

关于桥梁减隔震支座的若干问题

庄军生

(中国铁道科学研究院 北京 100081)

摘要:研究论述了我国桥梁减隔震支座的发展现状,减隔震支座的基本性能要求及其相关性能的检测要求,阐述了在设计中应考虑减隔震支座性能的变异,并建议建立桥梁减隔震支座生产准入制度。

关键词:桥梁减隔震支座 检测 生产准入制度

1 桥梁减隔震支座的发展现状

自汶川地震后,桥梁的减、隔震设计得到重视,我国先后修订了公、铁路桥梁的抗震设计规程,对桥梁支座的减隔震提出了相应的要求。为我国桥梁减、隔震支座的发展提供了良好的契机。

我国公、铁路桥梁设计依据的抗震规程主要有:

- (1) GB50111-2006铁路工程抗震设计规程;
- (2) JTG/TB02-01-2008公路桥梁抗震设计细则。

根据GB50111-2006铁路工程抗震设计规程,铁路桥梁抗震按三阶段设计,即:

(1) 多遇地震(50年):地震后不损坏或轻微损害,能够保持正常使用功能,结构处于弹性工作阶段;

(2) 设计地震(475年):地震后可能损害,经修复,短期内能恢复正常使用功能,结构整体处于非弹性工作阶段;

(3) 罕遇地震(2475年):地震后产生较大破坏,但不出现整体倒塌,经抢修后可限速通过,结构处于弹塑性工作阶段。

根据以上要求,铁路桥梁的减隔震支座应满足以下安全性要求:

(1) 在多遇地震作用下,桥梁结构的抗震安全应满足GB50111-2006铁路工程抗震设计规程的要求,减、隔震支座的耗能机构不应影响结构的正常使用功能;

(2) 在设计地震作用下,桥梁连接构件的

抗震安全应满足GB50111-2006铁路工程抗震设计规程的要求,减、隔震支座的位移锁定装置得到释放,耗能作用在地震中得到有效发挥,支座的位移小于容许位移;

(3) 在罕遇地震作用下,结构的抗震性能应满足以下要求:

① 桥墩的延性比 μ_u 满足GB50111-2006铁路工程抗震设计规程的相关要求,隔震桥梁钢筋混凝土桥墩的容许延性比 $[\mu_u]$ 取2.4;

② 减、隔震支座的最大位移必须小于装置的容许位移;

③ 减、隔震支座与桥梁之间连接构件的强度满足安全要求。

当前,铁路桥梁上建议可采用的减、隔震支座主要有:弹塑性钢阻尼支座、粘滞阻尼器、速度锁定支座、铅芯橡胶支座和摩擦摆式支座等。

公路桥梁根据JTG/TB02-01-2008公路桥梁抗震设计细则,按二阶段设计,即:

E1:地震超越概率为475年一遇;

E2:地震超越概率为2000年一遇。

JTG/TB02-01-2008公路桥梁抗震设计细则提出了桥梁减隔震设计的要求,并对在什么条件下可以采用减隔震设计做了规定。

满足下列条件之一的桥梁,可以采用减隔震设计:

(1) 桥墩为刚性墩,桥梁的基本周期比较短;

(2) 桥墩高度相差较大;

(3) 桥址的预期地面运动特性比较明确,

主要能量集中在高频段时。

存在以下情况之一的桥梁,不宜采用减隔震设计:

- (1) 地震作用下,场地可能失效;
- (2) 下部结构刚度小,桥梁的基本周期比较长;
- (3) 位于软弱场地,延长周期可能引起地基与桥梁共振;
- (4) 支座中可能出现负反力时。

JTG/TB02-01-2008公路桥梁抗震设计细则中,对减隔震装置的设置原则规定如下:

(1) 减隔震设计的桥梁应分别对E1和E2地震作用进行设计和检算;

(2) 减隔震设计的桥梁应满足正常使用条件的要求,相邻上部结构之间必须在桥台和桥墩之间设置足够的间隙,以满足地震位移的要求;

(3) 减隔震设计的桥梁,其基本周期原则上应为不采用隔震装置时基本周期的两倍以上;

(4) 减隔震桥梁抗震分析时,可分别考虑顺桥向和横桥向的地震作用,位于地震设防烈度8度和9度区的桥梁,应考虑竖向地震效应和水平地震效应的不利组合;

(5) 减隔震装置的结构宜尽可能简单、性能可靠,应在性能明确的范围内使用,并进行定期的维护和检查;应考虑减隔震系统的可更换性要求。

JTG/TB02-01-2008公路桥梁抗震设计细则中还推荐了三种减隔震装置:铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座和摩擦摆式隔震支座。

综上所述,地震区桥梁结构设计中基本上遵循“小震不坏,中震可修,大震不倒”的原则,为此在桥梁结构设计中引入了延性设计的概念。桥梁结构设计中或者考虑在桥墩处形成塑性铰,或者通过在桥梁与桥墩之间的支座部位设置减、隔震支座,增加桥梁结构的延性,以耗散地震的能量。地震中桥墩混凝土形成塑性铰后,结构延性增加,但将给地震后的修复工作带来很大的难度和工作量。而采用减、隔震支座时,地震后

减、隔震部件可能损害,桥梁整体不会倒塌,地震后的修复工作相对比较容易,必要时可以更换支座。因此,采用减、隔震支座是一种切实可行的减震方法。

总之,桥梁采用减、隔震支座时应该遵循以下基本原则:

(1) 减、隔震支座必须能满足支座正常使用状态(非地震时)的功能,即能保证可靠地传递荷载(垂直力和水平力),能保证支座的转动和位移不受约束,支座的各部件及其与桥梁和墩台的连接部件不得损坏;

(2) 减、隔震支座减小地震响应的作用可通过以下功能来实现:

① 延长结构基本周期,减小力的作用,但增加支座位移;

② 增加阻尼,可以减小支座位移,也可以减小力的作用;

③ 通过延长结构基本周期和增加阻尼两项效应组合。即延长结构基本周期又增加阻尼。

针对众多的减、隔震支座和装置的形式,2009年11月欧洲标准化委员会颁布了EN15129-2009《减、隔震装置》标准^[6],对减、隔震支座和装置做了详细的分类,见表1。根据该标准,将减隔震装置区分为:刚性连接装置、位移相关型装置、速度相关型装置和隔震器几种。作为隔震器包括铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座、球面摩擦支座和平面摩擦支座等。

为了满足桥梁减隔震设计的需要,我国的技术人员开展了诸如铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座、弹塑性钢隔震支座和摩擦摆式隔震支座的研究,并逐渐在公路和市政桥梁上逐渐推广应用。近年来交通系统已经着手编制相关的减隔震支座标准,目前,已经完成报批稿的有:公路桥梁铅芯隔震橡胶支座、公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座、弹塑性钢隔震支座和摩擦摆式隔震支座等。公路桥梁超高阻尼隔震橡胶支座也在编制当中。这些标准的形成,将为在公路桥梁上采用减、隔震支座提供了有利的技术支持。

表1 减、隔震支座和装置的分类 (EN15129)

装置描述		图形表述			备注
		平面图	正视图		
			X方向	Y方向	
刚性连接装置 (PCDS) (RGDS)	固定 永久性连接装置				这种装置对应于 EN 1337-1:2000(*)表 1 中 8.1 (约束支座) 类
	可移动				这种装置对应于 EN 1337-1:2000(°)表 1 中 8.2 (导向支座) 类
保险丝约束	机械保险丝约束 (MFRs)				
	液压保险丝约束 (HFRs)				
临时连接装置 (TCDs)					这种类型的装置通常被称为冲击传递装置 (STU)
位移相关型装置 (DDDs)	线性装置 (LDs)				
	非线性装置 (NLDs)				
速度相关型装置	流体粘滞阻尼器				此图型同样适用于两轴阻尼器
	流体弹簧阻尼器				
隔震器	弹性体 (板式橡胶支座)				隔振器设置在变形位置, 以注重其横向柔性
	铅芯橡胶支座				
	曲面滑块				符号适用于单、双向曲面滑动
	平面滑块				符号适用于 EN 1337-1:2000(■) 中表 1 的 2.3 类和 3.5 类

注 1(*) 此种类型将对应于 EN 1337-1 修订版表 1 (约束支座) F.0 类

注 2(°) 此种类型将对应于 EN 1337-1 修订版表 1 (导向支座) G.1 类

注 3(■) 此种类型将对应于 EN 1337-1 修订版表 1 中 P.2 和 S.2 类

2 桥梁减、隔震支座的基本性能要求

2.1 桥梁减、隔震支座的基本性能要求

作为桥梁结构的一个重要组成部件,桥梁减、隔震支座及其与结构的连接部件,在设计 and 制造时应能承受相应的地震作用,而不应出现局部或者整体的损坏,在地震过后还应保留一定的残余抗力,并具有可应用的残余承载力。桥梁减、隔震支座及其与结构连接部分,应设计和建造能承受发生概率比设计地震更大的地震,不发生损坏,且没有相关的使用限制。在设计地震作用下,装置预计将不承受或者承受很小的损坏,不需更换。

2.2 桥梁减、隔震支座的基本性能的可靠性

减、隔震支座及其与结构连接部分需要有较强可靠性。可以通过对设计地震位移乘以放大系数 γ_x 来实现。对于不是用于隔震系统的装置,根据其在地震发生以后对结构稳定性所起的作用,对作用在减、隔震支座及其与结构连接部分的地震作用,必须乘以大于或等于1的可靠性系数。我国GB50111-2006铁路工程抗震设计规程规定,结构连接部分的可靠性系数为1.5。

2.3 桥梁减、隔震支座的功能要求

减、隔震支座及其与结构连接部分应满足功能要求,依照其整个使用寿命中的设计要求和容许偏差进行设计和制造,并应符合相应的力学,物理,化学,生物和环境条件。减、隔震支座及其与结构连接部分在建筑物的整个使用寿命中,应便于日常的检测和更换。因此,必须在结构设计时考虑便于设备和人员的可达性。

2.4 桥梁减、隔震支座的结构构造要求

减、隔震支座及其与结构连接部分的设计和制造,应使其性能特点与设计的要求相一致:

2.4.1 破坏极限状态(ULS)的要求

减、隔震支座及其与结构连接的部分应验证具有充分的稳定性,有合适的强度和延性,以承受设计地震情形下的影响。在破坏极限状态下,装置及其与结构连接部分可以承受损坏,除熔断保护装置以外,其余部件不应失效。在遭受任何损坏之后,应当便于更换。减、隔震支座的未损坏部分,应该留有一定的残余承载能力,其至少等于在地震之后可能产生的,支座直接承受

的永久性作用,或者与设计情形相一致的各种作用的组合。

2.4.2 正常使用极限状态要求

在正常使用极限状态下,减、隔震支座及其与结构连接部分应处于良好的使用状态,并应进一步考虑其在地震作用下的性能。地震后支座遭受破坏很小,支座的使用功能不应失效,并不需要立即修复。

为了满足以上性能要求,减、隔震支座隔震性能在使用前必须进行以下的技术验证。

任何类型的减、隔震支座,都要经过技术验证程序,其中应包括证明该减、隔震支座符合其功能要求的成分。应能证明该减、隔震支座在其使用寿命内,在包括有地震作用在内的使用领域内,能保持其减隔震功能。减、隔震支座隔震性能的验证至少要包含以下要求:

- (1) 减、隔震支座的相关性能参数及其可能发生的变化;
- (2) 减、隔震支座估计预期使用寿命的方法;
- (3) 减、隔震支座在其使用寿命期间功能可靠和稳定能力的验证;
- (4) 减、隔震支座的各部件的机械性能限值;
- (5) 减、隔震支座可应用的环境条件范围;
- (6) 减、隔震支座在超出设计地震作用下的性能说明,用以确定安全系数 γ_m 值;
- (7) 减、隔震支座设计分析所采用的本构关系;
- (8) 减、隔震支座在不同使用条件下的本构模型的说明,在使用寿命期间预计的典型物理现象,特别是在设计地震运动期间的本构关系;
- (9) 减、隔震支座所要求的型式试验内容,应包涵相关参数的预期使用范围。

减隔震支座供货时应提交以下技术验证文件:支座性能清单和说明书、使用领域、本构关系、分析模型以及相关细节。还应包括与几何、物理、生物、化学以及机械特性和公差相关的所有信息。

3 桥梁减隔震支座的性能检测要求

减、隔震支座的性能检测是确保支座在地震

时发挥减隔震功能的关键,为此,欧美各国对减隔震支座的性能检测极为重视。美国偏重于减、隔震支座在地震台上的性能测试,以模拟支座在地震时的实际工作状态。而欧洲偏重于单个减、隔震支座在压剪试验装置下的性能试验。我国在编制相关减隔震支座标准时,基本上参照欧洲标准提出了支座性能检测的要求。

3.1 美国AASHTO《地震隔震设计指南》1998标准对隔震装置的性能检验要求

依据美国AASHTO《地震隔震设计指南》的规定,阻尼体系应进行以下三个方面的性能检验:体系的特性试验、型式试验和质量控制试验。

3.1.1 减隔震体系的特性试验

减隔震体系的特性试验包括单独的阻尼单元的性能试验和地震台试验,地震台试验可取缩尺不小于1/4的试样、在经过工程师批准后进行。试验内容包括如下:

(1) 低温试验:隔震阻尼单元应根据所处使用环境温度区域,分别进行在-7、-15、-21、或-26℃条件下的性能试验。

(2) 磨损和疲劳试验:隔震阻尼单元的磨损和疲劳试验应根据实际的位移和转角确定,应考虑30年的位移和转角,按实际的接触压力、在 $20^{\circ}\text{C} \pm 8^{\circ}\text{C}$ 温度、相对位移速度 $63.5\text{mm}/\text{min}$ 条件下作试验。最小的试验距离对设置在支座处和梁体腹板中心处的阻尼单元为 1.6km ,对设置在梁底板处的阻尼单元为 3.2km 。

3.2.2 减隔震体系的型式试验

为了确定阻尼单元在设计和分析中的参数,需要进行减隔震体系的型式试验。试验可采用能代表实际结构性能参数的模拟试样。模拟尺寸的阻尼单元的试验必须满足以下的试验要求,这些试验提供的设计特性,可以外推用于实际尺寸的阻尼单元上。

型式试验至少应进行两个阻尼单元足尺的试验和在设计中使用的模拟试样的试验,试件应包括在设计中采用的相应弹性限位体系,如果它们的刚度和阻尼特性在完成全部型式试验后满足规定的要求,经过型式试验后的试件可用于结构上。只有在受试验设备能力所限,无法进行足尺试验时,经有关工程师批准后,才允许进行缩尺

型式试验。

如果用缩尺的型式试验来确定阻尼单元的特性值,试样的几何尺寸的模拟,应采用相同的型式和材料,试样的制造过程和质量应与足尺部件相一致,并能经常用于代表足尺的型式试验。

阻尼单元应进行以下垂直荷载和水平位移之下的型式试验:

(1) 温度位移试验-施加最大温度下的水平位移,以 $0.003\text{inches}/\text{min}$ ($0.012\text{mm}/\text{s}$)的速度,往复循环3次;

(2) 风力和制动力试验-在最大正、负荷载之下往复20次,总时间不少于40s,在往复试验后,应在最大荷载下保持60s;

(3) 不同设计位移下的地震台试验-在总设计位移1.0、0.25、0.50、0.75、1.0和1.25倍作用下,往复加载3次;

(4) 往复地震台试验-在1.0倍设计位移之下,进行(15Si)/B次,但不少于10次不多于25次的往复加载,试验应在已发生温度位移的基础上进行,其中Si为地震的场地系数(1.0~2.7),B为阻尼单元的阻尼系数(0.8~2.0);

(5) 往复风力和制动力试验-在最大正、负荷载之下往复20次,总时间不少于40s,在往复试验后,应在最大荷载下保持60s。该试验在阻尼单元经过地震荷载试验后进行;

(6) 基本地震参数的确定试验-由在总设计位移之下3次往复加载试验确定;

(7) 竖向承载性能试验--承受垂直荷载的阻尼体系应在给定位移之下进行一次循环压缩试验,试验垂直荷载的最大值为 $1.2D+LLs+OT$,最小值为 $0.8D-OT$ 。式中: D -恒载, LLs -地震活载, OT -由水平力作用引起的倾覆力矩所产生支座的竖向附加力。

阻尼特性设有在一定地震力作用下被剪断的弹性限位装置时,其极限能力应由试验确定。

型式试验和质量控制检验应包括全部阻尼体系的组成部件。

对没有限位约束的弹性阻尼单元,应进行加载方向和垂直于加载方向的试验;对没有限位约束的弹性阻尼单元,或那些对垂直方向作用敏感的阻尼单元,应按 45° 角方向进行试验。

如果动力试验在阻尼结构有效周期0.5~1.5倍的倒数为频率下进行,在设计位移之下的 K_d 和 Q_d 之值的偏差,超过 $\pm 15\%$ 的范围,阻尼单元的力-位移特性应考虑加载速度的影响。如果阻尼单元的力-位移特性取决于加载速率,则本节规定的试验频率应等于阻尼结构有效周期的倒数。如果动力试验无法进行,相对于 K_d 和 Q_d 的修正系数 λ ,可以通过相关的动力试验来确定。

阻尼体系试样试验结果应满足以下各项参数:

(1) 所有进行型式试验的粘滞阻尼单元的力-位移曲线,应呈现力-承载能力正增长的趋势,并能符合水平恢复力的要求。即在设计位移 d_i 时的恢复力,应大于在50%设计位移(0.5 d_i)时的恢复力,且恢复力不小于 $W/80$, W 为所设计的阻尼体系的总垂直荷载。

(2) 阻尼单元试样在进行温度位移试验中,所测定的最大力值应小于设计值:

(3) 阻尼单元试样在进行风力、制动力和地震力作用下的位移试验中,所测定的最大位移值应小于设计值:

(4) 阻尼单元试样在进行地震力作用下的位移试验中,最后3次循环所测定的平均有效刚度值与设计值的偏差在10%以内:

(5) 阻尼单元试样在进行地震力作用下的位移试验中,在3次循环所测定的平均有效刚度最小值,不得小于最大有效刚度的80%:

(6) 阻尼单元试样在进行地震力作用下的位移试验中,在规定数量的循环中,所测定的平均有效刚度最小值,不得小于最大有效刚度的80%。可以为设计接受的最大值,由工程师谨慎判断。

(7) 阻尼单元试样在进行地震力作用下的位移试验中,在规定数量的循环中,所测定的最小滞回曲线包络图(EDC)面积,不得小于最大滞回曲线包络图(EDC)面积的70%。可以为设计接受的最大值,由工程师谨慎判断。

(8) 所有承受垂直荷载的阻尼单元,应在给定的荷载作用下,在规定的位移之下,保持稳定。

(9) 阻尼单元试样应用目测检查是否有明显的损害迹象,如果有任何损害存在,应由工程师来判断。

3.1.3 产品质量控制试验

为了确保减隔震支座的产品质量,美国AASHTO《地震隔震设计指南》要求,对减隔震支座进行以下产品质量控制试验:

(1) 承压试验:

隔震支座应在1.5倍最大设计荷载下,加压5min。

(2) 压剪试验:

橡胶类隔震支座应对所有支座在恒载平均压力作用下,施加支座总设计位移或相当于50%橡胶总厚的位移值中的较大值的位移,往复加载5次。

摩擦阻尼类隔震支座应对所有支座在恒载平均压力作用下,施加支座总设计位移,往复加载5次。

3.2 欧洲EN1998-2《桥梁抗震设计》对减、隔震支座的性能检测要求

为了验证地震隔振装置设计特性,在欧洲EN1998-2《桥梁抗震设计》中,对减、隔震支座的性能检测提出了详细的要求。

桥梁在设计和分析中使用的隔振装置的变形特征和阻尼值范围,应通过原型试验验证。原型试验目标是建立或者验证在设计中使用的隔振装置设计特性的标准值范围,这些试验通常针对特定项目进行。在受设备能力限制时,也可以采用具有类似类型和尺寸、具有类似设计参数值的已有样本试验的结果。磨损、疲劳和低温试验的目的是为了确认隔振装置在特殊条件下的性能,通常是在需要时才进行测试。

3.2.1 减隔震支座原型试验的试样要求

(1) 试验应最少采用两个样本。样本在原型试验前不能受到任何侧向和竖向荷载;

(2) 通常应使用足尺样本。只有当现有试验装备无法满足足尺样本试验所要求的能力时,权威部门可允许采用缩小比例的特定试验。

(3) 当采用缩小比例的试验时,试验支座应是同样材料和类型,几何尺寸类似于足尺样本,并按照相同的流程和质量控制来生产。

3.2.2 减、隔震支座型式试验

(1) 对所有一般类型和尺寸的隔振装置,应在等于平均永久荷载的竖向荷载下,在预定周期内,进行下列试验过程:

① T_1 以不小于0.1mm/min的速度,在正负最大

温度位移下,进行3个完整的往返周期,用于测定支座在正常温度位移下的性能。

② T_2 以平均0.5Hz的试验频率,在正负最大非地震设计反力下,进行20个完整的反复周期。在周期试验后,荷载应在样本上持续1分钟,用于测定支座在没有地震作用时的水平承载能力,0.5Hz为标准试验频率。

③ T_3 在提高的设计地震位移下,进行5个往复周期,检验支座在提高的设计地震位移下的能力。

④ T_4 在提高的设计位移下进行15个往复周期,试验从正常使用条件下的偏心位置开始。试验周期应分三组,每组5个周期,每组间隔时间应能使允许样本进行冷却。检验支座的疲劳性能。

⑤ T_5 重复 T_2 试验,循环数量减少为3次。通过 T_5 试验计算出的等效刚度和等效阻尼比,与 T_2 试验结果的对比,以确定支座性能(等效刚度和等效阻尼比)的变化程度。

⑥ T_6 如果隔振装置同时要承受竖向荷载,则应在下列竖向荷载下、在最大设计地震位移之下,进行一次完整的反复荷载试验。

$$1.2Q_G + |\Delta F_{Ed}|$$

$$0.8Q_G - |\Delta F_{Ed}|$$

其中: Q_G 为永久荷载

ΔF_{Ed} 为基于设计地震作用下的峰值响应,由于地震倾覆效应引起的附加竖向荷载,

本试验用于检验支座在最大设计地震位移之下的承载能力。

(2) T_3 , T_4 和 T_6 项试验的试验频率,应等于隔振系统有效周期的倒数。对于加载速度的隔振性能影响不大的隔震装置,这个规则允许例外(加载速度对样本粘滞或摩擦发热有主要影响)。此时可以认为隔振装置的力、变形特征和加载速率无关。当试验在设计位移下,以0.2到2倍的隔振系统有效周期倒数范围的频率下,进行三个完整往复周期试验,由试验所得滞回曲线求得的 F_0 (反复加载在零位移时的水平力)和 K_p (等效水平刚度)值的差异,应小于15%。

(3) 隔振装置特性的确定

① 隔震装置的力-位移特征

一个隔振装置的有效刚度,对应每个加载周期按下式计算:

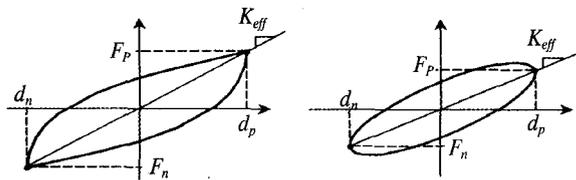
$$K_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}$$

其中: d_p 和 d_n 分别为最大正、负试验位移; F_p 和 F_n 对于具有滞回和摩擦行为的隔振装置分别为最大正、负水平力,或者对于粘弹性隔震装置分别为对应 d_p 和 d_n 下的正、负水平力。

减、隔震装置典型的力-变形曲线见图1。

② 隔震装置的阻尼特征

隔振装置 i 每周耗散能量 E_{di} ,应按每个加载周期进行计算,它是在上述 T_3 中,在总设计位移下一个完整的往复荷载下滞回曲线所包络的面积。



(a) 滞回或摩擦阻尼型隔震装置 (b) 粘滞性隔震装置

图1 减、隔震装置典型的力-变形曲线

③ 隔震装置的系统充分性的评定

如果下列要求被满足,试验样本的功能应认为是合格的。

- R_1 除了粘滞阻尼器,型式试验规定的所有试验中,力-位移曲线应该是随着力的增长,位移相应增长。

- R_2 在型式试验规定的 T_1 试验中,最大测量到的力不能超过设计值的5%。

- R_3 在型式试验规定的试验 T_2 和 T_3 中,最大实测位移不能小于90%的设计值。

- R_4 在型式试验规定的 T_3 试验中,隔振装置有效刚度 K_{eff} 的最大值和最小值(以及相应的力-位移图),以及每周耗散的能量 E_{di} ,应由每四个连续周期试验的最大值和最小值的平均值来确定。这些标准特性应在设计假定的标准特性范围内。

- R_5 在型式试验规定的 T_4 试验中,每15次周期加载测量到的最小和最大有效刚度的比值,不能小于0.7。

- R_6 在型式试验规定的 T_4 试验中,每15次周期加载测量到的能量消耗 $\min E_D / \max E_D$ 不能小于0.7。

- R_7 在型式试验规定的试验 T_6 过程中,所有竖向力承载装置应维持稳定(即刚度增量为正值)。

- R_8 作为试验结论,应对所有试验样本进行

检查,检查装置是否有明显的恶化而引起的破坏,例如:

- 橡胶和钢板之间粘结不牢;
- 加劲钢板错位;
- 橡胶表面开裂宽度大于橡胶面层厚度的70%;
- 橡胶剥离超过粘结面积的5%;
- 聚四氟乙烯(PTFE)与金属粘结区域的缺陷超过5%;
- 不锈钢板滑痕深度或宽度大于0.5mm,长度大于20mm;
- 发生永久变形;
- 泄漏。

3.2.3 减、隔震装置的其他试验

(1) 磨损和疲劳试验

①这些试验应考虑由于温度和交通荷载位移引起的累积行程的影响,至少要考虑30年的使用寿命。

②对于一般长度的桥梁(大于200m),除非通过计算有不同的值验证,最小累积行程取2000m。

(2) 低温试验

①如果隔振装置在低温区域中使用,设计地震中最小隔振器温度 $T_{\min,b} < 0^{\circ}\text{C}$ 时,应在使用温度下进行试验。试验在设计位移下进行五个完整的往复周期加载,同时还应满足型式试验 T_3 规定的条件。在试验前,样本应在冻结温度下至少停放2天。试验结果应按隔震装置的系统充分性的要求进行评定。

②在磨损和疲劳试验中,应在 $T_{\min,b}$ 温度下进行10%行程的摩擦试验。

以上是欧洲EN1998-2《桥梁抗震设计》对减、隔震装置的性能检测的相关规定,而在欧标EN15129-2009《减、隔震装置》标准中,根据EN1998-2《桥梁抗震设计》标准,针对各种类型的减、隔震装置的性能测试提出了更为具体的要求。为了确保在实际工程中使用性能合格的减、隔震装置,EN15129-2009《减、隔震装置》标准中,除了对减隔震装置要进行严格的型式检验外,还要求对减隔震装置进行生产过程的严格检验,通常对出厂的产品要抽取10%-20%的成

品,进行主要性能的检验。

关于减、隔震装置的试验要求,概括起来主要为位移相关性、频率相关性、温度相关性、最大设计地震位移和最大设计承载力之下支座的性能检验,用于评定各种减隔震支座的减震与阻尼特性。为满足上述性能检测的需要,生产厂家和检测单位必须具备必要的测试设备,但目前国内检测能力明显不足,必须尽快增添相应的设备,才能保证工厂生产进程中的质量控制和提供性能合格的产品。

4 桥梁减隔震装置的性能变异及其对设计的影响

在采用减隔震装置进行桥梁的地震设计分析时,首先应搜集桥梁所在地区的地震安全评估报告和地震动加速度时程数据,根据该桥梁的场地土类别和地震烈度,得出和设计加速度反应谱兼容的一组地震波,并输入减隔震装置的双线性特征曲线,进行桥梁的地震时程分析。因此,减隔震装置的双线性特征曲线(水平等效刚度和等效阻尼比)的可靠性,对桥梁的地震时程分析的结果至关重要。为此国外在进行桥梁减隔震设计时,对所采用的减隔震装置必须进行严格的出厂检验(装置总量的10%-20%),以确保使用性能合格的装置产品。由于合格的减隔震装置的性能本身就容许有一定的偏差,在装置长期使用过程中由于环境、温度、老化和磨损等众多因素的影响,减隔震装置的性能还会发生一定的变化,都将会对桥梁的减隔震效果产生影响,这些影响在进行桥梁减隔震设计之初就应予以考虑,也就是说在桥梁减隔震设计中必须考虑减、隔震装置性能变异。

减、隔震装置和装置性能变异有以下影响因素:

(1)减、隔震装置性能应考虑加载历程和累计应变循环的影响。

(2)减、隔震装置和装置性能应适当评估,以能充分满足其在设计地震情形中所能达到的形变或形变率下的性能。减、隔震装置性能应考虑到装置在其整个使用寿命中能遇到的各种环境(物理、生物、化学以及核)条件,特别应考虑温度变化造成的影响。

(3) 减、隔震支座性能应考虑到支座使用寿命中会出现的老化现象。

上述所有的设计(平均)性能均应由支座的型式试验得出,通过型式试验得出减、隔震支座设计性能上限(UBDP)和设计性能下限(LBDP)。

减、隔震支座性能的总体变化应控制在上限与下限之间。任何性能相关装置特性的上、下限代表值之比不能超过一定的规定。通常下限值和上限值应考虑以下因素并通过型式试验确定:

(1) 工厂生产控制性能测试容许误差为 $\pm 20\%$;

(2) 支座在设计地震作用下,环境温度处于上、下限值(T_U 和 T_L 之间变化)时,支座性能的变化;

(3) 支座在使用寿命中,支座性能的老化。

在结构分析时,应把设计性能上限值(UBDP)和设计性能下限值(LBDP)所导致的极限情形考虑在内。

设计中应考虑的减、隔震支座可能发生的性能变异主要有:

(1) 设计隔振系统时所用的设计特性上限和设计特性下限(UBDPs和LBDP)的估算,应通过评估下列因素对每个特性的影响来确定:

- f_1 老化(包括腐蚀)
- f_2 温度(最小隔振器设计温度 $T_{min,b}$)
- f_3 污染
- f_4 累积行程(磨损)

通常受上述因素影响的设计特性为:

- 屈服后刚度 K_p
- 零位移下的初始力 F_0 。

(2) 地震设计情况中减、隔震支座的最低使用温度, $T_{min,b}$ 应对应于桥梁位置的大气温度。其推荐值如下:

$$T_{min,b} = \psi_2 T_{min} + \Delta T_1$$

式中 T_{min} 为在桥址处平均年超越概率为0.02的最小背阴面的大气温度; $\psi_2=0.50$ 为地震设计情况中温度作用的组合系数; ΔT_1 为根据桥梁主梁使用材料确定的系数,见表2。

表2 根据桥梁主梁的材料取为下列值

确定最小隔振器温度的 ΔT_1 值 主梁材料为	混凝土	叠合梁	钢
ΔT_1 (°C)	7.5	5.0	-2.5

欧标EN1998-2《结构抗震设计-桥梁》标准对影响隔震装置性能参数的变异性,考虑的方法如下:

(1) 各个影响因素 f_i ($i=1$ 到4),对设计特性的影响应通过下列比较来计算:

(a) 由因素 f_i 导致的设计特性最大和最小值($\max DP_{f_i}$ 和 $\min DP_{f_i}$);

(b) 由原型试验得到的相同特性的最大和最小标准值($\max DP_{nom}$ 和 $\min DP_{nom}$)。

每个因素对所分析的设计特性的影响系数 λ ,按下式确定:

$$\lambda_{\max, f_i} = \frac{\max DP_{f_i}}{\max DP_{nom}}$$

$$\lambda_{\min, f_i} = \frac{\min DP_{f_i}}{\min DP_{nom}}$$

(2) 在设计中所使用的有效上限值UBDP估算如下:

$$UBDP = \max DP_{nom} \cdot \lambda_{U, f_1} \cdot \lambda_{U, f_2} \cdot \dots \cdot \lambda_{U, f_n}$$

其中:修正系数 λ_{U, f_i} 为:

$$\lambda_{U, f_i} = 1 + (\lambda_{\max, f_i} - 1) \cdot \phi_{f_i}$$

其中,组合系数 ϕ_{f_i} 为考虑所有最不利因素应同时发生的概率折减,见表3。

表3 组合系数 ϕ_{f_i}

重要等级	ψ_{f_i}
III	0.90
II	0.70
I	0.60

(3) 在设计中所使用的有效下限值LBDP的估算方法与(2)相同,而对于一般使用的粘弹性支座(铅芯橡胶支座和高阻尼橡胶支座)和摩擦隔震支座,通常假定为:

$$\lambda_{\min, f_i} = 1$$

因此, $LBDP = \min DP_{nom}$ 。

(4) 对于液压阻尼器在缺少试验资料时,可假定:

$$UBDP = \max DP_{nom}$$

$$LBDP = \min DP_{nom}$$

欧标EN15129-2009《减、隔震装置》给出了减、隔震支座的各项变异系数 λ_{\max} -值,可供设计时参考。

(1) 弹性隔振器(如铅芯橡胶支座和高阻尼橡胶支座等)的 λ_{\max} -值。

除非有更可靠的试验的验证, 否则表4到表7给定的 λ_{\max} 值, 可用于评估作为上限设计特性值。 K_p 为等效水平刚度, F_0 为初始屈服力。

(2) 摩擦型隔振器(如摩擦摆式隔震支座)的 λ_{\max} -值

除非有更可靠的试验的验证, 否则表8到表11给定的 λ_{\max} 值, 可用于评估作为上限设计特性在零位移时的最大力 F_0 。无润滑的聚四氟乙烯的值可以用于曲面滑块。

以上关于减隔震支座的性能变异参数, 可供设计中参考。

表4 f_1 -老化

隔震装置	λ_{\max, f_1}	
	K_p	F_0
板式橡胶支座(LDRB)	1.1	1.1
高阻尼橡胶支座 I (HDRB1)	1.2	1.21
高阻尼橡胶支座 II (HDRB2)	1.3	1.3
铅芯橡胶支座(LRB)	-	1.0

注: 表中橡胶隔震支座的标志的含义如下:

LDRB: 指在100%的剪切变形下, 剪切模量大于0.5MPa的低阻尼橡胶支座;

HDRB1: 指阻尼比在 $\xi_{eff} \leq 0.15$, 且在100%的剪切变形下, 剪切模量大于0.5MPa的高阻尼橡胶支座;

HDRB2: 指阻尼比在 $\xi_{eff} > 0.15$, 且在100%的剪切变形下, 剪切模量大于0.5MPa的高阻尼橡胶支座;

LRB: 铅芯橡胶支座。

表5 f_2 -温度

设计温度 $T_{\min, b}$ (°C)	λ_{\max, f_2}					
	K_p			F_0		
	板式橡胶支座	高阻尼橡胶支座 I	高阻尼橡胶支座 II	板式橡胶支座	高阻尼橡胶支座 I	高阻尼橡胶支座 II
20	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0	1.3	1.3	1.3	1.1	1.1	1.2
-20	1.4	1.4	1.4	1.1	1.3	1.4
-30	1.5	2.0	2.5	1.3	1.4	2.0

注: $T_{\min, b}$ 是抗震设计位置的最低隔振器温度, 取决于桥梁所处的位置。

表6 f_3 -污染物

$\lambda_{\max, f_3=0}$

表7 f_4 -积累历程

橡胶	$\lambda_{\max, f_4=1.0}$
铅芯	有试验确定

表8 f_1 -老化

组件	λ_{\max, f_1}					
	无润滑的聚四氟乙烯		润滑的聚四氟乙烯		双金属表面	
环境	密封	无密封	密封	无密封	密封	无密封
正常的	1.1	1.2	1.3	1.4	2.0	2.2
严峻的	1.2	1.5	1.4	1.8	2.2	2.5

注: 表中的数值考虑设计为以下状态:

· 假定是不锈钢滑动平板;

· 严峻的环境包括海洋和工业区的环境状态。

· 假定未密封的状态是允许滑动表面暴露在水和盐雾环境中;

· 双金属表面的数值应用于不锈钢和青铜表面。

表9 f_2 -温度

设计温度 $T_{\min, b}$ (°C)	λ_{\max, f_2}		
	无润滑聚四氟乙烯	润滑的聚四氟乙烯	双金属表面
20	1.0	1.0	
0	1.1	1.3	
-10	1.2	1.5	由实验确定
-30	1.5	3.0	

表10 f_3 -污染物

安装	λ_{\max, f_3}		
	无润滑的聚四氟乙烯	润滑的聚四氟乙烯	双金属表面
密封, 不锈钢表面向下	1.0	1.0	1.0
密封, 不锈钢表面上	1.1	1.1	1.1
不密封, 不锈钢表面向下	1.2	3.0	1.1

注: 表中的数值考虑以下状态: 假定在所用使用状态下, 底座的密封都能提供污染物保护。

表11 f_4 -积累历程

积累历程 L (km)	λ_{\max, f_4}		
	无润滑聚四氟乙烯	润滑的聚四氟乙烯	双金属表面
$L \leq 1.0$	1.0	1.0	
$1.0 < L \leq 2.0$	1.2	1.0	由实验确定

5 加强桥梁减隔震支座的性能检测及其生产准入制度的必要性

如上述说桥梁减隔震支座的等效水平刚度和等效阻尼比是桥梁减隔震设计的基本参数,因此,减隔震支座性能参数的可靠性和稳定性是保证桥梁减隔震设计计算的可靠性和可信性的关键。为此,在国外采用减隔震支座时,严格要求对所使用的支座产品,按产品数量的10~20%进行基本隔震性能的出厂验收检验,以确保一旦发生地震时,支座能按桥梁减隔震设计计算时采用的性能参数工作,发挥正常的减隔震效果。这对于确保地震条件下桥梁的安全至关重要。

目前,我国桥梁支座的生产厂家众多,大多未配备相应的减隔震支座的检测设备,单纯依靠有限的几家检测单位对送样支座进行性能检测,是完全无法保证按交通行业标准的要求,对20%的支座产品进行出厂检验的要求,完全无法保证在实桥上使用支座的性能可靠性。

为了严格贯彻交通行业标准要求,凡是桥梁减隔震支座的生产厂家,必须尽快配备相应的伺

服双轴试验设备,以满足支座产品出厂检验的要求,提供合格的减隔震支座的产品。

目前我国公路桥梁支座实行生产许可证制度,对控制常用的桥梁支座产品质量起了一定的作用。但由于生产许可证准入门槛过低,造成入围的厂家过多(100多家),缺少必要的产品质量监督手段,造成公路桥梁支座产品质量问题严重。因此,建议对桥梁减隔震支座实行严格的准入制度时,准入的生产厂家的规模、技术力量、质量控制能力和检测手段,必须具备较高的水平,同时应将减隔震支座的伺服双轴试验设备作为必备的检测手段之一。只有这样才能保证在公路桥梁上使用到合格的减隔震支座。如果减隔震支座像目前公路桥梁上使用的板式橡胶支座一样,生产厂家众多,产品原材料混杂(常常掺有再生橡胶),出厂产品无严格的质量检验,工程抽检只对送样支座负责,很可能由于采用了不合格的减隔震支座,对桥梁带来更大的安全隐患。因此,建议建立严格的桥梁减隔震支座生产准入制度,并严格控制准入门槛。

(上接第29页)

随着灌浆后时间的推移,浆体和混凝土由于水化作用而逐渐变干,电阻值 R 会随着时间的增长而变大。但电阻值 R 的增长幅度及大小与电绝缘锚固体系(PL3体系)的绝缘程度有关,即PL3体系的绝缘密封程度越高,测得电阻值 R 就会越大,同时随着时间推移,增长的幅度也会加大,这种趋势会在结构寿命期内一直继续。

而普通锚固体体系(PL2体系)的电阻值基本都在 20Ω 以下浮动,预应力筋和混凝土中的钢筋是存在接触的,用监测孔道电阻值的方法是无法判断和掌握PL2体系预应力筋的腐蚀信息的。可见,通过监测PL3体系的孔道电阻值是一个简单、可靠且有效反映预应力筋腐蚀信息的方法。

5 结论与建议

电绝缘锚固体体系在30米T梁中的试验研究,经检测,阻值是呈上升趋势的,对于国内后张预应力筋的腐蚀防护和可监测提供了一种新的方法

和经验,可根据电阻测量值建立起简单的早期预警系统,识别预应力筋的腐蚀风险。

建议在预应力混凝土工程中容易受腐蚀的有代表性部位,采用PL3体系。

参考文献

- [1] 李青松, 蒋得稳. 预应力混凝土结构耐久性初探[J]. 混凝土, 2008(8): 37-40
- [2] "Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning", Fib Technical Report Bulletin Nr.7, International Federation for Structural Concrete (2000)
- [3] B.Elsener, "Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons", Tailor Made Concrete Structures-Walraven & Stoelhorst (eds)©2008 Taylor & Francis Group, London, 231-236.
- [4] Vehovar,L; Kuhar V.; Vehovar A. "Hydrogen-Assisted Stress Corrosion of Prestressing Wires in a Motorway Viaduct" [J]. Engineering Failure Analysis, Vol.5, No1, 1998, pp.21-27
- [5] M. Della Vedova, L. Evangelista, "Protection against corrosion and monitoring of post-tensioning tendons in prestressed concrete railway bridges in Italy", Proceedings of the first workshop of COST 534 on NDT Assessment and New Systems in Prestressed Concrete Structures 13. October 2004, Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich, Switzerland
- [6] 刘平伟, 朱方旭, 周红梅等. 一种后张预应力筋腐蚀防护和监测的新方法. 第十五届全国混凝土及预应力混凝土学术交流会[C]. 2010年12月, 104-107