



中国工程建设标准化协会标准
Standard of China Association for Engineering Construction
Standardization

在役公路桥梁抗震性能提升技术规程

Technical Specification for Seismic Performance
Improvement of Existing Highway Bridges

(征求意见稿)

中国工程建设标准化协会 发布
Issued by China Association for Engineering Construction
Standardization

中国工程建设标准化协会标准
Standard of China Association for Engineering Construction
Standardization

在役公路桥梁抗震性能提升技术规程

Technical Specification for Seismic Performance Improvement
of Existing Highway Bridges

主编单位：交通运输部公路科学研究所

发布机构：中国工程建设标准化协会

施行日期：2021 年 XX 月 XX 日

人民交通出版社股份有限公司

2021 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发<2019 年第二批工程建设协会标准制订、修订计划>的通知》（建标协字[2019]22 号）的要求，由交通运输部公路科学研究所作为主编单位承担《在役公路桥梁抗震性能提升技术规程》（以下简称“本规程”）的制订工作。

在制订过程中，编写组针对在役公路桥梁结构特点和抗震性能提升技术要求，按照“全面、实用”的指导原则，进行了广泛的调查研究，查阅了大量国内外有关结构抗震性能提升技术的文献资料，积极吸纳近年来国内结构抗震性能提升技术最新研究成果；积极吸纳近年来经工程验证的成熟技术和好经验、好做法；掌握国际先进标准的动态，积极采用经验验证符合我国国情的国外先进标准；广泛征求主管部门、项目业主、设计、设备企业等的意见，制定的技术内容充分考虑工程实施的可行性和可操作性，经反复讨论、修改，最终经审查定稿。

本规程共分 7 个章节，2 篇附录，主要技术内容包括：总则、术语和符号、基本规定、延性提升方法、减隔震提升方法、消能减震提升方法、抗震措施提升方法，附录 A 变截面屈服 L 形金属消能减震装置、附录 B 横桥向挡块。

本规程是基于通用的工程建设理论及原则编制，按照《公路工程标准编写导则》（JTG A04）的要求编写，适用于本规程提出的应用条件。对于某些特定专项应用条件，使用本规程有关条文时，应对适用性及有效性进行验证。

本规程由中国工程建设标准化协会公路分会负责归口管理，由交通运输部公路科学研究所负责具体技术内容的解释，在执行过程中如有意见或建议，请函告本规程日常管理组，中国工程建设标准化协会公路分会（地址：北京市海淀区西土城路 8 号；邮编：100088；电话：010-62079839；传真：010-62079983；电子邮箱：shc@rioh.cn），或交通运输部公路科学研究所（地址：北京市海淀区西土城路 8 号，邮编：100088，电子邮箱：hf.he@rioh.cn），以便修订时参考。

主 编 单 位：交通运输部公路科学研究所

参 编 单 位：

主 编：

主要参编人员：

主 审：

参与审查人员：

目 录

1	总则	- 1 -
2	术语、符号	- 2 -
2.1	术语	- 2 -
2.2	符号	- 3 -
3	基本规定	- 8 -
3.1	一般规定	- 8 -
3.2	桥梁抗震设防标准	- 8 -
3.3	抗震性能提升原则	- 9 -
3.4	抗震性能提升方法及流程	- 10 -
4	延性提升方法	- 14 -
4.1	一般规定	- 14 -
4.2	粘贴纤维复合材料法	- 14 -
4.3	外包钢管法	- 16 -
4.4	增大截面法	- 17 -
4.5	设计技术要点	- 19 -
5	减隔震提升方法	- 23 -
5.1	一般规定	- 23 -
5.2	减隔震装置	- 23 -
5.3	减隔震分析方法	- 25 -
5.4	设计技术要点	- 30 -
6	消能减震提升方法	- 33 -
6.1	一般规定	- 33 -
6.2	消能减震装置	- 33 -
6.3	消能减震分析方法	- 36 -
6.4	设计技术要点	- 41 -
7	抗震措施提升方法	- 43 -
7.1	一般规定	- 43 -
7.2	位移限制措施	- 43 -

7.3	防撞缓冲措施.....	- 46 -
7.4	支承面拓宽措施.....	- 47 -
附录 A	变截面屈服 L 形金属消能减震装置	- 50 -
A.1	工作机理.....	- 50 -
A.2	分析要点.....	- 52 -
附录 B	横桥向挡块.....	- 55 -
B.1	典型挡块.....	- 55 -
B.2	分析要点.....	- 56 -
本规程用词说明	- 59 -

征求意见稿

1 总则

1.0.1 为贯彻执行《中华人民共和国防震减灾法》，规范和指导在役公路桥梁的抗震性能提升工作，保障公路桥梁抗震性能，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于单跨跨径不超过 150m 的下部结构为混凝土结构的梁桥。拱桥、斜拉桥、悬索桥、单跨跨径超过 150m 的梁桥，可参照本规程给出的抗震评价原则进行评价。

1.0.3 本规程适用于抗震设防烈度为Ⅵ度、Ⅶ度、Ⅷ度和Ⅸ度地区的在役公路桥梁抗震性能提升。抗震设防烈度大于Ⅸ度地区的桥梁和有特殊要求的大跨径或特殊桥梁，其抗震性能提升应做专门研究，按有关专门规定执行。

1.0.4 在役公路桥梁的抗震性能提升，除应符合本规程的要求外，尚应符合国家、行业其他有关标准规范的规定。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.1 抗震设防标准 seismic fortification criterion

衡量抗震设防要求高低的尺度,由抗震设防烈度或设计地震动参数及桥梁抗震设防类别确定。

2.1.2 地震作用 earthquake action

作用在结构上的地震动,包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.1.3 E1 地震作用 earthquake action E1

工程场地重现期较短的地震作用,对应于第一级设防标准。

2.1.4 E2 地震作用 earthquake action E2

工程场地重现期较长的地震作用,对应于第二级设防水准。

2.1.5 延性提升 ductility improvement

提升桥梁结构塑性变形能力。

2.1.6 减隔震提升 seismic isolation improvement

在桥梁上部结构和下部结构之间或下部结构与基础之间设置减隔震系统,以增大原结构体系阻尼和周期,降低结构的地震反应和(或)减小输入到上部结构的能量,达到预期的防震要求。

2.1.7 消能减震提升 energy dissipation improvement

在桥梁结构上设置消能减震装置。

2.1.8 能力保护构件 capacity protected member

在 E2 地震作用下不允许发生塑性变形和剪切破坏的重要承重构件,如基础、盖梁和上部结构等构件,同时桥墩的塑性铰区也不允许发生剪切破坏。

2.1.9 消能减震装置 energy dissipation device

消能减震装置是通过内部材料或构件的摩擦、弹塑性滞回变形或黏（弹）性滞回变形来耗散或吸收能量的装置。包括位移相关型消能减震装置、速度相关型消能减震装置和复合型消能减震装置。

2.1.10 抗震措施提升 seismic measure improvement

地震作用计算和抗力计算以外的抗震提升内容。

2.1.11 限位装置 restrainer

为限制桥梁梁体与桥墩或桥台间的相对位移而设计的构造装置。

2.2 符号

2.2.1 延性提升方法

ρ_{ve} ——延性构件原本体积配箍率；

ρ_{vf} ——环向围束作为附加箍筋折算的体积配箍率的增量；

ρ_f ——环向围束体积比；

k_e ——环向围束的有效束系数；

b_f ——环向围束条带的宽度；

s_f ——环向围束条带的中心间距；

f_f ——环向围束纤维复合材料的抗拉强度设计值；

f_{sv} ——原构件箍筋抗拉强度设计值；

n_f ——纤维复合材料的层数；

t_f ——纤维复合材料的每层厚度；

D ——圆形截面直径；

b ——矩形截面宽度；

h ——矩形截面高度；

r ——截面棱角的圆化半径。

D_l ——外包钢管内直径；

f_l ——相应于外包钢管屈服时，混凝土的横向约束应力；

t ——外包钢管的壁厚；

f_{yk} ——外包钢管抗拉强度标准值；

$f_{c,ck}$ ——外包钢管约束混凝土的峰值应力；

f_{ck} ——外包钢管前混凝土的抗压强度标准值；

L_p ——等效塑性铰长度；

K ——延性安全系数；

ϕ_y ——截面的等效屈服曲率；

ϕ_u ——极限破坏状态的曲率；

f_{yd} ——外包钢管的抗拉强度设计值；

ϕ ——抗剪强度折减系数；

2.2.2 减隔震提升方法

D_d ——减隔震支座的水平设计位移；

Δ_y ——减隔震支座的屈服位移；

Q_d ——减隔震支座的特征强度；

K_{eff} ——减隔震支座的等效刚度；

K_d ——减隔震支座的屈服后刚度；

ξ_{eff} ——减隔震支座的等效阻尼比；

W ——恒载作用下支座竖向反力；

R ——支座滑动曲面的曲率半径；

μ_d ——支座滑动摩擦系数；

K_r ——橡胶支座的剪切刚度；

K_j ——金属阻尼器的初始刚度；

G_d ——板式橡胶支座的动剪切模量；

A_r ——板式橡胶支座的剪切面积；

$\sum t$ ——橡胶层的总厚度；

μ_d ——滑动摩擦系数；

W ——支座所承担的上部结构重力；

x_y ——活动盆式支座屈服位移；

$K_{\text{eff},i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的等效刚度；

$Q_{d,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的特征强度；

$K_{d,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的屈后刚度；

d_i ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的水平位移；

$K_{\text{eq},i}$ ——第 i 个桥墩、桥台与其上减隔震支座等效弹簧串联后的组合刚度值；

$d_{p,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台的顶部水平位移；

$\Delta_{d,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台的减隔震支座的屈服位移；

$E_{ld,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台顶的总水平地震力；

$E_{ldj,i}$ —— j 阶振型作用在第 i 个桥墩、桥台顶的水平地震力。

2.2.3 消能减震提升方法

Δu_{py} ——消能减震装置的消能方向的屈服位移或起滑位移；

Δu_{sy} ——支撑构件设置消能减震装置位置的屈服位移；

t_v ——黏弹性消能减震装置的黏弹性材料总厚度；

Δu_{dmax} ——沿消能方向消能减震装置的最大可能的位移；

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变；

K_b ——支撑构件沿消能减震装置消能方向的刚度；

C_D ——消能减震装置的线性阻尼系数；

T_1 ——消能减震桥梁结构的基本自振周期；

F_{dy} ——消能减震装置屈服（起滑）荷载；

Δu_{dmax} ——沿消能方向消能减震装置的最大位移；

Δu_{dy} ——沿消能方向消能减震装置屈服（起滑）位移。

F_{dmax} ——消能减震装置最大荷载；

ω_1 ——试验加载圆频率；

C_d ——消能减震装置阻尼系数；

G' ——黏弹性材料剪切模量；

G'' ——黏弹性材料储存模量（kN/m）；

A_d ——黏弹性材料层横截面面积（m²）；

h_d ——黏弹性材料层厚度（m）。

ξ_l ——桥梁结构阻尼比；

ξ_d ——消能减震装置附加给桥梁结构的有效阻尼比；

W_{cj} ——第 j 个消能减震装置在结构预期位移下往复循环一周所消耗的能量；

W_s ——消能减震提升设计的桥梁结构的总应变能；

F_i ——质点 i 的地震作用标准值；

u_i ——质点 i 对应地震作用标准值的位移；

T_1 ——消能减震提升设计的桥梁结构的基本自振周期；

C_j ——第 j 个消能减震装置由试验确定的线性阻尼系数；

θ_j ——第 j 个消能减震装置的消能方向与水平面的夹角；

u_j ——第 j 个消能减震装置两端的相对水平位移；

λ ——阻尼指数的函数；

F_{djmax} ——第 j 个消能减震装置在相应地震作用下的最大阻尼力；

A_j ——第 j 个消能减震装置的恢复力滞回环在结构预期位移时的面积。

2.2.4 抗震措施提升方法

R_d ——2 个梁体中重量较大侧支座的恒载反力；

n_d ——限位装置的数量；

2.2.5 后锚固技术

$N_{Rk,s}$ ——锚栓钢材破坏受拉承载力标准值；

$N_{Rk,min}$ ——混凝土破坏受拉承载力标准值；

f_{stk} ——锚栓极限抗拉强度标准值；

f_{yk} ——锚栓屈服强度标准值；

N_{sk}^h ——群锚中拉力最大锚栓的拉力标准值；

N_{sk}^g ——群锚受拉区总拉力标准值；

R_L ——连接构件承载力设计值；

R_d ——锚固承载力设计值；

η_b ——增大系数。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 应根据《公路工程抗震规范》(JTGB02)的设防标准,对桥梁进行抗震评估,如不满足抗震要求,应确定桥梁抗震性能提升后应达到的性能标准。

条文说明

桥梁抗震性能评估及提升过程不同于新建桥梁的抗震设计,在对桥梁进行抗震评估后,并结合投资效益分析确定桥梁是否需要抗震性能提升以及提升的标准。在役公路桥梁有相当一部分未考虑抗震设防,有些虽然考虑了抗震设防,但与现行《中国地震动参数区划图》(GB18306)的规定相比,并不能满足相应的设防标准的要求,而且随着抗震理论水平的发展和震害经验的不断总结,抗震设计规范也进行了改进。

3.1.2 在役桥梁抗震性能提升前,应对桥梁的现状进行详细检查,查明是否还存在其他隐患。

3.1.3 对于建造于抗震危险地段的桥梁,应结合规划改建或迁移;对暂时不能改建或迁移的,应进行专门研究,并采取应急的安全措施。

3.1.4 桥梁抗震性能提升应尽可能不损伤原结构,避免不必要的拆除及更换,防止抗震性能提升中造成新的结构损伤或病害。

3.1.5 桥梁抗震性能提升过程中,应避免车致振动,有条件时宜卸除部分恒载。

3.2 桥梁抗震设防标准

3.2.1 根据在役公路桥梁的重要性,应按表3.2.1将桥梁分为A类、B类、C类、D类四个抗震设防类别。

表 3.2.1 桥梁抗震设防类别

桥梁抗震设防类别	桥梁特征
A类	单跨跨径超过150m的特大桥
B类	单跨跨径不超过150m的高速公路、一级公路上的桥梁,单跨跨径不超过150m的二级公路上的特大桥、大桥
C类	二级公路上的中桥、小桥,单跨跨径不超过150m的三、四级公路上的特

	大桥、大桥
D 类	三、四级公路上的中桥、小桥

条文说明

为了与现行《公路工程抗震规范》(JTGB02)协调一致,本规程延用了相关标准中桥梁的分类,即:依据跨径和桥梁所属道路等级将其分类为 A、B、C 和 D 四类。

3.2.2 A 类、B 类和 C 类桥梁应采用两水准抗震设防,D 类桥梁可采用一水准抗震设防,在 E1 和 E2 地震作用下,在役桥梁抗震设防目标应符合表 3.2.2 的要求。

表 3.2.2 在役桥梁的抗震设防目标

桥梁抗震设防类别	抗震设防目标			
	E1 地震作用		E2 地震作用	
	震后使用要求	损伤状态	震后使用要求	损伤状态
A 类	可正常使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	不需修复或经简单修复可继续使用	可发生局部轻微损伤
B 类	可正常使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	经临时加固后可供维持应急交通使用	不致倒塌或产生严重结构损伤
C 类	可正常使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	经临时加固后可供维持应急交通使用	不致倒塌或产生严重结构损伤
D 类	可正常使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	—	—

3.3 抗震性能提升原则

3.3.2 抗震性能提升方案应符合下列规定:

- 1 方案应结合原桥梁结构的具体特点和技术经济条件分析确定。
- 2 方案应便于施工,并应减少对交通的影响。
- 3 方案宜减少对地基基础的影响,避免地基基础的加固工程量。

3.3.3 桥梁结构抗震性能提升时,应消除或减少不利因素,避免局部加强导致结构刚度或强度突变。

3.3.4 在役桥梁抗震性能提升方案宜便于施工,尽量减少对通行和环境的影响,宜优先对抗震措施、支座和桥墩的抗震性能进行提升。

3.3.5 新增部分与原有构件之间应有可靠连接。

3.3.6 抗震性能提升应考虑结构病害影响、材料劣化、新旧材料的结合性能及材性差异。材料、几何等参数的取值，应采用桥梁现状的检测 results。

3.4 抗震性能提升方法及流程

3.4.1 在役桥梁抗震性能提升具体方法主要包括：延性提升方法、减隔震提升方法、消能减震提升方法和抗震措施提升方法。

3.4.2 延性提升方法应提升延性构件在 E2 地震作用下的塑性变形能力，且应避免能力保护构件发生塑性变形和剪切破坏。

条文说明

延性提升后的桥墩应能够承受 E2 地震作用下多个循环的弹塑性变形而强度没有显著退化。延性构件和能力保护构件形成强度等级差异，确保结构损伤只发生在延性构件预先选择的部位上，同时确保结构不发生脆性破坏模式。

3.4.3 在役桥梁延性提升设计可采用图 3.4.3 的设计流程进行。

3.4.4 减隔震提升方法应提升桥梁结构体系周期和阻尼，且应确保上部结构、桥墩和基础保持在弹性状态。

条文说明

设计合理、可靠的减隔震装置在结构抗震中充分发挥作用，即桥梁结构的大部分耗能、塑性变形应集中于这些装置，允许这些装置在 E2 地震作用下发生较大的塑性变形和存在一定的残余位移，而结构其他构件的响应基本为弹性。

3.4.5 在役桥梁减隔震提升设计可采用图 3.4.5 的设计流程进行。

3.4.6 消能减震提升方法应提升桥梁结构体系阻尼和（或）刚度，且应避免能力保护构件发生塑性变形和剪切破坏。

3.4.7 延性桥梁、非延性桥梁和减隔震桥梁的消能减震提升设计可分别采用图 3.4.7 (a)、(b) 和 (c) 的设计流程进行。

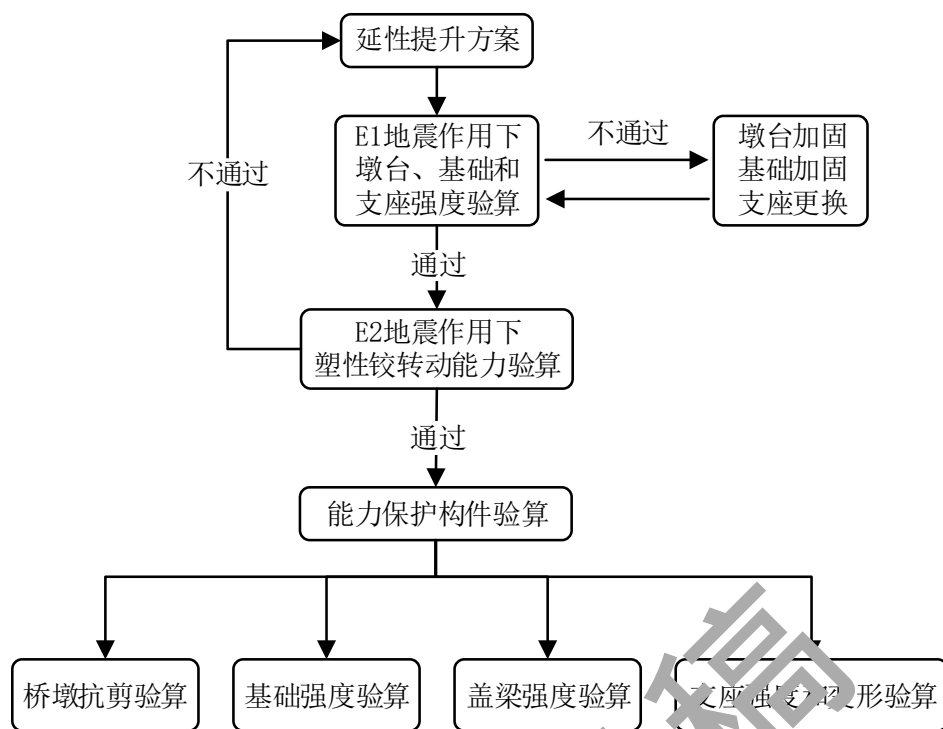


图 3.4.3 延性提升设计流程

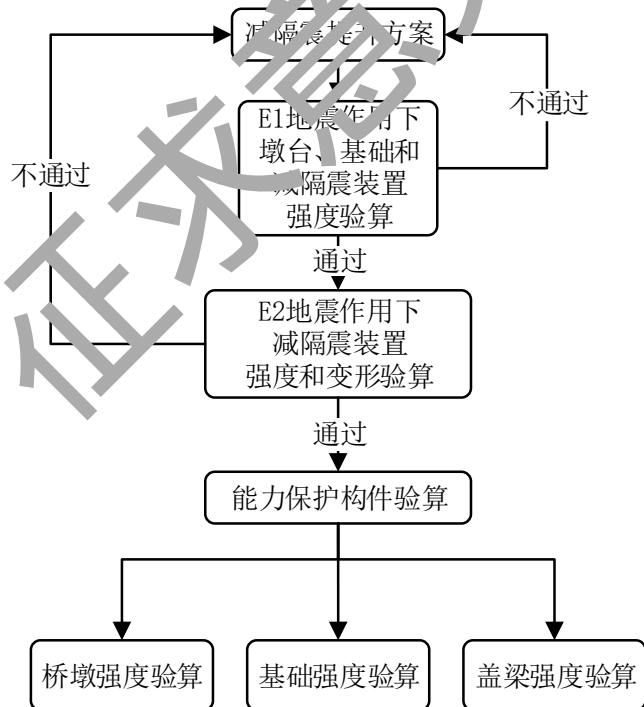
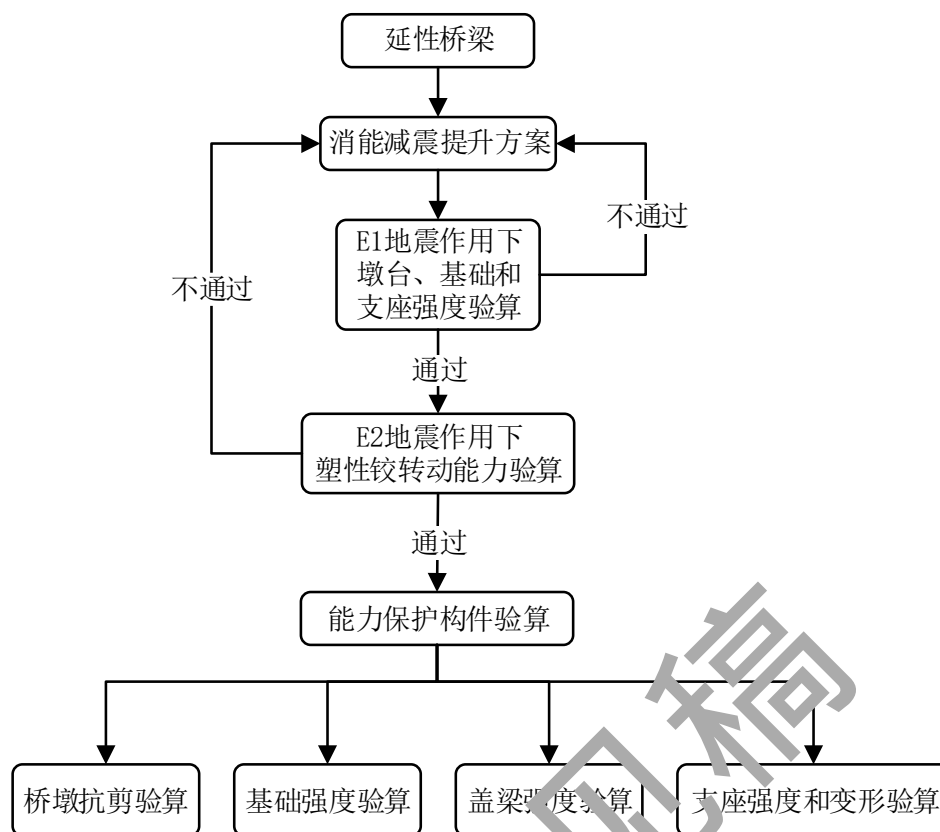
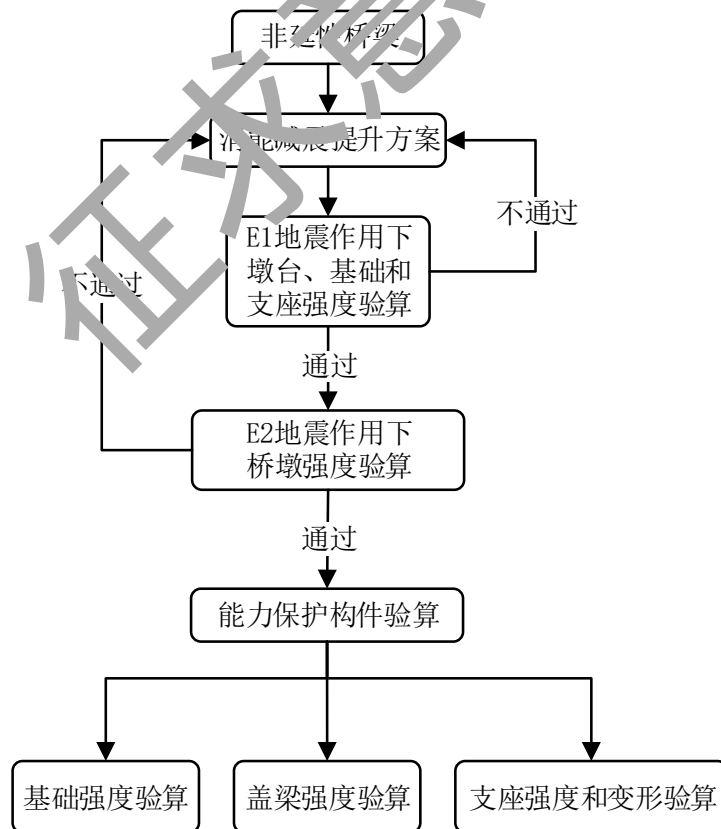


图 3.4.5 减隔震提升设计流程



(a) 延性桥梁



(b) 非延性桥梁

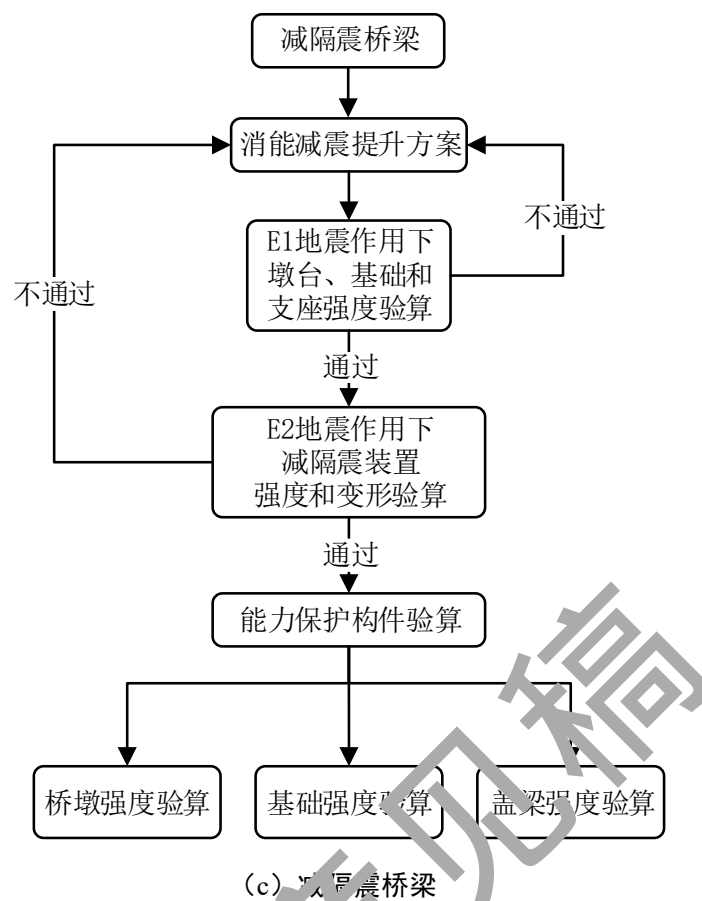


图 3.4.7 消能减震提升设计流程

4 延性提升方法

4.1 一般规定

4.1.1 延性构件为桥墩的在役公路桥梁可采用延性提升方法。

4.1.2 存在以下情况之一时，不宜采用延性提升方法：

- 1 桥墩为刚性墩。
- 2 桥梁基础抗侧承载能力不足。

4.1.3 延性提升可采用粘贴纤维复合材料、外包钢管或增大截面等方法。

4.1.4 当采用外包钢管法和增大截面法时，盖梁、承台和基础宜进行相应的补强加固。

4.1.5 粘贴纤维复合材料或外包钢管时，新增材料表面应进行耐久性防护。

4.1.6 延性提升后的桥梁可按照《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的相关建模原则和方法进行抗震分析。

4.2 粘贴纤维复合材料

4.2.1 采用粘贴纤维复合材料进行延性提升时，构件混凝土强度等级不宜低于C25，混凝土表面的粘结强度应符合现行《公路桥梁加固设计规范》(JTG/T J22)的相关规定，构件的破坏形式应为正截面破坏先于斜截面破坏。

条文说明

如果结构混凝土强度过低，它与纤维片材的粘结强度也较低，易发生剥离破坏，纤维复合材料就不能充分发挥作用，因此应对混凝土强度的最低等级提出要求。

4.2.2 应采用全长无间隔环向连续粘贴纤维复合材料对构件延性进行提升，应将纤维复合材料与构件牢固地粘贴在一起，必要时应采取可靠的锚固措施。

条文说明

采用全长无间隔环向连续粘贴纤维复合材料的方法（环向围束法）加固受压

构件最为有效，特别是圆形截面。由于环向围束对混凝土起到约束作用，使其抗压强度得到提高，其原理与配置螺旋箍筋的轴心受压构件相同。附加锚固措施是指用相同纤维材料做成压条进行锚固。也可将钢板或角钢等先粘贴在纤维复合材料的外表，再用锚栓锚固于混凝土中，锚栓的数量及布置方式应根据锚固区受力大小确定。钢板压条厚度不宜小于 3mm，锚栓规格不宜小于 M6。设计时尚应考虑因采取附加锚固措施而造成的纤维复合材料损伤对加固效果的影响。

4.2.3 全长无间隔环向连续粘贴纤维复合材料的构造应符合下列规定：

1 纤维复合材料层数，对于圆截面不应少于 2 层，对于矩形截面不应少于 3 层。

2 纤维复合材料上下层之间的搭接宽度不应小于 50mm，纤维织物环向截断点的延伸长度不应小于 200mm，且各条带搭接位置应相互错开。

4.2.4 纤维复合材料、黏结材料和表面防护材料的性能及使用环境等均应符合现行《公路桥梁加固设计规范》(JTG/T 522) 的相关规定。

4.2.5 当纤维复合材料绕过构件(截面)外倒角时，构件的截面棱角应在粘贴前打磨成圆弧面。圆化半径，梁不应小于 20mm；柱不应小于 25mm。

4.2.6 采用粘贴纤维复合材料进行延性提升时，总折算体积配箍率可按下列公式计算：

$$\rho_v = \rho_{ve} + \rho_{vf} \quad (4.2.6-1)$$

$$\rho_{vf} = k_e \rho_f \frac{b_f f_f}{s_f f_{sv}} \quad (4.2.6-2)$$

$$\rho_f = \begin{cases} \frac{4n_f t_f}{D} & \text{圆形截面} \\ \frac{2n_f t_f (b+h)}{bh - (4-\pi)r^2} & \text{矩形截面} \end{cases} \quad (4.2.6-3)$$

式中： ρ_{ve} ——延性构件原本体积配箍率；

ρ_{vf} ——环向围束作为附加箍筋换算的体积配箍率的增量；

ρ_f ——环向围束体积比；

k_e ——环向围束的有效约束系数，圆形截面取 0.90，正方形截面取 0.66，矩形截面取 0.42；

b_f ——环向围束条带的宽度；

s_f ——环向围束条带的中心间距；

f_f ——环向围束纤维复合材料的抗拉强度设计值；

f_{sv} ——原构件箍筋抗拉强度设计值；

n_f ——纤维复合材料的层数；

t_f ——纤维复合材料的每层厚度；

D ——圆形截面直径；

b ——矩形截面宽度；

h ——矩形截面高度；

r ——截面棱角的圆化半径。

4.3 外包钢管法

4.3.1 圆形桥墩采用薄钢管外包塑性较差的加固技术时，宜采用两块半圆形的钢管现场沿竖向接缝焊接而成，钢管的内径比桥墩直径略大，空隙中灌注微膨胀水泥砂浆，钢管的下端与承台顶面应有 40mm 的间隙。矩形墩柱应选用图 4.3.1 所示椭圆形钢管加固，较大的空隙可灌注与原柱同标号的微膨胀混凝土。

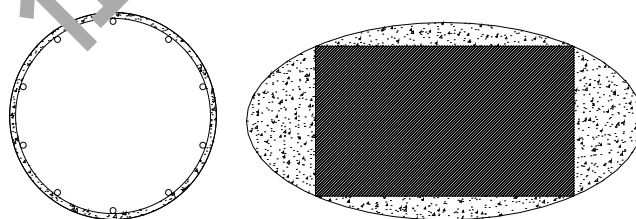


图 4.3.1 外包钢管法

条文说明

钢管外包技术最初是针对圆柱桥墩提出的。采用两块半圆形的钢管现场沿竖向接缝焊接，钢管内径比桥墩直径略大，空隙中灌注添加微膨胀剂的水泥砂浆，钢管的下端与承台顶面有 3~5cm 的间隙，防止桥墩在地震作用下弯曲时因钢管

的受压而增加截面的弯曲强度。钢管提供的是有效的被动约束应力，这种被动约束应力来自于混凝土受压而引起的膨胀受到钢管环向强度和刚度的限制。类似的效果当桥墩发生对角剪切破坏裂缝时也存在。因此，钢管可被看作连续的环向箍筋。对于矩形桥墩，矩形钢管提供的延性能力很差，为了提供类似于圆柱桥墩的连续的约束效果，建议加固时采用椭圆形的钢管，较大空隙可灌注与原桥墩同标号的混凝土。

4.3.2 外包钢管法的钢管壁厚应满足下式要求：

$$t \geq \frac{f_l D}{400} (\text{mm}) \quad (4.3.2)$$

式中， D_l ——外包钢管内直径（mm）；

f_l ——相应于外包钢管屈服时，混凝土的横向约束应力（MPa）。

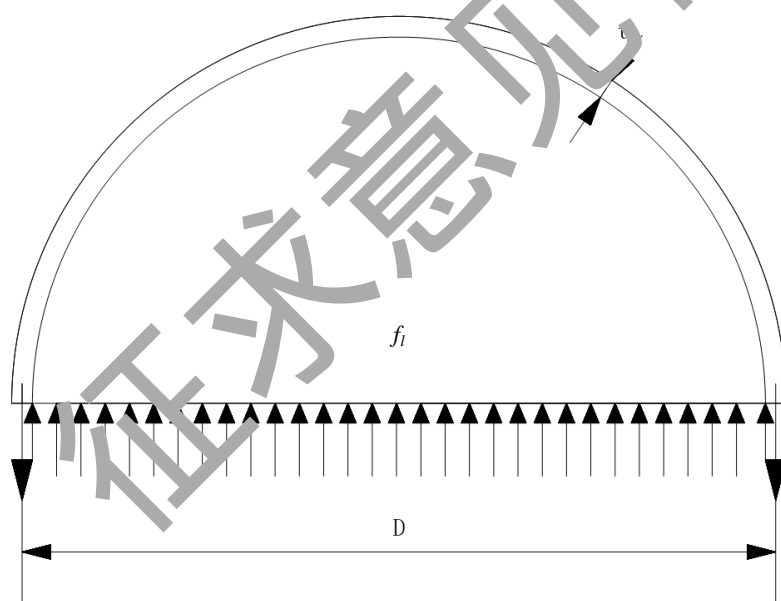


图 4.3.2 外包钢管对原混凝土的约束

4.4 增大截面法

4.4.1 增大截面法为在墩柱外增加混凝土并配置纵、横向钢筋的方法，纵筋必须锚固在承台中。

条文说明

加大截面法是一种常用的墩柱延性提升方法，在原有墩柱的表面增加一层混

凝土及纵向钢筋和横向钢筋,增加的横向钢筋能提高墩柱的剪切强度及延性能力,而纵向钢筋能否提高墩柱的弯曲强度则取决于纵筋是否锚固在承台中,承台也必须加固以便承受增加的剪力及倾覆弯矩。若纵筋在承台表面处被切断,则弯曲强度不会增加,由于外包混凝土对核心混凝土的约束作用,提高了墩柱的延性能力。加大截面加固方法通常采用的截面形式有圆形、矩形等,加固方式可分为全截面加固和部分加固方法。为提高加固后墩柱的延性能力,必须保证加大截面对原有墩柱截面的约束作用,对圆形墩柱而言比较容易实现,可采用密布箍筋或螺旋式箍筋,而对于矩形或方形墩柱截面,则采用添加辅助箍筋,同时凿去原有墩柱转角处的混凝土,并采用多角形箍筋,可获得较好的约束效果。

4.4.2 增大截面法通常采用的型式有圆形、矩形(图4.4.2);加固方式可分为全截面加固和部分截面加固。

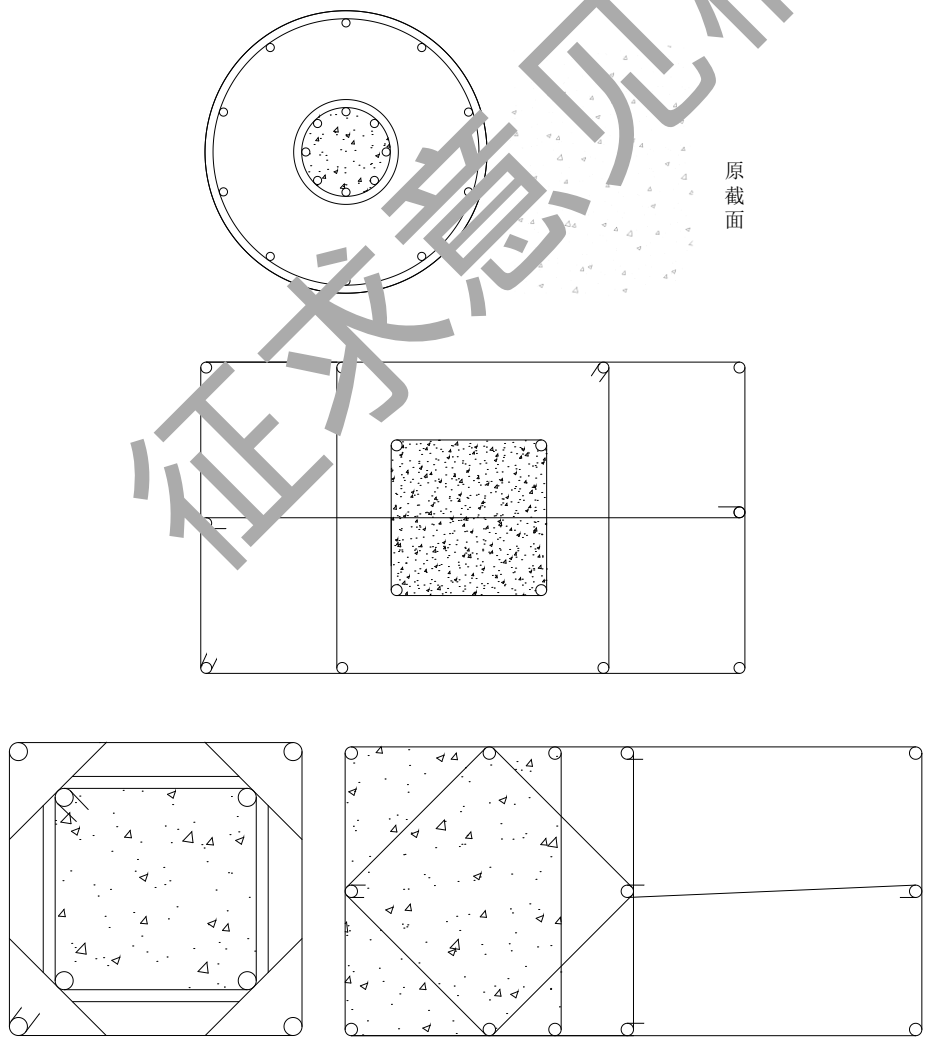


图 4.4.2 增大截面法

4.4.3 圆形墩柱应采用密布箍筋或螺旋式箍筋；矩形截面应添加辅助箍筋，凿去原有墩柱转角处的混凝土，采用多角形箍筋。密布箍筋的直径不应小于 10mm，最大肢距不宜大于 250mm，最大间距应取 100mm、 $6d_s$ 、 $b/4$ 三者的小值，其中 d_s 为纵筋直径， b 为墩柱弯曲方向的截面宽度；螺旋式箍筋的接头必须采用对接，矩形箍筋应有 135° 弯钩，并伸入核心混凝土之内 $6d_s$ 以上。

4.4.4 增大截面加固法钢筋搭接长度应满足下式要求：

$$l_{smin} \geq \frac{0.25d_b f_{sd}}{\sqrt{f_{cd}}} \quad (\text{mm}) \quad (4.4.4)$$

式中： d_b ——纵筋的直径（mm）；

f_{sd} ——箍筋抗拉强度设计值（MPa）；

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）。

4.5 设计技术要点

4.5.1 延性提升后，应按现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）的相关规定验算 E1 地震作用和永久作用组合下桥墩、基础和支座的强度。

4.5.1 延性提升后，应按下式验算 E2 地震作用下桥墩潜在塑性铰区域塑性转动能力：

$$\theta_p \leq \theta_u \quad (4.5.1)$$

式中： θ_p ——E2 地震作用下，潜在塑性铰区域的塑性转角；

θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角，可按本规程第 4.5.2 条计算。

4.5.2 根据极限破坏状态的曲率能力，塑性铰区域的最大容许转角应按下式计算：

$$\theta_u = \frac{L_p (\phi_u - \phi_y)}{K} \quad (4.5.2)$$

式中： L_p ——等效塑性铰长度，可按现行《公路桥梁抗震设计规范》相关规定计算；

K ——延性安全系数，取值 2.0；

ϕ_y ——截面的等效屈服曲率；

ϕ_u ——极限破坏状态的曲率。

4.5.3 延性提升后，桥墩截面的等效屈服曲率 ϕ_y 可通过把实际的轴力-弯矩-曲率曲线等效为理想弹塑性轴力-弯矩-曲率曲线来求得（图 4.5.3），等效方法可根据图中两个阴影面积相等求得，计算中应考虑最不利轴力组合。

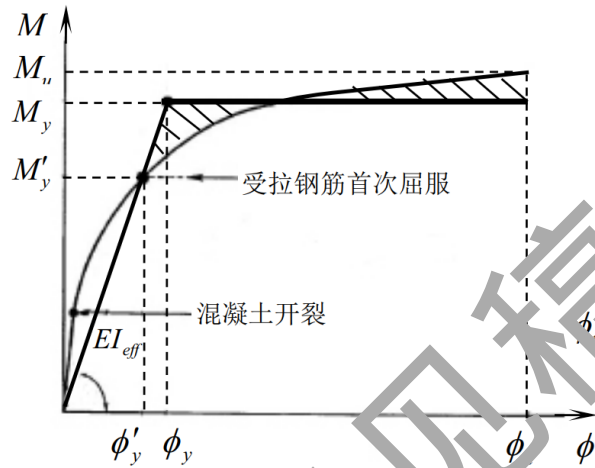


图 4.5.3 弯矩-曲率曲线

4.5.4 延性提升后，桥墩极限破坏状态的截面曲率能力 ϕ_u 应通过考虑最不利轴力组合的轴力-弯矩-曲率曲线确定，为混凝土应变达到极限压应变 ε_{cu} ，或约束钢筋达到折减极限应变 ε_{su}^R ，或纵筋达到折减极限应变 ε_{lu} 时相应的曲率。

4.5.5 延性提升后混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按下式计算：

1 粘贴纤维复合材料法和增大截面法

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{kh} \varepsilon_{su}^R}{f_{cc}'} \quad (4.5.5-1)$$

式中： ρ_s ——延性提升后的体积含筋率，对于矩形箍筋：

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (4.5.5-2)$$

ρ_x 、 ρ_y ——分别为顺桥向与横桥向箍筋体积含筋率；

f_{kh} ——箍筋抗拉强度标准值（MPa）；

f_{cc}' ——约束混凝土的峰值应力（MPa），可取 1.25 倍的混凝土抗压强度标准值；

ε_{su}^R ——约束钢筋的折减极限应变，取值 0.09；

ε_{lu} ——纵向钢筋的折减极限应变，取值 0.1。

2 外包钢管法

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{0.672 t f_{yk}}{D_l f_{c,ck}} \quad (4.5.5-3)$$

式中， t ——外包钢管的壁厚（mm）；

f_{yk} ——外包钢管抗拉强度标准值（MPa）；

$f_{c,ck}$ ——外包钢管约束混凝土的峰值应力（MPa），可按下列式计算：

$$f_{c,ck} = f_{ck} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f_{ck}} \left(\frac{2 f_l}{f_{ck}} \right)} \right) \quad (4.5.5-4)$$

式中， f_{ck} ——外包钢管前混凝土的抗压强度标准值（MPa）。

4.5.6 延性提升后应验算 E2 地震作用下桥墩的塑性铰区域的抗剪强度：

1 粘贴纤维复合材料法

采用粘贴纤维复合材料时，应考虑对抗剪承载力的提高，并应通过试验确定。

2 外包钢管法

$$V_{c0} \leq 0.001 \phi \left(\frac{\pi}{2} t f_{yd} D \cos 30^\circ \right) \quad (4.5.6-1)$$

式中， V_{c0} ——E2 地震作用下，按能力保护原则计算出的剪力（kN）；

f_{yd} ——外包钢管的抗拉强度设计值（MPa）；

ϕ ——抗剪强度折减系数，取值 0.85。

3 增大截面法

$$V_{c0} \leq \phi \left(2.3 \times 10^{-5} \times A_e \times \sqrt{f_{ck}} + V_s \right) \quad (4.5.6-2)$$

式中： A_e ——核心混凝土面积（cm²）；

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值 (MPa);

V_s ——横向钢筋的抗剪能力贡献 (kN);

$$V_s = 0.001 \frac{A_k b}{S_k} f_{sk} \leq 6.7 \times 10^{-4} \times A_e \sqrt{f_{ck}} \quad (4.5.6-3)$$

式中: A_k ——同一截面上箍筋的总面积 (mm^2);

S_k ——箍筋的间距 (mm);

f_{sk} ——箍筋抗拉强度设计值 (MPa);

b ——沿计算方向墩柱的宽度 (直径) (mm)。

4.5.7 延性提升后, 应按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 的相关规定验算 E2 地震作用和永久作用组合下盖梁、基础和支座的强度以及支座的变形。

条文说明

延性提升会导致延性构件的强度潜在提升, 因此有必要验算能力保护构件的强度或变形是否满足要求。

5 减隔震提升方法

5.1 一般规定

5.1.1 满足下列条件之一的桥梁，可采用减隔震提升设计：

- 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 桥梁工程场地的预期地面运动特性比较明确，主要能量集中在高频段。

条文说明

现有研究表明，在场地条件比较稳定的情况下，可使用减隔震技术，特别是在桥梁基本周期较短时采用减隔震支座，或者在各桥墩高度相差较大时在矮墩上采用减隔震支座，能够起到良好的减隔震作用。

5.1.2 存在以下情况之一时，不宜采用减隔震提升设计：

- 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，延长周期也不能避开地震波能量集中频段。
- 4 支座中可能出现负反力。

条文说明

减隔震技术的应用并不是在任何情况下均适用。对于基础土层不稳定、可能发生液化的场地，下部结构刚度小、桥梁结构本身的基本振动周期比较长，位于场地特征周期比较长，延长周期也不能避开地震波能量集中频段以及支座中可能出现较大负反力等情况，不宜采用减隔震技术。

5.2 减隔震装置

5.2.1 减隔震装置的性能应可靠且对环境温度变化不敏感，应具有可更换性，构造宜简单，应在其性能明确的范围内使用，并应进行定期维护和检查。

条文说明

从桥梁减隔震设计的原理可知，减隔震桥梁耗能的主要构件是减隔震装置，而且在地震中允许这些构件发生损伤。这就要求减隔震装置性能可靠，且震后可

对这些构件进行维护。此外,为了确保减隔震装置在地震中能够发挥应有的作用,还需要对其进行定期的检查和维护。

5.2.2 减隔震装置应具有足够的初始刚度和屈服强度,避免在正常使用条件下出现因风荷载、制动力等引起的桥梁有害振动。

条文说明

减隔震桥梁结构应具有足够的初始刚度和屈服强度,保证在正常使用荷载下(如风、车辆制动力等)结构不发生有害屈服和振动。

5.2.3 常用的减隔震装置分为整体型和分离型两类,两类减隔震装置水平位移从 50%的设计位移增加到设计位移时,其恢复力增量不宜低于其承担的上部结构重量的 2.5%。

条文说明

减隔震装置的设计位移是指其地震作用、永久作用和均匀温度作用组合后的水平位移。地震作用下,为控制减震装置不发生过大的变形,减隔震装置除要求提供阻尼。本条规定参考美国相关研究成果和 AASHTO 桥梁隔震设计规范(2010 版)的相关规定制定,减隔震装置水平位移从 50%的设计位移增加到设计位移时,其恢复力增量必须大于其承担的上部结构重量的 1.25%,相关研究成果建议最好大于 2.5%,因此,本规程规定不宜低于 2.5%。

5.2.4 常用的整体型减隔震装置有:

- 1 铅芯橡胶支座。
- 2 高阻尼橡胶支座。
- 3 摩擦摆式减隔震支座。

5.2.5 常用的分离型减隔震装置有:

- 1 橡胶支座+金属阻尼器。
- 2 橡胶支座+摩擦阻尼器。

5.2.6 减隔震装置的变形、阻尼等力学参数应进行试验测试,实测值和设计值的偏差应在设计值的 $\pm 10\%$ 以内。

5.3 减隔震分析方法

5.3.1 减隔震桥梁抗震分析可采用多振型反应谱法和非线性动力时程法。当减隔震桥梁的基本周期（减隔震周期）大于 3s，或减隔震桥梁的等效阻尼比超过 30%，或需考虑竖向地震作用时，应采用非线性动力时程方法建立全桥分析模型，并考虑伸缩缝装置、挡块、桥台、基础等因素的影响。

条文说明

反应谱法是线弹性分析方法，方法简洁，在一定条件下，对减隔震桥梁进行等效线性化处理，可采用反应谱法进行减隔震桥梁的抗震分析。研究表明，多振型反应谱法通过迭代计算可以得到较理想的计算结果。单振型反应谱法和功率谱法由于不能考虑二阶及以上振型的影响，误差比多振型反应谱法要大。由于减隔震装置的非线性特性，在分析开始时，减隔震装置的位移响应是未知的，因而其等效刚度、等效阻尼比也是未知的。正是由于减隔震装置的非线性特性以及减隔震桥梁地震响应对伸缩装置、挡块等防落梁装置的敏感性等因素，如果需要合理地考虑这些因素的影响时，宜采用非线性动力时程分析方法。当考虑竖向地震作用时，由于竖向地震作用与水平向地震作用可能存在非线性耦合效应，因此不能采用反应谱法，只能采用非线性时程方法进行抗震计算。当不考虑竖向地震作用时，一般来讲，可采用多振型反应谱法和功率谱法进行抗震分析。

5.3.2 采用多振型反应谱法进行抗震分析时，应采用迭代方法分别计算顺桥向和横桥向的地震响应，具体计算过程如下：

1 建立结构初始计算模型，初始计算模型各支座刚度可取屈服前初始刚度，全桥等效阻尼比可取 0.05。

2 按多振型反应谱法进行抗震计算，得到各支座位移，根据各支座位移，按式（5.3.2-1）计算各支座等效刚度，按式（5.3.2-2）计算等效单自由度系统的全桥等效阻尼比 ξ_{eq} 。

$$K_{\text{eff},i} = \frac{Q_{d,i}}{d_i} + K_{d,i} \quad (5.3.2-1)$$

$$\xi_{eq} = \frac{2 \sum [Q_{d,i} (d_i - \Delta_{d,i})]}{\pi \sum [K_{eq,i} (d_i - d_{p,i})^2]} \quad (5.3.2-2)$$

式中, $K_{eff,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的等效刚度 (kN/m);

$Q_{d,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的特征强度 (kN);

$K_{d,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的屈后刚度 (kN/m);

d_i ——第 i 个桥墩、桥台上的减隔震支座的水平位移 (m);

$K_{eq,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台与其上减隔震支座等效弹簧串联后的组合刚度值 (kN/m);

$d_{p,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台的顶部水平位移 (m);

$\Delta_{d,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台的减隔震支座的屈服位移 (m)。

3 按各支座等效刚度修正计算模型, 并按全桥等效阻尼比修正 0.8 倍一阶振型周期及以上周期的反应谱值, 得到修正的设计加速度反应谱。

4 重新进行抗震计算, 得到新的各支座位移。

5 比较新的各支座位移和上一次计算结果的差异, 如两者相差大于 3%, 则用新的支座位移替代上一次的值, 重新计算各支座等效刚度和全桥等效阻尼比, 返回第 3 步并进行迭代计算, 直至计算出的位移结果和上一次的计算值之间的误差在 3% 以内时, 迭代结束。

条文说明

采用多振型反应谱法进行减隔震桥梁抗震分析时, 全桥等效阻尼比指的是全桥等效单自由度系统的阻尼比。采用全桥等效阻尼比修正设计加速度反应谱, 实际上是修正计算方向对应一阶振型 (减隔震振型) 的反应谱值, 对应二阶及以上振型的阻尼比仍取 0.05, 反应谱不需修正, 所以只修正 0.8 倍一阶振型周期及以上周期的反应谱值, 如图 5-1 所示。

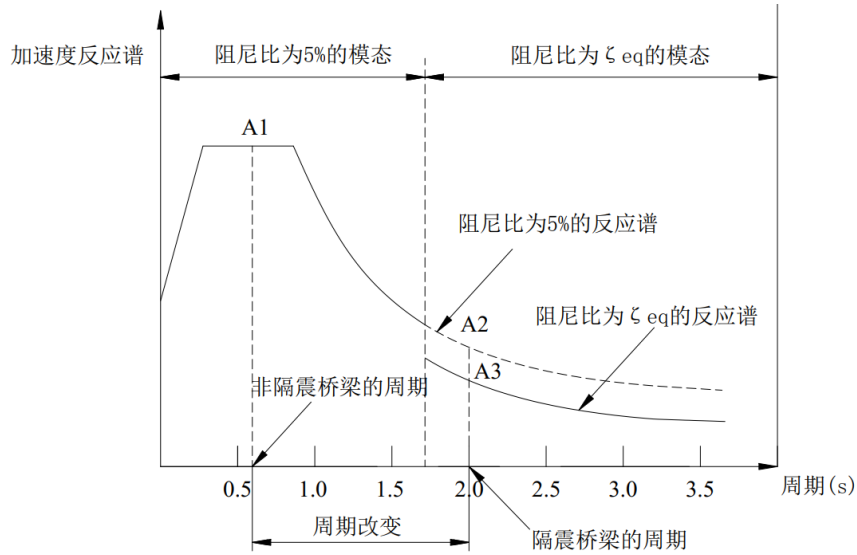


图 5-1 减隔震桥梁设计加速度反应谱修正示意图

5.3.3 采用多振型反应谱法进行抗震分析时，第 i 个桥墩、桥台顶的总水平地震力，可采用 SRSS 组合方法按下式计算：

$$E_{ld,i} = \sqrt{\sum E_{ldj}^2} \quad (5.3.3)$$

式中， $E_{ld,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台顶的总水平地震力（kN）；

$E_{ldj,i}$ —— j 阶振型作用在第 i 个桥墩、桥台顶的水平地震力（kN）。

5.3.4 铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座的恢复力模型如图 5.3.4 所示，其等效刚度和等效阻尼比分别为：

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_d}{D_d} = \frac{Q_d}{D_d} + K_d \quad (5.3.4-1)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2Q_d(D_d - \Delta_y)}{\pi D_d^2 K_{\text{eff}}} \quad (5.3.4-2)$$

式中： D_d ——减隔震支座的水平设计位移（m）；

Δ_y ——减隔震支座的屈服位移（m）；

Q_d ——减隔震支座的特征强度（kN），即滞回曲线正向与剪力轴交叉值；

K_{eff} ——减隔震支座的等效刚度（kN/m）；

K_d ——减隔震支座的屈服后刚度（kN/m）；

ξ_{eff} ——减隔震支座的等效阻尼比。

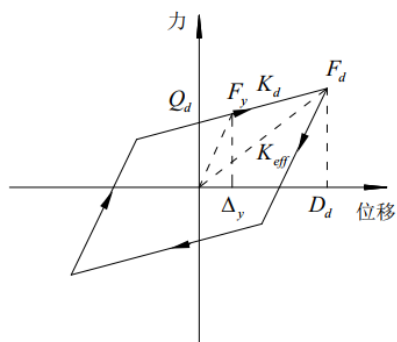


图 5.3.4 铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座的恢复力模型

5.3.5 单滑动面摩擦摆式支座的恢复力模型如图 5.3.5 所示，其屈服后刚度、等效刚度、等效阻尼比为：

$$K_d = \frac{W}{R} \quad (5.3.5-1)$$

$$K_{\text{eff}} = \frac{W}{R + \mu_d D_d} \quad (5.3.5-2)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{\mu_d D_d}{(D_d/R + \mu_d)} \quad (5.3.5-3)$$

式中， W ——恒载作用下支座竖向反力（kN）；

R ——支座滑动曲面的曲率半径（m）；

μ_d ——支座滑动摩擦系数。

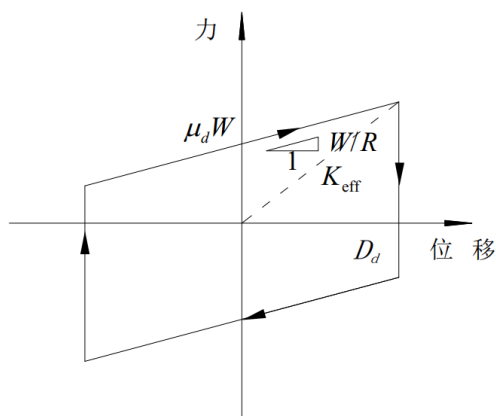


图 5.3.5 单滑动面摩擦摆式支座的恢复力模型

5.3.6 橡胶支座+金属阻尼器的恢复力模型可用图 5.4.6 的双线性模型表示，屈服强度 F_y 取金属阻尼器的屈服强度，初始刚度、屈服后刚度为：

$$K_u = K_r + K_j \quad (5.3.6-1)$$

$$K_d = K_r \quad (5.3.6-2)$$

式中， K_r ——橡胶支座的剪切刚度（kN/m）；

K_j ——金属阻尼器的初始刚度（kN/m）。

5.3.7 橡胶支座+摩擦阻尼器的恢复力模型可用图 5.4.7 的双线性模型表示，屈服强度 F_y 取摩擦阻尼器的临界摩擦力，其屈服后刚度为：

$$K_d = K_r \quad (5.3.7)$$

5.4.8 板式橡胶支座剪切刚度可按下式计算

$$K_r = \frac{G_d A_r}{\sum t} \quad (5.3.8)$$

式中： G_d ——板式橡胶支座的动剪切模量（kN/m²）；

A_r ——板式橡胶支座的剪切面积（m²）；

$\sum t$ ——橡胶层的总厚度（m）。

5.4.9 活动盆式支座可采用双线性理想弹塑性弹簧单元模拟，其恢复力模型见图 5.4.9，活动盆式支座临界滑动摩擦力 F_{\max} （kN）：

$$F_{\max} = \mu_d W \quad (5.3.9-1)$$

初始刚度为：

$$k = \frac{F_{\max}}{x_y} \quad (5.3.9-2)$$

式中： μ_d ——滑动摩擦系数，一般取 0.02；

W ——支座所承担的上部结构重力（kN）；

x_y ——活动盆式支座屈服位移（m），取支座临界滑动时的位移，一般取 0.003m。

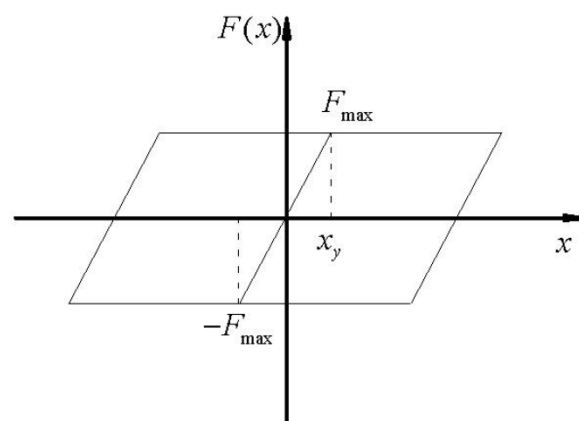


图 5.3.9 活动盆式支座和四氟滑板橡胶支座回复力模型

5.3.10 四氟滑板橡胶支座可采用双线性理想弹塑性弹簧单元模拟，其恢复力模型见图 5.3.9，临界滑动摩擦力按式（5.3.9-1）计算，初始刚度按式（5.3.8）计算。

条文说明

大量板式橡胶支座的试验结果表明，板式橡胶支座的滞回曲线呈狭长形，可以近似作线性处理。它的剪切刚度尽管随着最大剪应变的变化和频率的变化而变化，但对于特定频率和最大的剪切角而言，可以近似看作常数。因此，可将板式橡胶支座的恢复力模型取为直线型，近似按最大的剪切应变和频率来确定支座的刚度。活动盆式支座和四氟滑板橡胶支座的试验表明，当支座受到的剪力超过其临界滑动摩擦力后，支座开始滑动，其动力滞回曲线可用类似于理想弹塑性材料的滞回曲线代表。

5.3.11 采用时程分析法计算减隔震桥梁结构时，当取 3 组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程分析法的最大值；当取 7 组及 7 组以上的时程曲线时，计算结果可取时程分析法的平均值。

5.4 设计技术要点

5.4.1 采用减隔震提升设计的桥梁固有周期宜为原结构的两倍以上，宜进行 E1 和 E2 地震作用下的抗震验算，且同时对相应的非减隔震桥梁进行抗震分析，检验是否适合采用减隔震提升和减隔震效果。

5.4.2 减隔震提升的桥梁，相邻上部结构之间必须在桥台、桥墩等处设置足够的间隙，满足位移需求。

5.4.3 当环境温度累年最冷月平均温度的平均值低于 0°C 时,还应根据低温对减隔震装置力学特性的影响,对减隔震提升的桥梁进行低温条件下的抗震分析和验算。

条文说明

温度对某些减隔震装置的力学特性影响可能较大,如橡胶类减隔震支座剪切模量随温度下降而增大。在环境温度低于 0°C 的情况下,减隔震装置的力学特性和常温下相比存在明显差异,将导致抗震分析结果存在较大误差。因此,如果减隔震装置在低于 0°C 的环境下使用的概率较大时,除根据常温下的力学特性进行抗震分析和验算外,还应根据低温下的力学特性进行抗震分析和验算。温度对减隔震装置力学特性的影响,可根据相关产品标准确定或相关试验确定。

5.4.4 E1 地震作用和永久作用组合下,应按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 相关规定验算桥墩、桥台和基础的强度。

5.4.5 E2 地震作用和永久作用组合下,应按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 相关规定验算盖梁、桥墩和基础的强度。

条文说明

减隔震桥梁在 E2 地震作用下,桥墩、桥台和基础等构件的性能目标为可发生局部轻微损伤,但仍处于弹性状态,考虑到钢筋混凝土结构普遍存在超强现象,因此抗震验算时可采用材料强度标准值。

5.4.6 减隔震装置应进行 E1 和 E2 地震作用的验算:

- 1 橡胶型减隔震支座,在 E1 地震作用下产生的剪切应变应小于 100%。
- 2 橡胶型减隔震支座,在 E2 地震作用下产生的剪切应变应小于 250%。并应根据 E2 地震作用下支座位移,验算支座连接件强度、支座厚度以及顺桥向和横桥向允许支座变形的间隙。
- 3 非橡胶型减隔震装置,应根据具体的产品性能指标进行验算,以及验算顺桥向和横桥向允许支座变形的间隙。
- 4 按第 5.2.3 条要求,验算在 E2 地震作用下减隔震装置水平位移从 50% 的设计位移增加到设计位移时的恢复力增量。

5 减隔震装置的竖向承载能力，在没有水平位移的情况下，应大于其承担的恒载作用和活载作用组合下的效应的 3 倍。橡胶型支座在设计位移下的竖向承载能力，应大于其承担的地震作用和 1.2 倍恒载作用组合下的效应。

6 在 E2 地震作用下，减隔震支座不应出现拉力。

条文说明

减隔震装置是减隔震桥梁中的重要组成部分，应具有设计要求的性能。因此，需要进行验算。一般来讲，减隔震桥梁在正常使用条件下的各种水平荷载（如风荷载、汽车制动荷载、温度荷载等）作用下，减隔震装置不应进入屈服（保持弹性状态）以避免产生过大位移，在地震时减隔震装置进入屈服从而耗散地震能量并降低地震内力响应，震后应有足够的恢复力确保梁体复位。同时，减隔震装置在顺桥向和横桥向应具有足够的变形空间。橡胶型支座在设计位移下的竖向承载能力，按产生设计位移的变形时支座橡胶层上下表面重叠部分的面积计算。

5.3.7 应对减隔震装置在正常使用条件下的性能进行验算，在各种非地震水平力作用下，按设计规范进行组合，验算支座连接件的强度和支座位移，应满足正常使用要求。

6 消能减震提升方法

6.1 一般规定

6.1.1 E2 地震作用下位移超限的桥梁可采用消能减震提升设计。

条文说明

在地震作用下,消能减震桥梁结构通过设置的消能减震装置来耗散或吸收地震输入结构中的能量,以减小结构地震作用下的位移反应,与相应的非消能减震结构相比,消能减震结构一般可减少位移反应 20%~40%左右,从而增加结构抗震能力,保护桥梁安全。

6.1.2 桥梁基础抗侧承载能力较小时,不宜采用消能减震提升设计。

条文说明

已有的研究成果表明,虽然消能减震装置能减小桥梁结构地震作用下的位移反应,但是消能减震装置产生的附加作用可能会比较大,对基础的抗侧承载能力要求较高。

6.2 消能减震装置

6.2.1 消能减震装置包括摩擦消能减震装置、黏滞消能减震装置和金属消能减震装置。

条文说明

摩擦消能减震装置一般由钢元件或构件、摩擦片和预压螺栓等组成,钢元件或构件之间发生相对位移产生摩擦做功而耗散能量;黏滞消能减震装置一般是由缸体、活塞、黏滞材料等部分组成,利用带滞材料运动时产生带滞阻尼耗散能量的减震装置;金属消能器一般由金属(软钢、铅等)材料制成,利用金属材料屈服时产生的弹塑性滞回变形耗散外界荷载输入能量,附录 A 给出一种新型变截面屈服 L 形金属消能减震装置。

6.2.2 消能减震装置的选择应考虑桥梁结构类型、使用环境、结构控制参数等因素,根据在地震作用时预期的结构位移或内力控制要求,选择不同类型的消能减震装置。

条文说明

由于抗震结构体系要求受力明确、传力途径合理、传力路线连续，合理的抗震结构能使结构抗震分析更加符合结构在地震时的实际表现，提高结构的抗震性能，是结构选型与布置结构抗侧力体系时首要考虑因素之一，因此，消能减震装置的布置应使结构形成均匀合理的受力体系，减少不规则性，提高整体结构的消能能力。

6.2.3 消能减震装置的布置应符合下列规定：

- 1 消能减震装置宜设置在结构相对变形或速度较大的位置。
- 2 消能减震装置的设置，应便于检查、维护和替换。

条文说明

消能减震结构中消能减震装置的布置数量不能无限增加，当布置的消能减震装置的数量较多时，消能减震装置的最大阻尼力之和较大，使得桥梁内力产生突变，同时也是一种不经济的方案。因此，消能减震装置宜设置在结构相对变形或速度较大的位置。

6.2.4 消能减震装置选择应符合下列规定：

- 1 消能减震装置应具有较好的变形能力和消耗地震能量的能力，消能减震装置的极限位移应大于消能减震装置设计位移的 120%。速度相关型消能减震装置极限速度应大于消能减震装置设计速度的 120%。
- 2 消能减震装置应具有良好的耐久性和环境适应性。
- 3 消能减震装置应具有型式检验报告或产品合格证。
- 4 消能减震装置的性能参数和数量应明确。

6.2.5 消能减震装置的计算模型应采用成熟的模型并经试验验证。

条文说明

消能减震装置恢复力模型大致有两类：一种是用复杂的数学公式予以描述的曲线型；另一种是分段线性化的折线型。曲线型恢复力模型中的刚度是连续变化的，与工程实际较为接近，但在刚度的确定及计算方法上较为复杂，在实际工程计算中并不常用。目前，广泛使用的是折线型模型，对于摩擦消能减震装置和铅消能减震装置宜采用理想弹塑性模型。

6.2.6 消能减震装置的设计使用年限不宜小于在役桥梁使用年限,当消能减震装置设计使用年限小于在役桥梁使用年限时,消能减震装置达到使用年限应及时检测,重新确定消能减震装置使用年限或更换。

条文说明

消能减震桥梁结构设计中,消能减震装置的设计至关重要,消能减震装置一旦失效,不仅原有减震设计目标很难达到,而且在地震作用下还可能产生负面效果,如结构刚度的改变、周期改变、加大地震作用,引起破坏等。消能减震装置作为桥梁结构中消耗地震能量的主要部分之一,在桥梁使用年限内应时刻处于有效工作状态,从而保证地震作用时起到减震作用。至今消能减震技术在实际结构中应用的时间还没有超过现有规范规定的桥梁使用年限,无法对每类消能减震装置实际使用年限范围内的可靠性作出明确限定,只能通过试验推算消能减震装置的使用年限。为了保证消能减震桥梁结构在使用年限内的安全性,消能减震装置必须和桥梁具有相同的使用年限,不满足在役桥梁使用年限要求时,则在消能减震装置达到其使用年限之前应进行重新检测,确定消能减震装置新的使用年限,当不能满足原有设计要求时应进行更换。

6.2.7 消能减震装置与连接件之间宜采用高强度螺栓连接或销轴连接,也可采用焊接。

6.2.8 连接件与构件的连接应符合《混凝土结构后锚固技术规程》的相关规定,且应符合钢构件连接、钢与钢筋混凝土构件连接、钢与钢管混凝土构件连接构造的相关规定。

6.2.9 在消能减震装置极限位移或极限速度对应的阻尼力作用下,消能减震装置的预埋件、节点板等应处于弹性工作状态,且不应出现滑移或拔出等破坏;与消能减震装置连接的能力保护构件应处于弹性工作状态;与消能减震装置连接的延性构件应满足现行公路桥梁抗震设计规范的相关规定。

6.2.10 钢筋混凝土构件与消能减震装置连接时,其混凝土强度等级不应低于C30。

6.2.11 消能减震装置安装时应预留桥梁正常使用所需的变形空间,并在计算分析时予以考虑。

6.3 消能减震分析方法

6.3.1 消能减震桥梁抗震分析可采用多振型反应谱法和非线性动力时程法。当消能减震桥梁的等效阻尼比超过 30%，或需考虑竖向地震作用时，应采用非线性动力时程方法建立全桥分析模型，并考虑伸缩缝装置、挡块、桥台、基础等因素的影响。

6.3.2 采用时程分析法计算消能减震桥梁结构时，当取 3 组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程分析法的最大值；当取 7 组及 7 组以上的时程曲线时，计算结果可取时程分析法的平均值。

6.3.3 当弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得主体结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算主体结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

6.3.4 消能减震桥梁结构的总阻尼比由桥梁结构阻尼比和消能减震装置附加给桥梁结构的有效阻尼比组成：

$$\xi = \xi_l + \xi_d \quad (6.3.4)$$

式中： ξ_l ——桥梁结构阻尼比，应取桥梁结构弹塑性状态时的阻尼比；

ξ_d ——消能减震装置附加给桥梁结构的有效阻尼比。

6.3.5 消能减震装置附加给结构的有效阻尼比应由实际分析计算确定，不能采用预估值；消能减震装置附加给原桥梁结构的有效阻尼比超过 0.25 时，宜按 0.25 计算。

条文说明

消能减震桥梁结构中消能减震装置在多遇地震、设防地震和罕遇地震作用时提供的阻尼比皆不会相同。一般而言，在罕遇地震时消能减震装置所提供的附加阻尼比会比在多遇地震或设防地震时小（当主体结构进入弹塑性阶段时，结构的总应变能包含了弹性应变能和非弹性应变能，桥梁结构的总应变能会比多遇地震时的弹性应变能大很多）。为此，消能减震装置附加给桥梁结构的阻尼比应由实际分析计算得到，而不能采用预估值。

6.3.6 抗震分析中消能减震装置宜采用本规程第 6.3.7 节规定的分析模型，消能减震装置附加给原桥梁结构的实际有效刚度和有效阻尼比，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能减震装置和非线性速度相关型消能减震装置附加给结构的有效刚度可采用等效线性化方法确定。

2 消能减震装置附加给原桥梁结构的有效阻尼比可按式计算：

$$\xi_d = \sum \frac{W_{cj}}{4\pi W_s} \quad (6.3.6-1)$$

式中： W_{cj} ——第 j 个消能减震装置在结构预期位移下往复循环一周所消耗的能量（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）；

W_s ——消能减震提升设计的桥梁结构的总应变能（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）。

3 不计扭转影响时，消能减震提升设计的桥梁结构的总应变能可按式计算：

$$W_s = \sum \frac{F_i u_i}{2} \quad (6.3.6-2)$$

式中： F_i ——质点 i 的地震作用标准值（ kN ）；

u_i ——质点 i 对应地震作用标准值的位移（ kN ）。

4 速度线性相关型消能减震装置在结构预期位移下往复循环一周所消耗的能量可按式计算：

$$W_{cj} = (2\pi^2/T_1) \sum C_j u_j^2 \cos^2(\theta_j) \quad (6.3.6-3)$$

式中： T_1 ——消能减震提升设计的桥梁结构的基本自振周期；

C_j ——第 j 个消能减震装置由试验确定的线性阻尼系数 [$\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{s})$]；

θ_j ——第 j 个消能减震装置的消能方向与水平面的夹角（°）；

u_j ——第 j 个消能减震装置两端的相对水平位移（ m ）。

当消能减震装置的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震提升设计的桥梁结构基本自振周期的值。

5 非线性黏滞消能减震装置在结构预期位移下往复循环一周所消耗的能量可按式计算：

$$W_{cj} = \lambda F_{dj\max} u_j \quad (6.3.6-4)$$

式中： λ ——阻尼指数的函数，可按表 6.3.6 取值；

$F_{dj\max}$ ——第 j 个消能减震装置在相应地震作用下的最大阻尼力（kN）。

表 6.3.6 λ 值

阻尼指数	λ 值
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1

注：其他阻尼指数对应的 λ 可线性插值。

6 位移相关型和速度非线性相关型消能减震装置在结构预期位移下往复循环一周所消耗的能量可按式计算：

$$W_{cj} = \sum A_j \quad (6.3.6-5)$$

式中： A_j ——第 j 个消能减震装置的恢复力滞回环在结构预期位移时的面积（kN·m）。

6.3.7 消能减震装置的分段模型应符合下列规定：

1 摩擦消能减震装置和粘消能减震装置宜采用理想弹塑性模型（图 6.3.7-1），弹性刚度 K_d 和消能减震装置一周耗能 W_c 为：

$$K_d = F_{dy} / \Delta u_{dy} \quad (6.3.7-1)$$

$$W_c = 4F_{dy} (\Delta u_{d\max} - \Delta u_{dy}) \quad (6.3.7-2)$$

式中： F_{dy} ——消能减震装置屈服（起滑）荷载（kN）；

$\Delta u_{d\max}$ ——沿消能方向消能减震装置的最大位移（m）；

Δu_{dy} ——沿消能方向消能减震装置屈服（起滑）位移（m）。

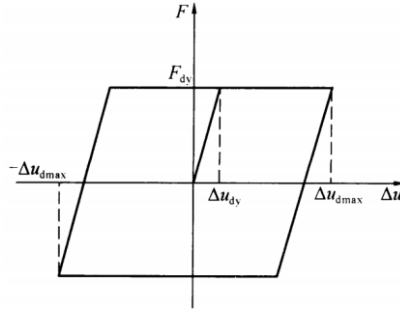


图 6.3.7-1 理想弹塑性模型

2 金属消能减震装置和屈曲约束支撑可采用双线性模型（图 6.3.7-2），弹性刚度 K_d 、有效刚度 K_{eff} 和消能减震装置一周耗能 W_c 为：

$$K_d = F_{dy} / \Delta u_{dy} \quad (6.3.7-3)$$

$$K_{eff} = F_{dmax} / \Delta u_{dmax} \quad (6.3.7-4)$$

$$W_c = 4(F_{dy} \Delta u_{dmax} - F_{dmax} \Delta u_{dy}) \quad (6.3.7-5)$$

式中： F_{dmax} ——消能减震装置最大荷载（kN）。

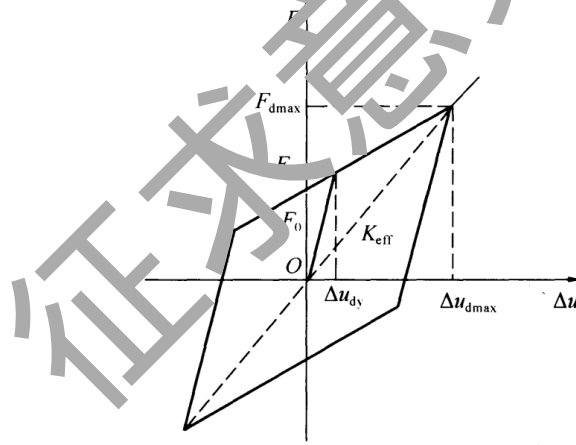


图 6.3.7-2 双线性模型

金属消能减震装置和屈曲约束支撑可采用 Wen 模型，关系式为：

$$F(\Delta u, z) = \lambda_2 K_d \Delta u_d + (1 - \lambda_2) K_d z \quad (6.3.7-6)$$

$$\dot{z} = A \Delta \dot{u}_d - \chi |\Delta \dot{u}_d| |z|^{n-1} - \beta \Delta \dot{u}_d |z|^n \quad (6.3.7-7)$$

式中： λ_2 ——屈服后刚度比；

A 、 χ 、 β 和 n ——分别为滞回曲线形状控制参数。

Wen 模型中消能减震装置的弹性刚度、有效刚度与双线性模型计算公式相同，能量可采用积分进行计算。

3 速度相关型消能减震装置宜采用 Maxwell 模型或 Kelvin 模型。Maxwell 模型中阻尼单元与弹簧单元串联（图 6.3.7-3），当模拟黏滞消能减震装置时可将弹簧单元刚度设成无穷大，则模型中只有阻尼单元发挥作用。Kelvin 模型（图 6.3.7-4），该模型是由一个线性弹簧单元和一个线性阻尼单元并联组成，模型中的输出力是二者之和。黏滞消能减震装置和黏弹性消能减震装置的典型滞回曲线见图 6.3.7-5。

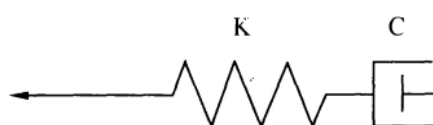


图 6.3.7-3 Maxwell 模型

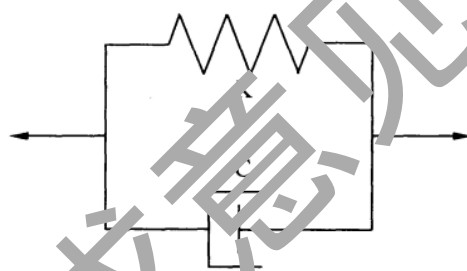


图 6.3.7-4 Kelvin 模型

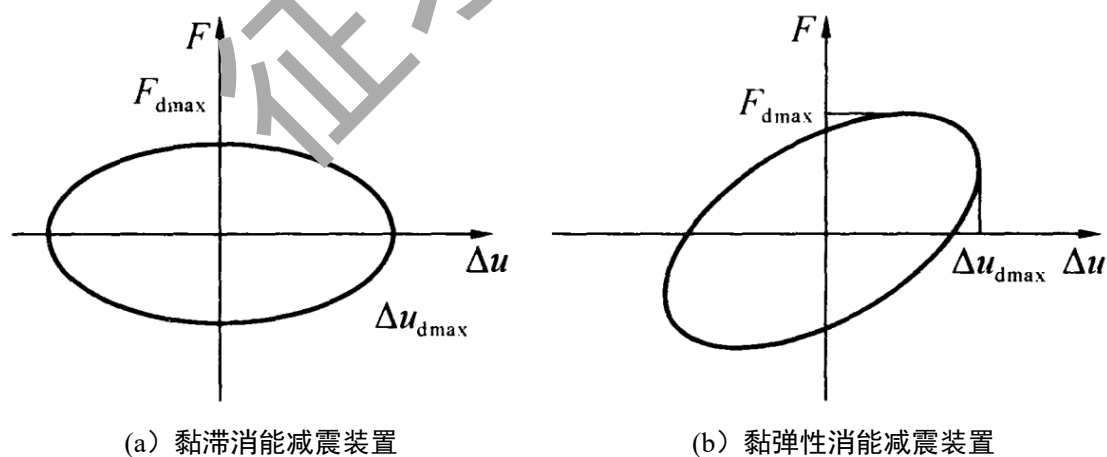


图 6.3.7-5 速度型消能减震装置滞回曲线

黏滞消能减震装置的耗能量为：

$$W_c = \pi C_d \omega_1 \Delta u_{dmax}^2 \quad (6.3.7-8)$$

黏弹性消能减震装置的耗能量及相关参数的计算公式为：

$$W_c = \pi G'' \Delta u_{dmax}^2 \quad (6.3.7-9)$$

$$C_d = \frac{G'' A_d}{\omega_1 h_d} \quad (6.3.7-10)$$

$$K_{eff} = \frac{A_d \sqrt{G'^2 + G''^2}}{h_d} \quad (6.3.7-11)$$

式中： ω_1 ——试验加载圆频率（rad/s）；

C_d ——消能减震装置阻尼系数[kN/(cm s)]；

G' ——黏弹性材料剪切模量（kN/m）；

G'' ——黏弹性材料储存模量（kN/m）；

A_d ——黏弹性材料层横截面面积（m²）；

h_d ——黏弹性材料层厚度（m）。

6.4 设计技术要点

6.4.1 消能减震提升设计时，应考虑消能减震装置引起的桥墩、桥台、基础的附加轴力、剪力和弯矩作用。

6.4.2 消能减震装置的设计参数应符合下列规定：

1 消能部件的恢复力模型参数应符合下式规定：

$$\Delta u_{py} / \Delta u_{sy} \leq 2/3 \quad (6.4.2-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能减震装置的消能方向的屈服位移或起滑位移（m）；

Δu_{sy} ——支撑构件设置消能减震装置位置的屈服位移（m）。

2 黏弹性消能减震装置的黏弹性材料总厚度应符合下式规定：

$$t_v \leq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (6.4.2-2)$$

式中： t_v ——黏弹性消能减震装置的黏弹性材料总厚度（m）；

Δu_{dmax} ——沿消能方向消能减震装置的最大可能的位移（m）；

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变。

3 速度线性相关型消能减震装置的消能方向的刚度应符合下式规定：

$$K_b \leq 6\pi C_D / T_1 \quad (6.4.2-3)$$

式中： K_b ——支撑构件沿消能减震装置消能方向的刚度（kN/m）；

C_D ——消能减震装置的线性阻尼系数 [kN/(cm·s)]；

T_1 ——消能减震桥梁结构的基本自振周期（s）。

6.4.3 采用消能减震提升设计的桥梁应进行 E1 和 E2 地震作用下的抗震验算，且同时对相应的非消能减震桥梁进行抗震分析，检验是否适合采用消能减震提升和消能减震效果。

6.4.4 E1 地震作用和永久作用组合下，应按现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）相关规定验算桥墩、桥台、基础和支座的强度。

6.4.5 E2 地震作用和永久作用组合下，应按如下规定进行验算：

1 对于延性桥梁，应按现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）相关规定验算桥墩潜在塑性铰区域的塑性转动能力、塑性铰区域的抗剪强度、盖梁强度、基础强度、支座强度和支座变形。

2 对于非延性桥梁，应按现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）相关规定验算桥墩强度、盖梁强度、基础强度、支座强度和支座变形。

3 对于减隔震桥梁，应按现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）相关规定验算减隔震装置强度和变形、桥墩强度、盖梁强度和基础强度。

7 抗震措施提升方法

7.1 一般规定

7.1.1 抗震措施提升方法包括：位移限制措施、防撞缓冲措施和支承面拓宽措施。

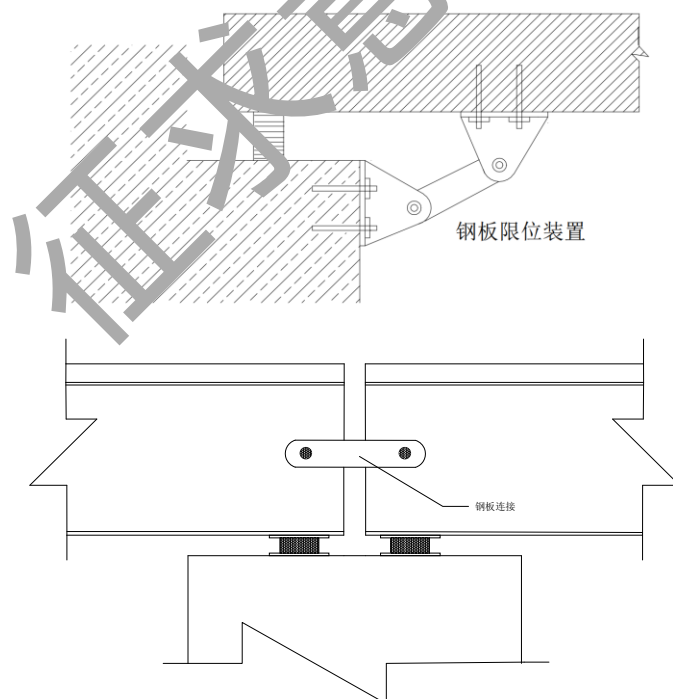
7.1.2 在正常使用状态下，抗震措施不应参与受力，且不限制桥梁的变形。

7.1.3 抗震措施的使用不宜导致桥梁主要构件的地震反应发生较大改变，否则，应进行抗震分析，并考虑抗震措施的影响。

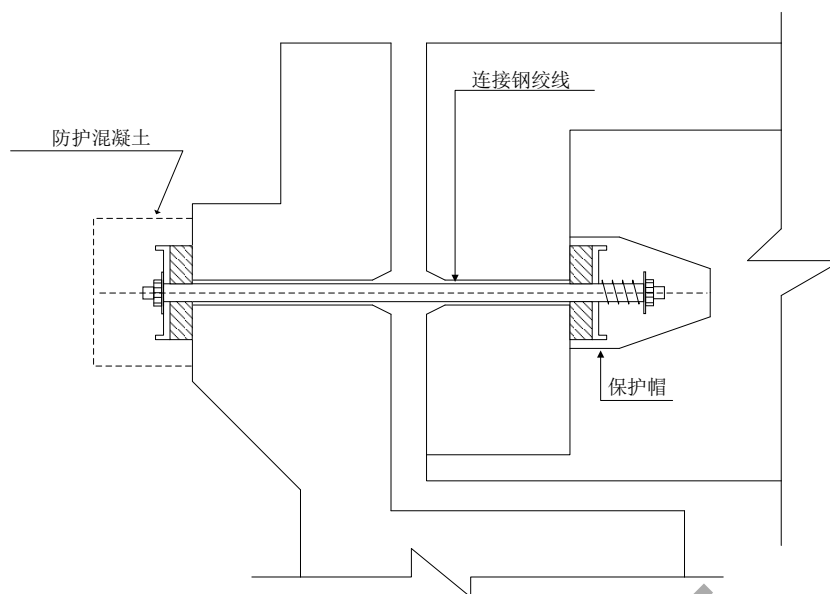
7.1.4 抗震措施应可靠且对环境温度变化不敏感，应具有可更换性，构造宜简单，应在其性能明确的范围内使用，并应进行定期维护和检查。

7.2 位移限制措施

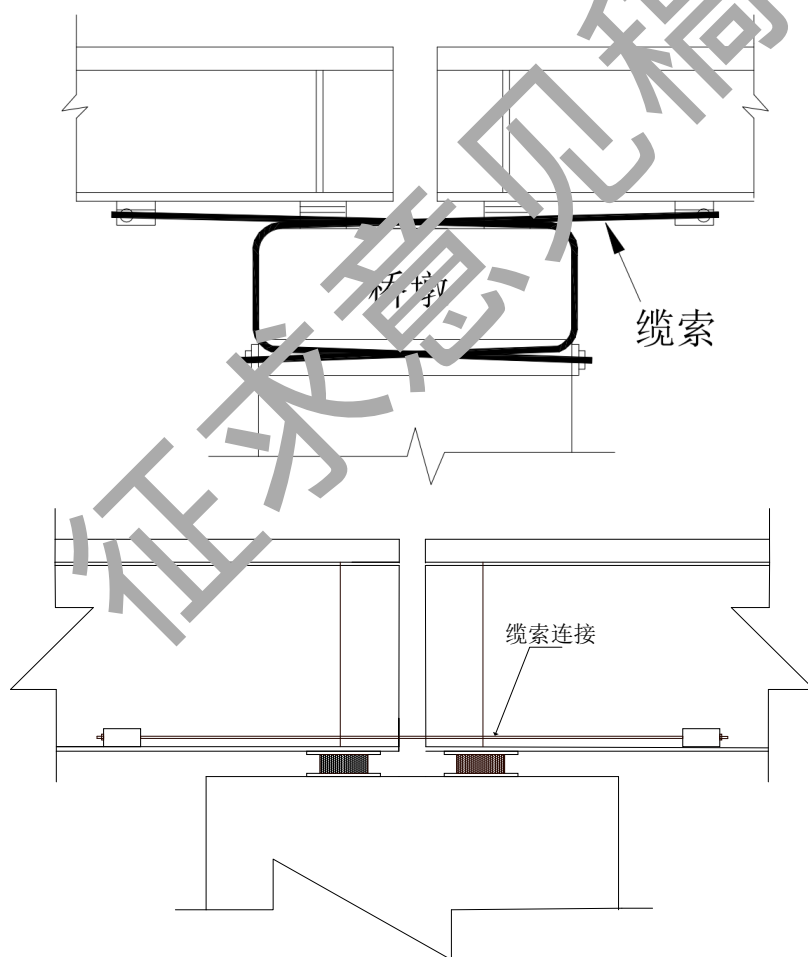
7.2.1 纵桥向位移限制措施一般包括：钢板连接、预应力钢绞线连接、缆索连接和锁链连接等措施（图 7.2.1）。



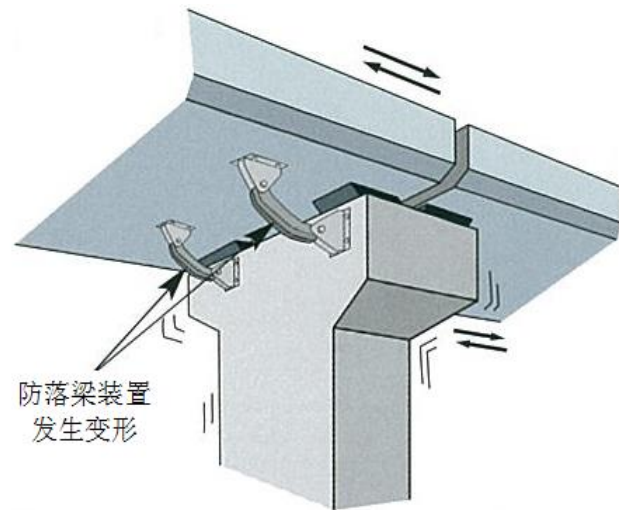
(a) 钢板连接



(b) 预应力钢绞线连接



(c) 缆索连接



(d) 锁链连接

图 7.2.1 常用限位装置

7.2.2 顺桥向限位装置的梁体连接与梁体-桥墩连接的方式可按照表 7.2.2 选择。

表 7.2.2 限位装置安装位置的适用条件

相邻梁体的重量比	相邻梁体的固有周期比	梁体连接	梁体-桥墩连接
2 倍以下	1.5 倍以上	最佳	适合
	1.5 倍以下	需分析	适合
2 倍以上	—	不适合	适合

7.2.3 限位装置在梁体间连接时应尽量均衡并直接传递、分配水平力。

7.2.4 顺桥向限位装置的设计承载力为：

$$P = 1.5 \frac{R_d}{n_d} \quad (7.2.4)$$

式中， R_d ——2 个梁体中重量较大侧支座的恒载反力；

n_d ——限位装置的数量。

7.2.5 顺桥向限位装置的最大设计位移 Δ_f 应小于《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）规定的最小支承长度的 0.75 倍。

7.2.6 横桥向位移限制措施一般包括：钢筋混凝土挡块和金属挡块。挡块的承载能力和位移能力应根据抗震分析进行确定。

条文说明

使用横桥向位移限制措施可以实现桥梁结构的内力反应和位移反应之间的协调，一般来讲，限位装置的间隙小，内力反应增大，而位移反应减小；相反若限位装置的间隙大，则内力反应减小，但位移反应增大；横桥向位移限制措施的使用应使内力反应和位移反应二者之间达到某种平衡，另外桥轴方向的限位装置移动能力应与支承的变形能力相适应；限位装置必须无损于支承的移动或回转等功能；限位装置必须考虑到支承部分的维护管理。钢筋混凝土挡块和金属挡块见附录 B。

7.3 防撞缓冲措施

7.3.1 对在梁与梁之间、梁与桥台胸墙之间以及梁与挡块之间未加装防撞缓冲措施的桥梁，宜加装橡胶垫或其他弹性衬垫，以缓和冲击作用，其构造示意如图 7.3.1 所示。

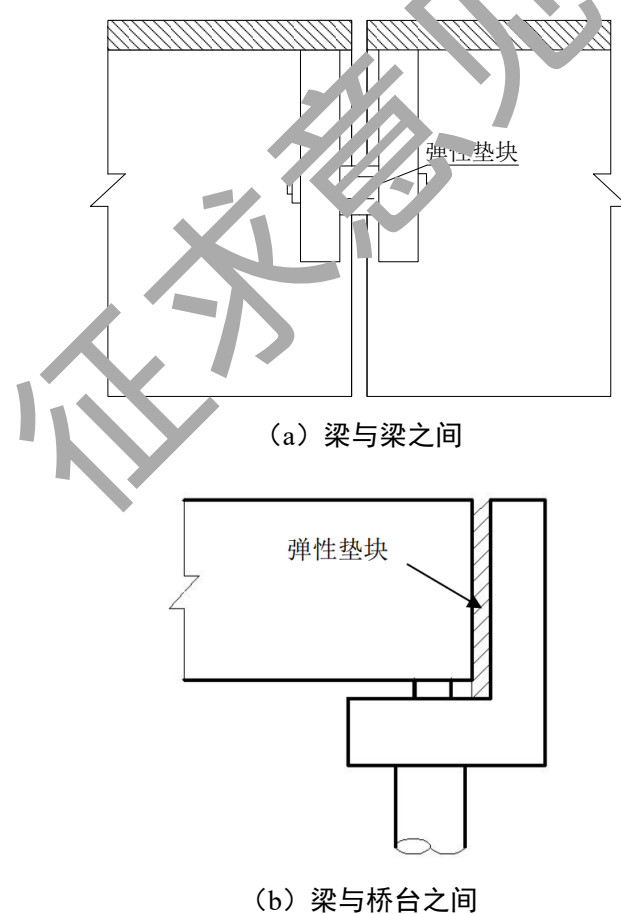


图 7.3.1 防撞缓冲措施

7.3.2 加装的橡胶垫或其他弹性衬垫不应限制梁体在正常使用时的自由伸缩。

7.4 支承面拓宽措施

7.4.1 支承长度小于《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)规定值时,应采取支承面拓宽措施。

7.4.2 安装在桥台的支承面拓宽措施宜将加宽部分直接支承于基础上(图 7.4.2)。

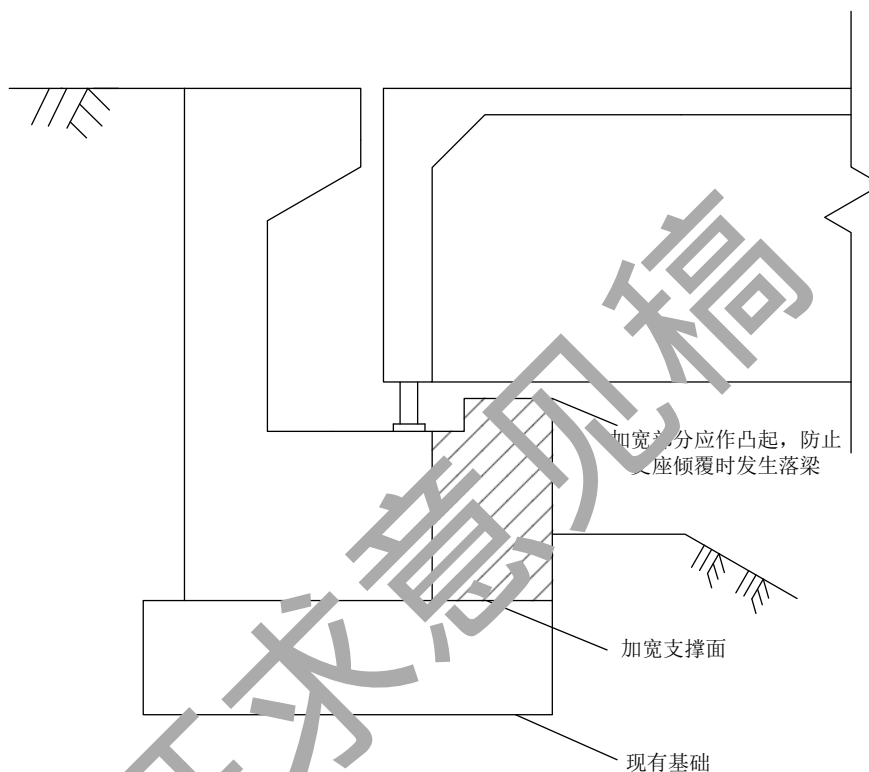


图 7.4.2 桥台支承面的拓宽

7.4.3 安装在桥墩(盖梁)的支承面拓宽措施可将加宽部分直接锚固在桥墩(盖梁)侧面(图 7.4.3)。

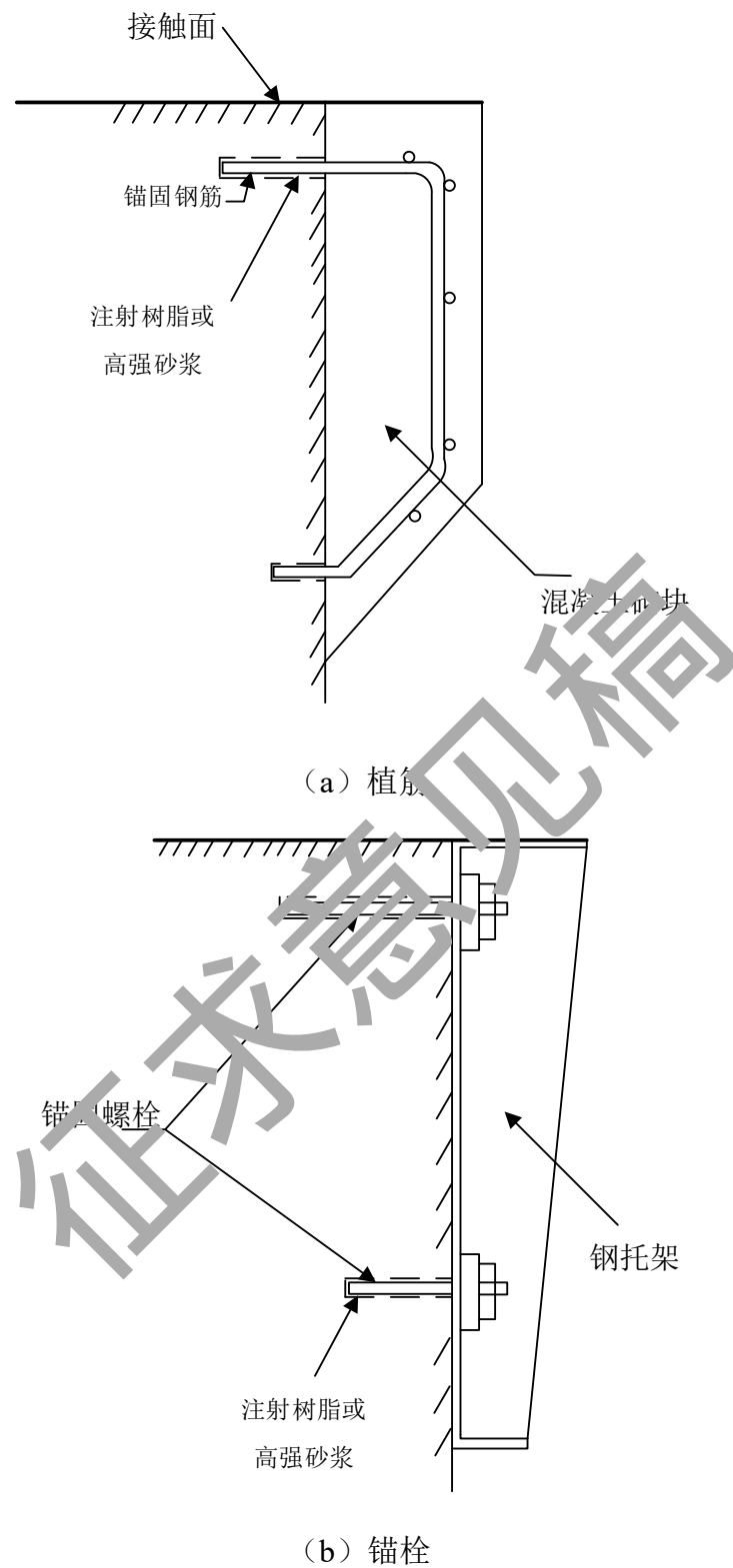


图 7.4.3 桥墩（盖梁）支承面的拓宽

7.4.4 当桥梁支座较高时，宜将支承面的拓宽部分抬高或设置防落差措施，抬高部分或防落差措施的顶面距梁底应在 100mm 以内。

7.4.5 防落差措施一般为支架或台座，宜设置在桥墩盖梁或桥台上，防落差措施的最大落差位移应小于 100mm，竖向设计承载力不应小于支座的竖向设计承载力。

条文说明

防落差措施是为了在支座遭受破坏的情况下防治路面产生不能通行车辆的高低落差的装置。一般采用的防落差措施是在桥墩盖梁或桥台上设置支架或台座，以便梁体脱离支座后能被其支撑。一般认为路面沉降量在 100mm 以内就不会妨碍紧急车辆的通行。

征求意见稿

附录 A 变截面屈服 L 形金属耗能减震装置

A.1 工作机理

A.1.1 变截面屈服 L 形金属阻尼器（图 A.1.1-1）的构造主要包括：L 形耗能钢板、推拉板、限位板、底板、连接板。其中，限位板刚度大于 L 形耗能钢板刚度；限位板通过底板固定在桥墩、桥台盖梁等结构上；限位板内设置有具有圆弧段和平直段的滑槽，L 形耗能钢板置于限位板的滑槽内；L 形耗能钢板伸出滑槽的一端通过推拉板、连接板固定在桥梁主梁结构上。

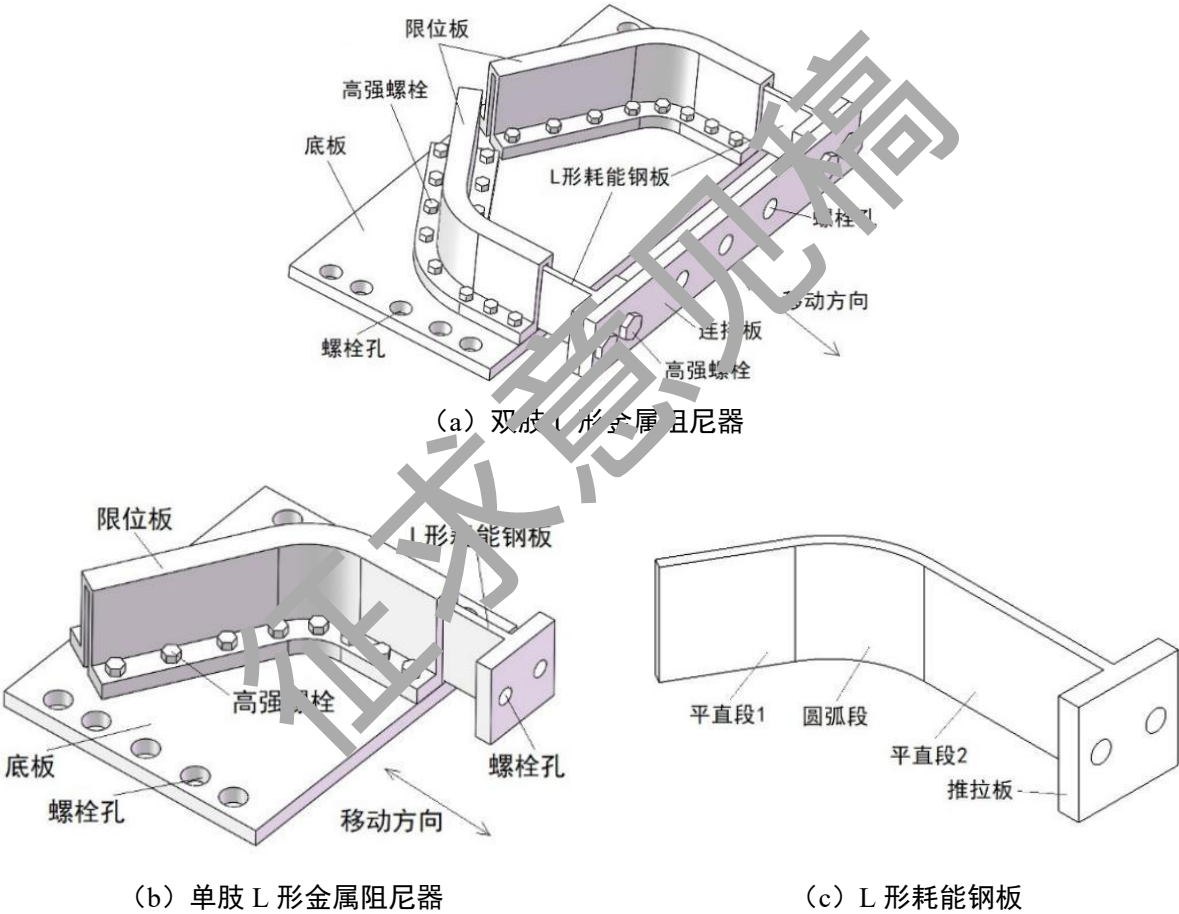


图 A.1.1-1 L 形金属阻尼器

A.1.2 单肢 L 形金属阻尼器包含一个 L 形耗能钢板、一个推拉板、一个限位板、一个底板、一个连接板及若干高强螺栓，能独立工作；也能根据实际需求进行模块化拼装，形成双肢、多肢 L 形金属阻尼器。拼装时相邻的 L 形耗能钢板可相对设置或背对设置。

A.1.3 变截面屈服 L 形金属阻尼器的工作机制是：当结构受地震作用发生位移时，通过与结构相连接的推拉板传递荷载并驱动 L 形耗能钢板，L 形耗能钢板受到限位板约束并在限位板的滑槽内发生滑动并产生弹塑性变形；以图 A.1.3-1 中所示移动方向为例，L 形耗能钢板在强大的地震作用下两个平直段和圆弧段的交界截面 a、b 会率先发生屈服，形成屈服截面 a、屈服截面 b，而后随着推移，屈服截面向移动反方向移动，圆弧段中的截面 c 和平直段 2 中的截面 d 屈服，继而截面 e、f 屈服，屈服截面的位置在钢板移动过程中不断流动变化，即逐次实现变截面屈服。反方向移动时的工作机制亦如此。

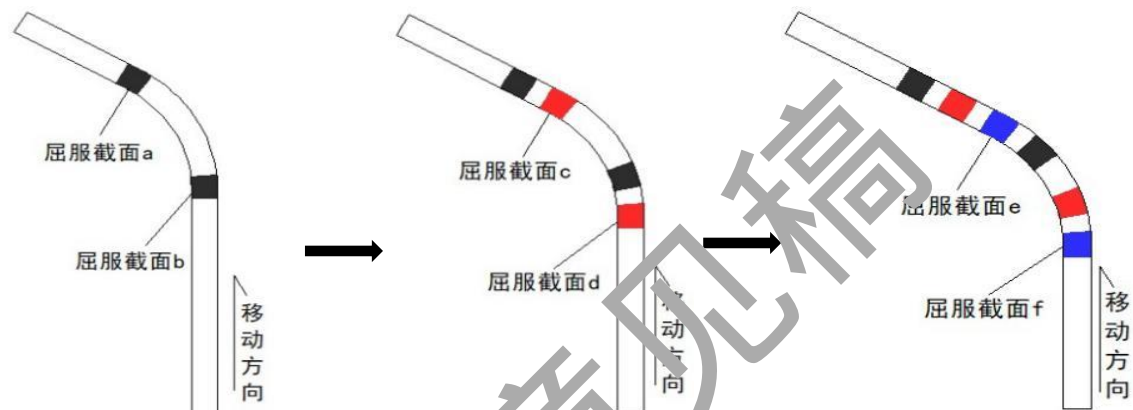
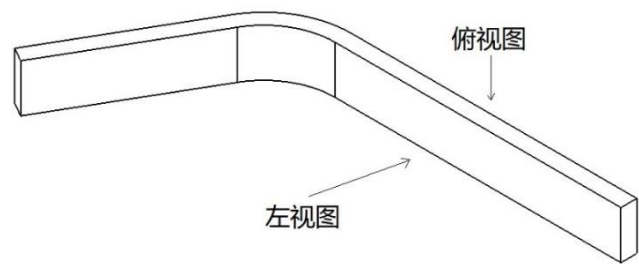


图 A.1.3-1 变截面屈服工作机制

A.1.4 L 形耗能钢板的材质强度宜略低于限位板的材质强度。

A.1.5 L 形耗能钢板和限位板的关键力学性能参数（图 A.1.5-1 和图 A.1.5-2）结合桥梁具体构造根据抗震性能提升需求计算确定。其中： h 为耗能钢板高度， θ 为耗能钢板及限位板弯折角度， t 为耗能钢板厚度， L_1 、 L_2 为耗能钢板两段平直段长度， R 为耗能钢板弯曲段及限位板弯曲段中心线弯转半径， w 为限位板凹槽宽度， H 为限位板凹槽深度， L_3 、 L_4 为限位板两段平直段长度。



(a) 示意图

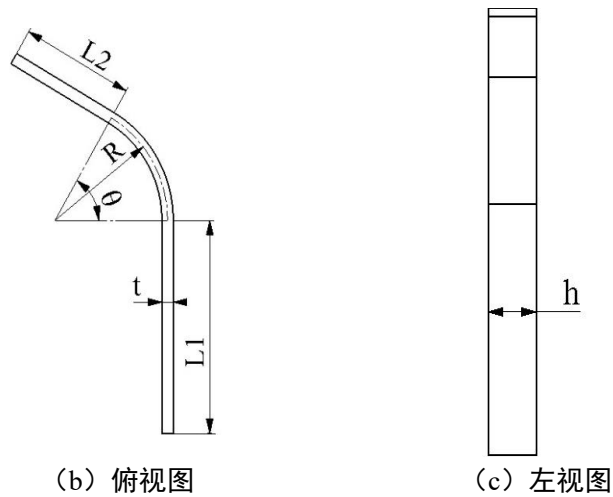


图 A.1.5-1 L 形金属阻尼器单肢耗能钢板

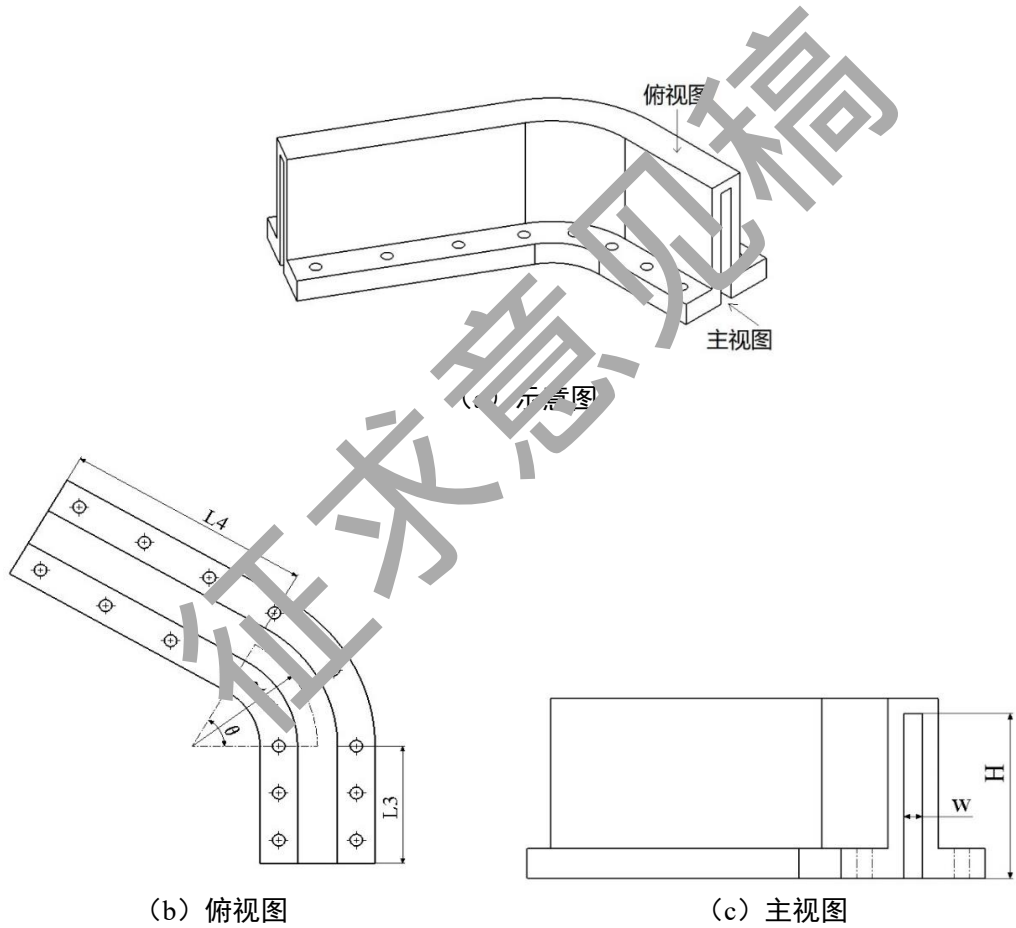


图 A.1.5-2 L 形金属阻尼器限位板

A.2 分析要点

A.2.1 变截面屈服 L 形金属阻尼装置结构与主梁结构碰撞时的分析可采用接触单元法，接触单元法是在碰撞处预设一个接触单元，接触单元宜选用 Hertz 模型和 Kelvin-Voigt 模型。

A.2.2 Hertz 模型中的弹簧单元是非线性的（图 A.2.2-1），模型中碰撞力可按式计算：

$$\begin{cases} F_c = 0 & x_1 - x_2 - d_p \leq 0 \\ F_c = k_h (x_1 - x_2 - d_p)^n & x_1 - x_2 - d_p > 0 \end{cases} \quad (\text{A.2.2-1})$$

式中， k_h ——弹簧的刚度，具体数值宜采用本规程第 6.3.7 节规定的分析模型计算获得；

$x_1 - x_2$ ——两碰撞物之间的位移差；

d_p ——两碰撞物的初始间隙；

n ——Hertz 模型的系数。

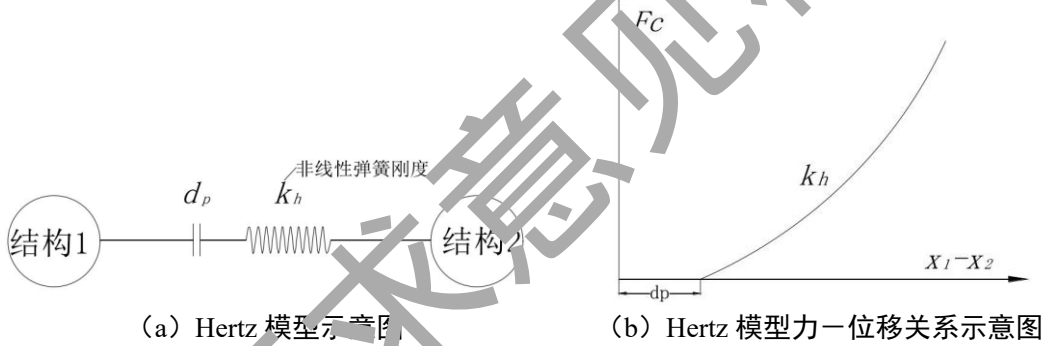


图 A.2.2-1 Hertz 模型及力—位移关系示意图

A.2.3 Kelvin-Voigt 模型将线性弹簧单元与一个可以描述能量耗散的阻尼器并联（图 A.2.3-1），模型中碰撞力可按式计算：

$$\begin{cases} F_c = 0 & x_1 - x_2 - d_p \leq 0 \\ F_c = k_i (x_1 - x_2 - d_p) + C_i (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) & x_1 - x_2 - d_p > 0 \end{cases} \quad (\text{A.2.3-1})$$

式中： $\dot{x}_1 - \dot{x}_2$ ——贯穿速度；

k_i ——弹簧刚度；

C_i ——阻尼系数。

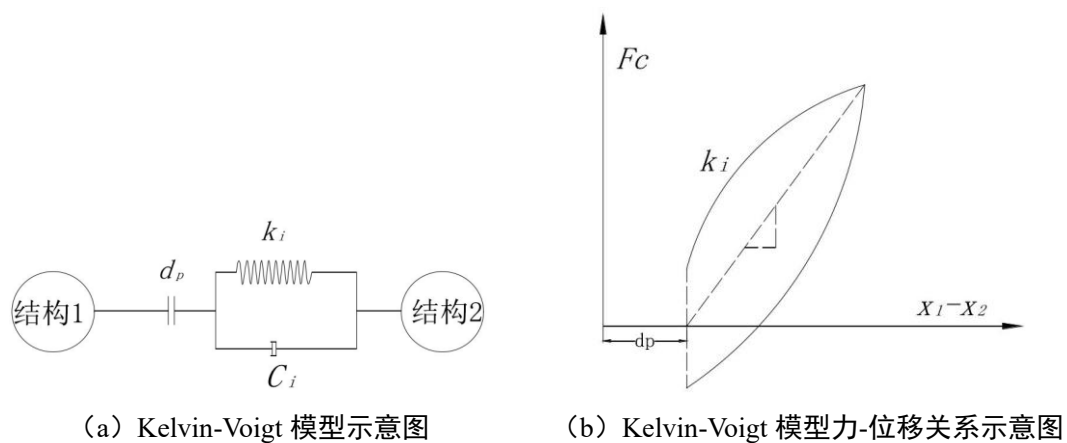


图 A.2.3-1 Kelvin-Voigt 模型及力-位移关系示意图

征求意见稿

附录 B 横桥向挡块

B.1 典型挡块

B.1.1 典型的横桥向挡块见图 B.1.1-1，亦可采用其它更为可靠的构造措施。

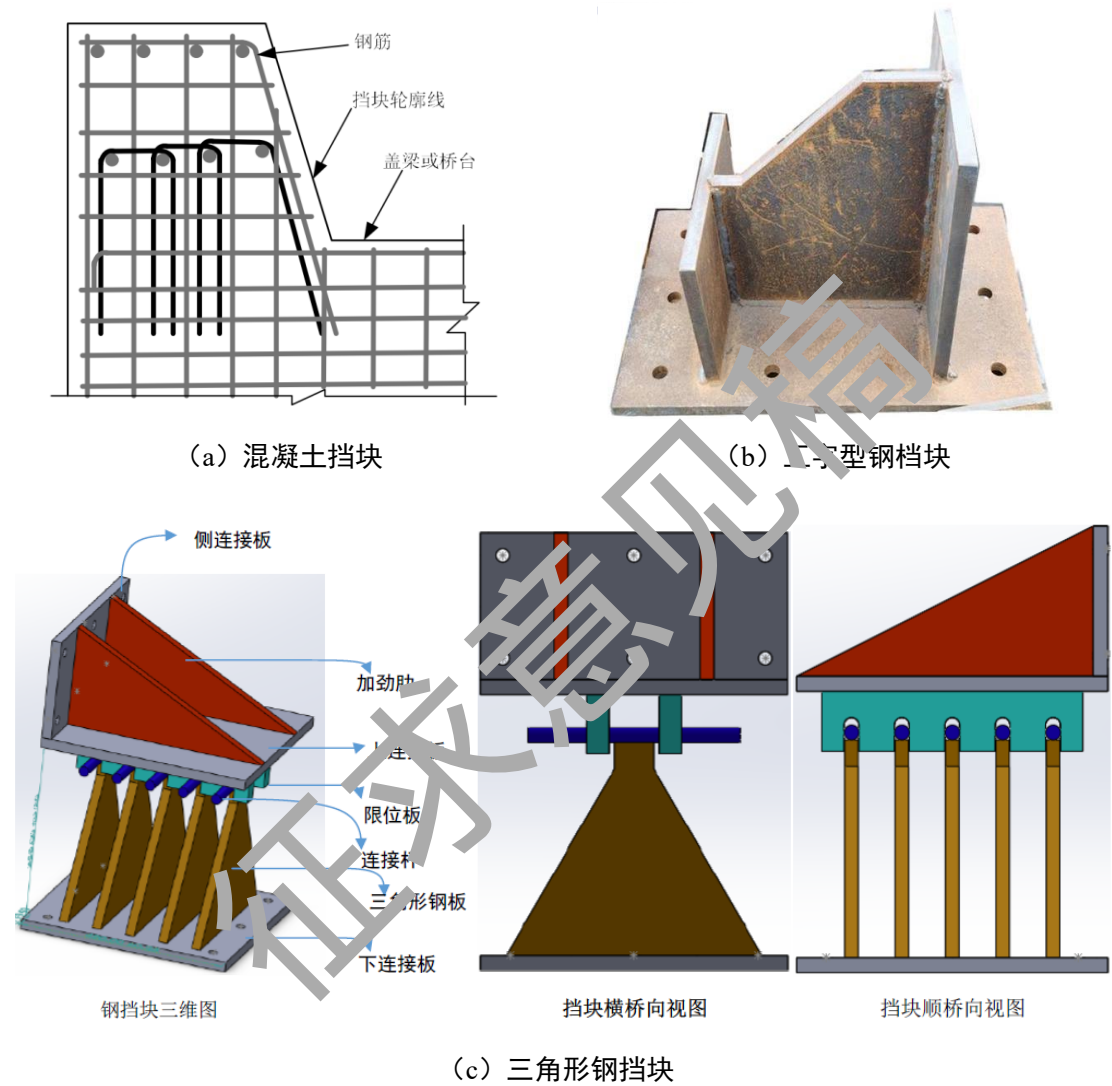


图 B.1.1-1 典型的横桥向挡块

B.1.2 金属挡块宜锚固在主梁和盖梁上（图 B.1.2-1），且应做好金属表面的防护。

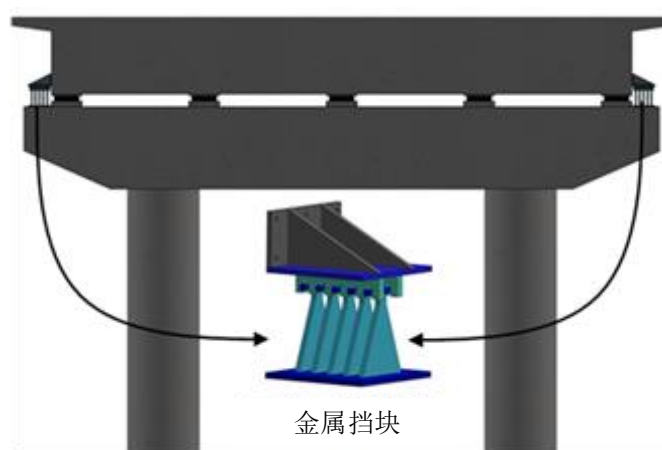


图 B.1.2-1 金属挡块典型安装位置

B.2 分析要点

B.2.1 附加金属挡块桥梁的横桥向动力计算模型可按图 B.2.1-1 所示建立。

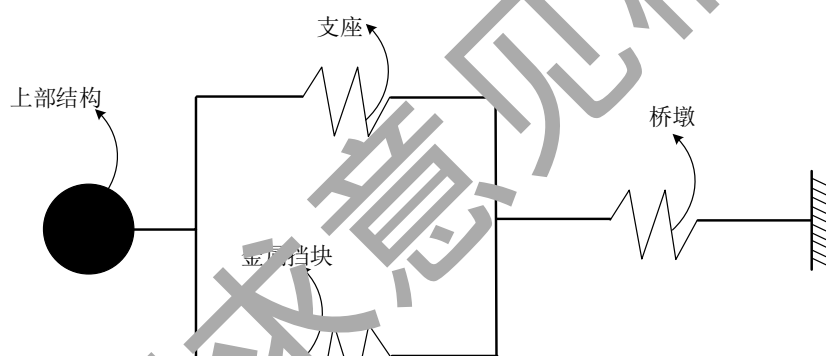


图 B.2.1-1 横桥向动力计算模型

B.2.2 金属挡块的等效刚度和设计屈服力可按下列步骤计算：

- 1 确定板式橡胶支座的临界滑动力 F_{yb} 、剪切刚度 K_b 、临界滑动位移 Δ_{yb} ：

$$F_{yb} = mg\mu_{fb} \quad (\text{B.2.2-1})$$

$$K_b = \frac{G_e A_b}{\sum h_b} \quad (\text{B.2.2-2})$$

$$\Delta_{yb} = \frac{F_{yb}}{nK_b} = \frac{nm g \mu_{fb} \sum h}{G_e A_b} \quad (\text{B.2.2-3})$$

式中, m ——上部结构质量;

μ_{fb} ——板式橡胶支座的摩擦系数;

G_e ——支座的剪切模量;

h_b ——单层橡胶的厚度。

- 2 确定支座的最大滑动位移 d_b 和支座的位移延性 μ_b :

$$d_b = \Delta_{yb} + d_l \quad (\text{B.2.2-4})$$

$$\mu_b = \frac{d_b}{\Delta_{yb}} \quad (\text{B.2.2-5})$$

式中, d_l ——支座边缘至支座连接板边缘的距离。

- 3 计算桥墩的横桥向抗侧刚度 K_p :

$$K_p = \frac{24EI_c}{L^3} \left(\frac{6\rho + 1}{\rho + 4} \right) \quad (\text{B.2.2-6})$$

$$\rho = \frac{h_b^3}{LI_c} \quad (\text{B.2.2-7})$$

式中, E ——桥墩的弹性模量;

h ——墩高;

L ——盖梁跨度;

I_b ——盖梁的抗弯惯性矩;

I_c ——桥墩的抗弯惯性矩。

- 4 假定金属挡块的位移延性 μ_d , 金属挡块的位移延性应满足: $\mu_d > \mu_b$;

5 确定无金属挡块桥梁横桥向的自振周期 T_l 并根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG T 2231-01-2020) 确定桥梁的设计反应谱以及相应的谱加速度 S_a ;

- 6 假定附加金属挡块桥梁的谱加速度 S_i , 谱加速度应满足: $S_i > S_a$;

7 计算支座的承载率 α ：

$$\alpha = \frac{F_e}{F_{yb}} \quad (\text{B.2.2-8})$$

式中， F_e ——水平地震作用力。

8 计算金属挡块的承载率 λ ：

$$\lambda = \frac{\mu_d}{\left(1 - \frac{\mu_b}{\alpha}\right)} \quad (\text{B.2.2-9})$$

9 计算金属挡块的屈服力 F_{yd} 和初始刚度 K_d ：

$$F_{yd} = \frac{S_i m}{\mu_d} \quad (\text{B.2.2-10})$$

$$K_d = \left(\frac{\alpha}{\mu_b} - 1 \right) K_p \quad (\text{B.2.2-11})$$

10 计算附加金属挡块之后全桥的横桥向水平刚度 K'_{tot} 和横桥向自振周期 T'_i ，并确定此时结构的谱加速度值 S'_i ：

$$K'_{tot} = \frac{(K_r + K_d) K_p}{K_r + K_d + K_p} \quad (\text{B.2.2-12})$$

$$T'_i = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K'_{tot}}} \quad (\text{B.2.2-13})$$

11 比较 S'_i 是否与假定的 S_i 相等，若不相等，重复步骤 6~10 继续进行迭代计算。

B.2.3 对于非规则桥梁，应合理设置金属挡块的数量和刚度，保证各墩的内力分配均衡。

本规程用词说明

执行本规程条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

1、表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2、表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

3、表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。