

ICS 93.040

CCS P28

团 体 标 准

T/CHI XXX-202X

铁路桥梁减隔震设计规范

Guidelines for the design for the damping of the railway bridge

(征求意见稿)

提交反馈意见时，请将您知道的专利连同支持性文件一并附上。

202X-X-X 发布

202X-X-X 实施

中国高技术产业发展促进会 发布

目 次

前言	II
引言	III
1 总则及适用范围	1
2 规范性引用文件	1
3 术语和符号	2
4 基本规定	5
4.1 一般规定	5
4.2 抗震性能目标	5
4.3 荷载及组合作用	6
4.4 隔震橡胶支座试验方法	6
4.5 双曲面球形减隔震支座试验方法	8
4.6 摩擦摆式支座试验方法	9
4.7 X 型钢板组件试验方法	9
4.8 U 型钢板组件试验方法	9
4.9 变截面弧形钢消能减震装置试验方法	9
5 地震作用与结构验算	9
5.1 地震作用计算方法	9
5.2 抗震性能目标验算	10
6 减隔震计算分析方法	12
6.1 一般规定	12
6.2 地震动时程选取	12
6.3 分析模型及分析方法	13
6.4 减隔震装置计算方法	13
7 减隔震铁路桥梁设计	13
7.1 一般规定	13
7.2 粘滞阻尼器性能及构造	14
7.3 金属阻尼器性能及构造	14
7.4 隔震支座力学性能	15
8 基于行车的减隔震设计	17
8.1 一般规定	17
8.2 行车功能分析方法	18
8.3 评价指标	19
8.4 构造措施	23
《铁路桥梁减隔震设计标准》条文说明	25

前 言

本文件按照 GB/T 1.1-2020《标准化工作导则第 1 部分：标准化文件的结构和起草规则》的规定起草。请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由中国高技术产业发展促进会提出并归口。

主编单位：中南大学、高速铁路建造技术国家工程研究中心、中国铁路工程集团有限公司、湖南科技大学、湖南开放大学。

主要起草人：蒋丽忠、魏标、赖智鹏、江力强、向平、周旺保、余建、李姗姗、许孔联、肖斌琦、陈明宇、郑香林、陈骏、金汐、汪旭、邹晨冉、谭昊、王巍、袁帅杰、李相彤、赵晨曦、王铭晖、黄振宇、李斯、全芷晴。

征求意见稿

引 言

我国铁路桥梁建设规模庞大、分布广泛，且随着铁路向西部高烈度地震区推进，如川藏铁路等重大项目的实施，桥梁面临地震威胁愈发严峻。与此同时，高速、重载铁路的发展，对桥梁在地震作用下的结构安全与列车运行安全提出了极高要求。然而，现有铁路桥梁抗震规范在减隔震设计方面存在不足，对减隔震装置选型、设计参数、动力分析方法等缺乏明确统一规定，致使实际工程设计缺乏精准指导，难以有效保障桥梁抗震性能。在此背景下，依据国家《“十四五”铁路发展规划》中提升交通基础设施韧性与抗震能力的要求，编制《铁路桥梁减隔震设计标准》，旨在系统整合减隔震技术既有成果，规范设计流程。具体而言，明确铁路桥梁减隔震设计适用范围，针对不同铁路等级、桥梁类型、场地条件等，给出科学合理的减隔震装置选型指南；制定清晰的设计目标与性能要求，量化地震作用下桥梁位移、内力、加速度等关键控制指标；提供标准化的动力分析方法与设计参数取值依据，确保减隔震设计既能有效降低地震对桥梁结构的破坏，又能保障列车在地震时及震后的安全、平稳运行，填补我国铁路桥梁减隔震设计标准空白，推动铁路工程抗震技术规范化、科学化发展。

本标准编制在技术、安全、经济等层面意义深远。技术上，标准的出台将构建起全面、系统的铁路桥梁减隔震设计技术体系，将目前相对分散的科研成果、工程经验进行梳理与凝练，形成相对完整且具实践意义的集成式技术规范。不仅可推动铁路桥梁减隔震技术从零散应用向体系化、标准化迈进，促进不同类型的铁路桥梁减隔震装置设计理论的完善，还有助于整合产学研力量，开展针对性技术创新，突破相关耦合分析、动力计算方法等技术难题，提升我国铁路桥梁抗震技术在国际上的竞争力与话语权。另外，统一明确的设计标准可从安全角度显著提升铁路桥梁抗震设防水平。通过精准把控减隔震设计关键环节，能有效降低地震引发桥梁垮塌、落梁等严重事故的概率，减少因桥梁损坏导致的列车脱轨、停运等次生灾害，切实保障人民生命财产安全。同时，提升铁路网在地震等灾害中的韧性，确保震后铁路运输能迅速恢复，对国家应急交通保障体系建设意义重大。在经济性层面，规范设计可避免因设计不统一导致的过度设计或设计不足问题。过度设计造成材料、资金浪费，设计不足则可能引发后期高额维修、重建成本。标准实施后，能实现资源合理配置，降低桥梁全生命周期成本；并且，其对减隔震技术应用的推动，将带动相关产业发展，从装置研发、生产制造到工程安装、检测维护，形成完整产业链，创造新的经济增长点。

当前铁路桥梁减隔震设计领域诸多问题亟待解决，凸显标准编制的紧迫性。（1）规范适用性不足是首要问题，现行铁路桥梁抗震规范对减隔震设计的规定多为原则性描述和相对简单的建议条文，未能充分考虑高铁、普铁、重载铁路在结构形式、运行荷载、抗震要求上的差异性，强震地区减隔震需求的差异性考虑相对较弱，也未针对不同减隔震装置给出详细设计流程与参数取值方法，导致工程设计人员在实际操作中难以选择，设计方案质量参差不齐。（2）减隔震技术及装备与地震动特征、铁路桥梁动力特性的耦合问题突出，铁路桥梁在服役期内，不仅要承受随机地震作用，还需长期经受高速列车或重载列车的动荷载，二者随机性大、耦合作用复杂，对减隔震装置性能的需求影响显著。（3）近年来，我国在复杂地质、高地震烈度区的铁路建设项目激增，这些区域桥梁对减隔震技术需求更为迫切。然而，因缺少专门设计标准，部分工程只能借鉴公路桥梁标准或凭借有限经验设计，无法充分发挥减隔震技术优势，难以满足铁路桥梁在强震下的安全运营要求。因此，编制《铁路桥梁减隔震设计标准》，是解决上述问题、推动铁路桥梁建设高质量发展、保障铁路运输安全的重点。

铁路桥梁减隔震设计规范

1 范围

本文件规定了铁路桥梁减隔震设计基本规定地震作用与结构验算、减隔震计算分析方法、减隔震铁路桥梁设计、基于行车的减隔震设计。

本标准适用于新建、改建的铁路桥梁的减隔震设计。

2 规范性引用文件

下列文件对于本标准的应用是必不可少的。凡是注日期的引用文件，仅所注日期的版本适用于本标准。凡是不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本标准。

GB/T699 优质碳素结构钢

GB/T3077 合金结构钢

GB/T 1591 低合金高强度结构钢

GB/T11352 一般工程用铸造碳钢件

GB/T3280 不锈钢冷轧钢板和钢带

GB/T1033.1 塑料 非泡沫塑料密度的测定 第1部分：浸渍法、液体比重瓶法和滴定法

GB/T 3098.1 紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱

GB/T 819.2 十字槽沉头螺钉 第2部分：8.8级、不锈钢及有色金属螺钉

GB/T 17955 桥梁球型支座

GB 50111 铁路工程抗震设计规范

GB 50017-2017 钢结构设计标准

GB/T 17955 桥梁球型支座

GB/T 20688.2-2006 橡胶支座 第2部分：桥梁隔震橡胶支座

GB/T 20688.1-2007 橡胶支座 第1部分：隔震橡胶支座试验方法

GB/T 1184 形状和位置公差 未注公差值

GB/T 700 碳素结构钢

CJJ 166 城市桥梁抗震设计规范

HG/T 2502 硅脂标准

JT/T851-2013 合成材料调高盆式支座

JT/T391 桥梁盆式支座

JT/T 1062-2025 桥梁减隔震装置通用技术条件

JT/T 927-2014 桥梁双曲面球型减隔震支座

JT/T 928-2014 桥梁超高阻尼隔震橡胶支座

TB/T 2331 铁路桥梁盆式橡胶支座
TB/T 3320 铁路桥梁球型支座
TB/T 1853-2018 铁路桥梁钢支座
YB/T 4927-2021 桥梁减震榀用热轧圆钢

3 术语和符号

下列术语和定义适用于本文件。

3.1

基于性能的抗震设计 performance-based seismic design

根据所选定的性能目标进行设计,使结构在规定的设计地震动水平下的行为满足预期的抗震性能目标。

3.2

多遇地震作用 frequently occurred earthquake

重现周期为 50 年的地震动。

3.3

设防地震作用 design basis earthquake

重现周期为 475 年的地震动。

3.4

罕遇地震作用 rarely occurred earthquake

重现周期为 1600~2400 年的地震动。

3.5

设计地震作用基准面 ground level in seismic design

设计地震动参数取值所对应的土层位置。

3.6

防落梁装置 unseating-prevention system

为防止桥梁墩梁间的相对位移超过限值而设计的构造装置

3.7

限位装置 restrainer

为防止桥梁支座损伤所引起的墩梁间的相对大位移而设计的构造装置。

3.8

多点反应谱法 multiple-support input response spectrum method

结构与地基支承点处地震动输入不同时的反应谱组合方法。

3.9

弹塑性反应谱法 elastoplastic response spectrum method

根据结构的等效周期和屈服地震加速度，利用弹塑性反应谱计算结构的地震反应的分析方法。

3.10

反应位移法 response displacement method

以场地土层地震动相对位移为主要因素确定地震作用，对地下结构物进行抗震计算的方法。

3.11

反应加速度法 response acceleration method

用场地土层地震动加速度确定地震作用，施加于地下结构及周围土体，对地下结构物进行抗震计算的方法。

3.12 主要符号

R_x ——X 方向地震动作用对同一反应量的贡献；

R_y ——Y 方向地震动作用对同一反应量的贡献；

R_z ——Z 方向地震动作用对同一反应量的贡献；

d ——承台质心处的地震反应位移；

dd ——承台质心处的设计容许位移；

θ ——地震反应转角；

α ——扩大基础性能等级系数；

θ_y ——基础底面屈服转角。

$\sum t$ ——橡胶层的总厚度；

Δt ——地震作用下最不利效应组合后支座产生的水平位移；

ΔD ——地震作用下支座产生的水平位移。

ΔH ——永久作用下支座产生的水平位移。

μ_d ——支座的动摩阻系数；

N ——上部结构重力在支座上产生的反力；

R_t ——包括地震力效应的支座的水平力效应组合值；

R_D ——地震作用下支座的水平地震力；

R_H ——永久荷载作用下支座的水平力；

Δ_{\max} ——支座容许最大滑动水平位移；

R_{\max} ——支座水平抗力值；

- ΔD ——地震产生的梁端与墩顶的相对位移；
 λ_1 ——轨道变形与梁端错位的相关系数；
 λ_2 ——轨道变形与墩顶位移的相关系数；
 F_d ——粘滞阻尼器的阻尼力(kN)；
 C ——粘滞阻尼器的阻尼系数；
 V ——粘滞阻尼器活塞的运动速度(m/s)；
 α ——粘滞阻尼器的速度指数；
 D_d ——隔震支座的设计位移 (m)；
 $F(D_d)$ ——隔震支座对应于设计位移 D_d 的水平力 (kN)；
 D_y ——隔震支座的屈服位移 (m)；
 Q_d ——隔震支座的特征强度 (kN)；
 K_{eff} ——隔震支座的等效刚度 (kN/m)；
 K_u ——隔震支座的屈前刚度 (kN/m)；
 K_d ——隔震支座的屈后刚度 (kN/m)；
 ξ_{eff} ——隔震支座的等效阻尼比；
 $F(D_d)$ ——隔震支座对应于设计位移 D_d 的水平力 (kN)；
 $F(-D_d)$ ——隔震支座对应于设计位移 $-D_d$ 的水平力 (kN)；
 W ——隔震支座的弹性能量，为图 7.4.3 中所示的三角形面积 (kN·m)；
 ΔW ——隔震支座吸收的能量总量，为图 7.4.3 中所示的水平位移和水平荷载的历程曲线所围面积 (kN·m)；
 θ ——平行转角或折转角 (rad)；
 $O_i (i=1, 2, 3)$ ——第 i 个墩顶处的钢轨顶面位移 (m)；
 $l_i (i=1, 2)$ ——计算桥墩处的两侧主梁跨径 (m)；
 附录部分
 $[M]$ ——桥墩体系质量矩阵；
 ω ——自振圆频率；
 $[K]$ ——桥墩体系的刚度矩阵；
 $\{x\}$ ——振型函数向量；
 ω_j ——桥墩体系 j 振型自振圆频率 (rad/s)；
 T_j ——桥墩体系 j 振型自振周期 (s)；
 mp^*, kfl ——可按 GB50111 附录 E.1、E.2 采用；
 K_p^* ——桥墩外刚度 (kN/m)，可按 GB50111 附录表 D.2.1 计算；
 δ_{11}' ——体系质心处单位水平方向力产生的水平位移 (m/kN)；
 δ_{12}' ——体系质心处单位垂直方向力产生的水平位移 (m/kN·m)；
 δ_{22} ——体系质心处单位垂直方向力产生的角变位移 (rad/kN·m)；
 h_1 为桥墩体系质心到基础或承台底面高度 (m)；
 δ_{11} ——桥墩顶面单位水平力产生的墩顶水平位移(m/kN)，应按现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5 规定的方法计算；
 μ_u ——非线性位移延性比；
 λ_m ——非线性位移延性比与线性弯矩比的比例系数；
 μ_m ——线性弯矩比可按 GB50111 第 F.0.2 条计算；
 M_{max} ——罕遇地震下的墩身截面最大弯矩，按反应谱法计算（计算 M_{max} 时用开裂截面的换算惯性矩）；
 M_y ——桥墩的屈服弯矩，当截面最外侧钢筋开始屈服时墩底截面弯矩（可按钢筋混凝土偏心受压

构件进行反算)；

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 铁路桥梁减隔震设计在确保地震时桥梁安全的同时，应减小因震后桥梁使用功能的下降而导致的对经济和社会生活的影响。

4.1.2 考虑抗震设防标准、地形、场地土分类、地基条件等因素的前提下，应有良好抗震性能的桥梁结构形。增强结构或构件强度的同时，应提高其变形能力。

4.2 抗震性能目标

4.2.1 根据抗震设计上的安全性、使用性和可修复性设定三个抗震性能目标。安全性是指不因地震发生而导致桥梁倒塌；使用性是指震后桥梁依然维持其原有的通行功能；可修复性是指能修复因地震产生的结构损伤。

抗震性能目标 G1 为发生地震后桥梁基本无损伤，可以立即使用。抗震性能目标 G2 定义为地震仅会造成桥梁一定程度的损伤，经过简单抢修可以继续使用。抗震性能目标 G3 定义为不因地震发生而导致桥梁倒塌的情况出现，结构保持完整状态。

表 4.2.1 三种抗震性能目标

桥梁的抗震性能	安全性	使用性	可修复性	
			短期	长期
抗震性能目标 G1	防止落梁	保证桥梁基本使用功能	不必做功能恢复的修复	稍微修复即可
抗震性能目标 G2	防止落梁	通过应急修复快速地恢复桥梁基本使用功能	通过应急修复快速恢复使用功能	能够比较容易地进行永久性修复
抗震性能目标 G3	防止落梁	—	—	—

4.2.2 按照本规范进行铁路桥梁减隔震抗震设计的铁路工程，应达到的抗震性能要求如下：

性能要求I：地震后不损坏或轻微损坏，能够保持其正常使用功能，结构处于弹性工作阶段，消能减震装置处于弹性阶段且耗能效果初步发挥。

性能要求II：地震后可能损坏，经修补，短期内能恢复其正常使用功能，结构整体处于非弹性工作阶段，消能减震装置发生塑性变形，耗能消能充分发挥。

性能要求III：地震后可能产生较大的破坏，但不出现整体坍塌，经抢修后可限速通车，结构处于弹塑性工作阶段，消能减震装置发生断裂破坏，但由于其装配式及可快速更换特性，可进行更换，使结构有较大的安全空间。

4.2.3 铁路工程所在地区可能遭受地震影响程度，应用相应于抗震设防烈度的地震动峰值加速度和地震动反应谱特征周期来表述。

4.2.4 铁路工程构筑物在不同地震动水准下的抗震设防目标及分析方法应符合表 4.2.4 的规定。

表 4.2.4 铁路工程构筑物抗震设防目标及分析方法

地震动水准	多遇地震	设计地震	罕遇地震
构筑物	桥梁	路基, 挡土墙, 隧道, 桥台, 桥梁上、下部结构连接构造	采用钢筋混凝土桥墩的桥梁
抗震设防目标	达到抗震性能要求I	达到抗震性能要求II	达到抗震性能要求III
分析方法	D类桥梁: 采用反应谱法; B、C类桥梁及新结构桥梁: 反应谱法或时程反应分析法	采用静力法; 连续梁支座可采用反应谱法	简支梁钢筋混凝土桥墩采用延性设计的简化方法; B类桥梁及新结构桥梁: 采用非线性时程反应分析法

注: 1 桥梁上、下部结构连接构造含防止落梁、抗震挡块等措施。

注: 2 采用延性设计的钢筋混凝土桥墩, 其支座应按罕遇地震进行验算。

4.3 荷载及组合作用

4.3.1 列车荷载满载和地震同时发生的概率较小, 因此在进行减隔震设计时暂不考虑列车荷载。

4.3.2 进行铁路桥梁抗震设计, 应综合考虑各种设计条件选择需要考虑的地震影响因素。

4.4 隔震橡胶支座试验方法

4.4.1 试验项目应按照 GBT20688.1-2007 中下表规定执行

表 4.4.1-1 隔震橡胶支座力学性能试验项目

性能	试验项目	相关条款
压缩性能	竖向压缩刚度	6.3.1
	压缩位移	
剪切性能	水平等效刚度	6.3.2
	等效阻尼比	
	屈服后刚度	

	屈服力	
剪切性能相关性	剪应变相关性	6.4.1
	压力力相关性	6.4.2
	加载频率相关性	6.4.3
	反复加载次数相关性	6.4.4
	温度相关性	6.4.5
压缩性能相关性	剪应变相关性	6.4.6
	压力力相关性	6.4.7
极限剪切性能	破坏剪应变、破坏剪力	6.5
	屈曲剪应变、屈曲剪力	
	滞回剪应变、滞回剪力	
拉伸性能	破坏拉力	6.6
	屈服拉力	
	拉伸破坏和屈服时对应的剪应变	
耐久性能	老化性能	6.7.1
	徐变性能	6.7.2
	疲劳性能	6.7.3
低速率变形的反力性能	低速率变形的剪切模量	6.8

4.4.2 检验可采用 GBT20688.1-2007 中下表规定的标准试件

表 4.4.2-1 标注试件

项目	天然橡胶支座			铅芯橡胶支座		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
内部钢板边长/mm (a×b)	100×100	240×240	400×400	100×100	240×240	400×400
铅芯个数	—	—	—	4	4	4
铅芯直径/mm	—	—	—	14.5	34.5	57.5
单层内部钢板厚度/mm (t _s)	1~2	2~3	3~4	1~2	2~3	3~4

单层内部橡胶厚度/mm (t_r)	2	5	9	2	5	9
内部橡胶层数 (n)	6	6	6	6	6	6
橡胶支座保护层厚度/mm (t_0)	5	5	10	5	5	10

表 4.4.2-2 标准试件（圆形）

项目	天然橡胶支座			铅芯橡胶支座		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
内部钢板的外径/mm (d_0)	150	250	500	150	250	500
内部钢板开孔直径/mm (对铅芯橡胶支座为铅芯直径) (d_i)	7.5	12.5	25	30	50	100
单层内部钢板厚度/mm (t_s)	1~2	2~3	3~4	1~2	2~3	3~4
单层内部橡胶厚度/mm (t_r)	1.5	2.0	4.0	1.5	1.8	3.5
内部橡胶层数 (n)	20	25	25	20	28	28
橡胶支座保护层厚度/mm (t_0)	4	6	8	4	6	8

4.5 双曲面球形减隔震支座试验方法

- 4.5.1 支座尺寸采用直尺、卡尺、卷尺等量具进行测量,量具精度应满足测量要求。
- 4.5.2 支座钢件和非金属件的尺寸和形位公差采用量具进行测量。
- 4.5.3 支座组装尺寸采用量具进行测量,外观质量采用目测法进行检查。
- 4.5.4 支座防护采用量具进行尺寸测量,采用目测法进行外观质量检查。
- 4.5.5 支座承载力试验宜采用成品支座进行。当受试验设备能力限制时,可选用有代表性的小型支座进行试验。
- 4.5.6 支座竖向承载力试验按 JT/T927-2014 中附录 A 进行。
- 4.5.7 支座水平滞回性能试验按 JT/T927-2014 中附录 B 进行。
- 4.5.8 支座限位板水平承载能力试验按 JT/T927-2014 中附录 C 进行。
- 4.5.9 支座自复位性能试验按 JT/T927-2014 中附录 D 进行。
- 4.5.10 钢件和非金属滑板的外观质量检查采用目测法进行。
- 4.5.11 钢件性能试验方法按 GB/T699、GB/T700、GB/T3077 和 GB/T 1591 进行。
- 4.5.12 铸钢件性能试验方法按 GB/T11352 进行。
- 4.5.13 不锈钢板性能试验方法按 GB/T3280 进行。

- 4.5.14 非金属滑板性能试验按以下要求进行。
- a)非金属滑板密度试验方法按 GB/T1033.1 进行。
 - b)非金属滑板球压痕硬度 H132/60 试验方法按 GB/T3398.1 进行。
 - c)非金属滑板约束状态下极限抗压强度试验方法按附录 E 进行。
 - d)非金属滑板拉伸强度和断裂标称应变试验方法按 GB/T1040.1 和 GB/T1040.3 进行。
 - e)非金属滑板与不锈钢板间初始静摩擦系数及线磨耗率试验方法按 JT/T927-2014 中附录 F 进行。
- 4.5.15 5201-2 硅脂润滑剂的物理性能试验方法按 HC/T 2502 进行。

4.6 摩擦摆式支座试验方法

- 4.6.1 滑板的摩擦系数和线磨耗率试验应按 JT/T851-2013 中附录 A 的规定进行。
- 4.6.2 SF-1 三层复合板层间结合牢度和压缩变形试验应按 JT/T391 的规定进行。
- 4.6.3 剪力销试验应按 GB/T 3098.1 的规定进行。
- 4.6.4 沉头铜螺钉试验应按 GB/T 819.2 的规定进行。
- 4.6.5 其余用材试验应按 GB/T 17955 的规定进行。
- 4.6.6 成品支座竖向承载力试验、转动性能试验和上座板的不锈钢板与平面滑板的摩擦系数试验(摩擦系数试验),应按 GB/T 17955 的规定进行。
- 4.6.7 成品支座减震起始力试验应按 JT/T 852-2013 中附录 B 的规定进行。
- 4.6.8 成品支座减隔震性能试验应按 JT/T 852-2013 中附录 C 的规定进行。

4.7 X 型钢板组件试验方法

- 4.7.1 X 型钢板组件试件力学本构试验测试加载宜采用低周往复加载,每级位移荷载宜循环两圈,直至构件破坏。
- 4.7.2 X 型钢板组件试件力学本构试验测试加载宜通过高强螺栓连接在中板和辅助框架之间,中板和辅助框架分别固定在仪器的上下夹具中。

4.8 U 型钢板组件试验方法

- 4.8.1 U 型钢板组件试件试验力学本构试验测试宜采用低周往复加载,每级位移荷载宜循环两圈,直至构件破坏。
- 4.8.2 U 型钢板组件试件试验力学本构试验测试宜通过高强螺栓连接在中板和辅助框架之间,中板和辅助框架分别固定在仪器的上下夹具中。

4.9 变截面弧形钢消能减震装置试验方法

- 4.9.1 变截面弧形刚消能减震装置力学本构试验测试宜采用低周往复加载,每级位移荷载宜循环两圈,直至构件破坏。
- 4.9.2 变截面弧形刚消能减震装置力学本构试验测试宜通过高强螺栓连接在中板和辅助框架之间,中板和辅助框架分别固定在仪器的上下夹具中。

5 地震作用与结构验算

5.1 地震作用计算方法

5.1.1 结构体系建模时，梁、墩、杆等构件宜采用梁、杆单元进行建模；结构的节点宜处理成为刚性域；支座宜简化为约束关系等效线性弹簧或非线性弹簧。

5.1.2 多遇地震作用下，桥墩抗震计算可采用反应谱法或时程分析法。在设计地震和罕遇地震作用下，应采用非线性时程分析法对桥梁地震响应进行验算。场地地表竖向设计地震动峰值加速度取值不应小于水平向峰值加速度的 0.65 倍。

5.1.3 当多分量地震作用时，各地震动分量引起的地震反应按下式进行组合，对 3 种组合得出的结果应分别进行抗震验算：

$$R = \begin{cases} R_x + 0.3R_y + 0.3R_z \\ 0.3R_x + R_y + 0.3R_z \\ 0.3R_x + 0.3R_y + R_z \end{cases} \quad (5.1.3-1)$$

式中：R——需要计算的结构反应；

R_X——X 方向地震动作用对同一反应量的贡献；

R_Y——Y 方向地震动作用对同一反应量的贡献；

R_Z——Z 方向地震动作用对同一反应量的贡献。

5.1.4 桥梁抗震验算，应分别按有车、无车进行计算；当桥上有车时，活载竖向力按列车竖向静活载的 100% 计算，顺桥向不计算活载引起的地震力，横桥向计入 50% 活载引起的地震力，作用于轨顶以上 2m 处，并考虑额外的修正系数，修正系数取为 1.1。

5.2 抗震性能目标验算

5.2.1 抗震验算应分为强度验算、变形验算和位移验算。

5.2.2 桩基础应按下式验算整体抗震性能：

$$d \leq d_d \quad (5.2.2)$$

式中：d——承台质心处的地震反应位移；

d_d——承台质心处的设计容许位移，按表 5.2.2 确定。

表 5.2.2 基础整体性能等级界限值

地震动水准	界限值 d_d
多遇地震	桩基础整体屈服点对应的承台质心处的位移
设计地震	半数以上的桩达到性能等级 2 的上限时承台质心处的位移
3	性能等级 2 的界限值的 1.5 倍

5.2.3 大基础的偏心、滑动和倾覆稳定性应按下式进行验算：

$$\theta \leq \alpha \theta_y \quad (5.2.3)$$

式中：θ——地震反应转角；

α——扩大基础性能等级系数，多遇、设计和罕遇地震下取为 2、6 和 10；

θ_y——基础底面屈服转角。

5.2.4 板式橡胶支座应按下式进行验算：

a) 多遇地震下板式橡胶支座的支座厚度应按下列公式进行验算：

$$\Delta_t \leq \sum t \quad (5.2.4-1)$$

$$\Delta_t \leq \Delta_D + \Delta_H \quad (5.2.4-2)$$

式中： $\sum t$ ——橡胶层的总厚度；

Δt ——地震作用下最不利效应组合后支座产生的水平位移；

ΔD ——地震作用下支座产生的水平位移。

ΔH ——永久作用下支座产生的水平位移。

b) 多遇地震下板式橡胶抗滑稳定性应按下列公式进行验算：

$$R_t \leq \mu_d N \quad (5.2.5-3)$$

$$R_t \leq R_D + R_H \quad (5.2.5-4)$$

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采用 0.15，与钢板的动摩阻系数采用 0.10；

N ——上部结构重力在支座上产生的反力；

R_t ——包括地震力效应的支座的水平力效应组合值；

R_D ——地震作用下支座的水平地震力；

R_H ——永久荷载作用下支座的水平力。

5.2.5 盆式橡胶支座和球形支座宜进行下列抗震验算：

a) 多遇地震下支座滑动方向应按下列公式进行验算：

$$\Delta_t \leq \Delta_{\max} \quad (5.2.6-1)$$

$$\Delta_t \leq \Delta_D + \Delta_H \quad (5.2.6-2)$$

式中： Δ_{\max} ——支座容许最大滑动水平位移。

b) 多遇地震下支座固定方向应按下列公式进行验算：

$$R_t \leq R_{\max} \quad (5.2.6-3)$$

$$R_t \leq R_D + R_H \quad (5.2.6-4)$$

式中： R_{\max} ——支座水平抗力值。

5.2.6 罕遇地震下梁端支承长度应按下列公式进行验算：

$$a \geq \Delta_D + 0.1 \quad (5.2.7-1)$$

式中： ΔD ——地震产生的梁端与墩顶的相对位移。

5.2.7 横向地震下应对梁端错位进行行车安全验算：

$$\delta \leq \frac{1555.7}{\lambda_1 V^{1.045}} \quad (5.2.7-2)$$

式中： λ_1 ——轨道变形与梁端错位的相关系数，取为 1.0。

5.2.8 纵向地震下应对墩顶位移进行行车安全验算：

$$d_p \leq \frac{7431.9}{\lambda_2 V^{1.006}} \quad (5.2.7-3)$$

式中： λ_2 ——轨道变形与墩顶位移的相关系数，按表 5.2.7 取值。

表 5.2.2 不同墩高下轨道变形与墩顶位移的相关系数

墩高/m	6	8	10	12	14	16	18	20
λ_2	0.165	0.127	0.094	0.080	0.076	0.060	0.055	0.051

6 减隔震计算分析方法

6.1 一般规定

6.1.1 宜采用动力时程分析方法计算地震作用下桥梁的整体或局部的各主要构件的内力、位移等，判断结构和构件的状态，并根据本标准第 5 章的有关规定进行验算。

6.1.2 进行动力时程分析时，计算模型应真实模拟桥梁的整体或局部的各主要构件的强度、刚度、质量分布及边界条件等因素。

6.2 地震动时程选取

6.2.1 多遇地震作用下，铁路桥梁抗震计算应采附录用反应谱法。B 类桥梁或采用减隔震装置的桥梁，宜按照反应谱方法计算，或选用符合抗震设计要求的地震波。在罕遇地震作用下，应采用非线性时程反应分析法，对钢筋混凝土桥墩可按 GB 50111 中附录 F 的简化方法进行延性验算。

6.2.2 当结构自振周期小于 2s，且阻尼比等于 0.05 时，动力方法系数可按下图取值。不符合上述条件时，应另行研究。结构自振周期的简化计算可按 GB 50111 中附录 D 进行。

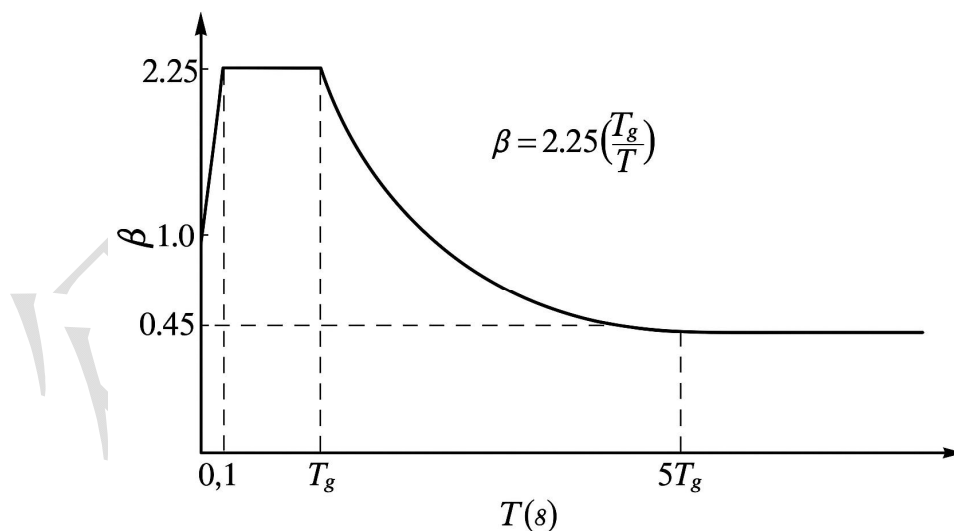


图 6.2.2 动力方法系数曲线

T_g : 地震动反应谱特征周期

6.2.3 不同水准地震作用下,水平地震基本加速度取值应按表 6.2.3-1 采用。地震动反应谱特征周期 T 应根据场地类别和地震动参数区划按表 6.2.3-2 取值。

表 6.2.3-1 水平地震基本加速度值

设防烈度	6度	7度		8度		9度
设计地震	0.05g	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
多遇地震	0.02g	0.04g	0.05g	0.07g	0.1g	0.14g
罕遇地震	0.11g	0.21g	0.32g	0.38g	0.57g	0.64g

表 6.2.3-2 地震动反应谱特征周期

特征周期分区	场地类别			
	I	II	III	IV
一区	0.25	0.35	0.45	0.65
二区	0.3	0.4	0.55	0.75
三区	0.35	0.45	0.65	0.9

6.3 分析模型及分析方法

6.3.1 进行动力时程分析时,应根据分析目的和设计地震动强度按以下原则确定分析模型和分析方法。

a) 对 E1 地震作用进行抗震性能目标 G1 的验算时,应使用反映桥梁构件线性特性的分析模型及分析方法。

b) 对 E2 地震作用进行抗震性能目标 G2 或抗震性能目标 G3 的验算时,应根据初步分析结果,判断构件是否进入塑性,采用可模拟构件非线性特性的分析模型及分析方法。

6.3.2 承台底可采用六个自由度的弹簧模拟桩土相互作用的边界条件。当采用高桩承台或地基表层为软弱土层或液化土层时,可采用等代土弹簧模拟桩土共同作用,等代土弹簧的刚度可采用 m 法计算。

6.4 减隔震装置计算方法

6.4.1 计算模型应准确模拟减隔震装置在不同设防水准下的构造特性、力学特性、阻尼特性和工作状态。

6.4.2 一般建议采用宏观力-位移关系模型或其他类似模型模拟减隔震装置,既能提高计算效率,又能最大程度避免计算失真。

7 减隔震铁路桥梁设计

7.1 一般规定

7.1.1 大跨度、长周期桥梁可采用减震装置进行减震设计。

7.1.2 在桥梁结构的某些部位可设置耗能装置,通过耗能装置产生的摩擦、弯曲、剪切或扭转弹塑性滞回变形来耗散或吸收地震输入结构的能量,减小主体结构的地震反应。

7.1.3 减震装置可采用黏滞流体阻尼器和金属减震棒、软钢剪切型阻尼器、E 型钢、C 型钢等材料弹塑性变形阻尼器。

7.1.4 可通过设置隔震装置延长桥梁结构的基本周期,减少传递到主体结构的地震能量,从而降低结构的地震响应。

7.1.5 存在以下情况之一时,不宜采用隔震设计:

- a) 基础土层不稳定，地震作用下，场地可能失效；
 - b) 下部结构刚度小，桥梁的基本周期比较长；
 - c) 位于软弱场地，延长周期可能引起地基和桥梁共振。
- 7.1.6 隔震装置需要构造应简单、性能可靠且对环境温度变化不敏感；隔震装置应进行相关试验验证，且具有可替换性，并应进行定期维护和检查。
- 7.1.7 隔震设计应满足下列要求：
- a) 桥梁隔震支座应满足桥梁正常使用状态下的功能要求；
 - b) 桥梁相邻上部结构之间应设置足够的间隙。
- 7.1.8 梁式桥一联内各桥墩刚度相差较大或相邻联基本周期相差较大时，宜通过合理设置各墩顶隔震装置的刚度，调整一联内各墩刚度比和相邻联周期比。
- 7.1.9 减隔震装置的性能要求，应按现行标准的规定执行。

7.2 粘滞阻尼器性能及构造

- 7.2.1 粘滞阻尼器宜布置在墩和梁相对位移或速度较大的位置，并应在非位移方向留有足够的自由空间。
- 7.2.2 粘滞阻尼器内部宜采用双出杆结构，如图 7.2.2 所示。

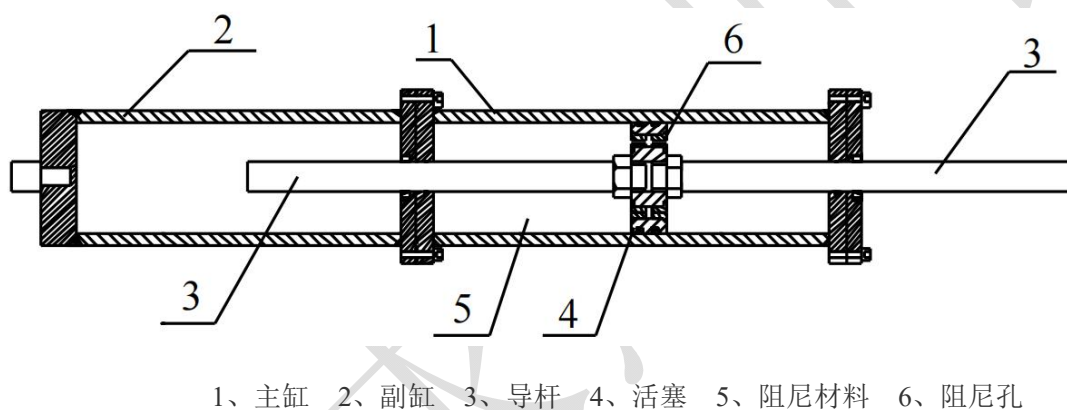


图 7.2.2 双出杆型粘滞阻尼器

- 7.2.3 粘滞阻尼器的阻尼力与运动速度的力学关系可近似按公式 (7.2.3) 计算。

$$F_d = CV^\alpha \quad (7.2.3)$$

式中：

F_d ——粘滞阻尼器的阻尼力(kN)；

C ——粘滞阻尼器的阻尼系数；

V ——粘滞阻尼器活塞的运动速度(m/s)；

α ——粘滞阻尼器的速度指数。

7.3 金属阻尼器性能及构造

- 7.3.1 可更换 X 型组合型钢阻尼器设计应遵循 JGJT101-2015。
- 7.3.2 可更换 X 型组合型钢阻尼器宜双侧对称布置，X 钢板厚度不宜低于 8mm，X 型组合型钢阻尼器宜布置与支座两侧。
- 7.3.3 可更换 U 型组合型钢阻尼器设计应遵循 JGJT101-2015。

7.3.4 可更换 U 形组合钢阻尼器宜双侧对称布置，U 钢板厚度不宜低于 10 mm，U 型组合型钢阻尼器宜布置与支座两侧。

7.3.5 平面式防屈曲可更换变截面弧形型金属阻尼器设计应遵循 JGJT101-2015。

7.3.6 平面式防屈曲可更换变截面弧形型金属阻尼器性能计算简图如图所示。

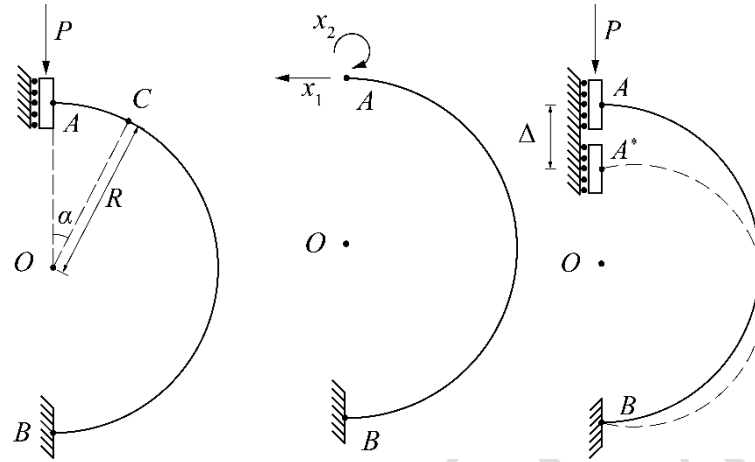


图 7.3.6 变截面弧形型金属阻尼器力学模型

$$\begin{cases} \delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0 \end{cases} \quad (7.3.6)$$

式中：

δ_{ij} 为 j 方向的单位力在 i 方向上产生的位移。

Δ_{1p} 、 Δ_{2p} 分别为荷载 P 在方向 1 与方向 2 上的产生的位移。

7.3.7 平面式防屈曲可更换变截面弧形型金属阻尼器弧形钢板厚度不宜低于 12 mm，宜采用 3 块及以上叠加布置方式并布置与支座两侧。

7.4 隔震支座力学性能

7.4.1 隔震支座的力学特性可依据现行行业标准《桥梁减隔震装置通用技术条件》JT/T 1062 采用，一般可采用双线性力学模型或等效线性模型模拟。

7.4.2 隔震支座采用双线性力学模型模拟时，基于隔震支座的特性，可采用屈前刚度及屈后刚度表示，如图 7.4.2 所示。其等效刚度和等效阻尼比可按公式 (7.4.2-1) 及公式 (7.4.2-2) 计算。

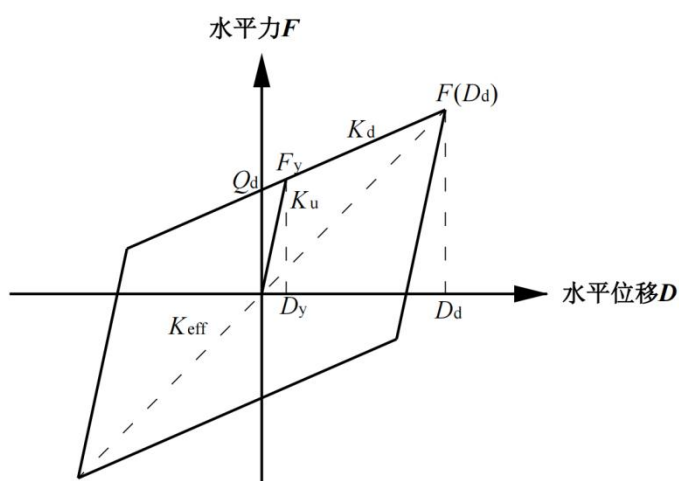


图 7.4.2 隔震支座的双线性力学模型

$$K_{\text{eff}} = F(D_d) / D_d = Q_d / D_d + K_d \quad (7.4.2-1)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2Q_d(D_d - D_y)}{\pi D_d^2 K_{\text{eff}}} \quad (7.4.2-2)$$

式中：

D_d ——隔震支座的设计位移（m）；

$F(D_d)$ ——隔震支座对应于设计位移 D_d 的水平力（kN）；

D_y ——隔震支座的屈服位移（m）；

Q_d ——隔震支座的特征强度（kN）；

K_{eff} ——隔震支座的等效刚度（kN/m）；

K_u ——隔震支座的屈前刚度（kN/m）；

K_d ——隔震支座的屈后刚度（kN/m）；

ξ_{eff} ——隔震支座的等效阻尼比。

7.4.3 隔震支座采用等效线性模型模拟时，可按公式（7.4.3-1）及公式（7.4.3-2）计算隔震支座的等效刚度及等效阻尼比，如图 7.4.3 所示。

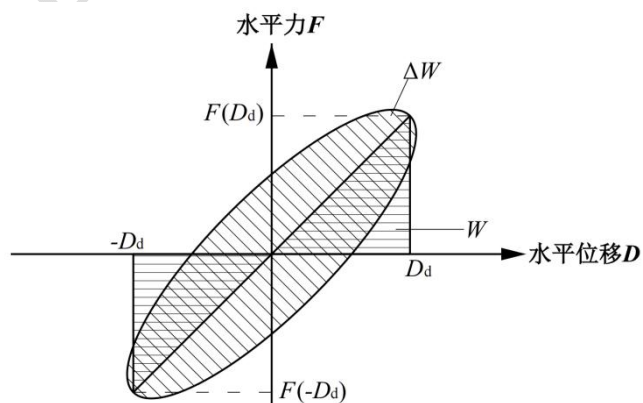


图 7.4.3 隔震支座的等效刚度及等效阻尼比

$$K_{eff} = \frac{F(D_d) - F(-D_d)}{2D_d} \quad (7.4.3-1)$$

$$\xi_{eff} = \frac{\Delta W}{2\pi W} \quad (7.4.3-2)$$

式中：

$F(D_d)$ ——隔震支座对应于设计位移 D_d 的水平力 (kN)；

$F(-D_d)$ ——隔震支座对应于设计位移 $-D_d$ 的水平力 (kN)；

W ——隔震支座的弹性能量，为图 7.4.3 中所示的三角形面积 (kN·m)；

ΔW ——隔震支座吸收的能量总量，为图 7.4.3 中所示的水平位移和水平荷载的历程曲线所围面积 (kN·m)。

7.4.4 应通过试验对隔震装置的变形、阻尼比等力学参数值进行验证，实验值与设计值的差别应在 $\pm 10\%$ 以内。

7.4.5 隔震支座在位移幅值为设计位移 D_d 的正负反复运动下应具有稳定的力学性能。

7.4.6 隔震支座的力学性能应对荷载及温度等环境条件的变化相对稳定。

7.4.7 对于有特殊性能要求的隔震支座应进行特殊设计，并进行必要的试验验证。

7.4.8 支座采用的材料及构造形式应有效避免应力集中，支座主体和上下部结构的连接构造必须可靠，并且不会先于支座破坏。

7.4.9 位移限制构造除满足构造要求以外，宜根据抗震计算结果对位移限制构造进行强度、间隙位移量设计。

7.4.10 位移限制构造应能确保正常使用状态下伸缩装置的正常伸缩。

7.4.11 位移限制构造不应影响支座的移动和扭转等功能，不应影响支座的维护保养，同时应避免与防落梁构造冲突。

8 基于行车的减隔震设计

8.1 一般规定

8.1.1 宜通过地震预警避免桥上列车脱轨。如果地震预警失效（例如近断层区域属于地震预警盲区），地震时铁路列车-轨道-桥梁系统应分成下列三个等级：

a) 性能要求I：地震时轨道-桥梁结构反应较小，列车不脱轨。

b) 性能要求II：地震时轨道-桥梁结构反应较大，列车脱轨后不离线，地震后列车容易上轨、恢复行驶功能。

c) 性能要求III：地震时轨道-桥梁结构反应很大，列车离线后不落桥，避免大规模次生灾害。

8.1.2 地震后铁路列车-轨道-桥梁系统性能应分成下列三个等级：

a) 性能要求I：地震后轨道-桥梁结构不破坏或轻微破坏，应能保持其正常使用功能，即正常行车；结构处于弹性工作阶段；不应因结构的变形导致轨道的过大变形而影响行车安全。

b) 性能要求II：地震后轨道-桥梁结构可能破坏，需限速行车；结构局部进入弹塑性工作阶段；经

修补，短期内应能恢复其正常使用功能，尤其安全行车功能。

c) 性能要求Ⅲ：地震后轨道-桥梁结构可能产生较大破坏，但不应出现局部或整体倒塌，结构处于弹塑性工作阶段。

8.1.3 根据 8.1.2 的等级划分，确定铁路轨道-桥梁结构的各构件抗震性能，宜按照表 8.1.3 划分为 3 个抗震性能等级。

表 8.1.3 构件性能等级

构件性能等级	性能描述
1	无需维修，无影响震后行车安全的位移
2	震后限速行车，可修复的损伤
3	维修加固，或更换新构件

8.1.4 在小震、中震、大震作用下，宜分别满足 8.1.2 的地震后铁路列车-轨道-桥梁系统的性能要求Ⅰ、性能要求Ⅱ、性能要求Ⅲ。8.1.1 地震时铁路列车-轨道-桥梁系统反应非常复杂、离散性大，其性能要求Ⅰ、性能要求Ⅱ、性能要求Ⅲ暂不与小震、中震、大震建立联系，但宜采取构造措施，尽量改善抗震性能。

8.2 行车功能分析方法

8.2.1 地震时和地震后的铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震计算宜采用非线性时程分析方法，需要提供列车结构、轨道结构、桥梁结构等建模方法以及地震动输入、计算方法等。

8.2.2 铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震计算复杂，宜根据具体需求，进行铁路列车-轨道-桥梁系统的整体建模计算，或局部建模计算。

8.2.3 列车结构宜简化建模。四轴（六轴）机车车辆模型宜采用由轮对、转向架、车体组成的考虑二系悬挂的多刚体动力学模型，刚体考虑垂向、横向、侧滚、摇头、点头五个运动自由度。特殊情况下，需要考虑纵向自由度。如有必要，可考虑更复杂的建模方法。

8.2.4 轮轨接触几何关系可采用迹线法或其他可靠方法，轮轨法向力计算模型可采用 Hertz 非线性弹性接触模型，轮轨蠕滑力可采用 Kalker 线性理论并进行非线性修正。

8.2.5 轨道结构宜简化建模。钢轨等构件宜采用空间梁单元模拟，这些构件之间以及这些构件与主梁之间的连接宜采用等效弹簧单元、等效阻尼单元模拟，需要体现非线性因素影响。

8.2.6 桥梁结构宜简化建模。主梁、桥墩等构件可采用空间梁单元模拟，支座单元可采用两点之间的线性或非线性弹簧单元和阻尼单元模拟，减震耗能装置等其他构件宜采用符合实际情况的非线性单元模拟。

8.2.7 桥梁基础与地基土相互作用宜采用等代弹簧、等代阻尼方法模拟。当等代弹簧、等代阻尼方法不适用或计算精度要求高时，可采用结构-基础-地基整体计算建模方法，地基可考虑设置人工透射边界减小计算规模，也可专门研究。

8.2.8 宜根据具体需求，采用 2 种简易程度不同的列车-轨道-桥梁系统的综合建模和计算方法，具体见 8.2.9、8.2.10 规定。计算模型的建立及简化，应反映地震作用下的结构实际工作状态，根据计算目的不同可以建立轨道-桥梁模型（通过映射关系简化计算，需要考虑轨道原始不平顺），必要时可建立列车-轨道-桥梁模型（需要考虑轨道原始不平顺）。

8.2.9 条件允许时，可建立列车-轨道-桥梁模型（本方法较为复杂），需要严格考虑其中的非线性因素，并采用非线性时程分析方法计算。

8.2.10 一般需要建立轨道-桥梁模型，需要严格考虑其中的非线性因素，并采用非线性时程分析方法计算。然后通过行车性能与轨道-桥梁损伤程度之间的映射关系，间接判断行车性能。有车工况下轨道

结构地震响应须考虑列车动力效应等效系数，取值不宜小于 2。

8.2.11 地震时和地震后的铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震计算宜采用非线性时程分析方法。非线性时程分析可以在已有的可靠有限元软件和可靠多刚体动力学软件上进行联合数值仿真(有限元软件可以采用 ANSYS、ABAQUS、OPENSEES 等，多刚体动力学软件可采用 SIMPACK、ADAMS、UM 等)。

8.2.12 计算软件的技术条件应符合本标准及国家现行有关标准的规定，并阐明其特殊处理的内容和依据。计算软件的计算结果，应经分析判断确认其合理、有效后方可用于工程设计。

8.2.13 非线性时程分析方法应考虑材料非线性、几何非线性和接触非线性等状态，需要注意结构损坏与行车性能之间的关系。

8.2.14 非线性时程分析方法，在综合考虑算法的稳定性、计算效率和计算精度的基础上，宜采用显式算法、隐式算法或者显-隐式混合算法。

8.2.15 非线性时程分析的时间步长取值应充分考虑地震波特性，时间步长不宜大于 0.25 倍地震波频率成分的波长下限。

8.3 评价指标

8.3.1 根据 8.2.9，条件允许时，可建立列车-轨道-桥梁模型(本方法较为复杂)，直接分析轮轨之间的水平相对位移，直接判断列车是否脱轨、离线、撞击防护墙。

8.3.2 根据 8.2.10，一般需要建立轨道-桥梁模型，计算出桥上轨道结构的变形和振动等地震反应。然后通过行车性能与桥上轨道结构地震反应之间的映射关系 VSI 指标，间接判断行车性能。

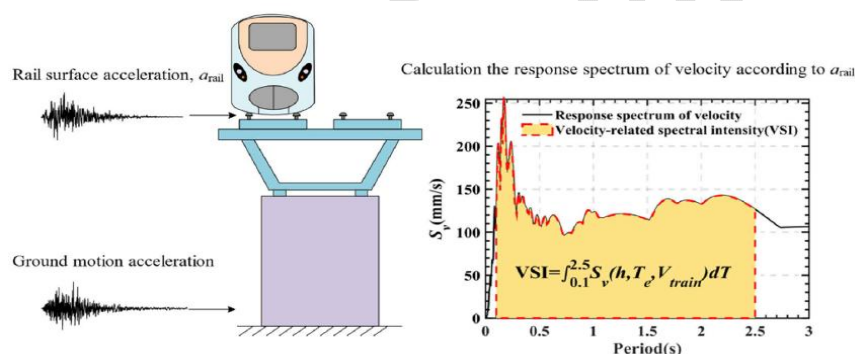


图 8.3.2 地震时列车脱轨 VSI 指标定义

8.3.3 根据图 8.3.2，列车脱轨 VSI 的计算步骤如下：

a) 建立轨道-桥梁模型，计算出桥上轨道结构的变形和振动等地震反应。

b) 以虚拟列车为中心，将上述轨道结构的变形和振动等地震反应换算为振动波(对于相同的轨道结构地震反应，不同速度 V_{train} 的列车的换算振动波是不同的)

c) 将上述换算振动波转化为速度谱。

d) 假设列车的振动主要由 0.1s~2.5s 的自振周期控制，根据图 8.3.2，对 0.1s~2.5s 之间的上述速度谱进行积分，得到列车脱轨 SI 值。

e) 列车脱轨 VSI 值越大越不利，是否脱轨需要与 VSI 指标限值对比后判断。

8.3.4 列车、轨道、桥梁的常规验算需要满足现行规范要求。

8.3.5 本标准主要提供常规验算之外的地震作用下列车、轨道、桥梁的抗震性能验算。

8.3.6 地震时的轨道结构动态不平顺(包括轨道振动、变形等)验算。根据 8.3.2、8.3.3 的列车脱轨 VSI 指标数值，与图 8.3.6 的 VSI 指标限值对比，如果 SI 指标数值大于 VSI 指标限值，则判断列车脱轨，轨道结构动态不平顺不满足要求。

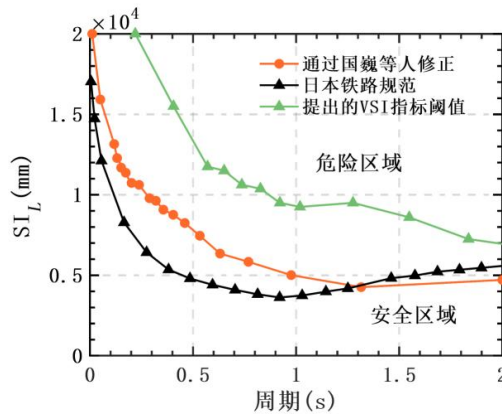


图 8.3.6 地震时列车脱轨 VSI 指标限值

8.3.7 地震后列车如果降速运行，应符合下列规定：

a) 行车安全应验算规定的错位、平行转角和折转角，如下图所示：

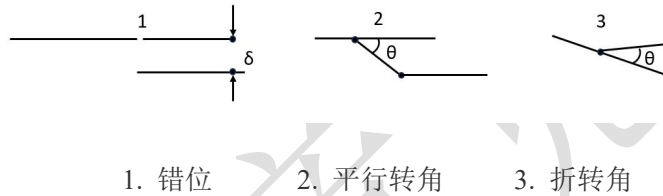


图 8.3.7-1 错位、平行转角和折转角示意图

b) 平行转角和折转角应按下列式计算：

$$\theta = \frac{\delta_2 - \delta_1}{l_1} - \frac{\delta_3 - \delta_2}{l_2} \tag{8.3.7-1}$$

式中： θ —平行转角或折转角 (rad)；
 $\delta_i (i=1,2,3)$ —第 i 个墩顶处的钢轨顶面位移 (m)；
 $l_i (i=1,2)$ —计算桥墩处的两侧主梁跨径 (m)。

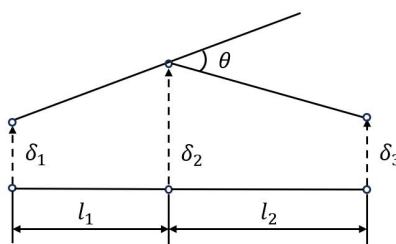


图 8.3.7-2 平行转角和折转角的计算示意图

c) 行车安全验算指标的界限值应按表 8.3.7 确定。

表 8.3.7 地震后行车安全验算指标界限值

位移方向	转角 (‰)	错位 (mm)
------	--------	---------

	平行转角	折转角	
竖向	$26.0 \times (100/v)^{1.5}$	$13.5 \times (100/v)^{1.0}$	$40.4 \times (100/v)^{1.16}$
水平	$8.3 \times (100/v)^{1.0}$	$5.0 \times (100/v)^{1.1}$	$7.0 \times (100/v)^{0.40}$

注：表中 v 为列车设计运行速度 (km/h)

8.3.8 为了减少验算工作量，至少需要验算以下位置：

- 路桥过渡段处轨道局部变形；
- 梁缝位置处轨道局部变形；
- 固定支座处轨道局部变形；
- 轨道结构本身的强度、刚度退化；
- 轨道结构构件之间以及这些构件与主梁之间的连接强度、刚度退化。

8.3.9 轨道结构的其他验算需要满足现行规范要求。

8.3.10 对于支座的地震反应限值，除了需要满足支座本身的位移能力（图 8.3.10 和表 8.3.10-1）以外，也需要满足表 8.3.10-2 和表 8.3.10-3 限制条件。

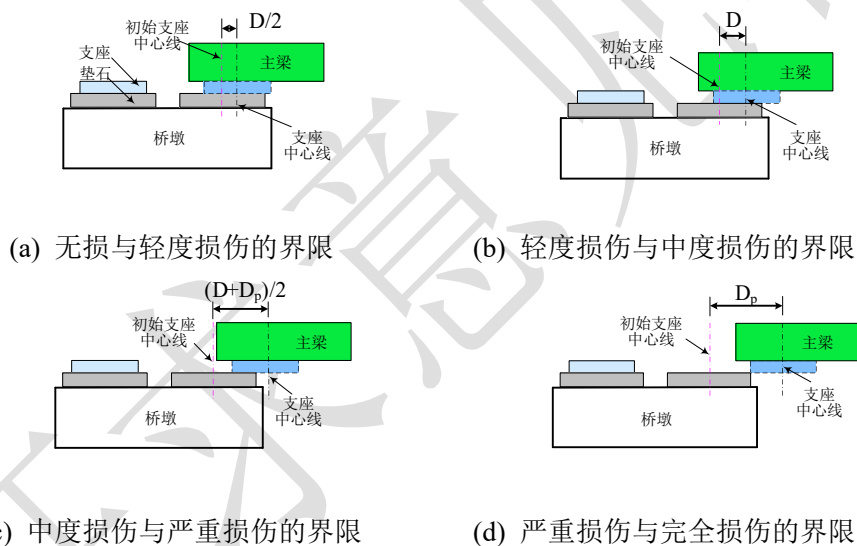


图 8.3.10 滑动支座的无损、轻度、中度、严重、完全损伤界限

表 8.3.10-1 铁路桥梁支座的不同损伤等级的位移限值

列车性能	损伤等级	固定支座	滑动支座
正常行车	无损	$d \leq 2\text{mm}$	$d \leq D/2$
	轻度损伤	$2\text{mm} < d \leq 6\text{mm}$	$D/2 < d \leq D$
限速行车	中度损伤	$6\text{mm} < d \leq 20\text{mm}$	$D < d \leq (D+D_p)/2$
	严重损伤	$20\text{mm} < d \leq 40\text{mm}$	$(D+D_p)/2 < d \leq D_p$

列车性能	损伤等级	固定支座	滑动支座
	完全损伤	$d > 40\text{mm}$	$d > D_p$

注：本表中所列的固定支座损伤指标，系依据相关文献进行近似取值。定义 d 表示地震作用下支座的实际相对位移； D 则表示达到滑动球形支座在其滑动方向上的设计位移；而 D_p 则代表初始状态下，支座边缘至垫石边缘的直线距离。

表 8.3.10-2 纵向梁端（近似为相邻支座）之间相对位移(m)

设计车速	纵向梁端（近似为相邻支座）之间相对位移(m)
400km/h	0.0198
350km/h	0.021
300km/h	0.027
250km/h	0.0315
200km/h	0.0324

表 8.3.10-3 横向梁端（近似为相邻支座）之间相对位移(m)

设计车速	横向梁端（近似为相邻支座）之间相对位移(m)
400km/h	0.0039
350km/h	0.0042
300km/h	0.0061
250km/h	0.0077
200km/h	0.0080

8.3.11 连梁装置可以减小相邻梁端之间的相对位移，进而减小桥上轨道结构损伤。连梁装置的位移或变形需要满足表 8.3.10-2 和表 8.3.10-3 限制条件。

8.3.12 桥梁结构的其他验算需要满足现行规范要求。

8.3.13 如果地震预警失效（例如近断层区域属于地震预警盲区），宜进行地震时桥上列车脱轨、离线、撞击防护墙等验算，严禁列车落桥：

a) 当轮轨横向相对位移超过 54mm 时，判断列车发生脱轨。

b) 当轮轨横向相对位移超过轨距时，判断列车发生离线。

c) 当列车与防护墙接触时，判断列车撞击了防护墙，列车与防护墙之间的撞击力不宜大于 350kN，列车在防护墙上的爬行高度不宜超过防护墙高度的 1/3。

8.3.14 列车在近断层区域减速行驶时，如条件允许，宜主动降低车速，例如保持在车速为 150km/h 以内，适合列车在地震时紧急减速制动。

8.3.15 宜进行地震后桥上列车行车速度限值验算。当地震后轨道结构和桥梁结构发生地震损伤时，宜根据轨道结构和桥梁结构的实际状态，综合判断地震后桥上列车行车速度限值。

8.3.16 列车性能的其他验算需要满足现行规范要求。

8.4 构造措施

- 8.4.1 地震区域新建、改建的铁路列车-轨道-桥梁系统宜整体或局部采用特殊构造措施。
- 8.4.2 建议采用成熟、易用的构造措施。
- 8.4.3 其他构造措施需要满足现行规范要求。
- 8.4.4 近断层区域铁路桥梁宜采用减隔震性能好、震损易修的有砟轨道。
- 8.4.5 根据近断层区域的具体特点，经过多方论证后，可采用单元板式无砟轨道，不宜采用连续板式无砟轨道。
- 8.4.6 近断层区域路桥过渡段宜采用较长的摩擦板或其他构造措施。
- 8.4.7 近断层区域桥梁的轨道结构无横向约束构件时，宜设置挡块等构造措施。
- 8.4.8 近断层区域的路桥过渡段轨道结构宜采用小阻力扣件。
- 8.4.9 有条件时，近断层区域的路桥过渡段轨道结构可采用减隔震耗能装置。
- 8.4.10 根据近断层区域的具体特点，经过多方论证后，可设置轨道平顺性保持的其他措施。
- 8.4.11 轨道结构的其他构造措施需要满足现行规范的要求。
- 8.4.12 近断层区域宜采用小跨度、低墩高的简支梁桥。
- 8.4.13 当受到地形等条件限制而采用其他桥型时，需要开展验证计算，并且相邻墩身刚度变化均匀，避免出现突变，可采用支座调整相邻墩身刚度。
- 8.4.14 宜针对近断层脉冲效应、行波效应等地震特性，加强局部构造措施。例如，近断层强震区桥梁上部结构应采用防落梁措施。
- 8.4.15 对桥墩配筋给出合理建议：
- a) 墩柱的纵向钢筋宜对称配置，纵向钢筋的面积不宜小于 $0.006A_g$ ，且不应超过 $0.04A_g$ （ A_g 为墩柱截面全面积）。
 - b) 桥墩宜设置护面钢筋，竖向钢筋直径不宜小于 16mm ，间距不宜大于 20cm ，竖向钢筋应伸入承台并留有足够的锚固长度。
 - c) 桥墩箍筋配筋率不宜低于 0.004 ，圆形箍筋的接头必须采用焊接，焊接长度不应小于 10 倍钢筋直径；矩形筋端部应有 135° 弯钩，弯钩伸入核心混凝土的直段长度不应小于 6 倍筋直径。
 - d) 桥墩加密箍筋的配置参考《铁路工程抗震设计规范》GB 50111。
- 8.4.16 宜采用基于能力设计思想的基础保护措施。从下至上，桩基等基础抗震能力需大于墩底抗震能力，桥墩地震损伤不宜显著降低减隔震装置的抗震性能，减隔震装置的位移反应不宜增大相邻梁端之间的位移反应，主梁位移反应不宜增加轨道结构损伤。
- 8.4.17 高烈度地震区域的桥梁宜设置减隔震支座。减隔震支座正常使用时应具有足够的刚度和屈服强度，强震作用时需切换至减隔震状态，并应有足够的位移空间。
- 8.4.18 高烈度地震区域的主梁间、主梁与桥台间宜设置连梁装置，用于保护路桥过渡段及梁缝位置处的轨道结构的协调变形：
- a) 连梁装置应实现温度作用下相邻梁端自由运动、地震作用下相邻梁端锁死运动。
 - b) 连梁装置宜按照图 6.3.1 设置，从而综合减小地震作用下的主梁间、主梁与桥台间的纵向和横向相对位移。
 - c) 连梁装置宜与摩擦摆支座等装置联合使用，在减小主梁间、主梁与桥台间的纵向和横向相对位移的同时，也相应减小了竖向相对位移（相邻摩擦摆支座同步抬升或降低）。

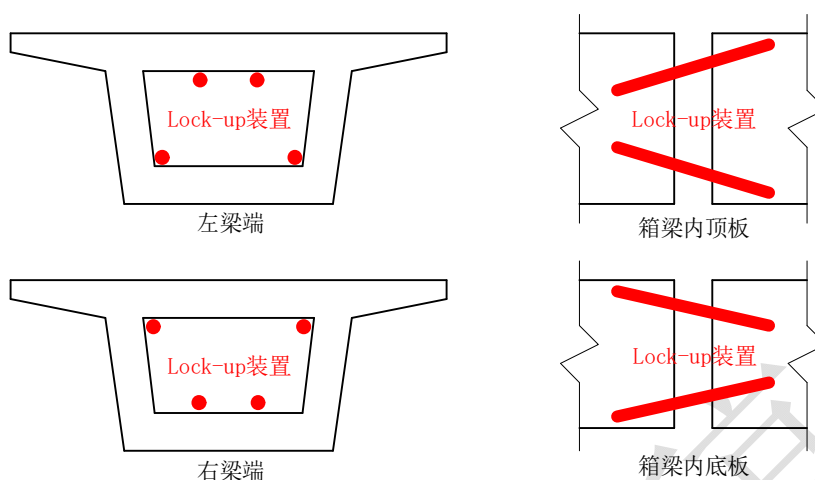


图 8.4.18 连梁装置的布置示意图

- 8.4.19 当桥梁采用特殊构造措施时，需要分析这些构造对于桥梁结构受力性能的影响。
- 8.4.20 桥梁结构的其他构造措施需要满足现行规范的要求。
- 8.4.21 宜优先采用现有的桥面结构实现列车的防脱轨、防离线、防落桥保护。
- 8.4.22 当无上述保护措施时，经过多方论证后，宜增设防脱轨、防离线、防落桥等一种或多种保护措施，一定程度实现列车的防落桥保护。
- 8.4.23 提供列车的防脱轨、防离线、防落桥等保护措施的参数选择方法，供有条件时选择使用。
- 8.4.24 防脱轨或防离线的护轨设置应符合下列规定：
- 护轨设置应符合《铁路桥涵设计规范》TB 10002 和《铁路路基设计规范》TB 10001 的规定。
 - 护轨应采用与基本轨同类型或低一级的钢轨。
 - 护轨的扣件应与桥枕配套使用。
 - 护轨顶面不应高于基本轨顶面 5mm, 也不应低于基本轨顶面 25mm。
 - 护轨应延伸至桥台挡砟墙以外，直轨部分长度不宜小于 6m。
 - 桥上安装防护轨承载要求：0.5m 范围需要承受 20t 横向力值。
 - 防护站台护轨承载要求：0.5m 范围需要承受 40t 横向力值。
- 8.4.25 在面对不同型号的脱轨、离线车辆时，较高的防护墙能够更快、更有效地改变脱轨车辆的运动状态，并在碰撞的过程中将其推离墙体，对脱轨车辆产生更好的导向作用：
- 防护墙高度应足以防止列车车厢翻越，一般建议在 0.7m 至 1.5m 之间，具体取决于列车类型和运行速度。条件允许时，防护墙宜高、不宜低。
 - 防护墙厚度发生改变引发防护墙的结构强度的改变。墙体厚度较小时导致墙体结构强度较低，表现为防护墙墙体在碰撞后发生较大的墙体结构变形。一般建议防护墙厚度在 0.2m 至 0.3m 之间，具体取决于列车类型和运行速度。条件允许时，防护墙厚度宜大、不宜小。
 - 在列车撞击防护墙时，防护墙宜通过变形吸收一定的能量，同时严禁防护墙断裂，避免列车跌入桥下。
- 8.4.26 列车保护的其他构造措施需要满足现行规范的要求。

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据，以及在执行中应注意的事项等予以说明，不具备与规范正文同等的效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原文。

1.1 为应对我国地震多发风险，本标准针对铁路桥梁提出减隔震技术要求，通过安装隔震支座、阻尼器等装置，有效降低地震能量对桥梁结构的直接冲击。相较于传统抗震设计，该技术能显著减少主体结构损伤，显著提升震后铁路网络的应急通行能力。

1.2 本条文明确了《铁路桥梁减隔震设计标准》的适用范围和应用场景，旨在指导地震区域内铁路桥梁的减隔震设计工作。

本标准不仅适用于地震区域内新建的铁路桥梁抗震设计，也适用于该区域内已有系统的改建工作。对于新建项目，本标准提供了全面的抗震设计指导，确保系统在建设之初就具备良好的抗震性能。对于改建项目，本标准则提供了针对性的抗震加固和改造建议，帮助提升现有系统的抗震能力，延长其使用寿命。

通过遵循本标准的抗震设计要求，地震区域内的铁路桥梁将在地震作用下展现出更高的安全性和稳定性。这不仅可以有效减少地震灾害对铁路系统的影响，还可以提升列车的正常运行和乘客的生命财产安全。同时，本标准的推广应用也将促进我国铁路工程抗震设计水平的整体提升，为构建更加安全、可靠的铁路交通网络提供有力支持。

1.3 本条文规定了铁路桥梁减隔震设计中地震动参数的选取原则，强调以国家标准为基础，结合地震区域场地地震安全性评价成果，综合确定地震动参数，以确保抗震设计的科学性与针对性。

国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 通过概率地震危险性分析方法，划定了全国不同地区的地震动峰值加速度、特征周期等基本参数，为一般工程抗震设计提供了普适性依据。其数据基于历史地震统计、区域地质构造及地震活动性分析，具有宏观指导意义。在铁路工程抗震设计中，直接采用该标准参数可满足中远场地震动场景下的基本设防需求，并符合我国现行规范的法定要求。

本条文也建议对地震区域的工程场地开展专门地震安全性评价，并根据评价报告审批结果修正设计地震动输入。

1.4 本条文明确了铁路桥梁减隔震设计与国家现行相关标准的衔接关系，强调在遵循本标准专项技术要求的同时，需严格执行国家标准中的基础性规定，形成“专项补充+通用规范”的双重技术保障体系，确保抗震设计的系统性与合规性。

1.5 地震发生后，铁路桥梁作为避难以及救助、急救、医疗、消防和向受灾区域输送紧急物资的运输核心，担任了非常重要的职责。因此，铁路桥梁减隔震设计在确保地震时桥梁安全的同时，应按照铁路桥梁的重要性，尽可能减小因震后桥梁使用功能的下降而导致的对经济和社会生活的影响。铁路桥梁减隔震设计的目的在于根据设计地震动的震级和桥梁的重要性，通过采用合理、可靠的减隔震体系、技术和方法，使铁路桥梁具有良好的抗震性能。

1.6 在综合考虑抗震设防标准、地形、场地土分类、地基条件等因素的前提下，选择具有良好抗震性能的桥梁结构形式也很重要。此外，应在增强结构或构件强度的同时，提高其变形能力，抗震设计应注意以下几点：

(1) 为防止落梁，宜选择连续体系的桥梁结构形式。连续体系结构中，支座布置方式有地震时水平力集中于单个墩位的构造方式和地震时水平力分散于各墩的构造方式等，地震时水平力集中于单个墩位的连续体系中，固定支座下部结构的地震响应非常大，宜选择地震时水平力分散于各墩的构造方式；

(2) 在 E2 地震作用下，应区分延性构件和能力保护构件；

(3) 在地基条件和构造条件有明显变化的地方，尤其要注意上部结构构造形式及伸缩装置的选择。

1.7 根据抗震设计上的安全性、使用性和可修复性设定三个抗震性能目标。抗震设计上的安全性是指不因地震发生而导致桥梁倒塌；抗震设计上的使用性是指震后桥梁依然维持其原有的通行功能及作为避难路、求助、救急、医疗、消防活动、紧急物资的运输公路的功能；抗震设计上的可修复性是指能修

复因地震产生的结构损伤。

铁路桥梁主体结构指桥梁结构与轨道结构的主要构件，包括桥梁结构的桩基、承台、墩柱、盖梁、主梁、主塔以及主拱等，轨道结构的底座板、滑动层、轨道板、CA 砂浆层、钢轨、扣件、剪力齿槽、剪切钢筋，不包括护栏、伸缩装置、抗震挡等附属结构。

等效屈服曲率 Φ_y 和等效屈服弯矩 M_y 可通过把实际的弯矩-曲率曲线等效为理想弹塑性弯矩-曲率曲线求得，计算中应考虑最不利轴力组合。

抗震性能目标 G1 定义为发生地震后桥梁基本无损伤，可以立即使用。抗震性能目标 G1 包括防止落梁、震后结构总体反应在弹性范围、基本无损伤、不经过修复即能保证桥梁基本使用功能、稍微修复即可保证桥梁的长期使用功能。桥梁结构的墩台及基础在地震作用下的截面弯矩小于截面初始屈服弯矩，结构处于完全弹性状态。

抗震性能目标 G2 定义为地震仅会造成桥梁一定程度的损伤，经过简单抢修可以继续使用。抗震性能目标 G2 包括防止落梁的同时，震后通过应急修复能快速地恢复桥梁基本使用功能，永久性修复后可恢复正常运营功能。桥梁结构的墩台及基础在地震作用下部分钢筋进入屈服状态，但截面弯矩小于截面等效屈服弯矩 M_y ，结构处于基本弹性状态。抗震性能目标 G3 定义为不因地震发生而导致桥梁倒塌的情况出现，地震作用不会对桥梁主体结构造成致命性损伤，结构保持完整状态。

1.8 为了防止落梁，应考虑地震时的地基位移，因此在设计过程中需考虑地震作用下梁的搭接长度。伴随着地表地震断层的出现而产生的断层位移也是地基位移的一种。目前还没有准确方法预测地震时地表断层的位置和位移量，此为地震不确定性的一个影响因素。

1.9 X 型钢板组件试验方法

试验测试方法及力学性能：

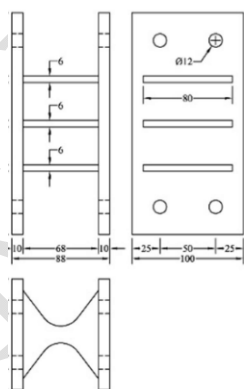


图 4.4.4 X 型金属钢板组件样式

X 型钢板组件试件用钢材切割焊接而成，宜通过高强螺栓连接在中板和辅助框架之间，中板和辅助框架分别固定在仪器的上下夹具中。

X 型钢板组件试验采用位移控制，渐增位移循环加载的标准加载方式。采用变幅变频的缓慢循环加载方式，以测试 X 型钢板组件的滞回性能和力学特性。加载制度宜采用类等增幅的三角波加载制度，幅值序列为 0.25mm、0.5mm、1mm、2mm、4mm、6mm、8mm、10mm、15mm、20mm、25mm、30mm，每级宜循环 2 次，加载速率在幅值不超过 0.5mm 时宜为 0.025mm/s，幅值处于 1mm 和 8mm 之间时宜为 0.1mm/s，幅值超过 10mm 时宜为 0.5mm/s。

1.10 U 型钢板组件试验方法

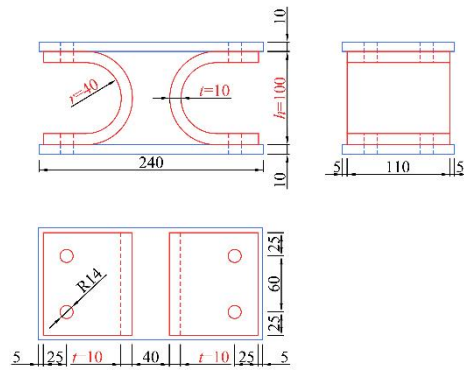


图 4.4.5 试件设计示意图

U 型钢板组件试件试验采用位移加载控制，每级位移荷载循环两圈，且加载速率可按位移幅值分为以下三类：

- (1) 当位移幅值为 0.25mm 和 0.5mm 时，加载速率宜为 0.025mm/s。
- (2) 当位移幅值为 1mm、2mm、4mm、6mm 和 8mm 时，加载速率宜为 0.1mm/s。
- (3) 当位移幅值为 10mm、15mm、20mm、25mm、30mm、35mm 和 40mm 时，加载速率宜为 0.5mm/s。

1.11 变截面弧形钢消能减震装置试验方法

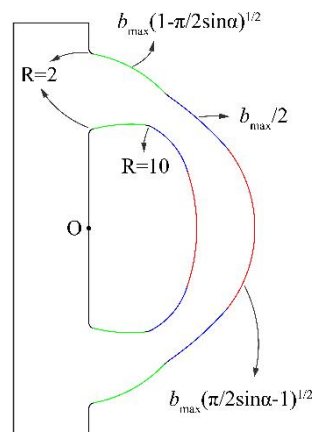


图 4.4.6 试件样式

变截面弧形刚消能减震装置主要由变截面弧形构成，试验采用低周往复加载， Δm 是预计将开始最严重损坏水平的施加变形的估计值，位移幅值宜取 0.29、0.40、0.55、0.77、1.08、1.52、2.12、2.97、4.16、5.83、8.16、11.43、16mm、 Δm ，当位移大于 Δm 时，若试件未达到损伤状态，则幅值宜按 $0.3\Delta m=4.8\text{mm}$ 恒定增加，直至试件损伤破坏。加载速率 0.29-0.77mm 宜为 0.05mm/s，0.77-4.16mm 宜为 0.1mm/s，4.16-16mm 宜为 0.2mm/s，16mm 后宜为 0.4mm/s。

1.12 地震反应分析时，采用的结构体系的计算模型应真实模拟结构的刚度和质量分布及边界条件。根据现有的研究，对于铁路桥梁的大多数构件采用梁、杆单元已可满足要求。对于墙式墩、矮墩等构件采用梁、杆单元误差可能较大，可考虑采用板壳或实体单元。结构体系建立整体模型时，支座若不考虑非线性特征的影响，比如金属固定支座的变形小，简化为简单约束条件已可以反映其边界本质，对反应结果影响不大。但是若需要考虑支座非线性特性则需建立计算模型。等代弹簧方法将复杂的基础-土相

互作用转化为几个自由度的非线性平动、转动支承刚度，采用阻尼器模拟桩土辐射阻尼，是便于在设计工作中应用的简化分析方法，用于非线性时程分析，可有效提高计算效率和数值计算稳定性。

1.13 对桥梁工程则按三个地震动水准设防：多遇地震时，按反应谱或线性时程反应法（当能采集到符合要求的地震波时，可用时程反应法），验算强度、稳定性；设计和罕遇地震时，结构超过弹性反应，应采用非线性时程分析法验算如支座、伸缩缝、抗震挡块、限位装置等构件的安全以及桥墩的塑性变形。场地竖向地震动峰值加速度与水平向的比值与地震环境有关，近断层处比值可达到或超过 1.0，但随着震中距的增加其比值会减少。为了安全起见，同时限制了场地竖向地震动峰值加速度取值应不小于水平向峰值加速度的 0.65 倍。

1.14 地震作用分量组合是对地震动方向不确定性和结构反应最不利输入方向等因素的综合协调，是指对结构或构件的同一反应，在各分量地震动分别输入下得到其值，并进行组合。分量组合有多种方法，如 SRSS 方法、百分比法等。2009 版美国 AASHTO 规范采用百分比法，欧洲规范 EuroCode8 和我国公路桥梁抗震设计细则采用 SRSS 方法。由于百分比法的表达形式与通常的荷载组合的概念更为接近，易于被工程师理解和应用，因此本规范采用百分比方法。

1.15 桥梁的抗震验算分别按有车、无车两种情况考虑。当桥上有车时，顺桥方向，由于车轮的作用，地面运动的加速度很难传递于列车上，因此纵向不计活载所产生的水平地震力，但竖向和横向的活载力按列车竖向静活载的 100% 计入。考虑到实际车桥耦合振动与列车活载等效引起的结构地震响应差异，宜考虑修正系数。当修正系数取为 1.3 时，对应的置信水平约为 95%，可满足常规设计需求，因此本规范将修正系数取为 1.3。

1.16 在多遇地震中结构应保持线弹性工作状态，构件内力、应力等不超过以强度表征的承载能力。地震反应内力应参与相应结构常规设计规范中要求的内力组合后进行强度验算。在设计和罕遇地震中应对结构和构件进行以变形和位移为指标的验算，其中变形验算确保延性构件具备足够的变形能力，位移验算则保证结构整体的完整性。

1.17 置于土中的桩基础结构物，其性能与地面以上的构件的性能有所不同。本规范综合考虑构件抗震性能、地基土承载力等指标，验算桩基础整体抗震性能。为确保结构物整体的安全性及必要的功能，应进行桩基础位移验算。从结构物整体的安全性考虑应保证结构物不发生落梁或崩塌，从结构物的功能考虑应保证列车行驶安全和地震后结构物的使用。

1.18 扩大基础的震害以及相关的研究工作目前比较缺乏，本规范关于其抗震性能等级的规定，主要参考日本《铁道构造物等设计标准同解说-耐震设计》的规定。

1.19 多遇地震下应保证支座的正常使用功能，故需要对橡胶支座的厚度及抗滑稳定性进行抗震性能验算。对于验算方法，本规范参考我国现行行业标准《公路桥梁抗震设计细则》JTG/TB02—01—2008 中的计算公式进行了规定。

1.20 多遇地震下应保证支座的正常使用功能，故对其滑动方向进行位移验算，固定方向进行水平力验算。

1.21 各国抗震规范对梁的搁置长度的要求均基于经验公式但各自考虑的要点并不相同。美国 AASHTO 规范考虑的影响因素有：桥面板长度、墩台高度、偏角；Caltrans 规范考虑的影响因素有：预应力、混凝土徐变收缩、温度、计算地震上下部结构相对位移；欧洲统一规范考虑的因素有：确保竖向荷载安全传递的最小支撑长度、设计地震位移、由于结构变形支撑的有效地震变形；日本抗震规范考虑的因素有：跨径、地震造成上部结构与下部结构顶端的相对位移、地震时地基应力产生的地基相对位移等。为保证在罕遇地震作用下，不致出现落梁现象，本规范参照美国 Caltrans 规范对梁端支承长度验算进行了规定。

1.22 横向地震作用下主梁间会产生错位，导致错位区域的钢轨出现弯折，引起震致轨向不平顺，震致轨向不平顺幅值与梁端错位存在正比例关系，震致轨向不平顺幅值与最大容许通过速度之间存在反比例关系，如图 5.2.7 所示。本规范结合以上正比例和反比例关系对横向地震下梁端错位进行行车安全验算。

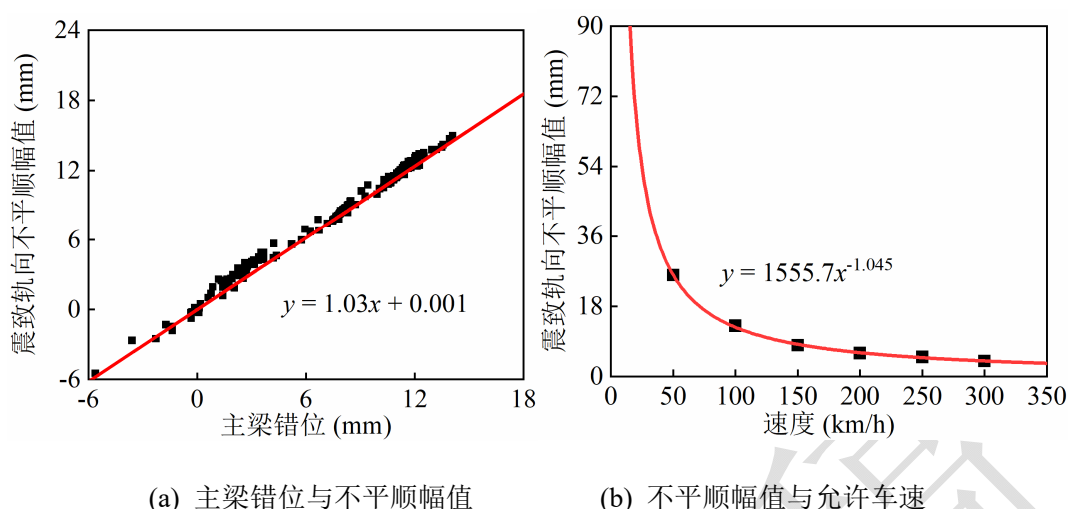


图 5.2.7 主梁错位、震致轨向不平顺幅值与允许车速间的关系

1.23 纵向地震作用下桥墩会产生弯曲，导致桥墩两侧的轨道出现高低差，引起震致高低不平顺。震致高低不平顺幅值与墩顶位移存在正比例关系，震致高低不平顺幅值与最大容许通过速度之间存在反比例关系，如图 5.2.8 所示。本规范结合以上正比例和反比例关系对横向地震下梁端错位进行行车安全验算。

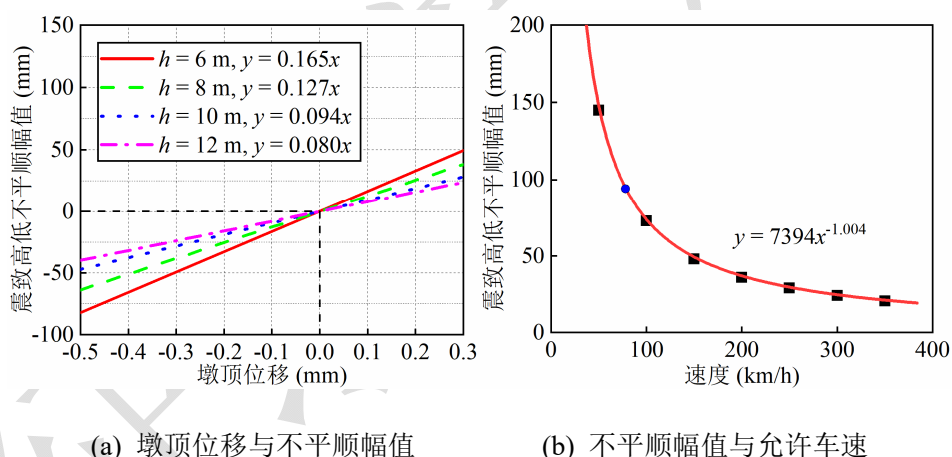


图 5.2.8 墩顶位移、震致轨向不平顺幅值与允许车速间的关系

1.24 根据桥梁的整体或局部体系、抗震设防目标和减隔震装置的力学特性等可以采用时程分析方法进行桥梁结构的减隔震设计计算。由于目前大多数减隔震装置的力学特性是非线性的，因此宜采用非线性动力时程分析方法，此时需满足以下条件：

- (1) 在分析模型中假定弹性的构件不应进入塑性；
- (2) 桥梁的整体或局部结构不会因部分构件的塑性变形而变得不稳定。

1.25 本条文规定动力时程分析中计算模型需真实模拟桥梁的强度、刚度、质量分布及边界条件，旨在通过精细化建模还原系统动力响应特征，确保地震作用下结构抗震性能的可靠评估。

1.26 减隔震装置的特性对桥梁地震响应影响很大，部分减隔震装置在不同设防水准下的力学性能和工作状态等也不相同，因此计算模型应准确模拟减隔震装置在不同设防水准下的构造特性、力学特性、阻尼特性和工作状态。

1.27 本条文规定减隔震装置宜采用宏观力-位移关系模型或其他类似模型进行模拟，旨在通过简化本构关系的合理应用，平衡抗震分析的计算效率与精度需求，避免因模型过度复杂导致数值发散或关键力学特征丢失。

1.28 需综合考虑列车-轨道-桥梁系统的整体或局部类型、自振特性等条件确定是否适宜进行减隔震设计。本条文规定大跨度、长周期桥梁可采用减隔震装置进行减隔震设计，旨在通过引入减隔震技术降低地震动对结构的动力响应，解决传统隔震设计在长周期桥梁中的局限性。

1.29 减隔震装置通过摩擦、弹塑性滞回变形来耗散或吸收地震输入的能量，以减小主体结构的地震反应。

1.30 本条文规定减隔震装置可采用黏滞流体阻尼器、金属减隔震棒、软钢剪切型阻尼器、E型钢及C型钢等材料弹塑性变形阻尼器，旨在通过多样化的耗能机制适配不同地震动特性与桥梁结构需求，兼顾抗震性能、经济性与施工可行性，提升地震下桥梁系统的整体抗震韧性。

1.31 隔震支座通过延长自振周期，减少传递到主体结构的地震能量，从而降低结构的地震响应，但会增加结构位移反应，不宜过分延长结构的自振周期。

1.32 根据桥梁的构造条件、地基条件等考虑是否采用隔震设计。若地基在地震时变得不稳定，则很难达到隔震设计的预期效果，不宜采用隔震设计；高墩桥梁、下部结构柔度较大、自振周期较长的桥梁，延长周期对降低结构的地震响应不明显，不宜采用隔震设计；当自振周期较长的桥梁采用隔震设计时，应对延长结构周期以及提高阻尼耗能能力产生的减隔震效果进行对比。

1.33 本条文规定隔震装置需满足构造简单、性能可靠、环境温度适应性、试验验证、可替换性及定期维护检查等要求，旨在通过技术控制与全寿命周期管理，保障铁路桥梁隔震系统的长期稳定性与功能可持续性。

1.34 隔震支座应满足温度、混凝土收缩徐变、预应力效应等正常使用状态下的功能要求。为了确保隔震桥梁在地震作用下的预期抗震性能，应在相邻的上部结构之间设置足够的间隙，通过合理设置伸缩装置、防落梁构造、位移限制构造和耗能装置等控制结构的位移。桥梁的其他抗震措施不得妨碍桥梁的正常使用及隔震装置的作用效果。

1.35 本条文针对梁式桥一联内桥墩刚度差异显著或相邻联周期不协调的工况，提出通过隔震装置刚度调整优化结构动力响应分布，旨在避免地震作用下内力集中、扭转效应及碰撞风险，提升桥梁整体抗震协同性。多跨连续体系桥梁可通过减隔震装置分散地震力。

1.36 本条文规定减隔震装置的性能要求应遵循现行标准，旨在通过统一技术指标、试验方法及质量控制体系，确保装置在全寿命周期内满足桥梁抗震安全性、可靠性与环境适应性需求。

1.37 粘滞阻尼器的布置需优先选择墩梁间相对位移或速度显著的位置，以最大化其耗能效率。设计应通过弹塑性时程分析识别结构薄弱部位，避免将阻尼器安装于变形较小的冗余区域。同时，需校核阻尼器的设计位移与出力，确保其与结构动力响应匹配。

非位移方向必须预留充足自由空间，以应对地震多维耦合、温度变形及施工误差的影响，避免装置卡滞或应力集中。施工中需控制安装精度，预留检修通道以确保可维护性。设计需验证多工况性能，包括正常使用状态下的疲劳寿命、罕遇地震下的极限位移稳定性及多维激励耦合效应，最终通过精细化分析实现高效耗能与结构安全的平衡。

1.38 本条文规定粘滞阻尼器宜采用双出杆结构（见图 7.2.2），旨在通过优化阻尼器内部构造，提升装置的力学稳定性、耗能效率及耐久性。双出杆结构因其对称受力特性，可有效避免单出杆阻尼器的非对称性缺陷。

1.39 粘滞阻尼器的阻尼力计算需依据公式（7.2.3），通过合理选择 C 与 α 实现结构振动控制目标。设计时需结合工况调整参数，并通过实验验证温度、频率等因素的影响。施工或养护过程中应严格检测阻尼力-速度曲线，并利用健康监测系统保障长期性能。该公式为工程提供了理论基石，但其应用需兼顾流体动力学假设与实际边界条件。

1.40 X 型组合型钢阻尼器是一种能快速安装和更换的变刚度阻尼器。宜双侧对称布置，X 钢板厚

度不宜低于 8mm，宜采用高强度螺丝连接钢板与外框。外框强度宜高于 X 钢板强度，保证不破坏，可进行震后更换 X 钢板。X 型组合型钢阻尼器宜布置与支座两侧，对称布置。布置距离间隔宜为 80 mm。地震强度较大地方可考虑对称布置 4 个。

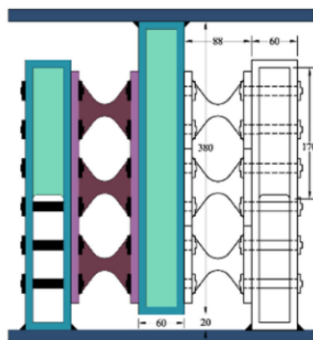


图 7.3.1 X 型金属阻尼器构造示意图

1.41 U 形组合钢阻尼器宜双侧对称布置，U 钢板厚度不宜低于 10 mm，宜采用高强度螺丝连接钢板与外框。外框强度宜高于 U 钢板强度，保证不破坏，可进行震后更换 U 钢板。U 型组合型钢阻尼器宜布置与支座两侧，对称布置。布置距离间隔宜为 80 mm。地震强度较大地方可考虑对称布置 4 个。

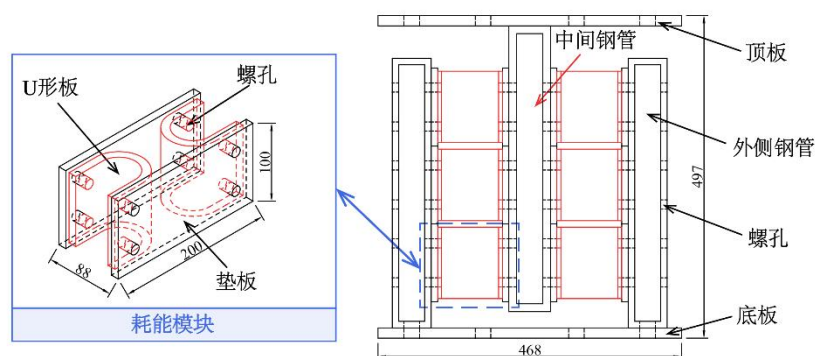


图 7.3.2 U 形组合钢阻尼器几何尺寸图

1.42 平面式防屈曲可更换变截面弧形型金属阻尼器是一种可快速安装与更换的阻尼器。弧形钢板厚度不宜低于 12 mm，宜采用高强度螺丝连接钢板与外框。外框强度宜高于弧形钢板强度，保证不破坏，可进行震后更换弧形钢板。弧形组合型钢阻尼器宜采用 3 块及以上叠加布置方式并布置与支座两侧，对称布置。布置距离间隔宜为 80 mm。地震强度较大地方可考虑对称布置 6 个。

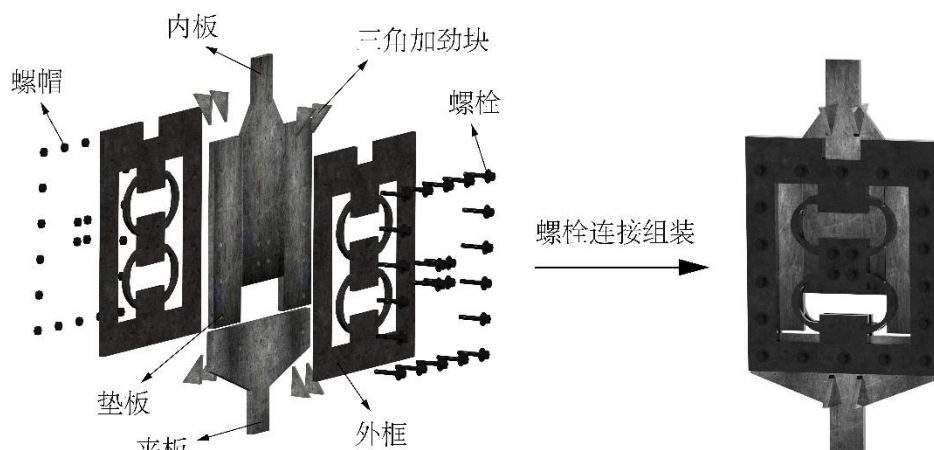


图 7.3.3 平面式防屈曲可更换变截面弧形型金属阻尼器组装示意图

1.43 常用的隔震支座，其力学特性一般可采用双线性力学模型或等效线性模型模拟。现行行业标准《桥梁减隔震装置通用技术条件》JT/T 1062 对桥梁减隔震装置基本力学模型进行了详细的规定，常规隔震支座可依据该标准采用。对于少数具有特殊功能的新型隔震支座，其力学模型应由产品供应商提供。

1.44 本条文规定隔震支座的双线性力学模型及其等效刚度与等效阻尼比计算方法，旨在统一隔震结构非线性分析的理论框架，提升设计精度与工程可靠性。双线性模型通过屈前刚度与屈后刚度的分段线性化描述隔震支座的弹塑性行为（见图 7.4.2），其等效参数计算公式（7.4.2-1）及（7.4.2-2）基于能量等效原则推导。

1.45 本条文规定了隔震支座采用等效线性模型时的等效刚度与等效阻尼比计算方法（公式 7.4.3-1 及 7.4.3-2），旨在简化复杂非线性分析流程，提升设计效率并确保工程安全性。等效线性模型通过等效刚度和等效阻尼比近似描述隔震支座的滞回耗能特性（见图 7.4.3），其核心理论基于能量等效原理，即通过等效参数使线性模型耗能与实际支座滞回耗能相等。

1.46 隔震装置作为减隔震桥梁的重要组成部分，应达到预期的性能要求。因此，要求在实际采用隔震装置前，应对隔震装置的性能进行严格的检测实验，原则上须由原型测试结果来确定。检测实验包括隔震装置在动力荷载和静力荷载下的两部分实验。

1.47 隔震支座可能存在伴随着吸收能量的累积而导致温度上升、能量吸收能力下降、甚至因损伤而导致能量吸收能力丧失等情况。本条文规定隔震支座在设计位移幅值的正负反复运动下需保持力学性能稳定，旨在确保隔震系统在罕遇地震作用下的可靠性与耐久性。

1.48 隔震支座在使用温度变化范围内，在因徐变、收缩引起的支座静位移情况下，在因温度变化导致梁伸缩、因列车荷载等导致受到反复振动的情况下，其力学性能应稳定。

1.49 本条文规定了对具有特殊性能要求的隔震支座需进行特殊设计及试验验证，旨在满足复杂工程场景下的抗震性能需求，确保隔震系统在极端条件下的可靠性与耐久性。特殊性能要求包括但不限于：高阻尼需求（阻尼比 $>25\%$ ）、超低温/高温环境适应性（ $-40^{\circ}\text{C}\sim 80^{\circ}\text{C}$ ）、抗化学腐蚀、多向地震耦合作用等。

1.50 本条文规定了隔震支座材料选择、构造设计及连接可靠性的技术要求，旨在通过优化材料性能及节点构造，避免应力集中现象，确保支座在极端荷载作用下保持整体稳定性，防止因局部破坏导致隔震系统失效。

1.51 位移限制构造的强度设计目标是地震作用下可有效防止桥梁发生过大的位移甚至落梁破坏，强度过大则导致传递给下部结构地震力过大，造成桥墩、桥台等下部结构破坏，强度过小则不能有效发

挥其限位作用。目前，美国、日本等国家规范对位移限制构造的强度均有明确的设计要求。位移限制构造作为桥梁工程领域抗震设计的重要构造，其强度及位移宜根据抗震计算结果进行设计。

位移限制构造的间隙位移量在满足正常使用的前提下，还需具备以下性能：支座受到损伤时，位移限制构造应快速发挥作用，从而不会使上下部结构的相对位移量变得过大，所以与支座的变形能力大致相同。位移限制构造的间隙位移量需考虑支座设置误差等预留富余量，预留富余量应使位移限制构造本身功能得到充分发挥。

1.52 本条文规定了位移限制构造的设计要求，旨在通过合理的构造措施确保伸缩装置在正常使用状态下能有效释放热胀冷缩、地基沉降等间接作用产生的位移，同时避免因超限变形导致装置损坏或功能失效。

1.53 本条文规定了位移限制构造与支座功能兼容性的设计要求，旨在通过合理的构造形式确保位移限制装置既满足限位需求，又不干扰支座正常位移、扭转及维护作业，同时避免与防落梁系统发生空间冲突。

1.54 宜通过地震预警避免桥上列车脱轨。如果地震预警失效（例如近断层区域属于地震预警盲区），地震时铁路列车-轨道-桥梁系统应分成三个等级。

针对近断层强震区的桥上行车提出性能要求，近断层一般指距离断层 15 公里以内的区域，桥梁的断层距小，地震预警时间短，列车接收到地震预警信息后而采取制动措施的过程中，地震已引起桥梁振动。因此，突发地震过程中，列车仍在滑行，存在列车脱轨、列车落桥风险，研究震时行车对提升列车和乘客安全具有现实意义。

针对近断层地震预警盲区的特殊风险场景，构建了铁路列车-轨道-桥梁系统三级抗震性能目标体系，旨在通过差异化设防要求平衡工程安全性与经济性，并强化次生灾害防控能力。分级标准以轨道-桥梁结构动态响应与列车运行状态为耦合控制指标，反映了近断层地震动作用下车-轨-桥系统的破坏演化特征与行车功能需求。本分级体系与《铁路工程抗震设计规范》（GB 50111-2006）中抗震设防分类原则相衔接，同时吸纳了高速铁路列车-轨道-桥梁耦合研究成果。

2.1 本条文针对地震发生以后，将有一些列车和乘客停留在铁路的不同路段上，需要紧急疏散列车和乘客。因此，需要提前研究近断层地震下轨道-桥梁系统损伤后的限速行车性能，为铁路地震后紧急疏散列车和乘客提供安全行车速度限值。另外，研究震后行车，可为震后的系统性检测和修复提供决策信息；也可用于改进或完善轨道-桥梁的前期设计和构造措施，从而提高震后行车性能或行车功能恢复速度。

基于地震动对铁路系统破坏特征的差异化影响，构建了震后轨道-桥梁结构性能分级体系，明确不同抗震设防目标下的结构响应阈值与功能恢复要求。分级标准融合了轨道-桥梁协同变形控制、行车安全动态评价及结构抗震韧性提升等关键技术，为铁路工程的全寿命周期抗震设计提供量化依据。本分级体系与《铁路工程抗震设计规范》（GB 50111-2006）中“小震不坏、中震可修、大震不倒”原则相衔接，同时吸纳了高速铁路列车-轨道-桥梁耦合研究成果。

2.2 本条文基于 8.1.2 的性能等级划分，将铁路轨道-桥梁系统各构件抗震性能量化分级，旨在通过精细化指标控制，实现“结构响应可量化、功能恢复可操作、全系统韧性协同”的设计目标。本分级体系与《铁路工程抗震设计规范》（GB 50111-2006）中“小震不坏、中震可修、大震不倒”原则相衔接，同时吸纳了高速铁路列车-轨道-桥梁耦合研究成果。

2.3 本条文针对地震动强度分级与铁路系统性能要求的对应关系，以及地震预警盲区工况的特殊性，提出差异化的抗震设计策略，旨在通过分级设防目标与韧性构造措施的协同，保障铁路工程全生命周期抗震安全。

小震（重现期约 50 年）作用后实现性能要求I：地震后轨道-桥梁结构不破坏或轻微破坏，应能保持其正常使用功能，即正常行车；结构处于弹性工作阶段；不应因结构的变形导致轨道的过大变形而影响行车安全。

中震（重现期约 475 年）作用后实现性能要求II：地震后轨道-桥梁结构可能破坏，需限速行车；结

构局部进入弹塑性工作阶段；经修补，短期内应能恢复其正常使用功能，尤其安全行车功能。

大震（重现期 ≥ 2475 年）作用后实现性能要求Ⅲ：地震后轨道-桥梁结构可能产生较大破坏，但不应出现局部或整体倒毁，结构处于弹塑性工作阶段。

近断层地震时（预警盲区）因脉冲型地震动的高频与长周期叠加、竖向地震等效应，导致车-轨-桥系统动力响应离散性显著增大，其震时性能要求暂不直接关联地震动强度分级。

本条文通过分级性能目标与盲区韧性提升的双重控制，推动近断层铁路工程抗震设计从“强度保障”向“功能可恢复”转型。

2.4 在进行系统的抗震设计时，需要采用更为精确和全面的计算方法，以确保结构在地震作用下的安全性和可靠性。非线性时程分析方法作为一种较为严谨的抗震计算手段，能够较好地考虑地震动的非线性特性、结构的材料非线性、几何非线性和接触非线性等因素，从而为系统的抗震设计提供更为准确的依据。

在进行非线性时程分析时，需要对列车结构、轨道结构和桥梁结构进行精细的建模。对于列车结构，可采用多刚体动力学模型，考虑轮对、转向架和车体等关键部件的运动自由度及相互作用。对于轨道结构，可采用空间梁单元模拟钢轨等构件，并采用等效弹簧单元和阻尼单元模拟构件之间的连接。对于桥梁结构，可采用空间梁单元模拟主梁、桥墩等构件，并采用非线性弹簧单元和阻尼单元模拟支座等耗能构件。此外，还需要考虑桥梁基础与地基土的相互作用，必要时可采用结构-基础-地基整体计算建模方法。

在进行非线性时程分析时，还应注意以下几点：一是应选用符合实际情况的地震动记录或人工合成的地震动时程；二是应建立精细的结构模型，以准确反映结构的非线性行为；三是应选用合适的计算软件和算法，以确保计算结果的准确性；四是应对计算结果进行合理的分析和判断，以得出科学、可靠的结论。

2.5 本条文针对铁路列车-轨道-桥梁系统抗震计算的复杂性，提出整体建模与局部建模的差异化分析方法，旨在通过灵活选择计算模型，平衡计算效率与精度需求，保障抗震设计的科学性与经济性。

2.6 本条文主要对铁路列车-轨道-桥梁系统抗震设计中列车结构的建模方法提出了合理简化的指导原则。

采用多刚体动力学模型对列车进行简化建模，是一种既经济又有效的方法。该模型将列车视为由多个刚体（如轮对、转向架、车体）通过悬挂系统（一系悬挂和二系悬挂）连接而成的复杂系统。这种模型能够较好地反映列车在地震作用下的动态行为，包括各刚体之间的相对运动和相互作用。

考虑二系悬挂的多刚体动力学模型能够更精确地模拟列车的垂向、横向、侧滚、摇头和点头五个运动自由度。这些自由度涵盖了列车在地震作用下的主要运动形式，对于准确计算列车的动力响应至关重要。在特殊情况下，如列车在地震中可能经历较大的纵向运动，还需要考虑纵向自由度，以确保模型的全面性和准确性。

在必要时可以考虑更复杂的建模方法。这是因为在某些特定情况下，如列车速度较高、地震动强度较大或轨道-桥梁系统本身较为复杂时，简化模型可能无法完全捕捉列车的所有动力特性。此时，可以根据具体需要，通过增加模型的复杂度（如考虑更多自由度、更精细的悬挂系统模型、非线性因素等）来提高计算精度。

在实际应用中，建模方法的选择应根据具体工程需求、计算资源和时间等因素进行综合考虑。对于大多数铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震设计而言，采用考虑二系悬挂的多刚体动力学模型可满足精度要求，同时保持计算效率。当然，随着计算技术的不断发展和计算资源的日益丰富，未来也有可能采用更为复杂的模型来进一步提高设计精度。

综上所述，本条文提出的列车结构简化建模方法，既考虑了地震动的复杂性，又兼顾了计算效率和精度，为铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震设计提供了有力的技术支持。

2.7 本条文针对地震作用下轮轨动态相互作用的高度非线性特征，明确了轮轨接触几何关系、法向力与蠕滑力的建模方法，旨在通过多尺度模型协同，保障列车-轨道-桥梁系统抗震分析的精度与计算效

率。

迹线法基于轮对与钢轨的几何参数（如轮缘角、轨头圆弧半径）直接确定接触点位置，其计算效率高且能反映动态运行中轮轨接触位置的瞬时变化，适用于地震动引起的轮对横向偏移较小工况的分析。对复杂接触工况（如轮缘接触或轨顶剥离区域），可采用三维接触搜索算法（如投影法或隐式曲面法），通过网格离散化与接触斑判据（渗透量 ≤ 0.1 mm）提升接触点定位精度。

Hertz 理论假设轮轨接触区为椭圆面，通过接触刚度直接关联法向力与轮轨弹性变形，其计算耗时仅为非弹性模型的 1/10，适合大规模时程分析。地震动可能引发轮轨瞬时分离，需在模型中嵌入接触状态判据，避免负向力导致的数值发散。Hertz 模型忽略材料塑性变形，当轮轨冲击应力超过屈服强度时，需采用弹塑性接触模型修正接触刚度衰减效应。对高频振动（ ≥ 50 Hz）主导的轮轨冲击（如轨缝处），需叠加频域动态修正因子，以反映接触刚度随频率的非线性变化。

Kalker 理论通过线性化蠕滑率-力关系计算纵向、横向和自旋蠕滑力，其计算稳定性强，适用于地震动引起的低蠕滑率工况。需根据轮轨材料属性（如摩擦系数 $\mu=0.3\sim 0.5$ ）动态调整理论参数，避免蠕滑力高估或低估。

2.8 本条文针对地震作用下轨道结构动力响应的复杂性，提出基于等效力学特性的简化建模方法，旨在通过合理平衡模型精度与计算效率，满足列车-轨道-桥梁系统抗震分析的工程需求。

2.9 本条文针对地震下桥梁结构的动力响应特征，提出了兼顾计算效率与精度的简化建模方法，旨在通过合理的力学等效与非线性表征，为列车-轨道-桥梁系统抗震分析提供可靠的桥梁模型支撑。

2.10 本条文针对地震下桥梁基础与地基土相互作用的复杂性，提出了分层级建模策略，旨在通过合理选择等效简化或精细化模型，平衡计算效率与精度需求，为桥梁系统抗震分析提供可靠的基础-地基边界条件支撑。

2.11 本条文针对地震下列车-轨道-桥梁系统动力耦合作用的复杂性，提出了分层次建模策略，通过轨道-桥梁简化模型与列车-轨道-桥梁整体模型的灵活选用，兼顾计算效率与精度需求，为抗震设计提供适应性分析方法。

轨道-桥梁模型适用于桥梁与轨道系统的地震响应分析（如轨距动态变化、支座位移评估等），然后通过本标准的行车性能与轨道-桥梁损伤程度之间的映射关系，间接判断行车性能。

列车-轨道-桥梁整体模型适用于地震-车辆耦合效应显著场景，条件允许时，可建立列车-轨道-桥梁模型（本方法较为复杂），需要严格考虑其中的非线性因素，并采用非线性时程分析方法计算。

2.12 本条文针对地震下列车-轨道-桥梁系统强非线性耦合作用的特殊性，明确精细化建模要求与分析方法，为高烈度区、特殊桥梁结构或行车安全敏感场景的抗震设计提供高精度计算依据。本条文需要通过精细化建模与高效数值算法相结合，系统量化列车-轨道-桥梁耦合作用下的强非线性响应机制，为地震区铁路桥梁的行车安全预警、减隔震装置优化及震后功能可恢复性设计提供技术支撑。

2.13 本条文针对地震下轨道-桥梁系统强非线性响应的特点，明确以非线性时程分析为核心的建模与评估方法，通过建立结构损伤与行车性能的映射关系，实现地震响应与行车安全的协同控制，为有车工况下的抗震设计提供量化依据。等效系数（ ≥ 2.0 ）用于放大列车动载对轨道结构的附加动力效应，涵盖地震-车辆耦合作用的不确定性。

2.14 本条文针对地震下列车-轨道-桥梁系统强非线性、多尺度耦合的响应特性，明确以非线性时程分析为核心技术路径，通过有限元软件与多刚体动力学软件的联合仿真，实现结构损伤演化与行车安全性能的协同评估，为复杂场景下的抗震设计提供高精度计算支撑。

有限元软件（如 ABAQUS/OPENSEES）模拟桥梁-轨道系统的材料非线性（混凝土损伤塑性模型、钢筋双折线硬化）与边界非线性（支座滑移、伸缩缝碰撞）等。多体动力学软件（如 SIMPACK/ADAMS）构建车辆多刚体模型。然后通过有限元软件和多体动力学软件的联合仿真和交互，开展地震时和地震后的铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震计算。

2.15 本条文针对地震下列车-轨道-桥梁系统抗震分析中软件工具的技术可靠性问题，提出计算软件功能、模型验证及结果有效性判据的合规性要求，确保复杂非线性响应的模拟精度与工程适用性。通

过技术合规性约束与多维度验证体系，确保复杂非线性仿真结果与工程实际响应的等效性。

2.16 本条文针对地震下列车-轨道-桥梁系统的非线性动力响应特征，明确非线性时程分析需同步考虑材料、几何及接触非线性效应，并建立结构损伤与行车安全性能的量化关联关系，为系统抗震韧性设计提供技术支撑。通过多维度非线性建模与损伤-性能动态映射机制，实现地震作用下结构破坏模式与行车安全风险的协同控制。

2.17 本条文针对地震下列车-轨道-桥梁系统非线性时程分析中算法选择的复杂性，明确需基于稳定性、效率与精度的协同优化原则，合理选用显式、隐式或显-隐式混合算法，为多尺度强非线性耦合响应的精准捕捉提供技术保障。

稳定性一般建议强非线性阶段采用显式算法，避免隐式迭代发散；线性和弱非线性阶段切换至隐式算法，提升计算效率。效率-精度权衡规则为，显式算法适用于短时程（总时长 ≤ 20 s）或局部精细化模型（自由度 $\geq 10^6$ ），GPU 并行加速后效率提升 3~5 倍；隐式算法适用于长时程（总时长 ≥ 60 s）或整体模型（自由度 $\leq 10^5$ ），通过刚度矩阵缩聚（自由度缩减率 $\geq 70\%$ ）降低耗时。

2.18 本条文针对地震下列车-轨道-桥梁系统非线性时程分析的数值稳定性与精度问题，明确时间步长的选取需基于地震波频谱特征进行量化控制，避免因步长过大导致高频响应失真或低频累积误差，为复杂耦合系统的精细化仿真提供技术依据。通过步长控制与多算法协同优化，平衡地震动下复杂系统仿真的精度与效率矛盾。

2.19 在铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震设计中，考虑列车在地震作用下的行车安全性能是至关重要的。地震可能导致列车脱轨、离线甚至撞击防护墙等严重后果，这些都会对列车的运行安全及乘客的生命安全构成严重威胁。因此，准确评估列车在地震中的行车安全性能，对于保障铁路系统的整体抗震能力具有重要意义。

本条文提出了在条件允许的情况下，采用建立列车-轨道-桥梁模型的方法，直接分析轮轨之间的水平相对位移，以直接判断列车是否脱轨、离线或撞击防护墙。这种方法虽然相对复杂，但其优势在于能够更精确地模拟列车、轨道和桥梁在地震作用下的动态相互作用，从而更准确地评估列车的行车安全性能。

采用直接分析轮轨之间水平相对位移的方法来判断列车是否脱轨、离线或撞击防护墙，具有直观性和准确性的优势。轮轨之间的水平相对位移是反映列车行车安全性能的重要指标。当地震发生时，如果轮轨之间的水平相对位移超过了某一限值，就可能导致列车脱轨或离线。同样地，如果列车与防护墙之间的水平相对位移过大，就可能发生撞击事故。因此，通过直接分析这些水平相对位移，可以更准确地判断列车的行车安全性能。

2.20 本条文针对地震下列车行车安全性的间接评估需求，提出通过建立轨道-桥梁模型计算轨道结构地震反应，并基于列车脱轨 SI 指标（Safety Index）建立轨道动力响应与行车安全性的映射关系，从而规避复杂列车-轨道耦合动力学建模，实现高效可靠的脱轨风险量化判定。

日本传统 SI 指标的行车速度无关性极大地限制了其在地震条件下性能为基础的桥梁设计的合理性和普适性。因此，中南大学博士研究生赵涵，提出了与速度相关的 VSI 指标，并改善了传统指标的局限性。理论上解释了提出的 VSI 与传统 SI 之间的差异，并详细阐述了提出的 VSI 与列车运行速度之间的相关性。

本条文通过轨道地震反应-行车性能映射理论与 SI 指标量化判定，构建了高效可靠的列车脱轨间接评估方法，为铁路系统的抗震安全设计与运营应急决策提供了核心技术支撑。

2.21 本条文规定了列车脱轨 SI 指标的计算流程，通过轨道结构地震反应映射与频域积分方法，将复杂轮轨动态接触问题简化为基于振动能量的量化评估体系，为地震下列车行车安全的快速判定提供了标准化技术路径。

2.22 本条文强调在铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震设计中，列车、轨道、桥梁的常规验算需严格遵循现行规范要求，确保系统在正常运营及地震作用下的安全性、稳定性和耐久性。常规验算是抗震设计的基础，为后续专项分析（如脱轨指标、碰撞风险等）提供必要的输入条件和安全边界。

现行规范体系包括但不限于以下规范：

(1) 列车系统：参照《铁路车辆强度设计及试验鉴定规范》(TB/T 1335)、《铁道机车动力学性能试验鉴定方法》(TB/T 2360)等；

(2) 轨道系统：依据《铁路轨道设计规范》(TB 10082)、《无缝线路设计规范》(TB 10015)等；

(3) 桥梁系统：执行《铁路桥涵设计规范》(TB 10002)、《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111)等。

2.23 本条文明确《标准》的核心定位：在满足现行规范常规验算的基础上，提出对列车-轨道-桥梁系统的专项抗震性能验算，以弥补常规方法在场景下的局限性，确保系统在地震作用下的功能可恢复性与行车安全性。

2.24 本条文主要规定了地震时轨道结构动态不平顺的验算方法，重点通过列车脱轨 SI (Safety Index) 指标来判断轨道结构在地震作用下的安全性和稳定性。地震时，轨道结构可能发生振动、变形等动态不平顺现象，直接影响列车的运行安全。因此，本条文旨在提供一种科学、合理的方法来验算地震时轨道结构的动态不平顺，确保列车在地震作用下的行车安全。计算得到 SI 指标数值后，需要将其与 SI 指标限值进行对比。

2.25 本条文参照了日本《铁道构造物等设计标准·同解说》和我国《城市轨道交通结构抗震设计规范(GB 50909-2014)》，并做了保守处理。

2.26 本条文规定了地震下轨道结构动态响应验算的关键位置，旨在通过重点区域筛查，在确保安全性的前提下优化验算效率。条文选取的验算位置基于地震动特性与轨道-桥梁系统的薄弱环节分析。如果条件允许，可以验算本条文之外的更多的位置。

2.27 本条文强调，铁路系统的轨道结构抗震设计中，除本标准提出的专项验算外，其他常规验算（如强度、刚度、稳定性等）仍需严格遵循现行规范要求。其核心目的是通过规范兼容性设计，确保轨道结构在全生命周期内既满足地震的特殊需求，又符合普适性安全标准，形成“专项+常规”的双重保障体系。

2.28 在铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震设计中，支座作为连接桥梁上部结构与下部结构的关键部件，其地震反应限值的合理设定对于确保整个系统的抗震性能至关重要。本条文明确提出了支座地震反应限值的双重要求，旨在通过精细化的抗震设计，提高铁路桥梁在地震作用下的安全性和稳定性。

首先，支座的反应限值必须满足其自身位移能力的要求。这包括支座在地震作用下能够承受的最大位移量，以及在不同损伤等级下的位移限值。本条文直观地展示了滑动球形支座在不同损伤等级下的位移界限，从无损状态到完全损伤状态，为设计人员提供了清晰的参考依据。本条文则进一步量化了铁路桥梁球形支座在不同损伤等级下的位移限值，明确了固定支座和滑动支座在不同列车性能状态下的允许位移范围。

其次，除了满足支座本身的位移能力外，支座的反应限值还需满足本条文所规定的限制条件。这些限制条件是基于列车行车安全性能提出的，旨在确保地震后桥梁结构的损伤程度不会严重影响列车的正常行驶。本条文分别给出了纵向梁端（近似为相邻支座）之间相对位移和横向梁端（近似为相邻支座）之间相对位移的限制值，这些值根据设计车速和行车性能要求（正常行车、限速行车、禁止行车）进行了详细划分。

综上所述，通过提出支座地震反应限值的双重要求，即满足支座本身位移能力和满足列车行车安全性能限制条件，为铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震设计提供了明确的技术指导。

2.29 连梁装置作为铁路桥梁抗震设计的关键构件，其核心功能是通过协调相邻主梁的位移响应，降低地震作用下的梁端相对位移，从而减少轨道结构的几何形位突变与附加应力集中，最终提升列车行车安全。

2.30 本条文明确，铁路桥梁系统的抗震设计中，除本标准提出的专项验算（如地震动输入、车-轨-桥动力耦合分析等）外，桥梁结构的常规验算（如强度、刚度、稳定性及耐久性）仍需严格执行现

行规范要求。其核心目标是通过规范衔接性设计，确保桥梁结构既满足地震的特殊抗震需求，又符合普适性安全标准，形成“专项强化+常规兜底”的双重保障机制。

2.31 本条文针对地震下桥上列车的行车安全风险，提出了脱轨、离线、撞击防护墙的专项验算要求，并严格禁止列车落桥。

脱轨验算判据：轮轨横向相对位移 ≥ 54 mm 时判定列车脱轨，54 mm 为轮缘接触点至轨头外侧的临界横向偏移量。

离线验算判据：轮轨横向相对位移超过轨距时判定列车离线（标准轨距为 1435 mm，位移限值对应 $1435+54=1489$ mm）。

撞击防护墙验算判据：撞击力 ≤ 350 kN（对应车体侧墙屈服强度阈值的 50%）；爬行高度 \leq 防护墙高度的 1/3（如果标准墙高为 1.2 m 时，则限值为 0.4 m）。

2.32 本条文针对地震动特性对列车行车安全的影响，提出主动降速策略，旨在通过控制列车运行速度（建议 ≤ 150 km/h），降低地震突发时的制动距离与动力响应，减少脱轨、倾覆风险。

制动距离优化：车速 ≤ 150 km/h 时，紧急制动距离可缩短至 800 m 以内（常规制动减速度 ≥ 0.8 m/s²）。

2.33 本条文针对地震后桥梁与轨道系统的潜在损伤风险，提出列车行车速度限值验算要求，旨在通过动态评估结构状态与运行安全性的关联关系，科学控制地震后列车运行风险，避免次生灾害。本条文通过损伤状态驱动的动态限速验算，为地震后列车行车安全提供了可量化的控制策略，是提升铁路系统韧性与灾后恢复能力的关键技术环节。

2.34 本条文作为地震下列车-轨道-桥梁系统抗震设计的补充性要求，强调除本标准专项验算外，列车性能的其他验算（如牵引制动能力、车体疲劳强度、悬挂系统稳定性等）需严格遵循现行铁路行业规范，确保抗震设计体系的完整性与安全性。本条文通过现行规范与抗震专项设计的衔接，确保列车性能验算在全生命周期内的适用性。

2.35 在地震区域新建或改建铁路系统时，除了遵循常规抗震设计规范外，还需采取更为严格和针对性的特殊构造措施，以确保系统的整体抗震性能和行车安全。

2.36 本条文明确要求地震区域铁路列车-轨道-桥梁系统抗震设计中，优先采用成熟、易用的构造措施，旨在基于我国目前的实际情况，通过技术可靠性、施工可行性与维护便捷性的综合平衡，确保抗震设计的实效性和工程落地效率。

2.37 本条文作为铁路列车-轨道-桥梁系统抗震设计的兜底性条款，明确除本标准专项要求的构造措施外，其他构造措施（如常规支座、轨道扣件、桥墩配筋等）的设计与施工需严格满足现行铁路工程相关规范，确保抗震体系的整体合规性和系统性。

2.38 本条文明确近断层区域铁路桥梁优先采用减隔震性能好、震损易修的有砟轨道，旨在通过轨道结构的合理选型与优化设计，提升系统抗震韧性并降低震后修复成本。

无砟轨道（如单元板式）一旦受损，需大面积拆除重建（修复周期 ≤ 48 小时），而有砟轨道可通过机械化捣固（效率 ≥ 200 m/天）与局部补砟（单点修复耗时 ≤ 2 小时）快速恢复运营，减少地震次生损失（中断时间可缩短 70%）。

2.39 本条文明确近断层区域铁路桥梁在特定条件下可采用单元板式无砟轨道，但不宜采用连续板式无砟轨道，旨在通过轨道结构形式的合理选择，兼顾抗震性能与震后修复效率，适应近断层地震动的高破坏性特征。

单元板式轨道：采用分块独立设计（单块长度 ≤ 6.5 m），损坏后可局部更换（单板修复耗时 ≤ 48 小时），修复成本较连续板降低 60%~70%；

连续板式轨道：结构整体性强，损伤后需大面积破除重建（修复周期 ≥ 30 天）。

2.40 本条文明确近断层区域路桥过渡段优先采用较长的摩擦板或其他针对性构造措施，旨在通过结构优化降低断层错动与地震动耦合作用下的差异沉降风险，保障轨道平顺性与行车安全。

2.41 本条文明确近断层区域桥梁的轨道结构无横向约束构件时，应优先设置挡块等构造措施，旨在通过主动限制轨道横向位移，防止地震动与断层错动耦合作用下的轨道几何形位失稳，保障列车行车

安全。

2.42 本条文明确近断层区域路桥过渡段轨道结构优先采用小阻力扣件，旨在通过降低轨道与桥梁间的纵向约束，适应地震动与断层错动引起的结构位移差异，减少轨道附加应力，保障行车安全与震后可修复性。

桥梁与路基的刚度差异，易在地震中形成位移突变区，若扣件纵向阻力过高，轨道将承受反复拉压循环荷载，加速疲劳损伤；

小阻力扣件允许轨道与桥梁间适度滑移，减少残余变形积累，降低震后轨道几何形位调整工作量。

本条文通过小阻力扣件的强制应用与精细化参数控制，为近断层路桥过渡段提供了高效的纵向位移适应方案，是缓解地震动-断层错动耦合破坏、提升线路韧性的关键性技术条款。

2.43 本条文提出近断层区域路桥过渡段轨道结构可优先采用减隔震耗能装置，旨在通过主动消能、位移适应与振动隔离的协同作用，降低地震动与断层错动对轨道系统的耦合破坏效应，提升结构抗震韧性与行车安全性。特意指出有条件时，主要因为采用减隔震耗能装置会增加一期投资，需要考虑具体的经济投资状况，综合判断近断层区域的路桥过渡段轨道结构是否采用减隔震耗能装置。

2.44 本条文提出地震区域可根据工程条件设置轨道平顺性保持的补充措施，旨在通过多样化技术手段与场景化设计，应对地震动、断层错动及次生灾害对轨道几何形位的复合影响，提升线路全寿命周期内的稳定性和安全性。通过多元化技术集成与动态适应性设计，为轨道平顺性控制提供了开放式的解决方案框架。

2.45 本条文规定地震区域轨道结构的其他构造措施需符合现行规范要求，旨在确保抗震专项设计与通用技术标准的协同性，避免因局部构造薄弱环节导致整体抗震性能不足，保障轨道系统在全生命周期内的安全性与可靠性。

2.46 在近断层区域，地震活动频繁且强烈，地震波通常伴随有显著的速度脉冲效应、上下盘效应和方向性效应等特点。这些独特的地震动特性对铁路列车-轨道-桥梁系统的抗震性能提出了极高的要求。因此，在本标准中，特别强调了近断层区域桥梁设计的特殊性，其中推荐采用小跨度、低墩高的简支梁桥作为一种有效的抗震构造措施。

小跨度桥梁由于其较短的桥梁长度，在地震作用下表现出更好的整体刚度和抗震性能。具体来说，小跨度桥梁的模态周期相对较短，与地震波中的长周期成分耦合效应较弱，因此地震响应相对较小。此外，小跨度桥梁在地震中更容易保持整体稳定性，减少因大跨度引起的结构非线性响应。

低墩高桥梁设计能够显著降低桥梁结构的重心高度，从而减小地震作用下的倾覆力矩和竖向地震力。在近断层地震中，竖向地震分量往往不容忽视，其对桥梁结构的破坏作用显著。低墩高设计能够有效降低桥梁墩柱的受力，减少因地震引起的墩柱损伤和破坏。此外，低墩高桥梁在地震后更容易进行修复和维护，降低震后恢复的成本和时间。

简支梁桥作为一种经典的桥梁结构形式，具有结构简单、受力明确、易于施工和维护等优点。首先，简支梁桥是静定体系，在地震作用下，各跨之间相对独立，即使发生较大相对位移，也不会产生很大内力。其次，简支梁桥的支座系统能够有效地隔离地震波的传播，减少地震对桥梁上部结构的直接作用。最后，简支梁桥在震后修复时，可以方便地更换受损的支座或梁体，快速恢复桥梁的通行能力。

2.47 本条文规定在地震区域受地形限制需采用非简支梁桥时，需通过验证计算确保相邻墩身刚度均匀化，并允许采用支座调整实现刚度过渡。其核心目标是避免桥梁因刚度突变引发地震作用下的应力集中或局部损伤，保障结构整体抗震性能与列车运营安全。

2.48 本条文规定强化桥梁与轨道系统的局部构造措施，核心目标是降低地震能量集中输入引发的结构破坏风险，保障桥梁与轨道系统的功能完整性。通过针对性构造强化与多灾害耦合防御，为近断层区域铁路系统提供了抗脉冲、抗行波效应的技术路径，实现“小震不坏、中震可修、大震不倒”目标。

2.49 本条文针对地震区域桥墩配筋的抗震构造提出具体技术要求，通过配筋优化、箍筋约束强化及构造措施精细化，提升桥墩的延性、耗能能力及抗倒塌性能，以应对地震动的高能量脉冲效应与反复荷载作用。

2.50 本条文提出基于能力设计原则的抗震层级控制要求，通过基础强于墩身、桥墩与减隔震装置性能协同、位移响应链式管控等技术措施，构建“基础-桥墩-减隔震装置-主梁-轨道”逐级递进的抗震防线，以降低地震动对铁路系统整体功能的破坏风险。通过能力层级递进控制与全系统位移协调，为铁路工程提供了从基础到轨道的整体抗震解决方案。

2.51 本条文规定强震区桥梁需采用减隔震支座，通过双阶段性能控制（正常使用强度、刚度保障与强震耗能切换）及位移容限设计，实现地震能量耗散与结构位移协调，降低地震动对铁路系统的功能破坏风险。通过双阶段性能调控与全系统协同设计，为桥梁提供了从常态到震态的全周期抗震保障，实现“小震不坏、大震可修”目标。

2.52 本条文针对地震区桥梁的主梁间、主梁与桥台间连梁装置提出设计要求，通过温度-地震双态切换机制、多向位移协同控制及减隔震装置联合应用，保障地震作用下轨道结构的连续性，降低路桥过渡段与梁缝区域的轨道几何形位突变风险。

2.53 本条文规定采用特殊构造措施的桥梁需进行受力性能影响分析，通过定量评估特殊构造对结构静动力响应、位移协调性及疲劳寿命的影响，避免因局部构造设计不当引发系统性抗震功能退化或轨道损伤累积风险。通过多维度性能影响评估与全周期控制技术，确保特殊构造措施与桥梁系统协同工作，实现铁路工程“精准抗震”与“长寿命保障”。

2.54 本条文规定桥梁结构的其他构造措施需满足现行规范要求，旨在确保铁路桥梁在特殊抗震设计框架下，仍遵循通用性安全准则与性能标准，避免因过度依赖局部创新技术而忽视系统性构造的可靠性，实现特殊抗震措施与常规设计的衔接。

2.55 本条文提出优先采用现有桥面结构实现列车防脱轨、防离线、防落桥保护，旨在通过既有桥面系统的刚度优化、位移协调性强化及构造稳定性提升，保障地震下轨道与列车的动力耦合安全，降低因桥梁局部失效引发的列车风险。通过既有桥面性能挖潜与系统性防护改造，在保障经济性的同时实现铁路桥梁的“三防”目标。

2.56 本条文提出在无既有桥面保护措施时，需增设防脱轨、防离线或防落桥等防护措施，强调通过多方论证与优先级划分，提升地震下列车防落桥保护程度，降低因结构失效导致的重大列车风险。通过多方论证机制与分级防护体系，确保铁路桥梁在既有措施缺失时仍能实现最低安全目标。

2.57 本条文规定需提供列车防脱轨、防离线、防落桥等保护措施的参数选择方法，旨在通过科学化、量化的设计流程，为铁路桥梁的抗震防护措施提供适配性参数基准，兼顾安全冗余与经济性平衡，供工程条件允许时优化选用。

2.58 本条文针对铁路桥梁护轨设置提出具体要求，旨在通过规范护轨材料、构造与承载性能，保障地震作用下轨道系统的横向约束能力与列车安全。

2.59 本条文针对铁路桥梁防护墙的设计提出具体要求，通过优化高度、厚度与变形性能，平衡防列车脱轨导向与结构抗冲击能力，降低地震或撞击工况下列车翻越、跌落风险。

2.60 本条文规定列车保护的其他构造措施需满足现行规范要求，旨在通过系统性引用并强化既有技术标准，确保铁路桥梁抗震设计中各类防护措施和规范适配性、技术兼容性与法律合规性，避免因局部构造设计疏漏导致防护体系失效。