压气储能硐室围岩应力路径及稳定性调控

张世殊[1]，徐 晨[2, 3]，夏才初[2, 3]

（1. 中国电建集团 成都勘测设计研究院有限公司，四川 成都 611130；2. 宁波大学 岩石力学研究所，浙江 宁波 315211；
3. 宁波市能源地下结构重点实验室，浙江 宁波 315211）

摘要：压气储能硐室的稳定性在施工期受地应力控制，运行期则受周期性高内压荷载（通常≥10 MPa）控制，导致围岩在开挖卸载与内压加载阶段呈现截然不同的力学响应特性。从应力路径角度研究压气储能硐室围岩在施工及运行阶段的应力状态演化规律及破坏模式。研究表明：在开挖阶段，主动支护技术可通过调整围岩主应力场显著抑制变形发展，尤其对低强度岩体，其荷载转移效应可降低钢拱架等初期支护所承受的荷载；运行阶段，高内压导致围岩主应力次序发生转换，径向应力跃升为最大主应力，环向应力则转变为最小主应力。静水压力下，当地应力较低且围岩强度较高时，洞壁处围岩在高压储气阶段会发生拉伸破坏，否则洞壁处会发生剪切破坏。当侧压力系数 λ<1 时，边墙处围岩发生剪切破坏。侧压力系数特别小时，拱顶处围岩还有可能发生拉伸破坏。当侧压力系数 λ>1 时，拱顶处围岩发生剪切破坏。侧压力系数特别大时，边墙处围岩还有可能发生拉伸破坏，随着压力的增大，拉裂的区域会进一步发生剪切破坏。进一步分析表明：常规注浆与径向锚杆体系仅在开挖阶段具有显著加固效应。在运行阶段，径向预应力锚杆不仅丧失加固功能，其受压状态反而加剧围岩应力集中现象。相反，增强环向约束可有效改善围岩受力状态。当围岩质量较好时，注浆措施对围岩裂隙的填充效应有限；但可提升低强度围岩的抗剪强度。基于此，提出利用交叉斜锚杆形成锚网体系，通过优化锚杆倾角实现锚杆全周期受拉状态，该体系为复杂应力路径下的压气储能硐室稳定性调控提供了创新解决方案。

关键词：地下工程；压缩空气储能；地下硐室；围岩稳定性；应力路径；交叉斜锚杆

中图分类号：TU 92 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－6915(2025)11－2825－18

Stress path and stability control of surrounding rock in caverns for compressed air energy storage

ZHANG Shishu[1], XU Chen[2, 3], XIA Caichu[2, 3]

(1. *PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited*, *Chengdu*, *Sichuan* 611130, *China*; 2. *Institute of Rock Mechanics*, *Ningbo University*, *Ningbo*, *Zhejiang* 315211, *China*; 3. *Ningbo Key Laboratory of Energy Geostructure*, *Ningbo*, *Zhejiang* 315211, *China*)

Abstract: The stability of the compressed air energy storage (CAES) cavern is influenced by ground stresses during the construction phase and by cyclic high internal pressure (≥10 MPa) during the operational phase, resulting in different mechanical responses of the surrounding rock during the unloading and loading phases. This

收稿日期：2025－04－03；**修回日期：**2025－07－03

基金项目：国家自然科学基金资助项目（U23B20145）；国家重点研发计划政府间合作专项（2024YFE0105800）；中国电建集团核心攻关项目（DJ-HXGG－2023－09）

Supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant No. U23B20145), National Key Research and Development Program Government Cooperation Special Project (Grant No. 2024YFE0105800) and Key Research Project of PowerChina (Grant No. DJ-HXGG－2023－09)

作者简介：张世殊（1970－），男，2014 年于四川大学岩土工程专业获博士学位，现任正高级工程师，主要从事水电工程勘察等方面的研究工作。E-mail：1992070@chidi.com.cn

DOI：10.3724/1000-6915.jrme.2025.0204

study investigates the stress paths of the CAES cavern from the perspectives of stress evolution and damage modes throughout both construction and operational phases. The findings indicate that during the excavation phase, active support technology significantly reduces deformation by adjusting the principal stress field of the surrounding rock, particularly in low-strength rock formations. Additionally, the load transfer effect decreases the burden on initial supports, such as steel arches. In the operational phase, the high internal pressure causes the sequence of principal rock stresses to shift, with radial stress increasing to the maximum principal stress and circumferential stress transitioning to the minimum principal stress. When exposed to hydrostatic pressure, characterized by low local stress and high rock strength, the surrounding rock at the tunnel wall may experience tensile failure during the high-pressure gas storage stage; otherwise, shear failure will occur at the tunnel wall. When the lateral pressure coefficient (λ) is less than 1, shear failure occurs in the surrounding rock at the side walls. In cases where the lateral pressure coefficient is particularly low, tensile failure may still happen at the arch crown. Conversely, when λ exceeds 1, shear failure is observed in the surrounding rock at the arch. If the lateral pressure coefficient is notably high, tensile failure may still occur at the side walls. As pressure increases, the area of tensile fractures may subsequently undergo shear failure. Further analysis reveals that conventional grouting and radial bolt systems significantly enhance stability only during the excavation phase. During operation, radial bolts not only lose their reinforcing capabilities but also exacerbate stress concentration in the surrounding rock under compression. In contrast, enhanced circumferential restraint effectively improves the stress state of the surrounding rock. For surrounding rock of good quality and high strength, grouting has limited efficacy in filling fractures. Conversely, grouting measures have been shown to increase the shear strength of formations characterized by low strength. Based on these insights, this study proposes an innovative solution for the stability control of CAES caverns subjected to complex stress paths by forming an anchor network system using crossed diagonal anchors and optimizing the inclination angle of the anchors to achieve a full-cycle tensile state.

Key words: underground engineering; compressed air energy storage(CAES); underground cavern; surrounding rock stability; stress path; crossed diagonal anchors

1 引 言

盐穴因其优良的密封性和地质稳定性成为压气储能地下储气库的优选载体。中国已投产的江苏金坛、山东肥城和湖北应城压气储能电站均采用盐穴储气技术[1]。然而盐穴构造具有显著的地域局限性，其空间分布难以满足规模化储能需求。相比之下，人工开挖储气硐室因其选址灵活、容量可控等优势，展现出更广阔的应用前景[2]。人工储气硐室的结构体系包含衬砌结构与密封结构两大核心要素，二者分别承担围岩稳定维持和气密性保障功能[3-4]。对于压气储能硐室而言，围岩变形控制对埋深提出严格要求，尤其在 IV 级围岩等地质条件较差的工况下，常需通过增大埋深实现应力补偿。现有压气储能硐室多选址于围岩质量优良区域(如 II 或 III 级围岩)，其埋深相对较浅，围岩在开挖后仍能维持弹性状态。然而，当硐室选址在 IV 级围岩区域时，埋深需显著增加以确保运行安全，此时围岩在施工阶段即可能发生塑性剪切破坏。如何保障此类硐室围岩的安全稳定成为亟待解决的工程难题。工程实践中常采用注浆加固与锚杆支护等被动加固方式。例如，淮南潘一矿[5]规划将废弃巷道改造用作压气储能硐室，巷道埋深 550 m，垂直应力高达 16 MPa，围岩大部分为 IV 级。巷道设计时采用 2.2 m 长 ϕ22 mm 的径向锚杆和 30 cm 厚 C30 喷射混凝土支护，在巷道穿越断层处拟通过注浆加固围岩，但其在高内压条件下的适用性仍需深入探究。

围岩稳定性本质上是应力路径响应的外在表征。从硐室开挖到周期性储/释气过程中，围岩经历复杂的应力状态转换，其破坏机制与应力路径演变具有强关联性。针对开挖阶段的围岩变形控制，M. C. He 等[6]提出了“开挖补偿法”创新性地通过主动支护力调整围岩主应力场：即在开挖后及时施加径向支护力，促使最小主应力增加而最大主应力降低，从而缩小莫尔圆半径以避免其与屈服包络线相交。该技术对于层状围岩的支护效果非常显著。例如，昌宁隧道[7]采用长度为 6 m 的径向预应力短锚索加

固浅部围岩形成加固圈，并通过长度为 10 m 的负泊松比预应力长锚索对硐壁施加径向支护力，将应力传递至深部围岩，起到“悬吊”加固圈的作用。此外，该技术在京张高铁八达岭长城站大跨度隧道[8]、秦岭输水隧硐[9]、深部软岩煤矿巷道[10]及浅埋大跨度软岩隧道[11]等工程中得到了验证，李伟涛等[12]通过物理模型试验进一步证实此类主动支护体系对层状围岩具有显著控制效果。

需要强调的是，压气储能硐室与传统隧道的力学行为存在本质差异：在开挖施工阶段受高外压控制；而在运行阶段受高内压控制，硐室内气压通常超过 10 MPa。这种荷载转换导致围岩在开挖卸载与内压加载阶段呈现截然不同的应力状态与破坏模式。例如，当硐室内压达到峰值时，围岩径向位移可能呈现向外扩张趋势，此时传统径向锚杆可能由受拉转为受压，导致预应力锚杆的“悬吊”效应失效。这揭示出施工期与运行期围岩稳定性控制机制的显著差异性。针对此类复杂应力路径问题，J. Zhao 和 G. Wang[13]构建了内压加载－卸载条件下围岩塑性屈服理论模型，揭示了反向屈服现象的产生机制。S. Eljirari 等[14]基于 Tresca 强度准则考虑了高内压硐室从开挖到内压增大的过程中围岩的卸载和再加载过程，给出了围岩的力学解答。与之类似，夏才初等[15-16]将应力路径分析拓展至黏弹塑性围岩，揭示了隧道施工阶段各类支护技术下围岩的应力路径，并基于此讨论了它们的力学机制和适用条件。C. Xu 等[17-18]基于该方法建立了涵盖时空演化特征的隧道开挖支护力学模型，研究了隧道开挖全过程中黏弹塑性围岩应力和变形的时空演化规律。此后，C. Xu 等[19]将该计算方法拓展应用到高内压地下硐室的围岩力学求解，系统地梳理了分块式衬砌结构支护的高压储能硐室围岩从开挖到储气过程中围岩的应力路径：若在开挖施工阶段围岩已经发生塑性破坏，则在运行阶段，随着硐内压力的增加，围岩会依次经历塑性卸载阶段、塑性加载阶段和塑性扩张阶段。王者超等[20-21]均从不同角度探索了压气储能地下硐室围岩的应力路径。这些研究成果为围岩的稳定性控制提供了重要理论支撑，但对于不同地质条件下压气储能围岩的稳定性调控机制仍缺乏系统性研究。

本文通过追溯围岩的应力路径，重点研究压气储能硐室在施工阶段及运行阶段围岩应力场与变形场的演化规律，揭示不同地质条件下围岩的破坏模式。基于此，讨论传统的围岩加固方式在压气储能硐室施工和运行阶段控制围岩稳定的有效性，并提出针对压气储能硐室的围岩稳定性控制方法。

2 硐室施工阶段围岩的应力路径

常见的压气储能地下硐室的形状多为隧道式或大罐式[22]。相比隧道式硐室，大罐式硐室的支护面积较小，但因其跨度较大，仅适用于围岩质量好的地质条件，而隧道式硐室的适用条件相对较灵活。本文的理论推导均是基于静水压力下的圆形断面隧道式硐室开展，并基于数值仿真进一步研究非静水压力的情况。

硐室开挖后，围岩的环向应力为最大主应力，径向应力为最小主应力。如果围岩软弱且支护力较低，硐周围岩将进入塑性状态。本文假定塑性区的围岩满足 Mohr-Coulomb 强度准则(M-C 准则)，其表达式为

$$\tau = c + \sigma_{\mathrm{n}} \tan\varphi \tag{1}$$

式中：τ 为剪应力，σ_{n} 为正应力，c 为黏聚力，φ 为内摩擦角。

该准则还可以写成主应力的形式：

$$\sigma_1 = \frac{2c\cos\varphi}{1-\sin\varphi} + \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\sigma_3 \tag{2}$$

式中：σ_1 为最大主应力，σ_3 为最小主应力。

2.1 开挖后围岩弹性状态

如果围岩质量较好，硐室开挖后围岩一直处于弹性状态。根据弹性理论，硐室开挖后围岩应力弹性解为

$$\sigma_r = P_0 + (q - P_0)(R_0 / r)^2 \tag{3}$$

$$\sigma_\theta = P_0 - (q - P_0)(R_0 / r)^2 \tag{4}$$

式中：σ_r，σ_θ 分别为径向和环向应力(拉应力为负)；P_0 为初始地应力；q 为支护提供的反力；R_0 为硐室开挖半径。

由式(3)，(4)可知，在弹性阶段，围岩径向应力和环向应力满足：

$$\sigma_r + \sigma_\theta = 2P_0 \tag{5}$$

硐室开挖后硐壁处围岩的应力路径如图 1 所示。横、纵坐标分别为径向应力 σ_r 和环向应力 σ_θ。硐室开挖前，硐壁处围岩的应力状态处于图中点 A，开挖后沿 AB 路径移动。当支护力为 0 时，环向压应力为 $2P_0$(见图中点 B)。由图 1 可知，当初始地应力满足下式时，线段 AB 与 Mohr-Coulomb 屈服线(M-C 屈服线)没有交点，即

$$P_0 < \frac{c\cos\varphi}{1-\sin\varphi} \tag{6}$$

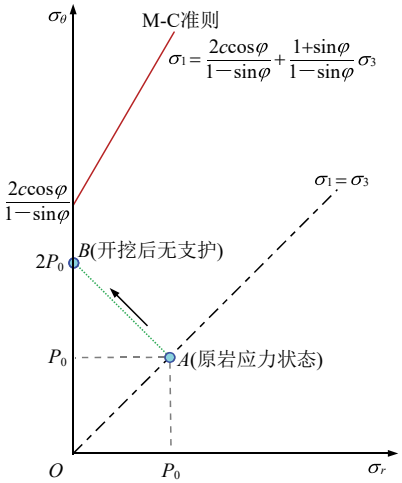
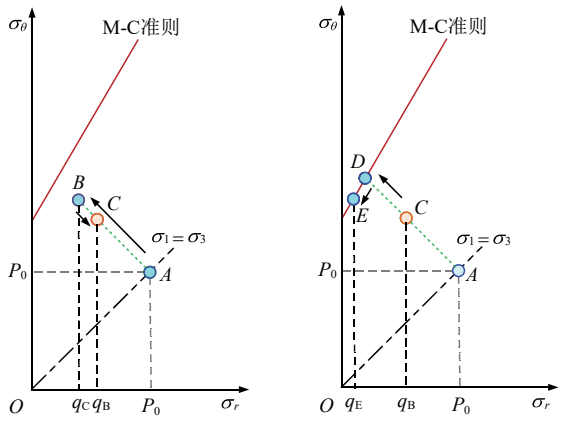


图 1　硐室开挖后硐壁处弹性围岩的应力路径

Fig.1　Stress path of elastic surrounding rock at the cavern wall after excavation



(a) 开挖和施加支护力后　(b) 掌子面继续向纵向推进后

图 2　在围岩弹性阶段施作支护时硐壁处围岩的应力路径

Fig.2　Stress path of surrounding rock at the cavern wall when supporting during the elastic stage of the rock mass

因此，硐室开挖后即使不支护，围岩也处于弹性状态。

2.2　围岩进入塑性前的施作支护

由于硐室是分部开挖和支护的，掌子面前方未开挖土体对后方围岩有一定的支撑作用。因此计算时需考虑开挖空间效应。这里引入“应力释放系数”λ，在受影响范围内 λ 的取值范围为 0～1。随着开挖面的推进，研究断面处围岩应力释放系数与开挖面和研究断面之间的距离 x 的关系[23]为

$$\lambda=1-\alpha\left(\frac{\alpha R_0}{x+\alpha R_0}\right)^2 \tag{7}$$

式中：x 为开挖面和研究断面之间的距离；α 为与围岩性质相关的参数，M. Panet[23]建议，取 $\alpha=0.7$。

未开挖岩体对研究断面提供的虚拟支撑力 Q 为

$$Q=(1-\lambda)P_0 \tag{8}$$

(1) 施加支护力之前围岩应力及位移

假设初期支护由预应力长锚杆和钢拱架喷射混凝土组成。将预应力长锚杆的作用简化为主动支护力 Δq 作用在硐壁。如图 2(a)所示，硐室开挖后硐壁处围岩的应力状态沿 AB 路径移动。若在点 B(弹性状态)施加支护力至 C 点，掌子面继续沿纵向推进后，硐壁处围岩的应力状态沿图 2(b)中的 CDE 路径移动。其中，CD 段为弹性，DE 段为塑性。

由于开挖瞬间初期支护不能及时提供反力，即 $q=0$。那么，如果考虑硐室开挖的纵向效应，在初期支护结构发挥作用之前，围岩应力弹性解为

$$\sigma_r=P_0+(Q-P_0)(R_0/r)^2 \tag{9}$$

$$\sigma_\theta=P_0-(Q-P_0)(R_0/r)^2 \tag{10}$$

硐壁处围岩的径向位移为

$$u_0=R_0(P_0-Q)/(2G) \tag{11}$$

如果确保施加预应力前围岩未进入塑性状态，则硐壁处径向应力须小于临界应力 q_D，即

$$\lambda P_0<\sin\varphi P_0+c\cos\varphi \tag{12}$$

假设在距离开挖面 x_0 处施作预应力长锚杆，将式(7)代入式(12)，预应力施加的时机须满足：

$$x_0<\frac{\alpha R_0}{\sqrt{\frac{1}{\alpha}\left(1-\sin\varphi-\frac{c\cos\varphi}{P_0}\right)}}-R_0 \tag{13}$$

式中：x_0 为预应力施加位置与开挖面的纵向距离。

(2) 若施加支护力后围岩一直为弹性

若在围岩进入塑性之前对硐壁施加支护力 Δq。当预应力长锚杆提供的支护力 Δq 足够大时，继续开挖直至稳定状态后围岩将一直处于弹性状态，即稳定状态时硐壁处围岩的应力状态位于 CD 段。这种情况下，支护力 Δq 需满足：

$$\Delta q>(1-\sin\varphi)P_0-c\cos\varphi \tag{14}$$

预应力长锚杆施作前瞬间(见图 2 中点 B)硐壁处围岩径向位移为

$$u_0=R_0(P_0-Q_0)/(2G) \tag{15}$$

式中：Q_0 为点 B 处前方未开挖岩体对研究断面提供的虚拟支撑力，其表达式为

$$Q_0=(1-\lambda_0)P_0 \tag{16}$$

式中：λ_0 为施加预应力时(距离开挖面 x_0 处)的围岩应力释放系数，其表达式[23]为

$$\lambda_0=1-\alpha\left(\frac{\alpha R_0}{x_0+\alpha R_0}\right)^2 \tag{17}$$

预应力长锚杆施作结束瞬间(图中点 C)，硐壁

处围岩径向位移表达式仅需将式(15)中的 Q_0 替换成 $Q_0+\Delta q$ 即可，即

$$u_0 = R_0(P_0 - Q_0 - \Delta q)/(2G) \tag{18}$$

在 CD 段，预应力长锚杆施作后，硐壁处围岩的应力和径向位移为

$$\sigma_r = \Delta q + q + Q \tag{19}$$

$$\sigma_\theta = 2P_0 - (\Delta q + q + Q) \tag{20}$$

$$u_{R0} = R_0(P_0 - q - \Delta q - Q)/(2G) \tag{21}$$

式中：q 为初期支护提供的反力。

如果支护刚度为 K，则支护力 K 与 q 的关系为

$$q = K(u_{R0} - u_0) \tag{22}$$

将式(21)和(18)代入式(22)，可解得支护力 q 为

$$q = \frac{KR_0(Q_0 - Q)}{2G + KR_0} \tag{23}$$

(3) 若继续开挖后围岩进入塑性状态

如果预应力长锚杆提供的支护力 Δq 不够大，继续开挖后硐壁附近围岩将进入塑性状态(见图 2 中 DE 段)。进入塑性状态后，硐壁处围岩的应力为

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= \Delta q + q + Q\\ \sigma_\theta &= N_\varphi(\Delta q + q + Q + c\cot\varphi) - c\cot\varphi\end{aligned}\right\} \tag{24}$$

其中，

$$N_\varphi = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi) \tag{25}$$

塑性区围岩外边界的半径为

$$R_{p1} = R_0\left[\frac{M(1-\sin\varphi)}{(\Delta q + q + Q)\sin\varphi + c\cos\varphi}\right]^{1/(N_\varphi-1)} \tag{26}$$

其中，

$$M = P_0\sin\varphi + c\cos\varphi$$

若不考虑塑性区围岩的剪胀及峰后应变软化，硐壁处围岩的径向位移为

$$u_{R0} = MR_{p1}^2/(2GR_0) \tag{27}$$

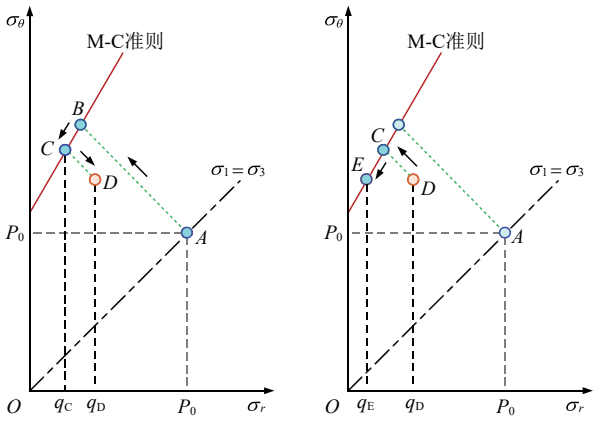
将式(27)和(18)代入式(22)，可得

$$P_0 - Q_0 - \Delta q = M\left[\frac{M(1-\sin\varphi)}{(\Delta q + q + Q)\sin\varphi + c\cos\varphi}\right]^{2/(N_\varphi-1)} - \frac{2G}{KR_0}q \tag{28}$$

求解式(28)，可得到初期支护提供的反力 q。

2.3 围岩进入塑性后的施作支护

如图 3(a)所示，如果地应力很大且支护力施加不及时，施作预应力长锚杆时硐壁处围岩已进入塑性(点 C)。施作预应力长锚杆之前，硐壁处围岩的应力状态沿 ABC 路径移动。增加预应力后，围岩应力状态从点 C 移动至点 D。掌子面继续推进后，硐壁处围岩的应力状态沿图 3(b)中的 DCE 路径移动。



(a) 开挖和施加支护力后　　(b) 掌子面继续向纵向推进后

图 3　在围岩塑性阶段施作支护时硐壁处围岩的应力路径

Fig.3　Stress path of surrounding rock at the cavern wall when supporting during the plastic stage of the rock mass

其中，DC 段为弹性，CE 段为塑性。

(1) 施加支护力之前围岩应力及位移

预应力长锚杆施作前瞬间(见图 3 中点 C)硐壁处塑性围岩的应力为

$$\sigma_r = Q_0 \tag{29}$$

$$\sigma_\theta = N_\varphi(Q_0 + c\cot\varphi) - c\cot\varphi \tag{30}$$

塑性区围岩外边界的半径 R_{p2} 为

$$R_{p2} = R_0\left[\frac{M(1-\sin\varphi)}{Q_0\sin\varphi + c\cos\varphi}\right]^{1/(N_\varphi-1)} \tag{31}$$

硐壁处围岩的径向位移为

$$u_{R0} = MR_{p2}^2/(2GR_0) \tag{32}$$

(2) 若掌子面推进后围岩塑性区未扩张

围岩进入塑性阶段后，对其施加预应力 Δq，围岩应力状态从点 C 移动至点 D。预应力长锚杆施作结束后瞬间(点 D)，硐壁处围岩应力和位移为

$$\sigma_r = Q_0 + \Delta q \tag{33}$$

$$\sigma_\theta = N_\varphi(Q_0 + c\cot\varphi) - c\cot\varphi - \Delta q \tag{34}$$

$$u_0 = (MR_{p2}^2 - \Delta qR_0^2)/(2GR_0) \tag{35}$$

当预应力足够大时，掌子面继续沿纵向推进后围岩塑性区未扩张，硐壁处围岩没有再次屈服。继续开挖后，硐壁处围岩的应力和位移解答仅需将式(33)～(35)中的 Δq 替换成 $(\Delta q + q + Q - Q_0)$ 即可得到，其值为

$$\sigma_r = q + \Delta q + Q \tag{36}$$

$$\sigma_\theta = N_\varphi(Q_0 + c\cot\varphi) + Q_0 - c\cot\varphi - q - \Delta q - Q \tag{37}$$

$$u_{R0} = \frac{MR_{p2}^2 - (q + \Delta q + Q - Q_0)R_0^2}{2GR_0} \tag{38}$$

将式(35)和(37)代入式(22)，得支护抗力为

$$q = KR_0(Q_0 - Q/(2G + KR_0)) \tag{39}$$

这种情况，预应力 Δq 须满足：

$$q+\Delta q>\alpha\left(\frac{\alpha R_0}{x_0+\alpha R_0}\right)^2 P_0 \tag{40}$$

(3) 若掌子面推进后围岩塑性区仍继续扩张

如果预应力不够大，继续开挖后围岩塑性区将进一步扩张，硐壁围岩再次进入塑性状态(见图 3 中 *CE* 段)。围岩进入塑性状态后，塑性区半径为

$$R_{\mathrm{p3}}=R_0\left[\frac{M(1-\sin\varphi)}{(q+\Delta q+Q)\sin\varphi+c\cos\varphi}\right]^{1/(N_\varphi-1)} \tag{41}$$

硐壁处围岩的应力、应变、位移解答为

$$\sigma_r=q+\Delta q+Q \tag{42}$$

$$\sigma_\theta=N_\varphi(q+\Delta q+Q+c\cot\varphi)-c\cot\varphi \tag{43}$$

$$u_{\mathrm{R0}}=MR_{\mathrm{p3}}^2/(2GR_0) \tag{44}$$

将式(35)和(44)代入式(22)可得

$$\frac{2G}{KMR_0}q=\left[\frac{M(1-\sin\varphi)}{(q+\Delta q+Q)\sin\varphi+c\cos\varphi}\right]^{2/(N_\varphi-1)}-\left[\frac{M(1-\sin\varphi)}{Q_0\sin\varphi+c\cos\varphi}\right]^{2/(N_\varphi-1)}+\frac{\Delta q}{KM} \tag{45}$$

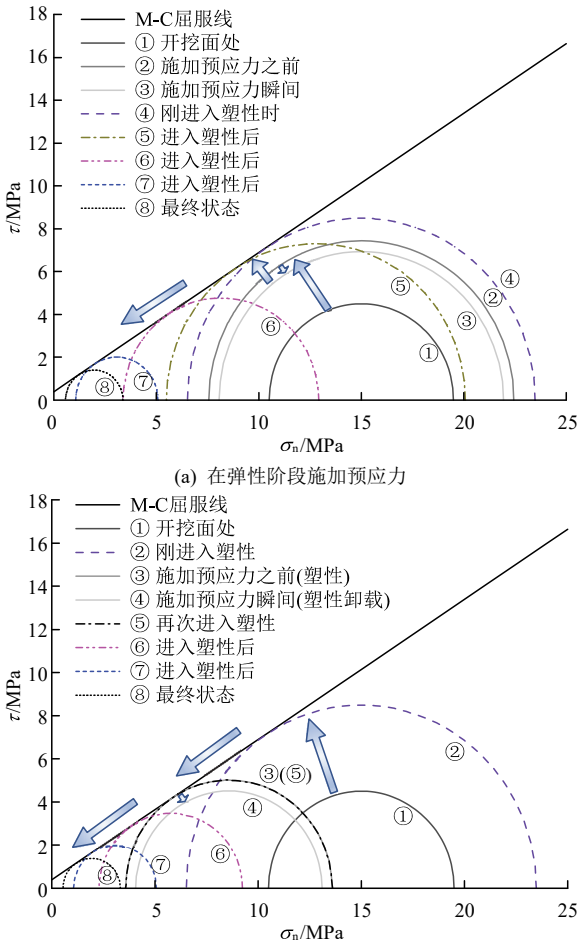
求解式(45)，可得到初期支护提供的反力 q。

3　主动支护的效果

3.1　硐室开挖和支护过程中围岩的应力莫尔圆

预应力长锚杆作为一种主动支护方式，在硐室开挖阶段发挥着重要作用。这里重点讨论硐室开挖和支护过程中围岩的应力状态。初期支护由预应力长锚杆和钢拱架喷射混凝土组成。将预应力长锚杆的作用简化为主动支护力 Δq 作用在硐壁。以 IV_2 级围岩为例，硐径为 8 m，原岩应力 15 MPa。围岩力学参数为：弹性模量 3 GPa，泊松比 0.32，黏聚力 0.4 MPa，内摩擦角 33°。硐室开挖后，在 x_0 处施作预应力长锚杆(取 x_0 = 0.5 和 2 m)。预应力长锚杆的等效支护力为 0.5 MPa。施作预应力长锚杆的同时，施作初期支护钢拱架并喷射混凝土，其等效刚度为 1 MPa/m。

图 4 为硐室开挖及支护过程中硐壁处围岩的应力莫尔圆演化规律。如果在 x_0 = 0.5 m 处施加预应力，支护施作时围岩尚未进入塑性，硐壁处围岩的应力状态演化过程依次如图 4(a)中应力圆曲线①～⑧所示。曲线①为硐室开挖后掌子面附近的硐壁围岩应力圆。随着掌子面向前推进，应力圆半径扩大



(a) 在弹性阶段施加预应力

(b) 在塑性阶段施加预应力

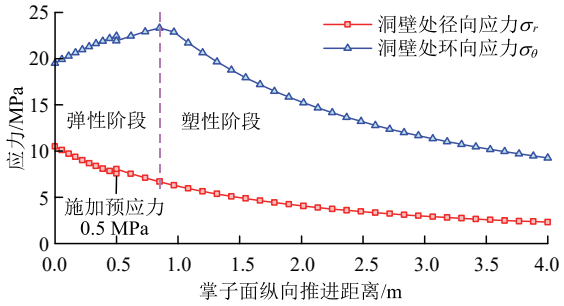
图 4　硐室开挖和支护过程中硐壁处围岩的应力莫尔圆

Fig.4　Stress Mohr circle of surrounding rock at cavern wall during excavation and support process

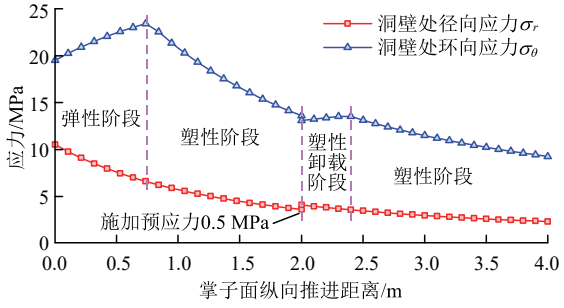
至曲线②，此时应力仍为弹性状态，应力圆与 M-C 屈服线未相交。施加预应力后，应力圆半径缩小至曲线③。随着掌子面继续向前推进，应力圆半径扩大至曲线④时，硐壁处围岩开始进入塑性状态。在此之前，应力莫尔圆均是一簇同心圆，圆心横坐标值为初始地应力大小。进入塑性后，应力莫尔圆为一簇与 M-C 屈服线相切的圆。随着掌子面向前推进，应力圆半径和圆心横坐标值均逐渐减小直至稳定。

如果在 x_0 = 2 m 处施加预应力，支护施作时部分围岩已经进入塑性，硐壁处围岩的应力状态演化过程依次如图 4(b)中应力圆曲线①～⑧所示。如果在曲线③所示的状态施加预应力，施加预应力后，应力圆半径缩小至曲线④，圆心位置不变。随着掌子面继续向前推进，应力圆半径扩大至曲线⑤时，硐壁处围岩开始进入塑性状态。随后，应力圆半径和圆心横坐标值均逐渐减小直至稳定。

图 5 为硐室开挖及支护过程中硐壁处围岩的径



(a) 在弹性阶段施加预应力



(b) 在塑性阶段施加预应力

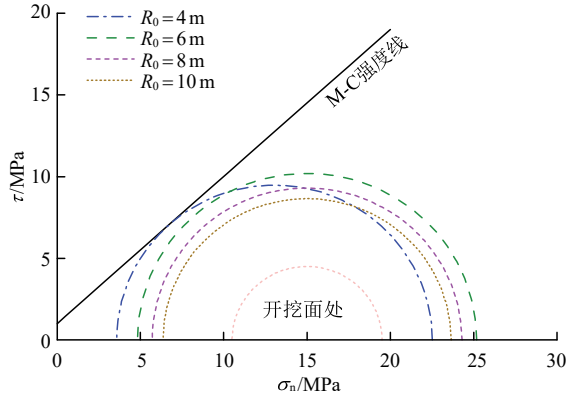
图 5　开挖及支护过程中硐壁处围岩应力的演化

Fig.5　Evolution of rock stress at the cavern wall during excavation and support process

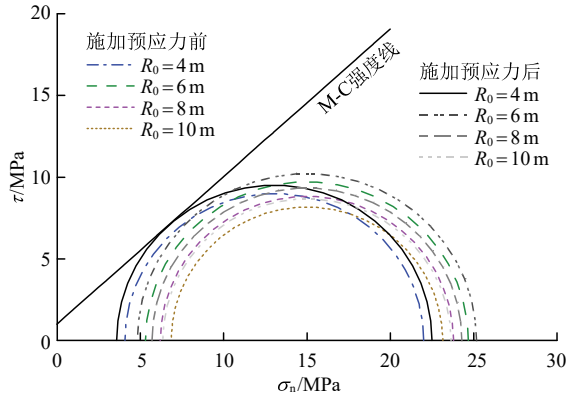
向和环向应力状态演化过程。如果在 x_0 = 0.5 m 处施加 0.5 MPa 预应力，此时围岩尚未进入塑性，如图 5(a)所示。硐壁处围岩径向应力得到小幅增加，环向应力也小幅降低。随着掌子面向前推进，硐壁围岩逐渐由弹性状态转变为塑性状态，环向应力也逐渐降低直至稳定。若在 x_0 = 2 m 处施加 0.5 MPa 预应力，此时部分围岩已经进入塑性，如图 5(b)所示。在施作预应力之前，硐壁处围岩的应力经历了弹性阶段和塑性阶段。施加预应力瞬间，硐壁处围岩径向应力得到小幅增加，环向应力也小幅降低，进入塑性卸载状态，即图 4(b)中的曲线③→④。随着掌子面继续向前推进，围岩径向应力逐渐降低，环向应力逐渐增加，直至再次进入塑性屈服状态，即图 4(b)中的曲线④→⑤。随着掌子面继续向前推进，径向和环向应力均逐渐降低直至稳定。

3.2　不同硐室半径时的主动支护效果

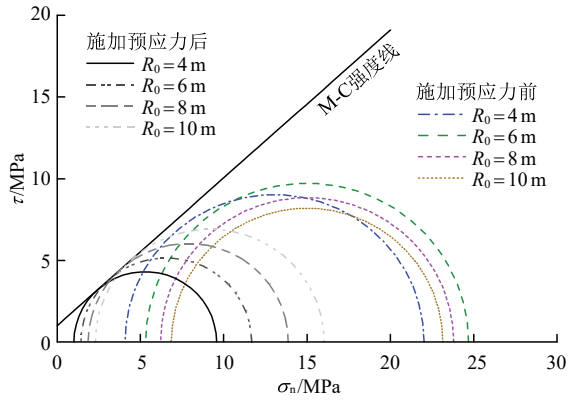
以 IV_2 级围岩为例，原岩应力 15 MPa。围岩力学参数为：弹性模量 3 GPa，泊松比 0.32，黏聚力 0.4 MPa，内摩擦角 33°。硐室开挖后，在 x_0 = 2 m 处施作预应力长锚杆，将预应力长锚杆等效为 0.5 MPa 的均布荷载作用于硐室内壁。施作预应力长锚杆的同时，施作初期支护拱架并喷射混凝土，其等效变形刚度为 K = 1 MPa/m。硐室内径分别为 4，6，8 和 10 m。图 6 给出了不同硐室半径条件下距离掌子面不同位置处的硐壁围岩应力状态。在开挖面处，围岩处于弹性状态，应力莫尔圆与 Mohr-Coulomb 强度线(M-C 强度线)无交点。若硐室开挖半径为 4 m，在距离掌子面 2 m 处硐壁围岩已进入塑性状态。而若硐室开挖半径为 6，8 和 10 m，该处围岩尚未进入塑性状态。施加预应力和初期支护后，应力莫尔圆的半径减小，圆心位置不变。随着掌子面推进，原来处于弹性阶段的围岩逐渐进入塑性状态。在距离掌子面 300 m 处围岩应力和变形已经稳定。无论硐室开挖半径多大，所有的应力莫尔圆均重合，说明稳定状态时硐周围岩的应力状态与硐室半径无关。



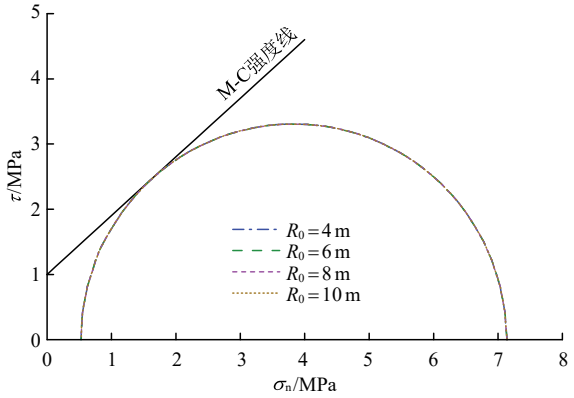
(a) x = 2 m 处(施加预应力之前)



(b) x = 2 m 处(施加预应力之后)



(c) x = 10 m 处



(d) x = 300 m 处(围压稳定状态)

图 6　硐壁处围岩的应力莫尔圆随掌子面推进的演化规律

Fig.6　Evolution of stress Mohr circle of surrounding rock at the cavern wall with the advancement of the excavation face

图 7 为硐室开挖半径分别为 4，6，8 和 10 m 时硐壁处围岩位移的演化规律。可以看出，尽管开挖半径对硐周围岩的最终应力状态无影响，但对其变形影响较大。当硐径为 4 m 时若不施加预应力，在 x = 20 m 处硐壁位移为 8.9 cm，施加 0.5 MPa 预应力后硐壁位移降至 6.1 cm，降低了 31%。当硐径为 10 m 时该值分别为 11.3 和 14.3 cm，硐壁处位移降低了 21%。这说明在相同的预应力条件下，硐径小的硐室预应力锚固效果更显著。

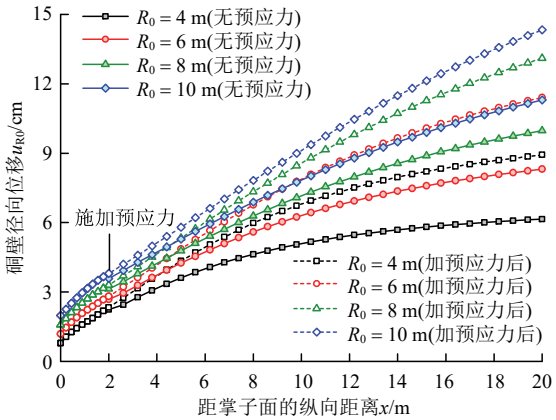


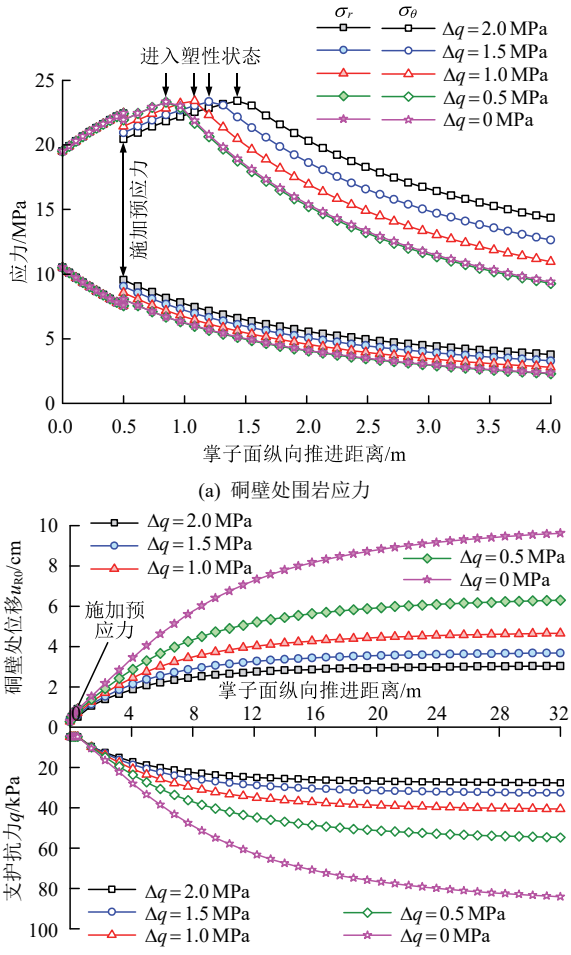
图 7　硐室半径对硐壁围岩径向位移的影响

Fig.7　Influence of prestressed anchor on the rock radial displacement at cavern wall with different cavern radii

3.3　主动支护力大小的影响

预应力长锚杆最大预应力可达350 kN(锚杆较粗时，该值或可更大)，间距较密时可布置为 0.6 m×0.6 m(环向×轴向)，可等效成在硐壁处施加约 1 MPa 的径向预应力。

图 8 对比了预应力分别为 0(无预应力)，0.5，1.0，1.5 和 2.0 MPa 时硐壁处围岩的应力、位移和



(a) 硐壁处围岩应力

(b) 硐壁位移和初期支护抗力

图 8　小硐径情况下预应力对围岩力学响应的影响

Fig.8　Influence of prestress magnitude on the mechanical response of surrounding rock under small cavern diameter conditions

初期支护的抗力。计算参数与节 3.1 相同。预应力是在硐壁围岩进入塑性状态之前施加的。施加预应力后，围岩环向应力迅速降低，随着掌子面继续向前推进，环向应力逐渐增大，当进入塑性状态后，环向应力又逐渐降低。预应力分别为 0.5，1.0，1.5 和 2.0 MPa 时，围岩进入塑性的位置分别为距离掌子面 0.85，1.08，1.2 和 1.43 m 处。可见，增大预应力可以推迟断面进入塑性的时间。与不施加预应力相比，施加 0.5 MPa 的预应力对围岩应力的影响微乎其微，但对硐壁位移和支护抗力影响较大。不施加预应力时，在距离掌子面 32 m 处，硐壁位移为 9.6 cm，支护抗力为 83 kPa。施加 0.5 MPa 的预应力后，硐壁位移降低至 6.5 cm，降低了 32%；支护抗力降低至 52 kPa，降低了 37%。这说明施作预应力长锚杆不仅可以控制围岩变形，而且可以降低钢拱架等初期支护所承受的荷载。

图 9 给出了 V_2 级围岩、大硐径情况下硐壁处围

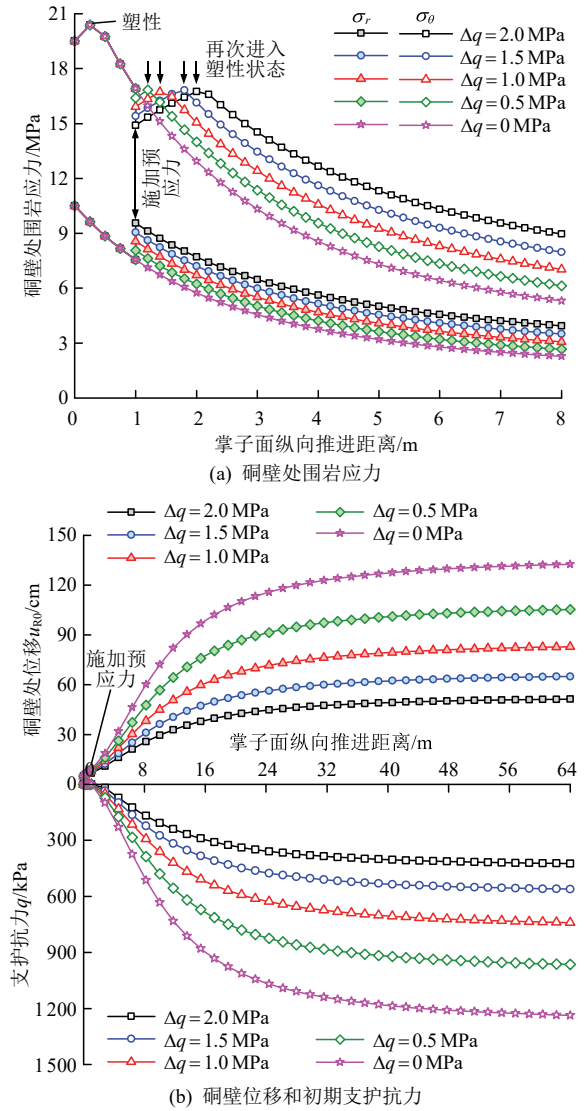


图 9　大硐径情况下预应力对围岩力学响应的影响

Fig.9　Influence of prestress magnitude on the mechanical response of surrounding rock under large cavern diameter conditions

岩的应力、位移以及初期支护抗力的历程曲线。硐室净空直径为 16 m，初始地应力为 15 MPa。围岩力学参数为：弹性模量 1 GPa，泊松比 0.4，黏聚力 0.1 MPa，内摩擦角 22°。硐室开挖后，在 x_0 = 1 m 处施作预应力长锚杆。将预应力长锚杆等效为均布荷载作用于硐室内壁。预应力分别为 0(无预应力)，0.5，1.0，1.5 和 2.0 MPa。施作预应力的同时施作初支拱架并喷射混凝土，其等效刚度为 1 MPa。

在施加预应力之前，围岩已进入塑性状态。若不施加预应力，在距离掌子面 64 m 处，硐壁位移为 133 cm，支护抗力为 1 236 kPa。施加 0.5 MPa 的预应力后，硐壁位移降低至 105 cm，降低了 21%；支护抗力降低至 965 kPa，降低了 22%。若施加 1 MPa 的预应力，硐壁位移降低至 83 cm，降低了 38%；支护抗力降至 740 kPa，降低了 40%。因此，在开挖阶段施作预应力长锚杆可较好地控制围岩变形，并降低钢拱架等初期支护所承受的荷载。

3.4　支护力施加时机的影响

除了预应力的量值，预应力的施加时机对围岩应力、位移和初期支护抗力也有影响。以 V_2 级围岩为例，其弹性模量为 1 GPa，泊松比为 0.4，黏聚力为 0.1 MPa，内摩擦角为 22°。硐室内径为 16 m，原岩应力 15 MPa。围岩硐室开挖后，在 x_0 处施作预应力长锚杆(分别取 x_0 = 0.5，1，2，4 和 8 m)。将预应力长锚杆等效为 0.5 MPa 的均布荷载作用于硐室内壁。施作预应力长锚杆的同时，施作初期支护拱架并喷射混凝土，其等效变形刚度为 1 MPa/m。

图 10 对比了预应力长锚杆施作位置与开挖面的间距 x_0 分别为 0.5，1，2，4 和 8 m 时对硐壁围岩的应力、位移及支护的抗力的影响。当 x_0 = 0.5 m 时，在距离掌子面 64 m 处硐壁位移为 104 cm，支护抗力为 975 kPa。当 x_0 = 4 m 时，硐壁位移增至 108 cm，增加了 4%；支护抗力降至 939 kPa，降低了 4%。

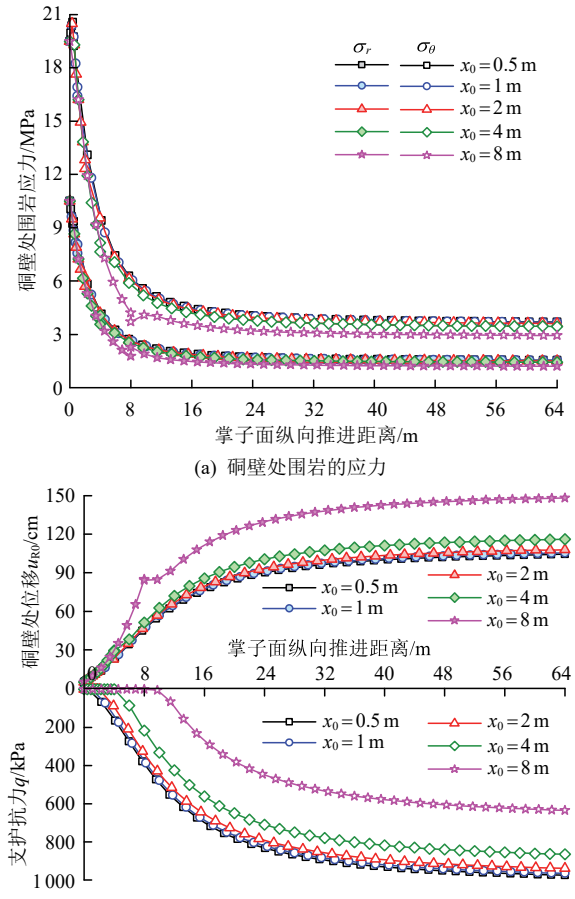


图 10　间距 x_0 对围岩力学响应的影响

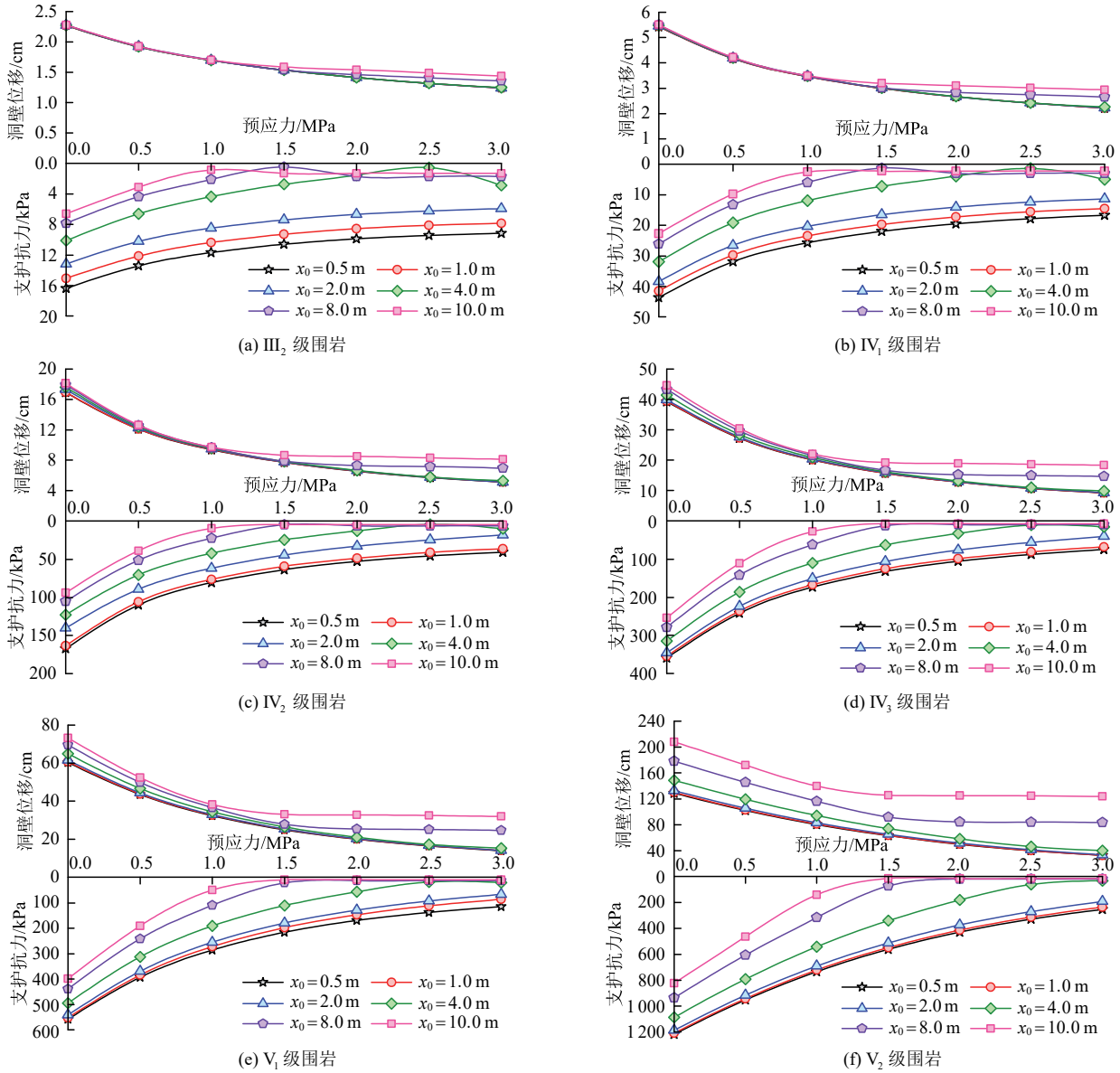
Fig.10　Influence of spacing x_0 on the mechanical response of surrounding rock under large cavern diameter conditions

可见，当预应力长锚杆施作位置与开挖面的间距 x_0 ＜4 m 时，预应力施加位置对硐壁围岩的位移以及初期支护抗力的影响很小。当 x_0 = 8 m 时，硐壁位移增至 148 cm，增加了 42%；支护抗力降至 635 kPa，降低了 35%。因此，预应力施加在距离掌子面 $0.5R_0$ 以内是最有效的。

3.5 围岩级别的影响

图 11 给出了不同质量等级围岩条件下施作预应力的时机对硐壁位移和支护抗力的影响。计算时考虑 III～V 级围岩条件，参考规范[24]对围岩的分级和参数建议值，各级围岩的力学参数如表 1 所示。初期支护(包括预应力长锚杆)施作位置与开挖面的间距 x_0 分别为 0.5，1，2，5，8 和 10 m。需要说明的是，这里认为初期支护钢拱架与预应力长锚杆同时施作，即预应力施作的同时也施作初期支护钢架喷射混凝土，其等效刚度为 1 MPa/m。

对比发现，对于 III 级或 IV 级围岩，延迟预应力和初期支护的施作时机对围岩的变形影响很小，但可以大幅降低支护的抗力。例如，对于 IV_1 级围岩，如果施加 0.5 MPa 预应力，初期支护在 x_0 = 0.5 m 处施作时其抗力为 32 kPa，初期支护在 x_0 = 10 m 处施作时，其抗力为 10 kPa，但硐壁处的变形基本无差异。而对于 V_2 级围岩，延迟预应力和初期支护的施作时机虽然可以降低支护抗力，但围岩变形会大幅增加。例如，若在 x_0 = 0.5 m 处施作初期支护并施加 0.5 MPa 预应力时，支护抗力为 952 kPa，硐壁变形为 102 cm。当初期支护在 x = 10 m 处施作时，其抗力为 464 kPa，硐壁变形增至 172 cm。



(a) III_2 级围岩　(b) IV_1 级围岩

(c) IV_2 级围岩　(d) IV_3 级围岩

(e) V_1 级围岩　(f) V_2 级围岩

图 11　不同质量等级围岩条件下施作预应力的时机对硐壁位移和支护抗力的影响

Fig.11　Influence of the prestressing timing on the displacement at the cavern wall and the support resistance with different rock quality levels

表 1　不同质量等级围岩的力学参数

Table 1　Mechanical parameters of surrounding rocks of different quality grades

围岩等级	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 φ /(°)	弹性模量 E/GPa	泊松比
III_2	1.00	42	10.0	0.28
IV_1	0.60	38	6.0	0.30
IV_2	0.40	33	3.0	0.32
IV_3	0.25	29	2.0	0.33
V_1	0.20	27	1.5	0.35
V_2	0.10	22	1.0	0.40

对于质量较好的围岩可不施加预应力，但对于质量较差的围岩，预应力的大小对支护抗力、围岩变形都有较大的影响。例如，对于 V_2 级围岩，如果初期支护在 x_0 = 2 m 处施作，当不施加预应力时，支护抗力为 1 188 kPa，硐壁变形为 133 cm；当施加 0.5 MPa 预应力时，支护抗力为 916 kPa，硐壁变形为 105 cm；如果施加 1 MPa 预应力，支护抗力降低至 690 kPa，硐壁变形降至 83 cm。说明施作预应力长锚杆不仅可以较大程度地降低初期支护的抗力，而且可以较好地控制硐室围岩的变形。

4　储能硐室运行阶段围岩应力路径

压气储能硐室在运行阶段其硐内气压高达十几兆帕甚至数十兆帕，远大于硐室预应力长锚杆能提供的反力。其运行时围岩的应力状态和破坏模式与普通硐室存在显著区别。

4.1　围岩强度高且外压不大：脆性破坏

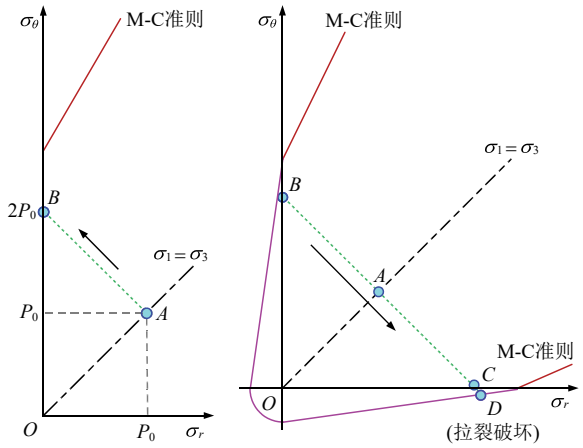
当硐室受到高内压作用时，硐内围岩的最大主应力由环向应力变为径向应力，环向应力成为最小主应力。如果外压较小且围岩强度较高，围岩甚至会受拉破坏。如图 12 所示，压气储能硐室模型在高内压和低外压条件下围岩发生了脆性拉裂破坏。



图 12　外压较低时压气储能硐室围岩发生拉裂破坏

Fig.12　Tensile damage of CAES cavern surrounding rock at low external pressure

图 13 展示了围岩强度高且外压不大时，压气储能地下硐室在开挖和储气阶段围岩的应力路径。硐室开挖前，硐壁围岩应力状态处于图 13(a)中所示的点 A。硐室开挖后，硐壁围岩应力状态沿 AB 路径移动。若围岩条件好或外压不大，即初始地应力满足式(6)，线段 AB 与 Mohr-Coulomb 屈服线没有交点，围岩始终处于弹性状态。当支护力为 0 时，围岩环向压应力为 $2P_0$。若此时增加硐室内压，硐壁围岩应力沿图 13(b)中 $BACD$ 路径移动。其中，BA 段围岩环向应力为最大主应力，径向应力为最小主应力。继续增加内压，当应力点越过点 A 后，AC 段主应力顺序发生变化，径向应力为最大主应力，环向应力为最小主应力。当径向应力为 $2P_0$ 时，环向无应力(图 13(b)中点 C)。进一步增加内压，环向应力转为拉应力，直至拉裂(图 13(b)中点 D)。



(a) 开挖阶段　　(b) 储气阶段

图 13　脆性破坏时开挖和储气阶段硐室围岩的应力路径

Fig.13　Stress path of surrounding rock during cavern excavation and gas storage stages under brittle failure conditions

假设岩体抗拉强度曲线如图 13 中粉色曲线所示，其方程为

$$\sigma_\theta = \frac{(1-\sin\varphi)\sigma_t}{2c\cos\varphi}\sigma_r - \sigma_t \tag{46}$$

式中：σ_t 为完整岩体单轴抗拉强度，取正值。按式(46)计算得到围岩拉裂破坏时的内压为

$$\sigma_r = \frac{2c\cos\varphi(2P_0+\sigma_t)}{2c\cos\varphi+(1-\sin\varphi)\sigma_t} \tag{47}$$

一般情况下，由于裂隙的存在，岩体无抗拉强度。即使完整性较好的岩体，其抗拉强度也非常低。因此，本文计算时忽略岩体的抗拉强度，认为岩体出现拉应力则裂隙张开，不承受拉荷载。

根据式(6)，表 2 给出了不同等级围岩不发生拉

表 2　不同质量等级围岩不发生拉伸破坏时的极限埋深

Table 2　The ultimate burial depth at which different quality grades of surrounding rock do not undergo tensile failure

围岩等级	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)	重度/(kN • m^{-3})	极限埋深/m
II	2.00	55	26.0	488
III$_1$	1.50	47	24.5	311
III$_2$	1.00	42	23.5	191
IV$_1$	0.60	38	22.5	109
IV$_2$	0.40	33	21.5	69
IV$_3$	0.25	29	20.5	41
V$_1$	0.20	27	19.0	34
V$_2$	0.10	22	18.0	16

裂破坏时的极限埋深。其中，围岩的分级和参数取值参考规范[24]。当埋深小于极限埋深时，在高内压作用下岩体可能会发生脆性拉裂破坏；当埋深大于极限埋深时，在高内压作用下岩体将发生塑性剪切破坏。因此，在硐室内的高内压作用下，质量较好的围岩会发生拉裂破坏，质量较差的围岩将发生剪切破坏。例如，IV$_2$ 级围岩的临界埋深为 69 m，II 级围岩的极限埋深为 488 m。如果硐室埋深为 200 m，则内压较大时，IV$_2$ 级围岩会发生剪切破坏，II 级围岩会发生拉裂破坏。

以 II 级围岩为例，其黏聚力为 2 MPa，内摩擦角为 55°，岩体单轴抗拉强度 1 MPa。硐室内径为 10 m，原岩应力 4 MPa。这种条件下硐室开挖后即使不支护围岩也处于弹性状态。

图 14 给出了硐室从开挖到内压增大的过程中硐壁处围岩应力莫尔圆的演化规律。硐室开挖后，应力圆与 Mohr-Coulomb 强度线不相切，说明硐室开挖后硐壁处围岩一直处于弹性状态。当 Δq 达到 0.74 MPa 后，莫尔圆与拉伸强度线相切，说明此时硐壁处围岩发生了拉伸破坏。需要说明的是，这里的 Δq 是指作用在围岩上的径向压力，而非硐室内气压。尽管如此，由于岩体的抗拉强度非常低，围岩发生拉伸破坏时 Δq 仅有 0.74 MPa。因此，在高内压下硐壁围岩不可避免地会发生拉伸破坏。

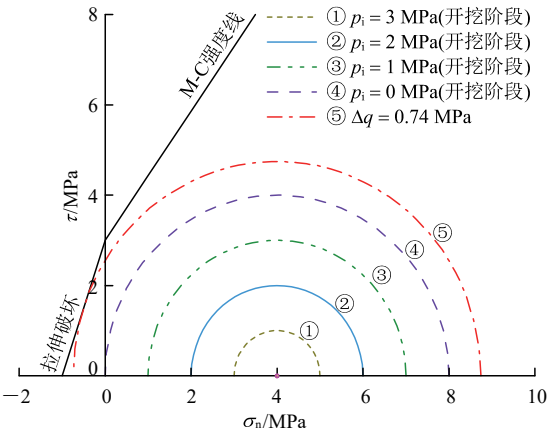
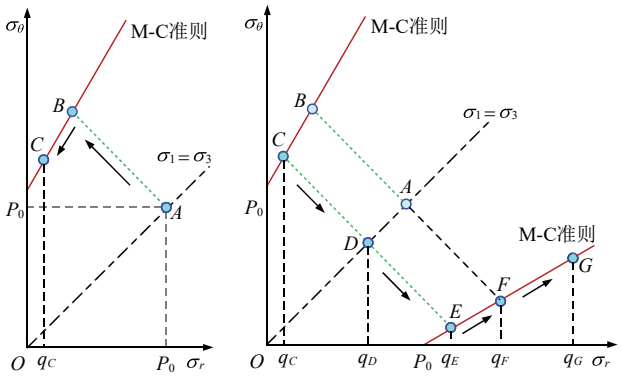


图 14　从开挖到充气过程中硐壁处围岩应力莫尔圆演化规律

Fig.14　Evolution of Mohr circle of rock stress at the cavern wall during the process from excavation to air inflation

4.2　围岩强度低或外压较大：塑性破坏

如果围岩质量较差或地应力较大，则应力路径曲线 *AB* 会与 Mohr-Coulomb 强度线相交，如图 15 所示。这种情况下，即使在高内压作用下，硐壁围岩也不会产生拉应力。若硐室开挖后支护力为 q_c，硐壁围岩应力状态沿图中的 *ABC* 路径移动。其中，*AB* 段为弹性阶段，*BC* 段为塑性阶段。如果在 *C* 状态增加硐室内压，随着内压增大，应力状态将依次沿着 *CDEFG* 路径移动。其中，*CDE* 段为塑性卸载阶段，应力点从屈服面上回到屈服面以内，该阶段围岩弹性应变和变形得到恢复，但塑性应变和塑性变形不能恢复；*EF* 段为塑性加载阶段，该阶段围岩再次发生屈服，只是最大与最小主应力的次序发生变化；*FG* 段为塑性扩张阶段，该阶段围岩塑性区会进一步扩大。各阶段的围岩应力、变形的表达式及其推导过程详见 C. Xu 等[19]研究成果，不再赘述。



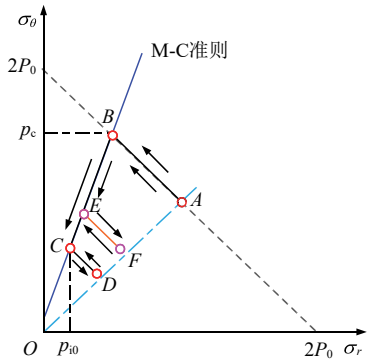
(a) 开挖阶段　　(b) 储气阶段

图 15　塑性破坏时开挖和储气阶段硐室围岩的应力路径

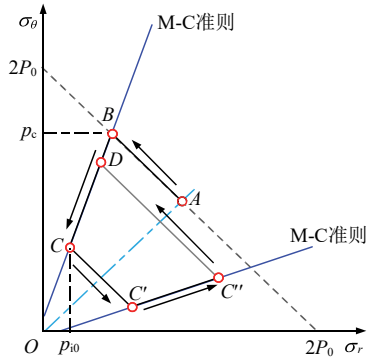
Fig.15　Stress path of surrounding rock during cavern excavation and gas storage stages under plastic failure conditions

在硐室放气阶段，C. Xu 等[25]给出了围岩应力和变形的详细公式推导过程。在此过程中，围岩应力和变形的变化也仅是弹性应力和弹性变形，不产生新的塑性应变，但有残余应变。该阶段围岩的应力状态不仅与硐室所受的内压相关，也与其经历的应力历史相关。高压储气阶段处于不同应力状态(塑

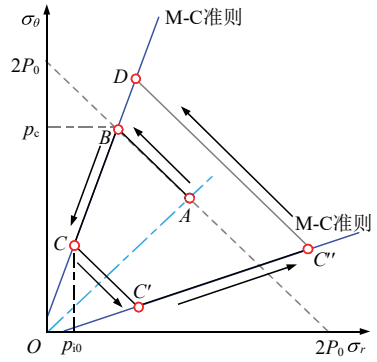
性卸载状态、塑性加载状态、塑性扩张状态)的围岩在硐室放气过程中其应力路径如图 16 所示。各阶段的围岩应力、变形的表达式及其推导过程详见 C. Xu 等[25]的研究成果。在放气结束后，围岩将产生不可恢复的残余变形。



(a) 储气阶段处于塑性卸载状态的围岩的应力路径



(b) 储气阶段处于塑性加载状态的围岩的应力路径



(c) 储气阶段处于塑性扩张状态的围岩的应力路径

图 16　硐室放气过程中围岩的应力路径

Fig.16　Stress paths of surrounding rocks under different stress states during the process of air deflation

4.3　硐室内压对围岩应力状态和变形的影响

以 IV_2 级围岩为例，其弹性模量为 3 GPa，泊松比为 0.3，黏聚力为 0.4 MPa，内摩擦角为 33°。硐室内径为 10 m，原岩应力 4 MPa。假设在开挖阶段，硐室开挖后支护提供的反力为 0.5 MPa。图 17 给出了硐室从开挖到充气过程中围岩应力路径，并与有限元计算结果进行了对比。可以看出，本文解析解计算得到的围岩应力路径与有限元计算结果基本一致，验证了解析解的正确性。

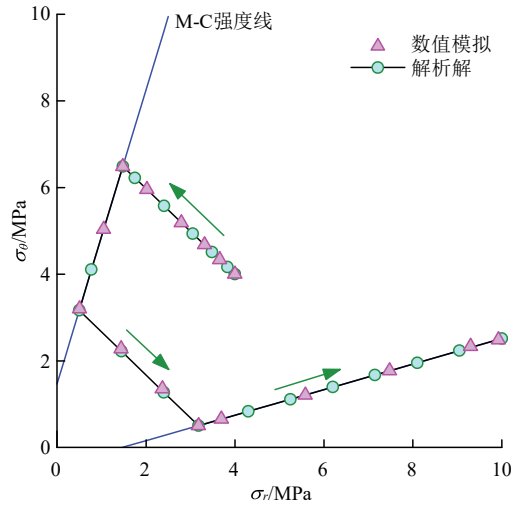
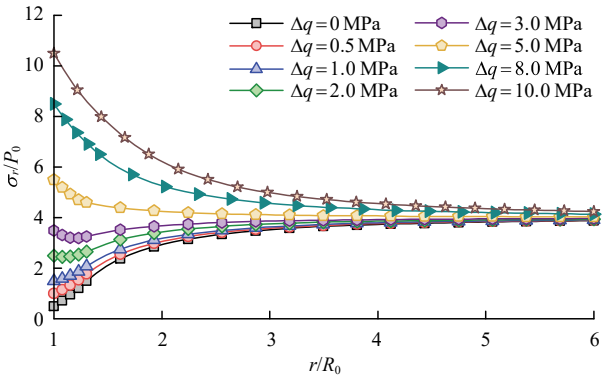


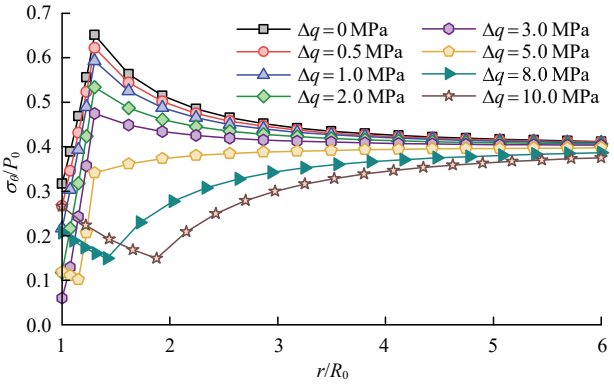
图 17　硐室围岩应力路径解析解与数值模拟结果的对比

Fig.17　Surrounding rock stress path comparison between analytical solution and numerical simulation

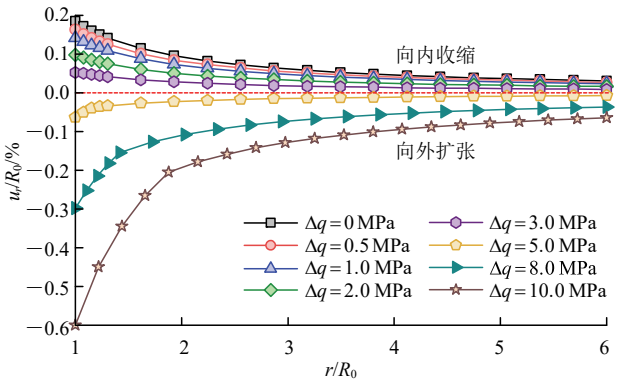
图 18 给出了硐室内压从 0 MPa 增加到 10 MPa 过程中硐室围岩应力和位移分布的演化规律。需要说明的是，这里的内压增量 Δq 是指硐壁围岩的反力增加值，并非实际气压。可以看出，随着硐室内压的增大，硐壁附近围岩径向压力不断增加，而环向应力一开始逐渐减小，当内压达到 3～5 MPa 时环向应力逐渐增大，说明围岩再次发生了屈服。



(a) 围岩径向应力



(b) 围岩环向应力



(c) 围岩径向位移

图 18　归一化的围岩应力和位移随内压增大的演化规律

Fig.18　Evolution of normalized surrounding rock stress and displacement with increasing internal pressure

图 19 展示了硐室内压从 0 MPa 增加到 10 MPa 过程中硐壁处围岩应力莫尔圆的演化规律。硐室开挖后，应力圆与 M-C 强度线相切，说明硐室开挖后硐壁处围岩已处于塑性状态。随着内压增大，莫尔圆逐渐减小，远离屈服线。当环向应力成为最小主应力、径向应力成为最大主应力后，莫尔圆又逐渐增大，并再次与 M-C 强度线相切，说明围岩发生了反向屈服。随着内压进一步增大，莫尔圆的半径也进一步增大，圆心向右移动，最后进入塑性扩张阶段，塑性区范围进一步扩大。

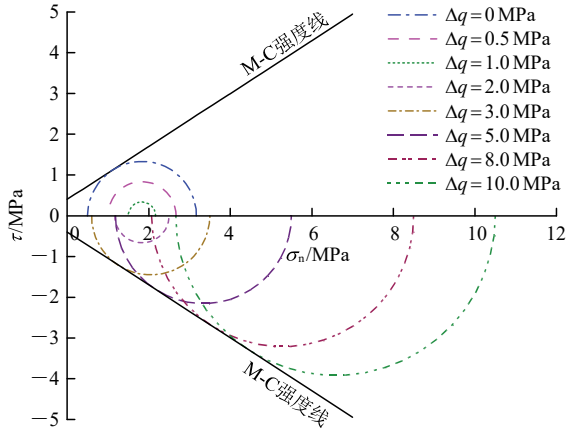


图 19　硐壁处围岩应力莫尔圆随内压增大的演化规律

Fig.19　Evolution of Mohr circle of rock stress at the cavern wall with increasing internal pressure

4.4　非静水压力下硐室围岩应力路径和破坏模式

由于考虑静水压力情况下储气硐室的开挖卸荷、支护以及储放气过程中围岩的应力解析解较复杂，这里通过数值模拟的方法讨论非静水压力下围岩的应力路径和破坏模式。计算时，考虑侧压力系数 λ 分别为 0.4，0.6，0.75，1.5，2.0 和 2.5。竖向初始地应力为 4 MPa，围岩黏聚力和内摩擦角分别为 1 MPa 和 43°，硐室直径为 10 m。图 20 给出了不同侧压力系数下硐室在开挖阶段和储气阶段的围岩塑性区分布情况。图 21 给出了从硐室开挖到储气再到放气过程中围岩的应力路径。

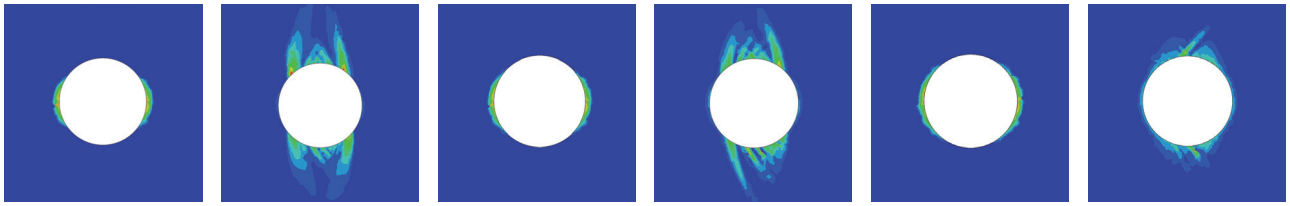
不同侧压力系数条件下，硐室各处围岩的应力路径均不相同。在硐室开挖的弹性阶段，拱顶处围岩的径向和环向应力（σ_r，σ_θ）由开挖之前的（p_0，λp_0）逐渐变为（0，$(3\lambda-1)p_0$），边墙处围岩的径向和环向应力（σ_r，σ_θ）由开挖之前的（λp_0，p_0）逐渐变为（0，$(3-\lambda)p_0$），当围岩进入塑性后，其应力点沿着屈服面移动。当侧压力系数 λ<1 时，边墙处围岩发生剪切塑性破坏。当侧压力系数特别小时，在高内压下拱顶处围岩还有可能发生拉伸破坏。当侧压力系数 λ>1 时，拱顶处围岩发生剪切塑性破坏。当侧压力系数特别大时，在高内压下边墙处围岩还有可能发生拉伸破坏。

如果围岩在开挖阶段已发生剪切破坏，则在储气阶段围岩不会出现拉裂，仅会发生剪切破坏。如果围岩条件较好，在开挖阶段没出现剪切破坏，则在储气阶段首先会发生拉裂破坏，随着压力的增大，拉裂的区域会进一步发生剪切破坏。

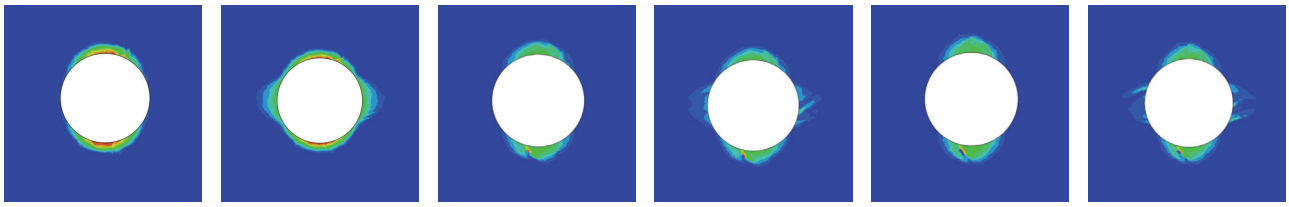
由图 21 可知，在开挖阶段，当侧压力系数 $\lambda \neq 1$ 时，围岩应力路径不是一条倾角为 135° 的线段，但一旦进入塑性阶段后，其应力路径均相同。达到最大储气压力后再放气的过程中，各处围岩的应力路径均一致，与侧压力系数 λ 无关。

4.5　围岩稳定性调控方法

在施工阶段，硐室稳定性受高外压控制。围岩沿径向和环向均受压应力，且环向应力大于径向应力。增加径向压应力可以减小环向压应力，进而避



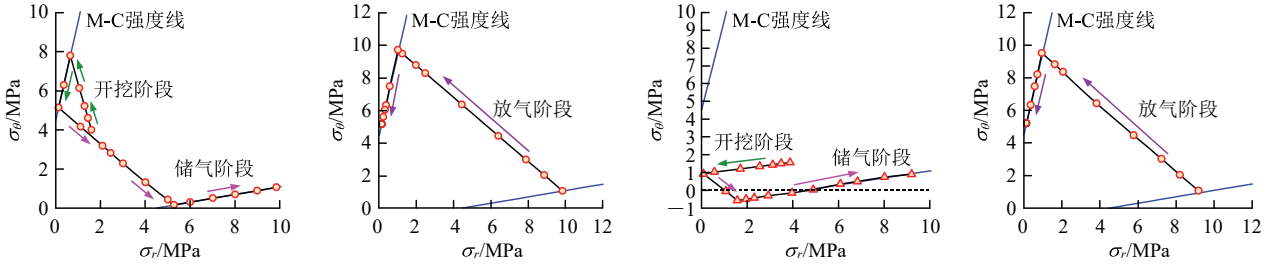
(a) 开挖后（λ = 0.4）　(b) 充气后（λ = 0.4）　(c) 开挖后（λ = 0.6）　(d) 充气后（λ = 0.6）　(e) 开挖后（λ = 0.75）　(f) 充气后（λ = 0.75）



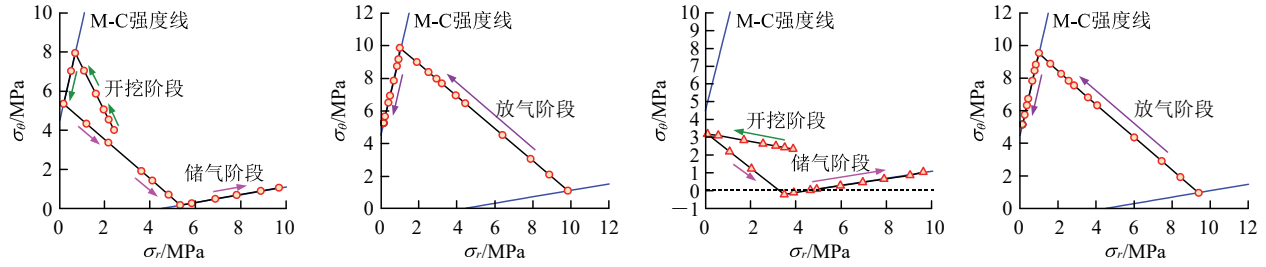
(g) 开挖后($\lambda=1.5$)　(h) 充气后($\lambda=1.5$)　(i) 开挖后($\lambda=2.0$)　(j) 充气后($\lambda=2.0$)　(k) 开挖后($\lambda=2.5$)　(l) 充气后($\lambda=2.5$)

图 20　不同侧压力系数下硐室围岩的塑性区

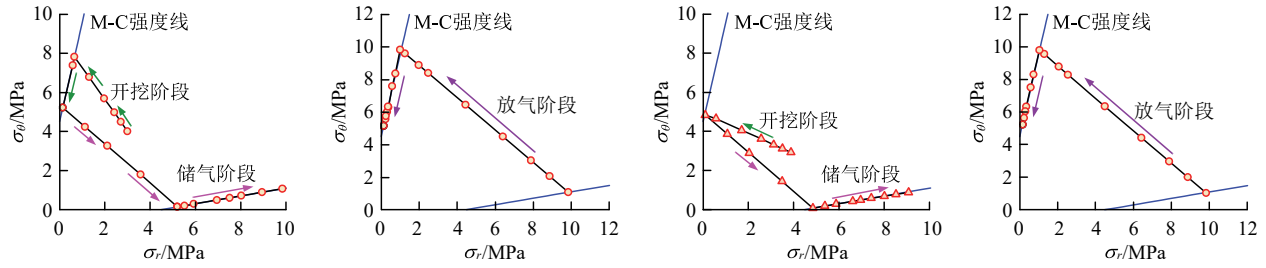
Fig.20　Distribution of plastic zones in surrounding rock of caverns under different lateral pressure coefficients



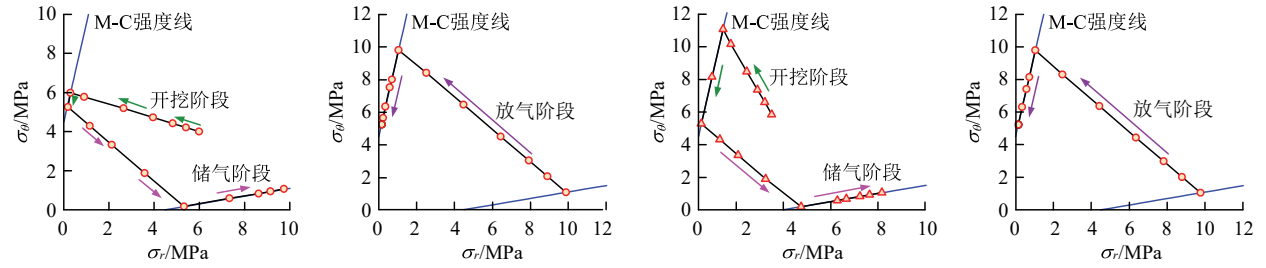
(a) 边墙($\lambda=0.4$，开挖和储气阶段)　(b) 边墙($\lambda=0.4$，放气阶段)　(c) 拱顶($\lambda=0.4$，开挖和储气阶段)　(d) 拱顶($\lambda=0.4$，放气阶段)



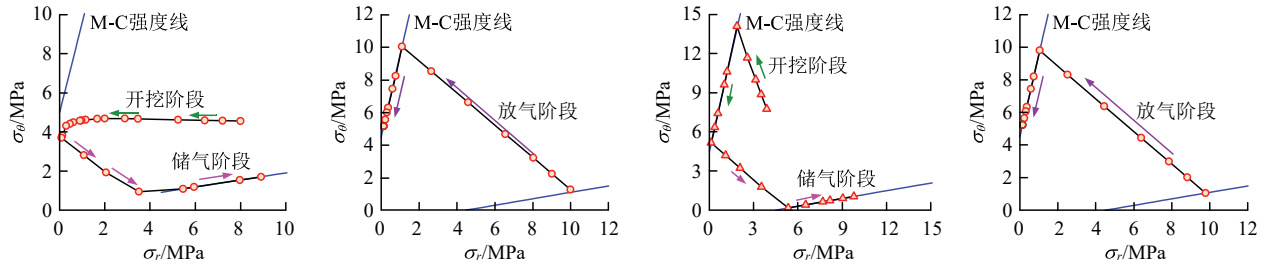
(e) 边墙($\lambda=0.6$，开挖和储气阶段)　(f) 边墙($\lambda=0.6$，放气阶段)　(g) 拱顶($\lambda=0.6$，开挖和储气阶段)　(h) 拱顶($\lambda=0.6$，放气阶段)



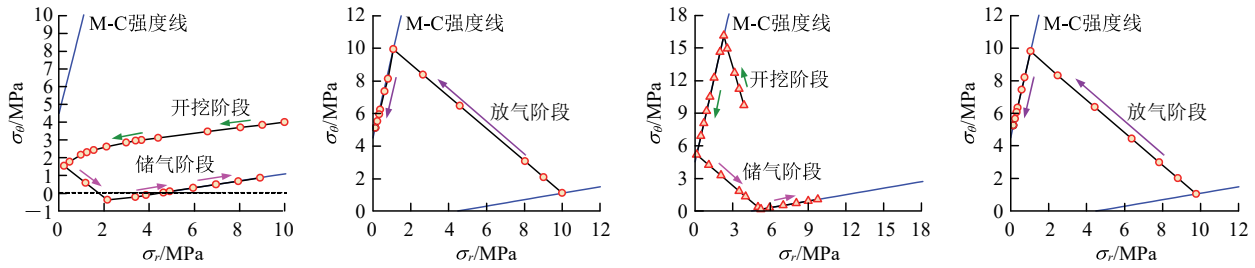
(i) 边墙($\lambda=0.75$，开挖和储气阶段)　(j) 边墙($\lambda=0.75$，放气阶段)　(k) 拱顶($\lambda=0.75$，开挖和储气阶段)　(l) 拱顶($\lambda=0.75$，放气阶段)



(m) 边墙($\lambda=1.5$，开挖和储气阶段)　(n) 边墙($\lambda=1.5$，放气阶段)　(o) 拱顶($\lambda=1.5$，开挖和储气阶段)　(p) 拱顶($\lambda=1.5$，放气阶段)



(q) 边墙($\lambda=2.0$，开挖和储气阶段)　(r) 边墙($\lambda=2.0$，放气阶段)　(s) 拱顶($\lambda=2.0$，开挖和储气阶段)　(t) 拱顶($\lambda=2.0$，放气阶段)



(u) 边墙($\lambda=2.5$，开挖和储气阶段)　(v) 边墙($\lambda=2.5$，放气阶段)　(w) 拱顶($\lambda=2.5$，开挖和储气阶段)　(x) 拱顶($\lambda=2.5$，放气阶段)

图 21　不同侧压力系数下硐室围岩的应力路径

Fig.21　Stress paths of surrounding rock of caverns under different lateral pressure coefficients

免围岩进一步破坏。因此，工程上通常通过施加径向预应力长锚杆来控制围岩变形。由于岩体的破坏形式是剪切破坏，通过注浆加固围岩可以提高岩体的抗剪强度，也能起到控制围岩变形的作用。

然而，压气储能地下硐室在运行阶段受高内压控制。由图 13 和 15 可知，硐室围岩沿径向受压，径向应力由最小主应力转变成最大主应力。因此，若施加径向锚杆，锚杆将受压而非受拉，不能发挥其作用。此外，若施加预应力长锚杆，增加径向应力不仅不能控制围岩变形，反而会使围岩应力点向屈服面移动，致使围岩被拉裂或塑性屈服。因此，施加径向预应力长锚杆对围岩是不利的。

图 22 给出了硐室内压增加过程中锚杆轴力的变化。计算参数如下：围岩弹性模量为 3 GPa，泊松比为 0.3，黏聚力为 0.4 MPa，内摩擦角为 33°。硐室内径为 10 m，原岩应力 4 MPa。锚杆长 10 m，每根锚杆施加预应力 180 kN。可以看出，随着硐室内压的增加，锚杆的轴力逐渐减小。需要说明的是，图中横坐标的内压增量 Δq 是指硐壁围岩的反力增加值，并非实际气压。当硐壁围岩的反力增加值超过 9 MPa 时，预应力锚杆的轴力由轴向受拉转变为轴向受压。可见，在压气储能地下硐室运行阶段，预应力锚杆不能发挥锚固作用。

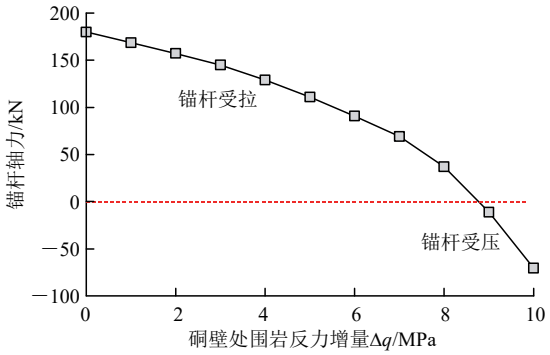
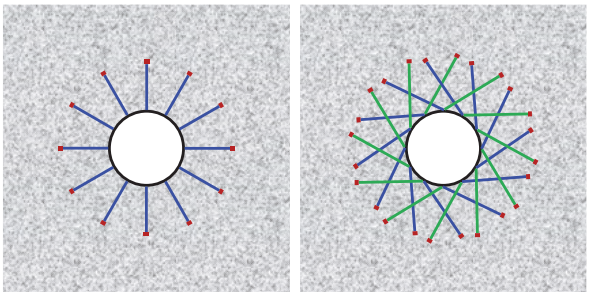


图 22　硐室内压增加过程中锚杆轴力的变化

Fig.22　Variation of anchor axial force during the process of increasing pressure inside the cavern.

当围岩条件较好时，硐室受高内压后，围岩沿环向有受拉趋势。由于岩体抗拉强度很低，当围岩环向受拉时，注浆填充裂隙的作用很有限。增设径向锚杆也起不到加固围岩的作用，而增加环向约束可以改善围岩的应力状态，但环向锚杆无法施工。当围岩条件较差时，硐室受高内压后，围岩会出现反向屈服，即径向压应力为最大主应力，环向应力为最小主应力。如果增设径向锚杆，锚杆将受压而非受拉，起不到锚固的作用。注浆可以起到提升围岩强度指标、加固围岩的作用。

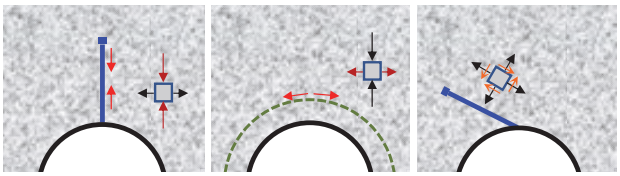
常规的隧道和地下硐室的围岩锚固支护一般采用径向锚杆，如图 23(a)所示。而对于压气储能硐室，在运行阶段径向锚杆无法发挥其作用。因此，可将锚杆设计成如图 23(b)所示的斜锚杆，与径向成一定角度且相互交叉形成锚网，并通过优化锚杆的角度使锚杆承受拉力。交叉斜锚杆形成的锚网可以加固塑性区围岩，提高围岩的承载能力。图 24 为硐室运行阶段围岩径向锚杆、环向锚杆以及斜锚杆的应力状态。对于径向锚杆，其在运行阶段是受压的，如图 24(a)所示，无法发挥其作用。如果锚杆是环向的，如图 24(b)所示，其轴向受拉，是最理想的状态，但施工难度大。对于图 24(c)所示的斜锚杆，其受力状态与其倾斜角度有关，沿锚杆轴向可能受压也可能受拉。除此之外，还受到剪力作用。因此，通过



(a) 径向锚杆　(b) 交叉斜锚杆形成锚网

图 23　锚杆加固围岩的方式

Fig.23　Types of rock reinforcement with anchors



(a) 径向锚杆受压　(b) 环向锚杆受拉　(c) 斜锚杆受拉、剪

图 24　高内压下硐室围岩不同类型锚杆的应力状态

Fig.24　Stress states of anchors in the surrounding rock of the cavern under high internal pressure

优化锚杆的倾斜角度使其沿轴向受拉，可充分发挥其锚固作用，大幅提高加固圈岩体的抗拉强度和抗剪强度。受篇幅限制，交叉斜锚杆的参数设计相关内容后续单独研究。

5　结　论

压气储能硐室从开挖施工到运行过程中，围岩的应力状态在持续变化。本文通过追溯围岩应力路径系统揭示了围岩应力状态演化规律及其破坏机制，并提出针对压气储能硐室的围岩稳定性控制方法。主要结论如下：

(1) 预应力长锚杆作为一种主动支护方式，在硐室施工阶段发挥着重要作用。在施工阶段，主动支护可较好地控制围岩变形，并降低钢拱架等初期支护所承受的荷载，而且对于质量较差的围岩其控制效果更加显著。预应力的作用不仅仅是增加了围压 σ_3，更重要的是改善了硐室围岩的应力状态。

(2) 预应力长锚杆所提供的支护力大小是有限的。在硐室施工阶段，主动支护提供较大的反力对控制围岩稳定性是有利的，但不意味着硐室内压越大越有利。围岩的应力状态和破坏模式在硐室运行阶段与施工阶段存在显著区别。硐室受高内压作用时，围岩最大主应力由环向应力转变成径向应力，环向应力为最小主应力，围岩亦会发生失稳破坏，破坏模式与其强度和地应力有关。静水压力下，当地应力与围岩强度参数满足 $P_0<c\cos\varphi/(1-\sin\varphi)$ 时，洞壁处围岩在高压储气阶段会发生拉伸破坏；若不满足该关系，则洞壁处会发生剪切破坏。尤其在侧压力系数特别小时，拱顶处的围岩除了可能出现剪切破坏外，还有发生拉伸破坏的可能性。当侧压力系数 $\lambda>1$ 时，拱顶处的围岩会发生剪切破坏。而当侧压力系数特别大时，边墙处的围岩除了可能出现剪切破坏外，同样存在发生拉伸破坏的可能性。并且，随着压力的不断增大，已经拉裂的区域还会进一步演变为剪切破坏。

(3) 常规的注浆和径向锚杆仅能在硐室开挖阶段发挥其作用。在运行阶段，增设径向锚杆发挥不了加固围岩的作用，径向预应力长锚杆不仅不能改善围岩受力状态，反而对围岩有破坏作用，而增加环向约束可以改善围岩的应力状态。当围岩质量较好时，由于围岩环向受拉，注浆填充围岩裂隙的作用也很有限；当围岩质量较差时，注浆可以起到提升围岩抗剪强度、加固围岩的作用。此外，可施作交叉斜锚杆形成锚网加固围岩，通过调节锚杆的角度使锚杆受拉，改善围岩的应力状态，提高其承载能力。

参考文献(References)：

[1] 杨春和，王同涛. 深地储能研究进展[J]. 岩石力学与工程学报，2022，41(9)：1 729－1 759.(YANG Chunhe，WANG Tongtao. Advance in deep underground energy storage[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2022，41(9)：1 729－1 759.(in Chinese))

[2] 蒋中明，刘宇婷，陆　希，等. 压气储能内衬硐室储气关键问题与设计要点评述[J]. 岩土力学，2024，45(12)：3 491－3 509.(JANG Zhongming，LIU Yuting，LU Xi，et al. Review on key scientific and design issues of lined rock caverns for compressed air energy storage[J]. Rock and Soil Mechanics，2024，45(12)：3 491－3 509.(in Chinese))

[3] 夏才初，周舒威，周　瑜，等. 压缩空气储能的地下岩石内衬洞室关键技术[M]. 上海：同济大学出版社，2021：11.(XIA Caichu，ZHOU Shuwei，ZHOU Yu，et al. Key technology of underground rock lined caverns for compressed air energy storage[M]. Shanghai：Tongji University Press，2021：11.(in Chinese))

[4] 孙冠华，王　娇，于显杨，等. 压缩空气储能电站地下内衬硐库基本原理与分析方法研究进展[J]. 岩土力学，2025，46(1)：1－25.(SUN Guanhua，WANG Jiao，YU Xianyang，et al. Research progress on basic principles and analysis methods of lined rock caverns for compressed air energy storage station[J]. Rock and Soil Mechanics，2025，46(1)：1－25.(in Chinese))

[5] 刘钦节，陈　强，付　强，等. 过断层压气储能巷道围岩变形特征与支护优化[J]. 安徽理工大学学报：自然科学版，2024，44(2)：67－74.(LIU Qinjie，CHEN Qiang，FU Qiang，et al. Deformation characteristics and support optimization of surrounding rock in fault-crossing compressed air energy storage roadway[J]. Journal of Anhui University of Science and Technology：Natural Science，2024，44(2)：67－74.(in Chinese))

[6] HE M C，SUI Q R，LI M N，et al. Compensation excavation method control for large deformation disaster of mountain soft rock tunnel[J]. International Journal of Mining Science and Technology，2022，32(5)：

951－963.

[7] 陶志刚，张　博，杨　康，等. 昌宁隧道软岩大变形及 NPR 锚索开挖补偿支护技术[J]. 中国矿业大学学报，2023，52(4)：660－671.(TAO Zhigang，ZHANG Bo，YANG Kang，et al. Large deformation of soft rock and NPR anchor cable excavation compensation support technology in Changning tunnel[J]. Journal of China University of Mining and Technology，2023，52(4)：660－671.(in Chinese))

[8] 罗基伟，张顶立，房　倩，等. 超大跨度隧道预应力锚杆－锚索协同支护机制[J]. 中国铁道科学，2020，41(5)：71－82.(LUO Jiwei，ZHANG Dingli，FANG Qian，et al. Combined support mechanism of pretensioned rock bolt and anchor cable for super-large-span tunnel[J]. China Railway Science，2020，41(5)：71－82.(in Chinese))

[9] HU J，HE M C，LI H R，et al. Rockburst hazard control using the excavation compensation method(ECM)：A case study in the Qinling water conveyance tunnel[J]. Engineering，2024，34(3)：154－163.

[10] 郭志飚，李伟涛，何满潮，等. 基于补偿理论的深部软岩动压巷道破坏机制及控制对策[J]. 中国矿业大学学报，2023，52(5)：931－942.(GUO Zhibiao，LI Weitao，HE Manchao，et al. Failure mechanism and control strategies in dynamic pressure roadways of deep soft rock based on compensation theory[J]. Journal of China University of Mining and Technology，2023，52(5)：931－942.(in Chinese))

[11] 王守慧，梅玉春，刘泉维，等. 浅埋大跨岩质隧道主动支护作用机制研究与应用[J]. 中国铁道科学，2024，45(1)：131－141.(WANG Shouhui，MEI Yuchun，LIU Quanwei，et al. Research and application of active support mechanism for shallow-buried large-span rock tunnel[J]. China Railway Science，2024，45(1)：131－141.(in Chinese))

[12] 李伟涛，郭志飚，何满潮，等. 深部高应力软岩巷道失稳机制及补偿支护技术研究[J]. 煤炭科学技术，2024，DOI：10.12438/cst. 2024－0767.(LI Weitao，GUO Zhibiao，HE Manchao，et al. Study on failure mechanisms and compensation support technology of deep high-stress soft rock roadways[J]. Coal Science and Technology，2024，DOI：10.12438/cst. 2024－0767.(in Chinese))

[13] ZHAO J，WANG G. Unloading and reverse yielding of a finite cavity in a bounded cohesive-frictional medium[J]. Computers and Geotechnics，2010，37：239－245.

[14] ELJIRARI S，WONG H，DELERUYELLE F，et al. Analytical modelling of a tunnel accounting for elastoplastic unloading and reloading with reverse yielding and plastic flow[J]. Computers and Geotechnics，2020，121：103441.

[15] 夏才初，徐　晨，杜时贵. 考虑应力路径的深埋隧道黏弹－塑性围岩与支护相互作用[J]. 岩石力学与工程学报，2021，40(9)：1 769－1 802.(XIA Caichu，XU Chen，DU Shigui. Interaction between viscoelastic-plastic surrounding rock and support structure in deep tunnels considering stress path[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2021，40(9)：1 769－1 802.(in Chinese))

[16] XU C，XIA C C，DU S G. Simplified solution for viscoelastic-plastic interaction between tunnel support and surrounding rock based on MC and GZZ strength criteria[J]. Computers and Geotechnics，2021，139：104393.

[17] XU C，WANG S，XIA C C，et al. Viscoelastic plastic interaction of tunnel support and strain-softening rock mass considering longitudinal effect[J]. Rock Mechanics Bulletin，2024，3(4)：100152.

[18] XU C，WANG S，XIA C C. Analytical prediction for time-dependent interaction of a circular tunnel excavated in strain-softening rock mass[J]. Rock Mechanics Bulletin，2024，3(3)：100127.

[19] XU C，ZHANG G C，XIA C C，et al. Mechanical behavior of a new segmented lining for underground rock caverns with high internal pressure[J]. Computers and Geotechnics，2024，167：106100.

[20] 王者超，贾文杰，冯夏庭，等. 隧洞式内衬储气库极限储存压力解析解[J]. 力学学报，2023，55(3)：710－718.(WANG Zhechao，JIA Wenjie，FENG Xiating，et al. Analytical solution of limit storage pressures for tunnel type lined gas storage caverns[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics，2023，55(3)：710－718.(in Chinese))

[21] XU Y，XIA C，ZHOU S，et al. An analytical solution for elastoplastic responses of a lined rock cavern for compressed air energy storage considering excavation and high internal pressure[J]. Computers and Geotechnics，2024，170：106318.

[22] 孙冠华，易　琪，于显杨，等. 压缩空气储能电站大罐式地下内衬硐库上覆岩体稳定性分析[J]. 中国科学：技术科学，2024，54(12)：2 377－2 391.(SUN Guanhua，YI Qi，YU Xianyang，et al. Analysis of the stability of the overlying rock mass for silo type lined rock caverns in compressed air energy storage[J]. Scientia Sinica Technologica，2024，54(12)：2 377－2 391.(in Chinese))

[23] PANET M. Time-dependent deformations in underground works[C]// Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics. Montreux：[s. n.]，1979：279－289.

[24] 中华人民共和国行业标准编写组. JTG 3370.1—2018 公路隧道设计规范[S]. 北京：人民交通出版社股份有限公司，2019.(The Professional Standards Compilation Group of People′s Republic of China. JTG 3370.1—2018 Specifications for design of highway tunnels[S]. Beijing：People′s Communications Press Co.，Ltd.，2019.(in Chinese))

[25] XU C，XIA C，ZHANG G，et al. Residual rock deformation of lined caverns for underground energy storage after air deflation considering stress path[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering，2025，17：4 160－4 178.