

# 苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构足尺试验研究

查红星<sup>1</sup> 桂 林<sup>1</sup> 秦奕旻<sup>2</sup> 柳 献<sup>2</sup>

(1. 苏州市轨道交通集团有限公司, 215004, 苏州; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 200092, 上海//第一作者, 高级工程师)

**摘 要** 针对苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构, 采用拟静力的试验方法对超载工况下错缝拼装盾构隧道衬砌结构进行了足尺试验研究。介绍了试验方案设计, 根据试验结果分析了结构变形、裂缝分布、破损情况、纵缝变形和纵缝螺栓应变的发展情况和结构破坏过程, 并对结构的破坏机理进行了分析。试验结果表明: 苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构的破坏链为  $168.75^\circ$ 、 $101.25^\circ$  和  $11.25^\circ$  管片截面的纵缝螺栓相继屈服, 纵缝受压侧混凝土相继压碎; 最终导致  $270^\circ$  截面管片钢筋屈服, 4 个塑性铰全部形成, 结构整体失去稳定性。

**关键词** 苏州轨道交通; 盾构隧道; 衬砌结构; 足尺试验

**中图分类号** U455.91

**DOI:** 10.16037/j.1007-869x.2022.05.001

## Full-scale Experimental Study on Suzhou Rail Transit Shield Tunnel Lining Structure

ZHA Hongxing, GUI Lin, QIN Yimin, LIU Xian

**Abstract** Targeting the lining structure of Suzhou Rail Transit shield tunnel, adopting pseudo-static testing method, full-scale experiment is carried out studying staggered-jointed shield tunnel lining structure under overload working condition. Test scheme design is introduced. According to experiment results, the condition and development process of structural deformation, distribution of cracks and damages, open of longitudinal joints and strain of longitudinal joint bolts are analyzed, as well as the structure damage mechanism. Test results show that Suzhou Rail Transit shield tunnel lining structure is under the following process: segment sectional bolts seam and edge concrete crashed in sequence of longitudinal joint at  $168.75^\circ$ ,  $101.25^\circ$  and  $11.25^\circ$ . Finally, bending failure of tunnel segment at  $270^\circ$  appeared, which indicated four plastic hinges to appear and caused stability loss of the tunnel structure.

**Key words** Suzhou Rail Transit; shield tunnel; lining structure; full-scale experiment

**First-author's address** Suzhou Rail Transit Group Co., Ltd., 215004, Suzhou, China

## 0 引言

在城市轨道交通领域, 对盾构隧道衬砌结构力

学性能的理解主要依赖于现行规范, 如 GB 50446—2018《盾构法隧道施工及验收规范》<sup>[2]</sup> 和 CJJT 289—2018《城市轨道交通隧道结构养护技术标准》<sup>[3]</sup>。考虑到苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构形式与其它城市的不尽相同, 盾构隧道穿越地层的物理力学性质也具有一定的特殊性, 如完全参照上述规范进行建设和运维尚存困难。为了更好地理解苏州轨道交通盾构隧道结构的力学性能并应用于建设和运维实践, 对苏州轨道交通盾构隧道结构的力学性能开展足尺试验研究十分必要。

对盾构隧道结构力学性能进行足尺试验, 国内外已有一定的研究。文献[4]开展了双圆隧道衬砌错缝拼装结构试验, 并对结构受力和变形进行了计算分析。文献[5]开展了类矩形盾构隧道衬砌结构足尺试验, 对正常运营和施工同步注浆工况下的受力性能进行了分析研究, 为新型盾构隧道衬砌结构的设计和施工控制提供了技术支持和依据。以上研究主要针对异型断面形式的盾构隧道结构, 重点关注异型断面隧道的施工控制、设计优化等方面。研究结论对于圆形断面隧道的参考价值有限。

在圆形断面盾构隧道结构的足尺试验研究方面, 文献[6]对荷兰“绿色心脏”隧道开展了足尺试验研究, 分析了荷兰软土大断面隧道的受力机制, 并为结构设计提供了依据。文献[7]介绍了外径 15 m 的上海长江隧道的足尺试验过程, 获得了衬砌环结构的实有安全度, 为结构设计优化提供了依据。文献[8]针对外径 14.5 m 的南京长江隧道结构进行了足尺试验研究, 对不同拼装方式下的不同破坏特征进行了探讨。文献[9]针对上海轨道交通中埋管片进行了超载工况下盾构隧道结构承载能力的足尺试验研究, 对试验结构的承载性能和破坏机理进行了分析。以上研究主要针对大断面或某一具体城市的盾构隧道结构, 研究结论对于圆形隧道的力学性能研究有一定价值。但考虑到隧道的结构形式、细部构造及地层性质等差异, 以上研究对

苏州的地铁盾构隧道衬砌结构的适用性有限。

基于当前苏州轨道交通的建设和运维实践,本文设计和实施了顶部超载工况下的苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构足尺试验,旨在掌握苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构的受力机制、破坏机理与极限承载力,为苏州轨道交通后续的建设和运维提供试验依据。以下将具体介绍试验方案和主要试验结论,并对结构破坏过程和破坏机理进行分析和讨论。

1 试验方案

1.1 试验试件

本试验的试件参照苏州轨道交通 1—5 号线错缝拼装盾构隧道原型管片制作。衬砌环外径为 6 200 mm,内径为 5 500 mm,管片宽度为 1 200 mm,管片厚度为 350 mm。管片材料采用 C50 混凝土和 HRB400 钢筋。衬砌环由 1 个封顶块 K(圆心角为 22.5°)、2 个邻接块 B1 和 B2(圆心角为 67.5°),以及 3 个标准块 A1、A2 和 A3(圆心角为 67.5°)组成。试验采用环宽 1.2 m 的中全环和环宽 0.6 m 的上下半环。中全环与上下半环间采用错缝拼装,封顶块的位置偏离正上方±22.5°,如图 1 所示。

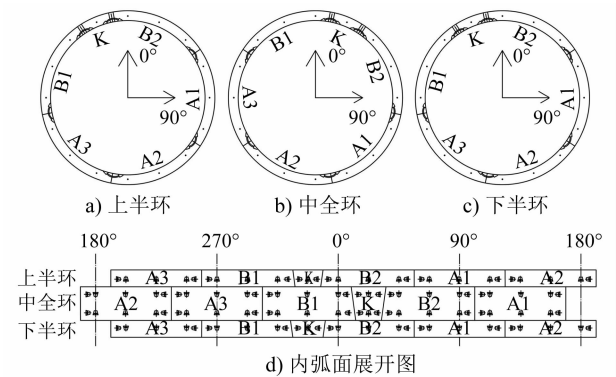


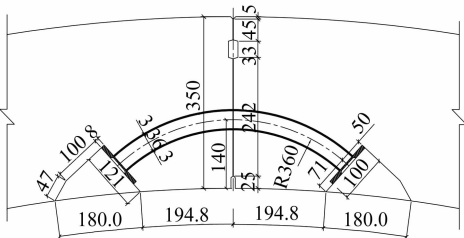
图 1 盾构隧道衬砌环拼装示意图

Fig. 1 Diagram of shield tunnel lining rings assembly

衬砌环纵缝和环缝均采用 5.8 级 M30 弯螺栓连接。每条纵缝设置 2 根螺栓,每条环缝设置 16 根螺栓。管片端面采用平面式,环缝和纵缝接触面皆不设凹凸榫槽,如图 2~3 所示。

1.2 加载装置

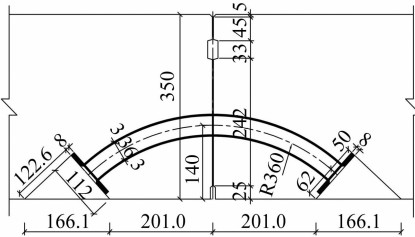
加载装置分水平加载装置和竖向加载装置两部分,如图 4 所示。水平加载装置用以模拟试验环受到的水土荷载作用,竖向加载装置用以模拟试验环环缝面上的纵向压力。以 15°为间隔在水平加载装置上设置 24 个加载点,加载点均匀分布在试验环



尺寸单位: mm

图 2 盾构隧道衬砌环纵缝构造图

Fig. 2 Structure detail of longitudinal joint of shield tunnel lining ring



尺寸单位: mm

图 3 盾构隧道衬砌环缝构造图

Fig. 3 Structure detail of circumferential joint of shield tunnel lining ring seam

外侧并指向圆心。每个加载点由自上而下的 4 个液压千斤顶组成,分别作用于上半环、中全环和下半环。单个千斤顶能提供的最大荷载为 100 t,最大位移为 400 mm。

竖向加载装置共有 8 个加载点,每个加载点由 2 根加载梁、2 个 20 t 张拉千斤顶和 2 根钢绞线组成。通过千斤顶张拉钢绞线,在管片环缝面上施加压力。

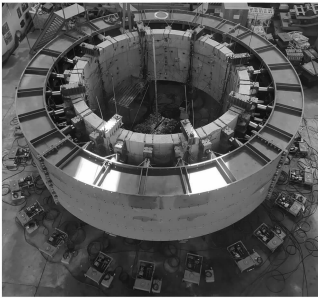


图 4 盾构隧道衬砌结构足尺试验加载装置全景图

Fig. 4 Panorama of full-scale experiment loading device of shield tunnel lining structure

1.3 加载方案

本试验的加载方案与文献[10-12]的盾构隧道衬砌结构足尺试验保持一致,通过加载装置千斤顶施加集中荷载来模拟作用于隧道结构上的水土荷

载和地层抗力等。水平向 24 个加载点对称分为 3 组(见图 5): $P_1$  组,6 个加载点,分布于顶部和底部; $P_2$  组,10 个加载点,分布于两腰部部位; $P_3$  组,8 个加载点,分布于肩部和趾部。试验前,基于试验结构和实际结构控制截面内力和变形等效的原则,设计  $P_1$  组、 $P_2$  组和  $P_3$  组各加载点集中力的大小。试验时,同组加载点千斤顶的荷载相同。

竖向荷载  $F$  用于模拟盾构机顶进之后管片环缝面上残余的顶推压力。参照苏州轨道交通实际工程经验,盾构机总推力取 1 000 t,残余系数取 0.15。考虑到本次试验共设置 8 个竖向加载点,因此每个加载点的竖向荷载  $F=(1\,000\text{ t}\times 0.15)/8=18.75\text{ t}$ 。

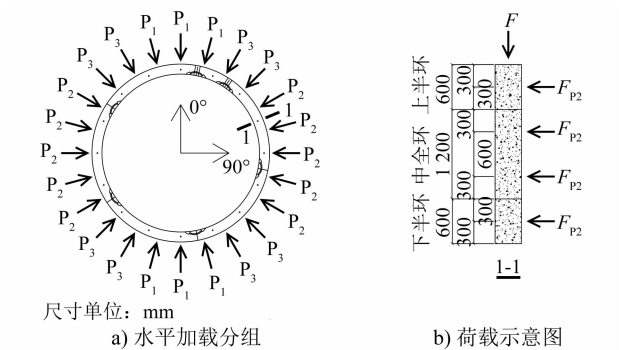


图 5 加载方案的水平加载分组及荷载示意图  
Fig. 5 Schematic diagram of horizontal load grouping and loading points of the loading schemes

试验加载过程分为 3 个阶段,如图 6 所示。

1) 由零加载至正常运营状态的荷载:在竖向荷载  $F=187.5\text{ kN}$  施加完成后, $P_1$  加载点的荷载  $F_{P_1}$  由零加载至 145 kN, $P_2$  加载点的荷载  $F_{P_2}$  由零加载至 94 kN, $P_3$  加载点的荷载  $F_{P_3}$  由零加载至 114 kN,达到正常运营状态。

2) 加载至顶部超载:继续增大  $F_{P_1}$ ,模拟隧道顶部承受超载作用,同时维持  $F_{P_2}=0.65F_{P_1}$ , $F_{P_3}=0.48\times(F_{P_1}+F_{P_2})$ 。

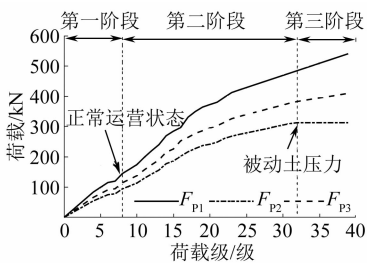


图 6 不同加载阶段的荷载级曲线  
Fig. 6 Curves of loading steps at different loading stages

3) 继续超载至极限状态: $F_{P_2}$  达到被动土压力,维持  $F_{P_2}=313\text{ kN}$  不变。继续增大  $F_{P_1}$ ,并保持  $F_{P_3}=0.48\times(F_{P_1}+F_{P_2})$ 。

为方便后文描述,定义  $F_p=2(F_{P_1}-F_{P_2})$ ,用以描述荷载大小<sup>[13]</sup>。其在量值上等于隧道在 1.2 m 环宽上所受到的顶部荷载与腰部荷载的差值,反映了试验隧道的受荷状态。

### 1.4 测试方案

本次试验的测试项目主要有:结构整体位移、纵缝张开、纵缝螺栓应变、管片内外侧主筋应变、管片内外表面混凝土应变、纵缝错台、环缝错台、环缝螺栓应变。在试验全过程中,人工观测管片表面裂缝和破损的发展情况。测试方案中的测试项目、测试传感器及测点数如表 1 所示,总测点数量为 718 个。中全环测点布置如图 7 所示。上半环和下半环的测点布置情况与中全环相同。

表 1 测试方案中的测试项目、测试传感器及测点数量  
Tab. 1 Measuring items, sensors and statistics of measuring points of the test scheme

测试项目	测试传感器		测点/个
	名称	精度	
整体位移	拉线式位移计	0.01 mm	20
纵缝张开量	伸缩式位移计	0.01 mm	36
纵缝螺栓应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	96
纵缝错台量	伸缩式位移计	0.01 mm	6
主筋应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	304
混凝土应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	112
环缝错台量	伸缩式位移计	0.01 mm	16
环缝螺栓应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	128

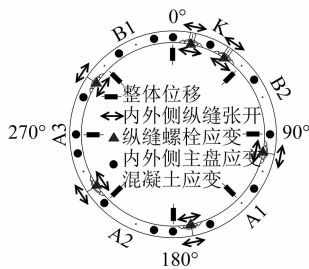


图 7 中全环测点布置示意图  
Fig. 7 Schematic diagram of measuring point layout in middle ring

## 2 结构破坏过程及破坏形态

### 2.1 结构整体破坏情况

当加载至结构破坏( $F_p=456\text{ kN}$ )时,结构整体破坏情况如图 8 所示。

隧道圆环结构为三次超静定结构。当形成 3 个

塑性铰时,隧道结构成为静定结构。当形成 4 个塑性铰时,隧道结构成为机构,丧失继续承载的能力。在加载过程中,中全环依次形成以下 4 个塑性铰:① 中全环 168.75°管片截面的纵缝螺栓屈服、外弧面混凝土压碎(图 8 中照片①);② 中全环 101.25°管片截面的纵缝内弧面螺栓屈服、混凝土压碎(图 8 中照片④,混凝土未剥落,但敲击声音清脆,提示已压碎);③ 中全环 11.25°管片截面的纵缝螺栓屈服、外弧面混凝土压碎(图 8 中照片③);④ 中全环 270°截面管片外侧主筋屈服(图 8 中照片②,裂缝宽度 0.5 mm)。

由于上半环和下半环的拼装角度关于中全环相对于 0°~180°管片截面连线对称。因此,上半环和下半环的破坏情况与中全环相似,且关于中全环相对于 0°~180°管片截面连线对称。在本文将着重介绍中全环的试验结果。

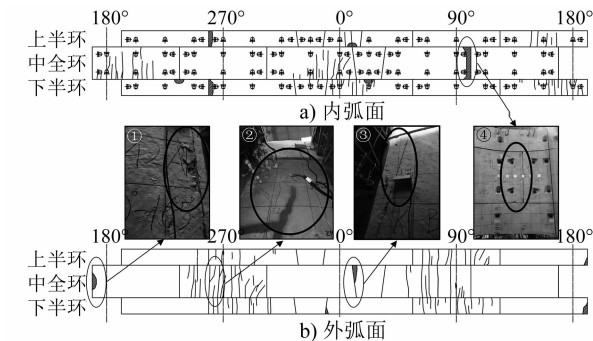


图 8  $F_p=456$  kN 时盾构隧道衬砌结构整体破坏情况  
Fig. 8 Structural damage distribution of shield tunnel lining structure when  $F_p=456$  kN

## 2.2 整体变形

中全环结构变形如图 9 所示。隧道结构整体呈现腰部向外扩、顶底向内缩的“横鸭蛋”变形趋势。定义 90°~270°管片截面连线长度相对于设计内径的变化量为腰部收敛,定义 0°~180°管片截面连线长度相对于设计内径的变化量为顶底收敛。

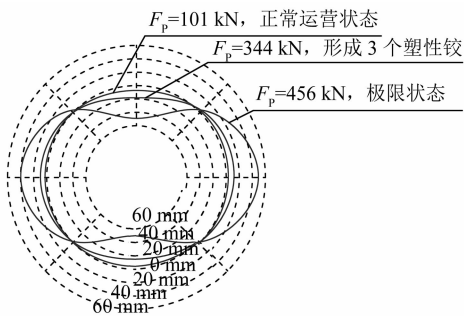


图 9 中全环结构变形示意图  
Fig. 9 Rose diagram for the overall deformation of middle ring

$F_p=101$  kN 时,试验结构处于正常运营状态。中全环腰部收敛为 5.73 mm,顶底收敛为 11.79 mm,椭圆度为 3.19‰。

$F_p=344$  kN 时,试验结构形成了 3 个塑性铰,由超静定结构转变为静定结构。此时,中全环腰部收敛为 22.43 mm,顶底收敛为 34.55 mm,椭圆度为 10.36‰。

$F_p=456$  kN 时,试验结构的 4 个塑性铰全部形成,达到极限状态。此时,中全环腰部收敛为 88.97 mm,顶底收敛为 99.58 mm,椭圆度为 34.28‰。

## 2.3 纵缝变形

中全环 11.25°、101.25°和 168.75°管片截面的荷载-纵缝张开曲线如图 10 所示。

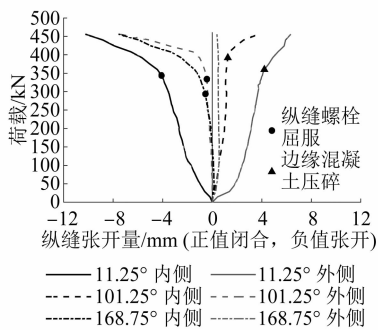


图 10 不同管片截面的荷载-纵缝张开曲线  
Fig. 10 Curves of load-longitudinal joint opening of different segment sections

中全环 11.25°管片截面的纵缝位于顶部,呈现内侧张开、外侧闭合的变形趋势。 $F_p=344$  kN 时,内侧张开的变形速率增大,判断此时纵缝螺栓屈服; $F_p=360$  kN 时,外侧闭合的变形速率增大,判断此时纵缝受压边缘的混凝土压碎。

中全环 101.25°管片截面的纵缝位于隧道右腰,呈现内侧闭合、外侧张开的变形趋势。类似地可判断: $F_p=334$  kN 时,纵缝螺栓屈服; $F_p=392$  kN 时,纵缝受压边缘的混凝土压碎。

中全环 168.75°管片截面的纵缝位于隧道底部,呈现内侧张开、外侧闭合的变形趋势。类似地可判断, $F_p=294$  kN 时,纵缝螺栓屈服。

## 2.4 纵缝螺栓应变

中全环 101.25°和 168.75°管片截面的荷载-纵缝螺栓应变曲线如图 11 所示。螺栓应变采用在表面粘贴应变片的方式进行测量。由于弯螺栓的受力状态较为复杂,应变片的粘贴位置不一定正好处于应变最大处。因此,图 11 中的应变绝对量不能用

于判断螺栓屈服与否,但曲线斜率的变化趋势可以用来作为判断依据。

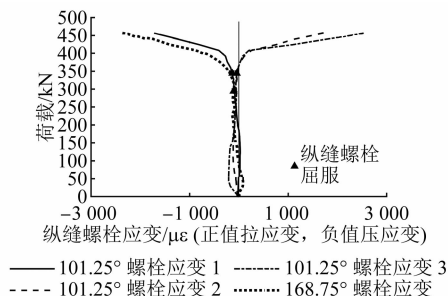


图 11 不同管片截面的荷载-纵缝螺栓应变曲线

Fig. 11 Curves of load-longitudinal joint bolt strain of different segment sections

中全环 101.25°管片截面的荷载-纵缝螺栓应变曲线在  $F_p = 334$  kN 处斜率发生变化,表明此时 101.25°管片截面的纵缝螺栓屈服。中全环 168.75°管片截面的荷载-纵缝螺栓应变曲线在  $F_p = 294$  kN 处斜率发生变化,表明此时 168.75°管片截面的纵缝螺栓屈服。上述判断与 2.3 节纵缝张开的分析结果匹配。

### 3 试验结果分析

#### 3.1 破坏链与破坏机理

中全环的荷载-收敛变形曲线如图 12 所示。

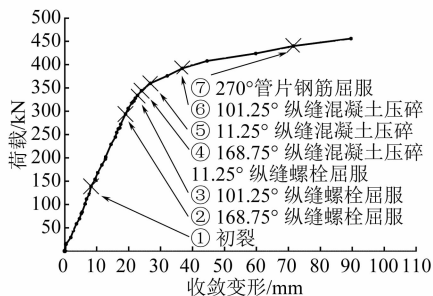


图 12 中全环荷载-收敛变形曲线

Fig. 12 Curve of load-convergence deformation of middle ring

中全环的结构破坏过程如下所述:

1)  $F_p$  从 0 增加到 138.9 kN 之前,未观察到破坏现象。监测结果显示荷载和收敛变形基本呈线性关系。

2) 当  $F_p = 138.9$  kN 时,中全环 258.75°管片截面外弧面侧出现首条受弯裂缝。中全环初裂裂缝出现位置正好对应上半环和下半环的纵缝所在角度。这是由于错缝效应的存在,中全环 258.75°管片截面弯矩较大,更易开裂。

3) 当  $F_p = 294$  kN 时,中全环 168.75°管片截面的纵缝螺栓屈服,第一个塑性铰形成。经检查监测数据,168.75°管片截面的纵缝内弧面张开量、接缝螺栓应变变化速率在本级荷载出现拐点,增长速率加快。

4) 当  $F_p = 334$  kN 时,中全环 101.25°管片截面的纵缝螺栓屈服,第二个塑性铰形成。经检查监测数据,101.25°管片截面的纵缝外弧面张开量、接缝螺栓应变变化速率在本级荷载出现拐点,增长速率加快。

5) 当  $F_p = 344$  kN 时,中全环 11.25°管片截面的纵缝螺栓屈服,第三个塑性铰形成。在同级荷载下,168.75°管片截面的纵缝外弧面混凝土压碎。下一级荷载相对于本级荷载来说,荷载-收敛变形曲线的斜率减小 28%,表明结构整体刚度在本级荷载下降。

6) 当  $F_p = 360$  kN 时,中全环 11.25°管片截面的纵缝外弧面混凝土压碎。经检查监测数据,11.25°管片截面的纵缝外弧面压紧量在本级荷载出现拐点,增长速率加快。

7) 当  $F_p = 392$  kN 时,中全环 101.25°管片截面的纵缝内弧面混凝土压碎。经检查监测数据,101.25°纵缝内弧面压紧量在本级荷载出现拐点,增长速率加快。

8) 当  $F_p = 440$  kN 时,中全环 270°管片截面外弧面主筋应变达到  $2000 \mu\epsilon$ ,主筋屈服,第四个塑性铰形成。同时,采用塞尺观测到 270°管片截面外弧面裂缝最大宽度为 0.5 mm。隧道圆环结构为三次超静定结构。当 4 个塑性铰形成时,隧道结构成为机构,不再具有继续承载的能力。

#### 3.2 错缝效应分析

错缝效应系指错缝拼装盾构隧道相邻环间由于拼装方式不同而产生环间不协调变形,使得环与环之间产生环间剪力和错台,并由此导致与相邻环纵缝正对的管片截面(错缝截面)弯矩有所提高的现象。本节将从裂缝分布、结构内力和环缝破坏来进行分析。

##### 3.2.1 裂缝分布

从裂缝分布的情况来看,裂缝最先出现在顶底和腰部的错缝截面位置。具体包括中全环内弧面 191.25°和 348.75°管片截面、中全环外弧面 258.75°管片截面、上下半环内弧面 11.25°和 168.75°管片截面、上下半环外弧面 101.25°管片截面。停止加载

时,裂缝也多分布于上述位置。中全环裂缝照片如图 13 所示。根据裂缝分布位置可知,由于错缝效应的存在,错缝截面的管片弯矩有所增大。

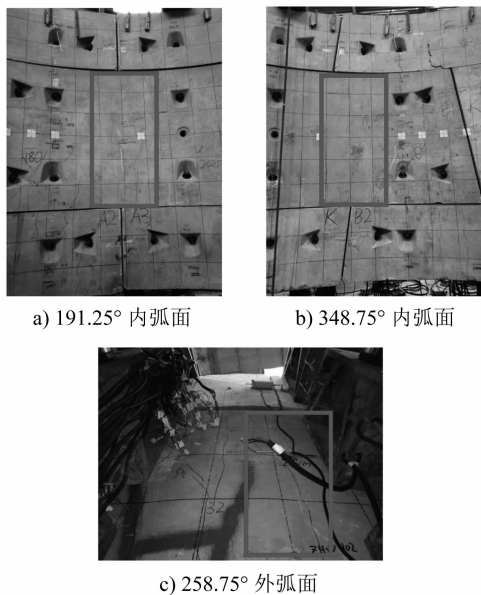


图 13 不同管片截面处中全环裂缝照片

Fig. 13 Cracks of middle ring of different segment sections

### 3.2.2 结构内力

基于试验应变监测数据可计算结构内力,并与均质圆环法的计算结果相对比,如图 14 所示。两者在大部分位置的计算结果较为符合。但在错缝截面处,中全环试验反算内力结果较均质圆环计算结果大约 10% 左右。由此可知,由于错缝效应的存在,错缝截面的管片弯矩有所增大,且相对均质圆环结果增大约 10% 左右。

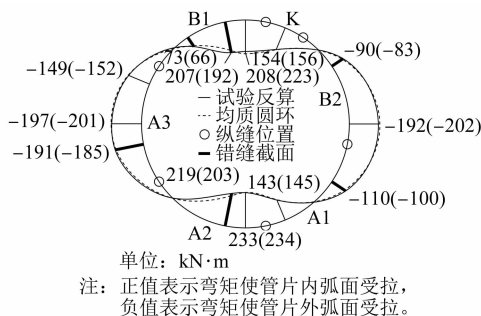


图 14 中全环结构内力 ( $F_p = 101$  kN, 正常运营状态)

Fig. 14 Internal force of middle ring ( $F_p = 101$  kN, status of normal operation)

### 3.2.3 环缝破坏

错缝效应是由于相邻环间的不均匀变形,并经环缝面剪力的传递而产生的相邻环管片的弯矩重分布现象。由于环缝面剪力是错缝效应形成的重

要因素,因此环缝面的破坏现象也能够反映错缝效应。

在试验过程中共计发现 3 处环缝破坏现象,分别位于 11.25° 管片截面的上半环-中全环环缝、22.5° 管片截面的中全环-下半环环缝、236.25° 管片截面的中全环-下半环环缝(见图 15)。在环缝面压力和剪力的共同作用下,使得上述位置出现了压剪破坏的现象。

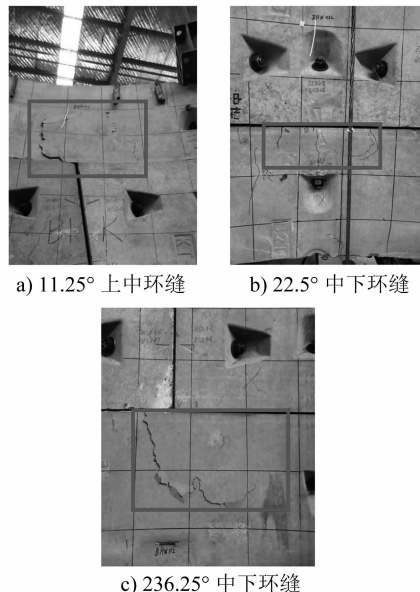


图 15 不同管片截面处环缝破坏现象照片

Fig. 15 Failure of circumferential joints of different segment sections

## 4 结语

本文针对苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构开展了足尺试验,获取了隧道衬砌结构的破坏模式和承载能力。研究结果表明:

1) 苏州轨道交通盾构隧道衬砌结构的破坏链为:168.75°、101.25°和 11.25°管片截面的纵缝螺栓相继屈服,纵缝受压侧混凝土相继压碎。最终导致 270°截面管片钢筋屈服,4 个塑性铰全部形成,成为几何可变机构。

2) 在形成 3 个塑性铰时,试验结构由超静定结构转变为静定结构,结构整体刚度下降约 28%。此时,中全环腰部收敛为 22.43 mm,顶底收敛为 34.55 mm,椭圆度为 10.36‰。表明,当隧道结构椭圆度超过 10.36‰时,结构进入弹塑性阶段,隧道变形对周边环境扰动较为敏感。

3) 在试验过程中,试验结构表现出了一定的错

缝效应。与相邻环纵缝正对的管片截面(错缝截面)表现出弯矩增大的现象。裂缝最先在上述截面出现和发展。另外,试验过程中观察到了3处环缝压剪破坏,反映了环间剪力的存在是导致错缝效应的因素。

4) 根据试验应变监测数据反算得到的结构内力与均质圆环的计算结果较为吻合,但在错缝截面处表现出弯矩增大的现象。错缝截面处试验反算内力相对均质圆环计算结果增大10%。

## 参考文献

- [1] 中国城市轨道交通协会. 城市轨道交通 2021 年度统计和分析报告[R]. 北京:中国城市轨道交通协会,2022.  
China Association of Metros. Urban rail transit statistics and analysis report 2021[R]. Beijing:China Association of Metros, 2022.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 盾构法隧道施工与验收规范:GB 50446—2018[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for construction and acceptance of shield tunneling method:GB 50446—2018[S]. Beijing:China Architecture & Building Press, 2017.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市轨道交通隧道结构养护技术标准:CJJ/T 289—2018[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2019.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical standard for maintenance of tunnel structures in urban rail transit:CJJ/T 289—2018[S]. Beijing:China Architecture & Building Press, 2019.
- [4] 王如路,宋博,王祺,等. 双圆盾构隧道衬砌错缝拼装整环试验及结构分析[J]. 地下工程与隧道,2001(1):12.  
WANG Rulu, SONG Bo, WANG Qi, et al. Lining experiment and structure analysis of bi-circular shield tunnel with staggered joint splice on segments[J]. Underground Engineering and Tunnels, 2001(1):12.
- [5] 朱瑶宏,朱雁飞,叶宇航,等. 类矩形盾构隧道衬砌结构受力性能的足尺试验研究[J]. 现代隧道技术,2016(增刊1):108.  
ZHU Yaohong, ZHU Yanfei, YE Yuhang, et al. Full-scale experiment study on mechanical behavior of quasi-rectangular shield tunnel lining[J]. Modern Tunnelling Technology, 2016(S1):108.
- [6] BLOM C B M. Design philosophy of concrete lining for tunnels in soft soils[D]. Delft, Netherlands: Delft University of Technology, 2002.
- [7] 曹文宏,陈正杰,杨志豪. 超大直径隧道衬砌足尺结构试验研究[C]//中国市政工程协会. 2009 中国城市地下空间开发高峰论坛论文集. 武汉:武汉理工大学出版社,2009:249.  
CAO Wenhong, CHEN Zhengjie, YANG Zhihao. Experiment investigation of super large lining structure of tunnel in full size[C]// China Municipal Engineering Association. Proceedings of 2009 China Urban Underground Space Development Peak Forum. Wuhan:Wuhan University of Technology Press, 2009:249.
- [8] 封坤,何川,苏宗贤. 南京长江隧道原型管片结构破坏试验研究[J]. 西南交通大学学报,2011(4):564.  
FENG Kun, HE Chuan, SU Zongxian. Prototype test on failure characteristics of segmental lining structure for Nanjing Yangtze River Tunnel[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2011(4):564.
- [9] 柳献,张浩立,鲁亮,等. 超载工况下盾构隧道结构承载能力的试验研究[J]. 地下工程与隧道,2013(4):10.  
LIU Xian, ZHANG Haoli, LU Liang, et al. Experimental study on load bearing capacity of shield tunnel structure under overload condition[J]. Underground Engineering and Tunnels, 2013(4):10.
- [10] 柳献,蒋子捷,刘树亚. 钢板-混凝土组合结构加固盾构隧道衬砌结构极限承载力足尺试验[J]. 中国公路学报,2020(1):128.  
LIU Xian, JIANG Zijie, LIU Shuya. Experiment of deformed shield tunnels strengthened by steel plate-concrete composite structure[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020(1):128.
- [11] 柳献,张蛟龙,蒋子捷,等. UHPC 加固盾构隧道衬砌结构试验[J]. 中国公路学报,2021(8):181.  
LIU Xian, ZHANG Jiaolong, JIANG Zijie, et al. Experimental investigations of a segmental tunnel ring strengthened by using UHPC[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021(8):181.
- [12] LIU X, JIANG Z J, YUAN Y, et al. Experimental investigation of the ultimate bearing capacity of deformed segmental tunnel linings strengthened by epoxy-bonded steel plates[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2018, 14(6):685.
- [13] 朱瑶宏,张雨蒙,夏杨于雨,等. 通用环错缝拼装隧道极限承载力足尺试验研究[J]. 现代隧道技术,2018(6):152.  
ZHU Yaohong, ZHANG Yumeng, XIA Yangyuyu, et al. Full-scale test on ultimate bearing capacity of tunnel segment lining with staggered joints[J]. Modern Tunnelling Technology, 2018(6):152.

(收稿日期:2021-12-10)