

隧道不同损伤状态二次衬砌预养护试验研究

刘学增¹, 刘文艺², 桑运龙³, 何本国⁴

(1. 同济大学 测绘与地理信息学院, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092;
3. 上海同岩土木工程科技有限公司, 上海 200092; 4. 同济大学 土木信息技术教育部工程研究中心, 上海 200092)

摘要: 采用 1:10 破坏性模型试验, 研究隧道不同损伤状态衬砌预养护构件变形特性、破坏模式与承载力。研究表明: 预养护试件整体破坏由原衬砌拱腰极限承载力控制; 预养护损伤衬砌受力过程为“加载—原裂缝贯通—套拱拱顶裂缝贯通—试件破坏”, 整体结构刚度逐渐退化。关键部位破坏顺序为“拱顶开裂—拱腰脆性断裂—拱顶延性破坏”。裂缝深度为 1/3 衬砌厚度损伤状态可作为合理预养护时机; 不同损伤状态衬砌预养护曲率突变点一致, 可作为加固构件养护控制基准; 提出衬砌预养护构件破坏荷载与损伤状态关系简易计算公式, 计算结果与试验误差约 5%。

关键词: 分离式套拱; 损伤衬砌; 预养护; 模型试验; 刚度退化
中图分类号: U25 **文献标志码:** A

Experimental Study on Pre-maintenance of Lining for Tunnel in Different Damage States

LIU Xuezheng¹, LIU Wenyi², SANG Yunlong³, HE Benguo⁴

(1. College of Surveying and Geo-informatics, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Tongyan Civil Engineering Science and Technology Ltd., Shanghai 200092, China; 4. Civil Engineering Information Technology Research Center of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: 1:10 destructive model tests were carried out to investigate deformation characteristics, mechanical response, crack propagation and bearing capacity of pre-maintenance of cracking lining. The entire failure of pre-maintenance is controlled by ultimate bearing capacity of hance of lining. The mechanical process of the reinforced lining is as follows: loading, crack coalescence of lining crown, crack coalescence of umbrella arch, and failure test. Stiffness of structure declines with the load increasing. Sequences of failure at crucial positions are cracking of vault, brittle fracture of arch-hance and ductile failure of arch. When the depth of crack

reaches a third of lining thickness, the damage state should be deemed as favorite time of pre-maintenance. Under different damage conditions, the catastrophe point of reinforcement with umbrella arch is unanimous. It can be deemed as control criteria for maintenance of umbrella arch. A simplified formula is put forward to show relationship between failure load and damage state. The deviation is 5% approximately between the calculation results and the model test.

Key words: separated umbrella arch; lining crack; pre-maintenance; model test; stiffness degradation

隧道预养护是在衬砌损坏初期进行加固工作, 延缓损坏进入快速发展阶段, 避免“开膛破肚”式的矫正性大中修和改建维修措施, 与传统的“即坏即修”原则截然不同, 突出强调预防性。我国交通隧道修建已有近 100 年历史, 许多隧道都已经进入高维修阶段^[1-2], 正由隧道建设大国变成修缮大国。山岭隧道投入运营后, 受外力作用增加或自身承载力不足的影响, 会出现衬砌裂损、渗漏水、大变形等诸多病害, 其中, 衬砌裂损最为常见, 直接影响结构服役性能^[3]。预养护指工程结构强度仍达标、承载力满足运营要求条件下就有计划采取养护措施, 以达到保持工程服役性能、延长使用寿命和减少周期养护费用的目的。

目前预养护技术在公路路面、桥梁工程中已开展了比较系统研究。隧道建设起步较晚, 国内外学者对预养护的认识仍处于起步阶段。现有学者大都是从解析推导^[4]、模型试验^[5]、数值模拟^[6-7]以及现场调研^[8]分析衬砌既有裂缝, 很少涉及衬砌结构预养护, 针对目前公路隧道预养护合理时机及套拱补强方面研究则更少。

收稿日期: 2014-05-28

基金项目: 国家自然科学基金(51478342); 中国博士后科学基金(2013M541542)

第一作者: 刘学增(1971—), 男, 工学博士, 教授级高级工程师, 主要研究方向为隧道工程稳定性与控制。E-mail: xuezhengL@263.net

通讯作者: 桑运龙(1988—), 男, 硕士生, 主要研究方向为隧道工程监测检测、安全风险预估及加固设计。E-mail: hiker_1@163.com

分离式套拱可在原衬砌和套拱间增设排水系统,作为裂损衬砌常用的加固方法之一.目前既有研究成果不能满足工程需要,现行隧道设计规范对衬砌开裂没有给出预养护方法,更没有明确规定^[9-12].鉴于此,本文采用 1:10 模型试验,补充了反分析数值模拟手段,研究了不同损伤状态衬砌预养护套拱加固效果,对提高结构使用年限,具有重要的现实意义和理论价值.

1 试验设计

衬砌预养护目的就是保证隧道良好运营条件和结构物使用功能,保养衬砌结构延长使用寿命,同时节约养护成本.预养护时机选择直接影响到隧道养护的成败,如何确定预加固时机,延长衬砌结构物寿命,提高其服务功能,是隧道维修管理技术重要使命.结构物在使用过程中功能指标和试件的关系如图 1 所示,损伤衬砌为达到设计功能,恢复到原来指标,不同预养护时机对应加固成本差异很大.

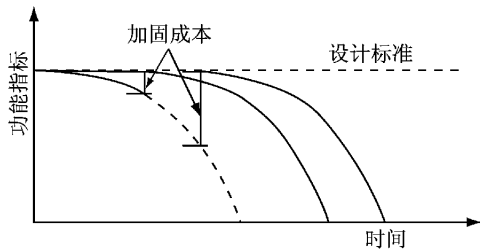


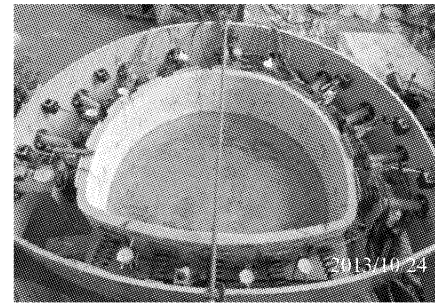
图 1 隧道衬砌结构劣化曲线

Fig.1 Deteriorating curves of tunnel lining

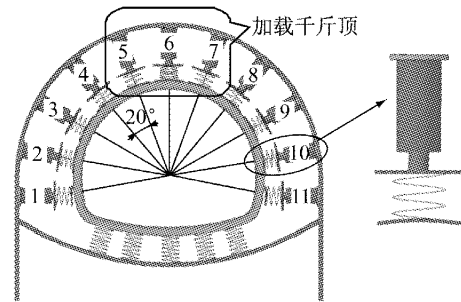
根据现场统计结果^[13],衬砌拱顶发生纵向或斜向裂缝的隧道占调查隧道总数 79.31%.因此,本文采用模型试验方法,在拱顶预制不同深度裂缝模拟损伤状态,套拱加固预养护,再加荷至破坏,研究隧道不同损伤状态二次衬砌预养护加固效果.

1.1 模型试验装置

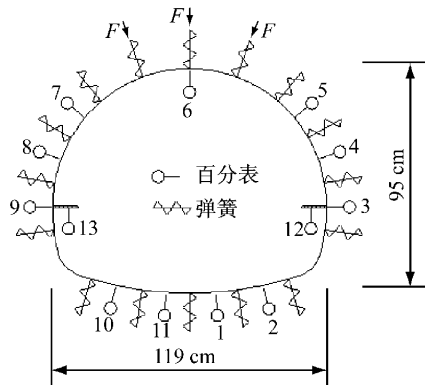
模型试验装置由加载系统、量测系统、反力系统组成,如图 2 所示.相似比 1:10,松动荷载采用 5 号、6 号、7 号 3 个千斤顶(加载)实现;其余千斤顶不主动加载(反力系统),其弹性抗力模拟围岩与衬砌相互作用,起到模拟地层被动抗力的作用;所有主动加载与被动抗力装置一起构成了加载系统,衬砌和千斤顶受力通过弹簧来传递,地层抗力系数为 10 MPa·m⁻¹.原型隧道衬砌截面采用时速 80 km 双车道四心圆断面,衬砌厚度为 0.40 m,衬砌跨度 11.86 m,高度 9.53 m.原衬砌为 C25 钢筋混凝土,厚 0.40 m;套拱为 C30 钢筋混凝土,厚 0.20 m.



a 实物图



b 示意图



c 衬砌周围变形测试布置

图 2 1:10 模型试验装置

Fig.2 Equipment of 1:10 model test

1.2 试验材料

以几何相似比 C_l 、容重相似比 C_γ 为基础相似比,弹性阶段内控制弹性模量、应力应变相似,实际相似比如下:

几何尺寸: $C_l = 1/10$, 弹性模量: $C_E = E_m/E_p = 1/11$;

弹性阶段: 应力 $C_\sigma = 1/7.2$, 应变 $C_\epsilon = 1.5$;

塑形阶段: 强度 $C_\sigma = 1/7.2$.

其他物理量相似比:

地层抗力系数 $C_k = 1/7.2$, 位移 $C_\delta = C_\epsilon C_l = 1/6.7$, 均布荷载 $C_q = C_\sigma = 1/7.2$, 截面轴力 $C_N = C_\sigma (C_l)^2 = 720$, 截面弯矩 $C_M = C_\sigma (C_l)^3 = 7200$.

以石膏为主的材料模拟混凝土时,主要通过弹性模量 E 、极限抗压抗拉强度 R 进行控制,模型轴向

长度取 30 cm. 进行多组配比试验, 最后确定水与石膏比例为 0.55:1, 测得弹性模量 2.53 GPa, 抗压强度 2.36 MPa.

模型钢筋网由焊接镀锌网制成, 焊接镀锌铁网是用优质低碳钢丝排焊而成, 焊点牢固、加工性能良好. 模型试件轴向长度为 30 cm 时, 钢丝面积为 27 mm², 取钢丝直径 1 mm, 主筋间距约 10 mm, 构造筋取直径为 1 mm.

1.3 短期刚度计算

取拱顶截面为控制截面, 通过分析拱顶截面短期刚度与最终破坏荷载, 研究预养护结构承载能力.

1.3.1 计算方法

基于平截面假定, 采用钢筋混凝土纯弯、压弯构件短期刚度的通用计算公式为

$$B_s = \frac{M_k}{\varphi} = \frac{M_k h_0}{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}} = \frac{E_s A_s h_0^2}{\frac{\psi}{\eta} + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma'_f}}$$

$$\frac{1}{\eta} = 1.15 - 0.4 \left(\frac{h_0}{e_0} - 0.3 \right) \leq 1.15 \quad (1)$$

式中: B_s 为截面短期刚度; M_k 为试件弯矩标准值; φ 为梁平均曲率; h_0 为截面有效高度; ε_{sm} 和 ε_{cm} 分别为纵向受拉钢筋重心处平均拉应变和受压区边缘混凝土平均压应变; E_s 为钢筋弹性模量; A_s 为受拉区纵向普通钢筋截面面积; ψ 为裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数; η 为裂缝截面处内力臂长度系数; α_E 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量比值; ρ 为纵向受拉钢筋配筋率; γ'_f 为受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积比值; e_0 为荷载偏心距.

现行《钢筋混凝土结构设计规范》(GB50010—2011)第 7.1.4 和 7.2.3 条亦采取了公式(1)计算受弯构件的短期刚度, 并在对应条文中指出, 计算压弯构件时, 只需调整内力臂长度系数 η 即可.

1.3.2 短期刚度的试验量测方法

参考式(1), 只需得知不同阶段的截面弯矩 M 与曲率 φ , 即可得到短期刚度的量测值. 衬砌变形如图 3 所示.

取起拱线以上部位分析, 如图 3, 忽略截面转角对位移量测的影响, 拱顶相对于边墙的挠度可通过式(2)计算.

$$f = y_0 - \delta_y = y_0 - (y_A + y_B)/2 \quad (2)$$

式中: y_0 , y_A , y_B 分别为拱顶、边墙量测位移值; δ_y 为边墙沉降引起的整体位移, 取 $(y_A + y_B)/2$. 参考图 3, 依几何关系可得

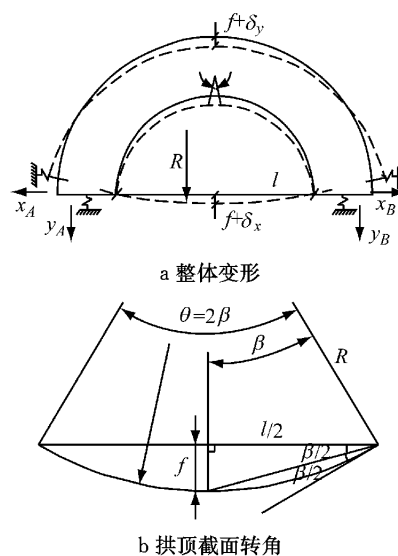


图 3 衬砌结构变形示意图

Fig. 3 Deformation of lining

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= 1/R = \frac{\sin \beta}{\frac{l}{2}} = \frac{2 \sin \frac{\theta}{2}}{l} \\ \theta &= 2 \arctan \left(\frac{2f}{l} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\Rightarrow B_s = \frac{M}{\varphi} = \frac{Ml}{2 \sin \left(\arctan \frac{2f}{l} \right)} \quad (4)$$

式中: θ 为裂缝截面处结构截面产生的转角; f 为拱顶截面挠度值; l 为衬砌计算跨度; M 为结构截面弯矩. 其他变量符号意义同前式.

因此, 通过量测拱顶竖向位移、边墙竖向位移, 并基于反分析推导关键截面的内力, 就能得到其短期刚度值.

1.4 量测项目

沿隧道外侧, 每两个抗力弹簧之间布置百分表, 测量隧道变形, 百分表布置如图 2c 所示. 拱顶 1 只、拱腰及边墙 6 只、仰拱 4 只, 共计 11 只表用以测量衬砌表面法向的位移; 编号 12 和 13 的百分表布置在起拱线两端, 测量起拱线下沉位移, 其测量杆平行于测点处衬砌表面的切向. 在拱顶 3 个千斤顶前端平板和曲板上布置了百分表, 测量弹簧压缩量和压缩系数的乘积, 即拱顶千斤顶的松动压力.

2 不同损伤状态衬砌预养护效果

先浇筑和完成养护损伤衬砌, 预制裂缝采用厚度 1 mm 聚乙烯板模拟, 模型浇筑时插入拱顶位置, 不同裂缝深度模拟衬砌损伤状态. 衬砌浇筑过程分

为模具及钢丝网定位、材料拌合、浇筑、短期养护、拆模、养护六个阶段,浇筑过程中振捣以保证浇筑质量.然后施作分离式套拱并养护,再加载至破坏.

2.1 损伤衬砌预养护裂缝发展过程

通过预制不同衬砌裂缝深度,模拟衬砌不同损伤状态,根据模型试验数据,拱顶挠度曲线与荷载关系如图 4 所示,分阶段对试件破坏过程进行分析.

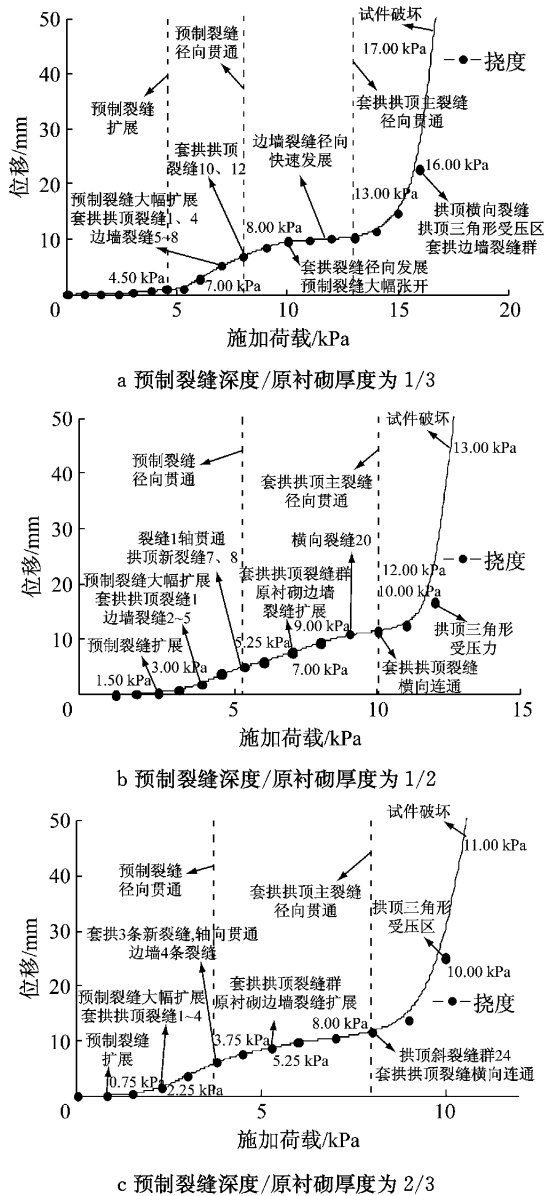


图 4 裂缝扩展过程中拱顶变形-荷载关系曲线
Fig. 4 Relative curves of arch deformation and load during crack propagation

从图 4a 可以看出,预制裂缝深度原衬砌厚度为 1/3 时,荷载小于 4.5 kPa 时,预制裂缝还未开始扩展,从荷载、挠度数据可知该阶段近似弹性阶段.预制裂缝开始扩展—预制裂缝径向贯通(4.50~8.00 kPa);加载到 7.00 kPa 时,试件发出清脆响声,原衬

砌预制裂缝明显扩展,径向深度达到 $0.8H_1$ (H_1 为原衬砌厚度).同时,随着荷载不断增加,边墙、仰拱部位,原衬砌、套拱相继开裂.当荷载达到 8.00~13.00 kPa 时,预制裂缝贯通一套拱裂缝贯通.当加载至 17.00 kPa 时,原衬砌两拱腰($45^\circ, 135^\circ$)外侧突然产生裂缝;同时,原衬砌预制裂缝大幅张开,拱顶快速被压碎.原衬砌完全失效,荷载全部由套拱承担,套拱拱顶、裂缝迅速开裂,拱脚外侧迅速开裂,内侧产生明显褶皱痕迹,拱顶挠度急剧增加,无法继续加载.

从图 4b 可以看出,荷载达到 5.25 kPa 时,预制裂缝沿截面斜向贯通,裂缝 1 沿轴向贯通,并出现了新裂缝.当加载至 13.00 kPa 时,原衬砌两拱腰($45^\circ, 135^\circ$ 方向)外侧突然出现新裂缝,且一出现即迅速被拉断,拱腰内侧可观察到明显的褶皱痕迹;同时,预制裂缝快速张开,拱顶被压碎,拱顶挠度急剧增加,试件无法继续承载.

预制裂缝深度与原衬砌厚度之比为 2:3,即 16 mm 时,从图 4c 看出,加载初期,预制裂缝便开始扩展,加载至 3.00 kPa 时,拱顶截面应变测量数据均过载.同时,套拱底部瞬间出现了 4 条裂缝.荷载达到 3.75 kPa 时,预制裂缝径向贯通,并在附近突然产生斜裂缝.加载至 10.00 kPa 时,原衬砌拱顶预制裂缝底部宽度达到 2.0 mm,顶部出现明显的三角形受压区;当加载至 11.00 kPa 时,原衬砌拱腰($50^\circ, 130^\circ$)外侧,突然脆性断裂,拱顶预制裂缝快速张开,拱顶被压碎,至此,原衬砌完全失效,荷载全部转移至套拱,套拱立即破坏,无法继续承载,试验停止.

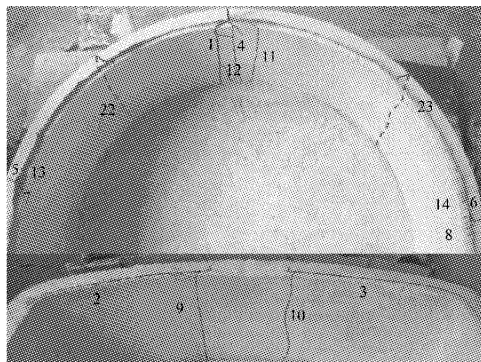
不同损伤状态套拱加固试件破坏如图 5 所示.

从预养护构件破坏图 5 看,拱顶和拱肩发生垂直裂缝,结构处于压弯受力状态,最终破坏时拱顶纵向钢筋拉断;建议加大套拱拱顶纵向配筋,增加抗拉承载力.

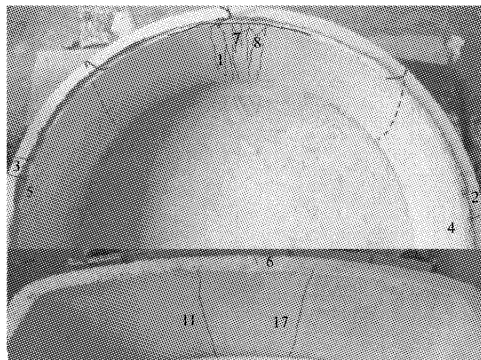
2.2 损伤衬砌预养护构件弯矩-曲率关系

依据相似比、试验荷载和位移,采用式(3)进行反分析,采用计算模型如图 6a 所示,可以求得分离式套拱加固试件原型在松动荷载作用下,二次衬砌结构曲率和弯矩变化曲线,如图 6b 所示.

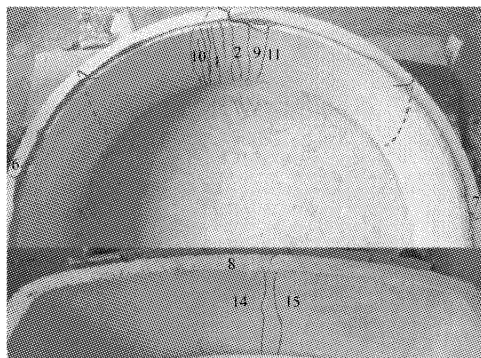
从图 6 中看出,不同预养护时机下,相同曲率对应的衬砌结构弯矩差异较大.试件承受荷载较小时,应变、挠度曲线基本呈直线状态,处于弹性工作阶段,随着荷载增加,试件进入带裂缝工作状态,套拱受拉区主要由钢筋承受拉力.继续施加荷载,套拱裂缝快速发育,沿径向贯通,最终与预制裂缝连通,预



a 预制裂缝深度/原衬砌厚度为 1/3



b 预制裂缝深度/原衬砌厚度为 1/2



c 预制裂缝深度/原衬砌厚度为 2/3

图 5 不同损伤状态下衬砌预养护构件裂缝分布

Fig.5 Distribution of cracks for lining under different damage conditions

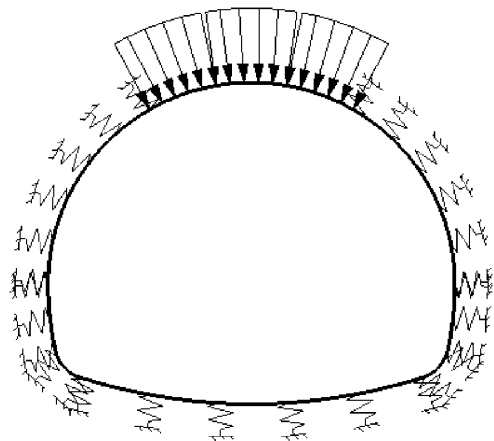
制裂缝进一步加深. 衬砌发生曲率突变点基本一致, 在 0.005 7, 现场可通过测试挠度来获得曲率突变点, 作为快速破坏阶段养护控制基准. 突变点处, 预制裂缝深度为衬砌厚度为 1/3, 1/2, 2/3, 对应弯矩分别为 402 kN · m, 285 kN · m, 241 kN · m.

2.3 预养护构件开裂过程与破坏模式

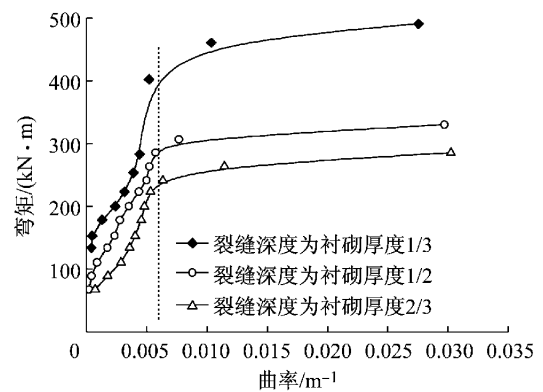
根据破坏性模型试验量测数据, 可以将预养护构件破坏过程分为“加载→原裂缝径向贯通→套拱拱顶裂缝径向贯通→试件破坏”, 共 3 个阶段.

(1) 初期加载—预制裂缝径向贯通(第 I 阶段).

预制裂缝深度的不同, 各试件预制裂缝的张开荷载也不同, 如表 1 所示.



a 反分析计算模型



b 不同损伤状态下衬砌弯矩—曲率关系曲线

图 6 套拱加固带缝衬砌结构受力特征

Fig.6 Mechanical characteristics for crack lining with reinforcement with umbrella arch

表 1 不同损伤状态下衬砌裂缝扩展荷载

Tab.1 Load of crack propagation under different damage conditions

裂缝深度	$\frac{1}{3}H_1$	$\frac{1}{2}H_1$	$\frac{2}{3}H_1$
扩展荷载/kPa	4.5	1.5	0.75

注: H_1 为衬砌厚度.

从表 1 可以看出, 裂缝深度 $\frac{1}{3}H_1$ 的裂缝扩展荷载为裂缝深度 $\frac{1}{2}H_1, \frac{2}{3}H_1$ 的 6 倍 ($=\frac{4.5}{0.75}$) 和 3 倍 ($=\frac{4.5}{1.5}$), 可见预养护时机对衬砌裂缝扩展荷载影响很大.

随着荷载施加, 拱顶挠度线性快速增加, 弯矩—曲率非线性增加(弯矩增幅小于截面曲率增幅), 拱顶截面整体弯曲刚度急剧降低, 抗力曲线线性缓慢增加. 在预制裂缝贯通之前, 若单独取套拱按照现有混凝土理论计算开裂弯矩, 有

$$M_{cr} = (0.309 + 12.042\rho)f_t b h^2$$

$$= (0.309 + 12.042 \times 0.019) \times 2.0 \times 1 \times 0.2^2 \times 1000 = 43.02 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5)$$

式中: M_{cr} 为混凝土开裂弯矩; f_t 为混凝土轴心抗拉强度; ρ 为配筋率; b, h 分别为横截面宽度、高度。

结合试验结果,得到开裂弯矩汇总如表 2 所示。

表 2 不同损伤状态下套拱加固构件开裂弯矩
Tab.2 Crack moment of the reinforced structure for umbrella arch under different damage conditions

比较项目	理论值	裂缝深度与原衬砌厚度比值		
		1/3	1/2	2/3
开裂弯矩 $\text{kN} \cdot \text{m}$	43.02	200.10	110.60	89.00
试验值/理论值		4.65	2.57	2.06

从表 2 可以看出,不同损伤状态试件套拱开裂弯矩和单独取套拱计算的开裂弯矩相差很大,原衬砌在这个阶段仍承受较多的荷载。

(2) 预制裂缝径向贯通—套拱裂缝径向贯通。

预制裂缝贯通后,原衬砌拱顶截面仍可提供较大刚度,荷载并未立即转移至套拱,而是随不断加载,原衬砌预制裂缝逐渐张开,套拱承担荷载缓慢增加,其上主裂缝沿径向明显发育,受压区渐渐上移。但由于钢筋强度足够,试件变形较缓慢,荷载-挠度曲线比较平缓,而弯矩-曲率、荷载-刚度曲线接近于直线,波动不大,抗力基本线性增加。

(3) 套拱拱顶裂缝径向贯通—试件破坏。

套拱拱顶裂缝径向贯通后,试件进入加速破坏过程。原衬砌预制裂缝大幅扩展,顶部出现明显的三角形受压区,套拱主裂缝亦明显张开,并出现斜裂

缝,钢筋应力逐渐增大,但仍未达到屈服强度。截面达到极限承载力时,脆性断裂,导致结构整体迅速破坏。原衬砌破坏由拱腰脆性断裂引起,原衬砌拱顶最终破坏形式为大偏心压弯破坏;拱脚出现斜裂缝,处于压剪受力状态。

2.4 预养护构件抗弯刚度

不同损伤状态下预养护试件加载过程中,刚度变化趋势大致相同,如图 7 所示。

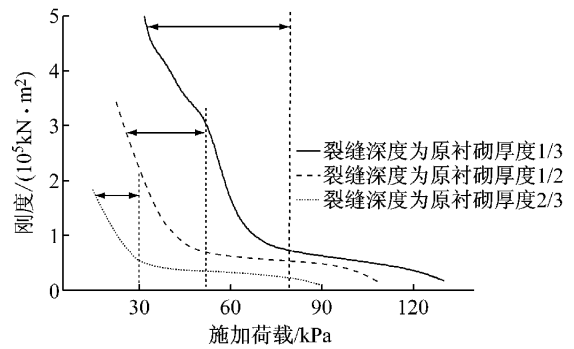


图 7 不同损伤状态衬砌预养护刚度和荷载关系曲线
Fig.7 Relative curves of stiffness and load for lining under different damage conditions

注:图中箭头指示部分为原衬砌预制裂缝逐渐发展并贯通的过程,初期刚度急速降低,后进入趋稳阶段

从图 7 看出,随着荷载增大,裂缝发展导致结构刚度呈非线性减小,衬砌裂纹产生。不同损伤条件下,荷载引起的预养护构件弯曲刚度减小幅度差异很大。不同裂损程度的预养护试件刚度均差异较大,统计结果如表 3 所示。

表 3 不同阶段各试件拱顶截面刚度(单位: $\text{kN} \cdot \text{m}^2$)
Tab.3 Stiffness of arch during different stages (Unit: $\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

预支护时机	第 I 阶段 刚度均值	预制裂缝贯 通时刚度	第 II 阶段 刚度均值	第 III 阶段套拱裂 缝贯通时刚度
① 裂缝深度为原衬砌厚度 1/3	277 000	71 000	63 300	59 300
② 裂缝深度为原衬砌厚度 1/2	122 000	52 300	44 900	31 900
③ 裂缝深度为原衬砌厚度 2/3	612 000	33 200	27 400	19 200
(②/①)/%	44.04	73.66	70.93	57.17
(③/①)/%	22.09	45.35	43.38	32.38

按照钢筋混凝土理论,单独取套拱,按荷载效应标准组合,计算其短期刚度

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\varphi + 0.2 + \frac{6\alpha_{EP}}{1 + 3.5\gamma_f}}$$

$$= \frac{2.1 \times 10^5 \times 3800 \times 180^2}{1.12 \times 0.75 + 0.2 + 6 \times 6.67 \times 1.9 \times 10^{-2}}$$

$$= 1.44 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$= 1.44 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (6)$$

结合表 3 可知,简化计算预制裂缝贯通时,不同

损伤衬砌预养护构件裂缝贯通时,原衬砌拱顶开裂刚度,见表 4 所示。

表 4 不同损伤衬砌预养护构件原衬砌拱顶开裂刚度
Tab.4 Crack stiffness of arch for lining under different damage conditions

裂缝深度	$\frac{1}{3} H_1$	$\frac{1}{2} H_1$	$\frac{2}{3} H_1$
开裂刚度/ $(\text{kN} \cdot \text{m}^2)$	56 600	37 900	18 800

注: H_1 为原衬砌厚度。

由表 4 可知,裂缝深度 $\frac{1}{3}H_1$ 原衬砌拱顶开裂刚度为裂缝深度 $\frac{1}{2}H_1, \frac{2}{3}H_1$ 的 1.5 倍(=56 600/37 900)和 3.0 倍(=56 600/18 800),预养护时机对原衬砌拱顶开裂刚度影响很大。

2.5 极限承载能力

根据试件的试验现象,分离式加固试件的整体破坏由原衬砌拱腰的极限承载能力控制,呈脆性破坏。隧道衬砌加固需一定安全储备,可不考虑套拱分担荷载,按原衬砌单独工作进行极限承载计算结构破坏荷载。

$$\begin{aligned} N &= \alpha_1 f_c b x \\ Ne &= \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) \end{aligned} \quad (7)$$

由式(7)可得

$$x=40 \text{ mm}, M_u=208 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

对应拱顶松动荷载: $P_u=250 \text{ kPa}$ 。

式中: N 为混凝土截面轴力设计值; e 为初始偏心距; Ne 为混凝土截面弯矩设计值; α_1 为混凝土强度修正系数; f_c 为混凝土轴心抗压强度; b 为横截面宽度; h_0 为横截面有效高度; x 为受压区高度。

针对不同损伤状态试件的破坏荷载,绘制“预制裂缝深度/原衬砌厚度”-“破坏荷载”关系曲线如图 8 所示。

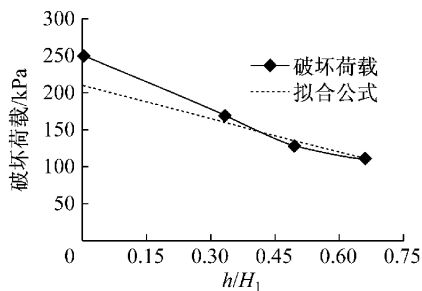


图 8 衬砌结构损伤状态与破坏荷载关系曲线

Fig. 8 Relative curves between different stages and failure load for lining

从图 8 可以看出,拟合曲线近似线性,在 $h/H_1 \in [0, 2/3]$ (预制裂缝深度/原衬砌厚度) 区间内,可近似表达为

$$P = P_u - 40 - 148.97 h/H_1 \quad (8)$$

式中: P_u 为按原衬砌拱腰单独工作时计算的试件整体破坏荷载; H_1 为原衬砌厚度; h 为原衬砌既有裂缝深度。

从图 8 可知, $h/H_1 \in [0, 2/3]$ 时(预制裂缝深度/原衬砌厚度),拟合曲线与实测值接近重合;无裂缝

时,两者之差达到 40 kPa。按照原衬砌拱腰单独工作计算的试件破坏荷载偏大,需对其进行适当调整,式(8)中将 P_u 降低了 40 kPa。

按照式(8),计算裂缝高度为 $1/3$ 衬砌厚度试件极限承载力为

$$p=250-40-148.97/3=160.34 \text{ kPa}$$

与试验值相比,误差分别为 5.68%,同理,裂缝深度占原衬砌厚度 $1/2, 2/3$ 时,其误差分别为 4.24%, 0.62%。

2.6 预养护时机

预养护时机与加固成本、修复效果紧密相关,由于隧道衬砌有一定的承载能力,预养护过早,没有必要;如果预养护时机过晚,衬砌即将破坏,即使加固也恢复不到原有承载力。利用模型试验测量的数据,结合数值模型如图 6a 所示,反分析得拱顶衬砌损伤程度与安全系数关系如图 9 所示。

从图 9 可以看出,隧道裂缝深度越大,衬砌安全系数越低。截面有效高度与衬砌厚度之比小于 0.3 时候,衬砌破坏,计算不收敛。拟合安全系数与截面有效高度的公式 $y=4.636x^2-2.385x+1.362$ ($R^2=0.999$),数据的趋势线斜率为 3.641。平移趋势线与曲线的交点,即为预养护的合理时机。 $y=3.641=9.272x-2.385$,解的得 $x=0.645$,即裂缝深度为衬砌厚度的 0.355 倍时损伤程度,为预养护合理时机,与模型试验结论一致。模型试验中,预制裂缝高度为 $1/3$ 衬砌厚度试件承载力较裂缝高度为 $1/2, 2/3$ 衬砌厚度试件大很多。

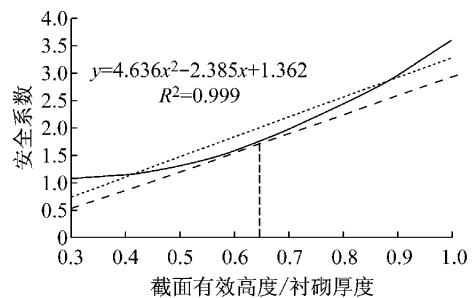


图 9 衬砌损伤程度与安全系数关系曲线

Fig. 9 Relationship between safety factor and damage state

3 结论

(1) 在衬砌损坏初期,预养护可防止损伤向深层次进一步发展,避免进入快速发展阶段。损伤衬砌预养护构件破坏荷载由原衬砌拱腰截面极限承载力控制,呈脆性破坏。关键部位破坏顺序为“拱顶开裂→

拱腰脆性断裂→拱顶延性破坏”。

(2)损伤衬砌预养护构件受力过程“加载→预制裂缝径向贯通→套拱拱顶裂缝径向贯通→试件破坏”,共三阶段,刚度逐渐退化。第Ⅰ阶段,预制裂缝缓慢、竖向扩展,刚度快速降低;第Ⅱ阶段,预制裂缝未完全张开,原衬砌仍提供一定刚度,套拱逐渐受力,刚度趋稳;第Ⅲ阶段,试件急速变形,原衬砌出现明显的拱顶、左右拱肩三角形受压区,套拱主裂缝大幅张开。

(3)裂缝深度为1/3衬砌厚度损伤状态作为预养护时机较为合理;预制裂缝高度为1/3衬砌厚度,试件承载力较裂缝高度为1/2、2/3衬砌厚度试件大很多,前者裂缝扩展荷载是后者的6倍、3倍;前者开裂刚度是后者的1.5倍、3.0倍;前者开裂弯矩是后者的1.8倍、2.2倍。

(4)不同损伤状态套拱加固条件下,衬砌预养护结构破坏弯矩差异较大,但是曲率突变点基本一致,现场通过测试突变点对应的挠度,可作为维修加固的控制基准,现场可通过测试挠度来获得曲率突变点,进行养护加固,可提高结构稳定性和经济性。

(5)套拱加固试件的原衬砌拱腰在加载中必然会发生破坏,其破坏前套拱拱腰截面分担荷载较小,根据原衬砌拱腰承担荷载特征和极限承载力,获得试件整体破坏时荷载,进而提出了破坏荷载的简化公式,试验结果与计算公式相差约5%。

参考文献:

- [1] 杨钊,余俊,潘晓明,等. 围岩不同模量特性对隧道支护结构的影响分析[J]. 同济大学学报:自然科学版,2010,38(3):340.
YANG Zhao, YU Jun, PAN Xiaoming, *et al.* Impact analysis of different modulus characteristic of surrounding rock on tunnel supporting structure [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2010, 38(3): 340.
- [2] 刘靖,艾智勇,苏辉. 山岭隧道新奥法施工过程动态风险评估[J]. 同济大学学报:自然科学版,2012,40(8):1142.
LIU Jing, AI Zhiyong, SU Hui. Dynamic risk assessment of mountain tunnel during NATM construction [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2012, 40(8): 1142.
- [3] 钱七虎. 地下工程建设安全面临的挑战与对策[J]. 岩石力学与工程学报,2012,31(10):1945.
QIAN Qihu. Challenges faced by underground projects construction safety and countermeasures [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(10): 1945.
- [4] 李培楠,刘俊,苏锋,等. 任意形状隧道围岩应力与位移的解析延拓求解[J]. 同济大学学报:自然科学版,2013,41(10):1483.
LI Peinan, LIU Jun, SU Feng, *et al.* Analytical continuation method for solving stress and displacement of surrounding rock buried tunnel excavation with arbitrary shape section [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013, 41(10): 1483.
- [5] 徐世焯,刘建强,张秀芳. 水工有压隧洞衬砌双K断裂理论分析及裂缝宽度计算[J]. 土木工程学报,2010,43(1):114.
XU Shilang, LIU Jianqiang, ZHANG Xiufang. Double-K fracture theoretical analysis and crack width calculation of hydraulic pressure tunnel lining [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(1): 114.
- [6] 汪波,李天斌,何川,等. 衬砌减薄对隧道结构承载力影响的模型试验研究[J]. 铁道学报,2013,35(2):106.
WANG Bo, LI Tianbin, HE Chuan, *et al.* Model test of effect of lining thinning on tunnel structure bearing capacity [J]. Journal of the China Railway Society, 2013, 35(2): 106.
- [7] 丁万涛,李术才. 锈蚀对海底隧道锚固支护结构加固性能的影响[J]. 华南理工大学学报:自然科学版,2013,41(6):100.
DING Wantao, LI Shucai. Effect of corrosion on reinforcement performance of anchorage support structure of subsea tunnel [J]. Journal of South China University of Technology: Natural Science Edition, 2013, 41(6): 100.
- [8] 黄大维,周顺华,宫全美,等. 软土地区地铁不同结构间差异沉降特点分析[J]. 同济大学学报:自然科学版,2013,41(1):95.
HUANG Dawei, ZHOU Shunhua, GONG Quanmei, *et al.* Characteristic analysis of non-uniform settlement for different structures of metro in soft soil districts [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013, 41(1): 95.
- [9] Buratti N, Ferracuti B, Savoia M. Concrete crack reduction in tunnel linings by steel fibre-reinforced concretes [J]. Construction and Building Materials, 2013, 44: 249.
- [10] Lee C H, Chiu Y C, Wang T T, *et al.* Application and validation of simple image-mosaic technology for interpreting cracks on tunnel lining [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 34: 61.
- [11] 孙庆,杨敏,冉侠,等. 隧道开挖对周围土体及桩基影响的试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版,2011,39(7):889.
SUN Qing, YANG Min, RAN Xia, *et al.* Test study on tunnelling-induced soil movements and pile responses [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2011, 39(7): 889.
- [12] 中华人民共和国行业标准编写组. JTG H12—2003 公路隧道养护技术规范[S]. 北京:人民交通出版社,2003.
The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. JTG H12—2003 Highway tunnel maintenance technical specifications [S]. Beijing: China Communications Press, 2003.
- [13] 关宝树. 隧道工程维修管理要点集[M]. 北京:人民交通出版社,2004.
GUAN Baoshu. Collection of key points for maintenance management of tunnel engineering [M]. Beijing: China Communications Press, 2004.