

桩端岩溶顶板的破坏特征试验与理论 计算模型研究

黄 明¹, 付俊杰², 陈福全¹, 江 松¹

(1. 福州大学土木工程学院, 福建, 福州 350116; 2. 中国建筑第七工程局有限公司, 河南, 郑州 450004)

摘 要: 基于分离相似设计方法, 开展了顶板厚度和溶洞直径变化下桩端顶板的破坏特征模型试验, 并构建了相应的安全厚度理论计算模型。1) 溶洞顶板厚度的大小影响了桩基嵌岩端荷载的传递路径, 厚度越大传递范围越广, 形成的剪切带体积越大。顶板厚度 $t \leq 1.0d$ 时(d 为桩径)顶板临空面处易发生冲切破坏, 此时溶洞顶板的自身稳定性起控制作用, 顶板厚度越小, 溶洞临空面处脱落体积越小; 顶板厚度 $1.0d < t \leq 2.0d$ 时, 表现为锥形冲切失稳驱动上部剪切错动的破坏; 顶板厚度 $t > 2.0d$ 时, 表现为上部剪切错动驱动临空面的锥形冲切失稳, 且溶洞直径小于剪切错动体的横向宽度时, 剪切破坏最终发生在桩-岩界面的竖向投影范围以内。顶板厚度较小, 对应的 $Q-S$ 曲线为典型的陡降型曲线, 而厚度较大时 $Q-S$ 曲线为典型的缓变型。2) 顶板具有一定厚度情况下($t \geq 2.0d$), 洞径较小($l \leq 3.0d$)时, 桩端剪切变形较为显著, 上部剪切错动达到一定程度后, 顶板临空面才发生冲切破坏, 此时 $Q-S$ 曲线呈现缓变型趋势; 洞径较大时($l > 3.0d$), 顶板临空面处冲切现象较显著, 且洞径越大锥形冲切块的体积越大, 此时 $Q-S$ 曲线呈陡降型变化特征。3) 以锥形冲切破坏计算模型进行工程设计风险较大, 而冲-剪破坏理论模型与顶板岩体强度、完整性、桩径、嵌岩深度、施工方法及工艺等相关, 故现场条件下即可计算出顶板的最小安全厚度值。

关键词: 分离相似设计; 模型试验; 嵌岩桩; 溶洞顶板; 破坏特征

中图分类号: TU473.1+2 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2017.06.0435

THEORETICAL CALCULATION MODEL AND MODEL TEST ON THE FAILURE CHARACTERISTIC OF KARST ROOF UNDER ROCK-SOCKETED PILE

HUANG Ming¹, FU Jun-jie², CHEN Fu-quan¹, JIANG Song¹

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350116, China;

2. China Construction Seventh Engineering Division. Corp. Ltd, Zhengzhou, Henan 450004, China)

Abstract: Based on the isolated similar design method, the model test research on the failure characteristic of karst roof under a rock-socketed pile was carried out with the change of roof thickness and cave diameter, and a formula was also presented. It shows that: 1) The thickness of karst roof impacts the load transfer path of the rock-socketed pile, the thicker the roof, the wider the transfer range, and the larger the volume of a shear zone. When the thickness of the roof is no more than the diameter of the pile, punching failure will happen around the free face of the roof, and the stability of the roof around the free face play a vital role. The thinner the roof, the

收稿日期: 2017-06-06; 修改日期: 2017-12-01

基金项目: 国家自然科学基金项目(41672290); 福建省自然科学基金项目(2016J01189)

通讯作者: 黄 明(1983—), 男, 江西瑞金人, 教授, 博士, 主要从事岩土与地下工程研究(E-mail: huangming05@163.com).

作者简介: 付俊杰(1990—), 男, 河南郑州人, 硕士, 主要从事岩土与地下工程研究(E-mail: 1339578501@qq.com);

陈福全(1971—), 男, 福建龙岩人, 教授, 博士, 主要从事岩土工程方面的教学与研究工作(E-mail: phdchen@fzu.edu.cn);

江 松(1991—), 男, 福建福州人, 博士生, 主要从事岩土与地下工程研究(E-mail: 419289622@qq.com).

smaller the volume of the tapered block. When the thickness of roof is greater than the diameter of the pile, but littler than two times of the diameter, the upper shear failure happens firstly, and then induces the punching failure around the free face. When the thickness of the roof is greater than two times of the diameter of the pile, the punching failure around the free face happens firstly, and induces the upper shear failure latterly, which will happens within the projection of the pile in the condition that the diameter of the cave is less than the transverse width of the shear zone. The load-settlement curve is of a rapid-falling style with a thinner roof, while the load-settlement curve is of a slow-change style with a thicker roof. 2) The shear deformation of the roof is significant when the diameter of the cave is less than three times of the pile diameter (the thickness of the roof is greater than two times of the pile diameter), the punching failure happens after the upper shear failure of the roof, and the load-settlement curve is of a slow-change style. The greater the diameter of a cave, the larger the volume of the tapered punching block, and the load-settlement curve is of a rapid-falling style when the diameter of the cave is greater than three times of the pile. 3) It is of great risk to calculate the safe thickness of the karst roof under the pile tip using the punching failure formula. However, the punching-shear failure model is providential, and related to the strength of the karst roof, the integrity of rock, the diameter of the pile, rock-socketed depth, the construction method and technologies. This approach can be used to calculate the safe thickness of the cave roof quickly in site.

Key words: respective simulation design; model test; rock-socketed pile; karst roof; failure characteristics

随着公路铁路网的不断扩容, 工程中遇到岩溶地层的情况也愈加普遍, 而对于岩溶地层的处治亦成为了国内外学者的研究热点^[1-3]。在岩溶地区桥桩施工过程中一旦遇到溶洞, 通常采用直接填埋溶洞, 或让桩身穿过溶洞到达稳定持力层等方式进行处理, 但在溶洞顶板具有一定厚度及承载力时, 这两种方式并非最佳的处治措施。而充分利用溶洞顶部稳定的岩层承担荷载, 使桩基不戳穿溶洞情况下直接作用于溶洞顶板之上便可达到设计要求, 如此将有效缩短施工工期并节约成本。此时, 深入分析桩端岩溶顶板的承载特性, 并评价顶板在桩端荷载作用下的稳定性就显得尤为必要^[1]。而现阶段关于桩端安全厚度的设计计算方法虽然较为丰富, 但工程设计中却一直未得到较好应用。理论解析方面, 早先提出的主要为半定量的顶板安全厚度计算方法, 后来又提出局部荷载作用下的冲切、剪切和拉弯破坏模式^[4], 但这些方法不能较好地反映顶板岩层在桩端荷载作用下的真实受力状态。近年来, 赵明华和 He 等^[1,5-6]及其各自采用突变理论、修正 Mohr-Coulomb 和 Hoek-Brown 准则、模糊集理论、Info Gap 理论和极限分析法等从不同角度对下伏溶洞顶板最小安全厚度、破坏模式以及稳定性问题开展了深入且卓有成效的研究工作。有限元法可模拟复杂的边界条件, 因而也成为研究复杂地层中桩基问题的重要方法^[7-11], 但由于岩溶区桥梁桩基受力的复杂性并且实施过程较为困难, 其工程应用受到

一定限制。现场原位试验是研究岩溶区桩基问题最基本可靠的方法^[12-13], 给岩溶桩基亟待解决的关键问题提供了宝贵的资料, 但由于岩溶的隐蔽性及不确定性, 现场实测的工况比较单一, 且试验难度大、耗费高, 对诸如桩基传力性状、桩周岩土体的变形、溶洞顶板的破坏特征等问题都无法直接观测。室内模型试验作为一种最常见的研究手段, 常常被应用于桩基问题的研究当中^[14-15]。通过室内模型试验开展岩溶桩基问题的研究, 是一种很好的途径, 目前张慧乐等^[16]基于室内试验对岩溶区嵌岩桩承载特性影响因素进行了研究, 为实际工程提供了较好的参考, 但对于加载条件下破坏的渐进发生过程还待进一步阐述, 诸如顶板破坏机理及影响因素等问题的研究仍需进一步开展。

事实上, 溶洞顶板在桩端荷载下的破坏过程极其复杂。一方面, 桩基自身嵌岩段的破坏可能发生于桩-岩界面或岩体内部; 另一方面, 溶洞上部临空面顶板的破坏与原岩应力及外荷载的扰动程度相关。只有将嵌岩段荷载传递过程与溶洞受力失稳耦合考虑, 深入分析桩端岩层受力变形的渐进性破坏过程, 才能摸清桩端荷载下岩溶顶板的承载机理, 由此得到可靠的计算方法。本文将基于分离相似设计方法^[17-18]开展室内模型试验, 通过分析顶板厚度和溶洞大小变化条件下模型的破坏特征, 重点研究桩端嵌岩段荷载传递过程及下部顶板渐进性失稳的耦合演化规律, 并尝试构建相应的稳定性计算模型。

1 分离相似试验设计及实施方案

1.1 相似材料的配比

试验以新建渝黔铁路复线周家湾大桥为依托,由勘测资料可知,该桥所处区域地质结构复杂,桩基下部溶洞分布广泛且极为发育,其地层厚度为20 m~25 m,上部存在3.5 m深的红黏土,下部为白云质灰岩,工程采用直径1.5 m的嵌岩桩,区域岩土主要指标参数如表1所示。

表1 岩土层的主要物理参数

Table 1 The main physical parameters of geomaterials

岩土层	密度/ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	粘聚力/ kPa	内摩擦角/ ($^{\circ}$)	变形模量/ MPa	抗压强度/ MPa	抗拉强度/ MPa
红黏土	1.83	45	12	—	—	—
灰岩	2.7	1600	39	8940	105.5	3.43

相似模型设计中最为常用的有量纲分析法^[19]和控制方程法^[20-22]。量纲分析法虽然可以推导出原型和模型之间比较复杂的相似关系,但是在试验操作的过程中由于参数众多而不可能使各个参数均满足相似要求;控制方程法可以分别对模型的各个结构进行相似设计,但是不能区别同一方程中各参数对模型设计的重要程度。针对以上情况,文献[17-18]提出的分离相似设计办法有效规避了以上问题,该方法在量纲分析法的基础上克服了传统分析方法中无法区分岩土体与其他结构体之间相似设计不同的缺陷,在设计时优先满足关键参数的相似关系,并在此基础上尽可能地满足其他参数的相似要求。本文参考以上方法,选定几何相似比 C_L ,重力相似比 C_g 和密度相似比 C_ρ 作为控制因素开展模型试验。

试验中的模型包括桩、模型土、模型岩,其相关参数包括几何尺寸 L 、密度 ρ 、重力加速度 g 、正应力 σ 、应变 ε 、剪应力 τ 、剪切模量 G 、变形模量 E 、横截面积 A 、抗弯刚度 EI 、剪应变 γ 、粘聚力 c 、内摩擦角 φ 、力 F 、弯矩 M 、质量 m 、位移 u ,由此可确定模型试验的一级特征方程:

$$f(L, \rho, g / \tau, \sigma, E, I, A, G, \gamma, \varepsilon, c, \varphi, u, F, M, m) = 0 \quad (1)$$

式(1)中列出的模型试验参数,其中部分参数与岩质材料及桩体的配比无关,故需进行二次分离,得出模型试验岩质材料的二级特征方程:

$$f_r^2(L, \rho, g / \sigma, \varepsilon, \tau, E, \gamma, c, \varphi, u, F, m) = 0 \quad (2)$$

$$f_p^2(L, \rho, g / \sigma, \varepsilon, \tau, EI, \gamma, M) = 0 \quad (3)$$

式(2)给出了影响岩质材料强度的多个参数,但并非所有参数都对试验设计起到决定性作用,且文

中主要采用莫尔-库伦准则来分析岩石的破坏强度,对于模型桩的设计,主要考虑桩的抗弯。因此需对式(2)、式(3)进一步分离,得到第三级控制方程:

$$f_r^3(L, \rho, g / \tau, E, c, \varphi) = 0 \quad (4)$$

$$f_p^3(L, \rho, g / EI, M) = 0 \quad (5)$$

由式(4)、式(5)可知,岩石相似材料的关键因素为剪切强度、内摩擦角、粘聚力和变形模量;桩体关键因素为抗弯刚度及弯矩。由于模型和原型处于同一重力场,因此需保证 $C_g=1$,根据试验仪器尺寸及性能,确定 $C_L=100$, $C_\rho=1.2$,确定 $C_{EI}=120$ 。则可得岩质相似材料的关系如表2所示。

表2 岩质相似材料的相似关系

Table 2 Similarity ratio between the rock and the material

物理量	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	变形模量 E/MPa
比例关系	$C_\rho=1.2$	$C_c=120$	$C_\varphi=1$	$C_E=120$
岩石	2.7	1600	39	8.94×10^3
目标值	2.25	13.33	39	74.5

钢筋混凝土桩的抗压强度主要来源于混凝土,因此根据《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010,取混凝土变形模量为 3.25×10^4 MPa,已知工程桩直径为1.5 m,试验模型桩直径为1.5 cm。

$$I = \frac{\pi \times d^4}{64} \quad (6)$$

$$C_{EI} = \frac{(EI)^p}{(EI)^m} = \frac{E^p}{E^m} \cdot \frac{I^p}{I^m} \quad (7)$$

则由式(6)和式(7)可得:

$$E^m = \frac{E^p}{C_{EI}} \cdot \frac{I^p}{I^m} = \frac{E^p}{C_{EI}} \cdot \left(\frac{d^p}{d^m} \right)^4 = \frac{3.25 \times 10^4}{1.2 \times 10^{10}} \left(\frac{1.5}{0.015} \right)^4 = 2.7 \times 10^2 \quad (8)$$

根据资料显示,有机玻璃的变形模量在0.3 GPa左右,因此本次试验选用有机玻璃作为桩体的试验材料。模型桩的长度为10 cm,直径1.5 cm。

试验选用重晶石粉和铁精粉由河北灵寿县明江矿产有限公司生产,重晶石粉规格为400目,密度约为 $4.2 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$,硫酸钡含量为98%;铁精粉规格为100目,铁含量 $\geq 95\%$;石英砂选用上海津沅有限公司生产的高纯度石英砂,规格为40目~70目, $\text{SiO}_2 \geq 99.5\%$, $\text{Fe}_2\text{O}_3 \leq 0.015\%$,密度为 $1.6 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$;松香选用一级松香粉,便于溶于酒精;酒精选用郑州六顺化工产品有限公司生产的医用酒精,乙醇浓度为95%;石膏粉选用应城金龙膏业公司生产的模型石膏

粉, 抗折强度为 2.7 MPa~3.3 MPa, 初凝时间约为 4 min~7 min, 终凝时间约为 12 min~15 min。

试验过程中按质量配合比进行设计, 以铁精粉/重晶石粉、石英砂/(铁精粉+重晶石粉)、石膏/骨料、松香/(松香+酒精)作为正交设计的 4 个因素, 每个因素设置 4 个水平共 16 组材料配比方案, 对不同配比下的试样进行室内试验测试, 得到密度、粘聚力、内摩擦角和变形模量等参数, 如表 3 所示。在一次试验的基础上, 根据试验结果分析每种材料对各参数影响的敏感程度, 进一步开展二次细化试验, 结果如表 4 所示。最终得到较为合适的材料配

合比为(第 19 组): 铁精粉/重晶石粉=2:5、石英砂/(重晶石粉+铁精粉)=30%、石膏/骨料=2%、松香/(松香+酒精)=24%。此配比条件下的模型 $\rho=2.15\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$, $c=21.46\text{ kPa}$, $\varphi=40.13^\circ$, $E=70.86\text{ MPa}$, 与目标值较为接近。此外, 试验桩的选择也需要根据相似比来确定, 由于此次试验是以研究溶洞的破坏为主。已知工程桩直径为 1.50 m, 通过试验测试得到有机玻璃的变形模量在 0.3 GPa 左右, 因此本次试验选用有机玻璃作为桩体的试验材料, 模型桩长 10 cm, 直径 1.5 cm。

表 3 岩质相似材料的一次配比试验结果

Table 3 Mixing proportion test of the similar materials for the first time

组次	铁精粉/重晶石粉	石英砂/(铁精粉+重晶石粉)/(%)	石膏/骨料/(%)	松香/(松香+酒精)/(%)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	变形模量 E/MPa	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
1	0	10	2	6	7.981	29.19	10.720	1.934
2	0	20	4	12	24.935	27.00	42.330	1.974
3	0	30	6	18	49.681	26.33	52.340	2.054
4	0	40	8	24	55.348	29.46	49.995	1.965
5	1:4	10	4	24	109.23	24.98	57.775	2.014
6	1:4	20	2	18	56.198	29.83	34.305	2.024
7	1:4	30	8	12	33.057	27.64	20.085	2.027
8	1:4	40	6	6	10.862	35.29	13.860	2.012
9	2:3	10	6	12	28.335	37.11	20.210	2.112
10	2:3	20	8	6	7.3199	34.11	8.057	2.097
11	2:3	30	2	24	18.182	46.52	73.380	2.188
12	2:3	40	4	18	22.196	37.88	52.535	2.162
13	3:2	10	8	18	76.032	28.42	25.840	2.215
14	3:2	20	6	24	90.200	41.60	56.745	2.226
15	3:2	30	4	6	27.391	30.75	14.165	2.255
16	3:2	40	2	12	43.447	34.48	34.100	2.270

表 4 二次细化相似材料的配比试验结果

Table 4 Mixing proportion test of the similar materials for the second time

组次	铁精粉/重晶石粉	石英砂/(铁精粉+重晶石粉)/(%)	石膏/骨料/(%)	松香/(松香+酒精)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	变形模量 E/MPa	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
17	3:5	30	2	24	18.33	43.46	73.211	2.173
18	1:2	30	2	24	20.15	43.10	72.193	2.151
19	2:5	30	2	24	21.46	40.13	70.861	2.149

1.2 试验的实施

为了更好的观测加载时的破坏情况, 本次试验采用中心对称模型, 并忽略浅部桩周土层侧摩阻力和地下水的影响, 假定基岩构造完整, 溶洞为规则型球体^[23]。桩基嵌岩深度参考最佳及最大嵌岩深度的研究成果^[24-25], 采用 $3d$ (d 为桩基直径) 即 4.5 cm。试验分为两种工况进行: 1) 固定溶洞直径为 $3d$, 顶板厚度在 $1d\sim4d$ 间变化, 如图 1(a)所示; 2) 固定顶板厚度为 $2d$, 溶洞直径在 $2d\sim5d$ 间变化, 如图

1(b)所示。

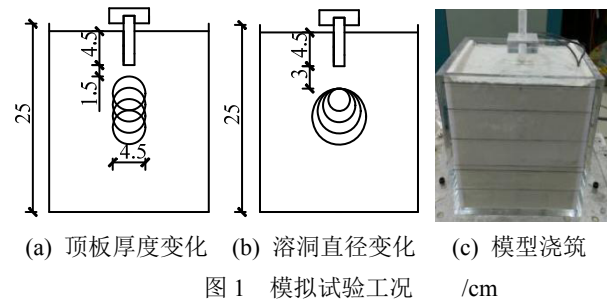


图 1 模拟试验工况 /cm
Fig.1 Model test for several cases

由于溶洞处于模型正中间,考虑到溶洞的完整性,模型制作过程中采用提前预置的办法。以工况2中直径为4倍桩径(6 cm)的溶洞为例,采用有机玻璃制作 $15\text{ cm}\times 15\text{ cm}\times 6\text{ cm}$ 的模具盒,如图2(a)所示,将模具盒固定于桌面,选择直径为6 cm的半球形泡沫固定于模具盒正中间,泡沫距离周边各有机玻璃板的长度在下方A4纸上进行标定,保证其中一侧距离为3 cm(顶板厚度)。按照模型尺寸计算并称量已确定配比的原料,将其混合均匀后加入松香酒精溶液搅拌混合,之后将该混合材料倒入模具盒中分层压实。模型表面应保持平整,一段时间之后拆分模具盒,取出半球形泡沫后即可形成半个溶洞模型。将半溶洞模型通风干燥48 h后备用,如图2(b)所示。

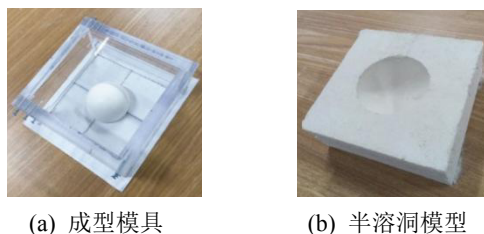


图2 溶洞模型制作

Fig.2 Model of the cave

待预置模型干燥之后,可对整体模型箱进行填充。在预置溶洞模型固定之后,根据周边空间的几何尺寸,计算所需模型材料的质量,根据计算结果称取提前拌制好的模型材料将空间填满压实,只有严格控制各空间填充的质量,才能保证填充部分与预置部分相同的材料密度和力学强度。最后将有机玻璃桩固定于溶洞顶板中央位置,继续填充模型材料,使其嵌岩深度达到4.5 cm,如图3所示。待整体模型填充完毕后,将其置于干燥通风处48 h,之后可加上桩帽并施加一定荷载进行试验。

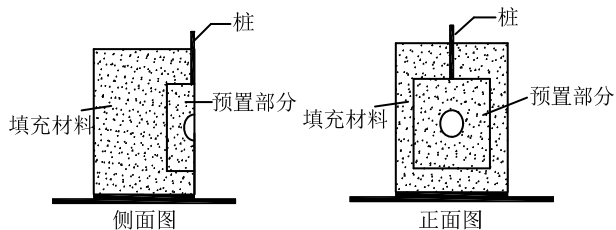


图3 模型简图

Fig.3 Diagram of model

加载过程中,首先根据《铁路桥涵地基和基础设计规范》,结合实际地层情况初步计算桩基的承载力,再采用人工等时距加载法^[26],通过在桩端承台上施加砝码来控制荷载的大小,每级荷载为

25 N,各级荷载持续时间为10 min,利用百分表每隔2 min记录一次桩端位移。当出现以下情况之一时停止加载:1) 模拟的溶洞坍塌;2) 在某级荷载的作用下,桩顶的沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的2倍;3) 模型总沉降达到5 mm。根据试验结果绘制多种工况下外部荷载对应桩顶沉降的 $Q-S$ 曲线。

2 溶洞顶板的渐进性破坏特征分析

2.1 顶板厚度对承载性能的影响

试验的目的在于观测岩溶顶板的破坏模式,因此在加载过程中,当桩顶荷载达到其极限承载力或者沉降量达到标准之后,继续加载直至溶洞顶板发生破坏,如图4所示。

当顶板厚度为 $1d$ (d 为桩径)时,如图4(a)所示,嵌岩桩底部岩层在上部荷载的作用下首先形成了一个范围较小的应力集中区,随着上部荷载的逐渐增大,集中区范围也随之扩大,并在一定边界内自上而下产生细微的裂纹,此时桩基底部岩层进一步压缩,产生明显的竖向位移;当上部荷载进一步加大,裂纹沿应力集中区逐渐向下传递并不断发展,但由于顶板厚度较小,发展范围有限,最终仅形成一个小半圆形区域,与此同时溶洞顶部岩层已经开始出现了细微的拉裂纹,并与半圆形区域相交。随着荷载的继续施加,桩底应力进一步向下传递,溶洞顶部裂纹愈发明显,与半圆形区域相交处逐渐贯通,并在正上方处形成一个锥型块体,随即产生瞬间脱落,脱落面呈显著的冲切破坏特征。该锥型脱落体的水平跨度约为 $1.5d$,高度约为 $0.5d$ 。图4(b)具有类似的锥形块体脱落,上部应力集中区裂纹发展不够显著,同样呈现出应力集中后的顶板临空面直接冲切破坏。但相比 $1d$ 情况,其应力集中区域范围大,且应力集中区错动微裂纹较多,剪切破坏趋势更为显著,临空面处冲切锥形块体相对较小。

随着顶板厚度的增大,如图4(c)所示 $3d$ 厚度情况下,桩基模型的稳定性明显增强。荷载施加过程中,桩基底部岩层同样最先出现应力集中,并产生明显的压缩变形,但随着加载进行,应力集中区逐渐向周边扩散,两侧边伴有细微裂纹产生,此时外荷载逐渐由两侧及下部向岩体内渐进性传递。由于该模型顶板厚度较大,荷载渐进性传递历过程较长,且两侧细微裂纹发展范围广并逐渐向下扩展,

一定时期以内, 溶洞上方不会立刻形成类似图 4(a) 所示的锥型块体; 当荷载继续增大, 应力集中区两侧裂纹更加明显并有逐渐贯通的趋势, 此时溶洞临空面的锥型块才渐渐显现, 其高度约为 $1d$, 跨度 $2d$, 并在锥形块体上部裂纹贯通后出现塌陷, 但坍塌过程较为缓慢, 具有明显的裂纹前兆。相对于顶板 $1d$ 厚度情况, 此时 $3d$ 厚度顶板的破坏应力集中区域面积更大, 应力集中区域两侧出现明显的剪切错位, 整个破坏过程是由剪切破坏发展至锥形块体上方后, 再由锥形块体在临空面处以冲切破坏来体现, 即表现为较为显著的冲剪破坏。

图 4(d) 与图 4(c) 相比, 顶板厚度增大到 $4d$, 其受力情况与之相似, 但应力集中区范围最大, 两侧

裂纹分布要广。特别值得关注的是, 由于桩端两侧剪切面包围的应力集中区横向尺寸较大, 并已接近或超过下伏溶洞的直径。临空面横向尺寸太小导致诸如图 4(c) 所示的破坏不易发生, 故荷载进一步增大时桩-岩界面将产生错位形成桩基刺穿应力集中区, 在桩端界面投影范围内产生剪切破坏, 至溶洞顶板临空面时发生冲切破坏, 形成剪切错动和锥形冲切混合的脱落体, 整体表现出以剪切为主的冲剪破坏。通过分析顶板厚度变化下的破坏特征不难发现, 厚度越小溶洞临空面脱落体体积越小, 且临空面处的破坏基本为冲切破坏, 厚度较大时将同时出现临空面冲切和上部剪切破坏, 总体上厚度越大破坏影响范围越大。

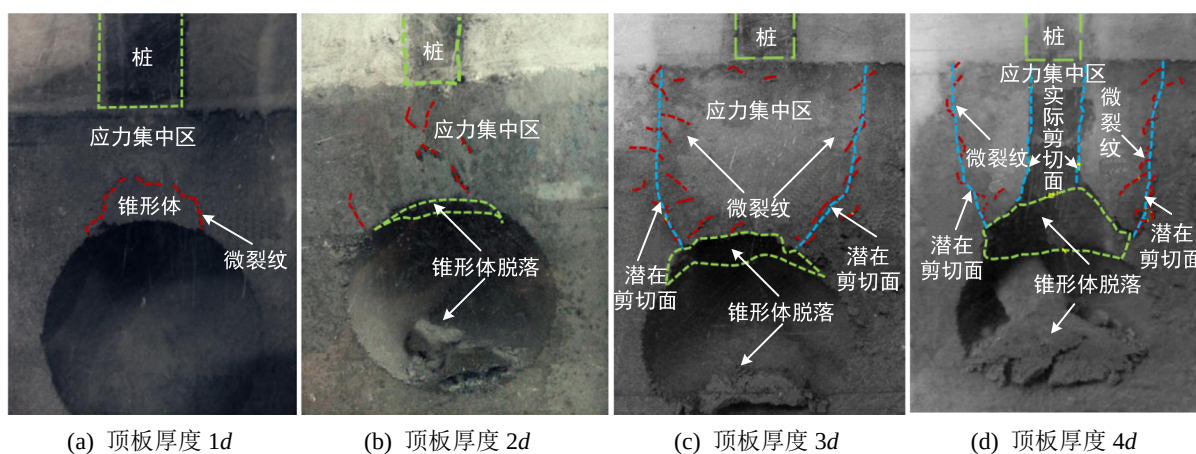


图 4 溶洞为 $3d$, 顶板厚度变化时的破坏模式(d 为桩径)

Fig.4 Failure models of the karst roof with the thickness change in the condition of the karst cave in the size of 3 times diameter of pile (d is the diameter of the pile)

总结以上破坏现象可知, 当溶洞顶板厚度小于 $1d$, 桩端荷载迅速下传至溶洞顶部, 在岩体内部拉应力超过其抗拉强度时, 溶洞顶板临空面发生显著的锥形体冲切破坏。随着桩端岩层厚度的进一步增大, 此时桩端荷载的传递存在显著的渐进性特征, 嵌岩段应力首先向周边扩散, 在溶洞顶板上形成较大范围的应力集中区, 之后沿应力集中区两侧向下传递; 荷载进一步增大, 传递应力明显增强, 当其超过岩石的抗剪强度时, 桩端两侧岩体内部出现裂纹并形成潜在剪切面, 应力进一步下传最终在临空面形成一锥形冲切脱落体, 当厚度足够大且下伏溶洞尺寸较小时潜在剪切面发生竖向进一步错动存在困难, 最终桩端投影区域发生剪切并带动临空面处冲切的冲剪破坏。此外, 溶洞顶板厚度对桩基承载力及 $Q-S$ 曲线特征也存在较大影响。由图 5 可知, 当顶板厚度分别为 $1d$ 和 $2d$ 时, $Q-S$ 曲线存在明显的拐点, 为典型的陡降型曲线, 且破坏具有突发性,

极限承载力普遍较小; 随着顶板厚度的增加, 桩的极限承载力也明显增强, 当顶板厚度达 $3d$ 和 $4d$ 时, 其 $Q-S$ 曲线表现出典型的缓变型特征。

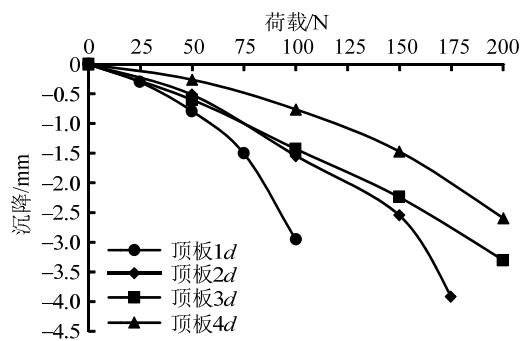


图 5 顶板厚度变化时的 $Q-S$ 曲线

Fig.5 Load-settlement curves with the thickness change of the roof

2.2 溶洞直径对承载性能的影响

溶洞上部顶板具有一定厚度时, 对比相同顶板厚度不同溶洞直径的破坏形态可知, 洞径较小时桩

端剪切变形较为显著,微裂纹的发展以剪切错动型居多,但由于顶板厚度较小,应力扩散空间有限,较小的剪应力扩散后便带动临空面处的冲切块的形成并最终脱落,如图6(a)所示。

当溶洞直径增大到一定程度时(洞径 $l > 3d$),随着荷载的增大,桩底应力集中区还未向两周充分扩散时顶板临空面处便发生锥形冲切破坏;随着洞径的增大,顶板临空面冲切破坏现象越明显,锥形冲切块体积越大,如图6(c)和图6(d)所示。由此可见,下伏溶洞尺寸对桩端荷载传递的应力路径同样具

有较大影响,尺寸较大时临空面处顶板一旦受到较小外力作用容易产生失稳,此时主要体现为溶洞顶板在较小扰动应力下的冲切破坏,进一步导致上部桩体刺入应力集中区,形成由冲切失稳驱动剪切破坏的情况,最终在溶洞顶端形成跨度约为 $2d$ 、高度约 $1d$ 的破坏体。因此,可以认为溶洞尺寸大小决定了顶板临空面自身的稳定性,洞径越大稳定性越低,在较小应力扰动下即引起抗拉失效的冲切失稳,从而带动上部剪切失稳,其先后发生顺序与厚度变化影响的失稳顺序恰好相反。

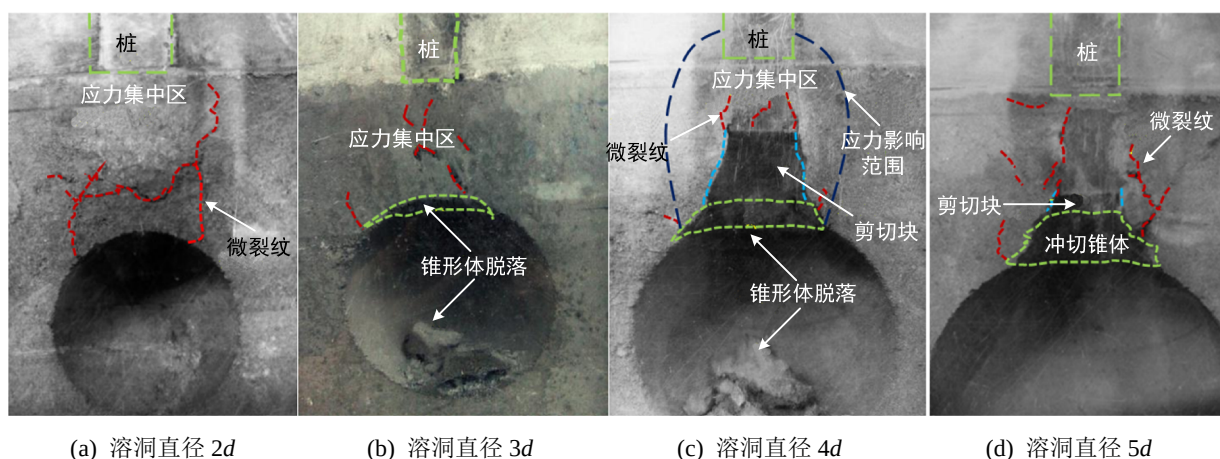


图6 顶板厚度为 $2d$, 溶洞大小为 $2d \sim 5d$ 时的破坏模式

Fig.6 Failure modes of the thickness of the roof is $2d$ and the diameter of the cave change (d is the diameter of the pile)

此外,溶洞直径的大小对桩基承载力也存在较大影响。图7给出了溶洞直径变化时的 $Q-S$ 曲线,溶洞直径为 $2d \sim 3d$ 时, $Q-S$ 曲线呈现缓变型趋势,岩层没有发生明显的破坏;随着溶洞直径的增大,顶板的稳定性随之减弱,当溶洞直径达 $4d \sim 5d$ 时,其 $Q-S$ 曲线出现明显的拐点,呈现陡降型变化特征。

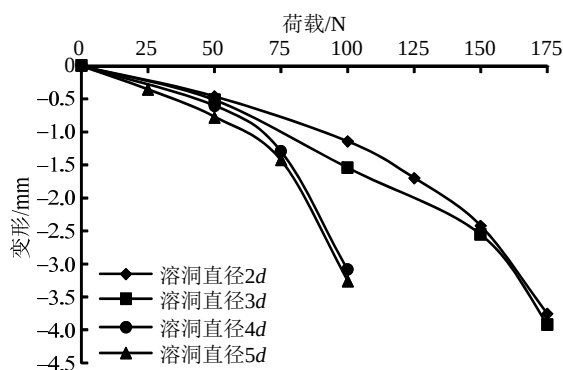


图7 溶洞直径变化时的 $Q-S$ 曲线

Fig.7 Load-settlement curves with the diameter change of the cave

2.3 破坏模式分析

综合上述分析可知: 1) 溶洞顶板的厚度大小主

要影响桩基嵌岩端的荷载传递,厚度越大传递范围越广,应力集中形成的剪切带体积越大; 2) 溶洞尺寸大小主要影响顶板临空面处冲切破坏体积大小,而且还直接决定了桩-岩界面或岩体内部剪切破坏的发生条件。溶洞直径越大,顶板冲切范围越广、体积越大,当直径大于荷载传递形成的剪切带跨度时,上部剪切破坏将发生在应力集中区边缘处,而直径小于该区域跨度时剪切破坏将发生在桩-岩界面处。

因此嵌岩桩下伏岩溶顶板的破坏形态可分为以下几种:

1) 桩径一定、顶板厚度 $t \leq 1.0d$ 时,普遍以顶板在临空面处的冲切破坏为主,此时嵌岩段荷载来不及向两侧充分传递,应力扩散范围较小,产生如图8(a)所示的快速冲切破坏,该工况下的桩基承载力较小,其破坏机理可解释为:洞室顶板岩层在上部桩基荷载传递过程中产生的应力扰动作用下产生的整体失稳破坏,且该条件下以溶洞直径大小对其自身顶板稳定性影响为主;溶洞尺寸相比厚度及桩径极小(如 $l \ll 1.0d$)时,破坏将由溶洞失稳转化

为忽略溶洞影响的桩基自身承载失效；当溶洞直径较大时，随着洞径的增大，顶板锥形冲切破坏体也随之增大，该洞径分界值与顶板材料性质及溶洞形状等相关。由上文试验分析可知，所有锥形冲切块的高度在 $0.5d \sim 1d$ 、跨度在 $1.5d \sim 2d$ 内变化。

2) 顶板厚度 $1.0d < t \leq 2.0d$ 时，桩端应力集中并逐渐向下发展，相比上述模式 1，此时顶板内部应力集中区域主要分布在桩端以下宽度较小的区域，裂纹基本上集中在这一区域内，应力进一步扩散并伴随有竖向剪切裂纹的出现，直到应力扩散至溶洞顶板临空面附近时，临空面顶板发生冲切破坏，并连带应力集中区竖向裂纹贯通，从而形成冲切块上部的剪切失稳块(如图 8(b)所示)，整体可归纳为锥形冲切块的形成驱动剪切错动体而产生的失稳破坏。图 7 中的破坏皆为此类模式，但此时随着溶洞尺寸的变化也出现不同的破坏特征：洞径越小冲切锥形体体积越小甚至消失，而剪切失稳块所占体积越大(如图 6(a))；随着洞径的增大，锥形冲切块的体积也随之增大，但剪切失稳块体积占比相

对减小(图 6(c)、图 6(d))。

3) 顶板厚度 $t > 2.0d$ 时，荷载作用初期桩端嵌岩段岩体受力变形主要体现为嵌岩桩的基本特征，如图 8(c)所示，同样在桩端首先产生应力集中，端阻和侧阻同时得到有效发挥，应力集中传递区域已由桩端发展成一定倍数桩径大小的区域，这与文献[27]的结论一致，但当荷载进一步加大时，应力扩散区最终将扩散至顶板临空面处形成锥形冲切块，与上述模式 2 有所不同的是，剪切破坏体在临空面处冲切破坏体形成之前已经出现，所以这一发展过程为剪切错动体的形成驱动锥形冲切块的产生而导致失稳破坏。针对溶洞尺寸的大小也将分为两种情况：当洞径大于剪切破坏体横向尺寸时，剪切错动体的下切过程具有足够宽度的临空条件，此时呈现出常规的剪切体-冲切块破坏特征；而当洞径小于剪切错动体的横向尺寸时，其下切过程受阻，此时外荷载继续增大，导致桩体在桩-岩界面范围内发生刺入破坏，对比图 4(c)和图 4(d)的破坏现象极易验证以上结论。

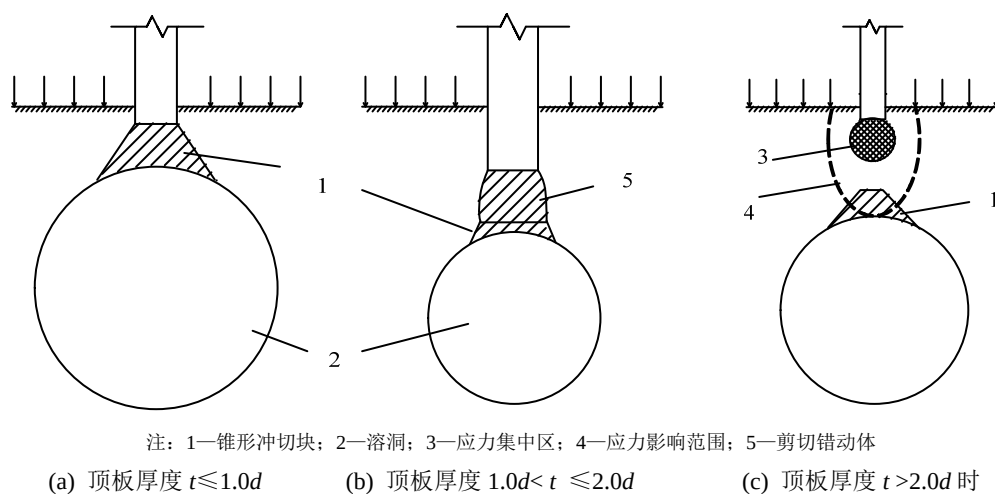


图 8 溶洞顶板的破坏模式

Fig.8 failure modes of the karst roof

3 顶板安全厚度的理论计算方法

3.1 冲切破坏模型

对于模式 1 中冲切破坏产生的锥形块体进行受力分析，如图 9 所示，由试验结果可知，产生破坏时溶洞顶部的锥形块体高为 $0.5d \sim 1d$ ，跨度约为 $1.5d \sim 2d$ 。因此，为了进行定量分析，本文假定锥形块体高 $h=d$ ，跨度 $d + 2h \tan \theta = 2d$ ，如图 9 所示，通过几何关系分析可知 $\theta = 26.6^\circ$ 。锥形块处于受力平衡状态且块体周围的抗拉强度完全发挥时，由静力平衡条件可得：

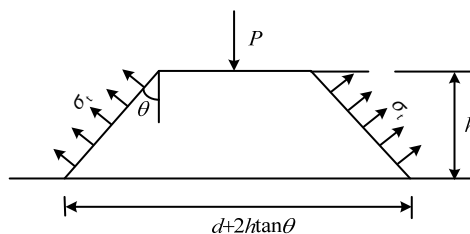


图 9 冲切锥形块体的受力分析

Fig.9 Force analysis of the tapered block

$$KP \leq \sigma_t S \sin \theta \quad (9)$$

式中： σ_t/kPa 为岩石抗拉强度； K 为桩端持力岩层的安全系数，取 $K=3$ ； S/m^2 为冲切锥体的侧表面积，

且容易得到:

$$S = \frac{\pi h}{\cos \theta} (d + h \tan \theta) \quad (10)$$

P/kN 为锥形块顶部荷载, 为上部桩端向下传递荷载, 其大小为:

$$P = \pi d^2 R_j / 4 \quad (11)$$

式中, R_j/kPa 为端阻应力。

联立式(9)、式(10)和式(11)可得:

$$R_j = \frac{4\sigma_t h (d \tan \theta + h \tan^2 \theta)}{K d^2} \quad (12)$$

由表 1 可知周家湾大桥处灰岩的抗拉强度 $\sigma_t = 3.43 \text{ MPa}$, 桩基直径 $d = 1.5 \text{ m}$, 代入式(12)可得 $R_j = 3.43 \text{ MPa}$ 。将其代入式(11)可得 $P = 6.06 \times 10^3 \text{ kN}$ 。因此, 采用完全冲切破坏模式进行验算时, 考虑锥形冲切破坏块厚度为 $1d$ 时, 冲切块顶部竖向极限应力应始终小于 3.43 MPa , 此时溶洞顶板将不产生该类型破坏。但实际工程中顶板厚度为 $1d$ 时上表面应力如此小(约为抗拉强度值)的情况较少, 且这样设计风险极大, 工程中通常增大顶板的设计厚度, 规避以上类型的破坏。

3.2 冲-剪破坏模型

嵌岩桩与周围岩层通常是一个咬合的整体, 外荷载作用下的破坏是沿桩侧某一破裂角剪切破坏的, 此时嵌岩段的岩体影响范围为一弧形^[26]。结合本文试验结果(图 6(c)), 得到该假定下的岩体弧形影响范围为桩侧 $1d$ 、端 $0.5d$ 以内, 如图 10(a)所示。为了便于后续理论计算, 将影响区域岩体形状简化为如图 10(b)所示直径为 $2d$ 的圆柱剪切体, 上部荷载将由该圆柱体的侧面剪力及端面阻力提供平衡, 其中端面阻力将由锥形冲切块提供反力。

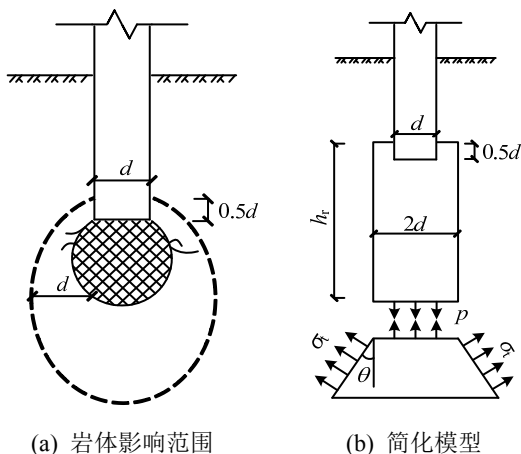


图 10 剪切体计算简化模型

Fig.10 Simplified model of the punching-shear failure

因此, 满足嵌岩承载力要求条件下验算溶洞顶板的安全时, 必须满足下式:

$$K'([P] - P) \leq h_r u \tau \quad (13)$$

其中: $[P]/\text{kN}$ 为桩基的容许承载力; P/kN 为图 11 所示锥形冲切块的承载力; h_r/m 为圆柱体的高度; u/m 为圆柱体周长; τ/kPa 为岩石抗剪强度, K' 为桩端持力岩层的抗剪安全系数, 取 $K' = K = 3$ 。

以岩石强度为控制指标进行设计, 由《铁路桥涵地基和基础设计规范 TB 10002.5—2005》可知嵌岩桩的单桩承载能力标准值^[26]为:

$$[P] = R(C_1 A + C_2 U h_k) \quad (14)$$

式中: $[P]$ 为嵌岩桩的容许承载力; U 为嵌入岩石层内的桩及管桩的钻孔周长; h_k 为自新鲜岩石面(平均高程)算起的嵌岩深度; R 为岩石单轴抗压强度; C_1 、 C_2 为计算系数, 可根据岩石层破碎程度和清底情况决定^[26]。

岩石抗剪强度一般取允许抗压强度的 $1/10 \sim 1/20$ ^[28], 本文取 $\tau = R/12$, 联立式(8)、式(9)可得剪切圆柱体的高度计算公式为:

$$h_r = \frac{K([P] - P)}{u \tau} = \frac{K([P] - P)}{2\pi d \times \frac{R}{12}} = \frac{18 \times [R(C_1 A + C_2 U h_k) - P]}{\pi d R} \quad (15)$$

最终可得冲-剪破坏模式中顶板最小安全厚度计算公式为:

$$h' = h_r + 1.0d - h_k \quad (16)$$

分析上述计算公式可知, 顶板最小安全厚度与顶板岩层强度、顶板完整性、桩基直径、嵌岩深度、施工方法及工艺(嵌岩效果)等都存在联系。实际设计过程中可按照相关规范预先计算出合理的桩基嵌岩深度, 之后再按本文理论公式计算顶板所需的最小安全厚度, 最后结合工程现场地勘情况, 判断桥址处岩溶顶板作为桩基持力层的可行性。

3.3 算例分析

周家湾大桥岩溶段采用挖孔灌注桩, 实际桩基混凝土强度等级为 C40 ($f_c = 19.1 \text{ MPa}$), 桩基直径 $d = 1.5 \text{ m}$, 桩基所处岩石层为完整的灰岩, 由表可知单轴抗压强度 R 为 105.5 MPa , 下部锥形冲切块承载力取极限冲切破坏 $P = 6.06 \times 10^3 \text{ kN}$ 。按岩石强度为控制指标计算, C_1 取 0.4 、 C_2 取 0.03 , 嵌岩深度按经验取 $0.5d$ 为 0.75 m , 满足构造要求的 0.5 m 。由式(14)可得 $[P] = 96.9 \times 10^3 \text{ kN}$, 代入式(15)得:

$$h_r = \frac{18 \times (96.9 \times 10^3 - 6.06 \times 10^3)}{\pi \times 1.5 \times 105.5 \times 10^3} = 3.29 \text{ m}$$

最终由式(16)可得 $h' = 2.69d = 4.04 \text{ m}$ 。

由此可见,周家湾大桥在灰岩地层中满足合理嵌岩深度的情况下,桩端下伏溶洞顶板厚度至少还需满足 2.7 倍以上桩径才能确保桩基的安全与稳定。

4 结论

本文基于分离相似设计开展了不同顶板厚度及溶洞直径的顶板破坏特征模型试验,归纳得到了不同工况下的破坏模式及相应的顶板稳定性计算方法,结论如下:

(1) 溶洞顶板的厚度大小主要影响桩基嵌岩端的荷载传递,厚度越大传递范围越广,应力集中形成的剪切带体积越大。溶洞顶板厚度较小时临空面发生显著的锥形块体冲切破坏,顶板厚度越小溶洞临空面脱落体积越小, Q - S 曲线为典型的陡降型曲线,极限承载力普遍较小;厚度较大时表现为上部剪切破坏驱动临空面冲切失稳的破坏形态,总体上厚度越大破坏影响范围越大, Q - S 曲线表现出典型的缓变型特征,极限承载力也明显增强。

(2) 对比相同顶板厚度不同溶洞直径的破坏形态可知,洞径较小时桩端剪切变形较为显著,微裂纹的发展以剪切错动型居多,当上部剪切错动达到一定程度后才出现临空面的冲切破坏;洞径越大顶板临空面冲切破坏现象越显著,锥形冲切块体积越大。洞径较小时 Q - S 曲线呈现缓变型趋势,洞径较大时 Q - S 曲线出现明显的拐点,呈陡降型变化特征。

(3) 归纳得到顶板破坏类型为:桩径一定、顶板厚度 $t \leq 1.0d$ 时顶板临空面处易发生冲切破坏,此时溶洞顶板自身稳定性起控制作用;顶板厚度 $1.0d < t \leq 2.0d$ 时的破坏表现为锥形冲切块失稳驱动剪切错动体的破坏,洞径越小冲切锥形块体积越小,剪切失稳块所占体积越大;顶板厚度 $t > 2.0d$ 时破坏体现为剪切错动破坏驱动锥形冲切失稳,洞径大于剪切错动体的横向宽度时呈剪切-冲切破坏特征,而洞径小于剪切错动体横向宽度时剪切破坏最终发生在桩-岩界面的投影范围以内。

(4) 以冲切破坏计算模型进行设计风险极大,建议以冲-剪破坏理论确定顶板最小安全厚度,该理论计算公式与顶板岩石强度、顶板完整性、桩基直径、嵌岩深度、施工方法及工艺等都存在联系,利用本文推导的理论公式计算顶板最小安全厚度可为实际工程提供直接参考。

参考文献:

- [1] 赵明华, 蒋冲, 曹文贵. 岩溶区嵌岩桩承载力及其下伏溶洞顶板安全厚度的研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1618—1622.
Zhao Minghua, Jiang Chong, Cao Wengui. Study on bearing capacity of rock-socketed pile and safe thickness of cave roofs in karst region [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(11): 1618—1622. (in Chinese)
- [2] Sharapov R V, Lodigina N D. Calculation of grillage strip foundation in area of karst collapses formation [J]. Applied Mechanics & Materials, 2015, 770: 723—728.
- [3] Carter T G, Bruce D A, Wolosick J R, et al. A novel blend of karst grouting and micropile placement techniques for stabilizing difficult foundation conditions in weak vuggy limestone [C] // Proceeding of Grouting 2017. Honolulu, USA: American Society of Civil Engineers, 2017: 238—249.
- [4] 柏华军. 考虑溶洞顶板自重时桩端持力岩层安全厚度计算方法[J]. 岩土力学, 2016, 37(10): 2945—2952.
Bai HuaJun. A method for calculating the safety rock thickness of pile bearing strata with considering deadweight of karst cave roof [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(10): 2945—2952. (in Chinese)
- [5] 赵明华, 雷勇, 张锐. 岩溶区桩基冲切破坏模式及安全厚度研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 524—530.
Zhao Minghua, Lei Yong, Zhang Rui. Study of punching failure mode and safe thickness of pile foundation in karst region [J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(2): 524—530. (in Chinese)
- [6] He J, Yu C, Xiao L, et al. Determination of ultimate bearing capacity of pile tip and safety thickness of cave roofs under pile tip in karst area based on upper bound theorem [J]. Journal of Natural Disasters, 2017, 26(2): 47—52.
- [7] 邹新军, 唐国东, 赵明华. 串珠状岩溶区桩基沉降计算与稳定分析[J]. 建筑结构, 2013, 43(13): 95—98.
Zou Xinjun, Tang Guodong, Zhao Minghua. Settlement and stability analysis of pile foundation in string-beaded karst area [J]. Building Structure, 2013, 43(13): 95—98. (in Chinese)
- [8] Yi J, He G J, Liu S S, et al. Construction method and numerical analysis on the bearing capacity of the large diameter and abyssal pile located in complex karst area [J]. Advanced Materials Research, 2013, 640(1): 688—693.
- [9] Chen Shanxiong, Xu Xichang, Dai Zhangjun, et al. Numerical study on the stress of pile foundation influenced by the beaded karst [C]// Proceeding of 2016 6th International Conference on Information Engineering for Mechanics and Materials (ICIMM 2016). Hohhot, China, 2016: 475—479.
- [10] 杨志坚, 王文进, 康谷贻. 往复荷载作用下预应力高

- 强混凝土管桩延性分析[J]. 工程力学, 2016, 33(增刊 1): 107—112.
- Yang Zhijian, Wang Wenjin, Kang Guyi. Analysis on the ductility of prestressed high strength concrete pile under cyclic loading [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(Suppl 1): 107—112. (in Chinese)
- [11] Ibrahim A, Ashour M, Altahrany A. Pile response under axial tension forces in sandy soils [J]. Journal of Bridge Engineering, 2017, 22(11): 04017100-1—04017100-15.
- [12] 梁鑫, 程谦恭, 陈建明, 等. 采空区上方高速铁路桥梁群桩基础模型试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 1865—1876.
- Liang Xin, Cheng Qiangong, Chen Jianming, et al. Model test on pile group foundation of a high-speed railway bridge above a goaf [J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(7): 1865—1876. (in Chinese)
- [13] 黄生根, 梅世龙, 龚维明. 南盘江特大桥岩溶桩基承载特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(5): 809—813.
- Huang Shenggen, Mei Shilong, Gong Weiming. Testing study on bearing behavior of piles for Nanpan River great bridge in karst area [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(5): 809—813. (in Chinese)
- [14] 闫澍旺, 霍知亮, 楚剑, 等. 黏土中负压桶形基础下沉与承载特性试验及有限元分析研究[J]. 工程力学, 2016, 33(1): 122—132.
- Yan Shuwang, Huo Zhiliang, Chu Jian, et al. Test and FEA of installation and axial behavior of suction caisson in clay [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(1): 122—132. (in Chinese)
- [15] 张鑫磊, 王志华, 许振巍, 等. 土体液化大位移条件下群桩动力反应振动台模型试验[J]. 工程力学, 2016, 33(5): 150—156.
- Zhang Xinlei, Wang Zhihua, Xu Zhenwei, et al. Shaking table model tests on dynamic response of pile groups under liquefaction-induced large ground displacement [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(5): 150—156. (in Chinese)
- [16] 张慧乐, 马凛, 张智浩, 等. 岩溶区嵌岩桩承载特性影响因素试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 92—100.
- Zhang Huile, Ma Lin, Zhang Zhihao, et al. Test research on factors influencing bearing capacity of rock-socketed piles in karst area [J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(1): 92—100. (in Chinese)
- [17] 王志佳, 张建经, 付晓, 等. 模型试验的分离相似设计方法——以锚索格构加固边坡模型试验为例[J]. 岩土力学, 2016, 37(9): 2617—2623.
- Wang Zhijia, Zhang Jianjing, Fu Xiao, et al. Respective similitude theory for scale model test——in case of shaking table test for slope-anchor rod-lattice beam system [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(9): 2617—2623. (in Chinese)
- [18] 王志佳. 岩土工程振动台试验理论及在地下管线动力响应研究中的应用[D]. 成都: 西南交通大学, 2016.
- Wang Zhijia. Theory of geotechnical shaking table test and its application in study of dynamic response of buried pipeline [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016. (in Chinese)
- [19] Kana D D, Boyce L, Blaney G W. Development of a scale model for the dynamic interaction of a pile in clay [J]. Journal of Energy Resources Technology, 1986, 108(3): 254—261.
- [20] Iai S. Similitude for shaking table tests on soil-structurefluid model in 1g gravitational field [J]. Soils and Foundations, 1989, 29(1): 105—118.
- [21] Bathurst R J, Zarnani S, Gaskin A. Shaking table testing of geofam seismic buffers [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007, 27(4): 324—332.
- [22] Lin M L W K L. Seismic slope behavior in a large-scale shaking table model test [J]. Engineering Geology, 2006, 86(2): 118—133.
- [23] 张慧乐, 张智浩, 王述红, 等. 岩溶区嵌岩桩的试验研究与分析[J]. 土木工程学报, 2013, 46(1): 92—103.
- Zhang Huile, Zhang Zhihao, Wang Shuhong, et al. Experimental study and analysis of rock-socketed pile in karst area [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(1): 92—103. (in Chinese)
- [24] 王向军. 嵌岩桩承载变形特性的数值分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(增刊 1): 585—591.
- Wang Xiangjun. Numerical analysis of bearing capacity and deformation about rock-socketed pile [J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(Suppl 1): 585—591. (in Chinese)
- [25] 邢皓枫, 孟明辉, 罗勇, 等. 软岩嵌岩桩荷载传递机理及其破坏特征[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊 2): 355—361.
- Xing Haofeng, Meng Minghui, Luo Yong, et al. Load transfer mechanism and failure characteristics of piles embedded in soft rock [J]. Chinese Journal Geotechnical Engineering, 2011, 33(Suppl 2): 355—361. (in Chinese)
- [26] TB 10002.5—2005, 铁路桥涵地基和基础设计规范[S]. 北京: 人民铁道出版社, 2005.
- TB 10002.5—2005, code for design on subsoil and foundation of railway bridge and culvert [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2005. (in Chinese)
- [27] 张四平. 嵌岩桩传荷性能及破坏机理的试验研究[J]. 重庆建筑工程学院学报, 1990, 12(2): 1—9.
- Zhang Siping. An experimental study on the load transfer capacity and failure mechanism of rock-socketed pile [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 1990, 12(2): 1—9. (in Chinese)
- [28] 水利水电科学研究院. 岩石力学参数手册[M]. 北京: 水利电力出版社, 1991.
- China Institute of Water Resources and Hydropower Research. Handbook of rock mechanics parameters [M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1991. (in Chinese)