

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2024.06.009

塔梁连接方式对三塔悬索桥地震响应的影响

巫生平^{1,2}

(1. 福建江夏学院 工程学院, 福建 福州 350108; 2. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108)

摘要: 为优化三塔四跨悬索桥的减震体系设计方案,以某实际工程为例,利用SAP2000软件建立数值模型,对比分析不同中塔-主梁连接方式结构的抗震性能,并在确定合理连接方式基础上,进一步优化分析粘滞阻尼器的设计参数。研究表明:通过增加纵向约束刚度能有效减小主塔内力和变形,降低主跨挠度。为减小桥梁运营期间主梁的振动幅度,中塔-主梁连接方式宜优先选用固定支座。在主梁与边塔下横梁处设置粘滞阻尼器可进一步减小主塔下横梁下部结构的地震响应,且建议阻尼器的阻尼系数选用3500,速度指数选用0.3。

关键词: 三塔悬索桥;减震;塔梁连接;粘滞阻尼器;地震响应

中图分类号: U448.25;U442.5⁺5 文献标识码: A 文章编号: 1672-1144(2024)06-0061-07

Effects of Pylon-girder Connection on Seismic Response of Three-pylon Suspension Bridge

WU Shengping^{1,2}

(1. College of Engineering, Fujian Jiangxia University, Fuzhou, Fujian 350108, China;
2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China)

Abstract: In order to optimize the design of the seismic absorption system of a three-pylon and four-span suspension bridge, taking an actual project as an example, a numerical model was established using SAP2000 software, and the seismic performance of structures with different middle tower-main beam connection methods was comparatively analyzed, and based on the reasonable connection method, the design parameters of the viscous damper are further optimized. The research results show that by increasing the longitudinal restraint stiffness, the internal force and deformation of the main tower can be effectively reduced, and the main span deflection can be reduced. In order to reduce the vibration amplitude of the main beam during the operation of the bridge, fixed bearings should be preferred for the connection between the middle tower and the main beam. Installing viscous dampers at the main beam and the lower beam of the side tower can further reduce the seismic response of the substructure of the lower beam of the main tower. It is recommended that the damping coefficient of the damper be 3500 and the velocity index be 0.3.

Keywords: three-pylon suspension bridge; shock absorption; tower-beam connection; viscous damper; seismic response

三塔悬索桥通过设置中间塔可减小中跨跨度,从而降低施工难度;大幅度减小主缆的受力,缩减锚碇尺寸;改善结构整体抗风稳定性;具有显著的经济和技术优势,在跨江跨海桥梁工程中具有较强的竞争力^[1-2]。但由于三塔悬索桥的“中塔效应”,使桥

梁挠跨比和抗滑安全系数较难同时满足,需通过调整结构体系布置来缓解这一效应^[3]。目前常用改变塔梁连接方式来改善“中塔效应”。三塔悬索桥常用的塔梁连接体系有四种:塔梁纵向无约束体系,中塔与梁固接+边塔与梁无约束体系,无约束体系

收稿日期:2024-07-12

修稿日期:2024-09-03

基金项目:福建省自然科学基金项目(2022J01970);福建省中青年教育科研项目(JAT200371);福建江夏学院青年科研人才培养项目(JXZ2020010)

作者简介:巫生平(1985—),男,讲师,主要从事桥梁抗震加固等方面教学及科研工作。E-mail: shengpingwu@fjxxu.edu

+纵向约束装置组合体系,以及中塔与梁固接+纵向约束装置组合体系。塔梁连接方式对悬索桥静力^[4-5]和动力性能^[6]都将产生较大的影响。如:Lu等^[7]采用有限元分析方法比较了弹性索参数对悬索桥抗震性能的影响,发现合理的弹拉索刚度可以明显减小桥面位移,并且有效避免相邻结构之间的碰撞,还可以减小引桥固定墩的内力。Tao等^[8]使用迟滞钢阻尼器进行结构抗震控制的参数化研究,结果表明,增大阻尼器弹性刚度可有效减小主梁与左塔或中塔的相对位移。不同结构体系的桥梁,塔梁连接方式的影响也不同。如吉林等^[9]提出在泰州大桥使用“连续体系(漂浮结构)+中塔设置弹性索”的减震体系。刘鑫等^[10]建议对阿志河大桥使用限位阻尼约束体系。郑锋利等^[11]则认为温州瓯江北口大桥宜采用中塔纵向不加约束,而通过在边塔设置纵向阻尼器和滑动支座来限制主梁位移。王蒂等^[12]和焦驰宇等^[13]认为设置阻尼器是减小苏通大桥和象山港跨海大桥地震响应的有效措施。崔杨等^[14]认为琼州海峡大桥宜采用中塔固结,并在中塔及边塔横梁处设置横向阻尼器的减震方式。周珂等^[15]则认为舟岱大桥可采用中塔固结边塔设置阻尼器的方案。

总之,不同的塔梁连接方式对桥梁抗震性能影响较大,且不同的结构体系适用的塔梁连接方式差异也较大。本文以某三塔四跨悬索桥为例,对比分析不同中塔-主梁连接方式的抗震性能,并在确定合理连接方式基础上,进一步优化全桥的减震措施,研究成果可供同类型桥梁设计参考。

1 工程概况

某三塔四跨悬索桥,主跨布置为 $200 + 2 \times 850 + 200 = 2100$ m,钢主梁横断面采用“工”字型,横桥向两主梁中心距为 31.2 m,混凝土板厚为 0.2 m,钢主梁全长 2 100 m。主梁外侧可根据抗风要求设置导流板。中塔采用纵向人字形钢-混凝土叠合塔,叠合面在桥面以下,中塔全高 152.0 m,其中混凝土塔段高 44.5 m,钢塔段高 107.5 m。边塔采用钢筋混凝土结构,全高 129.2 m,塔柱为箱型截面。中塔和边塔中间均设两道横梁。主梁上吊索间距为 15.0 m,每个索距设五道横梁,横梁间距为 3.0 m。吊索与加劲梁的连接方式采用耳板销接式。将吊索锚头设置在加劲梁顶面上,可简化加劲梁锚点处的构造,方便加劲梁的安装和维护。结构布置图见图 1。

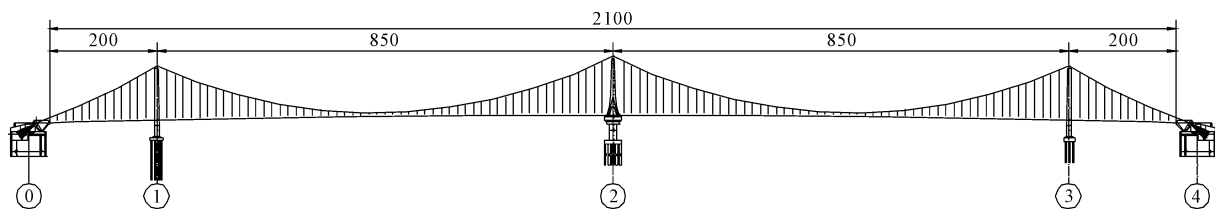


图1 结构布置示意图(单位:m)

2 数值模型

2.1 模型简化

采用 SAP2000 建立空间动力计算模型。有限元模型建立的思路如下:(1) 桥塔和钢主梁采用框架单元模拟,边塔和横梁以上中塔结构以 2 m 为一个计算单元,中塔横梁以下部分则以 5 m 为一个单元,主梁以 15 m 为一个单元。用 Midas 截面特性计算器分别计算各单元的截面属性输入 SAP2000 软件中。(2) 考虑索结构只受拉不受压,且无弯曲刚度的特点,主缆和吊杆采用桁架单元模拟,建模过程中采用释放两端弯矩和扭矩来模拟。主梁和吊索的初始索力通过设置初应变来施加。(3) 承台和桩基均采用框架单元模拟,各桩基之间用刚度无穷大的梁单元连接。(4) 主梁在模拟中用脊梁模式进行模

拟,质量包括所有桥面系的质量,并考虑扭转质量惯矩的影响。(5) 桩与墩采用主从连接,采用弹性嵌固法考虑桩-土-结构相互作用。模型三维图见图 2 所示。

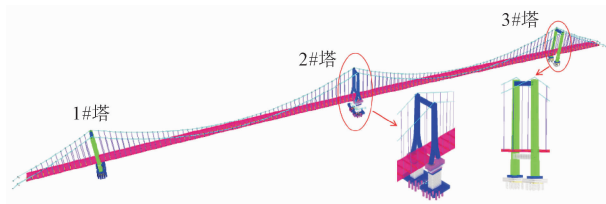


图2 三维有限元模型

2.2 动力特性分析

对比较分析中塔(即 2#塔)-主梁纵向自由和纵向固定两种结构方案的动力特性。两种计算模型的边界条件设置见表 1。

表 1 两种模型边界条件设置

连接结点	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z
吊杆-主梁刚臂	1	1	1	0	0	0
吊杆-主缆	1	1	1	0	0	0
边塔-主梁	0	1	1	1	0	0
主塔索鞍-主缆	1	1	1	1	0	1
中塔-主梁	固结模型	1	1	1	0	0
	滑动模型	0	1	1	0	0

注: x 为顺桥向, y 为横桥向, z 为竖向。“0”表示自由,“1”表示相互约束或固结。

采用特征向量分析法,进行结构动力特性分析,得到不同约束条件下结构前 800 阶的振型及自振频率。表 2 仅列出模型前 10 阶振型频率及主要特征描述。

表 2 两种模型的前 10 阶振型频率及特征

振型	固结模型		滑动模型	
	频率/Hz	振型特征	频率/Hz	振型特征
1	0.0931	中塔纵弯+主梁反对称竖弯	0.0816	主梁反对称竖弯+主梁纵漂+中塔纵弯
2	0.0990	两主跨主梁反向横弯	0.0977	主梁对称竖弯
3	0.0994	两主跨主梁同向横弯	0.0989	两主跨主梁反向横弯
4	0.1253	主梁对称竖弯	0.0993	两主跨主梁同向横弯
5	0.1253	主梁反对称竖弯	0.1035	中塔纵弯+主梁反对称竖弯
6	0.1566	主梁对称竖弯	0.1451	右跨主梁竖弯+纵飘
7	0.1786	中塔纵弯+主梁反对称竖弯	0.1452	左跨主梁竖弯+纵飘
8	0.1990	主梁反对称扭转,中塔扭转	0.1578	主梁对称竖弯+纵飘
9	0.2036	主梁对称扭转	0.1795	中塔纵弯+主梁反对称竖弯
10	0.2046	主梁对称竖弯	0.1990	主塔、主梁反对称扭转

从固结模型的动力特性分析结果可以看出:结构整体刚度较低,第 1 周期表现为两主跨主梁的反对称竖弯振动与中塔纵向弯曲振动的耦合,振动周期大于 10 s。结构的横向刚度亦较低,第 1 阶横向振型表现为两主跨主梁的反向横弯。第 10 阶振型出现主梁扭转,表现为主梁反对称扭转与中塔扭转的耦合,第 1 阶扭转与竖弯频率比为 2.04。

从滑动模型的动力特性分析结果可以看出:由于中塔-主梁纵桥向自由,结构第 1 阶振型表现为主梁纵漂与反对称竖弯,并伴随着中塔纵弯。滑动

模型的第 1 阶横向振型表现为两主跨主梁的反向横弯。第 9 阶振型出现主梁扭转,表现为主梁反对称扭转与中塔扭转的耦合,扭转与竖弯频率比为 2.14。

3 塔梁连接方式对桥梁地震响应的影响

从动力特性分析可以看出,塔-梁固结体系和塔-梁滑动体系的动力特性具有较大的区别,不仅相同振型的频率有差别,而且同一阶模态会出现不同的振动形态。当中塔与主梁纵向自由时,结构自振周期较大,纵向地震作用下主梁及中塔的纵向位移较大;当中塔与主梁纵向约束,在纵向地震组合作用下,中塔底内力及中塔桩基础受力均更为不利。由于塔-梁约束方式的变化对结构动力性能影响较大,因此,必须探讨更合理的塔梁纵向连接方式,使结构在地震作用下的受力较为合理。

3.1 工况分析

本文对比分析了四种不同的中塔-主梁纵向约束方式:纵向自由、弹性索约束、粘滞阻尼器约束及固定支座约束。具体设置如下:

纵向固结:采用节点全自由度耦合模拟纵向位移约束的支座。

纵向滑动:采用在节点耦合中释放纵桥向的约束模拟纵向滑动支座。

弹性索约束:在中塔-主梁纵向每跨内分别设置 2 个弹性索,模拟中采用“线性连接单元”,弹性索的纵向弹簧刚度取为 640 kN/m。

阻尼器约束:在中塔-主梁纵向每跨内分别设置 2 个粘滞阻尼器,采用“非线性单元”进行模拟,粘滞阻尼器参数为 $C=2000$, $\xi=0.30$ 。

3.2 地震响应分析

由于四个模型仅是纵桥向约束方式不同,因此,仅比较 E2 水准(100 年超越概率 2%) 下地震波纵桥向+竖向组合方向的地震响应。选取安评报告给出的三组人工波作为地震动输入,最大地震动峰值为 1.916 m/s^2 。分析结果取三组地震波输入下的结构响应最大值。图 3 给出了四种工况下主塔和主梁关键截面的地震响应。

从图 3 可以看出:(1) 当增加中塔-主梁纵向约束刚度后,塔顶水平位移、主梁跨中挠度、边桩桩顶截面弯矩及中钢塔(2#塔)的截面内力均大幅度降低;但是中塔塔底弯矩略有增大。总体来说,在中塔-主梁间设置一定的纵向约束装置较中塔-主梁纵向自由更有利。(2) 采用固定支座、弹性索和粘滞阻尼器增加中塔-主梁纵桥向约束刚度时,结构

的响应差别不大。但是考虑此大跨悬索桥结构在运营时,承受着汽车活载及风荷载等动荷载的长期作用,为了减小主梁的振动,提高行车舒适性,建议中塔-主梁间设置固定支座。

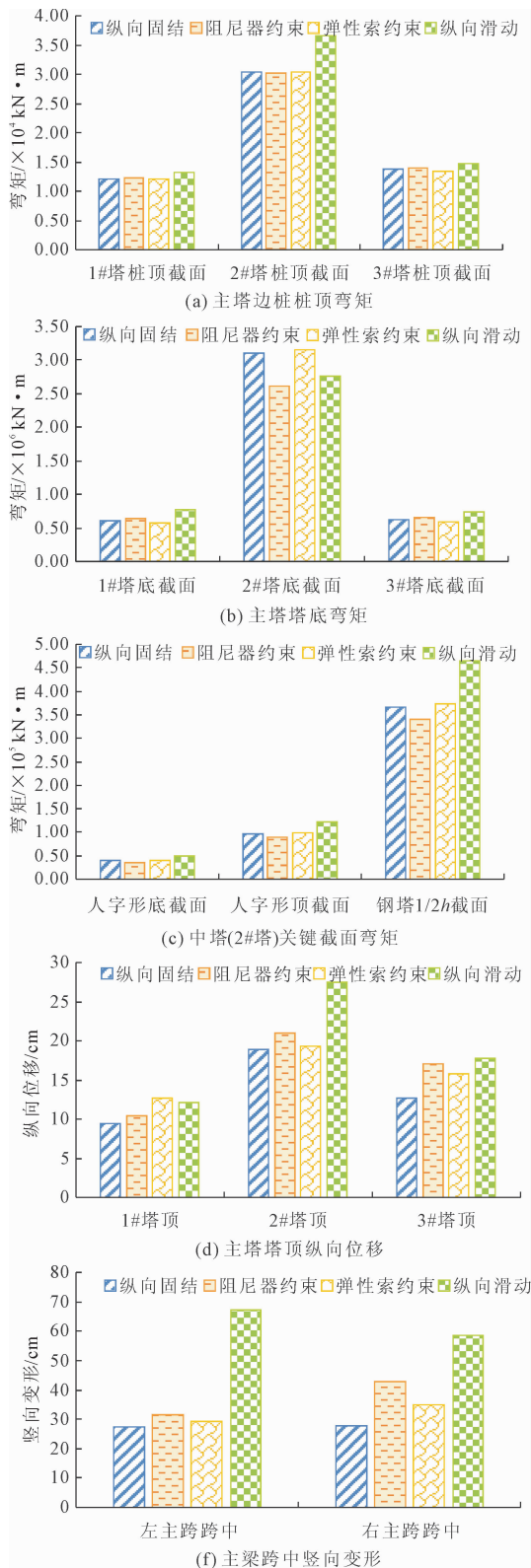


图 3 不同塔梁连接方式结构的地震响应

4 纵向减震方式

由于中塔-主梁设置为固定支座,在纵向地震作用下,中塔下横梁以下部分结构的地震响应会增大。为分担地震作用下的中塔受力,本文拟在主梁与边塔下横梁处设置减震装置。

常用的塔-梁连接装置有弹性索、速度性阻尼器(如粘滞阻尼器)、位移形阻尼器(如摩擦耗能支座、铅芯耗能支座)等连接方式。由于中塔-主梁采用了纵向固定支座,如果在边塔-主梁沿纵桥向设置弹性索或位移形阻尼器,则在温度作用下,主塔及主梁会产生额外的附加内力,影响结构的受力,因此,主梁-边塔纵向连接装置应不能给结构增加额外的刚度。由于粘滞阻尼器的阻尼力与速度相关,通过阻尼器的相对运动提供阻尼力并耗散能量,能提高结构的附加阻尼,而不给结构附加刚度,不约束桥梁的温度变形及蠕变;然而,当地震或风荷载作用下,粘滞阻尼器却可以通过两侧的相对运动而耗散能量,因此,边塔-主梁间的减震装置适合采用粘滞阻尼器,以降低地震作用下中塔的受力。

4.1 阻尼器布置及设计参数

采用阻尼器的设置方法为:在左边塔下横梁与左主跨主梁沿纵桥向设置 2 个(上下游各 1 个)粘滞阻尼器,右边塔下横梁与右主跨主梁沿纵桥向设置 2 个(上下游各 1 个)粘滞阻尼器,全桥沿纵向设置 4 个粘滞阻尼器。

粘滞阻尼器的力学性能主要由阻尼系数 C 和速度指数 ξ 来决定。不同参数的粘滞阻尼器对结构的减震效果不同^[16]。粘滞阻尼器速度指数通常为 0.2~0.5,选取速度指数分别为 0.2、0.3、0.4,而阻尼系数取 1 500~6 500,每增加 1 000 为一个工况。

4.2 控制截面参数分析

粘滞阻尼器参数设置对结构的响应影响是复杂的,在参数分析时重点关注以下截面的地震响应:中塔塔底弯矩、中塔下横梁下截面弯矩、边塔底弯矩、边塔下横梁下截面弯矩,塔顶位移及主梁边塔端纵向位移。为对比阻尼器对结构的减震效果,表 3 给出了未设置阻尼器时结构关键截面的内力和位移。

4.2.1 控制内力参数分析

从分析结果来看,对于 1#和 3#边塔而言,粘滞阻尼器对内力和变形的影响规律基本一致,所以文中仅给出 1#主塔的内力和变形。

图 4 给出了 1#主塔关键截面内力随粘滞阻尼器参数的变化规律。从图 4(a)和图 4(b)可以看

出,阻尼系数对 1#主塔塔底弯矩和剪力的影响规律基本一致,即:当速度指数一定时,随着阻尼系数 C 的增大,弯矩和剪力都增大;当阻尼系数一定时,随着速度指数 ξ 的增大而减小。从图 4(c)可知,当 $\xi = 0.2$ 或 0.3 时,1#塔下横梁下截面纵向弯矩随着 C 的变化先减小后增大;当 $\xi = 0.4$ 时,1#塔下横梁下截面纵向弯矩随着 C 增大而减小。

表 3 未设阻尼器的结构内力和变形

内力关键截面	剪力 / $\times 10^4$ kN	弯矩 /($\times 10^5$ kN·m)	变形关键位置	位移 /cm
1#主塔塔底	2.37	7.74	1#塔塔顶	12.128
1#塔下横梁下截面	2.16	3.73	2#塔塔顶	27.461
2#主塔塔底	8.41	27.60	3#塔塔顶	17.740
2#塔下横梁下截面	0.87	0.49	主跨梁端最大位移	36.019

对比图 4 和表 3 结果来看,阻尼器的设置对 1#塔塔底纵向弯矩和剪力的影响较小,不超过 2%;但降低 1#塔下横梁下截面纵向弯矩约 8%。因此,综合来看,对 1#塔内力而言,阻尼系数 C 可取 4 500 或 5 500,速度指数 ξ 宜取 0.3。

图 5 给出了 2#主塔关键截面内力随粘滞阻尼器参数的变化规律。对比图 5 和表 3 可知,设置阻尼器后,2#主塔塔底的纵向弯矩最大减小了 9.0%,纵向剪力最大减小了 10.4%,2#塔下横梁下截面纵向弯矩最大减小了 15.0%。

从图 5 可以看出,2#主塔塔底的纵向弯矩对阻尼系数 C 的变化最敏感;当 C 超过 3 500 时,2#主塔塔底的纵向剪力对 C 值变化的敏感度降低;2#塔下横梁下截面纵向弯矩则受 C 值变化影响不大。

速度指数 ξ 对 2#主塔内力的影响则表现出不同规律。具体描述如下:① C 小于 2 500 时,2#主塔塔底纵向弯矩随着 ξ 的增大而减小, C 大于 3 500 时,2#主塔塔底纵向弯矩随着 ξ 的增大而增大。② 随着 ξ 的增大,2#主塔塔底纵向剪力和下横梁下截面纵向弯矩也增大; C 值越小, ξ 值变化对剪力的影响越大。

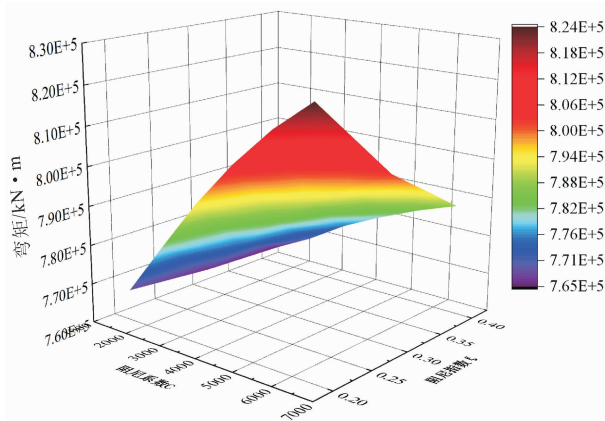
综合以上结果来看,对于 2#中塔内力来说,可考虑阻尼系数 C 取 3 500,速度指数 ξ 取 0.2。

4.2.2 控制变形参数分析

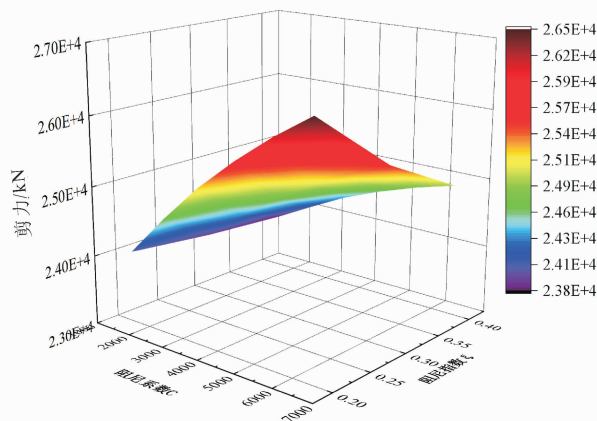
图 6 给出了阻尼器参数变化对 1#主塔塔顶、2#主塔塔顶及梁端纵向位移的影响规律。对比表 3 结果发现,阻尼器的设置将 1#主塔塔顶和 2#主塔塔顶

纵向位移分别降低了 21.4% 和 26.6%;梁端纵向位移减小了 51.9%,阻尼器减震效果明显。

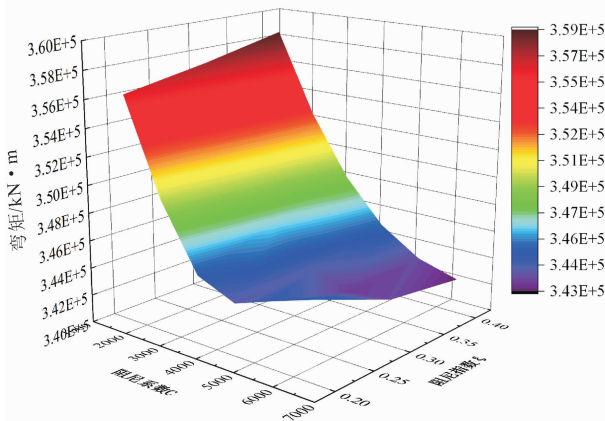
从图 6 可以看出,阻尼系数 C 的影响规律表现出不同特征:① 1#塔塔顶纵向位移随着 C 值增大先减小后增大。② C 值从 1 500 提高到 3 500 时,2#塔塔顶纵向位移减小较多; C 值超过 3 500 后,2#塔塔顶纵向位移趋于稳定。③ $\xi = 0.2$ 或 0.3 时,梁端纵向位移随着 C 的增大表现为先减小后增大; $\xi = 0.4$ 时,梁端纵向位移随着 C 增大呈减小趋势。



(a) 1#塔塔底纵向弯矩

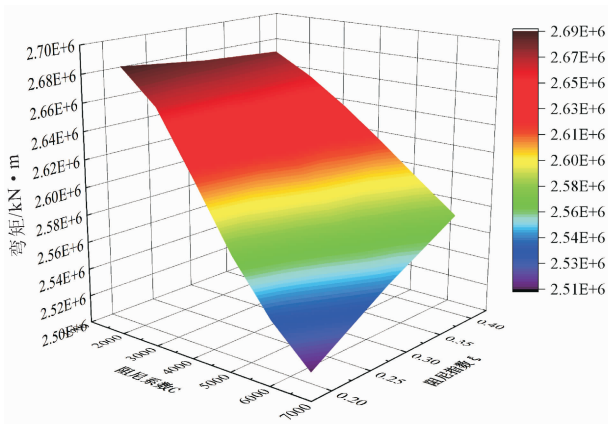


(b) 1#塔塔底纵向剪力

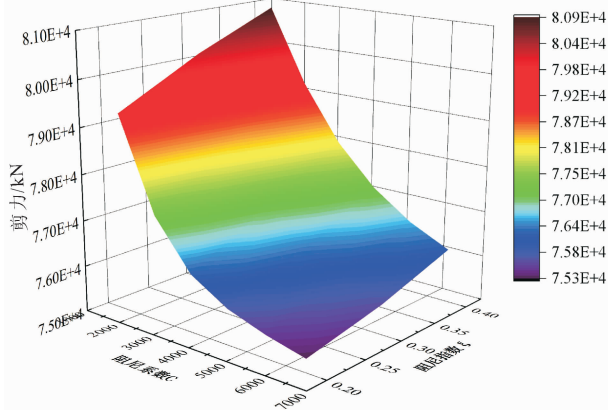


(c) 1#塔下横梁下截面纵向弯矩

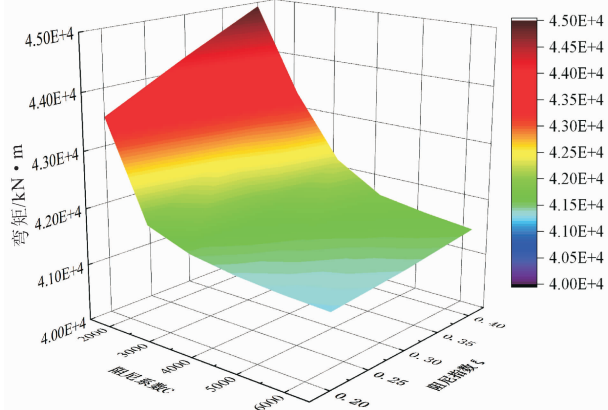
图 4 1#塔关键截面内力分析



(a) 2#塔塔底纵向弯矩



(b) 2#塔塔底纵向剪力

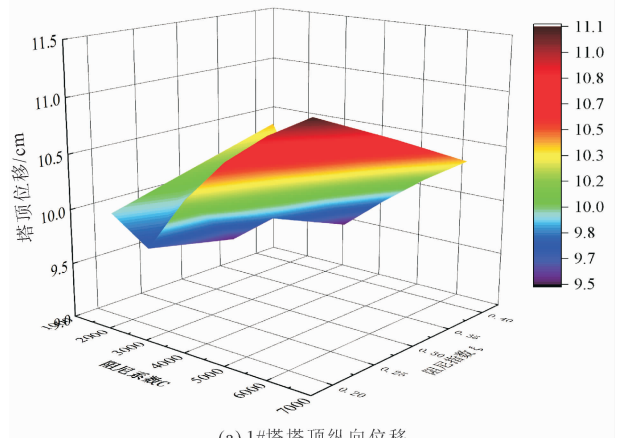


(c) 2#塔下横梁下截面纵向弯矩

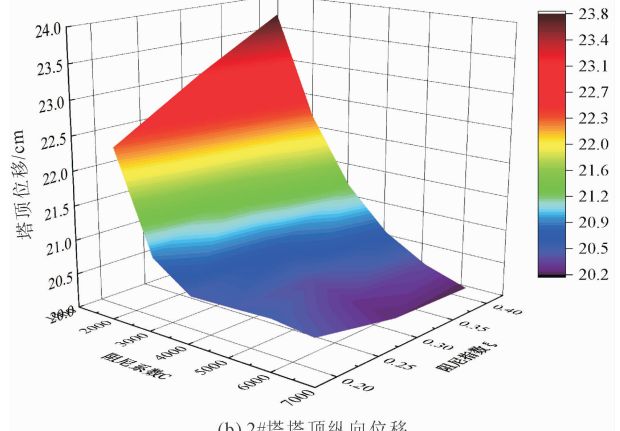
图 5 2#塔关键截面内力分析

速度指数 ξ 整体对塔顶纵向位移的影响不大。 C 值小于 4 500 时, ξ 对梁端纵向位移控制也几乎没有影响; 但当 C 值大于 4 500 时, 梁端纵向位移对 ξ 的变化较为敏感。

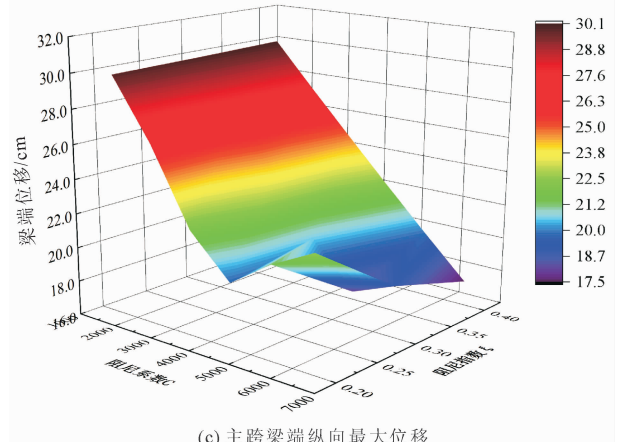
综合以上信息, 从控制塔顶和梁端纵向位移角度来看, 阻尼系数 C 宜取 3 500, 速度指数 ξ 可取 0.2 或 0.3。



(a) 1#塔塔顶纵向位移



(b) 2#塔塔顶纵向位移



(c) 主跨梁端纵向最大位移

图 6 关键位置纵向位移分析

5 结论

(1) 中塔-主梁纵向连接方式对三塔四跨悬索桥抗震性能影响较大。相比塔梁纵向滑动体系, 通过增加纵向约束刚度, 能有效减小主塔内力和变形, 降低主跨挠度, 即缓解了多塔悬索桥的“中塔效应”。

(2) 塔梁连接方式采用固定支座、弹性索或粘滞阻尼器, 对三塔四跨悬索桥地震响应的差异

不大。但为减小桥梁运营期间主梁的振动幅度,提高行车舒适度,建议中塔-主梁处设置固定支座。

(3) 在主梁与边塔下横梁处设置粘滞阻尼器可进一步减小主塔下横梁下部结构的地震响应。综合分析阻尼系数 C 和速度指数 ξ 对主塔内力和位移的影响规律,建议该三塔四跨悬索桥阻尼器参数选用 $C = 3\ 500, \xi = 0.3$ 。

参考文献:

[1] 张超,黄群君,余立,等.三塔四跨地锚式悬索桥纵向约束体系研究[J].中国科技论文,2016,11(7):733-738.

[2] Yoshida Osamu, Okuda Motoi, Moriya Takeo. Structural characteristics and applicability of four span suspension bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2004,9(5):453-463.

[3] 沈锐利,侯康,张新.三塔四跨悬索桥合理结构布置形式研究[J].中外公路,2019,39(3):101-106.

[4] 李万恒,王元丰,孙永明,等.结构连接对三塔悬索桥性能的影响线分析[J].哈尔滨工业大学学报,2017,49(2):170-174.

[5] 韦志铝,黄月超,白晓宇,等.三塔地锚式空间缆悬索桥纵向约束体系研究[J].公路,2023,68(11):106-113.

[6] 闫聚考,李建中,彭天波,等.不同纵向约束体系多塔悬索桥行波效应研究[J].哈尔滨工程大学学报,2017,38(6):874-880.

[7] Lu Guanya, Wang Kehai. Effects of elastic cable parameters on seismic performance of long-span suspension

bridges[C]//2022 International Symposium on Computing and Artificial Intelligence (ISCAI), Beijing, China, 2022:71-75.

[8] Tao Tianyou, Wen Xuehua, Wang Hao, et al. Seismic control of a long-span triple-tower suspension bridge using hysteretic steel damper[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2023,20(12):2010-2021.

[9] 吉林,阮静,王陶.泰州大桥三塔两跨悬索桥关键技术[J].公路交通科技,2015,32(2):94-99.

[10] 刘鑫,王小松,但莎琦.阿志河悬索桥塔梁纵向连接方式与参数分析[J].铁道建筑,2018,58(3):19-22.

[11] 郑锋利,陈逸民,李建中,等.塔梁连接方式对多塔悬索桥地震反应的影响[J].公路交通科技,2020,37(8):58-65.

[12] 王蒂,黄平明.超大跨度斜拉桥纵向减震耗能塔梁连接装置研究[J].郑州大学学报(工学版),2008,29(4):112-115,144.

[13] 焦驰宇,李建中,彭天波.塔梁连接方式对大跨斜拉桥地震反应的影响[J].振动与冲击,2009,28(10):179-184,233-234.

[14] 崔杨,杨延凯,丛霄.地震作用下斜拉桥桥塔形式及连接体系选型分析[J].佳木斯大学学报(自然科学版),2016,34(3):381-384.

[15] 周珂,金文刚,李建中.塔梁连接方式对多塔斜拉桥纵向地震反应的影响[J].结构工程师,2018,34(S1):31-36.

[16] 巫生平,张超,房贞政.斜拉桥粘滞阻尼器设计方案及参数回归分析[J].桥梁建设,2014,44(5):21-26.

(上接第60页)

[12] 任连伟,吕陈陈,王新宇,等.均质砂土中高喷插芯组合桩多界面剪切特性对比试验研究[J].岩石力学与工程学报,2022,41(4):822-835.

[13] 李进军,丁永君,李辉.劲性搅拌桩的优化设计[J].建筑科学,2007,23(7):101-103,107.

[14] 水泥石复合管桩基础技术规程:JGJ/T 330—2014[S].北京:中国建筑工业出版社,2014.

[15] 劲性复合桩技术规程:JGJ/T 327—2014[S].北京:中国建筑工业出版社,2014.

[16] 公路工程基桩检测技术规程:JTGT 3512—2020[S].北京:人民交通出版社,2020.

[17] 刘勇健,傅杨攀,黄承泽,等.PHC管桩承载力的动力和静力测试对比分析[J].水利与建筑工程学报,2022,20(5):90-95.

[18] 建筑桩基技术规范:JGJ 94—2008[S].北京:中国建筑工业出版社,2008.

[19] 李立业.劲性复合桩承载特性研究[D].南京:东南大学,2016.

[20] 张孟环.劲性复合桩的水平承载特性及其实用计算方法[D].南京:东南大学,2019.

[21] 陈晓静,王保田,左晋宇,等.水泥石抗压抗剪强度及相关性研究[J].水运工程,2021(8):169-175.