# 高烈度地震区大跨度悬索桥中央扣形式的选择与创新

曹发辉　蒋劲松　庄卫林　陶齐宇
（四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院　四川成都　610041）

**摘　要**:以雅康高速公路泸定大渡河特大桥为研究背景，建立该桥的空间动力计算模型，采用非线性时程分析方法研究了刚性中央扣、柔性中央扣和耗能中央扣三种形式对结构抗震性能的影响。耗能中央扣首次将防屈曲耗能钢支撑构件应用于悬索桥，利用钢材良好的滞回耗能性能消耗地震输入能量，保护桥梁主体结构免遭破坏。研究结果表明耗能中央扣的综合性能大大优于传统的刚性中央扣和柔性中央扣，是适用于高烈度地震区大跨度悬索桥的一种理想的中央扣形式。

**关键词**:悬索桥　耗能中央扣　防屈曲支撑　延性抗震　减震设计　非线性时程分析

## 1 引言

悬索桥是一种柔性结构，在车辆、地震及风载等各种荷载作用下，主缆和加劲梁纵横向都会产生较大的位移，如果缆梁位移不同步，将会使吊索产生弯折损伤，特别是跨中处短吊索，从根本上改善这一问题的重要途径是在主跨跨中设置中央扣，使两者在跨中处相对固定。中央扣除了能改善短吊索的弯折疲劳外，还能减小地震力及制动力作用下加劲梁的位移，提高结构的反对称抗扭刚度从而提高全桥的抗风稳定性[1]，设置中央扣已成为提高悬索桥刚度的有效措施之一[2]。

虽然中央扣在许多悬索桥中已广泛应用，但对于其在地震激励下的动力响应问题却鲜有文献报道，而高烈度地震区如何合理地选择中央扣的形式更是未见相关报道。本文以雅康高速公路泸定大渡河特大桥为研究对象，建立该桥的空间动力模型，研究三种中央扣模式下的动力响应问题，寻求一种合理的中央扣形式，旨在为今后高烈度地震区的悬索桥设计提供参考。

## 2 工程背景

泸定大渡河特大桥是雅安至康定高速公路上跨越大渡河的一座特大型桥梁，主桥为1100m单跨钢桁梁悬索桥，成桥状态下中跨矢跨比为1/9，主缆横向中心距为27.0m，纵向吊索间距为10.0m。加劲钢桁梁采用带竖腹杆的华伦式结构，主梁桁宽27.0m、桁高8.2m。主塔采用钢筋混凝土门式框架结构，两岸塔高均为188m。结构布置图见图1。

该桥的典型建设条件是所处风环境和地震环境复杂，抗风、抗震问题突出。风攻角达到-7°，地震基本烈度Ⅷ度，50年超越概率10%（E1地震）的设计峰值加速度为275gal，50年超越概率2%（E2地震）的设计峰值加速度为490gal。

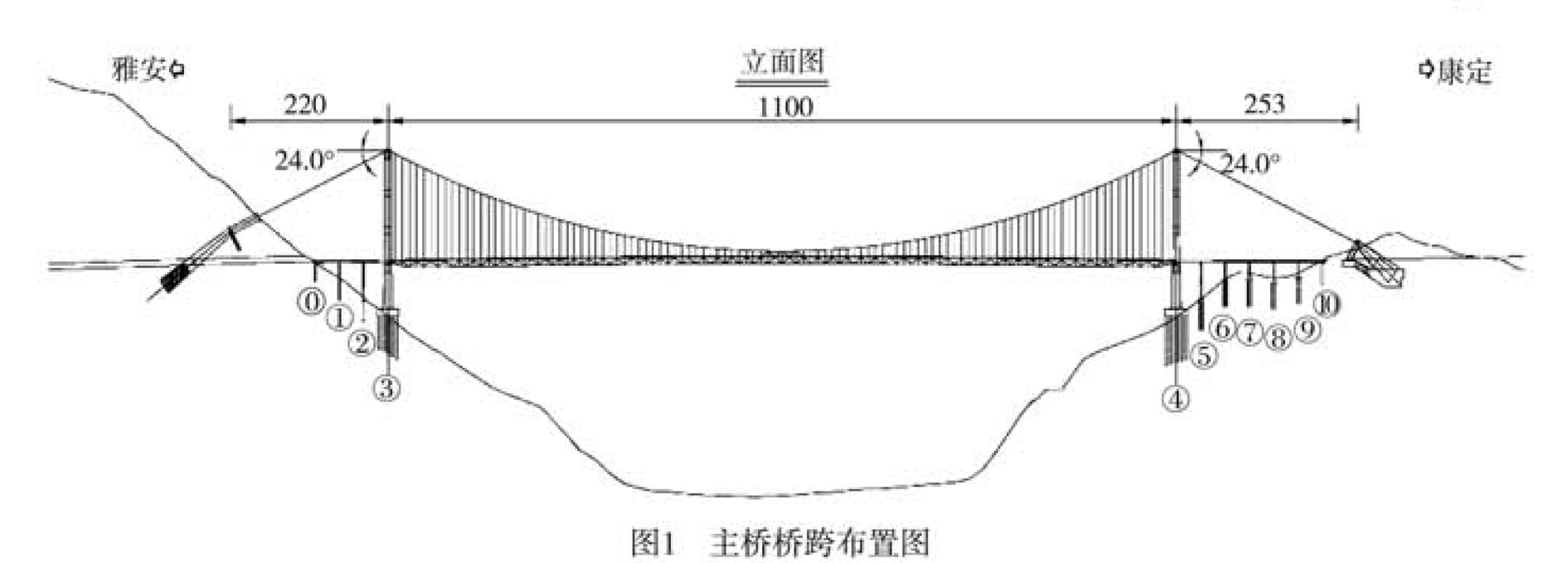


图1　主桥桥跨布置图

## 3 中央扣形式

自从1950 年Tacoma 新桥上首次使用中央扣以来，已发展有3 种设置方式[1]，（1）刚性中央扣，用刚性三角桁架将主缆与加劲梁联结，使缆、梁在跨中处相对固定，它由连接主缆的中央扣索夹、连接加劲梁的斜（竖）杆及跨中加劲梁段组成，见图2所示。我国润扬长江大桥、南溪长江大桥采用了刚性中央扣。（2）柔性中央扣，即在跨中加设一对或多对斜吊索来增加缆梁纵向约束体系，见图3所示。我国坝陵河大桥、四渡河大桥采用了柔性中央扣。（3）在跨中将主缆直接与加劲梁相联结，此联结方式采用较少。

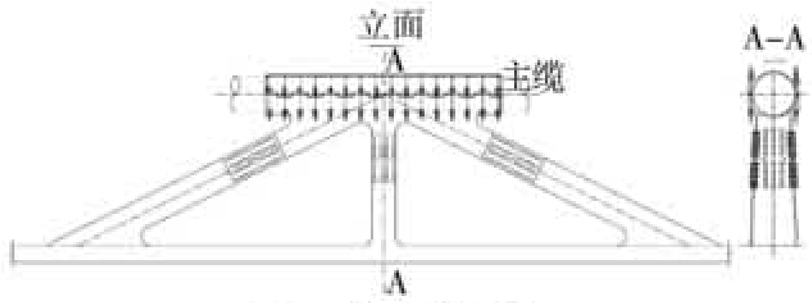

图2　刚性中央扣

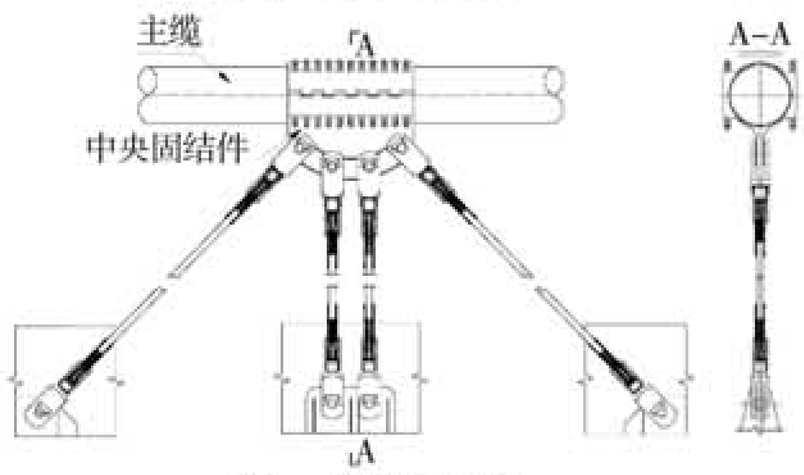

图3　柔性中央扣

设置中央扣后加强了加劲梁–主缆–主塔的动力耦合作用[1]，在高烈度地震区中央扣的受力可能会大大增加，直至构件屈服。目前桥梁抗震普遍采用能力设计方法进行延性抗震设计，即将结构构件区分成延性构件和能力保护构件，在两者之间建立强度安全等级差异，以确保结构不会发生脆性的破坏模式，与常规的强度设计方法相比，采用能力设计方法设计的抗震结构具有明显的优势。结构延性抗震设计的基本原理是将结构部分构件设计成具有较好的滞回延性，在预期的地震动作用下，通过延性构件发生的反复弹塑性变形循环耗散掉大量的地震输入能量，从而保证结构的抗震安全。本文即从能力设计的角度出发，探讨一种可以屈服耗能的中央扣，即防屈曲钢支撑。此类中央扣也可看作是一种刚性的中央扣，但与普通的刚性中央扣和缆梁之间固结的特点不同，它的两端以铰结形式与缆、梁连接，只承受轴向力，而不产生弯矩，因此可称为铰结的刚性中央扣。

## 4 防屈曲钢支撑

基于延性的抗震设计理念，本桥拟采用防屈曲钢支撑作为中央扣杆件，防屈曲钢支撑是一种位移相关型消能器，主要性能特性是其在受拉受压时都能达到全截面屈服，支撑受压承载力与受拉承载力相当，从而充分发挥钢材的滞回耗能作用，滞回曲线稳定饱满（见图4）。设计目标是在静力荷载和E1地震作用下处于弹性状态，向主体结构提供足够刚度，从而保证结构满足正常作用要求；在E2地震作用下，防屈曲钢支撑率先进入耗能状态，产生较大的阻尼，耗散地震中大部分的能量，并迅速衰减结构动力反应（位移、速度、加速度等），而使主体结构不出现明显塑性，从而确保其在强震作用下安全性和正常使用性。

图5为典型的防屈曲钢支撑构造，从单元构成来看，防屈曲支撑分为三个部分：核心单元、滑动机制单元及约束单元[3]。

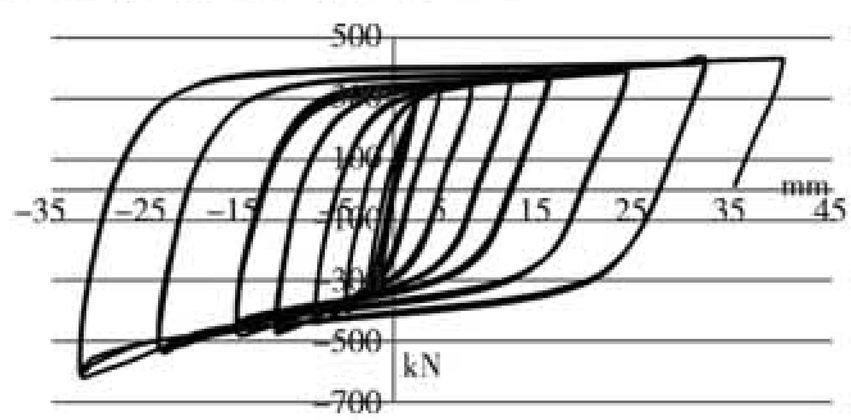

图4　防屈曲钢支撑滞回性能曲线

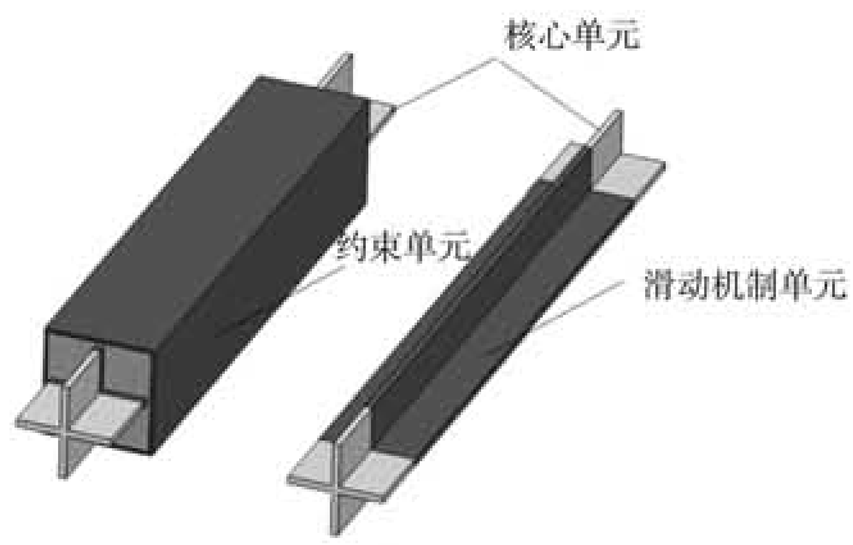

图5　防屈曲钢支撑结构

核心单元通过承受外来拉压作用而屈服耗能，是支撑的关键构件，一般由低屈服点钢材制成，保证在大震下先于其他主体结构而进入塑性

阶段，吸收振动能量，减轻结构震害，常见的截面形式有一字型、十字型、工字型、双T型等。约束单元主要作用是提供防屈曲支撑抗侧弯刚度，约束核心单元使之始终近似处于轴向受拉受压状态，增强支撑的耗能能力，这也是防屈曲支撑区别于普通支撑的显著特征。从工作机理来说，“防屈曲”的实质是防止支撑发生构件的整体屈曲和局部屈曲破坏，从而实现多波屈曲耗能减震的目的。常见的约束单元材料为纯钢管或钢筋混凝土与钢管混凝土约束等。滑动机制单元在核心单元与约束单元之间提供了一定的滑动界面和空间，从而使内芯钢材在受拉与受压时尽可能地有相似的力学性能，同时保证核心钢材发生高阶多波微幅屈曲时，有适当的变形空间，避免核心单元因受压膨胀后与约束单元间产生摩擦力而造成过大的压力。

防屈曲支撑可有固接与铰接两种连接方式，试验证实了铰接比固接方法可以更好地减小防屈曲支撑对主体结构框架节点的偶然偏心[4]，从而避免产生较大的面外弯矩。本桥采用了铰结连接的防屈曲钢支撑作为中央扣构件（图6），中央扣横桥向摆动角度远大于纵桥向，因此铰结方向设为横向，纵桥向的摆角依靠关节轴承的转角来实现，从而使得两个方向均为铰接以达到只承受轴向力的目的。防屈曲钢支撑两端的销铰连接构造以及上端索夹、下端加劲梁耳板均按能力保护构件进行设计，安全系数大于支撑件本身，确保支撑件延性能力的充分发挥。

图6　采用铰结连接的防屈曲钢支撑

## 5 动力计算模型

为了对比主缆和主梁之间不同中央扣联结方式对悬索桥动力性能的影响，分别建立了无中央扣和三种中央扣模式下的空间动力计算模型，见表1和图7所示。刚性中央扣的截面采用箱型截面，高度0.8m，宽度0.7m，板厚28mm；柔性中央扣的截面与吊索截面一致，为2根91φ5mm高强平行钢丝；耗能中央扣参数经对比优化后取值如下：屈服承载力6000kN，极限承载力9000kN，屈服前刚度550kN/mm，屈服后刚度16.5kN/mm。

表1　四种缆梁联结模式的计算模型

| 模型 | 联结方式 | 中央扣构造 |
|---|---|---|
| A | 无中央扣 | - |
| B | 刚性中央扣 | 刚性三角桁架 |
| C | 柔性中央扣 | 三对斜吊索 |
| D | 耗能中央扣 | 三对防屈曲钢支撑 |

有限元模型中，主梁和桥塔离散为空间梁单元，采用考虑剪切变形的铁木辛柯梁单元模拟，主缆、吊索采用只受拉索单元。计算采用有限位移理论，NR迭代方式求解，计算中计入结构大位移效应、荷载非线性与P～Δ效应、索的垂度效应、索单元的应力刚化、接触非线性等几何非线性因素，并纳入悬索桥各构件、尤其是主缆的恒载内力对结构特性的影响，桥塔、主缆和吊索均考虑恒载引起的几何刚度的影响。为准确考虑基础的影响，建立考虑桩-土-结构相互作用的计算模型，如图7所示。

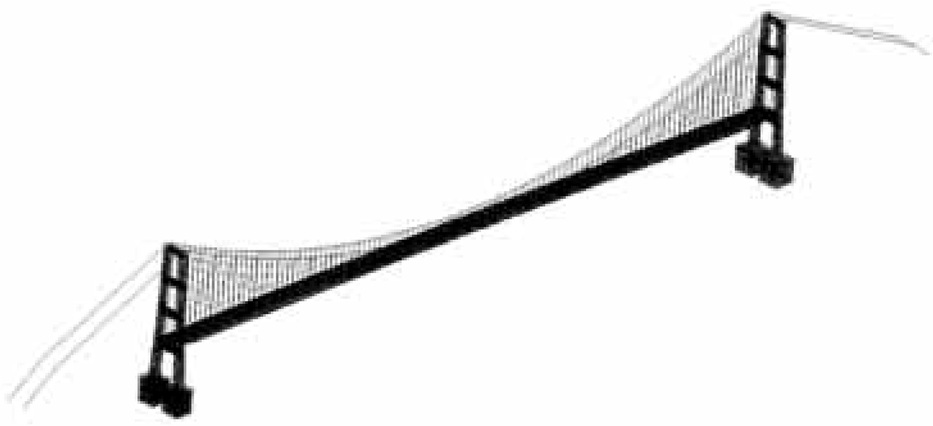

图7　结构动力计算模型

计算分析采用非线性时程分析方法进行，柔性中央扣考虑其受压时会退出工作的实际情况，采用具有铰链功能的钩单元模拟；耗能中央扣模型计算采用动力弹塑性的非线性时程方法，防屈曲钢支撑滞回模型利用双线性恢复力模型来模拟，见图8所示，其中$K_1$为屈服前刚度，$K_2$为屈服后刚度，割线刚度 $K_{eff}=\frac{|F^-|+|F^+|}{|D^-|+|D^+|}$ ，有效阻尼比 $\xi_a=\frac{W_c}{4\pi W_s}$ ，$W_c$为所有消能部件在结构预期位移下往复一周所消耗的能量，$W_s$为设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能。

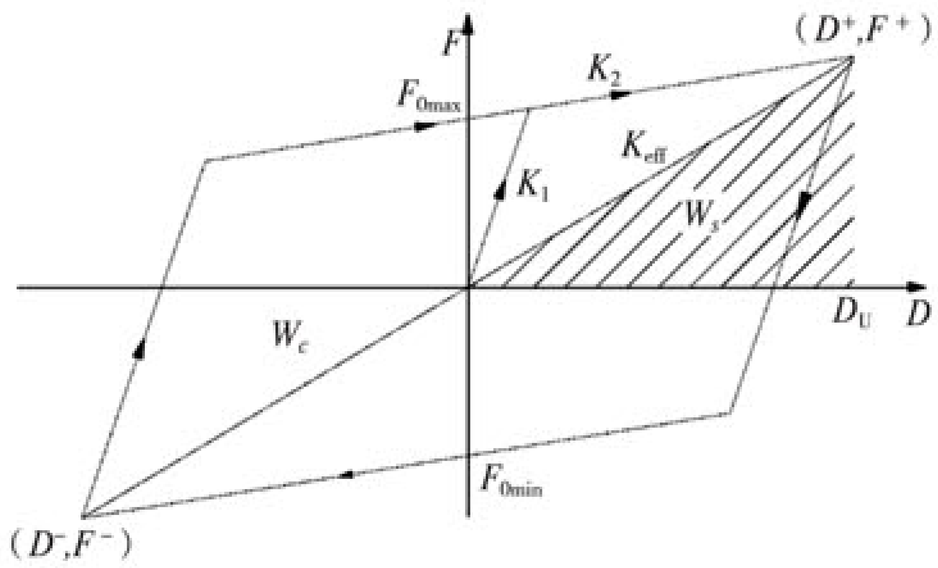


图8　防屈曲钢支撑双线性恢复力模型

## 6 动力反应分析

本文选取三条工程场地地震安全性评价报告提供的地震动时程进行分析，地震反应结果取三条波结果的包络值。由于中央扣仅对纵向地震响应有影响，地震动输入采用纵向+2/3竖向的组合方式。

### 6.1 动力特性分析

分析和认识大跨度桥梁的动力特性是进行地震反应分析和抗震设计的基础。动力特性计算采用多重Ritz向量法，前15阶振型见表2和表3所示。

表2　前15阶结构自振特性（一）

| 振型 | 无中央扣 | | 刚性中央扣 | |
|---|---|---|---|---|
| | 频率（Hz） | 振型描述 | 频率（Hz） | 振型描述 |
| 1 | 0.0530 | 桁梁一阶对称侧弯 | 0.0534 | 桁梁一阶对称侧弯 |
| 2 | 0.0874 | 桁梁一阶反对称竖弯+纵飘 | 0.1024 | 桁梁一阶反对称竖弯+纵飘 |
| 3 | 0.1241 | 桁梁二阶反对称侧弯 | 0.1304 | 桁梁二阶反对称侧弯 |
| 4 | 0.1253 | 桁梁二阶反对称竖弯 | 0.1489 | 桁梁二阶对称竖弯 |
| 5 | 0.1491 | 桁梁三阶对称竖弯 | 0.2065 | 桁梁三阶对称竖弯 |
| 6 | 0.2065 | 桁梁四阶对称竖弯 | 0.2318 | 桁梁四阶反对称竖弯 |
| 7 | 0.2354 | 桁梁四阶反对称竖弯 | 0.2362 | 桁梁一阶对称扭转+对称侧弯 |
| 8 | 0.2361 | 桁梁一阶对称扭转+对称侧弯 | 0.2896 | 主缆一阶横摆 |
| 9 | 0.2754 | 主缆一阶横摆 | 0.2970 | 主缆二阶横摆+桁梁对称扭转 |
| 10 | 0.2906 | 主缆二阶横摆+桁梁对称扭转 | 0.2980 | 主缆横摆 |
| 11 | 0.2970 | 主缆横摆 | 0.2985 | 主缆横摆 |
| 12 | 0.2980 | 主缆横摆 | 0.3151 | 桁梁对称竖弯 |
| 13 | 0.3153 | 桁梁对称竖弯 | 0.3336 | 桁梁对称扭转 |
| 14 | 0.3277 | 桁梁对称扭转 | 0.3546 | 桁梁反对称竖弯+纵飘 |
| 15 | 0.3579 | 桁梁一阶反对称扭转 | 0.3858 | 桁梁一阶反对称扭转 |

表3　前15阶结构自振特性（二）

| 振型 | 柔性中央扣 | | 耗能中央扣 | |
|---|---|---|---|---|
| | 频率（Hz） | 振型描述 | 频率（Hz） | 振型描述 |
| 1 | 0.0530 | 桁梁一阶对称侧弯 | 0.0531 | 桁梁一阶对称侧弯 |
| 2 | 0.1023 | 桁梁一阶反对称竖弯+纵飘 | 0.1025 | 桁梁一阶反对称竖弯+纵飘 |
| 3 | 0.1291 | 桁梁二阶反对称侧弯 | 0.1312 | 桁梁二阶反对称侧弯 |
| 4 | 0.1493 | 桁梁二阶对称竖弯 | 0.1498 | 桁梁二阶对称竖弯 |
| 5 | 0.2066 | 桁梁三阶对称竖弯 | 0.2067 | 桁梁三阶对称竖弯 |
| 6 | 0.2316 | 桁梁四阶反对称竖弯 | 0.2322 | 桁梁四阶反对称竖弯 |
| 7 | 0.2364 | 桁梁一阶对称扭转+对称侧弯 | 0.2370 | 桁梁一阶对称扭转+对称侧弯 |
| 8 | 0.2754 | 主缆一阶横摆 | 0.2754 | 主缆一阶横摆 |
| 9 | 0.2907 | 主缆二阶横摆+桁梁对称扭转 | 0.2908 | 主缆二阶横摆+桁梁对称扭转 |
| 10 | 0.2970 | 主缆横摆 | 0.2970 | 主缆横摆 |
| 11 | 0.2980 | 主缆横摆 | 0.2980 | 主缆横摆 |
| 12 | 0.3162 | 桁梁对称竖弯 | 0.3183 | 桁梁对称竖弯 |
| 13 | 0.3278 | 桁梁对称扭转 | 0.3282 | 桁梁对称扭转 |
| 14 | 0.3378 | 桁梁反对称扭转竖弯+纵飘 | 0.3733 | 桁梁反对称竖弯+纵飘 |
| 15 | 0.3837 | 桁梁一阶反对称扭转 | 0.3865 | 桁梁一阶反对称扭转 |

对比上述四种模型的动力特性可知：

（1）设置中央扣后，悬索桥整体刚度有所增加，相应地各阶频率有所增大。

（2）三种中央扣模型纵飘的一阶振型（均在相应模型中的第二阶振型出现）的频率提高分别为17.16%、17.04%和17.25%，提高幅度相近。可见中央扣使得悬索桥纵飘刚度得到较大的提高，这主要是由于中央扣增大主缆与加劲梁之间的纵向相互约束，在一定程度上限制了其纵飘特性，从而约束和降低了地震激励下加劲梁端部纵向位移。

（3）中央扣可提高悬索桥反对称抗扭刚度，三种中央扣模型使一阶反对称扭转自振频率分别提高了7.78%、7.20%、7.99%，这表明设置中央扣可提高全桥抗风稳定性，与大家以前对中央扣的认识相一致。耗能中央扣模型对一阶反对称扭转频率改善最大，其次是刚性中央扣和柔性中央扣，这表明在改善抗风稳定性上耗能中央扣最优。

### 6.2 桥塔地震响应分析

经过大量的地震响应计算分析后发现，桥塔地震作用下的关键控制截面位于上塔柱中部和塔底，本桥作为特大跨度桥梁和雅康高速公路的重要控制性工程，桥塔在E2地震作用下也应基本保持弹性，不允许进入塑性，因此直接给出四种工况的E2地震作用的计算结果。

表4～表5和图9～图10列出了E2地震作用下桥塔关键截面的弯矩和剪力时程计算结果，可看出设置中央扣后桥塔各关键控制截面的内力相对于不设置中央扣的工况均有改善，而以耗能中央扣模式改善幅度最大。以雅安侧桥塔塔底为例，设置刚性、柔性和耗能三种中央扣模式相对于无中央扣模式对弯矩的改善程度分别为9.32%、8.43%和16.95%，对剪力的改善程度分别为19.99%、17.40%和20.51%。

表4　桥塔关键截面E2地震弯矩时程分析结果比较（kN·m）

| 部位 | 截面位置 | 无中央扣 | 刚性中央扣 | 柔性中央扣 | 耗能中央扣 |
|---|---|---|---|---|---|
| 雅安侧 | 上塔柱中部 | 1383871 | 1159451 | 1247821 | 1062315 |
| | 塔底 | 3274713 | 2969433 | 3015219 | 2719658 |
| 康定侧 | 上塔柱中部 | 1304562 | 1063043 | 1152995 | 976681 |
| | 塔底 | 3098730 | 2699087 | 2934361 | 2464764 |

表5　桥塔关键截面E2地震剪力时程分析结果比较（kN）

| 部位 | 截面位置 | 无中央扣 | 刚性中央扣 | 柔性中央扣 | 耗能中央扣 |
|---|---|---|---|---|---|
| 雅安侧 | 塔顶 | 39342 | 30643 | 34304 | 28037 |
| | 塔底 | 64592 | 51679 | 53596 | 51347 |
| 康定侧 | 塔顶 | 37994 | 28616 | 32398 | 25480 |
| | 塔底 | 65766 | 50324 | 52611 | 49757 |

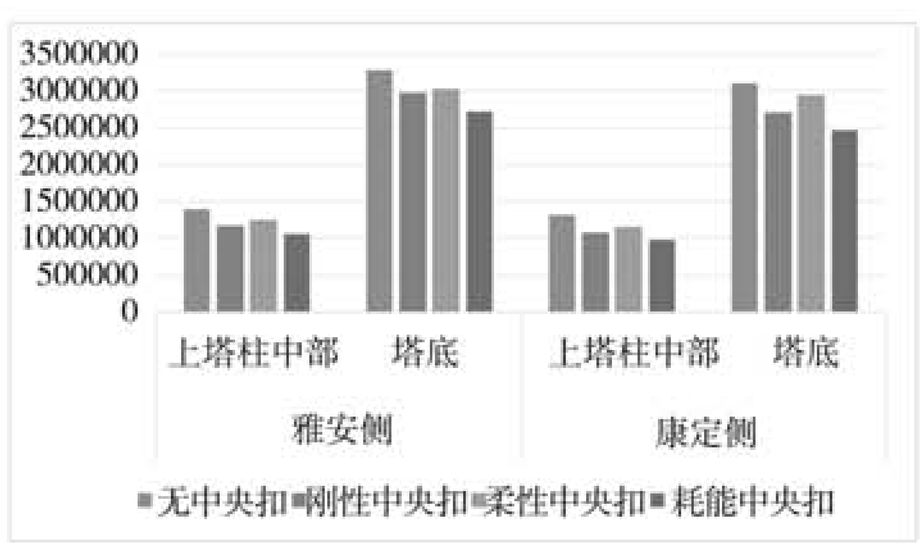


图9　桥塔关键截面E2地震弯矩结果比较（kN·m）

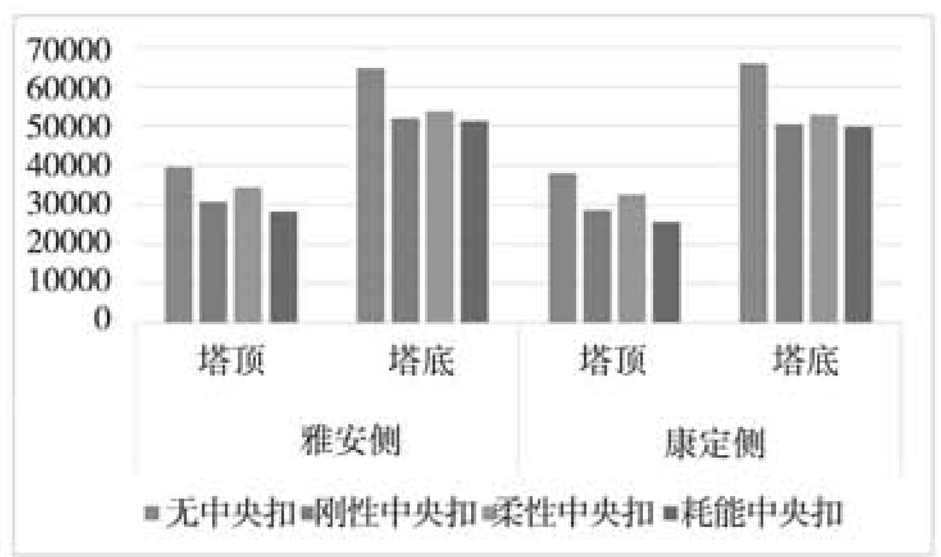


图10　桥塔关键截面E2地震剪力结果比较（kN）

### 6.3 钢桁梁地震响应分析

钢桁梁在E2地震作用下的抗震性能目标是不屈服，即应力计算结果小于其屈服强度345MPa。

E2地震作用下钢桁梁的应力和位移响应见表6所示，可看出中央扣对限制纵向位移效果显著，但由此导致结构地震应力响应的显著增加。无中央扣时最大应力为162MPa，设置中央扣后钢桁梁应力大幅度增加，各种中央扣工况的钢桁梁超过屈服应力的区段主要集中于跨中中央扣附近区域约100m～200m范围不等，峰值应力集中于跨中中央扣位置，以刚性中央扣的应力最大，柔性中央扣次之，耗能中央扣最小，这充分说明了防屈曲钢支撑中央扣的屈服耗能具有较大的优势。本文在计算分析时为便于说明问题，在跨中区段的钢桁梁截面特性取值与标准梁段截面一致，未进行特别加强。在实际应用时此区段的截面应相对于标准梁段进行适当加大。从位移响应比较情况来看，设置中央扣后可极大地改善加劲梁梁端纵向位移，减小伸缩缝的规模，而三种中央扣模式中仍以耗能中央扣为最优。

表6　钢桁梁E2地震时程分析结果比较

| | 无中央扣 | 刚性中央扣 | 柔性中央扣 | 耗能中央扣 |
|---|---|---|---|---|
| 最大应力/MPa | 162 | 734 | 399 | 398 |
| 纵向位移/mm | 2461 | 898 | 864 | 819 |

分析桥塔、钢桁梁的计算结果，可得出以下结论：充分利用无中央扣时钢桁梁地震作用下受力富裕的特性，设置中央扣后通过对钢桁梁与桥塔两者之间在地震需求和结构能力上的合理匹配，可达到既能改善桥塔地震下的内力响应，又避免使得钢桁梁进入屈服状态的目的。

### 6.4 中央扣地震响应分析

E2地震作用下刚性中央扣的最大应力为602MPa，柔性中央扣的最大应力为4558MPa（轴力16287kN），远远超过两者的承载能力。对于普通的刚性中央扣，由于其屈服后受压时会产生失稳屈曲，其滞回耗能作用无法准确地衡量，因此刚性中央扣计算时不考虑其耗能作用。而对于柔性中央扣，一方面由于其材质为高强度钢丝，另一方面受压时会退出工作，因此也不具备耗能性能。

耗能中央扣E1地震作用下最大轴力为6028kN，与屈服承载力6000kN相比基本满足要求；E2地震作用下最大轴力8787kN，小于其极限承载力9000kN。同时，在梁端设置阻尼器后轴力还会有所降低。

刚性中央扣应力较大的一部分原因是由于其节点刚性所带来的，从应用情况来看，欧美的悬索桥较多地使用刚性中央扣，而日本则多使用柔性中央扣，这与日本属于地震多发国家的特点相适应。而《公路悬索桥设计细则》（总校稿，2013年7月）的5.2.9条也指出“可根据需要在跨中设置中央扣构造。地震烈度较高时，可采用柔性中央扣构造。”以上都说明了刚性中央扣不适合用于高烈度地震区。

## 7 结语

（1）悬索桥中央扣具有改善短吊索弯折疲劳、提高反对称抗扭刚度从而提高抗风稳定性及减小梁端位移的作用，本文研究表明其对减小桥塔的地震内力也具有明显的效果。

（2）在高烈度地震区采用普通的刚性中央扣和柔性中央扣并不合适，会使加劲梁应力及中央扣构件本身应力大幅增加甚至破坏。而防屈曲耗能钢支撑由于优良的耗能减震作用自然成为理想的中央扣形式。

（3）通过对三种中央扣模式下桥塔、钢桁梁和中央扣构件本身的地震响应进行分析，表明耗能中央扣对桥塔的抗震性能改善最为显著，而对加劲梁的影响又最低。充分利用桥梁上部结构受地震影响较小的特点，通过对钢桁梁与桥塔两者之间在地震需求和结构能力上的合理匹配，可达到物尽其用、经济合理的目的。

参考文献

[1] 徐勋,强士中 等. 中央扣对大跨悬索桥动力特性和地震响应的影响研究[J]. 铁道学报，2010.
[2] GimsingNJ. Cable Supported Bridges[M]. 2thed. England:John Wiley&Sons, 1997.
[3] 周云. 防屈曲耗能支撑结构设计与应用[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2009.
[4] 张腾龙. 防屈曲支撑框架结构设计及消能减震效果分析研究[M]. 北京：北京工业大学，2009.
[5] 孟凡超 等. 悬索桥[M]. 北京：人民交通出版社，2011.