

•水利与土木工程•

DOI:10.12454/j.jsuese.202500321



本刊网刊

高内水压作用下深埋压力管道联合承载机理研究

刘宜杰,张旭辉*,黄本胜,杨逢杰,袁明道,徐云乾

(广东省水利水电科学研究院,广东 广州 510610)

摘要:针对高内水压条件下深埋压力管道的荷载传递和分配计算问题,提出一种基于复变函数的幂级数解析解法。该方法通过耦合钢衬、混凝土层及围岩的接触应力边界条件,求出三者对应的势函数,继而实现对承载结构不同工作阶段任意位置应力场、变形场及围岩分担率的精确计算。区别于传统厚壁圆筒理论,该方法考虑了混凝土层开裂引起的环向承载能力损失,将其等效为具备一定劲度系数的弹簧层,仅传递径向荷载,更符合工程实际;并通过与数值模拟结果对比验证了该解析方法的正确性。基于此模型分析了不同内水压、初始缝隙大小及围岩类别条件下联合承载分担率的变化规律,并将其与不考虑混凝土层开裂工况的结果进行对比。结果表明:1)混凝土层开裂后失去环向承载能力,本该由其承载的内水压按照一定比例转移至钢衬和围岩,围岩分担率减小;2)缝隙大小对钢衬-混凝土-围岩组合结构荷载传递和分配影响显著,毫米级大小的缝隙会大幅减少围岩分担率;3)不同围岩类别求解得到的围岩分担率差别较大,特别是混凝土发生开裂后差别更为显著。提出的解析计算方法是框架性的,可在此基础上根据工程特点进行条件设定补充后重点分析,对该类型压力管道的前期设计和安全评价工作具有指导意义。

关键词:深埋压力管道;钢衬-混凝土-围岩;围岩分担率;高内水压;缝隙;围岩类别

中图分类号:TV732.4

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2026)02-0311-12

深埋压力管道在抽水蓄能电站中应用广泛,且越发展向高水头、大容量方向发展^[1]。其运行内水压往往通过钢衬-混凝土-围岩联合承载^[2-3]。围岩分担率可以表征钢衬外围支载体参与承载的比重^[2-3],在压力管道地下埋管结构设计中,围岩常作为安全储备分担内水压力,但在实际工程中,围岩对内水压力的分担情况受围岩类别的影响较大,围岩情况较好时,实测的围岩分担率可达 89%^[4]。在确保工程安全的前提下,提高围岩分担率、优化钢衬厚度、减少围岩的固结灌浆、降低工程造价是目前工程和科研的重点研究方向。

内水压是影响围岩分担率的一个因素^[1]。近年来,越来越多抽蓄管道在高内水压工况下工作服役,如浙江天荒坪抽水蓄能电站设计内水压达 6.5 MPa,广州抽水蓄能电站设计内水压约为 6.0~6.3 MPa,河北丰宁抽水蓄能电站设计内水压约为 5.5~6.0 MPa。高内水压条件下,圆环状压力钢管应力分布往往是拉(环向)压(径向)并存,且环向拉应力大多能达到上百兆

帕。外围混凝土同样要承受较大环向拉应力,但其抗拉强度仅 1.27 MPa 左右,超出该阈值,混凝土将损伤开裂,当损伤值超过 0.5 时还可能产生宏观裂缝,丧失环向承载能力^[5],是影响联合承载的重要因素^[6-8]。基于此,本文提出考虑混凝土层开裂的计算模型,将产生贯穿裂缝的混凝土层等效为具备一定劲度系数的弹簧层,仅传递径向荷载,与实际工程情况较为符合。

缝隙是影响钢衬变形和荷载传递的另一个主要因素^[1-3,9-11],其形成和空间分布比较复杂,包括施工缝隙、钢管冷缩缝隙和围岩冷缩缝隙等,缝隙分布位置则主要处于不同承载体之间的接触面^[2-3]。王伟^[9]和柴建峰^[10]等通过数值方法对抽蓄压力钢管与围岩间的不同缝隙值的敏感性进行研究分析,确认了缝隙对围岩分担率的显著影响,建议通过控制回填、灌浆质量等工程手段减少支载体之间的累计缝隙。汪碧飞等^[1]分别采用水利水电工程压力钢管设计规范 SL/T281—2020^[3]推荐的计算公式和有限元方法(回填混

收稿日期:2025-04-30 修回日期:2025-07-09 网络出版日期:2025-07-11

基金项目:广东省水利科技创新项目(2024-07;2024-05;2025-19)

作者简介:刘宜杰(1993—),男,博士。研究方向:水利科技创新和水利岩土力学。E-mail:gdslylj@163.com

*通信作者:张旭辉,高级工程师, E-mail: 13570918519@163.com

混凝土和将围岩简化为弹簧单元或实体单位)求解围岩分担率,结果表明,缝隙越小,围岩分担率越大,且当缝隙超过一定值时,钢管接近明管的受力状态。本文提出的计算方法同样可以量化缝隙的影响及其敏感性,且因其是解析方法,可以从物理本质层面分析缝隙及其尺寸大小对联合承载内水压传递和分配的影响。

围岩类别可反映围岩的承载潜力,不同围岩的岩体完整性、强度、材料参数(弹性模量、泊松比等)等均有较大的差别,作为联合承载体系的最外环,围岩类别也会较大程度地影响围岩分担率。柴建峰等^[10,12]通过数值模拟及已建抽蓄电站引水压力管道变形监测资料,探讨分析了围岩抗力系数的敏感性,其结果表明围岩分担率对围岩抗力系数低敏感,因此,建议对于不存在明显地质缺陷的Ⅲ、Ⅳ类围岩不盲目采用高压固结灌浆。本文提出的解析计算方法同样考虑了围岩的类别对围岩分担率的影响,且认为其敏感性取决于整个支承体系的材料参数和断面形式,不可一概而论。

除了上述因素对围岩分担率的影响,承载体之间的接触特性^[13-15]、承载体渗透系数^[14]等因素同样不同程度地影响压力管道联合承载体系的荷载传递和分配。本文基于复变函数幂级数提出的解析计算方法是框架性的,可在此基础上根据工程的特点、安全稳定控制要点等具体内容进行条件设定补充后重点分析,对该类型压力管道的前期设计和安全评价等工作具有一定指导意义。

1 基本原理和公式

图1为带缝隙压力管道受内水压作用示意图。图1中: R_0 、 R_1 、 R_2 、 R_3 、 R_4 分别为钢衬内、外边界半径,混凝土层内、外边界半径和围岩外边界半径; R'_0 为临界状态下钢衬内边界半径;材料参数包括 E_s 、 μ_s 、 E_c 、 μ_c 、 E_r 、 μ_r ,其中, E 、 μ 分别为弹模和泊松比,下标s、c、r分别指代钢衬、混凝土、围岩; t 为缝隙宽度; p_0 为内水压; L_1 为钢衬内壁边界; L_2 为钢衬外壁边界; L_3 为混凝土内壁边界; L_4 为混凝土外壁与围岩内壁接触边界; L_5 为围岩外边界。本文模型所作假定如下:压力管道深埋,高内水压作用下钢衬-混凝土-围岩联合承载;在隧洞围岩开挖并完成应力释放后完成混凝土层和钢衬的安装和充填,即不考虑初始支护力^[6,10];将各类诸如施工缝隙、钢衬冷缩缝隙和围岩冷缩缝隙等因素形成的累计缝隙值统归到贯穿性均匀缝隙, $t=R_2-R_1$,缝隙位于钢衬外壁和混凝土之间。带缝隙压力管道承压过程可分为如下两阶段:1)钢衬自由承载阶段,由于缝隙的存在,钢衬在内水压 p_0 作用下先自由膨胀,直到钢衬外边界 L_2 和混凝土内边界 L_3 接触。2)联合承载阶段,当内水压超出阈值 p_1 时,钢衬将与混凝土层完全接触并继续膨胀,此时,混凝土层和围岩将构成外圈约束,共同承载部分内水压 p_2 。

由于在高内水压作用下混凝土层环向拉应力显著,不可避免产生径向裂隙,丧失环向承载能力,此时混凝土层仅能传递径向荷载,因此,本文将其等效为弹簧层,且设联合承载阶段混凝土内边界(L_2 、 L_3 重合)处的接触应力为 p_3 ,混凝土外边界 L_4 处的接触应力为 p_4 。

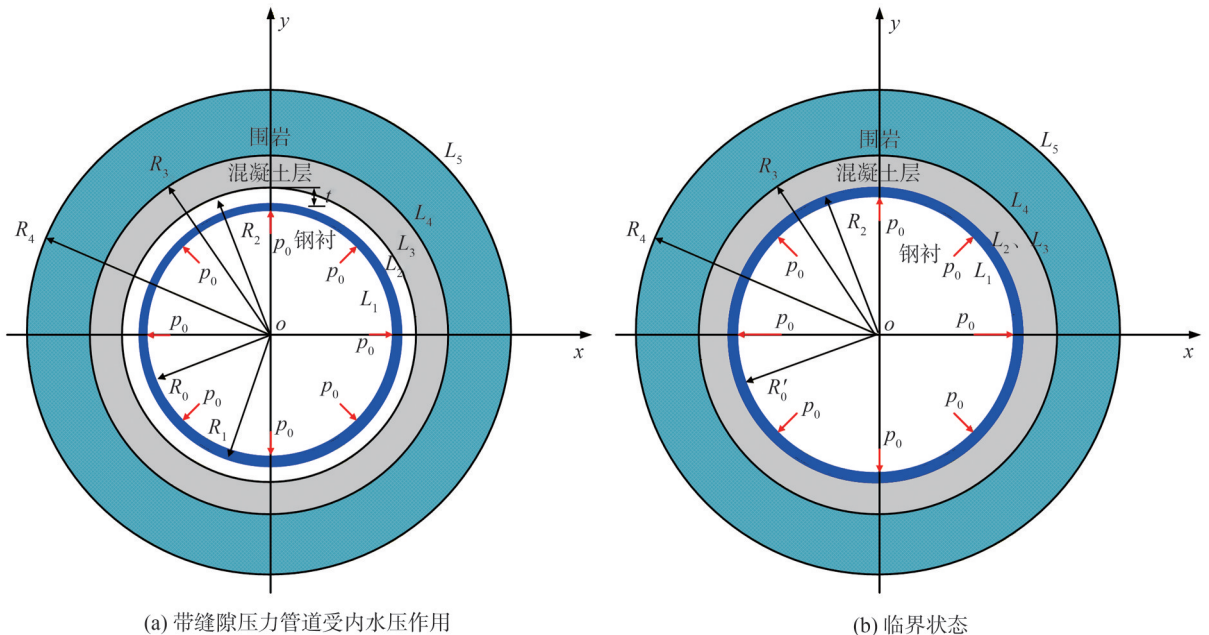


图1 带缝隙压力管道受内水压作用示意图

Fig. 1 Schematic diagram of a pressure pipeline with gap under the action of internal water pressure

钢衬、混凝土和围岩在承载过程始终处于弹性状态,轴线方向的应变为0,即可将本文压力管道联合承载的问题简化为平面应变问题^[16-18]。而在体力为常数的前提下,平面弹性问题的应力解法最终归结为在给定边界条件下求解双调和方程^[19-20],根据复变函数理论,应力函数可以用两个势函数来表示,只要通过边界条件确定两个势函数的具体形式,域内任意点的应力和位移即可求出^[19,21]。因此,本文的核心在于求解内水压作用下钢衬和围岩对应的两个势函数具体形式及混凝土层内外边界接触应力 p_3 和 p_4 。

1.1 钢衬自由承载阶段

钢衬在部分内水压 p_1 作用下自由膨胀,不受混凝土层和围岩约束,直至临界状态,即钢衬外边界 L_2 刚好和混凝土内边界 L_3 接触。钢衬是简单同心圆环结构,其在内水压 p_1 作用下对应的应力函数可以通过势函数 $\varphi_0(z)$ 和 $\psi_0(z)$ 表示^[22]:

$$\begin{cases} \varphi_0(z) = az, \\ \psi_0(z) = bz^{-1} \end{cases} \quad (1)$$

式中, a 、 b 为待求常数, z 为钢衬内任意点位置。此时钢衬仅在内边界 L_1 承担荷载 p_1 ,将式(1)代入表示钢衬应力边界条件的式(2)可求解 a 、 b ,如下所示:

$$\begin{cases} 2\text{Re}(\varphi_0'(z)) - e^{2i\theta}(\bar{z}\varphi_0''(z) + \psi_0'(z)) = -p_1, z = R_0 e^{i\theta}; \\ 2\text{Re}(\varphi_0'(z)) - e^{2i\theta}(\bar{z}\varphi_0''(z) + \psi_0'(z)) = 0, z = R_1 e^{i\theta} \end{cases} \quad (2)$$

$$a = -\frac{p_1 R_0^2}{2(R_0^2 - R_1^2)}, b = \frac{p_1 R_0^2 R_1^2}{R_0^2 - R_1^2} \quad (3)$$

式(2)、(3)中: i 为虚数单位, $i = \sqrt{-1}$; θ 为 z 所在位置与 x 轴正半轴的夹角; \bar{z} 为 z 的共轭复数; $\varphi_0'(z)$ 和 $\varphi_0''(z)$ 分别为 $\varphi_0(z)$ 的一次导数和二次导数; $\psi_0'(z)$ 为 $\psi_0(z)$ 的一次导数; $\text{Re}(\cdot)$ 表示对括号内复数取实部。

本文规定应力以拉应力为正,压应力为负, p_1 为正值。

钢衬从自由承载阶段到临界状态,缝隙(宽度为 t)闭合,由此可知,钢衬外边界 L_2 变形量为:

$$u_s^\rho + iu_s^\theta = t = R_2 - R_1 \quad (4)$$

式中: u_s^ρ 、 u_s^θ 分别为钢衬径向和环向变形分量,环向变形分量 u_s^θ 为0; ρ 表示径向距离。

将式(4)代入式(5)则可确定钢衬自由承载阶段内水压 p_1 ,如式(6)所示:

$$u_s^\rho + iu_s^\theta = \frac{1}{2G_s} e^{-i\theta} [\kappa_s \varphi_0(z) - z\bar{\varphi}_0'(z) - \bar{\psi}_0(z)] = p_1 \frac{1 + \mu_s}{E_s} \left[(1 - 2\mu_s) \frac{R_0^2}{R_1^2 - R_0^2} \rho + \frac{R_0^2 R_1^2}{R_1^2 - R_0^2} \cdot \frac{1}{\rho} \right] \quad (5)$$

$$p_1 = \frac{E_s (R_1^2 - R_0^2) (R_2 - R_1)}{2(1 - \mu_s^2) R_0^2 R_1} \quad (6)$$

式(5)、(6)中: G_s 为钢衬剪切模量, $G_s = E_s / (2(1 + \mu_s))$; κ_s 为中间变量, $\kappa_s = 3 - 4\mu_s$; $\bar{\varphi}_0'(z)$ 和 $\bar{\psi}_0(z)$ 表示对 $\varphi_0'(z)$ 和 $\psi_0(z)$ 取共轭。

此时,将式(6)代入式(5)并令 $\rho = R_0$,可以求出钢衬自由承载阶段内边界 L_1 的变形量 $u_s^{R_0}$:

$$u_s^{R_0} = \frac{(R_2 - R_1)(1 - 2\mu_s)R_0^2 + R_1^2}{2(1 - \mu_s)R_0 R_1} \quad (7)$$

因此,临界状态下的钢衬内、外边界半径 R_0' 、 R_1' 分别为:

$$R_0' = R_0 + u_s^{R_0}, R_1' = R_2 \quad (8)$$

1.2 钢衬-混凝土-围岩联合承载阶段

超过钢衬自由承载阶段内水压 p_1 部分的剩余内水压 p_2 为:

$$p_2 = p_0 - p_1 = p_0 - \frac{E_s (R_1^2 - R_0^2) (R_2 - R_1)}{2(1 - \mu_s^2) R_0^2 R_1} \quad (9)$$

图2为高内水压作用下压力管道联合承载示意图。由于高内水压作用下混凝土层损伤开裂,丧失环向承载能力,仅传递径向荷载。因此,本文将其等效为弹簧层(图2),其劲度系数 k_c 可通过式(10)确定。

$$k_c = \frac{E_c A_c}{T} = \frac{E_c \pi (R_2 + R_3)}{R_3 - R_2} \quad (10)$$

式中, E_c 为混凝土的弹性模量, A_c 为混凝土层中间处的截面积, T 为混凝土层厚度。

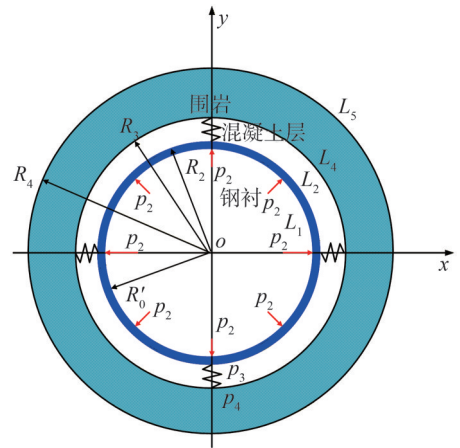


图2 高内水压作用下压力管道联合承载示意图

Fig. 2 Schematic diagram of combined bearing of the pressure pipeline under the action of high internal water pressure

临界状态后,钢衬、充填混凝土和围岩完全接触,该阶段问题转变成双层同心厚壁圆筒内夹一个环状弹簧层在剩余内水压 p_2 作用下的联合承载问题。与式(1)类似,此时钢衬和围岩为简单圆环结构且承受均匀内压,对应的成对势函数($\varphi_s(z)$ 和 $\psi_s(z)$ 、 $\varphi_t(z)$ 和 $\psi_t(z)$),可以分别表示如下^[22]:

$$\varphi_s(z) = cz, \psi_s(z) = dz^{-1} \quad (11)$$

$$\varphi_r(z) = ez, \psi_r(z) = fz^{-1} \quad (12)$$

式(11)~(12)中, c, d, e, f 均为待求常数。

设混凝土内边界 L_3 处的接触应力为 p_3 , 混凝土外边界 L_4 处的接触应力为 p_4 , p_3 和 p_4 同样未知待求, 可以通过混凝土层力平衡条件建立两者的关系:

$$p_3 2\pi R_2 = p_4 2\pi R_3 \quad (13)$$

即:

$$p_4 = p_3 \frac{R_2}{R_3} \quad (14)$$

根据力的相互作用, 此时钢衬内外边界分别承受荷载 p_2 和 p_3 , 与式(2)类似, 将势函数式(11)代入边界条件, 可得系数 c, d 满足以下关系:

$$\begin{cases} c = \frac{p_2 R_0^2 - p_3 R_1^2}{2(R_1^2 - R_0^2)} = C_1 + C_2 p_3, \\ d = \frac{(p_3 - p_2) R_0^2 R_1^2}{R_1^2 - R_0^2} = D_1 + D_2 p_3 \end{cases} \quad (15)$$

式中, C_1, C_2, D_1, D_2 为中间变量, 可表示为:

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{p_2 R_0^2}{2(R_1^2 - R_0^2)}, C_2 = -\frac{R_1^2}{2(R_1^2 - R_0^2)}, \\ D_1 &= -\frac{p_2 R_0^2 R_1^2}{R_1^2 - R_0^2}, D_2 = \frac{R_0^2 R_1^2}{R_1^2 - R_0^2} \end{aligned} \quad (16)$$

类似地, 围岩内外边界分别承受的荷载为 p_4 和 0, 因此, 其势函数系数 e, f 满足以下关系:

$$\begin{cases} e = \frac{p_4 R_3^2}{2(R_4^2 - R_3^2)} = \frac{p_3 R_2 R_3}{2(R_4^2 - R_3^2)} = E p_3, \\ f = -\frac{p_4 R_3^2 R_4^2}{R_4^2 - R_3^2} = -\frac{p_3 R_2 R_3 R_4^2}{R_4^2 - R_3^2} = F p_3 \end{cases} \quad (17)$$

式中, E, F 为中间变量, 可表示为:

$$E = \frac{R_2 R_3}{2(R_4^2 - R_3^2)}, F = -\frac{R_2 R_3 R_4^2}{R_4^2 - R_3^2} \quad (18)$$

从式(14)~(18)可以看出, 只要 p_3 确定, 即可求解本文的未知数 c, d, e, f, p_4 。

1.3 求解 p_3

本文通过联合承载阶段钢衬、混凝土和围岩之间的变形协调关系求解 p_3 。

首先, 明确钢衬和围岩对应的势函数对 $(\varphi_s(z)$ 和 $\psi_s(z), \varphi_r(z)$ 和 $\psi_r(z))$ 与其径向位移 u_s^0, u_r^0 的关系如下式所示:

$$u^0 + iu^\theta = \frac{1}{2G} e^{-i\theta} (\kappa\varphi(z) - z\bar{\varphi}'(z) - \bar{\psi}(z)) \quad (19)$$

因有两种材料, 为避免重复, 式(19)未有下标。当对应钢衬时, 参数下标取 s ; 当对应围岩时, 参数下标取 r , 则 G_r, κ_r 分别为围岩剪切模量及中间变量。

将式(11)代入式(19)并令 $\rho = R_1'$ 可求得钢衬外边

界处的径向变形 $u_s^{R_1'}$:

$$u_s^{R_1'} = \frac{1}{2G_s} ((\kappa_s - 1)cR_1' - dR_1'^{-1}) \quad (20)$$

类似地, 将式(12)代入式(19)并令 $\rho = R_3$ 可求得围岩内边界处的径向变形 $u_r^{R_3}$:

$$u_r^{R_3} = \frac{1}{2G_r} ((\kappa_r - 1)eR_3 - fR_3^{-1}) \quad (21)$$

式中, $G_r = E_r / (2(1 + \mu_r))$, $\kappa_r = 3 - 4\mu_r$ 。

此时, 混凝土层受压变形, 根据其等效弹簧受力分析可求得其变形量 Δu_c^0 为:

$$\Delta u_c^0 = \frac{P}{k_c} = \frac{2R_2 p_3 (R_3 - R_2)}{E_c (R_2 + R_3)} \quad (22)$$

式中, P 为混凝土层所受压力。

联合承载阶段, 承载体之间完全接触, 位移协调, 因此满足如下关系:

$$\Delta u_c^0 = u_s^{R_1'} - u_r^{R_3} \quad (23)$$

联立式(20)~(23)可建立如下等式:

$$\frac{2R_2 p_3 (R_3 - R_2)}{E_c (R_2 + R_3)} = \frac{1}{2G_s} ((\kappa_s - 1)cR_1' - dR_1'^{-1}) - \frac{1}{2G_r} ((\kappa_r - 1)eR_3 - fR_3^{-1}) \quad (24)$$

将式(15)~(18)代入式(24)整理可得:

$$p_3 = \frac{M_1}{M_2} \quad (25)$$

式中, M_1, M_2 为中间变量, 表达式如下:

$$M_1 = -\frac{p_2 R_0^2 (\kappa_s + 1)}{G_s (R_2^2 - R_0^2)} \quad (26)$$

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{R_0^2 p_2 (\kappa_s - 1)}{G_s (R_2^2 - R_0^2)} - \frac{2R_0^2}{G_s (R_2^2 - R_0^2)} + \\ &\frac{2(\kappa_r - 1)R_3^2}{G_r (R_3^2 - R_4^2)} + \frac{2R_4^2}{G_r (R_3^2 - R_4^2)} \end{aligned} \quad (27)$$

确定 p_3 后, 将其代入式(15)、(17)即可确定联合承载阶段钢衬和围岩对应的势函数表达式 $(\varphi_s(z)$ 和 $\psi_s(z), \varphi_r(z)$ 和 $\psi_r(z))$ 。

1.4 应力增量和变形求解

钢衬和围岩联合承载阶段对应的成对势函数求出后, 可将其分别代入式(28)、(19)求解联合承载阶段各支承体内任意点的应力分量 $\sigma^\theta, \sigma^r, \tau^{\theta r}$ 和变形分量 $u_s^\theta, u_r^{\theta r[19]}$:

$$\begin{cases} \sigma^r + \sigma^\theta = 4\text{Re}(\varphi'(z)), \\ \sigma^\theta - \sigma^r + 2i\tau^{\theta r} = 2e^{2i\theta} (\bar{z}\varphi''(z) + \psi'(z)) \end{cases} \quad (28)$$

式中, $\tau^{\theta r}$ 为剪应力分量。

需要注意的是: 由于钢衬在自由承载阶段已经承压膨胀, 积存了初始应力和初始变形, 因此, 根据力的叠加原理, 可分别求解两阶段的应力分量和变形分量

后叠加计算。

另外需要说明的是,压力管道周边围岩在开挖稳定后也具备初始应力场,因此,本文将求解后的围岩势函数式(12)代入式(28)后得到的仅仅是围岩各应力分量的增量;若是需要求解围岩域内的最终应力,需要叠加初始地应力场和隧洞开挖对应的势函数^[23],本文不做该部分求解,仅关注压力管道内水压的荷载传递和分配计算。因此,后文提到的围岩内的应力均指应力增量,不再另外说明。

混凝土层由于高内水压作用产生径向贯穿性裂缝,无环向承载能力,故其环向应力分量等于0,其径向应力分量 σ_c^r 可通过式(29)求解:

$$\sigma_c^r = \frac{p_3 R_2}{\rho} \quad (29)$$

1.5 围岩分担率计算

围岩分担率 λ 指的是承担内水压力时,深埋压力管道钢衬最大环向应力与明管状态下钢衬最大环向应力相比所减少的百分比^[4],通过下式可以求解:

$$\lambda = \frac{\sigma_0 - \sigma_\theta}{\sigma_0} \times 100\% \quad (30)$$

式中: σ_θ 为深埋时钢衬的最大环向拉应力; σ_0 为钢衬(明管)承担内水压力时的最大环向拉应力,可通过式(31)^[10]确定。

$$\sigma_0 = \frac{p_0 R_0}{R_1 - R_0} \quad (31)$$

2 计算结果与分析

相关计算参数取值如下:钢衬内、外边界半径 R_0 、 R_1 分别取3.00、3.03 m,即钢衬厚度为30 mm;混凝土填充层内、外边界半径 R_2 、 R_3 分别取3.030 5、3.600 0 m,即缝隙宽度 $t=R_2 - R_1=0.5$ mm;取外部围岩半径 $R_4=5R_0=15$ m;钢衬、混凝土、围岩的弹性模量和泊松比分别为 $E_s=206$ GPa, $E_c=20$ GPa, $E_r=8$ GPa, $\mu_s=0.300$, $\mu_c=0.167$, $\mu_r=0.250$;分别将钢衬、混凝土层和围岩按径向5、10、20等分;输出边界处和等分处的结果,变形以朝向管道外部为正,向内为负。在参数影响分析中对比了混凝土有无裂隙两种工况的结果,以此反映考虑混凝土环向承载能力与否的差别。本节混凝土无裂隙工况的应力变形计算是通过多层厚壁圆筒组合支护结构力学计算得到的^[24],钢衬自由承载阶段即为单层厚壁圆筒承载,可通过经典弹性理论解(Lamé解)分析;联合承载阶段可等效为3层厚壁圆筒的相互作用,可采用文献[24]中多层厚壁圆筒的应力分析方法进行求解,最后根据弹性力学叠加原理进行结果整合,作者经过数值方法验证无误后采用。

首先,为初步验证本文计算方法的正确性,采用有限元方法(基于ABAQUS软件)进行对应的数值模拟(钢衬与混凝土间缝隙值为0的工况),模型如图3所示。模型轴向长度取1 m,围岩外侧边界与隧洞中心的距离取5倍钢衬半径;围岩采用三维实体单元模拟,钢衬采用壳单元模拟,混凝土层则采用弹簧单元模拟,弹簧劲度系数采用式(10)求解;围岩外侧边界均施加法向约束,整个模型均采用线弹性本构;在钢衬内边界施加内水压($p_0=2$ MPa)后提取钢衬的环向应力分布,结果显示,采用本文方法和数值模拟方法所得钢衬最大环向应力值相差4.70 MPa,围岩分担率相差3.54%,两者差异在于开裂混凝土(弹簧单元)与钢衬、外层围岩连接方式不同,数值模拟时弹簧单元连接于接触节点,本文方法则等效作用于接触面上。综上所述,可一定程度表明本文计算结果和数值模拟结果较为相符。

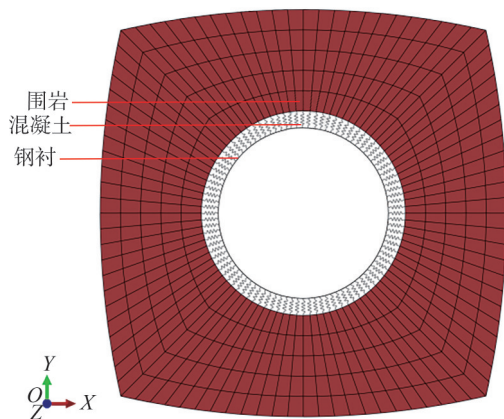


图3 压力管道数值模型

Fig. 3 Numerical model of pressure pipeline

2.1 内水压的影响

令内水压 p_0 分别取2.0、2.5、3.0、3.5 MPa,经计算,钢衬在此范围内水压作用下的变形尺度均是毫米级的。考虑混凝土层有裂隙的工况:此时钢衬自由承载阶段的内水压 p_1 为0.38 MPa,联合承载阶段的内水压 p_2 分别为1.62、2.12、2.62、3.12 MPa;钢衬和混凝土交界面的径向接触应力 p_3 分别为1.15、1.50、1.86、2.21 MPa;混凝土和围岩交界面 L_4 的径向接触应力 p_4 分别为0.97、1.27、1.56、1.86 MPa。考虑混凝土层无裂隙的工况下:钢衬自由承载阶段的内水压和联合承载阶段的内水压均不变,钢衬和混凝土交界面的径向接触应力 p_3 分别变成1.28、1.67、2.06、2.45 MPa,混凝土和围岩交界面 L_4 的径向接触应力 p_4 则变成0.68、0.88、1.09、1.30 MPa。

图4~6为不同内水压条件下3个承载体(钢衬-混凝土-围岩)的径向应力 σ^r 、环向应力 σ^θ 及径向变形 u^r 分布;表1为不同工况下混凝土层总变形对比,混凝土层仅输出总变形量;表2为不同工况下围岩分担率结果对比。

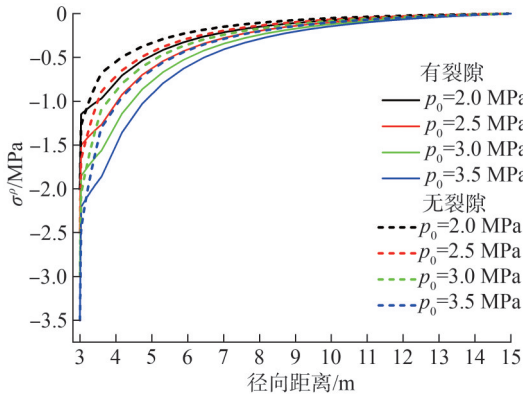
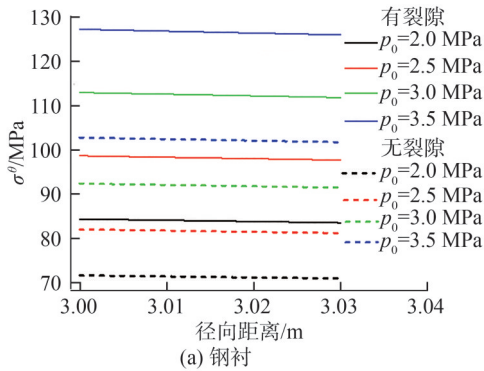
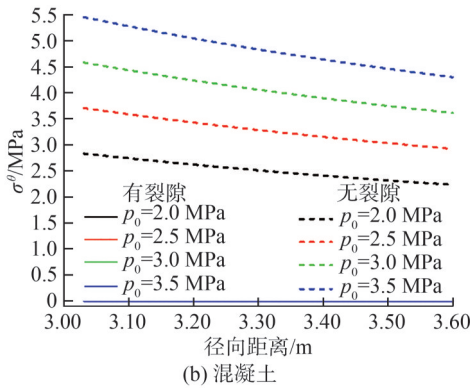


图4 不同内水压条件下的径向应力

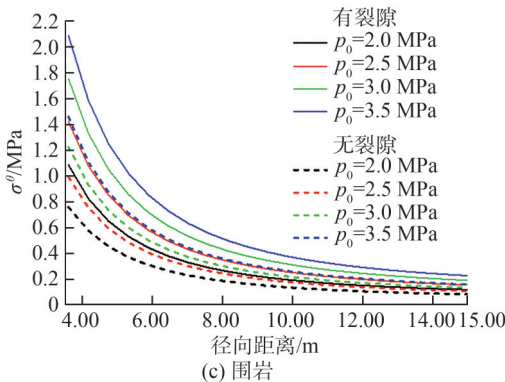
Fig. 4 Radial stress under different internal hydraulic pressure



(a) 钢衬



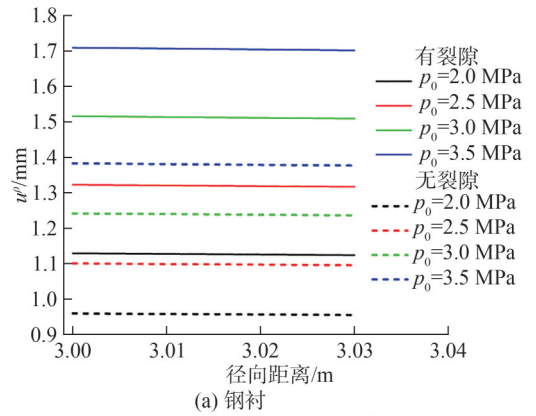
(b) 混凝土



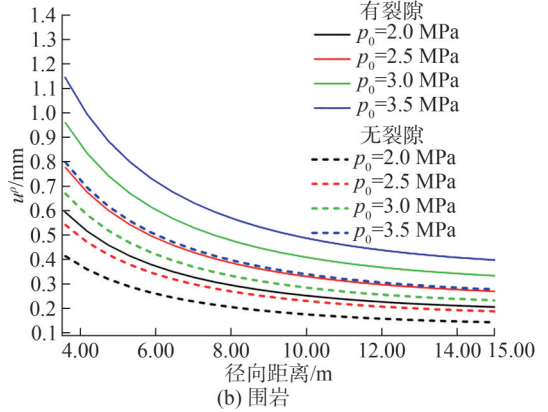
(c) 围岩

图5 不同内水压条件下的环向应力

Fig. 5 Circumferential stress under different internal hydraulic pressure



(a) 钢衬



(b) 围岩

图6 不同内水压条件下的径向变形

Fig. 6 Radial deformation under different internal hydraulic pressure

表1 不同工况下混凝土层总变形对比

Tab. 1 Comparison of total deformation of concrete layer under different working conditions

工况	考虑裂隙/mm	不考虑裂隙/mm	计算差值/mm
$p_0=2.0$ MPa	0.030 0	0.040 0	0.010 0
$p_0=2.5$ MPa	0.039 0	0.053 0	0.014 0
$p_0=3.0$ MPa	0.048 0	0.065 0	0.017 0
$p_0=3.5$ MPa	0.058 0	0.077 0	0.019 0
$t=0$	0.037 0	0.050 0	0.013 0
$t=0.25$ mm	0.033 0	0.045 0	0.012 0
$t=0.50$ mm	0.030 0	0.040 0	0.010 0
$t=1.00$ mm	0.023 0	0.031 0	0.008 0
Ⅱ类围岩	0.036 0	0.040 0	0.004 0
Ⅲ类围岩	0.032 0	0.040 2	0.008 2
Ⅳ类围岩	0.020 0	0.040 5	0.020 5
Ⅴ类围岩	0.005 0	0.040 8	0.035 8

由图4可知:1)无论混凝土层是否有裂隙,因支承体之间完全接触,钢衬-混凝土-围岩组合的径向应力均是连续的;2)相较无裂隙情况,有裂隙条件下,钢衬和混凝土层径向压应力偏小,围岩径向压应力则偏大;3)内水压越高,各支承体的径向应力越大,内水压对径向应力的影响由管内至管外逐渐消减。

表 2 不同工况下围岩分担率对比

Tab. 2 Comparison of surrounding rock sharing rates under different working conditions

工况	考虑裂隙/%	不考虑裂隙/%	计算差值/%
$p_0=2.0$ MPa	57.83	64.22	6.39
$p_0=2.5$ MPa	60.53	67.21	6.68
$p_0=3.0$ MPa	62.33	69.21	6.88
$p_0=3.5$ MPa	63.61	70.63	7.02
$t=0$	71.31(74.85)	79.18	7.87
$t=0.25$ mm	64.57	71.70	7.13
$t=0.50$ mm	57.83	64.22	6.39
$t=1.00$ mm	44.35	49.26	4.91
Ⅱ类围岩	69.28	70.90	1.63
Ⅲ类围岩	60.93	65.80	4.87
Ⅳ类围岩	38.58	56.84	18.27
Ⅴ类围岩	9.97	50.34	40.37

注:括号内的值为当 $t=0$ 时数值模拟的计算结果。

观察图 5 可以发现:1)钢衬-混凝土-围岩环向应力并不连续,但均为拉应力(正值,考虑裂隙时混凝土层环向应力为 0)。2)钢衬是内水压的直接承载体,且刚度最大,因此环向应力最大,其值均大于 70 MPa;钢衬厚度较薄,环向应力随径向距离变化不大;当考虑混凝土裂隙时,钢衬环向应力相较不考虑裂隙时偏大,最大相差 25 MPa 左右(p_0 为 3.5 MPa 时),说明混凝土环向承载能力缺失造成内水压传递减弱,钢衬承载比重增加。对比不同内水压的工况,内水压增量 Δp_0 为 0.5 MPa 时对应的钢衬环向应力增量最小为 12.7 MPa,最大为 24.5 MPa,较为显著。3)无裂隙时混凝土层具备环向承载能力,环向应力随内水压增大而增大,并由管内至管外逐渐消减, Δp_0 为 0.5 MPa 时对应的混凝土环向应力增量约为 0.77 MPa。4)对于围岩环向应力,相较混凝土无裂隙的工况,有裂隙时其值偏大,差值在 0.25 MPa 左右,此规律同样可以从围岩内边界的径向应力对比结果可以看出,即上文提到,有裂隙时围岩-混凝土的径向接触应力相较无裂隙时略有增加。

图 6 中,钢衬和围岩的径向变形分布均为毫米级。经校核计算,表 1 中的混凝土总变形量均等于联合承载阶段钢衬外边界变形量与围岩内边界变形量的差值,即钢衬-混凝土-围岩之间满足变形协调,符合预设条件。较为明显地,当考虑混凝土裂隙时,钢衬和围岩径向变形相较无裂隙时偏大,最大分别相差 0.320 和 0.340 mm 左右;混凝土情况则相反,考虑裂隙时其径向变形反而偏小,最大相差 0.019 mm。

另外,由表 2 可知:1)基于本节参数,当考虑混凝土

土裂隙时,其围岩分担率相较无裂隙时偏小,平均相差 6.7% 左右;2)随着内水压增大,围岩分担率随之增大,但是增长幅度越发减少。

综上所述,混凝土开裂后本该由其承担的内水压按一定比例转移到了钢衬和围岩,因此围岩分担率减小。

2.2 缝隙的影响

根据《水利水电工程压力管道设计规范》(SL/T281—2020)^[3]中对钢管受内压应力分析要求可知,压力管道承受内水压应力结果与钢管、混凝土、围岩之间的缝隙值 t 有关, t 是施工缝隙 t_1 、钢管冷缩缝隙 t_2 和围岩冷缩缝隙 t_3 的累积结果。其中,施工缝隙 t_1 的大小因施工方法及施工质量而异,如管外混凝土填筑密实且接缝灌浆良好,其值可取 0.2 mm。钢管伸缩缝隙 $t_2=(1+\mu_s)\alpha_s\Delta T_s R_0$; α_s 为钢材的线膨胀系数,取 1.2×10^{-5} ; ΔT_s 为钢管起始温度与最低运行温度之差。围岩冷缩缝隙 $t_3=\alpha_r\Delta T_r R_0\Delta_r$; α_r 为围岩膨胀系数; ΔT_r 为洞壁表面岩石起始温度与最低运行温度之差; Δ_r 为围岩破碎区相对半径影响系数,查规范^[3]可取值。令内水压 p_0 为 2 MPa,缝隙大小 t 分别取 0(无缝隙)、0.25、0.50、1.00 mm,其余参数保持不变。此时,钢衬自由承载阶段的内水压 p_1 分别为 0、0.19、0.38、0.75 MPa,联合承载阶段的内水压 p_2 分别为 2.00、1.81、1.62、1.25 MPa;钢衬和混凝土交界面的径向接触应力 p_3 分别为 1.42、1.28、1.15、0.88 MPa;混凝土和围岩交界面 L_4 的径向接触应力 p_4 分别为 1.19、1.08、0.97、0.74 MPa。

当不考虑混凝土层裂隙时,钢衬自由承载阶段的内水压 p_1 和联合承载阶段的内水压 p_2 均不变,但钢衬和混凝土交界面的径向接触应力 p_3 不同,分别为 1.57、1.42、1.27、0.98 MPa;混凝土和围岩交界面 L_4 的径向接触应力 p_4 也发生变化,分别为 0.83、0.75、0.68、0.52 MPa。图 7~9 为不同缝隙大小条件下钢衬-混凝土-围岩的径向应力、环向应力以及径向变形分布。

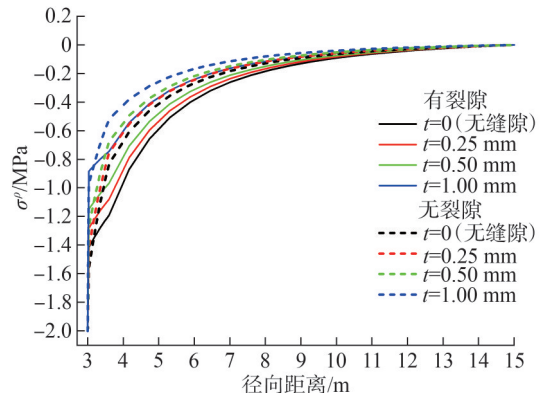


图 7 不同缝隙大小条件下的径向应力分布

Fig. 7 Radial stress distribution under different gap size conditions

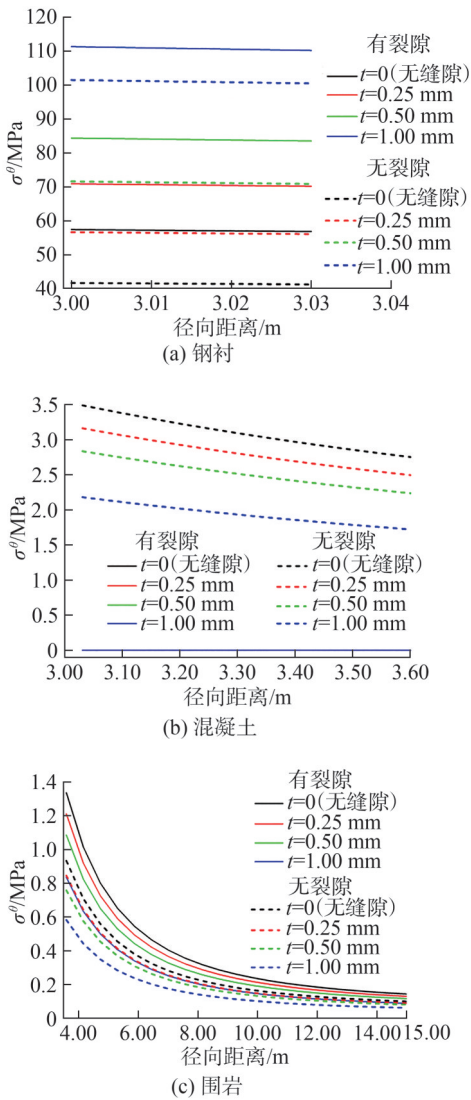


图 8 不同缝隙大小条件下的环向应力分布
Fig. 8 Circumferential stress distribution under different gap size conditions

由图 7~9 及表 2 可以看出: 1) 对比 t 为 0 (无缝隙) 的情况, 在相同内水压下, 钢衬-混凝土之间的缝隙越大 (阈值范围内), 钢衬径向应力、环向应力及径向变形均越大, 对应混凝土层、围岩的应力和变形均减少, 这是由于缝隙增大, 钢衬自由承载内水压 p_1 增多, 联合承载比重减少, 围岩分担率也随之减少, 从 t 为 0 (无缝隙) 时的 71.31% 渐次降为 t 为 1.00 mm 时的 44.35%。2) 缝隙大小增量 Δt 为 0.25 mm 时, 钢衬环向应力增量 $\Delta\sigma^\theta$ 在 10 MPa 以上, 说明在此类组合结构中内水压的传递和分配对缝隙十分敏感。3) 对比有无考虑混凝土裂隙两种情况, 结果与第 2.1 节相同, 即有裂隙情况下, 钢衬受到混凝土层的约束力减少, 经由钢衬传递到外层的内水压减少, 虽然此时围岩径向应力和环向应力以及径向变形均有所增加, 但是钢衬环向应力和径向变形同样增加, 也就是说, 本该由混凝土承担的

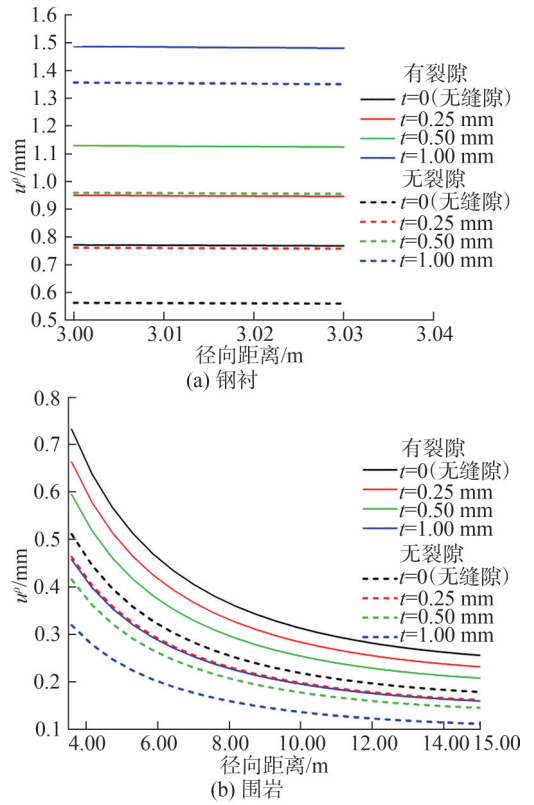


图 9 不同缝隙大小条件下的径向变形分布

Fig. 9 Radial deformation distribution under different gap size conditions

内水压按一定比例分配给了钢衬和围岩, 因此, 围岩分担率仍然减少 (表 2)。

2.3 围岩类别的影响

令内水压 p_0 为 2 MPa, 缝隙大小 t 为 0.50 mm, 取 II、III、IV、V 类围岩, 弹性模量和泊松比参数取值见表 3, 其余参数保持不变。计算可得: 钢衬自由承载阶段的内水压为 p_1 为 0.38 MPa; 联合承载阶段的内水压 p_2 为 1.62 MPa; 钢衬和混凝土交界面的径向接触应力 p_3 分别为 1.38、1.21、0.77、0.21 MPa; 混凝土和围岩交界面 L_4 的径向接触应力 p_4 分别为 1.15、1.02、0.65、0.17 MPa。

表 3 围岩物理力学参数^[25]

Tab. 3 Physical and mechanical parameters of surrounding rock^[25]

围岩类别	弹性模量 E /GPa	泊松比 μ
II	20.0	0.26
III	10.0	0.28
IV	3.0	0.32
V	0.5	0.40

当不考虑混凝土层裂隙时, 钢衬自由承载阶段的内水压 p_1 和联合承载阶段的内水压 p_2 均不变; 但钢衬和混凝土交界面的径向接触应力 p_3 不同, 分别为 1.41、1.31、1.13、1.00 MPa; 混凝土和围岩交界面 L_4 的径向接触应力 p_4 也发生变化, 分别为 0.97、0.75、0.36、

0.07 MPa。图 10~12 分别为各承载体的径向应力、环向应力和径向变形分布。

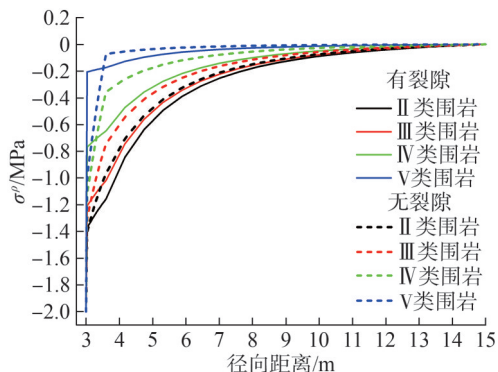
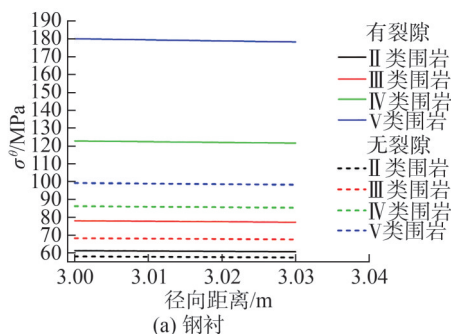
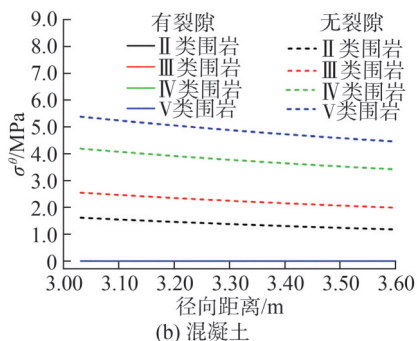


图 10 不同围岩类别下的径向应力分布

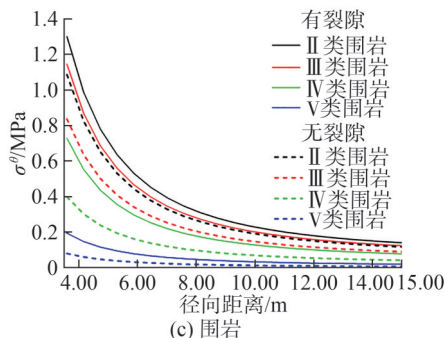
Fig. 10 Radial stress distribution under different types of surrounding rock



(a) 钢衬



(b) 混凝土

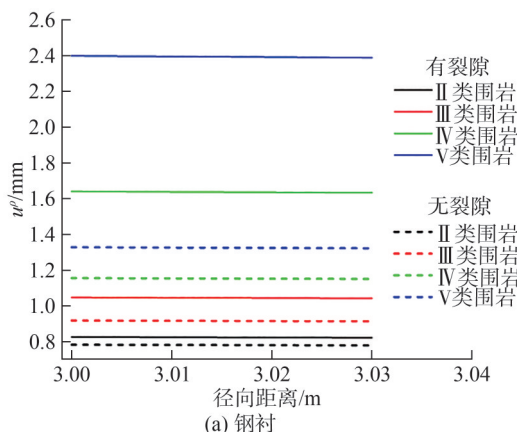


(c) 围岩

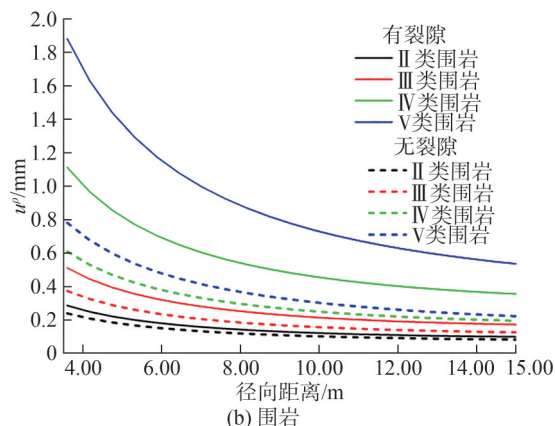
图 11 不同围岩类别下各承载体的环向应力分布

Fig. 11 Circumferential stress distribution under different types of surrounding rock

围岩是最外围的约束体和承载体,限制内水压引起的管道膨胀。不同类别围岩的弹模和泊松比不同,弹模越大(岩体越硬),泊松比越小,约束作用越显著。考虑混



(a) 钢衬



(b) 围岩

图 12 不同围岩类别下各承载体的径向变形分布

Fig. 12 Radial deformation distribution under different types of surrounding rock

凝土裂隙时,在不同围岩类别情况下,钢衬环向应力最多可相差 118.03 MPa(II类与V类围岩),径向变形最多相差 1.6 mm,围岩分担率相差 59.31%,说明对于V类围岩,经由钢衬传递到外围承载体的内水压已然很少,这意味着此工况下基本上是由钢衬在承担内水压荷载,为提高围岩分担率或需采取灌浆等加固措施。当不考虑混凝土裂隙时,II类围岩和V类围岩对应的钢衬环向拉应力分别为 57.90 和 98.83 MPa,相差 40.93 MPa;围岩分担率仅相差 20.56%。相比有裂隙工况,混凝土-围岩组合承载比重较大,可见混凝土环向承载能力对内水压的传递作用比较显著。

3 结论

通过复变函数幂级数解法构建了深埋压力管道钢衬-混凝土-围岩联合承载的力学计算模型;由于承载体间缝隙的存在,提出了分阶段承载算法,将压力管道承载内水压过程分为钢衬自由承载阶段和联合承载阶段。另外,鉴于高内水压作用下混凝土层易开裂形成径向贯穿裂隙,丧失环向承载能力,因此,在联合承载阶段仅考虑其径向荷载传递作用,即将其等效为具有一定劲度系数的弹簧层,更能反映压力管道的实际承载情况。该计

算模型重点在于通过边界条件和承载体相互作用关系确定内水压作用下各承载体(钢衬和围岩)对应的势函数及径向传递荷载,继而可输出各承载结构的应力和变形分布并最终求解围岩分担率。后续分析了内水压、缝隙大小和围岩类别对压力管道联合承载体系的影响规律,并将其和不考虑混凝土裂隙时的结果进行对比分析,得到以下结论:

1)内水压引起压力管道膨胀,其影响(承载体应力增量和变形)向外逐渐递减。压力管道外的混凝土层和围岩在缝隙值小的情况下可以承担相当程度的内水压,因此,在进行压力管道工程设计时,若围岩完好、结构稳定且能保障混凝土充填施工质量则可适当优化减小钢衬设计厚度以降低工程成本。

2)当混凝土层存在裂隙,失去环向承载能力,本该由其承载的内水压按照一定比例转移至钢衬和围岩,其径向应力、变形以及环向应力均有所增加,由于钢衬刚度大且是内水压的直接承载体,因此承载更多,围岩分担率减小,其减小幅度需根据结构整体参数和内水压大小而定。

3)由于钢衬在内水压作用下的变形尺度是毫米级的,因此缝隙对钢衬-混凝土-围岩组合结构的荷载传递和分配影响显著,毫米级的缝隙大小会大幅减少围岩分担率:基于本文参数,围岩分担率从 t 为0(无缝隙)时的71.31%渐次降为 t 为1.00 mm时的44.35%。

4)基于本文的参数和计算方法可知,围岩类别对围岩分担率有较大影响。不考虑混凝土裂隙时,Ⅱ类与Ⅴ类围岩条件下,钢衬环向拉应力相差达40.93 MPa,围岩分担率相差20.56%;考虑混凝土裂隙时更加显著:Ⅱ类与Ⅴ类围岩钢衬环向应力最多相差118.03 MPa,径向变形最多相差1.6 mm,围岩分担率相差59.31%,说明Ⅴ类围岩承载内水压比重已然很少,这意味着此工况下基本上是由钢衬在承担内水压荷载,为提高围岩分担率或需采取灌浆等加固措施。

参考文献:

- [1] Wang Bifei, Li Yuewei, Kong Jian, et al. Study on interaction between embedded penstock and surrounding rock of Karot Hydropower Station[J]. Yangtze River, 2022, 53(2): 138–142. [汪碧飞, 李月伟, 孔剑, 等. 卡洛特水电站埋藏式压力钢管联合受力研究[J]. 人民长江, 2022, 53(2): 138–142.]
- [2] 国家能源局. 水电站压力钢管设计规范: NB/T 35056—2015[S]. 北京: 新华出版社, 2016.
- [3] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程压力钢管设计规范: SL/T 281—2020[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2020.
- [4] Hou Jianguo, Li Chunxia, An Xuwen, et al. Research on statistical characteristics of sharing ratio of internal pressure in bedrock for embedded penstocks of hydropower stations[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(8): 1334–1338. [侯建国, 李春霞, 安旭文, 等. 水电站地下埋管围岩内压分担率的统计特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(8): 1334–1338.]
- [5] Su Kai, Chen Mengran, Cheng Xiao, et al. Study on lining safety and strengthening measures for diversion tunnel based on conditional combined load-bearing mechanism[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2013, 44(9): 57–60. [苏凯, 陈梦然, 程宵, 等. 基于有条件联合承载机理的导流隧洞衬砌安全与加固措施研究[J]. 水利水电技术, 2013, 44(9): 57–60.]
- [6] Wang Bifei, Li Yongquan, Chen Meijuan, et al. Study on interaction between embedded penstock and surrounding rock[J]. Water Resources and Power, 2021, 39(1): 115–118. [汪碧飞, 李勇泉, 陈美娟, 等. 埋藏式钢管与围岩联合承载研究[J]. 水电能源科学, 2021, 39(1): 115–118.]
- [7] Zhang Chuanjian, Wang Boshi, Zhang Cunhui, et al. Mechanical characteristics of combined lining structure of hydraulic tunnels with drainage board[J]. Yangtze River, 2024, 55(10): 182–189. [张传健, 王博士, 张存慧, 等. 铺设排水板的水工隧洞组合衬砌受力特性研究[J]. 人民长江, 2024, 55(10): 182–189.]
- [8] Wang Hanhui, Wang Boshi, Zhang Cunhui, et al. Cracking characteristics of combined lining structure of hydraulic tunnels[J]. Yangtze River, 2024, 55(10): 173–181. [王汉辉, 王博士, 张存慧, 等. 水工隧洞组合衬砌结构开裂特性研究[J]. 人民长江, 2024, 55(10): 173–181.]
- [9] Wang Wei, Ma Longbiao, Ma Xinwu, et al. Analysis of the influence of the gap between penstock and surrounding rock on the stress of the penstock and the sharing ratio of internal pressure in bedrock of pumped storage power station[J]. Hydropower and Pumped Storage, 2020, 6(3): 91–94. [王伟, 马龙彪, 马信武, 等. 抽水蓄能电站压力钢管与围岩缝隙对压力钢管受力及围岩分担率的影响分析[J]. 水电与抽水蓄能, 2020, 6(3): 91–94.]
- [10] Chai Jianfeng, Ma Chuanbao, Yang Lei, et al. Sensitivity analysis of steel lining stress in the lower horizontal penstock section of pumped-storage power station[J]. Water Power, 2017, 43(6): 56–61. [柴建峰, 马传宝, 杨雷, 等. 抽水蓄能发电工程引水系统下平段钢衬受力敏感性分析[J]. 水力发电, 2017, 43(6): 56–61.]
- [11] Su Kai, Yang Zijuan, Wu Hegao, et al. Influence of gap on bearing mechanism of steel-lined reinforced concrete penstock[J]. Journal of Tianjin University, 2018, 51(9): 967–976. [苏凯, 杨子娟, 伍鹤皋, 等. 缝隙对钢衬钢筋混凝土管道结构承载特性的影响研究[J]. 天津大学学报, 2018, 51(9): 967–976.]

- [12] Chai Jianfeng, Ma Chuanbao, Yang Lei, et al. Effects of high-pressure consolidation grouting on sharing ratio of internal pressure in bedrock at pumped storage power station[J]. Yellow River, 2018, 40(2): 98–100. [柴建峰, 马传宝, 杨雷, 等. 固结灌浆对抽水蓄能电站围岩分担率的影响[J]. 人民黄河, 2018, 40(2): 98–100.]
- [13] Su Kai, Zhang Wei, Wu Hegao, et al. Bearing mechanism of reinforced concrete penstock with steel liner considering friction-contact behavior[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, 47(8): 1070–1078. [苏凯, 张伟, 伍鹤皋, 等. 考虑摩擦接触特性的钢衬钢筋混凝土管道承载机理研究[J]. 水利学报, 2016, 47(8): 1070–1078.]
- [14] Su Kai, Wu Hegao, Zhou Chuangbing. Study of combined bearing characteristics of lining and surrounding rock for hydraulic tunnel under internal water pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(8): 2407–2412. [苏凯, 伍鹤皋, 周创兵. 内水压作用下水工隧洞衬砌与围岩承载特性研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2407–2412.]
- [15] Hu Lei, Wu Hegao, Su Kai. Comparative analysis of steel lined reinforced concrete penstock all embedded in dam and dam-embedded steel penstock encircled by cushion layer[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2012, 45(1): 54–58. [胡蕾, 伍鹤皋, 苏凯. 全埋式钢衬钢筋混凝土管道与坝内垫层管比较分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2012, 45(1): 54–58.]
- [16] Lu Aizhong, Zhang Ning, Kuang Lin. Analytic solutions of stress and displacement for a non-circular tunnel at great depth including support delay[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, 70: 69–81.
- [17] Cai Hui, Lu Aizhong, Ma Yaocai, et al. Semi-analytical solution for stress and displacement of lined circular tunnel at shallow depths[J]. Applied Mathematical Modelling, 2021, 100: 263–281.
- [18] Lu Aizhong, Yin Chonglin, Zhang Ning. Analytic stress solutions for a lined circular tunnel under frictional slip contact conditions[J]. European Journal of Mechanics-A/Solids, 2019, 75: 10–20.
- [19] 吕爱钟, 张路青. 地下隧洞力学分析的复变函数方法[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [20] Muskhelishvili N I. Some basic problems of the mathematical theory of elasticity[M]. Groningen: Springer, 1963.
- [21] Lu Aizhong, Zhang Ning, Qin Yuan. Analytical solutions for the stress of a lined non-circular tunnel under full-slip contact conditions[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, 79: 183–192.
- [22] Liu Yijie, Huang Bensheng, Yuan Mingdao, et al. A simple method for mechanical analysis of pressurized functionally graded material thick-walled cylinder[J]. Mathematics and Mechanics of Solids, 2024, 29(10): 2036–2047.
- [23] Lu Aizhong, Zhang Luqing, Zhang Ning. Analytic stress solutions for a circular pressure tunnel at pressure and great depth including support delay[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, 48(3): 514–519.
- [24] Wu Qingliang. Stress analysis on thick-walled cylinder of multilayer concrete material with functionally graded characteristics[D]. Beijing: North China Electric Power University, 2010. [吴庆良. 具有功能梯度特性多层混凝土厚壁圆筒的应力分析[D]. 北京: 华北电力大学, 2010.]
- [25] Ru Songnan, Li Zuozhou, Yang Jihong, et al. Study on the load contributory proportion of combined structure of steel liner-concrete-surrounding rock joint bearing carrier for water pressure pipe[J]. Journal of North China university of water resources and electric power(Natural Science Edition), 2021, 42(6): 14–21. [茹松楠, 李作舟, 杨继红, 等. 输水压力管道钢衬-混凝土-围岩联合承载体分担率研究[J]. 华北水利水电大学学报(自然科学版), 2021, 42(6): 14–21.]

Research on the Combined Load-Bearing Mechanism of Deeply Buried Pressure Pipelines Under High Internal Water Pressure

LIU Yijie, ZHANG Xuhui*, HUANG Bensheng, YANG Fengjie, YUAN Mingdao, XU Yunqian

(Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou 510610, China)

Abstract:

Objective This study accurately calculates the stress and deformation fields of deep-buried pressure pipelines subjected to high internal water pressure, with a specific focus on the influence of fractures in the concrete layer. The mechanisms of load transfer and distribution within the pipeline bearing system are elucidated by considering various influencing factors, including internal water pressure levels, the interlayer gap between structural components, and the geological categories of the surrounding rock.

Methods The bearing behavior of pressure pipes was simplified as a plane strain problem, and the stress and deformation fields were solved using the power series method of complex function theory. The core of this approach lies in determining the potential functions for the steel lining and surrounding rock layers, as well as the contact stresses between each structural layer. 1) Considering the presence of an interlayer gap, the bearing process was divided into two stages: the free bearing stage and the joint bearing stage. During the free bearing stage, only the steel lining underwent radial expansion under internal water pressure until its outer boundary came into contact with the inner boundary of the concrete layer. At

this stage, the corresponding internal water pressure and the form of the steel lining potential function were determined based on the prescribed deformation value at the outer boundary of the steel lining. 2) In the joint bearing stage, when the internal water pressure exceeded a critical threshold, the steel lining and concrete layer achieved complete contact and continued to expand simultaneously. At this point, the concrete layer and surrounding rock acted as an external constraint system and jointly supported a portion of the internal water pressure. 3) Under high internal water pressure, the concrete layer experienced significant circumferential tensile stress, which inevitably led to the formation of radial cracks and the loss of circumferential load-bearing capacity. In this case, the concrete layer transmitted only radial loads and was therefore modeled as an equivalent spring layer with a defined stiffness coefficient. 4) Based on the deformation compatibility conditions among the steel lining, concrete layer, and surrounding rock during the joint bearing stage, the contact stresses and the forms of the potential functions between the structural layers were determined. 5) The final stress distribution and deformation characteristics of the pressure pipe structure were obtained, which enabled the calculation of the load-sharing ratio of the surrounding rock by applying the superposition principle of elasticity theory.

Results and Discussions This study investigated the influence of internal water pressure, the gap size between structural layers, and the classification of surrounding rock on the joint load-bearing behavior of pressure pipelines. Comparative analyses were conducted with and without consideration of concrete cracking effects. The key findings were summarized as follows: 1) Internal water pressure induced radial expansion of the pressure pipeline, and its effects, manifested as stress increments and deformations, diminished progressively outward from the inner boundary. When the interlayer gap was small, the external concrete layer and surrounding rock bore a significant portion of the internal water pressure. Therefore, in engineering design, if the surrounding rock is structurally sound and stable and the quality of concrete filling is ensured, the thickness of the steel lining can be appropriately reduced to optimize construction costs. 2) When cracks developed in the concrete layer, leading to the loss of circumferential load-bearing capacity, the corresponding internal water pressure was redistributed between the steel lining and surrounding rock based on their respective stiffness characteristics. This redistribution resulted in increased radial stress, deformation, and circumferential stress in both components. Due to its high stiffness and direct exposure to internal water pressure, the steel lining assumed a larger share of the load, while the contribution of the surrounding rock decreased. The extent of this redistribution depended on the overall structural parameters and the magnitude of the applied internal water pressure. 3) Given that the deformation of the steel lining under internal water pressure typically occurred at the millimeter scale, even minor interlayer gaps significantly affected load transfer and distribution within the composite system formed by the steel lining, concrete layer, and surrounding rock. For example, based on the parameters adopted in this study, the load-sharing ratio of the surrounding rock decreased from 71.31% under zero-gap conditions ($t = 0$ mm) to 44.35% when the gap increased to 1 mm. 4) The classification of the surrounding rock had a significant influence on the load-sharing ratio of the surrounding rock. Without considering concrete cracking, the difference in circumferential tensile stress in the steel lining between Class II and Class V surrounding rock conditions reached 40.93 MPa, with a corresponding difference of 20.56% in the load-sharing ratio of the surrounding rock. When concrete cracking was considered, these differences became more pronounced, as the maximum difference in circumferential stress increased to 118.03 MPa, radial deformation differed by up to 1.6 mm, and the load-sharing ratio of the surrounding rock varied by as much as 59.31%. These results indicated that Class V surrounding rock contributed minimally to resistance against internal water pressure under such conditions, implying that the steel lining became the primary load-bearing component. Reinforcement measures such as grouting were required to enhance the contribution of the surrounding rock.

Conclusions A power series solution method based on complex variable functions was proposed to address the calculation problem of load transfer and distribution in deep-buried pressure pipelines under high internal water pressure conditions. The stress state, deformation at any position of the bearing structure, and the surrounding rock load-sharing ratio can be accurately determined by solving the potential functions of the steel liner and surrounding rock, as well as the contact stresses between to address the calculation challenges associated with load transfer and distribution in deep-buried pressure pipelines subjected to high internal water pressure, the bearing components. The proposed method accounted for the reduction in circumferential bearing capacity caused by cracking of the concrete layer by representing it as a spring layer characterized by a specific stiffness coefficient. Based on this modeling approach, the variation patterns of the joint bearing sharing ratio under different internal water pressures, gap sizes, and surrounding rock types were systematically investigated. The proposed analytical calculation method adopts a framework-based approach, allowing for high adaptability. In addition, supplementary conditions can be incorporated based on specific engineering characteristics, enabling targeted and refined analysis.

Key words: deep-buried pressure pipeline; steel lining-concrete-surrounding rock; sharing rate of surrounding rock; high internal hydraulic pressure; gap; surrounding rock type

(编辑 吴芝明)

引用格式: Liu Yijie, Zhang Xuhui, Huang Bensheng, et al. Research on the combined load-bearing mechanism of deeply buried pressure pipelines under high internal water pressure[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2026, 58(2): 311–322. [刘宜杰, 张旭辉, 黄本胜, 等. 高内水压作用下深埋压力管道联合承载机理研究[J]. *工程科学与技术*, 2026, 58(2): 311–322.]