

考虑背墙与土体间相互作用的 斜梁板桥动力响应分析*

董必昌¹, 付绍卿¹, 田智睿¹, 王宇²

(1. 武汉理工大学 交通学院, 湖北 武汉 430063; 2. 武汉中科岩土工程有限责任公司, 湖北 武汉 430063)

摘要: 桥梁桥台背墙与土体之间的相互作用可能对桥梁的地震响应产生重要影响。文中基于 OpenSees 软件建立桥台背墙和土体三维动态有限元模型, 对土体与背墙之间的相互作用对斜梁板桥动力响应的影响进行仿真分析。结果表明, 除中间 2 个节点外, 其余节点的位移随桥台倾斜角度的增大而增大, 倾斜角度为零时位移变化曲线趋于水平, 倾斜角度大于零时位移变化曲线呈现两边高中间低的中空形状; 桥台的纵向受力远大于水平向受力, 在地震作用下桥台纵向受力的最大值几乎为水平向受力最大值的 2 倍, 其受力和位移数据包络线呈倾斜的“8”字形。

关键词: 桥梁; 斜梁板桥; 桥台; 墙背; 土体; 动力响应

中图分类号: U446.2

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2018)02-0149-03

震后调查表明直桥和斜桥在地震响应上有着显著差异, 相比于直桥, 斜桥的桥面板更易从桥台上移位, 导致桥梁功能丧失。在斜桥抗震性能方面, 张敏等采用空间梁格法建立有限元模型, 用反应谱法理论进行抗震数值分析, 研究了斜桥的抗震设计; 刘陆宇等建立斜交 V 形墩刚构桥有限元模型, 分析了斜交刚构桥支座剪力及位移、桥墩的弹塑性地震反应, 评价了其抗震性能, 提出了斜桥抗震设计建议; 夏桂云等用解析法和有限元法分析了斜度、支承方式、弯扭刚度比等结构参数对单跨斜桥结构前 5 阶振动频率的影响, 认为斜度、支承方式对斜桥动力特性有重要影响; Meng J. Y. 等提出桥梁的地震反应受桥墩边界条件的影响较大, 斜交桥面板的转动主要由桥台反应引起; Abdel-Mohti A. 等研究了三跨连续钢筋砼箱梁桥在桥台倾斜角度为 $0^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 时的抗震性能, 采用非线性静态和动态分析, 发现简化梁杆模型可捕捉斜桥在中等大小偏转角下的弯扭耦合响应; Peyman Kaviani 等研究了带有座式桥台的钢筋砼桥梁在地震荷载作用下的抗震性能, 认为桥台斜角较大的桥梁由于过度旋转而倒塌的概率更大, 而剪切键在减少甲板旋转和桥梁损坏方面起到关键作用。以上研究都强调桥面板与桥台的关系, 忽略了桥台与土体之间的关系, 而桥台与土体之间的关系对地基与桥台之间的应力有着很大影响。为此, 该文使用 OpenSees 软件建立桥台背墙和土体有限元模型, 对土体与背墙之间的相互作用对斜梁板桥动

力响应的影响进行仿真分析。

1 模型数值分析

1.1 模型概况

图 1 所示桥梁模型来自文献[9], 基于该桥数据, 选取全桥的一半构建新的桥梁模型(见图 2~4)。图 2 中土体和背墙采用八节点标准实体单元模拟(图 1 中采用弹簧单元模拟), 其余单元保持不变。土体和背墙之间设置 OpenSees 软件内置的 zero-length 单元, 模拟二者的接触。桥面板的三自由度刚性单元与背墙节点耦合。土体的宽度和高度与桥梁相同, 长度为桥梁宽度的 2 倍。背墙和土体参数见表 1, 其中 zero-length 单元的常数 K 和文献[9]中原代码的取值相同。

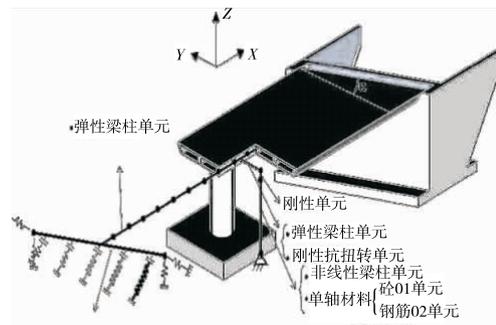


图 1 某斜桥 OpenSees 模型

* 基金项目: 武汉理工大学研究生优秀学位论文培育项目资助(2016-YS-021)

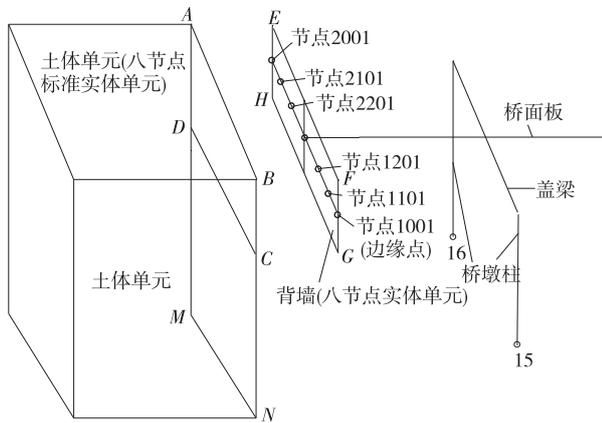


图2 某斜桥基本模型示意图

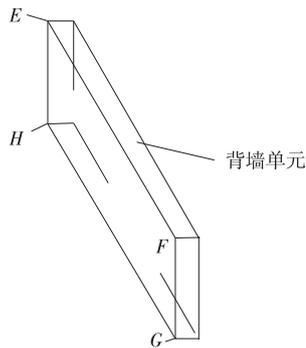


图3 桥梁背墙单元

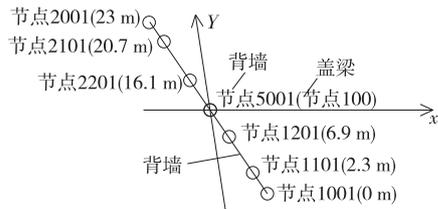


图4 节点分布

表1 背墙和土体的计算参数

项目	弹性模量/MPa	泊松比	常数 K/MPa
土体	70.329	0.3	
背墙	277.179×10^3	0.2	
zerolength 单元	—	—	4 923.44

1.2 边界条件和地震荷载输入

图2中土体的前后表面各受到Y方向的约束,左面和DCNM面受到X方向约束,土体的底部和桥墩则受到X、Y、Z 3个方向的约束。全桥模型的另一半中,土体模型也采用相同的约束条件。为了便于比较,地震荷载的输入与文献[9]中相同,其数据来自1994年1月17日的美国北岭地震,包含地震过程前13.535 s所记录的地面加速度(见图5),

加速度最大值为4.17g,且土体底部和桥墩均受到一致的地震波作用。

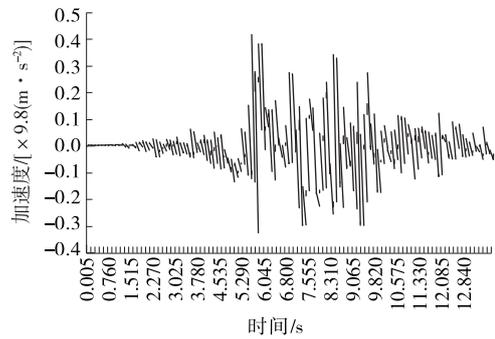


图5 X方向加速度时程曲线

2 计算结果分析

2.1 桥台不同倾斜角度下背墙的节点位移

取桥台倾斜角度分别为0、30°和50°,分析桥台不同倾斜角度时背墙的位移,结果见图6、图7。

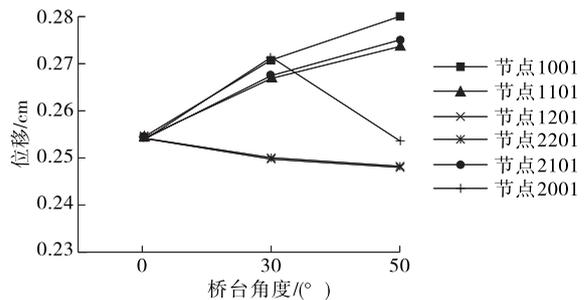


图6 不同斜交角度下节点的最大位移

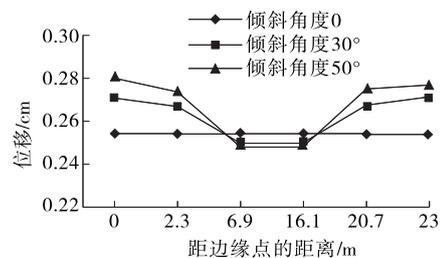


图7 距边缘点不同距离的节点最大位移

从图6、图7可看出:除节点2201和1201外,其余节点位移都随着桥台倾斜角度的增大而增大。当桥台倾斜角度为零时,地震作用下的节点位移曲线几乎保持水平;在其他角度时,随着与边缘点距离的增大,节点位移先下降,再保持平稳,最后再增长,变化趋势呈现中空状。

2.2 背墙和土体之间的相互作用

图8为桥台在X、Y方向的受力时程曲线。从图8可看出:桥台的纵向受力远大于水平向受力,在

地震作用下纵向受力的最大值约为水平向受力最大值的2倍,达 7.57×10^5 kN。

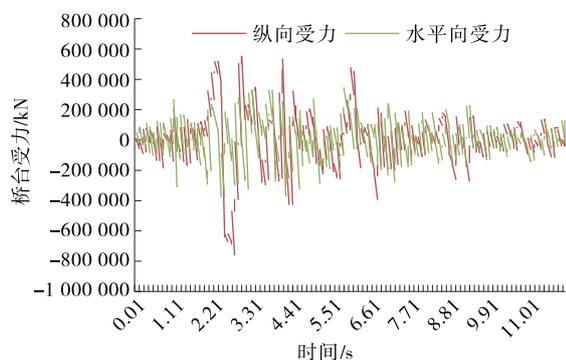


图8 桥台在X和Y方向的受力

图9为背墙节点5001的位移时程曲线。从图9可看出:节点位移随时间变化而增大,其中最大正向位移和最大负向位移都出现在地震发生的前3s内,分别为0.23和 -0.256 cm。

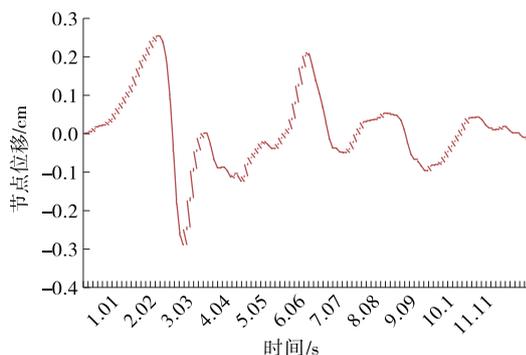


图9 节点5001的位移时程曲线

图10为桥台纵向受力和纵向位移的数据包络线,反映纵向受力和纵向位移之间的关系。从图10可看出:桥台纵向受力变化曲线的形状较复杂,呈倾斜角度为锐角的“8”字形。

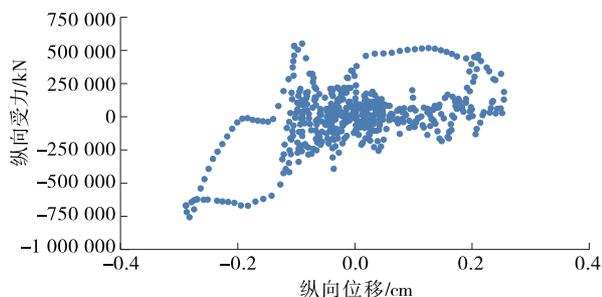


图10 桥台的纵向受力随位移的变化

图11和图12为桥台整体弯矩时程曲线。从中可看出:沿X和Y轴向的最大正弯矩和最大负弯矩出现在地震发生后的3.49~5.81s内,且桥台沿X

轴向的最大弯矩约为沿Y轴向弯矩的2倍,为 4.7×10^{-7} kN·m。

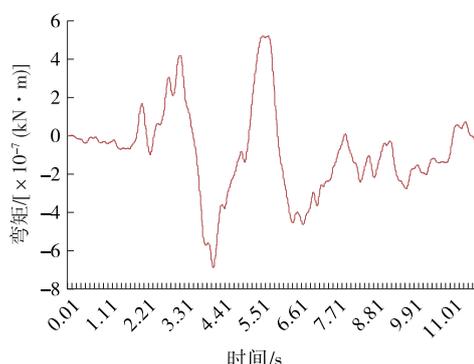


图11 桥台沿X轴向的弯矩

3 结论

(1) 除中间2个节点外,节点位移随着桥台倾斜角度的增大而增大;倾斜角度为零时,地震作用下的节点位移曲线几乎保持水平;其他角度时,节点位移随着距边缘点距离的增大而先下降,再保持平稳,最后增长,变化趋势呈中空状。

(2) 桥台纵向受力远大于水平向受力,在地震作用下纵向受力的最大值约为水平向受力最大值的2倍,达 7.57×10^5 kN。

(3) 背墙节点5001的位移随着时间增长而增加,最大正向位移和最大负向位移都出现在地震前3s内,分别为0.23和 -0.256 cm。

(4) 桥台的受力和位移之间的关系较复杂,其包络线呈倾斜角度为锐角的“8”字形。

(5) 在地震作用下,沿X轴的最大弯矩约为沿Y轴最大弯矩的2倍,为 4.7×10^{-7} kN·m。

参考文献:

- [1] Jennings P C, Housner G W, Hudson D E, et al. Engineering features of the San Fernando earthquake of February 9, 1971[R]. California Institute of Technology, 1971.
- [2] Yashinsky M, Oviedo R, Ashford S A, et al. Performance of highway and railway structures during the February 27, 2010 Maule Chile earthquake [R]. EERI/PEER/FHWA bridge team report, 2010.
- [3] Kawashima K, Unjoh S, Hoshikuma J, et al. Damage of transportation facility due to 2010 Chile earthquake [R]. Bridge Team Dispatched by Japan Society of Civil

(下转第157页)

接缝严密、有足够的刚度和稳定性。其中拱架采用钢拱架,用钢轨加工制成,钢拱架的间距根据地质条件等确定。2) 架设前按主拱中线、标高和允许误差预留沉落量,并对拱圈断面尺寸进行复核。3) 架设拱架、模板应位置准确,连接牢固。拱架使用前先在样台上试拼装;在拱架外缘沿径向用支撑与拱壁顶紧,以防浇筑过程中拱架变形。模板接头处的板缝应光滑整齐,挡头处的模板根据砼断面情况定制,并确保挡头板与拱壁之间没有缝隙、紧密贴合。

(3) 砼拌制与运输。1) 模筑砼的生产配合比应通过试验验证,确保配合比满足设计强度要求。2) 采用机械拌和砼,严格按照重量配合比供料,特别是加水量,以控制水灰比和坍落度等。主拱圈等不便施工之处砼坍落度控制在 2~5 cm,边墙处砼坍落度为 1~4 cm。砼拌和后尽快浇筑。3) 砼运送时间一般不得超过 45 min,防止产生离析和初凝现象,同时确保运输中坍落度损失不超过 30%。

(4) 模筑砼浇筑。1) 拱圈浇筑从两侧拱脚向拱顶对称进行,间歇及封顶的层面呈辐射状。2) 主拱浇筑时,为确保主拱与原桥梁有效结合,砼应充满所有粘合面的角落,并振捣密实。3) 主拱封顶施工随拱圈浇筑及时进行,封顶位置留 7~10 cm,在完成边墙浇灌 24 h 后进行浇灌。

(5) 砼养护与拆模。1) 砼浇筑成型 10~12 h 后开始洒水养护,确保砼有良好的凝结硬化条件。养护时间根据施工地段的气温、空气相对湿度和水泥品种确定,一般为 7~14 d。2) 拱架和模板的拆除条件为砼强度达到 5.0 MPa 或拆模时砼表面及棱角不致损坏,并能承受自重。

5 结语

该文针对某在役双曲拱桥存在的主要病害,采

用模筑砼加固方法,基于目前的规范要求,将原来桥梁可承受的荷载进行提升,由原来的汽-13、拖-60 提升到现在的汽-超 20、挂-120;并对桥梁拉应力超限问题进行处理,原结构能承受的拉应力为 2.34 MPa,加固后拱脚部位最大拉应力为 6.16 MPa,超过容许应力 1.27 MPa。通过实际检测与理论计算,加固后拱脚部分拉应力消除,其他截面压应力比容许值小,且通行汽-超 20 和挂-120 时无异常现象。此外,在外观上对裂缝进行修补处理,基本消除了裂缝,且加固后桥梁运行期间无新裂缝出现。

参考文献:

[1] 贺志勇,陈辉杰,张树春.某 T 形刚构桥体外预应力加固效果评价[J].中外公路,2015,35(4).
 [2] 赵晓春.体外预应力结构计算的接触分析方法[J].公路工程,2014,39(2).
 [3] 邢兵,强士中,唐堂.关于桥梁承载能力评定若干问题的思考[J].中外公路,2015,35(6).
 [4] 黄尚.桥梁桩基加固设计方案探讨[J].公路与汽运,2017(4).
 [5] 欧阳潮.预应力连续箱梁桥病害分析及加固方法研究[J].公路与汽运,2016(4).
 [6] 杨国立,李瑞鹤.某旧拱桥病害分析及加固设计与施工[J].混凝土与水泥制品,2013(9).
 [7] 陈锦辉.某巧工拱桥加固设计与施工方案探析[J].福建交通科技,2012(1).
 [8] 吴跃梓.钢筋混凝土外包主拱圈加固石拱桥技术探讨[J].筑路机械与施工机械化,2016,33(8).
 [9] 高勇,魏景和,阳浩,等.增大截面法在既有双曲拱桥加固中的应用[J].公路与汽运,2017(2).
 [10] 袁友忠.钢筋砼双曲拱桥病害分析及粘贴钢板加固[J].公路与汽运,2016(6).

收稿日期:2017-08-30

(上接第 151 页)

Engineers,2010.
 [4] 张敏,张雷顺.南水北调某公路斜桥抗震设计研究[J].四川建筑科学研究,2011,37(5).
 [5] 刘陆宇,焦驰宇,袁旭斌,等.某斜交 V 型墩刚构桥抗震性能研究[J].山西建筑,2013,39(34).
 [6] 夏桂云,俞茂宏,李传习,等.斜桥动力特性[J].交通运输工程学报,2009,9(4).
 [7] Meng J Y,Lui E M.Seismic analysis and assessment of a skew highway bridge [J]. Engineering Structures,

2000,22(11).
 [8] Abdel-Mohti A,Pekcan G.Seismic response of skewed RC box-girder bridges[J].Earthquake Engineering and Engineering Vibration,2008,7(4).
 [9] Peyman Kaviani,Farzin Zareian,Ertugrul Taciroglu.Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments [J]. Engineering Structures, 2012,45(15).

收稿日期:2017-08-21