

弹塑性 H 形桥塔上横梁横向减震研究

崔侠侠 王琦

(浙江数智交院科技股份有限公司 杭州 310030)

[摘要] 通过文献查阅,确定采用截面曲率作为主要评价斜拉桥混凝土桥塔的地震损伤状态和损伤指标。选择某斜拉桥为研究背景,建立三维空间动力计算精细化有限元模型,桥塔关键构件采用纤维截面单元,考虑构件进入塑性的力学特性。针对传统斜拉桥混凝土桥塔上横梁的设计方案,考虑允许上横梁进入有限屈服,同时提出采用钢箱上横梁替换传统混凝土上横梁,利用钢材稳定的力学性能、良好的屈服耗能能力的优点,优化钢箱截面的屈服强度设计,在相同强度地震波作用下对比分析桥塔地震内力及位移需求。

[关键词] 抗震性能;损伤特性;斜拉桥桥塔;精细化有限元模型

1 引言

斜拉桥桥塔由于横梁及承台的强大约束作用,在横桥向存在明显的框架效应,导致横向刚度大、地震内力需求大、横梁节点受力复杂。目前斜拉桥横向减隔震研究相对纵向减隔震研究较少,主要研究包括(1)墩梁、塔梁间设置横向减隔震装置以及(2)桥塔设置可牺牲的耗能构件两个方向。前者研究成果包括:叶爱君等^[1]以苏通长江公路大桥为研究对象,结果表明墩梁横向设置粘滞阻尼器可以显著减小边墩内力以及梁端位移。杨喜文等^[2]通过对斜拉桥边墩与主梁间的横向约束分别引入位移相关型和速度相关型减震装置,发现相对于横向墩梁固结体系,采用减震装置后塔底地震内力并没有明显增加,而边墩地震内力得到了有效降低。但这些研究仅能在一定程度上降低过渡墩、辅助墩的横向地震力的需求,对于桥塔的地震响应改善非常有限。此外,Soneji等^[3]通过在斜拉桥的塔梁连接处横桥向放置粘滞性阻尼器,结果表明与横向滑动体系相比,粘滞阻尼器能够有效地减小滑动装置的位移,同时可以很好地限制塔底的剪力。Park等^[4]将铅芯橡胶支座与粘滞阻尼器结合,并将其应用到斜拉桥上,

研究表明结构的地震响应明显较小,其中对主梁位移的控制更为有效。这些研究增大了塔梁横向间隙以保证阻尼器在地震作用下的效果,但在风荷载作用下,过大的塔梁横向间隙会导致两者发生碰撞,对日常运营维护不利。

后者研究成果包括:希腊 Rion-antirion 大桥^[5,6]首次采用粘滞阻尼器“牺牲保护”减震体系。每个塔梁横向连接处设置了4个粘滞阻尼器和1个“牺牲”限位杆。发生强震时,“牺牲”构件发生破坏释放塔梁横向约束,横向粘滞阻尼器发挥减震功能。新旧金山—奥克兰海湾大桥^[7,8]在塔杆之间采用可更换的钢连接,地震作用下剪力连接件作为牺牲构件率先进入塑性耗能,从而减小塔柱的地震反应,保证塔柱受力在弹性范围内。一些学者对这种连接做了试验和分析^[9,10],结果表明采用塑性钢连接降低了塔杆主体位移、弯矩,使得主体结构在较大地震时保持弹性,后期通过拆卸螺栓可完成钢塑性链的更换。桥塔设置可牺牲构件来降低横向强震下的桥塔响应,但前述例子的适用范围较为苛刻:希腊 Rion-antirion 大桥要在塔梁中心位置布设装置需要额外空间,同时“牺牲”限位杆瞬间断裂产生极大的冲击力,可能

收稿日期:2021-04-01

作者简介:崔侠侠(1991-),男,工程师,主要从事桥梁设计工作。

会导致粘滞阻尼器失效。新旧金山—奥克兰海湾大桥塔顶位置四个塔柱距离较近，剪力连接件受力明确。但在一般斜拉桥桥塔设计中，塔顶及塔梁中心不一定都有成熟的条件来设置牺牲构件，因此这些减隔震装置的推广使用都受到了限制。

综上，目前斜拉桥桥塔横桥向耗能减震的工程措施成果较少，本文对此做了一定的研究。此外，针对《公路桥梁抗震设计规范》9.4条规定斜拉桥桥塔作为重要结构受力构件，在E2地震动作用下可发生局部轻微损伤，震后不需修复或经简单修复可继续使用，本文提出用钢箱上横梁替换传统混凝土上横梁方案，来合理弱化桥塔在E2地震下的横向刚度，提高结构整体的耗能能力，从而降低桥塔的地震内力响应需求，保障结构体系的安全。

2 工程背景及计算模型

2.1 工程背景

为研究斜拉桥桥塔横向地震下的损伤过程及后期破坏模式，选择某混凝土斜拉桥为研究背景。该桥为中跨钢箱梁，边跨混凝土箱梁的混合梁双塔双索面斜拉桥。跨径布置为130m+380m+130m=640m。其中，主桥钢箱梁部分全长520m，混凝土箱梁在主桥两侧分别长60m，桥面宽35.5m。全桥采用4×12对扇形布置的斜拉索，斜拉索采用直径7mm的高强平行钢丝。桥塔为“H”型箱型断面混凝土塔，塔高91.4m，辅助墩、过渡墩均为混凝土双柱墩，见图1。边跨混凝土箱梁采用C55混凝土，主跨钢箱梁采用Q345qD钢材，桥塔采用C50混凝土，辅助墩和过渡墩采用C40混凝土。

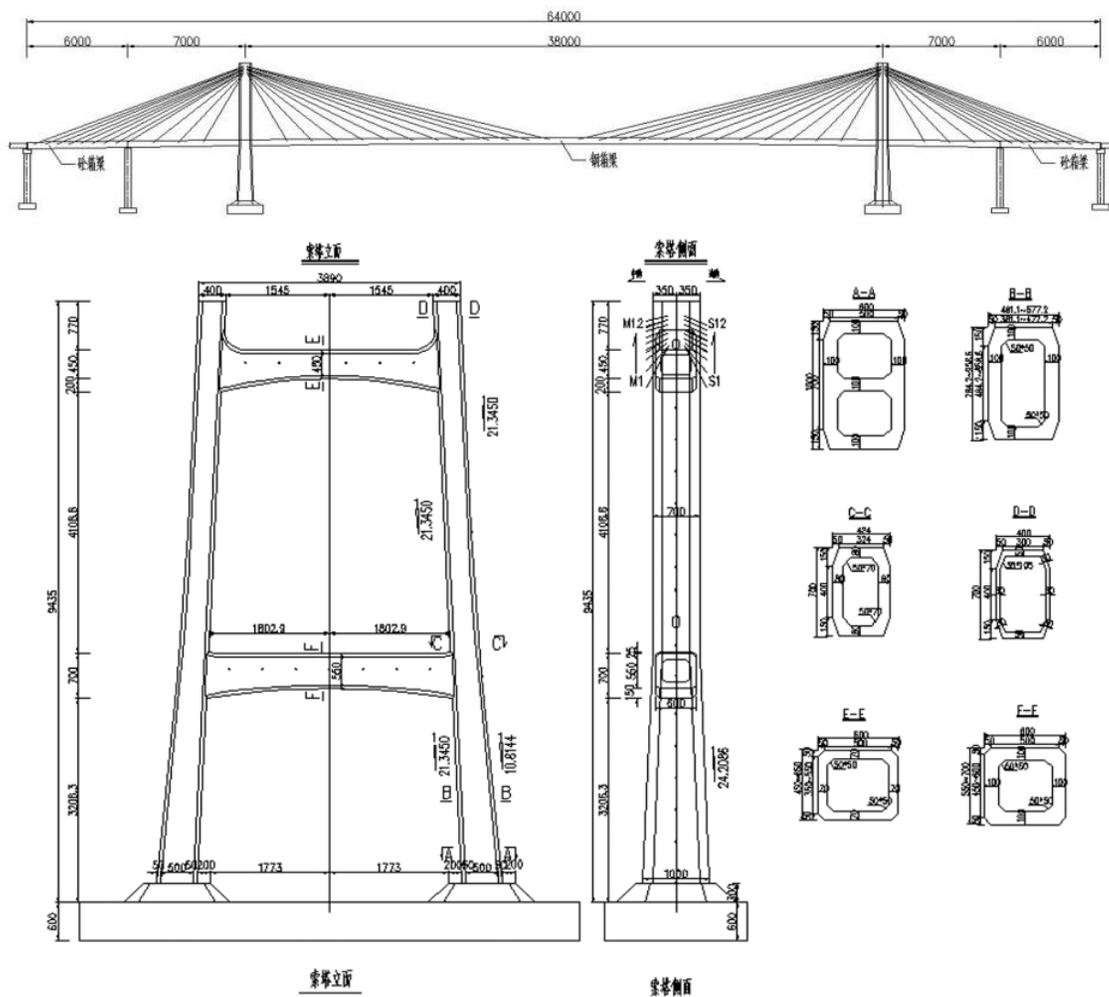


图1 总体布置及桥塔一般构造图 (单位: cm)

2.2 计算模型

斜拉桥横向易损部位主要集中在桥墩墩底、框架墩顶，桥塔塔柱顶、底及上、下横梁端部截面位置。为节约计算量，全桥的关键构件端部建立两个弹塑性纤维梁柱单元，其他单元均采用弹性单元建立。每个纤维梁柱单元均设置3个积分点，采用变截面中间处截面作为单元的截面，见图2。纤维单元考虑外层非约束混凝土、箍筋包裹的约束混凝土以及纵筋三种材料。分析中钢筋采用的 Giuffré、Menegotto 和 Pinto 等学者提出的修正钢筋滞回变形计算模型，见图3；无约束混凝土和约束混凝土均采用 Mander 模型，其应力-应变关系见图4。

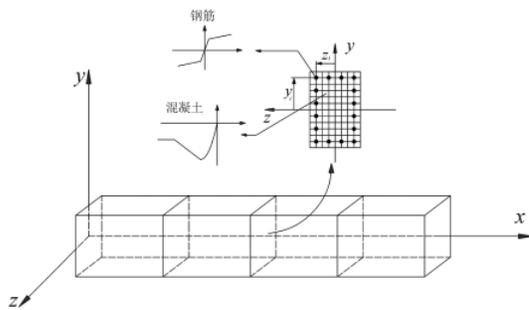


图2 局部坐标系下的纤维截面梁柱单元

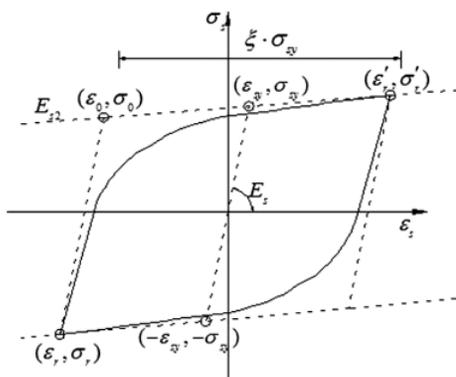


图3 Giuffré-Menegotto-Pinto 模型

2.2.1 全桥有限元模型

由于 OpenSees 程序无法考虑群桩基础弯剪耦合效应，故 OpenSees 有限元模型墩底和塔底均固结约束，不考虑基础的影响。采用考虑 Ernst 公式弹模修正的三维桁架单元来模拟斜拉索。关键构件采用纤维截面单元，次要构件采用弹性梁柱单元以及桁架单元建立，最终主桥精细化有限元模型见图5。

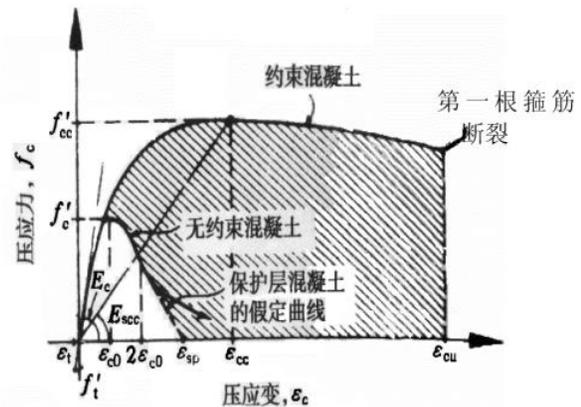


图4 约束/无约束混凝土的应力应变关系

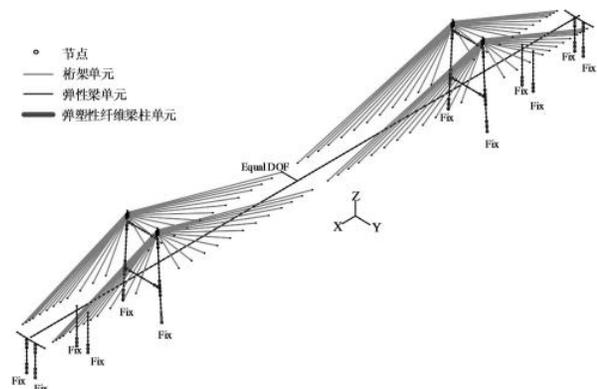


图5 弹塑性主桥模型

3 上横梁耗能设计

考虑传统混凝土上横梁进入有限屈服，同时提出采用钢箱上横梁的设计方案，重点通过调整截面的屈服强度，保证在强震中上横梁端面截面形成塑性铰，进入塑性耗能，同时结构刚度降低，周期延长，确保结构在强震中的安全。

3.1 混凝土上横梁耗能方案

选取 2.1 节工程桥梁为研究对象，塔墩及主梁均采用弹性梁柱单元，建立全桥弹性模型作为弹性分析工况，同时采用纤维截面的弹塑性梁柱单元替换弹性工况体系中的混凝土上横梁单元（弹性），作为弹塑性分析工况。通过对两种工况体系输入相同地震波（取 $S_a(T) = 1.0g$ 和 $1.5g$ ），结果取 8 条波（见表 1）计算的均值，通过横向对比结构的地震动响应，探究钢筋混凝土上横梁在强震作用下进入弹塑性后对桥塔地震动需求的影响。

表1 PEER 数据库选取地震波明细

编号	记录序号	地震名	年份	震级	站点	方向	震中距/ (km)	PGA/ (g)
NO. 1	2951	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	6. 20	CHY039	E	81. 63	0. 1638
NO. 2	2990	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	6. 20	CHY107	W	98. 67	0. 1308
NO. 3	0284	Irpinia, Italy-01	1980	6. 90	Auletta	000	33. 10	0. 1705
NO. 4	0284	Irpinia, Italy-01	1980	6. 90	Auletta	090	33. 10	0. 1696
NO. 5	2714	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	6. 20	CHY046	E	38. 91	0. 2238
NO. 6	0762	LomaPrieta	1989	6. 93	Fremont-Mission San Jose	000	54. 54	0. 1721
NO. 7	3471	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	6. 30	TCU075	N	36. 04	0. 1721
NO. 8	0985	Northridge-01	1994	6. 69	LA-Baldwin Hills	090	28. 20	0. 1893

3.1.1 截面曲率分析

在两种地震动强度作用下, 分别对结构进行非线性地震时程反应分析, 并对 8 条地震波计算结果均值进行对比, 结果见表 2。

表2 两种工况下桥塔关键截面曲率比较

Sa (T ₄) /g	截面位置	弹性工况 / (1/m)	弹塑性工况 / (1/m)	变化率
1.0	下塔柱底	3.22E-04	3.08E-04	-4.1%
	下塔柱顶	3.50E-04	3.71E-04	5.9%
	中塔柱底	7.81E-04	5.74E-04	-26.6%
	中塔柱顶	7.97E-04	4.40E-04	-44.8%
	上横梁端部	3.67E-04	4.79E-03	1205.2%
	下横梁端部	3.67E-04	2.70E-04	-26.5%
1.5	下塔柱底	4.81E-04	4.64E-04	-3.5%
	下塔柱顶	5.16E-04	5.51E-04	6.7%
	中塔柱底	1.16E-03	7.71E-04	-33.7%
	中塔柱顶	1.18E-03	5.37E-04	-54.5%
	上横梁端部	5.48E-04	9.47E-03	1628.1%
	下横梁端部	5.46E-04	3.87E-04	-29.1%

从上表可知: 当混凝土上横梁端部截面形成塑性较耗能后, 桥塔横向刚度减弱, 相比于弹性上横梁, 桥塔下塔柱顶、底截面曲率降低约 5%, 中塔柱底部、下横梁端部截面曲率降低约 30%。与上横梁直接相连的中塔柱顶部截面曲率降低最为明显, 降幅达到近 50%, 这是由于上横梁端部对中塔柱顶单元的约束弱化, 塔顶截面内力降低。但采用弹塑性单元后, 上横梁端部截面曲率提高了 10 多倍。

通过设计混凝土上横梁进入屈服耗能, 使

得易损性较大(优先进入塑性)的关键截面总体得到改善, 如地震中先进入塑性的下横梁端部、中塔柱顶部截面曲率分别降低约 30%、50%, 尽管下塔柱顶截面曲率需求增加约 5%, 但该截面在分析中较晚进入塑性, 因此对结构的损伤模式影响较小。综上所述, 通过设计混凝土上横梁进入塑性状态, 可以合理优化桥塔结构的横向地震响应, 延长重要构件进入塑性的时间。

3.1.2 结构位移分析

选取桥塔关键节点在不同地震动强度下的侧向位移均值, 两种工况体系的对比情况见表 3。

表3 节点地震侧向位移需求对比

节点位置	Sa (T ₄) = 1.0g/ (m)			Sa (T ₄) = 1.5g/ (m)		
	弹性工况	弹塑性工况	变化率	弹性工况	弹塑性工况	变化率
桥塔下横梁	0.097	0.109	12.6%	0.146	0.164	12.4%
桥塔上横梁	0.334	0.431	29.2%	0.474	0.647	36.5%
塔顶	0.385	0.447	16.1%	0.556	0.671	20.7%

由上表结果可知, 当混凝土上横梁进入塑性后, 桥塔的侧向位移整体增加, 桥塔上横梁侧向位移增加约 30%, 下横梁增加约 12%, 塔顶增加约 20%。

3.1.3 单元内力分析

桥塔关键截面在不同地震动强度下的地震弯矩均值见表 4。

表4 单元地震弯矩需求对比

截面位置	Sa (T4) = 1.0g/ (kN·m)			Sa (T4) = 1.5g/ (kN·m)		
	弹性工况	弹塑性工况	变化率	弹性工况	弹塑性工况	变化率
下塔柱底	1539626	1476443	-4.1%	2300364	2219055	-3.5%
下塔柱顶	700240	741678	5.9%	1033413	1102329	6.7%
中塔柱底	867728	637198	-26.6%	1292631	856548	-33.7%
中塔柱顶	748762	413109	-44.8%	1107656	503946	-54.5%
上横梁端部	792374	361962	-54.3%	1183770	413393	-65.1%
下横梁端部	1433737	1053376	-26.5%	2135634	1514159	-29.1%

由上表结果可知，当混凝土上横梁进入塑性后，桥塔的关键构件的地震弯矩整体降低，上横梁端部和中塔柱顶部截面动弯矩降低幅度约50%，下横梁断面和中塔柱底截面动弯矩降低约30%，但下塔柱顶部截面的动弯矩需求略微增加，增幅在6%左右。

综上，E2地震作用下，塔柱结构仍处于弹性状态，震后残余位移为零，混凝土上横梁端部进入有限塑性，后期需要较长时间修复。

3.2 钢横梁耗能方案

3.2.1 钢箱梁截面设计

利用钢材滞回耗能能力强的特点，桥塔上横梁采用钢箱梁设计。钢箱梁设计主要是确定钢箱截面的屈服强度，使得钢箱上横梁在强震中率先进入塑性耗能状态，从而降低桥塔的地震响应。为简化设计，选取截面腹板及顶底板厚度相同，均为0.03m，材料强度均为345MPa，通过变化钢箱梁外部尺寸从而改变截面屈服强度，详细尺寸见表5。在实际设计中，可以通过强度等效原则，优化钢箱上横梁的截面尺寸设计。

表5 钢箱上横梁截面设计

编号	宽度 b/ (m)	高度 h/ (m)	板厚 t/ (m)	材料强度 / (MPa)	截面屈服强度 / (kN·m)
A	1.6	1.6	0.03	345	38272
B	2.0	2	0.03	345	60256
C	2.4	2.4	0.03	345	87207
D	2.8	2.8	0.03	345	119126
E	3.2	3.2	0.03	345	156014
F	3.6	3.6	0.03	345	197869
G	4.0	4	0.03	345	244693
H	5.0	5	0.03	345	383486

3.2.2 截面曲率分析

图6为桥塔关键截面在两个地震强度等级各8条地震波横向输入下，截面曲率需求均值的包络曲线。可以看出：(1)对于下塔柱，底部截面曲率整体与钢横梁屈服弯矩成正相关，但顶部截面规律相反。当钢横梁设计屈服弯矩为156014 kN·m，底部截面曲率开始超过混凝土横梁，同时顶部截面曲率开始趋于稳定；(2)对于中塔柱，顶部截面曲率与钢横梁强度成正相关，但底部截面规律相反。由于上横梁强度降低，导致中塔柱顶截面约束明显减弱，截面曲率大幅降低，远小于混凝土横梁。但随着上横梁强度增加，中塔柱底横向受力模式逐渐由悬臂柱向框架柱演变，尽管桥塔整体刚度和地震内力需求增加，但中塔柱底截面分配的地震弯矩降低；(3)中塔柱顶截面由于上横梁刚度减小，对塔柱约束减弱，因此中塔柱顶部截面曲率相比于钢筋混凝土上横梁极大降低；(4)当钢箱梁设计屈服弯矩为119126 kN·m，下塔柱底部、中塔柱顶部及下横梁端部截面等优先易损部位的截面曲率水平均显著低于混凝土上横梁工况，下塔柱顶部及中塔柱底部截面曲率比混凝土上横梁工况更不利，但由于这些截面在桥塔易损性分析中出现的时机相对较晚，对结构影响较小。因此通过钢箱上横梁截面的强度设计，优化地震力在桥塔中的分配，从而使结构的整体利用率达到最优。

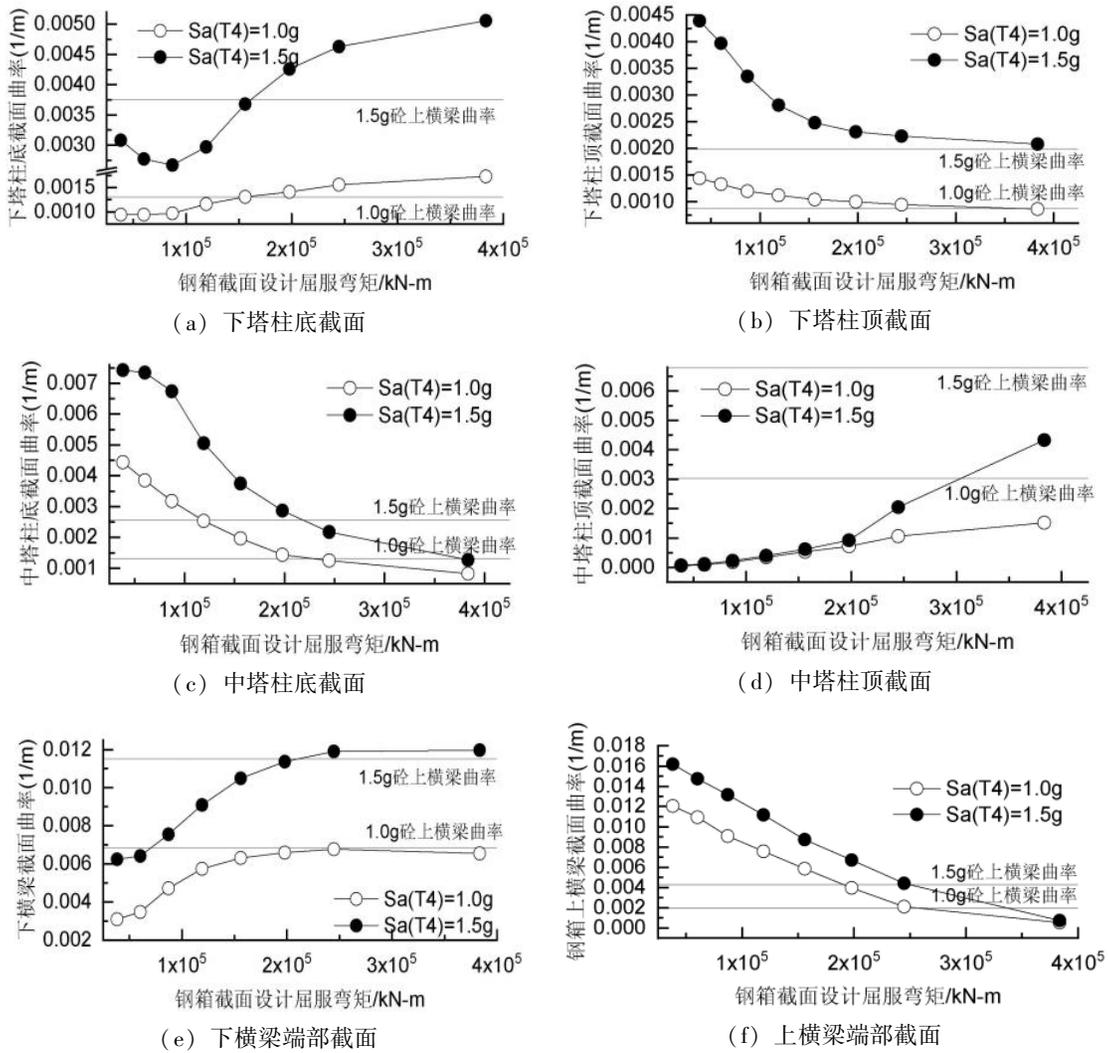


图6 桥塔关键截面包络曲率

3.2.3 结构位移分析

图7为塔身侧向位移包络图,其中钢箱上横梁的设计屈服弯矩为119126 kN·m。对于混凝土上横梁,由于上横梁对塔身约束较强,桥塔横向框架效应明显,塔柱出现反弯点,因此中塔柱顶部截面转角较小,塔顶侧向位移也相对较小。但对于钢箱上横梁进入塑性后,构件的抗弯刚度降低,中塔柱顶截面转角位移变大,塔顶侧向位移也变大,塔身的侧向位移包络曲线逐渐向悬臂柱结构形式趋近。相比于钢筋混凝土上横梁工况,采用钢箱上横梁工况塔顶侧向位移增大。

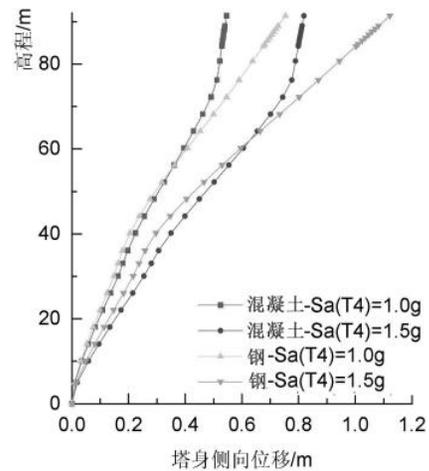


图7 塔身侧向位移均值包络图

3.2.4 滞回曲线分析

通过对桥塔关键截面曲率分析可知：当钢箱上横梁设计屈服弯矩为 $119126 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，总体截面曲率需求较为合理。图 8 分别钢箱上横梁及混凝土上横梁结构，在 NO.7 号地震波强度 $S_a(T_4) = 1.0g$ 和 $1.5g$ 横向作用下，上横梁端

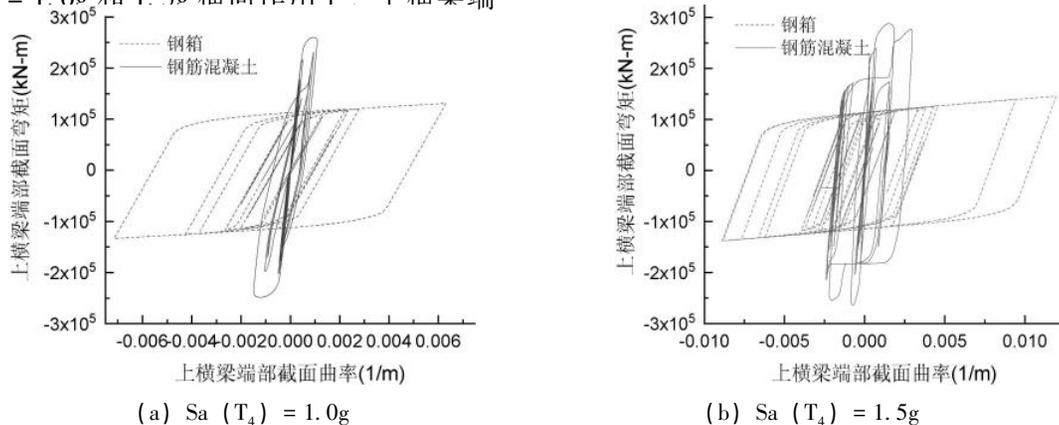


图 8 上横梁端部截面 M-phi 滞回曲线

4 结论

本文对一斜拉桥横桥向减震措施进行了研究。以 OpenSees 数值模拟为研究手段，同时探究传统斜拉桥混凝土上横梁进入屈服、采用钢箱上横梁对桥塔横桥向抗震性能的影响，主要得出以下结论：

(1) 通过设计混凝土上横梁进入有限塑性状态，可以优化主塔结构的横向地震响应，延缓最先出现损伤的易损截面时机，提高结构的安全度，但混凝土横梁震后修复耗时长，难度大，中断交通影响明显。

(2) 利用钢材滞回耗能能力强的特点，桥塔上横梁采用钢箱梁设计。随着钢箱上横梁截面设计强度的增加，下塔柱底、中塔柱顶及下横梁的地震响应增大，而下塔柱顶及中塔柱底的地震响应呈现负相关。此外，桥塔横向位移模式也逐渐呈现由悬臂柱向框架结构的变化趋势。

(3) 通过对钢箱上横梁尺寸设计来控制截面的屈服弯矩水平，使得钢箱上横梁在强震作用下率先进入全截面塑性状态。相比于混凝土横梁，钢箱梁滞回耗能能力更强，滞回曲线更加饱满。同时作为可替换构件，在震后桥梁修复中优势明显，具有良好的工程效益。因此钢箱上横梁减震方案效果适合在实际工程中推广使用。

部截面弯矩-曲率滞回曲线图。从中看出：相比于混凝土上横梁，钢箱梁的滞回耗能能力更强，滞回曲线更加饱满，同时通过设计合理的钢箱梁截面强度，可以使得在中震也提前进入塑性状态，充分发挥耗能效果。

参考文献

- [1] 叶爱君, 范立础. 超大跨度斜拉桥的横向约束体系[J]. 中国公路学报, 2007 (02): 63-67.
- [2] 杨喜文, 张文华, 李建中. 大跨度斜拉桥横桥向减震研究[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32 (01): 86-92.
- [3] Soneji B B, Jangid R S. Passive hybrid systems for earthquake protection of cable-stayed bridge [J]. Engineering Structures, 2007, 29 (1): 57-70.
- [4] Park K S, Jung H J, Spencer B F, et al. Hybrid control systems for seismic protection of a phase II benchmark cable-stayed bridge [J]. Journal of Structural Control, 2003, 10 (3-4): 231-247.
- [5] COMBAULT J, TEYSSANDIER J P. The Rion - Antirion bridge: concept, design and construction [C] // Structures Congress 2005 [J]. New York: American Society of Civil Engineers, 2005: 22-27.
- [6] Infanti S, Papanikolas P, Benzoni G, et al. Rion - Antirion Bridge: Design and full-scale testing of the seismic protection devices [J]. In: Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, 2004. 2174.
- [7] Tang MCMR. San Francisco-Oakland bay bridge design concepts and alternatives [J]. a Structural Engineering Odyssey, ASCE. 2001, 1-7.
- [8] McDaniel C C, Seible F. Influence of inelastic tower links on cable-supported bridge response [J]. Journal of Bridge Engineering, 2005, 10 (3): 272-280.
- [9] Mcdaniel CCSF. Cyclic testing of built-up steel shear links for the new bay bridge [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE. 2003, 6 (129): 801-809.
- [10] Mcdaniel CCSF. Influence of inelastic tower links on cable-supported bridge response [J]. Journal of Bridge Engineering. 2005, 3 (10): 272-280.