

文章编号:1672-9331(2020)04-0032-10

基于钢纤维混凝土弹塑性损伤模型的 钢混结合段吊装分析

张玉平¹, 高树威¹, 李传习¹, 温东昌²

(1. 长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114; 2. 中交路桥华南工程有限公司, 广东 中山 528400)

摘要: 为了确保钢混结合段在吊装过程中的结构安全, 以一座主跨 530 m 斜拉桥的钢混结合段为研究对象, 考虑材料的非线性, 借鉴基于试验结果的钢纤维混凝土弹塑性损伤本构关系, 利用有限元软件 ABAQUS 模拟了已浇筑混凝土的钢混结合段的吊装问题。模拟结果表明: 吊装时的起吊荷载对结合段内部混凝土较不利, 仅根据类似施工经验在原有结构上安装吊耳的吊装方案难以完全确保结构安全, 需在钢梁顶板下方加劲后再吊装。通过对钢梁局部加劲, 钢纤维混凝土吊装时的拉应力由 4.2 MPa 减小至 1.7 MPa, 确保了结构的安全。

关键词: 混合梁斜拉桥; 钢混结合段; 钢纤维混凝土; 弹塑性损伤; 吊装施工

中图分类号: U448.27

文献标志码: A

Hoisting analysis of steel-concrete joint section based on steel fiber reinforced concrete elastoplastic damage model

ZHANG Yu-ping¹, GAO Shu-wei¹, LI Chuan-xi¹, WEN Dong-chang²

(1. School of Civil Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China;

2. China Communications Construction South China Engineering Co., Ltd., Zhongshan 528400, China)

Abstract: In order to ensure the structural safety of the steel-concrete joint section during the hoisting process, the steel-concrete joint section of a cable-stayed bridge with 530 m main span was taken as the study object. Considering the nonlinearity of the materials, the steel fiber reinforced concrete(SFRC) elastoplastic damage constitutive relationship based on the test results was used for reference, and the hoisting of the poured steel-concrete joint section was simulated by the finite element software ABAQUS. The simulation results show that the lifting load during hoisting is unfavorable to the concrete inside the joint section. It is difficult to completely ensure the structural safety by simply installing the lifting lugs on the original structure based on similar construction experience. It is necessary to reinforce under the steel beam roof before hoisting. By locally reforcing the steel beams, the tensile stress of SFRC during hoisting is reduced from 4.2 MPa to 1.7 MPa, and the structural safety is ensured.

Key words: hybrid cable-stayed bridge; steel-concrete joint section; steel fiber reinforced concrete; elastoplastic damage; hoisting construction

收稿日期: 2020-04-12

基金项目: 科技部 973 项目(2015CB057702); 湖南省教育厅创新平台开放基金资助项目(16K005)

通讯作者: 张玉平(1976—), 男, 辽宁建平人, 长沙理工大学副教授, 主要从事桥梁结构理论与大跨度桥梁施工控制方面的研究。E-mail: zyp5032@163.com

近年来,随着混合梁斜拉桥跨度的不断增大,其主梁钢混结合段的内力也变得更大、更复杂。混合梁斜拉桥的钢混结合段是传力和刚度过渡的重要结构,其施工质量直接影响着大桥的结构安全及正常运行。钢混结合段的混凝土一般都要从狭窄的浇筑孔浇筑,由此导致的在施工过程中浇筑密实度差、脱空严重等现象屡见不鲜^[1],浇筑质量不易保证。为避免混凝土浇筑出现脱空、密实度差等问题,一些桥梁采取了在工厂内完成钢混结合段的装配,将其竖转,再浇筑钢格室的混凝土,养护完成后整体吊装到设计位置的施工方案。在这种施工方案中,钢结构施工与混凝土浇筑均在工厂内进行,施工精度和混凝土浇筑质量均能得到有效保证。但结合以往工程经验可知,在这种情况下,钢混结合段的重量较大,需要特别关注吊装过程中的结构安全问题。

目前,关于钢混结合段的研究多集中在成桥阶段的受力分析或钢混结合段的设计、施工和试验。任世朋等^[2]总结了钢混结合段常用的模组吊装定位技术及钢格室混凝土分区浇筑技术;李北星等^[3]研究了钢混结合段自密实钢纤维混凝土的配置及浇筑技术;李国华等^[4]研究了钢混结合段整体模块分体式制作技术。然而,很少有学者对吊装钢混结合段吊具位置的设置以及在吊装时结合段内部混凝土的结构安全等问题进行研究。

为研究钢混结合段在浇筑混凝土之后再吊装的可行性,本研究以某双塔三跨斜拉桥为工程背景,考虑钢纤维混凝土(steel fiber reinforced concrete, SFRC)的弹塑性损伤,对钢混结合段的吊装进行有限元数值模拟,分析了钢混结合段各结构吊装时的应力及损伤情况。

1 工程概况

某双塔三跨斜拉桥跨径布置为(188+530+188) m,钢混结合面设于中跨侧距离桥塔 8.75 m 处,总长 4.75 m,梁中心线处高 3.50 m,底板和腹板设置成多格室结构,标准格室为 2 m×0.8 m×0.8 m,格室端部设置 36 mm 厚的端承压板,格室内采用 CF55 自密实异形钢纤维混凝土,体积率为 1%~2%,长径比为 60~80。该工程钢纤维混凝土

设计轴心的抗拉强度标准值为 4.1 MPa,较 C55 混凝土高 50%。钢混结合段承压板另一侧设置 2.55 m 长的加强段钢梁,其底板、边腹板、中腹板均增设 T 形加劲肋。1/2 钢混结合段的平面和纵断面,如图 1 和图 2 所示。

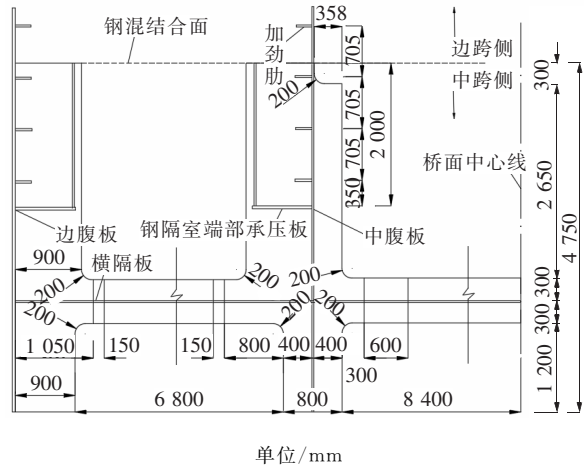


图 1 1/2 钢混结合段平面图

Fig. 1 Plan of 1/2 steel-concrete joint section

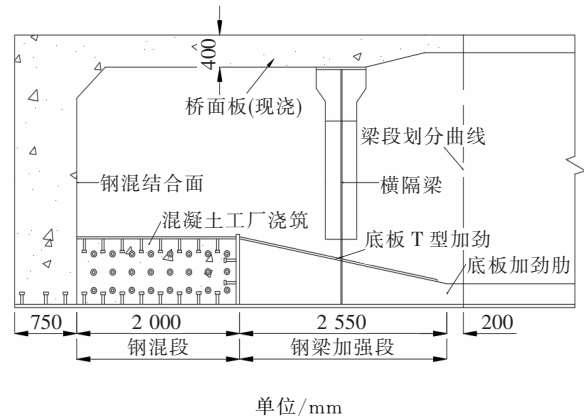


图 2 1/2 钢混结合段纵断面图

Fig. 2 Profile of 1/2 steel-concrete joint section

根据类似施工经验,将钢混结合段的吊耳按如下方式布置:1/2 钢混结合段的 4 个吊耳布置在横隔板顶板及钢格室顶板部位,并沿纵桥向布置成两排。总体布置方式见图 3。

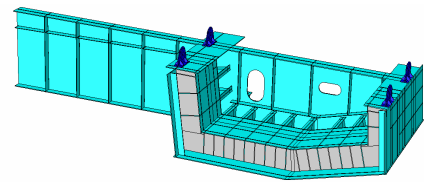


图 3 吊耳总体布置三维示意图

Fig. 3 3D general arrangement diagram of lifting lugs

靠近中腹板钢格室上方的吊耳,其垫板沿纵桥向距离钢格室顶板边缘 18 cm,垫板下表面中心位于中腹板正上方;横隔板上方靠近中腹板的吊耳,其垫板下表面中心位于横隔板和中腹板的正上方,并与靠近中腹板钢格室上方的吊耳沿纵桥向平行。其布置方式见图 4。

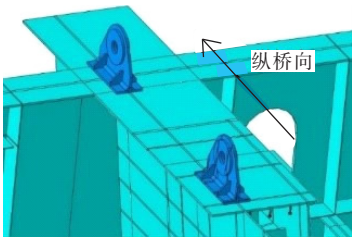


图 4 中腹板侧吊耳布置图

Fig. 4 Arrangement diagram of lifting lugs at sides of middle-webs

靠近边腹板钢格室上方的吊耳,其垫板沿纵桥向距离格室顶板边缘 18 cm,距离边腹板 3 cm;横隔板上方靠近边腹板的吊耳,其垫板距离边腹板 3 cm,与靠近边腹板钢格室上方的吊耳沿纵桥向平行。其布置方式见图 5。

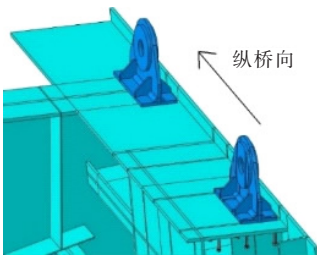


图 5 边腹板侧吊耳布置图

Fig. 5 Arrangement diagram of lifting lugs at sides of edge-webs

2 弹塑性损伤本构关系

相关学者试验表明:当剪力钉钉帽直径在一定范围内时,其抗拔现象最终会导致周围混凝土发生冲切破坏^[5]。在一般情况下,剪力钉与混凝土之间大多处于剪切状态^[6],但在吊装时,结合段内部存在剪力钉抗拔现象,钢纤维混凝土在受力过程中会呈现出较强的非线性行为。为了得到钢纤维混凝土在剪力钉抗拔时的响应情况,同时为了更明确地了解材料的损伤情况,应采用弹塑性

损伤模型模拟钢纤维混凝土。

剪力钉与钢纤维混凝土的位置关系,如图 6 所示。吊耳下方的钢格室顶板下表面焊接 3 排剪力钉,起吊时的牵引力通过吊耳传递给下方的钢格室顶板,牵引力 F 与钢格室顶板之间存在一定的夹角 θ 。

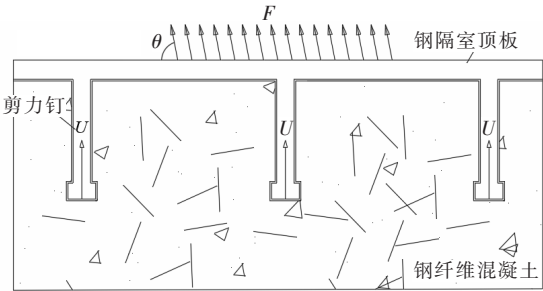


图 6 剪力钉与钢纤维混凝土的位置关系

Fig. 6 Position relationship between shear nails and SFRC

2.1 受压弹塑性本构曲线

钢纤维对混凝土基体的抗裂、增韧和增强效果由钢纤维和混凝土的黏结强度决定。在钢纤维混凝土的破坏过程中,钢纤维的主要作用在于阻止裂缝的产生和发展,最终钢纤维可能会被拉断或拔出,在这个过程中钢纤维吸收了大量的能量^[7]。因此,钢纤维对混凝土的应力、应变关系影响较大,模拟采用的混凝土弹塑性本构模型必须考虑钢纤维特征的影响。

对于钢纤维混凝土,目前尚无统一规定的受压和受拉弹塑性本构关系。针对受压弹塑性本构关系,有学者根据钢纤维体积分数的不同,进行了钢纤维混凝土的单、双轴压缩试验,并得到了在不同钢纤维掺量下钢纤维混凝土的无量纲应力—应变全曲线^[8-10]:

$$x = \epsilon / \epsilon_{c,f} \quad (1)$$

$$y = \sigma / \sigma_{c,f} \quad (2)$$

式中: x, y 为应力—应变全曲线的横、纵坐标; σ, ϵ 为钢纤维混凝土的压应力、压应变; $\sigma_{c,f}, \epsilon_{c,f}$ 为钢纤维混凝土的峰值压应力、压应变。针对钢纤维混凝土的特点,通过分析,其受压弹塑性本构曲线采用上升段为多项式、下降段为有理分式的形式,并同时满足曲线在峰值点连续的条件。

其中,上升段曲线为:

$$0 \leq x \leq 1, y = \frac{A_1 x - x^2}{1 + (A_1 - 2)x} \quad (3)$$

$$A_1 =$$

$$\frac{(299\sqrt{f_c} + 14.27)(1.46 + 254v_f + 0.00779f_c)}{f_c}。 \quad (4)$$

下降段曲线为:

$$x \geq 1, y = \frac{B_1 x}{1 + (B_1 - 2)x + x^2}。 \quad (5)$$

$$B_1 = 2.0027 + 45.9744v_f - 0.0197f_c。 \quad (6)$$

式中: A_1, B_1 为曲线的形状参数,与钢纤维掺量和钢纤维混凝土的抗压强度有关; f_c 为普通混凝土的轴心抗压强度; v_f 为钢纤维的体积掺量。

2.2 受拉弹塑性本构曲线

由于钢纤维的阻裂增强作用,钢纤维混凝土的抗拉强度及其对应的峰值应变都随 $v_f l/d$ 的增大而增大。高丹盈^[11]、Mindess 等^[12]进行了钢纤维混凝土的拉伸试验,得到了钢纤维特征参数 $v_f l/d$ 与本构曲线之间的关系,并利用纤维间距理论,结合试验结果得到了钢纤维混凝土各参数之间的关系。其中,钢纤维特征参数、普通混凝土抗拉强度及钢纤维混凝土抗拉强度之间的关系,如式(7)所示;钢纤维特征参数、普通混凝土抗拉强度对应的峰值应变与钢纤维混凝土抗拉强度对应的峰值应变之间的关系,如式(8)所示。

$$f_{ft} = f_t + 0.92v_f \frac{l}{d}。 \quad (7)$$

$$\epsilon_{ft} = \epsilon_{t0} + 0.96v_f \frac{l}{d} \times 10^{-4}。 \quad (8)$$

式中: f_{ft} 为钢纤维混凝土的抗拉强度; f_t 为相应等级普通混凝土的抗拉强度; ϵ_{ft} 为钢纤维混凝土抗拉强度对应的峰值应变; ϵ_{t0} 为普通混凝土抗拉强度对应的峰值应变。

钢纤维混凝土受拉弹塑性本构曲线由上升段和下降段组成。其中,上升段曲线为:

$$0 \leq x \leq 1, y = A_2 x + (3 - 2A_2)x^2 + (A_2 - 2)x^3。 \quad (9)$$

$$A_2 = \frac{f_t(\epsilon_{t0} + 0.96v_f \frac{l}{d} \times 10^{-4})}{\epsilon_{t0}(f_t + 0.92v_f \frac{l}{d})}。 \quad (10)$$

下降段曲线为:

$$x \geq 1, y = \frac{x}{\alpha(x-1)^{1.7} + x}。 \quad (11)$$

$$\alpha = \frac{x_{fc}(1 - y_{fc})}{(x_{fc} - 1)^{1.7}}。 \quad (12)$$

$$x_{fc} = \frac{25\epsilon_{t0} + 8v_f \frac{l}{d} \times 10^{-4}}{\epsilon_{t0} + 0.96v_f \frac{l}{d} \times 10^{-4}}。 \quad (13)$$

$$y_{fc} = \frac{25f_t + 0.7v_f \frac{l}{d}}{f_t + 0.92v_f \frac{l}{d}}。 \quad (14)$$

式中: A_2 为曲线的形状参数,与钢纤维特征参数 $v_f \frac{l}{d}$ 、普通混凝土抗拉强度 f_t 及对应的峰值应变 ϵ_{t0} 有关; x_{fc} 为临界破坏点的横坐标; y_{fc} 为临界破坏点的纵坐标; α 为与普通混凝土抗拉强度 f_t 、钢纤维特征参数 $v_f \frac{l}{d}$ 有关的参数; $\frac{l}{d}$ 为钢纤维的长径比。

综上所述,可得到钢纤维混凝土弹塑性本构关系的应力—应变全曲线。对于受拉本构关系,在确定了钢纤维特征参数及普通混凝土的轴心抗拉强度标准值后,即可获得完整的弹塑性受拉本构关系。对于受压弹塑性本构关系,式(3)~(6)给出了曲线横、纵坐标的比例,但还需确定轴心抗压强度才能得到完整的曲线。同时,为保证 ABAQUS 损伤模型参数的完整性,还需确定材料的初始弹性模量。本研究参考文献[3,13-16]中的试验结果,确定了钢纤维长径比为 60、体积率为 2% 的 CF55 钢纤维混凝土的初始弹性模量与单轴抗压强度值。且钢纤维混凝土轴心抗压强度标准值应与同强度等级的普通混凝土轴心抗压强度标准值相同^[16],所以本研究取 CF55 钢纤维混凝土轴心抗压强度值为 35.5 MPa。具体参数见表 1。

表 1 CF55 钢纤维混凝土的力学性能

f_{ft}/MPa	$\epsilon_{ft}/(\times 10^{-3})$	σ_c/MPa	$\epsilon_{c,f}/(\times 10^{-3})$	E_0/GPa
4.2	0.25	35.5	2.82	45

最终,综合学者们得到的受压、受拉弹塑性本构关系,得到了完整的钢纤维混凝土受压、受拉弹塑性本构曲线,如图 7 和图 8 所示。

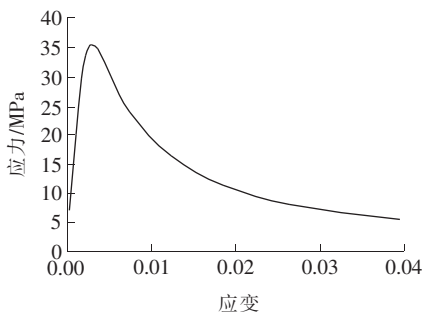


图 7 钢纤维混凝土受压弹塑性本构曲线
Fig. 7 Elastoplastic constitutive curve of SFRC under compression

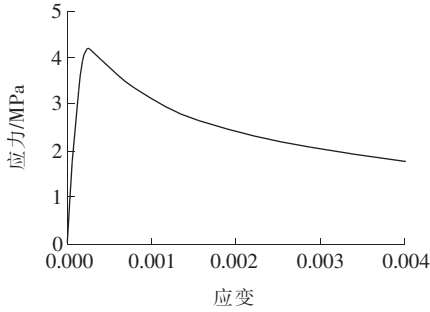


图 8 钢纤维混凝土受拉弹塑性本构曲线
Fig. 8 Elastoplastic constitutive curve of SFRC under tension

2.3 损伤因子及其计算方法

混凝土材料在受拉或受压时,其内部裂缝的形成与发展会导致结构刚度分布不均匀。因此,只研究材料的应力、应变关系,不能准确地显示出材料刚度的退化情况。

Lemaitre 在 1971 年提出了量化材料损伤的参数损伤因子 d_k 。有学者在 1980 年后结合经典损伤理论,认为损伤因子 d_k 代表物质内部结构损伤的演化过程,而连续介质微缺陷的截面面积是“损伤场”的变量,并认为连续介质的损伤是内部结构不可逆的变化过程。他们将损伤因子 d_k 定义为:

$$d_k = (A - \bar{A}) / A. \tag{15}$$

式中: A 为材料受损前的截面面积; \bar{A} 为受损后的有效受力截面面积。当 $d_k = 0$ 时,表示材料处于无损状态;当 $d_k = 1$ 时,表示材料处于完全受损状态。

最终,经过研究得出损伤因子 d_k 、初始弹性模量 E_0 和损伤后的弹性模量 E 之间的关系如下:

$$E = (1 - d_k) E_0, 0 \leq d_k \leq 1. \tag{16}$$

一般认为,与材料的本构曲线特征相似,钢纤维混凝土的受压损伤本构曲线包含上升与下降两个阶段,如图 9 所示。

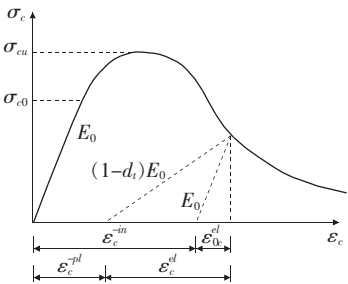


图 9 压缩损伤塑性模型受压应力—应变曲线
Fig. 9 Stress-strain curve of plastic model with compressive damage under compression

在图 9 中, ϵ_c^{-in} , ϵ_c^{el} 为受压非弹性应变和考虑损伤的材料弹性压应变; ϵ_{0c}^{el} 为初始弹性模量对应的弹性压应变; ϵ_c^{-pl} 为压缩等效塑性应变。

曲线上的某点在循环荷载卸载时路径的斜率(图 9 中的虚线)即代表材料的刚度。从图 9 可以看出,在受压初始阶段,材料处于线弹性状态,无损伤;在受压超过弹性极限应力 σ_{c0} 后,材料出现损伤,即此时卸载路径的斜率小于初始弹性模量 E_0 ;在材料继续受压并超过极限压应力 σ_{cu} 后,随着应变的继续增大,应力不断减小,直至出现破坏界面,同时材料被完全损坏。

同理,钢纤维混凝土的受拉损伤本构曲线也由上升与下降两个阶段组成,如图 10 所示。

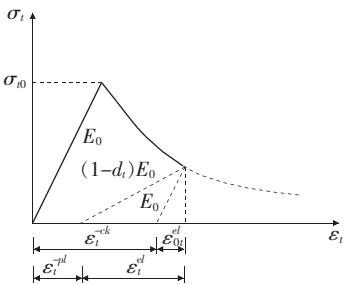


图 10 拉伸损伤塑性模型受拉应力—应变曲线
Fig. 10 Stress-strain curve of plastic model with tensile damage under tension

在图 10 中, ϵ_{0t}^{el} , ϵ_t^{el} 为初始弹性模量对应的弹性拉应变和考虑损伤的受拉弹性应变; ϵ_t^{-pl} 为拉伸等效塑性应变; ϵ_t^{-ck} 为受拉非弹性应变。

有学者利用试验标定等方法,验证了在 ABAQUS 损伤模型中所设定的塑性损伤模型参数的正确性^[17-19],并提出损伤因子 d_k ($k=t$ 或 c) 可按式求得:

其中,受拉损伤曲线的损伤因子为:

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t(1.2 - 0.2x^5), & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (17)$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_0 \epsilon_{t,r}} \quad (18)$$

受压损伤曲线的损伤因子为:

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n-1+x^n}, & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_c(x-1)^2 + x}, & x \geq 1 \end{cases} \quad (19)$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_0 \epsilon_{c,r}} \quad (20)$$

$$n = \frac{E_0 \epsilon_{c,r}}{E_0 \epsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (21)$$

式中: α_k ($k=t$ 或 c) 为材料在单轴受拉或受压时应力—应变曲线的参数,分别按照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)中的表 C2.3 和 C2.4 取值; $f_{t,r}$ 为材料单轴抗拉强度; $\epsilon_{t,r}$ 为材料单轴抗拉应力—应变曲线的峰值应变; $f_{c,r}$ 为材料单轴抗压强度; $\epsilon_{c,r}$ 为材料单轴抗压应力—应变曲线的峰值应变。

3 初步计算结果及优化方案结果对比

3.1 初步计算模型的建立

根据以往的研究经验,由于结构整体左右对称,为了提高计算效率,可建立 1/2 结构模型。且在有限元仿真计算时应遵循以下计算假定:

1) 不考虑动力效应的影响。

2) 除顶板下方剪力钉外,其余剪力钉与钢纤维混凝土的锚固作用采用 Tie 的相互作用模拟,并默认这些接触面之间没有相对滑移。

3) 采用硬接触模拟顶部格室的剪力钉与周围钢纤维混凝土之间的相互作用,且接触面在法向上不考虑摩擦的影响。

4) 忽略钢纤维混凝土与光滑钢板的黏结作用。

5) 采用 Tie 的作用方式模拟吊耳与钢箱梁之间的连接。

6) 默认吊耳到吊具的缆绳长度能使吊具保持在同一高度上。

3.2 网格划分及模型参数的设置

为保证计算结果不受网格尺寸的影响,同时为保证计算结果的精度,本研究对剪力钉及其附近的钢纤维混凝土网格进行了适当加密。经过多次网格加密计算,混凝土钉孔附近及剪力钉最小网格尺寸均达到了 4 mm。最终,混凝土钉孔附近和剪力钉的两次不同网格尺寸的应力计算结果的差距均不超过 0.01 MPa,计算结果趋于稳定。

模型中的钢纤维混凝土与钢箱梁结构采用 C3D8R 八节点线性六面体减缩积分单元,钢筋采用 T3D2 两节点线性三维桁架单元,共包含约 85 000 个实体单元,844 个线性单元。钢纤维混凝土、剪力钉和钢箱梁的网格划分,如图 11 和图 12 所示。

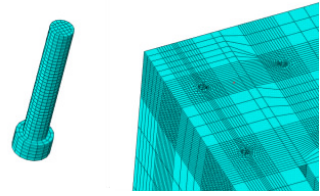


图 11 剪力钉及钢纤维混凝土的网格划分

Fig. 11 Grid division of shear studs and SFRC

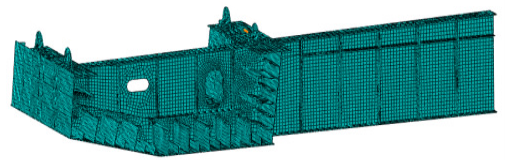


图 12 钢箱梁网格划分

Fig. 12 Grid division of steel box girder

参考文献[20],将 ABAQUS 损伤模型中塑性损伤本构关系的膨胀角取为 15° ,流动势偏移量取默认值为 0.1,初始双轴与单轴屈服极限强度比值取默认值为 1.16,屈服面空间拉伸与压缩子午线上的第二应力不变量比值取为 $2/3$,黏性系数取为 0。

另外,除已知的钢纤维混凝土的材料力学参数外,各构件在模型计算时所需的其余参数,如表 2 所示。

表 2 各构件的材料参数

Table 2 Material parameters of each component

构件	材料	容重/ (t·m ⁻³)	弹性模量/ (×10 ⁴ MPa)	泊松比	屈服强度/ MPa
钢箱梁	Q345C	7.85	20.6	0.30	345
钢筋	HRB400	7.85	20.0	0.28	400
剪力钉	ML15 钢	7.85	20.0	0.24	355
钢格室混凝土	CF55 钢纤维混凝土	2.60	4.5	0.15	—

3.3 边界条件及荷载情况

边界条件为约束 4 个吊耳在竖直方向上的位移,参考点与吊耳分布耦合约束,在对称面上约束结构横桥向的水平位移。

荷载条件为施加在 1/2 结构上的重力,重力加速度取 9.8 m/s²。

3.4 初步计算结果

经过初步计算,发现在吊耳下方剪力钉钉杆根部附近出现了较大的拉应力,最大主拉应力达到了 87.3 MPa,其余钢结构最大拉应力值不超过 30 MPa。吊耳及其附近剪力钉的主拉应力,如图 13 所示。格室内混凝土应力情况,如图 14 和图 15 所示。

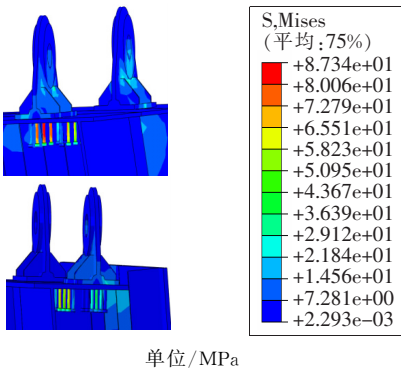


图 13 吊耳附近钢结构应力情况

Fig. 13 Stress condition of steel structure near lifting lugs

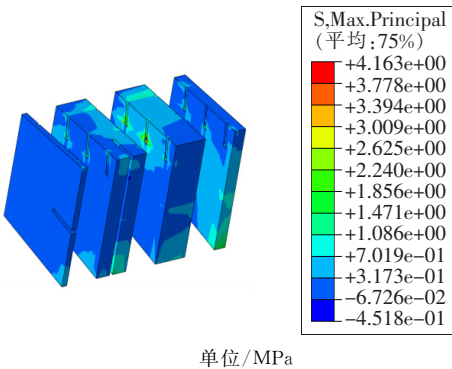


图 14 吊耳下方格室内钢纤维混凝土最大主拉应力剖面图

Fig. 14 Profile of maximum main tensile stress of SFRC in the compartments under lifting lugs

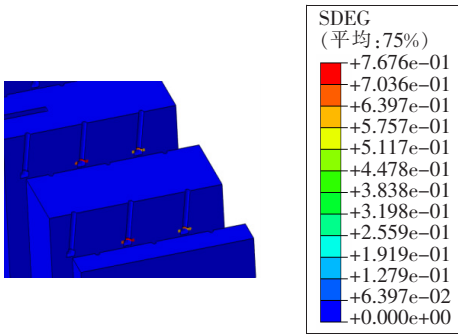


图 15 吊耳下方格室内钢纤维混凝土损伤剖面图

Fig. 15 Damage profile of SFRC in the compartments under lifting lugs

由以上的初步计算结果可知,剪力钉在整个吊装过程中承担了大部分内力。但钢结构整体应力水平仍处于线弹性范围内,其值远小于容许应力,说明钢结构在整个吊装过程中都是安全的。

然而,除了与吊耳距离较远的钢格室内部混凝土的应力较小以外,与吊耳相邻的钢格室内部混凝土却出现了较大的塑性损伤。说明钢纤维混凝土的抗劈裂性能虽然在纤维增强作用下有了极大的提升,但由于剪力钉钉帽的接触面积较小,在剪力钉钉帽的挤压作用下,使钢纤维混凝土在垂直接触面产生了不同方向的变形,最终过大的非弹性应变致使局部钢纤维混凝土出现了损伤。

通过分析初步计算结果可知,若按照一般工程经验进行吊装工作,很容易对靠近吊耳的钢格室内部混凝土结构造成损伤,所以需要吊耳下方钢格室钢板的局部结构进行适当加劲,减小吊装时钢纤维混凝土的应力。

3.5 局部加劲方案的拟定

由于剪力钉拉杆的拉应力较大,致使钢纤维混凝土出现损伤,所以应采取措施减小剪力钉的拉应力,增大钢梁顶板的刚度,防止在吊装时钢梁顶板发生较大变形。本研究拟按照以下方式进行加劲:保持吊耳的位置不变,在吊耳下方的钢格室顶板下方增设 4 个 24 mm 厚的加劲板,在中腹板

钢格室顶板翼缘下方增设 4 个 24 mm 厚加劲板来改善吊装时的局部受力,防止钢格室顶板及其翼缘在起吊时发生变形。加劲板共 5 种尺寸,各加劲板尺寸见图 16 和图 17。

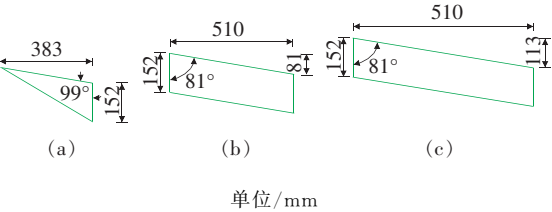


图 16 中腹板侧加劲板截面尺寸

Fig. 16 Section size of stiffeners at sides of middle-webs

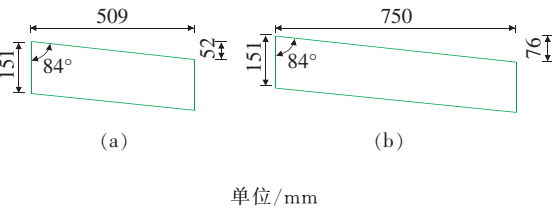


图 17 边腹板侧加劲板截面尺寸

Fig. 17 Section size of stiffeners at sides of edge-webs

其中,图 16(a)所示加劲板的两个短边与中腹板外表面及钢格室顶板翼缘下表面焊接;图 16(b)和图 16(c)所示加劲板的底边与钢格室顶排剪力钉底面平齐,图 16(c)所示加劲板的两短边与钢格室侧板焊接,图 16(b)所示加劲板与钢格室侧板及挡板侧面焊接。边腹板侧加劲板除没有图 16(a)所示的加劲板外,其余加劲板的布置形式与中腹板侧加劲板的布置形式相同。加劲板的布置形式如图 18 和图 19 所示。

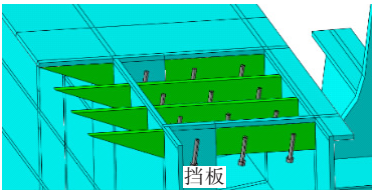


图 18 中腹板钢格室加劲板布置图

Fig. 18 Arrangement diagram of stiffeners in middle-web steel compartments

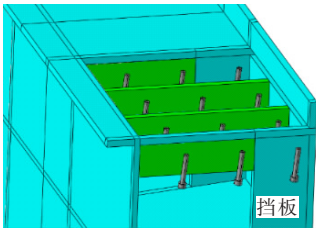
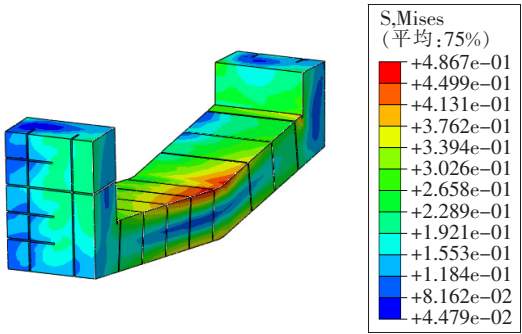


图 19 边腹板钢格室加劲板布置图

Fig. 19 Arrangement diagram of stiffeners in edge-web steel compartments

3.6 局部加劲方案模型的建立

初步计算结果表明:除了与吊耳直接相连的钢格室下方钢纤维混凝土受影响较大以外,其他钢格室内的钢纤维混凝土在吊装过程中受影响很小,最大拉应力只有 0.48 MPa,如图 20 所示。所以在加劲方案模型中,只详细考虑了顶部格室的钢纤维混凝土,其余钢格室的钢纤维混凝土只考虑自重,模拟时以自重荷载的形式均匀施加在钢格室 2 m 段上。除此以外,其余边界条件及荷载情况与初步计算时保持一致。



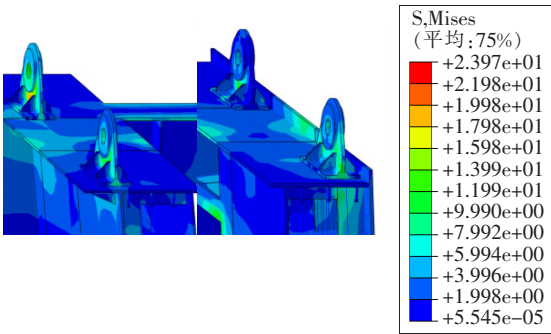
单位/MPa

图 20 钢纤维混凝土应力

Fig. 20 Stress of SFRC

3.7 局部加劲方案的计算结果

通过计算发现,钢结构经过局部加劲后,其应力有所改善。剪力钉最大 Mises 等效应力减小至 8.7 MPa,且钢结构最大应力为 23.9 MPa。钢结构的应力结果见图 21。



单位/MPa

图 21 吊耳附近钢结构应力情况

Fig. 21 Stress condition of steel structure near lifting lugs

经过加劲,钢纤维混凝土的最大主拉应力减小至 1.7 MPa,且没有出现损伤。钢纤维混凝土的主拉应力及损伤情况见图 22 和图 23。

由混凝土主拉应力的计算结果可以分析出:

钉孔附近的拉应力较小,加劲可以有效减小剪力钉的拉应力,避免了钢纤维混凝土在吊装过程中发生损伤。从以上的宏观分析可以确定,钢结构及钢纤维混凝土在整体上应力均有所减小。然而混凝土内部的局部应力变化较剧烈,宏观对比难以看出规律。所以,选取计算结果中加劲前后的钢纤维混凝土钉孔相同、剖面应力最大的区域节点,自下而上作参考路径,对比加劲前后钢纤维混凝土钉孔在同一路径上的节点的应力变化,具体如图 24 所示。

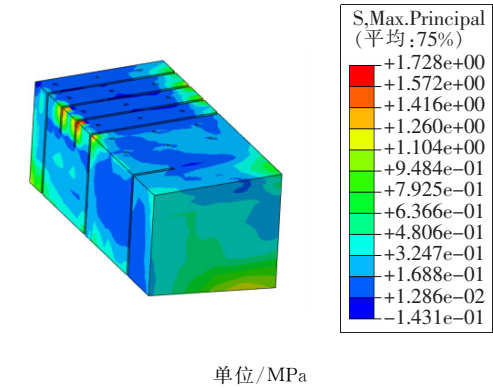


图 22 加劲方案钢纤维混凝土最大主拉应力图

Fig. 22 Maximum main tensile stress diagram of SFRC in stiffening scheme

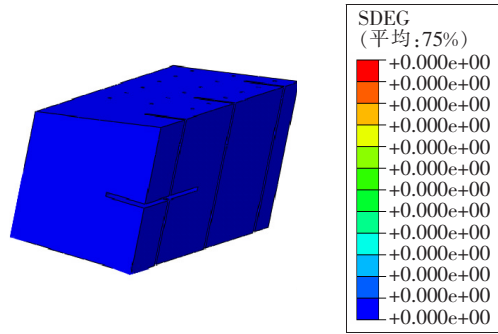


图 23 加劲方案钢纤维混凝土的损伤

Fig. 23 Damage of SFRC in stiffening scheme

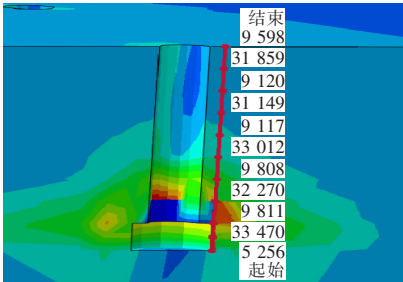


图 24 参考路径

Fig. 24 Reference path

对比同一剖面位置处钢纤维混凝土的应力发现:虽然加劲后钢纤维混凝土的钉孔局部仍有部分拉应力,但都很小,对结构不会造成影响。各节点位置加劲前后的拉应力对比见图 25。

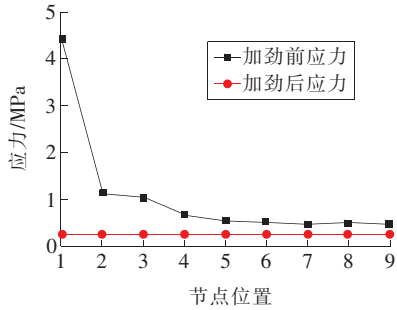


图 25 钉孔附近钢纤维混凝土拉应力对比

Fig. 25 Tensile stress comparison of SFRC near nail holes

从图 25 可以看出:加劲后钉孔附近钢纤维混凝土最大拉应力不超过 0.5 MPa,且各节点拉应力基本一致,无剧烈变化。

4 结论

本研究以某双塔三跨斜拉桥钢混结合段为研究对象,通过有限元仿真分析了钢混结合段的吊装,得出了以下结论:

- 1) 通过计算分析,证明将浇筑混凝土的钢混结合段整体吊装到设计位置的钢混结合段施工方案是可行的。
- 2) 吊装施工中的起吊荷载对钢混结合段内的钢纤维混凝土结构较为不利,钢纤维混凝土局部拉应力超过了 4.1 MPa。通过在吊耳下方设置加劲板,可以增大吊耳附近局部钢结构的刚度,减小剪力钉和钢纤维混凝土的应力。加劲后的钢混结合段在吊装时的剪力钉应力减小了 90%,钢纤维混凝土的拉应力减小至 1.7 MPa,减小了 60%。
- 3) 通过分析可知,24 mm 厚的加劲板足以减小剪力钉和钢纤维混凝土的应力。使钢纤维混凝土的拉应力刚好满足设计抗拉强度的加劲板厚度,值得进一步研究。

〔参考文献〕

[1] 于浩业. 斜拉桥 PK 断面钢—混结合段 RPC 浇筑工艺试验研究[J]. 铁道建筑技术, 2019(9): 25-29, 48.

YU Hao-ye. Research on RPC casting technology for

- steel-concrete joint of PK section of cable-stayed bridge[J]. Railway Construction Technology, 2019(9): 25-29, 48.
- [2] 任世朋,孙小猛,朱元元,等.甬江铁路混合梁斜拉桥钢混结合段关键施工技术[J].施工技术,2014,43(23):61-64.
- REN Shi-peng, SUN Xiao-meng, ZHU Yuan-yuan, et al. Key construction technology of steel-concrete joint section of Yongjiang railway hybrid rider cable-stayed bridge[J]. Construction Technology, 2014, 43(23):61-64.
- [3] 李北星,马立军,田晓彬,等.鄂东长江公路大桥钢混结合段自密实混凝土的配制及施工技术研究[J].公路,2011(3):5-9.
- LI Bei-xing, MA Li-jun, TIAN Xiao-bin, et al. Preparation and construction technology of self-compaction concretes used in composite joint section between steel and concrete box girders of E'dong Yangtze river highway bridge[J]. Highway, 2011(3):5-9.
- [4] 李国华,方继,金健,等.铁路钢桥钢混凝土结合段整体模块分体式制作施工技术[J].钢结构,2015,30(2):74-79.
- LI Guo-hua, FANG Ji, JIN Jian, et al. Integral module of railway steel bridge steel-concrete composite section split construction technology[J]. Steel Construction, 2015, 30(2):74-79.
- [5] 聂建国,马原.抗拔不抗剪力钉连接件抗拔性能试验研究[J].特种结构,2015,32(3):6-12.
- NIE Jian-guo, MA Yuan. Experimental studies on uplift performance of uplift restricted slip free stud shear connection[J]. Special Structure, 2015, 32(3):6-12.
- [6] 林一宁,蔡巍,姚泽锋.混合梁斜拉桥钢-混结合段力学性能研究[J].世界桥梁,2019,47(4):53-57.
- LIN Yi-ning, CAI Wei, YAO Ze-feng. Study of mechanical performance of steel-concrete joint section in hybrid girder cable-stayed bridge[J]. World Bridges, 2019, 47(4):53-57.
- [7] 徐礼华,李长宁,李彪,等.循环受压状态下钢纤维混凝土一维弹塑性损伤本构模型研究[J].土木工程学报,2018,51(11):77-87.
- XU Li-hua, LI Chang-ning, LI Biao, et al. Investigation on 1D elastoplastic constitutive model of steel fiber reinforced concrete under uniaxial cyclic compression[J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(11):77-87.
- [8] 焦楚杰,孙伟,秦鸿根,等.钢纤维高强混凝土单轴受压本构方程[J].东南大学学报:自然科学版,2004(3):366-369.
- JIAO Chu-jie, SUN Wei, QIN Hong-gen, et al. Constitutive equation of SFRHSC under uniaxial compression[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2004(3):366-369.
- [9] Leonard A, Shahin T, Mansour A. Biaxial strength and deformational behavior of plain and steel fiber concrete[J]. ACI Materials Journal, 1991, 88(4):353-362.
- [10] Nataraja M C, Dhang N, Gupta A P. Stress-strain curves for steel fiber reinforced concrete under compression[J]. Cement and Concrete Composites, 1999, 21(5-6):383-390.
- [11] 高丹盈.钢纤维混凝土拉伸应力应变关系的试验研究[J].水力发电,1991(11):54-58,66.
- GAO Dan-ying. Experimental study on the relationship between tensile stress and strain of steel fiber reinforced concrete[J]. Hydroelectric Power, 1991(11):54-58, 66.
- [12] Mindess S, Chen L, Morgan D R. Determination of the first crack strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete[J]. Advanced Cement Based Materials, 1994, 1(5):201-208.
- [13] 刘永胜,王肖钧,金挺,等.钢纤维混凝土力学性能和本构关系研究[J].中国科学技术大学学报,2007(7):717-723.
- LIU Yong-sheng, WANG Xiao-jun, JIN Ting, et al. Study on the mechanical properties and constitutive relation of steel fiber reinforced concrete[J]. Journal of University of Science and Technology of China, 2007(7):717-723.
- [14] 祝明桥.钢纤维高强混凝土拉伸应力-应变全曲线的试验研究[J].工程力学,2001(S2):186-190.
- ZHU Ming-qiao. Experimental research on tensile stress-strain curve of steel fiber high strength concrete[J]. Engineering Mechanics, 2001(S2):186-190.
- [15] 张梓超.钢纤维混凝土单轴受压本构关系试验研究[D].郑州:郑州大学,2017.
- ZHANG Zi-chao. Experimental study on constitutive relation of steel fiber reinforced concrete under uniaxial compression[D]. Zhengzhou: Zhengzhou University, 2017.
- [16] JTG 472-2015, 钢纤维混凝土[S].北京:中国标准出版社,2015.

数学的实践与认识,2019,49(19):128-138.

ZU Fu-hao,ZHAO Qiu-hong. Research on the evaluation method of emergency resource layout of maritime rescue aviation based on structural entropy weight method and HFWGHM operator[J]. Mathematics in Practice and Theory,2019,49(19):128-138.

[8] 王慧晶,曹尧谦.城市群城际轨道客流预测方法研究[J].铁道科学与工程学报,2015,12(6):1 520-1 525.

WANG Hui-jing,CAO Yao-qian. Research on forecasting method of passenger flow of intercity rail in urban agglomerations[J]. Journal of Railway Science and Engineering,2015,12(6):1 520-1 525.

[9] 王殿海,熊满初,章立辉,等.基于舒适度的公交线路网优化方法[J].西南交通大学学报,2017,52(4):789-795.

WANG Dian-hai,XIONG Man-chu,ZHANG Li-hui, et al. A method of bus network optimization based on comfort level[J]. Journal of Southwest Jiaotong University,2017,52(4):789-795.

[10] Jenks G F. The data model concept in statistical mapping[J]. International Yearbook of Cartography,1967(1):186-190.

[11] 李擎,刘仍奎,白磊,等.基于网格的铁路轨道状态大数据可视化模型[J].铁道科学与工程学报,2018,15(7):1 879-1 885.

LI Qing,LIU Reng-kui,BAI Lei,et al. Big data visualization model of railway track state based on grid[J]. Journal of Railway Science and Engineering,2018,15(7):1 879-1 885.

[12] 孙石磊,王超,赵元棣.基于轮廓系数的参数无关空中交通轨迹聚类方法[J].计算机应用,2019,39(11):3 293-3 297.

SUN Shi-lei,WANG Chao,ZHAO Yuan-di. Parametric independent air traffic trajectory clustering method based on contour coefficient[J]. Computer Application,2019,39(11):3 293-3 297.

(上接第 41 页)

JTG 472-2015,Steel fiber reinforced concrete[S]. Beijing:Standards Press of China,2015.

[17] 张劲,王庆扬,胡守营,等. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构,2008(8):127-130.

ZHANG Jin,WANG Qing-yang,HU Shou-ying, et al. Parameters verification of concrete damaged plastic model of ABAQUS[J]. Building Structure,2008(8):127-130.

[18] 秦浩,赵宪忠. ABAQUS 混凝土损伤因子取值方法研究[J]. 结构工程师,2013,29(6):27-32.

QIN Hao,ZHAO Xian-zhong. Study on the ABAQUS damage parameter in the concrete damage plasticity model[J]. Structural Engineers,2013,29(6):27-32.

[19] 李伟琛,韩小雷,崔济东.基于试验的 ABAQUS 混凝土塑性损伤参数取值方法[J]. 结构工程师,2016,32(2):64-69.

LI Wei-chen,HAN Xiao-lei,CUI Ji-dong. Determination of damage parameter of ABAQUS CDP model based on test data[J]. Structural Engineers,2016,32(2):64-69.

[20] 雷拓,钱江,刘成清.混凝土损伤塑性模型应用研究[J]. 结构工程师,2008(2):22-27.

LEI Tuo,QIAN Jiang,LIU Cheng-qing. Application of damaged plasticity model for concrete[J]. Structural Engineers,2008(2):22-27.