

特别说明

此资料来自豆丁网(<http://www.docin.com/>)

您现在所看到的文档是使用**下载器**所生成的文档

此文档的原件位于

<http://www.docin.com/p-77349444.html>

感谢您的支持

抱米花

<http://blog.sina.com.cn/lotusbaob>

12-14

大型箕斗装载硐室的结构支护设计与计算

TD354

TD531.1

刘庆云

(煤炭部合肥设计研究院, 230041)

摘要 谢桥矿主井箕斗装载硐室为目前国内煤炭系统最大的装载硐室, 硐室所处的位置岩性差。设计采用锚网喷作一次支护, 现浇钢筋混凝土作二次支护, 有效地控制了围岩的变形。主要介绍硐室支护结构内力计算及硐室设计特点。

关键词 箕斗装载硐室, 二次支护 设计 计算

硐室支护, 支护结构设计

1 概述

谢桥矿井设计年生产能力400万t。主井采用20t箕斗2套4个并列布置, 装载硐室为一侧装载。硐室净高18.756m(毛高为20.806m), 净跨为8.4m, 最大净跨为10.42m(最大毛跨为12.2m), 净断面171.68m², 掘进断面231.6m², 硐室的高跨比(18.756/10.42)为1.8, 大于1.7, 属高边墙硐室。该硐室为目前国内煤炭系统最大的箕斗装载硐室。

根据主井检查孔资料推算, 在硐室拱基线部位有煤层(18-1)及炭质泥岩和砂质泥岩, 厚度为3.65m; 上部又有煤层(18-2)及砂质泥岩和炭质泥岩, 厚度为3.55m; 下部为铝质泥岩及铝土岩, 厚度为2.0m。整个硐室所处位置岩性差, 垂直与侧向荷载大。设计采用锚喷作为一次支护, 现浇钢筋混凝土作为二次支护。围岩在一次支护下基本稳定, 但岩石的碎胀变形依然存在, 二次支护仍有承受力的延续作用。该种结构支护形式具有“先柔后刚、刚柔兼具”的特点, 增强了复合衬砌的承载能力。

由于硐室大、墙体高、岩性差, 施工难度大。因此就装载采用一侧还是二侧、或是变更硐室位置这一关键问题, 曾组织专业人员进

行调研。通过研究论证后, 决定不变更硐室位置, 维持原设计标高(-659.80m), 将着眼点放在合理确定硐室的结构支护形式和支护参数上。

针对硐室所处的地层情况, 对支护结构进行了详尽的受力计算。采用微机作了4个方案比较, 最终得出计算结果, 再与已施工完的同类工程进行比较, 最后确定出1个技术可行、经济合理的曲墙6心圆封闭结构支护形式。

2 结构内力计算

2.1 计算参数的选择

2.1.1 垂直荷载 P_y

$$W = 1 + i(B - 5) = 1 + 0.1(12.4 - 5) = 1.74$$

式中: B 为硐室毛宽, m; i 为系数, 当 $B > 5m$ 时取 $i = 0.1$, $B < 5m$ 时取 $i = 0.2$ 。

$$P_y = 0.45 \times 2^{6-s} \gamma W = 0.45 \times 2^{6-2} \times 22 \times 1.74 = 280 \text{ kN/m}^2$$

式中: γ 为围岩容重, 取 22 kN/m^3 ; s 为围岩类型, 取 2(根据围岩分类, 确定为 II 类围岩)。

2.1.2 侧向荷载 P_x

$$P_x = P_{ye} = 280 \times 0.35 = 98 \text{ kN/m}^2$$

式中: e 为侧向压力系数, 一般取值范围在

0.2~0.5,根据该硐室岩性及高跨比等因素,取 $e=0.35$ 。

2.1.3 围岩抵抗力及有关参数选择

侧向抵抗力 $K_1=0.3\text{GPa}$;底部抵抗力 $K_0=0.4\text{GPa}$;混凝土与围岩的摩擦因数 $f=0.2$;钢筋为Ⅱ级, $R_s=0.34\text{GPa}$;混凝土弹模 $E=26\text{GPa}$,现浇混凝土强度等级为C20;喷射混凝土强度等级为C15。

2.2 内力计算

硐室支护结构示意图见图1。硐室断面(曲墙6心圆)几何特征:硐室净高18.76m,拱高4.2m,墙高7.28m;硐室毛宽10.42m,拱宽8.40m,底宽8.40m;底拱矢高0.8m,底拱厚0.7m,底拱半径11.43m;圆拱内半径 R_1, R_2, R_3 分别为3.24,7.48,26.69m。

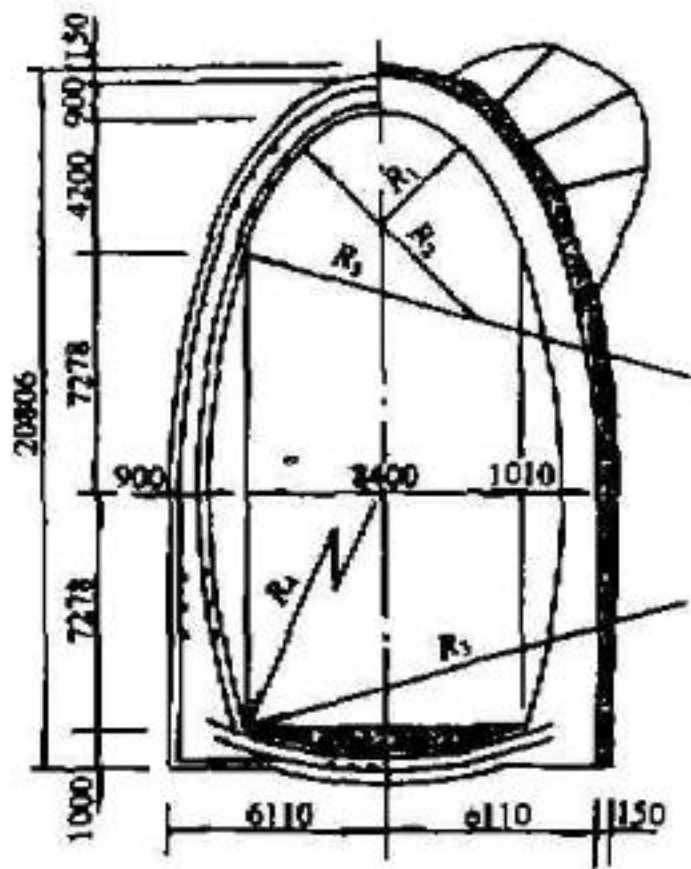


图1 支护结构示意图

2.3 计算结果。

计算结果见图2。

由图2可见: $M_{max}^+ = 1103.62\text{kN}\cdot\text{m}$; $M_{max}^- = 1027.71\text{kN}\cdot\text{m}$; $N_{max}^+ = 1584.88\text{kN}$ 。

配筋率 $A_{gmax} = 22\text{cm}^2$,设计选用 $5\phi 25, A_g = 25.54\text{cm}^2 > 22\text{cm}^2$ 。

计算表明,结构满足安全要求。

3 软岩变形的特点及支护形式

软岩硐室开挖后的围岩变形区可分为松动带和塑变带两大部分。围岩表层的松动带

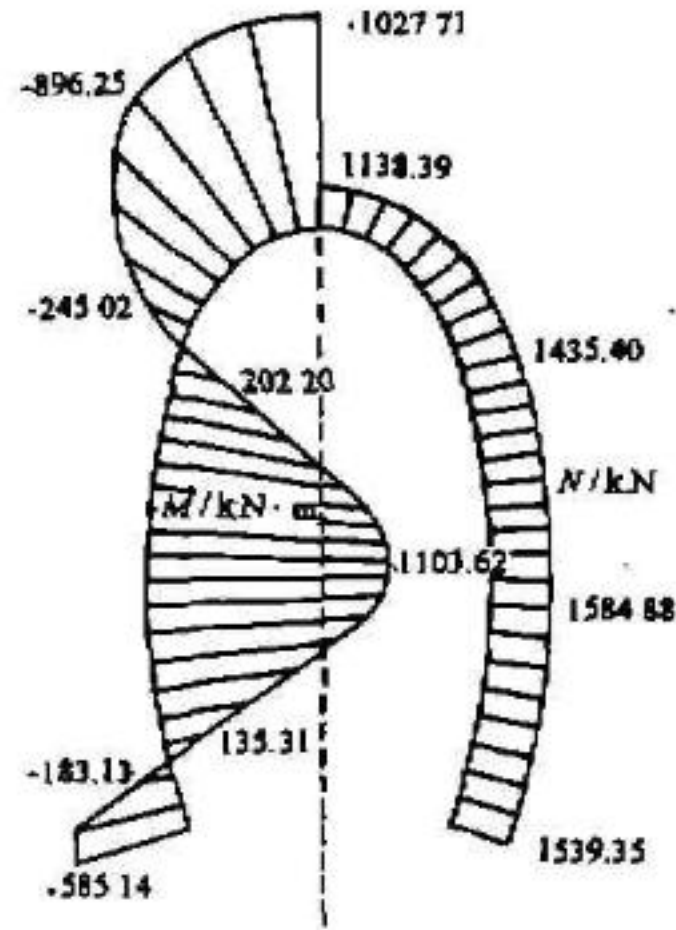


图2 二次衬砌内力分布
N—轴力;M—弯矩

是易控带,塑变带为不易控带。对于该深部硐室,在设计时就要考虑到支护体的性能要能适应塑变带的岩移,即具有相应的可缩性;同时,支护体还要能控制松动带的移近量,使移近量控制在支护结构所能承受的范围,不使其解体坍塌,即要求支护结构要有足够的强度,能够维持松动带的相对平衡,这是容易做到的。

软岩一般具有膨胀性,碎胀力大,流变性,变形速度快,围岩破碎,施工条件差,支护难度大。因此,设计该装载硐室采用锚网喷作一次支护,现浇钢筋混凝土作二次支护。即先打短锚杆挂金属网、初喷30~50mm厚混凝土保护层,以适应围岩初期的急剧变形;待围岩变形基本稳定后,按喷层设计厚度(150mm)要求拉线复喷至设计厚度,再将长锚杆(长4000mm,间距800mm×800mm)穿过松动带锚入深部围岩,不使岩块塌落,有效地控制了围岩的变形。通过内锚和外喷混凝土层,把松动带的围岩重新组合在一起,形成了强有力的“组合拱”,充分发挥围岩的自承能力。最后浇筑钢筋混凝土作为二次支护。整个硐室支护形成了锚、网、喷、浇的复合衬砌支护结构。

高层建筑总等电位连接与实现

祝利民

(中煤第九十二工程处, 邯郸, 056106)

上海中国煤炭大厦位于上海浦东东方路, 由华东建筑设计院设计, 中煤建筑安装工程公司施工总承包。

大厦建筑高度为 158m, 地面建筑 34 层, 地下 2 层, 建筑面积为 62 409m²。在电气设计方面, 满足和体现了当代最新建筑潮流在现代化、电子化、智能化等方面对安全性和可靠性的要求。

1 设计要点

(1) 防雷接地、设备外壳接地、电梯接地, 以及给排水、电气、煤气、进线总管线和各类工作接地全部利用地下室桩基作接地极, 通过镀锌扁钢与桩基纵横交叉点处的焊接形成总等电位连接。

(2) 地面部分 7 层以上每隔 3 层将建筑物内各类竖向金属管道与圈梁钢筋连接, 并

与相应楼板面钢筋焊接形成均压网格与柱内防雷引下线连接。

(3) 7 层以上, 每层外墙的栏杆、金属门窗、玻璃幕墙与防雷引下线连接。

(4) 低压系统采用 TN-S 系统。工作零线和地线分开, 并在大厦底层设独立的变电站供电。

(5) 接地阻值不大于 1.0Ω。

2 主要技术措施

为保证大厦总等电位连接的接地效果, 施工中严格执行设计及施工验收规范, 并确定如下施工工艺及技术要点。

2.1 工艺流程

测工程桩接地阻值 → 确定总等电位接地网标高 → 焊接接地网并做相应引线 → 测接地阻值 → 随楼层高度焊接均压网、接地板及防

4 硐室设计的特点

由于硐室既高又宽, 自身的稳定性差, 经方案优选后, 采用了曲墙 6 心圆支护结构形式, 并设置了底拱, 使全断面成为封闭形整体。

为增加硐室的支护强度, 减小高跨比, 将硐室内原钢质平台改为钢筋混凝土平台, 并将其梁、板、柱进行整体浇灌, 使梁、板、柱相互嵌固到硐室墙体内, 整个硐室连成一个整体结构, 相应地降低了墙体高度, 并提高了硐室的承载能力和支护安全度。实践证明, 采用

一侧装载节省了大量的掘进工程量和支护材料, 其经济效益很可观。

目前, 国内煤炭系统最大的箕斗装载硐室在谢桥矿已建成。该硐室在设计和施工技术方面都有所进步, 为今后大型硐室的设计和施工积累了经验。

作者简介 刘庆云, 1954 年生, 高级工程师, 1978 年毕业于淮南矿业学院, 现从事矿井设计等工作。曾发表“新型井壁结构设计在新集矿井的应用”等论文多篇。

(收稿日期 1996-06-28)