

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50111 - 2006

铁路工程抗震设计规范

Code for seismic design of railway engineering

(2009 年版)

2006 - 06 - 19 发布

2006 - 12 - 01 实施

中华人民共和国建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国住房和城乡建设部公告

第 329 号

关于发布国家标准《铁路工程 抗震设计规范》局部修订的公告

现批准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111—2006 局部修订的条文,自 2009 年 12 月 1 日起实施。其中,第 3.0.1A、3.0.3、4.0.1、6.1.1、6.1.2、7.1.2、7.2.4、8.1.1、8.1.2 条为强制性条文,必须严格执行。经此次修改的原文同时废止。

本规范由我部标准定额研究所组织中国计划出版社出版发行。

中华人民共和国住房和城乡建设部

二〇〇九年六月十七日

修 订 说 明

本次局部修订系根据原建设部《关于印发〈2009 年工程建设标准规范制订、修订计划〉的通知》(建标〔2009〕88 号)的要求,由中铁第一勘察设计院集团有限公司会同有关单位对《铁路工程抗震设计规范》GB 50111—2006 进行修订而成。

修订主要内容说明如下:

1. 修改了规范的适用范围,增加了高速铁路及客运专线(含城际铁路)的相关内容。
2. 新增了关于铁路工程抗震设防类别划分的内容(将桥梁工程划分为 A、B、C、D 四类,路基工程划分为 C、D 两类,隧道工程划分为 A、C、D 三类),同时给出了各类工程抗震设防标准的相关内容。
3. 新增了线路选线有关“无砟轨道选用”的内容。
4. 新增了高烈度区路基采用轻型支挡的内容。
5. 新增了关于地震区支座抗震设计和减隔震技术运用原则的内容。
6. 新增了 B 类桥梁、高速铁路及客运专线(含城际铁路)的 C 类桥梁加强桥墩与承台、承台与桩的连接部位的配筋内容。

本规范中下划线为修改的内容;用黑体字表示的条文为强制性条文,必须严格执行。

本次局部修订的主编单位: 中铁第一勘察设计院集团有限公司

本次局部修订的参编单位: 国家地震局工程力学研究所
铁道科学研究院
中国中铁二院工程集团有限责任公司

铁道第三勘察设计院集团有限
公司

中铁第四勘察设计院集团有限
公司

北京交通大学

兰州交通大学

本次局部修订的主要起草人：

许振中 廖蜀樵 倪燕平 高志伟 苏新民

李承根 周神根 阎贵平 陈兴冲 朱东生

顾作琴 李文卿

中华人民共和国建设部公告

第 434 号

建设部关于发布国家标准 《铁路工程抗震设计规范》的公告

现批准《铁路工程抗震设计规范》为国家标准,编号为 GB 50111—2006,自 2006 年 12 月 1 日起实施。其中,第 1.0.5、3.0.1、3.0.3、3.0.6、4.0.1、6.1.1、6.1.2、7.1.2、7.2.4、8.1.1、8.1.2、8.2.2 条为强制性条文,必须严格执行。原《铁路工程抗震设计规范》GBJ 111—87 同时废止。

本规范由建设部标准定额研究所组织中国计划出版社出版发行。

中华人民共和国建设部

二〇〇六年六月十九日

前 言

本规范是根据建设部建标[1998]244号文件《关于印发“1998年工程建设国家标准制定、修订计划”的通知》及铁道部铁建设函[1990]50号文件《1999年铁路工程建设标准规范、标准设计定额编制计划》的要求,在原国家标准《铁路工程抗震设计规范》GBJ 111—87基础上修订而成的。

本规范根据我国铁路的技术发展方向,贯彻铁路主要技术政策,体现“解放思想,实事求是,与时俱进,以提高运输能力和提升技术装备水平为主线,全面推进技术创新和体制创新”的原则。突出了“以人为本、服务运输、强本简末、系统优化、着眼发展”的铁路建设理念。总结了我国铁路工程抗震设计的经验和教训,吸取了专题科研成果,借鉴了国内外有关标准的规定。在广泛征求意见的基础上,经反复审查定稿。

本规范共分8章,主要包括:总则、术语和符号、抗震设计的基本要求、场地和地基、线路、路基、桥梁、隧道等,另有6个附录。

本次修订的主要内容如下:

1. 规定了按“地震动峰值加速度”和“地震动反应谱特征周期”进行抗震设计的要求。
2. 修改了场地评定、划分标准,场地分类由过去的三类增加为四类。
3. 增加了“抗震设计的基本要求”一章,明确了铁路构筑物应达到的抗震性能标准、设防目标及分析方法。
4. 增加了钢筋混凝土桥墩进行延性设计的要求及简化计算方法。

5. 取消了拱桥的抗震设计规定。

6. 适度扩大了路基、挡土墙、桥梁、隧道等铁路工程的抗震设计范围。

7. 修改了隧道抗震验算范围的规定,将验算范围由按单、双线隧道划分修改为按隧道衬砌内净空最大跨度进行划分。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由建设部负责管理和对强制性条文的解释,由铁道部负责日常管理,由铁道第一勘察设计院负责具体内容的解释。在执行本规范过程中,希望各单位结合工程实践,认真总结经验,积累资料。如发现需要修改和补充之处,请及时将意见和有关资料寄交铁道第一勘察设计院(地址:西安市西影路2号,邮编:710043),并抄送铁道部经济规划研究院(地址:北京市羊坊店路甲8号,邮政编码:100038),供今后修订时参考。

本规范主编单位、参编单位和主要起草人:

主 编 单 位: 铁道第一勘察设计院

参 编 单 位: 国家地震局工程力学研究所

铁道科学研究院

铁道第二勘察设计院

铁道第三勘察设计院

铁道第四勘察设计院

北京交通大学

兰州交通大学

主要起草人: 许振中 廖蜀樵 倪燕平 高志伟 苏新民

李承根 周神根 阎贵平 陈兴冲 朱东生

顾作琴 李文卿

目 次

1 总 则	(1)
2 术语和符号	(2)
2.1 术语	(2)
2.2 符号	(3)
3 抗震设计的基本要求	(5)
4 场地和地基	(9)
5 线 路	(13)
6 路 基	(14)
6.1 抗震强度和稳定性验算	(14)
6.2 抗震措施	(21)
7 桥 梁	(24)
7.1 一般规定	(24)
7.2 桥墩抗震分析方法	(26)
7.3 钢筋混凝土桥墩延性设计	(33)
7.4 支座及桥台	(34)
7.5 抗震措施	(36)
8 隧 道	(40)
8.1 抗震强度和稳定性验算	(40)
8.2 抗震措施	(42)
附录 A 不同岩土剪切波速值	(44)
附录 B 液化土判定的试验方法	(45)
附录 C 液化土力学指标折减系数	(47)
附录 D 梁式桥桥墩自振特性计算	(48)
附录 E 梁式桥多遇地震下桥墩抗震计算简化方法	(51)

附录 F 罕遇地震下钢筋混凝土桥墩延性设计

简化计算方法	(58)
本规范用词说明	(61)
附:条文说明	(63)

1 总 则

1.0.1 为贯彻《中华人民共和国防震减灾法》，统一铁路工程抗震设计标准，满足铁路工程抗震设防的性能要求，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于设防烈度为 6 度、7 度、8 度、9 度地区高速铁路、客运专线(含城际铁路)及新建、改建标准轨距客货共线 I、II 级铁路工程的线路、路基、桥梁、隧道等工程的抗震设计。

设防烈度大于 9 度的地区或有特殊抗震要求的工程及新型结构，其抗震设计应做专门研究。

1.0.3 抗震设防烈度应按国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001 附录 D 规定的地震基本烈度采用。

1.0.4 一般情况下，抗震设计可按国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001 规定的地震动参数执行。

对做过专门地震研究的地区，可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设计。

对特别重要的铁路工程，其场地所在位置应进行地震安全性评价。

1.0.5 铁路工程应按多遇地震、设计地震、罕遇地震三个地震动水准进行抗震设计。

1.0.6 对位于地震区高速铁路、客运专线(含城际铁路)及新建、改建标准轨距客货共线铁路工程的线路、路基、桥梁、隧道有耐久性要求的混凝土结构，除应符合本规范外，尚应符合《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》铁建设[2005]157 号的有关要求。

1.0.7 铁路工程抗震设计除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 抗震设计 seismic design

抗御地震灾害的工程设计,包括抗震验算及抗震措施。

2.1.2 抗震设防烈度 seismic fortification intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。

2.1.3 地震动峰值加速度 seismic peak ground acceleration

与地震动加速度反应谱最大值相应的水平加速度。

2.1.4 多遇地震 low-level earthquake

地震重现期为 50 年的地震动。

2.1.5 设计地震 design earthquake

地震重现期为 475 年的地震动。

2.1.6 罕遇地震 high-level earthquake

地震重现期为 2475 年的地震动。

2.1.7 地震动反应谱特征周期 characteristic period of the seismic response spectrum

地震动加速度反应谱曲线开始下降点的周期。

2.1.8 隔震技术 isolation technology

在工程结构某些部位采用特殊元件改变结构的振动特性及耗能机制,以减小地震时结构产生的地震力。

2.1.9 延性设计 ductility design

利用工程结构本身的非线性变形能力,消耗地震能量,进行结构抗震设计。

2.1.10 抗震措施 seismic fortification measures

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。

2.1.11 场地 site

工程所在地,具有相似的反应谱特征。

2.2 符 号

2.2.1 地震动参数

T_g ——地震动反应谱特征周期;

A_g ——地震动峰值加速度;

α ——水平地震基本加速度。

2.2.2 作用和作用效应

M_0 ——桥墩基顶截面弯矩;

$M_{\max}$ ——桥墩在罕遇地震下线性响应的最大弯矩;

F_{iwE} ——作用于水中桥墩 i 点处单位墩高的水平地震动水压力;

V_0 ——桥墩基顶截面剪力;

R_0 ——桥梁支座的反力。

2.2.3 计算系数

η ——水平地震作用修正系数;

η_i ——水平地震作用沿高度的增大系数;

K_c ——抗滑动稳定安全系数;

K_0 ——抗倾覆稳定安全系数;

β ——动力系数(加速度反应谱放大系数);

f ——滑动摩擦系数;

ϕ ——地基土容许承载力的修正系数;

ϕ_l ——液化土的力学指标的折减系数。

2.2.4 几何参数

d_w ——地下水的埋深;

d_s ——标准贯入或静力触探试验点的深度;

d_u ——液化土层上覆盖非液化土层的厚度；
 h ——基础置于地面或一般冲刷线以下的深度；
 h_w ——桥墩处常水位至基础顶面的高度；
 ρ ——基础底面计算方向的核心半径；
 I_0 ——换算截面的惯性矩。

2.2.5 材料指标

C_0 ——相应于基底处地基土的竖向地基系数；
 E ——材料的弹性模量；
 m ——土的地基系数的比例系数；
 I_p ——黏性土的塑性指数；
 γ ——材料的重力密度；
 V_{sc} ——土层等效剪切波速；
 ϕ ——土的内摩擦角；
 ϕ_0 ——土的综合内摩擦角；
 δ ——挡土墙墙背或桥台台背与填土之间的摩擦角。

2.2.6 其他

N ——实测标准贯入锤击数；
 N_{cr} ——液化临界标准贯入锤击数；
 P_c ——黏粒重量百分比；
 F_i ——液化土的抗液化指数；
 T ——结构的自振周期；
 m_b ——桥墩墩顶处的计算质量；
 m_d ——桥墩墩顶梁体计算质量；
 g ——重力加速度。

3 抗震设计的基本要求

3.0.1A 铁路工程应根据铁路等级及其在路网中的重要性和修复(抢修)的难易程度,分为 A、B、C、D 类四个抗震设防类别。各类别铁路工程的划分应符合表 3.0.1A 的规定。

表 3.0.1A 铁路工程抗震设防类别的划分

结构类型 铁路工程 划分类别	桥梁	路基	隧道
A 类	跨越大江、大河,且技术复杂、修复困难的特殊结构桥梁	—	水下隧道
B 类	1. 客货共线铁路混凝土简支梁跨度大于等于 48m;简支钢梁跨度大于等于 64m;混凝土连续梁主跨大于等于 80m;连续钢梁主跨大于等于 96m; 2. 高速铁路及客运专线(含城际铁路)跨度大于等于 40m 的桥梁; 3. 墩高大于等于 40m 的桥梁; 4. 常水位水深大于 8m 的桥梁; 5. 技术复杂、修复困难的特殊结构桥梁	—	—

续表 3.0.1A

结构类型 铁路工程 划分类别	桥梁	路基	隧道
C 类	1. 高速铁路及客运专线(含城际铁路)的普通桥梁; 2. 墩高大于 30m 小于 40m 的桥梁; 3. 常水位水深 5~8m 的桥梁	1. 修复困难的陡坡、深挖、高填路基; 2. 高速铁路及客运专线(含城际铁路)的路基	1. 高速铁路及客运专线(含城际铁路)的隧道和明洞; 2. 通过活动断裂带、浅埋、偏压、采空区及矿区、繁华城区、特大跨度($b > 15\text{m}$)的隧道和明洞; 3. 近距离交叉的隧道衬砌,高速铁路及客运专线(含城际铁路)洞口、浅埋、偏压、明洞地段及繁华城区隧道衬砌
D 类	属 A、B、C 类以外的其他铁路桥梁	属 C 类以外的其他路基工程	属 A、C 类以外的其他铁路隧道工程

3.0.1B 各类工程的抗震设防标准,应符合下列要求:

1 各类工程的地震作用重要性系数 C_i 应按表 3.0.1B-1 确定。

表 3.0.1B-1 各类工程的重要性系数 C_i

工程类别	多遇地震	设计地震	罕遇地震
A 类	—	—	—
B 类	1.5	1.0	1.0
C 类	1.1	1.0	1.0
D 类	1.0	1.0	1.0

2 各类工程的抗震设防措施,应按表 3.0.1B-2 确定。

表 3.0.1B-2 各类工程的抗震设防措施等级

工程类别 \ 抗震设防烈度	6	7	8	9
A 类	7	8	9	专门研究
B 类	7	7	8	9
C 类	7	7	8	9
D 类	—	7	8	9

注:抗震设防烈度为 6 度的 C 类路基和隧道工程可不进行抗震设防。

A 类工程的抗震设计应结合场地地震安全性评价结果进行专题研究,其设防标准不得低于 B 类工程。

3.0.1 按本规范进行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;

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;

性能要求 III:地震后可能产生较大破坏,但不出现整体倒塌,经抢修后可限速通车;结构处于弹塑性工作阶段。

3.0.2 铁路工程所在地区可能遭受的地震影响程度,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。抗震设防烈度和地震动峰值加速度值 A_g 的对应关系应符合表 3.0.2 的规定。

表 3.0.2 抗震设防烈度和地震动峰值加速度值 A_g 对应表

抗震设防烈度(度)	6	7		8		9
地震动峰值加速度值	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g

注:表中 g 为重力加速度。

3.0.3 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 3.0.3 的规定。

表 3.0.3 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。

2 采用减隔震设计的桥梁不适用本表规定。

3 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。

3.0.4 验算铁路工程的抗震强度、变形、稳定性时,一般情况下可不计竖向地震的作用。

3.0.5 铁路工程的抗震设计方案,应符合下列原则:

- 1 线路应选择在设防烈度较低和对抗震有利的地段通过。
- 2 构筑物体形简单、受力明确、自重轻、刚度和质量匀称、重心低。
- 3 采用有利于提高结构整体性的连接方式。
- 4 条件允许时,可采用隔震、耗能装置,减小构筑物的地震反应。
- 5 采用技术先进、经济合理、便于修复加固的抗震措施。
- 6 采用对抗震有利的延性结构或材料。
- 7 对非岩石地基,尤其是砂土液化地区,应对基础采取加强措施。

3.0.6 跨越铁路的跨线桥、天桥、立交明洞、渡槽等构筑物,应按不低于该处铁路工程的抗震设防要求进行抗震设计。

4 场地和地基

4.0.1 评定场地土和场地分类应符合下列规定：

1 场地土类型划分和剪切波速范围应符合表 4.0.1-1 的规定。

表 4.0.1-1 场地土类型划分

场地土类型	岩土名称和性状	剪切波速 V_s 范围 (m/s)
岩石或坚硬土	岩石、密实的碎石类土	$V_s > 500$
中硬土	中密、稍密碎石类土，密实、中密砾、粗、中砂，基本承载力 $\sigma_0 > 250\text{kPa}$ 的黏性土、粉土和老黄土 (Q_1 、 Q_2)	$250 < V_s \leq 500$
中软土	稍密砾、粗、中砂，除松散外的粉细砂，基本承载力 $\sigma_0 \leq 250\text{kPa}$ 的黏性土、粉土和可塑状黄土 (Q_3 、 Q_4)， $\sigma_0 \geq 140\text{kPa}$ 的填土	$150 < V_s \leq 250$
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土、粉土和流塑状黄土，基本承载力 $\sigma_0 < 140\text{kPa}$ 的填土	$V_s \leq 150$

注：土的名称和性状应按现行行业标准《铁路工程岩土分类标准》TB 1007—2001 取用。

2 场地类别划分应符合下列规定：

1) 场地类别应根据场地计算深度内土层等效剪切波速 V_{se} 值按表 4.0.1-2 划分为四类。等效剪切波速 V_{se} 值应按下式计算：

$$V_{se} = H / \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}} \quad (4.0.1)$$

式中 V_{sc} ——计算深度内的土层等效剪切波速(m/s);
 H ——计算深度(m),应取地面或一般冲刷线以下 25m,并不得小于基础底面以下 10m;
 h_i ——计算深度内第 i 土层的厚度(m);
 V_{si} ——第 i 土层的剪切波速(m/s);
 n ——计算深度内土层数。

表 4.0.1-2 场地类别

I	II	III	IV
$V_{sc} > 500$	$250 < V_{sc} \leq 500$	$150 < V_{sc} \leq 250$	$V_{sc} \leq 150$

2) 跨度 32m 及以下的简支梁桥,当无土层剪切波速实测资料时,可根据岩土名称和性状,按本规范附录 A 选用。

对于 A 类、B 类桥梁,应采用现场实测土层的剪切波速进行评定。

4.0.2 饱和砂土和饱和粉土属可液化土层。设计烈度为 7 度,地面以下 15m 以内,设防烈度为 8 度或 9 度,地面以下 20m 以内,当地基中存在可液化土层时,应按国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001 附录 C 反应谱特征周期分区有关规定及本规范附录 B 进行试验,并结合场地的工程地质和水文地质条件进行综合分析,判定其地震时是否液化。

4.0.3 可液化土层符合下列条件之一时,可不考虑液化的影响,并不再进行液化判定。

1 地质年代属于上更新统及其以前年代的饱和砂土、粉土。

2 土中采用六偏磷酸钠作分散剂的测定方法测得的黏粒含量百分比 P_c ,当设防烈度为 7 度时大于 10%;为 8 度时大于 13%;为 9 度时大于 16%。

3 基础埋置深度不超过 2m 的天然地基,应符合图 4.0.3 的要求。

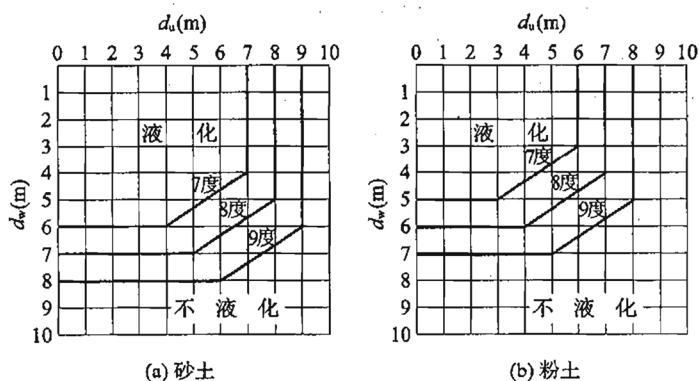


图 4.0.3 利用 d_u 和 d_w 的液化初判图

d_u —第一层液化土顶面至地面或一般冲刷线之间所有上覆非液化

土层厚度,不包括软土、砂土与碎石土的厚度;

d_w —常年地下水位埋深

4.0.4 验算基础的地基抗震强度时,地基土抗震容许承载力可按
下式计算:

$$[\sigma_E] = \psi[\sigma] \quad (4.0.4)$$

式中 $[\sigma_E]$ ——地基土抗震容许承载力;

ψ ——地基土容许承载力修正系数,按表 4.0.4 采用;

$[\sigma]$ ——地基土容许承载力。

表 4.0.4 地基土容许承载力修正系数 ψ 值

地 基 土	修正系数 ψ 值
未风化至强风化的硬质岩石	1.5
未风化至微风化的软质岩	1.5
基本承载力 $\sigma_0 > 500\text{kPa}$ 的岩石和土	1.4
基本承载力 $150\text{kPa} < \sigma_0 \leq 500\text{kPa}$ 的岩石和土	1.3
基本承载力 $100\text{kPa} < \sigma_0 \leq 150\text{kPa}$ 的土	1.2

注:1 软质岩是指饱和单轴极限抗压强度为 $15 \sim 30\text{MPa}$ 的岩石。

2 $100\text{kPa} < \sigma_0 \leq 150\text{kPa}$ 的土,不包括液化土、软土、人工弃填土等。

柱桩地基容许承载力修正系数可取 1.5;摩擦桩地基容许承载力修正系数根据土的性质可取 1.2~1.4。

4.0.5 地基内有液化土层时,液化土层的力学指标,可按本规范附录 C 进行折减。液化土层以下的土层容许承载力修正系数,应符合本规范第 4.0.4 条的规定。液化土层以上的土层容许承载力不应修正。

5 线 路

5.0.1 线路应选择在工程地质条件良好、地形开阔平坦或缓坡地段,并宜避开近期活动的断层破碎带、易液化砂土、粉土及软土等地基、较厚的松散坡积层、严重的泥石流发育地区以及不稳定的悬崖深谷、严重的山坡变形和易塌陷的地下空洞等对抗震不利的地段。

5.0.2 线路应避开抗震设防烈度为8、9度地震区的主要活动断裂带,当难以避开时,应选择在较窄处通过;线路选择时应综合考虑地震次生灾害的影响。

5.0.3 当线路通过可液化土与软土等松软地区时,宜选择在地表有较厚非液化土层或硬壳层处,并宜设置低路堤。

5.0.4 土质松软或岩层破碎、地质构造不利地段的线路不应做深长路堑。

5.0.5 线路应避开不稳定的悬崖陡壁地段,当难以避开时,应采用隧道通过。

5.0.6 隧道设在傍山地段时,隧道应内移;隧道洞口不应设在地震时易产生崩塌、滑坡、错落等震害的不良地质地区。高烈度地震区不宜设傍山短隧道群。

5.0.7 桥梁位置应选择在良好的地基和稳定的河岸地段。当难以避开可液化土层和软土地基时,桥梁中线宜与河流正交。高烈度地震区应控制桥梁高度,采用简单的结构形式通过。

5.0.8 高烈度地震区的轨道设计宜采用有砟轨道;若采用无砟轨道时,应选择容易养护、维修的无砟轨道结构。

6 路 基

6.1 抗震强度和稳定性验算

6.1.1 路基工程抗震强度和抗震稳定性的验算范围,应符合以下的规定:

1 路堤、路堑抗震稳定性的验算范围,应符合表 6.1.1-1 的规定。

表 6.1.1-1 路基抗震稳定性的验算范围

			抗震设防类别	C类工程				D类工程			
				A_g							
路基类型			路基填料	$\frac{0.1g}{0.15g}$	$0.2g$	$0.3g$	$0.4g$	$\frac{0.1g}{0.15g}$	$0.2g$	$0.3g$	$0.4g$
路堤	岩石及非液化土、非软土地基上的路堤	非浸水	用不易风化的块石土及C组细粒土填筑	$\frac{H}{\geq 12}$ 验算	$\frac{H}{\geq 10}$ 验算	$\frac{H}{\geq 8}$ 验算	$\frac{H}{\geq 6}$ 验算	不验算	$\frac{H}{\geq 15}$ 验算	$\frac{H}{\geq 12}$ 验算	$\frac{H}{\geq 10}$ 验算
			用巨粒土(不易风化的块石土除外)、粗粒土(粉砂、细砂除外)填筑	$\frac{H}{\geq 8}$ 验算	$\frac{H}{\geq 6}$ 验算	$\frac{H}{\geq 5}$ 验算	$\frac{H}{\geq 3}$ 验算	不验算	$\frac{H}{\geq 10}$ 验算	$\frac{H}{\geq 7}$ 验算	$\frac{H}{\geq 5}$ 验算
		浸水	用渗水土(粉砂、细砂、中砂除外)填筑	验算	验算	验算	验算	不验算	$\frac{H_w}{\geq 3}$ 验算	$\frac{H_w}{\geq 2.5}$ 验算	$\frac{H_w}{\geq 2}$ 验算
			粉砂、细砂填筑或地面横坡大于1:5的路堤	验算	验算	验算	验算	不验算	验算	验算	验算
	液化土及软土地基上的路堤			验算	验算	验算	验算	验算	验算	验算	验算
路堑	粉土、黏性土、黄土、碎石类土		$\frac{H}{\geq 12}$ 验算	$\frac{H}{\geq 10}$ 验算	$\frac{H}{\geq 8}$ 验算	$\frac{H}{\geq 6}$ 验算	一般不验算	$\frac{H}{\geq 15}$ 验算	$\frac{H}{\geq 12}$ 验算	$\frac{H}{\geq 10}$ 验算	
	砂类土、膨胀土等		验算	验算	验算	验算	验算	验算	验算	验算	

注:1 表中 H 为路基边坡高度(m); H_w 为路堤浸水常水位的深度(m)。

2 表中填料应符合现行行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001 的有关要求。

3 表中铁路工程抗震设防类别的划分应符合本规范表 3.0.1-1 的有关规定。

2 挡土墙抗震强度和稳定性的验算范围,应符合表 6.1.1-2 的规定。

表 6.1.1-2 挡土墙抗震强度和稳定性的验算范围

地基土	抗震设防类别	C、D 类工程			
	A_g	0.1g、 0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
岩石及非液化土、非软土地基		D 类 不验算	验算	验算	验算
液化土及软土地基		验算	验算	验算	验算

6.1.2 路基的抗震稳定性和挡土墙的抗震强度及稳定性应按设计地震进行验算。荷载包括恒载、活载和水平地震作用。水平地震作用可采用静力法计算。

浸水挡土墙和水库地区浸水路堤,以及滨河地区浸水路堤,尚应计常水位的静水压力和浮力。

作用于路基和挡土墙上的力系可按表 6.1.2 所列进行组合计算(图 6.1.2)。

表 6.1.2 作用于路基和挡土墙上的力系

工程名称	计 算 力 系
路基	1. 滑动土体的重力及其上部的恒载(包括列车活载)作用于滑动圆弧面上引起的下滑力和抗滑力; 2. 滑动土体的重力及其上部的恒载所产生的水平地震力即作用于滑动圆弧面上的下滑力和法向力; 3. 滑动圆弧面上的黏聚力; 4. 常水位的水压力和浮力
挡土墙	1. 墙身自重及墙顶部的恒载; 2. 作用于墙背的地震主动土压力(包括列车活载的影响); 3. 墙身重力所产生的水平地震力; 4. 墙底法向反力和摩擦力; 5. 常水位的水压力及浮力

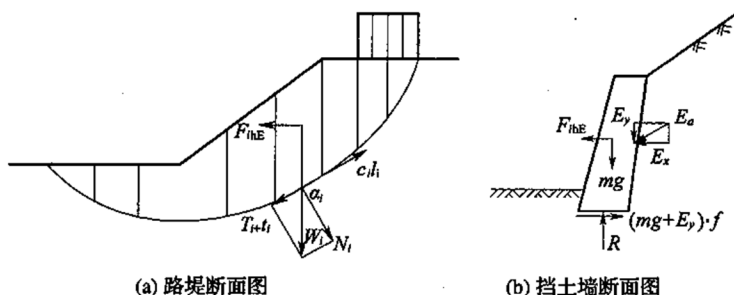


图 6.1.2 地震作用下路堤和挡土墙上的力系图式

6.1.3 路堤与地基抗震稳定性验算时,应采用圆弧条分法,水平地震力和稳定安全系数的计算,应符合以下规定(图 6.1.3):

1 作用于各条土块质心处的水平地震力应按下式计算:

$$F_{ihE} = \eta \cdot A_g \cdot m_i \quad (6.1.3-1)$$

式中: F_{ihE} ——第 i 条土块质心处的水平地震力(kN);

η ——水平地震作用修正系数,取值 0.25;

A_g ——地震动峰值加速度(m/s^2);

m_i ——第 i 条土块的质量(t)。

2 稳定安全系数应按下式计算:

$$K = \frac{\sum \tan \phi_i \cdot N_i + \sum c_i l_i}{\sum T_i + \sum t_i} \quad (6.1.3-2)$$

式中 K ——稳定安全系数;

c_i ——第 i 土条滑裂面处土的固结快剪黏聚力(kPa);

ϕ_i ——第 i 土条滑裂面处土的固结快剪摩擦角($^\circ$);

N_i ——第 i 土条自重沿滑弧法线方向的总作用力(kN), $N_i = W_i \cos \alpha_i - n_i$;

n_i ——水平地震力对第 i 土条在滑弧法线方向产生的作用力(kN), $n_i = F_{ihE} \sin \alpha_i$;

α_i ——第 i 土条滑裂面对水平面的夹角($^\circ$);

W_i ——第 i 土条滑面以上土的自重(kN);

- l_i ——第 i 土条滑裂面的长度(m);
 T_i ——第 i 土条在滑弧切线方向产生的下滑力(kN), $T_i = W_i \sin \alpha_i$;
 t_i ——第 i 土条在滑弧切线方向产生的水平地震力(kN),
 $t_i = F_{thE} \cdot (y/r)$;
 r ——滑弧半径(m);
 y ——土条质心至滑弧圆心垂直距离(m)。

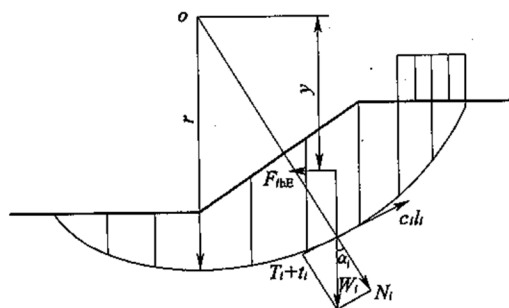


图 6.1.3 验算路基稳定性图式

3 液化土层的力学指标应符合本规范第 4.0.5 条的有关规定。

6.1.4 路基稳定安全系数 K 的取值应符合下列规定:

D 类工程路基边坡高度小于或等于 15m 时, K 不应小于 1.10; C 类工程和边坡高度大于 15m 的 D 类工程, K 不应小于 1.15;

当 K 小于上述规定时, 应采用土工合成材料加固路堤及地基、地基处理或设置反压护道等措施, 以满足路基的抗震稳定性。

6.1.5 作用于挡土墙上的地震主动土压力, 应按库伦理论公式计算。但土的内摩擦角 ϕ 或土的综合内摩擦角 ϕ_0 、墙背摩擦角 δ 、土的重度 γ , 受地震作用的影响, 应根据地震角分别按下列公式进行修正:

$$\phi_E = \phi - \theta \quad (6.1.5-1)$$

$$\phi_{0E} = \phi_0 - \theta \quad (6.1.5-2)$$

$$\delta_E = \delta + \theta \quad (6.1.5-3)$$

$$\gamma_E = \frac{\gamma}{\cos \theta} \quad (6.1.5-4)$$

式中 ϕ_E ——修正后的土的内摩擦角(°);
 ϕ_{0E} ——修正后的土的综合内摩擦角(°);
 δ_E ——修正后的墙背摩擦角(°);
 γ_E ——修正后的土的重度(kN/m³);
 θ ——地震角(°),应按表 6.1.5 采用。

表 6.1.5 地震角

地震角 A_g		0.1g、0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
θ	水上	1°30'	3°	4°30'	6°
	水下	2°30'	5°	7°30'	10°

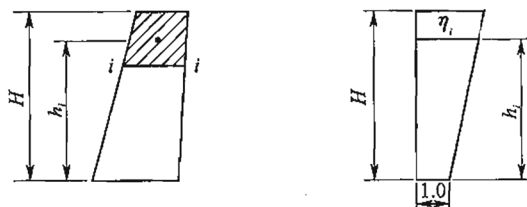
6.1.6 挡土墙第 i 截面以上墙身质心处的水平地震力,应按下式计算:

$$F_{ihE} = \eta \cdot A_g \cdot \eta_i \cdot m_i \quad (6.1.6)$$

式中 F_{ihE} ——第 i 截面以上墙身质心处的水平地震力(kN);
 η ——水平地震作用修正系数,岩石地基取值 0.20,非岩石地基取值 0.25;
 m_i ——第 i 截面以上墙身的质量(t);
 η_i ——水平地震作用沿墙高增大系数,其数值应按表 6.1.6 采用(图 6.1.6);
 A_g ——地震动峰值加速度(m/s²)。

表 6.1.6 水平地震作用沿墙高增大系数 η_i

墙高(m)	η_i
$H \leq 12$	1
$H > 12$	$1 + h_i/H$



(a) 挡土墙验算第 i 截面以上墙体 (b) 水平地震作用增大系数

图 6.1.6 水平地震作用增大系数图式

h_i —第 i 截面以上墙身质心至墙底的高度(m)

6.1.7 挡土墙的抗震强度和稳定性验算,应符合下列规定:

- 1 基础底面合力偏心距应符合表 6.1.7-1 的规定。

表 6.1.7-1 基础底面合力偏心距

地 基 土	偏 心 距
未风化至弱风化的硬质岩石	$\leq b/3$
上项以外的其他岩石	$\leq b/4$
基本承载力 $\sigma_0 > 200\text{kPa}$ 的土层	$\leq b/5$
基本承载力 $\sigma_0 \leq 200\text{kPa}$ 的土层	$\leq b/6$

注:表中 b 为挡土墙底面的宽度(m)。

- 2 混凝土、片石混凝土和石砌体墙身截面偏心距,不应大于验算截面处宽度的 0.4 倍。

- 3 建筑材料的容许应力修正系数,应按表 6.1.7-2 的规定采用。

表 6.1.7-2 建筑材料的容许应力修正系数

材 料 名 称	应力类别	修正系数
混凝土、片石混凝土和石砌体	剪应力、弯曲拉应力	1.0
	压应力	1.5
钢 材	剪应力、拉、压应力	1.5

- 4 挡土墙基础的稳定安全系数,应按下列公式计算(图 6.1.7)。

1)沿基础底面的抗滑动稳定安全系数 K_s :

$$K_c = \frac{[\sum N + (\sum E_x + \sum F_{ihE}) \tan \alpha_0] \cdot f}{\sum E_x + \sum F_{ihE} - \sum N \cdot \tan \alpha_0} \quad (6.1.7-1)$$

- 式中 $\sum N$ ——作用于基础底面上的总垂直力(kN);
 $\sum E_x$ ——地震主动土压力的总水平分力(kN);
 $\sum E_y$ ——地震主动土压力的总垂直分力(kN);
 α_0 ——基础底面倾斜角(°);
 $\sum F_{ihE}$ ——挡土墙墙身的总水平地震力(kN);
 f ——基础底面与地基间摩擦系数。

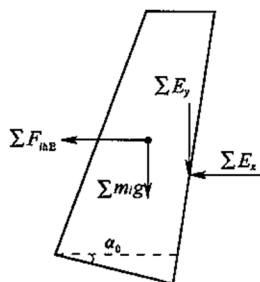


图 6.1.7 验算挡土墙稳定性图式

2) 抗倾覆稳定安全系数 K_0 :

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} \quad (6.1.7-2)$$

- 式中 $\sum M_y$ ——稳定力系对墙趾的总力矩(kN·m);
 $\sum M_0$ ——倾覆力系对墙趾的总力矩(kN·m)。

5 挡土墙沿基础底面的抗滑动稳定安全系数 K 。不应小于 1.1, 抗倾覆稳定安全系数 K_0 。不应小于 1.3。

6.1.8 受滑坡影响的工程应按本规范第 6.1.3 条计算滑体上的水平地震力, 其滑块剩余下滑力的安全系数取值应根据滑坡的发展阶段、滑面岩土力学指标、地震影响程度、铁路等级、工程的重要性综合确定, 一般情况下可采用 1.05~1.20。

6.1.9 铁路支挡结构物, 均应考虑水平地震作用的影响, 并进行抗震强度及稳定性验算。铁路轻型支挡结构, 应包括外部稳定性

检算和内部稳定性计算两部分。内部稳定性计算应计入非锚固区、潜在破裂面与墙面间棱体重力所产生的水平地震力。其荷载组合、地震主动土压力、结构重力所产生的水平地震力等应符合现行行业标准《铁路路基支挡结构设计规范》TB 10025 的规定。

6.2 抗震措施

6.2.1 路堤填料的选择,应符合下列规定:

1 路堤填料应符合现行铁路设计规范的有关规定,并应选用抗震稳定性较好的填料。C类工程不应采用粉砂、细砂作填料,D类工程不宜采用粉砂、细砂作填料,当条件限制必须采用时应采取土质改良或加固措施。

2 路堤浸水部分的填料,应采用渗水土填料。C类工程不应采用粉砂、细砂、中砂作填料,D类工程不宜采用粉砂、细砂、中砂作填料,当条件限制必须采用时应采取防液化措施。

6.2.2 位于岩石和非液化土、非软土地基上的路堤,边坡高度大于表 6.2.2 规定时,应将其边坡坡率按现行行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001 规定放缓一级或采用土工合成材料加筋等措施加固边坡。

表 6.2.2 路堤边坡高度限值(m)

抗震设防类别 填料 A_g	C类工程				D类工程		
	$0.1g$ $0.15g$	$0.2g$	$0.3g$	$0.4g$	$0.2g$	$0.3g$	$0.4g$
用不易风化的块石土及 C 组细粒土填筑	10	8	6	4	12	10	8
用巨粒土(不易风化的块石土除外)、粗粒土(粉砂、细砂、中砂除外)填筑	6	4	3	2	6	4	3

6.2.3 路基位于半填半挖和路堤修筑在地面横坡大于 1:5 的稳定斜坡上时,原地面应挖台阶,台阶宽度不应小于 2.5m,并应做好

排水工程。必要时,尚应采取设置支挡构筑物等防滑措施。

6.2.4 路堤地基中存在液化土层时,应进行抗震稳定性验算。若稳定安全系数小于允许值,应采取加固地基土或设置反压护道等措施。

6.2.5 在可液化地区取土时,取土坑应远离线路,并宜集中取土。一般情况下取土坑顶部至路堤坡脚的距离不应小于15m。

6.2.6 当软土地基已采取加固处理措施并满足稳定性和沉降要求时,地基可不采取抗震措施。

6.2.7 当软土地基采用反压护道措施时,护道和堤身的边坡坡率应按现行行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001 规定的坡率放缓一级。

6.2.8 软土地基上的路堤基底采用砂石垫层时,垫层材料应采用碎石或粗砂夹碎石(卵石),不得采用细砂;9度及以上地震区路堤基底垫层不宜采用中、粗砂。

6.2.9 黏性土路堑边坡高度大于表 6.2.9 规定时,应按现行行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001 规定边坡放缓一级或采取加固措施。

表 6.2.9 黏性土路堑边坡采取抗震措施的高度 (m)

边坡高度(m) 抗震设防类别	A_g	0.1g、 0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
C类工程		15	12	10	8
D类工程		—	15	12	10

6.2.10 当设防烈度为8度和9度时,土质路堑(黏性土路堑除外)边坡坡形和坡率,应根据土的密度、含水率和土层的成因,并结合边坡高度经稳定性分析计算确定。

6.2.11 岩石路堑,当石质破碎或有软弱夹层、山坡有危石或上部覆盖层受震易坍塌时,应采用清除、锚固、支挡等防护及加固措施或设置明洞。护坡宜采用锚杆(索)框架梁等结构类型,不宜采用

挂网喷混、浆砌片石护坡等表面、浅层处理措施。

6.2.12 岩石路堑可根据岩体结构、岩性、结构面产状,并结合施工影响范围内既有建筑物的安全性要求,采用光面爆破、预裂爆破等控制爆破技术,不应采用大爆破施工。

6.2.13A 设防烈度为 8 度和 9 度时,铁路支挡结构宜采用桩板墙或桩锚结构、加筋土挡土墙、土钉墙、锚杆挡土墙、预应力锚索等轻型柔性结构。

6.2.14 重力式挡土墙应采用片石混凝土或混凝土整体浇筑,其强度等级不应低于 C25。挡土墙高度应符合以下规定:

1 路肩、路堤和土质路堑挡土墙高度,C 类工程不宜大于 6m;D 类工程不宜大于 8m。

2 石质路堑挡土墙高度,C 类工程不宜大于 8m;D 类工程不宜大于 10m。

6.2.15 混凝土挡土墙的施工缝或衡重式挡土墙的变截面处,必须设置榫头或采用短钢筋加固,榫头的面积不应小于截面面积的 20%。

6.2.16 当设防烈度为 8 度和 9 度,铁路护墙总高度大于 10m 时,宜采用混凝土整体浇筑,强度等级不应低于 C25。

6.2.17 挡土墙应分段修筑,每段长度不宜大于 15m;在分段处、地基土层及墙高变化较大处,应设置沉降缝。

6.2.18 位于可液化土层及软土地基上的挡土墙,宜采用复合地基、桩基等措施加固地基,桩尖应伸入稳定土层。

7 桥 梁

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于跨度小于150m的钢梁及跨度小于120m的铁路钢筋混凝土和预应力混凝土等梁式桥的抗震设计。位于地震区的各式铁路涵洞,可不进行抗震设计。

7.1.2 设防烈度为7、8、9度的桥梁和位于6度区的B类桥梁,以及Ⅲ、Ⅳ类场地的C类桥梁均应按下列要求进行抗震验算:

按多遇地震进行桥墩、基础的强度、偏心及稳定性验算;按设计地震验算上、下部结构连接构造的强度;按罕遇地震对钢筋混凝土桥墩进行延性验算或最大位移分析。

不同结构桥梁的抗震设计内容应符合表7.1.2的规定。

表 7.1.2 桥梁抗震设计验算内容

结构形式		多遇地震	设计地震	罕遇地震
简支梁桥	混凝土桥墩	墩身及基础:强度、偏心及稳定性验算	验算连接构造	一般不验算,但应增设护面钢筋
	钢筋混凝土桥墩	墩身及基础:强度及稳定性验算	验算连接构造	可按简化法进行延性验算
其他梁式桥及B类桥梁		墩身及基础:强度、偏心及稳定性验算	验算连接构造	钢筋混凝土桥墩: 按非线性时程反应分析法进行下部结构延性验算或最大位移分析

注:对于简支或连续梁桥的上部结构可不进行抗震强度和稳定性验算,但应采取抗震措施。

7.1.3 桥梁抗震设计应结合地形、地质条件、构造特点、工程规模

及震害经验等因素,确定桥型及墩台、基础型式。

当桥梁必须穿越地震断层时,宜采用小跨度、低墩高的简支梁桥。

7.1.4 计算桥梁的地震作用时,应符合下列规定:

1 计入地基变形的影响。

2 桥梁抗震验算时,应分别计算顺桥向和横桥向的水平地震作用。对于抗震设防烈度为9度的悬臂结构和预应力混凝土刚构桥等,还应计入竖向地震作用的影响。竖向地震作用可按结构恒载和活载总和的7%计入,或按水平地震基本加速度 α 值的65%进行动力分析。

3 桥梁抗震验算的荷载,应采用地震作用与表7.1.4所列的荷载进行最不利的组合。

表 7.1.4 桥梁荷载

荷载分类	荷载名称
恒 载	结构自重
	土压力
	静水压力及浮力
活 载	列车竖向静活载
	离心力
	列车活载产生的土压力

注:1 双线桥只考虑单线活载。

2 验算桥墩桥台时,应采用常水位设计。常水位包括地表水或地下水。

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,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,活载竖向力按列车竖向静活载的100%计算。

7.1.5 桥梁下部结构抗震验算应符合下列规定:

1 基础底面的合力偏心距 e ,应符合表 7.1.5-1 的规定。

表 7.1.5-1 基础底面合力偏心距 e

地 基 土	e
未风化至弱风化的硬质岩石	$\leq 2.0\rho$
上项以外的其他岩石	$\leq 1.5\rho$
基本承载力 $\sigma_0 > 200\text{kPa}$ 的土层	$\leq 1.2\rho$
基本承载力 $\sigma_0 \leq 200\text{kPa}$ 的土层	$\leq 1.0\rho$

注:表中 ρ 为基础底面计算方向的核心半径。

2 砌体及混凝土墩身截面合力偏心距 e ,应符合表 7.1.5-2 的规定。

表 7.1.5-2 砌石及混凝土墩身截面合力偏心距 e

截 面 形 状	e
矩形及其他形状	$\leq 0.8S$
圆形	$\leq 0.7S$

注:表中 S 为截面形心至最大压应力边缘的距离。

3 建筑材料的容许应力修正系数,应按本规范表 6.1.7-2 的规定采用。

4 滑动稳定系数不应小于 1.1。

5 倾覆稳定系数不应小于 1.3。

7.2 桥墩抗震分析方法

7.2.1 简支梁桥墩抗震分析一般情况下,可采用单墩力学模型计算,梁部应只计质量影响;也可采用图 7.2.1 的全桥力学模型进行计算,并应计入梁部及桥面系刚度影响。

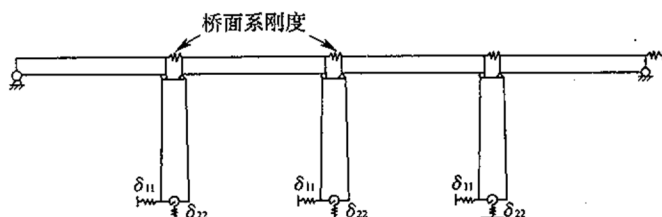


图 7.2.1 全桥力学模型

δ_{11} —平动柔度系数； δ_{22} —转动柔度系数

7.2.2 多遇地震作用下，桥墩抗震计算可采用反应谱法。对 B 类桥梁或采用减隔震装置的桥梁，宜按反应谱法计算，或选用符合抗震设计要求的地震波，采用时程反应分析法进行分析。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附录 F 的简化方法进行延性验算。

7.2.3 当结构自振周期小于 2s，且阻尼比 $\xi=0.05$ 时，动力放大系数 β 可按图 7.2.3 取值，不符合上述条件时，应另行研究。结构自振周期 T 的简化计算可按本规范附录 D 进行。

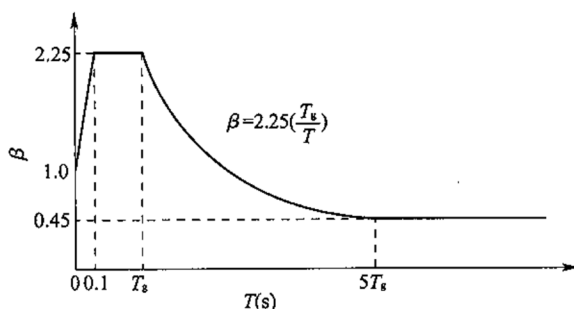


图 7.2.3 动力放大系数 β 曲线

T_g —地震动反应谱特征周期

7.2.4 不同水准地震作用下，水平地震基本加速度 α 取值应按表 7.2.4-1 采用。地震动反应谱特征周期 T_g 应根据场地类别和地震动参数区划按表 7.2.4-2 取值。

表 7.2.4-1 水平地震基本加速度 α 值

设防烈度	6 度	7 度		8 度		9 度
设计地震 A_g	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 7.2.4-2 地震动反应谱特征周期 T_g (s)

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	0.30	0.40	0.55	0.75
三区	0.35	0.45	0.65	0.90

7.2.5 简支梁桥墩的水平地震作用,应符合下列规定:

1 桥墩各段的地震作用,应位于其质心。梁体的地震作用顺桥向应位于支座中心,横桥向应位于梁高的 1/2 处。

2 桥墩的地震作用应计入地基变形的影响。

3 水平地震作用(图 7.2.5)应按下列公式计算:

$$F_{ijE} = C_i \cdot \alpha \cdot \beta_j \cdot \gamma_j \cdot x_{ij} \cdot m_i \quad (7.2.5-1)$$

$$M_{ijE} = C_i \cdot \alpha \cdot \beta_j \cdot \gamma_j \cdot k_{ij} \cdot J_i \quad (7.2.5-2)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_i m_i \cdot x_{ij} + m_t \cdot x_{tj}}{\sum_i m_i \cdot x_{ij}^2 + m_t \cdot x_{tj}^2 + J_i \cdot k_{ij}^2} \quad (7.2.5-3)$$

式中 F_{ijE} —— j 振型 i 点的水平地震力(kN);

C_i ——桥梁的重要性系数;

α ——水平地震基本加速度,按本规范第 7.2.4 条采用;

β_j —— j 振型动力放大系数,按自振周期 T_j ,并按本规范第 7.2.3 条采用;

γ_j —— j 振型参与系数;

x_{tj} —— j 振型基础质心处的振型坐标;

- m_i ——基础的质量(t);
 x_{ij} —— j 振型在第 i 段桥墩质心处的振型坐标;
 M_{ijE} ——非岩石地基的基础或承台质心处 j 振型地震力矩(kN·m);
 k_{tj} —— j 振型基础质心角变位的振型函数(1/m);
 J_i ——基础对其质心轴的转动惯量($t \cdot m^2$)。

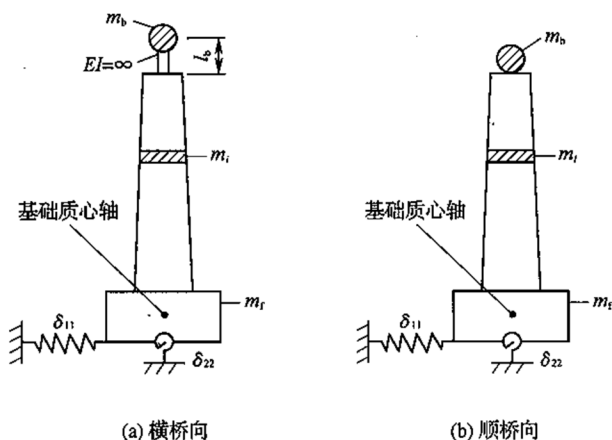


图 7.2.5 桥墩水平地震作用计算图式

δ_{11} ——平动柔度系数,当基底或承台底作用单位水平力时,基础底面产生的水平位移(m/kN);岩石地基 $\delta_{11}=0$;

δ_{22} ——转动柔度系数,当基底或承台底作用单位弯矩时,基础底面产生的转角(rad/kN·m);岩石地基 $\delta_{22}=0$;

m_b ——桥墩顶处换算质点的质量(t),顺桥向: $m_b = m_d$; 横桥向: $m_b = m_1 + m_d$;

m_d ——桥墩顶梁体质量,等跨桥墩顺桥向、横桥向和不等跨桥墩横桥向均为相邻两孔梁及桥面质量之和的一半,不等跨桥墩顺桥向为较大一跨梁及桥面质量之和;

m_1 ——桥墩顶活荷载反力换算的质量(t),按本规范第 7.1.4 条规定计算;

l_b —— m_b 质心距桥墩顶的高度(m);

m_i ——桥墩第 i 段的质量(t)。

4 地震作用效应弯矩、剪力、位移,一般情况下,可取前三阶振型耦合,并按下式计算:

$$S_{iE} = \sqrt{\sum_{j=1}^3 S_{ijE}^2} \quad (7.2.5-4)$$

式中 S_{iE} ——地震作用下, i 点的作用效应弯矩、剪力或位移;

S_{ijE} ——在 j 振型地震作用下, i 点的作用效应弯矩、剪力或位移。

5 桥墩地震作用的简化计算方法可采用本规范附录 E。

7.2.6 计算非岩石地基基础的柔度系数 δ_{11} 、 δ_{22} 、 δ_{12} 时, 应计入土的弹性抗力, 并按下列公式计算:

1 明挖、沉井基础底面的地基柔度系数。

1) 置于非岩石地基上的深基础(包括基础置于岩石风化层内和置于风化层面上):

$$\delta_{11} = \frac{6(b_0 m h^4 + 6C_0 a W)}{b_0 m h^2 (b_0 m h^4 + 18C_0 a W)} \quad (7.2.6-1)$$

$$\delta_{22} = \frac{36}{b_0 m h^4 + 18C_0 a W} \quad (7.2.6-2)$$

$$\delta_{12} = \frac{-12h}{b_0 m h^4 + 18C_0 a W} \quad (7.2.6-3)$$

2) 置于非岩石地基上的浅基础或嵌入岩层内较浅的基础:

$$\delta_{11} = \delta_{12} = 0 \quad (7.2.6-4)$$

$$\delta_{22} = \frac{12}{b_0 m h^4 + 6C_0 a W} \quad (7.2.6-5)$$

式中 b_0 ——基础侧面土抗力的计算宽度(m), 应按现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5 的规定计算。明挖基础侧面土抗力的计算宽度应由基础的平均尺寸确定;

m ——非岩石地基系数的比例系数(kN/m^4), 可按表 7.2.6 采用;

h ——基础底面位于地面以下或一般冲刷线以下的深度(m);

C_0 ——基础底面竖向地基系数(kN/m^3), 按现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5 的规定计算;

- a ——基础底面顺外力作用方向的基础长度(m);
- W ——计算方向基础底截面抵抗矩(m^3);
- δ_{12} ——当基础底或承台底作用单位弯矩时,基础底面产生的水平位移($\text{m/kN} \cdot \text{m}$)。

表 7.2.6 非岩石地基系数的比例系数 m 值

序号	土的名称	$m(\text{kN/m}^4)$
1	流塑黏性土 $I_L > 1$	3000~5000
2	软塑黏性土 $1 \geq I_L > 0.5$, 粉砂	5000~10000
3	硬塑黏性土 $0.5 \geq I_L > 0$, 细砂、中砂	10000~20000
4	坚硬黏性土、粗砂	20000~30000
5	砾砂、角砾土、圆砾土、碎石土、卵石土	30000~80000
6	块石土、漂石土	80000~120000

注: I_L 为液性指数。

2 桩基础承台底面的地基柔度系数,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。

7.2.7 梁式桥跨结构的实体桥墩,在常水位以下部分,当水深超过 5m 时,应计入地震动水压力对桥墩的作用。采用圆形或圆端形桥墩时,其动水压力(图 7.2.7)应按下列公式计算:

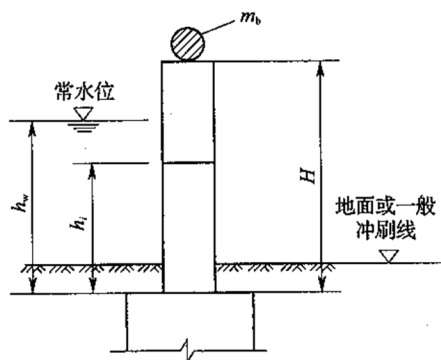


图 7.2.7 圆形、圆端形桥墩地震动水压力计算图示

h_w ——常水位至基础顶面的高度(m)

1 水中墩高度 h_i 处单位墩高的动水压力,应按下列公式计算:

$$F_{iwE} = C_i \cdot \alpha \cdot \frac{h_i}{H} \cdot m_w \cdot \gamma_1 \cdot \beta_1 \quad (7.2.7-1)$$

$$\text{当 } 0 < h_i < 0.8h_w \text{ 时, } m_w = \gamma_w \cdot \frac{A}{g} \quad (7.2.7-2)$$

$$\text{当 } 0.8h_w < h_i < h_w \text{ 时, } m_w = \frac{5(h_w - h_i) \cdot \gamma_w \cdot A}{h_w \cdot g} \quad (7.2.7-3)$$

$$A = \pi \cdot D^2 / 4 \quad (7.2.7-4)$$

$$\gamma_1 = \frac{0.375\gamma \cdot A_1 \cdot H + m_b \cdot g}{0.236\gamma \cdot A_1 \cdot H + m_b \cdot g} \quad (7.2.7-5)$$

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{H^3(0.236\gamma \cdot A_1 \cdot H + m_b \cdot g)}{3E \cdot I_p' \cdot g}} \quad (7.2.7-6)$$

式中 F_{iwE} ——水中墩高度 h_i 处单位墩高的动水压力(kN);

C_i ——桥梁的重要性系数;

α ——水平地震基本加速度,按本规范第 7.2.4 条采用;

m_w ——桥墩单位高度水的附加质量(t/m);

γ_w ——水的重力密度(kN/m³);

D ——桥墩 $h_w/2$ 处垂直于计算方向的截面宽度(m);

γ_1 ——桥墩计算方向的振型参与系数;

γ ——墩身的重力密度(kN/m³);

A_1 ——桥墩高度 H 的 1/2 处的截面面积(m²);

β_1 ——桥墩计算方向的动力放大系数,应按本规范第 7.2.3 条确定。其基本周期应按式 7.2.7-6 计算;

E ——墩身的弹性模量(kPa);

I_p' ——桥墩高度 H 的 1/2 处截面计算方向的惯性矩(m⁴)。

2 桥墩动水压力基础顶面的剪力、弯矩应按下列公式计算:

$$V_0 = \frac{0.407}{H \cdot g} \cdot C_i \cdot \alpha \cdot \gamma_1 \cdot \beta_1 \cdot A \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \quad (7.2.7-7)$$

$$M_0 = 0.604V_0 \cdot h_w \quad (7.2.7-8)$$

式中 V_0 ——基础顶面的剪力(kN);

M_0 ——基础顶面的弯矩(kN·m);

C_i ——桥梁的重要性系数；

α ——水平地震基本加速度，按本规范第 7.2.4 条采用。

7.3 钢筋混凝土桥墩延性设计

7.3.1 罕遇地震下桥墩的地震作用，可不计活载影响。

7.3.2 钢筋混凝土桥墩应进行延性设计，并按下列要求采取构造措施：

1 墩身刚度变化均匀，避免出现突变。

2 墩身主筋全截面配筋率不应小于 0.5%，并不大于 4%。

3 桥墩塑性铰区域应加强箍筋配置，加强区高度不应小于弯曲方向截面高度的 2 倍，当塑性铰区域位于桥墩底部时，加强区高度为截面高度；墩高与验算方向截面高度的比值小于 2.5 时，应对所有截面进行加强，并按最不利变形阶段进行抗剪强度验算，必要时设置抗剪钢筋。

4 箍筋直径不应小于 10mm，配箍率不应低于主筋配筋率的 1/4；且不应低于 0.3%。

5 设防烈度为 8 度及以下地区，加强区箍筋间距不应大于 10cm，其他部位不应大于 15cm；设防烈度大于 8 度地区，加强区箍筋间距不应大于 5cm，其他部位不应大于 10cm。

6 圆形截面，箍筋可沿截面周边布置；矩形截面，除在周边布置箍筋外，在加强区混凝土核心范围应按表 7.3.2 要求布置箍筋或横向钢筋（拉筋）。

表 7.3.2 矩形截面箍筋或横向钢筋布置

设防烈度	箍筋或横向钢筋（拉筋）间的主筋根数	箍筋肢距或横向钢筋（拉筋）间距
7	4	不大于 40cm
8	3	不大于 25cm
9	2	每根纵向钢筋均应提供纵、横向水平约束

注：圆端形截面中间矩形部分应按表中要求布置，其他形状的截面可按矩形截面的方式布置。

7 圆形箍筋的接头必须采用焊接,焊接长度不应小于 10 倍箍筋直径;矩形箍筋端部应有 135°弯钩,弯钩的直段长度不应小于 20cm。

7.3.3 钢筋混凝土桥墩在罕遇地震作用下的弹塑性变形分析,宜采用非线性时程反应分析法,延性验算应满足下式的要求:

$$\mu_u = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} < [\mu_u] \quad (7.3.3)$$

式中 μ_u ——非线性位移延性比;

$[\mu_u]$ ——允许位移延性比,取值为 4.8;

$\Delta_{\max}$ ——桥墩的非线性响应最大位移;

Δ_y ——桥墩的屈服位移。

对于简支梁桥墩的延性设计,可按本规范附录 F 的简化方法进行计算。

7.4 支座及桥台

7.4.1A 地震区应采用构造简单、便于更换的支座,支座本体抗震能力应高于其连接构件,支座与梁部的连接应强于支座与桥梁墩台的连接,且支座易损部位宜采用可更换构件。

在高烈度地震区有条件时可采用减隔震设计;采用减隔震设计的桥梁,应满足正常使用功能的要求。

7.4.1 验算支座部件、梁与支座间连接、墩台锚固螺栓、橡胶支座支挡设施时,水平地震力应按下列公式计算:

1 顺桥向固定端的水平地震力:

$$F_{HE} = 1.5A_g \cdot m_d - \sum \mu R_i \quad (7.4.1-1)$$

式中 F_{HE} ——固定端的水平地震力(kN);

A_g ——地震动峰值加速度值(m/s^2);

m_d ——简支梁为一孔梁和桥面的质量(t);

μ ——活动支座的摩擦系数;钢辊轴、摇轴支座及盆式橡胶支座 $\mu=0.05$;板式弧形支座及板式橡胶支座 μ

$$=0.1\sim 0.2;$$

R_a ——活动支座反力(kN);

$\sum \mu R_a$ ——活动支座摩阻力之和(kN),并应符合规定: $\sum \mu R_a \leq 0.75 A_g \cdot m_d$ 。

2 横桥向由活动支座与固定支座共同承受。一个桥墩墩顶处的水平地震力:

$$F'_{hE} = 1.5 A_g \cdot m_b \quad (7.4.1-2)$$

式中 F'_{hE} ——一个桥墩墩顶处的水平地震力(kN);

A_g ——地震动峰值加速度值(m/s^2);

m_b ——见本规范第 7.2.5 条。

7.4.2 桥台的地震作用按设计地震采用静力法进行计算,并应符合下列规定:

1 不计基础襟边上土柱及锥体填土的水平地震力。

2 作用于桥台的地震主动土压力应按本规范第 6.1.5 条计算。作用点位置在计算截面以上计算高度的 1/3 处。计算桥台前地震土压力时,应根据地震角按下式进行修正:

$$\phi_E = \phi + \theta \quad (7.4.2-1)$$

式中 ϕ_E ——修正后的土的内摩擦角($^\circ$);

ϕ ——土的内摩擦角($^\circ$);

θ ——地震角,应按表 6.1.5 采用。

3 计算破坏棱体上列车活荷载产生的土压力时,不计入地震角。

4 桥台身的水平地震力,应按本规范第 6.1.6 条规定计算,其中 H 为桥台顶面至基础顶面间的高度,基础水平地震作用沿桥台高度的增大系数 η_i 应取 1。

计算横向活荷载引起的地震力时,增大系数 η_i 值应与桥台顶面相同。

5 梁体质量作用于桥台的水平地震力应按下式计算:

$$F_E = \eta \cdot A_g \cdot m_d \quad (7.4.2-2)$$

式中 F_E ——梁部作用于桥台的水平地震力(kN);

η ——水平地震作用修正系数,岩石地基取值 0.20,非岩石地基取值 0.25。

当梁在桥台端为固定支座时, m_d 应以一孔梁计;当梁的两端为相同支座时, m_d 应以半孔梁计。横桥向 m_d 应以半孔梁计。

梁体质量的水平地震力,顺桥向作用在支座中心处,横桥向作用在梁高的 1/2 处。

6 计算桥台穿过液化土层的地震土压力时,内摩擦角折减系数应符合本规范附录 C 的规定。凡力学指标不同的土层,应分层计算。

7.5 抗震措施

7.5.1 桥孔宜按等跨布置,桥墩应避免承受斜向土压力,桥台宜采用 T 形或 U 形桥台。

7.5.2 位于常年有水河流的可液化土层或软土地基上的桥梁墩台,应采用桩和沉井等深基础,且桩尖及沉井底埋入稳定土层内不应小于 2m。当水平力较大时桩基桥台宜设置斜桩或采取其他加固措施。

7.5.3 特大桥、大中桥桥头路堤的地基为可液化土层或软土,并同时具备下列条件时,应对台后 15m 范围内路堤基底以下的可液化土层或软土,采取振密、砂桩、砂井、碎石桩、换填等加固措施。

1 桥头路堤高度大于 3m。

2 设防烈度为 8 度或 9 度。

7.5.4 位于可液化土层或软土地基上的特大桥、大中桥应将桥台设置在稳定的河岸上。不宜在主河槽与河滩分界的地形突变处设置桥墩。

7.5.5 当桥梁跨越断层带时,墩台基础不应设置在严重破碎带上。

7.5.6 位于地震区的桥梁,其上部结构应采取防止落梁、设置挡块等抗震措施;有条件时可采用铅芯橡胶支座或其他减震、耗能装

置,以减小梁部的地震作用。

7.5.7 桥梁墩台的建筑材料,应按表 7.5.7 采用。

无护面钢筋的混凝土墩台应减少施工缝。施工缝处应设置接头钢筋。

表 7.5.7 桥墩桥台的建筑材料

设防烈度	7		8		9	
墩台高度 $H(m)$	≤ 30	> 30	≤ 20	> 20	≤ 15	> 15
材料名称	混凝土	上段混凝土 下段钢筋混凝土	混凝土	上段混凝土 下段钢筋混凝土	混凝土	上段混凝土 下段钢筋混凝土

注:下段钢筋混凝土区段高度不小于 $2D$ 且不小于 $10m$ (D 为墩底截面短边尺寸)。

7.5.8 采用明挖基础的桥台,当基础底面摩擦系数小于或等于 0.25 时,宜采用砂卵石换填,其厚度不应小于 $1.0m$ 。桥台后沿线路方向的地面坡度大于 $1:5$ 时,路堤基底应挖成台阶,其宽度不应小于 $2.5m$ 。

桥头路堤的填筑和墩台明挖基坑回填,应分层夯填密实,其压实系数不应小于 0.90。

7.5.9 位于地震区的桥梁应按表 7.5.9 采取防落梁装置及抗震措施。防止落梁措施应满足下列要求:

- 1 具备适当的强度及变形能力。
- 2 不影响桥梁支座等其他构件的正常使用及维护。
- 3 正常使用时,对梁端转角及位移不产生附加约束。
- 4 构造简单,便于更换。

表 7.5.9 防落梁装置及抗震措施

设防烈度	7 度	8 度	9 度
防落梁装置及抗震措施	1. 梁体应设置横向支挡。 2. 在支挡结构与梁体间宜设置缓冲材料。	除满足 7 度要求外,尚应满足下列要求: 1. 桥梁的墩台顶帽及支承垫石宜适当加宽。 2. 梁体应设置纵向支挡。	除满足 8 度要求外,尚应满足下列要求: 1. 桥梁上部应采用横向连接可靠、整体性能良好的结构形式。

续表 7.5.9

设防烈度	7 度	8 度	9 度
防落梁装置及抗震措施	3. 墩(台)与基础连接、截面突变、施工缝等部位应采取提高抗剪能力的措施	3. 加强梁与梁之间的横向连接。 4. 桥梁支座不宜采用摇轴、辊轴支座	2. 上部结构应采用竖向限位措施

注:抗震设防烈度为 6 度的 A 类、B 类和 C 类桥梁按 7 度采取防落梁装置及抗震措施。

采用铅芯橡胶支座时,顺桥向可不设连接或支挡,横桥向梁端处应设支挡结构,支挡与梁体间应填塞缓冲材料。其水平地震力应按本规范第 7.4.1 条计算。

7.5.10 当需要验算防止落梁措施的结构强度时,除橡胶支座外,一个桥墩墩顶的水平地震力可按下式计算:

$$F_{\text{HE}} = A_g \cdot m_d \quad (7.5.10)$$

式中 F_{HE} ——桥墩墩顶的水平地震力(kN);

A_g ——地震动峰值加速度值(m/s^2);

m_d ——简支梁为一孔梁(含桥面)的质量(t)。

7.5.11 位于液化土地基上桥长 20m 及以下的桥梁,应采取换填砂卵石、打桩等措施,并宜在桥墩、桥台基础间设置支撑。

7.5.12 地震作用下可能形成泥石流沟谷时,桥梁涵洞的孔径与净高应按泥石流沟谷确定。

7.5.13 地震区的水文及地质条件允许时,桥涵设置宜采用涵洞。涵洞出入口应采用翼墙式。

7.5.14 7 度及以上地区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;箍筋配置不应低于表 7.5.14 的要求,圆形箍筋的接头必须采用焊接,焊接长度不应小于 10 倍箍筋直径;矩形箍筋端部应有 135°弯钩,弯钩伸入核心混凝土的直段长度不应小于 20cm。

表 7.5.14 桥墩箍筋配置

设防烈度		7	8	9
圆形 桥墩	箍筋直径(mm)	12	12	12
	箍筋间距(cm)	20	20	15
矩形 桥墩	箍筋直径(mm)	10	10	12
	箍筋间距(cm)	20	20	15

7.5.15 7度及以上地区的钻孔桩基础,在桩顶 $2.5d \sim 3.0d$ (d 为设计桩径)长度范围内,应适当加强箍筋配置。

7.5.16 当设防烈度大于7度时,桥台锥体顺线路方向的坡度,应采用表7.5.16规定值。

表 7.5.16 桥台锥体顺线路方向坡度

设防烈度 填土高度(m)	8	9
0~6	1:1.25	1:1.5
6~12	1:1.5	1:1.75

7.5.17 B类桥梁、高速铁路及客运专线(含城际铁路)的C类桥梁,对桥墩与承台、承台与桩的连接应采取以下加强措施:

1 墩身与承台的连接:墩身的竖向钢筋伸入承台应有足够的锚固长度,并与承台顶面钢筋连接,有条件时,可与承台底部钢筋连接。

2 承台采用六面配筋,底面钢筋的设置应根据受力计算确定;顶面钢筋的直径不应小于16mm、间距不应大于15cm;其余四面按构造要求配筋。

3 承台与桩的连接:钻(挖)孔桩桩头 $2.5 \sim 3.0$ 倍桩径长度范围内应加密箍筋,其间距不应大于10cm,直径不应小于10mm,桩身纵向钢筋的配筋率不宜小于0.5%。

8 隧 道

8.1 抗震强度和稳定性验算

8.1.1 隧道的抗震强度和稳定性验算范围应符合表 8.1.1 的规定。

表 8.1.1 隧道的抗震验算范围

工程类别 \ A_g				0.1g、0.15g	0.2g、0.3g	0.4g
洞门墙及洞口挡土墙(翼墙)				不验算	验算	验算
D 类隧道	洞口、浅埋和偏压地段隧道衬砌	$b \leq 8m$	Ⅲ~Ⅰ级围岩	不验算	不验算	不验算
			Ⅵ~Ⅳ级围岩	不验算	验算	验算
		$8m < b \leq 12m$	Ⅱ、Ⅰ级围岩	不验算	不验算	不验算
			Ⅳ、Ⅲ级围岩	不验算	验算	验算
			Ⅵ、Ⅴ级围岩	验算	验算	验算
		$b > 12m$	Ⅱ、Ⅰ级围岩	不验算	不验算	不验算
			Ⅵ~Ⅲ级围岩	验算	验算	验算
	明洞或区域性断层破碎带地段隧道衬砌	$b \leq 8m$		不验算	验算	验算
		$b > 8m$		验算	验算	验算
C 类隧道	通过采空区、矿区及近距交叉结构的隧道衬砌	$b \leq 8m$		不验算	验算	验算
		$8m < b \leq 12m$		验算	验算	验算
		$12m < b \leq 15m$		验算	验算	验算
	通过活动断裂带			验算	验算	验算
	高速铁路及客运专线(含城际铁路)浅埋、偏压洞口段及繁华城区隧道衬砌			验算	验算	验算
	特大跨度隧道洞口衬砌($b > 15m$)			验算	验算	验算

注:表中围岩级别按现行行业标准《铁路隧道设计规范》TB 10003 的规定执行; b 为隧道或明洞衬砌的内净空最大跨度。

8.1.2 隧道的地震作用应按设计地震采用静力法计算。验算隧道结构的抗震强度和稳定性时,地震作用只与恒载和活载组合,其控制条件应符合下列规定:

1 隧道衬砌和明洞的结构强度,按破坏阶段验算时其安全系数不应小于表 8.1.2 的规定。

表 8.1.2 结构强度安全系数

材料种类 受力特征	钢筋混凝土	混凝土
混凝土达到抗压极限强度	—	1.8
混凝土达到抗拉极限强度	—	2.5
钢筋达到计算强度或混凝土达到抗压或抗剪极限强度	1.5	—
混凝土达到抗拉极限强度(主拉应力)	1.8	—

注:对抗震设防类别为 C 类的隧道衬砌和明洞,结构强度安全系数可根据地形、地质条件适当加大。

2 洞门墙、洞口挡土墙(翼墙)、半路堑拱形明洞外墙和棚式明洞边墙的偏心距、稳定系数及材料容许应力修正系数,应符合本规范第 6.1.7 条的规定。

3 地基土抗震容许承载力修正系数,应符合本规范第 4.0.4 条的规定。

8.1.3 隧道衬砌和明洞上任一质点的水平地震力,应按下式计算:

$$F_{iHE} = \eta \cdot A_g \cdot m_i \quad (8.1.3)$$

式中 F_{iHE} ——计算质点的水平地震力(kN);

η ——水平地震作用修正系数,岩石地基取值 0.20,非岩石地基取值 0.25;

A_g ——地震动峰值加速度(m/s^2);

m_i ——计算质点的构筑物质量或计算土柱质量(t)。

8.1.4 地震主动土压力的计算,应按本规范第 6.1.5 条的规定执行。洞门墙和洞口挡土墙(翼墙)的水平地震作用,应按本规范第 6.1.6 条的规定计算。

8.2 抗震措施

8.2.1 地震区隧道洞口位置的选择,应结合洞口段的地形和地质条件确定,并应采取控制洞口边坡和仰坡的开挖高度以及其他防止坍塌震害的措施。位于悬崖陡壁下的洞口,宜采取接建明洞或其他防止落石的措施。

8.2.2 隧道必须修建洞门,洞门形式不应采用端墙式结构。洞门应采用混凝土或钢筋混凝土材料,其强度等级不应低于表 8.2.2 的规定。

表 8.2.2 洞门的材料种类及强度等级

工程部位 \ 设防烈度		8 度	9 度
洞门端墙		混凝土 C25	混凝土 C25 或钢筋混凝土 C30
洞口挡土墙或翼墙	$H \leq 10\text{m}$	混凝土 C25	
	$H > 10\text{m}$	混凝土 C30	

注:表中 H 为挡土墙或翼墙的高度。

8.2.3 隧道的洞口、浅埋和偏压地段以及断层破碎带地段应按表 8.1.1 进行抗震设防,其衬砌结构应予以加强。活动断层破碎带地段,必要时可根据实际情况预留断面净空。洞口设防段的长度可根据地形、地质条件及设防烈度确定,并不得小于 2.5 倍的结构跨度。

抗震设防段的隧道宜采用复合式衬砌结构,并采用带仰拱的曲墙式衬砌断面。设防段衬砌应设变形缝。

8.2.4 抗震设防段的隧道衬砌和明洞应采用混凝土或钢筋混凝土材料,其强度等级不应低于表 8.2.4 的规定。

表 8.2.4 隧道衬砌和明洞的材料种类及强度等级

隧道或明洞	围岩级别	材料种类及强度等级
隧道衬砌	Ⅳ、Ⅲ	混凝土 C25 或钢筋混凝土 C30
	Ⅵ、Ⅴ	钢筋混凝土 C30
拱形明洞	Ⅵ~Ⅳ	拱圈用钢筋混凝土 C30
	Ⅲ、Ⅱ	拱圈用混凝土 C25 或钢筋混凝土 C30
	Ⅵ~Ⅱ	单压明洞外墙采用混凝土 C25
棚式明洞		顶梁用钢筋混凝土 C25 或 C30
外支承结构		混凝土 C25 或钢筋混凝土 C30

注：棚式明洞的衡重式边墙，在设防烈度为 8 度及 9 度地震区采用混凝土 C25。

8.2.5 当设防烈度为 8 度和 9 度时，在洞门端墙与衬砌环框间，端墙与洞口挡土墙或翼墙连接处应整体灌注或在其连接缝处加设短钢筋等抗震措施，对耳墙式明洞的耳墙与拱部结构间的空隙，宜采用浆砌片石或混凝土回填密实。

8.2.6 地震区棚式明洞，应采取防止落梁的措施。设防烈度为 8 度和 9 度时，不宜采用悬臂式棚洞。

8.2.7 对浅埋、偏压以及位于断层破碎带等不良地质地段的隧道，其衬砌背后应做压浆处理。

附录 A 不同岩土剪切波速值

A.0.1 不同岩土的剪切波速,可按表 A.0.1 取用。

表 A.0.1 不同岩土的剪切波速值

岩土名称	岩土性质或基本承载力 σ_0 (kPa)	剪切波速值 V_s (m/s)
填土		100~200
淤泥、淤泥质土或软土	$\sigma_0 < 100$	90~140
黏土、粉质黏土	$100 \leq \sigma_0 \leq 400$	120~400
粉质黏土、粉土	$100 \leq \sigma_0 \leq 400$	100~380
黄土、黄土质土		130~300
粉砂、细砂	稍松	100~130
	中等密实	130~200
中砂、粗砂	稍松	110~160
	中等密实	160~250
粗砂、砾砂		200~350
粗、细圆砾土,粗、 细角砾土,卵石土,碎石土	松散	200~300
	中等密实	300~400
	密实	>400
岩石	弱风化	500~1000
	未风化、微风化	>1000

注:1 本表系深度 10m 以内的值,深度大于 10m 时,应适当加大。

2 根据土层深度、标贯击数、平均粒径、孔隙比、液性指数等综合分析选择表中所列的剪切波速值。

3 黏土、粉质黏土、粉土可按 σ_0 内插取值。

附录 B 液化土判定的试验方法

B.1 标准贯入试验法

B.1.1 当实测标准贯入锤击数 N 值小于液化临界标准贯入锤击数 N_{cr} 时,应判为液化土。 N_{cr} 值应按下列公式计算:

$$N_{cr} = N_0 \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \quad (\text{B.1.1-1})$$

$$\alpha_1 = 1 - 0.065(d_w - 2) \quad (\text{B.1.1-2})$$

$$\alpha_2 = 0.52 + 0.175d_s - 0.005d_s^2 \quad (\text{B.1.1-3})$$

$$\alpha_3 = 1 - 0.05(d_u - 2) \quad (\text{B.1.1-4})$$

$$\alpha_4 = 1 - 0.17 \sqrt{P_c} \quad (\text{B.1.1-5})$$

式中 N_0 ——当 d_s 为 3m, d_w 和 d_u 为 2m, α_4 为 1 时土层的液化临界标准贯入锤击数,应按表 B.1.1-1 取值;

α_1 ——地下水埋深 d_w (m) 修正系数,应按式 B.1.1-2 计算,当地面常年有水且与地下水有水力联系时, d_w 为零;

α_2 ——标准贯入试验点的深度 d_s (m) 修正系数,应按式 B.1.1-3 计算;

α_3 ——上覆非液化土层厚度 d_u (m) 修正系数,应按式 B.1.1-4 计算,对于深基础取 α_3 为 1;

α_4 ——黏粒重量百分比 P_c 修正系数,应按式 B.1.1-5 计算,也可按表 B.1.1-2 取值。

表 B.1.1-1 临界锤击数 N_0 值

地震动峰值加速度 特征周期分区	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
一区	6	8	10	13	16
二区、三区	8	10	12	15	18

表 B.1.1-2 P_c 修正系数 α_4 值

土 性	砂 土	粉 土	
		塑性指数 $I_p \leq 7$	塑性指数 $7 < I_p \leq 10$
α_4 值	1.0	0.6	0.45

B.2 单桥头静力触探试验法

B.2.1 当实测的计算贯入阻力 P_{sca} 值小于液化临界贯入阻力 P'_s 值时,应判为液化土。

1 P'_s 值应按下列公式计算:

$$P'_s = P_{so} \alpha_1 \alpha_3 \quad (\text{B.2.1})$$

式中 P_{so} ——当 d_w 为 2m, d_u 为 2m 时,砂土的液化临界贯入阻力 P_{so} (MPa) 值应按表 B.2.1 取值。

表 B.2.1 临界贯入阻力 P_{so} 值

A_g	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
P_{so} (MPa)	5	6	11.5	13	18

2 P_{sca} 的确定应符合下列规定:

1) 砂层厚度大于 1m 时,应取该层贯入阻力 P'_s 的平均值作为该层的 P_{sca} 值。当砂层厚度大于 1m,且上、下层为贯入阻力 P'_s 值较小的土层时,应取较大值作为该层的 P_{sca} 值。

2) 砂层厚度较大,力学性质和 P'_s 值可明显分层时,应分别计算分层的平均 P_{sca} 值。

附录 C 液化土力学指标折减系数

C.0.1 液化土的弹性抗力、摩擦力和摩擦角、抗剪强度等力学指标的折减系数,应符合表 C.0.1 的规定。

表 C.0.1 液化土力学指标折减系数 ψ_1 值

ψ_1 F_i	d_s (m)		
		$d_s \leq 10$	$10 < d_s \leq 20$
$F_i \leq 0.6$		0	0.33
$0.6 < F_i \leq 0.8$		0.33	0.66
$0.8 < F_i \leq 1.0$		0.66	1.0

注:表中 d_s 为标准贯入、静力触探试验点的深度; F_i 为抗液化指数。

C.0.2 液化土的抗液化指数 F_i 值,应按下列公式计算:

1 采用标准贯入试验时:

$$F_i = N/N_{cr} \quad (\text{C.0.2-1})$$

2 采用静力触探试验时:

$$F_i = P_{scs}/P'_s \quad (\text{C.0.2-2})$$

附录 D 梁式桥桥墩自振特性计算

D.1 简支梁桥一般计算方法

D.1.1 岩石、非岩石地基梁式桥桥墩的自振特性,应按下列公式计算:

1 特征方程:

$$([K] - \omega^2[M])\{x\} = 0 \quad (D.1.1-1)$$

式中 $[M]$ ——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。

2 自振周期:

$$T_j = \frac{2\pi}{\omega_j} \quad (D.1.1-2)$$

式中 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)。

D.2 实体、空心桥墩或刚架桥墩简化计算方法

D.2.1 本规范附录 E.1、E.2 桥墩体系的基本周期可按下列公式计算:

$$T_1 = 2\pi \cdot \left\{ \frac{m_p^* + m_b[k_{fl}(H+h_t)+1]^2}{K_p^* + \frac{k_{fl}^2}{\delta_{22}}} \right\}^{0.5} \quad (D.2.1)$$

式中 m_p^* 、 k_{fl} ——可按本规范附录 E.1、E.2 采用;

K_p^* ——墩身广义刚度(kN/m),可按表 D.2.1 计算。

表 D.2.1 桥墩墩身广义刚度

墩形	振动方向	K_p^*
圆形	纵	$\frac{E}{H^3}(0.149c_2^4 - 0.178c_2^3C + 0.117c_2^2C^2 - 0.041c_2C^3 + 0.006C^4)$
	横	
空心圆形	纵	$\frac{E}{H^3}[0.149(c_2^4 - d_2^4) - 0.178(c_2^3C - d_2^3D) + 0.117(c_2^2C^2 - d_2^2D^2)$
	横	$- 0.041(c_2C^3 - d_2D^3) + 0.006(C^4 - D^4)]$
矩形	纵	$\frac{E}{H^3}[0.254b_2c_2^3 - 0.075(3b_2c_2^2C + Bc_2^3) + 0.099(c_2b_2C^2 + BCc_2^2)$
	横	$- 0.018(3c_2BC^2 + b_2C^3) + 0.01BC^3]$
圆端形	纵	$K_{pe} + K_{pi}$
	横	$\frac{E}{H^3}[0.254b_2^3c_2 - 0.075b_2^2C + b_2^2(0.598c_2^2 - 0.356c_2C + 0.078C^2)$
		$+ b_2(0.507c_2^3 - 0.452c_2^2C + 0.199c_2C^2 - 0.035C^3)] + K_{pe}$

注:1 附录 E.1 桥墩和附录 E.2 桥墩单根柱均可按本表计算。

2 单排柱顺桥向计算时,以 N_p 乘一根柱的广义刚度 K_p^* 值,即为全墩的墩身的广义刚度。

3 单排柱横桥向或多排柱顺、横桥向计算,用 $4N_p$ 乘一根柱的 K_p^* 值,即为全墩的墩身的广义刚度。

4 表中 c_2 、 C 、 d_2 、 D 、 b_2 、 B 、 E 、 H 符号说明见附录 E.1, K_{pe} 为圆形墩身广义刚度; K_{pi} 为矩形墩身纵向广义刚度。

D.3 地基土较柔的低桥墩简化计算方法

D.3.1 本规范附录 E.3 桥墩的自振特性可按下列公式计算:

1 频率方程:

$$m_p \cdot J_p (\delta'_{11} \cdot \delta'_{22} - \delta'^2_{12}) \cdot \omega_j^4 - (J_p \cdot \delta'_{22} + m_p \cdot \delta'_{11}) \cdot \omega_j^2 + 1 = 0 \quad (D.3.1-1)$$

式中 δ'_{11} ——体系质心处单位水平力产生的水平位移(m/kN);

δ'_{12} ——体系质心处单位弯矩产生的水平位移(m/kN·m)；

δ_{22} ——体系质心处单位弯矩产生的角变位(rad/kN·m)。

2 振型函数：

$$k_j = \frac{\frac{1}{\omega_j^2} - m_p \cdot \delta'_{11}}{J_p \cdot \delta'_{12}} \quad (\text{D. 3. 1-2})$$

3 体系质心的振型坐标：

$$[1.0 \quad k_j]^T$$

4 体系质心处的柔度系数：

明挖、沉井及桩基础可按下列公式计算：

$$\delta'_{11} = \delta_{11} + 2h_1 \cdot \delta_{12} + h_1^2 \delta_{22} \quad (\text{D. 3. 1-3})$$

$$\delta'_{22} = \delta_{22} \quad (\text{D. 3. 1-4})$$

$$\delta'_{12} = \delta_{12} + h_1 \delta_{22} \quad (\text{D. 3. 1-5})$$

式中 h_1 ——桥墩体系质心至基础或承台底面高度(m)。

5 自振周期 T_i 可按本规范附录公式 D. 1. 1-2 计算。

D. 4 无承台的刚架桩墩简化计算方法

D. 4. 1 基本周期可按下列式计算：

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{m_b \cdot \delta''_{11}} \quad (\text{D. 4. 1})$$

式中 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。

附录 E 梁式桥多遇地震下桥墩抗震 计算简化方法

E.1 实体或空心桥墩

E.1.1 梁式桥跨度小于或等于 40m, 桥墩高度小于或等于 40m 的圆形墩、空心圆墩、矩形墩、圆端形墩, 墩身 i 段的水平地震力以及基础顶面剪力和弯矩, 可按下列公式计算(图 E.1.1)。

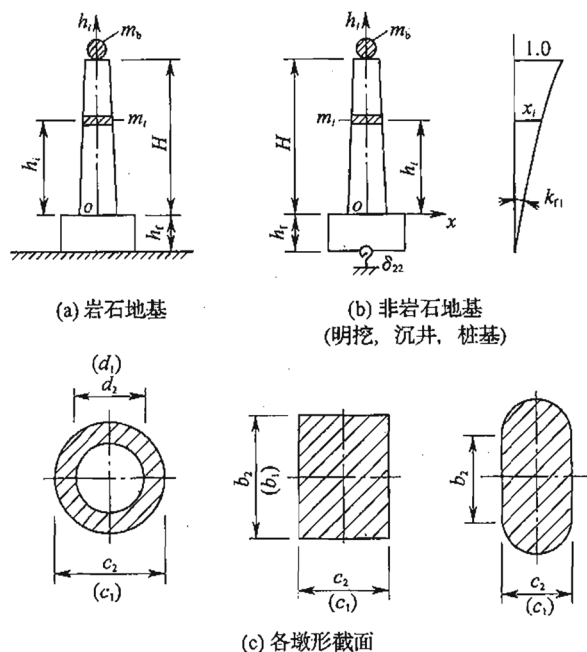


图 E.1.1 桥墩地震作用计算图式

b_2 、 c_2 、 d_2 —各种墩形的墩底尺寸(m);

b_1 、 c_1 、 d_1 —各种墩形对应的墩顶尺寸(m)

$$F_{ihE} = C_i \cdot \alpha \cdot \beta_1 \cdot \gamma_1 \cdot \frac{m_i}{k_n(H+h_i)+1} \cdot \left[k_n(h_i+h_i)+1 - \cos \frac{\pi \cdot h_i}{2H} \right] \quad (\text{E. 1. 1-1})$$

$$V_0 = C_i \cdot \alpha \cdot C_q \cdot \beta_1 \cdot \gamma_1 \left[m_b + \frac{A_1}{k_n(H+h_i)+1} \right] \quad (\text{E. 1. 1-2})$$

$$M_0 = C_i \cdot \alpha \cdot \beta_1 \cdot \gamma_1 \left[m_b \cdot H + \frac{A_2}{k_n(H+h_i)+1} \right] \quad (\text{E. 1. 1-3})$$

式中 F_{ihE} ——墩身第 i 段的水平地震力(kN);

V_0 ——桥墩基础顶面剪力(kN);

M_0 ——桥墩基础顶面弯矩(kN·m);

C_i ——桥梁的重要性系数;

β_1 ——第一振型的动力放大系数,应按本规范第 7.2.3 条采用;

α ——水平地震基本加速度,按本规范表 7.2.4 采用;

γ_1 ——第一振型的振型参与系数;

k_n ——第一振型基础质心角变位的振型函数(1/m);

h_i ——基础或承台的厚度(m);

C_q ——剪力振型耦合系数;

A_1 ——系数(t);

A_2 ——系数(t·m)。

E. 1.2 公式 E. 1. 1-1~E. 1. 1-3 中的系数应按下列公式计算:

1 第一振型基础质心角变位的振型函数:

$$k_n = \frac{E \cdot I_0 \cdot \delta_{22} \cdot \pi^2}{4H^2} \quad (\text{E. 1. 2-1})$$

式中 I_0 ——墩身底面垂直于计算方向的形心轴的惯性矩(m⁴)。

2 剪力振型耦合系数 C_q : 桥墩高度小于或等于 10m 时, $C_q=1$; 桥墩高度大于 10m 时, C_q 应按表 E. 1. 2-1 计算。

表 E.1.2-1 剪力振型耦合系数

地震反应谱特征周期	$T_g \leq 0.25s$	$0.3s \leq T_g \leq 0.55s$	$T_g \geq 0.65s$
C_q	$0.00113H^2 - 0.0167H + 1.062$	$0.000539H^2 - 0.0077H + 1.026$	1.00

3 第一振型的振型参与系数:

$$\gamma_1 = \frac{(A_1 + m_f \cdot \frac{h_f}{2} \cdot k_{fl})[k_{fl}(H+h_f)+1] + m_b \cdot [k_{fl}(H+h_f)+1]^2}{m_p^* + m_b[k_{fl}(H+h_f)+1]^2} \quad (E.1.2-2)$$

$$m_p^* = \alpha_1 \cdot H[k_{fl}^2(h_f^2 \cdot \Delta_1 + h_f \cdot H \cdot \Delta_2 + H^2 \cdot \Delta_3) + 2k_{fl}(h_f \cdot \Delta_4 + H \cdot \Delta_5) + \Delta_6] \quad (E.1.2-3)$$

式中 m_p^* ——墩身广义质量(t), 并按式 E.1.2-3 计算;

α_1 ——墩形截面参数(t/m³), 应按表 E.1.2-2 计算;

$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \Delta_4, \Delta_5, \Delta_6$ ——系数(m²)。

4 系数 A_1, A_2 :

$$A_1 = \alpha_1 \cdot H \left[k_{fl}(h_f \cdot \Delta_1 + \frac{H}{2} \cdot \Delta_2) + \Delta_4 \right] \quad (E.1.2-4)$$

$$A_2 = \alpha_1 \cdot H^2 \left[k_{fl}(\frac{1}{2} \cdot h_f \cdot \Delta_2 + H \cdot \Delta_3) + \Delta_5 \right] \quad (E.1.2-5)$$

5 系数 $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \Delta_4, \Delta_5, \Delta_6$:

$$\Delta_1 = \alpha_2 - \alpha_3 + \frac{\alpha_4}{3} \quad (E.1.2-6)$$

$$\Delta_2 = \alpha_2 - \frac{4}{3}\alpha_3 + \frac{1}{2}\alpha_4 \quad (E.1.2-7)$$

$$\Delta_3 = \frac{1}{3}\alpha_2 - \frac{1}{2}\alpha_3 + \frac{1}{5}\alpha_4 \quad (E.1.2-8)$$

$$\Delta_4 = 0.363\alpha_2 - 0.537\alpha_3 + 0.213\alpha_4 \quad (E.1.2-9)$$

$$\Delta_5 = 0.269\alpha_2 - 0.425\alpha_3 + 0.176\alpha_4 \quad (E.1.2-10)$$

$$\Delta_6 = 0.227\alpha_2 - 0.372\alpha_3 + 0.157\alpha_4 \quad (\text{E. 1. 2-11})$$

式中 $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ ——墩形截面参数(m^2), 应按表 E. 1. 2-2 计算。

表 E. 1. 2-2 墩形截面参数

参数 墩形	α_1	α_2	α_3	α_4
圆形	$\frac{\pi\gamma}{4g}$	c_2^2	c_2C	C^2
空心圆形	$\frac{\pi\gamma}{4g}$	$c_2^2 - d_2^2$	$c_2C - d_2D$	$C^2 - D^2$
矩形	$\frac{\gamma}{g}$	c_2b_2	$\frac{c_2B + b_2C}{2}$	BC
圆端形	$\frac{\gamma}{g}$	$\frac{\pi}{4}c_2^2 + c_2b_2$	$\frac{\pi}{4}c_2C + \frac{1}{2}b_2C$	$\frac{\pi}{4}C^2$

注: 1 γ 为墩身的重力密度(kN/m^3)。

2 $B = b_2 - b_1; C = c_2 - c_1; D = d_2 - d_1$ 。

E. 2 实体或空心刚架桥墩

E. 2. 1 非岩石地基(明挖、桩或沉井基础)刚性承台上的圆形、空心圆形、矩形刚架桥墩的地震作用, 可按本规范公式 E. 1. 1-1 ~ E. 1. 1-3 及 E. 1. 2-2 计算(图 E. 2. 1)。

其中第一振型基础质心角变位的振型函数 k_{H} 应按下列式计算:

$$k_{\text{H}} = \frac{E \cdot I_{0\text{r}} \cdot \delta_{22} \cdot \pi^2}{4H^2} \quad (\text{E. 2. 1})$$

m_i, m_p^*, A_1, A_2 应先按单根柱采用本规范公式 E. 1. 2-3 ~ E. 1. 2-5 计算, 然后乘以总根数 N_p 。其中墩形截面参数 α_3, α_4 为零。

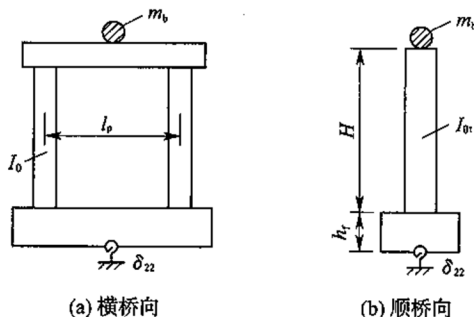


图 E.2.1 刚架桥墩计算图式

m_b —墩顶处的计算质量,尚应包括帽梁的质量(t);

I_0 —单根柱截面垂直于计算方向的形心轴的惯性矩(m^4);

I_{0l} —桥墩截面总的惯性矩(m^4),单排柱顺桥向; $I_{0l} = N_p \cdot I_0$;

单排柱横桥向及多排柱; $I_{0l} = 4N_p \cdot I_0$; N_p 为柱总根数(m);

l_p —柱间距(m)

E.2.2 每根柱底面的地震作用,可按下列公式计算:
剪力

$$V_1 = \frac{V_0}{N_p} \quad (\text{E.2.2-1})$$

单排柱顺桥向弯矩

$$M_1 = \frac{M_0}{N_p} \quad (\text{E.2.2-2})$$

单排柱横桥向弯矩

$$M_1 = \frac{M_0}{2N_p} \quad (\text{E.2.2-3})$$

双柱式刚架墩横桥向增减垂直力

$$F_1 = \frac{M_0}{2l_p} \quad (\text{E.2.2-4})$$

E.3 地基土较柔的低桥墩

E.3.1 当满足条件 $\frac{H}{E \cdot I \cdot \delta_{22}} \leq 1.0$ 时,桥墩的地震作用,可按下列

列公式计算(图 E. 3. 1)。

$$F_{ijE} = C_i \cdot \alpha \cdot \beta_j \cdot \gamma_j \cdot m_i (1 + H_i \cdot k_j) \quad (\text{E. 3. 1-1})$$

$$M_{ijE} = C_i \cdot \alpha \cdot \beta_j \cdot \gamma_j \cdot J_i \cdot k_j \quad (\text{E. 3. 1-2})$$

$$S_{iE} = \sqrt{\sum_{j=1}^n S_{ijE}^2} \quad (\text{E. 3. 1-3})$$

$$\gamma_j = \frac{m_p}{m_p + J_p \cdot k_j^2} \quad (\text{E. 3. 1-4})$$

式中 I ——墩身顶截面和底截面惯性矩的平均值(m^4)；

C_i ——桥梁的重要性系数；

α ——水平地震基本加速度，按本规范表 7. 2. 4 采用；

β_j —— j 振型动力放大系数。按自振周期 T_j ，并按本规范第 7. 2. 3 条采用；

F_{ijE} —— j 振型作用在验算截面以上 m_i 的质心 i 点的水平地震力(kN)；

γ_j —— j 振型的振型参与系数，并按式 E. 3. 1-4 计算；

m_p ——桥墩总质量，包括墩顶换算质点、墩身和基础(t)；

J_p ——桥墩总质量 m_p 对其质心轴 o 的转动惯量($\text{t} \cdot \text{m}^2$)；

k_j —— j 振型桥墩质心角变位的振型函数($1/\text{m}$)，应按本规范附录 D. 3 计算；

m_i ——桥墩验算截面以上的墩身质量与墩顶处的计算质量 m_b 之和(t)；

H_i ——验算截面以上的计算质量 m_i 的质心 i 至桥墩总质量 m_p 的质心 o 的高度(m)；

M_{ijE} —— j 振型作用在验算截面以上计算质量 m_i 的质心 i 点的地震力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$)；

J_i ——验算截面以上计算质量 m_i 对其质心 i 轴的转动惯量($\text{t} \cdot \text{m}^2$)；

S_{iE} ——地震作用效应， i 点的剪力或弯矩；

S_{ijE} —— j 振型地震作用效应，验算截面以上计算质量 m_i 的

质心 i 点的剪力或弯矩。

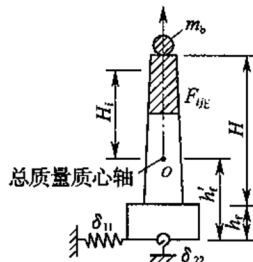


图 E.3.1 桥墩地震作用计算图式

E.4 无承台的刚架桩墩

E.4.1 无承台的刚架桩墩, 顺桥向及横桥向的水平地震力均可按下式计算(图 E.4.1):

$$F_{HE} = C_i \cdot \alpha \cdot \beta_1 \cdot m_b \quad (E.4.1)$$

式中 F_{HE} ——作用在墩顶的水平地震力(kN);

C_i ——桥梁的重要性系数;

α ——水平地震基本加速度, 按本规范表 7.2.4 采用;

m_b ——墩顶集中质量包括梁、帽梁, 一般冲刷线以上桩的 1/4 和活荷载反力换算的质量(t)。

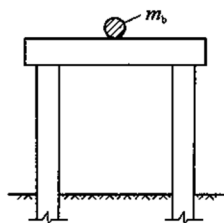


图 E.4.1 无承台刚架桩墩地震作用计算图式

附录 F 罕遇地震下钢筋混凝土桥墩 延性设计简化计算方法

F.0.1 桥墩的非线性位移延性比可按下列公式计算：

$$\mu_u = \lambda_m \times \mu_m \quad (\text{F.0.1-1})$$

式中 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 ——线性弯矩比可按第 F.0.2 条计算。

λ_m 可根据桥墩的线性自振周期以及场地类别、水平地震基本加速度 α 按下列公式计算或按图 F.0.1 取值：

当 $\alpha \leq 0.32g$ 时，

$$\text{对于 I 类场地: } \lambda_{m1} = \begin{cases} 3.2T + 1.0 & (0 < T \leq 0.5) \\ 2.6 & (0.5 < T \leq 0.7) \\ -3.9T + 5.33 & (0.7 < T \leq 1.15) \\ 0.845 & (T > 1.15) \end{cases} \quad (\text{F.0.1-2})$$

$$\text{对于 IV 类场地: } \lambda_{m4} = \begin{cases} 2.4T + 1.0 & (0 < T \leq 0.5) \\ 2.2 & (0.5 < T \leq 0.7) \\ -2.9T + 4.23 & (0.7 < T \leq 1.15) \\ 0.895 & (T > 1.15) \end{cases} \quad (\text{F.0.1-3})$$

当 $\alpha > 0.32g$ 时，

$$\text{对于 I 类场地: } \lambda_{m1} = \begin{cases} 1.6T + 1.0 & (0 < T \leq 0.5) \\ 1.8 & (0.5 < T \leq 0.7) \\ -2.1T + 3.27 & (0.7 < T \leq 1.15) \\ 0.855 & (T > 1.15) \end{cases} \quad (\text{F.0.1-4})$$

$$\text{对于 IV 类场地: } \lambda_{m4} = \begin{cases} 2.24T + 1.0 & (0 < T \leq 0.5) \\ 2.12 & (0.5 < T \leq 0.7) \\ -2.9T + 4.15 & (0.7 < T \leq 1.15) \\ 0.815 & (T > 1.15) \end{cases} \quad (\text{F. 0. 1-5})$$

对于 II 类、III 类场地 λ_{m2} 、 λ_{m3} 值按下列公式计算:

$$\lambda_{m2} = \lambda_{m1} + \frac{1}{3}(\lambda_{m4} - \lambda_{m1}) \quad (\text{F. 0. 1-6})$$

$$\lambda_{m3} = \lambda_{m1} + \frac{2}{3}(\lambda_{m4} - \lambda_{m1}) \quad (\text{F. 0. 1-7})$$

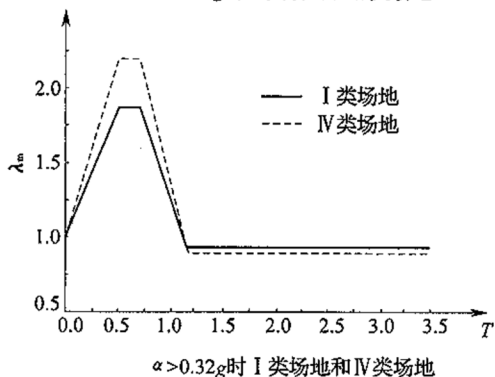
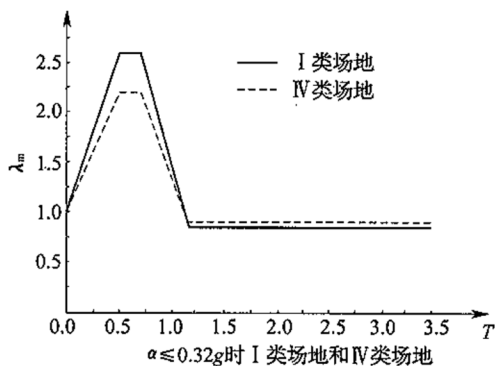


图 F. 0. 1 λ_m 变化曲线

F.0.2 桥墩的线性弯矩比 μ_m 可按下式计算:

$$\mu_m = \frac{M_{\max}}{M_y} \quad (\text{F.0.2})$$

式中 μ_m ——线性弯矩比;

$M_{\max}$ ——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)。

F.0.3 桥墩结构的延性验算应满足下式要求:

$$\mu_u < 4.8 \quad (\text{F.0.3})$$

式中 μ_u ——非线性位移延性比。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

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”。

2 本规范中指明应按其他有关标准、规范执行的写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国国家标准

铁路工程抗震设计规范

GB 50111 - 2006

条文说明

目 次

1 总 则	(67)
3 抗震设计的基本要求	(69)
4 场地和地基	(72)
5 线 路	(81)
6 路 基	(85)
6.1 抗震强度和稳定性验算	(85)
6.2 抗震措施	(99)
7 桥 梁	(110)
7.1 一般规定	(110)
7.2 桥墩抗震分析方法	(113)
7.3 钢筋混凝土桥墩延性设计	(119)
7.4 支座及桥台	(122)
7.5 抗震措施	(124)
8 隧 道	(141)
8.1 抗震强度和稳定性验算	(141)
8.2 抗震措施	(143)

1 总 则

1.0.1 铁路是国民经济的大动脉,一旦中断行车,在政治、经济和国防上都将受到重大的损失和影响。因此,在地震区的铁路构筑物,必须贯彻《中华人民共和国防震减灾法》。为统一铁路工程抗震设计标准,满足铁路工程抗震的性能要求,特制定本规范,对地震区铁路工程进行抗震设计。

1.0.2 本规范的适用范围,在 1988 年 7 月实施的《铁路工程抗震设计规范》GBJ 111—87(以下简称“87 规范”)的基础上,将 6 度区纳入抗震设防范围。抗震设防的重点放在铁路目前常见的大量使用的构筑物,如重力式挡墙、路堑、一般土填筑的路堤、梁式桥墩台及隧道等。对于有特殊抗震要求的构筑物,如锚杆式挡墙、钢筋混凝土轻型挡墙、连续刚构桥、斜拉桥、跨径大于 150m 的钢梁或大于 120m 的梁式桥及拱桥等,均未包含在本规范内。

由于缺乏 9 度以上近场地震的资料、数据和实践经验,如何保证构筑物的经济与安全尚待研究,故抗震设防烈度大于 9 度地区的构筑物抗震设计,仍未列入规范。

06 规范适用的铁路等级为新建、改建标准轨距客货共线 I、II 级铁路,为适应高速铁路、客运专线(含城际铁路)的建设需求,本次局部修订将其纳入规范。

1.0.3、1.0.4 目前,国家现行有关技术标准尚未完全统一,本规范仍保留“抗震设防烈度”的概念,在一般情况下,抗震设计验算可直接采用国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001 规定的地震动参数。对做过专门地震研究的地区,可采用抗震设防区划提供的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设计。当涉及地基处理、构造措施或其他防震减灾措施时,抗震设防烈度可根

据地震动峰值加速度值按国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001 附录 D 规定的地震基本烈度值确定或按本规范表 3.0.2 进行换算。

关于抗震设防区划和抗震设防烈度的审批权限,由国家有关主管部门规定。

综合考虑经济、安全、修复的难易程度及工程在路网中的影响等因素,对特别重要的铁路工程,规定对其场地所在位置应进行地震安全性评价。特别重要的铁路工程包括:越江隧道、海底隧道或水深大于 20m、墩高大于 80m、跨度大于 150m 及其他技术复杂、修复困难的铁路桥梁。

1.0.5 本规范执行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001,根据《中国地震动参数区划图》中规定的工程所在地区地震动峰值加速度值 A_g ,对不同水准的地震动峰值加速度取值定义如下:

多遇地震:地震动峰值加速度取 $0.33A_g$;

设计地震:地震动峰值加速度取 $1.0A_g$;

罕遇地震:地震动峰值加速度取 $2.1A_g$ 。

3 抗震设计的基本要求

3.0.1 为确保构筑物在地震作用下的安全性,并防止地震时构筑物发生毁灭性的损伤,避免构筑物使用功能低下,本条规定了铁路工程应达到的三个抗震性能要求,在抗震设计时,应根据不同的地震动水准,并结合其在路网中的重要程度,选取不同的性能要求,作为铁路工程的抗震设防目标。构筑物在不同性能要求下的工作状态及受损程度分述为:

性能要求Ⅰ:构筑物处于正常使用状态,从抗震分析角度,结构可视为弹性体系,在预期的地震动作用下,构筑物一般不受损坏或轻微损坏,但不中断行车。

性能要求Ⅱ:结构进入非弹性工作阶段,结构的非弹性变形或结构体系的损坏应控制在可修复的范围,在预期的地震动作用下,构筑物不致产生大的破坏(大的破坏如路基崩塌或滑动、挡土墙倒塌、桥梁坠落、墩台折断、隧道错动等),经修补后可限速通车。

性能要求Ⅲ:结构进入弹塑性工作阶段,结构发生较大的非弹性变形,但应控制在规定的范围内,在预期的地震动作用下,构筑物可能产生较大破坏,但不出现整体倒塌,经抢修后可限速通车。

3.0.1A、3.0.1B 从我国目前的具体情况出发,考虑到铁路工程的重要性和震后修复的困难程度,本着确保重点和节约投资的原则,将不同工程给予不同的抗震安全度。具体来讲,将桥梁工程分为 A、B、C、D 四个抗震设防类别,将路基工程分为 C、D 两个抗震设防类别,将隧道工程分为 A、C、D 三个抗震设防类别,并按抗震设防类别确定不同的设防标准和设防目标。

3.0.2 本条引入了“地震动峰值加速度”和“地震动反应谱特征周期”,与新修订的国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—

2001 相对应。

由于国家现行有关技术标准尚未完全统一,规范给出了“地震动峰值加速度”与“抗震设防烈度”的对应关系表。

3.0.3 本条规定了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。

对路基、挡土墙、桥台、隧道等铁路工程,由于目前对其振动特性还缺乏认识,仍采用静力法,按设计地震验算其强度和稳定性,并采取相应的抗震措施,以抗震性能要求Ⅱ为设防目标。

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,以抗震性能要求Ⅰ为设防目标;设计地震时,结构超过弹性反应,验算桥梁上、下部结构连接构造(如支座、伸缩缝、抗震挡块、限位装置等)的安全,同时按宏观震害经验采取抗震措施,以抗震性能要求Ⅱ为设防目标;罕遇地震时,结构呈塑性反应,对钢筋混凝土桥墩,计入塑性变形的耗能影响,做延性设计,以抗震性能要求Ⅲ为设防目标。

抗震措施是在总结国内外铁路路基、挡土墙、桥梁、隧道等构筑物震害经验,并对它们在地震中暴露出来的薄弱环节进行研究的基础上提出来的,通过对这些薄弱环节采取抗震措施,以提高整个构筑物的抗震能力。构筑物部分结构遭受震害并不意味着整个构筑物在地震作用下,强度和稳定性都不够,只是在薄弱环节上首先发生破坏,导致构筑物产生震害。1964 年日本新泻地震,砂土地基液化,使一座四层住宅倾斜 82° ,构筑物未破坏,这一构筑物如在地基及基础的设计上采用抗震措施就可免于倾倒。对地震时挡土墙的滑动、桥墩台在施工缝处断裂、梁部坠落等,相应的在基底采取抗滑措施,对混凝土工作缝予以适当加强,对支座部位采取防止落梁的措施等,就会提高这些构筑物的抗震能力,花较少的费用,就可以取得一定的抗震效果。

3.0.4 根据我国唐山、海城、邢台等地震的宏观经验,对铁路工程

的破坏主要来自水平地震作用,在唐山地震极震区也是如此。因此,在抗震设计中,一般情况下只考虑水平地震的作用。

3.0.5 线路在设防烈度较低和对抗震有利的地段通过,这对保证运输畅通,降低设防费用都有很大的作用。1970年云南通海和1974年昭通地震,有的公路在抗震不利地段通过,地震后产生严重的崩塌、滑坡,已不是局部工程加强的抗震设计所能解决的问题,只有改移线路,才能取得抗震效果。所以,本规范把选线作为抗震设计的首要问题。铁路工程在有利的建筑场地上,就会取得一定的抗震效果,有时并不需大量增加工程投资。

其次,选择合理的设计方案和结构型式,也可取得一定的抗震效果。例如,以隧道代替深堑,以桥或挡土墙代替陡坡填方,以涵洞代替小桥,桥梁采用等跨布置,隧道尽量避免浅埋偏压地段,挡土墙尽量少用高大的方案等。

施工质量的好坏,对抗震性能影响很大,震害经验表明,未经抗震设计而施工质量良好的构筑物,也可以经受强震的检验。例如,1970年通海地震,曲江 3-12m 石拱桥,施工质量较好,建筑在基岩上,经受住了 10 度地震的考验。反之,1975 年辽宁海城地震,海城镁矿专用线工程处桥,在 9 度地震区,石砌桥墩,砂浆灰缝不饱满,地震时墩身在灰缝处断裂。

国内外多次地震经验证明,只要构筑物能做到:场地有利,结构合理,整体性强,施工质量良好,一般均能提高构筑物抗震能力。这些是地震区的基本经验,故作为一般性原则规定,以引起抗震设计者的重视。

3.0.6 跨越铁路的构筑物若发生落梁、倒塌等震害,将堵塞铁路,影响行车,因此规定跨越铁路的构筑物,应按不低于该处铁路工程的抗震设防要求进行抗震设计。

4 场地和地基

4.0.1 本条执行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001,场地类别划分为四类,对场地土类型划分进行了相应改动。场地土类型是将地基土按其刚度划分的。构筑物所在场地的类别是按其地震效应划分的。多层土场地的地震效应主要取决于土层剪切波速随深度的变化规律和土层厚度或基岩埋深。场地土分类大多以岩土性质描述为主,也有一些规范考虑土层厚度和层位以及剪切波速综合进行分类;对场地分类的规定,有些国家考虑土层厚度和刚度。考虑场地条件对设计地震动参数的影响,其中考虑土质条件对反应谱长周期影响占多数。在研究各种因素对地面运动反应谱的影响时,强震观测的结果无疑是最重要的资料。但为了分析多层土在各种地震波作用下地面运动反应谱的变化规律,单靠观测资料就显得不够了。直接输入地震波的理论计算工作能够弥补这方面的不足。近年来有关场地因素分析中,用地基土的剪切波速作为地震动力性质评价,在工程应用中占有重要地位,规定采用计算深度内土层的剪切波速值作为评定场地类别的物理指标。根据实测土层剪切波速计算等效剪切波速 V_{se} 评定的场地类别,与宏观震害现象趋势一致,见表 1。

软弱土的 V_s 值采用小于或等于 150m/s 是参照国内外场地土各土层的剪切波速值。而表 4.0.1-2 的 IV 类场地 V_{se} 为小于 150m/s,是指该场地范围内多层不同的场地土的等效剪切波速值。对于 A 类、B 类桥梁的多层土场地,规定应采用现场实测剪切波速进行评定。其他桥梁如无土层波速实测资料,可按本规范附录 A 选用。

表 1 土层剪切波速 V_s (m/s)

地点	土层	h_i (m)	V_{si} (m/s)	V_{sc} (m/s)	地点	土层	h_i (m)	V_{si} (m/s)	V_{sc} (m/s)	地点	土层	h_i (m)	V_{si} (m/s)	V_{sc} (m/s)
北京某 高层建筑 (深 25m)	黏土	10	206		上海金 山地区 (深 27m)	轻亚黏土	3	110		上海中 山北路 (深 25m)	轻亚黏土	6	103	
	轻亚黏土	2	239			黏土	10	135			轻亚黏土	7	123	
	细砂	3	292	238		亚砂土	6	180	150		亚黏土	5	139	132
	细砂	3	245			亚黏土	3	150			亚黏土	4	159	
	细砂	7	273			硬亚黏土	4	215			硬亚黏土	3	218	
天津 和平区 (深 27.5m)	淤泥质亚黏土	4.2	120		天津 南开区 (深 24m)	黏土	3.8	180		某王 滩厂址 (深 29m)	细砂	5	133	
	粉砂	4.3	140			粉砂	5.7	350			轻亚黏土	4	78	
	砂黏土	9.3	140	160		淤泥质亚黏土	4.3	80	190		亚黏土	4	127	161
	粉砂	6.5	380			砂黏土	3.1	150			细砂	8	250	
	砂粉土	3.2	140			粉细砂	7.1	500			细砂	8	293	
京山线永 定新河桥 (深 20m)	砂黏土	5	115		南堡线 陡河桥 (深 20m)	砂黏土	2	68		唐遵线陡 河桥唐台 (深 20m)	粉砂夹砂黏土	2	120	
	淤泥质砂黏土	3.3	99			砂黏土	4	93			中砂	5	163	
	淤泥质黏砂土	5.7	160	144		砂黏土	3	124	126		砂黏土	4	175	176
	粉砂	3	214			黏土	3	149			细砂	5	191	
	砂黏土	3	233			砂黏土	8	189			砂黏土	4	229	
下辽河 平原某处 (深 28m)	砂黏土	4	108		营口锻 压机床厂 (深 15m)	黏土	3	141		日本昭 和大桥 (深 20.5m)	饱和液化砂土	2.5	150	
	砂黏土	8	222			轻亚黏土	2	127			饱和非液化砂土	4	190	198
	砂黏土	4	235	214		轻亚黏土	3	100	132		饱和非液化砂土	8	220	
	黏砂土	4	239			粉砂夹砂黏土	5	140			饱和非液化砂土	8	220	
	粉砂土	8	333			粉砂轻亚黏土	2	180			饱和非液化砂土	5	220	

4.0.2、4.0.3 判定饱和砂土、饱和黏砂土受震液化的方法,是根据新中国成立以后几次大地震,特别是海城地震和唐山地震,通过对地震区可能液化的土层液化情况作了统计分析。同时也借鉴了国外所取得的研究成果和经验得出的。

1 关于初步判别条件。

唐山地震区砂土液化的宏观调查表明,唐山市及其以西地区地震烈度很高(8~11度),除了在河漫滩、冲积阶地、古河道、古沟坑等新近沉积地层有宏观液化现象外,没有发现该地区上更新统的滦河沉积砂层有宏观液化现象。认为晚更新统不仅密度大,而且具有较为牢固的结构,所以把上更新统或更早的饱和砂层作为不液化土层。

室内试验说明:土的抗液化强度是随着黏粒含量的增加而提高的。海城、唐山地震区的黏砂土和塑性指数小于或等于10的砂黏土(粉土)液化实例的现场勘察资料亦表明,当黏粒含量达到一定数值后,就很少发现液化。因此,当7、8、9度地震区的黏砂土和塑性指数小于或等于10的砂黏土(粉土)的黏粒含量分别不少于10%、13%和16%时(见图1),可判为非液化土层。需要注意的是:黏粒含量必须严格遵照操作规程,采用六偏磷酸钠作分散剂进行测定,如用氨水作分散剂或其他颗粒分析方法,则应通过相应的关系进行换算。

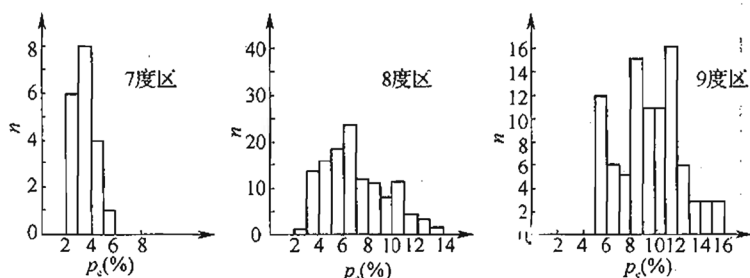


图1 7~9度地震区液化场地黏粒含量 p_c 的频数分布

本规范图 4.0.3 中,利用上覆非液化土厚度 d_u (m)、地下水位深度 d_w (m)进行液化初判的界限值,是根据唐山、海城及日本新潟地震区的调查结果(图 2~图 4),并考虑一定的安全系数确定的。调查表明,当地下水位较深,或地表有较厚的非液化覆盖层时,即使下覆可能液化的土层发生液化,由于上覆有效压力 σ_0' 比较大,可以抑制液化的砂土、黏砂土(粉土)喷出地面,地基也不会因此而产生大量的下沉或不均匀沉降。因此,对基础埋深不超过 2m 的构筑物来说,这样的地基,当满足规范中图 4.0.3 规定的要求时,可以不考虑液化的影响。

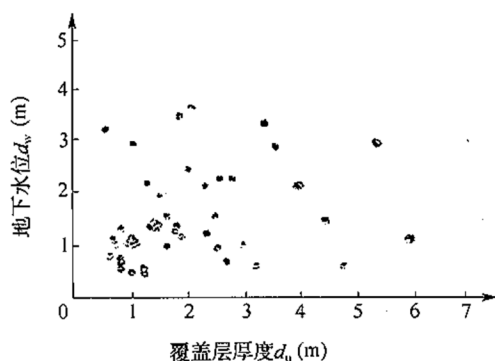


图 2 唐山地震区液化场地的 d_w 、 d_u 散点图

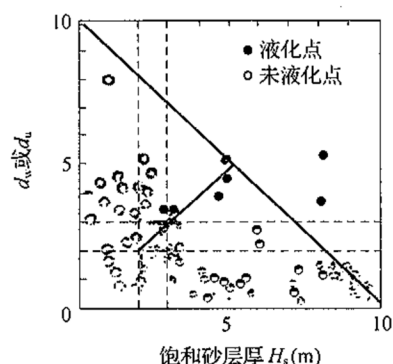


图 3 日本新潟地震区调查结果

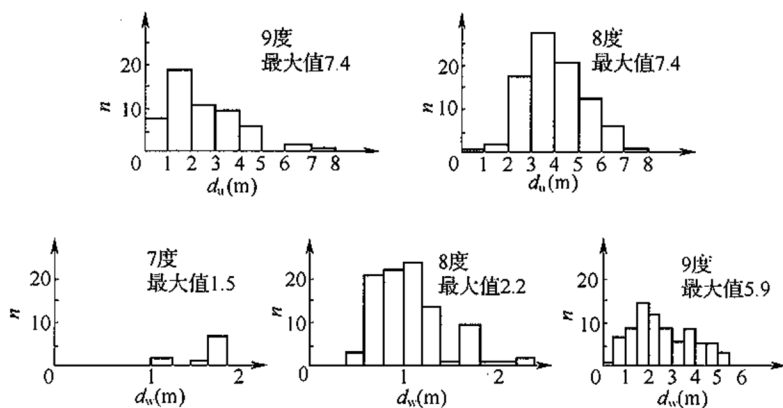


图4 海城地震区液化场地的 d_u 、 d_w 频数分布图

2 关于工程地质综合分析。

影响可能液化的土层液化的因素多,而且很复杂,地震荷载是产生液化的主要外因,震动强度越大,震动时间越长,越易产生液化;地质条件对液化的影响有着密切的关系。如:

1) 颗粒组成。从我国海城、唐山、通海、渤海、邢台、巴楚,日本新潟、南海,美国阿拉斯加等几个地区强震时,受震液化土的粒径分析资料来看,可能液化的土粒度的最大范围见表2。

表2 7~9度可能液化的土层和粒度指标

设防烈度	平均粒径 D_{50} (mm)	不均匀系数 C_u	分类范围
7	0.021~0.22	1.3~4.0	粉土—粉砂—细砂
8	0.020~0.47	1.6~6.8	砂黏土—粉土—粉砂—细砂—中砂
6	0.015~1.08	1.25~9.0	砂黏土—粉土—粉砂—细砂—中砂—粗砂
7~9	0.015~1.08	1.25~9.0	砂黏土—粉土—粉砂—细砂—中砂—粗砂

可见,地震时可能液化的土层范围很广,且随着烈度增高向粗细两端扩大。国内的资料说明,最易液化的平均粒径为 0.05~

0.15mm,大致相当于粉砂和细砂;稍大于或小于此平均粒径的中砂和粉土,也较易液化。日本岸田英明通过浓尾等地震的研究,认为可能液化的砂土的平均粒径,在 0.075~0.24mm 之间。美国赛德、费顿等人于实验室内,求得平均粒径在 0.07~0.15mm 之间的饱和砂土动力强度最低。

2)密实程度。密实程度是判定可否发生地震液化的重要条件,抗液化强度随着相对密度的增加而提高。土的密度越高越不易液化,已为许多宏观现象所证实。根据 1975 年海城地震的标贯试验结果,按 Gibbs—Holtz 等人的资料,换算为相对密度 D_r 百分比,见表 3。

表 3 设防烈度 7、8、9 度区的土的相对密度(%)

工 点	深度(m)	7 度	8 度	9 度
三岔河特大桥	2.5~20	55~58	67~72	80~90
辽化主厂区	4.0~20	52~55	64~67	77~85
双台子河大桥	2.0~20	54~57	66~70	78~89
辽化触煤区	4.0~20	55~57	67~70	82~88
辽化机修区	4.0~14	56~57	68~70	82~86
双台子河闸	4.0~20	54~58	67~71	80~89
变动范围	2.0~20	52~58	64~71	77~89
平均值		55	68	84
推荐的界限		60	70	80

3)土壤结构。近年来,国内外对砂土液化的研究试验和宏观现象表明,土壤结构特性对液化的影响,并不亚于密度、固结压力等主要因素。从宏观现象来看,年代老的饱和砂层,通常比新近沉积的难以液化。在物理指标相差不大的情况下,标贯击数却相差很大,主要反映了土壤结构等其他影响。天津市区黏砂土和塑性

指数小于或等于 10 的砂黏土(粉土),沉积年代稍久的土质结构性强,未液化;沉积年代新,结构松散,抗液化强度低,就液化。从试验室内的试件发现,固结时间越长,使试件结构更趋稳定,其抗液化强度会明显提高,在长期固结压力下,土粒接触可能出现胶结力的作用。原状与扰动黏砂土液化特性的差别,可能与黏粒所起的作用有关,主要表现在黏聚力的变化。

4)自重应力状态。自重应力状态是受地表荷载作用的应力状态(实验室试验的初始应力状态)。宏观震害表明,饱和砂层上的有效压力,有很好的稳定作用。一般是砂层埋藏越深越不易液化。1966 年邢台地震,河北滏阳河及其他河流附近的村庄,为了防洪,地面高度都比四周农田地面高出约 2m,这些村庄绝大多数没有出现喷冒现象和造成震害。1975 年海城地震,盘锦新共农场坨子里是一块岗地,比周围高出 1~2m,四周喷水冒砂,岗地未见喷冒现象。实验室内初始有效固结压力,能提高砂土试件抗液化强度的作用。

一般新近沉积的河流冲积平原,特别是洼地、河流的泛滥地带、河漫滩、古河道、滨海地带,多为饱和松散的粉、细砂,粉土沉积地带,故多为地震时发生液化现象。靠近河岸、水库等地形起伏悬殊,高差较大的情况下,当地基发生液化时,会产生滑坡。接近地表的承压力,当隔水顶板受震开裂时,对可能液化的土层有促进液化作用等等。诸如此类的地质因素,目前,尚没有办法具体反映到液化土的判定方法中去。

总之,液化是一种很复杂的物理现象,对液化机理,尚未获得深入的研究了解,必须对一些复杂情况和影响因素进行深入研究。

3 关于液化深度。

从 1975 年海城地震液化砂土的宏观调查对比结果和 1976 年唐山地震砂土液化现场勘察资料计算分析数据汇总看得出来:在 7 度地区,除个别情况外,液化深度 12~15m;在 8 度区液化深度不超过 18m;在 9 度区,液化深度有的可达 20m。规定 7 度区,液

化深度为地面以下 15m;8 度和 9 度区,液化深度不大于 20m。下面的几个事例,对液化深度问题,有参考价值。如 1975 年海城地震时,施工中的 7 度区,盘锦辽河化肥厂主厂区的散装仓库地基,桩尖打到地下深达 15m,从混凝土的桩心射水孔喷出了细砂,根据地质资料,这个深度正是这种细砂。另一处,是盘锦地区赵圈河附近一油井,地震后,发现地下 7~11m 深处套管有显著弯曲变形。又如 1976 年唐山地震时,在砂土液化区,大多数灌溉机井的混凝土井筒的接头,一般都在地下 5~20m 处错开,井筒被砂淤塞。这些资料说明,地震时,饱和砂土层最大液化深度可达到 20m。

4.0.4 各国抗震设计规范一般都考虑用地震荷载进行地基抗震强度验算时,提高地基土的容许承载力,提高其百分比主要取决于地震荷载作用下采用的安全系数,它是根据地震作用的偶然性和短暂性以及工程的经济造价确定的。鉴于地震荷载是特殊荷载,在保证地震作用的强度要求情况下,本着在地震作用下不致发生超过允许变形为原则,适当降低安全系数。参考国内外资料,如以地基总变形达到一定值作为破坏标准,则在地震短暂荷载作用下,稳定土的动强度较静强度时要高,但土越软,动强度与静强度之比(以比值表示其大小)越低,甚至可能小于 1。唐山地震后,根据交通部塘沽地区软土的试验,其动强度指标与静强度指标基本一致,中国建筑科学研究院地基所在新河地区软土的试验,动强度略低于静强度。国外,西特等人对黏性土的动强度做过多次试验研究,得到的压实黏性土,其动、静强度比值约为 1.0~1.2,而灵敏软黏性土比值约为 0.8~1.0。因此,本规范规定 $100\text{kPa} < \sigma_0 \leq 150\text{kPa}$ 的土容许承载力修正系数为 1.20,其中不包括液化、软土、人工弃填土等。机械工业部第六设计研究院的研究,认为软土和新近沉积黏性土可取值 0.85。

国内外抗震规范中岩石抗震容许承载力大都在静力容许承载力的基础上,采用 1.50 的修正系数。但是岩石的风化程度对动、静强度影响较大,故考虑未风化至风化颇重的硬质岩石和未风化、

风化轻微的软质岩,地基的岩体强度大,一般承载力的储备量也大,规定修正系数 1.50。

砂类土、碎石类土与颗粒大小、级配和密实度有密切关系,一般黏性土、老黏性土,由于土的年代、成因不同,其液性指数、孔隙比差别较大,以及岩石风化严重或风化极严重的岩性不同,承载力变化较大,这些地基岩石和土的容许承载力提高的百分比,应根据表 4.0.4 区别不同情况,修正系数采用 1.30 或 1.40。

一些抗震规范在进行桩基竖向承载力抗震验算时,规定单桩的地基容许承载力可以提高,本规范规定柱桩的地基容许承载力,修正系数可采用 1.50;摩擦桩的地基容许承载力,根据土的性质不同,修正系数可采用 1.20~1.40。

考虑地震荷载,构筑物在重力作用下,地基土的容许承载力修正系数是一个需要研究的复杂课题。上述规定还不够详细,很难完全适合地基土的实际复杂情况,有待今后逐步研究改进。

4.0.5 液化土层以下的土层承载力,从我国经验来看,海城、唐山地震中,穿过液化土层伸入非液化土层足够深度的桩基,抗震性能是好的,所以对该土层的容许承载力,可以按第 4.0.4 条提高;而液化土层以上的非液化土层,由于地震引起孔隙水压上升,沿桩身喷冒或桩与土间出现裂缝,使其摩擦力降低,故规定其容许承载力不予提高。

5 线 路

5.0.1~5.0.7 高烈度地震区铁路,由地震引起的震害主要反映在两个方面:第一,是由于地震作用造成地面破坏所导致的各种工程破坏,这种破坏与场地所在地区的不良地质因素有关,如斜坡的失稳、山坡的变形、地基土饱和砂土液化等,这种震害是间接的,以合理选线或采取必要的抗震措施来解决。第二,是直接由地震的振动作用造成工程上的破坏,在这种破坏中,由于场地的地质条件不同,其地震反应各有差异,作用于构筑物上的地震力就不同,引起的破坏程度也不同。在抗震设计中,对不同的场地应分别采用不同的地震荷载。

为此,强调加强地震区铁路工程地质勘测工作,划分出对铁路建筑抗震有利或不利地段。本着以预防为主的原则,在铁路选线中,应将线路选定在对抗震有利的地段,绕避不利地段。当绕避有困难时,应采取相应的有效措施,或采用比较耐震的构筑物通过不利地段。

断裂带是地震构造上的薄弱环节,浅源大地震多与断裂活动有关,特别是全新世以来经常活动的深大断裂,一般与当地的地震活动性有密切关系。在发生地震断裂带附近,地表可能产生的新错动,使构筑物遭受较大破坏,在地震设计中很难处理。国家地震局兰州地震研究所根据 1668~1964 年约 300 年的历史地震,可查的至少有 15 次强震发生了地震断裂。从统计关系说明:如果发生震级 $M \geq 8$ 级时,出现地震断裂的可能性为 100%;7 级 $\leq M < 8$ 级时,其可能性为 36%; $M < 7$ 级时,这种可能性就不存在了。国家工程地质规范编写组根据统计一百年以来世界大地震的记录,其中共有 80 多次地震断裂的实例,它们的震中烈度都在 8 度以上。

新中国成立以后的几次强烈地震出现的地震断裂情况见表4。日本的资料认为,当 $M \geq 7.4$ 级时,地震断裂必然出现;7级 $\leq M < 7.4$ 级时,出现概率为60%; $M < 7$ 级时,出现概率为0。美国的统计资料表明,在陆地15次 $M > 6$ 级的地震中有10次出现了地震断裂。

表4 地震出现的地震断裂

名称	日期	地震参数			地震断裂				当地主要 断裂走向
		震级	震中 烈度	震源深 (km)	走向	性质	长度 (m)	单条宽度 (m)	
河源	1962.3.19	6.4	8	5	NE NW		0.2~0.3	0.1~10	NE
东川	1966.2.5	6.5	9	5	NNW	张右旋	15	100	NNW
邢台	1966.3.8	6.8	9	10	NNE		30		NNE
通海	1970.1.5	7.7	10	10	NWW	压右旋	60		NWW
炉霍	1973.2.6	7.9	10	17	NWW	压左旋	90	12~50	NWW
海城	1975.2.4	7.3	9	12	NWW	张左旋	80	30、 带宽6.5	NNE
唐山	1976.7.28	7.8	11	13~15	NE	张右旋	10		NE

在地震区,桥梁遭受破坏,主要是因基底土质条件的不利所造成。1975年海城地震,沟海铁路位于退海平原,地基为饱和的粉、细砂,仅遭受7度地震,由于地基液化,桥梁和路基震害严重。大中桥墩台都程度不同地向河心滑移,最严重的三岔河特大桥,在河滩与主槽交界处的第15号墩身倾斜,墩顶向河心偏移33cm,险些发生落梁事故。1976年唐山地震,桥台向河心滑移的震害更为普遍。京山铁路永定新河桥和蓟运河桥,分别在7度、9度范围,因地基是淤泥质黏土、砂黏土和黏砂土,以及粉、细砂夹层,均遭受到了严重破坏。因此,桥渡位置应选在良好的地基和稳定的河岸地

段。如必须在稳定性差的软弱场地土河段通过时,采用桥渡中线与河流正交,即使产生河岸滑移,影响也较小;若采用斜交,地震时产生河岸向河心滑移,会使桥梁随之发生错动或扭转,全桥遭到破坏,中断行车。在液化土和软土等松软地区,以低路堤通过时,即使遭受破坏,由于土方量小,也易于抢修。

较厚的松散的山坡堆积层,对抗震不利。尤其在雨季,由于坡面水下渗而蓄积在岩石顶面,受震后,容易产生沿岩面滑动的大型堆积土滑坡。1974年昭通地震,蒿芝坝大滑坡,严重地阻塞了交通,而且抢修十分困难。

在地质和地形两个不利因素的综合作用下,往往使震害加重。例如1970年通海地震,俞家河坎大型滑坡,使村庄滑移了大约100m,就是由于山区沟谷口是洪积扇地形,洪积层底部为饱和粉、细砂和砂黏土,受震后,饱和的粉、细砂层液化,引起顺山坡向下滑移的结果。

严重的泥石流发育地区,在地震后,往往会造成泥石流恶化,或地震产生滑坡、崖崩等现象,后转为泥石流而造成严重灾害。1920年海原地震,在259km²范围内,发生巨大泥石流、滑坡,造成山川移动。

新构造运动比较剧烈的地区,沟谷下切很深,形成V形深谷,两侧悬崖陡壁,加上构造不利等因素的影响,地震时,易于产生崩塌、滑坡等现象。如云南昭通地区上升运动明显,深谷悬崖地形很多。1974年地震后,发生了老虎口大滑坡、手扒岩大滑坡、崩塌等,有的严重破坏了公路,对此类震害,采取抗震措施是很困难的。

隧道工程一般很少因地震遭受破坏,是一种对抗震较为有利的构筑物,悬崖、陡壁的不利地段,选用隧道通过,对抗震有利。但在主要活动断裂带,地震时,由于断层的显著位移,往往使穿经断层的隧道,遭受一定程度的破坏。例如,美国加利福尼亚州南太平洋铁路3~6号隧道,其洞身都穿过活动断层带,1952年克恩郡地震,在地层裂缝处,洞身都产生错移;日本丹那隧道的超前排水隧

洞经过活动断层,1930年地震后,由于断层错动,使隧洞洞身横向错开2.28m之多,致使隧洞废弃。深路堑在此种情况下,也往往会造成大量崩塌,难以修复。故强调线路难以避开主要活动断裂带时,应选择其窄处通过,尽量避免修筑隧道和深堑工程。

根据汶川地震震害调研,补充以下内容:位于高烈度地震区的山区铁路,在震后容易产生滑坡、泥石流、堰塞湖等不良地质灾害,严重影响快速抢修及抗震救援,因此补充“线路选线时应综合考虑地震次生灾害的影响”的内容;考虑到傍山隧道在强地震山区容易造成大面积的震害,给抢修带来困难,补充了“高烈度地震区不宜设傍山短隧道群”的内容;由于高桥在强地震区容易产生危害,不利于线路的抢修,因此补充“高烈度地震区应控制桥梁高度,采用简单的结构形式通过”的内容。

5.0.8 考虑无砟轨道结构震后修复较困难,且投资较大,加之当前对地震区无砟轨道的抗震设计缺乏充分研究,故本次局部修订仅提出“高烈度地震区的轨道设计宜采用有砟轨道;若采用无砟轨道时,应选择容易养护、维修的无砟轨道结构”的原则性要求。

6 路 基

6.1 抗震强度和稳定性验算

6.1.1 根据宏观震害调查结合抗震稳定验算资料的综合分析,由于地震作用是一种特殊荷载,发生强震的几率很小;考虑铁路等级、构筑物的重要性及修复难易程度等因素,采取区别对待,并本着抗震工作以预防为主和保证重点的原则,确定路基和挡土墙抗震强度和稳定性的验算范围(见本规范表 6.1.1-1 及表 6.1.1-2)。

1 路基抗震稳定性验算范围的确定:

路堤震害主要取决于所处的工程地质及水文地质条件、路堤高度和填料的性质、地震强度等因素的影响。

1)宏观震害表明,在地下水位较深地段的岩石和非液化土、非软土地基上,用粉质黏土、碎石类土填筑的路堤,其抗震稳定性较好,7 度地震无震害;8 度和 9 度地震即使比较高的路堤,一般也很少遭受破坏,见表 5。我国 5.12 汶川地震发生后有关部门对位于震区附近的广岳铁路、宝成铁路、成灌铁路等线的现场调查也表明,填方路基一般稳定性较好,基本未出现大的失稳现象。

表 5 铁路路堤基本无震害实例

地震区	工程位置	路堤高度 (m)	地震烈度 (度)	地基土	填料	附注
东川	东川铁路深沟至洗马塘	16	8	砂砾	砾砂	
邢台	石太铁路 K32+700	12	7~8	粉质黏土	粉质黏土	未见地下水
海城	大石桥镁矿专用线 K5+750~K6+550	11	9	岩石及 土质地基	粉土 夹碎石	未见地下水
唐山	京山铁路滦河特大桥京瑞	15	8	岩石	黏性土	未见地下水

2)路堤稳定验算。由于我国幅员辽阔,各地区的土质和气候条件都不相同,我们选用铁道第一、二、三勘察设计院,在西北、西南、华北地区所做的路堤填料试验,和本规范编制组在1975年海城地震区,经受7度和9度地震基本无震害的路堤填土试验资料,选取其中具有代表性的七组土的物理力学试验数据,按不同的路堤高度及边坡坡度,计列车活载的影响进行抗震稳定性验算,其结果同宏观震害基本接近(见表6)。该表说明:

①1在地下水位较深地段的岩石和非液化土、非软土路基上,用一般黏性土填筑的路堤,具有一定的抗震稳定性,设防烈度为7、8、9度,边坡高度分别小于本规范表6.1.1-1时,可按现行行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001规定进行路堤设计;

②设防烈度为7、8、9度,边坡高度大于等于本规范表6.1.1-1时,为保护人民生命财产安全,确保国民经济大动脉的畅通,要求验算其抗震稳定性,并视验算结果采取放缓边坡、加筋等措施。

3)用巨粒土、粗粒土填筑的路堤,因砂土的颗粒间黏结性较小,抗变形的能力差,在地震作用下,特别是高烈度地震,路堤容易产生侧向变形,造成边坡溜塌等严重破坏。因此,对路堤验算高度控制较严,当边坡高度大于本规范表6.1.1-1时,除采取抗震措施外,本规范要求验算稳定性以策安全。

4)浸水路堤验算高度的规定,系根据宏观震害结合验算资料确定。1966年东川地震区,东川铁路支线洗马塘附近浸水路堤,堤高6.2m,水深1.5~2.0m,地基为圆砾土和卵石土,就地取土填筑,位于8度地震区,路堤产生下沉和纵向开裂,裂缝宽度10~40cm。经验算无震时路堤稳定系数 $K=1.24$,9度地震路堤稳定系数 $K=1.05$ 。由于浸水路堤经常处在对抗震不利的状态,修复亦较困难,故除采取抗震措施外,本规范要求验算稳定性以策安全。

表 6 路堤边坡稳定性验算结果汇总表

边坡高度 (m)	验算采用边坡坡度	稳定系数 设计烈度 (度)	填料指标	$\gamma=17.2\text{kN/m}^3$ $C_s=20\text{kPa}$ $\phi=20^\circ$	$\gamma=19\text{kN/m}^3$ $C_s=24.6\text{kPa}$ $\phi=21.4^\circ$	$\gamma=16\text{kN/m}^3$ $C_s=24.6\text{kPa}$ $\phi=20^\circ$	$\gamma=19\text{kN/m}^3$ $C_s=33\text{kPa}$ $\phi=16^\circ$	$\gamma=18.5\text{kN/m}^3$ $C_s=10\text{kPa}$ $\phi=27^\circ$	$\gamma=18.5\text{kN/m}^3$ $C_s=15\text{kPa}$ $\phi=23.5^\circ$	$\gamma=18.5\text{kN/m}^3$ $C_s=20\text{kPa}$ $\phi=20^\circ$	附注
12	0~8m 采用 1:1.5 大于 8m 采用 1:1.75	9		1.090	1.110	1.250	1.212	1.064	1.086	1.097	
15	0~8m 采用 1:1.75 大于 8m 采用 1:2.0			1.110	1.139	1.254	1.185	1.107	1.094	1.079	边坡放缓一级
15	0~8m 采用 1:1.5 大于 8m 采用 1:1.75	9		1.111	1.135	1.263	1.202	1.089	1.085	1.078	
20	0~8m 采用 1:1.75 大于 8m 采用 1:2.0			1.128	1.166	1.190	1.250	1.174	1.141	1.100	边坡放缓一级
20	0~8m 采用 1:1.5 大于 8m 采用 1:1.75	7		1.080	1.114	1.216	1.138	1.103	1.081	1.054	

注:验算路堤稳定性时,地面按平坡计算。

2 路堑。

控制路堑边坡稳定的因素很多,应根据抗震设防类别、工程地质及水文地质条件、土的物理力学性质以及地震动峰值加速度等情况综合确定。地震区各种土质路堑边坡震害情况及规定说明如下:

1)土质路堑。根据宏观震害资料,在设防烈度为8度和9度地区,边坡高度小于10m时,非地震区路堑边坡一般能够满足抗震稳定的要求(见表7),可不作抗震设计。当路堑边坡高度大于10m时,建议放缓边坡或采取加固措施以满足抗震稳定的要求。考虑到铁路路堑工程受震破坏后修复较困难,而且土质情况复杂,需要进行抗震稳定验算确定。1966年邢台地震,石太铁路上安车站附近黄土路堑边坡度13~15m(一坡),经受7~8度地震,在边坡顶部普遍沿垂直节理裂缝掉块,均堆于侧沟平台上,个别地段掉入侧沟内。

2)碎石类土路堑。碎石类土路堑边坡抗震稳定程度,与土质结构的密实度、含水量和土层成因以及下卧基岩面的倾斜方向等条件有关。尤其是下部为基岩,上部为碎石类土由两种或两种以上不同土质组成的路堑边坡,对抗震不利,在边坡土层变化的接触面上地震反应较大,容易产生震害(见表7),设计、施工中宜结合边坡高度,确定边坡形状和坡值或采取加固措施。

3 挡土墙抗震强度和稳定性验算范围的确定:

从我国近年发生的大地震中,调查挡土墙高度多为5m左右,最高的是11.6m,宏观震害表明,浆砌片石挡土墙具有一定的抗震能力。在岩石及一般土质地基上,7度地震基本无震害;8度和9度地震时,有部分挡土墙发生变形或破坏,尤其是松软地基上挡土墙遭受震害严重,见表8。

我国5.12汶川地震后,广岳铁路出现几处路肩挡土墙坍塌,穿心店车站货场及通站公路场坪外侧由于边坡坍塌,造成长约150m路肩挡土墙垮塌,场坪下沉1~2m,后缘裂缝宽0.2~1m。

表 7 一般黏性土、碎石类土路堑边坡震害情况表

序号	地震区	工程位置	边坡土质名称	边坡高度 (m)	边坡坡度	地震烈度 (度)	震害类型	附 注
1	邢台	石太铁路 K30+280	黄土质粉质黏土 半坚硬	13	1:0.55	7~8	基本完好	堑顶外 2m 处有一裂缝, 缝宽 3~5cm, 长 10~30m
2		石太铁路 K30+498	黄土质粉质黏土 半坚硬	15	上部为 1:0.45	7~8	基本完好	边坡下部为干砌 及浆砌片石护坡
3		石太铁路 K32+700	黄土质粉质 黏土半坚硬	24~27	1:0.31	7	基本完好	坡脚处有 4m 高挡土墙
4	乌鲁木齐	乌奇公路 K22~K35	黄土	1~7	1:0.2~1:0.7	7	完好	
5		乌奇公路 K31~K35	黄土	10~20	1:0.2~1:0.7	7	完好	
6	海城	海城至新开岭公路	粉质 黏土半坚硬	8	下 1:0.1 上 1:0.47	8	基本完好	人工取土边坡
7		海城至新开岭公路	粉质 黏土半坚硬	6	1:0.27	8	完好	人工取土边坡
8		大石桥铁矿专用线 K10+800	碎石土	13	1:1.73	9	基本完好	边坡放缓
9	通海	晋元公路 K108+050	碎石土及块石土	8~10	1:0.9~1:1.2	9	完好	震后在雨季错落长度 25m
10	炉霍	川藏公路长 K320+100	碎石、卵石、砾石 粗砂夹 30% 黏性土	4~10	1:0.5	10	错落	错落深度 2~3m
11		川藏公路 K320+450	碎石、卵石、砾石 粗砂夹 30% 黏性土	7~8	1:0.5	10	错落	错落体滑入 鲜水河中
12		炉色公路 K5+400	松散卵砾石类土	4~10	1:0.3	8	错落	下错深度 1.5m

现场调查显示发生路肩挡土墙坍塌之处多为陡坡地段,初步分析表明主要原因是由于墙下地基基础坍塌失稳所致。铁路挡土墙的抗震稳定性验算包括挡土墙本身与地基两部分,因而要重视位于斜坡上挡土墙墙趾以下边坡的稳定验算,除挡土墙本身的稳定检算外,应保证斜坡的整体稳定。

表 8 铁路浆砌片石挡土墙震害情况

地震区	工程位置	挡土墙类型	墙高 (m)	地震烈度 (度)	震害程度	附 注
通海 (1970)	蒙宝铁路(米轨) K105	浸水路堤墙	5~11.6	7	完好	岩石地基
通海 (1970)	蒙宝铁路(米轨) K105	路肩墙	6.1	7	完好	岩石地基
海城 (1975)	长大铁路 K228+800	护基墙	3	8	基本完好	
海城 (1975)	长大铁路 K240+380	护岸墙	2.65	9	基本完好	碎(卵)石土地基
海城 (1975)	海城镁矿专用铁路	路堑墙	5~6	9	基本完好	岩石地基 砂浆标号低
海城 (1975)	海城镁矿专用铁路	路堑墙	5~7	9	损坏	墙身外鼓墙顶局部掉块岩石地基
唐山 (1976)	南堡专用铁路 K7+750	站台墙	2	8	倒塌	地基液化
唐山 (1976)	南堡专用铁路 K11+740	护岸墙	3	8	损坏	软弱地基

根据宏观震害资料,对单、双线铁路挡土墙的抗震强度和稳定性进行验算,验算时计列车载荷的影响,水平地震作用修正系数 $\eta = 0.25$ 。在一般稳定土质地基上,验算结果列于表 9。

表 9 7 度区单、双线铁路挡土墙稳定分析

稳定系数 填土的内摩擦角 工程项目	35°		45°		线别
	K_c	K_0	K_c	K_0	
路肩墙 $H=5m$	1.13	1.52	1.05	1.45	单线铁路
路肩墙 $H=8m$	1.21	1.16	1.11	1.30	
路肩墙 $H=10m$	1.17	1.19	1.07	1.22	
路肩墙 $H=12m$	1.12	1.27	1.23	1.28	
路堤墙 $H=12m$ $h=4m$	1.37	1.40	1.09	1.39	
路肩墙 $H=8m$	1.25	1.38	—	—	双线铁路
路肩墙 $H=10m$	1.28	1.43	1.69	1.26	
路肩墙 $H=12m$	1.36	1.54	1.68	1.33	
路堤墙 $H=10m$ $h=4m$	1.26	1.46	—	—	

注:1 K_c 为抗滑动安全系数; K_0 为抗倾覆稳定安全系数。

2 单线路堤墙 $H=12m$ 及双线挡土墙均受基底应力控制。

从表 9 看出,挡土墙标准图设计墙身断面强度可满足 7 度的抗震要求,设防烈度为 8 度时,需要进行抗震设计,这和宏观震害情况基本一致。

本次修订路基工程适用范围涵盖高速铁路及客运专线(含城际铁路)。按照铁道部“关于发布客运专线加强抗震设计技术要求的通知”(铁建设[2006]338 号)的有关精神及抗震设防类别划分,对路基工程抗震强度和抗震稳定性的验算范围进行了修订。

6.1.2 目前各国对路基、挡土墙的自振特性研究很少,仍采用静力法计算地震作用。

静力法是将构筑物视为刚性体,各点的水平地震加速度与地面相同,土的力学指标采用静力状态试验值。这是一种较粗略的计算方法。

验算路基和挡土墙的抗震强度和稳定性时,铁路由于运量大一般行车密度高,列车活载与强震同时作用的机遇存在,在验算中考虑地震与列车活载同时作用的组合。

地震力与设计洪水位同时发生的机遇很小,因此,验算浸水挡土墙和水库地区浸水路堤,以及滨河地区浸水路堤,可只考虑常水位的水压力及浮力。

6.1.3

1 路堤验算的范围应包括路堤本身与地基两部分。国内外大地震震害表明,路堤破坏大部分是在液化地基和软土上发生的,因此,路堤稳定计算应该包括地基。

从理论与震害实例证明,水平方向的地面振动加速度对构筑物的破坏起着主导作用,因此,验算路基稳定性时,只考虑水平方向最大地面加速度的影响,即用地震动峰值加速度乘以构筑物的质量作为水平地震力作用于路基上(见图 6.1.2)。这种计算方法是将构筑物和地基均视作刚性体,各点的水平加速度和地面相同,不考虑构筑物的自振特性及地震竖向分量和转动分量的影响。

验算时将水平地震力作用于各条土块的质心处,按静力学平衡原理进行计算,为了使计算结果与宏观震害相接近,对高路基考虑了加速度反应效应作了不同的处理。

2 87 规范计算公式不够严谨,87 规范中图 3.1.3 验算路基稳定图式中,将作用于土条重心的地震力移到滑弧,不仅扩大了地震力,而且在力的平衡图式上也存在错误。当地基良好时,可采用本规范图 6.1.2(a)图式计算。

3 明确液化土强度指标的取值方法,其他土的强度未作调整,仍采用静强度,实际上也是偏于保守的。

6.1.4 地震荷载作用下,路基稳定安全系数的大小,直接影响构筑物的安全和造价,是体现经济、技术政策的重要问题,必须结合实践经验,抗震设防类别、工程重要性、建筑材料的力学指标以及计算理论等综合考虑。国内外一些抗震设计规范中,对土坝(坡)

稳定安全系数一般取 1.00~1.10。根据铁路工程的重要性和路基高度的地震效应,结合宏观震害及验算资料。采取区别对待:D 类路基工程路基边坡高度 $H \leq 15\text{m}$ 时,稳定系数不应小于 1.1;C 类路基工程及边坡高度 $H > 15\text{m}$ 的 D 类工程,水平加速度呈倒梯形分布;验算路基稳定性时,水平地震力对应每条土块质心处求算,计算繁琐,为了简化计算,采取提高路基稳定性安全系数的办法。因此本规范中规定 C 类路基工程及路基边坡高度 $H > 15\text{m}$ 时,考虑了水平加速度沿高度增大的影响,其稳定安全系数不应小于 1.15。对稳定安全系数的取值问题进行了试算,选取路堤高度 25m,填土的物理力学指标 $\phi = 16^\circ$ 、 $C_s = 33\text{kPa}$ 、 $\gamma = 19\text{kN/m}^3$,设防烈度 9 度区计入水平加速度沿高度分布的影响,稳定安全系数 $K = 1.06$,不计入水平加速沿高度分布的影响,稳定安全系数 $K = 1.13$ 。

路堤的抗震稳定性,与路堤本身的填料、压实质量、地基情况等因素关系密切,理论计算及工程实践均说明,路堤边坡平铺土工合成材料加固堤身,可明显提高边坡浅层的压实密度,增加路堤边坡抗浅层溜坍和雨水冲蚀的能力。

国内应用土工合成材料加固铁路路堤软土地基已有近 20 年的历史,其理论、技术比较成熟,土工合成材料加固软土地基主要有地基的加筋补强和地基的竖向排水固结。理论和工程实践均能证明应用土工合成材料加筋补强可提高地基稳定性,且具有施工简单、节约土地(与反压护道比较)等优点,但不能解决沉降问题。

我国汶川地震后,四川省紫坪水利枢纽左岸场内道路 K4+605~K4+709 最大填高 22m、K5+030~K5+170 最大填高 24m 等段加筋土路基,设防烈度 7 度,2003 年初竣工。经历 5.12 地震实际烈度 8 度(地震动峰值加速度 $0.2g$)考验,仅上部路肩向外侧有少量倾斜,未出现边坡失稳现象,表明加筋土措施能显著增加地震区高路堤的整体稳定性。

因此本规范编制时增加了土工合成材料相关内容,推荐在填料缺乏或土地紧缺等地区,积极选用土工合成材料加筋等措施来

提高路基的抗震稳定性。

6.1.5 地震主动土压力按库伦理论公式计算,将墙后土楔体产生的水平地震力作用在其质心处,然后用静力学的平衡原理求算,这种静力法计算地震主动土压力,有两个假定条件:一是只考虑地面运动的水平分量影响,且墙身各点的水平加速度和地面相同,不计地面运动的竖向分量和转动分量的影响;二是土的力学指标采用静力状态值。

1 地震主动土压力计算。

墙后土楔体的质量 m , 在地震作用下产生水平地震力 F_{ihE} 与 mg 的合力为 W' , W' 与垂直方向的偏角为地震角 (即土楔体受水平地震作用后其合力与垂直方向的偏角, 偏移方向与土楔体的滑动方向一致), 见图 5 所示。

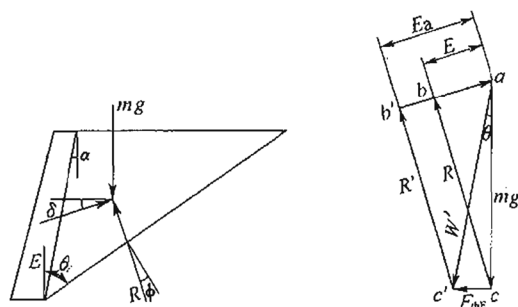


图 5 挡土墙地震主动土压力图

地震角 $\theta = \tan^{-1}(\eta A_g/g)$

从图 5 中看出,无地震时,墙后土楔体的重力 mg 、土压力 E 、反力 R 组成力的平衡三角形 $\triangle abc$;有地震时,墙后土楔体的重力 mg 产生水平地震力 F_{ihE} , F_{ihE} 与 mg 的合力 W' , 则组成一个新的平衡三角形 $\triangle ab'c'$ 。现将无震和有震时力的平衡三角形关系作比较:

无地震时: $\angle bac = 90^\circ + \alpha - \delta$

$\angle bca = 90^\circ - \theta_1 - \phi$

有地震时: $\angle b'ac' = 90^\circ + \alpha - (\delta + \theta)$

$\angle b'c'a = 90^\circ - \theta_1 - (\phi - \theta)$

因此,在计算地震主动土压力时,将库伦公式中 ϕ 、 δ 、 γ , 分别以修正后的 ϕ_E 、 δ_E 、 γ_E 代换即可求得。

由于目前我国用黏性土公式计算挡土墙的侧压力的经验还不多,故以往均采用综合内摩擦角办法计算土压力。

2 水下地震主动土压力计算。

在水库地区及常年有水的河流中,常水位系指每年大部分时间保持的水位。

根据印度《结构抗震设计规范》IS:1893—1975、1981 年前苏联《地震区建筑设计规范》СНПД II—7—81、1979 年日本国铁《耐震设计指针(案)》及有关文献介绍,求算水下地震角的方法如下。

当墙后土楔体浸水后,由于水的浮力作用,使土楔体的质量减轻,按土的浮重度计算,而地震作用时产生水平地震力是按土楔体的孔隙充满水时的土的饱和重度计算,浸水土楔体受水平地震作用后其合力与垂直方向的偏角为水下地震角,见图 6。

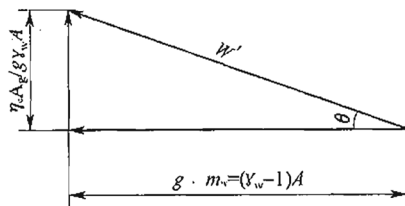


图 6 水下地震角图

$$\text{水下地震角 } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_w - 10} \eta \frac{A_g}{g} \right) \quad (1)$$

式中 γ_w ——土的饱和重度(kN/m^3);

$(\gamma_w - 10)$ ——土的浮重度(kN/m^3);

η ——水平地震作用修正系数;

A_g ——地震动峰值加速度(m/s^2);

g ——重力加速度值(9.81m/s^2)。

浸水地震主动土压力按库伦理论公式计算,墙后浸水的土楔体受地震荷载作用的影响,用水下地震角对土的内摩擦角 ϕ 、墙背摩擦角 δ 、土的重度 γ 分别进行修正。将修正后的值代入库伦土压公式中即可求得浸水地震主动土压力。

墙背动水压力是假设地震作用时,墙后浸水土楔体与其孔隙中的水,在地震时同时产生水平惯性力,作同步作用于墙背上,以间接反映地震动水压力的影响。

表 10 水下地震角值,系按填料为渗水土,浸水后土的内摩擦角不变的条件下求算的。填料的颗粒比重为 2.7,孔隙率按 30% 计算。求得填料的 $(\gamma_w - 10) = 11.9 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma_w = 21.9 \text{ kN/m}^3$, 计算结果列于表 10。

表 10 水下地震角 θ

A_g	0.1g	0.2g	0.4g
计算值	2°38'	5°15'	10°25'
取值	2°30'	5°	10°

6.1.6 验算挡土墙第 i 截面以上墙身重心处的水平地震力采用静力法计算。本规范的公式(6.1.6)中水平地震作用修正系数 η 、水平地震作用沿高度增大系数 η_i 取值分述如下:

1 水平地震作用修正系数 η 值。

构筑物遭受地震破坏的原因是复杂的,它与结构类型、选用的材料、地基土、地形地貌、地震强度等有密切关系。目前对这些影响因素尚缺乏研究,暂不能提出定量的指标。因此,用水平地震作用修正系数加以概括,以弥补理论计算与宏观震害之间的差异。大量的震害实例表明,不同地基土上的挡土墙震害程度差异很大。1970 年通海地震,在 8 度地震区,调查浆砌片石挡土墙 16 处,位于一般土质地基上的 12 处,其中有震害 9 处,占 75%;而位于岩石地基上的挡土墙,则震害轻微。这就表明岩石地基抗震稳定性较好。因此,验算岩石地基上挡土墙抗震强度和稳定性时,采取降低水平地震荷载的办法。同时选择通海地震区部分挡土墙进行验

算,水平地震作用修正系数 η 值,土质地基取 0.25,岩石地基取 0.2,验算结果与宏观震害相接近。

同 1981 年前苏联《地震区建筑设计规范》水平地震系数(K_h)比较,见表 11。

表 11 同前苏联抗震设计规范水平地震系数比较

国别	设防烈度(度)		7	8	9
本规范	地震动峰值加速度 A_g		0.1g	0.2g	0.4g
	路基 $\eta=0.25$		$\eta \cdot A_g$	0.25	0.5
	挡土墙	岩石 $\eta=0.2$	$\eta \cdot A_g$	0.2	0.4
		非岩石 $\eta=0.25$	$\eta \cdot A_g$	0.25	0.5
前苏联 СНП II-7-81	水平地震系数 $K_h \cdot g$		0.1g	0.2g	0.4g
	路基、挡土墙、桥台		0.25	0.5	1.0

2 水平地震作用沿高度增大系数。

从宏观震害表明,一般较高的挡土墙,在墙的顶部或中上部容易产生震害。国内外一些科研单位对挡土墙和土坝进行动力试验,一般墙顶或坝顶的水平加速度反应较大,有时可达地面的两倍或两倍以上,沿着墙高或坝高分布不是呈直线规律。

1980 年四川省建筑科学研究所《模拟地震荷载作用重力式挡土墙土压力的模型试验》时,埋设在振动台台面与墙顶处的加速度计的记录资料,见表 12。

表 12 墙顶与台面处最大加速度实测值

试验组数	测量加速度部位	第一次		第二次		第三次		第四次	
		加速度	墙顶与台面比值	加速度	墙顶与台面比值	加速度	墙顶与台面比值	加速度	墙顶与台面比值
一组	台面	0.162g	1.65	0.156g	1.53	—	—	—	—
	顶面	0.268g		0.239g		—		—	
二组	台面	0.152g	1.93	0.242g	1.69	0.250g	1.75	0.323g	1.46
	顶面	0.293g		0.410g		0.437g		0.473g	

续表 12

试验组数	测量加速度部位	第一次		第二次		第三次		第四次	
		加速度	墙顶与台面比值	加速度	墙顶与台面比值	加速度	墙顶与台面比值	加速度	墙顶与台面比值
三组	台面	0.152g	1.78	0.242g	1.61	0.264g	1.65	0.359g	1.37
	顶面	0.271g		0.389g		0.436g		0.493g	

表 12 挡土墙 $H=6\text{m}$, 振动台墙顶与台面处最大加速度比值最大为 1.93, 最小为 1.37, 平均值 1.64。目前对挡土墙的动力特性试验研究甚少, 又缺乏强震观测资料。现将挡土墙的高度(指墙趾至墙顶面的高度)以 12m 为界线, 划分为高墙和低墙, 墙高 $H \leq 12\text{m}$ 时, 其水平加速度沿着墙高呈均匀分布即 $\eta_i = 1$ 。当墙高 $H > 12\text{m}$ 时, 设墙顶为地面的两倍, 按直线分布, 则计算水平地震作用沿墙高增大系数见本规范图 6.1.6。

6.1.7 由于地震作用是持续时间短暂的特殊荷载。在国内外一些抗震设计规范中, 对挡土墙的稳定性及控制条件都作了适当的放宽。

1 主要是结合宏观震害经验。在岩石和密实的土质地基上一般震害较轻, 基底偏心距控制放宽一些。但对节理发育的软质岩(单轴饱和抗压强度 $R_c \leq 30\text{MPa}$)及基本承载力 $\sigma_0 \leq 200\text{kPa}$ 的土层, 由于受地震作用容易产生变形, 对抗震不利, 因此, 挡土墙基底合力偏心距与非地震区要求相同。

2 由于钢材匀质性较好, 容许应力提高 50% 后, 安全系数仍可达 1.3 左右。混凝土匀质性差, 抗剪强度低, 震害也多见于剪断, 因此规定剪应力不予提高; 抗压强度提高 50% 后, 安全系数约为 1.6。

3 挡土墙稳定安全系数的取值问题。从宏观震害结合验算资料分析, 并参考国内外抗震设计规范中有关规定, 其中抗滑动稳定安全系数不宜小于 1.1。但对重力式挡土墙的稳定性验算中, 许多设计者反映, 设计结果主要由抗滑稳定性控制, 而现实工程中挡土墙倾覆破坏的可能性往往大于滑动破坏, 说明过去规范中抗倾覆稳定性安全系数偏低。考虑我国铁路运输日趋提速的现实,

结合 160km/h 列车动应力对挡土墙倾覆稳定性影响的加剧,现行行业标准《铁路路基支挡结构设计规范》TB 10025 已对一般地区挡土墙倾覆稳定性安全系数稍作调整,由原来的 1.5 调整为 1.6,故本次修改要求抗震倾覆稳定安全系数不应小于 1.3。

6.1.9 我国铁路运输的安全畅通对国民经济的保障作用无可替代。由于我国铁路运量大,行车密度非常高,列车正常运营中遭遇强震作用的机遇普遍存在,在验算中考虑地震作用是非常必要的。近几年来发生的大地震和日本多次大地震震害情况表明:轻型柔性支挡结构遭遇地震时能够发生适应性变形并吸收地震能量而不致引发灾难性的破坏值得提倡,因此,条文中对铁路轻型支挡结构的设计验算提出原则性要求,具体方法可参照有关应用技术规范或技术手册。

6.2 抗震措施

6.2.1 我国近几年来发生的大地震和日本多次大地震震害情况表明,路堤容易产生震害的地段有:

- 1 高路堤;
- 2 液化土及软土地基上路堤;
- 3 陡坡地段路堤;
- 4 用砂类土填筑的路堤。

填料是保证路堤稳定的重要条件。1976 年唐山地震区,京山线采用一般黏性土填筑路堤,基本未产生震害(见表 5)。而在通坨上行联络线 K1+300~K3+500 长约 2.2km 地段,通过沂河河滩,地基砂土液化,路堤高 6~11m,就地取用粉砂、细砂填筑,边坡外包 20cm 厚的红黏土保护层,边坡上设渗沟排水,未做抗震设计。经受 8 度和 9 度两次地震作用后,路堤发生坍塌,边坡溜滑,路肩纵向开裂、下沉等严重破坏,其下沉量最大为 3m,许多地段轨枕悬空,以桥头路堤震害最重。1964 年日本新潟地震,位于 8 度地震区(日本烈度为 V 度),用砂类土填筑的路堤以及砂类土路堤与挡土墙混合构筑物均出现下沉、开裂等震害。1964 年日本南海

地震,羽越线一处路堤宽 8m,长 100m,采用取自砂丘的砂填筑,路堤下部浸水,地震时发生流动性破坏,流出量远达 110m。我国汶川地震后,成灌、宝成等铁路区间及桥台后填方路基普遍产生下沉,下沉量 3~60cm,局部地段路堤出现开裂现象。宝成铁路江油站 ZK502+200~ZK502+400 范围 5.12 地震时有两处发生砂土液化涌砂现象,但涌砂量不大。

从理论分析及国内外路堤震害实例来看,地震区选用细粒土、块石土、漂石土填筑的路堤抗震稳定性较好。而采用粉砂、细砂作填料,由于砂土的颗粒间黏结性较小,抗变形的能力差,在地震作用下,特别是高烈度地震,路堤容易产生侧向变形,造成边坡溜塌等严重破坏。当受条件限制需采用上述抗震性较差的填料时,就需要进行土质改良或采取加固措施。土质改良的方法较多,实践证明掺拌粗颗粒由于取材方便、施工简单、成本低廉,不失为一种可行的方案;浸水部分的填料,要同时兼顾水稳性和抗震稳定性,渗水土一般能满足要求。当采用粉砂、细砂、中砂作填料时,防止砂土液化是提高抗震稳定性的重要措施,如提高填土的密度、土质改良、掺拌粗颗粒土等改良办法。

6.2.2 通海、昭通、海城、唐山等地震区路堤震害表明,在岩石和非液化土、非软土地基上,用细粒土及硬块石土填筑的路堤,具有较好的抗震稳定性,即使在高烈度区其震害轻微,例如唐山地震 8 度区,京山铁路滦河桥桥头路堤高 15m,在岩石地基上,用黏性土填筑,基本无震害。结合路堤边坡稳定性检算结果,与宏观震害基本一致。因此,对岩石及非液化土、非软土地基上路堤,边坡高度 H 大于本规范表 6.2.2 限值时,按现行行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001 规定的路堤边坡高度规定的坡值放缓一级以策安全。

路堤的抗震稳定性除了与路堤高度、地震动峰值加速度有关外,主要决定于填土的 c 、 ϕ 值,而与 c 、 ϕ 值密切相关的则是土的类别与压实度,现今的路基对压实度与填料要求较早期的规定已有了很大的提高,显然抗震稳定性也有一定程度的提高。为了探讨规范中表

6.2.2的合理性,进行了一些验算。部分验算结果见表 13。

表 13 部分路堤抗震稳定性验算结果

A_g	计算参数	$\phi=20^\circ$ $c=20\text{kPa}$	$\phi=25^\circ$ $c=10\text{kPa}$	$\phi=35^\circ$ $c=0$
	路堤高度(m)			
0.4g	3	1.81	1.50	1.45
	6	1.14	1.07	1.11
0.3g	6	1.20	1.11	1.15
	3	1.90	1.57	1.52

试算结果表明,地震动峰值加速度 0.3g 时,碎石类土,6m 路堤高度,抗震稳定性 K 是完全有保证的。

87 规范制定时,举例中所引用的参数:填料单位重度 $17.2\text{kN}/\text{m}^3$,黏聚力 $c=20\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$ 。路基手册提供的参考数值:碎石土,中密 $33^\circ\sim 37^\circ$,密实 $37^\circ\sim 40^\circ$ 。砾砂、粗砂,中密 $30^\circ\sim 38^\circ$,密实 $33^\circ\sim 42^\circ$ 。

本次修订路基适用范围涵盖高速铁路及客运专线(含城际铁路)。规范表 6.2.2 中按照路基工程抗震设防分类对 C 类、D 类工程的路堤边坡高度限值提出了规定。

6.2.3 我国近年发生大地震的地区中,半填半挖及陡坡地段的路堤,往往在填挖交界处产生纵、横向开裂,有的向下错动,严重者边坡坍塌或路堤整体滑移。例如,兰新铁路 K1769+450~K1769+550,位于 7 度地震区,地面横坡为 1:4,地基为洪积卵石土,就地取卵石土填筑,路堤高 9~15m,边坡坡度为 1:1.5,震后路堤沿山侧边坡开裂,缝宽 1~3cm,长 15m,向下错动 3~5cm。另一处 K1863+250~K1863+300,地面横坡大于 1:5,地基为卵石土,填料为砂岩夹页岩碎屑,震后山侧路肩开裂,缝宽 2~10cm,下滑错距 13~16cm。昭通地震 9 度区,小堡子至绥江公路 K117+500(木杆双曲拱桥附近),地面横坡 1:2,地基为砂页岩互层,填料为粉质黏土夹碎石,路堤高 7~9m,震后沿山侧边坡(距路肩 2.2m 处)产生一条环状裂缝,缝宽 5~20cm,长 38m,向下错动 15~20cm,在小堡子端自路肩向下坍塌 1.3~1.5m。以上震害实例表明,在半填半

挖及地面横坡大于 1:5 斜坡上的路堤,容易产生震害,将基底原地面挖成不小于 2.5m 宽的台阶,以增大地面与路堤本体的结合能力。同时做好排除地面水和地下水工程,以保持路堤和基底的干燥,提高抗震稳定性。若采用上述措施仍不能满足要求时,可设置支挡构筑物等工程防止陡坡地段的路堤地震时沿基底滑动。

6.2.5 大量的震害实例表明,取土坑减薄了地面覆盖土的厚度,往往是地基砂土液化时喷水冒砂最易出现的薄弱地带。1975 年海城地震,沟海线盘锦至牛庄间行经辽河下游退海平原,地面以下 1~4m 普遍沉积一层饱和的粉细砂。路堤取土坑距坡脚一般为 1~2m,最远为 10~15m,地震时地基中砂土发生液化,取土坑内喷水冒砂孔连成串珠状,有些地段取土坑被冒砂淤平。鞍山至营口公路的取土坑,在 25km 范围内,喷水冒砂孔最多的 1km 达 36 处;营口至水源公路在 20km 内有 117 处;大石桥至水源公路在 25km 内有 112 处。喷水冒砂造成地基沉陷,严重者形成陷落砂坑。砂坑呈圆形或椭圆形,一般直径为 3~4m,最大 8m,深度由 0.7m 到 2m 左右。在喷水冒砂地段,路堤受到严重破坏。为了减轻路堤的震害,路堤高度大于 3m,取土坑建议设置在路堤坡脚以外一定距离。以 5m 高路堤为例,其坡脚距线路中线的距离一般约 12.5m,因而取土坑距路堤坡脚不应小于 15m,并采取浅挖宽取的办法,尽量少挖地表覆盖土层,以增强路堤的抗震稳定性。

6.2.6 软土地基上路堤,当软土地基采用砂井、碎石桩、旋喷桩、粉喷桩、石灰桩等加固措施时,由于排水固结或挤密作用,软土地基强度明显增大,提高了抗震效果。例如,塘沽地区一段长 120m 的软土地基路堤,分别采用长砂井、短密砂井、石灰桩、换填等处理措施。1976 年唐山地震时,该段为 8 度地震区,路堤基本完好,尤以长砂井加固地段抗震效果最佳,而没有加固的软土地基,路堤发生沉陷变形。日本也有这样实例。因此,正常设计已采取上述加固措施的软土地基,地基一般不再采取抗震措施。

6.2.7 实践证明,采用反压护道加固软土地基,对抗震有一定的效果。所以有些国家的抗震设计规范(如日本),规定以护道作为

地震区软土地基路堤(包括土坝)的加固措施之一。本规范规定,对设有反压护道的软土地基路堤,应将堤身及护道边坡坡率放缓一级,以提高路堤的抗震稳定性。

6.2.8 软土地区地下水位通常接近地表,甚至地表有积水现象,路堤基底采用砂石垫层时,大部分处于饱和状态。现场调查和室内试验都证明,处于饱和状态的粉、细砂普遍存在液化问题,在 9 度地震区,甚至中、粗砂都可能发生液化,涌出地面,因此,路堤基底宜采用碎石或粗砂夹碎石垫层。

6.2.9、6.2.10 见第 6.1.1 条条文说明。

6.2.11 较完整的均质岩层,节理不发育、风化轻微,没有不利结构面的路堑边坡,具有较好的抗震稳定性,即使在高烈度区也无震害(见表 14),不需进行抗震设计。

在国内八个地震区,收集岩石路堑边坡震害资料 176 处,其中完好的 83 处,基本完好的 43 处,合计 126 处,占总数的 71.6%。从宏观震害调查资料分析,岩石路堑边坡稳定程度和抗震稳定程度与岩体结构和岩体强度有直接关系,而地震烈度对岩石路堑边坡的坡度和高度之间的影响,并不十分明显。当岩体破碎或由结构面组成不稳定边坡时,其抗震性很差,即使在 7 度地震区也会造成严重的震害。当岩层上覆盖坡积层或坚硬岩石上覆盖松散碎石类土层时,受到地震振动作用往往沿着基岩面滑动或坍塌,造成严重的震害,例如 1970 年云南通海地震 10 度区。晋元公路 K108+550~K109+000 沿着库南河右岸陡坡以挖方通过,边坡上部为松散碎石土坡积层,下部是震旦系砂岩,地震时上部坡积层下滑掩埋公路。1974 年云南昭通地震,小绥公路木杆村至蒿芝坝间岩石路堑边坡,由于岩石破碎,上覆土层含水量较大,地震时发生严重的滑坡和坍塌,大量的塌滑体掩埋公路,中断交通。我国 5.12 汶川地震中,广岳铁路 K38~K55 线路对面公路基本被坡面溜塌物质掩埋,交通中断,现场调查表明,个别浆砌片石护坡及挂网喷混坡面防护工程出现开裂、短锚杆拔出、局部脱落边坡等震害。有的坍塌

表 14 地震区完整岩石路堑边坡震害情况表

序号	地震区	工程位置	边坡岩石名称	边坡高度 (m)	边坡坡度	地震烈度 (度)	震害类型	附注
1	邢台	石太铁路 K71	石灰岩	25~30	1 : 0.2	7~8	完好	水平层理
2	昭通	小绥公路水岭至蒿芝坝	玄武岩	13	1 : 0.2	7	完好	
3	通海	易峨公路 K106+400	薄层硅质板岩	40	1 : 0.14	8	完好	
4		晋元公路 K107+500	厚层砂岩	20	1 : 0.2	9	完好	
5		晋元公路 K108+150	厚层砂岩	15~20	1 : 0.47	9	完好	
6		晋元老公路 K111~K112	厚层砂岩	23	1 : 0.45	10	完好	
7		高大曲江桥头	厚层砂岩	24	1 : 0.25	10	完好	
8		晋元公路 K113+700	厚层板岩	25	1 : 0.2	10	完好	突出山咀
9		晋元老公路	厚层板岩	20	1 : 0.1	10	完好	水平层理
10		晋元公路 K114+800	厚层板岩	15	1 : 0.3	10	完好	
11		海城镁矿采场	厚层白云岩	15	1 : 0.18	9	完好	
12	海城	海城镁矿杨家甸采场	厚层白云岩	30~35	1 : 0.7	9	完好	✓
13		大石桥镁矿采场	角砾岩	30	1 : 0.84	9	完好	边坡每隔 10m 留平台
14		大石桥镁矿青山怀采场	凝灰岩、角砾岩互层	20	1 : 0.47	9	完好	边坡每隔 10m 留平台

滑体堵塞河流,直接危害路基稳定,表 15 实例说明,由双层或多层岩土结构组成的路堑边坡,对抗震最不利,由于岩性不同,地震效应差异很大,挂网喷混护坡、浆砌片石护坡由于锚杆通常较短(1.0~1.5m)、砌体与边坡黏结不牢固,地震时容易发生短锚杆整体拔出、砌体剥落导致堑坡掉块、溜塌,危及运输安全,使震害程度加重,是抗震设防的重点。考虑到铁路运输安全在国民经济中的重要作用,在这些地段边坡宜采用深层加固防护措施或设置明洞以确保铁路运营的安全。

表 15 基岩上覆盖坡积、堆积层的路堑边坡震害情况表

地震区	序号	工程位置	边坡土质名称	边坡高度(m)	边坡坡度	地震烈度(度)	震害类型	附注
通海	1	晋元公路 K103~K109	砂岩上覆盖松散坡积层	约 20		10	滑坡	
	2	晋元老公路 K111~K112	板岩上覆盖半胶结状碎石土	8~15	1:0.5	10	基本完好	有两处
	3	晋元公路 K113~K600	板岩上覆盖松散堆积物厚 30m	35	1:1	10	滑坡	长约 100m
	4	晋元公路 K107~K200	砂岩上覆盖厚 8m 的卵石、碎石土层	10	1:0.3	9	完好	
昭通	5	小绥公路木杆村—青龙埂	砂页岩上覆盖坡积层	8~20	1:0.5~1:1	9	滑坡	共三处
	6	小绥公路 青龙埂—三江口	破碎玄武岩上覆盖坡积层	6~20	1:1~1:1	8	滑坡	
	7	小绥公路 K113 及丁木村北 200m 附近	破碎砂岩泥岩上覆盖坡积层	10~30	1:0.5~1:1	8	滑坡	共三处
	8	小绥公路 K113	砂岩上覆盖坡积碎石土	54	1:1	8	滑坡	

续表 15

地震区	序号	工程位置	边坡土质名称	边坡高度 (m)	边坡坡度	地震烈度 (度)	震害类型	附注
昭通	9	小绥公路 K114+200	玄武岩上覆盖坡积物	8	1:0.58	8	完好	
	10	小绥公路三江口一分水岭	玄武岩上覆盖坡积物	10~26	1:1~1:1.2	7	滑坡	共三处
	11	小绥公路分水岭一蒿芝坝	玄武岩上覆盖坡积物	15	1:0.58	7	滑坡	
	12	小绥公路 K144	破碎灰岩上覆盖坡积物	15	1:0.8	7	滑坡	
	13	小绥公路三江口一分水岭一蒿芝坝	破碎玄武岩上覆盖坡积黏性土夹碎石	25~50	1:0.6~1:1	7	滑坡	共三处

6.2.12 岩石路堑的设计有时受施工工艺、施工方法的影响较大。例如在较高的硬质岩石路堑中,常规的爆破开挖方法(大爆破施工)由于冲击和震动作用,使路堑边坡岩体破碎、松动,稳定性降低,常造成运营期间的掉块、落石等病害,对抗震非常不利;另对附近一些安全性要求较高的建筑物,常规爆破方法也很难保证其安全性。

采用大爆破施工的岩石路堑,由于岩体结构松动,地震时容易产生崩塌、滑坡等严重震害。例如云南通海地震,晋元公路 K112~K117 地段,山坡为昆阳群板岩,节理、层理都很发育,公路在半山腰挖方通过,采用大爆破施工,岩体被震松,1970 年发生地震时,该处位于 10 度区,约有 3km 长的路堑,在边坡中、下部发生严重崩塌,上部岩体失去支撑,使崩塌不断向上发展,中断交通。此后每逢雨季,仍不断出现边坡坍塌、落石等病害。因此为了保证铁

路正常运输,设防烈度为 8 度和 9 度时,岩石路堑在设计中要考虑这种情况,采用适当的防护措施加以预防。

采用光面爆破、预裂爆破等控制爆破技术能够很好地解决上述问题,而且在大多数情况下,边坡不需设置防护加固措施,就能很好地保持其稳定性。铁科院铁建所协同有关单位在柳桂高速公路进行的光面爆破工程证明:对于石质路堑,采用光面、预裂爆破等控制爆破技术可提高路堑边坡工程质量,最大限度地减少开挖时对边坡的破坏,施工后形成的路堑边坡岩体稳定、平整美观,值得大力推广应用。

由于光面爆破、预裂爆破等控制爆破技术的采用不仅仅是一个施工方法问题,还影响设计过程中工程措施的选用和设计方案论证。因此,本条从设计角度出发,对其应用作了原则性的规定。

6.2.13A 我国近几年来发生的大地震和日本多次大地震震害情况表明:道路工程中轻型柔性支挡结构遭遇地震时能通过适应性变形吸收地震能量,避免结构出现灾难性的破坏,抗震性能较好。因而规范新增专门条文,提倡铁路工程积极采用轻型支挡结构以提高抗震水平。1995 年 1 月日本 Hyogo-ken Nanbu 地震的震害调查结果显示:本次地震水平方向(南北向)的最大加速度达到 $0.8g$,位于震中地区的 10 座加筋土挡土墙,8 座没有任何损坏,另 2 座只发生可以忽略的变形。我国 5.12 汶川地震后,有关部门对位于震区的成灌、宝成、广岳等铁路,绵广、成灌、紫坪水利枢纽左岸场内道路等公路路基、水库岸坡震害调查表明:桩板墙、锚索桩、结构、加筋土挡土墙、土钉墙、锚杆挡土墙、预应力锚索等轻型柔性结构震害轻微,基本未发现影响使用功能的地震破坏现象。

6.2.14 我国铁路行业于 2006 年将重力式挡土墙墙身材料明确为采用混凝土或片石混凝土,应用时间短,本次震害调查主要为浆砌片石挡土墙为主,震害资料缺乏。

前苏联《地震区建筑设计规范》СНИП II—7—81 规定:“在 8

度和9度地震区铁路挡土墙及9度区公路挡土墙不允许干砌;干砌片石挡土墙长度不得超过50m,墙身高不得超过3m;片石混凝土墙和浆砌片石墙,墙高限制8度区为12m,9度区为8m,公路为10m;混凝土墙墙高限制8度区为12m,9度区为10m。”考虑到重力式挡土墙目前我国铁路工程中应用较为广泛,依据抗震设防类别的不同对重力式挡土墙的高度进行了适当限制以策安全。

本次修订将素混凝土最低强度等级修订为C25。

6.2.15 从挡土墙震害资料分析,混凝土挡土墙的施工缝或衡重式挡土墙的变截面处,往往是控制墙身抗剪能力的薄弱环节,实践证明设置一定数量的榫头或短钢筋,可以有效加强挡土墙墙身的整体性,对抗震是有利的。

6.2.16 本次修订将素混凝土最低强度等级修订为C25。

6.2.17 从震害实例表明,在地基土变化处或墙身变截面处,挡土墙容易遭受震害。1970年通海地震区,昆洛公路K133+900浸水路堤墙,两端基础置于基岩上,中部置于碎石土上,经8度地震,由于两种地基土的地震效应不同,产生了不同程度的下沉变形。在地基土变化处,墙身自下而上产生竖向裂缝,缝宽1cm。1974年溧阳地震区,宁杭公路南渡桥桥头路肩墙,在墙身高度变化处未留沉降缝,经7度地震,墙体产生竖向裂缝。1975年海城地震区,海城河公路桥上游右岸护岸墙,长度大于100m,地基为卵石土,墙体未留沉降缝,经9度地震,挡土墙自上而下产生8条竖向裂缝,裂缝间距5~10m,缝宽1~2cm。1981年前苏联《地震区建筑设计规范》CHИП II—7—81规定:“挡土墙在长度上用竖缝划分成段,每段长度不应超过15m,每段墙底部应建立在同类土上。”因此,本规范要求地震区挡土墙的浇筑分段处,地基土及墙高变化处,设置沉降缝以减轻震害。

6.2.18 从国内外多次地震害经验证明,位于液化土或软土地基上的构筑物,一般震害较重。1976年唐山地震区,南堡专用线谢家坟车站站台墙,地基土为淤泥质砂黏土夹粉细砂,经8度地震,

地基砂土发生液化,喷水冒砂严重,使地基沉陷变形,导致挡土墙开裂、部分墙体倒塌。因此,挡土墙的基础不应直接设置在液化土或软土地基上。若不可避免时,可采用复合地基等措施处理地基。采用桩基础时桩尖伸入稳定土层内可避免短桩因周围土液化而出现“漂浮”现象,防止地基丧失承载能力,进一步加剧挡土墙震害。

7 桥 梁

7.1 一般规定

7.1.1 自 87 规范颁布以来,桥梁设计理论及分析方法均有较大发展,对地震活动的动力特性、地震作用下桥梁构筑物的线性和非线性反应特性也有了新的认识,但对比较复杂的桥梁结构,如大跨径、多次超静定及新体系的桥梁结构,仍不宜采用简便的抗震设计方法。为此,根据以往的震害经验,对规范的适用范围作出规定。

7.1.2 本条对设防烈度为 7、8、9 度的桥梁和位于 6 度区的 B 类桥梁,以及Ⅲ、Ⅳ类场地的 C 类桥梁的抗震验算进行了规定。

按本规范进行抗震设计的铁路桥梁,在多遇地震作用下,桥墩处于弹性工作阶段,地震后不损坏或轻微损坏,抗震设计按强度理论进行墩身及基础的强度、偏心、稳定性验算。

在罕遇地震作用下,桥墩处于非弹性工作阶段,对于混凝土桥墩,由于其不具备延性,如按强度理论进行抗震设计,桥墩体量过大,因此,一般情况下不进行罕遇地震的抗震验算,但应采取增设护面钢筋的抗震措施。

对于钢筋混凝土桥墩则利用钢筋混凝土桥墩的延性能力来抵御罕遇地震作用,允许桥墩出现一定程度的损坏,但不应出现整体倒塌。在高烈度地震区,可利用钢筋混凝土桥墩的延性能力进行抗震设计,按罕遇地震对下部结构(包括桥墩及基础)进行延性验算或最大位移分析。

7.1.3 抗震设计应以不中断行车,或者次要构件损坏经短期抢修后可限速通车为目的,即在保证主要承重构件具有足够的强度和稳定性的同时,桥梁结构应具有易修复性。根据以往的震害经验,桥位选择、总体布置、结构体系、建筑材料、承重构件(桥墩台)的结

构形式以及构件、节点、接头的构造和减震措施等,对降低桥梁的震害起着非常重要的作用,设计中应充分重视。

大量的震害表明,基础震害常使桥梁的修复、加固十分困难,甚至无法修复。因此,对于地震区(特别是 8 度及以上地区)的桥梁在场地选择和基础设计时应倍加重视。

7.1.4

1 桥梁在地震作用下,地基与墩台和基础与上部结构的振动是相互关联的,这种相互作用主要表现为:地基变形改变桥墩及上部结构的动力特性,使桥梁整体结构基本周期延长。对于桥梁抗震分析,一般采用单墩模型,可将地基变形的影响用位于桥墩(或承台)底部的水平和转动弹簧模拟。各类基础的刚度系数,可按现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5 计算。

目前有资料显示,地基系数的比例系数 m 值,动载情况下高于静载,但实测资料尚不充分,且 m 的取值在一定范围内对基础刚度系数的计算结果影响不大,故 m 值仍按现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5 的规定取值。

2 地震灾害的宏观调查资料说明,桥梁的破坏大多沿顺桥向或横桥向发生,尤其是顺桥向,虽然地震的主要振动方向可以是任何一个方向,但只要构筑物在纵、横两个方向具有适当的抗震强度和稳定性,这个构筑物就有了基本的保证。在极震区,地震波的竖向分量作用较突出,人们的感受是先上下振动,然后左右摇晃,与地震记录一样。这说明竖向分量较水平分量先达到最大值,二者之间有时差,从量的方向来说,竖向分量较水平分量小,同时结构承受竖向地震荷载有较大的强度储备。结合地震区桥梁支座锚栓的破坏,主要是剪断而不是拉断,说明起控制作用的还是水平分量。因此在抗震设计中,一般只考虑水平分量的影响。

但近场地震的竖向振动是比较剧烈的,因此规定设防烈度为 9 度的悬臂结构和预应力混凝土刚构桥等计入竖向地震的影响。鉴于在水平与竖向地震共同作用方面还缺乏研究,竖向地震作用

仍采用 87 规范的方法,即按结构恒载和活载总和的 7% 计入,或按水平地震基本加速度 α 值的 65% 进行动力分析。

4 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,但活载竖向力按列车竖向静活载的 100% 计入。

活载的横向地震力,一般而言,只有地震时恰好桥上有列车通过,而地震的主要振动方向又在横向,才可能使列车活载产生最大的水平地震力,这种概率很小。但是,随着我国铁路行车密度的日益加大,为保证行车安全,规定计入活载引起的横向水平地震力。考虑车架上具有弹簧,对横向振动有一定的消能作用,而且地震的主要振动方向不一定与横向一致,因此规定,横向地震力按列车活载的 50% 计算。双线桥按单线活载计算。

7.1.5 考虑地震荷载时,圬工墩台截面合力偏心距的放宽,应保证墩台截面的倾覆稳定系数大于等于 1.3。1968 年《京津地区道路构筑物抗震设计暂行规定》(修订稿),采用 $e \leq 2.7\rho$ (ρ 为计算方向截面的核心半径),对矩形墩相当于 $e \leq 0.9S$ (S 为截面重心至最大压应力边缘的距离);对圆墩相当于 $e \leq 0.676S$,其相应的倾覆稳定系数分别为 1.11 及 1.48。考虑到圆墩横向刚度及截面应力状态,较矩形墩及圆端形墩差,所以规定圆形 $e \leq 0.7S$,矩形及其他形状的截面 $e \leq 0.8S$;其相应的倾覆稳定系数分别为 1.43 及 1.25。

基础底面合力作用点偏心距的放宽,主要是根据宏观震害实例确定的。一般在软弱地基上震害较重,所以偏心控制比较严格,使基础尺寸及埋置深度大一些。在密实地基上一般震害较轻,偏心控制可放宽一些,使基础尺寸及埋置深度小一些。

国外一些抗震设计规范相关控制条件的规定如下:前苏联 1981 年《地震区建筑设计规范》СНП II—7—81 规定钢材的附加工作条件系数为 1.4,石料及混凝土为 1.2;非岩石地基墩、台基底偏心距 $e \leq 1.5\rho$,岩石地基墩台基底偏心距 $e \leq 2\rho$ 。印度 1970 年

《结构抗震设计规范》IS: 1893—1975 规定强度安全系数, 钢材为 1.25, 混凝土为 1.50。

7.2 桥墩抗震分析方法

7.2.1 单墩力学模型具有概念清晰、计算简便的优点, 并在以往的设计中广为应用。本次规范修订, 通过对多种不同墩高、跨径、桥长组合下, 全桥模型与单墩模型计算地震影响力结果的分析、比较, 归纳了不同情况下全桥与单墩模型计算差值的规律。结果表明, 可以用单墩模型代替全桥模型对简支梁桥墩进行抗震计算。为方便设计, 本规范仍保留单墩模型及简化计算方法。

近年来, 随着计算机的普及和各类大型计算机软件的开发应用, 建立全桥模型按有限元法进行抗震分析已非难事, 故条件许可时也可采用全桥力学模型进行计算。

7.2.2 本规范采用三水准设防, 规定了不同水准下抗震设计的内容、验算方法。由于静力法和反应谱法不能有效解决桥墩的延性设计、最大位移分析问题, 在罕遇地震作用下, 桥梁的抗震设计需要用线性和非线性时程反应法进行分析。

结构的动力反应与结构的自振周期和输入的地震波密切相关, 因此在进行线性和非线性时程反应分析时, 一般都取多组地震波进行分析、比较。常用的地震波包括:

- 1 根据规范反应谱拟合的人工地震波;
- 2 地震灾害性分析提供的至少 3 条人工地震波;
- 3 历史记录的实际地震波。

7.2.3 反应谱, 就是单质点弹性体系在地震记录作用下的最大反应(可以是位移、速度、加速度)与单质点自振周期 T 对应的关系曲线。反应谱法是世界各国规范普遍采用的基本分析手段, 本规范采用的动力放大系数 β 曲线, 是加速度反应谱, 以地震时地面最大水平加速度为单位, 换算的无因次量。由于对长周期结构的动力行为缺乏研究, 为避免造成设计困难, 规范中谱曲线的限定条件

为“结构自振周期小于 2s,且阻尼比 $\xi=0.05$ ”,对不满足上述条件的桥梁结构,其谱曲线需要进一步研究。

7.2.4 87 规范中,水平地震作用的计算,是根据不同地震烈度下的水平地震系数 K_h ,通过综合影响系数 η_c 的调整,使计算结果与宏观震害结果趋于一致。06 规范对此进行了较大改动,规范中规定直接采用水平地震基本加速度 α 进行地震作用的计算,设计地震下 α 值采用地震动峰值加速度 A_g ,多遇及罕遇地震下 α 值按规范表 7.2.4-1 选用,对于地震动峰值加速度大于 $0.2g$ 的地区,罕遇地震下考虑了折减(8 度区为 $1.9A_g$,9 度区为 $1.6A_g$)。

为比较 06 规范和 87 规范的差别,课题组对地震区铁路桥墩原部颁标准图进行了多遇地震的抗震验算。经过对原部颁标准图的计算比较可知,对于混凝土实体桥墩,在地震荷载作用下均由截面偏心控制设计,计算结果显示:

1 按照 87 规范,原部颁标准图桥墩基本都能通过抗震验算。

2 按照 06 规范,原部颁标准图桥墩有很多不能满足抗震验算的要求,经分析比较,主要原因为:

1) 动力放大系数的区别:06 规范动力放大系数 β 为 $2.25T_g/T$,87 规范为 $2.25T_g'/T$,两者相差 T_g/T_g' 倍。

2) 设计标准的区别:06 规范多遇地震下采用水平地震基本加速度 α (相当于 $0.33 A_g$) 进行计算,87 规范采用水平地震系数 K_h 和综合影响系数 η_c 计算水平地震作用, $\eta_c = 0.2 + 0.006 \times (h-10)$ (对于 10m 及以下墩高的桥墩, $\eta_c = 0.2$),两者相差 $0.33/\eta_c$ 倍。

3 对于 II 类二区场地,地震动反应谱特征周期为 0.4s,墩高在 10m 及以下的特定情况:06 规范动力放大系数 β 较 87 规范增大 1.33 倍,06 规范计算参数 α 较 87 规范 $\eta_c \cdot K_h \cdot g$ 增大 1.65 倍。两者合计,06 规范计算结果为 87 规范的 2.19 倍。

通过计算对比可知:按照 87 规范,原部颁标准图桥墩基本都能通过抗震验算;按照 06 规范要求,原部颁标准图桥墩有很多不

能满足抗震验算要求,这说明 06 规范较 87 规范的抗震设防标准和地震安全性都有所提高。

本次局部修订,对于墩高大于等于 40m 的桥梁,考虑到结构的重要性及修复难度,对其抗震设计标准进行适度提高,由 06 规范的 1.4 提高为 1.5;对于客货共线铁路中墩高大于 30m 小于 40m 的桥梁,考虑其修复困难,对其抗震设计标准进行适度提高,重要性系数由 06 规范的 1.0 提高为 1.1。

图 7 示出了对于 II 类二区场地,地震动反应谱特征周期为 0.4s 时,客货共线铁路桥墩按 06 规范局部修订稿计算结果与 87 规范计算结果比值和墩高之间的关系。

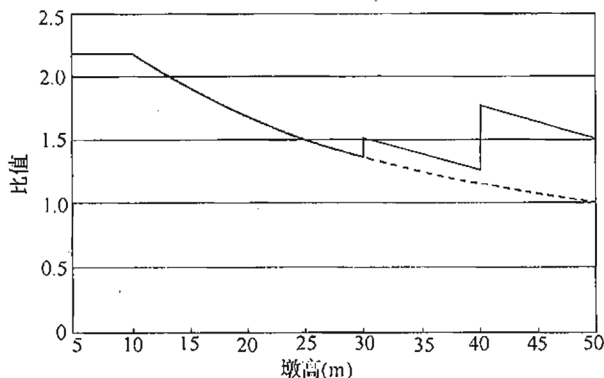


图 7 II 类二区场地 $T_g=0.4s$ 时,客货共线铁路桥墩
06 规范局部修订与 87 规范地震作用比值与墩高关系

地震动反应谱特征周期 T_g , 不仅与场地类别有关, 还与设计地震动分区有关。目前, 我国地震动参数区划图, 将场地类别划分为 I、II、III、IV 类, 将特征周期分区按近场地震、中场地震、远场地震分为一、二、三区。为此, 本规范采用的设计特征周期分类、分区与国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2001 保持一致。

7.2.5、7.2.6 简支的桥跨结构, 可以用单墩模型代替全桥模型进行抗震计算, 这与目前国外桥梁抗震设计规范的规定是一致的。

桥梁桥墩横向计算, 将梁部及活载质量集中于其质心处, 用刚

性杆与墩顶相连,见规范中图 7.2.5(a)。顺桥向不计活载引起的地震力,梁体质量作用于支座中心。

由于一般冲刷,建桥后一经形成就变动不大,而局部冲刷仅出现在洪水期间,考虑到强震与洪水同时出现的概率极少,抗震计算时,河床底面按一般冲刷线起算。

1 明挖基础刚度系数的计算:参考现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5,墩台基础考虑土的弹性抗力计算明挖基础底的柔度系数 δ_{11} 、 δ_{12} 、 δ_{22} 与下述沉井基础公式相同,但以一般冲刷线下基础的平均尺寸,求得基础的计算宽度 b_0 。

根据已有实测频率的桥墩,计算地基刚度系数 K_{11} 、 K_{22} 后,算得的桥墩自振频率 ω_1 如表 18,表中可见按本规范算得的频率与实测频率接近。

表 18 桥墩计算频率与实测频率比较

编号	河名	墩号	墩高 (m)	地 质			实测频率 (Hz)	计算频率 (Hz)
				土层	设计应力 σ (kPa)	G (kPa) M (kPa)		
1	冀河	1	18.8	砂卵石	680	362230 60000	4.0	3.99
2		2	20.1	砂卵石	390	194820 30000	3.9	4.32
3		3	17.3	砂卵石	380	194820 30000	4.75	4.86
4	瑶曲	9(纵)	23.1	砂卵石	740	362230 60000	3.0	3.32
5		9(横)	23.1	砂卵石	740	362230 60000	3.2	3.41
6	苏南沟	1	29.6	红黏土 Q_1	780	194820 30000	2.33	2.33
7	苏北沟	1	24.4	黄土 Q_2	360	103000 20000	2.86	2.69
8		4	26.4	红黏土 Q_1	570	194820 30000	2.57	2.38

2 桩基础:不论高桩、低桩,承台底面的柔度系数均按现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5 计算。

3 沉井基础:设地面与沉井顶平齐,参考现行行业标准《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5 中有关规定计算沉井底的柔度系数为:

$$\delta_{11} = \frac{6b_0mh^4 + 36C_0aW}{b_0mh^2(b_0mh^4 + 18C_0aW)} \quad (2)$$

$$\delta_{22} = \frac{36}{b_0mh^4 + 18C_0aW} \quad (3)$$

$$\delta_{12} = \frac{-12h}{b_0mh^4 + 18C_0aW} \quad (4)$$

按下式计算沉井底的刚度系数：

$$\begin{Bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2} \begin{Bmatrix} \delta_{22} & -\delta_{12} \\ -\delta_{12} & \delta_{11} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

式中符号见本规范第 7.2.6 条。

7.2.7 地震时，水中圆形实体桥墩的动水压力，是桥墩与水的耦联振动问题。目前国内外的研究成果，均按等截面，下端嵌固的情况，并不计水的可压缩性及水的内部阻力，约去表面波的影响，仅计算第一振型反应时，水中墩的运动方程为：

$$[M_1^* + B_1] \ddot{Y}_1 + 2M_1^* \xi_2 \omega_1 \dot{Y}_2 + \omega_1^2 M_1^* Y_1 = -[A^* + B_0] \ddot{u}_g \quad (6)$$

式中 $M_1^* = \int_0^H m_1(z) \phi_1^2(z) dz$;

$A^* = \int_0^H [m_1(z) + m_2(z)] \phi_2(z) dz$;

$B_K = \int_0^{h_w} F_K'(z) \phi_1(z) dz, K=0, 1$;

$m_1(z) = \frac{\gamma \pi R_1^2}{g}$;

$\phi_1(z)$ ——无水时墩身第一振型函数，近似作有水振型。

动水压力， $F_K'(z)$ 由拉普拉斯方程：

$$\frac{\partial^2 F}{\partial \gamma^2} + \frac{1}{R_1} \cdot \frac{\partial F}{\partial \gamma} + \frac{1}{R_1^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} = 0 \quad (7)$$

根据水与墩柱的边界条件而解得。

R_1 为折算圆墩的半径，以桥墩 $h_w/2$ 高度处的截面计。

附加质量 m_w 的分布规律为：

$$0 < z \leq 0.8h_w \text{ 时, } m_w = \frac{\gamma_w \pi R_1^2}{g} \quad (8)$$

$$0.8h_w < z \leq h_w \text{ 时, } m_w = \frac{5\gamma_w \pi R_1^2}{h_w g} (h_w - h_i) \quad (9)$$

无水时桥墩自振频率:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{3EI_p'}{H^3 \left(\frac{33}{140} \cdot \frac{\gamma \cdot A_1}{g} \cdot H + m_b \right)}} \quad (\text{rad/s}) \quad (10)$$

无水时桥墩自振周期:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (11)$$

无水时振型参与系数:

$$\gamma_1 = \frac{\frac{3\gamma \cdot A_1 \cdot H}{8g} + m_b}{\frac{33}{140} \cdot \frac{\gamma \cdot A_1}{g} \cdot H + m_b} \quad (12)$$

有水时桥墩自振周期:

$$\tilde{T}_1 = T_1 \sqrt{1 + \frac{0.738\gamma_w \pi R_1^2 h_w^3}{(\pi R_1^2 H \gamma + 3m_b \cdot g) H^2}} \quad (13)$$

有水时振型参与系数:

$$\tilde{\gamma}_1 = \frac{m_b \cdot g + \left(\frac{\gamma H R_1^2}{2} + 0.4067\gamma_w R_1^2 \frac{h_w^2}{H} \right)}{m_b \cdot g + \left(\frac{\gamma H R_1^2}{3} + 0.246\gamma_w R_1^2 \frac{h_w^3}{H^2} \right) \pi} \quad (14)$$

式中 H ——墩高(m);

h_w ——水深(m);

γ_w ——水的单位体积重(kN/m³);

γ ——墩身材料单位体积重(kN/m³);

A_1 ——桥墩 $H/2$ 高度处的截面面积(m²);

I_p' ——桥墩 $H/2$ 高度处截面计算方向的惯性矩(m⁴);

m_b ——墩顶集中质量(t)。

本次修订给出了各类工程的地震作用重要性系数 C_i , 故公式(15)、(16)、(17)中增加重要性系数 C_i 。

在水深 z 处, 墩身单位高度的动水压力:

$$F(z) = C_i \cdot \alpha \cdot \frac{z}{H} [(m_1(z) + m_2(z) \cdot \beta_w \tilde{\gamma}_1 - m_1(z) \cdot \beta_1 \cdot \gamma_1)] \quad (15)$$

β_1 、 β_w 分别为无水及有水时桥墩的动力放大系数；总动水压力的着力点距离河床为 $0.604h_w$ 。

无水的 $\gamma_1 \cdot \beta_1$ 与有水的 $\tilde{\gamma}_1 \cdot \beta_w$ 数值相差不大，如表 19 所示。

表 19 圆墩无水的 $\gamma_1 \cdot \beta_1$ 与有水的 $\tilde{\gamma}_1 \cdot \beta_w$ 比较

墩高 $H(\text{m})$		20	30	40	50	60
半径 $R_1(\text{m})$		1.915	2.125	2.330	2.540	2.750
$h_w=0$	$\gamma_1 \cdot \beta_1$	1.166	0.754	0.558	0.443	0.365
$h_w=H$	$\tilde{\gamma}_1 \cdot \beta_w$	1.166	0.737	0.531	0.412	0.333
$h_w=0.5H$	$\tilde{\gamma}_1 \cdot \beta_w$	1.201	0.775	0.570	0.449	0.367

故用无水时的 $\gamma_1 \cdot \beta_1$ 进行计算，则水中墩高度 h_i 处的动水压力：

$$F_{iWE} = C_i \cdot \alpha \cdot \frac{h_i}{H} \cdot m_w \cdot \gamma_1 \cdot \beta_1 \quad (16)$$

设基顶与地面或一般冲刷线相同，则动水压力对基顶的剪力及力矩公式简化如下：

$$V_0 = \frac{0.407}{H \cdot g} \cdot C_i \cdot \alpha \cdot A \cdot \gamma_w \cdot \gamma_1 \cdot \beta_1 \cdot h_w^2 \quad (17)$$

$$M_0 = 0.604 V_0 \cdot h_w \quad (18)$$

$$A = \pi \cdot D^2 / 4 \quad (19)$$

式中 D ——桥墩 1/2 水深处垂直于计算方向的截面宽度(m)。

经计算比较，双线铁路圆端形桥墩动水压力亦可按照本规范公式计算。

7.3 钢筋混凝土桥墩延性设计

7.3.1 罕遇地震发生的几率很小，目前，对强震下列车与轮轨间的相互作用尚缺乏研究。考虑强震下轮轨及桥面系对列车约束作用的降低，允许桥梁不计活载的影响。

7.3.2 为保证桥墩的延性变形能力,需要在结构形式及构造措施方面进行专门设计。根据试验研究的结果,并参考国内外规范规定,对延性设计的桥墩,提出构造措施要求。

桥墩竖向钢筋配筋量的大小,一般情况下对结构延性影响不大,但对截面抗力和消耗地震能量的影响明显。但当配筋量过高时,容易引起结构的脆性破坏或剪切破坏,小剪跨比结构更为突出。

箍筋对桥墩的延性影响很大,甚至在某种程度上依赖于箍筋配置的合理与否。大量的研究表明,箍筋的作用主要是提供横向约束,使混凝土这种脆性材料在发生开裂、破碎的情况下,不致因塌落、崩溃而引起桥墩的突然失效,从而充分利用竖向钢筋的变形能力,使塑性铰处产生足够的弹塑性变形,消耗地震能量,防止结构的整体破坏。

圆形截面,箍筋可沿截面周边布置;矩形截面,除在周边布置箍筋外,混凝土核心范围应按规范表 7.3.2 要求布置箍筋或横向钢筋(拉筋),如图 8 所示。

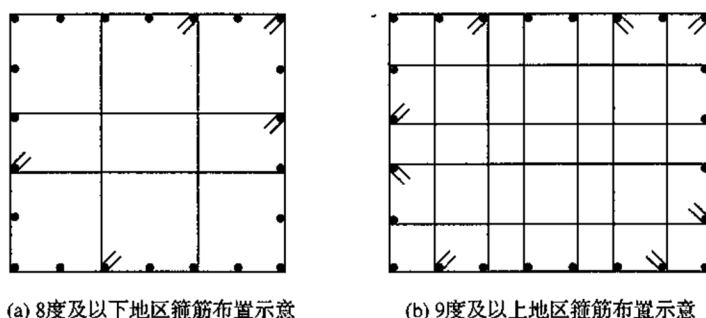


图 8 矩形截面箍筋或横向钢筋(拉筋)布置示意

7.3.3 延性抗震概念的提出,与实际观察的震害现象有关。从实际地震中观察到的结构反应性能显示:强度不足,不一定总是导致结构倒塌,甚至不一定严重破坏。实际上,只要结构的初始强度能够基本维持,不出现因非弹性变形的加剧而导致强度过度下降,那

么结构就能在地震中幸存,而且震后只需花少量的费用即可修复。但是,如果非弹性变形导致强度急剧降低,则通常导致结构的严重破坏甚至倒塌,这种情况还经常与混凝土或砌体构件的剪切破坏同时出现。这种构筑物超过弹性阶段的抗震能力就是构筑物的延性,延性大小是评判构筑物抗震能力强弱的重要指标。

在利用延性设计抗震结构时,必须确定度量延性的量化设计指标。为此,需要明确钢筋混凝土桥墩延性设计的基本概念。

1 桥墩的屈服位移或抗力是进行延性设计的最基本参数,其定义方式不同,将导致其他结构设计参数定义与量值的变化。关于钢筋混凝土桥墩屈服的定义,比较常用的有以下 5 种,分别是:①截面最外侧钢筋屈服时;②受拉区一定比例的钢筋屈服时;③最外侧受压混凝土屈服时;④受压区一定范围的混凝土屈服时;⑤桥墩的 $P-\Delta$ 关系曲线出现明显转折时。根据我国目前抗震设计的实际情况,在规范编制中采用①的定义方式,即当截面最外侧钢筋开始屈服时认为结构已进入屈服状态。此时,桥墩产生的最大位移即为桥墩的屈服位移 Δ_y ,墩底截面所承受的弯矩即为桥墩的屈服弯矩 M_y , M_y 可按钢筋混凝土偏心受压构件进行反算。

2 桥墩在什么状态达到破坏,也是抗震设计的一个重要问题。目前世界上并没有关于结构破坏的统一规定,但在长期的研究中达成了比较一致的看法,即当桥墩在给定的动力加载条件下,抗力下降到最大抗力的某一比值时即认为结构已经破坏。所谓给定的加载条件是指正弦加载的等级基本上按屈服位移递增,即每一级加载增量为一个屈服位移,每级加载往复循环 8~10 次。在该加载条件下,破坏抗力与最大抗力的比一般取 0.6~0.8。具体的取值应根据结构形式、施工情况、使用条件、地震类型、构造措施、钢筋数量、箍筋布置等因素综合评价。考虑到我国抗震设计、施工的水平、经济条件与先进国家尚有差距,抗震构造措施不足,

箍筋数量少且布置难以在短期内达到很合理的程度,因此偏于安全地将桥墩在给定加载条件下的抗力下降到最大抗力的 80% 时,定义为桥墩已经破坏。此时,桥墩产生的最大位移即为桥墩的非线性响应最大位移 $\Delta_{\max}$ 。由桥墩非线性响应最大位移与屈服位移的比值得到非线性位移延性比 μ_u 。

基于上述原则,规范明确了钢筋混凝土桥墩延性设计采用非线性位移延性比的量化指标,通过允许位移延性比确定结构的地震安全性,并规定允许位移延性比取值为 4.8(已经考虑了安全保证概率)。

同时,根据北京交通大学的研究成果,结构的非线性位移延性比与线性弯矩比的比值具有一定的规律,可以指导结构非线性响应设计。研究结果显示,桥墩的非线性位移延性比均值 $\bar{\mu}_u$ 及线性弯矩比均值 $\bar{\mu}_m = \bar{M}_{\max}/M_y$ 随桥墩的自振周期、场地类别、地震烈度的变化而改变。非线性位移延性比均值与线性弯矩比均值的比值 λ_m 具有一定的规律,当周期 $T > 1.2\text{s}$ 时,基本小于 1.0;当周期为 $0.7 \sim 1.2\text{s}$ 时,比值随周期增加而减小;当周期 $T < 0.5\text{s}$ 时,比值随周期增加而增加;而比值较大的桥墩集中在周期 $0.5 \sim 0.7\text{s}$ 之间。从比值的拟合曲线规律及简化设计考虑,将其关系曲线近似的用四段直线表示并给出分段函数表达式。另外,桥墩的非线性位移延性比方差小于最大线性弯矩比方差,因此,采用易于获得的线性弯矩比方差进行抗震设计是偏于安全的。通过模型试验及数理统计分析,建立了非线性位移延性比均值($\bar{\mu}_u$)与线性弯矩比均值 $\bar{\mu}_m = \bar{M}_{\max}/M_y$ 的比例系数 λ_m 曲线及数学表达式,最终得到“罕遇地震下钢筋混凝土桥墩延性设计的简化计算方法”(见本规范附录 F)。

7.4 支座及桥台

7.4.1A 地震区桥梁支座在地震时发生破坏的工程实例甚多,损伤多发生在支座锚固螺栓、支座限位装置、销轴等受力集中部位,

导致梁缝顶死、梁体移位、甚至落梁。支座设计应构造简单、受力明确,满足支座传力要求。当地震动水准超过设计要求时,支座损伤也应尽量控制在支座纵、横向限位装置或下锚固螺栓等易更换部位,以便于更换,快速修复。

减隔震设计可以延长结构的自振周期,对降低结构的地震作用效果显著,在国际上已得到广泛应用。对高烈度地震区,结构复杂、抗震设计困难的桥梁,在满足正常使用功能前提下,可采用减隔震设计。桥梁减隔震设计适用条件见下表:

桥梁采用减隔震设计适用条件

适用条件	不适用条件
1. 墩高较矮,桥梁基本振动周期比较短; 2. 相邻桥墩高度相差较大; 3. 桥址区的预期地面运动特性比较明确,具有较高的卓越频率和在长周期范围内所含能量较低	1. 地震作用下,场地可能产生失效; 2. 下部结构刚度小,桥梁的基本周期比较长; 3. 位于软弱场地,延长周期可能引起地基和桥梁共振; 4. 支座中可能出现负反力

采用减隔震设计的桥梁,上部结构须在桥台、桥墩等处设置足够的间隙,以满足位移需求。

桥梁减隔震设计可选用铅芯橡胶支座、球形减隔震支座、减震棒等减隔震装置。减隔震装置应构造简单、性能可靠,应进行定期的维护和检查,并考虑减隔震系统的可更换性要求。

计算减隔震桥梁地震作用时,宜取全桥模型进行分析,并考虑伸缩装置、挡块、桩土相互作用等因素。

减隔震桥梁的抗震分析,一般情况下,宜采用非线性时程反应分析法。

7.4.1 桥梁支座连接梁部结构与墩台的锚栓,在地震时破坏实例甚多,1975年海城地震,9度区的大石桥镁矿专用线上赵家堡大桥(5-16.0m 钢筋混凝土梁), $\phi 22\text{mm}$ 的锚栓共剪断36根,7度区的沟海线上,西辽河特大桥 $\phi 25\text{mm}$ 锚栓剪断8根,推弯8根,防震板螺栓拉断18根;新开河桥(4-16.0m 钢筋混凝土梁), $\phi 22\text{mm}$ 锚栓

剪断 36 根,推弯 16 根;绕阳河桥(15-16.0m 钢筋混凝土梁) $\phi 22\text{mm}$ 锚栓剪断 24 根。1970 年通海地震,9 度区的峨山公路桥(2-22.70m 钢筋混凝土梁),固定支座 $\phi 40\text{mm}$ 销钉 5 根,全部剪断。1976 年唐山地震,7 度区的永定新河桥(20-23.8m 预应力混凝土梁), $\phi 25\text{mm}$ 锚栓剪断 20 根,推弯 8 根。

为了防止发生落梁震害,应加强梁部结构与墩台的连接,所以规定计算支座部件及支座与梁、墩台顶帽锚栓的抗震强度时,上部梁重传递至墩台的水平地震荷载为 $F=1.5A_g \cdot m_d$ 。

参照国外抗震设计规范以及我们的计算结果,本规范采用了支座在纵向承受水平地震荷载的计算公式为 $F_{hE}=1.5A_g \cdot m_d - \sum \mu R_s$ 。

考虑了活动支座摩阻力的作用,同时限制了活动支座产生的摩阻力最大不能大于水平地震荷载的一半。支座在横向承受水平地震荷载时,由固定和活动支座共同承受。

7.4.2 桥台两侧锥体的水平地震力不作用在桥台上,台后部分已包含在台后土推力内,故不计基础襟边上土柱及锥体填土的水平地震力。

桥台地震荷载及地震主动土压力参照本规范第 6.1.5 条及第 6.1.6 条有关挡土墙的计算方法处理。

桥台震害多因河岸失稳使其向河心滑移,在软弱或液化地基上更易发生(7 度区就可能发生这类震害)。故规定,凡土壤力学指标不同时(如内摩擦角、水位上下容重不同等)均应分层计算土压力。

7.5 抗震措施

7.5.1 在地震区的构筑物,结构对称刚度均匀的有利于抗震,不等跨桥墩容易发生震害,这已为国内外许多震害所证实。1952 年日本十胜冲地震,根室线上十胜川铁路桥(2-60.96m+21-18.29m 上承板梁)的不等跨桥墩水平剪断。1964 年日本新潟地震,新潟

车站内不等跨跨线桥,梁部发生坠落。

受斜向土压桥墩抗震性能差,震害实例甚多。1966年2月云南东川地震,东川铁路支线上小海沟桥(3-16.0m钢筋混凝土梁)地震时尚未架梁,3号墩(墩高19.5m)受斜向土压,在8度地区,地质为卵石土,在墩身与锥坡交界处桥墩水平裂断,该线另一座深沟中桥(3-10.0m钢筋混凝土梁),墩高12.3m,两个受斜向土压桥墩,均在锥坡与墩身交界处附近水平断裂。所以规定地震区避免采用受斜向土压的桥墩。

1975年海城地震,震区石砌和混凝土圬工桥台(座数统计如表20),均为T形或U形,未做抗震设计,在9度区有98座桥台,经过地震均未损坏。

表 20 海城地震区铁路桥台统计

项 目	桥 台 座 数(座)			共 计(座)
地震烈度(度)	7	8	9	154
石砌圬工	0	11	66	
混凝土圬工	44	1	32	
小 计	44	12	98	

7.5.2 国内外震害经验表明,饱和粉细砂及饱和黏砂土上的构筑物,由于地基软弱,地震时部分地基液化失效引起构筑物整体倾斜,下沉等严重变形,导致构筑物的破坏,震害较重。

1975年海城地震,西古树村的东方红公路桥,系双孔10m双曲拱,中墩为单排四根 $\phi 60\text{cm}$ 钢筋混凝土桩,桩长14m,在饱和粉细砂层内,由于砂土液化,桩丧失承载能力,整个中墩下沉约1.0m,使拱桥毁坏。这说明,位于饱和粉细砂、饱和黏砂土上的构筑物,应加强基础,采用桩或沉井穿过可能液化的粉细砂层,并尽可能埋入较稳定密实的土层内。1975年海城地震,沟海线绝大部分桥梁位于饱和的粉细砂层上,7度地震区大中小桥使用桩基还是成功的,各桥在纵断面上无显著变化,部分桥梁设计情况如

表 21。

表 21 海城地震 7 度区沟海线桥梁基础地质情况

编号	孔 跨	桩基数×桩径(m)	桩长(m)	地质情况
1	15-16.0m	4×0.8	29.0	饱和中密细砂层
2	6-16.0m	2×1.1	28.0	淤泥质砂黏土
3	9-31.7m	6×1.1	38.4	粉砂
4	2-10.0m	2×1.1	21.6	—
5	4-16.0m	4×0.8	26.0	细砂
6	1-8.0m	4×0.8	20.0	饱和中密粉砂
7	1-8.0m	4×0.8	23.0	饱和中密粉砂
8	1-8.0m	4×0.8	20.0	饱和中密粉砂细砂
9	36-31.7m	6×1.1	43.0	饱和细粉砂层
10	2-8.0m	4×0.8	18.7	饱和中密粉砂细砂
11	1-8.0m	4×0.8	20.0	饱和中密粉砂细砂
12	3-12.0m	5×0.8	26.0	中密中砂

京山线上蓟运河下行桥(55号桥)采用桩长 16.0~20.0m 木桩基础,1976 年唐山地震,该桥遭受严重破坏,但纵断面上各墩台标高无显著变化;而上行桥(56号桥)采用 8.9m 沉井基础,1、3 号墩间,出现很大的相对高差。这些实例说明松软地基上,采用深基础的必要性。

京山线上一些桥梁由于浅基防护做了满河的河床铺砌,经受了唐山地震的检验,证明河床铺砌还是一种防止滑动的有效抗震措施。如京山线上陡河桥,在唐山市区,地震烈度为 11 度,满河浆砌片石铺砌,石砌墩高约 7m,基础为 7m 左右长的木桩,桥跨为 3

孔 19.8m 上承钢板梁,梁端均做了抗震连接措施,震害较轻,主要是河床铺砌与梁端抗震措施发挥了作用。又如京山线上 82 号桥 (4-7.3m 上承板梁),在 10 度区,相邻京台的路堤下沉约 3.0m,由于桥下满河浆砌片石铺砌,全桥震害轻微。

7.5.3 从我国唐山、海城两次地震桥梁的震害经验,在松软地基、液化地基上桥头路堤普遍下沉,最严重的下沉达 3m,使锥体铺砌破坏,也加重了桥台的震害。因此规定应对设防烈度 8 度或 9 度且桥头路堤高度大于 3m 的特大桥、大中桥桥台后 15m 范围内路堤基底以下的可液化土层或软土做加固处理,减轻路基及桥梁的震害。

7.5.4 在松软地基上的桥梁,特别是特大桥、大中桥,地震时往往发生河岸滑移,使桥台向河心移动,全桥长度缩短,这类震害是比较严重的。为此强调适当增加桥长,将桥台放在比较稳定的河岸上。1975 年海城、1976 年唐山地震时一些桥梁的震害情况见表 22,这些桥均为与河流正交,地震后桥长缩短,但尚未使桥上线路严重歪扭。1964 年美国阿拉斯加地震,就有河岸滑移桥长缩短,使斜交桥桥轴歪扭后报废的实例。因此强调位于松软地基上的特大桥、大中桥桥渡宜正交(规范第 5.0.7 条),并适当增加桥长,将桥台放在稳定的河岸上。

表 22 海城、唐山地震铁路桥桥孔缩小情况

地震区	线名	里程	孔跨	烈度(度)	地震后桥长缩短(cm)	地质情况	桥台基础
海城	长大线	K253+473	1-22.0m	9	上行 8.0 下行 4.0	黏土	明挖基础
	沟海线	K19+841	15-16.0m	7	8.0	饱和中实细砂	钻孔桩
		K57+276	2-10.0m	7	10.7		钻孔桩
		K58+431	4-16.0m	7	24.0	饱和细砂	钻孔桩
		K68+984	36-31.7m	7	15 号墩移动 33.0	饱和粉细砂	钻孔桩

续表 22

地震区	线名	里程	孔跨	烈度 (度)	地震后 桥长缩短(cm)	地质情况	桥台基础
唐山	唐遵线	陡河桥	3-16.0m	10	370.0	中、细砂、 砂黏土	明挖基础
	京山线	50号上行桥	20-23.8m	7	112.0	淤泥质黏土 及细砂	钻孔桩
		55号桥	1-8.0m 1-9.8m 1-9.6m 2-62.8m 1-15.5m	9	225.0	淤泥质砂黏土	木桩
		56号桥	1-20.0m 2-62.8m 1-20.0m	9	260.0	淤泥质砂黏土	沉井
		105号桥	20-31.5m	9	21.3	基岩及黏土	明挖基础 及沉井

在主河槽与河滩分界处,地形一般突变,是抗震不利的位置。1975年辽宁海城地震,沟海线西辽河特大桥第15号墩,正好在这个位置,地震时河滩滑动,使15号墩向河心移动33cm,第15孔梁险些坠落河中。下游田庄台公路桥正在施工,6号墩也处于这样的位置,地震后,桥墩向河心移动达4.35m。1964年日本新潟地震,Echigo线上的Shinanogawa铁路桥(2-19.2m+1.3-22.3m上板),正在主河槽与河滩分界处的1号墩,地震后向河心倾斜 $7^{\circ}40'$,墩顶位移达175cm。因此规定在主河槽与河滩分界的地形突变处,不宜设置桥墩。否则应采取加强措施,减免滑移。

7.5.5 地震时,可能引起活动断裂带的位移而发生桥梁墩台歪斜、走动、倾倒等严重震害。因此墩台基础不应设置在断层带上。当断裂带很宽,不能采用大跨跨越时,应避开严重破碎带。

7.5.6 20世纪70年代,新西兰Dr. William H. Robinson首创了采用铅芯橡胶支座,延长构筑物振动周期,耗散输入构筑物的地震能量,以保证结构安全的隔震技术,并应用于房屋、桥梁等构筑物。至1990年新西兰、日本等国已建成多座隔震桥梁及隔震建筑。一些科研机构,还对隔震构筑物作了长期地震观测,并取得了证明隔

震效果显著的观测资料。如：日本东北大学修建了两栋平立面相同的三层楼对比建筑，安置仪器长期观测，测得 1987 年 4 月 23 日的地震记录，隔震屋反应的地震加速度仅为抗震屋的 15.4%~31.1%。近年来，隔震技术在国际上已得到广泛应用。

桥梁采用铅芯橡胶支座，可增大全桥的振动周期，避开地震波中卓越周期较短的强烈振动分量；支座的滞回特性，能够提供较大的阻尼，减小地震对构筑物的作用，从而取得保护构筑物的隔震效果。在我国，南疆线布谷孜桥已成功地使用了铅芯橡胶支座这种隔震技术。

以下为南疆线布谷孜桥有关铅芯橡胶支座的设计规定及简化计算方法：

1 位于 7、8、9 度地震区内，实体桥墩高度在表 23 规定范围，采用铅芯橡胶支座的桥梁，应满足下列要求：

表 23 实体桥墩高度范围

场地类别	I	II	III	IV
桥墩高度 $H(\text{m})$	≤ 30	≤ 25	≤ 20	≤ 15

1) 一孔梁(或一联梁)各铅芯橡胶支座屈服力总和，应大于该孔梁(或一联梁)承受的最大制动力的 1.5 倍。

2) 每个支座的屈服位移，应小于等于 5mm，全桥制动力按墩、台支座顶刚度分配。

3) 在恒载和最不利列车荷载作用下，每个支座的竖向变形小于等于 1.0mm。

4) 铅芯橡胶支座的竖向设计承载力，应大于等于恒载加最不利活载支反力的 2.0 倍。

5) 罕遇地震作用时，顺桥向或横桥向的支座相对水平位移，应小于或等于铅芯橡胶支座剪切应变 200% 时的位移。

6) 铅芯橡胶支座的初始刚度(弹性刚度) K_a ，应大于屈服后刚度 K_d 的 8 倍。

7) 跨度 $L \leq 16\text{m}$ ，梁缝 $\geq 10\text{cm}$ ；跨度 $L \geq 20\text{m}$ ，梁缝 $\geq 15\text{cm}$ 。

8) 铅芯橡胶支座桥，宜按等跨布置。

2 铅芯橡胶支座桥梁位于曲线区段时,取两端桥台支座连线的弦为顺桥向,垂直于弦的方向为横桥向。

3 桥梁位于线路坡度大于等于 5% 的区段时,全桥梁部结构应台阶式平置。

4 多遇地震作用时,结构为线性反应,支座单元应采用铅芯橡胶支座的初始刚度 K_0 。做全桥线性抗震分析,并验算桥墩、台的强度、稳定。

5 罕遇地震作用时,结构为非线性反应,一般桥梁的支座单元,应采用铅芯橡胶支座特性等量线性化的有效刚度 K_{eff} ,做非线性抗震分析,验算铅芯橡胶支座的变形及支座锚栓强度。

6 一般桥梁的铅芯橡胶支座滞回特性,等量线性化如图 9。一个铅芯橡胶支座的有效刚度 K_{eff} 、等量阻尼比 ξ_h 分别为:

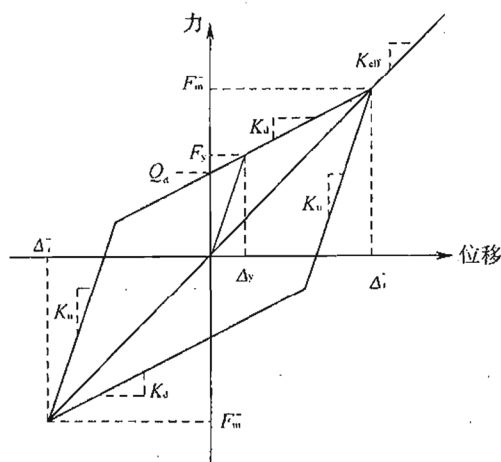


图 9 支座特性图

$$K_{\text{eff}} = \frac{1 + a_d(\mu_d - 1)}{\mu_d} K_u \quad (20)$$

$$\xi_h = \frac{2(1 - a_d)(1 - \frac{1}{\mu_d})}{\pi[1 + a_d(\mu_d - 1)]} \quad (21)$$

式中 μ_d ——铅芯橡胶支座的水平位移延性系数, $\mu_d = \frac{\Delta_i}{\Delta_y}$;

a_d ——铅芯橡胶支座的应变硬化比, $a_d = \frac{K_d}{K_u}$;

Δ_i ——铅芯橡胶支座的设计水平位移(m);

Δ_y ——铅芯橡胶支座的屈服位移(m);

K_u ——铅芯橡胶支座的初始刚度(kN/m);

K_d ——铅芯橡胶支座的屈服后的刚度(kN/m)。

7 第 i 个桥墩顶, m_R 个铅芯橡胶支座的有效刚度 $m_R \cdot K_{\text{eff}}(i)$ 与桥墩抗剪刚度 $K(i)$ 串联后的刚度 $K_p(i)$ 为:

$$K_p(i) = \frac{K(i) \cdot m_R \cdot K_{\text{eff}}(i)}{K(i) + m_R \cdot K_{\text{eff}}(i)} \quad (22)$$

8 全桥阻尼比 ξ_e 及阻尼高速系数 η 分别为:

$$\xi_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_R K_{\text{eff}}(i) \cdot d_i^2 \left[m_R \cdot \xi_h(i) + \xi_p(i) \cdot \frac{m_R \cdot K_{\text{eff}}(i)}{K_p(i)} \right]}{\sum_{i=1}^n m_R K_{\text{eff}}(i) \cdot d_i^2 \left[1 + \frac{m_R \cdot K_{\text{eff}}(i)}{K_p(i)} \right]} \quad (23)$$

$$\eta_e = 1 + \frac{0.05 - \xi_e}{0.06 + 1.7 \xi_e} \quad (24)$$

$\eta_e < 0.55$ 时, 取 $\eta_e = 0.55$ 。

式中 $K_p(i)$ ——第 i 个桥墩支座顶的抗剪刚度(kN/m);

$\xi_p(i)$ ——第 i 个桥墩的黏滞阻尼比;

m_R ——第 i 个桥墩顶设置的支座个数;

K_{eff} ——第 i 个桥墩顶, 一个铅芯橡胶支座的有效刚度(kN/m);

$\xi_h(i)$ ——第 i 个桥墩顶, 一个铅芯橡胶支座的等量阻尼比;

d_i ——第 i 个桥墩支座顶的位移(m);

n ——全桥桥墩、台个数。

9 采用铅芯橡胶支座的一般桥梁, 罕遇地震作用时, 只计基阶模态反应, 全桥概化为等效单质点, 分别按顺桥向、横桥向验算

支座的变形。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n-1} m_i}{\sum_{i=1}^n K_p(i)}} \quad (25)$$

$$P_e = \alpha \cdot \beta \cdot \eta_e \cdot \sum_{i=1}^{n-1} m_i \quad (26)$$

$$P_i = P_e \cdot \frac{K_p(i)}{\sum_{i=1}^n K_p(i)} \quad (27)$$

$$d_i = \frac{P_i}{K_p(i)} \quad (28)$$

$$d_p(i) = \frac{P_i}{K(i)} \quad (29)$$

$$d_b(i) = d_i - d_p(i) \quad (30)$$

给 d_i 赋一初值,利用以上公式反复迭代,使前后两次计算所得 d_i 之差小于或等于 1.0×10^{-5} ,即得满足精度的结果。

式中 T_e ——等效单质点周期(s);

m_i ——等跨简支梁为一孔梁恒载质量与第 i 个桥墩墩身质量五分之一的和(t);

β ——由周期 T_e 查本规范图 7.2.3 得的反应谱动力系数值;

P_e ——等效单质点产生的地震力(kN);

P_i ——第 i 个桥墩支座顶的地震力(kN);

d_i ——第 i 个桥墩支座顶的位移(m);

$d_p(i)$ ——第 i 个桥墩顶的位移(m);

$d_b(i)$ ——第 i 个桥墩计算方向铅芯橡胶支座上下板间的位移(m)。

10 在罕遇地震时,支座的最大位移 Δ_m 除满足第 1 款规定外,尚应满足下列要求:

$$\Delta_m \leq 0.5d \quad (31)$$

$$\Delta_m \leq 2.5t_R \quad (32)$$

式中 d ——支座直径或计算方向支座长度；

t_R ——支座橡胶层总厚度。

11 在罕遇地震时，支座与梁、墩、台连接锚栓的抗剪承载力允许值，应大于支座承受剪力的 2.0 倍；每个支座承受的剪力 V_B 按下式计算：

$$V_B = V_y + K_d(\Delta_m - \Delta_y) \quad (33)$$

式中 V_y ——铅芯橡胶支座的屈服剪力(kN)；

K_d ——铅芯橡胶支座屈服后的刚度(kN/m)；

Δ_m ——铅芯橡胶支座的最大位移(m)；

Δ_y ——铅芯橡胶支座的屈服位移(m)。

12 采用铅芯橡胶支座的桥梁，应在温差适中时架梁，减小气温引起的变形及内力。

7.5.8 一般土质地基上明挖基础的桥台，地震时可能向河心滑移，引起桥长缩短。海城地震，长大线上的温家沟桥，在 9 度区，地质为黏土，地震后，大连端桥台向河心滑移，将梁缝顶死。为了提高桥台的抗滑稳定性，建议当基底摩擦系数等于或小于 0.25 时，基底换填厚度为 1.0m 的砂卵石。

明挖基础的桥墩、台，其基坑应切实夯填，使与原地层成为整体。以增加墩、台的抗震能力。沿线路方向地面坡大于 1:5 时，应挖成台阶并注意台后路堤填方夯填密实，以尽量减小桥头路堤对桥台的土推力。

7.5.9、7.5.10 大量震害表明，采用合理的抗震措施，可以有效地减轻桥梁震害，为防止落梁，除桥梁支座的锚栓、销钉、防震板等应有足够的强度外，一般应着重采取纵向梁端连接措施和支挡设施。对高烈度区的大跨度梁，纵向设置的消能装置，可共同承受水平地震荷载的作用，消能装置应有足够的强度。消能装置还应考虑梁因温度等变化而产生的位移影响。橡胶支座由于没有固定支座，对其防移角钢或挡轨按支座要求(本规范第 7.4.1 条)办理。

图 10~图 15 是几种工程中常用的防止落梁措施，可供设计时参考。

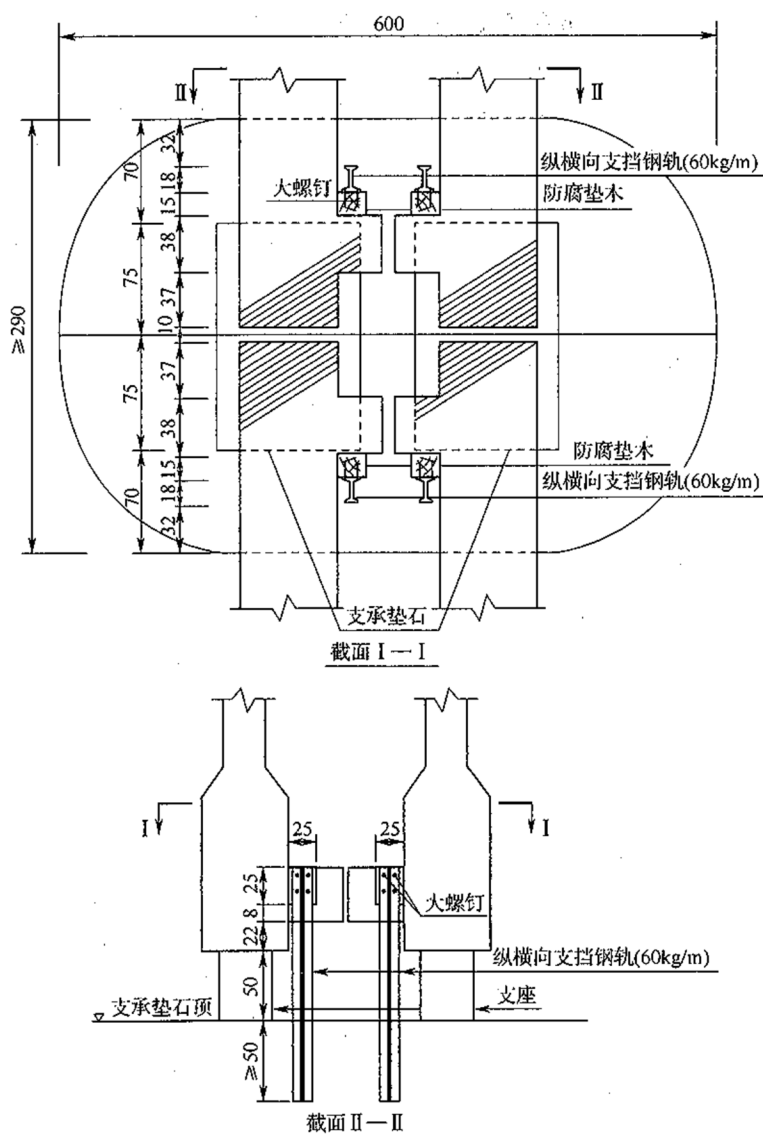


图 10 预应力混凝土 T 形梁纵横向支挡布置形式

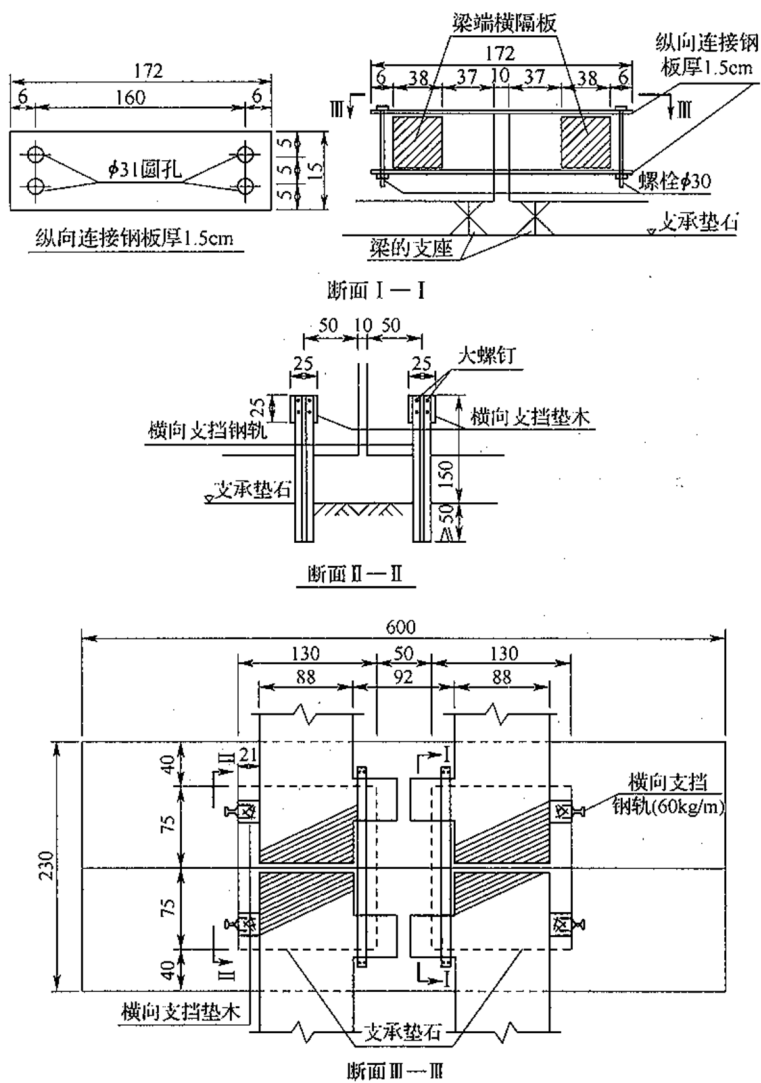


图 11 钢筋混凝土及预应力混凝土梁纵向连接和横向支撑形式
(图中尺寸以 cm 计)

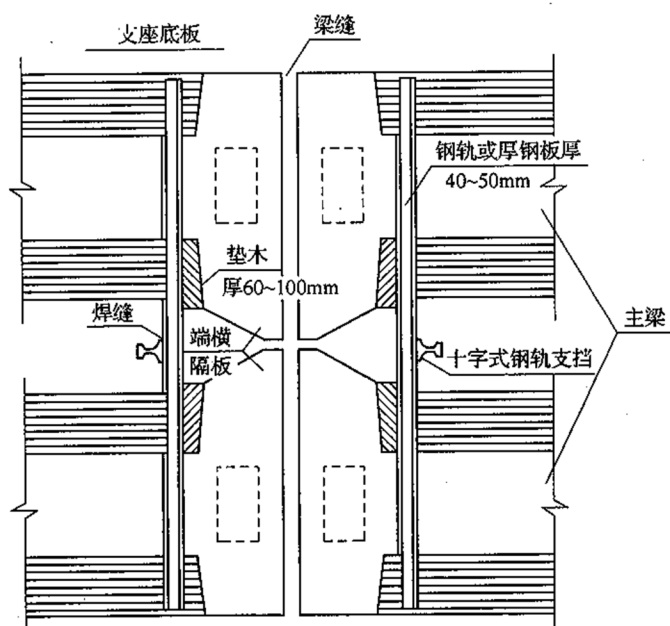


图 12 低高度钢筋混凝土纵向钢轨支挡布置形式

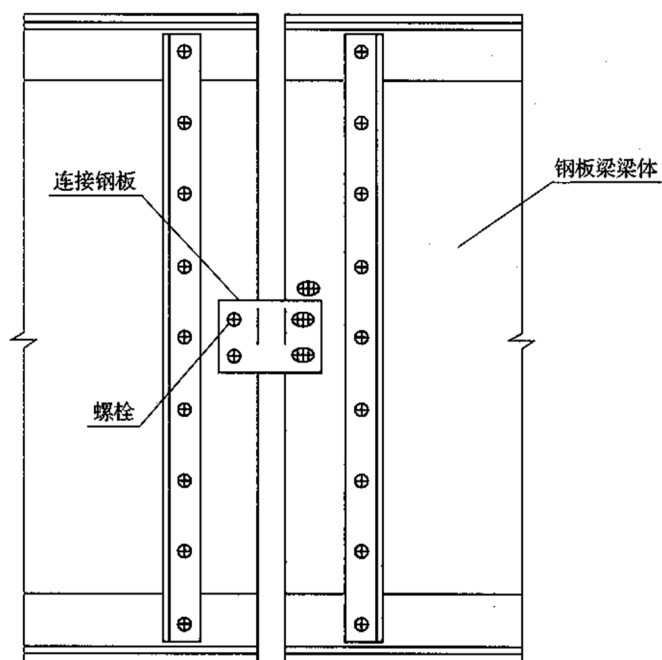


图 13 钢板梁间纵向连接布置形式

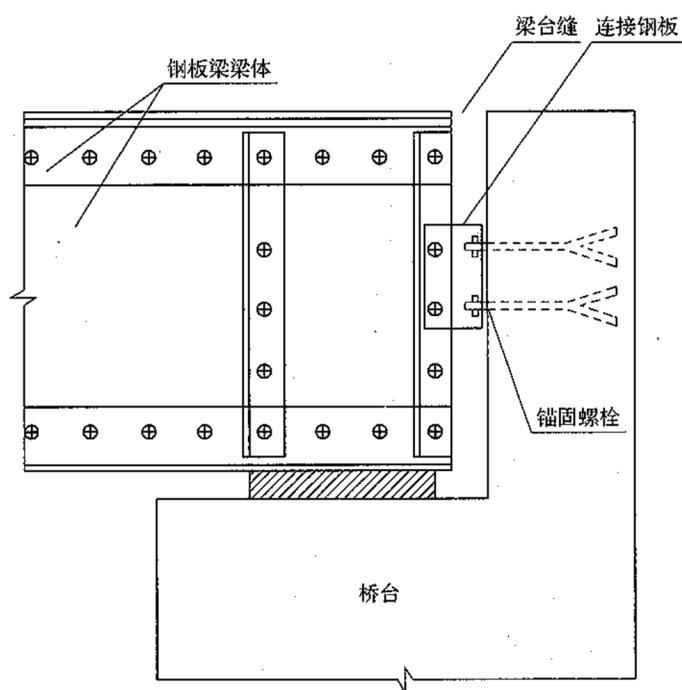


图 14 桥台与钢板梁间纵向连接布置形式

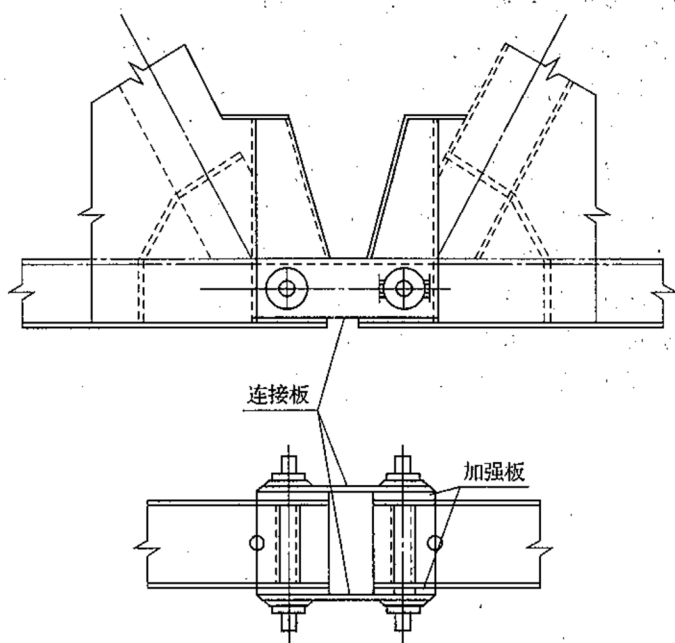


图 15 钢桁梁间纵向连接布置形式

7.5.12 1970 年云南通海地震,在 9 度地震区山坡较陡岩层风化破碎,地震时发生崩坍、滑坡、大量风化破碎物质汇集于沟谷中,在地震后发生洪水时形成泥石流,如马峰腰青沟公路上 1-6.0m 石拱桥,就被这种泥石流淤塞,使洪水从桥面上漫流。1974 年昭通地震,9 度区有两处山坡滑坍,分别堵断了阴河与木杆河形成水库;7 度区蒿芝坝附近一处山崩,将沿河公路埋没 200 多米,这些山坡在地震前,有的岩面已风化破碎,有的覆盖层是耕地,有的植被良好,但共同的特点是山坡较陡,平均坡度大于 40° 。因此地震区桥涵孔径,应充分估计到地震可能引起的次生灾害,在孔径、净高上均应适当加大。

7.5.13 1975 年海城地震,各铁路线上,各式涵洞(拱涵、盖板涵、

圆涵),无论填土高低,单孔、双孔、正交或斜交,地基好、坏,有水、无水,烈度高、低,在洞身范围内均未出现震害,仅在 9 度地区,个别涵洞出入口的端墙或翼墙连接处,沉降缝变形增大。在海城镁矿专用线上 1-3.15m 盖板涵,一个翼墙有一条水平裂缝,但不影响行车。吸取 1970 年通海地震公路涵洞端墙式洞口震害较多的教训,建议土质地基上的涵洞,出入口应采用翼墙式。

7.5.17 客运专线铁路是国家交通大动脉,在铁路网中占据重要地位。为防御与减轻地震灾害,并结合国内部分建设项目的外方咨询意见,对 B 类桥梁、高速铁路及客运专线(含城际铁路)的 C 类桥梁,在桥墩与承台、承台与桩之间的连接部位予以加强。

8 隧 道

8.1 抗震强度和稳定性验算

8.1.1 既有地震资料表明,按非地震区设计和施工的单线铁路隧道,有能力抗御 A_g 为 $0.2g$ 的地震作用而不损坏。例如:1970 年云南通海地区发生 7.8 级地震后,在地震区调查了 19 座窄轨(轨距 1m)铁路隧道,这些隧道修建于 1927 年前后,埋深约 7~15.5m,有的通过坡积层和洪积层,有的穿越较坚硬的石灰岩,多数隧道内无渗水,个别隧道漏水严重。其中蒙宝线 10 号为一座长 28m 的对称式明洞,覆土厚度不等,最厚处约 3m,隧道洞身多用石料砌筑。洞门形式有端墙式、翼墙式和石灰岩地区无端墙式洞门三种情况。震后上述构筑物基本完好。

一些调查资料还表明,地震对地下结构的破坏,是随其埋深的增加而减轻的。深埋隧道的衬砌,除地震引起断层错动产生破坏外,一般很少发生震害。在 8 度及以上的地震区地质较差的隧道,其主要震害发生在洞口、浅埋和偏压地段。如 1923 年日本东京大地震,震级为 8.3 级,震中烈度为 10 度,震中区遭受破坏的 24 座隧道中,有 14 座是洞口遭到破坏。又如 1970 年云南通海大地震震级 7.8 级,震中区烈度为 10 度,位于震中区的大兴沟和树兴沟过水隧洞,洞身无损坏,而洞口发生了坍塌。

上述情况说明,单线隧道的抗震设防范围,应着重于设防烈度较高(8 度及以上),地质条件较差的洞口、浅埋和偏压地段,对位于高烈度地震区的区域性断层破碎带地段的隧道衬砌也应重点设防。

通过对单线浅埋隧道抗震计算分析,也基本上证实了上述结论。计算表明,在 V 级围岩中,以非地震区的衬砌,在主要荷载和

A_g 为 $0.2g$ 、 $0.4g$ 地震荷载组合作用下,其截面安全系数远低于抗震要求。而在Ⅳ~Ⅱ级围岩中,以非地震区的隧道衬砌,在同样的组合荷载作用下,其截面安全系数均大于规定数值。

综合上述情况,考虑到人们对地下结构的地震问题的认识还有待于深化等实际情况,因此,在确定结构抗震验算范围时,为安全计,较理论分析结果有所扩大。

对位于Ⅴ~Ⅲ级围岩中的双线隧道衬砌的抗震能力所做的结构计算分析表明,在同级围岩的浅埋荷载和 A_g 为 $0.1g$ 的地震荷载组合作用下,对Ⅴ级围岩的衬砌,除隧道拱顶及其左右侧个别截面的安全系数低于容许值外,其余各截面均能满足要求,对Ⅳ~Ⅱ级围岩中的衬砌结构,其安全系数及偏心距均符合要求。但由于双线铁路隧道目前尚无实震资料可借鉴,故本规范表 8.1.1 对双线铁路隧道验算范围的规定,是根据双线隧道跨度大、净空高等特点,参照单线隧道抗震要求,结合理论分析确定的。

鉴于Ⅵ级围岩多为软塑土层及挤压极强烈的断层破碎带,多呈角砾、泥砂松散体。在这类地层中修建双线隧道难度很大,因而修建复线时,宜避免用双线隧道通过此类地层。当个别隧道洞口段难于避免时,其抗震设防要求应按本规范中表 8.1.1 规定办理。

本次修订隧道工程适用范围涵盖高速铁路及客运专线(含城际铁路)。规范表 8.1.1 中按照隧道工程抗震设防分类对 C 类、D 类工程的抗震验算要求进行了修订。

8.1.2 地震力的基本计算方法分为动力法和静力法两种。由于用静力法计算的单线隧道的抗震计算结果与一些宏观震害调查情况较为接近,其抗震加强措施与非地震区隧道衬砌比较,也大体合理,且静力法计算较为简便,采用更精确的计算方法,其实际意义不大,故仍采用以往沿用的静力法计算地震力。

由于地震荷载属于瞬时性的特殊荷载,结构安全系数取值,应比主要荷载作用下的相应值有所降低,故仍沿用 87 规范中所列安

全系数值。

本次修订取消了规范表 8.1.2 中对石砌体的规定。

8.1.3 公式(8.1.3)为沿用的静力法计算隧道水平地震力的公式。

8.2 抗震措施

8.2.1 考虑位于地质较差,构造不利,边坡仰坡开挖高陡或悬崖峭壁下的洞口,岩石经过长期风化剥蚀后,在地震过程中极易产生坍塌落石,堵塞洞口,危及行车安全。故要求根据地形、地质条件严格控制洞口开挖高度,并在地形于抗震不利的洞口地段设置明洞或其他有效防护措施,以策安全。

8.2.2 为维护洞口山体的稳定,减少地震造成的洞口病害,规范强调必须修建洞门。

既有洞口构筑物的震害,主要是洞口端墙和洞门挡土墙的开裂和倒塌,究其原因,多与构筑物的结构形式和强度有关。由于翼墙式洞门的端墙和翼墙能形成对抗震有利的整体结构,其抗震能力已为实践所证实,因而,对地质较差或地震过程中岩层有可能滑动的洞口,宜优先采用。端墙式洞门结构抗震稳定性较差,高烈度地震区不应采用。当洞口位于稳定性较好的陡壁或地形开阔,仰坡较缓时,也可采用斜切式洞门。

建筑材料综合考虑了地震动参数和工程重要性等因素的影响,对洞门建筑材料规定如规范中表 8.2.2。对位于 7 度地震区的单、双线隧道洞门建筑材料可按非地震区的规定办理。

8.2.3 隧道洞口加强段长度,主要是根据深浅埋隧道的划分原则通过计算确定的。如 IV 级围岩地层,当地面坡 1 : 1.5 ~ 1 : 1.2 时,其抗震设防长度单、双线分别为 14m 和 21m。考虑 IV 级围岩洞口需设防的占多数,在上述分析基础上,须适当留有富余长度和便于施工分段等情况,故确定单、双线隧道抗震设防长度分别不宜小于 15m 和 25m。本次修编考虑到新建客运专线隧道断面跨度

大,继续使用原单、双线概念已不适用,因此,比照上述所做工作,将洞口设防段最小长度限定为不得小于 2.5 倍的结构跨度,修改后设防标准没有降低。

隧道衬砌结构形式,是影响其抗震能力的因素之一,曲墙带仰拱衬砌抗震能力强。如辽南大石桥煤矿专用线铁路隧道,系由窄轨铁路隧道扩建而成,该隧道位于Ⅳ级围岩中,采用曲墙带仰拱现浇混凝土衬砌,除洞内 15.7m 及出口 15m 明洞外,均压注了水泥砂浆,施工质量良好。经受 9 度地震后,衬砌完好无损。计算表明,该隧道采用的曲墙式断面,其截面安全系数和偏心距,均能符合抗震规定,如采用直墙式断面,则不能满足抗震要求。

8.2.4 规范中表 8.2.4 对隧道衬砌和明洞建筑材料的规定,是根据结构自身的特点,在满足受力要求的前提下,本着经济适用的原则确定的,设计中可结合工程具体情况适当提高。

8.2.5 结构的整体性是影响其抗震能力的重要因素之一。洞门端墙与衬砌环框之间,端墙与挡土墙或翼墙接缝处,以及明洞等具有悬臂形式的耳墙结构,是抗震薄弱环节,因此应采取加强连接的抗震措施。

8.2.6 棚式明洞的简支顶梁与侧墙或纵梁的连接处,是结构的薄弱环节,在地震力的作用下,有可能产生落梁震害,中断行车。为了提高棚洞的抗震能力,应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求加设防震钢筋、防震板或阻挡结构等抗震措施。这些抗震措施的设置范围,包括 7 度及以上地震区。

悬臂式棚洞抗震性能较差,以往虽在 8 度地震区的个别工点采用过,但其设计验算仅以理论分析为依据,尚无实震资料可供借鉴。考虑到此种结构一旦发生震害,对运营影响较大,因此,在设防烈度为 8 度及以上地区不宜采用。

8.2.7 根据以往实践经验,隧道衬砌背后压浆能加固地层并使衬砌与围岩密贴,改善其接触条件及受震时的振动状态,减少自振的

影响,提高其抗震性能。因此,规定地震区的浅埋、偏压隧道以及通过断层破碎带、流砂等不良地质段的隧道,应采用压浆加固措施。