

DOI: 10.11779/CJGE2014S2016

既有高陡挡墙下深基坑开挖支护设计与分析

黄承忠

(中煤科工集团重庆设计研究院有限公司, 重庆 400042)

摘要:通过对高度为 62 m 的既有高陡肋板式锚杆挡墙墙脚开挖 15 m 的基坑支护设计作为实例, 对超限高边坡的特殊性及其在支护设计中存在的问题进行了分析, 在此基础之上采用建筑边坡工程技术规范 (GB50330—2002)、数值模拟、工程类比法相结合的方法对支护结构进行了优化设计和效果评价。监测结果表明, 本工程支护设计经济有效地保护了既有高陡挡墙及其顶部大型公共建筑的安全, 对其它类似工程具有较强的参考意义。

关键词:超限高边坡; 相邻建(构)筑物; 支护设计; 效果评价

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)S2-0092-07

作者简介: 黄承忠(1983-), 男, 硕士, 主要从事岩土工程勘察设计工作。E-mail: 179772035@qq.com。

Design and analysis of supports for deep foundation pit under an existing high-steep retaining wall

HUANG Cheng-zhong

(CCTEG Chongqing Engineering Co., Ltd., Chongqing 400042, China)

Abstract: The design of supports for a deep foundation pit with an excavation depth of 15 m under an existing high-steep retaining wall 62 m in height is taken as an example. The specificity of ultra-high slopes and the existing problems in their design of supports are analyzed. Technical code for building slope engineering (GB50330), numerical simulation and engineering analogy method are combined for the design and effect evaluation of the supports. The monitoring results show that the design is effective to protect the high-steep retaining wall and large-scale public buildings. It may be a reference for other similar projects.

Key words: ultra-high slope; adjacent building (structure); support design; effect evaluation

0 引言

近年来随着山城重庆城市建设的高速发展, 复杂地质条件及复杂周边环境下的深基坑、高边坡工程不断涌现, 特别是临近既有构(建)筑物的深基坑、高边坡支护问题已日益凸显, 基坑工程的系统性和复杂性与日剧增, 从而使基坑工程的社会效应也越来越强。当前高度超过文献[1]限定的边坡(即超限高边坡——岩质边坡高度超过 30 m, 土质边坡超过 15 m)不乏实例。雷用等^[2]通过高度为 41 m 的岩质顺层超限高边坡开挖对既有隧道的影响进行了分析评价, 采用桩锚对边坡进行支护设计, 薛丽影等^[3]也对高度达 38 m 的超限填方边坡采用桩基立柱锚拉式挡土墙进行了分析和设计等。但此类边坡已超过文献[1]的适用高度, 若完全采用文献[1]进行设计, 则可能使得设计偏于不安全。因此, 雷用等^[4]提出高度在 30~60 m 之间的岩质边坡的理论破裂角和岩体参数应乘以 0.85~0.95 的折减系数。刘兴远等^[5]也提出“随着边坡高度的增加,

作用在支护结构上的土压力合力及土压力的分布规律与传统土压力理论计算和分布规律存在较大差别”。超限高边坡相对常规高度边坡的特殊性也引起了一些地区管理的高度重视, 比如重庆市建委专门发文, 要求超限高边坡应专项勘察、设计, 并对设计方案进行专项专家论证和可行性评估。但目前仍然缺乏超限高边坡的相关研究和执行规范, 设计人员只能参照文献[1], 并结合自身经验进行边坡设计。特别是在高陡挡墙墙脚进行开挖的超限高边坡, 不仅缺乏执行规范, 类似参考资料及工程经验也较缺乏。笔者通过工程实例, 对超限高边坡特殊性及其在工程设计中存在的问题进行了分析, 特别是对高度为 62 m 的既有肋板式锚杆挡墙的墙脚再次切坡开挖 15 m 深度过程中需要解决的问题进行了分析, 在此基础上对基坑进行了支护设计, 并通过监测验证了支护设计的安全合理性, 对其他类似工程具有一定借鉴意义。

1 工程概况

1.1 拟建工程概况

该项目位于重庆市渝中区临江门，北侧紧邻滨江路，距离嘉陵江约 30 m，嘉陵江二十年一遇洪水位为 189.18 m，基坑底高程为 176 m。拟建建筑为 1 栋高层建筑(27F)及地下车库(-3F)，建设用地面积 8282.00 m²，总建筑面积 90710.65 m²；拟建基坑长 112 m，宽 44 m，东南侧基坑边坡顶部紧临高度为 62 m 的既有肋板式锚杆挡墙。按设计方案，将在该既有高陡挡墙坡脚形成开挖高度为 15 m 的岩质基坑边坡，最终将形成总高为 77 m 的边坡。

1.2 基坑坡顶重要建（构）筑物概况

既有高陡边坡已经分多阶采用直立肋板式锚杆挡墙进行支挡，锚杆水平间距为 2500 mm，竖向间距为 2000 mm，锚杆采用 3Φ25(Φ 为 HRB335 钢筋)，锚孔直径为 110 mm，锚杆采用 M30 水泥砂浆在 2~3 个大气压力灌注，锚杆锚固段长 4000 mm，肋柱和面板均采用 C25 钢筋混凝土，肋柱截面尺寸为 400 mm×400 mm，面板厚度为 200 mm，该挡墙于 2002 年竣工验收，目前挡墙状况良好。既有挡墙墙顶为重庆医科大学附属第二医院，属于大型公用建筑，基坑开挖将直接对 4F 砖结构和 14F 框架结构建筑及既有挡墙造成不利影响。拟建基坑与既有挡墙平面关系详见图 1，新建基坑与既有挡墙关系剖面图详见图 2。

1.3 工程地质条件

(1) 地形地貌

场区位于嘉陵江南岸河谷岸坡，地势南高北低，高差达 62 m。

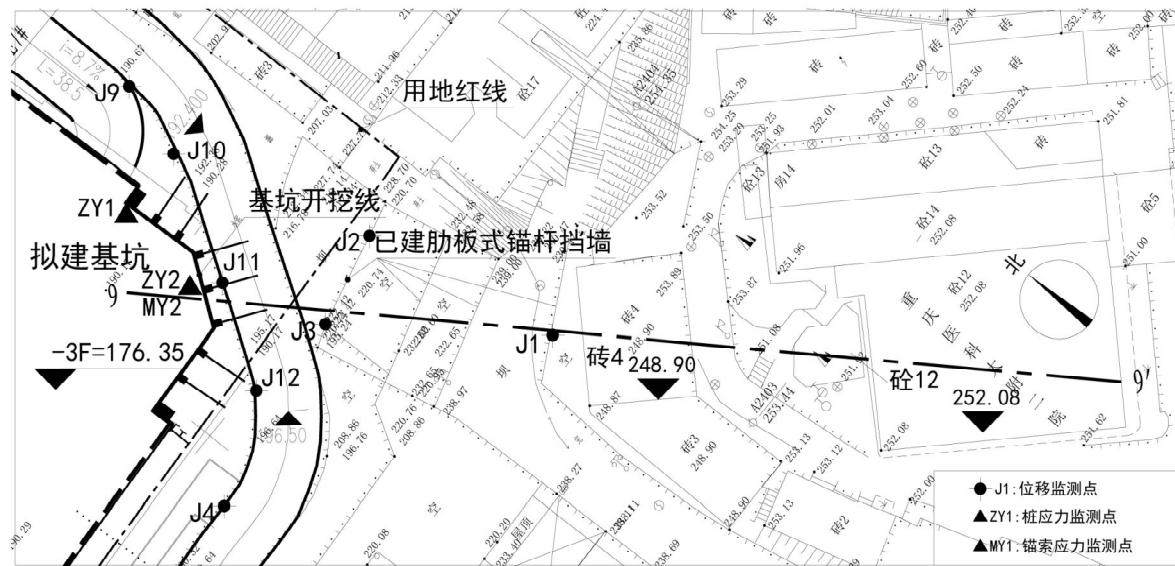


图 1 拟建基坑与既有挡墙平面关系图及监测点位置图

Fig. 1 Plan position of foundation pit and existing high-steep retaining wall and arrangement of monitoring points

(2) 地质构造

边坡岩层产状 110°∠15°，层面裂隙间无胶结，表面平直，结合差。发育 2 组构造裂隙：裂隙 LX1：产状为 220°∠70°，较平直，微张状，无充填，延伸 3.0~5.0 m，裂隙间距 2.0~4.0 m，无胶结，结合差，属硬性结构面；裂隙 LX2，产状为 70°∠80°，较平直，裂面较光滑，微张状，无充填，延伸大于 3.0 m，裂隙间距 3.0~5.0 m，无胶结，结合差，属硬性结构面。

(3) 地层岩性

a) 素填土：由泥岩、砂岩碎块石及黏性土组成，碎石含量约 70%~80%，呈松散—稍密状态，稍湿，密实度不均，为老填土。

b) 泥岩：褐红色，成分为黏土矿物，泥质结构，中厚层状构造。强风化岩体基本质量等级为 V 级，中风化岩体基本质量等级为 IV 级。

场地范围内覆盖层厚度变化大，北侧基坑主要为人工素填土，厚度达 20 m，本文设计段基坑以泥岩为主。

1.4 岩土参数取值

边坡材料取值如表 1 所示。

表 1 边坡岩体参数

Table 1 Material properties of slope

土层	重度 /(kN·m ⁻³)	压缩 模量 /MPa	黏聚 力 /kPa	内摩 擦角 /(°)	泊松 比 v	水平抗力 系数 /MN·m ⁻³	黏结强 度特征 值/kPa
素填土	20.0	20	5	35	0.40	—	—
强风化 泥岩	24.0	200	50	25	0.35	—	—
中风化 泥岩	27.3	2800	300	30	0.30	50	200

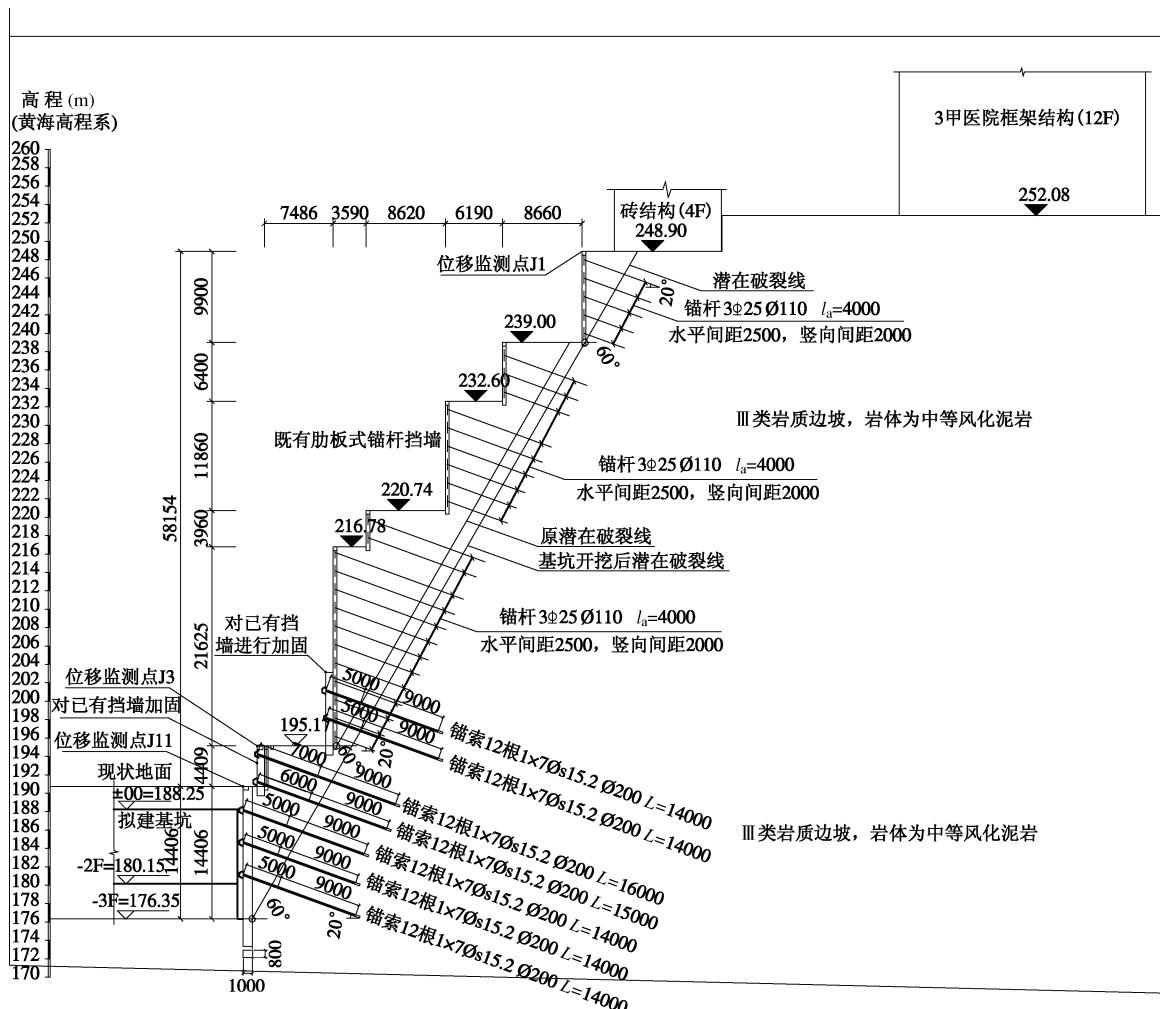


图 2 拟建基坑与既有挡墙典型剖面图

Fig. 2 Profile of typical supports

2 基坑边坡设计

2.1 基坑支护方案

该边坡总高度为 77 m, 为超限高边坡, 边坡安全等级为一级, 边坡重要性系数取 1.1, 车荷载取 20 kN/m², 人群荷载取 5 kN/m²。地勘报告建议岩体等效内摩擦擦角 60°, 岩体破裂角取 60°。根据文献[1], 采用库仑土压力公式计算得到的侧向岩石压力为 $E_a=536.64 \text{ kN/m}$ 。边坡切坡后可能不稳定, 开挖过程中需要采取措施控制边坡稳定性和限制边坡侧向变形。设计拟采用桩+锚索的支护结构型式。经计算, 支挡桩为矩形桩, 采用人工挖孔, 桩截面 800 mm×1000 mm, 嵌固段长 5 m, 面板厚 200 mm, 均采用 C30 混凝土现浇, 面板双层双向配置钢筋。每根桩上设置三排锚索, 采用 8Φs15.2 钢绞线, 孔径 180 mm, M30 水泥砂浆灌浆, 锚固深度不小于 9 m。

2.2 基坑支护方案优化设计

边坡总高度达 77 m，远远大于文献[1]中 30 m 高

度的适用范围，因此本次基坑采用文献[1]的同时充分利用地区经验以及数值分析方法进行支护设计，并通过“动态设计、信息法施工”的原则，在施工过程中对边坡进行控制。

(1) 边坡破坏模式分析

根据边坡岩性、构造及结构面产状，基坑切坡后边坡的可能破坏模式为：①沿着 $45^\circ + \varphi/2$ (φ 为岩体内摩擦角) 的库仑破裂面破坏；②坡顶存在既有支挡结构和建筑物，切坡后边坡岩体产生卸荷侧向变形超过构筑物允许变形量，从而影响其正常使用功能。在不支护条件下，基坑开挖边坡破坏模式、塑性区分布图分别见图 3, 4 所示。

从图中可知边坡破坏模式为坡顶出现张拉破坏、坡脚出现剪切破坏，破裂角较 $45^\circ + \varphi/2$ 小。这与文献[4]提出对于超限高边坡，“考虑到岩体具有一定的“塑性”，边坡破裂角以及等效内摩擦角均应乘以小于 1.0 的折减系数”是一致的。基坑岩体在开挖过程中发生明显应力重分布，在既有边坡坡脚及基坑开挖处

均出现明显应力集中，因此图 4 中边坡塑性区分布于既有边坡坡脚及基坑侧壁。

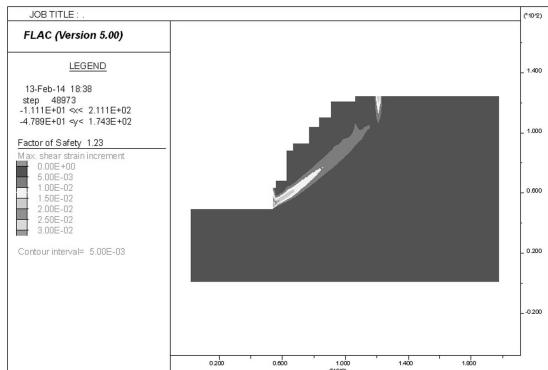


图 3 不支护条件下边坡岩体破坏模式图

Fig. 3 Failure mode of rock on slope without supports

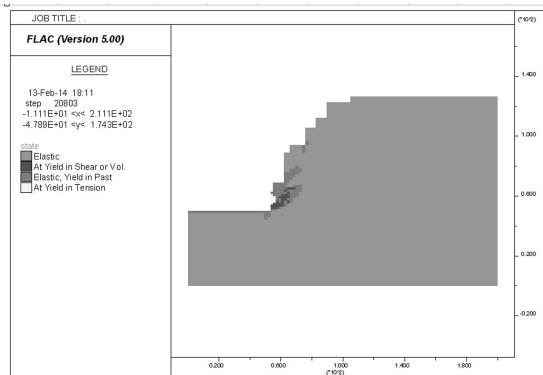


图 4 不支护条件下边坡岩体塑性区图

Fig. 4 Plastic zone of rock on slope without supports

(2) 支护方案设计存在的问题

a) 边坡高度越高，岩体“塑性”也越明显。基坑支护设计中的关键参数——理论破裂角和等效内摩擦角仍然按照文献[1]取值，则偏于不安全，因此应对边坡岩体理论破裂角和等效内摩擦角乘以小于 1.0 的折减系数。但如何进行折减，目前还缺乏相应的研究和工程经验。

b) 文献[1]要求一级边坡稳定安全系数达 1.35，按常规方法设计无法得知有效支挡后边坡稳定性是否达到要求。对于本工程边坡而言，边坡破坏后果严重且类似工程经验偏少，设计时更应对支挡后的效果进行分析评价。

c) 根据文献[1]方法计算，仍然无法预测基坑开挖过程中既有边坡岩体应力分布及变形情况，也无法预知基坑开挖对既有支挡结构和建筑的安全影响程度，只能根据设计人员自身经验和工程类比确定判定。

d) 上述设计方法未考虑既有挡墙已使用 10 a 时间，在既有挡墙墙脚开挖的条件下，既有挡墙还是依

然满足相关要求。若不能满足要求，如何对既有挡墙进行针对性加固。

(3) 优化后的设计方案

a) 根据图 3、4 中边坡破坏模式、塑性区分布图，将边坡岩体理论破裂角和等效内摩擦角按地区经验均折减为 55°。

b) 针对图 4 中边坡塑性区分布于开挖基坑侧壁和既有挡墙墙脚，设计方案对塑性区分布位置进行加固：在基坑-3F 保留一个 5 m 宽岩体反压平台，以减小边坡直立开挖高度，同时对既有边坡坡脚以上 12 m 高度范围采用肋板式锚索进行加固。

c) 采用折减后的岩体参数计算得到侧向岩石压力 $E_a=1277.71 \text{ kN/m}$ ，明显大于原设计方案；但优化设计在基坑-3F 保留一个 5 m 宽岩体平台后侧向岩石压力 $E_a=766.34 \text{ kN/m}$ 。支挡桩为矩形桩，桩间距为 3500 mm，截面 800 mm×1000 mm，嵌固基坑底部以下长 3 m，面板厚 200 mm，均 C30 混凝土现浇，面板双层双向配置钢筋。每根桩上设置三排锚索，锚索排距为 3500 mm，采用 12φs15.2 钢绞线，孔径 200 mm，M30 水泥砂浆灌浆，锚固深度不小于 9 m。既有边坡坡脚以上 12 m 高度范围采用肋板式锚索进行加固，竖向肋柱位于原挡墙相邻两肋中间位置，加固肋柱截面 600 mm×800 mm，为 C30 混凝土现浇，锚索竖向间距为 3000 mm，采用 12φs15.2 钢绞线，孔径 200 mm，M30 水泥砂浆灌浆，锚固深度不小于 9 m。优化后的基坑支护设计详见图 2 所示。桩锚体系中，锚索轴力如图 5 所示，桩身位移、弯矩和剪力分别如图 6、7 所示。

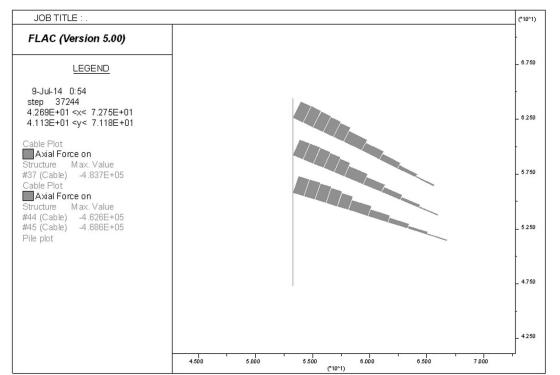


图 5 边坡开挖完成后支挡桩上锚索轴力分布图

Fig. 5 Distribution of axial force on anchor bar after excavation of slope

(4) 关键控制技术

a) 稳定性控制，边坡开挖将导致边坡失稳，影响边坡坡顶建筑及边坡自身安全。

b) 变形控制，边坡潜在破坏区范围存在医院建筑

及既有挡墙。

c) 逆作法施工：设计先对既有挡墙的墙脚采用肋柱+预应力锚索加固，加固完成后要求先“跳桩法”施工桩，然后再进行边坡开挖；边坡土石方开挖高度每一阶不超过 3.5 m，锚索施工完成后再进行下一阶开挖和施工。

d) 监测：要求第三方专业测量单位，对坡顶建筑、邻近已有挡墙以及新建挡墙按文献[1]进行长期位移、变形观测，并对新建锚索的应力监测、桩轴力等进行监测。监测时间为施工期间及竣工后 2 a 内。

e) 坚持“动态设计、信息法施工”原则。

f) 第三方单位针对支护方案对相邻建（构）筑物的影响进行评估，并对影响评估报告、支护方案、施工方案、监测方案分别召开专家评审会，对每个环节进行严格把控。

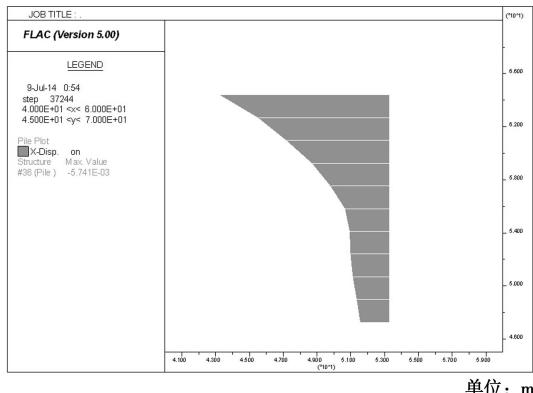


图 6 边坡开挖完成后桩身位移分布图

Fig. 6 Horizontal displacement of pile after excavation of slope

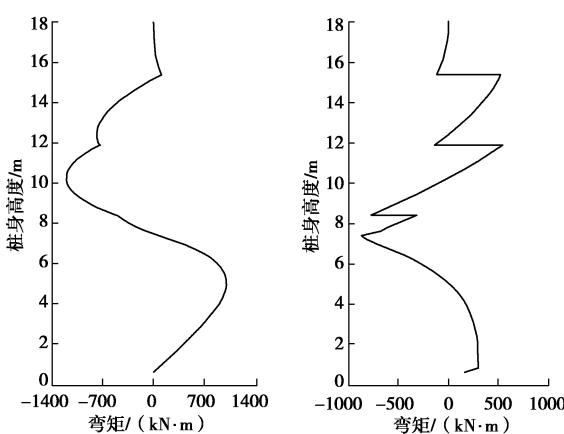


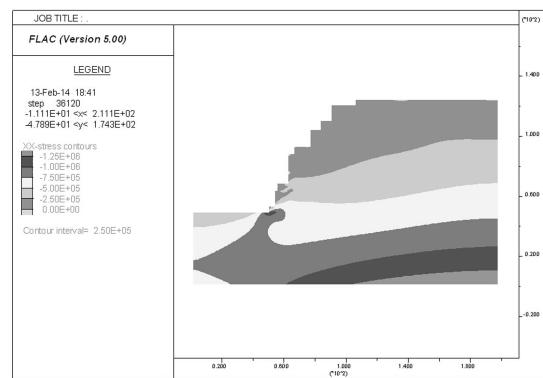
图 7 边坡开挖完成后桩身弯矩和剪力分布图

Fig. 7 Moment and shear of pile after excavation of slope

(5) 设计支护效果评价

本工程设计时采用数值模拟方法并结合类似工程经验，对边坡支护效果进行分析评价。评价主要从以下四方面进行展开，一是对边坡岩体的位移进行评价，

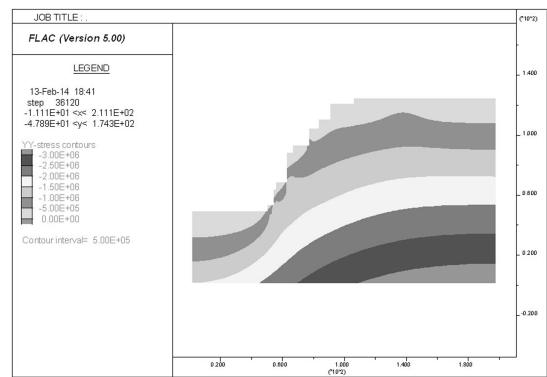
判断边坡开挖引起岩体位移、变形是否满足相关要求；二是边坡开挖引起的边坡岩体应力重新分布后，对岩体引起的附加应力是否满足相关要求。三是边坡开挖引起的既有肋板式锚杆挡墙内力变化是否满足设计要求。四是对比支护后边坡的整体稳定性进行计算，判断是否满足规范要求。



单位：N

图 8 边坡开挖完成后的水平应力分布图

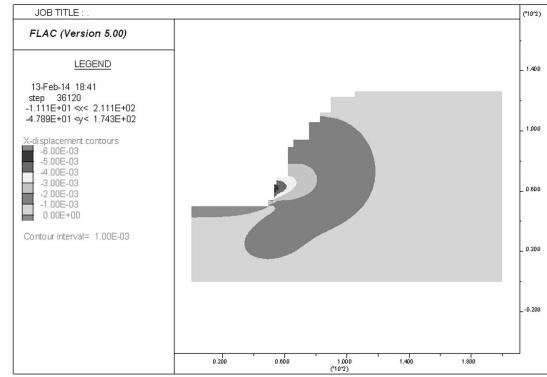
Fig. 8 Distribution of horizontal stress after excavation of slope



单位：N

图 9 边坡开挖完成后的竖向应力分布图

Fig. 9 Distribution of vertical stress after excavation of slope



单位：m

图 10 开挖后边坡水平位移等值图

Fig. 10 Isogram of horizontal displacement after excavation of slope

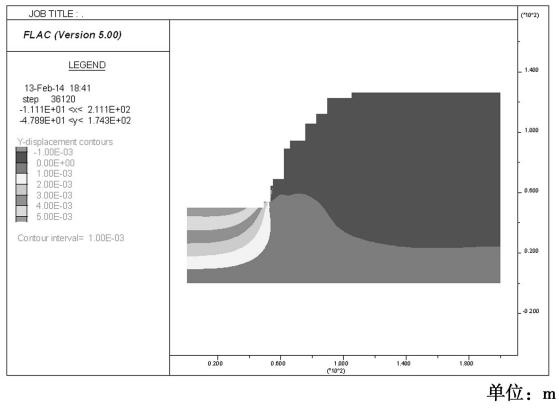


图 11 开挖后边坡竖向位移等值图

Fig. 11 Isogram of vertical displacement after

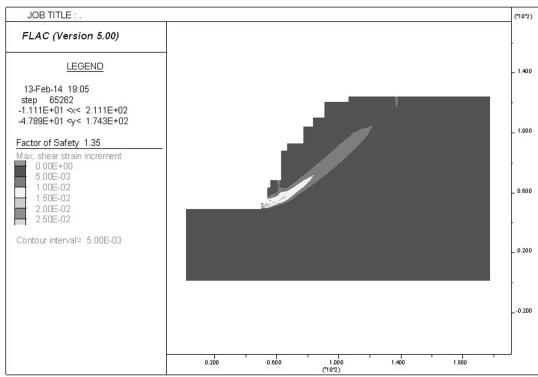


图 12 支护后边坡稳定性

Fig. 12 Stability factor on slope with supports

施工完成后边坡的水平和竖向应力分布见图 8, 9, 从图中可以看出边坡开挖引起的岩体应力集中效应主要发生在边坡坡脚, 但岩体应力值未超过岩体强度。边坡施工完成后边坡的水平和竖向位移分布见图 10, 11, 从图中可以看出边坡开挖引起的位移以水平位移为主, 发生在基坑侧壁和既有挡墙墙脚, 最大位移为 6 mm; 坡顶岩体即建筑地基位移量很小。

基坑侧壁支护后, 边坡稳定性系数为 1.35, 如图 12 所示, 满足规范要求。从 2.2 节分析中可知, 基坑在不支护情况下开挖, 边坡塑性区和剪应力集中区主要分布于既有挡墙墙脚、基坑侧壁。考虑到既有挡墙已使用一段时间, 设计对既有挡墙坡脚 10 m 高度采用预应力锚索进行加固, 且建议采用地下结构抵住支护结构以增加边坡安全储备。

另外, 未开挖时既有挡墙锚杆最大拉力值为 1.9 MPa, 出现在挡墙墙脚处, 基坑开挖完成后, 锚杆最大轴力值为 24.64 MPa, 仍然出现在挡墙墙角处, 锚杆轴力虽然增大, 但小于钢筋抗拉强度设计值, 边坡安全。

3 监测评价

本工程在施工期间和竣工完成后两年内对边坡、

支挡结构水平向、竖向位移, 抗滑桩应力, 锚索应力进行了监测。监测点位置详见图 1, 监测点 J1、J3、J11 水平向和竖向位移图如图 13, 14 所示, 既有挡墙墙顶监测点 J1 累计水平位移为 9 mm, 累计竖向位移为 1 mm, 既有挡墙墙脚监测点 J3 累计水平位移为 21 mm, 累计竖向位移为 3 mm, 均大于计算位移。新建抗滑桩桩顶位移监测点 J11 累计水平位移为 25 mm, 也大于计算位移 (6 mm)。以上实际监测位移量及位移变化速率均满足相关要求。监测位移大于数值计算位移的原因, 可能与实际开挖过程中基坑出现超挖情况和既有挡墙墙脚卸荷时集中应力的释放有关。

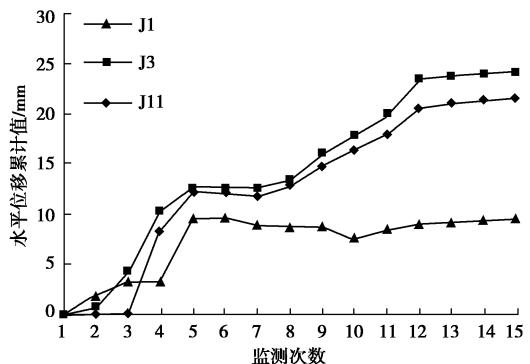


图 13 监测点累计水平位移变化曲线

Fig. 13 Curves of cumulative horizontal displacement at monitoring points

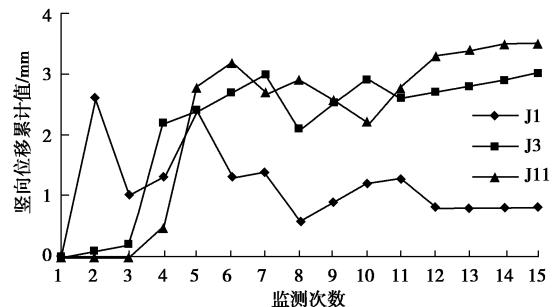


图 14 监测点累计竖向位移变化曲线

Fig. 14 Curves of cumulative vertical displacement at monitoring points

支护设计 9-9 典型剖面上的锚索轴力和桩应力分别见图 15, 16。从图中可知支挡桩上的锚索轴力监测值稍大于计算值, 但小于锚索设计承载力。

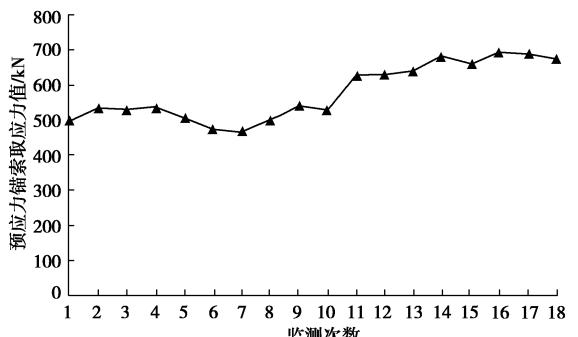


图 15 锚索应力变化曲线

Fig. 15 Variation of anchor stress

图中 YL1、YL2、YL3、YL4、YL5 分别为桩顶以下 8, 11, 14, 17, 20 m 处受拉一侧钢筋计应力值, 其受拉最大值为 22 MPa, 小于钢筋抗拉强度设计值, 弯矩小于设计值。

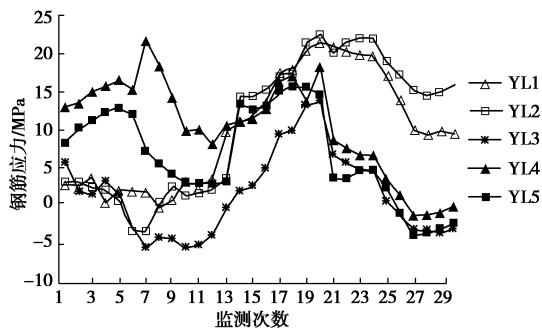


图 16 桩身应力变化曲线

Fig. 16 Variation of pile stress

目前, 本支护工程已竣工 2 a, 主体结构已经封顶, 并采用地下室结构抵住支护结构, 以进一步增加边坡安全储备。从以上监测结果可知, 边坡目前受力状况良好, 基本达到设计目标。然而对本工程而言, 若未考虑到超限高边坡的特殊性, 而是按常规边坡进行设计, 则可能会存在重大安全问题。

4 结语

本文结合工程实例, 针对超限岩质高边坡的特殊性及支护设计过程中存在的问题进行分析的基础上, 安全经济的对高度为 62 m 的既有高陡肋板式锚杆挡墙墙脚再次开挖 15 m 深的基坑支护进行了设计, 积累了宝贵的经验, 对同类基坑工程具有一定的借鉴意义。然而边坡工程特别是超限边坡工程其内在的自然规律, 受岩土的复杂性、不确定性等特点影响, 仍需不断发展和完善超限高边坡理论和工程技术。

参考文献:

[1] GB50330 建筑边坡工程技术规范[S]. 2002. (GB50330

Technical code for building slope engineering[S]. 2002. (in Chinese))

- [2] 雷用, 黄承忠, 邱洪. 超限岩质高边坡对既有隧洞影响及对策研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 32(增刊 2): 352 – 357. (LEI Yong, HUANG Cheng-zhong, QIU Hong. Influence of ultra-high rocky slopes on existing tunnels and countermeasures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 32(S2): 352 – 357. (in Chinese))
- [3] 薛丽影, 杨文生. 某高边坡桩基立柱锚拉式挡土墙设计[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 2): 1176 – 1179. (XUE Li-ying, YANG Wen-sheng. Design of upright-anchored pile retaining wall in a high slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S2): 1176 – 1179. (in Chinese))
- [4] 雷用, 郝江南, 肖强. 高边坡设计中的几个问题探讨[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 598 – 602. (LEI Yong, HAO Jiang-nan, XIAO Qiang. Inquiring some problem in high slope design[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 598 – 602. (in Chinese))
- [5] 刘兴远, 唐秋元, 夏阳. 建筑边坡工程技术发展展望[J]. 重庆建筑, 2012, 11(107): 15 – 18. (LIU Xing-yuan, TANG Qiu-yuan, XIA Yang. Prospect of construction technology for side slope[J]. Chongqing Architecture, 2012, 11(107): 15 – 18. (in Chinese))
- [6] 雷用, 赵尚毅. 高盛置业魁星楼 C 组团基坑支护工程方案设计有限元论证报告[R]. 重庆: 重庆市地质灾害防治工程技术研究中心, 2011. (LEI Yong, ZHAO Shang-yi. The foundation supporting design finite element verification report on Kuxinglou Group C of Gaosheng Home[R]. Chongqing: Geological Disaster Prevention and Treatment of Chongqing Research Center, 2011. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)