

多跨加劲梁悬索桥非线性静风稳定性分析

曹锋¹, 郑明杰², 马鹏³, 王宝喜³, 李懋军³

(1. 青海民族大学 土木与交通工程学院, 青海 西宁 810007; 2. 上海赛扬建筑, 上海市 200233;
3. 中国市政工程西北设计研究院有限公司, 甘肃 兰州 730000)

摘要:以一座四塔三主跨(145+160+145) m 加劲梁悬索桥为研究对象,分析其抗风稳定性及失稳机理。首先采用 FLUENT 流体计算软件进行加劲梁断面静风荷载的三分力系数计算,然后采用有限元软件进行全桥非线性静风稳定性分析。研究表明:四塔三跨悬索桥多跨效应明显,具有与一般的双塔单跨悬索桥不同的失稳特性。四塔三跨悬索桥侧弯和扭转约束效应明显,非线性静风失稳主要表现为竖向弯扭失稳,与一般的双塔单跨悬索桥侧向弯扭屈曲和扭转失稳不同。

关键词:多跨悬索桥; 风荷载; 非线性; 静风稳定性

中图分类号: U448.25

文献标志码: A

悬索桥非线性静风稳定性与动力稳定性不同,其失稳前结构一般无任何征兆、破坏性大,需要在设计中避免发生。1994,Boonyapinyo V 等^[1]首次进行静风荷载非线性变化的结构几何非线性计算,采用有限位移法计算结构非线性静风稳定性;程进等^[2]对主跨 888 m 的虎门大桥悬索桥进行了静风稳定性分析,研究了其失稳过程和机理;李源等^[3]考虑几何非线性和荷载非线性采用 Ansys 分析了三塔双跨斜拉桥的静风非线性稳定性,研究了其失稳形态和机理;沈锐利等^[4]对三塔四跨悬索桥的合理布置形式进行了研究,不设置中央扣,塔梁间设置纵向约束的平面缆体系,可以缓解“中塔效应”。目前对四塔三跨悬索桥的静风稳定性研究尚少,该文基于一座四塔三主跨(145+160+145) m 加劲梁悬索桥,分析其抗风稳定性及失稳机理。

1 非线性静风稳定性分析理论

大跨悬索桥有两种静风失稳模式:一种是弯扭耦合失稳,加劲梁由于升力矩过大而产生倾覆现象;另一种是侧向弯扭屈曲,在临近风速时,加劲梁的变形为侧向弯扭耦合变形使结构失稳^[5-6]。

桥梁静风荷载主要三分力为阻力 F_D (Lift force)、升力 F_L (Drag force) 和升力矩 F_M (Pitching moment),采用三分力系数的形式表示如下^[7]:

$$\begin{aligned} F_D &= \frac{1}{2} \rho U^2 C_D(\alpha, \beta) D \\ F_L &= \frac{1}{2} \rho U^2 C_L(\alpha, \beta) B \\ F_M &= \frac{1}{2} \rho U^2 C_M(\alpha, \beta) B^2 \end{aligned} \quad (1)$$

式中: $C_D(\alpha, \beta)$ 、 $C_L(\alpha, \beta)$ 、 $C_M(\alpha, \beta)$ 为三分力系数,可采用风洞试验或数值模拟方法得到; α 和 β 为风攻角和偏角; D 为主梁高度; B 为主梁宽度; ρ 为空气密度; U 为来流平均风速。

按照杆系结构求解悬索桥的非线性静风稳定性,是一种考虑静风荷载非线性变化的大变形几何非线性问题,可使用 UL 列式的非线性方程式求解^[8]:

$$[K_L(\delta_{j-1})] + [K_{\sigma_{j-1}}(\delta_{j-1})]^{G+W} \times \{\Delta\delta_j\} = \{R_j(U_i, \alpha_j)\} - \{R_{j-1}(U_i, \alpha_{j-1})\} \quad (2)$$

式中: $[K_L(\delta_{j-1})]$ 、 $[K_{\sigma_{j-1}}(\delta_{j-1})]^{G+W}$ 为第 $j-1$ 迭代步结束后结构的线弹性刚度矩阵、静风荷载 W 及重力荷载 G 共同作用下的几何刚度矩阵; $\{R_j(U_i, \alpha_j)\}$ 、 $\{R_{j-1}(U_i, \alpha_{j-1})\}$ 为静风速 U_i 作用下第 j 迭代步有效风攻角 α_j 和第 $j-1$ 迭代步有效风攻角 α_{j-1} 作用下的静风荷载; $\{\Delta\delta_j\}$ 为第 j 步迭代的位移增量。

增量迭代法是把增量法与迭代法相结合进行桥梁非线性静风稳定性分析的方法。增量法具有内外两种增量,内增量就是采用增量法进行结构几何非线性的求解,外增量为风速荷载增量。迭代法则用来对某一

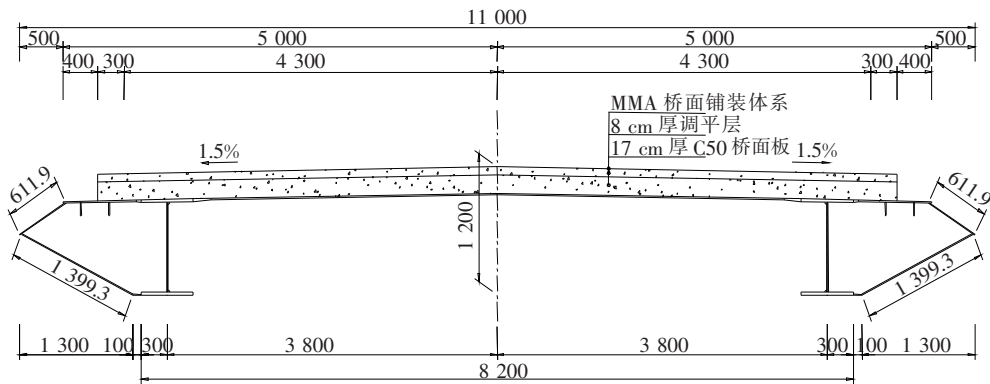


图2 主梁标准断面(单位:mm)

表1 桥梁动力特性计算结果

模态	模态频率/Hz	模态特征	模态	模态频率/Hz	模态特征
1	0.197 8	纵漂	11	0.720 8	反对称扭转
2	0.317 3	对称竖弯	12	0.720 9	对称竖弯
3	0.392 5	反对称竖弯	13	0.788 2	对称扭转
4	0.414 1	反对称竖弯	14	0.805 6	反对称竖弯
5	0.439 7	对称竖弯	15	0.845 6	对称扭转
6	0.481 9	反对称竖弯	16	0.904 6	对称竖弯
7	0.574 7	对称竖弯	17	0.926 4	对称横弯
8	0.594 3	对称横弯	18	0.938 6	对称扭转
9	0.649 3	反对称扭转	19	0.942 9	对称扭转
10	0.716 8	反对称扭转	20	1.145 4	反对称横弯

3.1 桥梁结构静风位移

对桥梁有限元模型进行不同风速下的静力非线性分析,得到主梁的静风位移沿桥梁纵向的分布,如图3所示。

从图3可以看出:由于悬索桥两侧边塔及边跨跨径左右对称,所以静风位移也满足左右对称;最大竖向静风位移和扭转角都发生在中跨跨中,而最大横桥向静风位移发生在边跨跨中,这是由于跨中侧向约束效应较大的缘故。当桥梁跨中侧向位移失稳后边跨侧向位移增加较少尚未失稳,而边跨、中跨竖向位移和扭转角及竖向位移均增加很多。由此可知,多跨桥梁的失稳主要为竖向弯曲失稳,当风速达到竖向弯曲临界风速时,加劲梁由于升力过大导致竖向位移剧增而产生倾覆现象。

分别取风速为10、30至140 m/s,对桥梁有限元模型进行静力非线性分析,得到迎风主缆侧向位移、背侧主缆侧向位移以及迎风主缆竖向位移、背风主缆竖向位移沿桥梁纵向的分布,如图4所示。

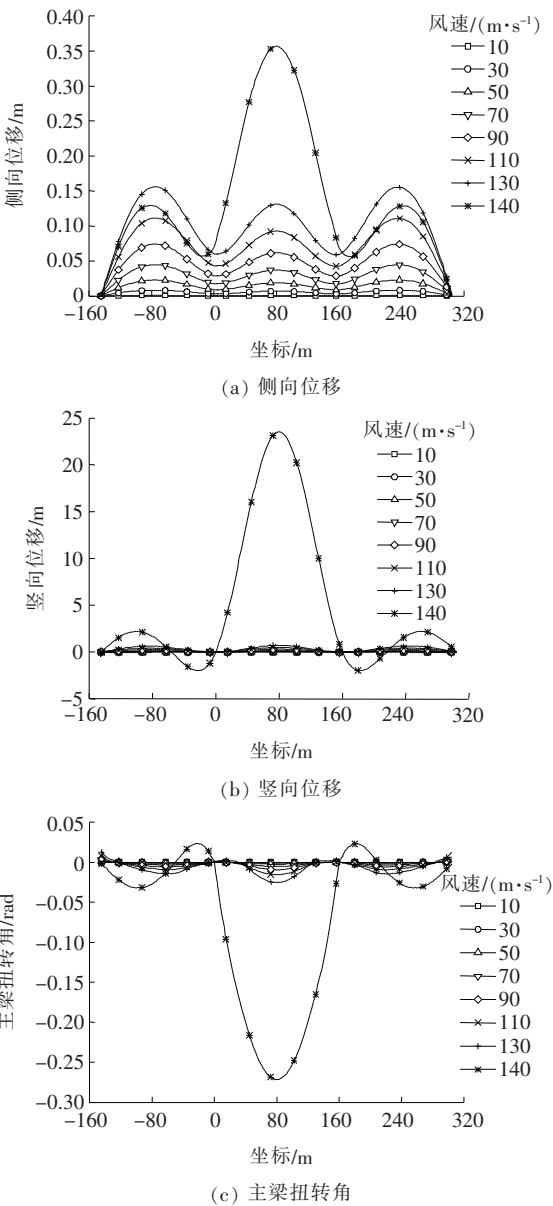


图3 加劲主梁非线性静风位移

由图4可以看出:两根主缆的横桥向位移并不一

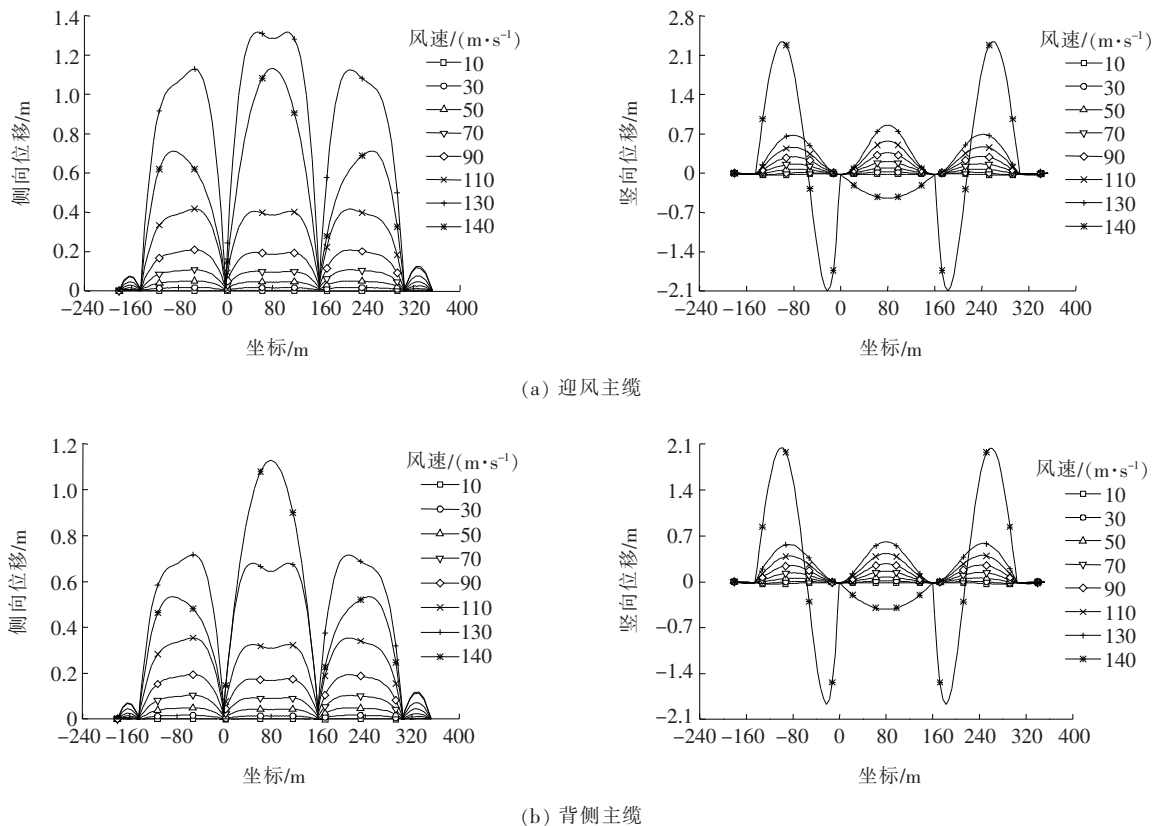


图 4 主缆静风位移

致,迎风侧主缆的最大横桥向位移都发生在中跨跨中位置,而背风侧主缆的最大横向位移在失稳前,边跨与中跨跨中相差不大,失稳后中跨跨中突增;迎风侧主缆在临界失稳前已有很大的侧向位移,但主梁侧向位移并没有明显增加,这时迎风侧主缆已经松弛,由下面的主缆应力变化也可以看出;两根主缆的竖桥向位移响应一致,两侧主缆的竖向位移与加劲梁竖向位移发展规律基本保持一致,失稳后位移突变。

总结全桥位移可以发现:加劲梁、主缆的横桥向静风位移基本一致,侧向静风位移最大值发生在边跨跨中;加劲梁、主缆的竖向静风位移和扭转角最大值发生在中跨跨中;随着风速的增大,加劲梁的竖向位移随之非线性增大,主缆相对加劲梁产生的竖向位移使得整个缆索支撑体系的重力刚度迅速下降,最终引发了静风失稳。结合前述全桥的位移响应可知:该桥静风失稳形态以加劲梁竖弯变形为主,同时产生扭转和侧弯,是一种复杂的弯曲扭转耦合的三维空间变形状态。

3.2 缆索构件静风应力

对于悬索桥而言,缆索系统是主要承重系统,加劲梁重力产生的重力刚度是悬索桥体系的主要刚度来源。缆索体系一旦松弛,悬索桥刚度迅速减小导致其无法继续承受荷载,所以可以通过分析缆索结构的应

力变化来研究静风失稳过程^[10-11]。

分别取风速为 10、30 至 140 m/s,对桥梁有限元模型进行静力非线性分析,得到主缆和吊杆迎风侧、背风侧应力,如图 5 所示。

由图 5 可以看出:迎风侧、背风侧的主缆和吊杆应力随风速均不断减小,加劲梁以竖向变形为主,同时由于扭转变形迎风侧应力小于背风侧。在临近失稳风速时,跨中缆索各构件的应力大幅下降,从而整个缆索系统的刚度减小,导致无法承受荷载而失稳。

3.3 缆索结构上风荷载的影响

加劲梁结构是悬索桥静风响应的主要受力构件,主缆和吊杆体系的静风荷载对悬索桥的静风响应也有影响。取 0° 初始风攻角、 0° 风偏角,分析静风荷载对悬索桥的静风响应的影响。

图 6 为缆索结构风荷载对加劲梁跨中静风位移发展过程的影响。由图 6 可知:缆索风荷载对加劲梁跨中横桥向位移和扭转影响较大,横桥向最大位移降低 14.5%,最大扭转角减少约 10%;对于加劲梁竖向位移,缆索风荷载对其影响很小。该悬索桥主缆直径为 17.3 cm,吊杆直径 4.9 cm,缆索体系风荷载小,加劲梁变形主要由主梁风荷载引起。

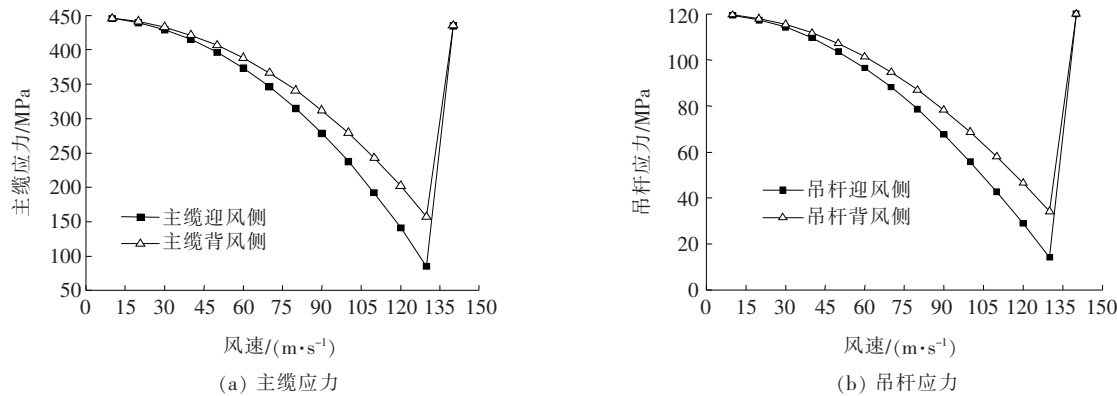


图5 跨中缆索静风应力变化规律

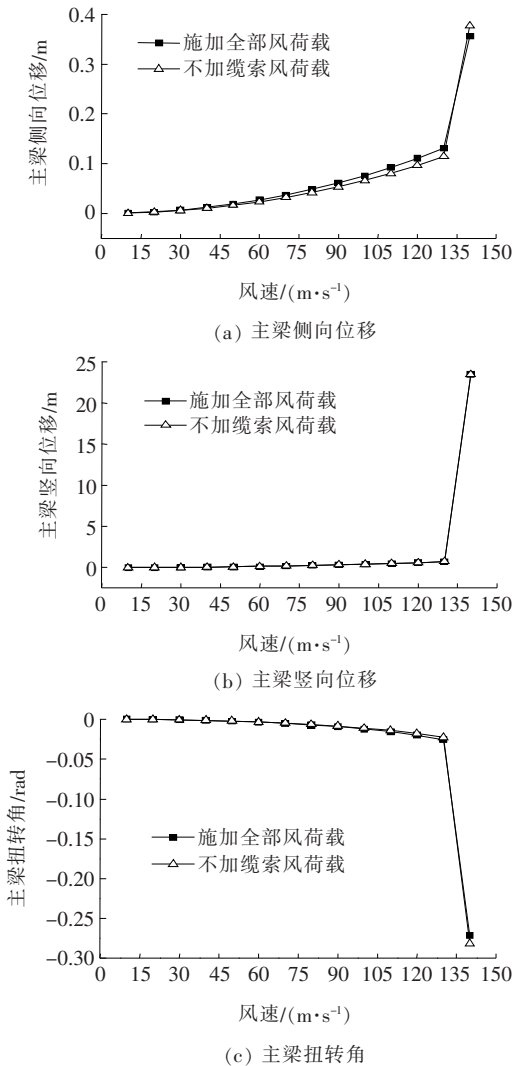


图6 缆索结构上风荷载的影响

3.4 静风稳定安全性评价

实例桥址区有稀少的低层建筑物及树木,故确定该桥桥位为A类地表粗糙度类别,即地表粗糙度系数 $\alpha=0.12$ 。桥址位置蓄水后水面标高为414.85 m,主

梁平均高程为422.747 5 m,距水面平均高度为7.897 5 m,则 $k_\eta=1.141 2$ 。

该地区气象局提供了1959—2016年间眉山东坡地区58年来逐年最大风速记录。当具有足够多的风速观测数据时,一般可假设年最大风速服从极值I型分布。58年来年最大风速平均值 \bar{x} 为8.97 m/s,其根方差 σ 为2.871。对于极值I型分布保证系数 $\psi=-\frac{\sqrt{6}}{\pi}[0.577 22+\ln(-\ln(P))]$ $\psi=-\frac{\sqrt{6}}{\pi}[0.577 22+\ln(-\ln(P))]$, P 为保证率。当重现期 $T_0=100$ 年时, $P=1-\frac{1}{T_0}=0.99$,此时 $\psi=3.14$ 。故100年重现期的10 min平均年最大风速 $U_{10}=8.97+3.14\times 2.871=17.98$ m/s。

根据JTG/T 3360-01-2018《公路桥梁抗风设计规范》第3.2.2条规定,桥梁的抗风设计按W1风作用水平和W2风作用水平确定。根据JTG/T 3360-01-2018《公路桥梁抗风设计规范》第4.1.4条规定,当从气象台站统计分析获得的基本风速 U_{10} 小于24.5 m/s时, U_{10} 应取为24.5 m/s。根据JTG/T 3360-01-2018《公路桥梁抗风设计规范》第4.2.6条规定, $U_d=k_f k_t k_\eta U_{10}=1.0\times 1.02\times 1.141 2\times 24.5$ m/s=28.52 m/s。

根据JTG/T 3360-01-2018《公路桥梁抗风设计规范》6.1.3及6.1.4条规定,该悬索桥的横向及扭转失稳临界风速为130.0 m/s,远大于 $2U_d=57.04$ m/s,该桥抗风断面满足规范静风稳定性安全要求。

4 结论

(1) 多主跨悬索桥的失稳发展路径是:随着风速