

文章编号:1006-7329(2001)01-0017-04

高层建筑岩石洞室地基稳定性分析^{*}

阴可, 张永兴, 丁志诚

(重庆大学B区 建筑工程学院, 重庆 400045)

摘要:通过有限元计算、经验类比和现场观测,对以重庆市邹容广场为例的高层建筑岩石洞室地基稳定性分析进行了较为全面的研究,其中包括岩体力学参数、岩体破坏准则、有限元计算方案、稳定性分析结论及工程措施。

关键词:岩石洞室地基; 高层建筑; 稳定性分析

中图分类号:TU457

文献标识码:A

重庆市是一个山城,其主城区的地下人防洞室四通八达,随着城市建设的发展,加上建设部已要求大城市必须大量开发和利用地下空间,重庆市也拟定了一个宏大的地下空间建设规划且已经开始付诸实施。但是地下空间的开发利用又制约着旧城改造和地面工程(尤其是高层建筑)的建设,为此产生了大量的高层建筑洞室地基的稳定问题。

重庆某房地产公司在渝中区临江门兴建“邹容广场”,在该工程的裙楼下,开挖有宽16m的市人防工程——临梯干道,且在裙楼筒体下是临梯干道(称主洞)与支洞(跨度8m)的交叉部位。裙楼的结构平面及其下的人防主、支洞的平面位置如图1所示。

考虑到以上情况和该处的地质条件,基础设计采用的是2.5m厚的钢筋混凝土筏板基础,施工时首先将原覆盖岩层开挖至标高(此时距主洞顶部6.7m),然后对地基岩层进行了大面积灌浆改良,尤其对洞周岩体进行了较重点的处理,在交叉点部位布置了10根钢筋混凝土灌注桩,以确保工程的安全。

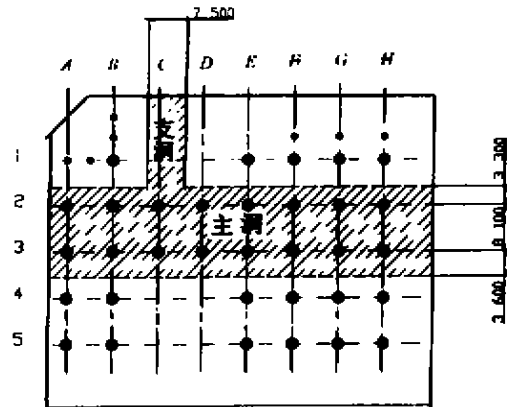


图1 人防主、支洞室的平面位置及柱网情况

1 岩体参数研究

工程场地内岩层呈单斜构造,岩层倾向115°,倾角10°。岩层构造裂隙不发育,为整体块状-厚层状岩体。钢筋混凝土筏板下至主洞拱脚为砂岩,拱脚至洞底约3m处为泥岩,洞底3m以下为砂岩。筏板采用C30混凝土,拱圈混凝土为C20。

重庆某地质工程勘察院“关于邹容广场岩体标准取值的说明”中提供了岩体参数的取值,见表1。根据以往工程经验判断这里的内聚力C和变形模量的值偏小,有限元计算分析前要求打孔抽样复核岩体参数。在打观测钻孔取出了洞底泥岩进行了该处泥岩的力学性质试验时,发现泥岩的力学指标比表1中的要高得多。试验表明,洞底泥岩岩块的变形模量1856~5096MPa,平均值在3300MPa左右;内聚力C=2.07~2.19MPa,平均为2.147MPa,内摩擦角为38~40°。因此必须对洞底泥岩的力学参数必须作符合实际情况的调整。

* 收稿日期:2000-11-27

作者简介:阴可(1968-),男,重庆人,副教授,博士,主要从事岩石力学与工程应用研究。

表 1 勘探单位提供的岩体物理力学参数值

岩性	重度 γ	内摩擦角 φ (度)	内聚力 C (kPa)	抗拉强度 (kPa)	变形模量 (MPa)	弹性模量 (MPa)	泊松比 μ
砂岩	24.77	46	1 270	500	3 600	4 200	0.16
泥岩	24.85	34	265	160	1 100	1 400	0.38

根据洞底泥岩实际情况,泥岩基岩裂隙极不发育,地质构造简单,因此,在岩体破坏前,当岩体承受荷载以压为主时,岩体的参数与泥岩岩块本身的差别不会十分显著。但考虑到洞周泥岩曾遭受爆破等工程扰动,因此,进行非线性弹塑性有限元分析计算岩体应力应变时,取泥岩岩体的变形模量为平均值 2 200 MPa,洞底泥岩的内聚力取为 $c=320$ kPa,内摩擦角取 $\varphi=36^\circ$ 。

2 岩体弹塑性破坏准则

理论与实际均表明,目前有限元分析中能较好地模拟岩体的力学特性的岩体弹塑性破坏准则是 Druker-Prager 准则(简称 D-P 准则)^[1]。它一方面克服了库仑准则在角点处导数不连续的问题,另一方面也很容易与库仑准则结合起来确定计算参数。

Druker-Prager 屈服面的表达式是

$$f = \alpha I_1 + J_2^{\frac{1}{2}} - k = 0 \quad (1)$$

为确定参数 α, k ,通常将其与岩土工程常用的库仑屈服准则相比较,三维条件下的 α, k 与库仑屈服准则的 c, φ 的关系为(取与库仑六边形的内顶点重合):

$$\alpha = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin\varphi)} \quad (2)$$

$$k = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin\varphi)}$$

3 有限元网格划分^[2]、边界条件及计算方案

有限元计算模型如图 2 所示(图中网格仅为示意,实际网格很密打印出会一片漆黑),有限元计算分步进行,以模拟地基开挖,筏板施工,上部建筑荷载逐步施加等过程。各步的工况为:

第一步:模拟原始地形及开挖前的应力场、位移场;

第二步:上覆岩层开挖至筏底标高;

第三步:施加筏板;

第四步:上部建筑的 1/3 设计荷载(设计荷载取 20 层)作用在筏板上;

第五步:上部建筑的 2/3 设计荷载(设计荷载取 20 层)作用在筏板上;

第六步:上部建筑设计荷载(设计荷载取 20 层)作用在筏板上。

4 主要计算结果分析

4.1 计算位移分析

在设计荷载(20 层时)的作用下,筏板位移基本平稳。筏板顶面的下沉最大部位在支洞上筒体至交叉点上部之间(量值在 13 mm 左右),其他部位较小,筏板最大不均匀下沉为 5.2 mm。即在设计荷载作用下,筏板无有害的变形发生,最大不均匀下沉也较小,计算结果也表明了筏板无开裂等现象发生。

支洞轴线拱圈的下沉最大为 11.7 mm, 最大下沉差不到 2 mm, 因此, 支洞在设计荷载作用下基本无有害变形发生。主洞拱圈轴线的下沉最大为 12.4 mm, 在两侧位移较小, 总体形成了一个下沉盆地, 最大沉降差为 4.3 mm, 因此主洞也基本无有害变形发生。

洞底与拱顶的相对变形在交叉点处较大, 主洞中为 -13.69 mm, 其他部位较之为小。洞底面的底鼓量值在交叉点处为最大, 相对于墙脚处量值为 6.94 mm, 其他地方一般在 5 mm 左右, 因此在设计荷载条件下相对变形及底鼓等均无明显的异常发生。

4.2 计算应力分析

计算结果表明筏板在主洞上部和支洞的筒体部位等处是拉应力较密集的地方, 但拉应力量级均在混凝土的抗拉允许范围内。

各轴线上筏板近底板处的垂直压力在 A、B、E、F、G 等各轴线处的一个明显规律是在主洞两侧岩体部位垂直压力相对较均匀, 最大不到 0.6 MPa, 一般在 0.20~0.55 MPa, 这些轴线的洞顶的筏板垂直压力随距离交叉点的远近而有所变化, 轴线 A 处的集中值为 0.5 MPa, B 轴线处是 0.72 MPa, E 和 F 轴线处是 0.4 MPa, G 轴线处为 0.34 MPa。虽然量值大小不同, 但均在下伏砂岩地基承载力允许的范围内。

在轴线 C、D, 由于是在支洞的两侧, 因此筏底的垂直应力分布规律有所不同, 交叉点处的上部荷载向四周扩散, 造成交叉点上部的垂直压力在 0.4 MPa 左右, 而两侧较大, 尤其在支洞中部内外侧更是应力集中, 高达 1.55 MPa, 在另一侧底板中也集中达 0.9 MPa, 是其他轴线处的 3~4 倍。但洞顶上方则相对较小, 为 0.3 MPa 左右。

在交叉点处, 压应力顺拱圈的弧形向侧面转移, 而交叉点部位的主压应力量级很小, 但主拉应力却十分密集, 且从支洞部位一直延伸至主洞顶部, 实际观测发现拱圈的拉裂也主要发生在该部位。

拱圈及其内侧锚固岩体的最大应力情况如表 2。

表 2 岩石和衬砌上最大应力情况

(单位: MPa)

应力名称	拱顶	拱脚	拱圈	边墙	锚固岩体
最大垂直应力	1.02	1.71	8.01	10.44	1.98
最大主压应力	1.17	1.77	11.89	11.76	2.33
最大主拉应力	0.45	0.25	~*	1.73	0.46

* 混凝土拱圈的部分积分点已拉坏, 其最大拉应力已超过其抗拉强度值。

4.3 塑性区及混凝土拉裂情况

计算结果表明, 在设计荷载作用下, 上部砂岩和锚固岩体无塑性区, 在主洞及支洞(离交叉点较远)处, 拱圈内侧砂岩或泥岩中仅有较少的积分点进入塑性, 而拱脚处的泥岩在宽 2 m 左右深 2.5 m 左右的范围有局部塑性点存在。

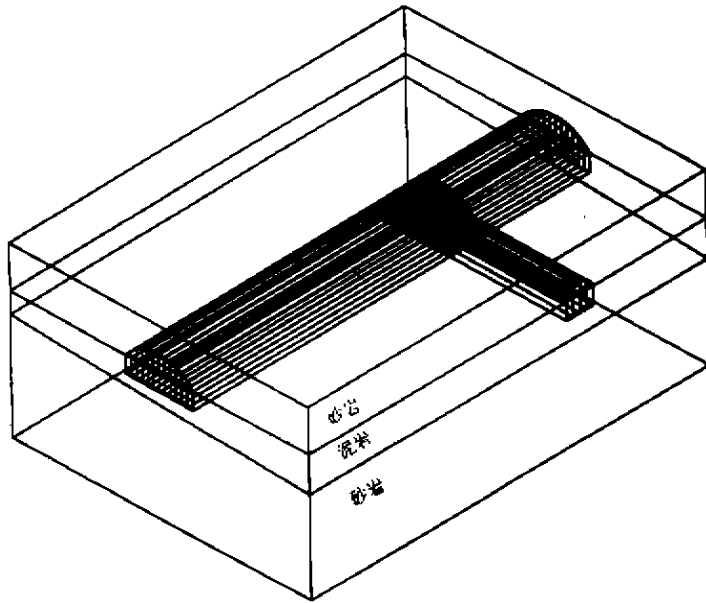


图 2 有限元模型示意图

在岩体中塑性区最集中的部位是上述压应力集中的牛鼻子岩体及该处的拱脚下的泥岩中,距离为内侧约5 m以上;另一侧的内壁岩体中也有较多的塑性点。

拉裂主要体现在交叉点处的钢筋混凝土拱圈上,即上面所述的拉应力集中区域。计算表明在设计荷载下,该处的拉应力积分点拉裂点数达该处积分点总数的15%。说明在设计荷载下混凝土拱圈开裂严重。

非线性分析表明,在设计荷载情况下主洞及支洞拱圈混凝土均无明显压碎现象。

5 主要结论及工程措施

5.1 主要结论

(1)三维有限元分析结果表明,在目前已探明的地基条件、基础方案及设计荷载下,岩体、筏板及拱圈均无明显的有害变形产生,塑性区也较有限,拱圈无压碎现象;

(2)计算结果表明,交叉点处的钢筋混凝土拱圈及牛鼻子处的岩墙是本地基最薄弱之处。前者可能因大面积拉裂而塌顶,后者可能发生因进入塑性而压碎,但在设计荷载时,这些破坏还比较有限,在设计允许的范围内。

5.2 工程建议措施

(1)计算模型认为拱圈与岩体是密切结合成一体且共同工作的,因此实际施工时必须确定工程范围内拱圈与岩体的实际接触情况,尤其对交叉点处的拱圈和牛鼻子附近岩体。为此特提出在条件允许的情况下应进行灌浆处理并施加一定量的锚杆,确保拱圈与岩体连成一体,以进一步完善岩体的整体性质。甲方单位采纳了本建议并已经进行现场施工处理。

(2)由于岩土条件的复杂性和不确定性,加载过程请密切与关键部位的监测相结合,在后期加荷载时,必须每天观测,接近设计荷载时,希望每天读数4~6次,发现异常情况时必须马上停工并及时通报各有关方面集体解决。无异常情况条件下观测资料原则上每二周由有经验人员进行判断分析,以免存在隐患情况。甲方单位采纳了本建议进行了位移监测。位移监测的结果表明实际产生的位移的变化规律与计算完全一致。

参考文献:

- [1] 于学飏,郑颖人,刘怀恒,等. 地下工程围岩稳定分析[M]. 北京:煤炭工业出版社,1983
- [2] Finite Element Analysis in Action[M]. Skarr, E. C. Pittsburgh, Pennsylvania, Algor, Inc. Publishing Division, 1995

Stability Analysis of Rock Cave Ground under High-rise Buildings

YIN Ke, ZHANG Yong-xing

(Faculty of Civil Engineering, Chongqing University B, Chongqing 400045, China)

Abstract: This paper presents an all-side study on one successful engineering project, the Chongqing Zhourong Plaza, twenty floors high with two air raids caves just cross under it. The study includes geological investigation, rock mass parameters choice, elastic-plastic rock mass failure criteria, calculation with finite element method, results analyses, conclusions on stability analyses and construction suggestions.

Keywords: rock cave ground; high-rise building; stability analysis