

塑性混凝土咬合桩防渗墙变形机理研究

梁超^{1,2},李斌³,刘润¹,朱楠^{2,4,5},李青欣¹

(1. 天津大学 水利工程智能建设与运维全国重点实验室,天津 300072;2. 港口岩土工程技术交通行业
重点实验室,天津 300222;3. 中交第一航务工程局有限公司,天津 300461;4. 中交天津港湾工程
研究院有限公司,天津 300222;5. 天津市港口岩土工程技术重点实验室,天津 300222)

摘要: 以大连湾沉管隧道南岸港池临时围堰工程监测数据为基础,建立了塑性混凝土咬合桩防渗墙数值计算模型,通过实测数据验证了模型的准确性,分析了不同影响因素下咬合桩防渗墙的变形演化规律,结论表明:水压力相比土压力对咬合桩变形和内力的影响更为显著,水压力增大导致桩身变形和弯矩增大,扰动临时围堰土体;土体坡度的影响较小,但土体坡度应逐渐放缓,不小于1:1.5;桩长的变化对变形影响较大,较短的桩身未嵌固在岩石中,较长的桩身在桩顶出现最大位移;随着桩径增大,桩顶变形和最大弯矩逐渐增大,弯矩分布较为一致。

关键词: 咬合桩;防渗墙;水压力;土压力

中图分类号:TV31

文献标识码:A

Study on Deformation Mechanism of Plastic Concrete Occlusive Pile Seepage-Preventing Wall

LIANG Chao^{1,2}, LI Bin³, LIU Run¹, ZHU Nan^{2,4,5}, LI Qingxin¹

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Intelligent Construction and Operation, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Port Geotechnical Engineering, Ministry of Communications, Tianjin 300222, China; 3. CCCC First Harbor Engineering Company Ltd., Tianjin 300461, China; 4. Tianjin Port Engineering Institute Ltd. of CCCC First Harbor Engineering Company Ltd., Tianjin 300222, China; 5. Key Laboratory of Port Geotechnical Engineering of Tianjin, Tianjin 300222, China)

Abstract: Based on the monitoring data of the temporary cofferdam project on the south bank of the Dalian Bay immersed tube tunnel, a numerical calculation model for the plastic concrete interlocking pile anti-seepage wall was established. The accuracy of the model was verified through measured data, and the deformation evolution law of the interlocking pile anti-seepage wall under different influencing factors was analyzed. The conclusion shows that the water pressure has a more significant impact on the deformation and internal force of the interlocking pile compared to soil pressure. The increase in the water pressure leads to the deformation and bending moment of the pile body, which disturbs the soil of the temporary cofferdam; The influence of the soil slope is relatively small, but the soil slope should gradually decrease and not be less than 1:1.5. The change in pile length has a significant impact on the deformation, with shorter piles that not embedded in the rock and longer piles experiencing maximum displacement at the top of the pile. As the pile diameter increases, the deformation of the pile top and the maximum bending moment gradually increase, and the distribution of bending moments is relatively consistent.

Key words: occlusive pile; occlusive pile seepage-preventing wall; water pressure; soil pressure

模型中所有单元均为实体单元,土体遵循摩尔-库伦强度准则,塑性咬合桩采用弹性模型,模型 x 方向长 60 m, y 方向(咬合桩布置方向)长 10 m, z 方向长 45 m。

1.2.2 模型参数

塑性防渗墙咬合桩结构桩长 27.74 m, 进入强风化板岩层 2 m, 围堰港池内水头高程 -12.34 m, 外侧水头高程 -1.5 m, 模型具体参数如表 1 所示, 地基土体及回填料参数如表 2 所示。

表 1 咬合桩材料参数

Tab. 1 Table of occlusive pile parameters

桩名称	直径/m	密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/GPa	泊松比
荤桩	1.0	2 000	30.0	0.2
素桩	1.0	2 000	25.5	0.2

表 2 土层及回填料参数

Tab. 2 Table of soil and backfill soil parameters

层厚/m	材料名称	密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	粘聚力/kPa	摩擦角/($^\circ$)
16.34	回填石碴	2 000	—	35.00
11.34	回填土	2 000	—	30.00
5.00	淤泥质粉质黏土	1 650	20.47	16.76
9.40	含碎石粉质黏土	1 850	26.78	16.50
13.26	强风化板岩	2 000	40.00	25.00

在实际工程中一般按等效抗弯刚度原则将咬合桩结构等效为一定厚度的地下连续墙来进行计算,此方法适用于咬合桩结构为有筋桩与无筋桩的搭配形式(图 3),等效地下连续墙厚度 h 可根据截面等效抗弯刚度确定,如式(1)一式(4)所示。

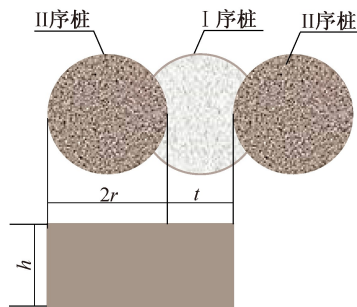


图 3 咬合桩结构的等效

Fig. 3 Equivalence of the occlusal pile structure

咬合桩 II 序桩截面惯性矩为

$$I_1 = \frac{\pi r^4}{4} \quad (1)$$

等效地下连续墙矩形截面惯性矩为

$$I = \frac{(d + t)h^3}{12} \quad (2)$$

按照等效抗弯刚度原则 $I_1 = I$:

$$\frac{(d + t)h^3}{12} = \frac{\pi r^4}{4} \quad (3)$$

推导出:

$$h = 0.838d \sqrt[3]{\frac{1}{1 + \frac{t}{2r}}} \quad (4)$$

式中, d 为咬合桩直径, m; r 为半径, m; t 为相邻两荤桩间距, m; h 为等效后的墙体厚度, m。

1.2.3 计算步骤

计算第一阶段建立初始地基土层,通过 K_0 过程方式产生初始应力场,在该阶段所有的结构构件均处于冻结状态;第二阶段为建立 3# 码头围堰结构;第三阶段为浇筑咬合桩结构(咬合桩开始施工之前周边土体已在重力的作用下达到稳定状态,所以在模型中应该将前两阶段产生的位移重置为 0);第四阶段为变化咬合桩防渗墙的两侧水头,分析咬合桩在水压力及土压力作用下的变形机制。

1.2.4 结果分析

在咬合桩防渗墙结构施工之前,周边土体已在自重作用下趋于稳定,故只对结构在第三阶段以后发生的位移进行分析。为更直观地观察咬合桩结构的侧向位移及水头在桩身上的分布情况,提取其位移云图及两侧水头变化云图如图 4 和图 5 所示。

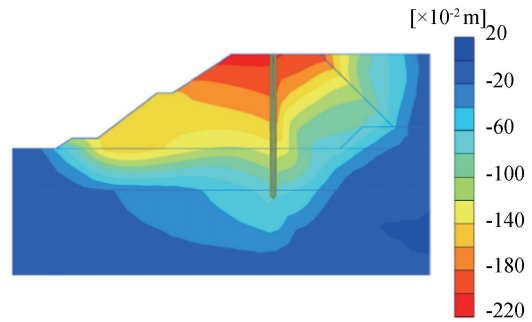


图 4 水平向位移分布

Fig. 4 Distribution of the horizontal displacement

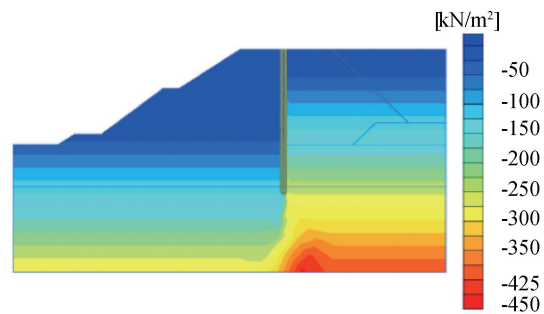


图 5 孔隙水压力分布

Fig. 5 Pore water pressure distribution

结合图4可以看出,整个土体有发生滑坡的趋势,坡顶处土体的水平向位移最大,坡脚处土体的水平向位移较小。从图5可以看出咬合桩的防渗作用较为明显,由于桩身嵌固进入强风化板岩2 m,阻断了两侧土体渗流的发生,有效地避免了防渗桩左侧水位的抬升。与此同时由于两侧始终存在的水头差,导致桩身始终受水平力作用。为更好地观察桩身变形及应力变化,提取桩身的水平向变形及弯矩如图6和图7所示。

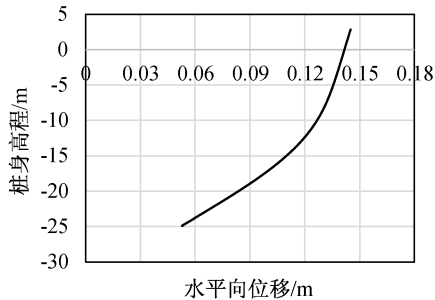


图6 桩身水平向位移分布

Fig. 6 Horizontal displacement distribution of pile

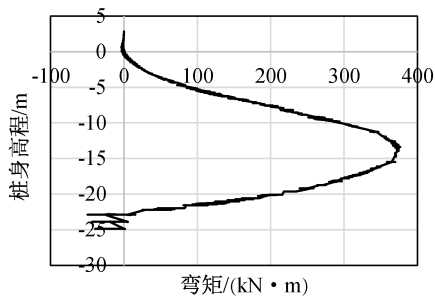


图7 桩身弯矩分布

Fig. 7 Bending moment distribution of pile

如图6所示,在土压力及水压力的联合作用下,咬合桩发生指向围堰内侧水平向变形,且桩身变形呈现出桩顶位移最大,随着咬合桩埋深增大桩身变形逐渐减小的趋势。其中,由于强风化板岩其节理裂隙极发育,结构大部分破坏,岩芯破碎,部分石块手可折断,遇水易软化,对于嵌固在其中的桩体不能实现完全约束,因此即使桩身嵌固进入强风化岩石中2 m,仍然会发生一定程度的位移。图7中,桩身弯矩在高程为-13 m时,即约桩身1/2位置处取得最大值为376 kN·m。当咬合桩埋入强风化板岩后,桩身弯矩表现为与上部桩身相反的方向,为负值。

3#码头围堰分别布置了止水墙水平位移监测点及坡顶水平位移监测点,将计算结果与监测数据进行对比,如图8所示。

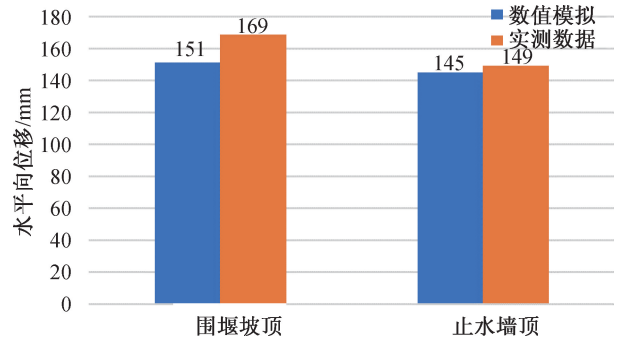


图8 数值结果与实测数据对比

Fig. 8 Comparison of numerical results with the measured data

数值模拟所得围堰坡顶的水平向位移为151 mm,与实测数据所得的169 mm相差为10.7%。数值模拟计算得到止水墙顶的水平向位移为145 mm,与实测数据所得的149 mm相差为2.7%。且实测数据可反映止水墙顶的水平向位移小于围堰坡顶水平向位移的规律,验证了本文模型计算的可靠性。

2 咬合桩变形特性分析

水头及土压力的耦合作用会导致咬合桩及其内、外侧土体发生不同情况的位移,若不加以控制会严重影响整体结构安全,因此需对咬合桩变形机理进行分析,明确其变形控制的关键影响因素。基于以上问题开展不同因素对塑性混凝土咬合桩防渗墙结构水平位移及桩身弯矩的影响研究。

2.1 土压力对咬合桩变形的影响

基于上述有限元方法建立模型将防渗墙两侧的水头差调整为0,从而达到咬合桩仅受土压力作用的目的。为探究土压力作用下咬合桩的变形机理及整体结构的变形发展模式,提取整个断面的总位移云图及水平向位移云图,如图9所示。

为了更好地观察桩身变形及应力变化,提取桩身的水平向变形及弯矩变化如图10和图11所示。

由图10和图11可知,当仅有土压力作用时,桩身最大水平向位移为0.6 mm,正向最大弯矩为3.83 kN·m,负向最大弯矩为-2.89 kN·m,整个桩身几乎未发生变形。此时桩侧的主被动土压力较小,且嵌固入岩石的2 m长桩身对整个桩身提供了一个固定约束,致使整个桩身的位移被控制在1 mm的范围内。

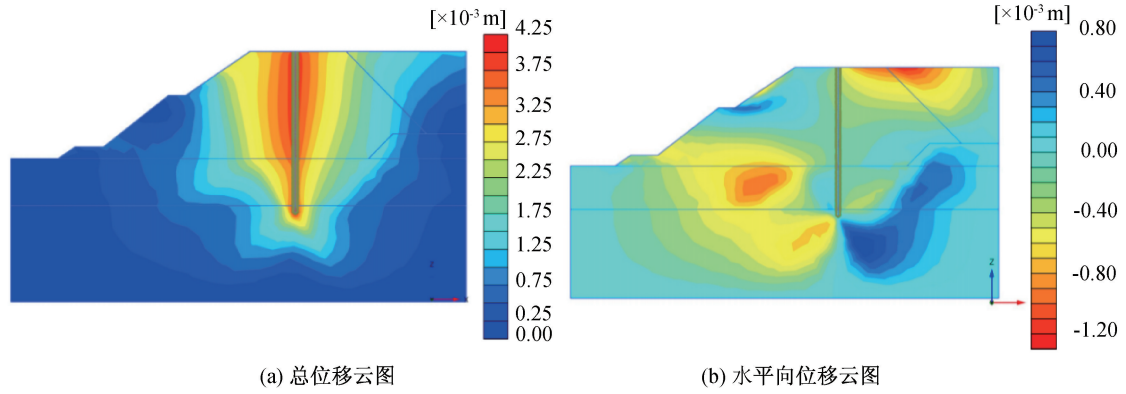


图 9 位移分布

Fig. 9 Displacement distribution

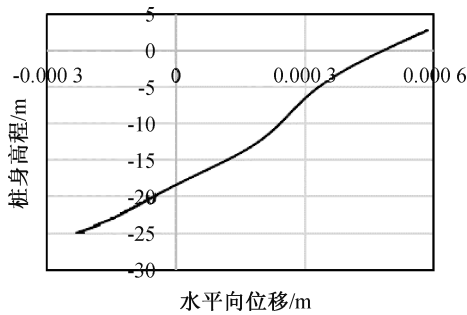


图 10 桩身水平向位移分布

Fig. 10 Horizontal displacement distribution

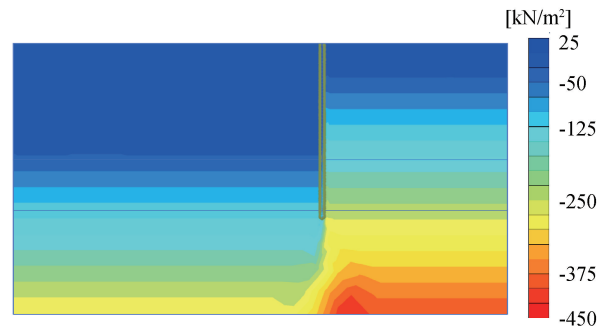


图 12 孔隙水压力分布

Fig. 12 Pore water pressure distribution

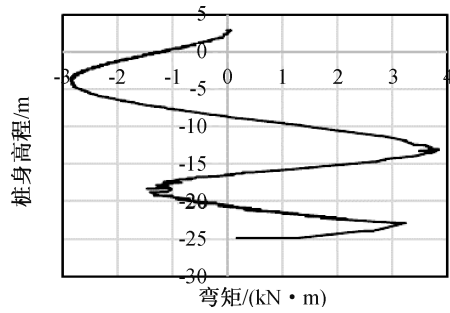


图 11 桩身弯矩分布

Fig. 11 Bending moment distribution

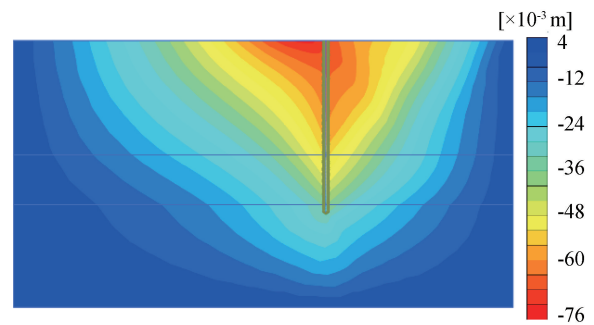


图 13 水平向位移分布

Fig. 13 Distribution of the horizontal displacement

2.2 水压力对咬合桩的影响

在上述模型的基础上将防渗墙两侧的土体调整为一类土体,同时两侧土体表面位于同一高程,恢复咬合桩两侧水头差,从而达到咬合桩仅受水压力作用的目的,提取咬合桩两侧土体的孔隙水压力和水平位移分布云图,如图 12、图 13 所示。

从图 12、图 13 中可以看出,咬合桩存在水头差,即咬合桩由于受到水头差导致的水压力作用进而产生水平向的附加位移变形,为探究在水压力作用下咬合桩的变形机理及整体结构的变形发展模式,提取桩身的水平向位移及弯矩变化曲线如图 14、图 15 所示。

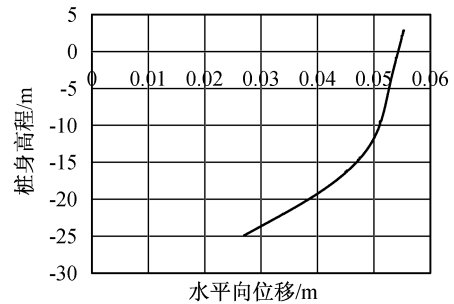


图 14 桩身水平向位移分布(单水头差)

Fig. 14 Horizontal displacement distribution (Single head difference)

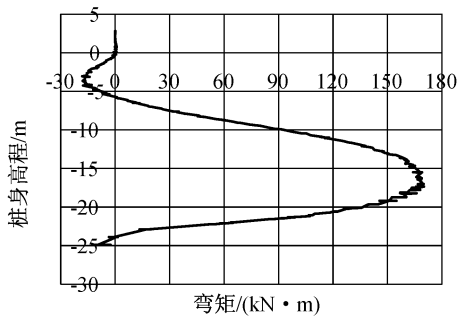


图 15 弯矩分布(单水头差)

Fig. 15 Bend moment distribution (single head difference)

如图 14、图 15 所示,当仅有水压力作用时,桩身最大的水平向位移位于桩头位置处,为 0.055 m,桩身正向最大弯矩为 170 kN·m,负向最大弯矩为 -18.2 kN·m。相比土压力单独作用的情况,水压力单独作用下桩身产生更大水平向变形,桩身的弯矩也更大。将土压力、水压力单独作用工况与土压力、水压力共同作用工况进行对比,如图 16 及图 17 所示。

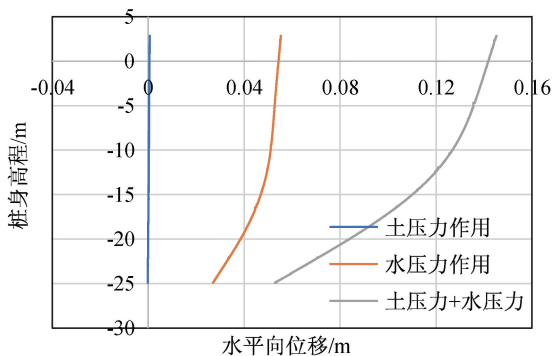


图 16 咬合桩水平向位移分布

Fig. 16 Horizontal displacement distribution of pile

从图 16 和图 17 可以看出,当土压力与水压力共同作用时,桩身位移和弯矩最大且二者的共同作用效果大于土压力、水压力单独作用时的桩身

位移之和。产生这种现象的原因是当水压力与土压力共同作用时,由于左侧填筑形成的斜坡状围堰,导致咬合桩左右两侧受到的土压力大小不一致,土体对于咬合桩左侧的约束作用较弱,此时在指向左侧的水压力作用下桩身产生更大的变形。与之相对应,土坡整体也产生较大的位移。与此同时,当土压力与水压力共同作用时,桩身弯矩最大值为 367 kN·m,大于土压力、水压力单独作用时的桩身最大弯矩之和。

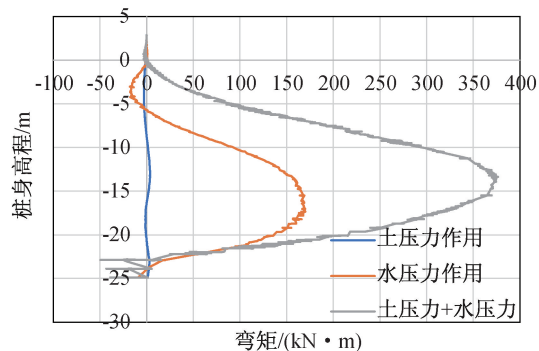


图 17 咬合桩弯矩分布

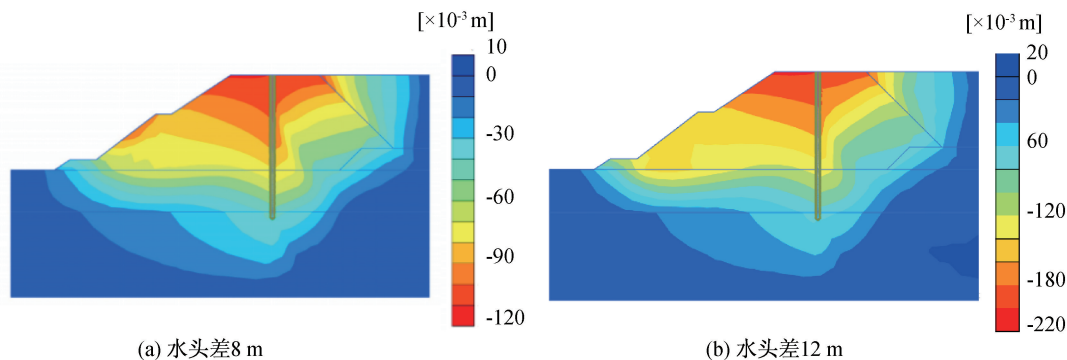
Fig. 17 Bend moment distribution of pile

综上所述,水压力对于桩身的变形起主导作用。然而当同一方向的土压力与水压力共同作用在咬合桩上时,土压力会加强水压力的作用效果,使包括桩结构在内的整个土体产生更大的变形及弯矩。

2.3 水头变化的影响

为研究水头对咬合桩变形的影响,建立水头差分别为 6.0、8.0、10.0、12.0 及 14.0 m 的模型进行计算,以水头差 8 和 12 m 为例给出了整体水平向位移分布情况,如图 18 所示。

图 18 结果显示,不同水头差作用下,咬合桩及土体的水平向位移均在围堰坡顶处达到水平向位移最大值,在水压力及土压力的耦合作用下,土体



(a) 水头差8 m

(b) 水头差12 m

图 18 不同水头下的土体位移云图

Fig. 18 Distribution of soil displacement under different water heads

内部形成近似贯穿多个土层的滑裂面。随着水头差的增大,咬合桩及土体的位移幅值逐渐增加。为定量地比较不同水压力作用下桩身的水平向位移及弯矩的发展规律,提取桩身水平向位移及弯矩变化曲线如图 19 和图 20 所示。

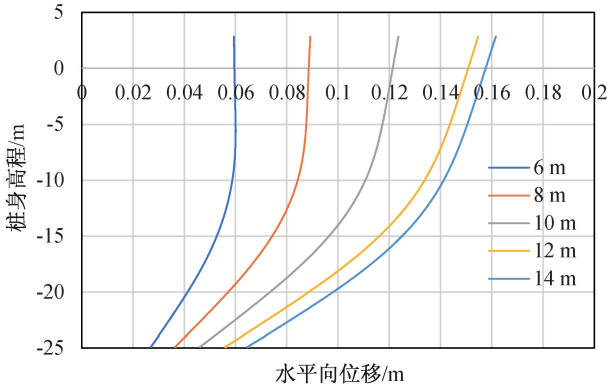


图 19 不同水头下咬合桩水平向位移分布

Fig. 19 Horizontal displacement distribution of occlusal piles under different water heads

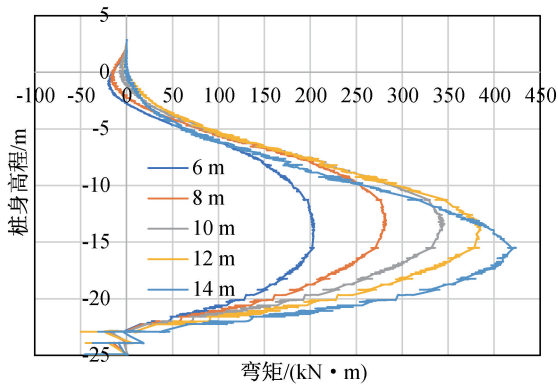


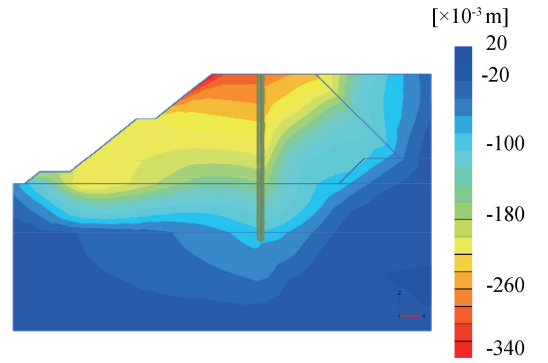
图 20 不同水头下咬合桩弯矩分布

Fig. 20 Distribution of bending moment under different water heads

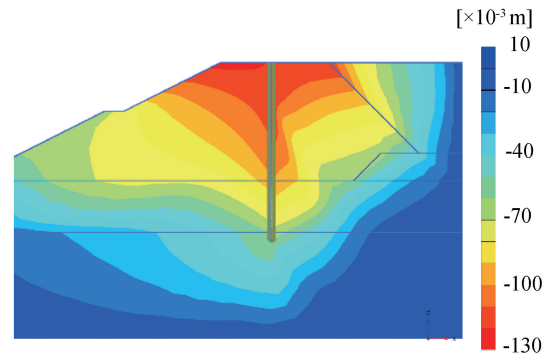
从图 19 和图 20 结果可以看出,水头差与咬合桩结构的水平位移及桩身最大弯矩成正比,且随着水头差增大,桩顶相对于桩底的位移量也逐渐增大。当两侧水头差为 10 m 时,咬合桩顶部的最大水平位移值为 0.124 m,桩身最大弯矩为 346 kN·m;两侧水头差为 6 m 时,咬合桩顶部的最大水平位移值为 0.06 m,桩身最大弯矩为 204 kN·m,与水头差为 10 m 相比分别降低了 51.6% 及 41.0%;两侧水头差为 14 m 时,咬合桩顶部的最大水平位移值为 0.162 m。通过数据对比可以发现,咬合桩两侧水位的变化对咬合桩结构水平位移以及桩身弯矩的影响较大,当两侧水位相差较大时,咬合桩结构的变形会更加明显,对围堰土体的扰动也会相应增加。

2.4 土体坡度的影响

为研究土体坡度变化对咬合桩防渗结构变形的影响,建立土体坡度分别为 1 : 1.25、1 : 1.5、1 : 2、1 : 2.5 的模型进行计算。以 1 : 1.25 和 1 : 2.5 坡度为例给出了整体模型水平向位移分布,如图 21 所示。



(a) 土体坡度 1:1.25



(b) 土体坡度 1:2.5

图 21 不同坡度下的土体位移云图

Fig. 21 Cloud map of soil displacement at different slopes

由图 21 可知,咬合桩左侧土体坡度不同时,整个断面的水平向位移云图基本一致,均在围堰坡顶处达到水平向位移最大值。在水压力及土压力的耦合作用下,土体内部形成贯穿多个土层的近似圆弧状的滑裂面。随着土体坡度逐渐变缓,可以明显看出围堰坡顶处的位移幅值随之逐渐减小。为定量比较不同土体坡度作用下桩身水平向位移及弯矩的发展规律,提取桩身水平向位移及弯矩变化曲线如图 22 和图 23 所示。

分析图 22 和图 23 的结果可知,当土体坡度为 1 : 1.25 时,即咬合桩左侧内围堰坡度相对较陡时,桩身最大位移位于桩顶,为 0.20 m,桩身弯矩为 389.63 kN·m;当围堰坡度为 1 : 1.5 时,桩身最大位移为 0.15 m,桩身弯矩为 376.46 kN·m;当围堰坡度为 1 : 2 时,桩身最大位移为 0.09 m,桩身弯矩为 348.32 kN·m;当围堰坡度为 1 : 2.5 时,桩身最大位移为 0.08 m,桩身弯矩为 325.30 kN·m。

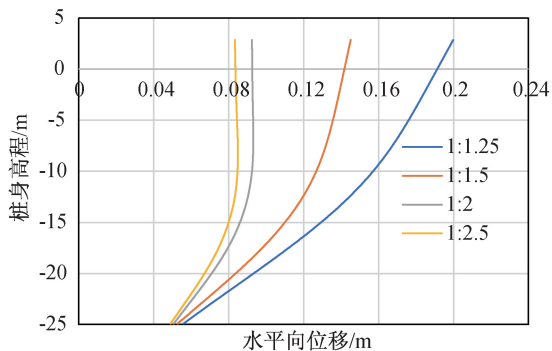


图 22 不同土体坡度咬合桩水平向位移分布
Fig. 22 Horizontal displacement distribution of occlusal piles under different soil slopes

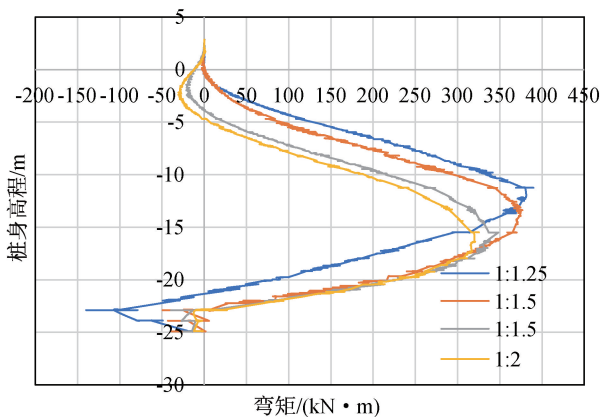


图 23 不同土体坡度下咬合桩弯矩分布
Fig. 23 Distribution of bending moment under different soil slopes

随着土体坡度的增大,桩身水平向位移及最大弯矩呈现出持续减小的趋势。当土体坡度小于 1 : 1.5 时,在此范围内变化土体坡度对桩身水平向位移及弯矩的影响较小。当土体坡度由 1 : 1.5 增大至 1 : 2 时,可以看出此时桩身最大位移及弯矩均发生明显降低,且桩顶相对于桩底的位移也呈现减小的趋势。当土体坡度大于 1 : 2 时,此时在土

压力及水压力的作用下,桩身变形及弯矩分布较为相似。因此在进行咬合桩围护结构设计过程中,从围堰土体坡度这一角度出发,土体坡度应尽量放缓,不宜小于 1 : 1.5。

2.5 桩长的影响

在上述计算实例咬合桩原桩长的基础上增加 4 组桩长作为研究对象,具体计算工况如表 3 所示。

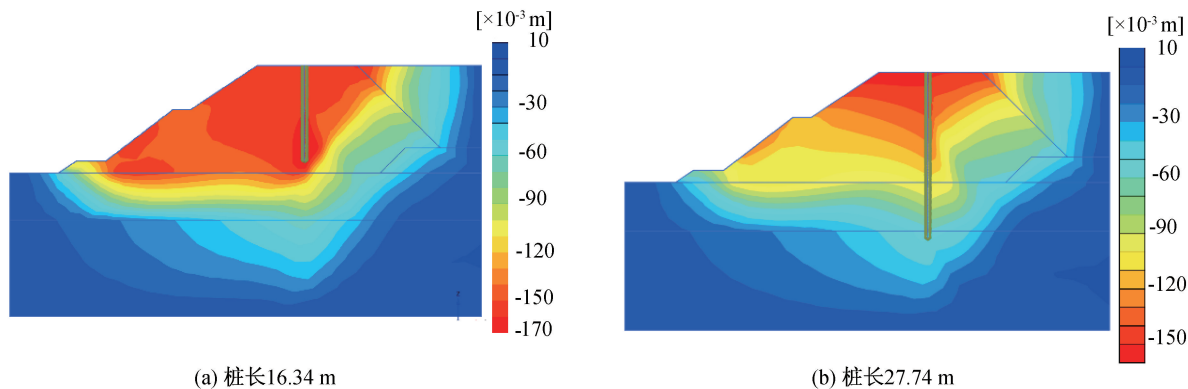
表 3 不同桩长计算工况

Tab. 3 Different pile length calculation working conditions

桩长/m	嵌固土体	嵌固深度/m
16.34	回填开山石碴	16.34
18.34	含碎石粉质黏土	—
23.74	含碎石粉质黏土	5.40
25.74	风化板岩	—
27.74	强风化板岩	2.00

以桩长 16.34 m 和 27.74 m 的计算工况为例,提取咬合桩及土体的水平向位移云图,如图 24 所示。

由图 24 可知,随桩长变化,咬合桩周围的土体变形及桩身应力变化有所差异。当桩长为 16.34 m 时,此时桩身未能嵌固在岩石中,桩体完全与回填石碴接触。在水压力及土压力的耦合作用下,桩身随着土体发生变形,土体形成完整连续的圆弧形滑裂面,此时桩身最大应力分布靠近桩底;随着桩长继续增大,当桩身嵌固在含碎石的粉质黏土或强风化板岩中时,有嵌固段的桩体土体中存在连续但不圆滑的滑裂面,桩身最大应力分布位于桩身约二分之一位置处。为定量比较不同桩长的咬合桩水平向位移及弯矩发展规律,提取桩身水平向位移及弯矩变化曲线如图 25、图 26 所示。



(a) 桩长16.34 m

(b) 桩长27.74 m

图 24 不同桩长下土体位移云图

Fig. 24 Cloud map of soil displacement under different pile lengths

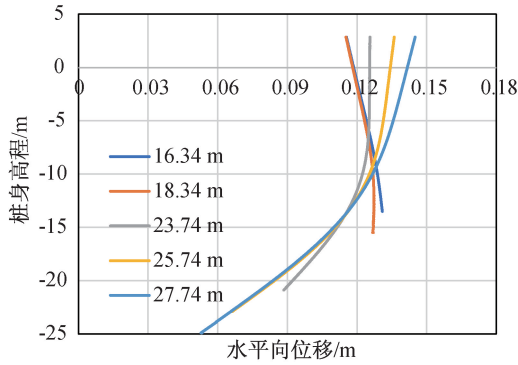


图 25 不同桩长下咬合桩水平向位移分布
Fig. 25 Horizontal displacement distribution of occlusal piles under different pile lengths

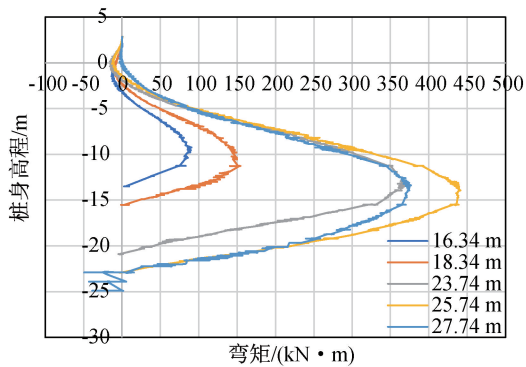


图 26 不同桩长下咬合桩弯矩分布
Fig. 26 Distribution of bending moment under different pile lengths

由图 25 和图 26 可知,当桩长较小未能嵌固在岩石中或嵌固深度较小时,此时桩身的水平向位移曲线存在明显差异。当桩长较小时,咬合桩随着土体产生变形,未能实现对于整体围堰结构的加强作用,此时桩结构的最大位移出现在桩底,桩长为 16.34、18.34 m 时最大位移分别为 0.13、0.127 m,桩身弯矩曲线也较为类似,最大弯矩均出现在靠近桩底约四分之一位置处;当桩长增大

出现嵌固段时,嵌固段的存在可充分发挥咬合桩对于结构的加强作用,桩身最大位移出现在桩顶位置处,当桩长为 23.74、25.74 及 27.74 m 时,桩身最大水平向位移分别为 0.126、0.136 及 0.145 m,由于桩身长度的增大导致桩身挠度的增加,桩身最大变形随桩长增加而增大。

2.6 桩径的影响

桩径决定了咬合桩防渗墙桩身刚度,从而影响桩身变形的发展,为此建立不同桩径大小的咬合桩模型来分析桩径对咬合桩结构水平位移及桩身弯矩的影响,不同桩径计算工况见表 4。

表 4 不同桩径计算工况
Tab. 4 Different pile diameter calculation working conditions

桩径/mm	咬合量/mm	等效厚度/mm
800	200	622
900	200	705
1 000	250	778
1 200	300	933
1 500	500	1 142

以桩径 800、1 200 mm 的计算工况为例,提取咬合桩及土体位移云图,如图 27 所示。

如图 27 所示,不同桩径下,土体断面变形较为类似,均在咬合桩左侧围堰坡顶处达到水平向位移的最大值,由于咬合桩的存在一定程度上限制了咬合桩右侧土体的变形,使得咬合桩右侧土体的水平向位移小于左侧水平向位移幅值,整个土体形成相对较连续的滑裂面。为定量比较不同桩径下的咬合桩水平向位移及桩身弯矩的发展规律,提取桩身水平向位移及弯矩变化曲线如图 28、图 29 所示。

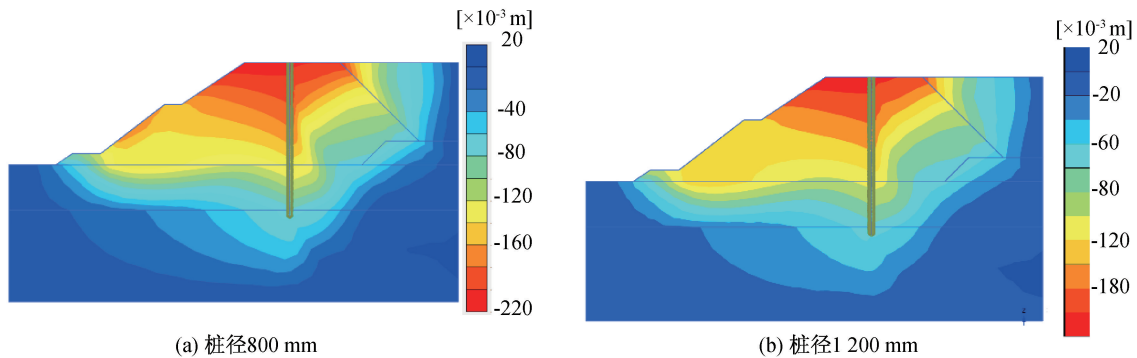


图 27 不同桩径下的土体位移云图
Fig. 27 Soil displacement under different pile diameters

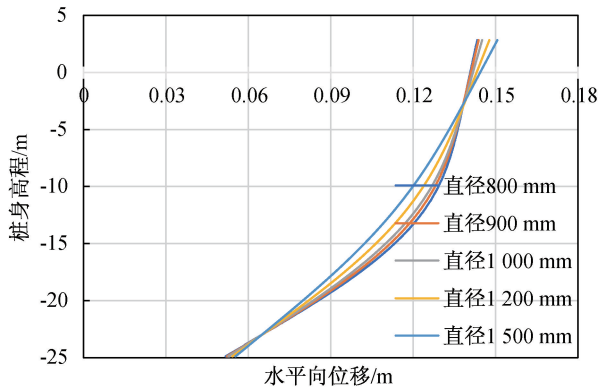


图 28 不同桩径下咬合桩水平向位移分布

Fig. 28 Horizontal displacement distribution of occlusal piles under different pile diameters

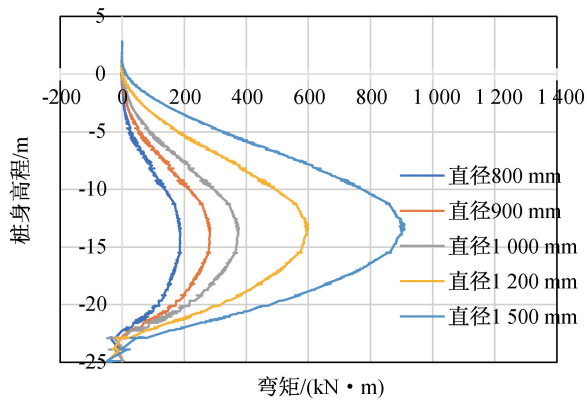


图 29 不同桩径下咬合桩弯矩分布

Fig. 29 Distribution of bending moment under different pile diameters

由图 28 可以看出,随着桩径的增大,靠近桩顶约五分之一的桩身长度其水平向位移幅值逐渐增大,当桩径由 800 mm 增加至 1 500 mm 时,桩身处最大水平向位移由 0.143 m 增加至 0.151 mm。其余部分桩身的水平向位移随着桩径增大呈现逐渐降低的趋势,从图中可以看出桩径对于桩身的水平向位移影响较小,当等效桩径增大 83% 时,桩身水平向位移变化仅为 5.6%。如图 29 所示,随着桩径变化,桩身弯矩沿桩身分布规律较为一致,且均在桩身约二分之一位置处达到最大值,随着桩径增大,桩身弯矩由 189 kN·m 增大至 910 kN·m。

3 结论

本项研究建立了分析塑性混凝土咬合桩防渗墙变形特性的三维数值计算模型,通过大连湾沉管隧道工程实测数据验证了数值模拟方法的正确性,并探究了咬合桩防渗墙变形特性随不同影响因素的演化规律,具体结论如下:

1) 当土压力与水压力单独作用在咬合桩上时,水压力的作用更为显著,导致咬合桩产生更大的变形及内力。当水压力与土压力共同作用在咬合桩上时,水压力将占据主导地位,对咬合桩的变形及内力分布产生较大影响。

2) 咬合桩两侧水头变化对咬合桩变形产生的影响较大,随着作用在咬合桩上水压力的增大,桩身变形及最大弯矩随之增大,对围堰土体的扰动也会相应增加。相比水头,土体坡度对桩身结构变形的影响较小,土体坡度越缓,桩身水平向位移及弯矩越小。对于一些深度大、对周边环境要求比较严格的围堰工程来讲,土体坡度应尽量放缓,建议不小于 1 : 1.5。

3) 通过对桩身嵌固深度的研究,发现咬合桩长变化对其变形影响较大。当桩长较小桩身未能嵌固在岩石中时,在外部压力作用下,桩身随着土体发生变形,土体形成完整连续的滑裂面,随着桩长增加,桩身嵌固段加长,桩身最大位移出现在桩顶位置处,土体中存在连续但不圆滑的滑裂面,桩身最大应力位于桩身约二分之一位置处。随着桩径的增大,桩顶变形及桩身最大弯矩均呈现逐渐增大的趋势,弯矩沿桩身分布规律较为一致,且均在桩身约二分之一位置处达到最大值。

参考文献:

- [1] 朱芝同,宋志彬,冯起赠,等. 全套管钻孔咬合桩在临近地铁基坑工程中的应用[J]. 探矿工程:岩土钻掘工程,2014,41(7):5.
- [2] 雷扬,郑刚,陈红庆. 钻孔咬合桩在天津地铁基坑围护结构施工中的应用[J]. 建筑科学,2006,22(3):5.
- [3] 罗晓生,赵斌,窦玉东,等. 复杂环境下咬合桩成孔技术研究[J]. 施工技术,2017(S2):3.
- [4] BRYSON L S. Evaluation of the load on shield tunnel lining in gravel[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2002, 18(23): 200-240.
- [5] FINNO R J, BRYSON L S. Response of building adjacent to stiff excavation support system soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2002, 16(1): 10-20.
- [6] FINNO R J, BRYSON L S, CALVELLO M. Performance of a stiff support system in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(8): 660-671.

(下转第 51 页)

5 结论

1) 索塔的拱形轴线对其内力和变形影响很大,在合龙前后索塔内力和几何状态将发生较大改变,且对横桥向荷载作用很敏感。

2) 索塔支撑可显著降低塔柱变形和混凝土应力;本文提出的三种支撑方案即四道单管方案、四道双管方案以及三道双管方案,均能满足施工阶段索塔及其支撑体系的强度、刚度和稳定要求,提高索塔安装精度,其中四道双管支撑方案的综合性能最优。

3) 采用有限元模拟时,应考虑非对称荷载和施工阶段划分对钢壳混凝土异形索塔整体受力变形的影响;梁单元模型能准确计算塔柱的竖向应力和整体变形;而横断面应力和局部变形分析,应采用模拟构造细节的壳-实体模型。

4) 拉杆及加劲肋对减小塔柱外包钢壳变形的作用很大;吊装钢壳时应先焊接拉杆和加劲肋,并严格控制塔柱节段长度。

5) 风荷载对塔柱横桥向侧移及腔内混凝土拉应力影响很大,应重视索塔抗风变形验算,并加强抗风措施。

参考文献:

[1] 刘明虎. 桥梁钢-混凝土结合技术工程实践与展望

[J]. 桥梁建设,2022,52(01):18-25.

[2] 卫君,曾志豪,李定有. 斜拉桥异型拱塔施工临时横撑方案比选[J]. 桥梁建设,2017,47(04):113-118.

[3] 吕长荣,王岩. 内倾式斜拉桥桥塔临时横撑施工方案优化应用研究[J]. 公路,2018,63(09):105-111.

[4] 王杰,徐启利. 平潭海峡公铁两用大桥元洪航道桥桥塔桁架式临时横撑设计[J]. 世界桥梁,2018,46(04):22-26.

[5] 赵全成,刘晓波,左小明. 武汉青山长江公路大桥北塔临时横撑设计[J]. 桥梁建设,2020,50(S1):100-105.

[6] 叶伟,沈锐利,唐茂林. 外包钢板混凝土悬索桥桥塔极限承载力研究[J]. 北京交通大学学报,2006,30(S1):211-217.

[7] 彭强. 南京长江五桥钢壳混凝土桥塔足尺模型工艺试验[J]. 桥梁建设,2019,49(03):46-50.

[8] 陈平,华乐. 南京长江第五大桥钢混组合塔钢壳制造关键技术[J]. 世界桥梁,2019,47(03):20-25.

[9] 樊健生,朱尧于,崔冰,等. 钢板-混凝土组合结构桥塔研究及应用综述[J]. 土木工程学报,2023,56(04):61-71.

[10] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗风设计规范:JTG/T 3360-01—2018[S]. 北京:人民交通出版社,2018.

[11] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥涵施工技术规范:JTG/T 3650—2020[S]. 北京:人民交通出版社,2020.

(责任编辑 王利君)

(上接第32页)

[7] DI C, RESSI A. Construction of the deep cut-off at the Walter F. George Dam[C]// Proceedings of Sessions of the Geo-Support Conference: Innovation and Cooperation in Geo, 2004: 530-544.

[8] ANDERSON T C. Secant piles support access shafts for tunnel crossing in difficult geologic conditions[M]//Geo-Support 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems, 2004: 299-308.

[9] TONY S. Conflicting requirement for firm pile concrete in secant pile walls[J]. Concrete, 2005, 39(6): 26-27.

[10] 王安龙. 钻孔咬合桩——地铁工程围护结构新型式[J]. 铁道工程学报,2003(1):7.

[11] 张中安. 钻孔咬合桩在深圳地铁会一购区间施工中的应用[J]. 西部探矿工程,2003,15(2):133-134.

[12] 范恒秀,李昌宁. 杭州地铁深基坑钻孔咬合桩施工设

备组合与应用[J]. 西部探矿工程,2005,17(7):2.

[13] 李鹏. 钻孔咬合桩在地铁车站围护结构中的施工技术[J]. 西部探矿工程,2005,17(5):3.

[14] 康涛,刘佑荣. 钻孔咬合桩新工艺应用中遇到的问题分析[J]. 土工基础,2005,19(4):3.

[15] 杨建学,侯伟生,郑陈旻,等. 冲孔咬合桩在某邻海深基坑围护中的工程应用[J]. 岩土工程学报,2010(S1):207-209.

[16] 秦东平,边可,王伟东,等. 咬合桩止水帷幕在PBA暗挖隧道中的应用研究[J]. 都市轨道交通,2022,35(4):135-139.

[17] 张晓涛,贾方毅. 砂卵石地层地铁车站基坑咬合桩围护结构参数分析[J]. 四川建筑,2023,43(1):77-80.

[18] 李恒,谢洪阳,叶云雪,等. 桩长对咬合桩抗弯性能影响的试验研究[J]. 江西建材,2023(1):32-34.

(责任编辑 王利君)