

复杂环境下双层钢框架钢桁梁整孔架设及有限元分析

陈杨

中铁二十局集团第四工程有限公司

摘要：本文基于唐山环港廊道运输有限公司管带机廊道项目工程现场情况，对双层钢框架钢桁梁进行简单受力分析，选择吊装所需的地基处理方式、吊机与吊具等规格型号，验算最不利站位工况下起重设备抗倾覆稳定安全系数，采用软件分析有限元应力和应变影响。通过分次接力吊装工艺，解决复杂周边环境钢桁梁吊装困难的问题。

关键词：双层钢框架；安全系数；有限元

【DOI】10.12254/j.issn.2096-6539.2024.07.023

一、工程概况

唐山环港廊道运输有限公司管带机廊道项目工程跨港兴大街节点在既有TZ1转载机北侧，采用钢框架-支撑结构钢桁架跨越既有道路，钢支柱及桩基距离港兴大街道路边线最小净距为14.27m，钢桁架底部距离道路路面最小净高15m，距离地面10m。钢桁架外形尺寸为68m×7.2m×9.38m，重约350t。采用4台起重机非常规起重设备抬吊、平移钢桁架，跨越既有港兴大街至南端指定位置后架吊钢桁梁至钢架柱上就位。

现场制作的钢桁架南侧为港兴大街，东侧为通港大路，车流密集；北侧距钢桁梁边1.8m为110KV电杆。周边环境复杂，现场施工条件相对较差。周边环境条件示意图1。

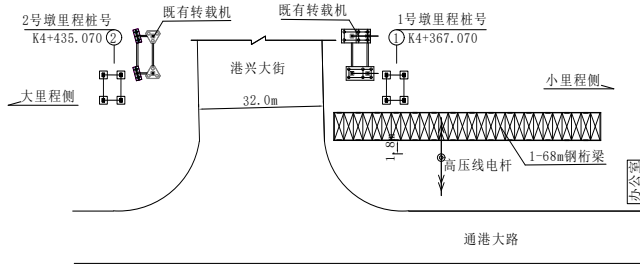


图1 周边环境条件示意图

二、钢桁梁整体吊装技术方案

(一) 钢桁梁整体吊装施工难点

钢桁梁整体吊装重量大，跨越既有公路，同时保证与既有高压线安全距离，安全风险大。钢桁梁需多台起重机抬吊，且吊装不能一次到位，多次转运影响钢桁梁整体性与挠度，组织难度大。

起重机与吊具、多次转运起重机站位、临时支墩设施及吊装场地地基是关系到重型起重机械能否顺利吊装钢桁梁到位的关键因素。

(二) 荷载组成

$$G_{总} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

式中：Q1——为钢桁架的自重，在此取Q1=350t；

Q2——吊车吊钩及索具的重量

Q3——吊装吊耳的重量

Q2中吊车吊钩及索具包括钢丝绳、卸卡与起重机吊钩。其中钢丝绳直径64mm，单位重15.2kg/m，长度113.6m，则钢丝绳重为113.6×15.2kg=1.7t；卸卡16个×12.48kg/个=0.2t；起重机吊钩2.6t/个×4个=10.4t。因此Q2=1.7+0.2+10.4=12.3t。

Q3：①吊耳80个，80个×30mm×420mm×320mm=2.4t；

②吊耳加劲板320块，320个×20mm×150mm×150mm=1.2t；Q3=2.4+1.2=3.6t。

吊装总荷载为：G_总=350+12.3+3.6=365.9t。

(三) 吊装场地验算

选用750t起重机，吊车主机按160t，吊车配重180t，吊钩2.6t，钢丝绳按上述计算为1.7t，单机最大起吊量120t，当全负荷起吊时作用于地面为160+180+2.6+1.7+120=464.3t。站位吊装时，起重机下设4块2.5m×4.5m×0.03m路基钢板，按《建筑地基处理规范》(JGJ-2012)3.0.3条，因采取换填山劈石换填，可不考虑下卧软弱层；因换填面积大，可不考虑。按富余系数1.5，计算地基承载力为：464.3×9.8÷4.5÷2.5÷4×15=151.7kpa。

吊装施工场地机械平整后，换填深度大于1m的山劈石分层碾压密实，经碾压至95%以上后进行重型触探地基承载力约240kpa>151.7kpa，可满足吊装设备及钢桁梁重量对地基承载力的要求。

(四) 起重机、吊具选择

1. 起重机选择

根据钢桁架现场吊装施工条件及吊装重量和位置采用750t4台起重机和1台200t起重机进行吊装，吊装重量应考虑钩头、钢丝绳等的重量，作为选择吊车的依据。

2. 吊耳的选择及验算

(1) 吊耳采用定制钢板，按吊点重心与结合纵横隔板交叉位置，对称设置4个。吊耳采用30mm厚Q355B钢板在钢桁架中部立柱及钢梁上全熔焊透。吊装采用4吊点布置见图2。

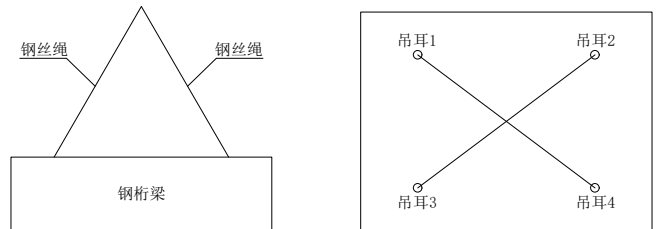


图2 吊装采用4吊点布置示意图

吊耳强度验算：桁架吊装最大重量120t，理论选取钢丝绳与钢柱、钢梁夹角为60°，则每个吊耳承载力F为120×9.8÷4÷sin60°=339.5KN；查《低合金高强度结构钢》(GB/T1591-2018)表7，Q335B钢

材抗剪强度（屈服强度）取345Mpa，吊耳耳孔上部长度取90mm，钢板厚度为30mm，则吊耳抗剪强度为： $345 \times 90 \times 30 \div 1000 = 931.5\text{KN} > 339.5\text{KN}$ ，吊耳强度满足要求。

3. 钢丝绳的选择及验算

钢丝绳承受的拉力等同于吊耳承载力339.5KN，根据钢丝绳安全使用规程，机动传动安全系数应不小于6，钢丝绳最小破断力系数为0.82，因此所选钢丝绳拉力为 $339.5 \times 6 \div 0.82 = 2484.1\text{KN}$ 。根据计算值，结合《起重机用钢丝绳》（GB/T34198-2017）中附表D.6，选用抗拉强度1960Mpa，直径64mm纤维芯钢丝绳抗拉强度 $2650\text{Mpa} > 2484.1\text{KN}$ ，可满足施工要求。

三、临时支墩及分次作业工况

钢桁梁为现场制作，位于港兴大街西侧，因起重吊车程有限，需设临时支墩，分11步移吊到位。分步骤吊装时，根据吊车作业半径，臂长分析每台吊车作业时的安全系数，并在吊装过程中保持臂长不变和严格控制负荷移动距离，从而确保吊装作业安全。

（一）临时支墩设置

根据钢桁架施工现场测量，钢桁架摆放位置地面与港兴大街路面高差为2.5m，为保证钢桁架在平移过程中保持平衡的稳定性，钢桁架在平移过程中设5个临时支墩，在地面设置上5个（长9.2m×宽2.0m×高3.5m），在港兴大街路面上设置3个（长9.2m×宽2.0m×高6.2m），支墩高差为2.7m。支墩采用H型钢井字架结构形式，立柱及横梁为H500×200×10×16mm热轧H型钢，柱间腹杆采用H150×150×7×10mm热轧H型钢，路面支

墩立柱底部装配50mm厚通长条形柱底板，与路面采用化学锚栓连接，柱与横梁及柱底板均采用坡口熔透焊接，UT超声波检测焊缝，每个支墩采用4根缆风绳固定，增加支腿稳定性。钢桁架临时支墩平面布置见图3。

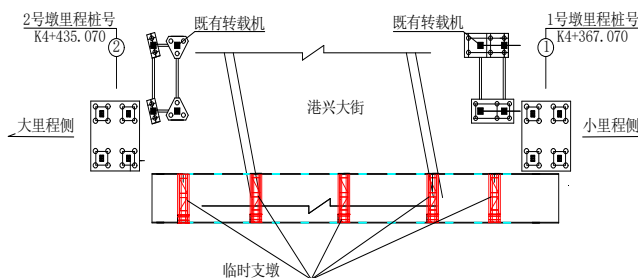


图3 钢桁架临时支墩平面布置图

（二）分次作业工况

结合现场情况，拟采用4台吊车同时起吊分10次纵向平移至设置的临时支墩上，最后横向平移进入钢架柱上就位。总体吊装思路为1号起重机与2号起重机固定位置不变，第4次移动4号起重机至港兴大街钢桁梁南侧；第6次移动3号起重机至港兴大街钢桁梁北侧，同时在钢桁梁平移后退方向位置增加5号起重机（200t），最后第10步为移动4号起重机至与1号、2号、3号起重机同侧安装就位。各次站位作业工况见表1。

（三）起重机稳定安全系数验算

结合表1，第4次站位5号起重机进场，1号起重机作业工况为最不利工况。稳定安全系数采用力矩平衡原则，不考虑制动与回转时的动荷载、风荷载验算。静荷

表1 各次站位作业工况表

作业次数	1号机	2号机	3号机	4号机	5号机	臂长 (m)	移动距离 (m)
	作业半径 (m)						
第1次	16	12	12	12		46.2	7.29
第2次	12	12	12	12		46.2	4.86
第3次	14	10	12	14		46.2	4.86
第4次	16	12	12	14		46.2	7.29
第5次	12	12	12	14		46.2	6.2
第6次	18	10	14	18	9	46.2 (18.1)	2.43
第7次	16	10	14	18	9	46.2 (18.1)	2.43
第8次	18	12	14	14		46.2	7.29
第9次	14	14	14	14		46.2	7.29
第10次	14	18	16	14		46.2	7.7

载工况下计算公式：

稳定性安全系数

$$K = \frac{G1 \times (11+a1) + G2 \times a1 + G3 \times (13+a1)}{[(Q1+Q2) \times (R-a1) + Q3 \times x]}$$

式中G1——起重机机身可转动部分的自重标准值 (KN)，取 $15\text{t} \times 9.8 = 147\text{KN}$ ；

G2——起重机底盘部分的自重标准值 (KN)，取

$$43\text{t} \times 9.8 = 421.4\text{KN}；$$

G3——平衡重自重标准值 (KN)，本次计算取 $180\text{t} \times 9.8 = 1764\text{KN}$ ；

11——起重机机身可转动部分重心至旋转中心的距离 (m)，取2.5m；

a1——旋转中心至支腿倾翻支点的距离 (m)，取6.1m；

13——平衡重重心至回转中心的距离 (m)，取 6.0m;

Q1——吊装荷载自重标准值 (KN)，取 $350t \times 9.8 = 3430KN$;

Q2——吊钩自重标准值 (KN)，取 $12.3t \times 9.8 = 120.54KN$;

Q3——起重臂自重标准值 (KN)，取 $30t \times 9.8 = 294KN$;

R——额定起重量时幅度 (m)，取10m;

x——支腿倾翻支点至起重臂重心的距离 (m)，取 1.6m。

代入计算稳定性安全系数 $K = [147 \times (2.5 + 6.1) + 421.4 \times 6.1 + 1764 \times (6 + 6.1)] \div [(3430 + 120.54) \times (10 - 6.1) + 294 \times 1.6] = 1.76 > [K] = 1.5$ ，起重机倾覆稳定性安全符合要求。

四、钢桁梁提升影响性分析

钢桁梁整体提升时，选择计算单元采用 3D3SDesign2022.4 (上海同磊土木工程技术有限公司) 做有限元分析，研究其应力和变形影响。

(一) 钢桁架有限元结构信息

节点总数901个，支座总数8个，单元总数1903个，板单元数476个，连接单元数4个，材料种类3个，截面种类22个。

(二) 荷载及模型建立

根据施工现场既有钢桁梁实际截面尺寸建立模型，钢桁梁、钢丝绳分单元进行模拟，恒荷载为结构自重，考虑动荷载，由有限元软件自行计入。

(三) 计算结果及影响分析

1. 荷载效应最不利工况最大组合内力
荷载效应最不利工况最大组合内力见图4。

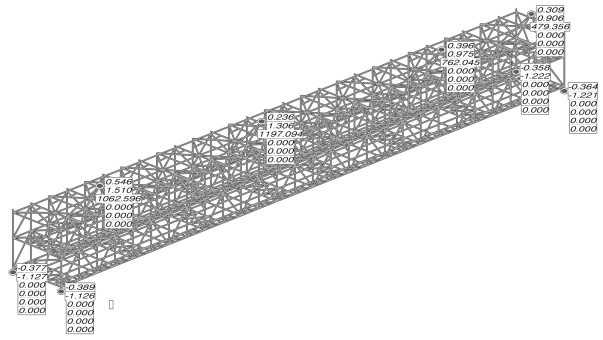


图 4 荷载效应最不利工况最大组合内力图 (标准值)
(单位: kN、kN.m) (整体)

2. 组合轴力
组合轴力N最大包络云见图5。

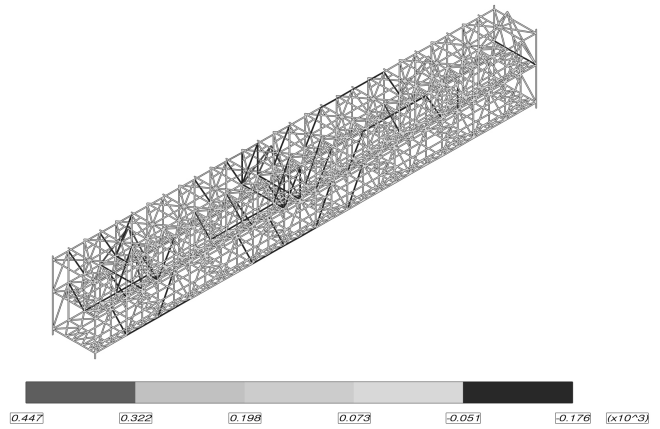


图 5 组合轴力 N 最大包络云图: kN (整体)

经软件自行计算，轴力N最大的前10个单元的内力见表2。

表 2 轴力 N 最大的前 10 个单元的内力表 (单位: KN、KN·m)

序号	单元号	组合号	组合序号	位置	轴力 N	剪力 Q2	剪力 Q3	扭矩 M	弯矩 M2	弯矩 M3
1	1892	1	1	0.000	446.722	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1894	1	1	0.000	445.799	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1893	1	1	0.000	444.842	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1895	1	1	0.000	443.968	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1888	1	1	0.000	397.387	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000
6	1890	1	1	0.000	395.177	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1889	1	1	0.000	395.107	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1891	1	1	0.000	393.165	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1896	1	1	0.000	285.243	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1897	1	1	0.000	282.814	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

最大轴力为446.722KN，选用的受力型钢最小截面为HN250×125mm，截面积为3199mm²，计算最大应力=446.722×1000/3199=139.64KN<[δ]=355Mpa，满足结构受力要求。

3. 最大位移

(1) 最大正位移见图6

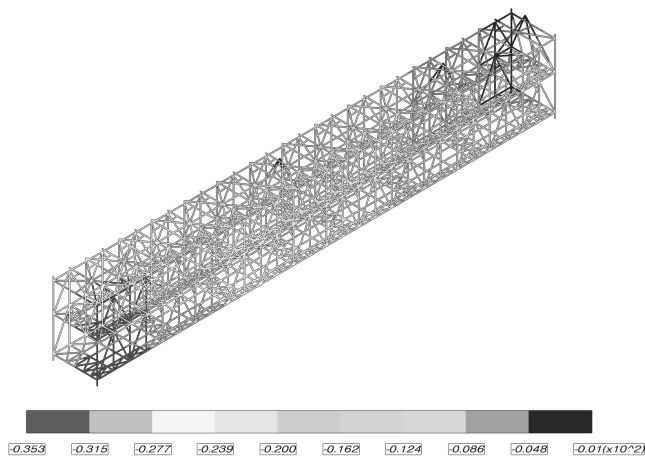


图6 最大正位移图

(2) 最大负位移见图7

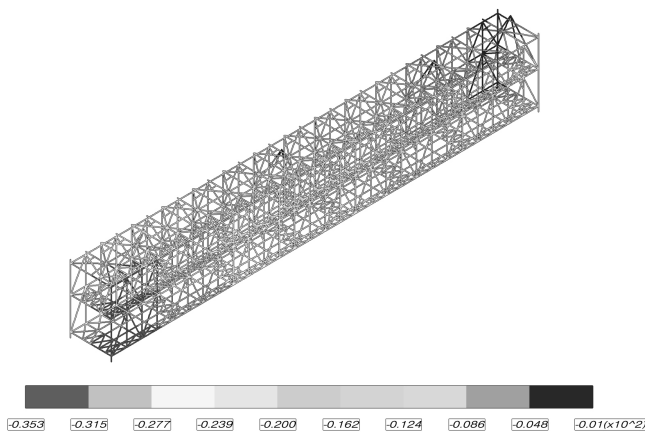


图7 最大负位移图

(3) 荷载组合最大最小位移见表3

五、结语

本文针对框架-支撑结构钢桁梁因内部支承结构不

便分块，整体拖拉或顶推正前后方无受力点，加之受周边高压线影响，采用整体分次吊装提升就位的方式完成。该方法成功应用于管带机廊道项目，满足施工精度的同时，确保了邻近既有高压线施工安全。施工设备配置少，施工工期大大缩减，提高了经济效益，为今后同类型、相似周边环境的钢桁梁施工提供了借鉴经验。

参考文献

[1] 徐富强, 江克斌, 刘义. 大跨度钢桁梁桥整体吊装施工吊点布置研究. 钢结构, 2015(12): 97-100.
 [2] 王麒耳. 特大桥钢桁梁吊装施工技术分析. 交通世界, 2019(Z1): 176-177+181.
 [3] 马雷, 宋长军, 陈业林等. 大跨度钢桁梁连续吊装施工技术应用[J]. 天津建设科技, 2016, 26(4): 17-19.
 [4] 关亮. 钢桁梁拼吊装施工现场质量管理[J]. 中国公路, 2017(7): 100-101.
 [5] 荣钊, 王保群, 荣锐, 等. 大跨度宽幅钢桁梁桥散拼施工控制[J]. 山东交通学院学报, 2019, 27(2): 44-52.
 [6] 周晨, 刘洋, 陈玉发等. 上跨高铁隧道群地铁停车场钢桁梁原位吊装安全性分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2020, 18(1): 175-179.
 [7] 唐翠兰, 杨飞, 刘志文. 考虑地形效应的山区大跨度悬索桥静风稳定性分析[J]. 公路工程, 2021, 46(2): 27-33.
 [8] 吴小斌, 刘浪. 襄阳庞公大桥主桥加劲梁架设施工技术[J]. 公路, 2021, 66(8): 142-147.
 [9] 牛亚洲, 郝胜利. 大跨径悬索桥钢箱加劲梁安装技术研究[J]. 公路, 2015, 60(5): 83-89.
 [10] 戴显荣, 王昌将, 王晓阳等. 温州瓯江北口大桥主桥总体设计及结构选型[J]. 桥梁建设, 2019, 49(3): 80-85.
 [11] 赵桐远, 陈伟. 浅滩区钢桁架梁滑移安装技术[J]. 公路, 2017, 62(11): 113-115.
 [12] 周泽晓. 大跨径钢桁架连续梁桥施工关键技术研究[J]. 公路工程, 2020, 45(2): 133-136.

表3 荷载组合最大最小位移表

最不利项	节点	组合名	U _x	U _y	U _z	U _{xyz}
X方向位移最大	1	组合1(恒0+活1)	3.889	11.261	-35.291	37.247
Y方向位移最大	4	组合1(恒0+活1)	3.584	12.225	-3.001	13.088
Z方向位移最大	901	组合1(恒0+活1)	-0.619	-1.811	-0.959	2.141
空间位移最大	1	组合1(恒0+活1)	3.889	11.261	-35.291	37.247
X方向位移最小	898	组合1(恒0+活1)	-1.093	-3.021	-13.282	13.665
Y方向位移最小	898	组合1(恒0+活1)	-1.093	-3.021	-13.282	13.665
Z方向位移最小	894	组合1(恒0+活1)	-0.488	-1.628	-35.307	35.348

荷载效应组合最大位移，即最大挠度为37.247mm<L/400=68000/400=170mm，满足刚度要求。