

高烈度区液化场地连续梁桥减隔震设计研究

倪文龙,周建华,陈红星

[悉地(苏州)勘察设计顾问有限公司, 江苏 苏州 215000]

摘 要:以海口港某高架项目 $3 \times 18.6 \text{ m}$ 连续箱梁为研究背景,以《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T2231-01—2020)^[1]为研究依据,利用有限元软件进行抗震设计分析。研究得出:(1)高烈度区液化场地连续梁桥宜采用减隔震设计。(2)采用了减隔震设计,结构基本周期较长、非线性特征较强,更宜采用时程法进行分析。(3)消除桩间液化土后,改善了地震作用下桥梁下部结构的受力,特别是桩基的受力。

关键词: 减隔震; 液化场地; 高烈度区; 连续梁桥; 时程分析; 摩擦摆式减隔震支座

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)03-0076-04

0 引言

中、小跨径连续梁桥通常采用盆式橡胶支座,在纵向地震力作用下,地震效应主要集中在设有固定支座的桥墩(制动墩)上。这导致连续梁桥的制动墩在高烈度区的地震效应极大,通常难以满足纵向抗震计算。对于这类桥梁,可采用减隔震设计,使其:

- (1) 延长桥梁结构的基本周期,降低地震效应;
- (2) 使各桥墩一起承担纵向地震力;
- (3) 通过支座耗能,进一步降低地震效应^[2-4]。

对于地震液化场地的桥梁,一般采用桩基础穿越可液化土层。但土层液化后不能有效对桩基提供支撑,使得桩基内力增大,并延长桥梁结构本身的基本周期。若场地的特征周期也较长,则延长周期不能避开地震能量集中频段,使得减震率降低。

本文以采用摩擦摆式支座的 $3 \times 18.6 \text{ m}$ 连续梁桥为背景。利用 Midas Civil 有限元软件,采用时程法并与新版抗规^[1]的多振型反应谱迭代法进行对比,探讨高烈度区液化场地连续梁桥的减隔震设计。

1 工程概况

某高架位于海口港内,连接港区内外交通。其中,多联高架出于美观考虑,桥墩需与相邻停车场立柱在同一直线上,采用了 $3 \times 18.6 \text{ m}$ 的跨径。桥梁上部结构为普通钢筋混凝土现浇箱梁,桥宽 8.5 m ,梁高 1.8 m ;下部结构为花瓶墩 $+2.2 \text{ m}$ 厚承台 $+4$ 根

D1.2 m 现浇钻孔嵌岩桩,如图 1 所示。

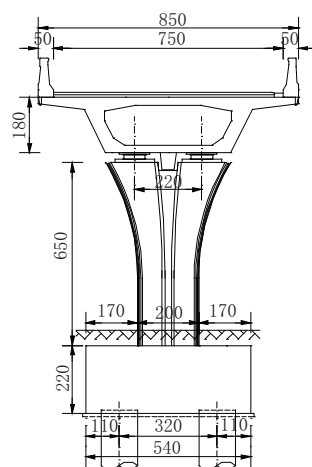


图 1 桥梁横断面(单位:cm)

根据地勘报告,本工程场地抗震设防烈度为 8 度,基本地震动峰值加速度值为 $0.30g$,设计地震分组为第二组,场地类别属Ⅲ类,反应谱特征周期为 0.45 s 。桥梁抗震设防类别为 C 类。

场地地下水水位埋深较浅,20 m 深度范围内土层①、②和④层为饱和砂土,均判定为液化土。液化指数为 $I_{\text{LE}}=11.20 \sim 32.02$,平均值为 22.40,综合判定液化等级为严重。

2 有限元建模及抗震分析研究

2.1 有限元模型

计算模型采用连续三联 $3 \times 18.6 \text{ m}$ 桥梁进行计算分析,如图 2 所示。计算结果以中间联为准,相邻联桥梁作为中间联的边界条件。桥梁构件均采用杆系单元进行模拟。时程分析时,采用新版抗规^[1]10.3.3-2 摩擦摆式双线性恢复力模型来模拟支座;反应谱分析

时,采用线弹簧模拟支座。

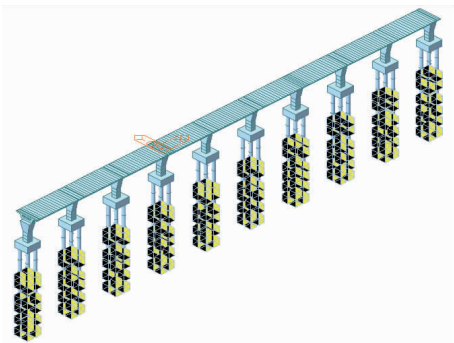


图2 计算模型简图

桩基支撑刚度,利用m法计算各桩基节点的水平约束刚度,并按新版抗规^[1]4.4.2条根据土层的液化程度及深度对m值进行折减。本项目地下水水位按地面以下0.5m考虑,水位以下10m液化土层折减系数 $\alpha=0$,10~20m液化土层折减系数 $\alpha=1/3$ 。

2.2 基于有限元模型的抗震分析研究

2.2.1 桥梁减隔震设计与非减隔震设计对比分析

根据新版抗规^[1]10.1.3条,采用减隔震设计的桥梁宜同时对相应的非减隔震桥梁进行抗震分析,检验是否适合采用减隔震设计及减隔震效果。

非减隔震设计采用盆式橡胶支座,其纵向地震计算采用反应谱分析,E2作用反应谱函数如图3所示。

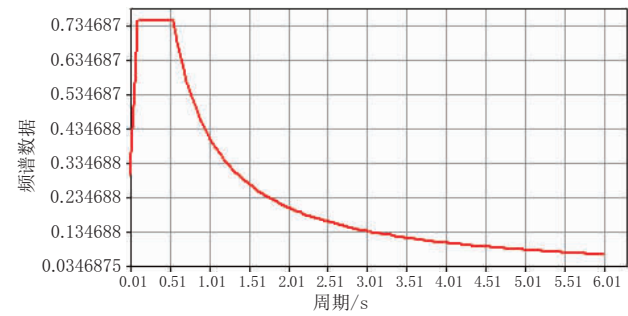


图3 E2作用反应谱函数

减隔震设计采用摩擦摆式支座,支座的球面半径为4m,设计摩擦系数为0.03^[5],其纵向地震计算采用时程分析。地震波根据E2反应谱函数模拟3条人工波作为时程的地震输入,如图4所示。其有效峰值、持续时间、频谱特性满足规范要求。并取其对应结果的最大值,作为时程分析结果。

经建模计算,桥梁减隔震设计与非减隔震设计的纵向动力特性见表1。可见,采用减隔震设计后,桥梁的纵向一阶振型的周期明显延长。

两者的下部结构纵向弯矩图如图5、图6所示。内力的汇总结果见表2、表3。其中,减震率为:

$$\Delta = \frac{S_1 - S_2}{S_1}$$

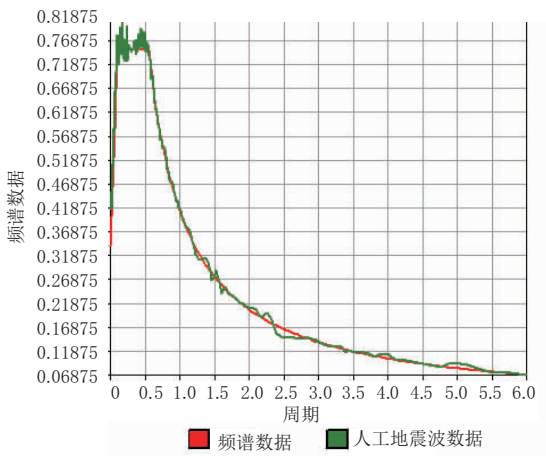
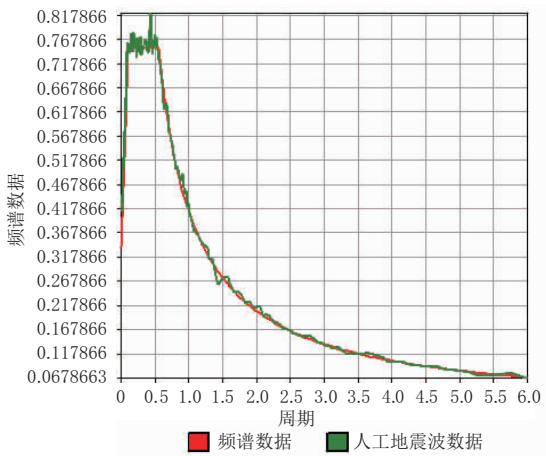
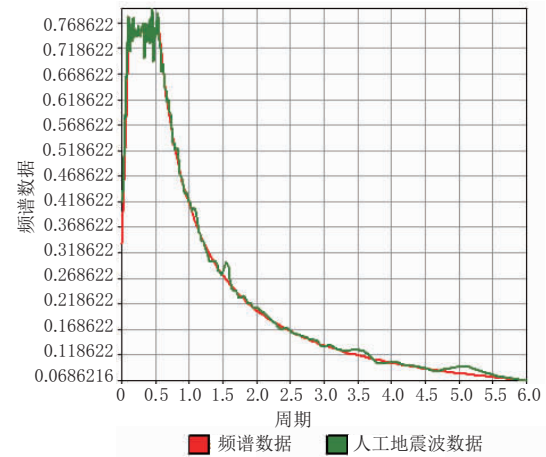


图4 三条人工波与反应谱对比图

表1 纵向振型周期		单位:s
项目	纵向一阶振型的周期	纵向二阶振型的周期
非减隔震设计	1.199	0.454
减隔震设计	2.841	0.415

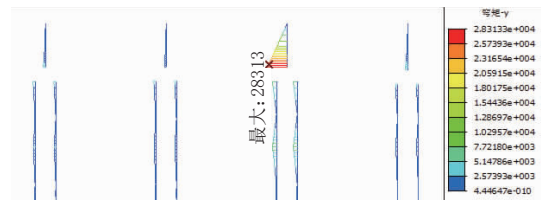


图5 非减隔震桥梁E2作用下桥墩及桩基弯矩图(单位:kN·m)

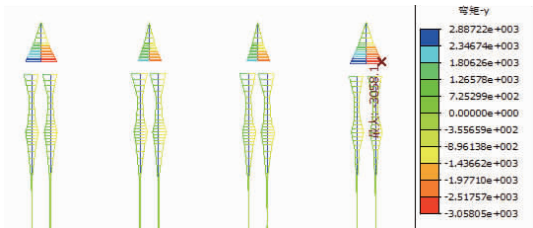


图6 减隔震桥梁E2作用下桥墩及桩基弯矩图(单位:kN·m)

表2 桥梁墩底纵向弯矩汇总 单位:kN·m

项目	固定支座中墩	活动支座中墩	边墩
非减隔震设计	28 313	2 555	3 143
减隔震设计	2 320	2 300	3 058
减震率	91.8%	10.0%	2.7%

表3 桥梁桩基最大纵向弯矩汇总 单位:kN·m

项目	固定支座中墩	活动支座中墩	边墩
非减隔震设计	6 021	2 900	3 009
减隔震设计	1 677	1 676	1 528
减震率	72.1%	42.2%	49.2%

式中: S_1 为非减隔震设计效应值; S_2 为减隔震设计效应值。

分析可知,采用减隔震设计可以大幅改善制动墩墩身及其桩基的受力。其中,墩底纵向弯矩减震率可达到91.8%,桩基最大纵向弯矩减震率为72.1%。其余非制动墩的受力情况也有适当改善。可见,位于高烈度区液化场地连续梁桥宜采用减隔震设计。

2.2.2 减隔震桥梁时程法与多振型反应谱法对比分析

新版抗规^[1]提供了计算减隔震桥梁的多振型反应谱法(以下简称“方法二”)。由于计算开始时梁体的水平位移是未知的,因此需要进行迭代计算,直至梁体位移两次迭代计算的误差小于3%后,才能终止迭代。

本文采用时程法(以下简称“方法一”)计算所得的梁体及支座位移为初始值,经过3次迭代计算,得全桥等效周期为3.141 s,全桥等效阻尼比为0.068。并根据新版抗规^[1]要求按此等效阻尼,修正0.8倍一阶振型周期及以上周期的反应谱值,如图7所示。

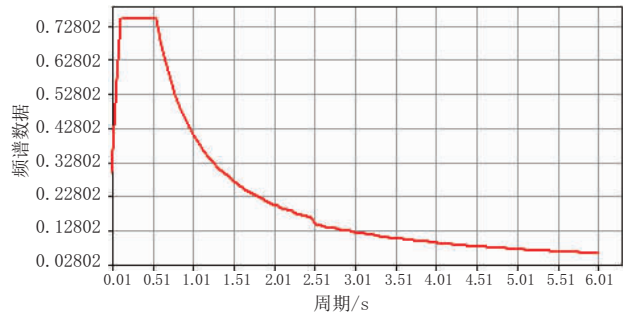


图7 修正E2作用反应谱函数

为了比较两者的结果,选取梁体位移、中墩的墩顶位移、支座位移、墩底弯矩、桩基最大弯矩为研究对象,结果汇总于表4。

表4 方法一和方法二地震效应结果对比

项目	梁体位移/mm	中墩墩顶位移/mm	中墩支座位移/mm	中墩墩底弯矩/(kN·m)	中墩桩基最大弯矩/(kN·m)
时程法 F1	150	30	120	2320	1677
多振型反应谱法 F2	280	41	239	3004	2785
误差 (F1-F2)/F2	-46.4%	-26.8%	-49.8%	-22.8%	-39.8%

分析可知,虽然方法二的计算结果可以包络住方法一,但是两者误差较大。主要原因是方法二未考虑减隔震装置(摩擦摆式支座)的非线性耗能特性。如图8所示,方法一的支座力-变形曲线与新版抗规^[1]10.3.3-2摩擦摆式双线性恢复力模型一致,且方法一考虑了地震作用下支座的耗能特性。

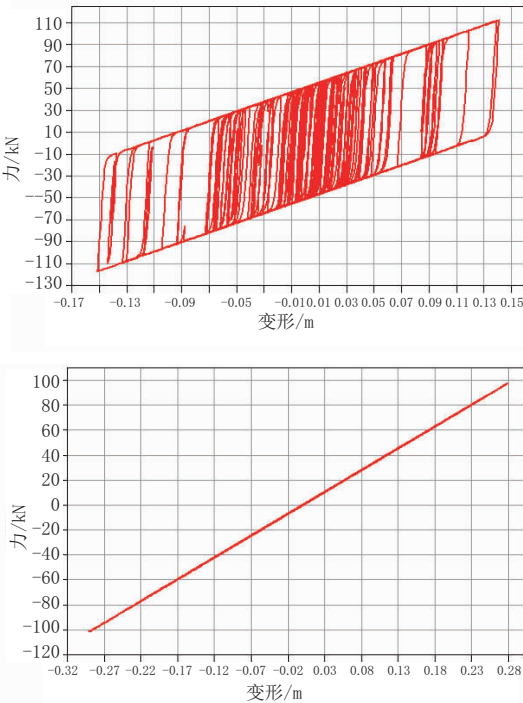


图8 E2作用下方法一、二中墩支座力-变形曲线

同时,根据新版抗规^[1]10.3.4条,减隔震桥梁抗震分析可采用反应谱法。当减隔震桥梁的基本周期(减隔震周期)大于3 s,必须采用非线性动力时程法。本模型的方法一计算的基本周期为2.841 s,已接近3 s。方法二计算的基本周期为3.141 s,已大于3 s。结构的非线性特征较强,因此采用方法二计算的误差较大。

对于高烈度区液化场地连续梁桥,采用了减隔震设计后,结构基本周期较长、非线性特征较强,更宜采用时程法进行分析。

2.2.3 消除桩间液化土后对减隔震桥梁抗震性能影响的对比分析

通过地基处理,可完全消除液化土层,此时桩间液化土层不再折减(以下简称“工况二”)。

现将其与未消除桩间液化土(以下简称“工况一”)的抗震性能结果进行对比,其纵向动力特性对比结果见表 5,其效应值——梁体位移、中墩的墩顶位移、支座位移、墩底弯矩、桩基最大弯矩对比结果见表 6。

表 5 工况一和工况二桥梁动力特性对比			单位:s
项目	纵向一阶振型的周期	纵向二阶振型的周期	
未消除桩间液化土	2.841	0.415	
消除桩间液化土	2.777	0.145	

表 6 工况一和工况二地震效应结果对比					
项目	梁体位移 / mm	中墩墩顶位移 / mm	中墩支座位移 / mm	中墩墩底弯矩 / (kN·m)	中墩桩基最大弯矩 / (kN·m)
未消除桩间液化土 S1	150	30	120	2 320	1 677
消除桩间液化土 S2	125	5	120	1 845	219
(S1-S2)/S1	16.7%	83.3%	0.0%	20.5%	86.9%

分析可知,消除桩间液化土可以有效提高下部结构的刚度。但对于实体花瓶墩,桥墩与支座的串联刚度主要由刚度较小的支座刚度控制,所以对于全桥等效刚度的影响较小,全桥的纵向一阶振型周期只略微减小。

同时消除桩间液化土后,下部结构的刚度提高,使得墩顶位移明显减少。并根据全桥等效阻尼比公式可知:

$$\zeta_{ep} = \frac{2 \sum [Q_{d,i}(d_i - \Delta_{y,i})]}{\pi \sum [K_{eq,i}(d_i + d_{p,i})^2]}$$

式中: $d_{p,i}$ 为桥墩顶部水平位移。墩顶位移的减小,提高了支座变形耗能的比重,使得全桥等效阻尼比增大,桥梁下部结构的地震效应减小。特别对于桥梁桩基,非液化土还能对桩基提供有效支撑,对于减小桩基的地震效应效果显著。

但对于工程项目来说,地基处理不仅会增加工期,而且会增大项目投资。在满足规范抗震验算要求的前提下,是不消除桩间液化土增加构件尺寸或配筋,还是消除桩间液化土减小结构地震效应,需要根据不同项目的特点酌情选择。

3 结 语

- (1)高烈度区液化场地连续梁桥宜采用减隔震设计,可以大幅改善地震作用下制动墩墩身及其桩基的受力。
- (2)采用了减隔震设计后,结构基本周期较长、非线性特征较强,更宜采用时程法进行分析。
- (3)消除桩间液化土后,提高了支座变形耗能的比重,改善了地震作用下桥梁下部结构的受力。同时,非液化土能对桩基提供有效支撑,对减小桩基的地震效应效果显著。

参考文献:

[1] JTG/T 2231-01—2020,公路桥梁抗震设计规范[S].

[2] 郭红梅,周燕,张凯,等.大跨连续梁桥桩基础的减隔震分析[J].郑州大学学报(工学版),2015,36(1):70-74.

[3] 范立础,王志强.桥梁减隔震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.

[4] 张西丁.基于修正反应谱法的简支桥梁减隔震性能研究[J].工程与建设,2021,35(3):547-552.

[5] JT/T 852—2013,公路桥梁摩擦摆式减隔震支座[S].

(上接第 60 页)

参考文献:

[1] 李军平,刘治国,车平.我国钢桥梁制造技术的发展及展望[J].桥梁,2020(2):42-47.

[2] 李毅,李军平.南京三桥钢塔节段焊接变形及几何精度的控制[J].钢结构,2006(3):89-91.

[3] 戴永宁,林鸣,武焕陵,等.南京长江第三大桥钢索塔技术[M].北京:人民交通出版社,2005:251-261.

[4] 张永利,顾碧峰.钢塔节段水平预拼装关键技术研究[J].中国工程科

学,2010(4):48-52.

[5] 张永利,吉敏廷.南京长江三桥钢索塔制作精度管理系统研究[J].钢结构,2008(1):56-60.

[6] 李军平,李毅,成宇海.南京长江第三大桥钢塔柱制作与安装技术[J].桥梁建设,2006(2):61-61,66.

[7] 戴书学.泰州长江公路大桥钢塔柱吊装施工[J].中国港湾建设,2011(2):51-54.

[8] 吴义龙.马鞍山长江公路大桥钢塔线形控制技术[J].世界桥梁,2014(6):21-25.