



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评价技术规程
Technical Specification for Seismic Performance Evaluation
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评价技术规程

Technical Specification for Seismic Performance Evaluation 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评价技术规程》（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评价技术要求，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评价技术的文献资料，积极吸纳近年来国内结构抗震性能评价技术最新研究成果；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 8 个章节，主要技术内容包括：总则、术语和符号、基本规定、地震作用、抗震状况评价、桥梁状况调查与状态检测、地震反应计算方法、抗震能力评价。

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	- 4 -
3	基本规定	- 9 -
3.1	在役公路桥梁抗震设防目标和设防标准	- 9 -
3.2	地震作用的基本要求	- 10 -
3.3	作用组合	- 11 -
3.4	抗震性能评价内容	- 11 -
4	地震作用	- 13 -
4.1	一般规定	- 13 -
4.2	设计加速度反应谱	- 14 -
4.3	设计地震动时程	- 17 -
4.4	地震主动土压力和动水压力	- 17 -
5	抗震状况评价	- 19 -
5.1	一般规定	- 19 -
5.2	地震动设计参数评价	- 19 -
5.3	延性构造细节评价	- 20 -
5.4	抗震措施评价	- 21 -
5.5	场地条件评价	- 25 -
5.6	桥梁病害状况评价	- 26 -
6	桥梁状况调查与状态检测	- 34 -
6.1	一般规定	- 34 -
6.2	桥梁缺损状况	- 34 -
6.3	桥梁恒载变异状况	- 36 -
6.4	桥梁几何形态状况	- 38 -
6.5	桥梁材质状况	- 38 -
6.6	桥梁基础与地基检测	- 43 -

6.7	场地液化可能性评价.....	- 44 -
6.8	桥梁结构自振频率检测.....	- 45 -
7	地震反应计算方法	- 47 -
7.1	一般规定.....	- 47 -
7.2	反应谱法.....	- 49 -
7.3	动力时程分析法.....	- 50 -
7.4	规则桥梁计算方法.....	- 50 -
7.5	桥梁有限元建模原则.....	- 55 -
8	抗震能力评价	- 59 -
8.1	一般规定.....	- 59 -
8.2	抗震能力修正方法.....	- 59 -
8.3	桥墩的抗震能力评价.....	- 60 -
8.4	支座的抗震能力评价.....	- 64 -
8.5	桥台的抗震能力评价.....	- 65 -
8.6	基础、盖梁、节点区和主梁的抗震能力评价.....	- 66 -
8.7	限位装置和防落梁装置的抗震能力评价.....	- 66 -
	本规程用词说明	- 68 -

1 总则

1.0.1 为规范和指导在役公路桥梁的抗震性能评价,更好地发挥公路交通网的功能及其在抗震救灾中的作用,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 本标准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评价。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,其抗震性能评价应做专门研究,按有关专门规定执行。

条文说明

现行《中国地震动参数区划图》(GB18306)中规定的最高烈度为Ⅸ度,但是,抗震设防烈度大于Ⅸ度的情况,在地震安全性评价的结果中是可能出现的。

1.0.4 抗震设防烈度必须按国家规定权限审批、颁发的文件(图件)确定。一般情况下,抗震设防烈度可采用现行《中国地震动参数区划图》(GB 18306)规定的地震基本烈度。对桥址已做过专门地震安全性评价的桥梁,应按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。

1.0.5 下列情况下,在役公路桥梁应进行抗震评价:

- 1 接近或超过设计使用年限需要继续使用的桥梁;
- 2 原设计未考虑抗震设防或抗震设防要求提高的桥梁;
- 3 已出现病害或遭受自然灾害后的桥梁;
- 4 其他有必要进行抗震性能评价的桥梁。

1.0.6 在役公路桥梁的抗震性能评价,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 抗震设防烈度 seismic fortification intensity

作为一个地区抗震设防依据的地震烈度，一般情况下取 50 年内超越概率 10%（重现期为 475 年）的地震烈度，依据现行《中国地震动参数区划图》（GB 18306）或专门的地震安全性评价工作确定。

2.1.2 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。

2.1.3 抗震设防水准 seismic design level

为达到各类桥梁抗震设防目标而确定的设计地震动超越概率或重现期。

2.1.4 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。

2.1.5 E1 地震作用 earthquake action E1

工程场地重现期较短的地震作用，对应于第一级设防水准。

2.1.6 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。

2.1.7 地震作用效应 seismic effect

由地震作用引起的桥梁结构内力与变形等效应的总称。

2.1.8 基本地震动峰值加速度 basic peak ground acceleration

重现期 475 年的 II 类场地地震动峰值加速度。

2.1.9 特征周期 characteristic period

设计加速度反应谱曲线下降段起始点对应的周期，取决于地震环境和场地类

别。

2.1.10 设定地震 scenario earthquake

根据桥梁工程场地地震危险性概率估计、区域地震动衰减关系确定的与设防地震动协调一致的地震，用一对震级和距离的组合来表达。

2.1.11 非一致地震动输入 multi-support-excitation

为反映地震动场的空间变异性和空间相关性，表达地震中各个桥墩（台、塔）受到的地震作用的差异，抗震分析中采用的各个桥墩（台、塔）处不完全相同的地震动输入。

2.1.12 液化 liquefaction

地表饱和土层在地震中孔隙水压急剧上升，一时难以消散，有效应力减小，导致土体抗剪强度大幅降低的现象。多发生在饱和粉细砂中，常表现出喷水、冒砂以及构筑物沉陷、倾倒等现象。

2.1.13 侧向滑移 lateral spreading

液化导致的大范围地表土层的侧向滑动，往往引起桥墩、桥台的倾斜失稳和地表开裂。

2.1.14 延性抗震构件 ductility seismic member

允许发生塑性变形的构件，不仅用构件的强度作为衡量抗震性能的指标，同时要校核构件的变形能力是否满足要求。

2.1.15 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。

2.1.16 减隔震桥梁 seismic isolation bridge

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（或）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。

2.1.17 抗震措施 seismic measure

地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容,包括抗震构造措施。抗震措施等级根据桥梁抗震设防分类和抗震设防烈度确定。

2.1.18 抗震构造措施 details of seismic measures

根据震害经验归纳总结的对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求,一般不需地震作用计算和抗力计算。

2.1.19 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。

2.1.20 钢筋的混凝土保护层厚度 concrete cover thickness to reinforcement

从混凝土表面到最外层钢筋(包括纵向钢筋、箍筋和分布钢筋)公称直径外边缘之间的最小距离。

2.1.21 钢筋锈蚀电位 corrosion potential

钢筋/混凝土自然状态下半电池电极与测试参考电极之间的电位差。

2.1.22 混凝土电阻率 resistivity of concrete

混凝土单位长度上单位面积的电阻值。

2.1.23 混凝土氯离子含量 Content of chloride ion in concrete

氯离子占胶凝材料用量或混凝土质量的百分比。

2.1.24 混凝土碳化 concrete carbonization

混凝土中的碱性物质与 CO_2 等气体发生的中性化反应。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

A ——水平向基本地震动峰值加速度;

E_{ea} ——地震主动土压力;

E_{ktp} ——顺桥向作用于固定支座顶面或横桥向作用于上部结构质心处的水平地震力；

E_{kti} ——顺桥向作用于活动支座顶面处的水平地震力；

E_{hau} ——作用于台身质心处的水平地震力；

$E_{\max}$ ——固定支座容许承受的最大水平力；

E_{hzh} ——地震作用效应、永久作用效应和均匀温度作用效应组合后板式橡胶支座或固定盆式支座的水平力设计值；

M_{sp} ——上部结构的质量或一联上部结构的总质量；

M_{cp} ——盖梁质量；

M_p ——墩身质量；

G_{au} ——基础顶面以上台身重力；

$S_{\max}$ ——设计加速度反应谱最大值。

2.2.2 计算系数

C_i ——抗震重要性系数；

C_s ——场地系数；

C_d ——阻尼调整系数；

C_e ——液化抵抗系数；

α ——土层液化影响折减系数；

K ——地基抗震容许承载力调整系数；

K_A ——非地震条件下作用于台背的主动土压力系数；

K_a ——地震主动土压力系数；

η_p ——墩身质量换算系数；

η_{cp} ——盖梁质量换算系数。

2.2.3 几何特征

d_0 ——液化土特征深度；

d_b ——基础埋置深度；

d_u ——上覆非液化土层厚度；

d_w ——地下水位深度；

d_s ——纵向钢筋的直径；

I_{eff} ——有效截面抗弯惯性矩；

s ——箍筋的间距；

$\sum t$ ——板式橡胶支座橡胶层总厚度；

θ ——斜交角；

φ ——曲线梁的中心角。

2.2.4 材料指标

E_c ——桥墩的弹性模量；

G_d ——板式橡胶支座动剪切模量；

f_{a0} ——地基承载力基本容许值；

$[f_{aE}]$ ——调整后的地基抗震承载力容许值；

$[f_a]$ ——深宽修正后的地基承载力容许值；

γ ——土的重力密度；

μ_d ——支座动摩阻系数。

2.2.5 延性设计参数

f_{kh} ——箍筋抗拉强度标准值；

f_{yh} ——箍筋抗拉强度标准值；

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值；

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值；

K_{ds} ——延性安全系数；

L_p ——等效的塑性铰长度；

M_y ——等效屈服弯矩；

Δ_u ——桥墩容许位移；

θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角；

ϕ^0 ——桥墩正截面极限弯矩超强系数；

ϕ_y ——等效屈服曲率；

ϕ_u ——极限曲率；

ρ_t ——纵向配筋率；

ε_{su}^R ——约束钢筋的折减极限应变；

ε_{lu} ——纵筋的折减极限应变；

η_k ——轴压比；

μ_Δ ——墩柱构件位移延性系数

2.2.6 状态修正系数

a_{dc} ——构件混凝土几何参数设计值；

a_{ds} ——构件普通钢筋几何参数设计值；

Z_1 ——检算系数

ξ_e ——恶化系数；

ξ_c ——钢筋混凝土结构的截面折减系数；

ξ_s ——普通钢筋的截面折减系数；

ξ_{cd} ——混凝土轴心抗压强度折减系数。

ξ_d ——恒载变异影响修正系数。

2.2.7 其他参数

g ——重力加速度；

v_s ——土层剪切波速；

N_1 ——土层实际标准贯入锤击数；

N_{cr} ——土层液化判别标准贯入锤击数临界值；

T ——结构自振周期；

T_g ——场地特征周期；

T_1 ——结构自振基本周期；

ξ ——结构阻尼比。

征求意见稿

3 基本规定

3.1 在役公路桥梁抗震设防目标和设防标准

3.1.1 在役桥梁抗震设防类别应按表 3.1.1 确定。对抗震救灾以及在经济、国防上具有重要意义的桥梁或破坏后修复（抢修）困难的桥梁，应提高抗震设防类别。

表 3.1.1 桥梁抗震设防类别

桥梁抗震设防类别	适用范围
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

为确保重点和节约投资，《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 将公路桥梁分为 A 类、B 类、C 类和 D 类四个抗震设防类别，A 类抗震设防要求和类别最高，B 类、C 类和 D 类抗震设防类别依次降低。

3.1.2 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 3.1.2 的要求。

表 3.1.2 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	—	—

3.1.3 在役桥梁的抗震重要性修正系数 C_i ，应按表 3.1.4 确定。

表 3.1.3 各设防类别桥梁的抗震重要性系数 C_i

桥梁抗震设防类别	抗震重要性系数	
	E1 地震作用	E2 地震作用
A 类	1.0	1.7
B 类	0.43 (0.5)	1.3 (1.7)
C 类	0.34	1.0
D 类	0.23	—

注：高速公路和一级公路上的 B 类大桥、特大桥，其抗震重要性系数取 B 类括号内的值。

3.1.4 立体交叉的跨线桥梁的抗震设防标准应不低于其跨越的下线工程的抗震设防标准。

条文说明

立体交叉的跨线桥梁一旦遭受地震破坏，不仅会影响到上线交通，还会影响到下线交通，因此，应按上、下两线中较高的抗震设防标准来进行抗震设计。如果跨越其他通道或构筑物（如铁路），也应按本条要求执行。

3.2 地震作用的基本要求

3.2.1 在役公路桥梁抗震评价的地震作用，应采用桥梁所在地区的基本地震动峰值加速度和反应谱特征周期，按场地条件和本规程第 3.1.3 条规定的抗震重要性系数调整确定。

条文说明

对未做专门的地震安全性评价的桥梁工程场地，地震作用只能根据现行《中国地震动参数区划图》(GB 18306)的附录 C 确定，但《中国地震动参数区划图》中只给出了 II 类场地的基本地震动峰值加速度和特征周期，其他类别场地需根据 II 类场地的参数进行调整。做过专门的地震安全性评价的桥梁工程场地，地震作用可根据评审通过的地震安全性评价结果确定。

3.2.2 在役公路桥梁抗震设防烈度与现行《中国地震动参数区划图》(GB 18306)基本地震动峰值加速度的对应关系，应按表 3.2.2 的规定确定。

表 3.2.2 抗震设防烈度和基本地震动峰值加速度 A 对照表

抗震设防烈度	VI	VII	VIII	IX
A	0.05g	0.10 (0.15) g	0.20 (0.30) g	0.40g

3.2.3 对桥梁工程场地进行专门的地震安全性评价时，除应符合现行《工程场

地地震安全性评价》(GB 17741)的规定外,确定抗震设防标准及地震作用时还应满足本规范的相关规定。

3.3 作用组合

3.3.1 在役公路桥梁抗震评价应考虑以下作用:

- 1 永久作用,包括结构重力(恒载)、预应力、土压力、水压力。
- 2 地震作用,包括地震动的作用和地震土压力、动水压力等。
- 3 在进行支座等墩梁连接构件抗震验算时,还应计入 50%的均匀温度作用效应。

条文说明

由于地震发生概率很小,持续时间也很短,参考《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的处理方法,本标准未考虑与活载的组合。

3.3.2 作用组合应包括本标准第 3.3.1 条的各种作用的最不利组合。作用的组合系数应取 1.0,当有特殊规定时,组合系数应按相关规定取值。

条文说明

作用的组合系数一般应取 1.0,当有特殊规定时,组合系数按相关的具体规定取值。

3.4 抗震性能评价内容

3.4.1 在役公路桥梁抗震性能评价内容应包括:抗震状况评价和抗震能力评价。

3.4.2 在役公路桥梁的抗震性能评价前应搜集的内容及要求:

1 搜集桥梁的勘察、设计、施工、竣工验收和检测等相关原始资料,以及因运营和自然灾害所造成的病害及其整治资料,当资料不全时,应根据抗震评价的需要进行补充实测。

2 调查桥梁现状与原始资料相符合的程度、施工质量和维护状况,发现相关的抗震缺陷。

3.4.3 在役公路桥梁抗震状况评价应以宏观控制和构造鉴定为主进行综合评

价，抗震能力评价应以抗震验算为主结合构造措施影响进行综合评价。

3.4.4 在役公路桥梁应按以下的流程进行抗震性能评价（图 3.4.4）。

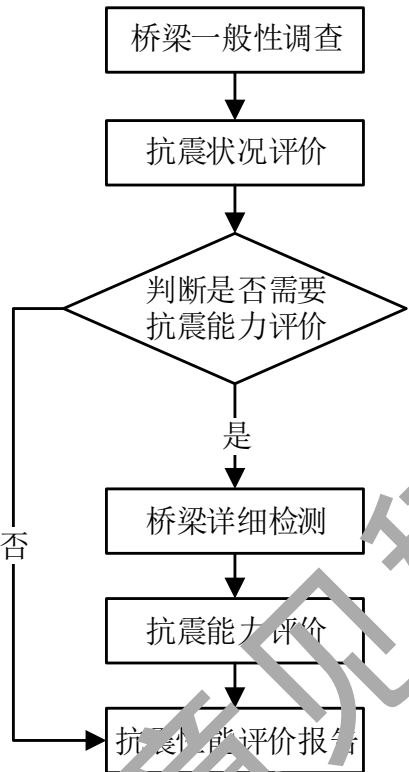


图 3.4.4 在役桥梁抗震性能评价的流程

3.4.5 对抗震性能不符合要求的桥梁，可根据其不符合要求的程度、部位对结构整体抗震性能影响的大小，以及有关的抗震缺陷等实际情况，结合使用要求、路线规划和加固难易等因素的分析，提出相应的维修、加固、改变用途或更新等抗震减灾对策。

4 地震作用

4.1 一般规定

4.1.1 地震作用可以用设计加速度反应谱、设计地震动时程和设计地震动功率谱表征。

4.1.2 在役公路桥梁的地震作用，应按下列原则考虑。

1 一般情况下，可只考虑水平向地震作用，直线桥可分别考虑顺桥向 X 和横桥向 Y 的地震作用。

2 满足下列条件之一时，应同时考虑水平向和竖向地震作用。

1) A 类桥梁。

2) 抗震设防烈度为Ⅷ度及以上地区的桥梁。

4.1.3 地震作用分量组合应满足以下要求。

1 采用反应谱法或功率谱法同时考虑三个正交方向（水平向 X、Y 和竖向 Z）的地震作用时，可分别单独计算 X 向地震作用在 i 计算方向产生的最大效应 E_{iX} 、Y 向地震作用在 i 计算方向产生的最大效应 E_{iY} 与 Z 向地震作用在 i 计算方向产生的最大效应 E_{iZ} 。在 i 计算方向总的的设计最大地震作用效应 E_i 按下式求取：

$$E_i = \sqrt{E_{iX}^2 + E_{iY}^2 + E_{iZ}^2} \quad (4.1.3)$$

2 当采用时程分析法时，应同时输入两个或三个方向分量的一组地震动时程计算地震作用效应。

条文说明

本条对地震作用的分量组合作出了规定。采用反应谱法或功率谱法同时考虑水平向 X、Y 与竖向 Z 的地震作用时，可分别计算水平向 X、Y 与竖向 Z 地震作用下的效应，其总的地震作用效应按本条规定进行组合。对不需要考虑竖向地震作用的情况，按竖向地震作用效应为 0 处理。

4.1.4 A 类桥梁、抗震设防烈度为Ⅸ度地区的 B 类桥梁，应根据专门的工程场地地震安全性评价确定地震作用。抗震设防烈度为Ⅷ度地区的 B 类桥梁，宜根据专门的工程场地地震安全性评价确定地震作用。工程场地地震安全性评价应满足

以下要求:

1 当桥梁一联内场地存在地质不连续或地形特征可能造成各桥墩的地震动参数显著不同,或桥梁一联总长超过 600m 时,宜采用多点非一致激励考虑地震动的空间变化,包括波传播效应、相干效应和不同塔、墩基础的场地差异。也可采用等效一致激励,取场地包络反应谱或包络功率谱。

2 桥梁工程场地距有发生 6.5 级以上地震潜在危险的断裂 30km 以内时,应给出三个方向平动分量的地震动参数。A 类桥梁工程场地地震安全性评价应符合以下要求:考虑近断裂效应,包括上盘效应、破裂的方向性效应;注意设计加速度反应谱长周期段的可靠性;给出顺断裂走向和垂直断裂走向 2 个水平分量的地震动参数。B 类桥梁工程场地地震安全性评价中,要选定适当的设定地震,考虑近断裂效应。

条文说明

一般来讲,对做过地震安全性评价的桥梁工程场地,其地震作用由地震安全性评价的结果确定,对未做地震安全性评价的桥梁工程场地,其地震作用按本章以下各节的规定确定。本条对应做和宜做地震安全性评价的桥梁做出了规定。(1) 当桥梁在上部结构连续的一联内场地存在两种或两种以上的场地类别,或不同桥墩、桥台、桥塔场地的高程、覆盖层厚度相差很大,或桥梁一联总长超过 600m 时,可能导致不同桥墩、桥台、桥塔处的地震动差异较大,宜考虑地震动的空间变化。考虑地震动空间变化影响时,各桥台和桥墩(或桥塔)输入的反应谱或功率谱可能不同。采用反应谱法分析考虑非一致激励有困难,可近似采用等效一致激励,在每一个周期点取各桥台、桥墩和桥塔拟输入的反应谱的最大值,得到包络反应谱。采用功率谱分析,可采用包络功率谱或直接采用多点非一致激励。(2) 地震动观测数据表明,6 级以下的地震震源体不同方向的尺度对地震动分布的影响不是很明显,近断裂效应可以不考虑。更大地震的近断裂效应在 30km 以内十分显著,有必要考虑。

4.2 设计加速度反应谱

4.2.1 设计加速度反应谱应由下式确定,如图 4.2.1 所示。

$$S(T) = \begin{cases} S_{\max}(0.6T/T_0 + 0.4) & T \leq T_0 \\ S_{\max} & T_0 < T \leq T_g \\ S_{\max}(T_g/T) & T_g < T \leq 10 \end{cases} \quad (4.2.1)$$

式中：\$T\$——周期（s）；

\$T_0\$——反应谱直线上升段最大周期，取 0.1s；

\$T_g\$——特征周期（s）；

\$S_{\max}\$——设计加速度反应谱最大值（g）。

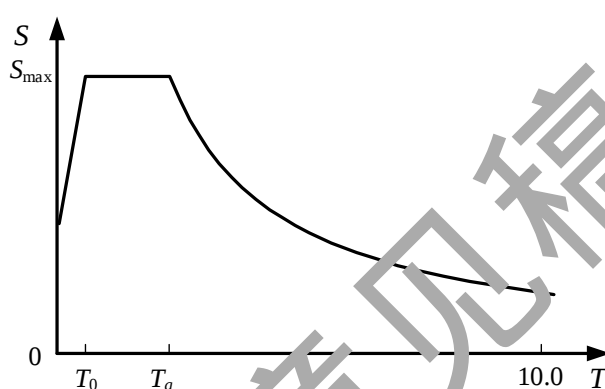


图 4.2.1 设计加速度反应谱

4.2.2 设计加速度反应谱最大值应由下式确定。

$$S_{\max} = 2.5C_i C_s C_d A \quad (4.2.2)$$

式中：\$C_i\$——抗震重要性系数，应按本标准表 3.1.4 取值；

\$C_s\$——场地系数，水平向和竖向应分别按本标准表 4.2.2-1、表 4.2.2-2 取值；

\$C_d\$——阻尼调整系数，应按本标准第 4.2.4 条确定；

\$A\$——基本地震动峰值加速度，应按本规范表 3.2.2 取值。

条文说明

参照《中国地震动参数区划图》（GB18306）中基本地震动峰值加速度的定义，式（5.2.2）右侧的常数取 2.5。

表 4.2.2-1 水平向场地系数

场地类型	抗震设防烈度					
	VI	VII		VIII		IX
	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
I ₀	0.72	0.74	0.75	0.76	0.85	0.90
I ₁	0.80	0.82	0.83	0.85	0.95	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.30	1.25	1.15	1.00	1.00	1.00
IV	1.25	1.20	1.10	1.00	0.95	0.90

表 4.2.2-2 竖向场地系数

场地类型	抗震设防烈度					
	VI	VII		VIII		IX
	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
I ₀	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
I ₁	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7
II	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7	0.8
III	0.7	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8
IV	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.8

4.2.3 设计加速度反应谱的特征周期，按桥梁工程场地所在地区在现行《中国地震动参数区划图》（GB 18306）上查取后，应根据场地类别进行调整，水平、竖向分量的特征周期应分别按表 4.2.3-1 和表 4.2.3-2 取值。

表 4.2.3-1 水平向设计加速度反应谱特征周期调整表

区划图上的 特征周期（s）	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
0.35	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
0.40	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
0.45	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

表 4.2.3-2 竖向设计加速度反应谱特征周期调整表

区划图上的 特征周期（s）	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
0.35	0.15	0.20	0.25	0.30	0.55
0.40	0.20	0.25	0.30	0.35	0.60
0.45	0.25	0.30	0.40	0.50	0.75

4.2.4 除有专门规定外，结构的阻尼比应取值 0.05，阻尼调整系数应取 1.0。当结构的阻尼比不等于 0.05 时，阻尼调整系数应按下式取值。

$$C_d=1+\frac{0.05-\xi}{0.08+1.6\xi}\geq 0.55$$

(4.2.4)

式中： ξ ——结构的阻尼比。

4.3 设计地震动时程

4.3.1 已作地震安全性评价的桥梁工程场地，设计地震动时程应根据专门的工程场地地震安全性评价的结果确定。

4.3.2 未作地震安全性评价的桥梁工程场地，可根据本标准设计加速度反应谱，合成与其匹配的设计加速度时程；也可选用与设定地震震级、距离大体相近的实际地震动加速度记录，通过调整使其反应谱与本规范设计加速度反应谱匹配，每个周期值对应的反应谱幅值的相对误差应小于 5%或绝对误差应小于 0.01g。

4.3.3 设计加速度时程不应少于三组，且应保证任意两段时间同方向时程由式 (4.3.3) 定义的相关系数的绝对值小于 0.1。

$$|\rho| = \frac{\left| \sum_j a_{1j} \cdot a_{2j} \right|}{\sqrt{\sum_j a_{1j}^2} \cdot \sqrt{\sum_j a_{2j}^2}} \quad (4.3.3)$$

式中： a_{1j} 与 a_{2j} 分别为时程 a_1 与 a_2 第 j 点的值。

4.4 地震主动土压力和动水压力

4.4.1 采用延性抗震设计的桥梁，E1 地震作用抗震设计阶段，应考虑地震时动水压力和主动土压力的影响。当桥梁在 E2 地震作用下桥墩进入塑性后，一般可不考虑地震时动水压力和主动土压力的影响；当桥梁在 E2 地震作用下桥墩未进入塑性时，宜考虑地震时动水压力和主动土压力的影响。

条文说明

本条参考了日本桥梁抗震设计规范的相关规定。

4.4.2 地震主动土压力应按现行公路桥梁抗震设计规范的相关规定进行计算。

4.4.3 对浸入水中的桥墩，在常水位以下部分，水深小于或等于 5m 时，抗震设计中可不考虑地震动水压力的影响。

4.4.4 对浸入水中的桥墩，在常水位以下部分，水深大于 5m 时，地震动水压

力对桥梁竖向的作用可不考虑，对桥梁水平方向的作用，应按附加质量法考虑。即在计算模型中，用附加在水下部分桥墩上的质量来表达动水压力作用效应，对浸入水中的桥墩水平方向总有效质量应按下列质量之和计算：

- 1 桥墩的实际质量（不考虑浮力）。
- 2 桥墩内部可能包围的水的质量（对空心墩）。
- 3 浸入水中桥墩的附加质量，单位长度水的附加质量，可按下式估算：
 - 1) 对半径为 R (m) 的圆形截面桥墩：

$$m_a = \rho \pi R^2 \quad (4.4.4-1)$$

式中： m_a ——桥墩单位长度水的附加质量 (kg/m)；

ρ ——水的质量密度 (kg/m³)。

- 2) 对轴长为 $2a_x$ (m) 和 $2a_y$ (m) 的椭圆形截面桥墩：

$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \quad (4.4.4-2)$$

式中： θ ——水平向地震动输入方向与椭圆形截面 X 轴（长轴或短轴）的夹角。

- 3) 对边长为 $2a_x$ (m) 和 $2a_y$ (m) 且水平向地震动输入沿 X 轴方向的矩形截面桥墩：

$$m_a = k \rho \pi a_y^2 \quad (4.4.4-3)$$

式中： k ——矩形截面附加质量系数，可按表 4.5.4 线性插值求取。

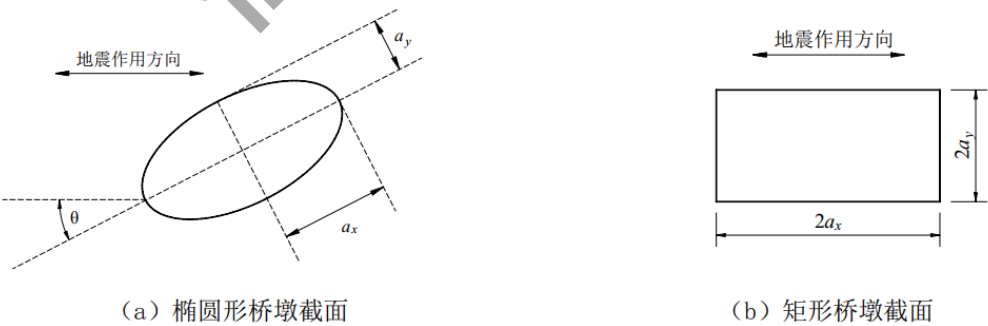


图 4.4.4 椭圆形及矩形桥墩截面尺寸定义

表 4.4.4 竖向设计加速度反应谱特征周期调整表

a_y/a_x	0.1	0.2	0.5	1.0	2.0	5.0	10.0	20.0
k	2.23	1.98	1.70	1.51	1.36	1.21	1.14	1.00

5 抗震状况评价

5.1 一般规定

5.1.1 在役公路桥梁抗震状况评价等级分为 1 类、2 类、3 类、4 类、5 类，分级评价标准见表 5.1.2。

表 5.1.2 抗震状况评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1 类	抗震隐患较小	1 类部分 ≥ 4 ，1 类以下部分 ≤ 1 ，无 2 类以下部分
2 类	抗震隐患小	无 3 类及以下部分
3 类	抗震隐患中等	无 4 类及以下部分
4 类	抗震隐患大	4 类部件 ≥ 1 ，无 5 类部件
5 类	抗震隐患较大	5 类部件 ≥ 1

5.1.2 在役公路桥梁抗震状况评价应包括 5 部分：地震动设计参数评价、延性构造细节设计评价、抗震措施设计评价、场地条件评价和桥梁病害状况评价。各部分的评价等级均分为 1 类、2 类、3 类、4 类、5 类。

5.1.3 在役公路桥梁抗震状况等级评价时，当有部分评级达到 5 类时，可按照最差部分的抗震状况评定。

5.1.4 减隔震桥梁的抗震状况评价可不进行延性构造细节设计评价。

5.2 地震动设计参数评价

5.2.1 在役公路桥梁地震动设计参数评价应包括：

- 1 设计加速度反应谱最大值评价；
- 2 设计加速度反应谱特征周期评价。

5.2.2 应根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020) 第 5.2 节规定对在役公路桥梁地震动设计参数进行评价。

5.2.3 在役公路桥梁地震动设计参数的评价标准见表 5.2.3。

表 5.2.3 地震动设计参数的评价标准

评价等级	评价标准
1 类	$a_g \geq a_s$ 和 $ T_g - T_s = 0$
2 类	$0.95a_s \leq a_g < a_s$ 或 $0 < T_g - T_s \leq 0.05T_s$
3 类	$0.9a_s \leq a_g < 0.95a_s$ 或 $0.05T_s < T_g - T_s \leq 0.1T_s$
4 类	$0.8a_s \leq a_g < 0.9a_s$ 或 $0.1T_s < T_g - T_s \leq 0.2T_s$
5 类	$a_g < 0.8a_s$ 或 $ T_g - T_s > 0.2T_s$

注： a_g 和 T_g 分别为在役公路桥梁设计加速度反应谱的最大值和特征周期； a_s 和 T_s 分别为现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）规定的设计加速度反应谱的最大值和特征周期。

5.3 延性构造细节评价

5.3.1 在役公路桥梁延性构造细节评价应包括：

- 1 墩柱构造细节评价。
- 2 节点构造细节评价。

5.3.2 应根据现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）的相关规定对在役公路桥梁墩柱构造细节进行评价。

5.3.3 应根据现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）塑性铰加密区域配筋率的规定对在役公路桥梁节点横向箍筋进行评价。

5.3.4 应对节点内竖向箍筋以及距离墩柱侧面 $h_b/2$ 的盖梁和承台范围内竖向箍筋进行评价， h_b 为盖梁高度，见图 5.3.4。

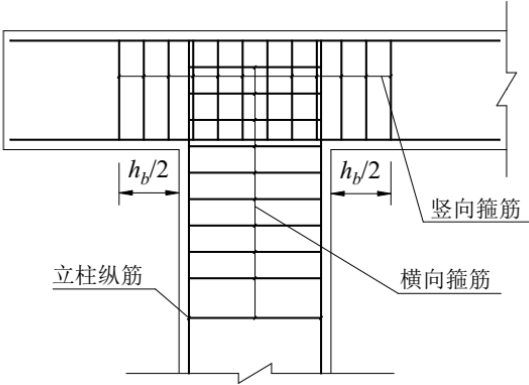


图 5.3.4 节点配筋示意图

5.3.5 在役公路桥梁延性构造细节的评价标准见表 5.3.5。

表 5.3.5 延性构造细节设计的评价标准

评价等级	评价标准
1 类	墩柱构造细节满足现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 的相关规定; 节点横向箍筋满足现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 对塑性铰加密区域配筋率的相关规定; 节点竖向箍筋满足现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020) 式 (8.3.2) 和式 (8.3.3) 的要求。
2 类	—
3 类	—
4 类	墩柱构造细节满足《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020) 第 8.2 节要求, 节点横向箍筋和竖向箍筋仅满足《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020) 式 (8.3.2) 的要求。
5 类	墩柱构造细节不满足《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020) 第 8.2 节要求, 或节点横向箍筋和竖向箍筋不满足《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020) 式 (8.3.2) 的要求。

5.4 抗震措施评价

5.4.1 在役公路桥梁抗震措施应按表 5.4.1 规定的等级进行评价。

表 5.4.1 抗震措施等级

桥梁类别	抗震设防烈度					
	VI	VII	VIII		IX	
	0.05g	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
A 类	二级	三级	四级	四级	更高, 专门研究	
B 类	二级	三级	三级	四级	四级	四级
C 类	一级	二级	二级	三级	三级	四级
D 类	一级	二级	二级	三级	三级	四级

注: g 为重力加速度。

5.4.2 一级抗震措施应满足以下规定:

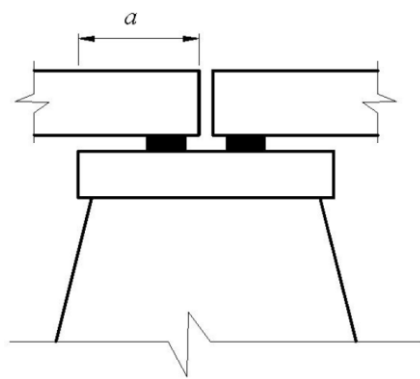
1 简支梁桥和连续梁桥上部结构梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离 (图 5.4.2-1)。其最小值 $a(\text{cm})$ 应按式 (5.4.2-1) 计算, 且不应小于 60cm。

$$a \geq 50 + 0.1L + 0.8H + 0.5L_k \quad (5.4.2-1)$$

式中: L ——一联上部结构总长度 (m);

H ——支承一联上部结构桥墩的平均高度 (m), 桥台的高度取值为 0;

L_k ——一联上部结构的最大单孔跨径 (m)。

图 5.4.2-1 梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 a

2 当满足式 (5.4.2-2) 的条件时,斜桥梁(板)端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 $a(\text{cm})$ (如图 5.4.2-2) 应按式 (5.4.2-3) 和式 (5.4.2-1) 计算,取大值。当不满足式 (5.4.2-2) 的条件时,斜桥梁(板)端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 $a(\text{cm})$ 应按式 (5.4.2-1) 计算。对于连续斜梁桥,当梁端设置有横向限位装置和纵向防落梁装置时,可以不受式 (5.4.2-3) 约束。

$$\frac{\sin(2\theta)}{2} > \frac{b}{L_\theta} \quad (5.4.2-2)$$

$$a \geq 50 + L_\theta (\sin \theta - \sin(\theta - \alpha_E)) \quad (5.4.2-3)$$

式中: L_θ ——一联上部结构总长度 (m);

b ——上部结构总宽度 (m);

θ ——斜交角 ($^\circ$);

α_E ——极限脱落转角 ($^\circ$), 一般取 5° 。

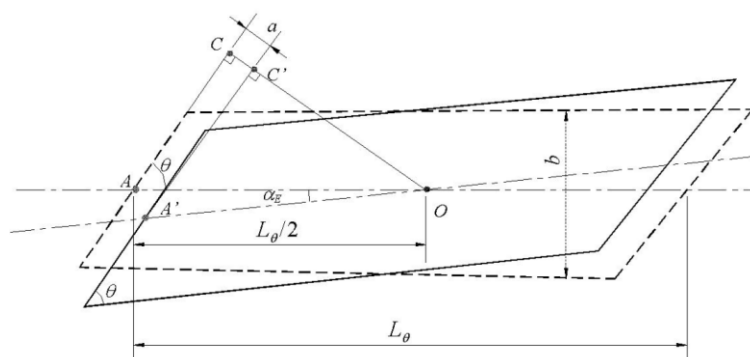


图 5.4.2-2 斜交桥最小边缘距离

3 当满足式 (5.4.2-4) 的条件时,曲线桥梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距

离 $a(\text{cm})$ (如图 5.4.2-3) 应按式 (5.4.2-5) 和式 (5.4.2-1) 计算, 取大值。当不满足式 (5.4.2-4) 的条件时, 曲线桥梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 $a(\text{cm})$ 应按式 (5.4.2-1) 计算。对于曲线桥梁, 当梁端设置有横向限位装置和纵向防落梁装置时, 可以不受式 (5.4.2-5) 约束。

$$\frac{115}{\varphi} \cdot \frac{1 - \cos \varphi}{1 + \cos \varphi} > \frac{b}{L} \quad (5.4.2-4)$$

$$a \geq \delta_E \frac{\sin \varphi}{\cos(\varphi/2)} + 30 \quad (5.4.2-5)$$

$$\delta_E = 0.5\varphi + 70 \quad (5.4.2-3)$$

式中: δ_E ——上部结构端部向外侧的移动量 (cm);

L ——一联上部结构中心线弧线长度 (m);

φ ——曲线梁的中心角 ($^\circ$)。

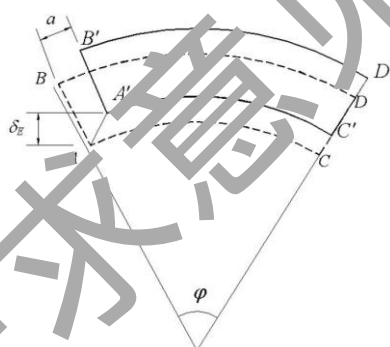


图 5.4.2-3 曲线桥最小边缘距离

5.4.3 二级抗震措施应满足以下规定:

- 1 二级抗震措施的桥梁, 除应符合一级规定外, 尚应符合本节的规定。
- 2 桥台胸墙应适当加强, 并在梁与桥台胸墙之间加装橡胶垫或其他弹性衬垫, 以缓和冲击作用和限制梁体位移。同时, 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。其构造示意如图 6.4.3 所示。

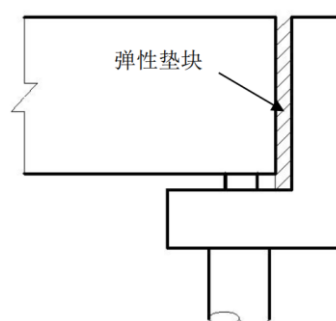


图 5.4.3 梁与桥台之间的缓冲设施

- 3 未设置盖梁，且高度大于 7m 的排架桩墩应设置墩顶系梁。
- 4 梁式桥应在横桥向和纵桥向设置防止上部结构落梁的挡块或抗震锚栓。

5.4.4 三级抗震措施应满足以下规定：

- 1 三级抗震措施的桥梁，除应符合二级规定外，尚应符合本节的规定。
- 2 拱桥的主拱圈宜采用抗扭刚度较大、整体性较好的断面形式，如箱形拱、板拱等。当采用钢筋混凝土肋拱时，必须加强横向联系。
- 3 应采用合理的限位装置，防止结构相邻构件产生过大的相对位移。
- 4 石砌或混凝土墩(台)的墩(台)帽与墩(台)身连接处、墩(台)身与基础连接处、截面突变处、施工接缝处均应采取提高抗剪能力的措施。
- 5 石砌或混凝土墩、台拱圈的最低砂浆强度等级，应按现行《公路圬工桥涵设计规范》的要求提高一级采用。
- 6 桥梁下部为钢筋混凝土结构时，其混凝土强度等级不应低于 C30。

5.4.5 四级抗震措施应满足以下规定：

- 1 四级抗震措施的桥梁，除应符合三级规定外，尚应符合本节的规定。
- 2 梁桥各片梁间应加强横向连接，以提高上部结构的整体性。当采用桁架体系时，应加强横向稳定性。
- 3 拱桥墩、台上的拱座，混凝土强度等级不应低于 C30，并应配置适量钢筋。
- 4 梁桥活动支座应采取限制其竖向位移的措施。

5.4.6 在役公路桥梁抗震措施的评价标准见表 6.4.6。

表 5.4.6 抗震措施的评价标准

评价等级	评价标准
1 类	抗震措施等级满足表 5.4.1 规定。
2 类	抗震措施等级比表 5.4.1 规定的少一级。
3 类	抗震措施等级比表 5.4.1 规定的少两级。
4 类	抗震措施等级比表 5.4.1 规定的少三级。
5 类	抗震措施等级比表 5.4.1 规定的少四级。

5.5 场地条件评价

5.5.1 应根据地质构造的活动性、边坡稳定性和地质条件等对在役公路桥梁场地条件进行评价。

5.5.2 在役公路桥梁场地条件可分为：

- 1 抗震有利地段：建设场地及其邻近无晚近期活动性断裂，地质构造相对稳定，同时地基为比较完整的岩体、坚硬土或开阔平坦密实的中硬土的地段。
- 2 抗震一般地段：除抗震有利、不利和危险地段以外的其他地段。
- 3 抗震不利地段：软弱黏性土层、液化土层和地层严重不均匀的地段；地形陡峭、孤突、岩土松散、破碎的地段；地下水位埋藏较浅、地表排水条件不良的地段。严重不均匀地层系指岩性、土质、层厚、界面等在水平方向变化很大的地层。
- 4 抗震危险地段：地震时可能发生滑坡、崩塌的地段；地震时可能塌陷的地段、溶洞等岩溶地段和已采空的矿穴地段；河床内基岩具有倾向河槽的构造软弱面被深切河槽所切割的地段；发震断裂、地震时可能坍塌而中断交通的各种地段。

5.5.3 在役公路桥梁场地条件的评价标准见表 5.5.3。

表 5.5.3 场地条件的评价标准

评价等级	评价标准
1 类	抗震有利地段
2 类	抗震一般地段
3 类	—

4 类	抗震不利地段
5 类	抗震危险地段

5.6 桥梁病害状况评价

5.6.1 在役公路桥梁病害状况评价应包括 4 部分：支座病害评价、桥台和桥墩（盖梁）病害评价、墩台基础病害评价、主梁病害评价。各部分的评价等级均分为 1 类、2 类、3 类、4 类、5 类。

5.6.2 支座技术状况的评价标准：

1 板式橡胶支座

表 5.6.2-1 板式橡胶支座技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1 类	完好，或基本完好	—
2 类	轻微老化，出现裂缝	裂缝宽度 $\leq 1\text{mm}$ ，裂缝长度 $>$ 相应边长的 10%
	有外鼓现象	沿支座一侧外鼓长度 $\leq$ 相应边长的 10%
	出现剪切变形或位置略有偏移	—
	聚四氟乙烯滑板磨损较少	聚四氟乙烯滑板外露高度 $\geq 0.5\text{mm}$
3 类	老化变形、裂缝较严重	裂缝宽度 $> 1\text{mm}$ 且 $\leq 2\text{mm}$ ，裂缝长度 $>$ 相应边长的 25%
	外鼓现象较严重，或钢板局部外露	沿支座一侧外鼓长度 $>$ 相应边长的 10%且 $\leq$ 相应边长的 25%，或钢板外露长度 $> 100\text{mm}$
	出现剪切变形或位置有较大偏移	剪切角度 $\leq 45^\circ$
	聚四氟乙烯滑板磨损较多	聚四氟乙烯滑板外露高度 $\geq 0.2\text{mm}$ 且 $< 0.5\text{mm}$
4 类	老化破裂，裂缝严重	裂缝宽度 $> 2\text{mm}$ ，裂缝长度 $>$ 相应边长的 25%
	外鼓现象严重，或钢板大部分外露	沿支座一侧外鼓长度 $>$ 相应边长的 25%，或钢板外露长度 $> 100\text{mm}$
	串动严重较严重，或出现脱空现象，或出现严重变形	串动长度 $\leq$ 相应边长的 25%，或剪切角度 $> 45^\circ$ 且 $\leq 60^\circ$
	聚四氟乙烯滑板磨损较严重	聚四氟乙烯滑板外露高度 $\geq 0.1\text{mm}$ 且 $< 0.2\text{mm}$
5 类	老化破裂，裂缝非常严重	裂缝宽度 $> 2\text{mm}$ ，裂缝长度 $>$ 相应边长的 50%
	外鼓现象非常严重，或钢板大部分外露	沿支座一侧外鼓长度 $>$ 相应边长的 35%，或钢板外露长度 $> 100\text{mm}$
	错位、串动、变形严重，已失去正常支撑功能	串动长度 $>$ 相应边长的 25%，或剪切角度 $> 60^\circ$

	聚四氟乙烯滑板磨损严重	聚四氟乙烯滑板外露高度 $<0.1\text{mm}$
--	-------------	-----------------------------

2 盆式橡胶支座

表 5.6.2-2 盆式橡胶支座技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1 类	完好，或基本完好	—
2 类	盆底四角翘起，或钢盆出现较多锈蚀，或支座底板局部裂纹、掉角	—
	聚四氟乙烯滑板磨损较少	聚四氟乙烯滑板外露高度 $\geq 0.5\text{mm}$
3 类	钢件非主要受力部位出现脱焊，或钢盆出现较多锈蚀并伴有剥落，或除盆地、盆环外其他部位开裂，或底板产生变形，混凝土酥裂，露筋、掉角	—
	有位移现象，或有较大转角，转角超出设计值	位移 $\leq 10\text{mm}$ ，或转角 $\leq$ 设计转角 20%
	聚四氟乙烯滑板磨损较多	聚四氟乙烯滑板外露高度 $\geq 0.2\text{mm}$ 且 $< 0.5\text{mm}$
4 类	大量锚栓剪断，或底板变形，大部分压碎、剥离	锚栓剪断 $\leq 50\%$
	有位移现象，或有较大转角，转角超出设计值	位移 $\leq 10\text{mm}$ ，或转角 $\leq$ 设计转角 20%
	聚四氟乙烯滑板磨损较严重	聚四氟乙烯滑板外露高度 $\geq 0.1\text{mm}$ 且 $< 0.2\text{mm}$
5 类	大量锚栓剪断或盆环开裂、脱焊，支座破损、缺失严重，已经失去正常支承功能	锚栓剪断 $> 50\%$
	有位移现象，或有较大转角，转角超出设计值	位移 $\leq 10\text{mm}$ ，或转角 $\leq$ 设计转角 20%
	聚四氟乙烯滑板磨损严重	聚四氟乙烯滑板外露高度 $< 0.1\text{mm}$

3 钢支座

表 5.6.2-3 钢支座技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1 类	完好，或基本完好	—
2 类	有锈蚀现象；或牙板咬死；或个别锚栓出现剪断现象；或底板与垫石没有密贴，出现较大缝隙	锚栓剪断数量 $\leq 5\%$ ；或底板与垫石间缝隙宽度 $\leq 2.0\text{mm}$ ，深度 $> 50\text{mm}$
	钢部件磨损出现凹陷，或出现微裂缝	磨损凹陷 $\leq 1\text{mm}$ ，或裂缝深度 $\leq 3\text{mm}$
3 类	大部分有锈蚀现象，并有剥落，或非主要受力部件出现脱焊；或牙板折断，辊轴连杆螺丝剪断；或锚栓剪断数量较多，螺杆松动；或底板	锚栓剪断数量 $> 5\%$ 且 $\leq 10\%$ ；或底板与垫石缝隙宽度 $> 2\text{mm}$ ，深度 $\geq$ 支座相应边长的 25%

	与垫石没有密贴，出现很大的缝隙，出现翻浆、积水；或垫石出现严重裂损	
	钢部件磨损出现凹陷，或出现较大裂缝	磨损凹陷 $>1\text{mm}$ 且 $\leq 2\text{mm}$ ；或裂缝深度 $>3\text{mm}$ 且 $\leq 5\text{mm}$
4类	大量锚钉或锚栓剪断	锚栓剪断数量 $>10\%$ 且 $\leq 30\%$ ；
	钢部件磨损出现较严重凹陷，或出现较严重裂缝	磨损凹陷 $>2\text{mm}$ 且 $\leq 3\text{mm}$ ；或裂缝深度 $>5\text{mm}$ 且 $\leq 10\text{mm}$
	位移大于限值	纵向位移 $\leq 5\text{mm}$ ，或横向位移 $\leq 2\text{mm}$
5类	主要受力部件脱焊；或支座不能活动；或垫石出现严重裂损；或大量锚钉或锚栓剪断	锚栓剪断数量 $>30\%$
	钢部件磨损出现严重凹陷，或出现严重裂缝	磨损凹陷 $>3\text{mm}$ ；或裂缝深度 $>10\text{mm}$
	位移大于限值严重，或倾斜度超标	纵向位移 $>5\text{mm}$ ，或横向位移 $>2\text{mm}$

4 混凝土摆式支座

表 5.6.2-4 混凝土摆式支座技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1类	完好，或基本完好	—
2类	局部混凝土脱皮、露筋、裂纹、剥离、掉角	累计面积 $\leq$ 构件面积的 5%
3类	较大范围混凝土脱皮、露筋、裂纹	累计面积 $>$ 构件面积的 5%且 $\leq$ 构件面积的 10%
4类	大范围混凝土脱皮、露筋、酥裂	累计面积 $>$ 构件面积的 10%且 $\leq$ 构件面积的 20%
	滑动面不平整、出现生锈现象	—
	轴承有裂纹、切口或偏移，影响了活动能力	—
5类	极大范围混凝土脱皮、露筋、压碎	累计面积 $>$ 构件面积的 20%
	滑动面不平整、生锈咬死，支座不活动	—
	轴承有裂纹、切口或偏移，失去了活动能力	—

5.6.3 桥台和桥墩（盖梁）技术状况的评价标准：

表 5.6.3 桥台和桥墩（盖梁）技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1类	完好，或基本完好	—
2类	局部混凝土剥落、露筋	累计面积 $\leq$ 构件面积的 3%，单处面积 $\leq 0.5\text{m}^2$
	有锈蚀现象	—

	有磨损现象，个别部位表面磨耗，粗集料显露	累计面积 $\leq$ 构件面积的 5%
	较少裂缝，缝宽未超限	缝长 $\leq$ 截面尺寸的 1/5，间距 $>30\text{cm}$ ，缝宽 $\leq$ 限值
3 类	较大范围混凝土剥落、露筋	累计面积 $>$ 构件面积的 3%且 $\leq$ 构件面积的 10%，单处面积 $\leq 1\text{m}^2$
	钢筋锈蚀，混凝土表面有沿主筋方向的裂缝或混凝土表面有锈迹	—
	较大范围有磨损、缩颈现象，并出现露筋或锈蚀	累计面积 $>$ 构件面积的 5%且 $\leq$ 构件面积的 20%
	出现轻微下沉、倾斜滑动等，发展缓慢或趋向稳定	—
	较多裂缝，缝宽未超限	缝长 $>$ 截面尺寸的 1/5，间距 $<30\text{cm}$ ，缝宽 $\leq$ 限值
4 类	大范围混凝土剥落、露筋	累计面积 $>$ 构件面积的 10%，单处面积 $> 1\text{m}^2$
	大量主筋锈蚀，混凝土表面保护层剥落，钢筋裸露	—
	大范围有磨损、缩颈现象，混凝土剥蚀，大范围出现露筋现象，裸露钢筋锈蚀	累计面积 $>$ 构件面积的 20%
	出现滑动、下沉、倾斜，变形小于或等于规范值	—
	较多裂缝，缝宽超限	缝长 $>$ 截面尺寸的 1/5，间距 $<30\text{cm}$ ，缝宽 $>$ 限值
5 类	钢筋严重锈蚀，或主筋锈断	—
	不稳定，出现严重滑动、下沉、位移、倾斜现象，造成结构变形过大，变形大于规范值	—
	出现结构性裂缝，缝宽超限，裂缝有开合现象，变形失稳	—

5.6.4 墩台基础技术状况的评价标准：

表 5.6.4 墩台基础技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1 类	完好，或基本完好	—
2 类	基础无冲蚀现象，表面长有青苔、杂草	—
	承台出现少量剥落、露筋、锈蚀现象，或基础少量混凝土剥落	累计面积 $\leq$ 构件面积的 3%，单处面积 $\leq 0.25\text{m}^2$
	基础或承台有轻微磨损、腐蚀现象，个别部位表面磨耗，粗骨料显露	累计面积 $\leq$ 构件面积的 3%
	结构应力异常，出现剪切裂缝，缝宽未超限	缝长 $\leq$ 截面尺寸的 1/3，缝宽 $\leq$ 限值
3 类	基础有局部冲蚀现象，部分外露，但未露出基底	基础冲空面积 $\leq 10\%$

	承台较大范围出现剥落、露筋、锈蚀现象,或基础小范围出现混凝土剥落、露筋、锈蚀现象	剥落、露筋累计面积>构件面积的 3%且≤构件面积的 10%, 单处面积 >0.25m ² 且 ≤1m ²
	基础或承台大范围被侵蚀, 有磨损、缩颈、露筋或环状冻裂现象; 或桩基顶面出现较大空洞	累计面积>构件面积的 3%且≤构件面积的 10%
	出现滑移或倾斜, 但发展缓慢或下沉趋于稳定	—
	结构应力异常, 出现剪切裂缝, 缝宽未超限	缝长>截面尺寸的 1/3 且 ≤截面尺寸的 1/2, 缝宽≤限值
4 类	浅基被冲空, 露出底面, 冲刷深度大于设计值	基础冲空面积>10%且≤20%
	承台大范围出现剥落、露筋、锈蚀现象且混凝土出现严重锈蚀裂缝, 或基础较大范围出现混凝土剥落、露筋, 主筋严重锈蚀	剥落、露筋累计面积>构件面积的 10%且≤构件面积的 20%, 单处面积 >1.0m ²
	混凝土腐蚀或钢筋大量锈蚀并有锈断现象; 或有严重冻融现象, 造成大面积混凝土胀裂	累计面积>构件面积的 10%
	基础出现滑移或倾斜, 或滑移量过大, 梁端与胸墙紧贴	—
	结构应力异常, 出现剪切裂缝或混凝土出现碎裂	缝宽>限值且 ≤1.0mm, 缝长>截面尺寸的 1/2
5 类	冲刷深度大于设计值, 地基失效承载力降低, 或桥台岸坡滑移	基础冲空面积>20%
	基础大量剥落、露筋且主筋有锈断现象, 基础失稳	基础剥落、露筋累积面积>构件面积的 20%, 单处面积 >1.0m ²
	滑移或倾斜现象严重	—
	结构应力异常, 出现剪切裂缝, 裂缝贯通, 基础处于失稳状态, 或出现结构性裂缝甚至断裂	缝宽>1.0mm, 缝长>截面尺寸的 1/2

5.6.5 刚构桥、刚架桥和钢梁桥应进行主梁技术状况的评价, 钢筋混凝土的简支梁桥和连续梁桥可不进行主梁技术状况的评价。主梁技术状况的评价标准:

1 钢筋混凝土梁

表 5.6.5-1 钢筋混凝土梁技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1 类	完好, 或基本完好	—
2 类	局部混凝土剥落、露筋	累计面积≤构件面积的 3%, 单处面积 ≤0.5m ²
	有锈蚀现象	—
	有磨损现象, 个别部位表面磨耗, 粗集料显露	累计面积≤构件面积的 5%
	较少裂缝, 缝宽未超限	缝长≤截面尺寸的 1/5, 间距>30cm, 缝宽≤限值

3 类	较大范围混凝土剥落、露筋	累计面积>构件面积的 3%且≤构件面积的 10%，单处面积≤1m ²
	钢筋锈蚀，混凝土表面有沿主筋方向的裂缝或混凝土表面有锈迹	—
	较大范围有磨损、缩颈现象，并出现露筋或锈蚀	累计面积>构件面积的 5%且≤构件面积的 20%
	出现轻微下沉、倾斜滑动等，发展缓慢或趋向稳定	—
	较多裂缝，缝宽未超限	缝长>截面尺寸的 1/5，间距<30cm，缝宽≤限值
4 类	大范围混凝土剥落、露筋	累计面积>构件面积的 10%，单处面积>1m ²
	大量主筋锈蚀，混凝土表面保护层剥落，钢筋裸露	—
	大范围有磨损、缩颈现象，混凝土剥蚀，大范围出现露筋现象，裸露钢筋锈蚀	累计面积>构件面积的 20%
	出现滑动、下沉、倾斜，变形小于或等于规范值	—
	较多裂缝，缝宽超限	缝长>截面尺寸的 1/5，间距<30cm，缝宽>限值
5 类	钢筋严重锈蚀，或主筋锈断	—
	不稳定，出现严重滑动、下沉、位移、倾斜现象，造成结构变形过大，变形大于规范值	—
	出现结构性裂缝，缝宽超限，裂缝有开合现象，变形失控	—

2 钢梁

表 5.6.5.2 钢梁技术状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述
1 类	完好，或基本完好	—
2 类	构件表面发生轻微锈蚀，部分氧化皮或油漆层出现剥落	锈蚀累计面积≤构件面积的 5%
	焊缝部位涂层有少量裂纹	—
	铆钉（螺栓）少量损坏、松动或丢失，造成联结部位铆钉（螺栓）失效	损坏、失效数量≤总量的 1%
	钢构件出现极少量细小裂纹	—
3 类	构件表面有较多点蚀现象，氧化皮、油漆层因锈蚀而部分剥落或可以刮除，重要部位有锈蚀成洞现象	锈蚀累计面积>构件面积的 5%且≤构件面积的 15%，或锈蚀孔洞≤3 个，工字梁孔洞直径≤30mm，板梁≤50mm，且边缘完好；桁梁孔洞直径≤30mm，且≤杆件宽度的 15%
	焊缝部位涂层有大量裂纹，受拉翼缘边焊缝存在裂缝，其他部位焊缝	主梁、纵横梁受拉翼缘边焊缝开裂长度≤5mm

	无裂缝	
	铆钉（螺栓）有较多损坏、松动或丢失，造成联结部位铆钉（螺栓）失效	损坏、失效数量＞总量的 1%且≤总量的 10%
	钢构件出现较多细小裂缝，截面削弱，但不影响正常使用	主梁、纵横梁受拉翼缘边裂缝长度＞3mm 且≤5mm，或受拉翼缘焊接盖板端部裂缝长度＞10mm 且≤20mm，或桁梁端横梁与纵梁连接处下端以及腹杆接头处裂缝长度＞20mm 且≤50mm
	横向联结件出现松动，纵向接缝开裂较大	—
4 类	构件表面有大量点蚀现象，氧化皮、油漆层因锈蚀而全面剥离，重要部位被锈蚀成洞	锈蚀累计面积＞构件面积的 15%，或锈蚀孔洞＞3 个，工字梁孔洞直径＞30mm，板梁＞50mm；桁梁孔洞直径＞30mm，且＞杆件宽度的 15%
	主要构件焊缝出现较多裂缝，构件出现变形	主梁、纵横梁受拉翼缘边焊缝开裂长度＞5mm 且≤10mm，其他位置焊缝开裂长度≤5mm
	主要构件铆钉（螺栓）有较多损坏、松动或丢失，造成联结部位铆钉（螺栓）失效，构件出现明显变形	损坏、失效数量＞总量的 10%且≤总量的 30%
	主要构件出现较多裂缝，截面削弱	主梁、纵横梁受拉翼缘边裂缝长度＞3mm 且≤5mm，或受拉翼缘焊接盖板端部裂缝长度＞10mm 且≤20mm，或桁梁端横梁与纵梁连接处下端以及腹杆接头处裂缝长度＞20mm 且≤50mm
	主要构件存在明显的永久变形，变形小于或等于规范值	—
5 类	主要构件焊缝存在少量裂缝甚至完全开裂，主要构件存在明显的变形，变形大于规范值	主梁、纵横梁受拉翼缘边焊缝开裂长度＞10mm，其他位置焊缝开裂长度＞5mm
	主要构件铆钉（螺栓）有大量损坏、松动或丢失，造成联结部位铆钉（螺栓）失效，主要构件存在明显的永久变形，变形大于规范值	损坏、失效数量＞总量的 30%
	主要构件出现较多严重裂缝，截面削弱，主要构件存在明显的永久变形，变形大于限值	主梁、纵横梁受拉翼缘边裂缝长度＞5mm，或受拉翼缘焊接盖板端部裂缝长度＞20mm，或桁梁端横梁与纵梁连接处下端以及腹杆接头处裂缝长度＞50mm
	主要构件存在明显的永久变形，变形大于规范值，结构振动或摇晃显著、有不正常移动	—

5.6.6 在役公路桥梁总体病害状况评价标准见表 5.6.6。

表 5.6.6 桥梁总体病害状况的评价标准

评价等级	评价标准	
	定性描述	定量描述

1 类	全新状态，对抗震功能无影响	1 类部分 ≥ 4 ，1 类以下部分 ≤ 1 ，无 2 类以下部分
2 类	轻微缺损，对抗震功能影响较小	无 3 类及以下部分
3 类	中等缺损，对桥梁抗震功能影响小	无 4 类及以下部分
4 类	大缺损，对桥梁抗震功能影响较大	4 类部件 ≥ 1 ，无 5 类部件
5 类	严重缺损，对桥梁抗震功能影响大	5 类部件 ≥ 1

征求意见稿

6 桥梁状况调查与状态检测

6.1 一般规定

6.1.1 在役公路桥梁抗震性能评价前，应对桥梁进行状况调查与检测。

6.1.2 桥梁状况调查与检测的内容应包括：缺损状况、恒载变异状况、几何形态状况、材质状况和地基基础状况。

6.2 桥梁缺损状况

6.2.1 对于需要抗震性能评价的在役桥梁，应对结构构件和抗震措施的缺损状况逐一进行详细检查。

6.2.2 对检查中发现的缺损应进行现场标注，并做影像记录和病害状况说明。对桥梁结构构件的内部缺陷，宜采用仪器设备进行现场检测。

6.2.3 检查时，应采用图表和文字描述等方式详细记录缺损的位置、范围和严重程度，对其成因和发展趋势做出评判。

6.2.4 圯工与钢筋混凝土桥梁结构或构件的截面折减系数，应按以下规定确定：

1 依据材料风化、碳化、物理与化学损伤三项检测指标的评定标度，按式（6.2.4）计算确定结构或构件截面损伤的综合评定标度 R ：

$$R = \sum_{j=1}^N R_j \alpha_j \quad (6.2.4)$$

式中 R_j ——某项检测指标的评定标度，按表 6.2.4-1 和表 6.2.4-2 表的规定确定；

α_j ——某项检测指标的权重值， $\sum_{j=1}^N \alpha_j = 1$ ，按表 6.2.4-3 的规定确定；

N ——对砖、石结构， $N = 2$ ；对混凝土及钢筋混凝土结构， $N = 3$ 。

2 依据截面损伤的综合评定标度，按表 6.2.4-4 确定截面折减系数 ξ_c 。

表 6.2.4-1 圬工与钢筋混凝土桥梁材料风化评定标准

评定 标度	材 料 风化状况	性 状 描 述
1	微风化	手搓构件表面，无砂粒滚动摩擦的感觉，手掌上粘有构件材料粉末，无砂粒。构件表面直观较光洁
2	弱风化	手搓构件表面，有砂粒滚动摩擦的感觉，手掌上附着物大多为构件材料粉末，砂粒较少。构件表面砂粒附着不明显或略显粗糙
3	中度风化	手搓构件表面，有较强的砂粒滚动摩擦的感觉或粗糙感，手掌上附着物大多为砂粒，粉末较少。构件表面明显可见砂粒附着或明显粗糙
4	较强风化	手搓构件表面，有强烈的砂粒滚动摩擦的感觉或粗糙感，手掌上附着物基本为砂粒，粉末很少。构件表面可见大量砂粒附着或有轻微剥落
5	严重风化	构件表面可见大量砂粒附着，且构件部分表层剥离或混凝土已露粗骨料

表 6.2.4-2 圬工与钢筋混凝土桥梁物理与化学损伤评定标准

评定 标度	性 状 描 述
1	构件表面较好，局部表面有轻微剥落
2	构件表面剥落面积在 5%以内；或损伤最大深度与截面损伤发生部位构件最小尺寸之比小于 0.02
3	构件表面剥落面积在 5%~10%以内；或损伤最大深度与截面损伤发生部位构件最小尺寸之比小于 0.04
4	构件表面剥落面积在 10%~15%以内；或损伤最大深度与截面损伤发生部位构件最小尺寸之比小于 0.10
5	构件表面剥落面积在 15%~20%以内；或损伤最大深度和截面损伤发生部位构件最小尺寸之比大于 0.10

表 6.2.4-3 材料风化、碳化及物理与化学损伤权重值

结构类别	检测指标名称	权重值 α_j
砖、石结构	材料风化	0.20
	物理与化学损伤	0.80
混凝土及配筋 混凝土结构	材料风化	0.10
	混凝土碳化	0.35
	物理与化学损伤	0.55

注：对混凝土碳化，按本规程规定不需要进行检测评定时，其评定标度值应取 1。

表 6.2.4-4 圬工与钢筋混凝土桥梁截面折减系数 ξ_c 值

截面损伤综合评定标度 R	截面折减系数 ξ_c
$1 \leq R < 2$	(0.98, 1.00]
$2 \leq R < 3$	(0.93, 0.98]
$3 \leq R < 4$	(0.85, 0.93]
$4 \leq R < 5$	≤ 0.85

条文说明

对圬工与钢筋混凝土桥梁，由于材料风化、碳化、物理与化学损伤（如混凝土剥落、疏松、掉棱、缺角、桩基与墩柱由于冲蚀引起的剥落缩径等）引起的结构或构件有效截面损失，以及由于钢筋腐蚀剥落造成的钢筋有效面积损失，对结构构件截面抗力效应会产生影响。在检算结构抗力效应时，可用截面折减系数计及这一影响。

6.2.5 钢筋混凝土结构中，发生腐蚀的钢筋截面折减系数 ξ_s ，宜按表 6.2.5 确定。

表 6.2.5 钢筋混凝土钢筋截面折减系数 ξ_s 值

评定标度	性 状 描 述	截面折减系数 ξ_s
1	沿钢筋出现裂缝，宽度小于限值	(0.98, 1.00]
2	沿钢筋出现裂缝，宽度大于限值，或钢筋锈蚀引起混凝土产生层裂	(0.95, 0.98]
3	钢筋锈蚀引起混凝土剥落，钢筋外露，表面有膨胀薄锈层或坑蚀	(0.90, 0.95]
4	钢筋锈蚀引起混凝土剥落，钢筋外露、表面膨胀性锈层显著，钢筋断面损失在 10%以内	(0.80, 0.90]
5	钢筋锈蚀引起混凝土剥落，钢筋外露、出现锈蚀剥落，钢筋断面损失在 10%以上	≤ 0.80

6.3 桥梁恒载变异状况

6.3.1 桥梁恒载变异状况调查和检测宜包括以下几个方面内容：

- 1 桥梁总体尺寸的测量，主要包括桥梁长度、宽度、净空、跨径等；
- 2 桥梁构件尺寸的测量，主要包括构件的长度与截面尺寸等；
- 3 桥面铺装厚度及拱上填料重度检测；

4 其他附加荷载调查。

6.3.2 桥梁长度、跨径可在桥面上按桥跨结构中心线和车行道上、下游边缘线 3 条线进行测量。桥梁宽度可沿桥梁纵向分断面按每跨不少于 5 个进行测量。

6.3.3 构件长度与截面尺寸的测量应满足如下规定：

- 1 对桥跨结构，跨径小于 40m 的桥梁量测断面单跨不得少于 5 个，跨径大于或等于 40m 的桥梁量测断面单跨不得少于 9 个。
- 2 对桥梁墩台等主要承重构件，量测断面不得少于 3 个。
- 3 截面突变处应布设测量断面。

6.3.4 桥面铺装层厚度可采用分断面布点钻芯量测，也可采用雷达结合钻芯修正的方法测定。采用分断面布点钻芯测量时，量测断面宜布置在跨径四等分点位置，每断面宜布设 3 个钻孔测点，分设在车行道桥跨结构中心线和上、下游边缘处。

6.3.5 根据桥梁结构恒载变异状况调查实测数据，采用数理统计方式计算恒载变异影响修正系数 ξ_d ，用来修正计算中相应结构的容重。若现场检查检测困难，恒载变异影响修正系数 ξ_d 可按以下方法进行选取：

- 1 桥面铺装，可按 $\xi_d=1.03\sim1.05$ 取值；
- 2 混凝土结构，可按 $\xi_d=1.05\sim1.15$ 取值；
- 3 钢结构，可按 $\xi_d=1$ 取值。

条文说明

由于桥梁施工或养护维修中的原因，与设计相比，已建桥梁结构的重力和附加重力会发生变化，进行桥梁检算时必须考虑这样的变化。本条要求宜根据现场检查检测结果进行修正，但现场具体实施困难较大且已建桥梁结构的重力和附加重力的变化有随机性，因此提出用重力修正系数 kQ 来考虑检算时的重力和附加重力作用，即检算用重力标准值=设计重力标准值 $\times kQ$ 。

美国 AASHTO 桥梁设计规范提出在设计时就要考虑桥面铺装的超方 3%，《预应力混凝土梁式桥梁设计施工技术指南》从桥梁施工规范对施工误差规定出发认为桥面铺装中调平层超方是极易出现的情况，因此设计时应考虑铺装超厚

$L/7000$ (L 为主跨跨径, m)。桥面铺装超方不仅与施工有关, 还与桥梁养护维修过程修补破损桥面的加铺有关, 因此建议桥面铺装 (包括调平层) 重力修正系数 kQ 取 $1.03 \sim 1.05$, 即考虑超方 $3\% \sim 5\%$, 其中对钢结构桥梁取 1.03 ; 对混凝土桥梁和圬工桥梁, 根据现场调查检测情况, 取 $1.03 \sim 1.05$ 。

同样的, 桥梁混凝土结构构件施工的混凝土超方也是容易发生的情况, 东南大学对三座中等跨径预应力混凝土连续箱梁桥拆除进行了现场切割箱梁节段的直接量测尺寸调查, 混凝土超方量 $5\% \sim 15\%$ 范围占总数的约 60% , 故建议混凝土结构重力修正系数 kQ 取 $1.05 \sim 1.15$ 。预制混凝土构件可取低值, 现浇和节段悬臂现浇箱梁可取高值。

对桥梁钢结构重力修正系数 kQ 为 1 。

6.4 桥梁几何形态状况

6.4.1 梁桥应检测桥跨结构纵向线形和墩台顶的竖向和水平变位; 拱桥应测定拱轴线、桥面结构纵向线形和墩台顶的竖向和水平变位。

6.4.2 桥跨结构纵向线形, 宜沿桥纵向分断面布设测点, 分桥轴线和车行道上、下游边缘线 3 条线, 按二等工程水准测量要求进行闭合水准测量。测点应布置在桥跨或桥面结构的跨径等分点截面上。对中小跨径桥梁, 单跨测量截面不宜少于 5 个; 对大跨径桥梁, 单跨测量截面不宜少于 9 个。

6.4.3 墩台顶的水平变位或塔顶水平变位, 可采用悬挂垂球方法、极坐标法或其他可靠方法进行测量。

6.4.4 拱轴线和主缆线形, 宜按桥跨不少于 8 等分点布设测点, 采用极坐标法进行平面坐标和三角高程测量。

6.5 桥梁材质状况

6.5.1 材质强度检测

1 对墩、墩节点和抗震措施, 应采用无损、半破损或钻、截取试样等方法检测其材质强度。

2 对混凝土强度, 应在主要受力部位布置测区, 采用回弹法、超声回弹综合法、取芯法等进行检测。

3 钢材强度可依据设计、施工有关资料确定。无资料时，宜通过调查桥梁修建年代和材料来源、查看结构外观等进行分析判定。

4 钻、截取试件时，必须采取措施保证结构安全；钻、截取试件后，应及时进行修复或加固处理。

5 应依据混凝土实测强度推定值或测区平均换算强度值，按式（6.5.1-1）、式（6.5.1-2）计算其推定强度匀质系数 K_{bt} 或平均强度匀质系数 K_{bm} ，按表 6.5.1 的规定确定混凝土强度评定标度。

$$K_{bt} = \frac{R_{it}}{R} \quad (6.5.1-1)$$

$$K_{bm} = \frac{R_{im}}{R} \quad (6.5.1-2)$$

式中： R_{it} ——混凝土实测强度推定值；

R ——混凝土设计强度等级；

R_{im} ——混凝土测区平均换算强度值。

表 6.5.1 桥梁混凝土强度评定标准

K_{bt}	K_{bm}	强度状况	评定标度
≥ 0.95	≥ 1.0	良好	1
$(0.95, 0.90]$	$(1.00, 0.95]$	较好	2
$(0.90, 0.85]$	$(0.95, 0.90]$	较差	3
$(0.80, 0.70]$	$(0.90, 0.85]$	差	4
< 0.70	< 0.85	危险	5

6.5.2 钢筋锈蚀电位检测评定

1 对混凝土的墩、墩节点和抗震措施，应布设测区检测钢筋锈蚀电位，每一测区的测点数不宜少于 20 个。

2 混凝土中钢筋锈蚀电位检测宜采用半电池电位法，参考电极可采用铜/硫酸铜半电池电极。

3 应根据表 6.5.2-1 评定钢筋发生锈蚀概率或锈蚀活动性。并应按照测区锈蚀电位水平最低值，确定钢筋锈蚀电位评定标度。

表 6.5.2-1 钢筋锈蚀电位评定标准

电位水平 (mV)	钢筋状况	评定标度
≥ -200	无锈蚀活动性或锈蚀活动性不确定	1
$(-200, -300]$	有锈蚀活动性, 但锈蚀状态不确定, 可能坑蚀	2
$(-300, -400]$	有锈蚀活动性, 发生锈蚀概率大于 90%	3
$(-400, -500]$	有锈蚀活动性, 严重锈蚀可能性极大	4
< -500	构件存在锈蚀开裂区域	5

注: 量测时, 桥梁结构或构件应为自然状态。

6.5.3 混凝土氯离子含量检测评定

1 对钢筋锈蚀电位评定标度值为 3、4、5 的墩、墩节点和抗震措施, 应布置测区测定混凝土中氯离子含量及其分布, 每一被测构件或部位的测区数量不宜少于 3 个。

2 混凝土中的氯离子含量, 可采用在构件上钻取不同深度的混凝土粉末样品的方法通过化学分析进行测定。

3 应根据混凝土中钢筋处氯离子含量, 按表 5.5.3-1 评判其诱发钢筋锈蚀的可能性; 并应按照测区最高氯离子含量值, 确定混凝土氯离子含量评定标度。

表 5.5.3-1 混凝土氯离子含量评定标准

氯离子含量 (占水泥含量的百分比)	诱发钢筋锈蚀的可能性	评定标度
< 0.15	很小	1
$[0.15, 0.40)$	不确定	2
$[0.40, 0.70)$	有可能诱发钢筋锈蚀	3
$[0.70, 1.00)$	会诱发钢筋锈蚀	4
≥ 1.00	钢筋锈蚀活化	5

6.5.4 混凝土电阻率检测评定

1 对钢筋锈蚀电位评定标度值为 3、4、5 的墩、墩节点和抗震措施, 应进行混凝土电阻率测量。被测构件或部位的测区数量不宜少于 30 个。

2 混凝土电阻率宜采用四电极法检测。

3 应根据表 6.5.4-1 评定钢筋锈蚀速率, 按照测区电阻率最小值确定混凝土

电阻率评定标度。

表 6.5.4-1 混凝土电阻率评定标准

电阻率 ($\Omega \cdot \text{cm}$)	可能的锈蚀速率	评定标度
≥ 20000	很慢	1
[15000, 20000)	慢	2
[10000, 15000)	一般	3
[5000, 10000)	快	4
< 5000	很快	5

注：量测时桥梁结构或构件应为自然状态。

6.5.5 混凝土桥梁碳化状况检测评定

1 对钢筋锈蚀电位评定标度值为 3、4、5 的墩、墩节点和抗震措施，应进行混凝土碳化状况检测。被测构件或部位的测区数量不应少于 2 个或混凝土强度测区数量的 30%。

2 混凝土碳化状况可采用在混凝土新鲜断面观察酸碱指示剂反应厚度的方法测定。

3 应根据测区混凝土碳化深度平均值与实测保护层厚度平均值的比值 K_c ，按表 6.5.5-1 的规定确定混凝土碳化评定标度。

表 6.5.5-1 混凝土碳化评定标准

K_c	评定标度
< 0.5	1
[0.5, 1.0)	2
[1.0, 1.5)	3
[1.5, 2.0)	4
≥ 2.0	5

6.5.6 钢筋保护层厚度检测评定

1 钢筋保护层厚度检测应包括钢筋位置和混凝土保护层厚度测量，对缺失资料的桥梁还应包括钢筋直径估测。

2 钢筋保护层厚度检测部位应包括：

- (1) 混凝土的墩、墩节点和抗震措施；
- (2) 钢筋锈蚀电位测试结果表明钢筋可能锈蚀活化的部位；
- (3) 发生钢筋锈蚀胀裂的部位；
- (4) 布置混凝土碳化测区的部位。

3 钢筋保护层厚度可采用电磁检测方法进行无损检测。对于缺失资料的桥梁，可在结构非主要受力部位采用局部破损的方法进行校验。

4 检测构件或部位的钢筋保护层厚度平均值 $\bar{D}_n$ 应按式（6.5.6-1）计算：

$$\bar{D}_n = \frac{\sum_{i=1}^n D_{ni}}{n} \quad (6.5.6-1)$$

式中： D_{ni} ——钢筋保护层厚度实测值，精确至 0.1mm；

n ——检测构件或部位的测点数。

5 检测构件或部位的钢筋保护层厚度特征值 D_{ne} 应按式（6.5.6-2）计算：

$$D_{ne} = \bar{D}_n - K_p S_D \quad (6.5.6-2)$$

式中： S_D ——钢筋保护层厚度实测值标准差，精确至 0.1mm；

$$S_D = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (D_{ni})^2 - n(\bar{D}_n)^2}{n-1}}$$

K_p ——判定系数，按表 6.5.6-1 取用。

表 5.5.6-1 钢筋保护层厚度判定系数

n	10~15	16~24	≥ 25
K_p	1.595	1.645	1.595

6 应根据检测构件或部位的钢筋保护层厚度特征值 D_{ne} 与设计值 D_{nd} 的比值，按表 6.5.6-2 的规定确定钢筋保护层厚度评定标度。

表 6.5.6-2 钢筋保护层厚度评定标准

D_{ne} / D_{nd}	对结构钢筋耐久性的影响	评定标度
>0.95	影响不显著	1
$(0.85,0.95]$	有轻度影响	2
$(0.70,0.85]$	有影响	3
$(0.55,0.70]$	有较大影响	4
≤ 0.55	钢筋易失去碱性保护，发生锈蚀	5

6.5.7 钢筋混凝土桥梁承载能力恶化系数 ξ_e 应按下列规定确定：

1 依据检测结果，按表 6.5.7-1 的规定确定构件恶化状况评定标度 E 。

表 4.5.1-1 钢筋混凝土桥梁结构或构件恶化状况评定标度

序号	检测指标名称	权重 α_j	综合评定方法
----	--------	---------------	--------

1	缺损状况	0.32	恶化状况评定标度 E 按下式计算： $E = \sum_{j=1}^7 E_j a_j$ 式中： E_j — 结构或构件某项检测评定指标的 评定标度，按本规程第 4、5 章 的有关规定确定； a_j — 某项检测评定指标的权重。 $\sum_{j=1}^7 a_j = 1$
2	钢筋锈蚀电位	0.11	
3	混凝土电阻率	0.05	
4	混凝土碳化状况	0.20	
5	钢筋保护层厚度	0.12	
6	氯离子含量	0.15	
7	混凝土强度	0.05	

注：对混凝土电阻率、混凝土碳化状况、氯离子含量三项检测指标，按本规程规定不需要进行检测评定时，其评定标度值应取 1。

2 根据恶化状况评定标度 E 及桥梁所处的环境条件，按表 6.5.7-2 确定钢筋混凝土桥梁的恶化系数 ξ_e 。

表 6.5.7-2 钢筋混凝土桥梁的恶化系数 ξ_e 值

恶化状况 评定标度 E	环境条件			
	干燥 不冻 无侵蚀性介质	干、湿交替 不冻 无侵蚀性介质	干、湿交替 冻 无侵蚀性介质	干、湿交替 冻 有侵蚀性介质
1	0.00	0.02	0.05	0.06
2	0.02	0.04	0.07	0.08
3	0.05	0.07	0.10	0.12
4	0.10	0.12	0.14	0.18
5	0.15	0.17	0.20	0.25

注：恶化系数 ξ_e 可按结构或构件恶化状况评定标度值线性内插。

条文说明

对钢筋混凝土桥梁，为考虑评定期内桥梁结构质量状况进一步衰退恶化产生的不利影响，通过承载能力恶化系数 ξ_e 来反映这一不利影响可能造成的结构抗力效应的降低。引入承载能力恶化系数的目的是为了使结构质量状况进一步衰退至某一阶段时，承载能力评定结果仍能维持在一定的可靠度水平之上。承载能力恶化系数主要考虑了结构或构件的缺损状况、钢筋锈蚀电位、钢筋保护层厚度以及混凝土强度、电阻率、氯离子含量和碳化状况等影响因素，通过专家调查方式确定各因素的影响权重，并综合考虑环境的干湿、温度及侵蚀介质等条件加以确定。

6.6 桥梁基础与地基检测

6.6.1 桥墩和桥台的基础及地质情况不明时,可进行必要的勘探和试验,查明基础和地基的状况以及基础冲刷深度及河床变化情况。

6.6.2 桥梁基础变位检测评定应包括以下三个方面:

- 1 基础沉降、水平变位和转角;
- 2 相邻基础的沉降差;
- 3 基础的不均匀沉陷、滑移、倾斜和冻拔等。

6.6.3 对设有永久性观测点的桥梁基础,可通过测量永久性观测点平面坐标与高程的变化分析其变位。对无永久性观测点的桥梁基础,可采用几何测量、垂线测量、光学测距等间接测量的方法,也可通过测量桥跨结构几何形态参数的变化推定其变位。

6.6.4 对桥梁基础变位应从下列两个方面进行评定:

- 1 基础变位是否趋于稳定。若基础变位尚未稳定,应设立永久性观测点,定期进行控制检测;
- 2 基础变位是否超出设计允许值。若超出设计期望值,除应检算评定基础变位对上部结构的不利影响外,还应在地基进行探查,检算评定其承载能力。

6.6.5 根据桥梁结构的重要性、墩台与基础变位情况以及原位岩土工程勘察资料情况,补充勘探孔或原位测试孔,查明土层分布及土的物理力学性质,孔位应靠近基础。

6.7 场地液化可能性评价

6.7.1 当在地面以下 20m 范围内有饱和砂土或饱和亚砂土层时,可根据下列情况初步评价为不液化或不考虑液化影响:

- 1 地质年代为第四纪晚更新世(Q3)及其以前时,可判定为不液化。
- 2 在《中国地震动峰值加速度区划图》上加速度值为 0.1-0.15、0.2-0.3、0.4 的地区,亚砂土的粘粒(粒径 $<0.005\text{mm}$ 的颗粒含量百分率 PC (按重量计)分别不小于 10、13、16 时,可判定为不液化。

6.7.2 经初步判定有可能液化的土层,可通过标准贯入试验(有成熟经验时,

也可采用其它方法), 进一步判定土层是否液化。当土层实测的标准贯入锤击数小于按式 (6.7.2-1) 计算的液化临界标准贯入锤击数 N_{cr} 时, 则判别为液化。

$$N_{cr} = N_0 a_1 a_2 a_3 a_4 \quad (6.7.2-1)$$

式中: N_0 ——当 d_s 为 3 m, d_w 为 2 m, d_u 为 2 m, a_4 为 1 时土层的液化临界标准锤击数: 设计烈度 7 度时为 8, 8 度时为 12, 9 度时为 16;

a_1 ——地下水埋深 $d_w(m)$ 的修正系数, 应按下式计算:

$$a_1 = 1 - 0.065(d_w - 2) \quad (6.7.2-2)$$

当地面常年有水且地下水有水力联系时, d_w 为零;

a_2 ——标准贯入试验点的深度 $d_s(m)$ 的修正系数, 应按下式计算:

$$a_2 = 0.52 + 0.175d_s - 0.005d_s^2 \quad (6.7.2-3)$$

a_3 ——上覆非液化土层厚度 $d_u(m)$ 的修正系数, 应按下式计算:

$$a_3 = 1 - 0.05(d_u - 2) \quad (6.7.2-4)$$

对于深基础取为 1;

a_4 ——粘粒含量百分比 P_c 的修正系数, 应按下式计算:

$$a_4 = 1 - 0.17\sqrt{P_c} \quad (6.7.2-5)$$

6.8 桥梁结构自振频率检测

6.8.1 桥梁自振频率检测, 测点应布置在桥梁上、下部结构振型的峰、谷点, 进行多点多方向的测量。

6.8.2 桥梁结构的测试阶次应不少于表 6.8.2 的规定。

表 6.8.2 桥梁结构测试阶次表

桥型	简支梁桥	非简支梁桥、拱桥	斜拉桥、悬索桥
测试阶次	1 阶	3 阶	9 阶

6.8.3 对于复杂和特殊结构, 自振频率的阶数一般可取任一方向累积振型参与质量达到总质量的 90% 时所需的频率阶数。

6.8.4 宜根据实测自振频率加权平均值 f_{mi} 与理论计算自振频率加权平均值

f_{di} 的比值，按表 6.8.4 的规定确定自振频率评定标度。

表 6.8.4 桥梁自振频率评定标准

上部结构	下部结构	评定标度
f_{mi} / f_{di}	f_{mi} / f_{di}	
≥ 1.1	≥ 1.2	1
[1.00, 1.10)	[1.00, 1.20)	2
[0.90, 1.00)	[0.95, 1.00)	3
[0.75, 0.90)	[0.80, 0.95)	4
< 0.75	< 0.80	5

条文说明

桥梁自振频率变化不仅能够反映结构损伤情况，而且还能反映结构整体性能和受力体系的改变。通过测试桥梁自振频率的变化，可以分析桥梁结构性能，评价桥梁工作状况。

7 地震反应计算方法

7.1 一般规定

7.1.1 本章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等常规桥梁的抗震分析。对于墩高超过 40m、墩身在计算方向第一阶振型质量参与系数小于 60%、且结构进入塑性的高墩桥梁应作专项研究。

条文说明

对于墩高超过 40m、墩身在计算方向第一阶振型质量参与系数小于 60%、且结构进入塑性的高墩桥梁，其地震响应和墩柱塑性铰形成机制较为复杂，为确保其在实际地震作用下的性能满足要求，需要对其地震响应特性和塑性铰形成机制等开展专项研究。

7.1.2 常规桥梁可分为规则桥梁和非规则桥梁两类。表 7.1.2 限定范围内的梁桥属于规则桥梁，不在此表限定范围内的桥梁属于非规则桥梁，拱桥属于非规则桥梁。

表 7.1.2 规则桥梁的定义

参数	参数值					
单跨最大跨径	$\leq 90\text{m}$					
墩高	$\leq 30\text{m}$					
单墩高度与直行或宽度比	大于 2.5 且小于 10					
跨数	1	2	3	4	5	6
曲线桥梁圆心角 φ 及半径 R	单跨 $\varphi < 30^\circ$ 且一联累计 $\varphi < 90^\circ$ ，同时曲梁半径 $R \geq 20b$ (b 为桥宽)					
跨与跨间最大跨长比	—	≤ 3	≤ 2	≤ 2	≤ 1.5	≤ 1.5
轴压比	< 0.3					
跨与跨间桥墩最大刚度比	—	—	≤ 4	≤ 4	≤ 3	≤ 2
横桥向桥墩与桥墩间最大刚度比	< 1.15					
支座类型	普通板式橡胶支座、盆式支座（铰接约束）和墩梁固结等。使用滑板支座、容许普通板式橡胶支座与梁底或墩顶滑动、减隔震支座等属于非规则桥梁					
下部结构类型	桥墩为单柱墩、双柱框架墩、多柱排架墩					
地基条件	不易冲刷、液化和侧向滑移的场地，远离断层					

条文说明

规则桥梁的地震响应以一阶振型为主，因此可以采用本规范规定的各种简化

计算公式进行分析。

7.1.3 根据第 7.1.2 条的规则桥梁和非规则桥梁分类，各类桥梁的抗震分析的计算方法可参见表 7.1.3。

表 7.1.3 桥梁抗震分析可采用的计算方法

桥梁分类 地震作用	B 类		C 类		D 类	
	规则	非规则	规则	非规则	规则	非规则
E1	SM/MM	MM/TH	SM/MM	MM/TH	SM/MM	MM
E2	SM/MM	TH	SM/MM	TH	—	—

注：TH 为线性或非线性时程计算方法；SM 为单振型反应谱法；MM 为多振型反应谱法。

条文说明

E1 地震作用下，结构处在弹性工作范围，可采用反应谱方法计算，对于规则桥梁，由于其动力响应主要由一阶振型控制，因此可采用简化的单振型反应谱方法计算。E2 地震作用下，虽然容许桥梁结构进入塑性工作范围，但可以利用结构动力学中的等位移原理和等能量原理，对结构的弹性地震位移反应进行修正来代表结构的非线性地震位移反应，因此也可采用反应谱方法进行分析；但对于多联大跨度连续梁桥等复杂结构，只有采用非线性时程的方法才能正确预计结构的非线性地震反应。

7.1.4 E2 地震作用下，若大跨度连续梁或连续刚构桥（主跨超过 90m）的墩柱已进入塑性工作范围，且桥梁承台质量较大，地震下承台质量惯性力对桩基础地震作用效应不能忽略时，应采用非线性时程分析方法进行抗震分析。

条文说明

对于大跨径连续梁桥或连续刚构桥，如桥梁承台质量较大，桥梁承台的地震惯性力对桩基础的地震反应不能忽略，如 E2 地震作用下墩柱已进入塑性工作范围，应采用非线性时程方法进行抗震分析。

7.1.5 对 6 跨及 6 跨以上一联采用纵向固定支座和活动支座的连续梁桥，应采用非线性时程分析方法，并考虑活动支座摩擦作用效应，进行抗震分析。

条文说明

对于多孔一联连续梁桥，如纵向采用固定支座和活动支座，地震作用下，活动支座的滑动摩擦效应对结构地震反应影响较大，应采用非线性时程方法考虑滑动摩擦效应。

7.1.6 对复杂立交工程、斜桥和非规则曲线桥，宜采用非线性时程分析方法进行 E2 地震作用下的抗震分析。

条文说明

对于斜桥和非规则曲线桥等复杂结构，采用反应谱方法很难正确预计其地震反应，因此应采用非线性时程方法进行抗震分析。

7.1.7 地震作用下，桥台台身地震惯性力可按静力法计算。

条文说明

一般情况下，重力式桥台质量和刚度都非常大，采用静力法计算具有足够的精度，能够满足抗震设计要求，因此可按静力法计算桥台台身地震惯性力。

7.1.8 地震反应分析时，应考虑桥梁实际状况对模型参数的影响，宜按本规程有关规定计算截面折减系数 ξ_c 和 ξ_s 、强度折减系数 ξ_{cd} 、恒载变异影响修正系数 ξ_d ，对模型参数进行修正。

7.2 反应谱法

7.2.1 反应谱法包括单振型反应谱法和多振型反应谱法。单振型反应谱法和多振型反应谱法的选用可参见第 7.1.3。

7.2.2 当采用反应谱法计算时，加速度反应谱应按本标准第 4.2 节的规定确定。

7.2.3 当采用多振型反应谱法计算时，所考虑的振型阶数应保证在计算方向的质量参与系数在 90% 以上。计算地震作用效应（内力、位移）的振型组合方法应按下列规定采用：

- 1 单一方向的地震作用效应，一般可采用 SRSS 方法，按下式确定：

$$F = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (7.2.3-1)$$

式中：F——结构的地震作用效应；

S_i ——结构第 i 阶振型地震作用效应。

- 2 当结构相邻两阶振型的自振周期 T_i 和 T_j ($T_i \leq T_j$) 接近时，即 T_i 和 T_j 之比 ρ_T 满足式 (7.2.3-2)，应采用 CQC 方法按式 (7.2.3-3) 计算地震作用效应。

$$\rho_T = \frac{T_j}{T_i} \geq \frac{0.1}{0.1 + \xi} \quad (7.2.3-2)$$

式中： ξ ——阻尼比；

ρ_T ——周期比。

$$F = \sqrt{\sum \sum S_i r_{ij} S_j} \quad (7.2.3-3)$$

式中： r_{ij} ——相关系数，按式（7.2.3-4）确定：

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho_T)\rho_T^{3/2}}{(1+\rho_T^2)^2 + 4\xi^2\rho_T(1+\rho_T)^2} \quad (7.2.3-4)$$

式中符号意义同式（7.2.3-2）。

7.3 动力时程分析法

7.3.1 地震加速度时程应按本标准第 4.2 节的规定选取。

7.3.2 时程分析的最终结果，当采用 3 组地震动加速度时程计算时，应取各组计算结果的最大值；当采用 7 组及以上地震加速度时程计算时，可取结果的平均值。

7.3.3 E1 地震作用下，线性时程法的计算结果不应小于反应谱法计算结果的 80%。

7.4 规则桥梁计算方法

7.4.1 对满足本规程第 7.1.2 条要求的规则桥梁，可按本节分析方法将结构等效为单自由度体系模型，并应考虑上部结构、支座、桥墩及基础等刚度的影响，按单振型反应谱方法进行 E1 和 E2 地震作用下结构的内力和变形计算。

7.4.2 对桥面不连续简支梁桥，其顺桥向和横桥向水平地震力可采用下列简化方法计算，其计算简图如图 7.4.2 所示。

1 顺桥向和横桥向水平地震力可按下式计算：

$$E_{ktp} = \xi_d S M_t \quad (7.4.2-1)$$

$$M_t = M_{sp} + \eta_{cp} M_{cp} + \eta_p M_p \quad (7.4.2-2)$$

$$\eta_{cp} = X_0^2 \quad (7.4.2-3)$$

$$\eta_p = 0.16(X_0^2 + X_f^2 + 2X_{0.5f}^2 + X_f X_{0.5f} + X_0 X_{0.5f}) \quad (7.4.2-4)$$

式中： E_{ktp} ——顺桥向作用于固定支座顶面或横桥向作用于上部结构质心处的水平力（kN）；

S ——根据结构基本周期；

M_t ——换算质点质量（t）；

M_{sp} ——桥梁上部结构的质量（t），相应于墩顶固定支座的一孔梁的质量；

M_{cp} ——盖梁的质量（t）；

M_p ——墩身的质量（t），对于扩大基础，为基础顶面以上墩身的质量；对于桩基础，为一般冲刷线以上墩身的质量；

η_{cp} ——盖梁质量换算系数；

η_p ——墩身质量换算系数；

X_0 ——考虑地基变形时，顺桥向作用于支座顶面或横桥向作用于上部结构质心处的单位水平力在墩身计算高度 H 处引起的水平位移与单位力作用处的水平位移之比；

X_f 、 $X_{0.5f}$ ——考虑地基变形时，顺桥向作用于支座顶面或横桥向作用于上部结构质心处的单位水平力在一般冲刷线或基础顶面、墩身计算高度 $H/2$ 处，引起的水平位移与单位力作用处的水平位移之比。

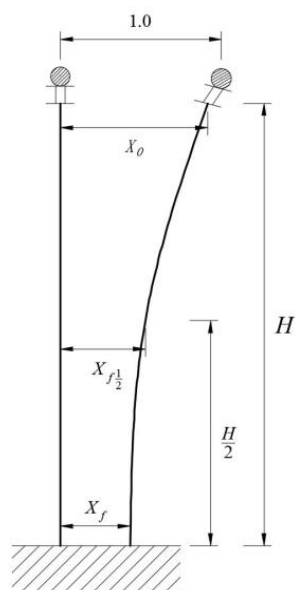


图 7.4.2 简支梁桥计算简图

2 一般情况可按式 (7.4.2-5) 计算各简支梁桥的基本周期。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{M_t \delta} \quad (7.4.2-5)$$

式中： T_1 ——简支梁桥顺桥向或横桥向的基本周期 (s)；

δ ——顺桥向作用于支座顶面或横桥向作用于上部结构质心处的单位水平力在该处引起的水平位移 (cm/kN)，顺桥向和横桥向应分别计算，计算时可按现行相关行业标准的有关规定计算地基变形作用效应。

7.4.3 连续梁一联中一个墩采用顺桥向固定支座，其余均为顺桥向活动支座，其顺桥向地震反应可按下列公式计算：

1 顺桥向作用于固定支座顶面的地震力可按式 (7.4.3-1)、式 (7.4.3-2) 计算：

$$E_{ktp} = \xi_d S M_t - \sum_{i=1}^N \mu_i R_i \quad (7.4.3-1)$$

$$M_t = M_{sp} + M_{cp} + \eta_p M_p \quad (7.4.3-2)$$

式中： M_t ——支座顶面处换算质点质量 (t)；

M_{sp} ——一联桥梁上部结构的质量 (t)；

M_{cp} ——固定墩盖梁的质量 (t)；

M_p ——固定墩墩身的质量 (t)，对于扩大基础，为基础顶面以上墩身的质量；对于桩基础，为一般冲刷线以上墩身的质量；

η_p ——固定墩墩身质量换算系数；

R_i ——第 i 个活动支座的恒载反力 (kN)；

μ_i ——第 i 个活动支座的摩擦系数，一般取 0.02。

2 顺桥向作用于活动支座顶面的地震力可按式 (7.4.3-3) 计算：

$$E_{kti} = \mu_i R_i \quad (7.4.3-3)$$

3 连续梁桥顺桥向的基本周期可按式 (7.4.3-4) 计算：

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\xi_d M_t \delta} \quad (7.4.3-4)$$

式中： T_1 ——连续梁桥顺桥向的基本周期 (s)；

δ ——顺桥向作用于固定支座顶面或上部结构质心处的单位水平力在该处引起的水平位移 (m/kN)，计算时可按现行相关行业标准的有关规定计算地基变形作用效应。

7.4.4 采用板式橡胶支座的规则连续梁和桥面连续简支梁桥，以及连续刚构桥梁，在顺桥向 E1 和 E2 地震作用下的地震反应，可按下列简化方法计算：

1 建立结构计算模型，模型中应考虑上部结构、支座、桥墩及基础等刚度的影响，计算均布荷载 p_0 沿一联梁体轴线作用下结构的位移 $v_s(x)$ ，计算简图如图 7.4.4 所示。

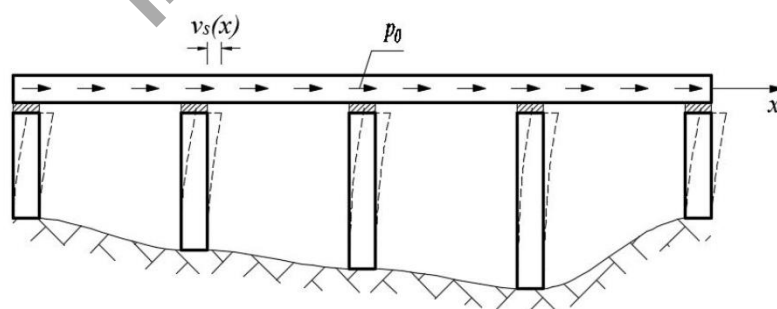


图 7.4.4 顺桥向计算模型

2 按式 (7.4.4-1) 计算桥梁的顺桥向等效刚度 K_L ：

$$K_L = \frac{p_0 L}{v_{s,\max}} \quad (7.4.4-1)$$

式中： p_0 ——均布荷载（kN/m）；

L ——一联桥梁总长（m）；

$v_{s,\max}$ —— p_0 作用下的最大水平位移（m）；

3 按式（7.4.4-2）计算结构周期 T_1 ：

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\xi_d M_t}{K_L}} \quad (7.4.4-2)$$

式中： M_t ——一联桥梁总质量（t），应包含梁体质量，以及按本标准第 7.4.2 条墩身质量换算系数 η_p 、盖梁质量换算系数 η_{cp} 等效的各墩身及其盖梁质量之和。

4 按式（7.4.4-3）计算地震等效均布荷载 p_e ：

$$p_e = \frac{\xi_d S M_t}{L} \quad (7.4.4-3)$$

式中： S ——根据结构周期 T 计算出的反应谱值。

5 按静力法计算均布荷载 p_e 作用下的结构内力、位移反应。

7.4.5 全桥墩梁为横桥向位移为固定约束的连续梁桥和桥面连续简支梁桥，以及连续刚构桥，在横桥向 E1 和 E2 地震作用下的地震反应，可按下列方法计算：

1 建立结构计算模型，在模型中应考虑上部结构、支座、桥墩及基础等刚度的影响，并应考虑相邻结构的影响，一般情况下计算模型应取左右各一联桥梁结构（边界联）作为边界条件；

2 计算均布荷载 p_0 沿计算模型（包含边界联长度）垂直梁体轴线作用下，计算联横桥向的最大结构位移 $v_s(x)$ ，计算简图如图 7.4.5 所示。

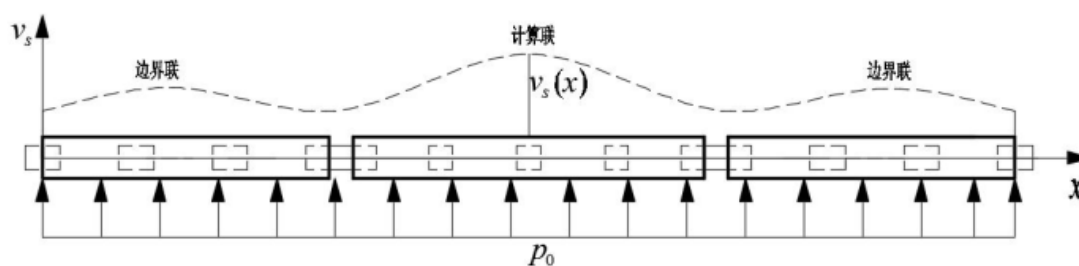


图 7.4.5 横桥向计算模型

3 按式 (7.4.5-1) 计算桥梁的横桥向等效刚度 K_T ：

$$K_T = \frac{p_0 L}{v_{s,\max}} \quad (7.4.5-1)$$

式中： p_0 ——均布荷载 (kN/m)；

L ——一联桥梁总长 (m)；

$v_{s,\max}$ —— p_0 作用下的最大水平位移 (m)；

4 计算结构周期 T_1 ：

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\xi_d M_t}{K_T}} \quad (7.4.5-2)$$

5 计算地震等效均布荷载 p_e ：

$$p_e = \frac{\xi_d S M_t}{L} \quad (7.4.5-3)$$

式中： p_e ——地震等效静力荷载 (kN/m)

S ——根据结构周期 T_1 计算出的反应谱值。

6 按静力法计算均布荷载 p_e 作用下的结构内力、位移反应。

7.4.6 采用多模态反应谱方法计算规则桥梁的变形和内力时，可参照本标准第 8.2 节的有关条文规定。

7.5 桥梁有限元建模原则

7.5.1 在 E1 和 E2 地震作用下，一般情况下应建立桥梁结构的动力模型

进行地震反应计算，计算模型应反映实际桥梁结构的动力特性。

7.5.2 规则桥梁可按本标准第 7.4 节的要求建立简化计算模型。

7.5.3 桥梁结构动力计算模型应能正确反映桥梁上部结构、下部结构、支座和地基的刚度、质量分布及阻尼特性，一般情况下应满足下列要求：

- 1 计算模型中的梁体和墩柱可采用空间杆系单元模拟，单元质量可采用集中质量代表；墩柱和梁体的单元划分应反映结构的实际动力特性。
- 2 支座单元应反映支座的力学特性。
- 3 混凝土结构的阻尼比可取 0.05；进行时程分析时，可采用 Rayleigh 阻尼。
- 4 计算模型应考虑相邻结构和边界条件的影响。

条文说明

由于非规则桥梁动力特性的复杂性，采用简化计算方法不能正确地把握其动力响应特性，要求采用有限元法建立结构动力空间计算模型。正确地建立桥梁结构的动力空间计算模型是进行桥梁抗震设计的基础。为了正确反映实际桥梁结构的动力特性，要求每个墩柱至少采用三个杆系单元，桥梁支座采用支座连接单元模拟，单元的质量可采用集中质量代表。

7.5.4 当进行直线桥梁地震反应计算时，可分别考虑沿顺桥向和横桥向两个水平方向地震动输入；当进行曲线桥梁地震反应分析时，可分别考虑沿相邻两桥墩连线方向（割线）和垂直于连线水平方向进行多方向地震动输入，以确定最不利地震反应。

7.5.5 进行非线性时程分析时，墩柱的非线性应采用弹塑性空间梁柱单元模拟，并应考虑剪切和扭转特性。

7.5.6 桥梁结构抗震分析时应考虑支座的影响。

- 1 支座的力学行为应考虑实际状态的影响，影响程度宜通过相关试验确定。
- 2 完好的板式橡胶支座可采用线性弹簧单元模拟，其剪切刚度可按下式计算：

$$k = \frac{G_d A_t}{\sum t} \quad (7.5.6-1)$$

式中： G_d ——板式橡胶支座的动剪切模量（ kN/m^2 ）；

A_r ——板式橡胶支座的剪切面积（ m^2 ）；

$\sum t$ ——橡胶层的总厚度（ m ）。

2 完好的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 7.5.6，活动盆式支座临界滑动摩擦力 $F_{\max}$ （ kN ）：

$$F_{\max} = \mu_d W \quad (7.5.6-2)$$

初始刚度为：

$$k = \frac{F_{\max}}{x_y} \quad (7.5.6-3)$$

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 0.003 m 。

3 完好的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 7.5.6，临界滑动摩擦力按式（7.5.6-2）计算，初始刚度按式（7.5.6-1）计算。

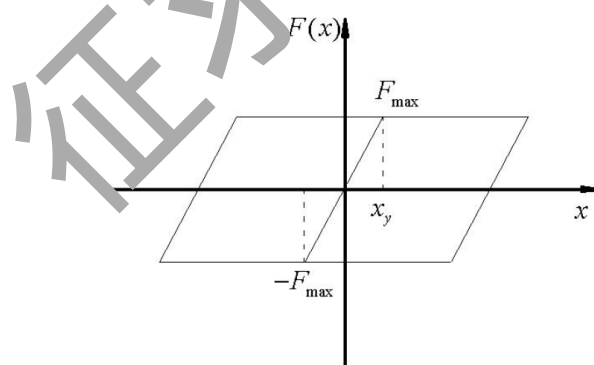


图 7.5.6 活动盆式支座和四氟滑板橡胶支座回复力模型

7.5.7 对采用桩基础的桥梁，计算模型应考虑桩土相互作用，桩土的相互作用可采用等代土弹簧模拟，等代土弹簧的力学特性可采用 p - y （ q - z 和 t - z ）法计算，并通过自由场反应分析得到输入 p - y （ q - z 和 t - z ）弹簧之上的地震动。

7.5.8 当墩柱的计算高度与矩形截面短边尺寸之比大于 8 时，或墩柱的计算高

度与圆形截面直径之比大于 6 时，应考虑 P- Δ 效应。

条文说明

当桥墩高度与截面尺寸之比较大时，桥墩的几何非线性效应不能忽略，本条直接引用了美国 CALTRANS 抗震设计规范的规定。

征求意见稿

8 抗震能力评价

8.1 一般规定

8.1.1 在役桥梁抗震能力评价应根据各构件的抗震能力与地震需求比进行评价。构件的抗震能力与地震需求比大于或等于 1，该构件抗震能力满足要求；抗震能力与地震需求比小于 1，该构件抗震能力不足。

条文说明

构件的抗震能力/地震需求比值大于等于 1 表明该构件在该水准地震作用下不会发生破坏，小于 1 表明该构件在该水准地震作用下，可能发生破坏。

8.1.2 在役桥梁抗震能力评价应包括各构件的承载能力评价和变形能力评价。

8.2 抗震能力修正方法

8.2.1 钢筋混凝土构件承载能力应根据桥梁检测结果按式 (8.2.1) 进行计算。

$$R = R(\xi_{cd}, f_{cd}, \xi_c, f_{cd}, \xi_s, a_{ds}) Z_1 (1 - \xi_e) \quad (8.2.1)$$

式中： $R(\cdot)$ ——构件承载能力计算函数；

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值；

a_{dc} ——构件混凝土几何参数设计值；

a_{ds} ——构件普通钢筋几何参数设计值；

Z_1 ——检算系数；

ξ_e ——恶化系数；

ξ_c ——钢筋混凝土结构的截面折减系数；

ξ_s ——普通钢筋的截面折减系数；

ξ_{cd} ——混凝土轴心抗压强度折减系数。

条文说明

采用检算系数、恶化系数、截面折减系数和强度折减系数对构件承载能力进行修正。

8.2.2 钢筋混凝土构件变形能力应根据桥梁检测结果按式(8.2.2)进行计算。

$$D = Z_1 D(\xi_{cd} f_{cd}, \xi_c a_{dc}, \xi_s a_{ds}) \quad (8.2.2)$$

式中: $D(\cdot)$ ——构件变形能力计算函数;

8.2.3 圬工与钢筋混凝土桥梁,应综合考虑桥梁结构或构件技术状况、材质强度和桥梁结构自振频率等检测评定结果,按下列规定确定检算系数 Z_1 :

1 按式(8.2.3)计算确定结构或构件检算系数评定标度 D 。

$$D = \sum \alpha_j D_j \quad (8.2.3)$$

式中: α_j ——某项检测指标的权重值, $\sum_{j=1}^3 \alpha_j = 1$, 按表 8.2.3-1 的规定取值;

D_j ——结构或构件某项检测指标的评定标度,分别按本规程表 5.6.6、表 6.5.1 和表 6.8.4 的有关规定取值。

表 8.2.3-1 检算系数检测指标权重值

检测指标名称	病害状况	材质强度	自振频率
权重 α_j	0.4	0.3	0.3

2 根据结构或构件检算系数评定标度,应按表 8.2.3-2 确定检算系数 Z_1 值,特殊情况下可采用专家调查法确定。

表 8.2.3-2 圬工及钢筋混凝土桥梁的检算系数 Z_1 值

承载力 检算系 数评定 标度 D	受弯	受剪	轴心 受压	轴心 受拉	偏心 受压	偏心 受拉	受扭	局部 承压
1	1.15	1.10	1.20	1.05	1.15	1.15	1.10	1.15
2	1.10	1.05	1.15	1.00	1.10	1.10	1.05	1.10
3	1.00	0.95	1.05	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00
4	0.90	0.85	0.95	0.85	0.90	0.90	0.85	0.90
5	0.80	0.75	0.85	0.75	0.80	0.80	0.75	0.80

注: 1. 小偏心受压可参照轴心受压取用检算系数 Z_1 值。

2. 检算系数 Z_1 值,可按检算系数评定标度 D 线性内插。

8.2.4 恶化系数 ξ_e 、截面折减系数 ξ_c 和 ξ_s 、强度折减系数 ξ_{cd} 应按本规程有关规定取值。

8.3 桥墩的抗震能力评价

8.3.1 B类、C类桥梁桥墩在E1地震作用下的抗震性能评价应符合下列要求：

- 1 可只进行承载能力评价。
- 2 E1地震作用和永久作用组合后，应按现行《公路桥梁承载能力评定规程》（JTG/T J21）相关规定计算桥墩承载能力。

8.3.2 B类、C类桥梁桥墩在E2地震作用下的评价内容应包括：

- 1 对于重力式桥墩、计算长度与截面计算方向的尺寸之比小于2.5的桥墩，可只进行承载能力评价，E2地震作用和永久作用组合后，应按现行的公路桥梁承载能力评定规程相关规定计算桥墩承载能力。
- 2 对于计算长度与截面计算方向的尺寸之比大于等于2.5的桥墩，应对塑性铰区域的斜截面抗剪承载能力和塑性转动能力进行评价。

8.3.3 桥墩塑性铰区域的斜截面抗剪承载力可按下列公式计算：

$$V_p = Z_1(1 - \xi_e)\phi(V_c + V_s) \quad (8.3.3-1)$$

$$V_c = 0.1\lambda\xi_e A_e \quad (8.3.3-2)$$

$$v_c = \begin{cases} 0, & P_c \leq 0 \\ \lambda \left(1 + \frac{P_c}{1.38\xi_e A_g} \right) \sqrt{\xi_{cd} f_{cd}} \leq \min \begin{cases} 0.355\sqrt{\xi_{cd} f_{cd}} \\ 1.47\lambda\sqrt{\xi_{cd} f_{cd}} \end{cases}, & P_c > 0 \end{cases} \quad (8.3.3-3)$$

$$0.03 \leq \lambda = \frac{\rho_s f_{yh}}{10} + 0.38 - 0.1\mu_\Delta \leq 0.3 \quad (8.3.3-4)$$

$$\rho_s = \begin{cases} \frac{4\xi_s A_{sp}}{s\sqrt{\xi_c} D'}, & \text{圆形截面} \\ \frac{2\xi_s A_v}{s\sqrt{\xi_c} b}, & \text{矩形截面} \end{cases} \leq \frac{2.4}{f_{yh}} \quad (8.3.3-5)$$

$$V_s = \begin{cases} 0.1 \times \frac{\pi \xi_s A_{sp} f_{yh} \sqrt{\xi_c} D'}{s}, & \text{圆形截面} \\ 0.1 \times \frac{\xi_s A_v f_{yh} \sqrt{\xi_c} h_0}{s}, & \text{矩形截面} \end{cases} \leq 0.08\sqrt{\xi_{cd} f_{cd}} \xi_e A_e \quad (8.3.3-6)$$

式中 V_c ——塑性铰区混凝土的抗剪能力贡献（kN）；

V_s ——横向钢筋的抗剪能力贡献（kN）；

v_c ——塑性铰区混凝土抗剪强度 (MPa);

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值 (MPa);

A_g ——墩柱塑性铰区域截面面积 (cm^2);

A_e ——核心混凝土面积 (cm^2);

μ_Δ ——桥墩构件位移延性系数;

P_c ——墩柱截面最小轴力 (kN);

A_{sp} ——螺旋箍筋面积 (cm^2);

A_v ——计算方向上箍筋面积总和 (cm^2);

s ——箍筋的间距 (cm);

f_{yh} ——箍筋抗拉强度设计值 (MPa);

b ——墩柱的宽度 (cm);

D' ——螺旋箍筋环的直径 (cm);

h_0 ——核心混凝土受压边缘至受拉侧钢筋中心的距离 (cm);

ϕ ——抗剪强度折减系数: $\phi = 0.35$ 。

8.3.4 桥墩塑性铰区域的塑性转动能力可按下列公式计算:

$$\theta_u = Z_1 \frac{L_p (\phi_u - \phi_y)}{K_{ds}} \quad (8.3.4-1)$$

式中:

ϕ_u ——极限破坏状态的曲率能力 ($1/\text{cm}$);

ϕ_y ——截面的等效屈服曲率 ($1/\text{cm}$);

K_{ds} ——延性安全系数, 取 2.0;

L_p ——等效塑性铰长度 (cm), 式 (8.2.4-2) 和式 (8.2.4-3) 计算结果的

较小值:

$$L_p = 0.08H + 0.022 f_y \sqrt{\xi_s} d_s \geq 0.044 f_y \sqrt{\xi_s} d_s \quad (8.3.4-2)$$

$$L_p = \frac{2}{3} \sqrt{\xi_c} b \quad (8.3.4-3)$$

H ——悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离 (cm);

b ——矩形截面的短边尺寸或圆形截面的直径 (cm);

f_y ——纵向钢筋抗拉强度标准值 (MPa);

d_s ——纵向钢筋的直径 (cm)。

8.3.5 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 8.2.5), 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。

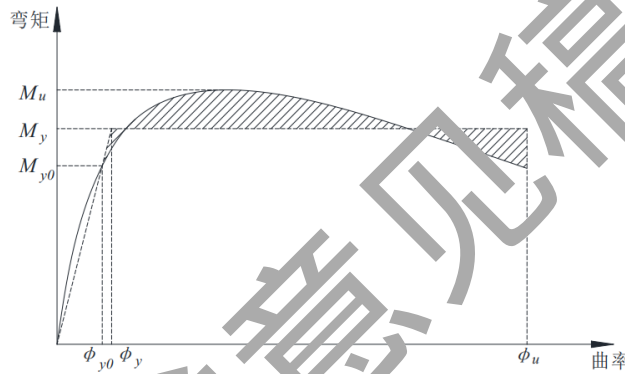


图 8.3.5 弯矩-曲率曲线

8.3.6 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 (纵筋折减极限应变取值 0.1)。混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按式计算:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{kh} \varepsilon_{su}^R}{\xi_{cd} f'_{cc}} \quad (8.3.6-1)$$

式中:

ρ_s ——约束钢筋的体积含筋率, 对于矩形箍筋:

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (8.3.6-2)$$

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, $\varepsilon_{su}^R = 0.09$ 。

8.3.7 D 类桥梁桥墩抗震能力评价应符合下列要求:

- 1 可只进行 E1 地震作用下的承载能力评价。
- 2 E1 地震作用和永久作用组合后, 应按现行《公路桥梁承载能力评定规程》(JTG/T J21) 相关规定计算桥墩承载能力。

8.4 支座的抗震能力评价

8.4.1 支座的抗震能力应考虑实际状态的影响, 影响程度宜通过相关试验确定。

8.4.2 完好的板式橡胶支座的抗震能力评价应符合下列要求:

- 1 应对支座变形能力和承载能力进行评价。
- 2 支座变形能力可按下列公式计算:

$$X_N = \tan \gamma \sum t \quad (8.4.1-1)$$

式中: $\sum t$ ——橡胶层的总厚度 (m);

$\tan \gamma$ ——橡胶片剪切角正切值, $\tan \gamma = 1.0$;

- 3 支座承载能力可按下列公式计算:

$$E_N = \mu_d R_b \quad (8.4.1-2)$$

式中: μ_d ——支座的动摩阻系数, 橡胶支座与混凝土表面的动摩阻系数可采用 0.25; 与钢板的动摩阻系数可采用 0.20;

R_b ——上部结构重力在支座上产生的反力 (kN)。

8.4.3 完好的盆式支座和球型支座的抗震能力评价应符合下列要求:

- 1 活动支座应对变形能力进行评价, 固定支座应对承载能力进行评价。
- 2 活动支座变形能力可按下列公式计算:

$$X_N = \alpha_X X_{\max} \quad (8.4.2-1)$$

式中： $X_{\max}$ ——活动支座设计容许滑动水平位移（m）；

α_x ——活动支座折减系数，按支座真实状态进行折减。

3 固定支座承载能力可按下列公式计算：

$$E_N = \alpha_E E_{\max} \quad (8.4.2-2)$$

式中： $E_{\max}$ ——固定支座设计容许承受的水平力（kN）；

α_E ——固定支座折减系数，按支座真实状态进行折减。

8.4.4 支座承载能力需求可按下列公式计算：

$$E_{hzh} = E_{hze} + E_{hzd} + 0.5E_{hzt} \quad (8.4.3)$$

式中： E_{hze} ——计算的支座水平地震力（kN）；

E_{hzd} ——永久作用产生的支座水平力（kN）；

E_{hzt} ——均匀温度作用产生的支座水平力（kN）；

8.4.5 支座变形需求可按下列公式计算：

$$X_x = X_D + X_H + 0.5X_T \quad (8.4.4)$$

式中： X_D ——计算的地震作用下支座水平位移（m）；

X_H ——永久作用产生的支座水平位移（m）；

X_T ——均匀温度作用产生的支座水平位移（m）。

8.5 桥台的抗震能力评价

8.5.1 桥台的抗震能力评价应符合下列要求：

1 可只进行地震作用下的承载能力评价。

2 地震作用和永久作用组合后，应按现行《公路桥梁承载能力评定规程》（JTG/T J21）相关规定计算桥台承载能力。

8.5.2 计算桥台抗震需求时，作用在桥台上的水平地震力可按下列要求计算：

1 设置活动支座的重力式桥台

$$E_{\text{hau}} = \frac{C_i C_s A G_{\text{au}}}{g} \quad (8.5.2-1)$$

式中： G_{au} ——基础顶面以上台身的重力。

2 设置固定支座的重力式桥台

$$E_{\text{hau}} = \frac{C_i C_s A (G_{\text{au}} + G_s)}{g} \quad (8.5.2-2)$$

式中： G_s ——一孔梁的重力。

3 柔性桥台的水平地震力计算应考虑桥台和基础的刚度。

8.5.3 计算桥台抗震需求时，作用在桥台上的主动土压力和动水压力可按现行公路桥梁抗震设计规范相关规定进行计算。

8.5.4 当判定桥台地表以下 10m 内有液化土层或软土层时，应考虑液化土层或软土层对桥台的抗震能力和抗震需求的影响。

8.6 基础、盖梁、节点区和主梁的抗震能力评价

8.6.1 基础、盖梁和节点区的抗震能力评价应符合下列要求：

- 1 可只进行 E1 和 E2 地震作用下的承载能力评价。
- 2 地震作用和永久作用组合后，应按现行《公路桥梁承载能力评定规程》（JTG/T J21）相关规定计算基础、盖梁和节点区的承载能力。

8.6.2 对于刚构桥和刚梁桥，应对主梁的抗震能力进行评价，且应符合下列要求：

- 1 可只进行 E1 和 E2 地震作用下的承载能力评价。
- 2 地震作用和永久作用组合后，应按现行《公路桥梁承载能力评定规程》（JTG/T J21）相关规定计算主梁承载能力。

8.7 限位装置和防落梁装置的抗震能力评价

8.7.1 限制装置的抗震能力评价应符合下列要求：

- 1 可只进行 E1 地震作用下的承载能力评价。
- 2 地震作用和永久作用组合后，可按限位装置设计值和实际状况来计算限位装置的承载能力。

8.7.2 防落梁装置的抗震能力评价应符合下列要求：

- 1 应进行 E2 地震作用下的承载能力和变形能力评价。

2 地震作用和永久作用组合后，可按防落梁装置设计值和实际状况计算防落梁装置的承载能力和变形能力。

3 防落梁装置的真实变形能力大于桥梁结构支承长度时，防落梁装置的变形能力取值为桥梁结构最小支承长度。

征求意见稿

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”。

征求意见稿