

大跨度斜拉桥耗能型辅助墩抗震性能试验研究

孙利民, 魏 俊

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 结构损伤控制概念是指通过容易替换的牺牲构件在地震中发生塑性变形耗散地震能量, 同时主要构件保持弹性或发生轻微的损伤。针对大跨度斜拉桥的抗震性能主要依靠结构体系的特点, 提出了通过牺牲辅助墩耗散地震能量, 从而减轻主塔损伤的控制策略。为了研究辅助墩的抗震性能, 对 3 个大比例的钢筋混凝土空心矩形截面模型进行拟静力试验。第一个试件是原设计的单柱墩, 另外两个试件是双柱墩, 墩柱之间通过耗能构件剪切型连杆或屈曲约束支撑连接。对反复荷载作用下试件的破坏形态、滞回曲线、位移延性和耗能能力、骨架曲线及刚度退化、耗能构件的变形能力等作了对比分析。结果表明, 与单柱墩相比, 耗能构件增加了双柱墩的刚度和强度, 能够提高双柱墩的抗震性能。

关键词: 损伤控制; 抗震性能; 斜拉桥; 辅助墩; 试验研究; 剪切型连杆; 屈曲约束支撑

中图分类号: TU317+.1

文献标志码: A

Experimental Investigation on Seismic Performance of Energy Dissipation Subsidiary Piers for Long-span Cable-stayed Bridges

SUN Limin, WEI Jun

(State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The concept of structural damage control is that easily replaceable sacrificial elements deform plastically to dissipate seismic energy while primary components remain elastic or are subjected to minor damage. According to that the seismic performance of long-span cable-stayed bridges depends mainly on their structural systems, a new damage control strategy, namely reducing the damage of the towers by means of sacrificing the subsidiary piers, was proposed. Three large-scale reinforced concrete models with rectangular hollow sections were tested under cyclic quasi-static loads to investigate seismic performance of the subsidiary piers. The first specimen was a single-column pier designed originally,

while the others were twin-column piers. Shear links (SLs) and buckling restrained braces (BRBs) were installed between the two columns as a series of energy dissipation elements. Failure patterns, hysteretic curves, displacement ductility and energy dissipation capacity, skeleton curves and stiffness degradation of the specimens which were under cyclic loading, and deformation capacity of the energy dissipation elements, were investigated. The results show that compared with the single-column pier, the energy dissipation elements increase the stiffness and strength of the twin-column piers and improve their seismic performance.

Key words: damage control; seismic performance; cable-stayed bridge; subsidiary pier; experimental investigation; shear link; buckling restrained brace

目前,我国计划修建一批跨海工程,其中包括一些大跨度桥梁。这些桥梁本身的自振频率较低,同时又处于强震多发地带,在地震作用下结构容易产生较大的位移,遭受严重的损伤甚至倒塌。这会造成极大的经济损失和人员伤亡,也会给震后救灾工作带来不便。因此,根据结构损伤控制概念,提出一种具有可靠的能量耗散机制的结构体系对于大跨度桥梁的抗震具有重要意义,既能增强桥梁的安全性,又能减小主要构件的内力和位移。结构损伤控制概念是指牺牲次要构件耗散地震能量,保护主要构件的完整性。损伤控制概念最早应用于 Roeder 和 Popov^[1]提出的偏心支撑钢框架中。后来, Wada 等^[2]定义了“损伤控制”或“损伤容限”结构,该结构被分为两类构件,框架体系能够承受 80% 的横向力,而一些支撑作为耗能单元在强震作用下提供能量耗散。自从 1995 年阪神地震后,损伤控制结构在日本迅速得到应用。Connor 等^[3]认为损伤控制结构的有效性主要体现在强震作用下支撑的耗能能力和主要构件保持弹性的能力。McDaniel 等^[4]对 San Francisco-

Oakland 海湾桥东跨的两种方案即自锚式悬索桥和斜拉桥进行了弹塑性时程分析,结果表明,用于连接分离塔柱的非弹性连杆能够提高整个桥梁结构的抗震能力,减小主塔及整个桥梁的地震需求. Cho 等^[5]对装有一种新型双向耗能牺牲装置的桥梁进行了地震反应分析,结果显示,该装置能够有效减少储存在桥梁结构中的地震能量,也能够同时在纵桥向和横桥向减少上部结构与地面之间的相对位移. Vargas 等^[6-7]提出了一种系统的设计方法来实现建筑结构的损伤控制,然后通过安装屈曲约束支撑的三层框架结构的振动台试验来验证该设计方法的可行性. EI-Bahey 等^[8]对安装剪切型钢板和屈曲约束支撑的两类双柱式钢管混凝土桥墩模型进行了拟静力试验研究,结果表明,桥墩试件表现了稳定的滞回性能,耗能构件增加了墩柱的强度和刚度. 国内一些学者也开始对结构损伤控制展开研究. 例如丁文胜等^[9]提出了一种新型被动分肢桥墩,即将原来桥墩截面分割成两个相互独立的分肢,然后通过剪力连接件把两个分肢连接成一个整体,通过试验验证了被动分肢墩具有更好的延性和耗能能力.

为了实现大跨度斜拉桥损伤控制的目标,本文提出了一种耗能型辅助墩结构形式. 在两个钢筋混凝土空心薄壁墩之间安装耗能构件,使之成为一个整体的双柱式桥墩. 耗能构件增加了墩柱的强度和刚度,在强震作用下,能够发生非弹性变形耗散地震

能量,从而使混凝土墩柱保持弹性或者减轻墩柱的损伤. 本文重点研究剪切型连杆和屈曲约束支撑两种耗能构件.

1 背景工程

背景工程是一座试设计的主跨为 1 400 m 的斜拉桥,该桥为对称结构,全长 2 672 m,共有 7 跨 (150 m + 176 m + 310 m + 1 400 m + 310 m + 176 m + 150 m). 在桥梁的每一端有两个辅助墩 (2 号墩和 3 号墩) 和一个过渡墩 (1 号墩),高度均为 60 m. 主塔为 A 字形,高 357 m. 共有 304 根斜拉索,呈半竖琴型布置. 主梁为钢箱梁,宽 41 m,高 4.5 m. 该斜拉桥采用飘浮体系结构.

孙利民等^[10]基于背景工程的三维弹塑性地震时程分析提出了一种考虑结构损伤控制的新型结构体系,即通过牺牲辅助墩耗散地震能量,从而保持主塔处于弹性状态或减轻主塔的地震损伤,避免整个桥梁发生倒塌. 该类耗能型辅助墩主要应用于大跨度飘浮体系斜拉桥纵桥向地震响应的损伤控制中,由于飘浮体系斜拉桥的主梁在强震作用下沿纵桥向产生较大位移,耗能型辅助墩的墩顶在主梁的带动下也会发生较大位移,这样辅助墩就产生塑性变形耗散地震能量.

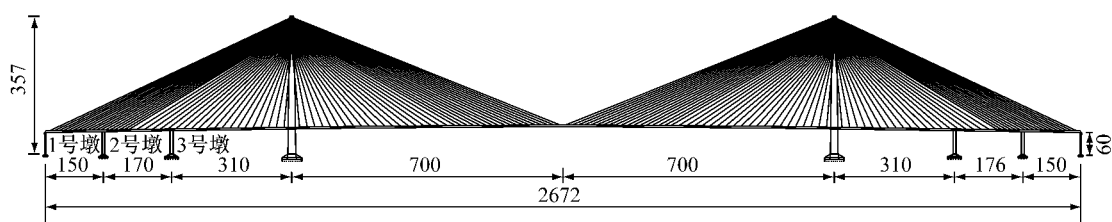


图 1 原型桥梁立面图(单位:m)

Fig.1 Elevation of prototype bridge (unit: m)

2 模型设计

本文设计了 3 个大比例的辅助墩模型. 试件的截面和立面图如图 2 所示,高度为 6 m,均采用钢筋混凝土空心矩形截面,壁厚为 150 mm,纵向配筋率为 1.7%,箍筋的体积配箍率为 1.2%. 第一个试件为单柱墩(试件 SRC),另外两个试件均为双柱墩,两个墩柱沿纵桥向布置,在墩柱之间安装耗能构件,这些耗能构件采用软钢加工制作. 第二个试件(试件 TRC-SL)采用剪切型连杆作为耗能构件,第三个试

件(试件 TRC-BRB)采用屈曲约束支撑作为耗能构件. 浇筑完成后的试件照片如图 3 所示.

双柱墩的墩柱顶端通过 Q345 钢连杆连接,该连杆采用焊接组合工字钢,端部与预埋件之间销接,加载过程中连杆端部的弯矩被释放,连杆和销钉在受力时保持弹性. 这样做是为了增大两个墩柱之间的相对位移,充分发挥耗能构件的变形能力,增强试件的耗能能力. 耗能构件与墩柱预埋件之间采用焊缝连接,沿墩柱高度的竖向间距为 1 m,在同一高度平行设置两排耗能构件. 剪切型连杆与墩柱垂直布置,屈曲约束支撑与墩柱成 45°角布置.

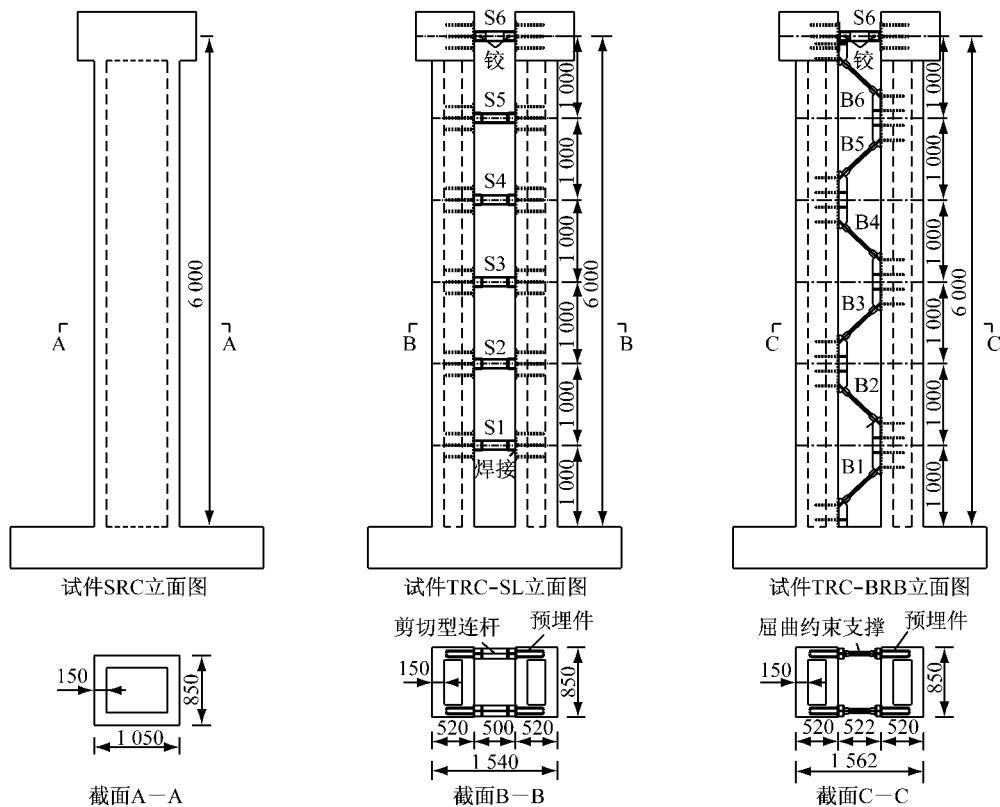


图2 试件的截面和立面图(单位:mm)

Fig.2 Cross section and elevations of specimens (unit: mm)

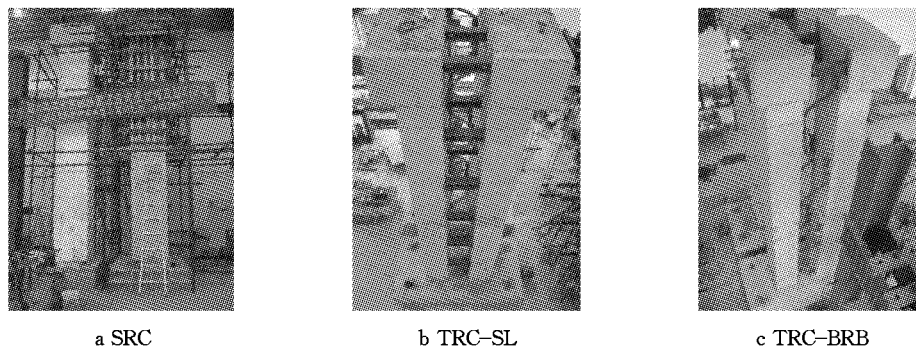


图3 试件照片

Fig.3 Photographs of specimens

剪切型连杆是采用 Q235 钢制作的焊接组合工字钢,与轧制工字钢相比,焊接组合工字钢在钢板几何尺寸和材料等方面的选择范围更广,适合应用于大跨度桥梁.该连杆属于剪切型屈服构件,如图 4a 所示,中间是剪切变形区,在试验中能够产生弹塑性变形,两端是被加强的连接区,只产生弹性变形.连杆截面尺寸沿长度是变化的,在腹板和翼缘厚度发生变化的区域采用斜坡平缓过渡,防止应力集中.

屈曲约束支撑由十字形芯板、套筒和填充在芯板和套筒之间的混凝土填充材料组成,如图 4b 所示.芯板采用 Q235 钢,套筒采用 Q345 钢.该支撑属于拉压型屈服构件,支撑受到的轴向力由芯板来承

担,套筒通过混凝土填充材料对芯板提供横向约束力,防止芯板在轴向受压时发生屈曲失稳.为了使芯板能够沿轴向自由地伸缩变形,减少芯板与套筒之间的剪力传递,在芯板与混凝土的接触面上涂一层无粘结材料.芯板所用钢板的厚度为 6 mm,沿支撑长度保持不变,宽度在端部逐渐平缓增大.

3 试验方法

3 个试件的质量较大,超过了实验室起重机的承载能力,因此直接在试验台上分段浇筑完成试件的制作.考虑在试件顶部设计一个钢筋混凝土质量块

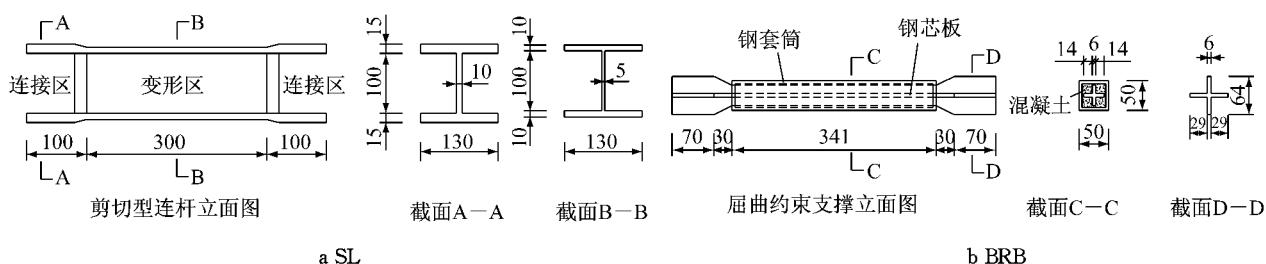


图 4 耗能构件的几何图示(单位: mm)

Fig. 4 Geometries of energy dissipation elements (unit: mm)

来模拟上部结构传来的 25 kN 轴力. 试验采用拟静力加载. 基础通过 4 根地脚螺栓固定在试验台上, 由 MTS 伺服系统液压作动器在墩顶施加一个水平方向的低周反复荷载. 作动器能够施加的最大推力为 1 500 kN, 最大拉力为 900 kN, 最大位移行程为 ± 250 mm, 相当于墩顶发生了 4.2 % 的偏移率(墩顶水平位移与墩柱加载高度的比值).

试验采用全程位移控制的加载模式. 位移加载方案如图 5 所示, 初始加载位移等级为 5 mm, 以后每级位移增加 5 mm, 当加载位移等级达到 30 mm 后, 每级位移增加 10 mm, 直到墩柱中的纵筋发生断裂时停止加载. 为了研究试件的强度退化, 每个位移等级重复加载 3 次.

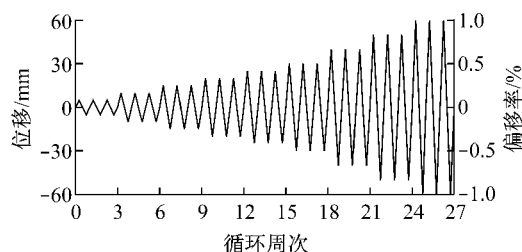


图 5 加载方案

Fig. 5 Loading protocol

试件的横向位移通过安装在不同高度处的位移计获得. 在试件底部的混凝土和钢筋表面以及耗能构件表面粘贴应变片, 可以获得混凝土开裂时的应变值, 还可以通过测得的应变值来判断钢筋和耗能构件是否发生屈服.

剪切型连杆的平均剪切变形值 γ 无法直接测得, 可以通过矩形连杆对角线长度的变化值由公式 (1) 计算得到, 而连杆对角线长度的变化值可以由沿对角线方向布置的两个位移计直接测得, 平均剪切变形的几何关系如图 6 所示. 屈曲约束支撑的轴向变形可以通过沿支撑轴向布置的位移计直接测得. 在基础上安装的水平位移计和竖向位移计用来监测基础在加载中是否发生水平滑移和竖向抬升.

$$\gamma = \frac{(\Delta d_1 - \Delta d_2) \sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} \quad (1)$$

式中: $\Delta d_1 = d'_1 - d_1$, $\Delta d_2 = d'_2 - d_2$, 分别为矩形连杆的两个对角线长度的变化值; a 和 b 分别为矩形连杆的两个边长.

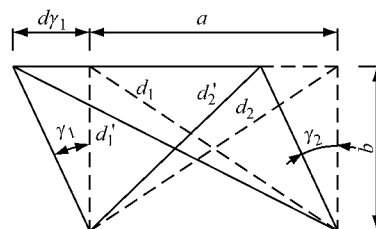


图 6 平均剪切变形计算的几何图示

Fig. 6 Geometry of calculating average shear deformation

4 试验结果分析

4.1 破坏过程和现象

总的来说, 在加载初期, 3 个试件在墩柱底部首先出现少量的水平裂缝, 随着位移等级的增大, 受剪切变形的影响, 水平裂缝开始发生倾斜并向侧面延伸, 随后侧面开始出现少量的斜裂缝. 试件 SRC 和 TRC-SL 的破坏模式为弯曲破坏, 在墩柱底部形成塑性铰. 而试件 TRC-BRB 受到作动器最大位移行程的限制没有达到极限状态.

4.1.1 试件 SRC

试件 SRC 的混凝土首次开裂出现在加载位移等级为 10 mm (偏移率为 0.17 %) 时, 随后裂缝开展主要集中在距离基础顶面 2 m 高的范围内. 当加载位移等级为 40 mm (偏移率为 0.67 %) 时, 墩底纵筋首次发生屈服. 当加载位移等级达到 100 mm (偏移率为 1.67 %) 时, 墩柱西南角靠近基础处出现少量的混凝土剥落. 为了达到试件的极限状态, 试验继续加载. 试件东面的 3 根纵筋在加载位移等级为 190 mm (偏移率为 3.17 %) 时发生断裂, 如图 7a 所示, 试件

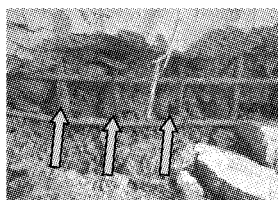
承载力迅速下降,试验结束。

4.1.2 试件 TRC-SL

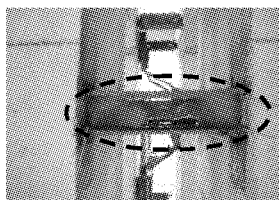
当加载位移等级为 15 mm(偏移率为 0.25%)时,试件 TRC-SL 的混凝土出现首次开裂,随后裂缝开展主要集中在距离基础顶面 3 m 高的范围内。当加载位移等级为 25 mm(偏移率为 0.41%)时,连杆 S5(从基础数第 5 排)开始进入屈服状态,直到加载位移等级为 40 mm(偏移率为 0.67%)时,纵筋才开始屈服。当加载位移等级达到 80 mm(偏移率为 1.33%)时,所有连杆全部发生屈服。当加载位移等级为 170 mm(偏移率为 2.83%)时,西柱底部西南角混凝土出现少量的剥落。连杆 S5 在加载位移等级为 210 mm(偏移率为 3.50%)时发生断裂,如图 7b 所示。试验继续进行,直到加载位移等级为 240 mm(偏移率为 4.00%)时,试件东柱东面的 4 根纵筋发生断裂,如图 7c 所示,至此,试验结束。

4.1.3 试件 TRC-BRB

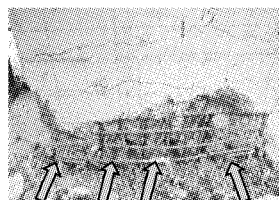
试件 TRC-BRB 在加载位移等级达到 20 mm(偏移率为 0.33%)时开始出现裂缝,随后裂缝开展主要集中在距离基础顶面 3 m 高的范围内,同时支撑 B6, B5 和 B4(从基础数分别为第 6、第 5 和第 4 排)开始发生屈服。直到加载位移等级为 40 mm(偏移率为 0.67%)时,纵筋开始发生屈服。当加载位移等级为 50 mm(偏移率为 0.83%)时,所有支撑全部屈服。支撑 B6 在加载位移等级为 120 mm(偏移率为 1.83%)时发生断裂。随后加载位移等级达到 190 mm(偏移率为 2.00%)时, B1 北侧支撑发生断裂。加载位移等级达到 240 mm(偏移率为 4.00%)时, B2 最后发生断裂(见图 7d),此时,除了 B4 和 B1 南侧支撑仍然参与受力外,其余的支撑已经全部断裂。由于受到作动器最大位移行程的限制,试验加载在位移等级为 250 mm(偏移率为 4.17%)时结束,没有发现保护层混凝土大批剥落。



a SRC 东面纵筋断裂



b TRC-SL 的 S5 腹板断裂



c TRC-SL 东面纵筋断裂



d TRC-BRB 的 B2 断裂

图 7 试件的破坏形态

Fig.7 Failure modes of specimens

4.2 试件的滞回特性

试件的滞回曲线是评价其抗震性能的一个重要指标,滞回曲线越饱满,表明其耗能能力越强,抗震性能越好。图 8 给出了 3 个试件典型的力与位移滞回曲线。

混凝土开裂前,加载和卸载曲线重合,滞回曲线为直线,试件处于弹性阶段,混凝土开裂后,滞回环的面积逐渐增大,开始滞回耗能。随后耗能构件和纵筋相继屈服,滞回环的面积进一步增大,耗能能力增强。对于双柱墩试件 TRC-SL 和 TRC-BRB,耗能构件先于纵筋屈服,双柱墩在纵筋屈服前已经开始耗能。

试件屈服后,双柱墩的强度和刚度比单柱墩大,其滞回曲线更加饱满。试件 TRC-SL 屈服后的强度不断强化,直到接近极限状态时强度才达到峰值,这是剪切型连杆从上至下依次发生屈服使局部构件的强度不断增大的结果。试件 SRC 屈服后的强度迅速达到峰值,随着加载位移的增大,强度开始不断退化。试件 TRC-BRB 屈服后的强度也不断增大,但是

很快发生了几次跳跃式的降低,这是由于屈曲约束支撑提前破坏造成的。支撑与墩柱的固结方式引入了附加弯矩,导致支撑提前断裂。在每级加载位移循环 3 次的过程中,单柱墩的强度都有显著的降低,而双柱墩的强度退化较小,直到极限状态时强度退化才比较显著。

4.3 试件的延性和滞回耗能

结构或构件的延性,是指在抗力始终没有明显下降的情况下,结构或构件所能经受的反复弹塑性变形循环的能力,可以用位移延性系数来表示。最大位移延性系数 μ_{Δ} 定义为极限位移 Δ_m 与屈服位移 Δ_y 之比,即 $\mu_{\Delta} = \Delta_m / \Delta_y$ 。屈服位移是指纵筋或耗能构件首次屈服时的位移,极限位移 Δ_m 定义为试件的水平力与位移关系曲线下降段上 80% 的峰值荷载所对应的位移^[11],但此极限位移的定义不适合于损伤控制结构。因为耗能构件的破坏导致结构的整体强度显著下降,而主要构件的承载力并没有达到极限状态,如试件 TRC-BRB,屈曲约束支撑失效后,墩柱仅受到较小的损伤。因此,本文采用墩柱纵筋发生断

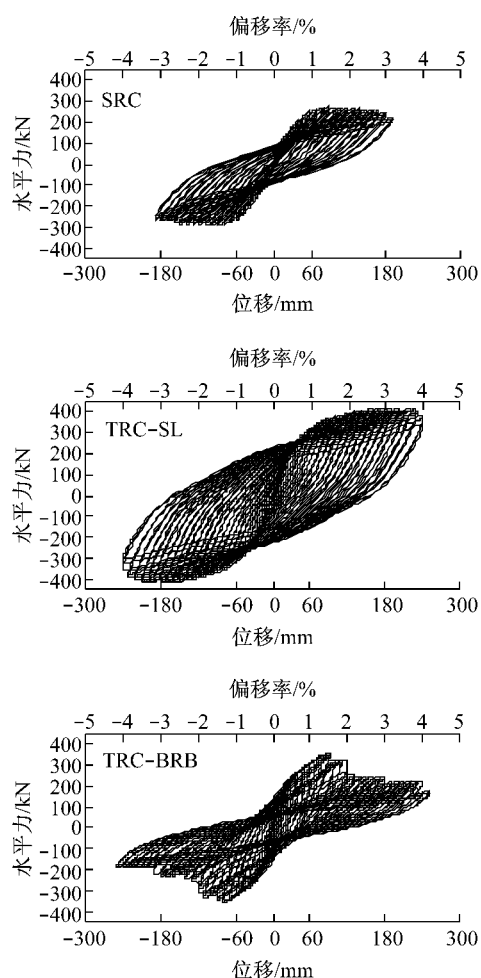


图 8 试件的滞回曲线

Fig.8 Hysteretic curves of specimens

裂时的位移作为试件的极限位移。

滞回耗能等于所有滞回环包围的面积之和。表 1 给出了试件的最大位移延性系数和滞回耗能的试验结果,可以看出,3 个试件的位移延性系数从 5.9 增大到 12.5,滞回耗能从 1.11 MN·m 增大到 4.98 MN·m。与单柱墩相比,双柱墩的位移延性系数和滞回耗能都显著增大。可见耗能构件对提高试件的抗震性能具有显著作用。另外,试件 TRC-SL 的位移延性系数比 TRC-BRB 小,而滞回耗能比试件 TRC-BRB 大,这是因为支撑提前发生破坏,导致试件 TRC-BRB 的强度和刚度迅速退化,位移延性系数增大,耗能能力降低。

4.4 试件的等效粘滞阻尼比

单柱墩的滞回阻尼仅由钢筋混凝土的非弹性变形来提供,而双柱墩的滞回阻尼由耗能构件和钢筋混凝土的非弹性变形共同提供。滞回阻尼可以用单自由度弹簧振子的等效粘滞阻尼比来表示,等效粘滞阻尼比是衡量试件耗能能力的一个重要指标,定义为单周循环滞回耗能与弹性应变能的比值^[11],如公式(2)所示。

$$\xi_{eq,h} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} = \frac{A_h}{4\pi A_e} \quad (2)$$

$$F_m = \frac{1}{2} (|F_{max}| + |F_{min}|) \quad (3)$$

$$\Delta_m = \frac{1}{2} (|\Delta_{max}| + |\Delta_{min}|) \quad (4)$$

式(2)~(4)中: A_h , A_e 分别为滞回环和三角形阴影

表 1 试件的位移延性系数和滞回耗能

Tab.1 Displacement ductility factor and dissipated energy of specimens

试件	屈服位移 Δ_y /mm	屈服强度 F_y /kN	极限位移 Δ_m /mm	极限强度 P_m /kN	最大位移延性 系数 μ_Δ	滞回耗能 E_D /(MN·m)	最大偏移率/ %
SRC	32.7	185.0	187.9	282.1	5.9	1.11	3.1
TRC-SL	24.8	202.0	239.8	416.4	9.8	4.98	4.1
TRC-BRB	20.0	199.5	249.8	356.2	12.5	2.33	4.2

注:表中位移、强度及延性系数均为推拉两个方向的平均值。

部分面积,其数值分别等于每周的滞回耗能和弹性应变能,如图 9 所示。

图 10 给出了 3 个试件的等效粘滞阻尼比与加载位移的关系曲线。当加载位移较小时,阻尼比相差不大,随着加载位移的增大,双柱墩的阻尼比迅速增大,尤其是试件 TRC-BRB 的增大速率更大。但是,由于支撑的失效,试件 TRC-BRB 的阻尼比在加载位移为 80 mm 时开始迅速减小,最终小于单柱墩的阻尼比。试件 TRC-SL 和 SRC 的阻尼比都随着加载位移的增大而增大,与试件 SRC 相比,试件 TRC-SL

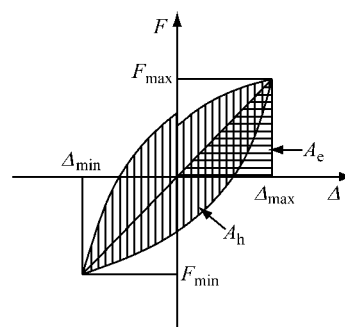


图 9 滞回能量耗散

Fig.9 Hysteretic energy dissipation

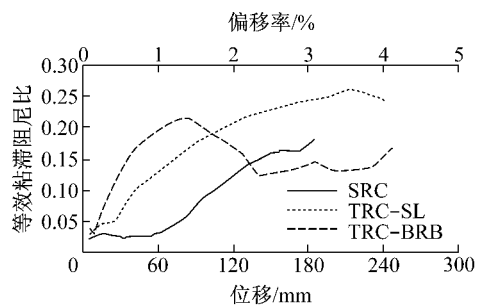


图10 试件的等效粘滞阻尼比随位移的变化

Fig.10 Viscous damping ratio versus displacement relation of specimens

的最大阻尼比增大了约 44 %。

4.5 试件的骨架曲线

试件的骨架曲线可以通过连接滞回曲线各加载位移等级首次循环的峰值点得到。骨架曲线能够反映结构或构件的初始刚度、极限强度、屈服后刚度和延性等抗震指标。

图 11 给出了 3 个试件的骨架曲线。当加载位移较小时,3 条骨架曲线重合,近似为直线,表明 3 个试件的初始刚度相同,随着加载位移的增大,安装耗能构件的双柱墩屈服后的刚度退化较慢,而单柱墩屈服后的刚度退化较快。双柱墩的极限强度和极限位移均比单柱墩大。进入塑性阶段后,试件 TRC-SL 在较大的位移等级内具有正屈服后刚度,这对抗震性能的提高是一个很大的优点,而试件 SRC 和 TRC-BRB 没有明显的正屈服后刚度。

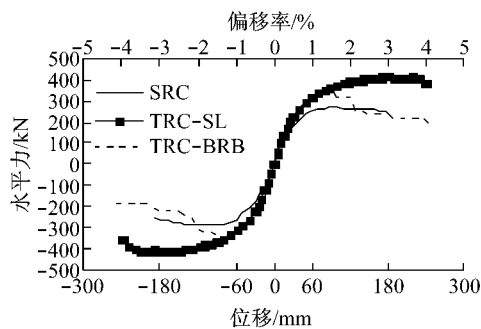


图11 试件的骨架曲线

Fig.11 Skeleton curves of specimens

4.6 耗能构件的变形能力

由于无法直接测量剪切型连杆的剪力和屈曲约束支撑的轴力,要想获得耗能构件本身的力与位移的滞回曲线是非常困难的,因此考虑用墩顶水平力来代替耗能构件本身的剪力或轴力,那么就可以通过墩顶水平力与耗能构件的剪切变形或轴向位移的滞回曲线来评价耗能构件的变形能力。

图 12 给出了墩顶水平力与连杆 S4(从基础数第

4 排)的剪切变形的滞回曲线,形状比较饱满,最大剪切变形为 $14\gamma_y$,变形能力较强。所有连杆的屈服剪切变形和延性系数列于表 2 中,可以看出,靠近墩顶的连杆的延性系数最大,达到 20,变形能力得到充分发挥,靠近墩底的连杆的延性系数较小,这主要是由于墩柱底部之间的相对变形较小。

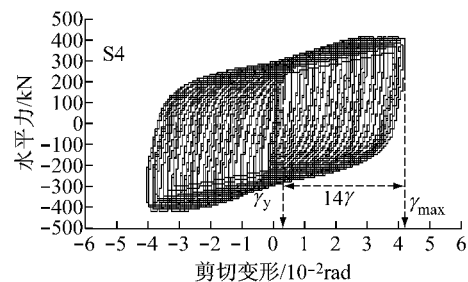


图12 水平力与连杆 S4 的剪切变形的滞回曲线

Fig.12 Horizontal force versus shear deformation hysteretic curve for S4

表2 剪切型连杆的延性

Tab.2 Ductility of SLs

剪切型连杆	γ_{\max}/rad	γ_{\max}/γ_y
S1	0.010	3
S2	0.016	4
S3	0.035	8
S4	0.042	14
S5	0.057	20

注: γ_{\max} 为最大剪切变形; γ_y 为屈服剪切变形。

图 13 给出了墩顶水平力与支撑 B6 的轴向位移的滞回曲线,形状比较饱满,但该图在正负方向不对称,与典型的屈曲约束支撑的滞回曲线差别较大,这可以根据试件 TRC-BRB 的骨架曲线在正负方向承载力不对称判断出支撑在拉压方向也是不对称的。所有支撑的轴向屈服位移和延性系数列于表 3 中,可以看出,支撑的延性系数都比较大,变形能力较强,缺点是支撑提前破坏不能继续发挥耗能作用。支撑 B4 的延性系数最大,达到 38,这是由于支撑 B4 在试验中一直未发生断裂。

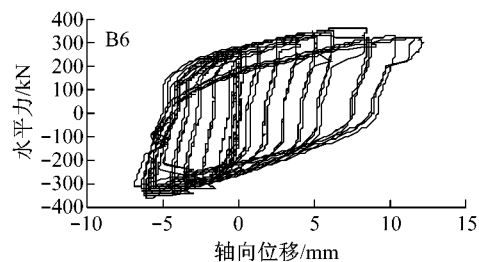


图13 水平力与支撑 B6 的轴向位移的滞回曲线

Fig.13 Horizontal force versus axial displacement hysteretic curve for B6

表 3 屈曲约束支撑的延性

Tab.3 Ductility of BRBs

屈曲约束支撑	Δ_{\max}/mm	Δ_{\max}/Δ_y
B1	15	28
B2	15	27
B3	20	32
B4	22	38
B5	21	36
B6	12	23

注: Δ_{\max} 为轴向最大位移; Δ_y 为轴向屈服位移。

5 结论

本文通过对 3 个大比例的试件进行拟静力试验,研究了耗能型辅助墩对于实现大跨度斜拉桥损伤控制目标应具有的能力以及耗能构件对钢筋混凝土桥墩延性和耗能能力的影响。从试验结果分析中可以得到以下结论:

(1) 从 3 个试件的破坏结果来看,均属于弯曲型破坏模式,这对试件的滞回耗能是有利的。

(2) 安装耗能构件的双柱墩的滞回曲线比单柱墩饱满,没有发生捏拢现象,剪切型连杆对减缓双柱墩的强度退化发挥了重要作用。

(3) 双柱墩在位移延性、滞回耗能和墩顶偏移率等方面均大于单柱墩,因此安装耗能构件的双柱墩是耗能型辅助墩较为合适的结构形式。

(4) 双柱墩的等效粘滞阻尼比大于单柱墩的,但是试件 TRC-BRB 在屈曲约束支撑断裂后的阻尼比迅速减小,最终小于单柱墩的。

(5) 3 个试件的初始刚度相同,随着耗能构件的屈服,双柱墩的极限强度和极限位移都大于单柱墩的,而且试件 TRC-SL 具有正屈服后刚度。

(6) 通过墩顶水平力与耗能构件变形的滞回曲线可以得出,耗能构件本身变形能力强,延性好。另外,需要对屈曲约束支撑与墩柱的连接方式进行改进,防止支撑提前破坏。

参考文献:

- [1] Roeder C W, Popov E P. Eccentrically braced steel frames for earthquakes [J]. Journal of the Structural Division—ASCE, 1978, 104(3): 391.
- [2] Wada A, Connor J, Kawai H, et al. Damage tolerant structures [C] // Proceedings of Fifth US—Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices. San Diego: Applied Technology Council, 1992: 27-39.
- [3] Connor J J, Wada A, Iwata M, et al. Damage-controlled structures. I: preliminary design methodology for seismically active regions [J]. Journal of Structural Engineering—ASCE, 1997, 123(4): 423.
- [4] McDaniel C C, Seible F. Influence of inelastic tower links on cable-supported bridge response [J]. Journal of Bridge Engineering—ASCE, 2005, 10(3): 272.
- [5] Cho K, Kim S, Choi M, et al. A study on seismic performance of girder bridges equipped with bi-directional energy-dissipating sacrificial devices [J]. International Journal of Steel Structures, 2008, 8(1): 59.
- [6] Vargas R, Bruneau M. Analytical response and design of buildings with metallic structural fuses I [J]. Journal of Structural Engineering—ASCE, 2009, 135(4): 386.
- [7] Vargas R, Bruneau M. Experimental response of buildings designed with metallic structural fuses II [J]. Journal of Structural Engineering—ASCE, 2009, 135(4): 394.
- [8] El-Bahey S, Bruneau M. Bridge piers with structural fuses and bi-steel columns. I: experimental testing [J]. Journal of Bridge Engineering—ASCE, 2012, 17(1): 25.
- [9] 丁文胜, 吕志涛, 刘钊. 被动分肢墩的抗震设计原理和试验研究[J]. 桥梁建设, 2006, 9(5): 9.
DING Wensheng, LÜ Zhitao, LIU Zhao. Seismic design principle and experimental study of passively split pier [J]. Bridge Construction, 2006, 9(5): 9.
- [10] SUN Limin, XIE Wen. Damage mechanism and damage control of long span cable-stayed bridges under strong earthquake [C] // Fifth World Conference on Structural Control and Monitoring. Tokyo: International Association for Structural Control and Monitoring, 2010: 108-120.
- [11] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic design and retrofit of bridges [M]. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1996.