



# 某 LNG 码头工程桩基岩溶稳定性 有限元数值分析

张学亮<sup>1</sup>, 王汉臣<sup>2</sup>

(1. 中石化烟台龙口液化天然气有限公司, 山东 烟台 264000;

2. 中交第二航务工程勘察设计院有限公司, 湖北 武汉 430060)

**摘要:** 在分析深覆盖岩溶桩基稳定性时, 由于规范推荐的理论计算方法结果差异较大, 设计人员难以取舍。根据场地岩溶埋藏深的特征, 采用 Madis GTS 有限元数值模拟计算溶洞顶板的变形, 分析桩基荷载对溶洞顶板的影响。对比理论计算结果, 提出了理论计算公式相关参数取值标准和深覆盖岩溶顶板最小安全厚度理论, 为桩基设计提供了准确可靠的依据。

**关键词:** 溶洞顶板; 数值模拟; 稳定性分析

**中图分类号:** U 656.1+39; TU 473

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1002-4972(2022)08-0172-07

## Finite-element numerical stability analysis of pile foundation karst in an LNG terminal project

ZHANG Xue-liang<sup>1</sup>, WANG Han-chen<sup>2</sup>

(1.Sinopec Yantai Longkou LNG Co., Ltd., Yantai 264000, China;

2.CCCCSecond Harbor Consultants Co., Ltd., Wuhan 430060, China)

**Abstract:** During the stability analysis of the deeply covered karst pile foundations, designers find it difficult to choose a suitable calculation method due to the large differences in the results of the different methods recommended by different specifications. Considering the deep cover characteristics of the karst in the site, this paper used the finite-element numerical simulation in Madis GTS to calculate the deformation of the karst cave roof and analyzed the impact of pile foundation loading on the karst cave roof. After a comparison with the theoretical calculation results, this paper proposed a parameter value standard for theoretical calculation formulas and a minimum safe thickness theory for deeply covered karst roofs. This paper provides an accurate and reliable basis for pile foundation design.

**Keywords:** karst cave roof; numerical simulation; stability analysis

岩溶对于码头桩基的设计和施工有重大不利影响, 准确评价桩基荷载下岩溶顶板的稳定性十分关键。根据岩溶相关文献和行业规范<sup>[1-2]</sup>, 桩基下溶洞顶板稳定性常用的理论分析方法有结构力学近似分析法、顶板塌陷填塞法及极限平衡法<sup>[3]</sup>, 各类分析方法适用的岩溶类型不同, 见表 1。在某

LNG 码头项目中, 发育有深覆盖型溶洞和埋藏型岩溶, 顶板岩体为强-中风化泥灰岩, 岩体较破碎, 根据规范采用顶板坍塌法和极限平衡法, 但由于松散系数等参数取值不明确、不同方法的顶板破坏边界条件不一, 最终评价的稳定性结果有出入, 增加了桩基设计难度。本文根据 LNG 码头

**收稿日期:** 2022-01-19

**作者简介:** 张学亮(1968—), 男, 高级工程师, 从事 LNG 项目建设与运营管理。

场地岩溶特征, 选用稳定性理论分析方法进行稳

模拟, 对比研究桩基溶洞顶板稳定性, 为岩溶桩

定性试算, 再利用 Madis GTS 进行三维有限元数值

基设计提供依据。

表 1 岩溶稳定性理论分析常用方法

分析方法	力学模型	适用岩溶类型
结构力学近似分析法	顶板抗冲切稳定	适用顶板产状近水平, 厚层完整岩层, 不适用陡倾角、裂隙发育岩层, 要求桩端下顶板厚度达到 3 d 以上且不小于 5 m
	顶板抗弯稳定性	适用较完整、强度较高、厚度大岩层, 且已知裂隙切割情况
顶板坍塌法	坍塌填塞	坍塌完全堵塞, 适用各类裂隙发育或易风化岩层、土层, 安全度高, 基本排除土层的利用, 参数取值不合理
	成拱分析法	坍塌平衡拱, 适用范围广, 估算顶板呈破裂拱的厚度
极限平衡法	顶板受剪切稳定性	适用范围广, 岩体抗剪强度取值要求高

1 工程概况和岩溶地质环境条件

山东某 LNG 码头场地下伏基岩存在可溶性泥灰岩、灰岩、砾岩(砾质成分为灰岩), 岩溶发育, 岩溶类型主要为埋藏型岩溶及深覆盖型岩溶两类, 其中埋藏型岩溶主要分布在中风化泥灰岩和灰岩层内, 深覆盖岩溶主要分布在可溶岩与覆盖层直接接触的位置。

1.1 岩溶发育特征

根据勘测资料, 场地内岩溶主要形态为空腔溶洞、充填溶洞及溶隙, 岩溶发育的规模不一, 钻孔见洞隙率为 24.9%, 单钻孔线岩溶率为 2.6%~65%, 勘探深度范围内勘区场地线岩溶率为 6.15%, 场地岩溶为中等发育, 且场地内岩溶呈单体形态发育, 未发现地下连通管道或形成连续的地下通道。洞(隙)径一般为 0.3~7.3 m, 最大洞(隙)径 7.3 m。层顶高程-63.58~-45.40 m, 埋深 50.0~67.2 m。场区溶洞(隙)多为半充填, 充填物为不同状态的黏性土和少量碎石, 部分为空腔洞(隙)。

对场区深部可溶岩岩溶发育情况进行统计分析, 可得到岩溶发育规律: 1) 岩溶发育不均一。勘区岩溶多在灰岩、泥灰岩中发育, 且在破碎的岩层中较发育、完整性较好的岩层中发育较弱; 与覆盖层直接接触的岩层或上部岩层裂隙发育的可溶岩层与地下水联系较密切, 岩溶较发育; 上

部存在较厚泥岩层, 阻断了地下水下渗, 岩溶发育较弱。2) 岩溶发育受近场区地质构造抑制。场地岩体裂隙发育走向与北东向构造基本相近, 场地内岩溶发育体现出北东向条带状特征。3) 岩溶发育随深度变化。对勘区发育岩溶的高程、数量等进行统计分析可知, 岩溶在可溶岩各个高程范围内均有发育, 但岩溶化程度随着深度的增加而逐渐减弱, 多发于在-60~-50 m 的高程范围内。

1.2 岩溶桩基剖面

码头基础拟采用端承摩擦桩, 直径为 1.4 m, 现场有长桩和短桩两种桩基方案。短桩桩长 45 m, 桩端位于早中更新统(Q<sub>1-2</sub>)冲洪积黏土或粗砂混粉质黏土层中; 长桩桩长约为 70 m, 穿越表层岩溶, 桩端位于古近系(E)泥灰岩。

根据场区岩溶发育情况, 岩溶呈单体形态分布, 尺寸和埋深各有不同, 主要分为两种类型(岩溶 A: 埋藏型, 岩溶 B: 深覆盖型)。一种顶板为古近系(E)中风化泥灰岩, 另一种顶板为粗砂混粉质黏土层, 短桩方案的典型地质剖面见图 1。其中岩溶 A 选取钻孔 K5-6, 溶洞高度 4.7 m, 溶洞埋深 53.8 m, 顶板中风化泥灰岩厚 7.2 m; 岩溶 B 选取钻孔 K6-1, 溶洞高度 5.4 m, 岩溶埋深 49.2 m, 顶板粗砂混粉质黏土层厚 3.6 m。

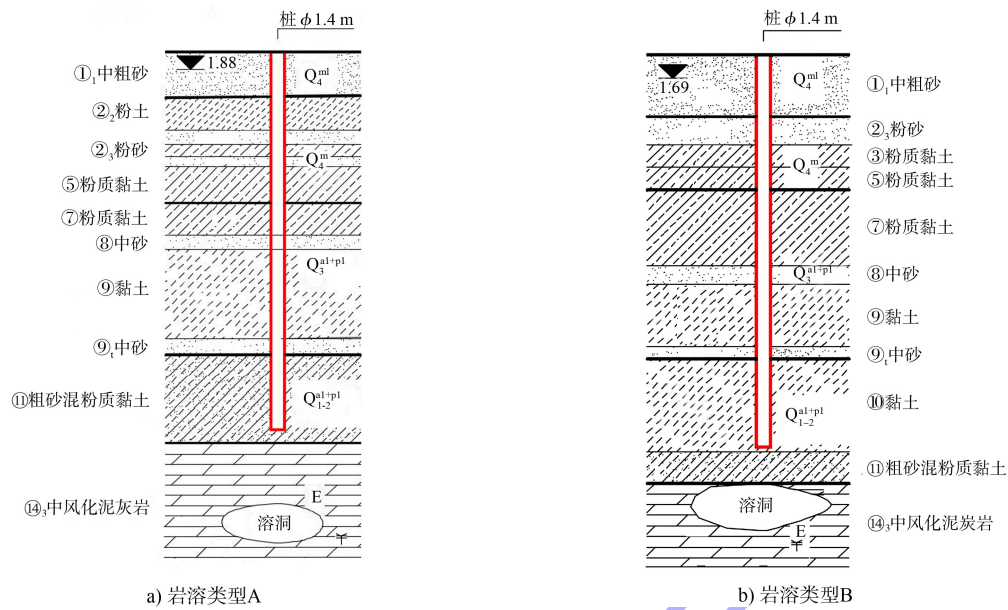


图 1 岩溶桩基典型地质模型

1.3 岩土力学参数

码头场地的岩土层主要物理力学参数见表 2。

表 2 岩土层主要物理力学性质参数

地质成因	单元土体编号及单元土体名称	天然密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	变形模量 E <sub>0</sub> /MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
Q <sub>4</sub> <sup>ml</sup>	① <sub>1</sub> 中粗砂	1.95	20.0	0.25	0	38.0
	② 粉砂	1.90	12.0	0.25	0	28.0
	② <sub>2</sub> 粉土	2.03	7.8	0.40	15.5	23.9
	② <sub>3</sub> 粗砂	1.95	20.0	0.20	0	39.0
	③ 粉质黏土	1.94	4.4	0.40	17.1	10.6
Q <sub>4</sub> <sup>m</sup>	⑤ 粉质黏土	2.03	8.6	0.40	61.0	15.3
	⑦ 粉质黏土	2.00	9.7	0.40	63.8	15.3
	⑧ 粗砂	2.05	26.0	0.25	0	39.0
	⑨ 粉质黏土	2.00	11.7	0.40	75.4	17.3
	⑨ <sub>1</sub> 粗砂	2.05	26.0	0.25	0	40.0
Q <sub>3</sub> <sup>al+pl</sup>	⑩ 粉质黏土	1.98	12.1	0.30	76.4	16.7
	⑪ 粗砂混粉质黏土	2.06	26.0	0.20	0	40.0
Q <sub>1-2</sub> <sup>al+pl</sup>	⑬ <sub>3</sub> 强风化泥灰岩	2.35	46.0	0.35	200.0	32.0
	⑭ <sub>3</sub> 中风化泥灰岩	2.64	6 840.0	0.25	5 540.0	43.3

1.4 岩溶顶板作用荷载

由于短桩方案桩端均位于岩溶顶板上土层，其传递给顶板的荷载主要为桩端荷载。现场对竖向抗压静载试验桩进行了桩身内力测试，在施加设计预估极限承载力的荷载下，剖面 A 桩端阻力为 2 102 kPa 或 808.9 kN(桩直径 1.4 m)，剖面 B 桩端阻力为 1 998 kPa 或 768.9 kN(桩直径 1.4 m)。

上覆土层荷载主要考虑溶洞顶板以上岩土层的自重应力，剖面 A、B 溶洞顶板上所受的上覆土层荷载分别为 938.19、905.68 kPa。

2 溶洞顶板稳定性理论分析

针对岩溶 A 类型，桩基位于上覆土层中，顶板岩体为较破碎-较完整的中风化泥灰岩，因深埋无法查明其节理裂隙发育情况，桩基荷载受土层缓冲作用，难以形成冲击锥体，其溶洞顶板适用顶板受剪切分析方法和成拱分析法；而针对岩溶 B 类型，其顶板为密实的粗砂混粉质黏土或强风化泥灰岩，适用坍塌堵塞法和成拱分析法。由于岩溶埋藏深，多呈单个存在，现场通过管波探明岩溶宽度，但无法准确探明平面形态，在稳定性

验算时, 将岩溶不规则形态假定为圆柱体。

2.1 岩溶 A 类型稳定性计算

2.1.1 抗剪切计算

针对岩溶 A 类型进行抗剪切计算, 其受力见图 2, 稳定性系数  $K$  为<sup>[4-5]</sup>:

$$K=\frac{\pi dh\tau}{Q_{pk}+P_u+G}=\frac{\pi dh\tau}{Q_{pk}+P_u\pi d^2/4+\rho g\pi d^2h/4}$$

(1)

式中:  $K$  为桩基溶洞顶板抗剪切稳定性系数;  $\rho$  为溶洞顶板泥灰岩密度, 为  $2.64\text{ t/m}^3$ ;  $\tau$  为泥灰岩抗剪强度(kPa), 一般取其饱和单轴极限抗压强度的  $1/12$ , 为  $1\,960\text{ kPa}$ ;  $Q_{pk}$  为桩端阻力, 为  $808.9\text{ kN}$ ;  $p_u$  为上覆土层应力, 为  $938.19\text{ kPa}$ ;  $P_u$  为上覆土层荷载,  $P_u=p_u\pi d^2$ , 为  $6\,631.7\text{ kN}$ ;  $G$  为自重力, 为  $1\,343.6\text{ kN}$ ;  $d$  为岩溶 A 类型的溶洞宽度, 为  $3\text{ m}$ ;  $h$  为顶板岩层厚度, 为  $7.2\text{ m}$ 。稳定性系数  $K$  为  $15.14$ , 且桩端阻力  $Q_{pk}$  与上覆盖土层荷载  $P_u$  之比为  $0.12$ , 对岩溶稳定性影响较小, 通过  $K=1.0$  反推, 得到抗剪切极限平衡条件下岩溶顶板厚度  $h$  为  $0.41\text{ m}$ , 可见溶洞稳定。

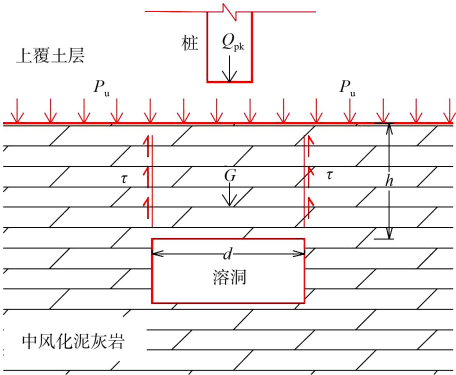


图 2 抗剪切计算力学示意

2.1.2 成拱分析法

因为桩端阻力荷载与上覆土层荷载相比较小, 桩端岩溶稳定问题也就是岩溶自身稳定性问题, 当洞隙顶板岩体被密集裂隙切割至碎块状时, 或处于松散层的土洞, 可认为顶板将成拱形塌落, 而其土荷载及岩、土体则由拱自身承担, 土体成拱形态见图 3, 此时破裂拱高度  $h_g$  为:

$$h_g=\frac{0.5d+h_0\tan(90-\varphi)}{f}$$

(2)

式中:  $h_g$  为破裂拱高(m);  $h_0$  为岩溶 A 类型的溶洞

高度, 为  $4.7\text{ m}$ ;  $d$  为溶洞宽度, 为  $3\text{ m}$ ;  $\varphi$  为泥灰岩的内摩擦角, 为  $43.27^\circ$ ;  $f$  为溶洞围岩坚实系数, 对于中风化泥灰岩, 按经验  $f$  值为其抗压强度极限值的  $1/10$ , 即  $2.358$ 。计算得到  $h_g$  为  $2.75\text{ m}$ , 大于按抗剪切计算极限平衡顶板厚度值  $0.41\text{ m}$ , 而实际顶板厚度为  $h=7.2\text{ m}$ , 可见溶洞稳定, 成拱分析法计算的稳定下溶洞顶板厚度要求更高、更为保守。

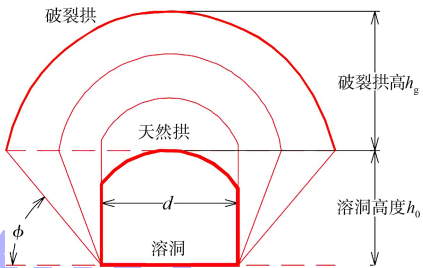


图 3 成拱分析

2.2 岩溶 B 类型稳定性计算

2.2.1 塌落堵塞法

适用于顶板严重风化、裂隙发育、有可能坍塌的溶洞、土洞。该方法认为洞顶顶板岩层破碎, 顶板坍塌后变为松散体、体积增大, 当坍塌向上发展到一定高度时, 洞体被塌落体自行填满, 使坍塌不再发展。塌落高度加上部荷载作用所需的顶板厚度, 便为顶板安全厚度。塌落高度为:

$$H=\frac{H_0}{K-1}$$

(3)

式中:  $H$  为所需塌落高度(m);  $H_0$  为塌落前洞体最大高度(m), 岩溶 B 类型为  $5.4\text{ m}$ ;  $K$  为岩石松散(涨余)系数, 石灰岩  $K$  取  $1.2$ , 黏土  $K$  取  $1.05$ , 岩溶 B 类型溶洞顶板为粗砂混粉质黏土层, 规范未给出具体值, 暂取  $1.05$ 。计算得到  $H=108\text{ m}$ , 而岩溶 B 类型的溶洞埋深为  $49.2\text{ m}<H$ , 判定为溶洞稳定性差。

2.2.2 成拱分析法

$h_0$  为  $5.4\text{ m}$ ; 溶洞宽度  $d$  为  $3.2\text{ m}$ ; 中粗砂混粉质黏土的内摩擦角  $\varphi$  为  $40^\circ$ , 对于中粗砂混粉质黏土时,  $f=\tan\varphi=2.31$ 。计算得到溶洞 B 的破裂拱高  $h_g=3.4\text{ m}$ , 而洞顶中粗砂混粉质黏土厚度为  $3.6\text{ m}$ , 判定该溶洞稳定性较好, 对比塌落堵塞法, 成拱分析法计算的溶洞稳定下其顶板厚度要



求较低、更为冒进。

不同理论分析方法的溶洞稳定性评价对比见表 3,可以发现不同的理论分析方法在本项目深覆盖岩溶稳定性分析中均存在不妥。针对岩溶 A,岩石完整性决定了顶板厚度大小,若岩体较完整,采用抗剪切方法其顶板厚度仅达到 0.41 m 就可以极限平衡,而岩体较破碎时,采用成拱分析法则需要 2.75 m,两者数值比达 8 倍,差别较大;针对岩溶 B,采用塌落堵塞法和成拱分析法均存在关键参数难以准确选取,根据经验得到的稳定性判别结果截然相反,且两个方法均忽略了桩基荷载的影响。

表 3 溶洞顶板稳定性理论计算结果

岩溶类型	验算方法	最小顶板安全厚度/m	实际厚度/m	稳定性评价
A	抗剪切计算	0.41	7.2	稳定
	成拱分析法	2.75		稳定
B	塌落堵塞法	108.00	49.2	不稳定
	成拱分析法	3.40	3.6	基本稳定

3 溶洞顶板稳定性数值模拟

3.1 岩溶 A 数值模拟分析

岩溶 A 场地为埋藏型岩溶,深度达到 50 m,为提升计算效率、减少建模单元,溶洞上部边界取至桩端,将桩端以上土层按自重荷载考虑;下部模型边界取溶洞底部以下 10 m,并以溶洞的跨度、宽度及高度近似建立围岩实体模型。通过定义岩溶模型钝化的施工阶段分析溶洞应力和变形特性。针对模型 A,以四面体进行网格划分,见图 4,网格单元数量为 26 279 个;针对岩土体采用莫尔-库伦模型,涉及的岩土参数见表 2。

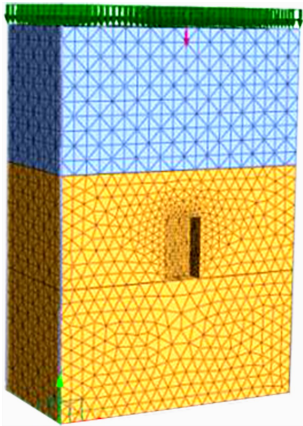


图 4 岩溶 A 数值模型

该岩溶 A 桩基下岩土体的位移云图见图 5,可以看出:桩端荷载作用下,岩土层最大变形量为 71 mm,小于 150 mm,满足规范要求,岩溶顶板最大的下沉量为 0.901 mm,竖向变形较小,岩溶顶板稳定性好;当无桩基荷载时,得到岩溶顶板竖向变形为 0.878 mm,桩基荷载对岩溶顶板位移的增加比率仅为 2.55%。可见在岩溶 A 类型,岩溶顶板为中风化泥灰岩时,采用 45 m 桩长,桩基荷载对岩溶稳定性影响较小,可以忽略。

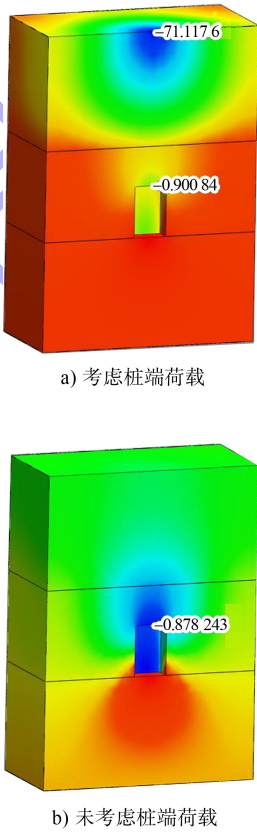


图 5 岩溶 A 竖向位移云图 (单位: mm)

用规范推荐的抗剪切极限平衡和成拱分析法,分析得到埋藏型岩溶(岩溶 A 类型)均处于稳定状态;结合有限元数值模拟,综合判定该溶洞处于稳定状态,且安全储备高,桩基荷载对岩溶稳定性影响较小。

针对埋藏型岩溶,岩溶顶板为中风化泥灰岩,建立 20 m×10 m×20 m(长×宽×高)的计算模型,溶洞高为 3 m,溶洞平面形态尺寸为 4 m×4 m 的矩形,取一半建模,针对不同顶板厚度(0.5、1.0、2.0、3.0、4.0、5.0 m)情况进行模拟(图 6),针对

不同完整性, 对泥灰岩进行强度折减, 较完整、较破碎及破碎泥灰岩的强度折减系数分别为 1.0、0.6 及 0.3, 并将桩基荷载移至顶板之上。

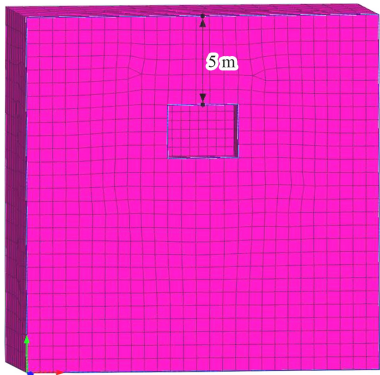


图 6 溶洞稳定性计算模型

通过有限元迭代计算, 得到不同完整性条件下, 溶洞顶位移值和桩底位移值, 见表 4。由表 4 可知, 针对不同完整性条件, 若采用长桩方案, 将桩端置于顶板岩体, 通过对比分析溶洞顶位移与桩底位移的比值可知: 桩荷载对基岩的变形影响深度为 1~2 m, 当溶洞顶板厚度超过 2 m 时, 桩基对岩溶顶板的变形影响较小。

表 4 不同完整性下溶洞顶板变形计算结果

岩体完整性	顶板厚度/m	桩底位移值 $Z_1$ /mm	溶洞顶位移值 $Z_2$ /mm	$\frac{Z_2}{Z_1} / \%$	桩基影响性
较完整	0.5	77.70	77.70	100.0	受桩基荷载影响大
	1.0	10.76	8.21	76.3	
	2.0	6.47	4.09	63.2	
	3.0	6.10	3.46	56.7	桩基荷载影响小
	4.0	5.92	3.12	52.7	
	5.0	5.81	2.88	49.6	
较破碎	0.5	138.11	138.11	100.0	受桩基荷载影响大
	1.0	19.36	14.03	72.5	
	2.0	10.29	6.22	60.4	
	3.0	9.85	5.23	53.1	桩基荷载影响小
	4.0	9.57	4.72	49.3	
	5.0	9.40	4.36	46.4	
破碎	0.5	3 875.91*	3 875.91*	100.0	受桩基荷载影响大
	1.0	1 199.81*	1 199.81*	100.0	
	2.0	30.21	11.04	36.5	
	3.0	30.81	9.09	29.5	桩基荷载影响小
	4.0	29.96	8.15	27.2	
	5.0	28.72	7.52	26.2	

注: 带 \* 数值为计算过程不收敛, 更改收敛性判别准则、允许大变形时计算的结果。

洞顶位移与顶板厚度的关系曲线(图 7)显示: 随着顶板厚度(或岩溶埋深)增大, 顶板位移呈现两个变化坡率, 先为陡降、后为平缓, 其交点即为溶洞破坏的极限状态, 两个坡率交点对应的顶板厚度为岩溶稳定时要求的顶板最小厚度。在泥灰岩较完整时, 顶板厚度应至少超过 0.78 m; 较破碎时, 顶板厚度至少需要 0.95 m; 当岩体破碎、裂隙极发育时, 顶板厚度较薄时洞顶变形非常大, 平缓段和陡降段近乎直角相交, 顶板安全厚度预估为 2.0 m。

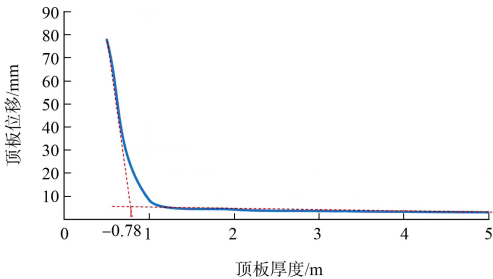


图 7 较完整性时溶洞顶板变形与顶板厚度曲线

本项目码头桩基下部基岩较破碎、裂隙发育, 采用抗剪切极限平衡法, 相同溶洞尺寸(高 3 m, 平面为 4 m×4 m)下, 泥灰岩较完整时, 极限状态下顶板厚度为 0.51 m; 岩体较破碎时, 极限状态下顶板厚度为 0.86 m; 当岩体极破碎、裂隙发育时, 极限状态下顶板厚度为 1.76 m, 虽然比有限元数值模拟结果偏小, 但较为接近。为简便验算桩基下岩溶顶板稳定性, 针对基岩溶洞宜采用剪切极限平衡法。

3.2 岩溶 B 数值模拟分析

采用相同的方法, 针对岩溶 B 进行数值模拟分析, 溶洞高度为 5.4 m, 溶洞上地层模型厚度为 14.3 m。分析显示岩溶顶板变形较大、计算收敛性差, 通过更改收敛性判别准则、允许大变形, 得到顶板变形为 5.54 m, 模型顶部桩端位置变形为 1.48 m, 可见溶洞已经失稳, 溶洞变形影响范围超过 14.3 m, 影响桩基安全, 与理论分析中的塌落堵塞法结论一致。而成拱分析法仅针对岩溶顶板为粗砂层时, 参考性差。

对深覆盖型岩溶(溶洞 B)采用规范推荐的成拱分析法和塌落堵塞法成果差别较大, 前者处于

不稳定,后者处于基本稳定。结合有限元数值模拟,综合判定该溶洞处于不稳定性,岩溶影响桩基安全,需进行溶洞治理。

针对 B 类型的岩溶,假设不同溶洞高度进行模拟计算,当顶板为粗砂层或强风化破碎岩体时,其变形影响范围约为 10 倍洞高,如当溶洞高度为 0.5 m,沉降变形云图见图 8,可见其影响范围约为 4.48 m,塌落堵塞法 0.5 m 土体坍塌影响深度为 10 m。说明当前荷载条件下,运用塌落堵塞法评价黏性土和破碎岩体顶板时,若满足坍塌影响高度要求基本可忽略桩基荷载的影响,安全储备高、更为稳妥,根据有限元模拟结果,对现场粗砂层松散系数  $K$  进行适当修正,可取 1.11。

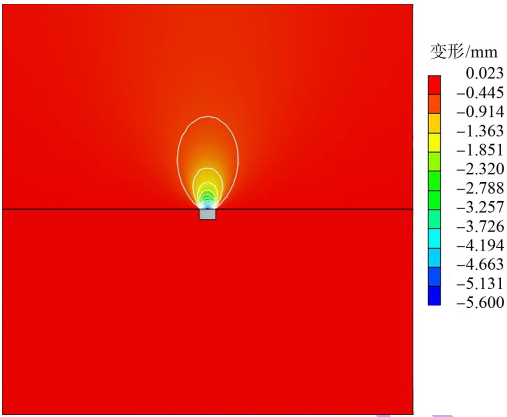


图 8 顶板为黏性土或强风化破碎岩体稳定性模拟

3.3 数值模拟与理论计算对比分析

- 1) 针对岩溶类型特点,采用理论计算方法结果会有分歧,应用数值模拟进行稳定性分析能更为准确地判定基岩顶板最小厚度。
- 2) 针对深覆盖型岩溶稳定性评价,桩基荷载影响溶洞顶板位移,为便捷计算可采用塌落堵塞法,对现场粗砂层松散系数  $K$  进行适当修正,可取 1.11。
- 3) 针对埋藏型岩溶稳定性评价,采用桩长 45 m 的短桩方案,桩基荷载对岩溶顶板稳定性影响较小;若采用长桩方案,将桩体置于泥灰岩层上,桩基荷载影响深度约为 2 m。

4) 针对埋藏型岩溶,采用短桩方案,岩溶顶板为较破碎的中风化泥灰岩时,溶洞顶板厚度超过 0.95 m 时岩溶稳定性较好。

5) 在项目所在岩溶场地,采用短桩方案是可行的,可有效降低工程的成本。

4 结语

- 1) 选取顶板为基岩和土层的两个典型岩溶剖面,不同理论分析方法的稳定性评价结果有偏差,有限元模拟结果与抗剪切稳定、塌落堵塞法较为吻合。
- 2) 采用三维有限元模拟综合分析方法,能更为准确地判断岩溶顶板稳定性,其中顶板为土层的稳定性较差、顶板为中风化泥灰岩的稳定性较好。
- 3) 深覆盖型岩溶的桩基荷载影响溶洞顶板位移,当采用塌落堵塞法时现场粗砂混粉质黏土层松散系数  $K$  可取 1.11。
- 4) 针对埋藏型岩溶,岩溶顶板为较破碎的中风化泥灰岩时,溶洞顶板厚度超过 0.95 m 时,岩溶稳定性较好。

参考文献:

[1] 华东交通大学,江西中煤建设集团有限公司.岩溶地区建筑地基基础技术标准: GB/T 51238—2018[S].北京:中国计划出版社,2018.

[2] 广西华蓝岩土工程有限公司.广西岩溶地区建筑地基基础设计规范: DBJ/T 45—2016[S].北京:中国建筑工程出版社,2016.

[3] 龚先兵.岩溶区基桩荷载传递机理及其竖向承载力研究[D].长沙:湖南大学,2018.

[4] 李俊杰,广清高速桥梁桩基岩溶顶板安全厚度研究[J].路基工程,2018(3): 171-175.

[5] 袁杰,徐光黎,罗霄,等.广清高速改扩建工程桩基溶洞顶板稳定性研究[J].科学技术与工程,2016, 16(18): 83-88.

( 本文编辑 武亚庆 )