

地锚式斜拉桥无轴力铰受力性能分析

孙仕¹, 张谢东¹, 吕利芹¹, 秦川²

(1. 武汉理工大学交通学院, 湖北 武汉 430063; 2. 湖北交通规划设计院 十堰分院, 湖北 十堰 442000)

摘要: 介绍了地锚式斜拉桥无轴力铰这一特殊构造并研究其受力特性, 结合某工程换索实例, 建立全桥空间杆系模型进行整体受力计算; 建立无轴力铰局部三维实体模型, 对无轴力铰在设计恒载、极限承载状态和换索 3 种工况下的弯扭受力状态进行对比分析, 并验算其承载力。结果表明, 在理论荷载工况下, 无轴力铰主要传递弯矩和少量扭矩, 位移量较小, 具有良好的受力性能。

关键词: 桥梁; 无轴力铰; 地锚式斜拉桥; 换索; 受力性能

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2018)02-0118-05

地锚式斜拉桥是一种由传统自锚式斜拉桥衍生出来的新桥型, 其边跨斜拉索全部或部分锚于地锚, 主跨为自锚体系, 又称为部分地锚式斜拉桥。边跨受地形影响往往远小于主跨, 为平衡巨大的负反力, 需在边跨采用重力式锚固桥台。地锚式斜拉桥较之于传统斜拉桥具有更卓越的跨越能力, 且在特大跨径范围内其力学性能具有显著优势。由于地锚式斜拉桥的特殊构造, 跨中需设置一可允许主梁纵向滑动的铰构件以释放轴力。目前应用于实际工程的跨中铰构件主要有只传递剪力而不传递弯矩和轴力的剪力铰、同时传递弯矩与剪力的变位装置(简称无轴力铰)两类。

目前应用地锚式构造的大跨度桥梁有 2 座, 分别是位于西班牙的卢纳桥(1983 年)和位于中国湖北省十堰市的郧县汉江大桥(1994 年)。两者在部分构造上存在一些不同, 尤其是跨中连接铰形式, 前者在主跨中央设置剪力铰而后者采用无轴力铰。无轴力接头铰是针对地锚式斜拉桥设计的新技术, 郧县汉江大桥亦是全球首座应用该技术的大跨度斜拉

桥。理论上要求无轴力铰仅能在纵向滑移, 同时传递桥梁的剪力与弯扭矩。在实际结构中, 功能重要且单一的无轴力铰处于复杂空间结构中, 极易受到其他构件变形变位的影响。该文以郧县汉江大桥的换索及维修工程为背景, 对跨中无轴力铰的受力特性展开研究。

1 工程背景

1.1 工程概况

郧县汉江大桥是国内首座、亚洲最大、世界第二跨度预应力砼地锚式斜拉桥, 全长 601 m, 跨度布置为(86+414+86) m。由于服役时间较长, 期间已进行多次维修加固, 其病害日趋严重, 主要是斜拉索锈蚀严重导致整体结构内力分布偏离原设计状态。为保证结构的合理受力, 对全桥 200 根拉索实施更换并对跨中无轴力铰进行维护维修。

1.2 无轴力铰构造

为保证跨中铰构件功能的实现, 跨中两侧主梁各设 2 条支承横梁(见图 1)。接头段主梁为单箱四

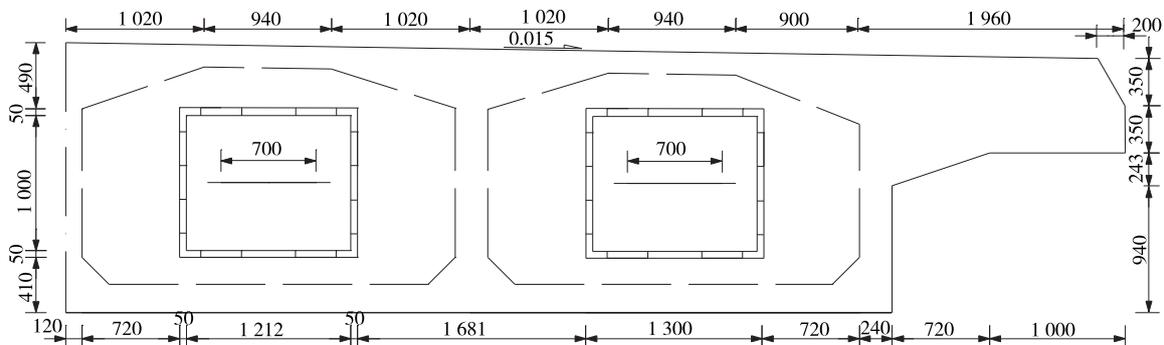


图 1 1/2 支承横梁截面(单位: mm)

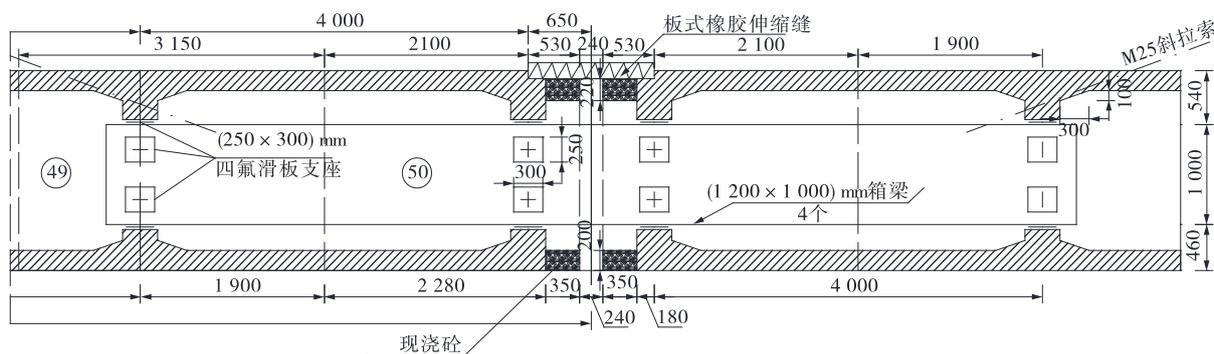


图 2 跨中钢箱布置(单位:mm)

室截面箱梁,4根1200mm×1000mm、厚24mm、长10m的封闭钢箱分别搁置于4根支承横梁上(见图2),封闭钢箱与支承横梁间设置四氟滑板支座以便伸缩并传递剪力及弯矩。图3为无轴力铰布置示意图。

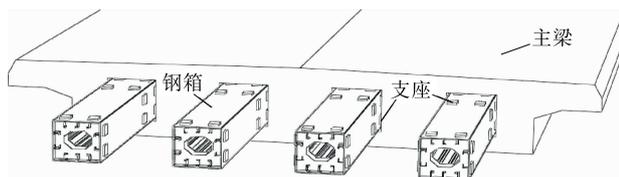


图 3 无轴力铰布置示意图

2 无轴力铰分析理论

无轴力铰处于复杂工程环境中,受到多种因素联合作用的影响,其受力状态必然会偏离原设计状态。主梁和主塔砼的收缩徐变、移动荷载的变化、斜拉索松弛后的索力重分布及温度荷载变化等均会导致无轴力铰出现病害甚至发生故障。另一方面,在整个体系中承担着重要传力作用的无轴力铰一旦发生故障,会反过来不同程度地影响主梁、主塔和斜拉索的受力状况。这种与体系其他结构相互耦合的作用使无轴力铰的实际受力极其复杂。

由于桥梁结构的对称性,其跨中产生的竖向剪力较小,模型分析中忽略其所受竖向剪力,重点研究其弯曲、扭转问题(见图4)。

对于单根钢箱,考虑到钢箱壁厚($t=24\text{ mm}$)与宽度($d=1\ 000\text{ mm}$)的比值为 $0.024 < 0.1$,若忽略加劲肋的作用而进行偏安全的强度验算,可把钢箱看成一闭口薄壁矩形截面杆。按照 GB 50017—2014《钢结构设计规范》,对于单独受弯构件,其抗弯强度可按式计算:

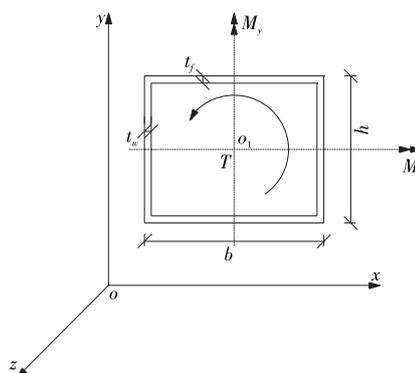


图 4 箱形截面受弯扭作用示意图

$$\sigma = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (1)$$

式中: M_x 、 M_y 为对截面主轴 x 、 y 的弯矩; W_{nx} 、 W_{ny} 为对截面主轴 x 、 y 的净截面抵抗矩; γ_x 、 γ_y 为截面塑性发展系数,对于箱形截面, $\gamma_x = \gamma_y = 1.05$ 。

文献[7]、[8]依据刚周边假定、理想弹塑性材料、材料屈服服从 Mises 准则、截面达到全塑性时正应力与剪应力均为矩形分布的假定,忽略大变形与应变硬化,结合 ANSYS 计算分析与试验研究,提出弯扭承载力设计需满足下式:

$$\left(\frac{M}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2 \leq 1 \quad (2)$$

式中: M_p 、 T_p 分别为截面全塑性弯矩和扭矩。

采用上述公式可求出单根钢箱的弯扭承载极限。实际工程中无轴力铰由4根平行钢箱组成,共同承受弯扭联合作用,其受力状态远比单根钢箱复杂,需建立无轴力铰三维实体模型进行计算分析。

3 模型建立

3.1 全桥有限元模型

无轴力铰的局部应力分析采用子结构法。要分析跨中局部受力情况,需先对桥梁整体进行计算。

考虑到建立大桥三维实体模型计算量过大,一般计算机难以胜任,采用有限元软件 MIDAS/Civil 建立全桥杆系模型进行整体受力计算。输入桥梁设计图纸中的材料截面参数并按规范施加荷载,经反复验算后建立全桥有限元模型(见图 5)。

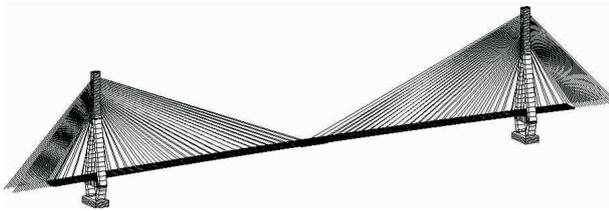


图 5 全桥有限元模型

3.2 无轴力铰实体模型

无轴力铰的受力性能采用通用有限元分析软件 ABAQUS 进行建模计算,坐标轴 x 为桥梁纵向、 y 为桥梁横向、 z 为竖向。

3.2.1 模型参数

根据钢箱构件的实际尺寸进行建模。钢板采用旧国标 16Mn 钢,屈服点取 343 MPa;每根钢箱均有 4×8 块四氟滑板支座与主梁连接,主梁采用旧标号 50# 砼。材料参数见表 1。

表 1 有限元模型参数

材料	弹性模量/MPa	泊松比
16Mn 钢	206 000.00	0.28
聚四氟乙烯	280.00	0.40
橡胶	7.86	0.49
50# 砼	35 000.00	0.20

3.2.2 单元类型

无轴力钢箱的纵向受弯和整体联合受扭是分析重点。为较精确地模拟钢箱在所施加荷载下的受力状态,选用线性减缩积分的六面体单元(C3D8R)建立钢箱模型。C3D8R 的优点是在弯曲荷载作用下不易发生剪切自锁现象且对位移的求解较精确。钢箱内部焊有多根槽钢、角钢以提高箱体抗弯扭强度,考虑到加劲肋焊接处局部受力不是研究重点,将各加劲肋与钢箱直接绑定,相当于加劲肋与钢箱构成一整体共同受力。

为模拟 4 块钢箱的实际受力分布情况,需将弯矩和扭矩加在主梁截面上以传递给钢箱,故仍需对跨中部分主梁进行建模。由于主梁结构复杂,采用六面体单元不易划分网格,选用 10 节点二次四面体单元(C2D10)由软件自动划分。

主梁与钢箱连接的支座由橡胶与四氟乙烯板组成,两者均具有不可压缩性,是具有超弹性特征的非线性弹性材料。对于这类材料,采用一般单元进行分析,易产生体积自锁现象而难以收敛。ABAQUS 单元库中的杂交单元适用于不可压缩(泊松比为 0.5)或接近不可压缩的材料,故选用 8 节点六面体线性杂交单元(C3D8H)模拟支座。

3.2.3 网格划分

经反复试算,在保证计算精度的条件下将模型划分为 186 106 个单元、307 268 个节点(见图 6)。

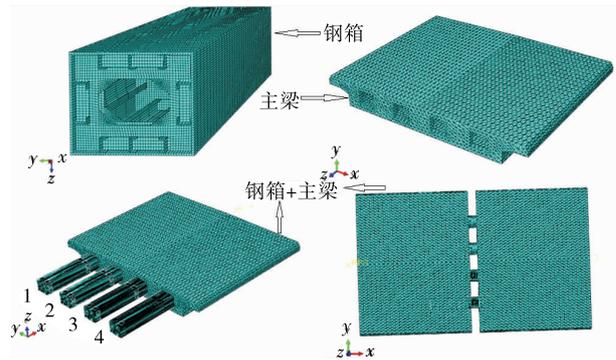


图 6 模型网格划分效果

3.2.4 边界模拟与荷载施加

无轴力钢箱的受力可形象地用 2 只手握住 1 根筷子进行折(受弯)和拧(受扭)的动作来类比。对于每一块钢箱,其唯一的约束就是 4×8 块四氟滑板支座,故在支座顶面与主梁建立绑定约束使其不发生相对位移,在支座底面与钢箱表面建立摩擦接触以保证其释放轴力功能的实现。

对于取出的部分主梁,其外部边界的设定是计算关键。该文重点研究钢箱的弯扭特性,故将模型边界简化为主梁两端截面承受对称弯矩或反对称扭矩,发生自由弯曲或扭转。为研究钢箱的整体受力,将钢箱所需传递的内力以荷载形式施加在梁体两端,在梁两端分别建立 2 个参考点 RP_1 和 RP_2 并将其与梁截面耦合,以便施加荷载。实际工程环境中由于恒载的不完全对称性(如索力的不对称与自重的不均匀)及活载等影响,跨中无轴力铰仍需传递一定的剪力,对于剪力的分析需另外建立合理的边界或把钢箱放入全桥中进行更复杂的全桥计算。

4 多工况无轴力铰受力性能计算分析

建立多种工况对无轴力铰的受力特性进行分析。以设计成桥状态下的钢箱受力状态作为

初值,对比分析承载力极限状态与换索极限状态下钢箱的不同力学响应。表 2 为不同工况下计算荷载取值。

4.1 设计成桥状态

该桥在设计成桥状态下的索力分布见图 7。斜拉索按如下规则编号:第一个字母区分主塔,左侧为南十堰塔(S),右侧为北郟县塔(Y);第二个字母区分主跨,主跨索(江侧)记为 M,边跨索(岸侧)记为 S;数字为索号,沿主塔向两侧由 1 递增至 25;最

后小写字母表示上下游,上游侧为 a,下游侧为 b。如郟县江侧上游第 20 号索记为 YM20a。在设计索力下,同号上下游侧索力相等。

表 2 各工况下的荷载值 kN·m

工况	扭矩 M_x	弯矩 M_y	弯矩 M_z
设计恒载	0.000	-1.243×10^4	0.000
承载极限 1	-1.776×10^3	-1.610×10^4	-2.349×10^3
承载极限 2	1.776×10^3	5.474×10^3	2.349×10^3
换索	8.882×10^3	1.065×10^4	0.000

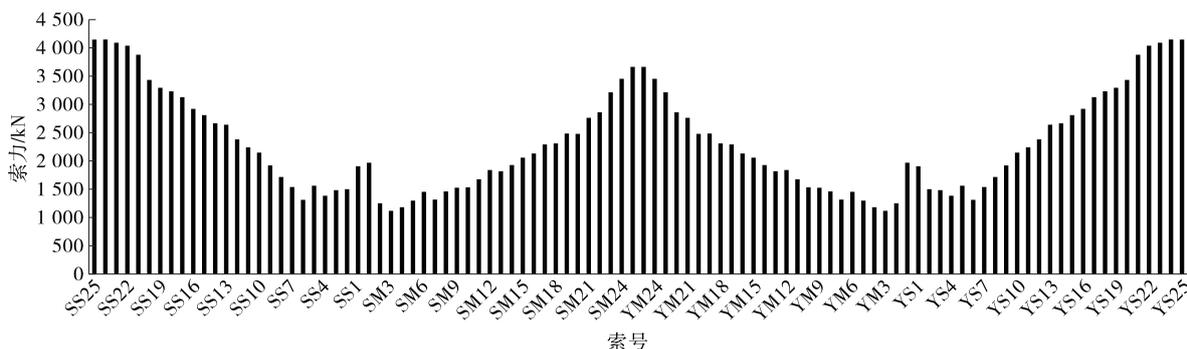


图 7 设计索力分布

在模型中输入索力并不断调整至设计值,可提取出主梁跨中截面内力。在理想恒载作用下,主梁跨中不受横向弯矩与扭矩,而仅受到纵向负弯矩作用。将截面内力作为荷载加到局部模型的主梁两端截面以模拟无轴力铰对内力的传递。计算发现 4 根钢箱在设计恒载纯弯矩作用下受力分布较均匀,各钢箱承受的最大应力相差不超过 10%。图 8 为 2 号钢箱的应力云图。



图 8 2 号钢箱应力云图(单位:MPa)

图 8 中位于钢箱端部与中部的 4 圈小方块是对支座的模拟,其最大应力为 213.2 MPa,出现在钢箱中部加劲肋上,在承载力容许值以内,但考虑到没有对加劲肋的焊接作细致的模拟,故不作为参考。钢箱体上的应力最大值为 89.2 MPa,出现在钢箱中部边缘处。

4.2 极限承载工况

根据规范规定的承载能力极限状态作用基本组

合效应设计值进行验算。承载极限 1:考虑跨中出现最大负弯矩,此时钢箱出现最大上拱,取荷载组合为 1.0 恒载(自重+钢箱+二期)+1.4 活载。计算荷载取值见表 2。需指出的是,3 个荷载值分别是由不同影响线求出的极值,不会同时发生,故在计算时分别考虑 3 个方向的最大效应。在 M_x 作用下,最大应力为 135.8 MPa,出现在最外侧钢箱中部边缘靠近支座处;在 M_y 作用下,最大应力为 142.8 MPa,出现在钢箱中部边缘处;在 M_z 作用下,最大应力为 17.9 MPa。各应力值均小于材料屈服强度且具有较大安全储备。

承载极限 2:考虑跨中出现最大正弯矩,此时钢箱出现最大下挠,取荷载组合为 1.2 恒载+1.4 活载。计算荷载取值见表 2。由于扭矩与横向弯矩是由活载产生的,在相同分项系数取值下其荷载值相同,产生的效应也不变。在 M_y 作用下,最大应力为 49.9 MPa,出现在钢箱中部边缘处。

4.3 极限换索工况

该桥换索按“双塔先后反对称、单塔对称”的方式进行,一次更换同塔同索面同索号的一对索或双塔同时更换,按“从长到短”进行(见图 9)。换索包括卸索与装索两过程,每一次卸索都会引起全桥索力与主梁内力的重分布。计算表明,卸除长索(索力

最大)时引起的主梁内力变化最大,跨中部分截面的内力变化也最大。实际施工中出于安全考虑,对长索采用依次更换,而对短索采用同时更换。换索过程中需封闭交通,故不考虑移动荷载效应。

在全桥模型中可直接模拟卸除斜拉索后主梁的内力变化。以同时卸除双塔反对称的第25号2对

索(SS25a、SM25a和YS25b、YM25b)为例分析跨中钢箱的应力与变形情况,计算结果表明:在同时卸除反对称的2对索时,主梁跨中产生较大正弯矩,同时产生一定扭矩;在弯扭联合作用下,4根平行钢箱共同受弯并绕中轴扭转,最大应力为149.7 MPa,出现在钢箱中部边缘靠近支座处。

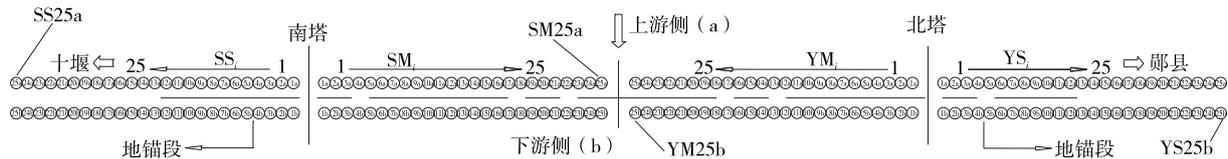


图9 换索顺序示意图

4.4 变形分析

在不同荷载工况下钢箱均会产生一定变形。由于钢箱所受扭矩较小,一般比纵向弯矩小一个数量级,加上平行放置的4根钢箱整体抗扭刚度较大,主梁产生的相对扭转角很小,基本可忽略扭矩对钢箱的影响。所承受的弯矩以纵向弯矩为主,故其变形也以竖向位移为主。各钢箱的受力分布与变形都较均匀。图11为不同工况下2号钢箱1/2轴线相对竖向位移。

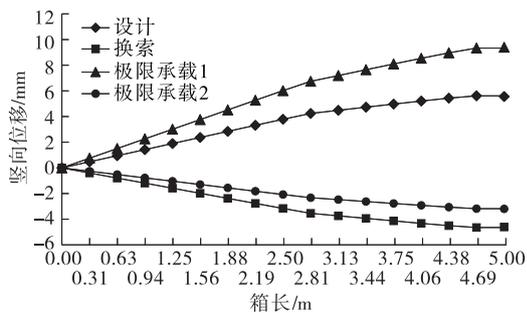


图10 2号钢箱轴线相对竖向位移

从图10可看出钢箱的变形特点:0~2.8 m段基本为直线,中间段为曲线,直曲交界处正是中间2排支座所处位置,说明钢箱变形主要发生在中部两支座中间;伸入主梁的部分钢箱产生刚体位移,这是因为支座一方面在主梁与钢箱之间传递荷载,另一方面限制钢箱的位移,使伸入主梁的部分钢箱与主梁产生协调变形,而主梁刚度较大,其本身产生的变形很小。

以设计索力下的竖向位移为初值作对比,在设计索力下验算极限承载力,钢箱最大位移为跨中下挠8.75 mm,换索阶段跨中下挠10.17 mm。对于钢箱本身,变形对塑性及韧性较好的钢材几乎没有影

响;对于与钢箱相互耦合的主梁,其作用更是甚微。

5 结论

(1) 地锚式斜拉桥跨中无轴力铰具有良好的传力性能,可有效实现弯扭矩传递。

(2) 在荷载作用下,无论受弯还是受扭,钢箱应力较集中分布在中部,这也是实际主要受力部位;钢箱变形亦集中在中部,与其应力分布一致。对无轴力铰的设计与强度验算需特别注意钢箱中部边缘及与支座接触部分的校核。

(3) 在换索过程中,由于卸除索力过程会使全桥发生较大索力重分布,换索工况实际上是最不利工况。该桥钢箱的工作状态均在可控范围内且偏安全,其原因可能是斜拉索数目较多,相比较稀索体系卸索产生的影响较小。为保证该桥的受力安全,换索过程中仍需对钢箱的工作状态进行监测。

实际工程结构受多种因素影响,其受力远比计算模型复杂,亦会出现钢箱锈蚀、不定向滑移、卡死等病害,并反作用于全桥。合理改进无轴力铰的设计,使其更好地受力同时便于维修,将有利于地锚式斜拉桥的推广。

参考文献:

- [1] Muller J. Bi-stayed cable-stayed bridge [A]. International Conference on Bridge [C]. 1991.
- [2] Rucheng Xiao. Optimization of dead load state in earth-anchored cable-stayed bridges [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2015, 12(4).
- [3] JTG D65-01-2007, 公路斜拉桥设计细则 [S].
- [4] 王璐, 欧瑾, 王曙光, 等. ABAQUS 软件在弹性滑移支

(下转第136页)

表1 支架系统不同结构部位的应力和变形计算结果

项目	部位	最大值	容许值	是否满足要求
应力/MPa	钢管立柱	100.7	190	是
	钢管横撑	10.2	190	是
	钢管斜撑	63.4	190	是
	I25 分配梁	61.1	190	是
	I56 桩顶横梁	65.7	190	是
	弦杆	149.4	190	是
	腹杆	187.3	275	是
刚度/mm	竖向变形	9.3		是
稳定性	临界失稳荷载系数	5.11	4	是

4 三角托架计算

下横梁的塔梁结合段倒角部位采用三角托架支撑(见图15),三角托架上牛腿采用2I45工字钢,下牛腿采用2I36工字钢,焊接成三角钢片的结构形式。下横梁的塔梁结合段倒角部位按面积分配法划分为顶底板荷载、腹板荷载两部分。

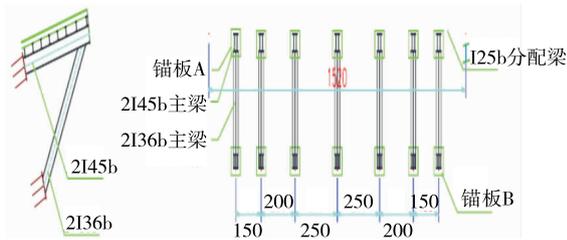


图15 三角托架布置形式(单位:cm)

I45工字钢最大变形为 $1.31\text{ mm} < 3\ 800/400 = 9.5\text{ mm}$ (计算跨径为3.8 m)。最大位移出现在I25工字钢上,为1.61 mm,扣除其支撑构件1.31 mm

挠度,其相对变形为0.3 mm,刚度满足要求。

最大组合应力 $\sigma_{\max} = 136.4\text{ MPa} < f_d = 190\text{ MPa}$,最大剪应力 $\tau_{\max} = 50.9\text{ MPa} < f_{vd} = 110\text{ MPa}$ 。三角托架的强度满足使用要求。

5 结论

(1) 在基本荷载组合下,主要构件如分配梁、贝雷梁、三角支架的挠度变形和应力均满足规范要求。

(2) 支架体系在最不利荷载作用下处于安全状态,满足下横梁施工要求。

(3) 贝雷梁在支点位置竖杆压应力较大,销接处剪应力较大,施工过程中在该部位需加设加强竖杆,尤其是贝雷梁与斜向钢管对应的支点处应设置加强竖杆,使整个支架体系受力更合理。

参考文献:

[1] 姚寅初.斜拉桥塔梁临时固结节段主塔局部受力特性分析[D].重庆:重庆交通大学,2013.
 [2] 王磊,李志成.大跨径斜拉桥索塔下横梁施工支架结构分析[J].湖南交通科技,2010,36(4).
 [3] 刘占兵,左生荣.丹江口汉江大桥下横梁支架施工结构分析[J].交通科技,2014(6).
 [4] 李风云.双肢格构柱—贝雷梁模板支撑体系空间力学行为分析[D].重庆:重庆大学,2014.
 [5] 姚莉,孙莉.大型斜拉桥下横梁支架设计与施工[J].水运工程,2008(4).
 [6] 方献.吉林兰旗松花江大桥结构模型试验及计算机仿真分析[D].武汉:武汉科技大学,2006.
 [7] JTG D60—2015,公路桥设计通用规范[S].

收稿日期:2017-03-08

 (上接第122页)

座非线性有限元分析中的应用[J].南京工业大学学报:自然科学版,2010,32(4).
 [5] 庄茁.ABAQUS非线性有限元分析与实例[M].北京:科学出版社,2010.
 [6] GB 50017—2014,钢结构设计规范[S].

[7] 郭在田.薄壁杆件的弯曲与扭转[M].北京:中国建筑工业出版社,1989.
 [8] 陈晓龙.钢箱梁在弯扭联合作用下的强度研究[D].长沙:湖南大学,2013.

收稿日期:2017-10-30

 (上接第127页)

论[M].北京:人民交通出版社,2005.
 [6] 付继承.上海黄浦江大桥主桥墩钢吊箱围堰施工技术[J].公路与汽运,2011(6).

[7] JTG/T F50—2011,公路桥涵施工技术规范[S].
 [8] GB 50017—2003,钢结构设计规范[S].

收稿日期:2017-08-19