

文章编号:1001-4888(2019)05-0809-10

## 高应力区峰后红砂岩蠕变特性及模型分析<sup>\*</sup>

辛亚军<sup>1,2</sup>, 郝海春<sup>1</sup>, 吕鑫<sup>1</sup>, 姬红英<sup>3</sup>

(1. 河南理工大学能源科学与工程学院, 河南焦作 454000; 2. 煤炭安全生产河南省协同创新中心, 河南焦作 454000;

3. 河南理工大学资源与环境学院, 河南焦作 454000)

**摘要:** 在实验室通过 RLW-2000 型岩石三轴流变仪, 对 2 组 9 个红砂岩样进行高应力区峰后单轴压缩蠕变试验, 研究了红砂岩峰后瞬时应变、蠕变应变与应力水平的关系, 分析了红砂岩峰后/峰前蠕变关联特性, 探讨了红砂岩蠕变破坏机制, 确定了峰后红砂岩高应力区蠕变本构模型。结果表明: 随着蠕变应力水平提高, 峰后岩样瞬时应变呈减小趋势, 蠕变应变与蠕变应变速率呈增加趋势, 峰后岩样同样具有瞬时加载四阶段与蠕变水平三阶段特征; 相同应力水平下, 岩样峰后/峰前状态对瞬时应变比影响大于蠕变应变比; 应力水平越高, 岩样瞬时应变比与蠕变应变比越大, 但应力水平对岩样蠕变应变比影响大于瞬时应变比; 峰后破坏岩样主控破裂面形态复杂, 高径比越小, 岩样内部破坏越充分, 高径比越大, 越易产生压剪破坏; Burgers-Kelvin 模型能够表征峰后红砂岩高应力区蠕变特性。

**关键词:** 红砂岩; 峰值卸载; 蠕变特性; 失稳机制; 本构模型

**中图分类号:** TU45

**文献标识码:** A

**DOI:** 10.7520/1001-4888-18-081

## 0 引言

随着浅部易开采煤层的逐步枯竭, 我国部分矿井已进入深部开采, 高应力作用下巷道围岩周边依次形成破坏区、塑性区与弹性区, 使得巷道浅部承载区域围岩处于峰后流变状态, 探讨高应力区峰后岩石蠕变特性与破坏形态, 有利于确定破碎围岩控制时机, 以达到巷道围岩应力释放与强化锚固控制的协同, 促进深部巷道围岩稳定。因此, 研究高应力区峰后岩石蠕变特性对了解围岩破裂形态及锚固控制时机选择具有重要意义。

近年来, 对于岩石流变力学及模型研究已取得较大进展<sup>[1-4]</sup>, 而由于深井巷道围岩破裂承载及流变特性的存在, 促进了岩石峰后(或软岩)蠕变试验研究的发展。郭臣业等<sup>[5]</sup>利用 MTS815 岩石力学试验系统, 对永川煤矿砂岩进行了一系列加载水平峰后蠕变试验; 刘传孝等<sup>[6]</sup>采用分级加/卸载方式对深井泥岩试件进行峰前/峰后单轴短时蠕变试验, 得到了差异性较强的蠕变试验曲线; 蒋海飞等<sup>[7]</sup>进行了高应力高水压下砂岩三轴蠕变特性试验研究, 构建了一个新的非线性黏弹塑性蠕变模型; 王来贵等<sup>[8]</sup>采用试验方法研究了含水率和围压对安家岭泥岩峰后力学特性的影响; 王佩新等<sup>[9]</sup>建立了峰后应力-应变关系模型, 较好地描述了不同围压下岩石峰后力学行为; 张婧等<sup>[10]</sup>研究了振动荷载对砂岩峰后损伤变形特性的影响; 陆银龙等<sup>[11]</sup>对软弱岩石峰后应变软化力学特性进行了研究; 王汉鹏等<sup>[12]</sup>开展了峰后注浆加固试件力学特性研究, 得出被加固体本身强度越高以及浆液粘结强度越高注浆后强度就越高的规

<sup>\*</sup> 收稿日期: 2018-04-20; 修回日期: 2018-07-13

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目(51174078); 河南省科技攻关计划项目(172102310639); 河南省教育厅科学技术研究重点项目(14B440001)

**通讯作者:** 辛亚军(1974—), 男, 硕士生导师, 博士, 主要从事巷道围岩控制与岩石力学方面的教学与研究工作。Email: xinyj2007@163.com

律;汪新红等<sup>[13]</sup>研究了岩爆与峰后岩石力学特性,揭示了高应力区产生岩爆的重要外因并得出判断是否发生岩爆的依据。当然,深井高应力围岩蠕变也是巷道破坏失稳的重要因素,辛亚军等<sup>[14,15]</sup>研究了红砂岩峰后蠕变特性及强度特征,进而分析了不同加载速率对峰后红砂岩蠕变特性影响。但也应看到,岩体峰前/峰后力学行为差异显著,于怀昌等<sup>[16]</sup>进行了粉砂质泥岩峰前/峰后应力松弛特性试验,得到了峰前/峰后岩石不同的应力松弛机制。在工程应用方面,于宝种<sup>[17]</sup>通过岩石峰后蠕变试验,发现沿空留巷稳定阶段底鼓是由底板破裂区峰后岩体蠕变变形与蠕变失稳后,破坏块体沿破裂面的滑移所致。由上述研究可以看出,岩石峰前/峰后蠕变特性具有显著的差异,对红砂岩峰后蠕变特性有待进一步研究与探索。

本文通过 RLW-2000 型岩石三轴流变仪,对两组 9 个红砂岩岩样进行高应力区峰后单轴压缩蠕变试验,研究了红砂岩峰后瞬时应变、蠕变应变与应力水平的关系,分析了红砂岩峰后/峰前蠕变关联特性,探讨了红砂岩蠕变破坏机制,最后确定了峰后红砂岩高应力区蠕变本构模型,研究结果可为高应力巷道围岩峰后稳定性控制提供参考。

## 1 试验设计

### 1.1 岩样制备

本文试验岩石取自整块红砂岩,在实验室制成  $\Phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$  标准岩样。制作过程中满足标准岩样尺寸(岩样高度  $100\text{mm} \pm 2\text{mm}$ )为 D 组,不满足标准试验尺寸(高度  $80\text{mm} \pm 2\text{mm}$ )为 S 组(制作非标准试样可与标准试样进行对比分析)<sup>[18]</sup>,共制作 2 组 9 个岩样,即:5 个标准岩样(D3 高度不够)和 4 个非标准岩样(图 1),依次编号为 D1~D5 和 S1~S4,岩样基本特征如表 1。



图 1 岩样制作

Fig. 1 Rock specimens produced

表 1 岩样基本特征

Tab. 1 Basic characteristic of rock specimens

| 组号 | 编号 | 直径/mm | 高度/mm | 质量/g   | 密度/(g·cm <sup>-3</sup> ) | 高径比  | 组号 | 编号 | 直径/mm | 高度/mm | 质量/g   | 密度/(g·cm <sup>-3</sup> ) | 高径比  |
|----|----|-------|-------|--------|--------------------------|------|----|----|-------|-------|--------|--------------------------|------|
| S  | S1 | 49.65 | 79.28 | 325.03 | 2.12                     | 1.60 | D  | D1 | 49.58 | 98.18 | 404.48 | 2.13                     | 1.98 |
|    | S2 | 49.74 | 79.72 | 337.95 | 2.18                     | 1.60 |    | D2 | 49.58 | 98.18 | 401.7  | 2.12                     | 1.98 |
|    | S3 | 49.7  | 79.3  | 326.65 | 2.12                     | 1.60 |    | D3 | 49.54 | 96.28 | 399.35 | 2.15                     | 1.94 |
|    | S4 | 49.62 | 78.66 | 322.18 | 2.12                     | 1.59 |    | D4 | 49.62 | 99.02 | 405.2  | 2.12                     | 2.00 |
|    |    |       |       |        |                          | /    |    | D5 | 49.7  | 98.8  | 406.48 | 2.12                     | 1.99 |

### 1.2 试验方法

#### (1) 峰值卸荷

试验采用 RLW-2000 型岩石三轴流变仪进行红砂岩单轴压缩(图 2),当应力—应变曲线出现平台(应力跌落 3%~5%判定为峰值点)进行卸荷。



图 2 RLW-2000 型岩石三轴流变仪  
Fig. 2 RLW-2000 rock triaxial rheology system

表 2 峰后岩样制作分类

Tab. 2 Classification of post-peak rock sample produced

| 破坏方式      | S 组 |    |    |    | D 组 |    |    |    |    |
|-----------|-----|----|----|----|-----|----|----|----|----|
|           | S1  | S2 | S3 | S4 | D1  | D2 | D3 | D4 | D5 |
| 过峰值无破坏卸载  |     | ✓  |    | ✓  |     | ✓  |    | ✓  | ✓  |
| 过峰值点破坏    | ✓   |    | ✓  |    | ✓   |    |    |    |    |
| 没有达到峰值点卸载 |     |    |    |    |     |    | ✓  |    |    |

对于 S 组和 D 组峰后试样的制作,由于应力加载过程中峰值点确定困难,可能会出现三种情况,即达到峰值时破坏、未达到峰值卸载与达到峰值卸载,三类试样制作流程如图 3 所示,最终制作试样类型如表 2 所示。试样达到峰值点出现单轴压缩破坏情况时,采集应力—应变曲线作为参考。

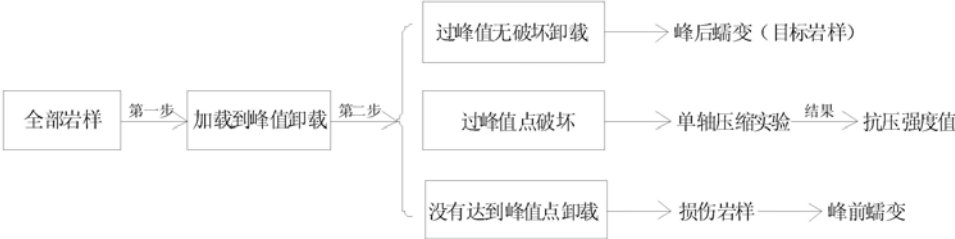


图 3 峰后岩样制作流程图  
Fig. 3 Flowchart of rock specimens produced

(2) 峰后蠕变

2 组峰后岩样蠕变试验初始应力水平设计为 20MPa, S1 与 S2 加载梯度为 20MPa, S3、S4、D1、D2、D3、D4、D5 加载梯度为 5MPa, 所有岩样每级应力水平下蠕变时间为 24h, 试验采用增量加载蠕变方式至岩样破坏(图 4)。

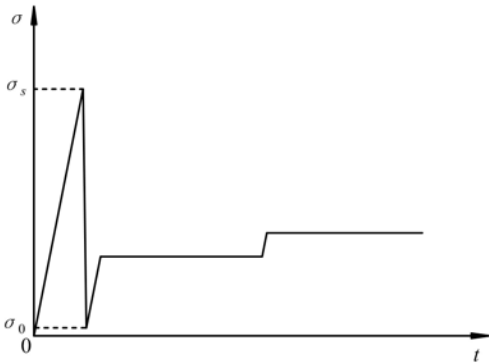


图 4 岩样载荷路径  
Fig. 4 Loading path of rock specimens

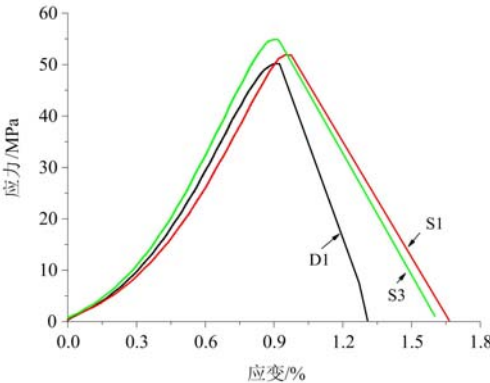


图 5 岩样瞬时加载应力—应变曲线  
Fig. 5 Stress-strain curves of instantaneous loading on rock specimens

2 结果分析

D 组 D1 为过峰值点瞬时破坏, D3 为非过峰值点(误判应力跌落)蠕变, 其余均完成峰后蠕变; S 组 S1 与 S3 为过峰值点瞬时破坏(图 5), S2 与 S4 完成峰后加载蠕变, S2 应力加载水平为 20MPa, 且进行了 2 次(分别为峰前与峰后)加载蠕变试验(图 6)。

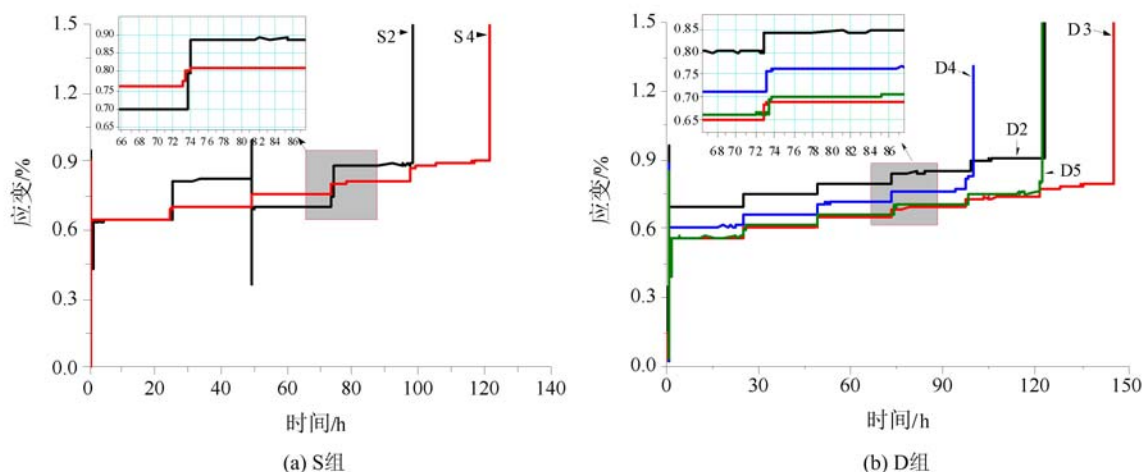


图 6 岩样峰后蠕变曲线

Fig. 6 Creep curves on post-peak rock specimens

## 2.1 岩样基本力学特性分析

在对 9 个岩样进行峰后蠕变试验过程中,由于初始试验卸载峰值点确定困难,最初试验 S1、S3 和 D1 岩样在卸载前破坏,其强度值可为峰后蠕变试验的初始应力水平与加载应力水平确定提供参考。这里通过 3 个岩样应力—应变曲线及其拟合,得出 3 个岩样抗压强度、弹性模量、变形模量及坚固性系数等基本力学参数(见表 3)。

表 3 岩样基本力学参数

Tab. 3 Physics and mechanics characteristics of rock

| 岩样    | 抗压强度/MPa | 弹性模量/GPa | 变形模量/GPa | 坚固性系数  |
|-------|----------|----------|----------|--------|
| S1    | 51.9218  | 8.030    | 5.257    | 5.192  |
| S3    | 54.9525  | 8.627    | 6.011    | 5.495  |
| D1    | 50.1500  | 8.290    | 5.429    | 5.015  |
| 均值    | 52.3414  | 8.316    | 5.566    | 5.234  |
| 标准差   | 2.4286   | 0.299    | 0.395    | 0.243  |
| 偏离度/% | 4.6399   | 3.560    | 7.0996   | 4.6378 |

3 个岩样单轴压缩应力—应变曲线如图 5 所示,其基本力学参数如表 3。对于 S1、S3 和 D1 岩样来说,单轴抗压强度最小值为 50.1500MPa,最大值为 54.9525MPa,平均值为 52.3414MPa,偏离度为 0.0464,弹性模量偏离度为 0.0356,变形模量偏离度为 0.0710,坚固性系数偏离度为 0.0464,变形模量偏离度最大,弹性模量偏离度最小,但均小于 0.1,说明此红砂岩岩样的基本力学指标稳定,离散性小,均质性好,可以满足红砂岩峰后蠕变特性试验要求。

## 2.2 峰后瞬时应变、蠕变应变与应力水平

对于峰后瞬时应变、蠕变应变与应力水平的关系,以过峰值载荷及相同增量加载蠕变应力水平岩样 S4、D2、D4、D5 进行分析。每一级应力水平瞬时应变为该级应力加载至结束时的应变变化,每一级的蠕变应变为对应每一级恒定应力蠕变开始到结束时的应变变化。需要说明是,对 D3 为误判应力峰值试样,只是进行了 D3 损伤试样峰前蠕变特性试验,与 S4、D2、D4、D5 试样进行峰后蠕变试样具有本质不同,因此,D3 不参与分析。

对于瞬时应变(图 7),在第一级加载到相同应力水平时(应力变化 20MPa),瞬时应变变化为 0.5526%~0.6895%,岩样瞬时应变变化较大,岩样处于压密阶段;之后,加载应力水平梯度均为 5MPa,随着应力水平提高,从 25MPa 增加到 35MPa,岩样瞬时应变变化呈减小趋势,从 0.0442%减小

到0.0398%,减小幅度不大,表明岩样处于持续压密与线弹性阶段;从35MPa增加到40MPa(D4)~45MPa(S4、D2与D5),岩样瞬时应变变化呈微小增加趋势,从0.0398%增加到0.0499%,表明岩样内部压密或压密后新裂隙打开出现塑性及颗粒转动,但不存在岩石破坏前瞬时应变变化较大情况,岩样处于塑性阶段;应力水平大于40MPa~45MPa,岩样出现破坏,表明岩样细微裂隙贯通及失稳。可以看出,红砂岩峰后蠕变过程中,也会出现单轴压缩岩石试验的压密、弹性、塑性(屈服)与破坏各阶段特征。

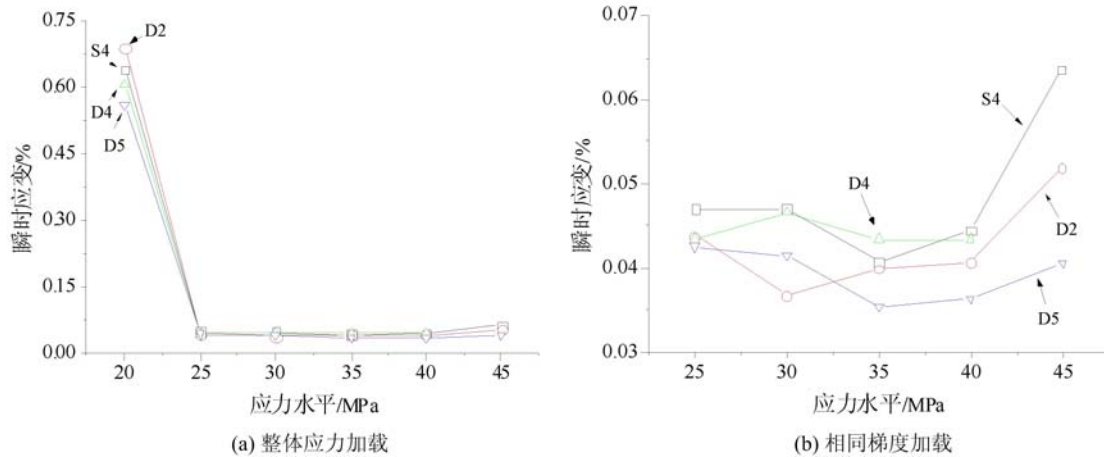


图7 岩样瞬时应变与应力水平关系曲线

Fig. 7 Relationship of instantaneous strain and loading level

对于蠕变应变来说(图8),在第一级蠕变应力水平下,岩样表现为明显的衰减蠕变特征,在相同蠕变时间条件下,随着蠕变应力水平提高,岩样压密阶段(20MPa~25MPa)蠕变应变减小,平均值由0.0082%减小到0.0070%,减小幅度为14.63%,表现为岩样瞬时应变压密后的持续变形;岩样弹性阶段(25MPa~35MPa)蠕变应变表现为缓慢增加,S4、D2、D4、D5的蠕变应变分别由0.0076%、0.0102%、0.0061%、0.0040%增加到0.0140%、0.0081%、0.0111%、0.0101%,平均值由0.0070%增加到0.0108%,增加幅度为54.26%,蠕变应变的缓慢增加表现为岩样蠕变过程中裂隙持续压密;岩样塑性(屈服)阶段(35MPa~40MPa)蠕变应变平均值由0.0108%增加到0.0267%,增加幅度为147.22%,最大蠕变应变为0.0445%,最小蠕变应变为0.0142%,相同蠕变应力水平下,蠕变应变变化较大,整体蠕变应变呈增加趋势,表现为岩样蠕变过程中岩石裂隙的扩展与贯通;最后一级蠕变应力水平下,岩样均呈现蠕变破坏,蠕变曲线与常规蠕变曲线相同,衰减蠕变、等速蠕变与加速蠕变三阶段特征明显(图9),红砂岩峰后蠕变应变—应力水平关系曲线和峰前岩样相同。

S4、D2、D4、D5的蠕变应变速率与蠕变应力水平关系如图10所示,由于蠕变应力水平梯度的差异,第一级蠕变应力水平到第二级蠕变应力水平,蠕变应变速率呈减小趋势;但在相同梯度蠕变应力水平下,随着蠕变应力水平的提高,蠕变应变速率呈加速增加趋势。

整体上,随着蠕变应力水平提高,峰后岩样瞬时应变呈减小趋势,蠕变应变呈增加趋势,峰后岩样同样具有瞬时加载压密、弹性、塑性(屈服)、破坏各阶段特征及蠕变水平下衰减、等速与加速蠕变三阶段特征。可以看出,依据蠕变应变的变化规律,可实现深井巷道峰后围岩的应力释放与合理的二次支护时机确定。

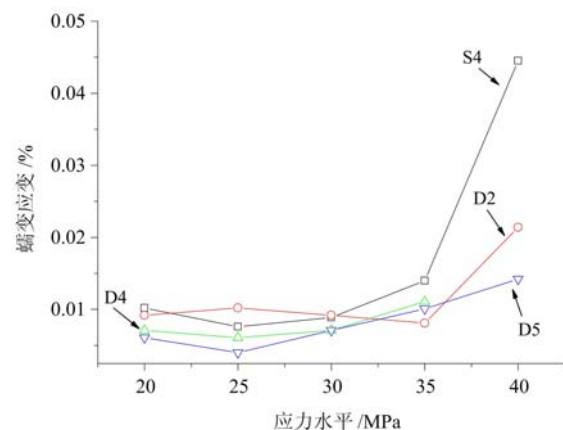


图8 岩样蠕变应变与应力水平关系曲线

Fig. 8 Relationship of creep strain and loading level



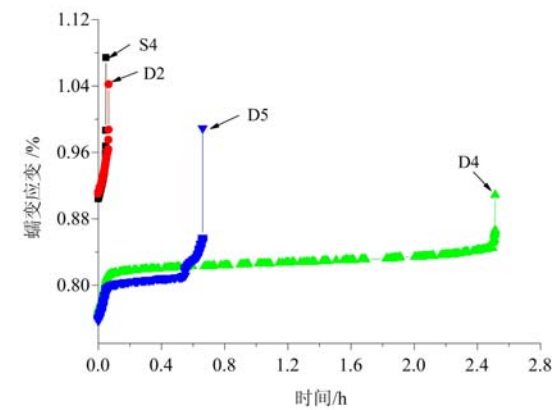


图 9 岩样高应力水平区蠕变曲线  
Fig. 9 Creep curve of rock specimens in high stress level

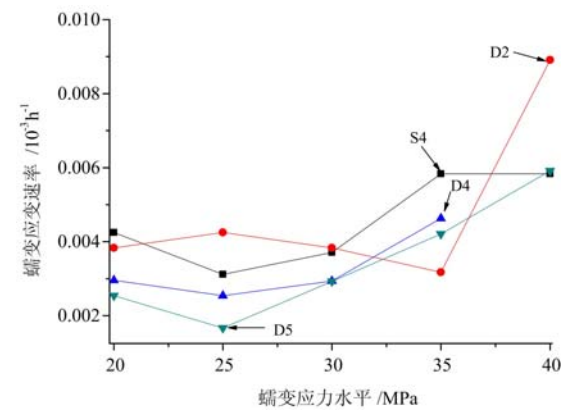


图 10 蠕变应变速率与应力水平关系曲线  
Fig. 10 Relationship of creep strain rate and loading level

2.3 峰后/峰前蠕变关联特性

对于峰后/峰前岩样蠕变关联特性,这里以 D 组峰前 D3 与峰后 D2、D4、D5 进行分析。为便于分析,相同蠕变应力水平下峰后瞬时应变与峰前瞬时应变比值定义为峰后/峰前瞬时应变比。相同应力水平和相同蠕变时间下峰后蠕变应变与峰前蠕变应变比值定义为峰后/峰前蠕变应变比。岩样峰后/峰前瞬时应变比与蠕变应变比数据见表 4。

表 4 峰后/峰前瞬时与蠕变应变比数据表

Tab. 4 Data on instantaneous strain ratio and creep one of post/peer-peak specimens

| 应力水平<br>/MPa | 瞬时应变峰后/峰前 |        |        | 蠕变应变峰后/峰前 |        |        |
|--------------|-----------|--------|--------|-----------|--------|--------|
|              | D2/D3     | D4/D3  | D5/D3  | D2/D3     | D4/D3  | D5/D3  |
| 20           | 1.2479    | 1.0948 | 1.0130 | 1.1032    | 0.8508 | 0.7309 |
| 25           | 1.0812    | 1.0721 | 1.0495 | 1.2258    | 0.7292 | 0.4872 |
| 30           | 1.1388    | 1.4428 | 1.2888 | 0.9806    | 0.7563 | 0.7579 |
| 35           | 1.1952    | 1.3066 | 1.0659 | 1.1207    | 1.5279 | 1.3921 |
| 40           | 1.1537    | 1.2297 | 1.0318 | 2.0594    | /      | 1.3643 |
| 45           | 1.8523    | /      | 1.4437 | /         | /      | /      |

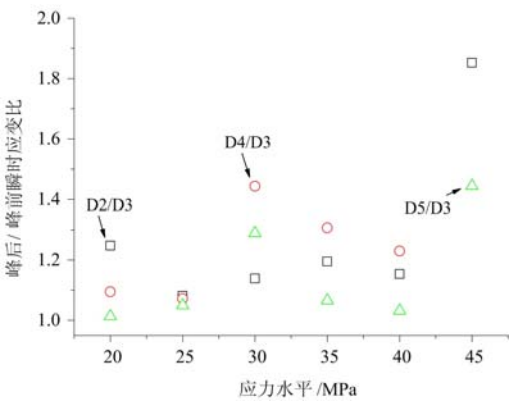


图 11 瞬时应变比与应力水平关系  
Fig. 11 Relationships of instantaneous strain ratio and stress level

由图 11 可以看出,相同应力水平下,岩样瞬时应变比均大于 1,表明岩样瞬时应变受峰前/峰后影响较大,最大瞬时应变比为 1.8523,岩样峰后瞬时应变大于峰前瞬时应变。随着应力水平增加,岩样瞬时应变比呈增加趋势,但增幅较小,应力水平离峰值越近,瞬时应变比越大。应力水平从 20MPa 增加到 45MPa, D2/D3、D5/D3 瞬时应变比分别从 1.2479、1.0130 增加到 1.8523、1.4437,平均增加 45.78%。应力水平从 20MPa 增加到 40MPa, D4/D3 瞬时应变比从 1.0948 增加到 1.2297,增加 12.32%。

由图 12 可以看出,相同应力水平下,岩样蠕变应变比在 1 附近波动,最小蠕变应变比为 0.4872,最大蠕变应变比为 2.0594,随着应力水平增加,岩样瞬时应变比呈增加趋势,且增幅较大,表明不同应力水平对岩样蠕变应变比影响较大。应力水平从 20MPa 增加到 40MPa, D2/D3、D5/D3 蠕变应变比分别从 1.1032、0.7309 增加到 2.0594、1.3643,平均增加

86.67%。应力水平从 20MPa 增加到 35MPa, D4/D3 蠕变应变比分别从 0.8508 增加到 1.5279, 增加 79.59%。

## 2.4 岩样破坏形态分析

2 组岩样破坏形态见图 13, 由图可以看出, 峰后岩样蠕变破坏形态较峰前岩样复杂, 峰后岩样蠕变破坏块度小、数目多, 且具有破裂主控面与次控面。

具体地, S1、S3 与 D1 为瞬时压缩破坏, 岩样呈现压剪破坏, 主破裂面相对规整与明显, 岩样破坏块度大(图 14(a))。峰值后岩样内部已有不同程度破坏, 岩样破坏主控破裂面形态较为复杂, 高径比较小的 S4 岩样峰后蠕变呈压剪与张裂混合型破坏形态, 表明高径比较小岩样破坏形态复杂,

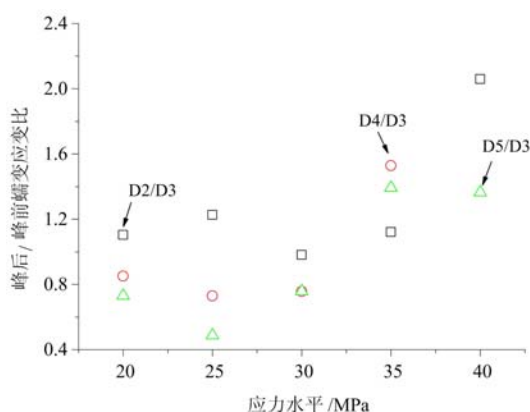


图 12 蠕变应变比与应力水平关系

Fig. 12 Relationship of creep strain ratio and stress level

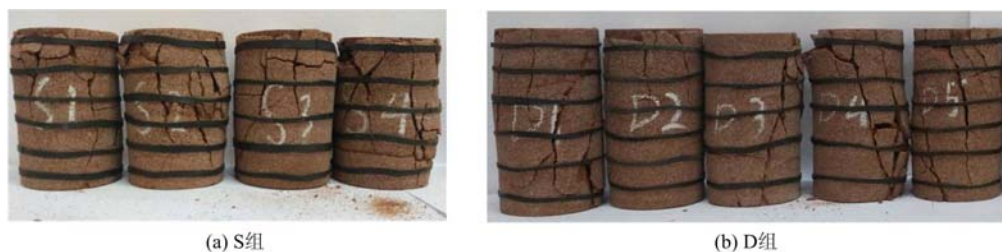


图 13 岩样破坏形态

Fig. 13 Failure morphology of rock specimens

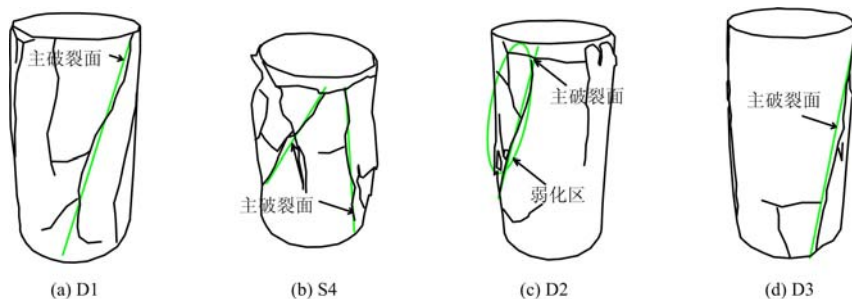


图 14 典型岩样破坏形态素描

Fig. 14 Failure morphology sketch of typical rock specimens

破碎块度较小, 无明显主控面。部分岩样还出现了垂直于轴向方向的横向破裂面, 表明高径比越小, 岩样内部破坏越充分, 岩爆特征越明显(图 14(b))。高径比较大的 D2、D4、D5 破坏方式相对简单, 高径比越大, 岩样屈服弱化局部特征越明显, 表明岩样内部裂隙越多, 局部破裂面滑动摩擦方向性越明显, 岩样越易产生压剪破坏。因此, 不同高径比岩样峰后蠕变试验表现为应变与破坏块度的不同及主破裂面是否存在(图 14(c))。峰前卸载 D3 岩样破坏形态介于单轴压缩瞬时破坏与峰后蠕变破坏之间, 岩样破裂块度少, 主控破裂面明显, 且破裂面规整(图 14(d))。

## 3 蠕变模型分析

### 3.1 蠕变本构模型

峰后红砂岩样在高应力区的蠕变特性不同, 可分为蠕变未破坏区与蠕变破坏区, 但无论那一种蠕变形态, 峰后红砂岩均呈非衰减蠕变状态, 且表现为蠕变应力水平越高, 峰后红砂岩样的蠕变应变越大。高应力区蠕变未破坏阶段表现为蠕变应变的持续增加与试样内部微裂隙的扩展与贯通; 高应力区蠕变

破坏阶段表现为试样蠕变的突然应变增加与试样的宏观破坏失稳的到来。由于峰后岩样强度低及高应力区蠕变特性,根据峰后岩样蠕变曲线特征,Burgers 模型难以较好地表述其蠕变特性,因此在 Burgers 模型基础上进行修正引入 Burgers-Kelvin 模型(图 15)。

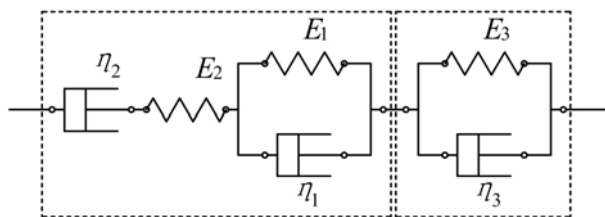


图 15 Burgers-Kelvin 模型

Fig. 15 Burgers-Kelvin model

由于 Burgers 模型由 Kelvin 模型与 Maxwell 模型组成,可得 Burgers 模型蠕变方程

$$\epsilon = \left\{ \frac{t}{\eta_2} + \frac{1}{E_2} + \frac{1}{E_1} \left[ 1 - \exp \left( -\frac{E_1}{\eta_1} t \right) \right] \right\} \sigma_0 \quad (1)$$

式中, $t$  为时间; $E_2$  为弹性模量; $E_1$  为黏弹性模量; $\eta_1$  为黏弹性系数; $\eta_2$  为黏性系数。

式(1)可化简为

$$\epsilon = J(t) \sigma_0 \quad (2)$$

式中, $J(t)$  为蠕变柔量,且

$$J(t) = \frac{t}{\eta_2} + \frac{1}{E_2} + \frac{1}{E_1} \left[ 1 - \exp \left( -\frac{E_1}{\eta_1} t \right) \right] \quad (3)$$

同理,Burgers-Kelvin 模型是由 Burgers 模型与 Kelvin 模型组成的,可得 Burgers-Kelvin 模型蠕变方程

$$\epsilon = \left\{ \frac{t}{\eta_2} + \frac{1}{E_2} + \frac{1}{E_1} \left[ 1 - \exp \left( -\frac{E_1}{\eta_1} t \right) \right] + \frac{1}{E_3} \left[ 1 - \exp \left( -\frac{E_3}{\eta_3} t \right) \right] \right\} \sigma_0 \quad (4)$$

式中, $E_3$  为黏弹性模量; $\eta_3$  为黏弹性系数。

式(4)可化简为

$$\epsilon = \{ \alpha_1 t + \alpha_2 + \alpha_3 [1 - \exp(-\lambda_1 t)] + \alpha_4 [1 - \exp(-\lambda_2 t)] \} \sigma_0 \quad (5)$$

式中, $\alpha_1 = \frac{1}{\eta_2}$ ,  $\alpha_2 = \frac{1}{E_2}$ ,  $\alpha_3 = \frac{1}{E_1}$ ,  $\alpha_4 = \frac{1}{E_3}$ ,  $\lambda_1 = \frac{E_1}{\eta_1}$ ,  $\lambda_2 = \frac{E_3}{\eta_3}$ 。

### 3.2 曲线对比分析

以典型 D4 蠕变高应力水平区(35.0 MPa)试验结果及 Burgers-Kelvin 蠕变方程为例,对峰后红砂岩高应力区试验曲线与理论曲线进行分析。

根据试验数据采用 1stopt 软件分别对  $E_1$ 、 $E_2$ 、 $E_3$  与  $\eta_1$ 、 $\eta_2$ 、 $\eta_3$  进行流变参数反演,得到  $E_1$ 、 $E_2$ 、 $E_3$  与  $\eta_1$ 、 $\eta_2$ 、 $\eta_3$  的具体值分别为 13027 MPa、46 MPa、18092 MPa、19872 MPa·h、137176 MPa·h 与 1211 MPa·h,并获得 Burgers-Kelvin 体理论曲线,绘制蠕变试验曲线与理论曲线(图 16)。可以看出,D4 蠕变高应力区的蠕变试验曲线与模型计算曲线的相关性系数  $R^2 = 0.9754$ ,Burgers-Kelvin 蠕变模型能够较好地表征峰后红砂岩高应力区蠕变特性。

## 4 结论

(1) 随着蠕变应力水平提高,峰后红砂岩瞬时应变呈减小趋势,而蠕变应变与蠕变应变速率则呈增加趋势,峰后岩样同样具有瞬时加载四阶段与蠕变水平三阶段特征。

(2) 相同应力水平下,红砂岩峰后/峰前状态对瞬时应变比影响大于蠕变应变比,应力水平越高,红

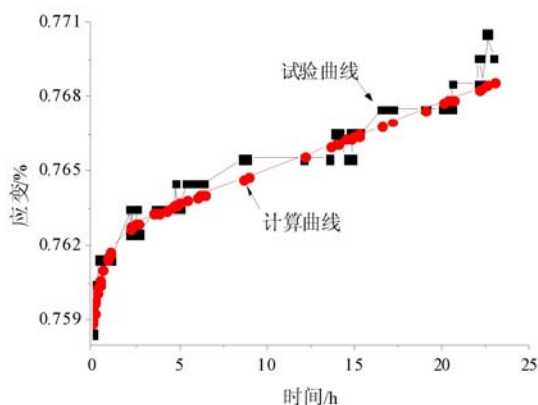


图 16 峰后红砂岩试验曲线与计算曲线(D4)

Fig. 16 Test curve and theory one of post-peak red sandstone specimens (D4)



砂岩瞬时应变比与蠕变应变比越大,且应力水平对红砂岩蠕变应变比影响大于瞬时应变比。

(3) 峰后岩样破坏主控破裂面形态复杂,高径比越小,岩样内部破坏越充分,高径比越大,越易产生压剪破坏。

(4) Burgers-Kelvin 模型能够表征峰后红砂岩高应力区蠕变特性,且其蠕变试验曲线与理论曲线较为接近。

#### 参考文献:

- [1] 朱赛楠,李滨,冯振. 乌江流域含炭质钙质页岩三轴流变力学特性分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2015, 26(4):144—151 (ZHU Sainan, LI Bin, FENG Zhen. Analysis of triaxial rheological mechanical properties of carbonaceous and calcareous shale in Wujiang river basin[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2015, 26(4):144—151 (in Chinese))
- [2] 肖丛苗,张顶立,谭可可. 大跨度隧道围岩流变参数智能分析及稳定性评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(10):2038—2046 (XIAO Congmiao, ZHANG Dingli, TAN Keke. Intelligent analysis of rheological parameter of surrounding rocks and stability evaluation of large-span tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(10):2038—2046 (in Chinese))
- [3] 原先凡,邓华锋,李建林. 砂质泥岩卸荷流变本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(9):1733—1739 (YUAN Xianfan, DENG Huafeng, LI Jianlin. Unloading rheological constitutive model for sandy mudstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(9):1733—1739 (in Chinese))
- [4] 徐卫亚,杨圣奇,杨松林,等. 绿片岩三轴流变力学特性的研究(I):试验结果[J]. 岩土力学, 2005, 26(4):531—537 (XU Weiya, YANG Shengqi, YANG Songlin, et al. Investigation on triaxial rheological mechanical properties of greenschist specimen (I): experimental results[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(4):531—537 (in Chinese))
- [5] 郭臣业,鲜学福,姜永东,等. 破裂砂岩蠕变试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(5):990—995 (GUO Chenye, XIAN Xuefu, JIANG Yongdong, et al. Experimental research on creep of fractured sandstone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5):990—995 (in Chinese))
- [6] 刘传孝,黄东辰,张秀丽,等. 深井泥岩峰前/峰后单轴蠕变特征实验研究[J]. 实验力学, 2011, 26(3):267—273 (LIU Chuanxiao, HUANG Dongchen, ZHANG Xiuli, et al. Experimental study of uniaxial creep properties of mudstone in deep site front and rear the ultimate strength[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2011, 26(3):267—273 (in Chinese))
- [7] 蒋海飞,刘东燕,赵宝云,等. 高应力高水压下砂岩三轴蠕变特性试验研究[J]. 实验力学, 2014, 29(5):556—564 (JIANG Haifei, LIU Dongyan, ZHAO Baoyun, et al. Experimental study of sandstone triaxial creep behavior under high stress and high water pressure[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2014, 29(5):556—564 (in Chinese))
- [8] 王来贵,张红记,张春会,等. 含水率和围压对安家岭泥岩峰后力学特性影响的试验研究[J]. 实验力学, 2016, 31(5):683—693 (WANG Laigui, ZHANG Hongji, ZHANG Chunhui, et al. Experimental investigation on the effects of confining pressure and moisture content on post-peak mechanical behavior of Anjialing mudstone[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2016, 31(5):683—693 (in Chinese))
- [9] 王佩新,曹平,王敏,等. 围压作用下岩石峰后应力—应变关系模型[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2017, 48(10):2753—2758 (WANG Peixin, CAO Ping, WANG Min, et al. Post-peak stress-strain relationship model of rock considering confining pressure effect[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2017, 48(10):2753—2758 (in Chinese))
- [10] 张婧,王东,刘长武. 振动荷载对砂岩峰后损伤变形特性的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(4):886—891 (ZHANG Jing, WANG Dong, LIU Changwu. Damage and deformation of siltstone in post-peak affected by vibration load[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(4):886—891 (in Chinese))
- [11] 陆银龙,王连国,杨峰,等. 软弱岩石峰后应变软化力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(3):640—648 (LU Yinlong, WANG Lianguo, YANG Feng, et al. Post-peak strain softening mechanical properties of weak rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(3):640—648 (in Chinese))
- [12] 王汉鹏,高延法,李术才. 岩石峰后注浆加固前后力学特性单轴试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3

- (1):27—31, 39 (WANG Hanpeng, GAO Yanfa, LI Shucui. Uniaxial experiment study on mechanical properties of reinforced broken rocks pre-and-post grouting[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, 3(1):27—31, 39 (in Chinese))
- [13] 汪新红, 王明洋. 岩爆与峰后岩石力学特性[J]. 岩土力学, 2006, 27(6):913—919 (WANG Xinhong, WANG Mingyang. Relation between rock-burst and rock post-peak behavior[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(6): 913—919 (in Chinese))
- [14] 辛亚军, 安定超, 李梦远, 等. 高强度红砂岩峰后分级加载蠕变及强度特征[J]. 煤炭学报, 2017, 42(7):1714—1723 (XIN Yajun, AN Dingchao, LI Mengyuan, et al. Creep and strength characteristics of post-peak stage loading in high strength red-sandstone[J]. Journal of China Coal Society, 2017, 42(7):1714—1723 (in Chinese))
- [15] 辛亚军, 安定超, 李梦远, 等. 不同加载速率红砂岩峰后蠕变特性试验研究[J]. 煤炭学报, 2017, 42(S1):60—67 (XIN Yajun, AN Dingchao, LI Mengyuan, et al. Study of red-sandstone post-peak creep test in different loading rates[J]. Journal of China Coal Society, 2017, 42(S1):60—67 (in Chinese))
- [16] 于怀昌, 董金玉, 刘汉东, 等. 粉砂质泥岩峰前、峰后应力松弛特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(S1):2663—2672 (YU Huaichang, DONG Jinyu, LIU Handong, et al. Experimental study of pre-peak and post-peak stress relaxation behavior of silty mudstone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(S1):2663—2672 (in Chinese))
- [17] 于宝种. 岩石峰后蠕变试验及其在沿空留巷底鼓研究中的应用[J]. 煤矿安全, 2017, 48(8):23—27 (YU Baozhong. Experimental study on floor heave in stable stage of gob-side entry retaining[J]. Safety in Coal Mines, 2017, 48(8):23—27 (in Chinese))
- [18] GB/T50266—99, 中华人民共和国国家标准工程岩体试验方法标准[S]. 北京:中国计划出版社, 1999.

## Creep characteristics and model analysis of red sandstone in post-peak high stress zone

XIN Ya-jun<sup>1,2</sup>, HAO Hai-chun<sup>1</sup>, LV Xin<sup>1</sup>, JI Hong-ying<sup>3</sup>

(1. School of Energy Science and Engineering, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, Henan, China; 2. The Collaborative Innovation Center of Coal Safety Production of Henan Province, Jiaozuo 454000, Henan, China; 3. Institute of Resource and Environment, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, Henan, China)

**Abstract:** In this paper, uniaxial compression creep experiment is performed for two groups of nine red sandstone specimens in post-peak high stress area by using RLW-2000 rock triaxial rheometer. The relations among stress level, post-peak instantaneous strain and creep strain of red sandstone specimens were studied. Its post-peak/pre-peak creep correlation characteristics were analyzed. Its creep failure mechanism was discussed, and creep constitutive model in high stress area was determined. Experimental results show that with the increase of creep stress level, the instantaneous strain of post-peak rock sample decreases, and creep strain and creep strain rate increase. The post-peak rock sample is also characterized by four-stage instantaneous loading and three-stage creep level. At the same stress level, the effect of post-peak/pre-peak state on instantaneous strain ratio is greater than creep strain ratio. The higher the stress level is, the greater the instantaneous strain ratio and creep strain ratio are, while the effect of stress level on creep strain ratio of rock sample is greater than that of instantaneous strain ratio. The main controlled fracture surface morphology is complex in post-peak failure rock specimens. The smaller the high-diameter ratio is, the more fully the internal damage of rock sample, and the larger the high-diameter ratio is, the easier the compression-shear failure happens. Burgers-Kelvin model can characterize creep features of post-peak red sandstone specimens in high-stress area.

**Keywords:** red sandstone; peak unloading; creep characteristics; failure mechanism; constitutive model