

文章编号:1000-582X(2007)06-0114-07

薄壁箱梁大吨位预压力锚固区局部承压

杨转运^{1,2}, 张亮亮¹, 刘会^{1,2}

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400030; 2. 四川建筑职业技术学院 交通系, 四川 德阳 618000)

摘要:随着连续刚构梁桥跨度越来越大, 悬臂施工中大吨位预压力锚固的应用也越来越普遍, 但是大吨位预压力锚固区薄壁混凝土箱梁承压局部应力分布复杂, 通过对大吨位锚下混凝土局部应力分析, 揭示其分布规律是后张法预压力混凝土桥梁结构有待解决的课题之一。从理论上对局压问题的影响因素、破坏原因及局压产生的裂纹类型等进行了阐述。结合重庆菜园坝长江大桥北引桥连续刚构混凝土梁桥工程实例, 一方面, 根据现行的《公桥规》中有关局部承压强度、抗裂性及最小保护层厚度等方面的规定, 对0块顶板T2大吨位预压力束(设计值拉力4 882.5 kN)下混凝土进行了验算, 另一方面通过有限元仿真分析, 两者所得的结果相互验证, 均符合规范规定要求。结论指出采用在锚下混凝土中增设横向拉筋使之与腹板内两侧钢筋网片形成封闭箍筋的设计可以解决大吨位薄壁腹板混凝土局压问题。

关键词:连续刚构梁桥; 锚固区; 局部应力; 局部承压; 抗裂性

中图分类号: U448.23

文献标志码: A

钢筋混凝土结构的局部受压问题, 实际上就是侧向约束混凝土的承载能力问题。后张法构件的锚头局压区, 在其纵向长度大致相当于1倍梁高的端块内, 由锚具局部压力引起的应力是比较复杂的, 在靠近垫板处产生横向压应力, 在其他部位则产生横向拉应力。当锚具的吨位很大时, 这种拉应力可达到可观的数值, 有可能导致构件纵向开裂。此外, 在端块区域内也正是主拉应力的高值区, 由于上述拉应力的存在, 加大了主拉应力, 也可能使构件出现斜裂缝^[1]。在桥梁结构中, 预压力影响取决于2个方面, 即预加力值的大小和预压力筋的形状^[2]。近年来, 新修建的预压力混凝土连续梁和连续刚构桥, 锚下局部混凝土出现劈裂等破坏形式已经成为质量控制的通病。预压力钢筋混凝土结构的锚具区(其中最典型的是后张预压力锚具)对结构的安全性有重要影响。由于该区域处于高应力状态, 而且从实验和工程实践可知其破坏模式是因混凝土横向膨胀或受荷面挤压碎裂而引起破坏, 是脆性和突发的, 可能是无征兆的灾难, 因此在进行工程细部处理

时需引起足够的重视。结构锚固端块部分形成较高的局部接触压应力和横向拉应力, 将可能使得局部承压区产生不可闭合的裂缝, 且随着荷载的反复作用, 裂缝尖端将不断往纵深发展, 影响结构的耐久性。文献[3]指出局部受压强度受构件配筋率的影响显著, 其值可大至1.9倍立方体强度, 但当其值提高到1.9~3.4倍立方体强度时配筋的作用变得不明显。由于混凝土的非均匀性和非连续性, 而且在高应力状态下各向弹性模量和泊松比也不是常数^[4], 因此裂缝的产生也有很大的随机性。锚具区实际上处于多轴和非线性应力状态, 受力状态复杂, 对其进行强度和抗裂性计算宜采用现行的比较成熟的规范法和数值仿真模拟, 两者相互对比, 确定计算结果的可靠性。

1 工程简介

重庆菜园坝长江大桥主桥长800 m, 主跨420 m, 北引桥长单线886.5 m, 南引桥单线180 m。主桥为中承式钢箱系杆拱桥, 桥面系双向6车道双层桥梁, 上层

收稿日期:2007-02-27。

基金项目:高等学校博士学科专项科研基金资助项目(20050611002);铁道部科技研究开发项目(安工指合(2006)03号)。

作者简介:杨转运(1979-),男,重庆大学博士研究生,主要从事桥梁结构风致振动控制研究。张亮亮(联系人),男,教授,博士生导师(E-mail)Zll200510@126.com。

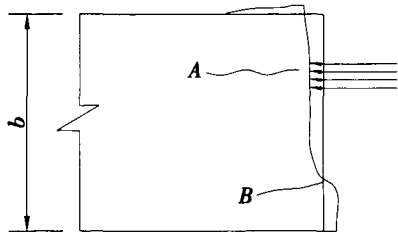


图 2 局压区的两类裂纹

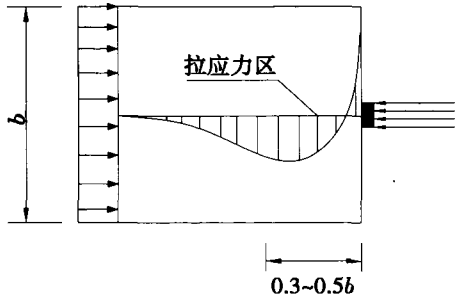


图 3 局压区横向应力分布状态^[7]

2.3 规范法局部混凝土的抗压强度分析

2.3.1 锚垫板下混凝土局部承压验算

在该连续刚构箱梁桥的顶板纵向预应力钢束采用 $\phi 15.24$ 低松弛钢绞线,其标准强度 $R^b = 1\ 860$ MPa,张拉控制应力为 $\sigma_k = 0.75 R^b = 1\ 395$ MPa,顶板 T1、T2 束采用 $\phi 15.24 - 25$,锚夹具采用 OVM 系列 YJM15-25.根据文献[1]中第 5.7.1 和 5.7.2 的规定

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.9(\eta_s \beta f_{cd} + \kappa \rho_v \beta_{cor} f_{sd}) A_{ln}, \quad (1)$$

张拉至控制应力设计张拉吨位为 $F_{ld} = 4\ 882.5$ kN,对于锚头局压区 $\gamma_0 = 1.2$,混凝土强度 C50,混凝土轴心抗压强度设计值根据文献[1]表 3.1.4 选取 $f_{cd} = 22.4$ MPa,混凝土局部承压修正系数 $\eta_s = 1.0$,混凝土局部受压面积(不扣除孔洞) $A_t = 95\ 067$ mm²,混凝土局部受压面积(扣除孔洞) $A_{ln} = 66\ 728$ mm²,规范规定局部承压计算底面积 $A_b = 9A_t$,实际箱梁的腹板厚度只有 557 mm,实际局部承压计算底面积为 $A_b = 551$

584.6 mm²,混凝土强度提高系数 $\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_t}} = 2.4$,在

锚下局部混凝土增加横向拉接钢筋,使之与腹板两侧钢筋网片形成封闭箍筋笼,提高锚下局部混凝土抗压能力.对锚头局压区,宜进行端部锚固区段内的局部应力分析,除了配置间接钢筋外,另应根据局部应力分析配置闭合式箍筋.修改后设计如图 4,需要在式(1)第 2 项中增加方形封闭 $\phi 16$ 箍筋抗压承载力,将其折算为螺旋箍筋的抗压承载力.螺旋筋配筋率为,间接钢筋影响

系数 $\kappa = 2.0$, $\beta_{cor} = \sqrt{\frac{A_{cor}}{A_t}} = \sqrt{\frac{145\ 146.5}{95\ 067}} = 1.23$,钢筋抗压强度设计值根据文献[1]表 3.2.3-1 选取 $f_{sd} =$

280 MPa,将上述参数代入式(1)中可得

$$\left. \begin{aligned} \gamma_0 F_{ld} &= 1.2 \times 4\ 882.5 \times 1\ 000 = 5.859 \times 10^6 \text{ N} \\ 0.9(\eta_s \beta f_{cd} + \kappa \rho_v \beta_{cor} f_{sd}) A_{ln} &= 6.53 \times 10^6 \text{ N} \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

局部承压验算结果为: $\gamma_0 F_{ld} < 0.9(\eta_s \beta f_{cd} + \kappa \rho_v \beta_{cor} f_{sd}) A_{ln}$,满足现行规范要求。

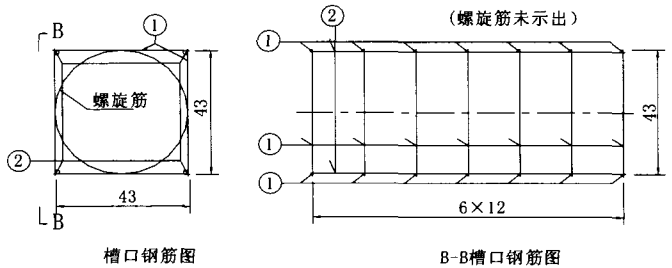


图 4 锚下局部配盘图(cm)

2.3.2 最小保护层厚度验算

对于曲线形管道,如直梁竖曲线钢筋、弯梁钢筋和加厚齿板钢筋等的管道,其曲线平面内侧受曲线预应力钢筋的挤压,混凝土保护层在曲线平面内和曲线平面外均受剪,所以梁底面和侧面保护层均需加厚或设拉筋^[7].为了获得更大的偏心距以充分发挥预应力的作用,设计中盲目减少预应力筋的混凝土保护层,容易造成锚头局部劈裂.变高度预应力连续箱梁的顶板在垂直平面上具有一定的曲率,预应力钢筋必须按这种曲率布置,所以在张拉顶板预应力钢筋会产生斜向上的径向分布荷载.如果底板的混凝土保护层过薄,且箱梁横向未采取抵抗径向应力的措施,就容易引起混凝土保护层劈裂.另外如果配筋过多,易导致保护层混凝土收缩时受到钢筋束的约束而产生拉应力,当拉应力超过混凝土的抗拉强度时产生裂纹^[8].所以需要保护层进行验算。

根据文献[1]中第 9.4.8 规定验算箱梁腹板保护层厚度.该工程保护层情况见图 1.预应力钢筋束 T2 的下料尺寸如图 5 所示,可以看出在竖弯平面的保护层和平弯平面的保护层厚度,需要验算最小保护层是否满足规范要求。

曲线平面内、外最小保护层厚度按照式(3)、(4)验算

$$C_{in} \geq \frac{P_d}{0.266r \sqrt{f'_{cu}}} - \frac{d_s}{2}, \quad (3)$$

$$C_{out} \geq \frac{P_d}{0.266\pi r \sqrt{f'_{cu}}} - \frac{d_s}{2}. \quad (4)$$

竖弯曲线平面内,最小保护层厚度为 $(C_{in})_{min} = \frac{P_d}{0.266r \sqrt{f'_{cu}}} - \frac{d_s}{2} = \frac{4\ 882.5 \times 10^3}{0.266 \times 10\ 000 \times \sqrt{50}} - \frac{255}{2} =$

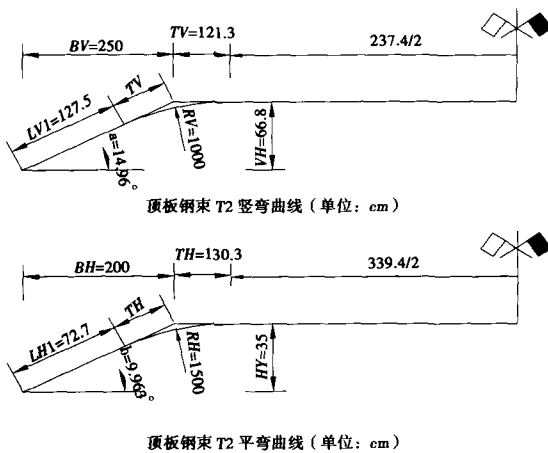


图5 预应力钢束 T2 细部构造图

132.1 mm, 保护层厚度 506.6 mm > $(C_{in})_{\min} = 132.1$ mm, 满足规范要求。其余验算结果见表 1。式中 C_{in} 为曲线平面内最小混凝土保护层; C_{out} 为曲线平面外最小混凝土保护层; P_d 为预应力筋张拉设计值 (N), 该处取 4.8825×10^6 N; r 为管道曲线半径 (mm), 竖弯曲线平面内 $r = 10\,000$ mm, 平弯曲线平面 $r = 15\,000$ mm; f'_{cu} 为预应力张拉时边长为 150 mm 立方体混凝土抗压强度 (MPa), 混凝土为 C50, 取 50 MPa; d_s 为管道外缘直径, 取 190 mm。

表 1 最小保护层厚度验算结果与实际厚度对比表

验算位置	竖弯曲线		平弯曲线	
	平面内	平面外	平面内	平面外
验算最小厚度/mm	132.1	-44.82	45.6	-72.4
实际厚度/mm	506.6	183.5	183.5	506.6
是否满足规范要求	是	是	是	是

实际所用的平面内保护层厚度为 183.5 mm, 已大于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 第 9.1.2 条规定的 50 mm, 所以应按照该条规定设置钢筋网^[9]。设计在腹板两侧设置的 7 根间距 120 mm 的 II 级钢筋 $\phi 16$ 网片, 按照规范^[7-8] 式 9.4.8 可得

$$A_{svl} = 201.1 \text{ mm}^2 > \frac{P_d s_v}{2r f_{sv}} = \frac{4.8825 \times 10^6 \times 120}{2 \times 10\,000 \times 280} = 104.6 \text{ mm}^2, \quad (4)$$

所以满足规范要求。式中 A_{svl} 为箍筋单肢截面面积 mm^2 ; $\phi 16$ 的截面面积为 201.1, mm^2 ; s_v 为箍筋间距, mm; 设计采用 120 mm; f_{sv} 为箍筋抗拉强度设计值 MPa, 取表 3.2.3-1^[7] 中 HRB335 的为 280 MPa。

通过最小保护层厚度验算表明, 箱梁腹板的保护层厚度是满足现行规范要求的。

2.4 影响局部混凝土性能的原因分析

局部承压的混凝土下处于复杂应力状态, 其局部

措施的不同可导致不同的破坏形态。影响局部承压区抗裂性及强度的主要因素可归结如下。

1) 间接钢筋的影响

一般而言, 钢筋混凝土结构中的纵向配筋对提高开裂荷载的作用不大。当螺旋箍筋柱应变不大于素混凝土的峰值应变 ($\varepsilon \leq \varepsilon_p$), 箍筋沿周围的拉应力不大, 对核心混凝土的约束不明显, 故轴力-应变曲线与普通箍筋柱的接近。当 $\varepsilon > \varepsilon_p$ 后, 箍筋外围的混凝土进入应力下降段, 开始形成纵向裂缝, 并逐渐扩展直至表层开始剥落, 这部分的混凝土的承载力降低(为了防止外层混凝土剥落, 在该工程设计时除预应力配束合理外, 还要在腹板内锚下主筋外侧绑扎 10 cm × 10 cm 方格 $\phi 8$ 钢筋网片, 改善保护层抗裂性能, 可以降低箱梁的纵向预压应力, 避免出现纵向裂缝, 减少反拱度, 改善结构使用性能), 与此同时, 核心混凝土因泊松比增大而向外膨胀, 对箍筋施加径向压应力。箍筋对核心混凝土的反作用使其处于三轴受压应力状态, 直到箍筋应力达到屈服强度, 当出现纵向应力达到混凝土的三轴抗压强度, 柱子达极限承载力 N_2 , 此时 ε 接近 ε_{p2} , 外围混凝土几乎全部剥落。过镇海^[3] 教授

提出 $N_2 = f_c A_{cor} + \frac{8f_{yt} A_{st} A_{cor}}{d_{cor} s} + f_y A_s$, 式中 A_{st} , f_{yt} 为箍筋的截面积和屈服强度; d_{cor} , s 为螺旋箍筋的内皮直径和纵向间距。上式第 1、3 项分别代表箍筋的折算面积和纵筋截面积, 第 2 项表示箍筋对核心混凝土强度约束提高轴向抗压强度。以上分析表明, 当 ε 在 $\varepsilon_p \sim \varepsilon_{p2}$ 区间, 混凝土保护层出现剥落破坏, 当 ε 接近 ε_{p2} 时, 混凝土保护层几乎完全剥落, 也就是说当 ε 接近 ε_p , 混凝土已经出现劈裂破坏, 箍筋能够发挥的作用也达不到屈服强度, 不能充分发挥作用, 因而承载力不再提高。因此, 在局部承压区钢筋设计时应限制间接配筋率, 文献[1] 中第 9.4.6 条规定间接钢筋体积配筋率不应小于 0.5%。

2) 开孔的影响

大吨位的预应力锚下均有较大直径的预留孔道。孔道的存在对于局部承压强度和开裂荷载均有明显影响。文献[9] 指出锚具开孔构件环向应力显著增大, 对于锚环半径比构件半径为 0.3、开孔半径为锚具半径 0.3 时, 不开孔比开孔锚固区的应力增加 43.5%, 可见开孔改变了该处的应力状态, 引起应力重分布。

3) 锚具、垫板与混凝土共同工作的影响

在锚具与垫板、垫板与混凝土之间, 存在较高的接触压力。由于构件之间的摩擦比较大, 因而锚具、垫板与混凝土接触面上的变形都是相互制约的, 不可能任意错动。锚具的实际应力远较其屈服强度为小, 因而

总是安全可靠的。对于薄壁箱梁,腹板中预应力束因周围起包裹作用的混凝土体积相对于顶板预应力束为少,故而导致其锚垫板受力较大。螺旋钢筋的受力,随着其周围有约束作用混凝土体的改变而变化。对于薄壁腹板预应力束,螺旋钢筋周围混凝土对其约束作用小于顶板预应力束,这就有利于发挥螺旋钢筋的包裹作用,因而其内力稍有提高。锚后混凝土主应力均遵循一条规律:预应力荷载作用下,随着锚后混凝土到预应力锚固端的距离增加。混凝土的最大压应力迅速递减,而最大拉应力也不同程度的衰减。

4) 锚夹具规格的影响

钢垫板的屈服强度、尺寸尤其是厚度直接影响垫板下混凝土中纵向应力的分布状态。按钢板的强度与厚度可将其分为刚性垫板和柔性垫板,前者垫板下混凝土压应力分布均匀,局部承压强度较高;后者混凝土压应力分布不均匀。峰值较大,因而局部承压强度略低。一般而言,锚具下的垫板属柔性垫板,反力分布不均匀。文献[9]指出锚环对环向应力的影响,锚环尺寸的不同对环向应力的影响很大的,锚环半径比构件半径的值越小环向应力越大,环向应力的零点位置随着锚环半径比构件半径的值增大而向远离荷载作用面移动。

5) 最小束距与边距的影响

现行的公桥规(JTG D62-2004)对预应力混凝土结构中最小束距与边距的影响做了明确的规定,第9.4.8条中规定了最小保护层厚度的构造要求。对于曲线形管道,如直梁竖曲线箍筋和弯梁箍筋等的管道,其曲线平面内侧受曲线预应力箍筋的挤压,混凝土保护层在曲线平面内和平面外均受剪,所以在侧面保护层均需要加厚和设拉筋。

3 数值模拟分析

3.1 特征计算模型选取

特征节段选取该大桥 D 匝道 11#墩 0#块,特征节段模型如图 6,只考虑在施加 T1 束预应力后施加预应力 T2 束预应力筋作用力 4 882.5 kN,预应力束布置如图 5。选取的原则^[10]:1) 预应力束的布置形式,锚固于腹板的下弯束;2) 预应力束在锚固区的分布情况;3) 该截面预应力束的锚固数量和施压预压力总和;4) 单孔内每束预应力束的截面积及其张拉控制应力的数值,选取最大的预压力束;5) 锚固区的位置,选取腹板位置。在连续刚构箱梁悬臂浇注过程中,先期通过顶板的平束和通过腹板的下弯束预应力束的锚固区是锚下局部应力验算的关键部位,位于腹板上并列的 T1、T2 束下弯预应力束的锚下局部应力相互影响,应力集

中成都高,可视为最不利的工况。锚下混凝土应力分析的对象为该连续刚构箱梁桥的顶板纵向预应力钢束采用 $\phi 15.24$ 低松弛钢绞线,其标准强度 $R^b = 1\ 860$ MPa,张拉控制应力为 $\sigma_k = 0.75 R^b = 1\ 395$ MPa,锚夹具采用 OVM 系列 YJM15-25,模拟顶板 T2 束采用 $\phi 15.24 - 25$,计算荷载:结构自重加纵向预应力,将 4 882.5 kN 换算为面荷载施加于锚垫板单元上。箱梁腹板混凝土为 C50,强大的预加力经锚垫板传递到锚下局部混凝土,通过有限元模拟锚下混凝土应力。根据特征节段的特点,选取了 0 块 1 侧腹板 T2 预应力束和锚下混凝土进行了空间受力分析,其中在沿桥纵向剖切 21 个截面、20 节段,在箱梁腹板局部受压区横截面每一段划分为 40 个单元,将对象离散成三维八节点实体单元。

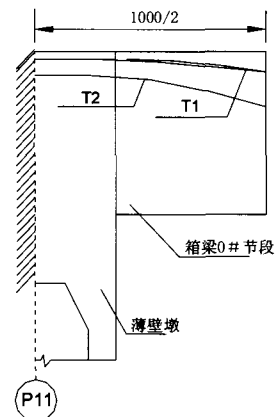


图 6 特征节段模型

3.2 特征节段模型锚下局部应力计算

计算采用了 0#块箱梁的半个节段,在 P11#墩 0#块纵向中心截面上约束全部自由度,在距离中心 5 m 的 0 块远端施加预应力。模拟结果中锚下主压应力的分布情况如图 7。计算结果表明,距预应力锚固端较近的锚后混凝土压拉正应力很高,预压力在混凝土中的传递符合圣维南原理,预压力在锚下产生明显压应力的分布区域较小,约为 1 倍腹板宽度,在远离锚具的区域约为 3.5 m 以外混凝土的压应力接近均匀分布,在锚下 1 倍梁宽至 3.5 m 区域内为锚下混凝土压应力由集中到均匀的过渡区域;锚下混凝土主拉应力分布如图 8,锚下混凝土的横向拉应力分布有 2 个总的受拉区域。一个区域在纵向截面中心叫“劈裂区”,主要分布沿预应力孔道方向在其附近分布(如图 8 中劈裂所指),局部位置的拉应力几乎接近 C50 混凝土的抗拉强度设计值,另外一个区域则在端块正面上锚具附近的两肩上,叫“剥落区”,这一区域受较高的拉应力,但只在小区域内。在预应力荷载作用下,随着锚后混凝土到预应力锚固端的距离增加,混凝土的最大压应力

迅速递减,而最大拉应力也不同程度的衰减,速度较前者慢些。模型中局部普通钢筋的受力影响、混凝土徐变引起的应力重分布而对锚后混凝土应力的消减作用及个别点位应力过大导致混凝土的材料非线性发展甚至混凝土内部出现微裂而引起的应力重分布都是需要考虑的因素。

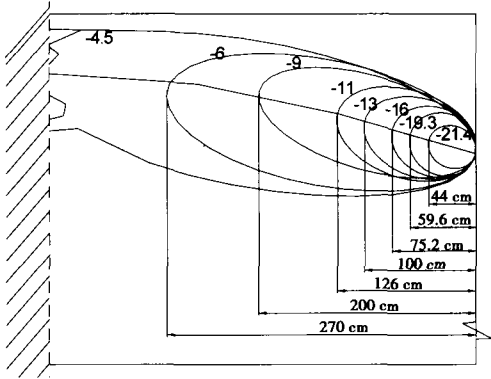


图7 特征模型节段锚下混凝土主压应力分布(单位:MPa)

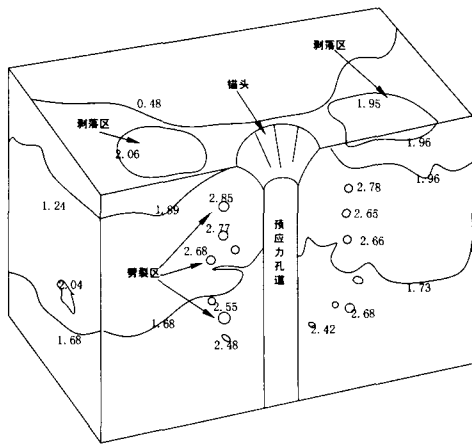


图8 锚下混凝土主拉应力分布图

4 结论

大吨位锚固区的局部混凝土承压问题涉及诸多影响因素,如侧向约束钢筋作用、周围混凝土的厚度、锚垫板的刚度等。针对菜园坝长江大桥连续刚构梁桥0块纵向预压力锚下混凝土局部承压问题,采用现行的公桥规中相关规定验算和有限元模拟锚下混凝土应力分析,计算结果满足规范规定要求。

1)对于薄腹板预压力束,局压区域存在着较大的横向拉应力,在局部位置应力峰值很高,是造成局压区

域纵向裂缝产生的主要原因;预压力在锚下产生明显压应力分布区域较小(约为1倍梁宽),在锚下1倍梁宽至3.5 m范围内(针对本工程而言)为锚下混凝土由压应力集中向均匀分布的过渡段;锚下混凝土的横向拉应力分布有2个总的受拉区域:一个区域在纵向截面中心即“劈裂区”,另外一个区域则在端块正面上锚具附近的两肩上称之为“剥落区”,这一区域受有较高的拉应力,但只在小区域内。

2)对于大吨位预压力锚下混凝土,除了必须配置螺旋箍筋外,还需增加横向拉接钢筋使之与腹板两侧钢筋网片形成封闭箍筋笼,这样一方面可以一定限度的提高锚下混凝土的承压能力,另一方面也可以提高腹板混凝土保护层的抗裂性能。

3)为有效防止薄壁腹板外层混凝土剥落,在设计过程中,除了要合理布置预压力束外还要在腹板锚下主筋外侧布设钢筋网片,这样既改善了保护层抗裂性能、降低了连续箱梁的纵向预压应力避免出现纵向裂缝,也可以减少反拱度、改善结构的使用性能。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国行业标准. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范(JTG D62 - 2004) [S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [2] 葛耀君. 分段施工桥梁分析与控制[M]. 北京:人民交通出版社,2003.
- [3] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京:清华大学出版社,1999.
- [4] CEB - FIP. Model code for concrete structures [Z]. Paris:CEB - FIP,1990.
- [5] CEB. Concrete under multi - axial states of stress constitutive equations for practical design [Z]. Paris :CEB,1983.
- [6] 刘永颐,关建光. 混凝土局部承压强度及破坏机理[J]. 土木工程学报,1985,18(2):53-55.
- [7] 周孟波,文武松,雷昌龙. 大吨位锚固区混凝土抗裂性及承载能力研究[J]. 桥梁建设,1999(4):13-17.
- [8] 宋随弟,祝兵. 承载力不足盖梁的加固设计[J]. 桥梁建设,2005(6):41-43,47.
- [9] 王增容,李之榕. 预应力混凝土锚下局部应力研究[J]. 铁道学报,1982,4(4):68-76.
- [10] 许惟国,何广汉. 连续刚构桥锚固区局部应力的研究[J]. 西南交通大学学报,2004,39(3):371-374.

Partial Pressure Problem About Continuous Rigid Frame Bridge Anchorage Zone of Thin Concrete Box Girder Webs Carrying Large Tonnage

YANG Zhuan-yun^{1,2}, ZHANG Liang-liang¹, LIU Hui^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China;

2. Sichuan College of Architecture Technology, Deyang 618000, China)

Abstract: With continuous rigid frame bridge span increasing, cantilever construction of large tonnage anchor are also becoming more common, but local stress distribution is complicated on prestressed anchorage zone of thin concrete box girder webs by the large tonnage, which reveals its distribution of post-tensioned concrete bridge structure to be solved in the future. Based on the theory, some key points such as pressure factors, destruction and the reasons for the compression type crack were discussed in the paper. By using the North Approach continuous rigid frame concrete bridge of Yangtze River Bridge project example, the local compression strength, crack resistance and the smallest protective layer thickness of the first segment of one continuous rigid frame box girder bridge under design value Rally 4882.5 kN of No. T2 tendon, according to the local pressure formulas of Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Pre-stressed Concrete Bridges and Culverts of China (JTG D62 - 2004) and Finite Element Method, were checking. Both the results verify that meets the standard requirements. The results reveal that the design of a web-Laced with horizontal steel mesh sealed off side stirrup can solve the partial pressure problem.

Key words: continuous rigid frame bridge; anchorage area; local stress; partial pressure; cracking resistance

(编辑 陈移峰)

(上接第 108 页)

Reference Earthquake Design Level and Consideration of Structure Overstrength in Latest Seismic Design Codes of Different Countries

WEI Feng¹, LI Gang-qiang², BAI Shao-liang¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030,

China; 2. IPPR Engineering International, Beijing 100089, China)

Abstract: The $R - \mu - T$ principle of single-degree-of-freedom (SODF) systems and the $R - \mu$ principle of multi-degree-of-freedom (MODF) systems are summarized. The influences of structural overstrength as well as the ductility capacity of structures should be considered in the determining of the earthquake design level. After the comparison of the considerations of structural overstrength in the codes of U. S. A, Canada, Europe, and New Zealand, it is proposed that the influences of structural overstrength should be included in relating provisions in Chinese Code. Then the reference earthquake design levels adopted by the cods in U. S. A, Canada, Europe, New Zealand, and China were compared and commented, and the rationality of the anticipated maximum earthquakes adopted as reference earthquake design levels in NBCC 2005 and IBC 2003 is discussed. Moreover it is emphasized that the $R - \mu$ principle is the basic rule for ensuring the seismic performance of structures, to which should be complied when the designs of structures are controlled by the loading combinations with participation of earthquake actions. Therefore the gap incompatible with the basic $R - \mu$ principle in relating provisions in Chinese Code should be bridged urgently.

Key words: reference earthquake design level; structure overstrength; $R - \mu$ principle

(编辑 李胜春)