

西南高山峡谷区公路特大桥超高桥墩 循环风载动力响应研究

刘永刚

(中铁隧道集团一处有限公司,重庆 401121)

摘要: 西南高山峡谷区地形陡峭、地质复杂、风流异常,高墩特大桥建设常面临循环风流引起的桥墩动力响应问题。为此,本文以简车河特大桥为依托,采用有限元软件,分析了超高速风作用下超高桥墩的位移场、应力场、潜在破坏区特征。结果表明:在横风作用下,迎风面位移量值由墩顶至墩底逐渐减小,墩顶位移量为 21.3 cm,底部承台位移值趋近于 0;简车河特大桥超高桥墩仅在桥墩的迎风侧、承台的连接处、桥墩的连梁处产生了极少数拉张破坏区,且这些破坏区在计算收敛时处于弹性稳定状态;超高桥墩最大主应力出现在桥墩中下部,最小主应力以拉应力形式存在,最大拉应力达到了 4.1 MPa。在施工时,要严格控制桥墩与承台连接处、桥墩与连梁交接处的强度和施工工艺。

关键词: 高山峡谷;简车河特大桥;超高桥墩;风荷载;动力响应

中图分类号: P642.4;U44;P429 **文献标识码:** A

STUDY ON THE DYNAMIC RESPONSE OF ULTRA-HIGH PIER OF HIGHWAY BRIDGE IN SOUTHWEST ALPINE GORGE REGION UNDER CYCLIC WIND LOAD

LIU Yong-gang

(China Railway Tunnel Group Corporation Limited, Chongqing 401121, China)

Abstract: Due to the steep topography, complex geology and abnormal air flow, the construction of high-pier and super-large bridges often encounter the dynamic responses of piers caused by cyclic wind load. In this paper, the finite element software is used to analyse the displacement field, stress field and potential failure zones of ultra-high pier under the action of ultra-high speed wind for the Tongchehe Bridge. The results show that the displacement value of the windward side gradually decreases from the top to the bottom of the pier, the displacement value at the top is 21.3 cm, and the displacement value of the bottom cap is close to 0 under the action of cross wind. There are only a few tensile failure zones on the windward side of the pier, the joint of the bearing platform and the joint beam of the pier, and these failure zones are in the elastic stable state when the convergence is calculated. The maximum principal stress of the ultra-high pier occurs at the middle and lower part of the pier, and the minimum principal stress exists in the form of tensile stress with the maximum tensile stress of 4.1 MPa. Consequently, the strength and construction technology of pier and cap joint, pier and beam joint should be strictly controlled during construction.

Key words: high mountains and valleys; Tongchehe Bridge; ultra-high pier; wind load; dynamic response

随着国家“一带一路”战略持续推进,西南地区公路、铁路等基础设施建设进入快速发展阶段^[1-2]。在科学技术水平的支撑下,“逢山开路,遇水架桥”已成为当今工程范式。目前,在西南地区已修建完成大量超高桥墩特大桥,如:赫章特大桥,其11号桥墩达到195 m,为世界之最^[3]。然而,西南地区地形陡峭,高山峡谷区工程建设时常面临超高风速循环作用,危及超高桥墩安全。

关于风载作用下的大桥动力响应的研究,最早关注于海上、大江大河上悬索桥的安全稳定。1940年,美国塔科马海峡大桥建成,然而不久后便在海风作用下倒塌,从而引起国内外学者和工程师的广泛关注^[4]。20世纪,我国在珠江口修建了虎门大桥,建设完成后发现,在特定风环境条件下产生了桥梁涡振,引起了大桥大幅度抖动^[5]。这些案例引发了学者们开展风载作用下桥梁动力效应的研究。邹虎等针对泾河特大桥,结合桥址区短时阵风较大的特点,研究了6号桥墩和7号桥墩最大悬臂状态时的稳定性^[6];宋锦忠等通过三维全桥气动弹性模型风洞试验,围绕结构动力特性分析、颤振稳定性分析、风荷载响应分析等方面,研究了荆岳长江公路大桥结构成桥状态以及施工状态的抗风性能^[7];杜丽妹采用ANSYS软件,模拟不同风速条件下桥跨结构的动力放大效应^[8];徐洪涛等通过风洞试验,确定了桥梁设计基准风速和相关的风特性参数的方法和可靠性^[9];王文博以位于库姆塔格沙漠东缘的敦格铁路沙山沟特大桥为研究对象,采用风速廓线仪在桥址处实测风场数据,通过统计年平均最大风速并用皮尔逊Ⅲ型曲线推算出百年一遇最大风速为

24.8 m/s,确定了特殊地区重点桥梁计算风荷载^[10]。

对于钢筋混凝土桥梁风载动力效应的研究相对较少,这主要得益于钢筋混凝土优良的力学特性。随着工程建设进入西南深切峡谷区,大量高径比极大的超高桥墩特大桥得以开工建设。然而,在深切峡谷区,风流异常,风速极大,部分可达10级。这样的环境下,超高桥墩特大桥工程建设面临湍流强度大、脉动风速谱复杂以及脉动风速湍流强度高难题。为此,本文依托镇七高速筒车河特大桥工程,围绕10号墩在超高风速作用下的动力效应开展研究,基于等效荷载分析,揭示超高风速作用下超高桥墩的位移场、应力场特征,获取潜在破坏区特征,为工程设计提供依据。

1 工程概况

筒车河特大桥是在建镇雄以勒至七星关林口高速公路(镇七高速)的控制性特大桥,位于云南省昭通市镇雄县境内,桥梁起于镇雄县大坡上村附近,沿西北至东南方向垂直跨越筒车河,止于新营盘村附近。筒车河特大桥桥梁全长1 458 m,桥面平均高度约60 m,最大桥高约222 m(距筒车河水面)。桥梁起点高程1 291 m,终点高程1 298 m。筒车河特大桥纵断面采用-2.5%和0.5%组合的凹曲线纵坡,大桥横断面采用双向四车道,分离式桥面全宽12.55 m,净宽11.45 m,整体式桥面全宽25.5 m,净宽2×11.45 m,9号和10号墩高最大,约160 m。桥址区总体地形地貌以及大桥设计方案见图1。

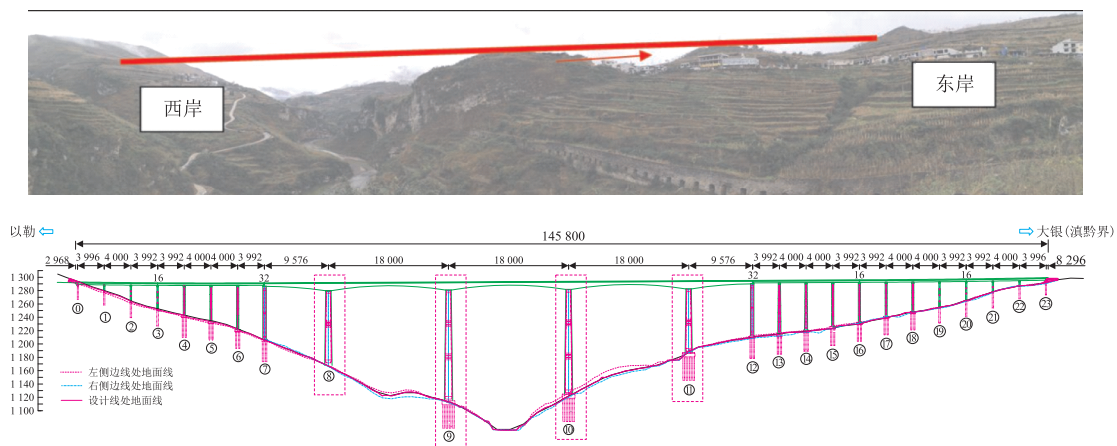


图1 筒车河大桥桥址区地形地貌与大桥设计图

2 工程地质环境

筒车河特大桥位于赤水河支流筒车河中游,桥

位区地貌属构造侵蚀、溶蚀低中山河谷山地地貌,两岸边坡自然坡度一般 $15^{\circ}\sim 45^{\circ}$,局部陡峭,达 $60^{\circ}\sim 80^{\circ}$,河谷底部两侧岩溶强烈发育,分布多处溶洞。

坡面植被较为发育,主要以耕地为主。场区内海拔高度为 1 070~1 300 m,相对最大高差 230 m。

根据野外地质调查及钻孔揭露,桥位处覆盖层为第四系人工填土(Q_4^{ml})、坡残积层(Q_4^{dl+cl})、冲洪积层(Q_4^{al+pl}),下伏基岩为上古生界二叠系中统茅口组(P_1m)灰岩,整体呈浅灰色-深灰色,中厚-巨厚层状,质地较为坚硬,抗风化能力较强,多呈中风化,岩体较破碎-较完整,节理、裂隙发育,钻孔岩芯多呈碎块、块状、柱状。桥址区内地质构造主要有赤水河向斜、陇东断层、猴子洞断层。赤水河向斜长 84 km 左右,褶轴 NEE 向呈反 S 形弯曲,向斜呈长轴状,核部主要由中侏罗统至中三迭统地层构成,两翼主要由下三迭统至二迭系地层组成。

桥址区为高原性亚热带山地季风立体气候,气温垂直分带显著,四季分明。全年气温低,晴天少,阴雨天多,湿度大,全年无云晴天较少,日照时间短,最长日照时间仅 1 494.8 h,年最多雨天可达 230 d。年平均气温 11.3 °C,1 月最冷,月平均气温 1.2 °C,历史最低气温 -11.9 °C;7 月最热,月均气温 20.5 °C,历史最高气温 33.4 °C。年降雨量 688.9~1 427.7 mm,平均 914.6 mm,日最大降雨量 153.4 mm;年蒸发量 969.4~1 407.5 mm,平均 1 154.7 mm。区内以西北风为主,东南风次之,平均风速 2.1 m/s,最大风速 18 m/s,为 8 级大风。

3 模型构建与荷载分析

3.1 模型构建

本文主要针对筒车河特大桥 10 号墩开展数值仿真模拟,软件采用 FLAC^{3D},进行风荷载作用下的动力响应分析。根据设计资料,筒车河特大桥桥墩桩基础采用 20(4×5)根等长的混凝土钻孔灌注桩,桩长均为 $L = 35$ m,桩径 $D = 2.5$ m,桩心距 $d = 4.8$ m,承台尺寸为 27 m×19 m,承台高 $h = 6$ m。承台及桩的数值模型如图 3 所示。筒车河特大桥超高桥墩,高 $H = 157$ m,采用变截面中空设计,单个桥墩尺寸为 10.81 m×6.55 m,桥墩壁厚为 0.8 m,桥墩通过连个连梁连接,桥墩及其剖面数值模型如图 2 所示。

依据地质剖面图及勘察资料得出的研究区边坡实际地形地貌和岩层划分,在保持边坡基本轮廓形态的基础上,对边坡地形进行概化处理建立数值模型。开挖前边坡的数值模型如图 3 所示。为避免边界效应对模型计算产生影响,承台距离左右两侧边界 37 m。边坡左侧高 53 m,右侧高 142 m,总长 180 m,宽 103 m。模型共分为 2 个地层,从上到下

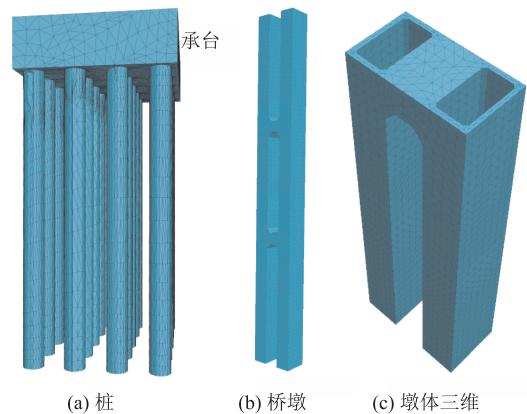


图 2 桩承台与桥墩模型图

依次为覆盖层和基岩层。

根据设计文件,边坡开挖和承台施工后的边坡如图 3 所示。承台上部进行桥墩的分段添加后迭代至收敛,模拟桥墩的分段施工,计算至桥面时的数值模型如图 3 所示。本次数值模拟计算重点是,研究风荷载作用下筒车河特大桥超高桥墩的动力学响应。为加快计算速度,适当减小单元个数,将非关键研究对象桥面转换为等效应力荷载施加于桥墩顶部,如图 3。

对模型底部约束 X、Y、Z 三个方向的位移自由度,对模型前后两侧(X 方向)施加水平约束,对模型左右两侧(Y 方向)也施加水平约束,模型顶部为自由面,桥面左右两侧限制 X 方向的位移。模型共划分为 90 682 个节点,43 166 个单元,整个模型的网格划分如图 3 所示。桥梁群桩基础进行数值模拟分析时,对桩与承台采用线性弹性模型,而对桩周岩层采用摩尔-库伦弹塑性模型。桩基与地基土的变形模量相差非常大,在外界荷载作用下,桩基与岩土体发生的变形也相差很大,导致发生较大的相对位移,位移产生不连续性,因此需在桩与岩土体之间建立接触面单元,本次研究采用的是 FLAC^{3D} 内 Interface 无厚度接触面单元,接触面的本构模型采用库伦剪切模型。

3.2 桥墩风荷载等效分析

桥墩风荷载按照 2018 年最新发布的《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01-2018)进行设计。由于桥址区海拔高度为 1 070~1 300 m,相对最大高差 230 m,按照规范,确定地表类别为 B 类,相应地表粗糙系数 α_0 取值为 0.16。承载能力极限状态和正常使用极限状态风速按 W1 风作用水平选取,该桥位重现期 10 a 基本风速 U_{10} 为 18.0 m/s。按照基准高度进行修正,桥墩的基准高度为桥墩高度的 65%,即 102.05 m。

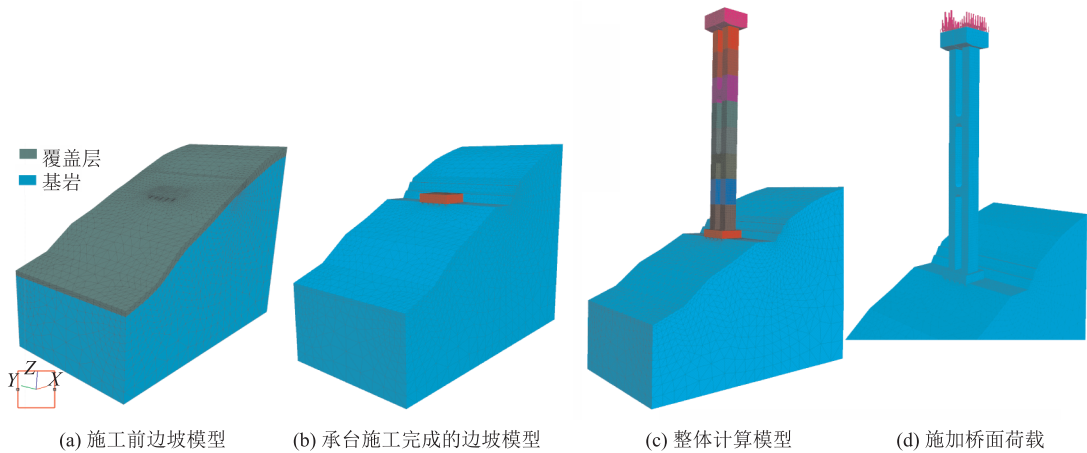


图 3 计算模型构建过程与施加桥面荷载图

根据规范可以得到,基准高度处设计基准风速 $U_d=35.4 \text{ m/s}$ 。通过地表类别转换及风速高度修正,桥墩等效静阵风风速 $U_g=42.2 \text{ m/s}$ 。按照等效静阵风荷载计算公式,计算得到的桥墩等效静阵风荷载 q 为 $2.66 \times 10^6 \text{ N/m}$,转换为面荷载 $2.54 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ 。此外,根据规范计算所得的桥面等效静阵风荷载 $F_g = 17\,452.232 \text{ N/m}$,转换为面荷载 $2\,181.5 \text{ N/m}^2$ 。

4 风载作用下超高墩响应模拟结果

根据 3.2 节的分析结果,可以得到筒车河特大桥超高桥墩在横风作用下的全部荷载。采取受力等效方式,将风荷载转化为面应力,施加在 FLAC^{3D} 数值模型中的网格节点上(图 4)。

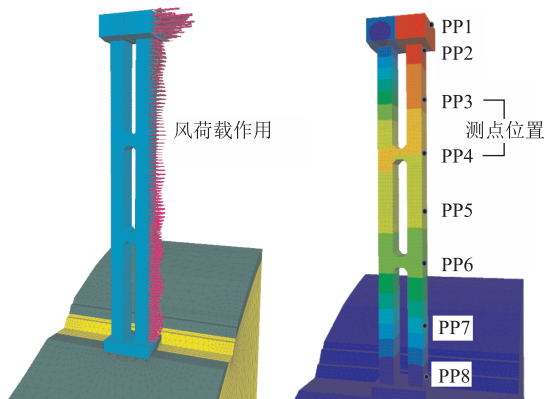


图 4 风荷载作用示意图

4.1 位移场特征

横风荷载作用下,筒车河特大桥超高桥墩位移云图和位移矢量图如图 5 所示。由图可知,迎风侧桥墩顶部桥面位移量值最大为 21.3 cm,随着高程的下降位移量值逐渐减小,至底部承台时位移量值趋近于 0。横风作用下,迎风侧桥墩通过桥墩之间的连梁将荷载和变形传递至背风侧桥墩。背风侧桥

墩连梁处变形量值较大,桥墩顶部桥面和底部承台的位移量较小,位移矢量大小随着高程的下降先增大后减小。

数值模型的计算过程中,桥墩的迎风面和背风面分别布设 8 个位移测点。迎风侧测点布设如图 4 所示,位移监测结果如图 6 所示。背风侧测点的布设高程和迎风侧一致,由上至下的编号为 PP9 至 PP16,位移监测结果如图 7 所示。由图 6 可知,迎风面位移量值由上至下逐渐减小。下部连梁之上桥墩随高程的下降位移量值减小得不明显,下部连梁之下的桥墩随高程的下降,位移量值减小得较为明显,至承台顶面时位移几乎为 0。背风侧桥墩,上部连梁处位移量值最大,向桥墩顶部或底部的位移量值逐渐减小。在横风作用下,垂直桥面方向的位移量最大,平行桥面方向和沿重力方向的位移量值可忽略不计。

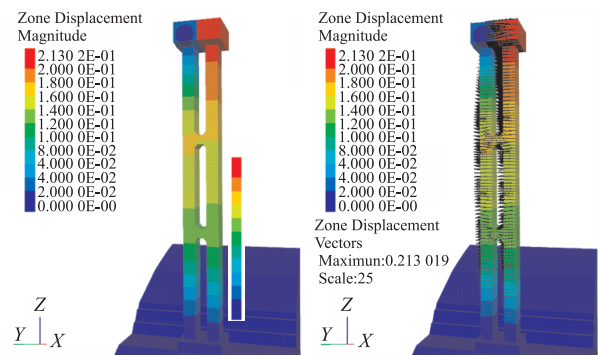


图 5 横风作用下桥墩位移云图和矢量图

4.2 破坏区特征

横风荷载作用下,筒车河特大桥超高桥墩数值模型的破坏区计算结果如图 8 所示。

需要说明的是,FLAC^{3D}采用全部动力运动平衡方程求解应力、应变问题,因此输出的破坏区分布数据均赋予相对时间概念,分为现在(n)和过去(p)两

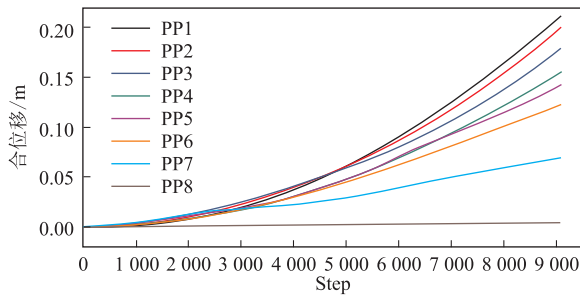


图6 横风作用下迎风面测点位移

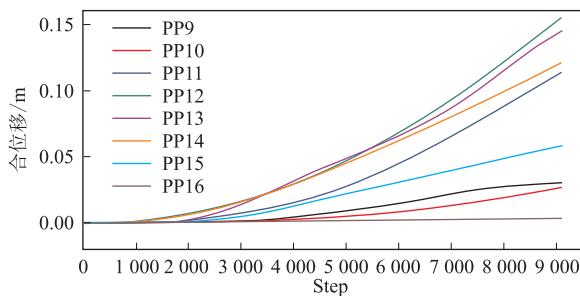


图7 横风作用下背风面测点位移

种形式。对于破坏区的基础状态,共分以下5种情况:

shear-n:表示目前处于剪切破坏状态;

shear-p:表示目前处于弹性状态,但在此之前发生过剪切破坏;

tension-n:表示目前处于拉张破坏状态;

tension-p:表示目前处于弹性状态,但在此之前发生过张拉破坏;

None:表示未破坏。

横风荷载作用下,超高桥墩破坏区计算结果见图8,得益于高性能混凝土极佳的力学性能,简车河特大桥超高桥墩仅在桥墩的迎风侧、承台的连接处、桥墩的连梁处产生了极少数拉张破坏区,且这些破坏区在计算收敛时处于弹性稳定状态。横风荷载作用下,桥墩所在边坡的浅表覆盖层产生少量的剪切破坏区,该破坏区的产生取决于覆盖层自身的强度,与高桥墩的作用无关。超高桥墩通过承台将荷载传递给边坡,承台下部开挖面形成一定的张拉破坏区,此类浅表破坏区不影响桥墩整体稳定。

4.3 主应力特征

横风作用下,简车河特大桥超高桥墩的最大主应力(Zone Maximum Principal Stress)计算结果与桥墩中轴线内部最大主应力切片成果如图9。需要说明的是,FLAC^{3D}有限元数值模拟软件中主应力的表示方式与弹性力学相同,即“+”表示拉应力,“-”表示压应力。

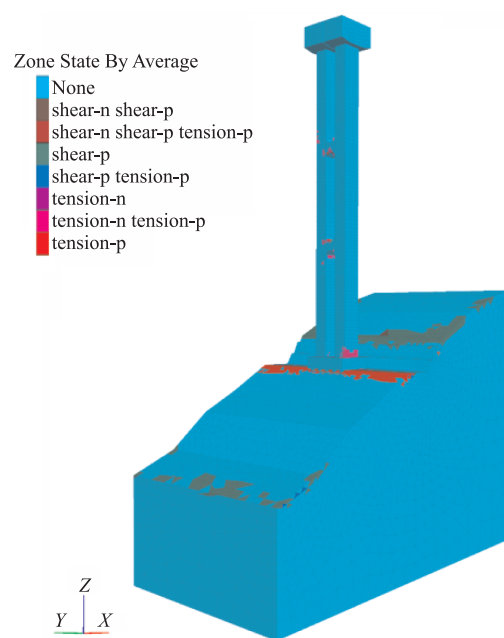


图8 横风作用下高桥墩破坏区分布特征

由计算结果可知,承受横风荷载的超高桥墩计算模型内的最大主应力值在 8.65×10^4 Pa 到 4.53×10^7 Pa 之间。由图9可知,高桥墩所在边坡浅表存在小量值的以拉应力形式存在的最大主应力,其最大值为 86.5 kPa。致使坡表覆盖层出现拉应力的原因有二,首先是坡表有显著的风化卸荷作用导致拉应力的出现;其次是覆盖层的强度低、积覆面倾角大,导致覆盖出现拉应力。其余部位最大主应力均以压应力形式存在,且迎风侧桥墩在迎风面的中下部最大主应力的压应力值最大。

由图9可知,高桥墩所在边坡内部最大主应力呈层状分布,随着高程的下降,应力减小。桥墩所在边坡内部应力等值线总体连续,在桩基所在位置存在突变,有明显的应力集中情况。靠近坡外侧承台桩穿过覆盖层后进入基岩,该桩的最大主应力在覆

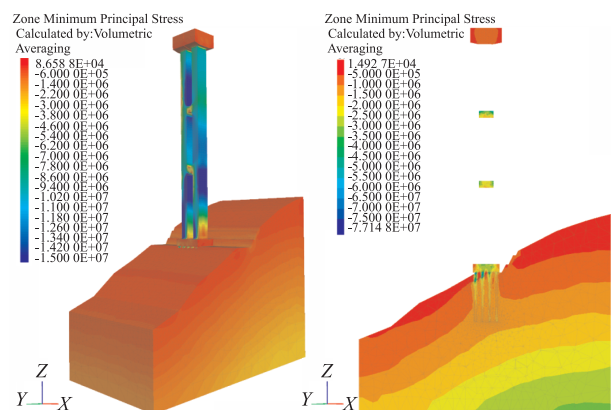


图9 横风作用下高桥墩最大主应力特征与高桥墩中轴线切片成果

盖层和基岩的交界面处有明显的应力集中,应力量值达 7.7 MPa。

横风作用下,筒车河特大桥超高桥墩的最小主应力(Zone Maximum Principal Stress)计算结果与最小主应力切片成果如图 10 所示。计算结果表明,承受横风荷载的筒车河特大桥超高桥墩最小主应力量值在 4.1×10^6 Pa 到 -4.15×10^6 Pa 之间。由图 10 可知,桥墩所在边坡中深部最小主应力以压应力的形式存在。边坡浅表、承台及上部桥墩,最小主应力均以拉应力形式存在,且拉应力的量值较大。最小主应力的最大拉应力值出现在迎面侧桥墩的迎面于承台连接处,拉应力达到了 4.1 MPa。在背风侧桥墩于连梁交接处也存在着较大的以拉应力形式存在的最小主应力。最小主应力的拉应力量值越大,桥墩混凝土破坏的可能性就越大,所以要严格控制桥墩与承台连接处以及与连梁交接处的强度设计以及施工工艺控制。

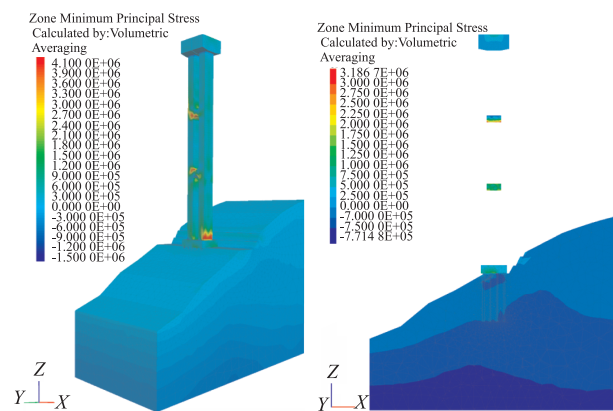


图 10 横风作用下高桥墩最小主应力特征与高桥墩中轴线切片成果

由图 10 可知,高桥墩所在边坡内部最小主应力总体呈层状分布,随着高程的下降应力减小。桥墩所在边坡内部应力等值线总体连续,仅在桩基所在位置存在突变,有明显的应力集中情况。桩承台、桥面以及桥墩连梁其内部最小主应力均以拉应力形式存在,且高程较高的连梁所承受的拉应力较大。

5 主要结论

(1) 在横风作用下,迎面面位移量值由墩顶至

墩底逐渐减小,墩顶移量值为 21.3 cm,底部承台位移值趋近于 0;背风侧桥墩连梁处变形量值较大,墩顶和底部承台的位移量较小,位移大小随着高程的下降先增大后减小。

(2) 在横风荷载作用下,得益于高性能混凝土极佳的力学性能,筒车河特大桥超高桥墩仅在桥墩的迎风侧、承台的连接处、桥墩的连梁处产生了极少数拉张破坏区,且这些破坏区在计算收敛时处于弹性稳定状态。

(3) 在横风荷载作用下,超高桥墩最大主应力量值在 8.65×10^4 Pa 到 -4.53×10^7 Pa 之间,在桥墩中下部达到最大;最小主应力量值在 4.1×10^6 Pa 到 -4.15×10^6 Pa 之间,以拉应力形式存在,最大拉应力出现在迎面侧桥墩与承台连接处,拉应力达到了 4.1 MPa。

(4) 由于拉应力量值越大,桥墩混凝土破坏的可能性就越大,所以施工时要严格控制桥墩与承台连接处、桥墩与连梁交接处的强度和施工工艺。

参考文献

- [1] 唐娟莉.“一带一路”战略下基础设施建设与经济增长的互动效应分析[J]. 统计与决策,2017,(8):136-139.
- [2] 陈祖煜,程耿东,杨春和. 关于我国重大基础设施工程安全相关科研工作的思考[J]. 土木工程学报,2016,49(3):1-5.
- [3] 黄己伟. 超高墩大跨度连续刚构桥抗风稳定性分析及优化研究[D]. 重庆交通大学,2013.
- [4] 蔚文杰,王楠,赵正松. 工程失败与工程科学:以塔科马海峡大桥事故为例[J]. 工程研究:跨学科视野中的工程,2020,12(5):488-498.
- [5] 章关永,朱乐东. 虎门大桥主桥自振特性测定[C]. 中国土木工程学会桥梁及结构工程学会年会. 1998:194-197.
- [6] 邹虎,罗小峰,刘海彬,等. 泾河特大桥考虑风荷载影响的最大悬臂状态稳定性分析[J]. 公路,2010,(2):14-17.
- [7] 宋锦忠,丁望星,丁泉顺,等. 湖北荆岳长江公路大桥抗风性能试验研究[A]. 第十四届全国结构风工程学术会议论文集(中册)[C]. 2009.
- [8] 杜丽妹. 徐州和平大桥动力特性分析[D]. 西南交通大学,2007.
- [9] 徐洪涛,何勇,廖海黎,等. 山区峡谷大跨度桥梁桥址风场试验[J]. 公路交通科技,2011,28(7):84-89.
- [10] 王文博. 敦格铁路沙山沟特大桥风荷载计算方法[J]. 铁道建筑,2020,60(11):12-15.

作者简介: 刘永刚(1980—),男,硕士,高级工程师,山东单县人,毕业于兰州交通大学,主要从事交通工程方面的科研与管理工作。

E-mail:liyonggang_SD@163.com