

基于超高阻尼支座的斜拉桥隔振分析与应用

陶旭 杨仁猛 韦亮陆 韦永林

柳州东方工程橡胶制品有限公司 广西柳州 545005

摘要: 对某斜拉桥进行隔震分析研究,采用超高阻尼橡胶隔震支座,利用 Midas Civil 分析三维情况下,全桥主梁、墩以及桩-土结构在地震作用下的结构响应。采用双线性本构模型模拟橡胶隔震支座的力学性能,研究表明,使用超高阻尼橡胶支座隔震体系,对原结构固定墩处受力有较大改善,上部梁位移得到了很好的控制,减隔震效果显著。

关键词: 斜拉桥; 超高阻尼橡胶支座; 双线性本构模型

Seismic Isolation Analysis and Application of An Cable-Stayed Bridge Based on SHDR

Tao XuYang Ren-meng Wei Liang-lu Wei Yong-lin

(Liuzhou Orient Engineering Rubber Products Co.,Ltd. Liuzhou545005,China)

Abstract : To analyze the seismic isolation research of an cable-stayed bridge. Super high damping rubber isolation bearing (SHDR) and the Midas Civil software were used to study the structural response of the main bridge, piers and pile-soil structures under seismic action. The mechanical properties of rubber bearing were simulated with double linear constitutive model. The results show that after the installation of the SHDR bearing, the force decrement of the fixed piers is greatly and the displacement of the upper bridge is well controlled. The isolation effect was significant.

Keywords : cable-stayed bridge; super high damping rubber(SHDR); double linear constitutive model

引言

高烈度区斜拉桥在地震作用下的动态响应和减隔震分析问题,一直是国内外学者的研究重点。研究手段主要包括地震模拟震台实验、CAE 分析技术、工程应用实践等诸多方面。王瑞龙^[1]、王胜斌^[2]、宗周红^[3]等学者通过地震模拟振动台实验和 LS-DYNA 等数值软件分析技术,分析了斜拉桥结构在强震作用下的破坏模式和倒塌机理。汪正兴^[4]、王波^[5]、叶爱君^[6]等学者通过阻尼器提供附加阻尼分析了超大跨斜拉桥上的减震效果,冯云成等^[7]基于减隔震原理分析了弹性索和阻尼器对斜拉桥横向抗震性能的影响。既有的研究多倾向于通过应用阻尼器等手段增加斜拉桥结构的附加阻尼,进而达到降低结构响应和确保结构安全的目的,而对斜拉桥隔震理论和相关应用方面的研究报道相对较少。

因此,本文以某斜拉桥为工程背景,运用减隔震分析原理及 Midas Civil 有限元分析软件,对该桥进行强震下的动力反应分析,着重分析超高阻尼橡胶支座对结构整体性能和受力的影响。

1 超高阻尼橡胶支座的力学模型

超高阻尼隔震橡胶支座是采用阻尼比大于 18%的隔震橡胶支座,通过支座在水平方向的大位移剪切变形及滞回耗能实现结构的减隔震功能。

超高阻尼橡胶支座力学性能稳定,震后残余变形小,不易发生疲劳破坏,无环境污染问题,已开始逐步推广应用开来,并在港珠澳大桥上得到了很好的应用。国内外学者相继提出了多种经典的力学模型来模拟橡胶支座的力学性能,如线性模型、Wen-Benc 模型、Takeda 模型等^[8-9]。Wen-Benc 模型避免了反复处理拐点积分问题,可有效解决塑性机制的判断处理,从而节约大量计算资源;Takeda 模型参数众多处理起来显得相对复杂。袁涌等^[10]根据连续介质力学理论,通过引入应变能函数在超弹性 Zener 模型基础上改进得到新的模型,能很好的描述高阻尼橡胶隔震支座的速度相关性。常见线性模型包含等效线性模型,双线性模型和三线性模型,其中双线性模型由于参数数量少,又能较好的反应橡胶支座的阻尼性能而被广

泛用于各类型隔震工程分析当中。

双线性模型恢复力可用式(1)进行表示,模型示意图如图 1。

$$\begin{cases} F = K_1 u & , u \leq u_y \\ F = K_2 u + (1 - K_2 / K_1) F_y & , u > u_y \end{cases} \quad (1)$$

其中, F-支座恢复力, u-水平位移, K₁、K₂-初始和屈服后刚度, u_y-屈服位移, F_y水平屈服剪力。

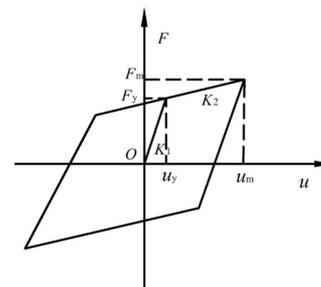


图 1 双线性模型示意图

上述模型参数,可根据实验所得滞回曲线数据进行拟合得到。图 2 为实验所得桥梁用超高阻尼橡胶支座 100%剪应变下前三圈的滞回曲线,本文中模型使用参数主要依据如下假设原则进行确定:

- (1) 实验滞回曲线所包围的面积与双线性滞回曲线所围面积相等,保证支座等效阻尼比相同;
- (2) 曲线最大位移点不变。

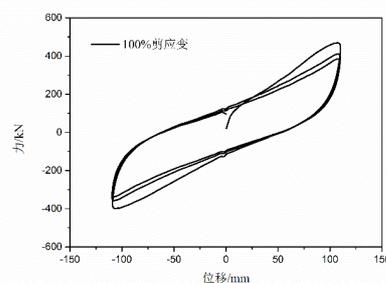


图 2 桥梁用超高阻尼橡胶支座滞回曲线

2 超高阻尼橡胶支座在斜拉桥上的应用

本文利用 Midas Civil 建立三维桥分析模型,分析全桥主梁、墩以及桩-土结构等在地震作用下的结构响应。

2.1 工程概况

桥梁主桥为54m+90m+54m三跨斜拉桥,双塔双索面,塔高30.5m。主梁采用变截面C55三向预应力钢筋混凝土单箱三室连续箱梁,梁高为二次抛物线型,墩顶梁高3.5m,跨中梁高2.2m。斜拉索为双索面,采用伞形布置,斜拉索双排布置在中央分隔带上,每个塔上设有7对斜拉索,全桥共28根。斜拉索在主梁上纵向标准间距4m,双排横向布置,横向间距1m;斜拉索在塔上竖向间距2.0m。本桥梁位于地震烈度8度区,设计基本地震加速度值0.2g,地质情况为Ⅲ类,抗震设防类别为B类,场地特征周期0.35s。

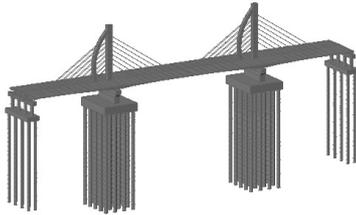


图3 Midas Civil 模型

现取主桥54m+90m+54m跨度进行建模分析,如图3所示,全桥主梁、墩和桩模拟均采用考虑剪切变形的三维弹性梁单元,相邻跨质量影响亦考虑在内。其他相邻跨支座选型可参考此联计算结果。

2.2 桩-土作用与地震动输入

桩-土作用的相互影响采用分层文克尔土弹簧模型模拟。将土层分层离散为文克尔弹簧,离散后的等效弹性支承的弹簧刚度(K),就等于弹性支承作用面积A与地基系数(c_0 或 c_s)的乘积,即 $K=A$

$\times c_0$ (或 c_s)。如离散等效弹性支承,则同一土层内可根据需求精度,将其分成若干部分,但在土层分界处,必须分开。将每一个分出的部分看成一个弹性支承,其作用点就在该部分的合力作用点处。可得式(2):

$$K_i = mb_1(z + z_0)h_i \quad (2)$$

其中, K_i 为每层土弹簧刚度系数, h_i 为每层土的厚度。

依据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008)^[1]第 6.3.8 条,动力计算时,土抗力的取值比静力大,一般取 $m_{动}=(2\sim 3)m_{静}$ 。考虑到地震时对桥梁场地局部液化的影响,地基抵抗力会显著下降,本文取 $m_{动}$ 为 2.5 倍 $m_{静}$ 。

本分析只考虑纵桥向和横桥向水平地震作用,按抗震规范 6.1.3,属于非规则桥梁,故 E_1 、 E_2 作用均采用 TH 分析计算方法。结合设计资料,根据抗震规范,该桥的抗震重要性系数 C_i 对 E_1 地震作用取 1.0,对 E_2 地震作用取 1.7,C_{场地}系数取 1.2,C_{阻尼}调整系数取 1.18,A 设计基本加速度峰值取 0.2g,因此,水平设计加速度反应谱最大值 $S_{max}=2.25C_iC_{场地}C_{阻尼}A$,对 E_1 为 0.637g,对 E_2 为 1.083g。对应计算得到地震波加速度峰值对 E_1 为 0.283g,对 E_2 为 0.481g。选取 3 组地震波输入,并取 3 组计算结果最大值作为分析输出结果。

2.3 支座的布置和参数

本工程所用超高阻尼橡胶支座,根据实验所得滞回曲线参数,采用图 1 所示的双线性弹性材料本构关系进行模拟,在 Midas Civil 中采用滞后系统单元进行实现。支座布置数量和参数如表 1 所示。

2.4 结构自振特性

结构的自振特性是研究结构动力学行为的基础,其主要与结构自身的质量和刚度密切相关。隔震结构振型分析采用子空间法,表 2 给出了主桥的前 10 阶频率、周期以及振型描述,其第一阶周期为 2.1906s。

表 1 支座的布置和参数

墩号	支座类型	数量	承载力 kN	水平等效刚度 kN/mm	屈服前刚度 kN/mm	屈服后刚度 kN/mm	屈服力 kN	设计位移 mm
1#	SHDR 670 × 670 × 217 (过渡墩)	4	4000	3.1	8.7	1.93	189	± 100
2#	SHDR 1800 × 1800 × 310 (主墩)	8	30000	17.7	50.7	11.3	1418	± 125
3#	SHDR 1770 × 1970 × 316 (主墩)	8	35000	18.5	52.9	11.7	1527	± 130
4#	SHDR 670 × 670 × 217 (过渡墩)	4	4000	3.1	8.7	1.93	189	± 100

表 2 支座的布置和参数

振型阶数	频率 (Hz)	周期 (s)	振型描述
1	0.4565	2.1906	一阶纵飘
2	0.4573	2.1867	一阶横飘
3	0.459	2.1786	二阶横弯 (反对称)
4	0.9959	1.0041	一阶竖弯 (正对称)
5	1.3828	0.7232	三阶横弯 (反对称)
6	1.3959	0.7164	四阶横弯 (正对称)
7	1.6329	0.6124	二阶纵飘 (反对称)
8	1.637	0.6109	三阶纵飘 (正对称)
9	1.7799	0.5618	四阶纵飘+竖弯
10	1.8225	0.5487	五阶横弯 (正对称)

2.5 地震作用下的结构响应

根据所选地震波,分别计算了 E_1 和 E_2 地震作用下,顺桥向和横桥向结构响应。表 3 列出了该结构响应下桥梁的最大位移。从表中

可以看出,桥梁最大位移发生在主桥中间墩顶(2#和3#)所对应的位置,地震作用下顺桥向最大位移略大于横桥向,反向位移最大值处于同一量级。

表3 E₁和E₂地震作用下, 顺桥向和横桥向梁最大位移

地震工况	方向	联号	梁位移量	
			Max (mm)	Min (mm)
E ₁	顺桥向	2#	79	-75
	横桥向	3#	76	-73
E ₂	顺桥向	2#	172	-130
	横桥向	2#	167	-123

图4表示各支墩处, 超高阻尼橡胶隔震支座的最大剪切变形量。从图中可以看出, E₁地震作用下, 各支墩顺桥向和横桥向最大剪应变基本相同, 在40%~60%之间; E₂地震作用下, 支墩顺桥向剪应变略大于横桥向, 这与表3中桥梁最大位移量情形关系相符, 最大剪应变在95%~140%之间。可见, 超高阻尼橡胶支座在地震作用下满足变形要求, 并起到了较好的耗能作用。

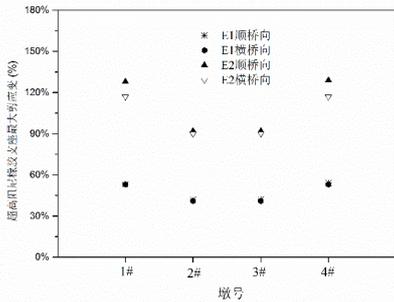
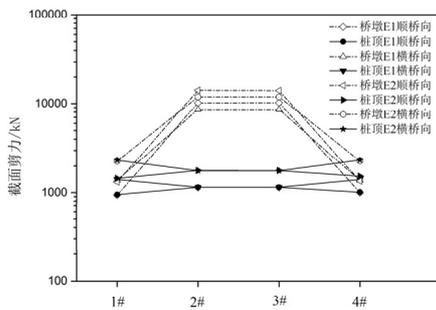
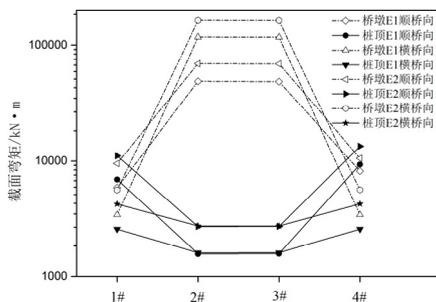


图4 超高阻尼橡胶支座E₁和E₂地震作用下最大剪应变

地震作用下, 桥梁结构内力反应如图5所示, 图5a为各桥墩底部截面剪力与桩顶截面剪力最大值, 图5b为桥墩底部截面弯矩与桩顶截面弯矩最大值。从图中可以看出, E₁和E₂地震作用下, 两端桥墩(1#和4#)底部截面和桩顶截面内力较为接近, 主桥中间桥墩(2#和3#)截面处内力相差较大, 桩顶截面内力相对较小。

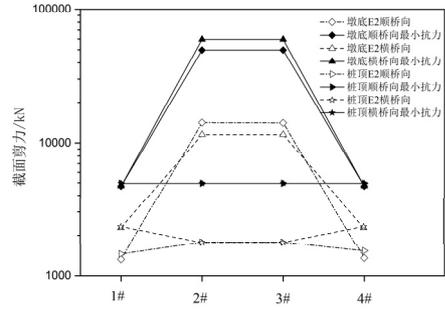


a. 桥墩底部和桩顶截面剪力

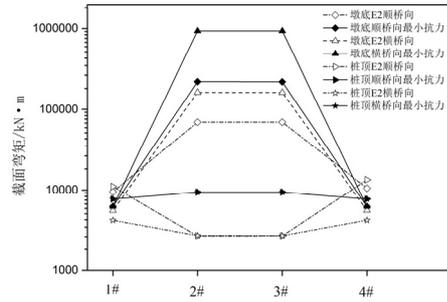


b. 桥墩底部和桩顶截面弯矩

图5 桥墩底部和桩顶截面内力



a. 桥墩底部和桩顶截面剪力验算



b. 桥墩底部和桩顶截面弯矩验算

图6 桥墩底部和桩顶截面抗震性能验算

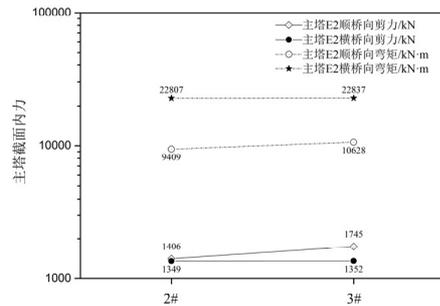


图7 主塔截面剪力和弯矩

图6为桥墩底部关键截面抗震性能验算结果。从图中可以看出, E₂地震作用下, 桥墩底部和桩顶截面仍基本处于弹性状态, 主桥中间桥墩(2#和3#)处截面水平剪力和弯矩与最小抗力相差较大, 结构抗震性能有较大盈余。弯矩验算中, 4#处边墩墩底弯矩可判定进入塑性状态, 其实际最大转角为0.002739 rad/m, 依照《公路桥梁抗震设计细则》^[11]7.4.2中计算可得边墩最大容许转角为0.014529 rad/m, 实际转角小于最大容许转角, 符合该规范要求。

图7为E₂地震作用下, 主塔截面剪力和弯矩最大值。从图中可见, 主塔结构顺桥向和横桥向剪力和弯矩都处于比较小的量级, 结构仍处于弹性状态。可见, 隔震结构能有效减小传入下部结构的地震力, 降低结构响应。

3 结论

通过对某斜拉桥的隔震分析和应用研究, 可得到如下结论:

- (1) 选取主桥作为分析结构, 从分析结果看出采用超高阻尼

橡胶隔震结构基本周期较长,有利于结构抗震。

(2)从数据结果可以看出本桥下部桥墩高度不高,刚度较大,在此使用超高阻尼橡胶隔震支座体系对结构的受力有较大的改善,减隔震效果明显。顺桥向地震作用时非隔震体系设置固定墩, E₁地震作用固定支座的剪力就很大,支座很难抵抗。采用隔震体系后将原来主要由固定墩承受的内力分配到了其他墩上,使得原本的固定墩受力大大减小,整个结构的受力更加合理。

(3)采用超高阻尼隔震橡胶支座后,支座起到很好的隔震耗能作用,上部梁位移得到了较好的控制,支座剪切变形符合规范要求。

(4)隔震结构能保护结构构件基本处于弹性状态,各别墩进入了塑性,弹塑性分析后塑性铰区域转角小于规范最大容许转角,符合规范要求。

参考文献:

[1]王瑞龙,徐艳,李建中.一致激励下的混凝土斜拉桥振动台试验[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2015, 43(3): 357-363.
[2]王胜斌.斜拉桥在地震作用下的反应分析[J]. 合肥工业大学学报: 自然科学版, 2004, 27(6): 690-693.
[3]宗周红,黄学漾,黎雅乐,等.强震作用下大跨度斜拉桥倒

塌破坏及其控制研究[J]. 桥梁建设, 2016 (2016 年 01): 24-29.

[4]汪正兴,王波,柴小鹏.大跨度斜拉桥斜拉索阻尼减振技术研究进展[J]. 桥梁建设, 2015 (2015 年 03): 13-19.

[5]王波,汪正兴,柴小鹏,等.斜拉桥斜拉索永磁电涡流杠杆质量阻尼减振技术[J]. 桥梁建设, 2015, 45(4): 13-18.

[6]叶爱君,范立础.附加阻尼器对超大跨度斜拉桥的减震效果[J]. 同济大学学报 (自然科学版), 2006, 34(7): 859-863.

[7]冯云成,燕斌,牟宗军.弹性索和阻尼器对斜拉桥横向抗震性能的影响[J]. 工程抗震与加固改造, 2009, 31(4): 24-28.

[8]Wen Y K. Method for random vibration of hysteretic systems[J]. Journal of the engineering mechanics division, 1976, 102(2): 249-263.

[9]Takeda T, Sozen M A, Nielsen N N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes[J]. Journal of the Structural Division, 1970, 96(12): 2557-2573.

[10]袁涌,魏威,谭平.一种基于改进超弹性 Zener 模型的高阻尼橡胶隔震支座速度相关性本构模型[J]. 土木工程学报, 2016, 49(3): 73-79.

[11]01-2008 J T G T B. 公路桥梁抗震设计细则 [S][D]., 2008.