

跨既有线系杆拱钢管立柱支架施工安全性分析

任翔,王璐,刘洋,刘明慧

(西安科技大学 建筑与土木工程学院,陕西 西安 710054)

摘要:以某铁路梁桥跨越既有线路现浇系杆拱钢管立柱支架施工为例,介绍了跨越既有线路现浇系杆拱钢管立柱支架设计、强度、刚度和稳定性的验算。结果表明:拱座下方区域横向分配梁应力较大,稳定性验算不能满足要求,建议加强立柱上方横梁的侧向(面外)刚度,增大横梁的面外稳定性。支架整体稳定性验算中,钢管立柱与其上横向分配梁之间采用铰接和刚结方式对其整体稳定性有不同影响,横向分配梁与其上纵梁之间采用铰接方式,其支架整体稳定性不能满足要求;若采用刚结方式,其支架整体稳定性可以满足要求。因此,建议立柱与上方横梁采用刚结形式。

关键词:钢管立柱支架;铰接;刚结;受力验算

目前,关于支架施工技术和受力特性方面的研究文献较多,对跨越既有线的支架设计更需要准确的验算,确保既有线安全运营的前提下进行正常的施工生产。由于既有线平面和空间位置的限制,钢管立柱支架法凭借其施工快速、沉降变形小同时减少施工对既有线行车安全的影响,成为该类桥梁施工的主要方法之一。但如果该方法设计、施工及选材不当,易导致事故发生,如何提高钢管立柱法在施工过程中的安全性是值得研究的问题。

目前学者们对钢管立柱支架的相关研究主要集中在

于支架方案的布置和其安全性计算、优化上。张东山对跨既有线现浇箱梁施工的不同支架方案设计进行建模比选,详细描述不同方案下的优缺点,考虑现场实际情况及成本最终选择工字钢梁柱式支架结构;刘金辉、杨秀武等对某高速公路跨线桥加宽施工现场的碗口式支架强度、稳定性进行了设计与验算;孙九春采用精细化数值模拟方法分析了现浇混凝土构件及支架整体力学状态,对支架与结构整体进行参数化分析;郑文通、王智勇对某斜拉桥箱梁施工的支架受力进行分析,发现除混凝土自重为支架受力主要影响因素外,其预应

交叉影响;通过试验设计可得到多因素交叉影响的响应计算公式,且该公式不必再进行有限元数值分析就能得到响应值。

参考文献:

- [1] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 2版. 北京:人民交通出版社,2013.
- [2] 杜闯,张彩利,蔡韦华. 考虑荷载工况组合的异型拱桥受力分析[J]. 中外公路,2015(1).
- [3] 赵辉,郝超. 多拱肋系杆拱桥力学性能分析[J]. 世界桥梁,2013(6).
- [4] 李杰,陶晨晨,秦焕城. 三角刚架预应力及吊杆力对V墩异型钢混梁拱组合桥力学行为影响分析[J]. 郑州大学学报(理学版),2018(1).

- [5] 汪一意,陈建斌,熊秉贤. 外倾单肋下承式异形钢拱桥静力参数敏感性分析[J]. 中外公路,2017(4).
- [6] 李杰,贺峥,彭文龙. V墩异型钢混梁拱组合桥运营阶段力学性能分析[J]. 世界桥梁,2017(6).
- [7] 傅金龙,黄天立. 钢管混凝土拱桥吊杆张拉方案优化研究[J]. 桥梁建设,2016(4).
- [8] 肖雄杰. 某异型系杆拱桥空间力学特性分析[J]. 桥梁建设,2012(1).
- [9] 张国刚,刘传乐,张贵明. 某异形拱桥模态分析与有限元模型修正[J]. 中外公路,2018(3).
- [10] 曾亚能,王达磊,马如进. 系杆拱桥拱脚等效静力刚度及其对全桥力学性能的影响研究[J]. 公路,2017(10).
- [11] 曾祥林. 异型拱梁组合体系桥梁结构行为及施工控制研究[D]. 西南交通大学硕士学位论文,2014.

收稿日期:2020-04-01(修改稿)

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51408484);陕西省重点研发计划项目(编号:2018SF-359)

作者简介:任翔,男,博士,副教授. E-mail:171451225@qq.com

力钢束的张拉、布置及部分支架的拆除均对支架受力有较大影响;王一帆、杨铮等利用 Midas 软件中梁格法对 0# 块浇筑施工中临时钢管支架的受力和变形进行探究,并将预压试验中支架沉降理论值与现场实测值进行了对比。还有研究针对碗扣式满堂支架受力变形进行相关试验研究并对杆件承载力进行了验算。所研究对施工方案中支架连接方式的对比分析相对较少。因此,该文以一座高速铁路梁拱组合体系拱桥为例,运用有限元软件 Midas/Civil 模拟支架三维立体结构,分析不同连接方式下的应力和位移变化,并提出合理的施工建议。

1 工程概况

某高速铁路梁桥跨越既有线路,其桥型为钢管混凝土系杆拱桥。跨径为 64 m,系杆拱采用钢管立柱支架现浇施工。拱桥系梁采用等高度、单箱双室箱形截面,梁长 66.5 m,梁高 2.0 m,箱梁底宽 9.06 m,顶宽 11.50 m。梁端设置厚 2.6 m 的端横梁,端横梁内设两个 0.9 m×1.0 m 的进人洞,居中布置,两进人洞间距 2.8 m,箱梁拱座为达到拱肋嵌固状态,横向宽度采用 1.45 m。

2 支架的基本设计

钢管立柱支架采用 C30 现浇条形基础,高度×宽度:1.0 m×2.5 m;钢管立柱采用 $\phi 520$ mm×10 mm,钢管立柱沿公路横向间距分别为:3.0、3.5、4.0 m,纵向最大间距为 11.5 m(铁路线路方向),横向钢管立柱之间用双[14 槽钢斜向联系,以确保其稳定性。钢管立柱下面通过法兰盘与条形基础上预埋钢板焊接,立柱顶设双拼 HN450×150 mm 窄翼缘 H 型钢横梁作为支撑体系;横梁顶面纵梁铺设 HM600 型钢,纵梁间距为 600 mm;纵梁上沿横向设置 14 cm×14 cm 硬方木分配梁,拱脚区段方木横向满铺,拱脚向跨中区段相邻方木中心(轴心)间距为 200 mm;方木上面铺设 15 mm 厚竹胶板底模。具体构造详见图 1。

3 荷载计算

采用极限状态法计算支架结构,利用 Midas 有限元软件建立支架三维有限元模型。

支架构件的设计强度取值基于现行国家标准。支

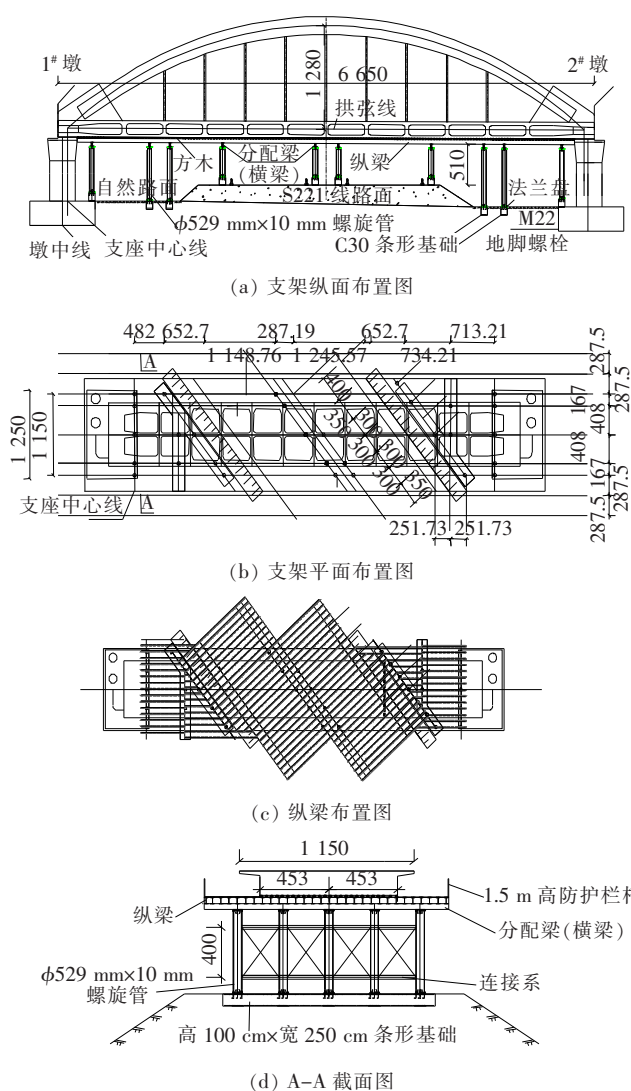


图 1 支架总体布置图(单位:cm)

架承受的主要荷载为:主梁荷载 q_1 , 支架自重 q_2 , 施工人员机具荷载 q_3 , 振捣荷载 q_4 , 浇筑冲击荷载 q_5 , 风荷载 q_6 , 其大小根据规范取值:

支架强度计算组合(荷载组合 1):

$$1.2 \times (q_1 + q_2) + 1.4 \times (q_3 + q_4 + q_5)$$

支架刚度计算组合(荷载组合 2): $q_1 + q_2$

支架稳定性计算组合, 浇筑混凝土时(荷载组合 3): $1.2 \times (q_1 + q_2) + 0.9 \times 1.4 \times (q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$

模板安装完毕、梁体钢筋安装前(荷载组合 4): $0.9 \times q_2 + 0.9 \times (q_3 + q_6)$

由于跨越既有线路,查阅相关规范可知,在计算结构强度组合时还应乘以结构重要性系数 1.1。

4 数据处理及计算分析

支架底模及竹胶板验算结果表明均符合要求。下

面仅对立柱与分配梁及纵梁之间的连接进行分析。

4.1 支架结构建模

采用 Midas/Civil 建模,由于桥型布置两边结构布置方式相同,故取 1/2 建模。其中立柱、分配梁、纵梁均采用梁单元模拟,立柱底部固结,立柱与横向分配梁、横向分配梁与纵梁之间的连接考虑两种情况,情况 1:采用弹性连接的铰接方式;情况 2:采用弹性连接的刚结方式。在模型中设置铰接和刚结两种方式,对比两种连接方式的结果,得到相应结论。铰接是释放横梁与纵梁之间纵桥向转动约束允许其发生转动,刚结是将纵横梁之间完全固定。

模型中荷载均以节点荷载输入,腹板、箱室、翼板、拱脚各部位荷载均通过纵梁与方木的接触位置建立节点并施加。

4.2 结构验算

结构计算按前文的两种情况分别进行强度、刚度及稳定性计算和分析。

(1) H 形钢纵梁强度、刚度及稳定性验算

情况 1(铰接):纵梁采用 HM600 型钢,荷载组合 1 下强度验算结果如图 2 所示。

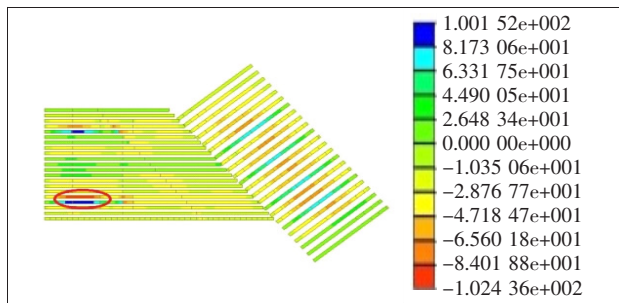


图 2 荷载组合 1 下纵梁应力图(铰接)(单位:MPa)

从图 2 可看出:纵梁应力最大处发生在第 1 跨拱脚顶点位置,其最大应力为 102.4 MPa。纵梁强度验算: $\sigma_{\max}=102.4 \text{ MPa} < [\sigma]=215 \text{ MPa}$ 。

纵梁刚度在荷载组合 2 下验算结果如图 3 所示。

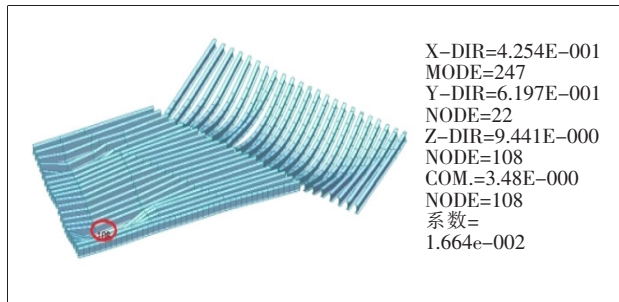


图 3 荷载组合 2 下纵梁变形图(铰接)(单位:mm)

从图 3 可看出:纵梁变形最大处发生在第 1 跨拱脚顶点位置,最大位移为 9.46 mm。纵梁刚度验算: $f_{\max}=9.46 \text{ mm} < [f]=1/400=17.45 \text{ mm}$ 。

情况 2(刚结):纵梁采用 HM600 型钢,荷载组合 1 下强度验算结果如图 4 所示。

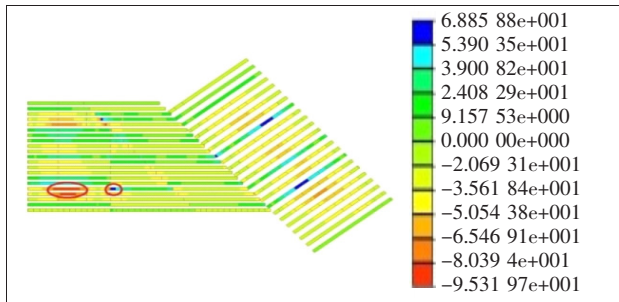


图 4 荷载组合 1 下纵梁应力图(刚结)(单位:MPa)

从图 4 可看出:纵梁应力最大处发生在第 1 跨拱脚顶点位置,其最大应力为 95.3 MPa。纵梁强度验算: $\sigma_{\max}=95.3 \text{ MPa} < [\sigma]=215 \text{ MPa}$ 。

纵梁刚度在荷载组合 2 下验算结果如图 5 所示。

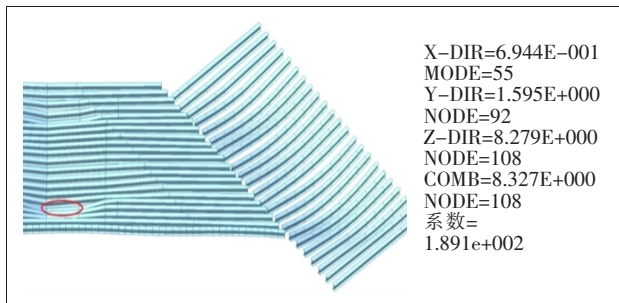


图 5 荷载组合 2 下纵梁变形图(刚结)(单位:mm)

从图 5 可看出:纵梁变形最大处发生在第 1 跨拱脚顶点位置,最大位移为 8.28 mm。纵梁刚度验算: $f_{\max}=8.28 \text{ mm} < [f]=1/400=17.45 \text{ mm}$ 。

(2) 双拼 HN450×150 mm 窄翼缘 H 形钢横梁强度、刚度及稳定性验算

情况 1(铰接):横梁采用双拼 HN450×150 mm 窄翼缘 H 形钢,其荷载组合 1 下强度验算结果如图 6 所示。

从图 6 可看出:横梁应力最大处发生在第 1 跨拱脚下的立柱位置,其最大应力为 174 MPa。横梁强度验算: $\sigma_{\max}=174 \text{ MPa} < [\sigma]=215 \text{ MPa}$ 。

横梁刚度在荷载组合 2 下验算结果如图 7 所示。

从图 7 可看出:横梁变形最大处发生在第 1 跨拱脚位置,最大位移为 4.28 mm。横梁刚度验算: $f_{\max}=4.28 \text{ mm} < [f]=1/400=7.5 \text{ mm}$ 。

情况2(刚结):横梁采用双拼HN450×150 mm窄翼缘H形钢,其强度在荷载组合1下验算结果如图8所示。

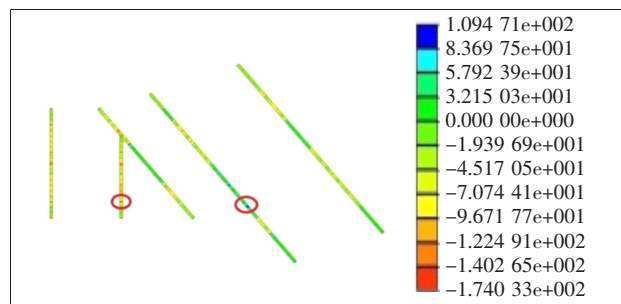


图6 荷载组合1横梁应力图(铰接)(单位:MPa)

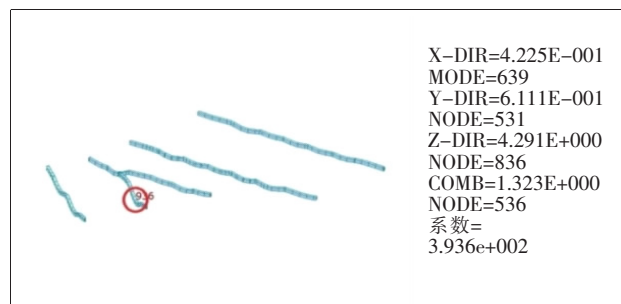


图7 荷载组合2横梁变形图(铰接)(单位:mm)

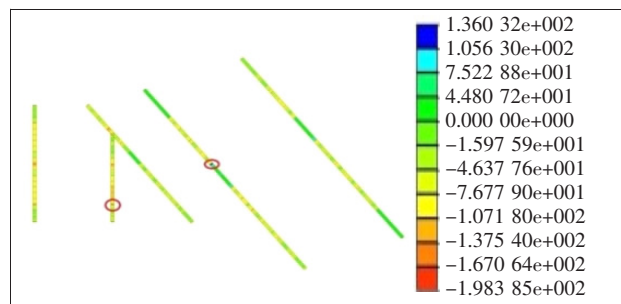


图8 荷载组合1横梁应力图(刚结)(单位:MPa)

从图8可看出:横梁应力最大处发生在第1跨拱脚下的立柱位置,其最大应力为198.4 MPa。横梁强度验算: $\sigma_{\max}=198.4 \text{ MPa} < [\sigma]=215 \text{ MPa}$ 。

横梁刚度在荷载组合2下验算结果如图9所示。

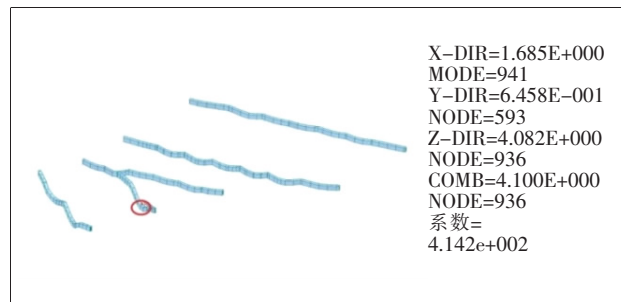


图9 荷载组合2横梁变形图(刚结)(单位:mm)

从图9可看出:横梁变形最大处发生在第1跨拱脚位置处,最大位移为4.08 mm。横梁刚度验算: $f_{\max}=4.08 \text{ mm} < [f]=1/400=7.5 \text{ mm}$ 。

由于强度设计值已接近强度限值,因此需验算横梁的整体稳定性。从上述计算结果来看,刚结状况下,横梁的计算应力较大,因此,需要对横梁的稳定性进行验算。

由GB 11263-89《热轧H形钢和部分T型钢的规格及截面特性表》计算得HN450×150×9×14的截面特性参数为:

$A=83.41 \text{ cm}^2$, $I_x=27\ 100 \times 10^4 \text{ mm}^4$, $W_x=1\ 200 \times 10^3 \text{ mm}^3$, $h=450 \text{ mm}$, $b=150 \text{ mm}$, $t_1=9 \text{ mm}$, $t_2=14 \text{ mm}$, $i_y=3.08 \text{ cm}$ 。

横梁底下立柱之间的间距为 $l_1=3 \text{ m}$ 。截面对 $x-x$ 方向惯性半径要大于 $y-y$ 方向惯性半径,因此横梁易在 $y-y$ 方向失稳。只需验证 $y-y$ 方向的整体稳定性。

$M_{\max}=\sigma_{\max} \times W=198.4 \times 1\ 200 \times 10^3 \times 10^{-6}=238.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$

根据GB 50017-2017《钢结构设计规范》整体稳定性验算:

$$\epsilon=\frac{l_1 t_1}{bh}=\frac{3\ 000 \times 14}{150 \times 450}=0.62$$

受压翼缘厚度 t_1 是H形钢表中的 t_2 值。查表得:

$$\beta_b=0.69+0.13\epsilon=0.69+0.13 \times 0.62=0.771$$

H形钢是双轴对称截面, $\eta_b=0$, $\lambda_y=l_1/i_y=300/3.08=97.40$,故:

$$\varphi_b=\beta_b \frac{4\ 320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \sqrt{1+\left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2}=0.698 \times$$

$$\frac{4\ 320}{97.4^2} \times \frac{83.41 \times 45}{1\ 200} \sqrt{1+\left(\frac{97.40 \times 1.4}{4.4 \times 45}\right)^2}=1.33 > 0.6$$

应按下式修正:

$$\varphi'_b=1.07-0.282/\varphi_b=1.07-0.282/1.33=0.858$$

验算整体稳定,可得:

$$\frac{M_x}{\varphi'_b W_x}=\frac{238.08 \times 10^6}{0.858 \times 1\ 200 \times 10^3}=231.1 \text{ N/mm}^2 > f=215 \text{ N/mm}^2$$

横梁稳定性超过容许值,建议加强横梁面外刚度,提高其稳定性。

(3) 立柱与连系梁验算

情况1(铰接):立柱采用 $\phi 520 \times 10 \text{ mm}$ 钢管,连

系梁采用 $\phi 300 \times 8$ mm 钢管,在荷载组合 1 作用下强度验算结果如图 10 所示。

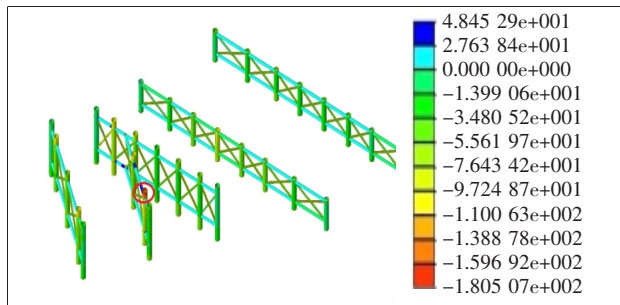


图 10 立柱与连系梁应力图(铰接)(单位:MPa)

从图 10 可看出:立柱应力最大处发生在第 1 跨拱脚下的立柱与横梁结合位置,最大应力为 180.5 MPa。

立柱强度验算:

$$\sigma_{\max} = 180.5 \text{ MPa} < [\sigma] = 215 \text{ MPa}$$

情况 2(刚结):在荷载组合 1 作用下强度验算结果如图 11 所示。

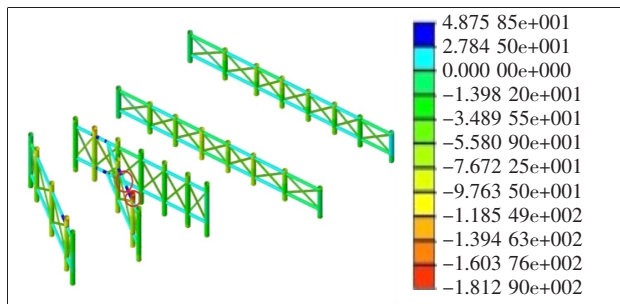


图 11 立柱与连系梁应力图(刚结)(单位:MPa)

从图 11 可看出:立柱应力最大处发生在第 1 跨拱脚下的立柱与横梁结合位置,最大应力为 181.3 MPa。

立柱强度验算:

$$\sigma_{\max} = 181.3 \text{ MPa} < [\sigma] = 215 \text{ MPa}$$

(4) 整体稳定性验算

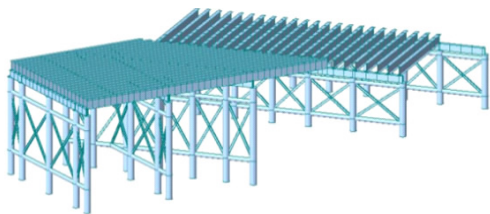
由 TB 10303—2009《铁路桥涵工程施工安全技术规程》4.1.6 条可知:支架结构应具有足够的强度、刚度和稳定性,稳定性安全系数应大于 1.5。在荷载组合 3 和 4 作用下,验算支架整体结构的稳定性。荷载组合 3 对应浇筑混凝土状态,荷载组合 4 对应模板安装完毕、梁体钢筋安装前,荷载组合 3 和荷载组合 4 中,均考虑了横向风荷载的影响。

情况 1(铰接):在荷载组合 3 和荷载组合 4 作用下,支架整体稳定性计算结果如图 12 所示。

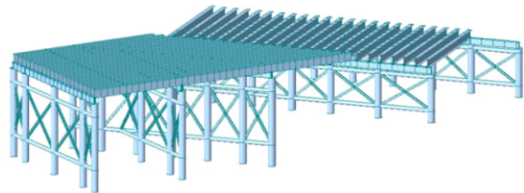
从图 12 可看出:该支架在荷载组合 3 作用下最小稳定系数为 1.34,在荷载组合 4 作用下最小稳定系数

为 12.7。在荷载组合 3 下支架整体稳定性不能满足要求,组合 4 下满足要求。

情况 2(刚结):在荷载组合 3 和荷载组合 4 作用下,支架整体稳定性计算结果如图 13 所示。

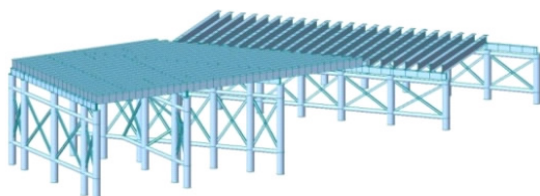


(a) 荷载组合 3 作用(临界荷载系数=1.34E+000)

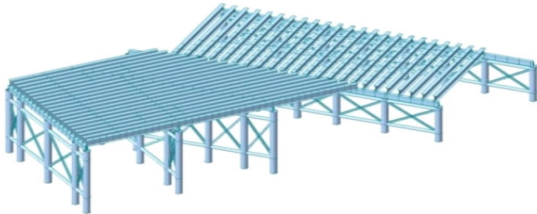


(b) 荷载组合 4 作用(临界荷载系数=1.27E+000)

图 12 情况 1 结构整体稳定性验算(铰接)



(a) 荷载组合 3 作用(临界荷载系数=1.52E+000)



(b) 荷载组合 4 作用(临界荷载系数=1.402E+001)

图 13 情况 2 结构整体稳定性验算(刚结)

从图 13 可看出:该支架在荷载组合 3 作用下最小稳定系数为 1.52,在荷载组合 4 作用下最小稳定系数为 14.02。因此不会出现整体失稳屈曲现象,该支架稳定性满足要求。

将以上计算结果进行对比分析,具体见表 1。

由表 1 可知:在情况 2(刚结)状态下支架整体稳定性能满足要求,纵梁应力与变形要小于铰接状态但横梁应力已接近极限应力状态,因此对横梁稳定性进行了验算,其稳定安全性系数超过容许值,建议加强横梁面外刚度,提高其横向稳定性。

4.3 地基验算

(1) 基础承载力验算

表 1 刚结与铰接结果对比分析

连接 方式	纵梁		横梁		立柱	整体稳定性安全系数	
	应力/ MPa	变形/ mm	应力/ MPa	变形/ mm	应力/ MPa	浇筑混凝土 状态	模板安装完毕、 梁体钢筋安装前
刚结	95.3	8.28	198.4	4.08	181.3	1.52	14.02
铰接	102.4	9.46	174.0	4.28	180.5	1.34	12.70

法兰盘面积: $A=929\times 929=863\,041\text{ mm}^2$

立柱最大支点反力从计算模型得到:1 076 kN

钢管柱底传递压强:

$$P=\frac{N}{A}=\frac{1\,076\times 10^3}{863\,041}=1.25\text{ MPa}$$

柱底采用 C30 混凝土,根据 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》表 4.1.4 可知,C30 混凝土轴心抗压强度为 $[\sigma]=14.3\text{ MPa}$ 。

$P<[\sigma]$,所以混凝土强度满足承载力要求。

钢管柱底混凝土条形基础为 2.5 m(宽) \times 1 m(高),钢管柱沿条形基础方向间距为 3 m,荷载按 45°角向下传递,宽度为:

$$B=b+2h\tan 45^\circ=0.929+2\times 1=2.929\text{ m}$$

所以取地基承载面积:

$$S=2\,500\times 3\,000=7.5\times 10^6\text{ mm}^2$$

地基须满足承载力要求为:

$$P_{\text{地}}=\frac{N}{A}+\gamma h=\frac{1\,076\times 10^3}{7.5\times 10^6}\times 10^3+25.5\times 1=169\text{ kPa}$$

(2) 基础抗冲切验算

计算钢管柱底部与基础顶面交界处的抗冲切能力,作用在基础顶面的荷载 $F=1\,076\text{ kN}$,扩散角为 45°。根据 GB 50007—2011《建筑地基基础设计规范》第 8.2.8 条,交界面 C30 混凝土可承受的冲切力为:

$$F=0.7\beta_{hp}f_t\alpha_m h_0=0.7\times 0.98\times 1.43\times 10^6\times \frac{3.14\times (0.52+2.52)}{2}\times \frac{1}{1\,000}=4\,682\text{ kN}>1\,076\text{ kN}$$

基础顶面满足抗冲切要求。

5 结论

(1) 钢管立柱与上方横梁的连接方式对结构整体刚度及稳定性有较大的影响。特别是钢管立柱与其上横向分配梁采用铰接方式,其支架整体稳定性不能满

足要求,建议立柱与上方横梁采用刚结形式。

(2) 钢管立柱与上方横梁连接采用刚结时,其横梁的面外稳定性不能满足要求,建议增大横梁的面外刚度。在设计过程中可以通过增加受压翼缘板的宽度和设置侧向支撑增大面外刚度从而提高支架整体稳定承载力。

(3) 由于拱脚位置附近上部结构荷载较大,导致拱脚附近支架在钢管立柱顶部与横向分配梁结合处应力集中。因此需要在该部位将横向分配梁局部焊接钢板加强。

参考文献:

[1] 孟超.跨既有线现浇连续梁满堂支架施工[J].工程技术与应用,2017(5).

[2] 张东山.某跨既有线特大桥中跨施工支架方案设计比选[J].施工技术,2017(17).

[3] 刘金辉,杨秀武,高国旗.利红公路盐中高速跨线桥加宽现浇箱梁碗扣支架方案设计与验算[J].中外公路,2017(6).

[4] 孙九春.基于精细化模型的支架与现浇结构共同受力机理研究[J].施工技术,2017(17).

[5] 郑文通,王智勇,郭金山,等.独塔不对称斜拉桥主梁施工中支架受力行为研究[J].中外公路,2014(4).

[6] 王一帆,杨铮,余晓琳,等.潮州大桥大体积 0 号块多次浇筑临时支架力学性能应用研究[J].科学技术与工程,2016(36).

[7] 于业栓,王保群,邢德进.现浇桥梁碗口式钢管支架竖向承载力试验研究[J].中外公路,2016(2).

[8] 刘猛,颜炳仁,滕斌,等.特大 0# 块临时支架力学性能分析及测试[J].中外公路,2014(1).

[9] 李建刚.现浇箱梁碗扣式满堂支架设计与验算[J].公路,2014(9).

[10] TB 10110—2011 铁路混凝土梁支架法现浇施工技术规范[S].

[11] GB 50017—2017 钢结构设计规范[S].