大直径预应力钢筒混凝土管道裂缝产生机理与防治研究*

张成军[1,2], 陈尧隆[1], 李 宇[1,3] 王 坚[2]
(1 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048; 2 山西省水利水电科学研究院, 山西 太原 030002;
3 西北农林科技大学 水利与建筑工程学院, 陕西 杨凌 712100)

[摘 要] 根据混凝土开裂机理, 对管道裂缝产生原因、机制及防治措施进行了分析。结果认为, 干缩变形、温度变形、结构应力等是管道裂缝产生的主要原因; 不同部位裂缝的产生机制及防治措施不尽相同, 虽然有些裂缝难以避免, 但可通过有效防治使其处于微裂状态, 而不致影响管道寿命。

[关键词] 钢筒混凝土管道; 管道裂缝; 机理分析; 预应力
[中图分类号] TU 528.59 [文献标识码] A [文章编号] 1671-9387(2005)07-0093-06

原水电部大管组于 1985 年开始探索大直径预应力钢筒混凝土压力管(Prestressed Concrete Cylinder Pipe, PCCP)的生产技术, 继 1988 和 1991 年试制成功 0.8 m 和 2.6 m 管径的管道后, 1993 年在山东淄博引黄供水工程中首次采用管径 1.6 m 的预应力钢筒混凝土管, 安装长度 12.5 km, 从此预应力钢筒混凝土管道在我国进入了规模应用阶段[1]。据不完全统计, 截止目前, 全国已安装 PCCP 600 余 km, 其中大直径管(直径 1.4 m 以上)超过 200 km, 最大管径已达到 3.6 m。即将开工建设的南水北调主干线北京段压力输水管线管径为 4 m, 累计安装长度约 110 km。但由于预应力钢筒混凝土管在我国生产与应用的时间比较短, 其管道裂缝问题倍受关注。受生产工艺、条件和水平的制约, PCCP 在生产过程中管芯和保护层会出现各种裂缝, 并随着管径增大, 裂缝频率与程度有增大的趋势, 而且受其特殊结构形式限制, PCCP 管道裂缝又明显不同于一般结构制品。鉴于国内外标准均未对管道混凝土裂缝作出全面规定, 管道裂缝的判定、处置及预防等系列问题一直困扰着工程的建设和施工[2]。本研究试图从一般混凝土裂缝产生机理出发, 对管道裂缝产生原因、机制及防治进行分析, 旨在为大直径预应力钢筒混凝土管道的研制应用提供参考。

1 管道裂缝问题

1.1 管道裂缝种类

预应力钢筒混凝土管分为两类: 即衬筒管和埋筒管[3]。由于制作工艺不同, 两类管道所产生的裂缝也有明显差异, 鉴于当前埋筒管应用更为普遍且裂缝问题更加突出, 现重点就埋筒管的管道裂缝加以分析。山西省引黄工程 3 m 直径 PCCP 结构如图 1 和图 2 所示。

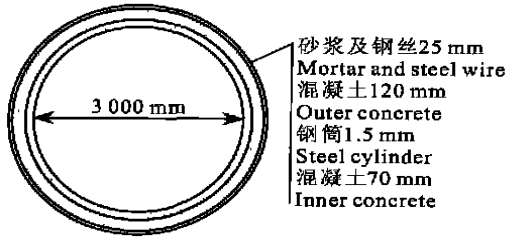

图 1 管道横断面示意图
Fig. 1 Schematic diagram of pipe cross section

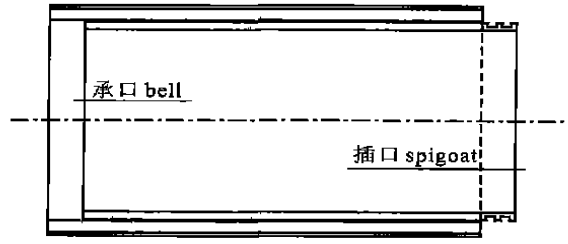

图 2 管道纵断面示意图
Fig. 2 Schematic diagram of pipe longitudinal section

就埋筒管而言, 管道裂缝一般包括插口端环向缝、内壁螺旋缝或环向缝、管芯外壁纵向缝、管芯外

* [收稿日期] 2004-10-28
[作者简介] 张成军(1969-), 男, 山西翼城人, 高级工程师, 在读博士, 主要从事水工结构研究。E-mail: zhchj1969@163.com

© 1994-2010 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

壁螺旋缝或环向缝、保护层纵向缝、保护层环向缝等多种,但工程较常见的裂缝一般只有插口端环向缝、内壁螺旋缝或环向缝、管芯外壁纵向缝 3 种。

1.2 管道裂缝控制问题

混凝土裂缝控制的关键是减免裂缝和裂缝的诊治处理。减免裂缝是一件十分复杂的技术任务,需要采取综合的技术及工艺措施;裂缝的诊治任务同样艰巨,只是在有明确裂缝标准的前提下,裂缝处理可能才会相对简单,但裂缝标准往往又难以制定或难以明确,若处理不当,则会造成浪费或产生隐患。对于管道的裂缝控制,我国预应力钢筒混凝土管生产的行业标准(JC625-1996)和美国标准 ANSI/AWWA. C301-1999(Prestressed Concrete Pressure Pipe, Steel Cylinder Type)中均有明确规定,详见表 1。但 2 个标准有明显差别,而且均未对管芯外壁裂缝作出规定,因此难免引起疑虑和困惑。

表 1 管道裂缝控制标准比较

Table 1 Control criteral of different standards of pipe cracks

标准 Standard	插口端裂缝/mm Crack at spigot	内壁环向缝或螺旋缝/mm Inside spiral and circumferential crack	管芯外壁纵缝/mm Outside longitudinal crack of core	保护层环向缝或螺旋缝/mm Spiral and circumferential crack of motar	保护层纵向缝/mm Longitudinal crack of motar
JC625-1996	$\Delta \leq 0.4$	$\Delta \leq 0.25$	未规定 Without regulation	$\Delta \leq 0.5$	$\Delta \leq 0.25, L \leq 1\,500$
AWWA. C301-1999	$\Delta \leq 1.5$	$\Delta \leq 1.5$	未规定 Without regulation	不允许 Not permittion	不允许 Not permittion

注:表中 Δ 为裂缝宽度,L 为裂缝长度。

Note: The Δ is the width of crack and L is the length of crack.

山西省万家寨引黄工程输水管线采用了 43.2 km 的 PCCP,管径 3 m,管道设计和制造采用美国标准,合同对制作与安装标准要求极高,该工程已于 2002-10 试通水一次成功,现运行正常,工程管道质量得到世行专家和国内专家的高度评价[4]。在管道生产中保护层砂浆未出现过裂缝,但管芯混凝土则几乎出现了以上所提到的各种裂缝,尽管频率很低、程度较轻,但裂缝处理问题依然十分突出和棘手。为妥善处理裂缝问题,项目监理部作了大量的分析和咨询工作,包括咨询国内标准起草单位、国内专家、国际专家及美国专家,但意见难以明确和一致,从保证管道质量和耐久性考虑,最后作出了不允许管芯出现外壁裂缝的规定,促使承包人采取了更严格的防范措施,但也因此报废了部分管道。

2 管道裂缝产生机理分析

2.1 管道裂缝产生原因

一般结构混凝土裂缝产生的原因主要可概括为如下几种:一是混凝土收缩变形约束裂缝,即混凝土因干缩、温缩变形受到约束作用所引起的约束拉伸开裂;二是混凝土结构受力裂缝,即混凝土结构在荷载或其他外力作用下所引起的裂缝;三是混凝土化学反应胀裂,即混凝土内部某种化学反应物的膨胀力在工程外表所引发的裂缝;四是混凝土的塑态裂缝,即混凝土在浇筑后呈塑性状态时因收缩或沉降等所引发的开裂。混凝土化学反应胀裂主要指碱骨料反应裂缝,碱骨料反应的前提是骨料存在碱活性、混凝土中的总碱含量达到 2.5~3 kg/m^3、处于潮湿环境,三者缺一不可,而且反应缓慢、周期长,一般需要 30 年以上,但反应破坏严重。山西引黄工程管道采取了低碱水泥(碱含量≤0.6%)、非活性骨料等措施以防止碱骨料反应。混凝土塑态裂缝只在衬筒管顶部发生,对于埋筒管尚未发现有塑态裂缝,因此对于大直径管道而言,塑态裂缝并不是主要问题。根据国内外有关文献[5~7]及山西引黄工程建设经验,大直径 PCCP 混凝土常见裂缝主要包括混凝土收缩变形约束裂缝和混凝土结构受力裂缝,有些裂缝则是两种因素的组合。

2.2 裂缝产生机理

2.2.1 混凝土的干燥收缩 混凝土干燥收缩主要起因于水泥石的脱水收缩,而砂石不仅多不收缩而且还可抑制水泥石收缩。水泥石的气干收缩在内部主要受制于其中的细孔含量和孔径分布,而这又受制于加水量(水灰比)和水化度(水化材龄);在外部主要受制于环境温度。而混凝土的气干收缩除受制于混凝土的含水量、水灰比、水化度、环境湿度以及骨料的特性与含量外,还受到工程结构裸露程度的影响。水泥石或混凝土的干燥过程是其所含水分转变为蒸汽的蒸发过程,水泥石内的可蒸发水存在于大孔洞、毛细孔及凝胶孔中。气干过程中,首先是大

© 1994-2010 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

孔洞里的水蒸发, 但这还不至于引起收缩; 随后是毛细孔水蒸发, 由较粗孔到较细孔再到更细孔, 脱水量依次减少而收缩量却依次增大; 在强烈干燥下, 凝胶孔里的吸附水也被蒸发并引起收缩。水泥石收缩机制主要是毛细孔表面张力和胶粒表面张力[8]。

混凝土的干燥收缩始发于裸露表面, 愈深入内部, 脱水愈慢愈少, 混凝土由表及里的各个层次脱水程度不同, 影响到各个层次的干缩应变不同, 于是在表里之间的相互约束下, 导致细薄截面杆件整体干缩率比较大, 厚大截面杆件整体干缩率比较小。大体积混凝土的内部脱水太慢太少, 但不至于引发整体收缩。美国混凝土协会[8]指出, 当混凝土的体积与面积比大于 38 cm 时, 干缩将不会在外约束下发生影响, 而表面层的干缩只是内约束引起的表面性干缩裂缝。就是说, 干缩裂缝可以发生两种情况: 一种是混凝土构件整体干缩在外部约束下所引发的贯穿性裂缝, 另一种是混凝土表层干缩在内部约束下引发的表面性裂缝。

对混凝土干缩应变的估算, 国内外有不同的方法。根据 ACI209 法[9], 对浇筑后湿养 7 d, 构件环境相对湿度 70%, 构件厚度 200 mm, 坍落度 63 mm, 水泥用量 446 kg/m^3, 混凝土含气量 7% 的混凝土, 在不同气干时间的干缩应变进行估算, 结果见表 2。

表 2　混凝土的干缩应变

Table 2　Shrinkage strain of concrete

气干时间/d Drying time	干缩应变 $\epsilon_{s,t}/10^{-6}$ Shrinkage strain	气干时间/d Drying time	干缩应变 $\epsilon_{s,t}/10^{-6}$ Shrinkage strain
14	151	90	382
28	236	180	444
60	335	360	483

2.2.2　混凝土的湿度升降变形　混凝土伴随温度升降而发生胀缩变形, 应变值 ϵ 取决于湿度变化量 ΔT 和混凝土线膨胀系数 α, 即 $\epsilon = \alpha \cdot \Delta T$。混凝土膨胀系数通常取为 10×10^{-6}/℃, 但实际上会有较大变化[10]。混凝土的温度升高起因于水泥水化放热, 而混凝土伴随内温升高又要向外散热降温, 混凝土内热外散受制于混凝土的导温系数 a (m^2/h) 或导热系数 λ(kJ/(℃·kg)) 及放热系数, 混凝土采用石灰岩骨料时, 导温系数一般取 0.113 m^2/h。根据混凝土的比热 c、密度 ρ 可以计算导热系数 λ, $\lambda = a \cdot (c \cdot \rho)$。

同干缩变形引发裂缝一样, 混凝土温度裂缝起因于应变受到约束。对温度裂缝通常按 2 种情况进行分析: 一种情况是构件截面平均温度的温降幅度 ΔT_m 所引起的温度应变 ($\epsilon = \alpha \cdot \Delta T_m$) 受到外部约束时所引发的温度裂缝, 一般是贯穿性的; 另一种情况是混凝土的表里温差 ΔT_d 所引起的表层温度应变 ($\epsilon = \alpha \cdot \Delta T_d$) 受到内部约束时所引发的温度裂缝, 一般是表面性的。有些构件同时存在温度应变和干缩应变, 在裂缝分析时往往将两种应变进行叠加计算, 一般混凝土的干缩应变为 300×10^{-6}, 相当于温降 30 ℃的冷缩应变。

2.3　管道裂缝分析

鉴于实际生产中管道保护层砂浆很少出现裂缝, 因此重点就生产中常见的也是大家普遍所关心的混凝土管芯插口端环向裂缝、内壁螺旋缝或环向缝、外壁纵向缝进行分析。

2.3.1　插口端环向裂缝　插口端环向裂缝最为普遍, 只是开裂程度不同而已。此种裂缝产生于管道缠丝期, 一般位于距端部约 250 mm 处, 呈环向, 大多已连通且已深至钢筒内表面, 宽度一般在 0.1～1.5 mm, 有时大至 5 mm[11]。

该裂缝的产生机理比较复杂, 但主要可概括为两方面的原因: 一是末圈缠丝应力致使裂缝产生。插口端裂缝产生于缠丝时期, 缠丝时末圈缠丝使插口端部混凝土受到弯矩和剪力作用 (图 3), 剪力虽较小, 且不至于使混凝土受到破坏, 但弯矩使管芯内壁受拉而外壁受压, 因管端管壁较薄且长度只有 250 mm 左右, 不足以约束变形的发展, 因此造成内壁混凝土开裂并促使应力重新分布, 直至钢筒承受主要拉应力, 即裂缝深至钢筒内表面。可见钢丝强度越高、直径越大, 则开裂越严重。因端部应力计算比较复杂, 在此不作推导。另外, 承口端首圈缠丝应力也产生同样效果, 只因其内壁为钢板而不成为问题。二是混凝土的干缩变形促使裂缝宽度进一步发展。插口端裂缝产生于管道生产期, 之后一般存放于露天环境直至管道安装, 其间要经历漫长的气干过程甚至长途运输, 一般历时约 90 d, 个别情况下会达到半年甚至 1 年。可以说在管道安装时, 混凝土的干缩大部分已经完成, 视环境湿度不同, 干缩应变 (根据表 2) 能达到 300×10^{-6}～500×10^{-6}。对于已产生的裂缝, 还成为了其两侧混凝土干缩的自由边界, 插口端

© 1994-2010 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

部裂缝宽度不断发展, 甚至达到 5 mm, 因此, 这一 原因也倍受关注。

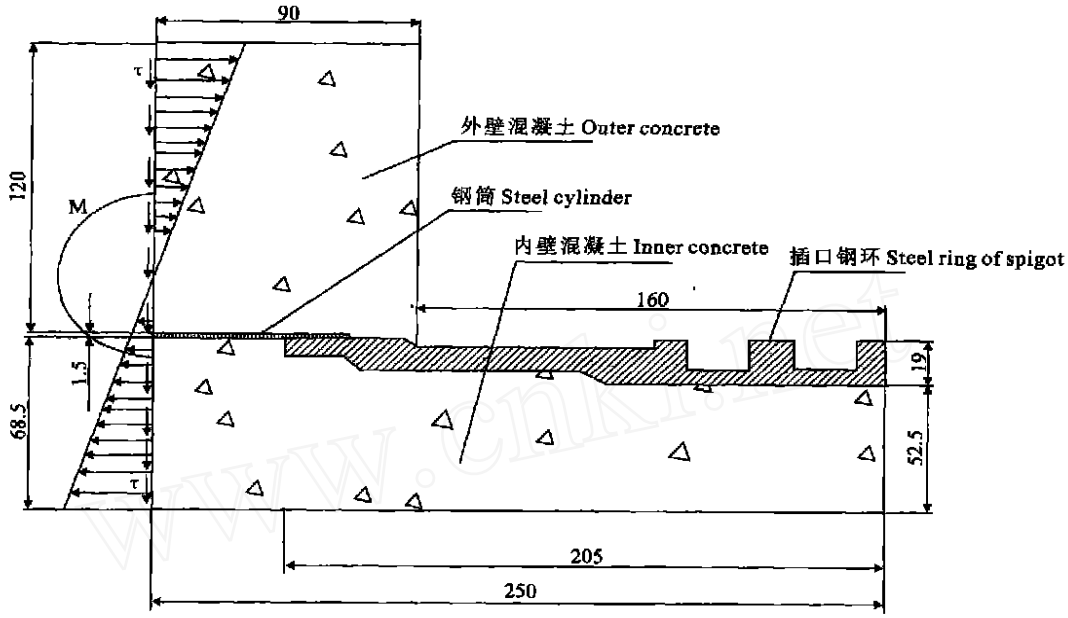

图 3 末圈缠丝时插口端的受力情况

Fig. 3 Stress solution of spigot at latest wrapping

2.3.2 内壁螺旋缝或环向缝 预应力钢筒混凝土管道内壁螺旋缝或环向缝几乎与插口端环向缝一样普遍, 但宽度要小得多, 一般为 0.1～0.5 mm, 大多于管道制成后产生。

该类裂缝的产生也较复杂。首先, 裂缝走向取决于钢筒的制作方式。钢筒制作方式一般有自动螺旋焊接、拼筒环向焊接、拼板纵向焊接 3 种, 这 3 种方式所制作的钢筒从防渗角度讲没有太大差别, 但管芯混凝土裂缝走向却完全不同。因为 3 种钢筒的焊缝走向完全不同, 而焊缝走向决定了混凝土裂缝的走向, 采用拼板纵向焊接钢筒的管道一般不会产生裂缝[12]。

第二, 裂缝产生的内因是混凝土的干缩变形, 外因则是钢筒焊缝对混凝土收缩变形的约束。预应力钢筒混凝土管道的混凝土管芯一般采用蒸汽进行养护, JC625 规定的养护最高温度为 60 ℃, AWWA. C301 的规定为 52 ℃, 管芯蒸养结束转入露天养护时混凝土温度基本在 50～60 ℃[4]。根据 2.2.2 的分析, 由于存在与环境的温差 ΔT_m, 而稍后又存在表里温差 ΔT_d, 管芯除承口端面受地面磨擦约束外再没有任何约束, 而磨擦约束又相对较小, 因此管芯一般不会产生整体收缩的温度裂缝; 同时因为管芯内部只有顶口露天, 相对封闭, 因此内壁混凝土散热相对较慢, ΔT_d 值较小, 而相比之下外壁混凝土的 ΔT_d 值则相对较高, 因此外壁混凝土存在表面开裂的可能。

管道制成后被放倒养护, 此时的温度变形因环境温差不大, 已不是问题, 而干缩则成为主导因素, 就图 1 所示 3 m 管道而言, 钢筒外壁混凝土 120 mm 厚且其外部还有 25 mm 厚砂浆保护层, 因此干缩变形发展较慢; 而内壁混凝土厚度只有 70 mm, 不但完全暴露于大气环境, 而且通风较好, 因此干缩变形发展较快, 随放置时间延长, 整体干缩变形不断增大。针对螺旋焊接钢筒管道而言, 因管芯已存在环向预压应力, 其内壁螺旋向干缩变形不受任何约束, 可以自由发展而减小混凝土的预压应力; 但垂直于螺旋向的干缩变形则受到钢筒中钢板搭接缝的约束, 并且接缝处混凝土断面厚度减小了 1.5 mm (钢板厚度), 成为薄弱断面。纵向焊缝钢筒管道因其对环向和纵向变形均无约束, 因此不会产生裂缝[13]。

第三, 裂缝宽度与干缩变形及钢板宽度直接相关。当混凝土的干缩变形 ε 超过其极限拉伸值 ε_u 时, 混凝土就沿钢板接缝处拉裂, 随干缩变形不断增大裂缝宽度也逐渐加剧, 裂缝宽度始终等于钢板宽度 b 乘以干缩变形 ε。

对于 C50 混凝土, 根据经验, 其 14 d 极限拉伸值 ε_u 约为 100×10^{-6}, 28 d 为 150×10^{-6}; 而混凝土干缩变形 ε (表 1) 14 d 也将达到 100×10^{-6}～150×10^{-6}, 因此管道内壁混凝土螺旋缝或环向裂缝大约在 14 d 产生, 之后随干缩变形加剧其宽度进一步发展。裂缝宽度还与缝间的垂直距离成正比, 设钢板宽

© 1994-2010 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

度 b 为 1 250 mm, 则龄期为 90 d 时, 螺旋缝宽度 w_c 为:

$$w_c = \epsilon_u \cdot b = 382 \times 10^{-6} \times 1\,250 = 0.477\,5\ \text{mm}$$

该值只是根据一般情况所计算, 因混凝土干缩值随原材料、用水量、水灰比、环境湿度等条件不同而有很大变化, 不同厂家所采用的钢板宽度也不完全相同, 所以不同工程、不同厂家所生产的管道裂缝数量和宽度均有所不同[14]。

2.3.3　管芯外壁纵向裂缝　根据 2.3.2 分析, 在缠丝前管芯外壁有产生温度裂缝的可能, 同时因外壁比内壁干缩发展更快, 且钢筒又阻止了干缩向内壁的进一步发展, 如果管芯不能及时缠丝, 停放时间过长, 如 1 个月或更长时间, 则管芯外壁还有产生干缩裂缝的可能。因外壁同样受到焊缝约束, 因此可能产生环向或螺旋向裂缝; 另外, 因管芯尚未缠丝而同时还会产生纵缝或垂直于螺旋向的斜缝, 因管芯承口端面受到地面磨擦约束而易产生外壁承口端部纵向裂缝, 而且当端面受力不均匀时还会产生应力集中, 因此便促使了该种裂缝的产生。实际生产中最常见的是承口纵向或斜向裂缝, 一般很细微, 宽度在 0.05～0.25 mm, 长度在 1 000 mm 以下, 有些则更宽更长[15]。

首先, 外壁表里温差较大时会产生温度裂缝。在低温季节管芯蒸养结束后的降温过程中或缠丝前遭遇急骤降温天气, 会使混凝土产生较大的表里温差 ΔT_d, 当 ΔT_d 达到 8～14 ℃时, 混凝土的表层会产生温度应变 ϵ_t。

$$\epsilon_t = \alpha t \cdot \Delta T_d = 10 \times 10^{-6} \cdot (8 \sim 14) = 80 \times 10^{-6} \sim 140 \times 10^{-6}$$

因此时混凝土的极限拉伸值还较小, 约为 100×10^{-6}, 所以造成混凝土开裂。同时因管芯承口端面受到地面磨擦约束而更易产生起始于外壁承口端部的纵向裂缝。

其次, 混凝土外壁整体干缩而产生开裂, 其机制同 2.3.2。

另外, 管道冲击地面或管道受到外力碰撞而造成承口端部开裂。该种裂缝宽而长, 一般是绝不允许出现的[16]。

2.4　混凝土的湿胀

管道安装后, 内壁浸于水环境中, 外壁一般处于湿土环境中, 致使管道混凝土及砂浆充分吸水并产生体积增加, 这部分变形称为混凝土湿胀变形。这种湿胀是由于水泥凝胶体吸水引起的, 这里水分子起着克服凝聚力的作用, 可迫使凝胶体粒子进一步分离, 从而产生膨胀压力。另外, 水的浸入又使凝胶体的表面张力减少, 因而也产生微小的膨胀[9]。

一般来说, 水泥净浆的湿胀量较大, 根据资料[9], 100 d 可达 $1\,300 \times 10^{-6}$, 1 000 d 为 $2\,000 \times 10^{-6}$, 2 000 d 为 $2\,200 \times 10^{-6}$。混凝土的湿胀则小得多, 如水泥用量为 300 kg/m^3 的混凝土, 在浇筑后 180～365 d, 其湿胀变形仅为 100×10^{-6}～150×10^{-6}。混凝土湿胀同时伴随着重量增加, 有的达 1%。由此可见, 混凝土泡水后的重量增加远大于体积增加, 这是由于部分浸入混凝土的水分占据了混凝土中的空隙所致。另外, 混凝土的湿胀变形较其在空气中的干燥收缩变形小得多。如表 2 所示, 混凝土 180 d 的干缩变形为 440×10^{-6}, 是其湿胀变形的 4～5 倍。因此, 管道埋入地下后所发生的湿胀是有益的, 可使混凝土干缩变形得到部分恢复, 而使裂缝宽度减小, 但并不足以闭合。

3　管道裂缝的防治

管道裂缝的危害性主要是腐蚀钢筒和钢丝而降低管道寿命, 严重时甚至会造成管道暴裂[17]。有些管道裂缝尽管短时期内对管道结构及使用功能没有明显影响, 但会对管道耐久性产生不同程度的影响, 因此必须严格加以防治。

基于管道裂缝的产生机理, 可采取针对性措施防治, 如干缩变形和温度变形的控制。温度变形虽说不是管道开裂的普遍原因, 但也应引起重视, 对此可通过限制混凝土蒸养期的降温过程加以控制, 待其与外界环境温差小于 20 ℃时再进入露天养护。干缩是管道开裂的主要原因, 也是普遍原因, 应重点加以防治。减少混凝土干缩的措施很多, 一般均适用于管道, 如掺用膨胀剂、降低混凝土单位用水量、掺用优质粉煤灰、选用含泥量小且致密的骨料、加强养护、对混凝土喷涂养护剂等。另外, 在管道的两端口加密封罩直至管道进行安装, 对减少内壁干缩将会十分有效, 目前国内工程很少采用, 故应引起高度重视[18]。管芯停放场地可采用粗砂地面, 以减小底部磨擦、应力集中和放置冲击力; 适当增加管芯内壁厚度, 既可增加骨料粒径以减小混凝土用水量, 又可增加插口端刚度及抗裂能力; 增加插口钢环的宽度和厚度也可提高插口端刚度以及抗裂能力; 在插口环内壁铺设钢丝网片对防裂及限裂作用也很明显。相信通过有效的防裂和限裂措施, 必将会使管道裂缝明显减少, 即使开裂, 裂缝也很微细。

© 1994-2010 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

4 结 语

对管道裂缝产生原因、机理和防治进行分析后认为: 干缩是管道开裂的主要因素, 温度变形属于偶然因素, 插口端裂缝则属于结构应力裂缝。插口端裂缝可以通过增加端部刚度加以控制, 包括增加内壁混凝土厚度、增加插口钢板厚度与宽度、铺设钢丝网等; 纵向拼焊钢筒不会发生内壁环向缝或螺旋缝, 该类裂缝属于工艺性干缩裂缝, 一般难以避免, 但可以通过加装端帽等综合措施进行有效防裂和限裂; 外壁纵向裂缝一般属于温度约束裂缝, 有时则是温度和干缩的组合约束裂缝, 可通过控制温差和采用粗砂地面加以防治。通过综合防治措施, 完全可以将管道裂缝控制在微裂状态, 安装后在湿胀和水愈条件下, 裂缝将会得到很好愈合, 因此不致对管道寿命产生大的影响。

[参考文献]

[1] 孙绍平, 郭永峰. 预应力钢筒混凝土管在工程中的应用[J]. 特种结构, 2003, (3): 28- 31.

[2] 孙绍平. 预应力钢筒混凝土管若干基本问题的分析[J]. 特种结构, 2001, (3): 17- 21.

[3] American Water Works Association. Standard for Prestressed Concrete Steel Cylinder Pipe[S]. ANSI/AWWA C301-99.

[4] 张成军, 陈尧隆, 郭永峰. 预应力钢筒混凝土管道蒸养制度分析与评价[J]. 水利水电技术, 2004, (2): 41- 43.

[5] 富文权, 韩素芳. 混凝土工程裂缝分析与控制[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2002.

[6] Fabian C Hadipriono, Richard E Larew, Oh-Young Lee. Service life assessment of concrete pipe culverts[J]. Journal of Transportation Engineering, 1988, 114(2): 209- 220.

[7] Mhdi S Zarghamee. Hydrostatic pressure testing of prestressed concrete cylinder pipe with broken wires[Z]. Boltimore(America): The ASCE International Conference on Pipeline Engineering and Construction, 2003.

[8] 周 履, 陈永春. 收缩/徐变[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1994.

[9] 黄国兴, 惠荣炎. 混凝土的收缩[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1990.

[10] 孙绍平. 阪神地震中给水管道震害及其分析[J]. 特种结构, 1997, (2): 51- 55.

[11] Hoel Ling, Yoshiyuki Mohri, Tshinori Kawabata, et al. Centrifugal modeling of seismic beihavior of large-diameter pipe in liquefiable soil [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eegineering, 2003, 129: 1092- 1102.

[12] 魏新宇, 马念尊, 李杏敏. 预应力钢筒混凝土管(PCCP)在给水管道工程中的应用[J]. 管道技术与设备, 2001, (2): 30- 32.

[13] 张之钰, 郭建新, 孟晋中. PCCP 管道的设计特点[J]. 水利水电技术, 2001, (4): 55- 57.

[14] 吴悦人, 黄 玮, 苏海滨. PCCP 铠装式抗拉力接头的设计、试验及应用[J]. 特种结构, 2003, (3): 32- 35.

[15] 张永鸿. PCCP 扩大推广应用的几个问题[J]. 特种结构, 1999, (3): 29- 30.

[16] 奚 军. PCCP 设计中的几点体会[J]. 山西水利科技, 2002, (3): 31- 32.

[17] 孙绍平, 韩 杨. 生命线地震工程研究述评[J]. 土木工程学报, 2003, (5): 98- 105.

[18] 郭永峰, 张成军, 贾海亮. PCCP 混凝土技术问题探讨[J]. 山西水利科技, 2002, (3): 43- 46.

Study on mechanism and prevention of cracking in prestressed concrete cylinder pipe of large diameter

ZHANG Cheng-jun[1,2], CHEN Yao-long[1], LI Yu[1,3], WANG Jian[2]

(1 *College of Water Resource and Hydroelectricity Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an, Shaanxi* 710048, *China*;
2 *Shanxi Institute of Water Resources and Hydropower Research, Taiyuan, Shanxi* 030002, *China*;
3 *College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest A & F University, Yangling, Shaanxi* 712100, *China*)

Abstract: According to the mechanism of cracking in general concrete structures, the reasons, mechanisms and preventing methods of cracking in PCCP were analyzed in this paper and some conclusions were drawn. Firstly, the reasons of cracking in PCCP included shrinkage, temperature effects and structural stress effects. Secondly, with its different locations and layers in PCCP, the cracks had different mechanisms, different widths, and different preventing methods. Finally, although some cracks could not be prevented completely, they could be controlled effectively, hence in a state of micro-cracking.

Key words: PCCP; cracking of pipe; mecham ism analysis; prestress

© 1994-2010 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net