

## 井巷支护

立井深部区域井筒围岩塑性区深度  
与破坏形式研究Research on the Depth and Failure Mode of Plastic Zone of Surrounding Rock in  
Deep Area of Vertical Shaft

陈康力(天津矿山工程有限公司,天津 300073)

**摘要:**为研究立井开挖过程中井筒塑性区深度与破坏形式,以某金属矿在建立井工程1 000~1 200 m区段为背景,通过地质调查、理论分析、数值模拟、现场测试等技术手段对该区域进行了井筒围岩塑性区深度与破坏形式研究。结果表明:1 000~1 200 m区段工程地质条件较好,井筒围岩破坏深度分别为1 000 m处2.94 m,1 100 m处2.23 m,1 200 m处2.45 m。进一步通过理论计算与数值模拟分别判定了井筒围岩的破坏形式,均判定为耳状破坏。通过研究立井开挖过程中井筒破坏形式与深度能够为井筒围岩衬砌与支护提供科学的基础参数,保障井筒安全可靠掘进。

**关键词:**立井开挖;井筒破坏;破坏形式;破坏深度;塑性区

**中图分类号:** TD853

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1672-609X(2025)01-0038-06

**Abstract:** In order to study the depth and failure mode of the plastic zone in the excavation process of a vertical shaft, a study was conducted on the depth and failure mode of the plastic zone in the surrounding rock of a certain metal mine in the 1 000 - 1 200 m section of the well engineering through geological investigation, theoretical analysis, numerical simulation, on-site testing and other technical means. The results show that the engineering geological conditions in the 1 000 - 1 200 m section are good, and the depth of damage to the surrounding rock of the wellbore is 2.94 m at 1 000 m, 2.23 m at 1 100 m, and 2.45 m at 1 200 m, respectively. Further theoretical calculations and numerical simulations were conducted to determine the failure mode of the surrounding rock of the wellbore, all of which were determined to be ear shaped failure. By studying the forms and depths of wellbore damage during excavation, scientific basic parameters can be provided for the lining and support of the surrounding rock of the wellbore, ensuring safe and reliable excavation of the wellbore.

**Key words:** vertical well excavation; wellbore damage; forms of destruction; depth of destruction; plastic zone

## 1 前言

矿产资源开发是我国建设经济强国的压舱石,特别是金属矿产的开发与利用。随着我国经济的高速发展,金属矿产消费量日益增多,国内矿山逐步过渡到深部开发阶段。但在深部资源开采过程中,矿石提升成为了制约资源开发的重要问题,而深立井建设与应用是解决这一问题的唯一答案。我国金属矿超千米深立井近年来持续增加,已有30座立井超千米<sup>[1]</sup>,已建成最深立井深度已超1 600 m。但是超深立井与浅部的地质力学环境相差甚远,其井筒围

岩的受力状态更加严峻,许多专家学者对超深井筒的稳定性开展了大量研究。赵兴东<sup>[2]</sup>在获得思山岭铁矿地应力水平及围岩岩体质量结果的基础上,通过结合弹塑性力学理论和 rocscience 模拟软件的计算结果,对1 000~1 500 m井筒围岩无衬砌工况下的塑性区范围。李华华<sup>[3]</sup>等运用FLAC3D软件对超深竖井的井筒围岩开展了不同地应力控制条件下井筒塑性区扩展的工况模拟。蒲松<sup>[4]</sup>等利用RSM-RCT(B)对深井开展了现场探测工作,结合测试结果定义了基于残余地质强度指标的损伤因子,运用收敛约束法计算了井筒围岩的损伤扩展区域。夏辉<sup>[5]</sup>利用弹塑性力学理论,对立井井筒围岩在有、无支护下的塑性区半径进行了推倒,并利用FLAC3D软件进行了模拟验证。权道路<sup>[6]</sup>通过GeneralBlock软件得到了纱岭金矿破碎围岩块体化

[作者简介] 陈康力(1991—),男,汉,湖北武汉人,本科,工程师,研究方向:矿山工程。

[引用格式] 陈康力.立井深部区域井筒围岩塑性区深度与破坏形式研究[J].中国矿山工程,2025,54(1):38-43.

应力本构模型,计算得到了不同深度井筒围岩开挖后的岩体塑性变形解析解。杨小林等<sup>[7]</sup>运用 ANSYS/LS-DYNA 技术对三山岛金矿西岭副井爆破掘进过程中的围岩损伤范围进行了计算,得到了不同应力和测压系数下的塑性范围。现阶段研究一般基于室内岩石试验结果,与工程实际仍有较大出入,考虑到竖井建设的复杂性,在讨论井筒围岩塑性区时应考虑工程区域的应力环境、节理分布及岩体质量评价结果,进而通过合理数学推导开展围岩力学参数估算,得到更为合理的围岩塑性区理论解析解。某金属矿副井井筒净设计直径 8.2 m,深度 1 300 m。设计采用单层井壁,C30 混凝土支护,支护厚度 500 mm。该竖井 1 006.66~1 201.37 m 段受断层支脉影响,出现较为复杂的节理结构,围岩稳定状况不明朗,为保证掘进施工的安全性及支护选择的合理性,需对其围岩开挖后的塑性区深度及破坏形态进行研究。以此为研究背景,本文通过前期地质调查获取该区域详细的地应力分布规律、岩体质量评价以及室内力学试验结果,通过 Hoke-Brown 准则进行力学参数折减后,获得更为合理的力学参数估算结果,进而采用理论分析、数值模拟等手段对井筒塑性区发育深度和破坏形式开展深入研究,为矿山立井建设提供科学指导,也能够为相似建井工程提供有效借鉴。

## 2 工程区域基本地质及力学环境

研究工程区域主要岩性为黄铁绢英岩化花岗岩,斑杂状构造。由钾长石、斜长石、石英、绢云母、黄铁矿等矿物组成。黄铁矿化整体较弱。局部蚀变强者可见黄铁矿化成小细脉状、小团块状产出。岩石裂隙发育,裂面多平直,局部粗糙。局部裂面充填有碳酸盐、绢云母等蚀变矿物,弱富水性。岩石以柱状、块状为主,少量碎块状,岩石为坚硬岩,岩体较破碎。

利用前期施工的工勘钻孔开展了基于钻孔岩芯的节理调查、岩石力学特性试验以及水压致裂地应力测量试验等工作,获取了大量的基础研究资料,为后期理论计算、模拟研究提供了必要的科学依据。

通过现场的节理调查结果可知 1 000 m、1 100 m、1 200 m 处的裂隙均较发育,多为超过 55° 的高倾角裂隙,一般由 2 组或 3 组主要节理组构成,但裂隙张开度小,填充物致密,基本无锈蚀痕迹,对于岩石完整性破坏不大。进一步在节理调查的基础上地使用 RMR 与 Q 分类法开展了岩体质量评价。3 个区

段的 RMR 评价结果分别为 64、59、61,属于 II~III 类的好~一般岩体,Q 分类评价结果为 36、19、50,属于 III~IV 类的好~很好岩体。

进一步地运用水压致裂原位地应力测量技术,开展了 1 000 m、1 100 m、1 200 m 深度范围的深孔地应力测试工作,获取了区域地应力场分布特征,其分布规律为最大水平主应力  $\sigma_H = 3.777 + 0.028H$ ,最小水平主应力  $\sigma_h = 0.073 + 0.025H$ ,垂直主应力  $\sigma_v = 0.0035 + 0.027H$ ,其中  $H$  为深度,并测得最大主应力方向为 NEE 向。测量得到 1 000 m、1 100 m、1 200 m 位置的最大主应力分别为 31.78 MPa、34.58 MPa、37.38 MPa,垂直主应力分别为 27.00 MPa、29.70 MPa、32.40 MPa,最小主应力分别为 25.07 MPa、27.57 MPa、30.07 MPa。

将现场岩芯进行搬拾加工,获得 1 000 m、1 100 m、1 200 m 标准岩石力学试验试样(抗压试验试样尺寸为  $\phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ ,抗拉试验试样尺寸为  $\phi 50 \text{ mm} \times 25 \text{ mm}$ ),使用万能试验机开展相关力学试验,得到单轴抗压、单轴抗拉强度以及相关岩石力学基本参数,具体见表 1。

表 1 围岩基本力学参数表

| 深度/m  | 单轴抗压<br>强度/MPa | 单轴抗拉<br>强度/MPa | 弹性模量/<br>GPa | 泊松比  |
|-------|----------------|----------------|--------------|------|
| 1 000 | 60.97          | 9.53           | 48.99        | 0.21 |
| 1 100 | 72.99          | 11.24          | 53.14        | 0.24 |
| 1 200 | 84.65          | 10.87          | 50.24        | 0.19 |

## 3 井筒围岩塑性区深度理论计算研究

对于井筒塑性区深度的理论计算研究现阶段主要分为以经典弹塑性理论为基础的塑性区深度计算理论和以工程经验为基础的经验公式塑性区深度计算理论,两种理论计算均已在工程实践中得到了较好的验证。本文在前节已经通过现场调查及试验得到了大量可靠的基础数据,据此开展上述两种理论计算的分析研究。

### 3.1 经典弹塑性理论为基础的塑性区深度计算理论

#### 1) 井筒围岩力学参数的确定

室内试验得到的力学参数在一定程度上反映了该区域围岩的总体力学特性,但由于试验开展的岩石较为完整,得到的力学参数也较现场情况有较大出入。因此考虑到岩体受结构面切割劣化作用,在进行大尺度的理论计算时,将实验室尺度的岩块力学参数进行折减后作为岩体力学参数进行使用。国

内外学者通过大量实践推出了各家的经验公式,本文主要使用改进的 Hoek - Brown 准则(2002a)结合

岩体质量分级的 RMR 值、Q 值来估算岩体强度和变形参数,计算后的岩体力学参数见表 2。

表 2 井筒围岩力学估算参数

| 深度/m  | GSI   | mb   | s     | a    | $\sigma_c$ /MPa | $\sigma_t$ /MPa | c/MPa | $\phi/(\circ)$ |
|-------|-------|------|-------|------|-----------------|-----------------|-------|----------------|
| 1 016 | 59.00 | 1.52 | 0.001 | 0.51 | 1.97            | 0.021 3         | 5.15  | 34.28          |
| 1 112 | 54.00 | 2.20 | 0.001 | 0.51 | 3.32            | 0.052 9         | 7.08  | 37.90          |
| 1 196 | 56.00 | 1.32 | 0.001 | 0.51 | 2.17            | 0.033 3         | 6.22  | 33.28          |

### 2) 围岩塑性区半径

通过利用折减后的围岩力学参数,结合经典岩石弹塑性理论<sup>[8]</sup>,依据弹塑性区交界处应力相等的原则计算塑性区半径  $R_p$ , 见式(1), 式中  $a$  为井筒开挖半径,  $P$  为围岩承受压力, 此处可视为最大主应力  $\sigma_H$ ,  $P_i$  为内压力, 即支护压力,  $c$  为黏聚力,  $\phi$  为内摩擦角。

$$R_p = a \left[ \frac{p + c \cot \phi}{P_i + c \cot \phi} (1 - \sin \phi) \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (1)$$

在无支护条件下,  $P_i$  为 0, 井筒围岩破坏深度计算公式见式(2)。

$$d_f = a \left[ \frac{p + c \cot \phi}{c \cot \phi} (1 - \sin \phi) \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} - a \quad (2)$$

计算井筒围岩塑性区范围, 在 1 000 m 处围岩破坏深度为 2.81 m, 在 1 100 m 处的破坏深度为 1.71 m, 在 1 200 m 处的破坏深度为 2.20 m, 结果见表 3。

表 3 塑性区深度计算结果

| 深度/m  | a    | $\sigma_c$ /MPa | $\sigma_t$ /MPa | c/MPa | $\phi/(\circ)$ | $d_f$ /m |
|-------|------|-----------------|-----------------|-------|----------------|----------|
| 1 000 | 0.51 | 1.97            | 0.021 3         | 5.15  | 34.28          | 2.81     |
| 1 100 | 0.51 | 3.32            | 0.052 9         | 7.08  | 37.90          | 1.71     |
| 1 200 | 0.51 | 2.17            | 0.033 3         | 6.22  | 33.28          | 2.20     |

### 3.2 基于经验公式的井筒围岩破坏深度计算

通过挪威、南非等多地的立井硐室工程的施工经验,总结了基于经验公式的围岩破坏深度计算方法,在开挖后井筒围岩破坏深度可通过图 1 得到拟合公式<sup>[9]</sup>, 计算公式见式(3), 进行估算求解。

$$\frac{d_f}{a} = 1.25 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_c} - 0.51 \quad (3)$$

式中:  $d_f$ —井筒围岩破坏深度;

$a$ —井筒开挖半径;

$\sigma_{\max}$ —井筒围岩切向应力;

$\sigma_c$ —岩石单轴抗压强度。

公式(3)所需的具体计算参数见表 4, 通过计算得到井筒围岩塑性区深度, 在 1 000 m 处为 2.94 m, 在 1 100 m 处为 2.23 m, 在 1 200 m 处为 2.45 m, 具

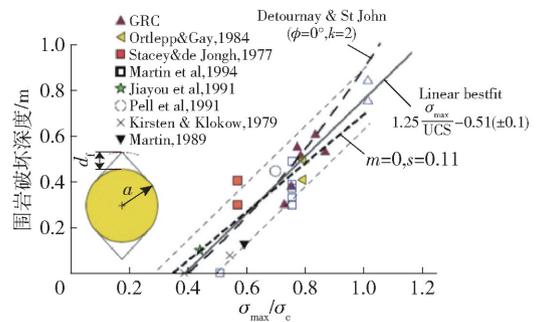


图 1 井筒围岩破坏深度数据拟合情况

体结果见表 4。

表 4 井筒围岩经验公式破坏深度计算结果

| 位置      | 井筒半径/m | 最大切向应力/MPa | 单轴抗压强度/MPa | 围岩破坏深度/m |
|---------|--------|------------|------------|----------|
| 1 000 m | 4.1    | 59.85      | 60.97      | 2.94     |
| 1 100 m | 4.1    | 61.54      | 72.99      | 2.23     |
| 1 200 m | 4.1    | 75.00      | 84.65      | 2.45     |

由上可知通过两种不同理论计算的塑性区深度结果基本相近, 1 000 m 处分别为 2.81 m、2.94 m, 1 100 m 处分别为 1.71 m、2.23 m, 1 200 m 处分别为 2.20 m、2.45 m。结果表明研究区域的塑性区发育较大, 需要考虑增加支护形式来增强围岩稳定性, 特别是 1 000 m、1 200 m 处受地质结构影响明显, 围岩塑性区发育深度超过金属矿常用的 2.20 m 树脂锚杆深度, 需要在后续的支护中考虑补强支护。

## 4 井筒围岩塑性区发育深度数值模拟研究

通过前节研究, 获得了两种不同理论计算的塑性区深度结果, 为进一步验证得到结果的可靠性, 本节通过开展数值模拟实验对井筒围岩塑性区发育深度进行深入探究。

### 4.1 数值模型的建立

采用 FLAC3D 软件, 根据工程地质条件, 模型尺寸设置为 40 m × 40 m × 80 m, 竖井开掘直径为 8 m,

在网格进行划分时采取了非均匀划分,模型如图2所示。顶部自由,上表面施加垂直主应力值,其余各方向限制水平位移,底部限制垂直位移,利用第二节得到的地应力测量结果,在 $X$ 方向设置为最大水平主应力, $Y$ 方向设置为最小方向主应力,本构模型采用摩

尔库伦模型。由于1000~1200 m岩层间力学参数不同,模拟采用了分段计算,分别为1000 m段(960~1040 m),1100 m段(1060~1140 m)以及1200 m段(1160~1240 m),岩石力学参数见表5。每段掘进60 m,分析围岩塑性区及应力分布的变化情况。

表5 数值模型各岩层岩性参数

| 深度     | 体积模量/GPa | 剪切模量/GPa | 内聚力/MPa | 内摩擦角/(°) | 抗拉强度/MPa | 密度/kg·m <sup>-3</sup> |
|--------|----------|----------|---------|----------|----------|-----------------------|
| 1000 m | 27.77    | 19.97    | 5.15    | 34.28    | 9.53     | 2785                  |
| 1100 m | 27.77    | 19.97    | 7.08    | 37.90    | 11.24    | 2785                  |
| 1200 m | 31.13    | 19.58    | 6.22    | 33.28    | 10.87    | 2580                  |

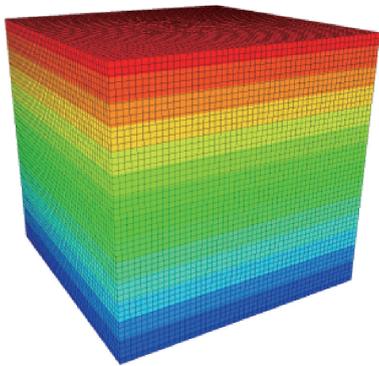


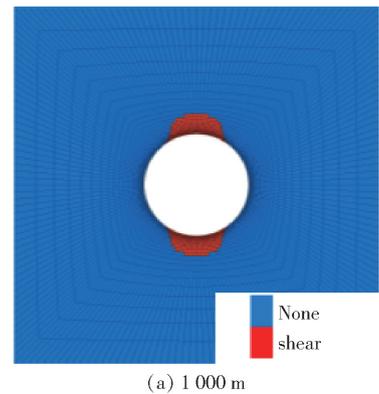
图2 数值模型

## 4.2 计算结果

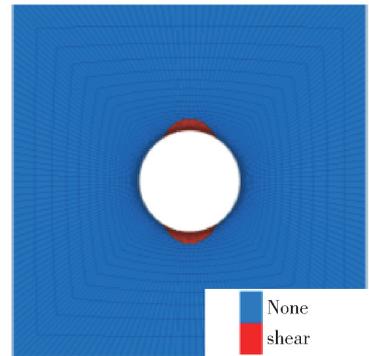
井筒塑性区发育深度结果如图3所示。由图可知,通过模拟计算得到1000 m处围岩塑性区最大深度为2.12 m,1100 m处为1.12 m,1200 m处为1.45 m,与理论计算的塑性区深度基本相似。

同时发现1000~1200 m区域的井筒围岩破坏形式均为耳状破坏。且均出现在 $Y$ 方向上,这主要是由于 $X$ 方向为最大主应力, $Y$ 方向受最大主应力影响出现明显的拉张破坏,但由于岩石强度较高,未出现大面积破坏扩展,仅在 $Y$ 方向形成耳状塑性发育区。

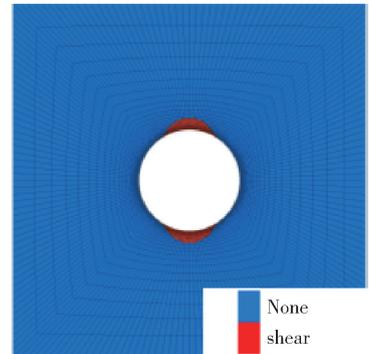
同时在1000 m、1100 m、1200 m开挖位置设置了应力监测点,得到了横剖面应力分布图,如图4所示。由图4(1)可知井筒1000 m处围岩应力分布沿井筒中心线对称分布,受开采扰动影响,应力呈现单峰形式,先上升后下降,最终逐渐趋平。 $x$ 方向应力最大值出现在距井壁4.5 m位置,最大值为31.11 MPa, $y$ 方向应力最大值出现在8.5 m位置,最大值为27.9 MPa。同样由如图4b、图4c同样可以发现,不论 $x$ 方向,还是 $y$ 方向,应力随掘进均在横剖面上呈现先升高后下降最终趋平的结果。1100 m处 $x$ 方向最大应力在距离井壁1 m,最大值为36.2 MPa,



(a) 1000 m



(b) 1100 m



(c) 1200 m

图3 1000~1200 m段井筒区域塑性区分布图  
 $y$ 方向应力最大值出现在2 m位置,最大值为30.7 MPa。1200 m处 $x$ 方向最大应力在距离井壁1.5

m,最大值为 37.4 MPa,y 方向应力最大值出现在 3 m 位置,最大值为 31.2 MPa。因此可知井筒开挖后应力获得重新分布,由于应力集中均出现在围岩弹性区内,可知塑性区发育最大范围不会超过 y 方向应力最大值位置分布,即 1 000 m 处塑性区范围小于 8.5 m,1 100 m 处塑性区范围小于 2 m,1 200 m 处塑性区范围小于 3 m,通过应力的分布规律也反映了理论计算的合理性。

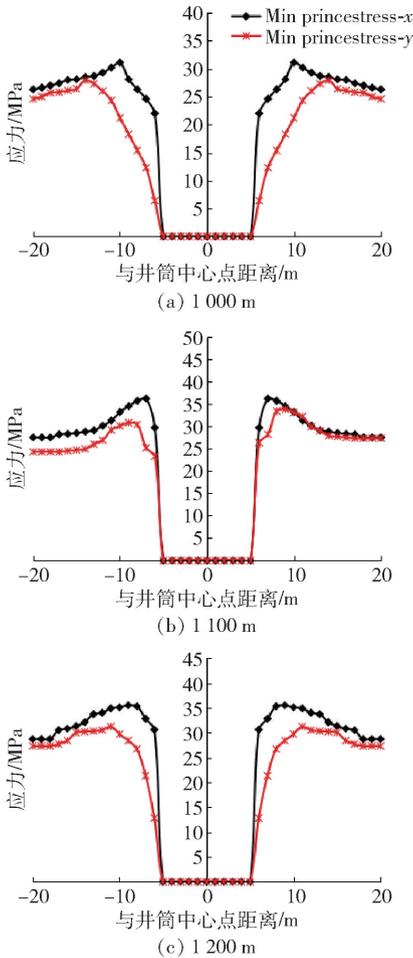


图 4 1 000 ~ 1 200 m 段井筒横剖面应力分布图

### 4.3 结果对比分析

通过理论计算和数值模拟分别对井筒围岩塑性区深度开展了研究,通过分析结果发现,三种方法得到的结果趋势基本相同。通过综合对比,基于最大值安全原则,认为可靠的塑性区发育深度应为 1 000 m 处 2.94 m,1 100 m 处 2.23 m,1 200 m 处 2.45 m。三种理论计算结果的对比曲线如图 5 所示。通过对前期的工程区域基本地质及力学环境调查,发现 1 000 m 处围岩强度低于 1 100 m、1 200 m 处结果,因此在岩体质量评价结果与应力环境基本接近的情

况下,围岩强度决定了围岩塑性区的发育扩展程度,通过理论计算、经验验证以及数值模拟等研究均已验证。因此,在 1 000 m 处进行施工时应着重考虑使用加强支护来加固围岩,进而提高围岩整体强度弥补围岩体本身强度不足的劣势,同时在设计支护时也应考虑上述在无支护时的围岩塑性区深度,特别是在支护形式与支护参数设计等方面,从而使支护设计更符合现场工程实际。

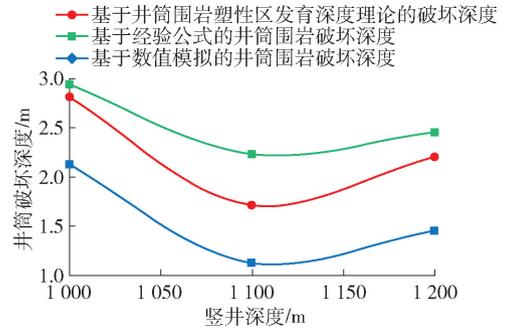


图 5 理论计算结果对比曲线

## 5 井筒围岩破坏形态研究

围岩塑性区发育深度对于生产及支护设计至关重要,围岩的破坏形态同样重要。一般立井开拓过程中,若井筒受均匀静压时,井筒的破坏形态一般较为均匀且对称,存在耳状、椭圆状与蝴蝶状三类。Detournay<sup>[10]</sup>结合 Mohr - Coulomb 准则和现场工程实践,绘制了井筒围岩破坏形态判定图,具体如图 6 所示。依据上述研究的地应力与室内力学结果进行计算,进一步通过归一化处理得到偏应力归一化值(见式(4))与平均应力归一化值(见式(5)),得到 1 000 ~ 1 200 m 的井筒破坏形态,结果均为 I 类耳状破坏形式,判定结果见表 6。同时与数值模拟结果进行了对比,可以发现数值模拟结果显示 1 000 ~ 1 200 m 三个深度的井筒破坏塑性区发育形态均为耳状,因此可以认为 1 000 ~ 1 200 m 区域的井筒围岩破坏形态变为耳状。

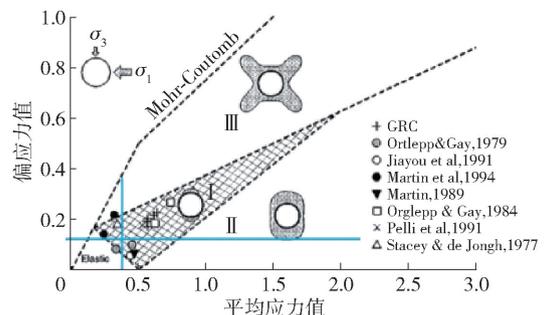


图 6 井筒围岩破坏形态判定

因此,在进一步的支护形式选择时应着重考虑增补最小主应力方向的支护强度,增加支护形式,确保围岩在掘进过程中能够保持稳定。

偏应力计算公式:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma_c} \quad (4)$$

平均应力计算公式:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2\sigma_c} \quad (5)$$

表6 井筒围岩破坏形态判定结果表

| 测点<br>深度/<br>m | 最大水             | 最小              | 单轴抗                 | 偏应   | 平均   | 判定 |
|----------------|-----------------|-----------------|---------------------|------|------|----|
|                | 平主              | 水平              | 压强度                 |      |      |    |
|                | 应力              | 主应力             | $\sigma_c$ /<br>MPa | 力值   | 应力值  | 结果 |
|                | $\sigma_1$ /MPa | $\sigma_3$ /MPa | MPa                 |      |      |    |
| 1 000          | 31.78           | 25.07           | 60.97               | 0.06 | 0.47 | I  |
| 1 100          | 34.58           | 27.57           | 72.99               | 0.05 | 0.43 | I  |
| 1 200          | 37.38           | 30.07           | 84.65               | 0.04 | 0.40 | I  |

## 6 结论

(1)结合理论计算和数值模拟方法,开展了井筒1 000~1 200 m范围围岩的塑性区深度分析计算。理论计算得到立井围岩破坏深度范围多在1.71~2.94 m之间,数值模拟分析得到立井围岩破坏深度范围多在1.12~2.12 m之间,通过综合对比理论计算,最终确定研究区域可靠的松动圈发育深度为1 000 m处2.94 m,1 100 m处2.23 m,1 200 m处2.45 m。

(2)运用理论计算和数值模拟方法分别开展了井筒围岩破坏形态的判定,理论计算结果表明1 000~1 200 m的井筒破坏形态均判定为I类耳状破坏形

式,而数值模拟结果同样显示在1 000~1 200 m范围内围岩的破坏形态也均为耳状,因此通过综合判定1 000~1 200 m的井筒破坏形态为耳状破坏。

(3)通过研究工程区域的松动圈深度与围岩破坏形式,发现该区域的松动圈深度较大,需要考虑在进一步的掘进过程中补强支护形式,同时考虑围岩破坏形式,应着重在最小主应力方向增加支护强度以确保井筒围岩在掘进过程中能够保持稳定。

### [参考文献]

- [1] 郑建新. 超深井筒围岩稳定性分析与支护设计研究[D]. 沈阳:东北大学,2021.
- [2] 赵兴东. 超深竖井建设基础理论与发展趋势[J]. 金属矿山,2018,(04):1-10.
- [3] 李华华,汪小东. 深竖井围岩变形破坏规律及控制技术[J]. 金属矿山,2020,(11):11-18.
- [4] 蒲松,张睿,方勇,等. 硬岩竖井爆破损伤区探测及衬砌荷载[J]. 中国安全生产科学技术,2021,17(10):85-91.
- [5] 夏辉. 某矿深竖井施工围岩稳定性及支护技术研究[D]. 昆明:昆明理工大学,2022.
- [6] 权道路. 金属矿深竖井破碎围岩变形机理及其控制技术与应用[D]. 北京:北京科技大学,2023.
- [7] 杨小林,张光然,褚怀保,等. 超深竖井爆破掘进围岩损伤规律数值模拟研究[J]. 爆破,2024,41(02):8-14+39.
- [8] 蔚文忠. 副井井筒变形破坏特征及塑性区理论计算[J]. 内蒙古煤炭经济,2020,(12):37-38+61.
- [9] MARTIN C D, KAISER P K, MCCREATH D R. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels[J]. Revue Canadienne De Géotechnique, 1999, 36(1):136-151.
- [6] 康红普,牛多龙,张镇,等. 深部沿空留巷围岩变形特征与支护技术[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(10):1977-1987.
- [7] 何满潮,高玉兵,杨军,等. 无煤柱自成巷聚能切缝技术及其对围岩应力演化的影响研究[J]. 岩石力学与工程学报,2017(06):19-30.
- [8] 谢福星,董世卓,刘洋,等. 大采高沿空巷道围岩稳定性数值模拟[J]. 煤矿安全,2018,49(11):223-227+231.
- [9] 张农,袁亮,王成,等. 卸压开采顶板巷道破坏特征及稳定性分析[J]. 煤炭学报,2011,36(11):1784-1789.
- [10] 罗春省. 芦岭矿深埋多次采动巷道稳定性控制技术[J]. 煤矿安全,2013,44(08):82-84.
- [11] 许兴亮,李俊生,田素川,等. 沿空掘巷小煤柱变形分析与中性面稳定性控制技术[J]. 采矿与安全工程学报,2016,33(3):481-485.
- [12] 王作棠,周华强,谢耀社. 矿山岩体力学[M]. 徐州:中国矿业学院出版社,2007.
- [13] 孙长伦,高凯,等. 深井倾斜煤层穿层巷道应力分布及非对称变形规律[J]. 煤矿安全,2017,519(10):61-64.

(上接第24页)