

强震区多跨简支梁桥抗震加固措施对比研究及应用

成先杰^{1,2}, 胡浩^{1,2}

(1. 中交第二航务工程局有限公司设计研究院, 湖北 武汉 430040;

2. 海工结构新材料及维护加固技术湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430040)

摘要:结合美洲强震区一座三跨简支梁桥工程实例进行地震响应分析,对比分析更换普通板式橡胶支座、桥面连续、跨间增加限位索、更换减隔震支座等不同加固方式的地震响应。分析考虑了台背土约束及梁体碰撞对地震响应的影响。结果表明:普通板式支座能降低桥墩延性系数,起到隔震效果,但梁间碰撞风险较大,容易发生落梁。桥面连续和墩顶限位索均能较好地限制梁间相对位移,但需特别关注限位索的承载能力校核及支座失效情况。铅芯支座能较好地提高桥梁抗震能力,满足桥墩延性能力需求,也能降低梁体发生碰撞风险。该文通过采取减隔震支座+桥面连续方式对原桥进行加固,给出了桥面连续和减隔震支座更换的具体实施方案。

关键词:抗震加固;更换减隔震支座;限位索;桥面连续;梁间碰撞

中图分类号:U443.3

文献标志码:A

0 引言

多跨简支梁桥是早期公路桥梁设计中一种较为普遍的结构形式,由于建造时间较早,不具备或缺乏抗震能力,需要进行抗震加固以提高桥梁的抗震性能。目前对多跨简支梁的抗震加固研究主要有:桥面简支变连续,墩梁固结浇筑,更换橡胶支座,更换减隔震支座,跨间增加限位索,增加防落梁措施等。Caner等^[1]研究了桥面连续加固对多跨简支梁桥的地震响应影响,认为桥面连续可以减少落梁风险;李建中等^[2]建立了碰撞模型,通过非线性时程分析发现桥梁相邻联的周期比对碰撞反应的影响很大;Saïidi等^[3]对多跨简支梁桥限位拉索进行研究,发现拉索可有效降低梁间相对位移,但减少量与拉索的数量不成比例。本文基于美洲强震区某桥梁加固项目,综合对比了不同加固措施对桥梁纵向地震响应的影响。

1 工程概况

某桥为(30+30+30)m简支I梁桥,位于美洲强震区,桥梁全长91.0m,桥宽10.6m,如图1所示。下

部结构为圆柱T形墩,P1、P2墩高分别为11.3m、13.3m,桥墩截面为直径1.83m圆形截面,截面配置36根11号钢筋,配筋率1.38%,桥墩基础为矩形扩大基础,基础埋深约5.0m。桥台为肋板式桥台,扩大基础。原桥结构及桥面均为简支体系,桥台处伸缩缝宽度为6cm,跨间缝宽4cm。简支梁一端为固定支座,另一端为滑动支座。该桥修建于1980年,设计时未考虑地震工况。加固设计中根据AASHTO规范,按照1000年一遇地震荷载进行设计。

本文考虑不同加固方案对桥梁安全的影响,具体抗震加固方案为:①A0:维持原桥设计不变;②A1:更换为普通板式橡胶支座;③A2:桥面连续,更换普通板式橡胶支座;④A3:桥面不连续,墩顶限位索约束,更换为普通板式橡胶支座;⑤A4:桥面不连续,更换铅芯减隔震支座;⑥A5:桥面连续,更换铅芯减隔震支座。

2 有限元计算

2.1 总体模型

采用Csibridge有限元软件建立全桥三维空间模型,如图2所示。主梁及桥墩采用梁单元模拟,墩底

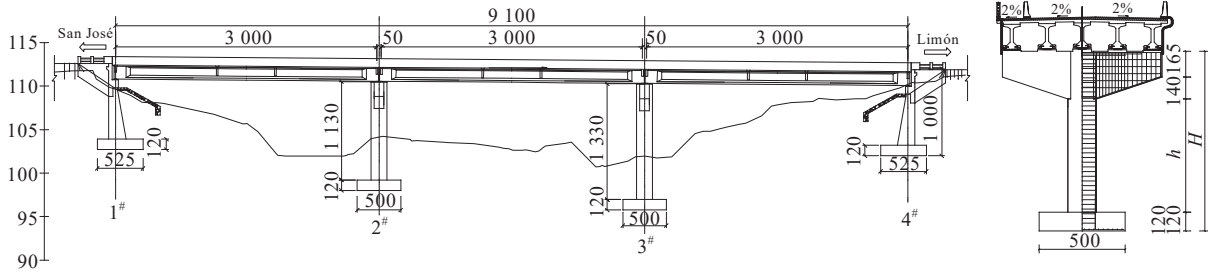


图1 桥型布置图及桥墩构造图(除标高为m外,其余单位:cm)

采用6自由度弹簧在墩底约束,铅芯减隔震支座采用非线性连接单元(Rubber Isolator)进行模拟。

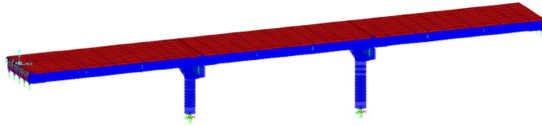


图2 结构计算模型

2.2 碰撞模拟

接触单元法为模拟碰撞效应的方法之一,目前已经发展出线性弹簧单元、线性弹簧阻尼器单元(Kelvin模型)、非线性弹簧单元(Hertz模型)、非线性弹簧阻尼单元(Hertz-damp模型)等。考虑当相邻梁长差别较小时,碰撞耗能较小^[4],本文采用线性弹簧碰撞模型来模拟碰撞效应。碰撞模拟示意图如图3所示。计算分析采用Gap连接来模拟,碰撞力 F_c 的计算公式如下:

$$F_c = \begin{cases} k(\mu_1 - \mu_2 - g_p) & \mu_1 - \mu_2 - g_p \geq 0 \\ 0 & \mu_1 - \mu_2 - g_p < 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: g_p 为伸缩缝的间隙; $\mu_1 - \mu_2$ 为梁间的相对位移; k 为碰撞接触轴向刚度^[5],计算得到接触单元刚度值为 1.0×10^6 kN/m。

2.3 桥墩塑性铰模拟

根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01—2020)^[6],允许桥墩在强震作用下产生塑性铰并消耗地震能量,从而保护桥梁其他部件免遭破坏。常用的模拟钢筋混凝土桥墩弹塑性行为的方法有纤维弹塑性梁单元、集中塑性铰梁单元和弹簧模型等。Takeda塑性铰、Pivot塑性铰、Clough塑性铰均考虑了钢筋混凝土的开裂特征,能较好拟合结构开裂中的刚度退化。本文计算采用Takeda塑性铰滞回模拟。Takeda塑性铰滞回模型及桥墩 $M-\phi$ 曲线见图4。

约束混凝土和非约束混凝土的本构关系服从Mander本构模型,钢筋服从Park滞回模型。通过上

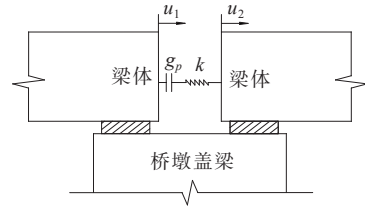
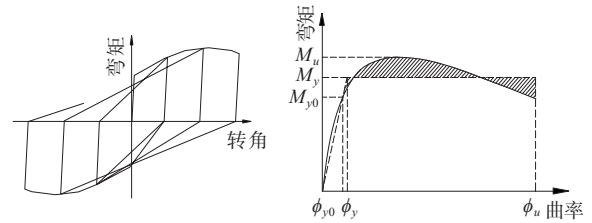


图3 碰撞模拟示意图



(a) Takeda塑性铰滞回模型

(b) 桥墩 $M-\phi$ 曲线图4 Takeda塑性铰滞回模型及桥墩 $M-\phi$ 曲线

述材料的本构模型计算得到桥墩的 $M-\phi$ (弯矩-曲率)曲线^[7],然后采用文献[8]推荐的公式将 $M-\phi$ 关系转化为弯矩-转角关系,得到桥墩Takeda塑性铰的模型参数,见表1。

2.4 台背纵向约束

桥台纵向刚度是桥梁抗震计算的重要参数,中国规范一般简化忽略其对全桥的纵向地震响应影响。美国AASHTO^[9]及加州规范均对桥台的纵向刚度有明确的规定及算法。本文按照AASHTO推荐方法进行模拟。

当桥台台背填料为非黏性且无塑性土(细粒土含量小于30%),压实度大于95%时,台背被动土压力 p_p 可以按照 $2H_w/3$ 考虑,台背土的纵向刚度值按下式计算:

$$P_p = p_p \cdot H_w \cdot W_w \quad (2)$$

$$p_p = 2H_w/3 \quad (3)$$

$$K_{\text{eff}} = \frac{P_p}{(F_w H_w + D_g)} \quad (4)$$

式中: P_p 为被动土作用力; p_p 为被动土压力; H_w 为墙背高度; W_w 为墙背宽度; F_w 为系数,砂土取0.01; D_g

表 1 桥墩塑性铰模拟参数

桥墩	轴力/ kN	开裂弯矩/ (kN·m)	开裂转角/ rad	等效屈服弯矩/ (kN·m)	等效屈服转角/ rad	极限弯矩/ (kN·m)	极限转角/ rad
1 [#]	7 501.9	2 512.6	1.64E-04	15 652.6	2.67E-03	16 493.1	3.97E-02
2 [#]	7 652.4	3 294.1	2.22E-04	16 539.6	2.83E-03	16 539.6	3.97E-02

为伸缩缝宽度,该桥为 60 mm。

考虑采用 Gap 单元进行模拟,计算得到桥台对梁端刚度贡献值为 57 598 kN/m。位移与被动土压力关系如图 5 所示。

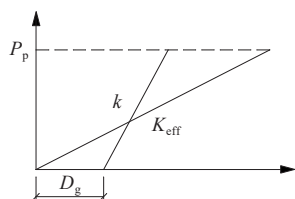


图 5 位移与被动土压力关系

2.5 桥面连续模拟

一般认为,桥面连续结构在顺桥向具有较大的轴向刚度,在横桥向也具有较大的抗弯、抗剪刚度,从而将各跨主梁连为整体。但其竖向剪切刚度和绕横桥向的抗弯刚度却很弱,几乎不考虑。本文采用梁单元模拟桥面连续构造,截面厚度取桥面板的有效厚度。该桥桥面板厚度为 25 cm,有效厚度取 20 cm。

2.6 限位索模拟

限位拉索作用主要是防止梁体由于支撑长度不够或地震作用下梁间发生碰撞导致出现落梁的风险。设计时限位拉索的强度可以大于或等于相应位置支座的支反力^[10]。本桥考虑采用 13-15.24 预应力钢束作为限位索,限位索长度按照 700 mm 考虑,梁间初始间隙为 40 mm。如图 6 所示。

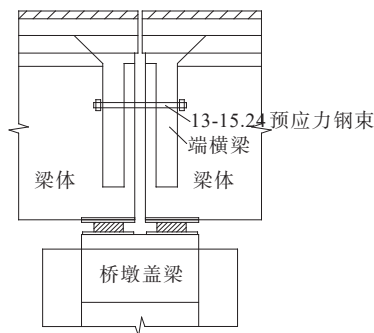


图 6 限位索设置(单位:mm)

2.7 支座模拟

按照抗震规范^[6]对普通板式支座进行模拟,采用 Plastic(Wen)连接单元模拟支座的非线性行为。板

式橡胶支座剪切刚度为:

$$k = \frac{G_D A_R}{\sum t} \quad (5)$$

式中: G_D 为板式橡胶支座的动剪切模量; A_R 为板式橡胶支座的剪切面积; t 为板式橡胶层总厚度。

加固方案使用铅芯减隔震支座参数如下:屈服力 $Q_d=80$ kN,屈前刚度为 6 000 kN/m,屈后刚度为 600 kN/m。板式橡胶支座及铅芯隔震支座恢复力模型见图 7。

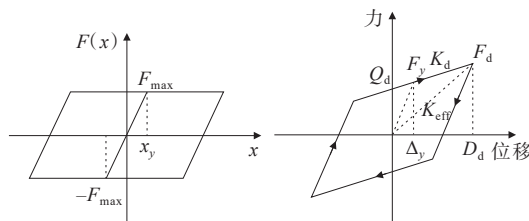


图 7 板式橡胶支座及铅芯隔震支座恢复力模型

2.8 地震荷载输入

根据设计目标反应谱,通过 PEER 数据库选取需要的地震波进行计算,以“El Mayor-Cucapah_Mexico”地震波为例进行分析,调整后的峰值加速度为 0.545g,如图 8 所示。选用波与目标谱的匹配情况如图 9。匹配范围为 $(0.2 \sim 2)T_s$,其中 T_s 为结构基本周期。地震波按照纵桥向输入进行结构计算。

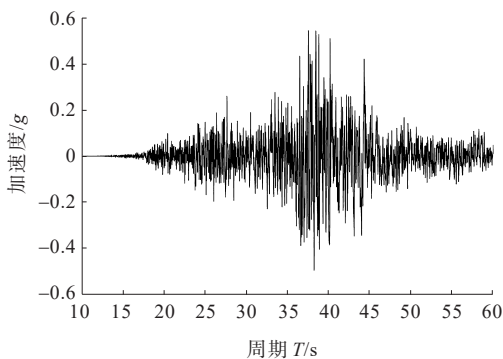


图 8 经调整的“El Mayor-Cucapah_Mexico”地震波

3 地震响应分析

本文主要研究在地震波“El Mayor-Cucapah_

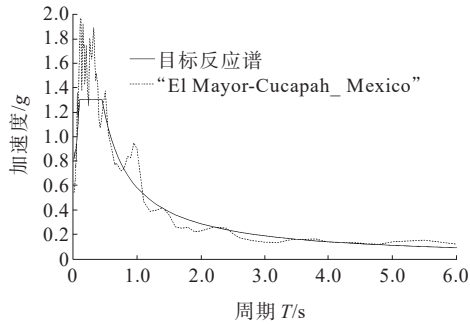


图9 地震波与反应谱匹配

Mexico”作用下,不同加固措施下桥梁的纵向地震响应。

3.1 桥墩

原桥1#桥墩墩底塑性铰滞回曲线见图10,采用不同加固措施后其滞回曲线计算结果如图11所示,原桥1#桥墩的延性系数^[6]为4.74;普通板式橡胶支座更换处理后降为1.45;普通支座+桥面连续加固后降为1.49;普通支座+限位索加固延性系数为1.21;铅芯减隔震支座更换后延性系数降为0.78;铅芯支座+桥面连续加固后系数为0.81。由此可见,5种加固方案均能较大程度降低桥墩延性系数,其中铅芯支座方案桥墩表现弹性,与铅芯支座+桥面连续加固效果相当,普通支座+限位索效果次之。

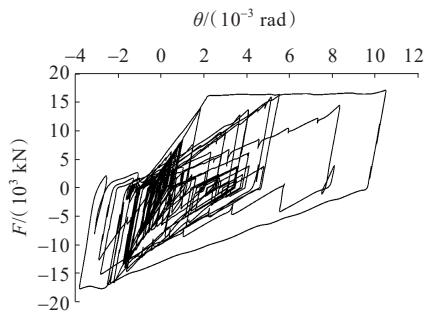
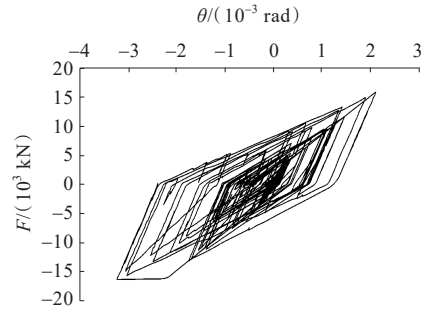


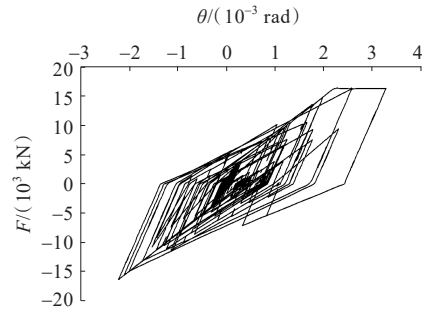
图10 原桥1#桥墩墩底塑性铰滞回曲线

3.2 墩顶梁间碰撞力

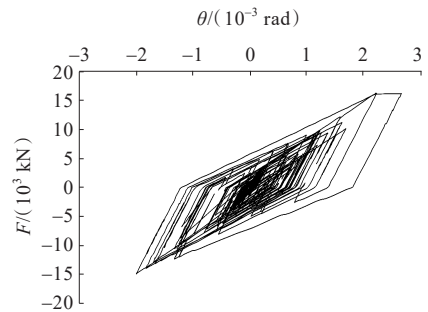
由于桥面连续方案中墩顶梁间不存在碰撞工况,这里仅分析其他3种方案与原桥方案对比情况。不同方案中,墩顶梁间碰撞力和梁间相对位移结果如图12、13所示。通过对比可知:普通支座方案梁间碰撞力最大,同时梁间相对位移也最大,存在极大的落梁风险。普通支座+限位索方案梁间相对位移最小,限位索的限位效果较好。限位索的拉力结果如图14所示。A3方案限位索的拉力最大可以达到5 000 kN,限位索破坏,可以通过增加钢束直径、限位



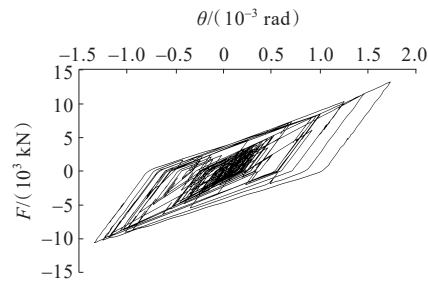
(a) 普通橡胶支座



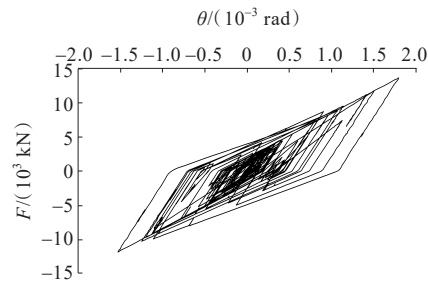
(b) 普通支座+桥面连续



(c) 普通支座+限位索



(d) 铅芯减隔震支座



(e) 铅芯支座+桥面连续

图11 不同加固措施下1#桥墩墩底塑性铰滞回曲线

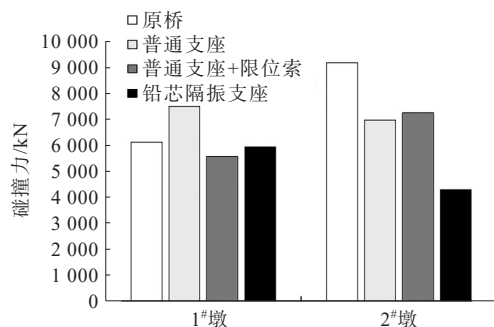


图 12 墩顶梁间碰撞力

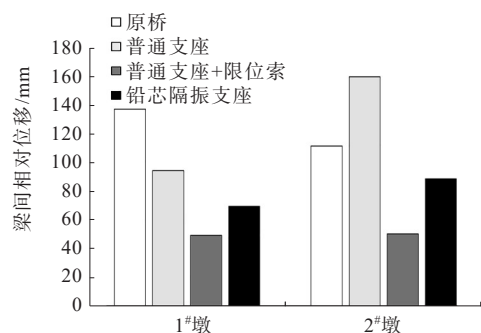


图 13 墩顶梁间相对位移

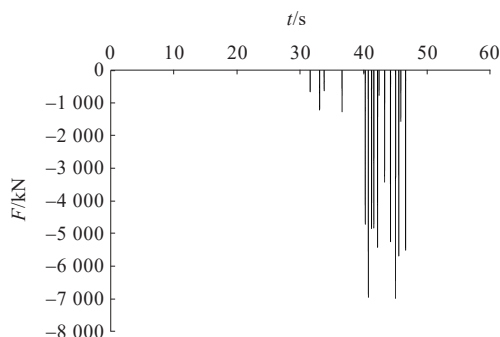


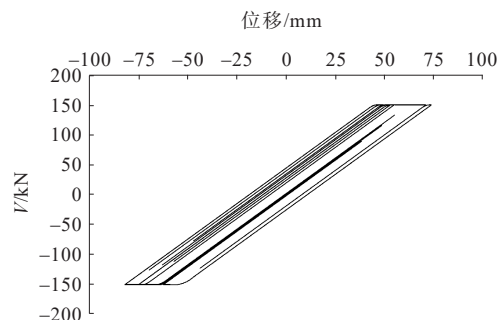
图 14 A3方案限位索的拉力

索数量或者加入橡胶缓冲装置降低地震力产生的拉力。铅芯支座方案梁间碰撞力和位移均较小,最大相对位移发生在2#墩顶,约80 mm,在可接受范围内。

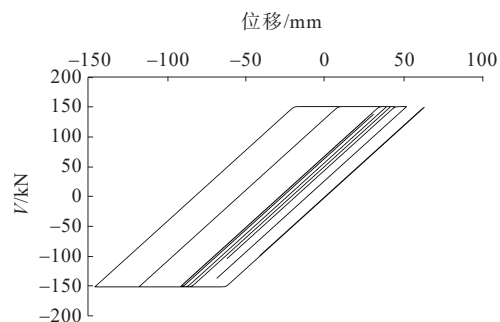
3.3 支座位移

支座滞回曲线如图15所示,方案A1、A3采用普通板式支座,支座滞回曲线面积较小,不如铅芯支座方案耗能效果好,与3.1节桥墩延性系数结果一致。水平力超过板式橡胶支座抗剪能力后,支座失效与梁体发生永久滑移或支座破坏,支座模拟计算中按二次刚度为0考虑。

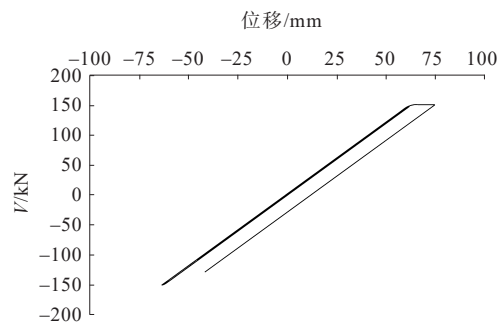
如图15(a)、(b),普通支座+桥面连续方案支座二次刚度为0时的位移约为8 cm,表明支座早已失效破坏或发生滑移。铅芯支座及铅芯支座+桥面连续方案支座耗能水平相当,支座位移均在容许范围内。



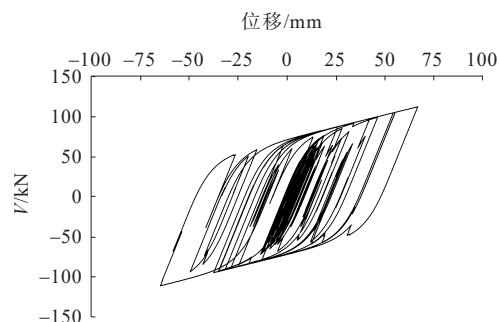
(a) 普通橡胶支座



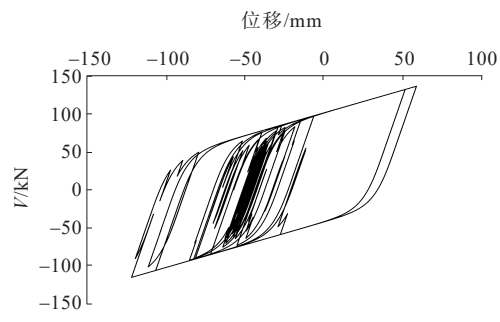
(b) 普通支座+桥面连续



(c) 普通支座+限位索



(d) 铅芯减隔震支座



(e) 铅芯支座+桥面连续

图 15 不同方案支座的滞回曲线

4 加固措施实施

通过上述对比,建议对该桥采用桥面连续+铅芯减隔震支座方案,桥面连续能防止梁体之间发生碰撞,同时也提高了桥面行车的舒适性。减隔震支座有效降低地震力,提高桥梁抗震性能。

由于传统的桥面连续在实际运营过程中易出现

横向裂缝。国内研究人员提出了植入式桥面连续装置(ECS),能改善桥面抗裂性能,ECS具体构造如图16所示。

大多数老桥均为普通板式支座或四氟板支座,梁底与墩台间隙不足10 cm,减隔震支座上钢板安装非常困难,上钢板的锚栓安装不具备施工空间。为便于支座安装,考虑在梁端侧面植入锚栓进行安装,如图17所示。

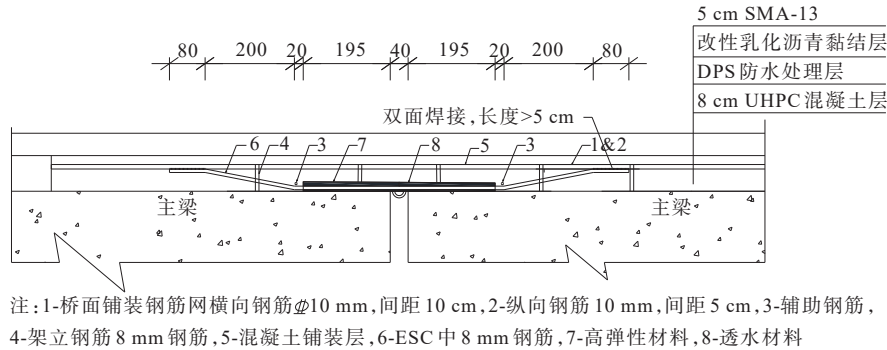


图16 ECS装置示意图(单位:cm)

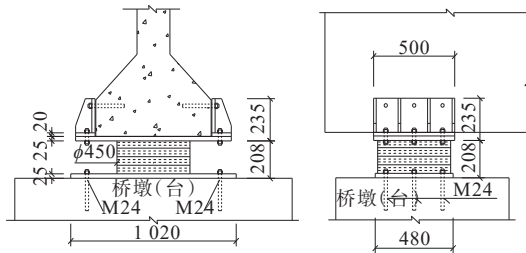


图17 支座安装示意图(单位:cm)

5 结论及建议

(1) 通过5种加固方案的对比分析,同时考虑桥墩塑性、梁体间碰撞、支座失效滑移等因素,得到采用安装铅芯减隔震支座方案及安装铅芯减隔震支座+桥面连续处理方案,桥墩处于弹性阶段,减隔震效果较好。但仅考虑减隔震支座,梁体间存在较大碰撞力,存在梁间发生碰撞而落梁风险。普通支座加限位索方案虽能降低梁间碰撞风险,但普通支座已失效破坏或者滑移。

(2) 在加固成本允许的情况下,推荐采用铅芯减隔震支座+桥面连续方案,能有效降低地震力,同时避免梁体间碰撞落梁且保证行车舒适性。

(3) 建议桥面连续采用植入式桥面连续(ECS)方案,能一定程度提高桥面连续的耐久性。

参考文献:

- [1] CANER A, DOGAN E, ZIA P. Seismic performance of multisimple-span bridges retrofitted with link slabs[J]. Journal of Bridge Engineering, 2002, 7(2): 85-93.
- [2] 李建中,范立础.非规则梁桥纵向地震反应及碰撞效应[J].土木工程学报, 2005, 38(1): 84-90.
- [3] SAHIDI M, RANDALL M, MARAGAKIS E, et al. Seismic restrainer design methods for simply supported bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2001, 6(5): 307-315.
- [4] 王东升,冯启民,王国新.基于直杆共轴碰撞理论的桥梁地震反应邻梁碰撞分析模型[J].工程力学, 2004, 21(2): 157-166.
- [5] MALHOTRA P K. Dynamics of seismic pounding at expansion joints of concrete bridges[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(7): 794-802.
- [6] 招商局重庆交通科研设计院有限公司.公路桥梁抗震设计规范:JTG/T 2231-01—2020[S].北京:人民交通出版社股份有限公司, 2020.
- [7] 汪泉清.高烈度区装配式公路桥梁抗震性能研究[J].中外公路, 2020, 40(6): 132-135.
- [8] 柳春光.桥梁结构地震响应与抗震性能分析[M].北京:中国建筑工业出版社, 2009.
- [9] AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design[S]. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011.
- [10] 朱文正,刘健新.公路桥梁连梁装置研究[J].公路交通科技, 2009, 26(4): 68-72.