡脚采用抗滑桩的组合防护形式(以下简称“锚索+抗滑桩”)是常见的边(滑)坡加固形式。目前设计实践中, 锚索+抗滑桩组合防护形式未考虑两者的变形协调, 未能充分发挥两者的综合防护效果, 易导致两种防护形式发生先后顺序破坏而导致边坡失稳。

目前对于桩锚结构(桩顶设置锚索)的变形协调研究^[1-4]较深入, 但对于锚索+抗滑桩组合防护形式的变形协调研究较少。吴兵^[5]研究了锚索与抗滑桩组合加固形式, 在折线形滑面条件下锚索锚固力在条块中的分配方法, 确定了锚索锚固力所产生的边坡阻滑力的计算方法。付晓^[6]通过大型振动台模型试验, 研究了多级锚索框架梁和抗滑桩组合加固形式的抗震性能。陈建峰^[7]采用有限元软件, 研究了锚索框架和抗滑桩组合结构在边坡失稳过程中锚索和抗滑桩所分担下滑力的变化规律; 赵晓彦^[8]将锚索锚固力引入剩余下滑力的计算中, 实现了锚索和抗滑桩力的分配协调性, 但未考虑变形协调对两者受力的影响。

设计实践中, 普遍存在锚索和抗滑桩下滑力随意分配、两者变形协调未考虑的突出问题, 目前的规范和文献中对此研究较少, 没有可供参考的设计方法。本文通过建立坡体变形与锚索、抗滑桩变形的关系, 推导了锚索+抗滑桩支护体系的变形协调公式, 结合锚索和抗滑桩的变形计算方法, 提出了变形协调条件下锚索+抗滑桩支护体系的设计方法。该方法能够充分发挥两者的综合防护效果, 保证边坡稳定。

1 坡面锚索框架+坡脚抗滑桩支护体系在设计实践中存在的问题

目前坡面锚索框架+坡脚抗滑桩支护体系设计实践中存在以下两个突出问题, 一是锚索框架与抗滑桩推力分担比例不清晰, 锚索框架和抗滑桩设计的主观经验性问题突出; 二是锚索预应力未预留后期变形产生的拉力增量, 均将锚索设计锚固力作为预应力锁定值进行施工, 没有根据坡体变形、抗滑桩变形、锚索刚度等因素进行变形协调分析, 不能充分发挥锚索与抗滑桩支护体系综合防护效果。

当不考虑锚索与抗滑桩变形协调时, 易导致两种支护形式先后顺序破坏后出现边坡失稳。如图1所示, 主要破坏模式有两种, 一是当锚索预应力锁定值较高或刚度较大时, 锚索张拉变形曲线将按照“曲线1”变形, 锚索在较小变形条件下即达到极限抗拉强度, 锚索破坏, 随着变形的进一步增大, 此时的滑坡推力完全由抗滑桩承担, 进一步导致抗滑桩因桩后推力

收稿日期: 2023-05-26

基金项目: 国家自然科学基金-青年项目(42007264)

作者简介: 郭鹏辉(1988—), 男, 硕士, 工程师, 从事公路路基路面设计工作。

过大而失稳破坏;二是当锚索预应力锁定值较低或刚度较小时,锚索张拉变形曲线将按照“曲线3”变形,当抗滑桩已达到极限变形状态时,锚索尚未充分发挥其最大拉力效果,此时抗滑桩承担较大的推力,易导致抗滑桩结构失稳,随后,滑坡推力将全部由锚索承担,进而导致锚索框架因承担较大推力而完全破坏。为充分发挥锚索与抗滑桩支护体系综合防护效果,设计中应考虑锚索与抗滑桩的变形协调,使得两者的变形同步,共同达到最佳防护效果(如图1中曲线2),保证边坡稳定。

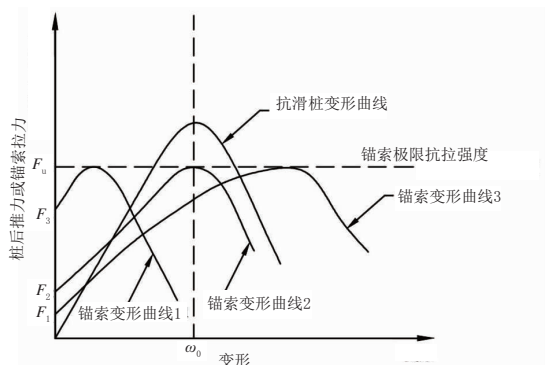


图1 锚索框架+抗滑桩支护体系变形示意图

2 反演预测方法及模型建立

锚索框架与抗滑桩的变形协调原则,是在保证边坡稳定的前提下,锚索变形与抗滑桩变形同步,并在设计允许变形条件下,按照各自分担的推力比例,同时达到设计预定状态,即各排锚索拉力达到设计锚固力值;抗滑桩桩后推力与设计推力一致,并满足结构稳定性。

具体的设计步骤如图2。

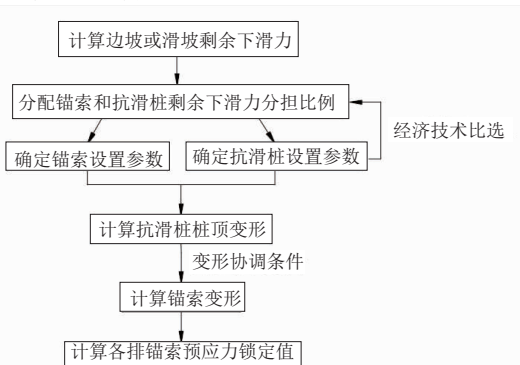


图2 基于变形协调的锚索框架+抗滑桩支护体系的设计步骤

第一步,采用传递系数法计算边坡或滑坡在不考虑支护措施情况下的剩余下滑力值。

第二步,为锚索和抗滑桩分别设定剩余下滑力的分配比例,一般情况下,抗滑桩所承担下滑力为600~1 500 kN/m,推力过小采用抗滑桩支挡不经济,而推力过大将超出抗滑桩最大承载能力,易造成结

构破坏,需增加桩截面或采用桩顶锚索等特殊措施,这将造成投资或施工难度明显增加。

第三步,根据第二步确定的锚索和抗滑桩分配的下滑力,计算锚索设计锚固力、锚索竖向横向间距、抗滑桩长度、桩截面尺寸、桩间距等参数,并进行初步的经济技术比选,根据比选结果,调整剩余下滑力分配比例,最终确定较合理的剩余下滑力分配比例以及锚索、抗滑桩设置参数。

第四步,根据桩后推力大小、地层参数、边界条件,计算桩顶水平位移。该位移值需满足相关规范要求。

第五步,根据桩顶水平位移和变形协调公式,计算锚索的变形伸长量,根据锚索的刚度计算公式,计算锚索相应的拉力增长值,结合锚索设计锚固力值,确定各排锚索的预应力锁定值,该值须小于锚索锚固力设计值。

下面将对抗滑桩桩顶变形计算和变形协调条件进行详细阐述。

2.1 抗滑桩桩顶变形计算

抗滑桩悬臂段按照结构力学悬臂梁计算,锚固段按照弹性地基梁计算。

悬臂段变形微分方程^[9]为:

$$\frac{d^2\omega}{dh^2} = \frac{M}{EI} \quad (1)$$

式中: ω 为抗滑桩水平位移,m; h 为计算点对桩顶的距离,m; M 为计算点弯矩,kN·m; E 为抗滑桩桩身弹性模量,kPa; I 为桩截面惯性矩,m⁴。

常见的桩后推力分布形式有矩形分布和三角形分布。为使公式的通用性更强,按照桩后力为梯形分布形式进行公式推导(矩形和三角形分布均为梯形分布的特殊形式),如图3所示。

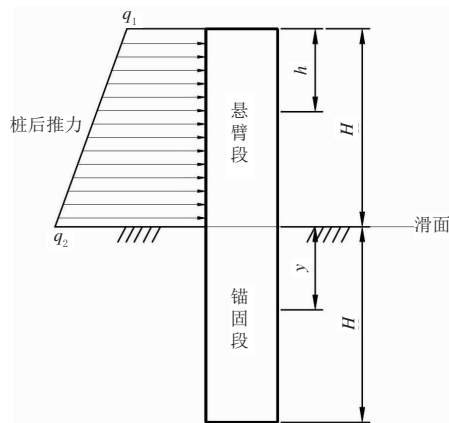


图3 抗滑桩计算模型示意图

悬臂段边界条件为,当 $h=H$ 时, $\omega=0, \theta=0$,其中 θ 为转角。据此,计算得悬臂段变形公式为:

$$\omega = \frac{q_1}{24EI} h^4 + \frac{q_2 - q_1}{120HEI} h^5 - \frac{3q_1 + q_2}{24EI} H^3 h + \frac{11q_1 + 4q_2}{120HEI} H^4 \quad (2)$$

式中: q_1 为桩顶分布力大小, kN/m ; q_2 滑面处分布力大小, kN/m 。

锚固段变形微分方程^[10]为:

$$\frac{d^4 \omega}{dy^4} + 4\lambda^4 \omega = 0 \quad (3)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{KB_p}{4EI}} \quad (4)$$

式中: y 为计算点对滑面处的距离; λ 为变形系数, m^{-1} ; K 为地基系数, kN/m^3 ; B_p 为抗滑桩计算宽度, m ; 其余参数意义同上。

式(3)的通解^[8]为:

$$\omega = (e^{\lambda y} \cos \lambda y) C_1 + (e^{\lambda y} \sin \lambda y) C_2 + (e^{-\lambda y} \cos \lambda y) C_3 + (e^{-\lambda y} \sin \lambda y) C_4 + \quad (5)$$

$$\text{转角 } \theta = \frac{d\omega}{dy} \quad (6)$$

$$\text{弯矩 } M = -EI \frac{d^2 \omega}{dy^2} \quad (7)$$

$$\text{剪力 } V = \frac{dM}{dy} \quad (8)$$

根据锚固段桩顶和桩底边界条件,可求出式(5)中参数 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 ,从而求出相应边界条件下的位移、转角、弯矩、剪力公式。

2.2 变形协调条件

假设滑动块体为刚体,坡面各点位移处处相等,且位移方向平行于滑面方向。

坡体下滑时,锚索锚固点从 A 移动至 A' (如图4),沿坡面方向位移量为 s_0 。滑面倾角 α 、锚索倾角 β 和锚索自由段长度 l_f 为已知条件,根据三角形正弦公式,可求出坡面滑动 s_0 距离后,锚索自由段长度为:

$$l'_f = \frac{s_0 \sin(\alpha + \beta)}{\sin \left[\arctan \left(\frac{\sin(\alpha + \beta)}{l_f / s_0 + \cos(\alpha + \beta)} \right) \right]} \quad (9)$$

坡体位移 s_0 的水平分位移分量为桩顶位移 s_h (图4),即满足:

$$s_0 = s_h / \cos \alpha \quad (10)$$

桩顶水平位移可通过式(11)计算:

$$s_h = \omega_0 + H \tan \theta_0 + \omega_q \quad (11)$$

式中: ω_0 为锚固段在滑面处的水平位移,通过式(5)计算; θ_0 为锚固段在滑面处的倾角,通过式(6)计算; ω_q 为悬臂段桩顶在桩后推力作用下的水平位移,通过式(2)计算。

将式(10)代入式(9),即可得:

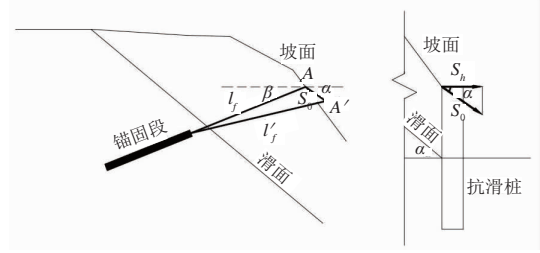


图4 锚索+抗滑桩支护体系变形协调条件示意图

$$l'_f = \frac{s_h \sin(\alpha + \beta)}{\cos \alpha \cdot \sin \left[\arctan \left(\frac{\sin(\alpha + \beta)}{l_f / s_0 + \cos(\alpha + \beta)} \right) \right]} \quad (12)$$

式(12)反映了桩顶位移与变形后锚索长度的关系,该式为锚索+抗滑桩支护体系的变形协调条件。

通过式(12)可得到锚索自由段伸长量 Δl_f :

$$\Delta l_f = l'_f - l_f \quad (13)$$

锚索在伸长后的拉力增量通过式(14)计算^[11]:

$$\Delta F = \frac{AE_s}{l_f} \Delta l_f \quad (14)$$

式中: ΔF 为锚索伸长后的拉力增量, kN ; A 为锚索截面面积, m^2 ; E_s 为锚索弹性模量, kN/m^2 。

锚索需施加的预应力锁定值为:

$$F_y = F - \Delta F \quad (15)$$

式中: F_y 为锚索施加的预应力锁定值, kN ; F 为锚索设计锚固力, kN 。

3 设计案例分析

3.1 设计计算过程

以贵州省某高速 K74+960 至 K75+115 左侧高边坡为例,该坡体高 40 m,坡体岩性为泥灰岩,岩层倾向于边坡倾向一致,为顺层边坡,岩层倾角 31° ,岩体重度 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$,层间黏聚力 $c = 58 \text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi = 23^\circ$,地基系数 $K = 25 \text{ MN/m}^3$ 。根据《公路路基设计规范》(JTG D30—2015),边坡设计安全系数为 1.3,采用传递系数法计算得到的剩余下滑力为 $E = 2553 \text{ kN/m}$ 。

鉴于剩余下滑力较大,采用坡脚抗滑桩+坡面锚索框架的组合防护体系,如图5所示。本案例抗滑桩分担剩余下滑力 1200 kN/m ,锚索框架梁分担剩余下滑力 1353 kN 。抗滑桩矩形截面尺寸为 $2 \times 3 \text{ m}$,桩间距 5 m,桩长 20 m,其中锚固段 10 m,悬臂段 10 m,桩身混凝土为 C30。锚索采用极限强度 $\sigma = 1860 \text{ MPa}$ 的 6 束 $\Phi 15.2 \text{ mm}$ 预应力钢绞线,每束锚索的公称截面面积为 $A_s = 140 \text{ mm}^2$,其弹性模量 $E_s = 195 \text{ GPa}$ 。

锚索锚固段长度 10 m,钻孔孔径 130 mm,根据泥灰岩侧摩阻力计算得锚索设计锚固力 750 kN ,锚

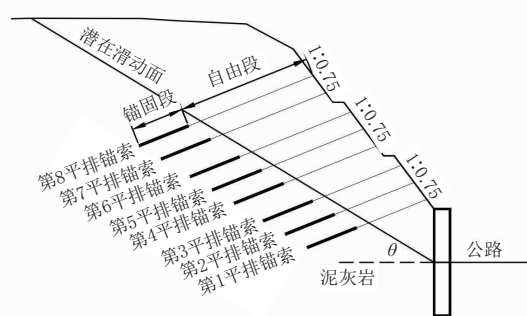


图 5 防护方案典型断面图

索横向间距设置为 4 m。锚索所提供的抗滑力包含两部分:锚索拉力在平行滑面方向向上的分力以及垂直于滑面方向的分力所产生的摩擦力。通过式(16)计算需设置 8 排锚索。

$$n = \frac{E_m \cdot b}{F \sin(\alpha + \beta) \tan \varphi + F \cos(\alpha + \beta)} \quad (16)$$

式中: n 为需设置的锚索排数; E_m 为锚索分担的剩余下滑力, kN/m; b 为锚索横向间距, m; F 为锚索设计锚固力, kN;其余参数意义同上。

通过式(11)计算得到的桩顶水平位移为 27.6 mm。根据式(15)计算的各排锚索预应力锁定值如表 1 所示。

表 1 各排锚索施加预应力锁定值计算结果

锚索位置	自由段长度 /m	坡体变形引起的锚索拉力增量 /kN	需施加的预应力锁定值 /kN
第 1 排	14.3	244.7	505.3
第 2 排	16.2	217.4	532.6
第 3 排	18	196.9	553.1
第 4 排	18.8	189	561
第 5 排	20.7	172.8	577.2
第 6 排	22.6	159.3	590.7
第 7 排	23.4	154.2	595.8
第 8 排	25.3	143.6	606.4

3.2 锚索预应力锁定值影响因素

从式(14)可以看出,锚索预应力锁定值的直接影响因素为锚索自由段长度和钢绞线的刚度。当自由段长度越长、钢绞线刚度越小,施加的预应力锁定值应越大。

在锚索+抗滑桩支护体系中,锚索预应力锁定值的大小与其所分担的下滑力密切相关。以上述案例为例,从图 6 可以看出,锚索分担的下滑力越大,所施加的预应力锁定值越大,锚索增加的预应力锁定值约为所增加下滑力的 15%左右。主要原因是当锚索分担的下滑力较大时,抗滑桩所分担的下滑力则较小,抗滑桩桩顶水平位移则较小,从而使得坡体的变形也较小,锚索拉力需要在较小变形的条件下

达到设计锚固力值,因此,锚索需施加较大的预应力锁定值。

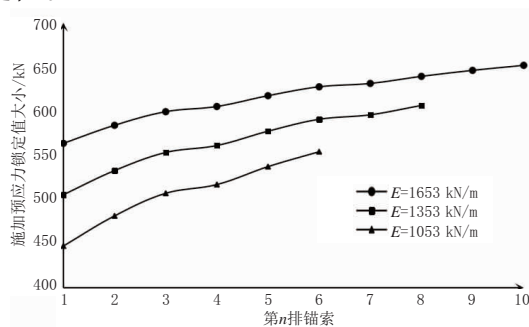


图 6 锚索框架在分担不同推力情况下的锚索预应力值对比图

从图 6 可以看出,越靠近坡顶的锚索,其预应力锁定值随锚索分担的下滑力值的变化程度越小。这是因为在本例中,靠近坡顶的锚索自由段较长,导致锚索刚度较低,对坡体变形的敏感程度越低。为进一步研究锚索自由段长度的变化对锚索预应力锁定值的影响,以本文案例为分析对象,研究了不同自由段长度、不同锚索分担拉力条件下,锚索预应力锁定值的变化规律。以表 1 所示的自由段长度和锚索分担的下滑力作为基准条件,锚索自由段分别增减 3 m、分担下滑力分别增加 80 kN/m 和减少 90 kN/m(增减的下滑力大小的确定以锚索设置排数一致为原则)条件下锚索预应力锁定值计算结果如图 7 所示,可以看出,一是当分担下滑力增加 80 kN/m 时,锚索自由段长度越长,其锚索预应力锁定值增加幅度越小,同样,当分担下滑力减小 90 kN/m 时,其锚索预应力锁定值减少幅度越小;二是从各排锚索预应力锁定值受下滑力变化的影响程度来看,越靠近坡脚的锚索受下滑力的影响最大,且随着锚索自由段长度的缩短,影响程度加剧。以第 1 排锚索为例,下滑力增加 80 kN/m 时,锚索自由段长度减少 3 m 后,其锚索预应力锁定值增加了 19.7 kN,较基准状态下增加 4.4%。第 8 排锚索,当下滑力增加 80 kN/m 时,锚索自由段长度增加 3 m 后,其锚索预应力锁定值增加了 7.8 kN,较基准状态下增加 1.3%。由此可以看出,较长的锚索自由段,可以减小锚索锁定值随下滑力变化的敏感程度。在实际工作中,当坡体下滑力存在不确定性时,锚索应尽量采用较长的自由段,降低锚索刚度,从而增强锚索对下滑力的适应性。

4 结 语

本文通过分析锚索框架-抗滑桩支护体系的破坏特征,通过建立坡体变形与锚索、抗滑桩变形的关系,提出了坡面锚索框架-坡脚抗滑桩支护体系在

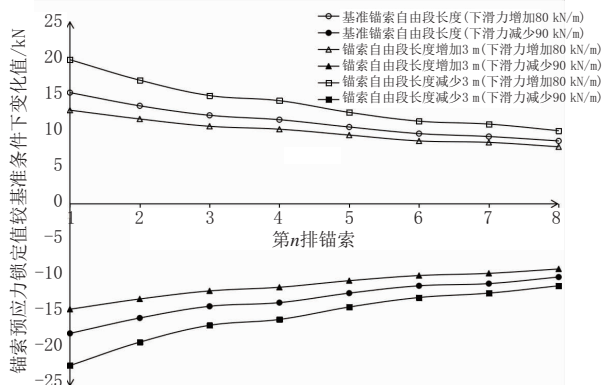


图7 不同自由段长度、不同推力条件下各排锚索预应力
锁定值较基准条件下的变化

变形协调条件下的设计方法,避免锚索和抗滑桩的变形不协调导致的两种防护形式先后顺序破坏的情况出现,充分发挥两者的综合防护效果,保证边坡的安全。

当边坡下滑力存在不确定性时,应采用低刚度的锚索,并尽量设置较高的预应力锁定值,确保锚索在充分发挥锚固力的同时,增强其对变形的适应能

力。

参考文献:

- [1] 简文星,邓先华.优化的变形协调条件在桩-锚结构锚索拉力计算中的应用[J].岩土力学,2014,35(8):2171-2178.
- [2] 李世贵,任仁,朱大权,等.预应力锚索抗滑桩设计方法优化研究[J].公路工程,2013,38(2):51-54.
- [3] 晏鄂川,刘焕斌,李相依,等.桩锚结构变形协调方法的改进研究[J].岩土力学,2009,30(5):1446-1450.
- [4] 刘焕斌,晏鄂川,吴益平,等.桩锚结构预应力的变形协调确定方法[J].岩土力学,2007,28(S1):891-894,900.
- [5] 吴兵,梁瑶,唐晓波,等.锚索与抗滑桩组合加固折线型滑面高边坡受力计算及优化设计[J].公路交通科技,2021,38(3):40-48.
- [6] 付晓,张建经,周立荣.多级框架锚索和抗滑桩联合作用下边坡抗震性能的振动台试验研究[J].岩土力学,2017,38(2):462-470.
- [7] 陈建峰,陈思贤,杜长城,等.抗滑桩-锚索框架组合结构受力机制研究[J].铁道工程学报,2021,38(5):7-12.
- [8] 赵晓彦,黄金河,周一文,等.坡面锚索与坡脚抗滑桩联合加固边坡设计方法[J].西南交通大学学报,2017,52(3):489-495.
- [9] 范钦珊,殷雅俊,唐靖林.材料力学[M].北京:清华大学出版社,2014.
- [10] 周景星,李广信,张建红,等.基础工程[M].北京:清华大学出版社,2015.

(上接第185页)

连续墙结构。以上三种结构皆是针对特殊项目的特殊要求所提出的地下连续墙结构,可以预见的是,随着地下建设的不断发展,地下建设的深度、广度不断突破,也将对目前提出的地下连续墙结构提出更大的挑战,如何应对这类挑战将是该类结构主要发展方向之一。

参考文献:

- [1] 王卫东,翁其平.“两墙合一”设计关键技术问题研究[J].地下空间与工程学报,2005(4):574-578.
- [2] 宋青君,王卫东,翁其平.“两墙合一”深基坑工程设计中的若干技术问题与对策[J].岩土工程学报,2006(S1):1590-1595.
- [3] 孙峰,徐杨青,张婧雯.“两墙合一”地下连续墙竖向承载力设计计算研究[J].岩土工程学报,2014,36(S2):154-158.
- [4] 张红州,张志允.兼做永久墙的地下连续墙防水设计和施工控制要

点[J].建筑结构,2020,50(S2):779-782.

- [5] 戴清峰,谭宇,黄涛,等.中风化岩超深基坑“两墙合一”地下连续墙设计研究[J].建筑结构,2020,50(20):133-137.
- [6] 何庆生.复杂环境下超深基坑“两墙合一”地下连续墙施工关键技术[J].广东土木与建筑,2015,22(7):21-24.
- [7] 张益明.“两墙合一”的地下连续墙施工关键技术研究[J].建筑施工,2018,40(2):165-167.
- [8] 王潇宇,王建,赵香山.“两墙合一”预制地下连续墙技术在软土地区综合管廊工程中的应用[J].特种结构,2021,38(3):91-95.
- [9] 张珂峰,吴昌将,易礼.“两墙合一”地下连续墙基坑开挖对邻近建筑的变形影响与实测分析[J].建筑结构,2020,50(20):128-132.
- [10] 穆保岗,朱建民,牛亚洲.南京长江四桥北锚碇沉井监控方案及成果分析[J].岩土工程学报,2011,33(2):269-274.
- [11] 邓百印,王海云.武汉阳逻长江大桥南锚碇圆形地连墙下帷幕灌浆施工[J].资源环境与工程,2007(2):117-120.
- [12] 贾方.洞庭湖大桥锚碇基坑降水研究[D].长沙理工大学,2015.