

钢—混组合梁斜拉桥跨径界限影响因素研究

于东民,林伟南

(中交第一公路勘察设计研究院有限公司,陕西 西安 710068)

摘要:该文以钢主梁斜拉桥的极限跨径理论研究为依据,开展拉索强度对组合梁斜拉桥极限跨径的影响分析,得出拉索强度对组合梁斜拉桥极限跨径的影响规律。采用平均索力法分析主梁刚度对组合梁斜拉桥界限跨径的影响,分析了主梁刚度对跨越能力的影响程度,推导了横风荷载下的主梁应力简化公式,研究成果可对组合梁斜拉桥界限跨径研究提供参考。

关键词:桥梁工程;组合梁斜拉桥;界限跨径;刚度

随着斜拉桥结构理论及施工建造水平的提高、建筑材料性能的不断提升,斜拉桥的跨径由20世纪50年代的200 m左右增加至如今的1 000 m以上。现代斜拉桥由于具有结构刚度大、轴向受力呈自锚体系、悬臂施工方法简单等特点,与悬索桥相比,在抗风稳定性、经济性,特别是适应恶劣的地质条件等方面存在明显优势。组合梁由于其优异的受力性能及施工便利性在多样化的斜拉桥主梁种类中脱颖而出。截至2018年,在建的全球最大跨径的组合梁斜拉桥为湖北赤壁长江大桥(720 m),而早在1987年,世界桥梁专家Leonhardt指出在目前的技术条件下组合梁斜拉桥预计设计跨径为1 000 m。因此,国内外桥梁专家对斜拉桥合理跨径进行了相关研究,王伯惠得出主梁中的轴向力限制着钢主梁斜拉桥跨径的发展;Peter R Taylor研究得出组合梁斜拉桥的经济适用跨径为1 000 m。国内外已建成的组合梁斜拉桥按照跨径及年份统计见图1。

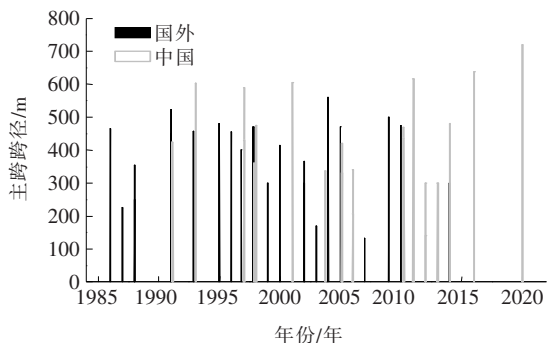


图1 国内外部分钢—混组合梁斜拉桥跨径统计

从图1可以看出:国内外在建或已建成的钢—混

组合梁斜拉桥跨径多集中为300~500 m。尽管中国钢—混组合梁斜拉桥的建设较国外晚10年左右,但组合梁斜拉桥在中国的发展及应用速度较快,且跨径排名前3的组合梁斜拉桥均在中国。

在斜拉桥体系中,钢—混组合梁斜拉桥是介于预应力混凝土主梁斜拉桥和钢主梁斜拉桥之间的一种中间形式。目前,相关规范及指南中并未对钢—混组合梁斜拉桥的界限跨径范围进行规定,对于斜拉桥跨径界限的研究以钢主梁斜拉桥为主,对于钢—混组合梁斜拉桥极限跨径的研究较少,虽然部分学者推导了恒载和横向极限静阵风作用下自锚式钢斜拉桥的极限跨径,但是忽略了拉索横风荷载对主梁横向弯矩的影响,而拉索的横风荷载对主梁横向受力影响很大,因此亟需进行钢—混组合梁斜拉桥极限跨径的相关研究。

基于此,该文通过理论分析研究拉索强度、主梁刚度及横风荷载的影响对钢—混组合梁斜拉桥极限跨径范围的影响规律,研究结果可为相关规范及设计指南提供依据。

1 斜拉索强度对跨径的影响理论分析

王伯惠通过拉索强度推导了钢主梁斜拉桥的极限跨径,该文参考其研究思路,对钢—混组合梁斜拉桥在拉索强度影响下的极限跨径进行推导。

斜拉桥通过斜拉索支撑主梁,斜拉索强度以倾斜角度最大、远离桥塔的中跨外索控制,因此选取该根斜拉索作为研究对象。假定塔高为 H ,跨长为 L ,拉索长度为 L_T ,其倾斜度为 $H:0.5L=1:e$,其中 e 为塔

高与半跨长的比值,令:

$$\beta=\sqrt{1+\frac{1}{e^2}} \tag{1}$$

密索体系中,单根斜拉索承力大小为:

$$F=F_D+F_L+0.5F_T \tag{2}$$

式中: F_D 为单个拉索节段的恒载; F_L 为单个拉索节段的活载; F_T 为拉索自重。

同时拉索索力 T 应为:

$$T=Fe\beta\eta \tag{3}$$

式中: η 为采用单根拉索杆件计算结果与采用总体分析结果之间的差异增大系数,一般可取 1.1~1.15。

将式(2)代入式(3),并令 $T=A_T\sigma_T$, $F_T=A_TL_T\gamma_T$,可以得到:

$$\frac{L}{2}=\frac{L_T}{\beta}=\frac{\frac{A_T\sigma_T}{e\beta\eta}-\lambda_1(f_D+f_L)}{\frac{1}{2}A_T\gamma_T\beta} \tag{4}$$

式中: A_T 、 σ_T 、 γ_T 分别为斜拉索的面积、应力及考虑防护、锚头重量在内的当量重量; λ_1 为梁上索距; f_D 和 f_L 分别为主梁单位桥长的恒载和活载集度。

根据式(4)即可得到由斜拉桥拉索强度确定的最大跨径。

2 算例分析

假定斜拉桥拉索为 1 860 MPa 高强镀锌钢丝,安全系数为 2.5,考虑防护、锚头在内的材料当量重度为 83.5 kN/m³,单根拉索可用面积为 150 cm²,双索面,故取 $A_T=2\times 150=300\text{ cm}^2$ 。

建立主跨 1 000 m 钢—混组合梁斜拉桥模型,主梁为箱形钢主梁混凝土桥面板组合梁,斜拉索标准索距为 13.5 m,密索区索距为 10.5 m。模型示意图见图 2。混凝土桥面板组合梁跨中断面主梁线重及二期恒载集度取值如表 1 所示。单个车道活载为 10.5 kN/m,八车道横向折减系数为 0.5,考虑偏载系数 1.1,则活载集度为 $h=1.1\times 10.5\times 8\times 0.5=46.2\text{ kN/m}$ 。分别考虑梁上索距 λ_1 为 10、13.5、15、20 m,得到由拉索强度控制的斜拉桥极限跨径与 e 的关系。

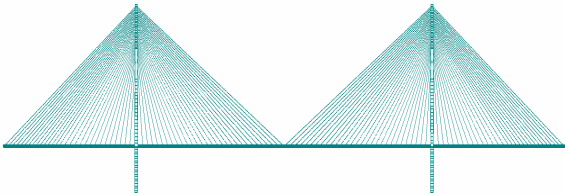


图 2 主跨 1 000 m 斜拉桥模型示意

表 1 钢—混组合梁主梁恒载集度取值

钢面积/ m ²	混凝土 面积/m ²	一期恒载/(kN·m ⁻¹)			二期恒载/ (kN·m ⁻¹)	恒载集度/ (kN·m ⁻¹)
		纵向板件	横向板件	合计		
0.97	10.56	340	40	380	90	470

鉴于主梁材料、结构内力限制,斜拉桥主跨长度主要分布在 1 000 m 以内,部分学者认为 1 500 m 以内,斜拉桥仍具有其优势。故该文研究的桥梁跨径为 1 500 m 以下,其关系曲线如图 3 所示。

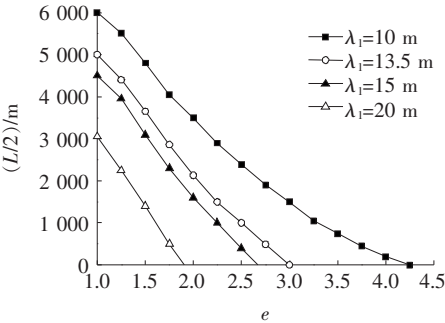


图 3 半跨塔跨比 e 与半跨长度 $L/2$ 的关系曲线

从图 3 可以看出:就斜拉索强度而言,影响钢—混

组合梁斜拉桥极限跨径的主要因素是塔跨比和梁上索距。在 1 500 m 以上,钢—混组合梁斜拉桥极限跨径随着塔跨比增大而迅速减小,在 1 500 m 以下,极限跨径随塔跨比增大而减小的趋势逐步放缓,但总体仍呈现线形趋势;且梁上索距越大,钢—混组合梁斜拉桥极限跨径越小。钢—混组合梁斜拉桥的合理梁上索距应不宜超过 15 m。

3 主梁强度对跨径的影响分析

恒载和活载造成了近桥塔部位主梁的高水平轴向压力,而主梁所能承受的轴力受限于主梁建筑材料及几何尺寸,这成为影响钢—混组合梁斜拉桥跨径的要素。该文对用平均索法混凝土桥面板钢—混组合梁斜拉桥主梁强度对极限跨径影响进行论证,假定钢—混

组合梁混凝土桥面板的面积为 A_c , 钢梁的平均面积为 A_s 。

如图4所示,令 $h - h_1/2 : L/4 = 1 : e_1$, 假定 d_1 、 d_2 分别为主梁和塔上的索距, 一般为等索距, 则有:

$$L/2 = nd_1, h_1 = nd_2 \quad (5)$$

式中: h_1 为平均索, 表示拉索在塔上锚固段长度, 假定其塔上锚固点距塔顶为 $h_1/2$, 梁上锚固点位于梁跨的 $L/4$ 处。

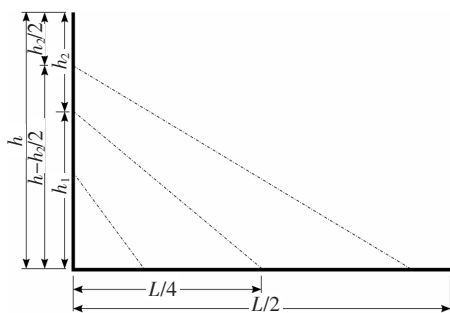


图4 平均索法结构受力示意图

可得到 e_1 与索距关系为:

$$e_1 = \frac{1}{2 \left(\frac{1}{e} - \frac{d_2}{2d_1} \right)} \quad (6)$$

进一步得出:

$$A_{TA} = \frac{F_D + F_L}{\frac{\sigma_T}{\frac{L}{2} \eta e_1 \beta_1} - \frac{\beta_1}{4} \gamma_T} \quad (7)$$

式中: A_{TA} 为平均索面积; $\beta_1 = \sqrt{1 + \frac{1}{e_1^2}}$; 其余参数意义同前。

进而得到塔根处主梁轴力为:

$$N_1 = \left(F_D + F_L + \frac{\beta_1}{4} A_{TA} \gamma_T \right) \frac{L}{2} \eta e_1 \quad (8)$$

与钢主梁单一使用钢材不同, 钢-混组合梁在斜拉桥塔根部所受轴力 N_1 由两种材料共同承担, 即:

$$N_1 = A_{s1} \epsilon_s \sigma_s + A_c \sigma_c \quad (9)$$

式中: A_{s1} 为钢梁全跨范围内平均面积; A_c 为混凝土面积, 假定其沿全跨保持不变; σ_s 和 σ_c 分别为钢梁和混凝土板的轴向压应力; ϵ_s 为塔根处钢梁截面与钢梁平均面积比值, 定义为钢梁面积增大系数。

根据材料的极限强度绘制钢梁、混凝土板面积与跨长的关系曲线(图5、6)。

由图5、6可知: 轴向力是制约钢-混组合梁斜拉桥跨径增大的主要原因, 主跨跨径越大, 所需的截面平

均面积急剧增加。增加混凝土板厚对于提升极限跨径作用有限, 相对而言增加钢梁面积更加有效。但考虑经济性和桥梁用钢材的厚度、焊接工艺, 钢主梁截面积不可能超出合理范围, 故而斜拉桥的跨径界限同时也受制于桥梁结构材料。

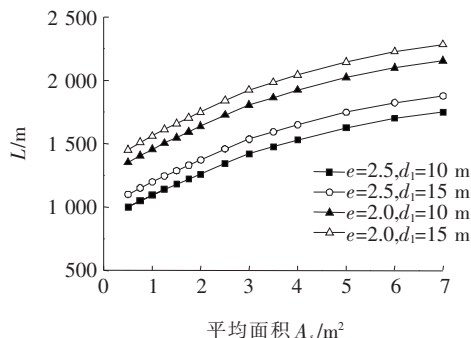


图5 钢梁截面平均面积与跨长关系曲线图

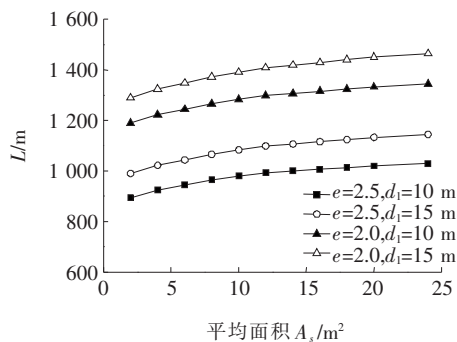


图6 混凝土板平均面积与跨长关系曲线图

4 极限风作用下主梁强度对跨径的影响分析

根据式(9), 塔根处主梁轴力 N_1 还可表示为:

$$N_1 = (A_s \gamma_s + A_c \gamma_c + F_D') / R \quad (10)$$

式中: R 为跨径 L 的函数。则荷载作用下的钢梁应力 σ_{sd} 和混凝土板应力 σ_{cd} 为:

$$\sigma_{sd} = \frac{\eta_{ns} N_1}{A_s R}; \sigma_{cd} = \frac{\eta_{nc} N_1}{A_c R} \quad (11)$$

式中: η_{ns} 和 η_{nc} 分别为钢梁部分的轴力分配系数和混凝土板的轴力分配系数。

根据 JTG/T 3360-01-2018《公路桥梁抗风设计规范》, 钢-混组合梁斜拉桥主梁的横风荷载 q_1 取值为:

$$q_1 = \frac{1}{2} \rho V_{g1}^2 C_{H1} H \quad (12)$$

式中: ρ 为空气密度; C_{H1} 为主梁阻力系数, 在主梁宽

高比大于 8 时,可取 1.3; V_{g1} 为主梁基准高度位置的静阵风风速; H 为主梁的投影高度。

考虑有一半斜拉索横风荷载传递至主梁,传递至主梁的横风荷载 q_2 假定为均布荷载,其表达式为:

$$q_2 = \frac{\rho V_{g2}^2 C_{H2} L}{16\lambda_1} \left[\beta D_2 + \left(\frac{1}{e} + \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \right) D_1 \right] \quad (13)$$

式中: V_{g2} 为拉索基准高度位置的静阵风风速,可证明其为跨径 L 的函数; C_{H2} 为拉索阻力系数,取 0.8; D_1 和 D_2 分别为最短和最长斜拉索的外径。

进一步得极限静风下,钢梁应力 σ_{sw} 和混凝土板应力 σ_{sc} 为:

$$\sigma_{sw} = \frac{B\eta_{ms}M_p}{2I_s}; \sigma_{cd} = \frac{B\eta_{mc}M_p}{2I_c} \quad (14)$$

式中: I_s 和 I_c 分别为钢梁、混凝土板的横向惯矩; B 为桥梁宽度; η_{ms} 和 η_{mc} 分别为钢梁弯矩分配系数和混凝土板弯矩分配系数; M_p 为塔根部主梁横向弯矩。

综上可得塔根部主梁截面的钢梁应力 σ_s 和混凝土板应力 σ_c 为:

$$\sigma_s = \sigma_{sd} + \sigma_{sw} = \frac{(A_{s1}\gamma_s + A_c\gamma_c + F'_D)\eta_{ns}}{A_cR} + \frac{B\eta_{Ms}\rho L^2}{128\lambda_1 I_s} \cdot \frac{1+\xi^3}{3+2\xi} \left[\beta D_2 + V_{g2}^2 C_{H2} \left(\frac{1}{e} + \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \right) D_1 + 8V_{g1}^2 C_{H1} H\lambda_1 \right] \quad (15)$$

$$\sigma_c = \sigma_{cd} + \sigma_{cw} = \frac{(A_{s1}\gamma_s + A_c\gamma_c + F'_D)\eta_{nc}}{A_cR} + \frac{B\eta_{Mc}\rho L^2}{128\lambda_1 I_c} \cdot \frac{1+\xi^3}{3+2\xi} \left[\beta D_2 + V_{g2}^2 C_{H2} \left(\frac{1}{e} + \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \right) D_1 + 8V_{g1}^2 C_{H1} H\lambda_1 \right] \quad (16)$$

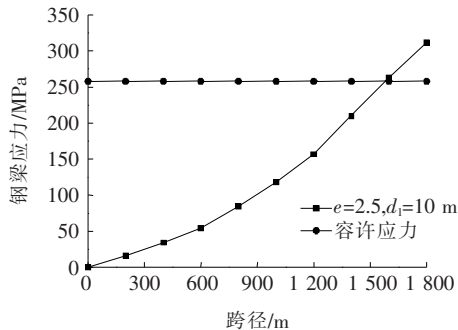
根据以上简化公式,边主跨比 ξ 取 0.45,钢梁为 Q345,混凝土桥面板为 C60。主要计算参数如表 2 所示,各部位应力与跨径关系曲线如图 7 所示。

表 2 计算参数

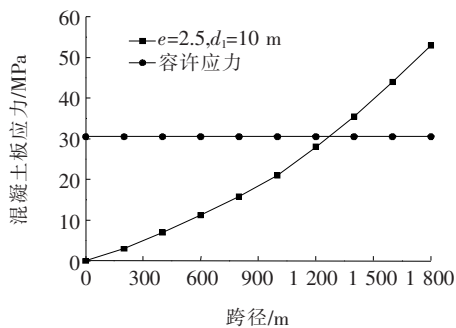
材料	平均面积/m ²	塔根面积/m ²	塔根处横向 惯性矩/m ⁴	轴力分 配系数	弯矩分 配系数
钢梁	1.192	1.457	210.7	0.337	0.399
混凝土梁	12.523	16.410	1 817.0	0.663	0.601

由图 7 可知:随着跨径的增加,钢—混组合梁斜拉桥为混凝土板先达到容许应力,从而达到极限跨径。考虑了恒载和横向风荷载作用后钢—混组合梁斜拉桥极限跨径为 1 080~1 200 m。且塔跨比越大,梁上索

距越大,钢—混组合梁斜拉桥极限跨径越大,因为塔跨比的增大使斜拉索支撑效率提高,主梁恒载轴力减小;梁上索距增大意味着斜拉索根数减少,斜拉索横向风荷载减小,因而主梁横向响应较小,因此钢梁和混凝土板的应力减小。



(a) 钢梁



(b) 混凝土板

图 7 各部位应力与跨径关系

5 结论

(1) 通过对钢—混组合梁斜拉桥各项控制指标进行计算分析表明:其极限跨径受拉索强度影响很小,主要影响因素为塔跨比的取值以及梁上索距值的大小。

(2) 另一限制钢—混组合梁斜拉桥跨径增大的主要因素是主梁强度,因此,在大跨组合梁斜拉桥设计中应考虑主梁强度、经济性的优化。

(3) 推导了横向极限风荷载作用下的组合梁斜拉桥主梁的应力简化公式,得出了恒载和横向风荷载作用下钢—混组合梁斜拉桥的极限跨径为 1 080~1 200 m。

参考文献:

- [1] 林元培. 斜拉桥[M]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [2] 王伯惠. 斜拉桥的极限跨径(连载一)[J]. 公路,2002(3).
- [3] 王伯惠. 斜拉桥的极限跨径(连载二)[J]. 公路,2002(4).
- [4] 顾安邦,向中富. 桥梁工程[M]. 北京:人民交通出版社,2012.

连续梁桥钢阻尼滑板支座隔震性能评价研究

彭强^{1,2}, 王琦^{1,2}, 夏樟华³

(1. 中交第二航务工程局有限公司, 湖北 武汉 430040; 2. 长大桥梁建设施工技术交通行业重点实验室;
3. 福州大学土木工程学院)

摘要:为了评价钢阻尼滑板支座在地震作用下的隔震性能,以一联两跨的连续梁桥为试验实桥,结合振动台试验,得到桥面板和盖梁在不同地震波作用下的加速度响应信号,利用加速度放大系数评价隔震性能。为克服响应峰值偶然性误差的影响,提出了考虑振动全过程的小波包能量谱的评价指标——能量比权值方差 $ERWV$ 。结果表明:桥面板相较于盖梁的动力响应在小波时频图中主要表现为频带能量向低频偏移;考虑振动全过程的能量比权值方差指标能够有效评价不同隔震支座的隔震能力;0.382g 地震作用下钢阻尼滑板支座纵桥向隔震效果要优于高阻尼和板式橡胶支座。

关键词: 隔震支座; 小波时频分析; 小波包能量谱; 评价指标

目前桥梁上使用的隔震支座主要有板式橡胶支座、高阻尼橡胶支座及钢阻尼滑板支座。1996年 Kelly 等通过振动台试验,分析了安装铅芯橡胶支座和低阻尼橡胶支座的桥梁结构动力响应,表明铅芯橡胶支座的隔震效果较好;2014年,吴忠铁对隔震结构进行了振动台试验,表明隔震体系的减震效果良好。钢阻尼复合滑板支座具有良好的隔震性能,逐渐应用于中小跨径装配式桥梁中,但是这种类型的支座桥梁没有得到振动台试验的验证,关于其隔震性能评价指标的研究也比较缺乏。

地震作用下,基于动力响应的隔震支座隔震性能评价是通过桥梁结构的加速度放大系数进行评定的,在评价支座隔震性能中有广泛的应用。但是由于地震具有很强的随机性和偶然性,不同结构对地震的响应也具有随机性和偶然性,仅仅通过加速度峰值判断结构的响应特性过于粗糙,并且桥梁结构在受到短时间的往复作用会出现随时间变化的各类参数变化,具有很强的非线性特性,因此需要对桥梁结构的振动全过程进行评价,克服振动过程中偶然性对峰值的影响。

而小波分析作为一种时频分析方法被广泛应用在土木工程领域,能够用于分析振动全过程而不丢失时间信息,被称为“数学的显微镜”,能够直观地表现出桥梁结构随时间变化的参数状态。

为了解决地震随机性对加速度放大系数指标的影响,建立考虑振动全过程的隔震性能评价指标,该文以某一联两跨的高速公路连续梁桥为试验桥梁,结合小波分析对不同地震动强度作用下的动力响应信号进行分析,以桥梁结构在小波时频分析图中的变化规律为基础,建立基于小波包能量谱的判定指标,对隔震支座的隔震性能进行评价。

1 基本情况

1.1 试验模型

该试验模型的实桥为福建某高速公路上的两跨连续梁桥,场地为二类场地,以抗震烈度Ⅷ度进行设防,结合振动台试验条件,确定试验模型比例为1:5,详细的相似系数见表1。综合考虑场地条件、地震动幅

- *****
- [5] 周孟波. 斜拉桥手册[M]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [6] 高宗余. 东海大桥主航道桥斜拉桥总体设计[J]. 世界桥梁,2004(S1).
- [7] 邵旭东. 长沙市洪山大桥的创新设计[J]. 中外公路,2005(2).
- [8] 强士中. 乌苏大桥大挑臂钢箱组合梁扭转性能试验研究[J]. 桥梁建设,2014(5).
- [9] 高宗余. 组合结构主梁斜拉桥设计进展[J]. 铁道勘察,2007(S1).
- [10] JTG/T D65-01-2007 公路斜拉桥设计细则[S].