

高烈度地区拱桥地震响应研究

史玉保

(云南省城乡规划设计研究院, 云南 昆明 650228)

摘要:以云南省昆明市滇中新区某座 5×46 m 上承式钢筋混凝土为研究对象, 采用 Midas Civil 软件建立其全桥模型, 探究了在地震作用下拱桥的地震响应问题。计算结果表明: 高烈度地区的拱桥在地震波作用下的响应较低烈度地区极大增强, 同静力计算结果相比, 主拱圈的弯矩和偏心距变化极大; 且随着烈度的增加, 偏心距改变结果愈加明显, 是影响主拱圈的承载能力的重要因素。

关键词:拱桥; 高烈度地区; 地震作用; 振型; 承载能力

中图分类号: U442.5

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)07-0164-03

0 引言

桥梁作为国家交通基础设施的重要组成部分, 在交通运输系统中发挥着不可替代的作用。而在已建成的桥梁中, 拱桥因桥型之多、数量之巨而为各类桥型之冠。随着国家西部大开发战略的开展, 云南省的基础建设得到了大力发展, 拱桥因其良好的承载能力和经济性受到了广大桥梁设计师的青睐, 在工程中被广泛使用。然而, 随着桥梁使用年限的增长, 桥梁在运营过程中可能会遭遇地震作用^[1], 且云南省地处高烈度地区, 更易遭遇强烈地震, 这对桥梁的承载能力是一种极大的挑战, 较高烈度的地震甚至会使桥梁不可修复, 导致交通系统停滞和相关人员伤亡^[2]。所以研究高烈度地震作用下桥梁的动力响应及主拱圈的承载能力, 对今后该地区的拱桥设计有着重要的指导作用。

本文采用 Midas Civil 有限元软件建立拱桥有限元模型^[3], 通过反应谱法计算结构在不同烈度地震荷载作用下的响应, 对计算结果进行分析, 并与静力计算相对比, 探究拱桥主要承重构件在地震作用下的承载能力^[4], 为以后高烈度地区的桥梁选型提供参考。

1 工程概况

本文分析采用的桥梁模型为某 5×46 m 连续拱桥, 桥梁分两幅, 单幅桥宽为 25 m 中央防撞护栏 + 11 m 机动车道 + 50 cm 机动车道防撞护栏 + 4.5 m

非机动车道 + 5 m 人行道 + 25 cm 人行道栏杆 = 21.5 m, 主拱圈截面采用实腹式矩形截面, 截面高 85 cm, 桥面板采用 π 型梁。拱圈、立柱及桥面板采用 C40 混凝土, 拱座、桥台及基础采用 C30 混凝土。

2 拱桥结构模型建立

目前对桥梁结构进行受力分析常采用的是有限元方法, 即基于结构的力和位移关系, 将结构离散为杆件, 在模型中反映出原结构的总体几何特征。该桥采用杆系结构建立桥梁模型, 全桥结构采用梁单元进行模拟, 桥面板与拱上立墙间支座采用弹性连接模拟, 通过释放转动约束达到简支连接的目的, 主拱与拱座、桥台使用共节点模拟其固定约束, 桩、土间土弹簧刚度根据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363—2019)中的 m 法进行计算, 并采用节点弹性支撑和只受压弹性连接模拟。全桥模型如图 1 所示。

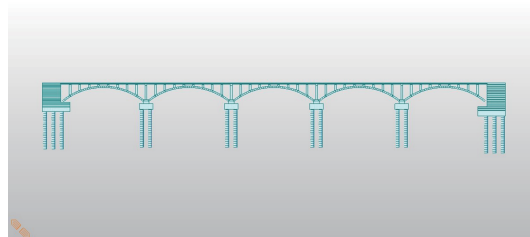


图 1 全桥有限元模型

3 计算结果

3.1 静力计算结果

桥面铺装、防撞护栏、人行道板根据实际设计情况采用梁单元荷载添加, 经过反复调试计算后, 拟定拱轴线系数为 2.1, 恒载作用下拱桥内力计算结果如下:

由图 2 和图 3 可以看出, 恒载作用下拱桥最大正

收稿日期: 2021-09-26

作者简介: 史玉保(1984—), 男, 本科, 高级工程师, 从事城市道路与桥梁设计及项目运营管理工作。

弯矩为 $2\,477\text{ kN}\cdot\text{m}$,最大负弯矩为 $-2\,069\text{ kN}\cdot\text{m}$,现将每种荷载组合下的弯矩及对应的轴力导出,求得最大偏心距为 0.07 m ,根据《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)规定,主拱圈的偏心距应小于主拱圈有效截面的 60% ,该次实例主拱圈截面梁高为 0.85 m , 60% 为 0.51 m ,可知该拱轴线系数满足要求。

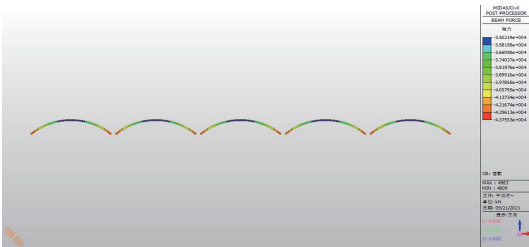


图 2 恒载作用下主拱圈轴力

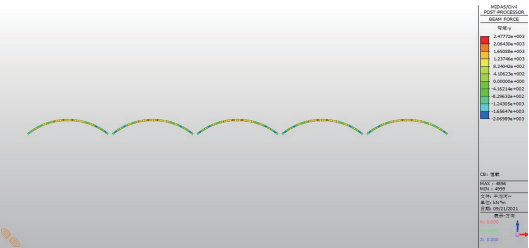


图 3 恒载作用下主拱圈弯矩

3.2 结构自振频率

将荷载转化为质量,并采用多重 Ritz 向量法进行特征值分析, X 、 Y 、 Z 三个方向的向量数量均设置为 50 个后进行计算分析,根据计算结果, X 、 Y 、 Z 三个方向的 50 个向量的合计振型参与质量分别为 99.91% 、 99.97% 和 99.97% ,大于《公路桥梁抗震设计规范》(JTG T 2231-01—2020)规定的 90% ,说明本次计算的振型数量满足计算要求,无需重新设置,拱桥主要振型及对应周期如下,因篇幅所限,只展示前 3 阶振型,如图 4 至图 6 所示。

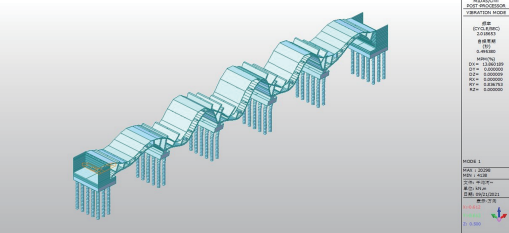


图 4 模式 1

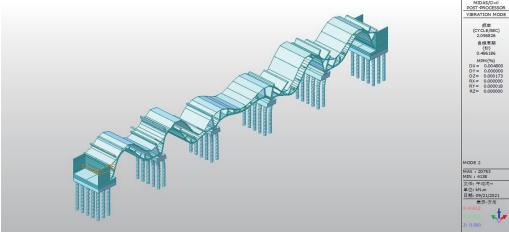


图 5 模式 2

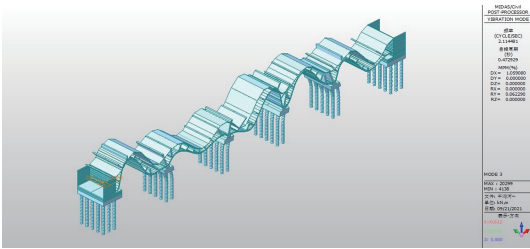


图 6 模式 3

从上述图片可以看出,该桥的基本振型为纵桥向振型,横桥向及竖向振型多为高阶振型,由此反映出本桥的横向刚度相对较大,在地震作用下的结构损伤主要集中在纵桥向,因此,今后对该地区桥梁进行设计时,沿桥纵向的抗震措施应视情况提高一定的防护等级。

3.3 动力计算结果

本次计算采用多振型反应谱法进行,选取的地震烈度分别为 7 度 $0.15g$ 、8 度 $0.3g$ 和 9 度 $0.4g$,Ⅱ类场地特征周期为 $0.45g$,根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG-T 2231-01—2020)规定,8 度及 9 度设防等级的地区特征周期应提高 $0.05g$,基于此,建立各烈度下的反应谱函数,函数曲线如图 7 至图 15 所示。

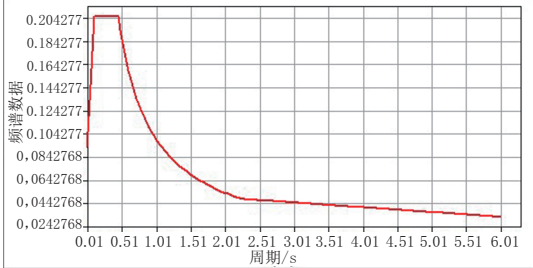


图 7 7 度 $0.15g$ 反应谱函数

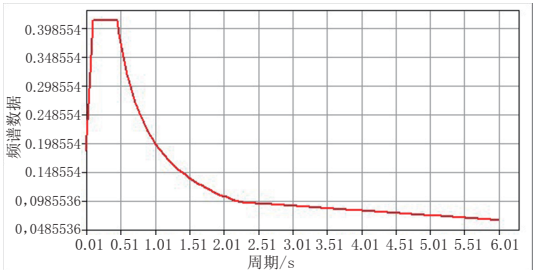


图 8 8 度 $0.3g$ 反应谱函数

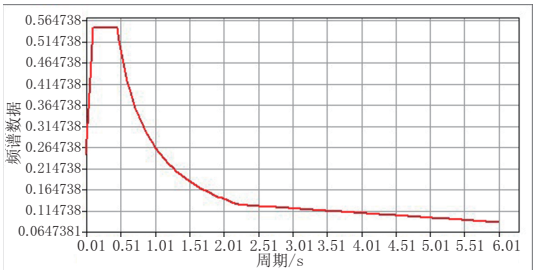


图 9 9 度 $0.4g$ 反应谱函数

将反应谱函数代入模型计算后,得出不同地震烈度下,主拱圈内力如图 10 至图 15 所示。

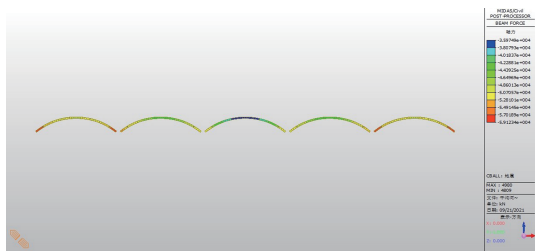


图 10 7度 0.15g 地震作用下主拱圈轴力

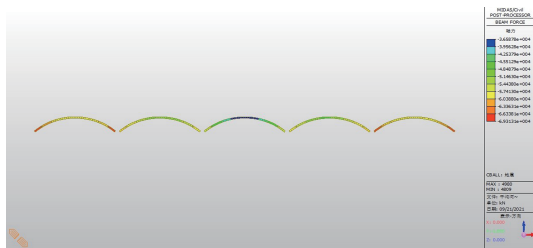


图 11 8度 0.3g 地震作用下主拱圈轴力

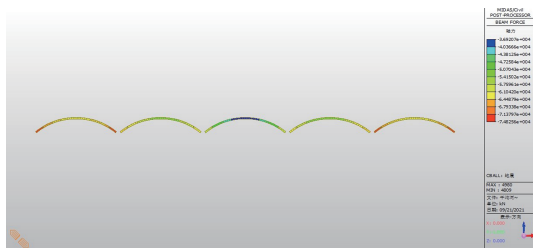


图 12 9度 0.4g 地震作用下主拱圈轴力

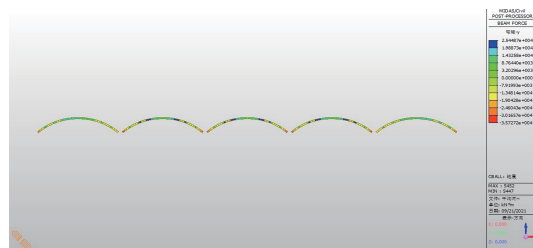


图 13 7度 0.15g 地震作用下主拱圈弯矩

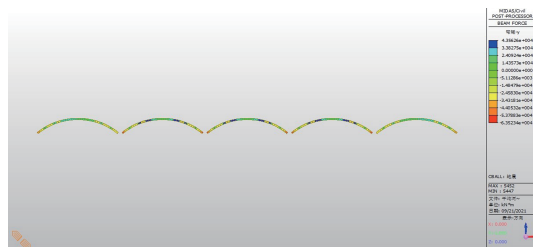


图 14 8度 0.3g 地震作用下主拱圈弯矩

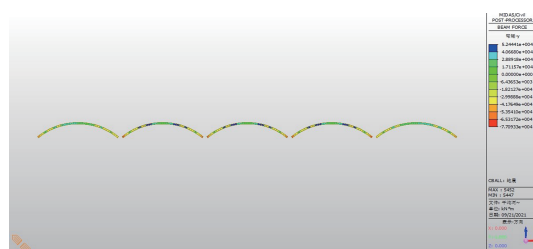


图 15 9度 0.4g 地震作用下主拱圈弯矩

从上图可以看出,地震作用下,通过轴中间拱的轴力极大,证明连拱呈现出两边往中间挤的趋势,因此,今后在设计此类桥梁时,中间拱的地震响应应加

大关注。

为方便对比拱桥内力的变化,现将静力和动力计算结果中的轴力、弯矩、偏心距最大值整理见表 1。其中,静力计算结果采用基本组合下的设计内力。因为桥梁低阶振型主要为纵桥向阵型,因此表 1 偏心距仅考虑纵桥向弯矩平面内的偏心距。

表 1 轴力、弯矩、偏心距对比结果

工况	主拱圈最大弯矩 / (kN·m)	主拱圈最大轴力 / kN	主拱圈最大偏心距 / m
基本组合	17 210	55 963	0.34
7度 0.15g	35 727	59 123	0.93
8度 0.3g	63 523	69 313	2.99
9度 0.4g	77 093	74 825	5.22

从上表可以看出,随着地震烈度的增加,主拱圈的轴力、弯矩和偏心距有了明显的增加,将不同烈度下求得的轴力、弯矩、偏心距除以基本组合下的值所求得的放大系数如图 16 所示,其中,系列 1 为弯矩,系列 2 为轴力,系列 3 为偏心距。

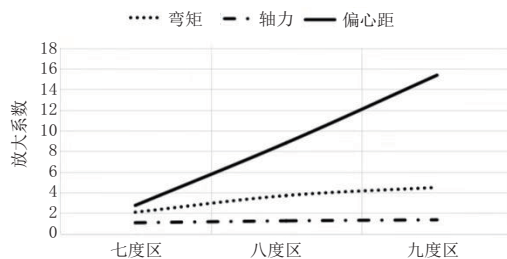


图 16 弯矩、轴力、偏心距放大系数

从上图可以看出,随着地震烈度的增加,主拱圈的轴力增加较为平坦,而弯矩的增加幅度有了明显增加,偏心距的增加幅度极大,说明随着地震烈度的增加,拱桥对地震的弯矩响应敏感程度远远大于轴力敏感程度,而根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG-T 2231-01-2020)规定,主拱圈在地震作用下应保证一直处于弹性状态,因此,今后在高烈度地区对拱桥进行设计时,应酌情提高拱桥的抗震措施,必要时还应展开专项研究。

4 结 论

基于本次研究,本文提出如下结论:

(1)对于较宽桥梁或横向刚度较大的拱桥,其纵桥向的地震敏感程度远大于横桥向,其中位于中部的拱圈的承载能力应酌情加强。

(2)拱桥具有较强的承载能力,但是随着地震烈度的增加,弯矩变化极为明显,这对主拱圈的承载能力要求极高,日后在高烈度地区进行拱桥设计时,应

(下转第 190 页)

量的 28 d 强度可以达到水泥改良土强度的 2 倍以上。随着再生粉料掺加量的提高,改良土的无侧限抗压强度均增大;10%的掺加量取得的提升效果最显著,当掺加量大于 10%时,强度增长变缓,再生粉料的掺加量对强度提升效果降低。

从再生粉料改良土与水泥改良土无侧限抗压强度对比来看,再生粉料对高液限黏土强度提升具有明显作用,而与前述 CBR 承载比试验结果存在一定差异;分析其原因可能为两个方面,一是再生粉料改良土对水敏感性较强,CBR 试验浸泡 1 d 对再生粉料改良土强度削减较大;二是 CBR 试验中试件养生周期较短,导致改良土体强度尚未形成。

3 结 论

通过开展一系列再生粉料改良高液限黏土室内试验,并与 3%掺量的水泥改良土对比,分析了不同改良土的物理力学性能,得到如下结论:

(1)对依托工程沿线分布的高液限黏土掺加 3%的水泥进行改良试验,改良后的液限为 42.6%,塑限为 44.3%,击实试验最大干密度为 1.75,最佳含水率为 14.8%,验证了水泥对高液限黏土的改良作用。

(2)利用废旧混凝土细骨料通过添加适量的激发剂制备了再生粉料,并通过化学分析试验对比了其与水水泥成分的差异,确定了再生粉料具有一定活性效果,具有用于高液限黏土的改良的可能性。

(3)从液塑限等指标的变化情况来看,再生粉料改良的作用效果与水泥相似,由于活性的差异导致

改良效果不同,10%和 15%的再生粉料掺加量获得的改良效果与 3%的水泥接近,但 15%的再生粉料相对于 10%提升效果不显著。

(4)CBR 结果显示,掺加再生粉料能够一定程度上提升高液限黏土的承载比;但是以 3%的水泥改良土为目标,15%的掺加量尚且不能达到同等的强度,经济上可行性较差。

(5)再生粉料改良对无侧限抗压强度提升显著,10%的掺加量最终成型强度明显高于 3%水泥改良土的强度;根据强度增长情况,建议改良土养生周期至少为 14 d。

参考文献:

- [1] 李方华.高液限土填料改良的最佳掺砂砾石比试验研究[J].岩土力学,2010,31(3):785-788.
- [2] 杨和平,李宏泉.石灰改良处治高液限土的路用特性试验研究[J].公路工程,2013,38(4):227-229+268.
- [3] 程涛,洪宝宁,刘顺青,等.高液限土最佳掺水泥比的确定[J].四川大学学报(工程科学版),2012,44(2):64-69.
- [4] 朱冬梅,邓百洪,洪宝宁,等.广东云浮高液限土路堤填料改良方案试验研究[J].公路交通技术,2010(2):5-10.
- [5] 黄娟.基于粉煤灰改良红黏土路用试验研究[J].粉煤灰综合利用,2019(2):75-78.
- [6] 李秉宜,宣剑裕,郑文斌,等.改良高液限黏土水稳定性试验研究[J].四川大学学报(工程科学版),2016,48(4):54-60.
- [7] 戴范,刘枫,黄希望,等.一级公路高液限土水泥改良试验研究[J].中外公路,2020,40(1):240-242.
- [8] 连帅强,单俊鸿,李阳,等.粉煤灰活性提升技术的研究进展[J].粉煤灰综合利用,2019(4):93-96.
- [9] JTG 3430—2020,公路土工试验规程[S].

(上接第 166 页)

对其抗震方面给予更多的关心。

参考文献:

- [1] 谢开仲,王红伟,梁栋.基于强度和延性的钢管混凝土拱桥抗震性能评估方法[J].桥梁建设,2021,51(2):26-33.

- [2] 宋泽冈,邓旭东,瞿发宪.装配式拱桥立柱节点抗震加固拟静力试验研究[J].公路工程,2020,45(6):27-32,51.
- [3] 蒋志强.大跨度上承式钢筋混凝土拱桥的地震易损性分析[D].北京:北京交通大学,2019.
- [4] 周刚.大跨连续刚构拱桥抗震计算分析[J].交通科技,2017(3):61-64.