特大悬索桥隧道锚岩石力学综合研究

郭喜峰^{1*}, 周火明¹, 程强², 王中豪¹, 李维树¹, 王帅³, 文丽娜⁴

1. 长江科学院重庆分院, 重庆 400026;

2. 四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院, 成都 610041;

3. 长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 武汉 430010;

4. 西南交通大学地球科学与环境工程学院, 成都 610031

* E-mail: xifeng1984@126.com

收稿日期: 2017-10-30; 接受日期: 2018-02-06; 网络版发表日期: 2018-06-21

四川省交通运输厅科技项目(编号: 2013A1-3, 2014-C-1)和交通运输部建设科技项目(编号: 2013318800020)资助

摘要 针对泸定大渡河特大桥雅安岸隧道锚承载特性问题, 采用基于岩石力学试验的综合研究方法, 从围岩地质与力学特性、隧道锚1:10原位缩尺模型试验及隧道锚承载特性数值分析等方面, 对隧道锚及围岩变形特征、蠕变特征及承载能力等开展系统研究. 对比围岩地质与力学特性二者的关系, 验证了模型锚的地质代表性. 基于岩体(石)力学试验, 提出了岩体力学参数建议值. 原位缩尺模型试验结果表明: (1) 1 P(1 P=5340 kN, 设计荷载)、3.5 P和7 P荷载下, 锚体最大变形分别为0.42, 2.50, 6.41 mm; 模型锚锚塞体的周边岩体最大变形分别为0.25, 1.86, 6.59 mm. (2) 1 P, 3.5 P和7 P荷载下, 锚碇、围岩和锚碇与围岩位错的蠕变都经历了减速蠕变阶段后趋于稳定, 属于衰减型蠕变. (3) 模型锚碇系统屈服荷载特征点5.25 P, 满足规范要求. 研究技术路线及成果可供类似隧道锚工程借鉴.

关键词 泸定大渡河特大桥, 隧道锚, 缩尺模型试验, 岩体力学试验, 数值模拟

1 引言

当今时代交通网络建设方兴未艾, 悬索桥以其超强的跨越能力和优良的稳定性能而成为大跨度桥梁中最有力的竞争者. 隧道锚作为悬索桥重要的新型承力结构形式之一, 相比于重力锚, 其不但可以充分利用所嵌入岩体的整体性能发挥围岩的强大自承能力, 还具有造价低、对环境扰动小等优势. 然而, 隧道锚对围岩地质条件要求较高, 这极大限制了目前隧道锚的应用和推广, 使得隧道锚在国内外工程应用实例相

对于重力锚要少得多. 最早提出并开始应用隧道锚设计概念的是1932年修建的位于美国纽约州华盛顿堡和新泽西州李堡的华盛顿桥(George Washington Bridge). 在国内, 最先(20世纪90年代)将隧道锚的概念给予考虑的是位于广东省东莞市太平镇西南约3 km的威远炮台北侧的虎门大桥, 后经1:50模型试验及相关论证研究得知锚塞体结构难以满足桥梁拉拔荷载要求, 但隧道锚的应用与实践由此在中国开始拉开序幕.

隧道锚所涉及的问题比较复杂, 既要考虑锚塞体自身在高拉拔荷载下的应力应变规律, 又要考虑锚-岩

引用格式: 郭喜峰, 周火明, 程强, 等. 特大悬索桥隧道锚岩石力学综合研究. 中国科学: 技术科学, 2018, 48: 799–809

Guo X F, Zhou H M, Cheng Q, et al. Rock mechanics comprehensive study of tunnel anchorage for super large suspension bridge (in Chinese). Sci Sin Tech, 2018, 48: 799–809, doi: 10.1360/N092017-00371

系统协同变形、相互作用等问题. 然而, 目前关于隧道锚可借鉴的工程应用实例比较有限, 不同地质条件下的隧道锚的承载特性及岩-锚相互作用机理的研究的普适性也有待加强. 关于隧道锚在不同工程、水文地质条件下的承载特性研究仍然值得深入开展. 针对上述问题, 为了认清隧道锚承载特性的机理和本质, 建立相应的理论和模型以解决实际工程问题, 学者们目前主要进行了以下几个方面研究工作: 基础理论分析、数值计算、模型试验. 但关于隧道锚的理论还不够成熟, 不同隧道锚工程的岩土体材料具有较高的离散性, 水文地质条件也具有较为明显的差异性, 就目前来看, 开展隧道锚原位缩尺模型试验, 是保证隧道锚安全性和稳定性最为有效的手段之一. 其中, 具有代表性的桥梁如四渡河悬索桥^[1,2]、坝陵河悬索桥^[3]、虎门大桥^[4]等, 大都进行了现场缩尺模型试验^[5,6].

泸定大渡河特大桥是雅康高速公路的控制性工程, 是一座建在高海拔(1617 m)、高地震烈度山区(9度设防)、复杂风场环境下超大跨径单跨悬索桥. 主跨1100 m为四川第一大跨度桥梁; 雅安岸隧道式锚碇全长159 m, 为世界第一长隧道式锚碇, 单根缆索拉力267035 kN.

针对该桥雅安岸隧道锚的变形与承载特性等一系列关系到悬索桥安全的关键技术问题, 本文综合运用地质调查、岩石(体)力学试验、1:10缩尺模型试验、数值模拟等手段, 系统研究隧道锚所在区域工程地质条件、岩体物理力学特性、隧道锚受力变形特征、流变特征、隧道锚承载能力及潜在破坏特征、隧道锚稳定性等问题. 研究技术路线如图1所示. 岩体力学试验平洞、模型锚与实桥锚之间位置关系如图2所示.

图1 技术路线图

图 2 (网络版彩图)试验区、模型锚与实桥锚之间位置关系示意图

2 围岩地质与力学特性

2.1 岩体物理力学参数

针对隧道锚工程区域的蚀变二长花岗岩,开展一系列工程岩体力学试验(原位岩体直剪试验、岩体变形试验、岩体/混凝土接触面直剪试验、室内岩石物理力学性质试验),研究其物理力学特性,结果表明岩块的饱和单轴抗压强度值在15~30 MPa以内,属于较软岩.依据试验成果,提出了该工程岩体力学参数试验建议值见表1.

2.2 基本地质特征与岩体质量评价

在实桥隧道锚、模型隧道锚的开挖施工过程中,开展详细的地质描述并结合声波测试、室内实验等手段,对隧道锚区域围岩地质特性展开调查.主要包括地层岩性、地质构造、岩体质量评价.最后对模型锚、试验平洞与实桥锚地质条件进行对比.结果表明:

(1) 隧道锚区域的围岩与模型锚处围岩岩体性质相同,但隧道锚区域的围岩所受风化卸荷作用明显小

于模型锚,坚硬程度略高于模型锚处.

(2) 隧道锚与模型锚、试验平洞围岩节理裂隙的倾角与倾向基本相似(表2).较于隧道锚,模型锚内围岩节理更为发育,对整体稳定性影响更大.

(3) 通过岩体基本质量分级指标对各部分围岩进行对比^[7],见表3.

通过以上对比,可以得到隧道锚围岩岩体质量优于模型锚,而试验平洞岩体质量在两者之间,符合总体实验要求.

3 隧道锚缩尺模型试验

3.1 模型锚碇设计与制作

3.1.1 基本理论依据

模型锚碇设计是基于弹性力学的相似原理来实现的^[8].根据相似原理,模型与原型应采用相同的材料制作,模型几何尺寸由原型结构尺寸按一定的比例缩小,当不计体力时,模型与原型的参数之间存在如下关系:

强度: $R_m = R_p$,

弹性模量: $E_m = E_p$,

几何尺寸: $l_m = l_p / C$,

荷载: $N_m = N_p / C^2$,

式中, R_m , R_p 分别为模型及原型的强度; E_m , E_p 分别为模型及原型的弹性模量; l_m , l_p 分别为模型及原型的几何尺寸; N_m , N_p 分别为模型及原型的荷载; C 为几何相似比,本模型为10.

3.1.2 模型结构尺寸

模型锚洞形状、倾向及倾角与实桥锚洞一致,结构几何尺寸按1:10缩小.前锚面尺寸为1.48 m×1.56 m,顶面圆弧半径为0.74 m,底面圆弧半径为0.92 m.后锚

表 1 岩体物理力学参数试验建议值

岩石名称	参数	天然块体密度 (g/cm ³)	泊松比 μ	变形模量 (GPa)	抗拉强度 (MPa)
蚀变二长花岗岩	试验值	2.61~2.70	0.24~0.25	0.95~5.39	2.5~3.9
	试验建议值	2.50~2.60	0.30~0.35	1.0~2.0	0.05~0.10
	参数	岩体抗剪断强度		砼/岩体抗剪断强度	
		f'	c' (MPa)	f'	c' (MPa)
		试验值	0.79~1.12	0.28~0.62	1.02~1.08
		试验建议值	0.70~0.80	0.35~0.45	0.65~0.75
					0.37~0.50
					0.30~0.40

表 2 岩层中优势结构面产状对比

结构面组号	模型锚优势产状 (°)	实桥锚优势产状 (°)
第1组	44 $\angle$ 73	52 $\angle$ 77
第2组	127 $\angle$ 69	124 $\angle$ 31
第3组	217 $\angle$ 69	219 $\angle$ 63
第4组	298 $\angle$ 37	316 $\angle$ 45

表 3 岩体基本质量指标

位置	R_C (MPa)	K_V	BQ系数	质量分级
隧道锚	33.2	0.42	304.6	IV
模型锚	24.26	0.36	262.72	IV
试验平洞	28.5	0.39	283	IV

面尺寸为1.77 m $\times$ 1.90 m, 顶面圆弧半径为0.89 m, 底面圆弧半径为1.24 m.

前锚室前后形状与前锚面一致, 长度为6.3 m; 锚室长度3.92 m; 后锚室前后形状与后锚面一致, 长度为0.6 m. 结构形态及尺寸见图3和4.

3.1.3 边界条件

模型锚与实桥锚之间位置关系如图2所示. 模型锚与实桥锚左右边界条件一致, 上覆埋深按照1:10比例缩小.

3.1.4 加载系统

近年来, 长江科学院在多个工程采用了后推法替代拉拔方法, 通过对之前试验结果的综合分析和数值计算比较论证了两种方法对锚碇的破坏模式及变形基本一致^[9], 因此, 本文借鉴以前的试验经验, 采用后推法.

后推法是将千斤顶布置在锚体后端, 借助锚体后部岩体提供反力, 推动锚体向外端产生变形至破坏. 千斤顶安装图见图5.

根据设计要求, 标准组合下, 单根主缆拉力 2.67×10^5 kN, 则缩尺模型设计拉力(1 P)为: $2\times 267000/100=5340$ kN. 为了使缩尺锚达到极限破坏, 单锚选用10台3000 kN的千斤顶并联出力, 试验时可以施加的最大荷载为设计荷载的11倍.

采用特殊制定的双作用千斤顶, 其外形尺寸为 $\phi 380$ mm $\times$ 380 mm, 油缸直径330 mm, 最大行程200 mm, 最大工作压力35 MPa, 最大出力3000 kN.

图 3 (网络版彩图)1:10模型锚平面尺寸图

图 4 1:10模型锚断面尺寸图. (a) 前锚面; (b) 后锚面

图 5 (网络版彩图)后锚室千斤顶和反力后座安装示意图

整个加载出力系统完全封闭在模型锚后端, 通过锚体预留孔引出油管, 在埋设前反复对千斤顶及油路系统进行试验确保千斤顶及油路工作正常.

3.2 锚碇-围岩变形与应力测试

3.2.1 表面变形监测

表面变形观测布设光栅式位移传感器, 测点布置见图6所示, 分别在前后锚面、拉力方向前端岩体布置了9只光栅式位移传感器. 光栅传感器精度为微米级, 采用电脑自动化采集数据.

3.2.2 深部变形监测

(1) 钻孔多点位移计

沿拉力方向布置2个钻孔, 在模型锚铅直方向布置2个铅直钻孔, 钻孔布置见图7和8所示.

(2) 钻孔测斜仪

在模型锚碇地表上布置2个铅直方向钻孔, 用测斜仪监测围岩在载荷状态下的变形量, 钻孔布置见图8.

(3) 位错计

在每个模型锚混凝土与围岩接触面之间布置6只位错计, 分3个断面, 分别布置在锚体的上下壁和侧壁上, 具体位置见图9(a)所示.

(4) 锚体内应变计

在每个模型锚混凝土内布置4只应变计, 共布置8只应变计. 具体位置见图9(b)所示.

图6 (网络版彩图)光栅位移传感器测点平面布置示意图

(5) 监测传感器汇总

采用光栅式传感器、振弦式多点位移计、测斜仪、振弦式位错计和振弦式应变计对模型锚进行立体监测, 监测仪器见表4. 钻孔深度及钻孔中传感器埋设位置见表5.

图7 (网络版彩图)沿拉力方向多点位移计布置示意图

图8 (网络版彩图)沿铅直方向多点位移计、测斜孔布置示意图

图9 (网络版彩图)位错计(a)和应变计(b)布置示意图

表 4 监测仪器总表

编号	分类	监测仪器名称	布置位置	数量	监测内容
1	外观监测	光栅位移传感器	前锚面、后锚面、地表	9只	观测前后锚面、地表变形
2		压力计	千斤顶进油管	2只	分别记录左右锚出力荷载
3	内观监测	多点位移计	D2, D4, D5, D7孔	4套/14只	观测围岩沿拉力方向变形和铅直方向变形
4		应变计	锚体中心线(X, Y向)	8只	观测锚体应变
5		位错计	锚体与边墙	12只	观测锚体与围岩错动
6		测斜仪	地表铅直向D6, D8孔	2孔	观测锚间岩体水平错动

表 5 钻孔测点深度图

编号	长度 (m)	埋设仪器	位置4 深度 (m)	位置3 深度 (m)	位置2 深度 (m)	位置1 深度 (m)
D2	30.0	多点位移计	19	10.2	6	3
D4	29.0	多点位移计	19	10.2	6	3
D5	30.0	多点位移计	/	18	15.5	13
D7	30.0	多点位移计	/	21	18.5	15

3.3 模型锚碇试验方案设计与实施

3.3.1 仪器设备

(1) 加载系统

采用微机伺服控制气液式加载系统, 20台千斤顶采用油路多通并联, 通过高压油路开关任意平滑转换, 整个加卸载过程通过压力传感器和采集系统自动采集全过程.

(2) 测量系统

变形测量分为表面变形和深部变形, 表面变形采用光栅位移传感器, 最大量程15 mm, 分辨率1 μm . 由采集仪与电脑连接进行实时采集. 地表变形测量元件通过磁性表架固定在1根长度12 m的基准梁上. 基准梁为 $\phi 325$ mm、壁厚8 mm的钢管, 基准梁力学模型为两端铰接的简支梁, 横跨12 m, 为了减小扰度的影响, 在管壁焊接了3根角钢. 为了减小温度影响, 特意在现场搭建密封试验室, 使用电热烤炉保温, 实时监测室内温度, 使室内温度范围为19℃~21℃.

深部变形测量采用振弦式传感器, 该传感器量程为50 mm, 分辨率0.1 FS/%. 应变计和位错计采用振弦式传感器, 由1台数据采集仪和1台电脑进行数据

采集.

3.3.2 载荷试验方法

(1) 采用分级加(卸)荷单循环方法进行, 从零开始加载, 分级施加, 分别为1.0 P, 3.5 P, 7.0 P, 8 P, 9 P...破坏(P为1倍设计荷载, 约为5340 kN, 下同).

(2) 对1 P, 3.5 P和7 P荷载试验, 每一级加载分5步进行, 施加到相应压力后, 按同样步数逐次退压至0; 对破坏加载试验, 按1 P, 3.5 P, 7 P, 8 P, 9 P...方式划分荷载步, 施加到模型锚破坏压力或千斤顶最大出力后, 缓慢匀速退压至0.

(3) 采用自动伺服系统加载, 所有数据自动采集, 每一步连续加载5~10 min, 深部变形观测传感器自动循环采集, 采样间隔为10 min(由于仪器数量多, 需要10 min才能循环1次), 表面变形观测传感器采样间隔1 min. 采用相对变形稳定标准, 以拉力方向的前后锚面测点的变形作为参考, 每步稳定时间不少于30 min, 并在每10 min时对选定传感器进行判别, 至达到变形稳定标准后加卸下级荷载.

(4) 每级试验完成后休止12~24 h后进行下一级试验.

3.3.3 蠕变试验方法

在完成1.0 P, 3.5 P, 7.0 P三级载荷试验休止12~24 h后, 分别进行对应载荷的蠕变试验, 观测锚体及围岩的长期变形, 研究围岩时效变形. 蠕变试验时, 采样间隔全部为10 min, 加载历时不少于5 d, 直至变形基本稳定在 $\pm 3 \mu\text{m}$ 后终止试验.

在试验过程中, 重点对沿拉力方向的前后锚面测点的变形作为参考进行稳定判别.

3.4 模型锚载荷试验成果

在完成模型锚1 P, 3.5 P和7 P大循环载荷试验和对应的蠕变试验后, 载荷试验计划按1 P, 2.25 P, 3.5 P, 5.25 P, 7 P, 8 P, 9 P...的加载步序加载至破坏或加载设备最大出力为止, 实际试验加载到7.8 P后, 后锚室部位围岩发生局部破坏, 后座达到承载力极限, 变形量大, 无法再继续加载, 模型锚地表及前锚室尚未见到裂隙. 荷载加卸载历时曲线见图10.

通过对1:10缩尺模型锚地质条件测试与调查、变形试验及多方法立体监测, 对锚碇区围岩、锚碇变形特性、长期稳定性进行了的试验研究, 取得的主要研究成果如下.

3.4.1 模型锚的变形特性

载荷试验典型变形曲线见图11和12.

1 P荷载下, 锚碇体平均变形为0.40 mm, 围岩变形(拉力方向和铅直方向)都小于0.25 mm, 锚体与围岩之间错动最大为0.10 mm; 3.5 P荷载下, 锚碇体平均变形为2.19 mm, 围岩变形(拉力方向和铅直方向)都在0.21~1.86 mm之间, 锚体与围岩最大错动0.37 mm; 7 P荷载下, 锚碇体平均变形为5.82 mm, 围岩变形(拉力方向和铅直方向)都在-0.42~6.59 mm之间, 锚体与围岩最大错动0.77 mm.

图10 (网络版彩图) 载荷试验全过程曲线

图11 (网络版彩图) 载荷试验锚体沿拉力方向(a)和围岩(b)典型变形曲线

图12 (网络版彩图) 不同荷载下钻孔测斜位移与孔深曲线。(a) D8孔; (b) D6孔

3.4.2 模型锚的强度特性

载荷试验典型强度曲线见图13.

缩尺模型锚载荷试验成果表明, 荷载只能加载到

图 13 (网络版彩图)不同方向荷载与变形关系曲线。(a) 锚碇体拉力方向荷载与变形; (b) 拉力方向锚碇体围岩荷载与变形关系; (c) 铅直方向锚碇体围岩荷载与变形

7.8 P, 7.8 P 荷载时隧道锚碇体系尚未发生整体破坏, 而后锚面附近岩体发生了局部破坏, 锚碇系统的强度由围岩的强度控制。根据荷载与变形曲线判断, 5.25 P 荷载为锚碇体和围岩的屈服荷载特征点, 综合判断, 模型锚碇系统屈服荷载特征点取 5.25 P, 大于规范要求的围岩稳定安全系数为 4 的要求。

3.4.3 模型锚的蠕变特性

蠕变试验全过程曲线见图 14, 7 P 荷载下蠕变试验典型测点蠕变阶段见图 15。

1 P 荷载下, 锚碇体沿拉力方向蠕变最大, 蠕变变形量为 0.62 mm, 相当于瞬时变形试验的 1.5 倍; 在 3.5 P

图 14 (网络版彩图)蠕变试验全过程曲线

荷载下, 锚碇体沿拉力方向蠕变最大, 蠕变变形量为 0.97 mm, 相当于瞬时变形试验的 0.49 倍; 在 7 P 荷载下, 锚碇体沿拉力方向蠕变最大, 蠕变变形量为 1.58 mm, 相当于瞬时变形试验的 0.28 倍。可见 1 P, 3.5 P 和 7 P 荷载下, 锚碇体沿拉力方向蠕变变形量随荷载级数的增大而增大, 同时由于随着荷载级数的增大, 岩体的塑性变形逐渐增大, 瞬时变形呈现非线性的增大, 导致蠕变变形与瞬时变形的比值随荷载级数的增大而减小。锚碇、围岩和锚碇与围岩位错的蠕变都经历了减速蠕变阶段后趋于稳定, 在 1 P, 3.5 P 和 7 P 荷载下属于衰减型蠕变。

3.4.4 锚碇体变形限值分析

关于锚碇体变形容许值, 《公路悬索桥设计规范》(JTG/T D65-05-2015)推荐锚碇允许水平变位按照不大于 0.0001 倍的主跨跨径控制, 竖向变位按照不大于 0.0002 倍的主跨跨径控制。

依据模型锚 1 P, 3.5 P 和 7 P 蠕变试验测试结果, 锚碇体在 1 P 荷载下沿拉力方向变位测试值为 0.93~1.2 mm, 预测实桥锚碇体沿水平向变形为 7.5~9.7 mm, 小于规范要求的主跨跨径的 110 mm (0.0001 倍的主跨跨径), 预测实桥锚碇体沿竖向变形为 5.5~7.1 mm, 小于规范要求的主跨跨径的 220 mm (0.0001 倍的主跨跨径)。

4 隧道锚承载特性数值分析

4.1 模型建立和参数确定

基于隧道锚岩体力学试验参数, 采用 FLAC-3D 软件构建实桥隧道锚碇与围岩结构体系连续介质力学模型, 进行岩体与实桥锚碇之间相互作用的三维弹塑性数值模拟, 分析锚碇结构和岩体变形机制以及可能的破坏模式, 确定了锚碇极限承载能力^[10,11]。计算模型见图 16。计算采用的岩体力学参数见表 6。

图 15 (网络版彩图)典型测点蠕变阶段

图 16 (网络版彩图)实桥锚计算模型

4.2 数值模拟结果分析

锚碇施工开挖后, 锚碇洞周围岩顶拱下沉和底板回弹变形较大, 最大达到72 mm, 左右洞壁向洞内变形一般达到40 mm. 锚碇开挖后, 锚洞顶拱和底板无拉应力区, 边墙周边1 m范围内出现拉应力区; 塑性区在锚碇顶拱、底板、外侧、内侧(中隔墩侧)延伸范围分别为8, 2, 4, 6 m, 中隔墩围岩塑性区贯通.

隧道锚开挖回填模拟完成后, 将位移和塑性区清除, 1 P主缆荷载通过面力施加在混凝土锚碇前端面. 得到变形图和塑性区图17. 由图知, 施加主缆设计荷载后, 隧道锚围岩主要是沿锚碇拉力方向的滑移变位, 位移等值线近似以锚碇中隔墙为中心的椭圆型(或鹅

蛋型)分布, 最大合位移为5.7 mm. 锚碇顶板和侧壁在开挖时应力松弛, 缆索荷载拉拔施加前未模拟松弛区应力恢复, 所以出现塑性区, 底板围岩基本处于弹性工作状态.

主缆设计荷载1 P加载结束后开始, 逐级加载至13 P. 锚碇超载-位移曲线见图18. 由图可见, 主缆荷载7 P是最大位移与荷载关系曲线的分界点, 在拉力>7 P最大合位移明显加快. 隧道锚地围岩位移随荷载增加呈线性增大.

通过隧道锚和围岩相互作用体系三维弹塑性模拟, 研究了实桥隧道锚围岩变形机制和破坏模式. 结果表明: (1) 在设计荷载用下, 隧道锚最大合位移为5.7 mm, 锚碇顶板和侧壁应力松弛区出现塑性区, 底板围岩基本处于弹性工作状态; (2) 逐步增大主缆力至7 P后, 锚岩接触区域拉剪破坏并贯通, 锚碇位移呈非线性增大; 极限超载条件下, 锚岩错动显著增加并产生挤压作用, 塑性区向锚碇上方深部围岩发展, 破坏模式为压剪破坏.

5 结论

通过室内岩石力学试验和原位岩体力学试验方法对雅安岸隧道锚围岩提出了岩石宏观力学参数. 以地质调查、超声波测试、力学试验等为基础对模型锚、

表 6 计算采用的岩体力学参数

岩石名称	重度 (kg/m ³)	变形模量 (GPa)	泊松比	摩擦角 (°)	凝聚力C (MPa)	抗拉强度 (MPa)
围岩	2500	1	0.35	37	0.4	0.05
锚岩接触面	—	—	—	35	0.35	0
混凝土	2700	30	0.25	—	—	—

图 17 (网络版彩图)设计荷载计算结果. (a) 1 P加载后锚碇中心线铅直截面位移等色区图; (b) 1 P加载后锚碇中心线斜截面位移等色区图; (c) 1 P加载后锚碇中心线铅直截面塑性区图; (d) 1 P加载后锚碇中心线斜截面塑性区图

图 18 (网络版彩图)超载条件荷载-地表位移曲线

试验平洞和实桥锚围岩进行岩体质量分级, 论证了模型锚地质代表性。基于相似原理进行了1:10缩尺模型锚的原位试验, 获得了岩锚共同作用下的变形特性、

强度特性及蠕变特性, 模型锚碇系统屈服荷载特征点为5.25 P。通过隧道锚和围岩相互作用体系三维弹塑性数值模拟, 研究了实桥隧道锚围岩变形机制和破坏模式。

本文在岩石力学研究的系统性方面主要体现在以下3个层次: (1) 在岩石(体)力学试验基础上, 结合地质调查与岩体基本质量评价, 研究隧道锚岩体力学特性, 并提供设计使用的参数建议值; (2) 基于隧道锚原位缩尺模型试验, 研究隧道锚在不同荷载作用下的变形机制及蠕变特征, 论证其锚固安全性及极限抗拉拔能力; (3) 通过建立三维地质模型, 在合理参数取值基础上, 利用三维非线性数值模拟技术, 进行实桥隧道锚施工及运营过程中的力学模拟, 研究隧道锚及围岩在主缆载荷作用下的变形机制及安全性。

参考文献

- 1 郭爱清, 彭元诚, 黄正加, 等. 超大跨度悬索桥隧道锚承载特性的岩石力学综合研究. 岩石力学与工程学报, 2010, 29: 433-441
- 2 朱杰兵, 郭爱清, 黄正加, 等. 四渡河特大悬索桥隧道锚模型拔拉试验研究. 长江科学院院报, 2006, 23: 51-55
- 3 赵海斌, 于新华, 彭运动, 等. 坝陵河大桥隧道锚围岩力学特性原位试验研究. 河海大学学报: 自然科学版, 2009, 37: 680-684
- 4 夏才初, 程鸿鑫, 李荣强. 广东虎门大桥东锚碇现场结构模型试验研究. 岩石力学与工程学报, 1997, 16: 571-576
- 5 张奇华, 余美万, 喻正富, 等. 普立特大桥隧道锚现场模型试验研究—抗拔能力试验. 岩石力学与工程学报, 2015, 34: 93-103
- 6 刘新荣, 李栋梁, 吴相超, 等. 泥岩隧道锚承载特性现场模型试验研究. 岩土工程学报, 2017, 39: 161-169
- 7 中华人民共和国国家标准编写组. 工程岩体分级标准(GB50218-94). 北京: 中国计划工业出版社, 1994
- 8 沈泰. 地质力学模型试验技术的进展. 长江科学院院报, 2001, 18: 32-35
- 9 李维树, 王帅, 吴相超, 等. 隧道锚原位缩尺模型试验的施力方式研究. 地下空间与工程学报, 2017, 13: 453-458
- 10 董志宏, 张奇华, 丁秀丽, 等. 矮寨悬索桥隧道锚稳定性数值分析. 长江科学院院报, 2005, 22: 54-58

11 胡波, 曾钱帮, 彭运动, 等. 隧道锚锭围岩稳定分析及破坏模式研究. 中国科学院研究生院学报, 2008, 25: 487–492

Rock mechanics comprehensive study of tunnel anchorage for super large suspension bridge

GUO XiFeng¹, ZHOU HuoMing¹, CHENG Qiang², WANG ZhongHao¹, LI WeiShu¹, WANG Shuai³ & WEN LiNa⁴

¹ Chongqing Branch Institute, Yangtze River Scientific Research Institute, Chongqing 400026, China;

² Sichuan Provincial Transport Department Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Chengdu 610041, China;

³ Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China;

⁴ Faculty of Geosciences and Environmental Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China

Aiming at bearing capacity problem of tunnel anchorages at Yaan side for Luding super large suspension bridge over the Dadu river, to study systematically the deformation, creep characteristics and bearing capacity of the tunnel anchorage and its surrounding rockmass by a comprehensive research method based on rock mechanic tests are proposed. The approach included in the research consists of *in-situ* geological investigation and rock mechanical tests, the 1:10 anchorage physical model test with the same rockmass at site of the actual schemed tunnel anchorage, and the numerical simulations related to bearing capacity evaluations of the actual tunnel anchorage. Several conclusions have been drawn. Geological representation of model tunnel anchorage is verified by comparing the surrounding rock geological condition and mechanical characteristics of model tunnel anchorage and actual tunnel anchorage is basically similar. Recommended test values of mechanical parameters of rockmass are proposed based on rock mechanical tests. *In-situ* scale model test results show that: (1) the maximum deformation of anchoring concrete-plug is 0.42, 2.50, 6.41 mm respectively under 1 P (design load), 3.5 P and 7 P, while the maximum deformation of surrounding rock is 0.25, 1.86, 6.59 mm respectively under 1 P, 3.5 P and 7 P. (2) Anchoring concrete-plug, surrounding rock and their dislocation experience deceleration creep and then tend to be stable, which belongs to attenuation type creep. (3) A characteristic point of anchoring concrete-plug model system is 5.25 P, which comforts code requirement. In addition, the technological line and achievement is an example for bridge construction in some other similar engineering.

Luding super large bridge over the Dadu river, tunnel anchorage, scaled model experiment, rock mechanical test, numerical simulation

doi: [10.1360/N092017-00371](https://doi.org/10.1360/N092017-00371)