

大跨度斜拉桥索塔锚固区应力分析

张亮亮^{1a,1b}, 王浩^{1a,1b}, 杨转运², 刘会², 刘书洋³

(1. 重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

2. 四川建筑职业技术学院, 四川 德阳 618000; 3. 西南交通大学 土木工程系, 成都 610031)

摘要:斜拉桥拉索锚固区是索塔受力的关键部位,在斜拉索大吨位拉力及预应力共同作用下,受力十分复杂,保证其结构安全、受力合理是斜拉桥建造过程中的关键问题。运用实体有限元方法对某斜拉桥索塔锚固区进行空间应力分析,对比分析了 3 种不同工况下锚固区的受力特点及应力分布规律。分析结果表明,采用环向井字形的水平预应力束配置形式是合理的;在 1 265 MPa 的张拉控制应力下,各钢束应力都已经相当接近 1 116 MPa,说明了预应力钢束的强度已经充分发挥,不宜再提高张拉控制力。

关键词:斜拉桥;锚固区;有限元方法;应力分析

中图分类号:U443.38 文献标志码:A 文章编号:1674-4764(2012)03-0052-06

Stress Analysis of Anchorage Zone on Tower of Long-span Cable-stayed Bridge

ZHANG Liangliang^{1a,1b}, WANG Hao^{1a,1b}, YANG Zhuanyun², LIU Hui², LIU Shuyang³

(1a. College of Civil Engineering; 1b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China;

2. Sichuan College of Architectural Technology, Deyang 618000, Sichuan, P. R. China;

3. Department of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, Sichuan, P. R. China)

Abstract: Anchorage zone on tower of cable-stayed bridge has complex structures and stress distributions, and keeping it on a safety state under a large tonnage tension and prestress is more concerned in design and construction. The stress distribution of the anchorage zone was analyzed by 3D finite element method. Furthermore, the mechanical properties and the rules of stress distributions were investigated and compared in three different load cases. The results show that the disposition form of level prestressing tendon is reasonable. The stress of the entire tendon is very close to 1 116 MPa under the tension control stress of 1 260 MPa. It is shown that the intensity of the tendon has given full play to prestress and it is not appropriate to increase the tension control stress.

Key words: cable-stayed bridge; anchorage zone; finite element method; stress analysis

斜拉桥索塔锚固区是将索力安全、均匀地传送到塔柱的重要部位,考虑到混凝土材料的弹塑性、孔洞削弱、预应力施工工艺的正常误差及预应力钢束锚下集中力作用等各种因素,锚固区受力十分复杂,应力集中现象明显。规范^[1]明确提出锚固区应力计

算宜采用空间有限元方法进行计算,设计中单纯用平面有限元分析难以全面反映锚固区应力的真实性。中国已对多座实际斜拉桥锚固区节段进行了空间应力分析,并与足尺模型试验结果吻合的比较好^[2-4]。对索塔锚固区施工及运营阶段的不同工况

收稿日期:2011-11-15

基金项目:重庆大学“211 工程”三期创新人才培养计划建设项目(509105)

作者简介:张亮亮(1956-),男,教授,博士生导师,主要从事桥梁结构研究,(E-mail)zll200510@126.com。

进行了精细的有限元分析,明确主塔的实际受力情况,并反映到施工中,达到对指导施工的意义。

1 工程概况

某双塔双索面斜拉桥,上塔柱斜拉索锚固段采用矩形空心断面(见图1),前、后壁厚1.4 m,侧壁厚1.0 m。索塔采用C50混凝土,在桥塔斜拉索锚固段配置了纵、横向 $9\phi^{s}15.2(U1 \sim U4)$ 和 $7\phi^{s}15.2(U5)$ 的水平预应力钢绞线,呈环向井字形布置(图2)。预应力钢束均采用高强低松弛钢绞线,其抗拉强度标准值为1860MPa。预应力锚具采用M15-9与M15-7可控低回缩锚具。张拉控制应力对于钢束U1、U2和U3取1265 MPa,对于钢束U4和U5取1209 MPa。采用单端张拉,并要求张拉后钢束回缩量小于2 mm。

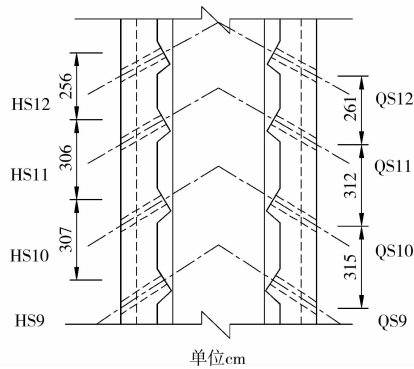


图1 S9~S12塔段剖面图

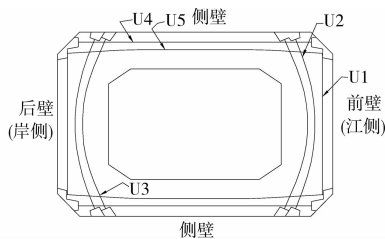


图2 环向井字形预应力体系布置

2 实桥索塔锚固区有限元计算模型

2.1 有限元模型的建立

分析采用大型通用有限元软件 ANSYS 建立计算模型^[7-8](图3)。混凝土、锚垫板和承压环采用 SOLID65 单元,混凝土的弹性模量取 35 500 MPa,密度取 2 500 kg/m³,泊松比取 0.2。预应力钢索采用 LINK8 单元,预应力效果采用对 LINK8 单元设置初应变来模拟。

2.2 边界条件

根据对计算结果的多次比较,模型上端面不施

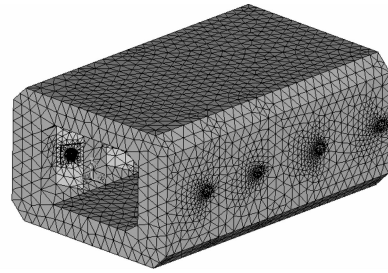


图3 S9~S12塔段有限元模型

加约束,不影响计算结果;根据圣维南原理,下端面约束仅仅影响最下面一个塔段,对于次下塔段的应力几乎没有任何影响。因此本次计算以考虑索力水平分量最大的塔段 S11 为研究对象,建立了与其紧邻的 S9~S12 塔段进行分析。索塔模型边界条件为:全部底面节点约束竖向变形,底面长边中线约束顺桥向变形,底面短边中线约束横桥向变形。

2.3 计算荷载

1)自重由程序计算。

2)寒潮降温按温差 10 °C 施加到实体模型上^[5],内外壁之间按指数函数: $T'_y = T'_0 e^{-a'y}$ 变化。式中, a' 采用 14,相应的 T'_0 采用 -10 °C。

3)索力按整体有限元分析结果见表1。

表1 索力表

拉索编号	恒载	主力最大	主+附最大
	内力-J/kN	内力-J/kN	内力-J/kN
HS12	5 225	7 005	7 128
HS11	5 244	7 094	7 194
HS10	5 257	7 160	7 233
HS9	5 164	7 098	7 213
QS9	5 039	7 033	7 071
QS10	5 113	6 982	7 028
QS11	5 170	6 895	6 958
QS12	5 249	6 822	6 906

4)钢束有效预应力计算根据规范^[5-6],按张拉控制应力,计算各预应力钢束的沿程损失(每一段内近似相等)。主要计算参数的选取见表2,计算结果见图4、图5。表中参数 μ 为钢筋与管道壁之间的摩擦系数; k 为考虑每米管道对其设计位置的偏差系数; ΔL 为锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩值(mm); ζ 为松弛系数; σ_{con} 为张拉控制应力(MPa); ϵ_{∞} 为收缩应变终极值; φ_{∞} 为徐变系数终极值。

表2 有效预应力主要计算参数

参数	数值	参数	数值	参数	数值
μ	0.15	k	0.001 5	ζ	0.022 513
σ_{con}	1265	ΔL	2	侧壁 ϵ_{∞}	1.10×10^{-4}
前后壁 ϵ_{∞}	1.10×10^{-4}	前后壁 φ_{∞}	1.20	侧壁 φ_{∞}	1.20

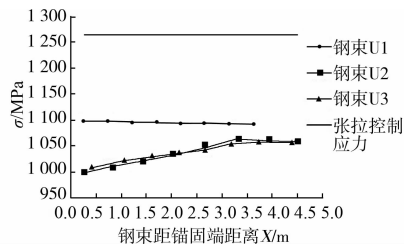


图 4 钢束 U1、U2、U3 有效预应力

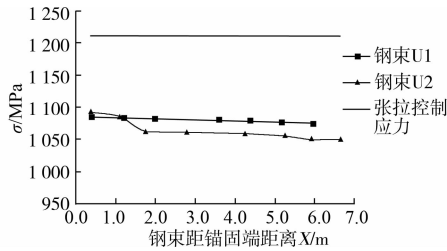


图 5 钢束 U4、U5 有效预应力

2.4 荷载工况

计算时分别考虑了以下 3 种荷载工况,见表 3。

表 3 荷载工况

编号	荷载工况	设置目的
工况 1	上部结构自重+张拉预应力	为进行张拉预应力束阶段塔体的应力分析,拟定合理的张拉方案,保障安全施工。
工况 2	工况 1+主力最大索力	为考察成桥运营的一般情况下锚固区的应力状态;确定合理的配束量;保证适当的安全储备,进而保障成桥的安全使用。
工况 3	工况 2+附加力最大索力+寒潮降温	为考察成桥运营时在各种不利附加力组合特殊情况下锚固区的应力分布,并确保结构处于安全状态。

3 计算结果及分析

斜拉桥索塔在竖向以受压为主,对于预应力混凝土索塔,竖向方向往往不是其设计的控制因素,设计中主要考虑要避免水平方向的拉应力。根据以往对单箱室索塔截面受力的研究成果^[9-12],在索力作用下,其侧壁受力为拉弯组合。由于索力存在很大的顺桥向的分量,导致侧壁有一定的内凸变形,应力主要受侧壁内侧顺桥向应力控制;前、后壁(即斜拉索锚固一侧)受弯剪作用,其主要受横桥向应力控制,最大拉应力发生在外侧孔口附近。

根据节段模型的受力特点,以模型在荷载作用下的危险截面为对象,选取局部隔离体进行有限元模拟分析空间应力分布状态。选取的局部特征点示意图见图 6,各局部特征点在 3 种工况下的应力值见图 7、图 8。

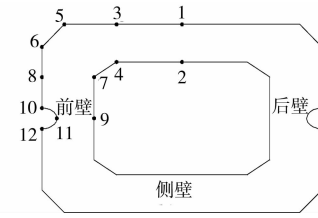


图 6 索孔剖面特征点示意图

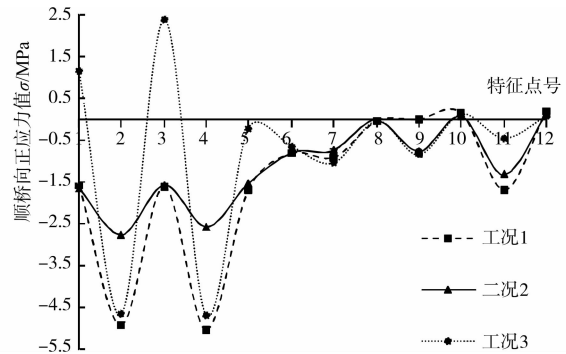


图 7 索孔剖面各特征点顺桥向正应力值

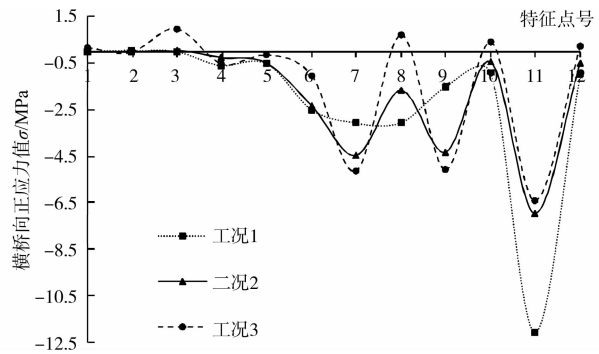


图 8 索孔剖面各特征点横桥向正应力值

3.1 工况 1 作用下应力计算结果

3.1.1 顺桥向正应力 由图 9 可知,在工况 1 作用下塔壁几乎全部处于受压状态,只有前后壁出现很小的顺桥向拉应力;塔段侧壁的外侧、内侧承受顺桥向压应力,并且塔壁内侧顺桥向压应力明显大于塔壁外侧压应力;钢束锚固点处明显存在应力集中现象,以钢束起点为中心向四周扩散。

3.1.2 横桥向正应力 由图 10 可知,在工况 1 作用下,索塔前、后壁均承受横桥向压应力,并且外侧压应力储备大于内侧,最大压应力值为-7.66 MPa,以便有效抵消强大索力在外侧产生的拉应力;侧壁承受很小的横桥向压应力或者拉应力。

3.2 工况 2 作用下应力计算结果

3.2.1 顺桥向正应力 由图 11 可知,在工况 2 作用下,与工况 1 相比较,侧壁外侧、内侧压应力均减小,且内侧减小更明显,即内侧受拉效应更明显,侧

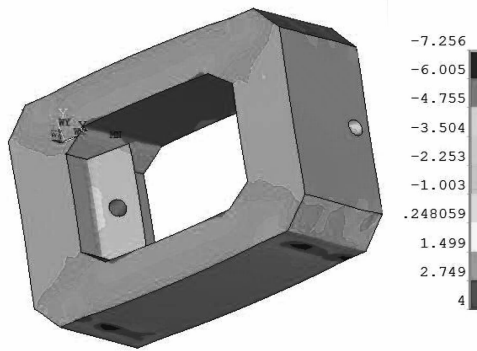


图9 S11塔段顺桥向正应力云图

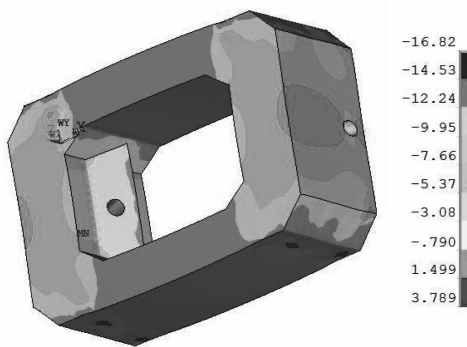


图10 S11塔段横桥向正应力云图

壁有一定的内凸变形;前、后壁绝大部分处于受压状态,只在塔壁外侧索孔处出现了很小的拉应力。由于拉索力存在很大的顺桥向分量,锚固区齿板开孔处有严重的应力集中现象,并向四周逐渐扩散减小,最大应力值为 -27.24 MPa 。

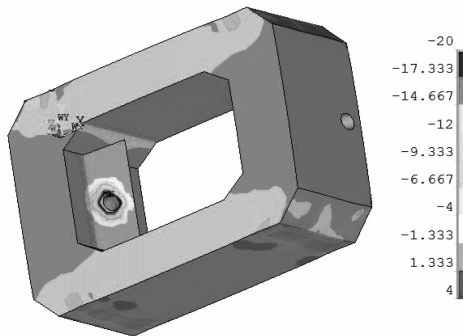


图11 S11塔段顺桥向正应力云图

3.2.2 横桥向正应力 由图12可知,在工况2作用下,前、后壁均处于受压状态,只有在塔壁外侧索孔处局部出现了很小的横桥向拉应力;前、后壁内侧横桥向压应力值大于外侧,说明外侧受拉效应更明显;侧壁外侧在此工况下出现了很小的横桥向拉应

力;齿板孔口两侧出现应力集中,最大应力值为 -17.70 MPa 。

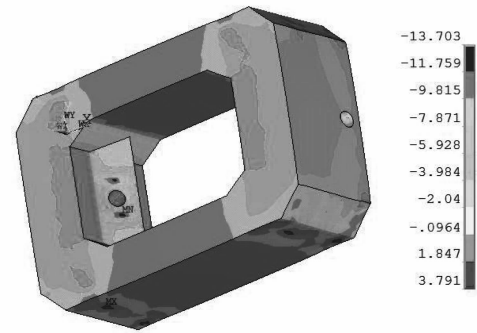


图12 S11塔段横桥向正应力云图

3.3 工况3作用下应力计算结果

3.3.1 顺桥向正应力 由图可知,在工况3作用下,锚固区齿板的顺桥向正应力分布与工况2作用下基本相同,由于齿板在塔壁内,寒潮对齿板基本上没影响。寒潮对塔壁的顺桥向应力分布影响较大,尤其是对整个塔壁的外侧;侧壁大部分处于受压状态,只有在塔壁外侧局部出现了较大的顺桥向拉应力。

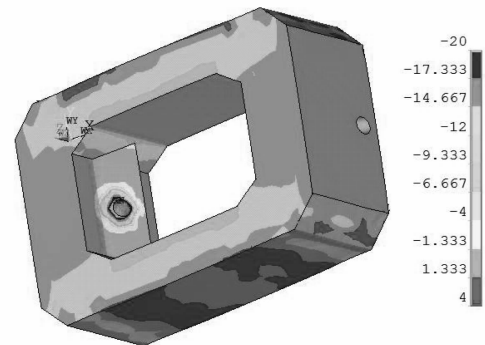


图13 S11塔段顺桥向正应力云图

3.3.2 横桥向正应力 由图14可知,在工况3作用下,锚固区齿板的横桥向正应力分布与工况2作用下也基本相同,寒潮对齿板受力基本上没影响。但寒潮对塔壁的横桥向应力分布影响也较大,尤其是对整个塔壁的外侧,整个塔壁的应力分布不均匀;塔壁外侧出现了较大范围的横桥向拉应力。

3.4 应力集中现象分析

有限元分析结果表明,索塔锚固区的应力集中部位主要出现在预应力钢束锚固处,以钢束起点为中心向四周扩散,由于此处预应力建模时是通过节点力加上去的,而在实桥中预应力是分散作用于锚

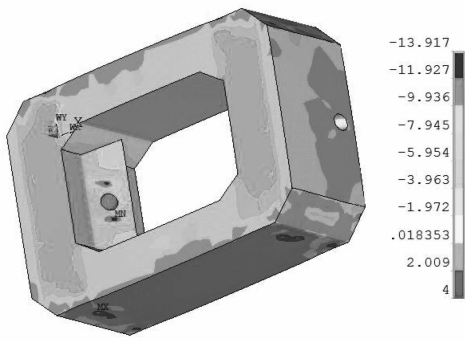


图 14 S11 塔段横桥向正应力云图

垫板上,其应力集中会大大减弱;另一处应力集中部位在齿板开孔处,即斜拉索张拉锚固部位,锚垫板下方存在较大的压应力^[13]。本桥钢垫板下索导管四周设置有加强螺旋钢筋以便应力扩散,并使锚区混凝土更好的处于三向受压状态。由于斜拉索锚垫板下的混凝土为局部承压,根据规范^[5]第 6.2.9 条,对锚下混凝土承载力按下列公式进行验算:

$$K_c N_c \leq A_c (\beta f_c + 2.0 \mu_t \beta_{he} f_s)$$

$$\beta = \sqrt{A/A_c}, \beta_{he} = \sqrt{A_{he}/A_c}$$

式中,局部承压强度安全系数 K_c , 取为 2.0; 预加应力时的预压力 N_c , 值为 7 194 kN; 配置间接钢筋的混凝土局部承压强度提高系数 β_{he} , 值为 1.20; 混凝土局部承压时的强度提高系数 β , 值为 2.164; 局部承压面积 A_c , 值为 0.19 m²; 混凝土轴心抗压强度 f_c , 值为 33.5 MPa; 锚下间接钢筋的抗拉计算强度 f_s , 值为 335 MPa; 间接钢筋的体积配筋率 μ_t , 值为 0.03。

$$A_c (\beta f_c + 2.0 \mu_t \beta_{he} f_s) = 18 301.07 \text{ kN} \geq$$

$$K_c N_c = 14 388 \text{ kN}$$

故锚下局部承压区承载能力满足要求。

3.5 各工况下预应力钢束的应力值

通过提取单元的应力值,来分析各工况下预应力钢束的应力值是否超过限值,以及其预应力作用是否得到充分发挥。各工况下预应力钢束的最大、最小应力值列于表 4。

表 4 各工况下预应力钢束的最大、最小应力值

MPa

钢束编号	U1		U2		U3		U4		U5	
	最值	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
工况 1	870.94	1 079.22	787.41	1 112.61	846.00	1 106.26	916.21	1 118.74	900.52	1 099.98
工况 2	889.67	1 091.59	785.79	1 102.51	843.02	1 092.76	947.28	1 095.32	891.94	1 093.20
工况 3	869.65	1 091.93	785.70	1 102.98	857.92	1 102.44	948.99	1 109.06	887.62	1 090.94

根据规范^[5]第 6.3.13 条,运营荷载作用下,预应力钢筋(钢丝、钢绞线、预应力混凝土用螺纹钢筋)最大应力 $\sigma_p \leq 0.6 f_{pk}$, 即 1 116 MPa。由表 4 可知,在工况 2、3 作用下,预应力钢绞线的最大应力都是满足小于等于 1 116 MPa 的要求,经过分析发现只有工况 1 中极少数点的应力大于 1 116 MPa。但是工况 1 是施工时的临时工况,工况 2 才是最主要的工况,所以认为采用 1 265 MPa 的张拉控制力是满足要求的。

4 结论及建议

通过对某斜拉桥索塔锚固区进行空间应力分析,从分析的结果可以看出,此索塔中采用环向井字形的布束方式是合理的,效果较好,并得到以下结论及建议:

1) 塔壁角隅处预应力束锚固区和齿板斜拉索锚固部位出现较大的应力集中,设计中要注意这两个部位的局部构造,确保应力较好的扩散。

2) 成桥运营时,在寒潮这种特殊组合作用下对塔壁的应力分布影响较大,在塔壁外侧可能出现较大的拉应力。建议优化结构边缘构造,在容易出现应力集中的部位设置加强钢筋网或进行局部构造优化。

3) 本桥在钢束张拉时,最大张拉控制应力采用 1 265 MPa,各钢束应力已相当接近 1 116 MPa,说明钢束的预应力作用已经充分发挥,不宜再提高张拉控制力。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国交通部. 公路斜拉桥设计细则(JTG/T D65-01-2007)[S]. 北京:人民交通出版社,2007.
- [2] 项贻强,易绍平,杜晓庆,等. 南京长江二桥南汉桥斜拉索塔节段足尺模型的研究[J]. 土木工程学报,2000,33(1):15-22.
XIANG Yiqiang, YI Shaoping, DU Xiaoqing, et al. Study on the full scale segmental model of tower of cable stayed bridge of the second Yangtze river bridge in

- Nanjing [J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(1): 15-22.
- [3] 卓卫东,房贞政. 预应力混凝土桥塔斜索锚固区空间应力分析[J]. 同济大学学报, 1999, 27(2): 203-206.
ZHUO Weidong, FANG Zhenzheng. Spatial stress analysis of the cable anchorage zone in a PC tower [J]. Journal of Tongji University, 1999, 27(2): 203-206.
- [4] 刘钊,孟少平,刘智,等. 润扬大桥北汊斜拉桥索塔节段足尺模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(6): 35-40.
LIU Zhao, MEN Shaoping, LIU Zhi, et al. Full-scale model test for pylon segment of the cable-stayed bridge of Runyang Yangtze river bridge [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(6): 35-40.
- [5] 中华人民共和国铁道部. TB 10002. 3-2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [6] 中华人民共和国交通部. JTG D62-2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [7] 唐红元. 斜拉桥预应力混凝土索塔关键问题研究[D]. 东南大学, 2006.
- [8] Lundgren K, Magnusson J. Three-dimensional modeling of anchorage zones in reinforced concrete [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(7): 693-699.
- [9] Jo B W, Byun Y J, Tae G H. Structural behavior of cable anchorage zones in prestressed concrete cable-stayed bridge [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2002, 29(1): 171-180.
- [10] Oh B H, Lim D H, Park S S. Stress distribution and cracking behavior at anchorage zones in prestressed concrete members [J]. ACI Structural Journal, 1997, 94(5): 549-557.
- [11] 徐广民,刘炎海,蔺鹏臻,等. 三索面斜拉桥索塔锚固区的应力场分析[J]. 兰州交通大学学报, 2008, 27(4): 33-36.
XU Guangmin, LIU Yanhai, LIN Pengzhen, et al. Stress field analysis of anchorage zone on tower of cable-stayed bridge with three cable planes [J]. Journal of Lanzhou Jiaotong University, 2008, 27(4): 33-36.
- [12] 汪昕,吕志涛. 斜向索力下钢-混凝土组合索塔锚固区荷载传递与分配关系分析[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2006, 36(4): 585-589.
WANG Xin, LYU Zhitao. Analysis of load transferring and distribution in anchorage zone of steel-concrete composite pylon under inclined cable forces [J]. Journal of Southeast University: Natural Science, 2006, 36(4): 585-589.
- [13] Lertsima, Chartree. Three-dimensional finite element modeling of a long-span cable-stayed bridge for local stress analysis [J]. Structural Engineering and Mechanics, 2004, 18(1): 113-124.

(编辑 胡玲)