

DOI: 10.11779/CJGE202011017

# 不同变形条件下盾构隧道粘钢加固效果的模型试验研究

刘学增<sup>1</sup>, 赖浩然<sup>\*1</sup>, 桑运龙<sup>2,3</sup>, 段俊铭<sup>1</sup>, 丁爽<sup>2,3</sup>

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 上海同岩土木工程科技股份有限公司, 上海 200092;

3. 上海地下基础设施安全检测与养护装备工程技术研究中心, 上海 200092)

**摘要:** 由于上方堆土、邻近基坑开挖等周边工程的影响, 地铁隧道结构产生较大变形已成为常见问题, 粘钢加固作为控制地铁变形的常用手段, 然而目前对于粘贴钢板加固效果的评价分析尚不明确。通过 1:5 的室内模型试验研究了隧道不同变形条件下粘钢加固后结构的承载性能、荷载位移关系以及结构的破坏模式, 分析了粘钢加固效果以及合理的加固时机。试验结果表明: ①隧道结构变形分别为 7.4%D、15%D 和 20%D 时 ( $D$  为隧道外径) 采取粘钢加固, 加固后结构的破坏荷载相对原结构的破坏荷载分别增加了 54.2%、49.6% 和 26.7%, 结构失稳时的竖向收敛分别为 60.78、58.74、62.15 mm, 水平扩张分别为 48.46、56.28、61.68 mm, 说明粘钢可以提升结构承载力, 但未对结构失稳时的位移量产生较大影响, 从而为基于位移变化判断结构服役性能提供了依据; ②结构变形 10%D 至 15%D 作为加固时机较为合理; ③钢板与混凝土结合面的开裂与剥离是粘钢加固结构破坏的主要因素, 关键部位为拱顶正弯矩区附近接头处。上述研究结论可为盾构隧道粘钢加固设计及时机的选择提供理论基础。

**关键词:** 盾构隧道; 变形特征; 粘钢加固; 相似模型试验; 加固效果; 加固时机

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)11-2115-09

**作者简介:** 刘学增(1971—), 男, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事隧道病害检测与结构健康监测的研究工作。E-mail: liuxuezeng@tongji.edu.cn。

## Model tests on effect of bonded steel plate reinforcement of shield tunnels under different deformation conditions

LIU Xue-zeng<sup>1</sup>, LAI Hao-ran<sup>1</sup>, SANG Yun-long<sup>2,3</sup>, DUAN Jun-ming<sup>1</sup>, DING Shuang<sup>2,3</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Tongyan Civil Engineering Science and Technology Co.,

Ltd., Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Engineering Research Center of Underground Infrastructure Detection and Maintenance

Equipment, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Due to the impact of surrounding projects such as stacking and excavation, it has become a common problem for metro tunnels to produce large deformations. At present, the means to control tunnel deformation is mainly the bonded steel plate reinforcement method, but the existing researches on the evaluation and analysis of the effect of bonded steel plate reinforcement are not clear. Based on the indoor model tests with the similarity ratio of 1:5, the bearing capacity, load-displacement relationship and structural failure mode of shield tunnels reinforced by the bonded steel plates under different deformation conditions are studied. Furthermore, the effects of bonded steel reinforcement and reasonable reinforcement timing are analyzed. The results show that: (1) When the vertical deformation are 7.4%D, 15%D and 20%D respectively ( $D$  is the outer diameter of the tunnel), the bonded steel plate reinforcement is adopted for the tunnel structure. Compared with the original structure, the failure loads of the structure reinforced by the bonded steel plates increase by 54.2%, 49.6% and 26.7% respectively, the vertical deformation at structural instability is 60.78, 58.74 and 62.15 mm respectively, and the horizontal deformation at structural instability is 48.46, 56.28 and 61.68 mm respectively, indicating that the bonded steel plate reinforcement can improve the structural bearing capacity, and it has no great influence on the unstable displacement, thus providing a basis for judging the structural service performance based on the displacement change. (2) It is more reasonable to use as the reinforcement time when the structural deformation is between 10%D and 15%D. (3) The cracking and peeling of bonding surface between steel plate and concrete are the main factors for the failure of bonded steel reinforcement structures,

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (51878497); 厦门轨道交通集团科技项目 (厦轨道 (合) 20150500 号); 南京市公共工程建设中心建设工程课题 (MT-2018-Z038); 山东省重点研发计划项目 (重大科技创新工程) (2019JZZY010428); 铁四院科技研究开发计划项目 (2018K121)

收稿日期: 2019-10-18

\*通信作者 (E-mail: haoran\_lai@tongji.edu.cn)

and the critical position is the joint near vault. These findings can provide a theoretical basis for the reinforcement design and selection of reinforcement time.

**Key words:** shield tunnel; deformation characteristic; bonded steel plate reinforcement; similar model test; reinforcement effect; reinforcement time

0 引言

地铁盾构隧道是城市轨道交通地下线的主要类型，在地铁隧道建设及运营期间，由于施工质量、周边工程活动等影响，隧道结构产生较大变形已成为地铁隧道的常见问题。隧道结构过大变形将诱发局部沉降、管片开裂、渗漏水等隧道病害，进而加速隧道结构性能劣化，严重威胁地铁隧道结构的安全承载<sup>[1]</sup>。因此，有必要针对已发生异常变形的盾构隧道采取必要的加固措施。

目前，盾构隧道针对大变形整治的手段较多，各自的优缺点不一<sup>[2]</sup>。整环粘贴钢板加固法（简称粘钢加固）以满足净空复核、较好提升结构刚度及承载力的优点而被普遍采用。从现有研究来看，国内外学者主要针对粘钢加固工法进行介绍和讨论<sup>[3-4]</sup>，一部分学者借助数值分析软件研究了粘钢加固结构承载性能并提出了计算分析模型<sup>[5]</sup>，柳献等<sup>[6]</sup>针对上海通缝拼装盾构隧道，首次开展了二次受力模式下整环钢板加固盾构隧道的足尺试验，结果表明，粘钢能有效提升结构刚度和极限承载力，加固结构破坏是由粘结面失效引起的。虽然足尺试验的全面性是其余方法难以比拟的，但足尺试验周期长、花费高，还具备较高安全风险，难以进行重复对比试验，并且该试验未考虑地层与结构之间的相互作用。综上，目前对于错缝拼装盾构隧道粘钢加固结构承载性能的研究尚缺乏试验论证，并且均未涉及对粘钢加固时机的分析，对于不同加固时机对结构后续承载性能的影响仍有待进一步研究。

由于盾构隧道结构直径变化量可作为管片承载态临界点的重要判定指标<sup>[7]</sup>，不同变形条件下隧道结构所处的承载状态不同。因此，本文采用 1：5 的室内模型试验，研制适用于盾构隧道大比例尺模型试验的全周加载装置和精细化模型制作模具，开展原结构与 3 种不同变形条件下粘钢加固结构的破坏试验，探究粘钢加固结构的承载性能、荷载位移关系以及结构破坏模式，分析粘钢加固效果以及合理的加固时机，为盾构隧道粘钢加固时机、加固设计以及结构性能分析提供理论基础。

1 模型试验方案

1.1 研究对象

本文以常见的地铁盾构管片为研究对象，管片外

径 6.7 m，内径 6 m，厚度 0.35 m，环宽 1.5 m。管片环由 1 个关键块（K）、2 个邻接块（B1、B2）、3 个标准块（A1、A2、A3）组成，采用错缝 45° 拼装形式，混凝土强度等级为 C55，受力主筋采用 HRB400 级钢。接缝处采用机械性能等级为 8.8 级的弯螺栓连接，包括 16 个环缝连接螺栓（M30）和 12 个纵缝连接螺栓（M30）。管片横截面分块如图 1 所示。本试验以“1/2+1+1/2”三环管片结构为研究对象，拼装方式如图 2 所示。

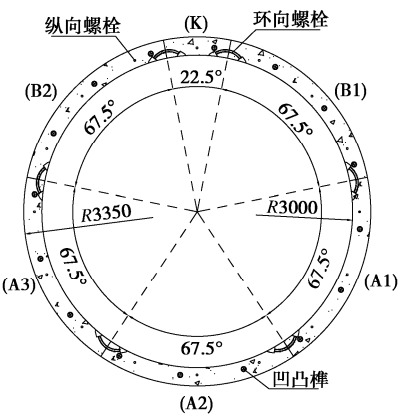


图 1 厦门地铁 2 号线管片衬砌分块形式

Fig. 1 Block form of segment lining for Metro Line 2 in Xiamen

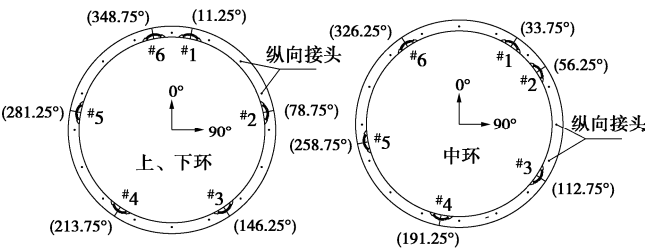


图 2 模型试验拼装方式

Fig. 2 Assembly mode of model tests

1.2 相似模型与加固设计

模型试验设计遵循相似三定理，通过设定基础相似比，分别代入第一定理中的三大基本方程（如式（1）～（3）所示）和第二定理中的模型相关参数表达式（如式（4）所示）可推算其余相似比，再以第三定理所规定的单值条件来判定现象是否相似。模型试验以几何相似比  $C_L=5$ 、重度相似比  $C_\gamma=1$  为基础相似比，根据相似理论其他物理力学参数相似比如表 1 所示。

$$\frac{C_\gamma C_L}{C_\sigma} = 1 \quad , \quad (1)$$

表 1 各物理量相似比

Table 1 Similarity constants of physical quantity

物理量	几何尺寸 $L$	位移 $\delta$	弹性模量 $E$	应力 $\sigma$	弹性抗力系数 $k$	应变 $\varepsilon$	泊松比 $\mu$
相似常数	5	5	5	5	1	1	1

表 2 隧道原型与模型物理量参数

Table 2 Physical parameters of prototype and model

名称	管片外径 /m	管片内 径/m	管片厚 度/m	管片宽 度/m	混凝土抗压强 度/MPa	混凝土弹性 模量/GPa	钢筋直 径/mm	钢筋屈服 强度/MPa	螺栓直 径/mm	螺栓屈服 强度/MPa
原型	6.7	6.0	0.35	1.5	50	35.50	25	400	30	640
模型	1.34	1.20	0.07	0.3	9.88	6.28	5	65	6	110
比例	5.0	5.0	5.00	5.0	5.1	5.70	5.0	6.2	5.0	5.8

$$\frac{C_{\varepsilon} C_L}{C_{\sigma}} = 1 \quad , \quad (2)$$

$$\frac{C_{\sigma}}{C_{\varepsilon} C_E} = 1 \quad , \quad (3)$$

$$f(\sigma, \varepsilon, E, \mu, X, \bar{X}, L, \delta) = 1 \quad . \quad (4)$$

式中  $\gamma$  为重度;  $L$  为几何尺寸;  $\sigma$  为应力;  $\varepsilon$  为应变;  $E$  为弹性模量;  $\mu$  为泊松比;  $X$  为体积力;  $\bar{X}$  为面力;  $\delta$  为位移。

混凝土相似材料为高水灰比 (0.7)、高砂率 (50%)、低弹性模量 (碎石最大粒径为 8 mm)、低标号水泥 (R325) 的微粒混凝土, 按水泥: 河砂: 碎石: 水=1:1.64:3.29:0.7 的比例关系配置而成。钢筋骨架依据相似比和原型管片配筋形式, 采用 6063-T4 铝制作的螺纹主筋、箍筋、分布筋等绑扎而成, 纵环向螺栓采用 M6 AZ91D-F 镁铝合金模拟。隧道原型和模型物理量参数对比如表 2 所示。管片模型通过自主设计的包含有手孔构造的精细化模具浇筑成型, 并在浇筑时采用橡胶管模拟螺栓预埋套筒。

本试验粘钢加固形式为非骑缝整环加固, 钢板加固设计设计依据《混凝土加固技术规范: GB 50367—2013》<sup>[8]</sup>中大偏心构件正截面粘钢加固设计公式, 经推导可得模型钢板相似材料截面尺寸的计算公式为

$$A_m = \frac{f_p}{f_m} C_E C_l^2 A_p \quad . \quad (5)$$

式中,  $A$  为钢板截面面积,  $f$  为钢板屈服强度, 下标  $p$  和  $m$  分别表示原型和模型 (下同)。

为满足加固需求, 试验以等分 6 块、厚度 2 cm 及宽度占 80%环宽的 Q235B 钢板为原型<sup>[4]</sup>, 保持分块形式不变, 选择屈服强度为 45 MPa 的 3005-O 态铝作为钢板相似材料, 取铝板厚度为 4 mm, 按式 (5) 计算得到铝板宽度为 1200 mm。

对于锚固材料, 依据《混凝土结构后锚固技术规范 JG145—2013》<sup>[9]</sup>中的机械锚栓抗拉承载力计算公式, 经推算可得锚栓相似材料截面尺寸的计算公式为

$$A_{ms} = \frac{f_{pyk}}{f_{myk}} C_E C_l^2 A_{ps} \quad . \quad (6)$$

式中,  $A_{ms}$ ,  $A_{ps}$  分别为模型和原型锚栓应力截面面积,  $f_{pyk}$ ,  $f_{myk}$  分别为原型和模型锚栓屈服强度标准值。

试验以 12.9 级 M16 不锈钢膨胀螺栓为原型<sup>[4]</sup>, 若选取机械性能最低的 3.6 级螺栓, 通过式 (6) 计算所得的应力截面面积为 7.54 mm<sup>2</sup>, 与此接近的是螺纹直径为 4 mm (应力截面面积为 8.78 mm<sup>2</sup>) 的螺栓, 因此, 本试验选用套筒规格为 M6、螺栓规格为 M4 及长度为 3 cm 的塑料膨胀螺丝钉作为锚栓相似材料。

对于钢板与混凝土之间的粘结剂, 以粘结效果较好的进口刚性环氧树脂为胶结剂原型<sup>[10]</sup>, 按胶体的钢对混凝土正拉粘结强度作为相似比换算依据。由进口刚性环氧树脂的钢对混凝土正拉粘结强度为 6 MPa, 理论应选取钢对混凝土正拉粘结强度为 1.2 MPa 的胶体, 但《工程结构加固材料应用安全性鉴定规范: GB50728—2011》<sup>[11]</sup>有所规定, 胶体的钢对混凝土正拉粘结强度需不小于 2.5 MPa, 限于试验条件, 本试验选取满足最低强度要求的卡本灌注粘钢胶作为粘结剂相似材料。

本试验按图 3 所示的流程及剖面图进行加固, 具体加固参数如表 3 所示, 隧道粘钢加固完成后现场照片如图 4 所示。

1.3 加载及量测方案

试验加载系统包含 12 个水平加载点和 6 个垂直加载点, 水平和竖向加载点分别由 2 和 1 个液压千斤顶组成, 所有液压千斤顶均可独立控制且配置有压力传感器。各水平加载点均设置有地层弹簧与荷载分配钢板 (曲率与隧道外径一致), 同时在钢板与衬砌接触面增设可有适应管片变形的柔性橡胶衬垫。该装置可将千斤顶集中力以均布荷载的形式施加于管片结构模型, 并考虑了地层与结构的相互作用, 具体如图 5 所示。

试验加载方式为卧式静力全周加载, 通过 12 个方向的“弹簧-钢板”装置来模拟水平均布荷载, 水平均布荷载分成 3 组, 分别为  $q_1$ ,  $q_2$  与  $q_3$ , 加载时完全同步, 试验中保持荷载关系  $q_2=0.72q_1$  (0.72 为侧压力系数) 和  $q_3=0.5 (q_1+q_2)$ 。荷载施加按分步对称加载

表 3 粘钢加固参数

钢板				膨胀螺栓			环纵缝和手孔 封堵	钢板密封	钢板-混凝土填充
分块数	材料	厚度 /mm	宽度 /mm	型号	间距 /mm	排数 /排			
均分 6 块	3005-O 态铝	4	240	M6 Q235 膨胀 螺丝钉	105	4	环氧树脂修补 砂浆	环氧树脂封口胶	环氧树脂灌浆胶

至试件破坏，单步荷载增量  $q_1=2.0\text{ kPa}$ ， $q_2=1.44\text{ kPa}$ ， $q_3=1.72\text{ kPa}$ 。垂直荷载模拟盾构残余顶力，6 个垂直加载点千斤顶顶力均为 1200 N。每个“弹簧-钢板”装置包含 6 个刚度为 96.7 N/mm 的不锈钢弹簧，对应地层抗力系数为  $5.52\text{ MPa}\cdot\text{m}^{-1}$ 。

为揭示盾构隧道原结构与粘钢加固结构的受力变形特征和破坏过程，本次试验测试内容包括中环管片变形、主筋应变、混凝土应变、螺栓应变和钢板应变。环向荷载分组与测点布设如图 6 所示，测点统计如表 4 所示。

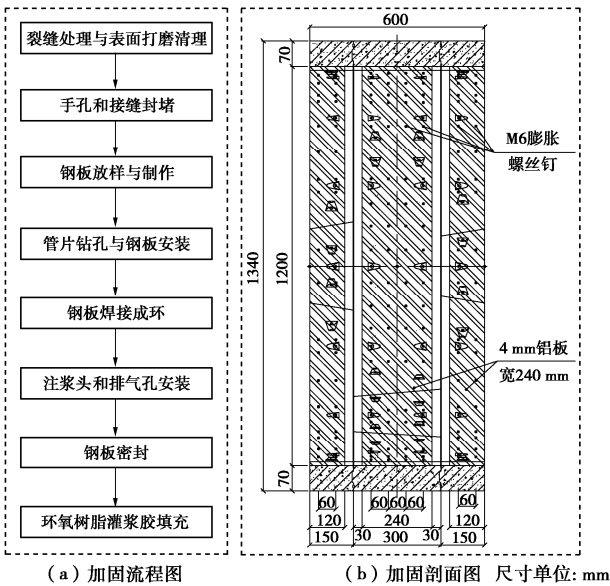


图 3 加固流程及剖面图

Fig. 3 Process and profile of reinforcement

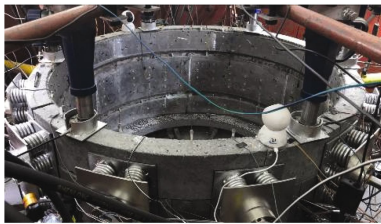


图 4 粘钢加固完成现场照片

Fig. 4 On-site photo after reinforcement of bonding steel plates

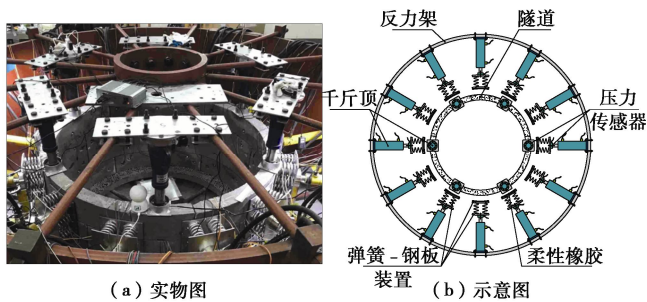


图 5 全周加载装置

Fig. 5 Full-cycle loading devices

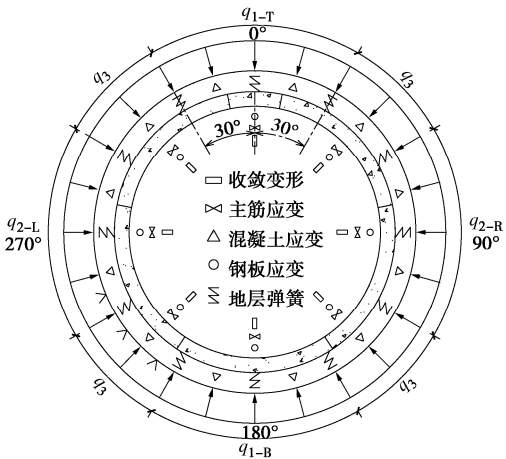


图 6 环向荷载分组与测点布设

Fig. 6 Grouping of circumferential loads and layout of survey points

表 4 测点统计

量测内容	测试仪器或手段	精度	测点数/个
管片变形	电子位移计	0.01 mm	8
主筋应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	16
混凝土应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	12
螺栓应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	12
钢板应变	箔式应变片	1 $\mu\epsilon$	8

2 盾构隧道结构承载性能分析

2.1 荷载与位移关系

竖向荷载作用下盾构隧道中环变形与顶部荷载  $q_{1-T}$  关系如图 7 所示，以编号 A 代表原结构。由图 7 可知，在竖向荷载作用下原结构以结构首次开裂（A1）、拱顶接头外侧挤压开裂（A2）、拱顶接头外侧混凝土剥离（A4）和结构即将垮塌（A5）分为关键点分为 4 个阶段：①在结构开裂前，位移随顶部荷载呈线性增加；②随着混凝土受拉区裂缝地产生与发展，位移增速变大，曲线出现拐点 A2 点，原因为地层弹簧完全压缩导致边界刚度增大，对结构变形起到较强

约束作用; ③接头挤压开裂程度加深, 曲线受边界刚度增大影响仍呈线性增加; ④接头开裂掉块直接削弱其刚度与承载性能, 加剧了整体变形的发展, 拱底 191° (#4) 环向螺栓和左拱腰 270° 外侧钢筋相继屈服, 位移曲线逐渐进入平台段, 随着左拱腰 270° 外侧弯剪斜裂缝贯通、内侧混凝土压溃, 结构发生斜截面剪压破坏, 试验结束。在结构即将垮塌时的竖向收敛为 58.62 mm (43.7% $D$ ), 返还至原型为 293.1 mm, 水平扩张为 51.78 mm (38.6% $D$ ), 返还至原型为 258.9 mm, 对比宁波轨道交通开展的卸载工况下错缝拼装盾构隧道结构坍塌性试验<sup>[12]</sup>, 结构接近垮塌时的竖向收敛为 401.9 mm (64.8% $D$ ), 水平扩张约为 404.9 mm (65.3% $D$ ), 由于超载工况下结构达到极限状态时的位移较卸载工况更小<sup>[13]</sup>, 比例约 23.0%, 从而说明本试验结果较为合理。结构破坏时的顶部荷载  $q_{1-T}$  为 524 kPa。原结构关键点对应的竖向变形值如表 5 所示。

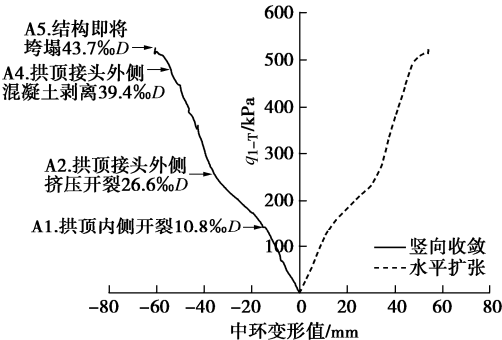


图 7 原结构中环变形与顶部荷载关系

Fig. 7 Relationship between deformation and load of original structures

表 5 原结构关键点竖向变形值

Table 5 Vertical deformations of key points of original structures

A1.拱顶 内侧开裂	A2.拱顶接头 外侧挤压开裂	A4.拱顶接头外 侧混凝土剥离	A5.结构 即将垮塌
10.8%D	26.6%D	39.4%D	43.7%D

2.2 破坏过程与形式

原结构中环构件应变与顶部荷载  $q_{1-T}$  关系如图 8 所示。由图 8 可知, 在结构开裂前, 应变增长较为缓慢并大致随顶部荷载地增加呈线性增长。在拱顶内侧开裂后, 应变增速逐渐增大, 但由于弹簧被完全压缩, 导致应变曲线斜率有所减小, 随着拱顶接头外侧混凝土大面积剥离, 结构刚度削弱、变形加剧, 构件应变突变并进入平台段。

原结构破坏形式表现为拱腰斜截面剪压破坏, 破坏过程为: 拱顶 0° 内侧混凝土开裂→右拱腰 90°, 左拱腰 270° 外侧混凝土开裂→拱顶 34° 和 56° 纵向接头外侧挤压开裂→拱底 191° 环向螺栓屈服→左拱

腰 270° 外侧钢筋屈服→左拱腰 270° 外侧临界弯剪斜裂缝贯通, 内侧混凝土压溃并结构即将垮塌。原结构中破坏形态如图 9 所示。

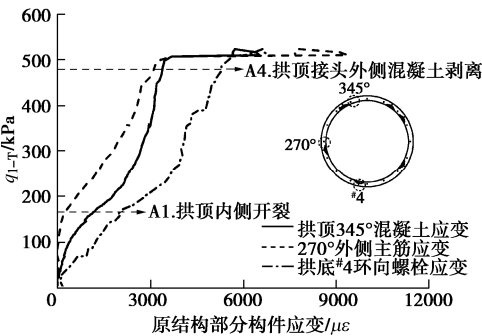


图 8 原结构中环部分构件应变与顶部荷载关系

Fig. 8 Relationship between structural component strain and load

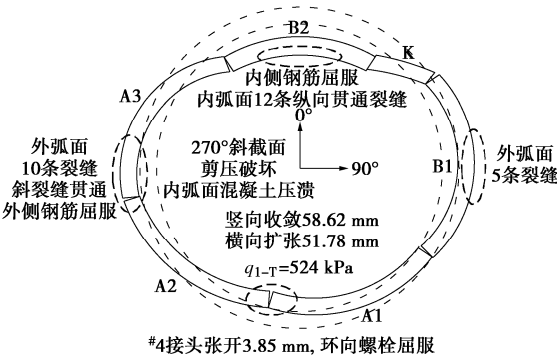


图 9 原结构中环破坏形态

Fig. 9 Failure mode of original structures

2.3 加固工况

本试验共设计了 3 种加固工况, 加固时机选取依据原结构的荷载与位移曲线, 并参考部分地区规范和工程案例中常见的竖向变形加固时机 (8% $D$  至 25% $D$ ,  $D$  为隧道外径)<sup>[14]</sup>, 分别在结构无裂缝、裂缝发育和裂缝密集发育时进行粘钢加固, 对应竖向变形分别为 7.4% $D$ , 15% $D$ , 20% $D$ , 分别以编号 B、C 和 D 表示。每种加固工况先按荷载步增大至加固点, 保持荷载不变, 考虑二次受力模式进行粘钢加固, 加固完成后继续按荷载步增大环向荷载直至结构破坏。

3 粘钢加固结构承载性能分析

3.1 粘钢加固结构受力变形特征

(1) 荷载与位移关系

3 组加固工况隧道中环变形与顶部荷载  $q_{1-T}$  关系分别如图 10~12 所示。由图 10~12 可知, 粘钢加固结构以加固点 (B/C/D0)、结构首次开裂 (B/C/D1)、拱顶接头外侧挤压开裂 (B/C/D2)、拱顶接头粘结面开裂 (B/C/D3)、拱顶外侧接头混凝土剥离 (B/C/D4) 和结构即将垮塌 (B/C/D5) 为关键点分为 6 个阶段: ①由于 7.4% $D$  加固工况在结构开裂前已采取粘钢加

固,其首次开裂发生在拱腰外侧,其余两组工况与原结构同为拱顶内侧首先开裂,在开裂前竖向收敛均随荷载呈线性增加;②结构开裂后,位移增速略微增加,15%D和20%D加固工况分别对应该工况下结构拱顶内侧纵向裂缝为7条和12条时采取粘钢加固;③粘钢加固后,结构刚度提升且无裂缝产生,变形增速较加固前显著减小并随荷载呈线性增长,直至结构拱顶接头外侧发生挤压开裂;④接头外侧挤压开裂直接削弱了接头刚度,接头内侧张开量增大并导致接头处粘结面开裂,位移增速有所增加但仍大致随荷载呈线性增加;⑤随着各接头、拱顶和拱底处结合面相继开裂剥离,位移增速逐渐增大,并加剧了拱腰外侧裂缝和接头挤压裂缝的产生与发展;⑥随着结构裂缝地加宽加深以及粘结面剥离程度的不断增大,钢板环与衬砌结构两者受力模式由协同受力逐渐转变为独自受力,由于拱顶及附近接头处结合面剥离范围及量值最大,拱顶内侧主筋、接头环向螺栓和拱顶铝板相继屈服,拱顶接头外侧混凝土压溃,内侧粘结面大范围剥离,铝板受剪弯折,结构丧失承载力。

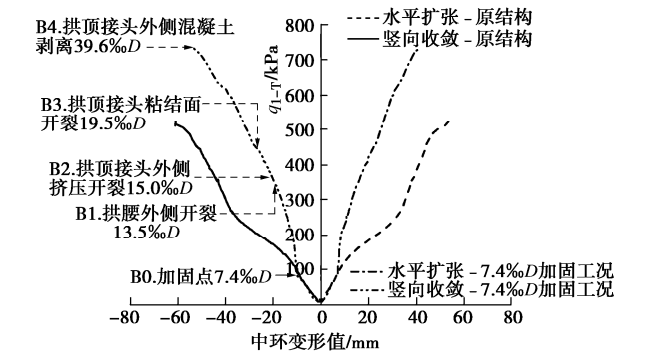


图 10 7.4%D 加固工况中环变形与顶部荷载关系  
Fig. 10 Relationship between deformation and load under 7.4%D reinforcement

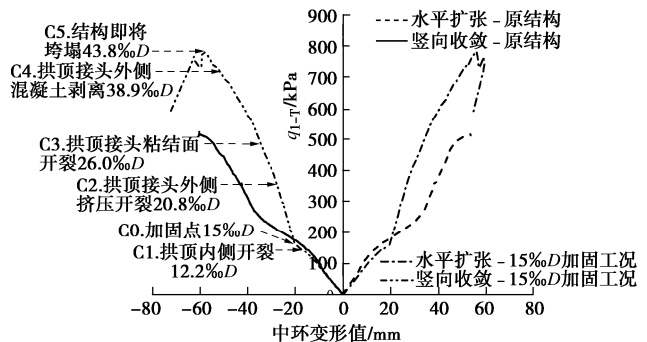


图 11 15%D 加固工况中环变形与顶部荷载关系  
Fig. 11 Relationship between deformation and load under 15%D reinforcement

7.4%D 加固工况由于前期千斤顶量程核算有误而未加载至极限状态,15%D和20%D加固工况在结构即将垮塌时的竖向变形分别为 58.74 mm (43.8%D)

和 62.15 mm (46.4%D),水平扩张分别为 56.28 mm 和 61.68 mm。破坏时的顶部荷载  $q_{1-T}$  分别为 784 kPa 和 664 kPa。粘钢加固结构关键点对应的竖向变形值如表 6 所示。

表 6 粘钢加固结构关键点竖向变形值					
Table 6 Vertical deformations of key points of reinforcement structures					
加固点	B/C/D1	B/C/D2	B/C/D3	B/C/D4	B/C/D5
7.4%D	13.5%D	15.0%D	19.6%D	39.6%D	—
15%D	12.2%D	20.8%D	26.0%D	40.1%D	43.8%D
20%D	10.6%D	24.6%D	30.7%D	43.6%D	46.3%D

注:关键点 1 代表结构首次开裂;关键点 2 代表拱顶接头外侧挤压开裂;关键点 3 代表拱顶接头粘结面开裂;关键点 4 代表拱顶接头外侧混凝土剥离;关键点 5 代表结构即将垮塌。

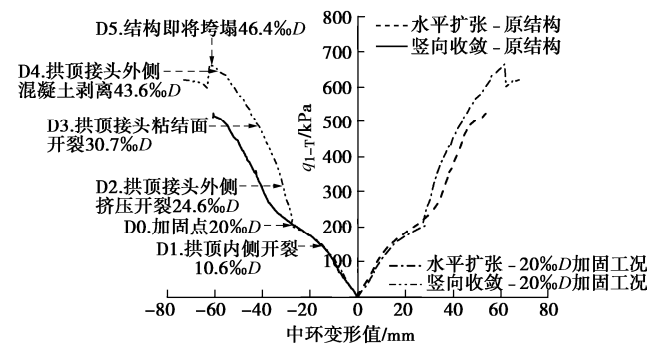


图 12 20%D 加固工况中环变形与顶部荷载关系  
Fig. 12 Relationship between deformation and load under 20%D reinforcement

原结构与粘钢加固结构水平扩张与顶部荷载  $q_{1-T}$  关系如图 13 所示。由于粘钢加固结构破坏发生于拱顶,并且从图 13 可知,3 组加固工况水平扩张曲线发展趋势一致,则可依据 15%D 加固工况的变形曲线推算出 7.4%D 加固工况破坏时的顶部荷载与变形值。以 15%D 加固工况水平变形在  $q_{1-T}=684\sim784$  kPa (破坏荷载)阶段的平均斜率 10.8 kPa/mm 作为 7.4%D 加固工况达到极限状态的判定条件。

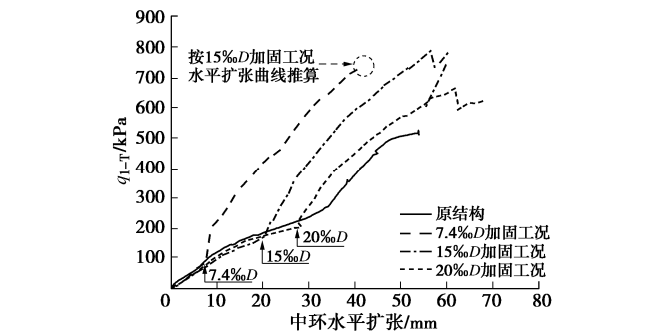


图 13 原结构与粘钢加固结构水平扩张与顶部荷载关系  
Fig. 13 Relationship between load and horizontal expansion of original and reinforcement structures



7.4‰*D* 加固工况在  $q_{1-T}=636\sim736$  kPa (终止荷载) 阶段的平均斜率为 11.9 kPa/mm, 相同斜率对应 15‰*D* 加固工况的荷载阶段为  $q_{1-T}=612\sim712$  kPa, 则由 15‰*D* 加固工况的破坏荷载 784 破坏时的顶部荷载  $q_{1-T}=784$  kPa 可推出 7.4‰*D* 加固工况将在  $q_{1-T}=808$  kPa 达极限状态, 按 10.8 kPa/mm 换算后的极限水平变形为 48.46 mm。同理, 依据图 13 中 15‰*D* 加固工况竖向变形曲线在最后 100 kPa 顶部荷载阶段的极限平均斜率 9.5 kPa/mm, 推算 7.4‰*D* 加固工况的极限竖向变形为 60.78 mm。

## (2) 破坏过程与形式

以 15‰*D* 加固工况为例, 分析粘钢加固结构的破坏过程与形式。15‰*D* 加固工况中环构件应变与顶部荷载  $q_{1-T}$  关系如图 14 所示。由图 14 可知, 在粘钢加固前, 环向螺栓及主筋应变均随顶部荷载呈线性增加。在粘钢加固后, 结构刚度提升, 对于环向螺栓, 其应变曲线斜率减小并在一定阶段无明显变化, 直至拱顶接头外侧挤压开裂, 随着接头处混凝土开裂与剥离程度的加深, 接头刚度不断削弱, 螺栓应变逐渐增大并达到拉伸极限; 主筋应变在混凝土与钢板粘结良好情况下随顶部荷载呈线性增加, 但随着粘结面的开裂与剥离, 应变曲线进入弹塑性发展阶段, 在拱顶接头外侧混凝土大面积剥离后, 曲线进入平台段, 主筋受拉屈服; 拱顶铝板应变在 11° (#1) 环向螺栓屈服前均无明显变化, 在拱顶接头混凝土大面积剥离后, 铝板应变突变并进入平台段, 铝板受拉屈服。

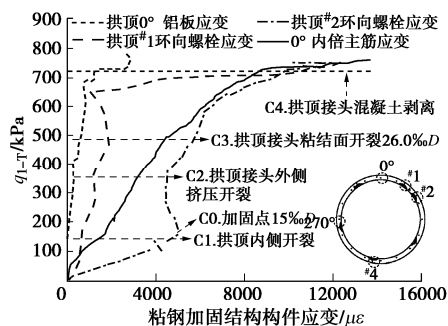


图 14 15‰*D* 加固工况中环构件应变与顶部荷载关系

Fig. 14 Relationship between load and structural component strain under 15‰*D* reinforcement

竖向变形为 15‰*D* 时的粘钢加固结构破坏形式表现为拱顶接头小偏心受压破坏和粘结面及铝板弯折破坏, 破坏过程为: 拱顶 0° 内侧混凝土开裂→右拱腰 90° 和左拱腰 270° 外侧混凝土开裂→粘钢加固→拱顶 326° 接头外侧挤压开裂→拱顶 56° 纵向接头粘结面开裂→拱顶 326° 环向螺栓屈服→拱顶 0° 内侧钢筋屈服→拱顶 56° 环向螺栓屈服→拱顶 0° 铝板屈服→拱顶 34° 纵向接头外侧混凝土压溃、内侧粘结面

及铝板剪切破坏, 结构即将垮塌。15‰*D* 加固工况隧道中环破坏形态如图 15 所示。

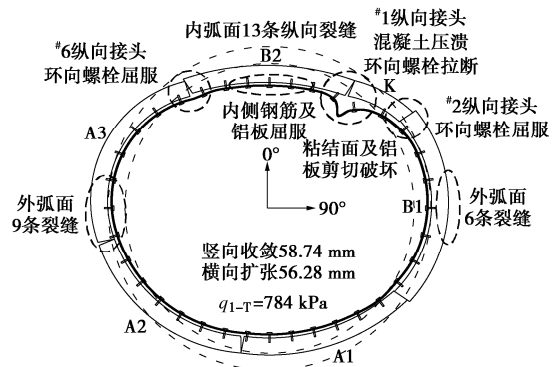


图 15 15‰*D* 加固工况中环破坏形态

Fig. 15 Failure mode under 15‰*D* reinforcement

7.4‰*D* 和 20‰*D* 加固工况破坏形式与 15‰*D* 相同, 其中 7.4‰*D* 加固工况由于未加载至极限状态, 而表现为拱顶接头小偏心受压破坏, 20‰*D* 加固工况在拱顶 34° 纵向接头同样发生小偏心受压破坏和粘结面及铝板弯折破坏。从破坏过程来看, 7.4‰*D* 和 20‰*D* 加固工况同样先为受拉区混凝土开裂, 随后拱顶接头挤压开裂及粘结面剥离, 最终随着拱顶、拱底部分构件达到屈服状态, 接头外侧混凝土压溃, 并发生粘结面及铝板剪切破坏。

粘钢加固结构破坏的关键部位为拱顶附近接头处, 根据结构呈“横鸭蛋形”的位移变化趋势可知, 拱顶附近接头处于正弯矩区, 接头变形表现为内张外合, 对关键部位进行受力分析, 如图 16 所示。外荷载作用下, 膨胀螺栓和粘结剂产生的剪力和轴力反作用于钢板, 使其在弯矩和轴力作用下形成偏心受拉构件。一方面受接头张开与错台影响, 接头处粘结剂填充量小于管片内部使得接头处抗拔力较弱; 另一方面, 膨胀螺栓在布设时由于需避开手孔、接头和钢筋等构造, 也造成了接头两侧锚固力存在差异。由此导致了拱顶正弯矩区附近接头处率先发生钢板与混凝土剥离的现象, 在粘结面开裂后, 接头变形加剧、挤压开裂增多, 最终导致结构破坏。

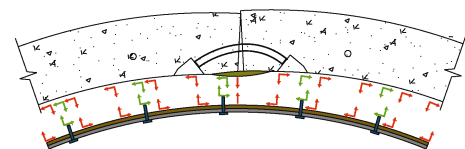


图 16 正弯矩区拱顶接头处粘钢加固结构受力分析

Fig. 16 Stress analysis of reinforcement structures at joint of positive bending moment zone

## 3.2 粘钢加固效果对比

粘钢加固结构破坏特征对比如表 7 所示。原结构

与粘钢加固结构竖向变形与顶部荷载 $q_{1-T}$ 关系如图 17 所示。结合表 5~7 和图 17 可知,粘钢加固结构的破坏形式均表现为接头小偏心受压破坏和粘结面及钢板剪切破坏,破坏的主因钢板与混凝土结合面的开裂与剥离,随着钢板的剥离结构承载能力快速下降,直至失稳。7.4‰D, 15‰D, 20‰D 加固工况在结构破坏时的顶部荷载相对于原结构分别提升 54.2%、49.6%和 26.7%,结构失稳时的竖向收敛分别为 60.78, 58.74, 62.15 mm,而水平扩张分别为 48.46, 56.28, 61.68 mm,说明粘钢可以提升结构承载力,但未对结构失稳时的位移量产生较大影响,从而为基于位移变化判断结构服役性能提供了依据。

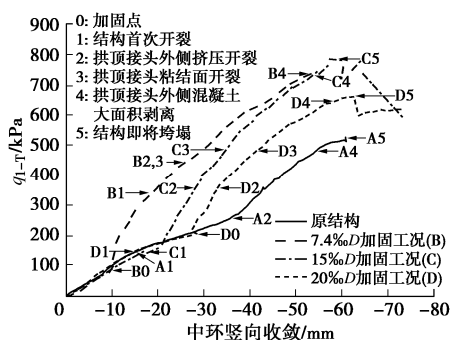


图 17 原结构与粘钢加固结构竖向变形与顶部荷载关系  
Fig. 17 Relationship between load and vertical deformation of original and reinforcement structures

表 7 粘钢加固结构破坏特征对比  
Table 7 Comparison of failure features of reinforcement structures

加固点	顶部荷载 $q_{1-T}$		破坏模式
	破坏荷载 /kPa	提升程度 /%	
7.4‰D	808	54.2	接头小偏心受压破坏
15‰D	784	49.6	接头小偏心受压破坏、
20‰D	664	26.7	粘结面及铝板剪切破坏

注:原结构破坏时的顶部荷载为 524 kPa。

3.3 合理加固时机

不同加固时机粘钢加固结构开裂与变形特征对比如表 8 所示,表中竖向收敛斜率为位移曲线在某点处的切线斜率,通过图 10~12 计算加固前后竖向收敛斜率,从而对比分析加固时机对结构刚度变化的影响。由表中可知,由于在隧道竖向变形为 7.4‰D 时结构处于弹性阶段且无裂缝产生,较 15‰D 加固工况在加固后竖向收敛斜率增加 22.3 kPa/mm,承载力提升程度增加 4.6%,说明在提升结构刚度和刚度力方面未存在较大优势,因此在竖向变形 7.4‰D 时采取粘钢加固偏早。在结构竖向变形为 15‰D 时,拱顶内侧已有 9 条纵向裂缝,其中包括 8 条贯通裂缝,此时结构裂缝已较为发育,结合原结构开裂时的竖向变形为 10.8‰D,因此,建议结构竖向变形 10‰D 至 15‰D 作为加固时机较为合理。

表 8 不同加固时机粘钢加固结构开裂与变形特征对比  
Table 8 Comparison of cracking and deformation characteristics of bonded steel reinforced structures at different reinforcement time

加固点	对应原结构裂缝特征				竖向收敛斜率 kPa/mm	
	拱顶内侧		拱腰外侧		加固前	加固后
	条数	密度 /m <sup>-1</sup>	条数	密度 /m <sup>-1</sup>		
7.4‰D	0	0	0	0	7.4	66.7
15‰D	9	949	0	0	6.6	44.4
20‰D	12	1243	4	193.6	3.75	22.6

注:拱顶内侧裂缝密度为 B2 块裂缝累积长度与内表面投影面积的比值;拱腰外侧裂缝密度为 B1 和 A3 块裂缝累积长度之和与内表面投影面积之和的比值。

4 结 论

本文基于二次受力模式,设计并开展了盾构隧道在不同变形条件下的粘钢加固相似模型试验,探究了不同变形条件下粘钢加固结构的承载性能、变形发展规律和破坏模式,分析了粘钢加固效果及合理加固时机,得到以下 4 点结论。

(1)在竖向荷载作用下盾构隧道结构受力破坏过程以拱顶内侧开裂、拱顶内侧裂缝密集发育和拱顶接头外侧混凝土压溃为关键点分为四个阶段,结构表现为拱腰斜截面压剪破坏,拱腰外侧斜裂缝贯通是结构破坏的主因。

(2)7.4‰D, 15‰D, 20‰D 加固工况在结构破坏时的顶部荷载相对于原结构分别提升 54.2%, 49.6%, 26.7%,结构失稳时的竖向收敛分别为 60.78, 58.74, 62.15 mm,水平扩张分别为 48.46, 56.28, 61.68 mm,说明粘钢可以提升结构承载力,但未对结构失稳时的位移量产生较大影响,从而为基于位移变化判断结构服役性能提供了依据。

(3)粘钢加固结构破坏的主要因素是钢板与混凝土结合面的开裂与剥离,拱顶正弯矩区附近接头处是结合面开裂与剥离的关键位置,随着钢板的剥离结构承载能力快速下降,直至失稳。

(4)基于 7.4‰D 和 15‰D 加固工况粘钢加固效果分析,并结合原结构的裂缝发展规律,建议错缝拼装盾构隧道结构竖向收敛为 10‰D 至 15‰D 时采取粘钢加固较为合理。

粘钢加固结构拱顶接头处钢板-结合面-管片的力学特性和破坏机理还有待于进一步研究。

参考文献:

[1] 林楠,李攀,谢雄耀. 盾构隧道结构病害及其机理研究[J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11(增刊 2): 802 - 809.  
(LIN Nan, LI Pan, XIE Xiong-yao. Research on evolution



- mechanism of shield tunnel disease based on segment performance analysis[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering 2015, **11**(S2): 802 - 809. (in Chinese))
- [2] 任天宇, 刘树亚, 柳 献. 波纹钢板加固盾构隧道衬砌管片抗弯性能试验研究[J]. 隧道建设(中英文), 2019, **39**(2): 317 - 323. (REN Tian-yu, LIU Shu-ya, LIU Xian. experimental study of bending capacity of shield tunnel lining segment strengthened by corrugated steel[J]. Tunnel Construction, 2019, **39**(2): 317 - 323. (in Chinese))
- [3] CHANG C T, SUN C W, DUANN S W, et al. Response of a Taipei Rapid Transit System (TRTS) tunnel to adjacent excavation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(3): 151 - 158.
- [4] 罗昭明, 董志超. 地铁盾构隧道管片破损修复技术研究[J]. 人民长江, 2015, **46**(24): 59 - 62, 93. (LUO Zhao-min, DONG Zhi-chao. Research on repairing technique of broken shield segment in metro tunnel excavation[J]. Yangtze River, 2015, **46**(24): 59 - 62, 93. (in Chinese))
- [5] ZHAO H, LIU X, BAO Y, et al. Simplified nonlinear simulation of shield tunnel lining reinforced by epoxy bonded steel plates[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **51**: 362 - 71.
- [6] 柳 献, 唐 敏, 鲁 亮, 等. 内张钢圈加固盾构隧道结构承载能力的试验研究——整环加固法[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(11): 2300 - 2306. (LIU Xian, TANG Min, LU Liang, et al. Experimental study of ultimate bearing capacity of shield tunnel reinforced by full-ring steel plate[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(11): 2300 - 2306. (in Chinese))
- [7] 刘学增, 赖浩然, 桑运龙, 等. 双侧卸载工况下盾构隧道错缝拼装结构变形特征[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2019, **47**(10): 1398 - 1405. (LIU Xue-zeng, LAI Hao-ran, Sang Yun-long, et al. deformation characteristics of shield tunnel with staggered joints under bilateral unloading condition[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2019, **47**(10): 1398 - 1405. (in Chinese))
- [8] 混凝土结构加固设计规范: GB 50367—2013[S]. 2013. (Code for Design of Strengthening Concrete Structure: GB 50367—2013[S]. 2013. (in Chinese))
- [9] 混凝土结构后锚固技术规范: JG 145—2013[S]. 2013. (Technical Specification for—Post Installed Fastenings in Concrete Structures: JG 145—2013[S]. 2013. (in Chinese))
- [10] 顾春华. 变形隧道的衬砌结构加固技术[J]. 现代隧道技术, 2014, **51**(增刊 1). (GU Chun-hua. Reinforcement technique for the deformed tunnel lining[J]. Modern Tunneling Technology, 2014, **51**(S1). (in Chinese))
- [11] 工程结构加固材料应用安全性鉴定规范: GB 50728—2011[S]. 2011. (Technical Code for Safety Appraisal of Engineering Structural Strengthening Materials: GB 50728—2011[S]. 2011. (in Chinese))
- [12] 朱瑶宏, 张雨蒙, 夏杨于雨, 等. 通用环错缝拼装隧道极限承载能力足尺试验研究[J]. 现代隧道技术, 2018, **55**(06): 152 - 162+169. (ZHU Hong-yao, ZHANG Yu-meng, XIA Yang-yu-yu, et al. Full-scale test on ultimate bearing capacity of tunnel segment lining with staggered joints[J]. Modern Tunneling Technology, 2018, **55**(06): 152 - 162+169. (in Chinese))
- [13] 毕湘利, 柳 献, 王秀志, 等. 通缝拼装盾构隧道结构极限承载力的足尺试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, **47**(10): 118 - 127. (BI Xiang-li, LIU Xian, WANG Xiu-zhi, et al. Experimental investigation on the ultimate bearing capacity of continuous-jointed segmental tunnel linings[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(10): 118 - 127. (in Chinese))
- [14] 城市轨道交通结构安全保护技术规范: DB33/T1139—2017[S]. 2017. (Technical Code for Protection of Urban Rail Transit Structures: DB33/T1139 — 2017[S]. 2017. (in Chinese))