

《公路桥梁抗震设计规范》条文框架

1 总 则

1.0.1 为了贯彻执行中华人民共和国防震减灾法并实行以预防为主方针，减轻公路桥梁的地震破坏，保障人民生命财产的安全和减少经济损失，更好地发挥公路运输及其在抗震救灾中的作用，特制定本规范。

按本规范进行抗震设计的桥梁，其设防目标是：

当遭受桥梁设计基准期内发生概率较高的多遇地震影响时，一般不受损坏或不需修理可继续使用，当遭受桥梁设计基准期内发生概率较低的罕遇地震影响时，应保证不致倒塌或产生严重结构损伤，经加固修复后仍可继续使用。

1.0.2 抗震设防烈度为 6 度及以上地区的公路桥梁，必须进行抗震设计。

各类桥梁必须进行多遇地震 E_1 作用下的抗震设计，除 6 度地区以外，A、B、C 类桥梁还必须进行罕遇地震 E_2 作用下的抗震设计。

1.0.3 本规范适用于抗震设防烈度为 6、7、8 和 9 度地区的常用公路桥梁的抗震设计。抗震设防烈度大于 9 度地区的桥梁和行业有特殊要求的大跨度或特殊桥梁，其抗震设计应作专门研究，并按有关专门规定执行。

1.0.4 抗震设防烈度必须按国家规定的权限审批、颁发的文件（图件）确定。一般情况下，抗震设防烈度可采用中国地震动参数区划图 GB18306-2001 的地震基本烈度。对已作过专门地震安全性评价的桥址，可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。

1.0.5 公路桥梁的抗震设计，除应符合本规范的要求外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

1.0.6 按本规范进行抗震设计的桥梁结构类型为：

- (1) 主跨径不超过 200 米的混凝土梁桥
- (2) 主跨径不超过 200 米的圬工或混凝土拱桥
- (3) 主跨径不超过 200 米的混凝土斜拉桥和悬索桥

主跨径超过 200 米的大跨径桥梁，本规范只给出抗震设计原则。

2 术 语、符 号

2.1 术语

2.1.1 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。

2.1.2 抗震设防标准 seismic fortification criterion

衡量抗震设防要求的尺度，由抗震设防烈度和公路桥梁使用功能的重要性确定。

2.1.3 地震作用 earthquake action

由地震动引起的结构动态作用，包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.1.4 地震影响 effects of earthquake

由地震动引起的作用于桥梁结构上的惯性力、土压力、水压力以及地基液化、滑移等影响的总称。

2.1.5 设计基本地震加速度 design basic acceleration of ground motion

50 年设计基准期超越概率 10% 的地震加速度的设计取值。

2.1.6 设计特征周期 design characteristic period of ground motion

抗震设计用的地震影响系数曲线中，反映地震震级、震中距和场地类别因素的下降段起点对应的周期值。

2.1.7 液化 liquefaction

因地震动造成覆盖土内孔隙水压急剧上升，饱和砂土失去抗剪强度，土体的构造发生破坏而出现的破坏现象。

2.1.8 流动(滑移) lateral spreading

伴随液化作用发生的地基土水平移动现象。

2.1.9 抗震概念设计 seismic concept design

根据地震灾害和工程经验等所获得的基本设计原则和设计思想，进行桥梁结构总体布置和并确定细部构造的过程。

2.1.10 弹性抗震设计 elastic seismic design method

在多遇地震作用下，不允许桥梁结构发生塑性变形，仅用构件的强度作为衡量结构性能的指标，只需校核构件的强度是否满足要求。

2.1.11 延性抗震设计 ductility seismic design method

在罕遇地震作用下，允许桥梁结构发生塑性变形，不仅用构件的强度作为衡量结构性能的指标，同时要校核构件的延性能力是否满足要求。

2.1.12 减隔震设计 seismic isolation design method

在桥梁上部结构和下部结构或基础之间设置隔震支座，以增大原结构体系周期和阻尼，减小输入到上部结构的能量，达到结构预期防震的要求。

2.1.13 能力设计 capacity design method

对可能出现塑性铰的构件，为确保非塑性铰区不发生塑性变形和剪切破坏，必须对非塑性铰区进行加强设计，以保证非塑性铰区的能力高于塑性铰区。

2.1.14 抗震措施 seismic fortification measures

除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。

2.1.15 抗震构造措施 details of seismic design

根据抗震概念设计原则，一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求。

2.2 主要符号

(暂略)

3 桥梁抗震设计的基本要求

3.1 桥梁抗震设防分类和设防标准

3.1.1 公路桥梁应根据路线等级及桥梁的重要性和修复（抢修）的难易程度，分为 A 类、B 类、C 类、D 类四个抗震设防类别。A 类桥梁是指位于高速公路和一级公路上的主跨径超过 200 米的特大型桥梁（不含引桥及引道），B 类桥梁是指高速公路和一级公路上的除 A 类以外的桥梁及二级公路上的大桥、特大桥等，C 类桥梁是指属 A、B、D 类以外的公路桥梁，D 类桥梁是指位于三、四级公路上的抗震次要的桥梁。

3.1.2 各类桥梁的设防标准，应符合下列要求：

（1）各类桥梁的抗震构造措施，按表 3.1.2-1 规定的标准采用

表 3.1.2-1 各类公路桥梁构造措施等级

地震基本烈度 构造物分类	VI	VII		VIII		IX
	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4
A	VIII	IX	IX	更高，专门研究		
B	VII	VIII	VIII	IX	IX	≥IX
C	VI	VII	VII	VIII	VIII	IX
D	VI	VII	VII	VIII	VIII	IX

(2) 各类桥梁的地震作用，按表 3.1.2-2 确定重要性系数

表 3.1.2-2 各类桥梁的重要性系数 C_i

桥梁类别	设计地震 E1（多遇地震）	设计地震 E2（罕遇地震）
A 类	0.50	1.8
B 类	0.43	1.3
C 类	0.34	1.0
D 类	0.23	0.7

3.1.3 对抗震救灾、经济或国防上具有重要意义的三、四级公路的桥梁，按国家批准权限，报请批准后，可提高一度设防。

3.1.4 立体交叉的跨线工程，其抗震设计不应低于下线工程的要求。

3.2 地震影响

3.2.1 公路桥梁所在地区遭受的地震影响，应采用相应于抗震设防烈度的设计基本地震加速度和反应谱特征周期或本规范第 1.0.4 条和 3.1.2 条规定的设计地震动参数来表征。

3.2.2 公路桥梁抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系，应符合表 3.2.2 的规定。设计基本地震加速度值为 0.15g 和 0.30g 地区内的公路桥梁，除本规范另有规定外，应分别按抗震设防烈度 7 度和 8 度的要求进行抗震设计。

表 3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度值 A 的对应关系

抗震设防烈度	6	7	8	9
设计基本地震加速度 值	0.05g	0.10（0.15）g	0.20(0.3)g	0.40g

3.2.3 场地土的反应谱特征周期，应按《中国地震动反应谱特征周期区划图》确定，分别为 0.35s、0.4s、0.45s。

3.2.4 对于 A 类特大型桥梁，其场地所在位置应根据《工程场地地震安全性评价技术规范》（GB17741-1999）规定的Ⅲ级地震安全性工作和本规范所规定的抗震设防标准对应的地震水平年超越概率水准提出场地地震动参数和地震地质灾害评价。

3.3 桥位

3.3.1 桥位的选择，应充分利用对抗震有利的地段。应按 4.1 的具体要求执行。

3.4 抗震结构体系

3.4.1 桥梁各类基础必须保证其抗震性能强于桥墩、台身的抗震能力。在验算基础强度时应乘以超强系数 1.2。

3.4.2 避免或减轻在地震影响下因地基变形或地基失效对公路桥梁的破坏。

(1) 当确定通过抗震危险地段的高速、一级公路工程的桥位时，应具有岩土稳定性评价和主要对策和建议。

(2) 地基为软弱粘土、液化土、新近填土或严重不均土时应考虑地震时地基不均匀沉陷或其它不利影响，并采取相应措施。

3.4.3 本着减轻震害和便于修复（抢修）的原则，确定合理的设计方案。

(1) 适当降低桥梁的高度，合理减轻构造物的自重。

(2) 可以有目的地、合理地设置结构的薄弱部位。

3.4.4 抗震结构体系应符合下列要求：

(1) 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递路线。

(2) 钢筋混凝土构件应合理选择尺寸，配置钢筋，增加延性，避免剪切先于弯曲破坏和钢筋锚固粘结先于构件破坏。

(3) 结构各构件之间的连接节点，其强度不应低于构件强度。

(4) 装配式结构应采取加强整体连结措施。

(5) 在设计中提出保证施工质量的要求和措施。

(6) 结构设计应考虑便于震后检修

3.4.5 不同结构体系的概念设计见本规范有关条文。

（具体内容放入各章编写）

3.5 结构分析

3.5.1 除本规范特别规定以外，桥梁结构应进行多遇地震作用下的内力和变形分析，此时可假定结构与构件处于弹性工作状态，内力和变形分析可采用线弹性静力方法和或线弹性动力方法。

3.5.2 除本规范特别规定以外，桥梁结构应进行罕遇地震作用下的内力和变形分析，此时，可根据结构特点采用非线性时程分析方法或等效线弹性分析方法。

3.5.3 在桥梁抗震设计中，应考虑以下荷载：

(1) 永久荷载，包括结构重力（恒载）、预应力、土压、水压、混凝土收缩及徐变效应、水的浮力；

(2) 地震影响，包括地震动造成的地震作用、地震土压力、地震动水压力

3.5.4 荷载组合应包括：永久荷载+地震作用

3.5.5 荷载组合应按使结构产生最不利应力、变形及其他效应进行组合。

4 场地和地基

4.1 场 地

4.1.1 桥位的选择，应在工程地质勘察和专门工程地质、水文地质研究的基础上，按构造的活动性、边坡稳定性和场地的地质条件等进行综合评价。查明对公路桥梁抗震有利、不利和危险的地段。应充分利用对抗震有利地段。

抗震有利地段一般系指：建设地区及其临近无晚近期活动性断裂，地质构造相对稳定，同时地基为比较完整的岩体、坚硬土或开阔平坦密实的中硬土等。

4.1.2 当在抗震不利地段布设桥位时，宜适当对地基采取抗震措施。抗震不利地段一般系指：软弱粘性土层、液化土层和地层严重不均匀的地段；地形陡峭、孤突、岩土松散、破碎的地段；地下水位埋藏较浅、地表排水条件不良的地段。

4.1.3 各级公路桥位宜绕避抗震危险地段，对于高速公路、一级公路必须通过抗震危险地段时，宜做地震安全性评价分析。抗震危险地段一般系指：地震时可能发生滑坡、崩塌地段；地震时可能塌陷、溶洞等岩溶地段和已采空的矿穴地段；河床内基岩具有倾向河槽的构造软弱面被深切河槽所切割的地段；发震断裂、地震时可能坍塌而中断交通的各种构造物。

4.1.4 对河谷两岸在地震时可能因发生滑坡、崩塌而造成堰塞湖的地段，应估计其淹没和

溃决的影响范围，合理确定路线的标高和选定桥位。当可能因发生滑坡、崩塌而改变河流流向、影响岸坡和桥梁墩台以及路基的安全时，应采取适当措施。

4.1.5 桥梁建设场地的类别的划分，以土层平均剪切波速和场地覆盖土层厚度为定量标准。测量土层剪切波速的钻孔数量，对于 B 类的公路桥梁，初步勘察或工程可行性研究阶段，中桥不少于 1 个、大桥不少于 2 个、特大桥宜适量增加；对于 A 类特大型桥梁应依据具体情况确定。

对于 C 类及以下的公路桥梁，当无实测剪切波速时，可根据岩土名称和性状按表 4.1.5 划分土的类型，结合当地的经验，在表 4.1.5 的范围内估计各土层的剪切波速。

表 4.1.5 土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围 (m/s)
坚硬土或岩石	稳定岩石,密实的碎石土	$v_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土,密实、中密的砾、粗、中砂, $f_{ak} > 200$ 的粘性土和粉土, 坚硬黄土	$500 \geq v_s > 250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂,除松散外的细、粉砂, $f_{ak} \leq 200$ 的粘性土和粉土, $f_{ak} > 130$ 的填土,可塑黄土	$250 \geq v_s > 140$
软弱土	淤泥和淤泥质土,松散的砂,新近沉积的粘性土和粉土, $f_{ak} \leq 130$ 的填土,流塑黄土	$v_s \leq 140$

4.1.6 工程场地覆盖层厚度的确定，应符合下列要求：

- (1) 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500M/S 的坚硬土层或岩层顶面的距离确定。
- (2) 地面 5 米以下存在剪切波速大于相邻上层土剪切波速的 2.5 倍的土层，且其下卧岩土的剪切波速不小于 400M/S 时，可按地面至该土层顶面距离确定。

- (3) 剪切波速大于 500M/S 的孤石、透鏡体，应视同周围土层。
- (4) 土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

4.1.7 土层平均剪切波速按下列公式计算：

$$V_s = D_0 / \sum_{i=1}^n (d_i / v_{si})$$

- 式中 v_s ——土层平均剪切波速 (m/s)；
- D_0 ——计算深度 (m)，取覆盖层厚度和 20m 二者的较小值；
- d_i ——计算深度范围内第*i*土层的厚度 (m)；
- v_{si} ——计算深度范围内第*i*土层的剪切波速 (m/s)；
- n ——计算深度范围内土层的分层数。

4.1.8 桥梁工程场地类别，根据土层平均剪切波速和场地覆盖层厚度，按表 4.1.8 的规定划分为四类。

表 4.1.8 各类桥梁场地的覆盖层厚度 (m)

平均剪切波速 (m/s)	场 地 类 别			
	I	II	III	IV
$v_{se} > 500$	0			
$500 \geq v_{se} > 250$	<5	≥ 5		
$250 \geq v_{se} > 140$	<3	3~5	>50	
$v_{se} \leq 140$	<3	3~5	>15~80	>80

4.1.9 桥梁工程范围内有发震断裂时，应对断裂的工程影响进行评价。当符合下列条件之一者，可不考虑发震断裂错动对桥梁的影响。

- (1) 地震区划图上规定的加速度值低于 0.2g；
- (2) 非全新世活动断裂；
- (3) 地震区划图上规定的加速度系数为 0.2g-0. g 地区的隐伏断裂的土层厚度分别大于 60M 和 90M。

当不能满足上述条件时，宜采取下列措施：

- (1) 对于 A 类桥梁，应避开主断裂，当地震区划图上规定的地震峰值加速度系数为 0.2g-0.4g 地区其避开主断裂距离为桥墩边缘至主断裂边缘分别 300-500M；
- (2) 对于 B 类及 B 类以下的桥梁工程宜采用跨径较小便于修复的结构；
- (3) 当桥位无法避开发震断裂时，宜将全部墩台布置在断层的同一盘（最好是下盘）上。

4.1.10 场地岩土工程勘察，除应按国家工程勘察的有关标准执行外，尚应根据国家《工程场地地震安全性评价技术规范》GB1863-2001 的要求，划分对桥梁抗震有利、不利、和危险地段，评价场地类别、测试场地动力性能，评价岩土地震稳定性（如滑坡、崩塌、液化、及震陷特性等），根据设计需要提供设计地震动参数。

4.2 天然地基的承载力

4.2.1 天然地基抗震验算时，应采用地震作用效应与恒载组合，且地基抗震容许承载力乘以地基抗力调整系数计算。

4.2.2 天然地基的抗震承载力应符合下列要求：

（计算公式，待补）

表 4.2.2 地基土抗震承载力调整系数

岩 土 名 称 和 性 状	ζ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300$ 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $150 \leq f_{ak} < 300$ 的粘性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂， $100 \leq f_{ak} < 150$ 的粘性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

4.2.3 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用与恒载组合的基础底面平均压应力和边缘最大压应力应符合下列要求：

$$p \leq f_{aE} \tag{4.2.3-1}$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \tag{4.2.3-2}$$

式中 p ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

p_{\max} ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

4.3 地基的液化和软土地基

4.3.1 存在饱和砂土或粉土的地基，除 6 度设防外，应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据构造物的抗震设防类别，地基化等级，结合具体情况采取相应措施。

4.3.2 当地面以下 20 米范围内有饱和砂土或饱和亚砂土时，可根据下列情况初步判定其是否有可能液化：

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

注：用于液化判别的粘粒含量系采用六酸偏磷酸钠作分散剂测定，采用其它方法时应按有关规定换算。

4.3.3 经初步判定有可能液化的土层，可通过标准贯入试验（有成熟经验时，也可采用其它方法），进一步判定土层是否液化。当土层实测的修正标准贯入锤击数 N_1 小于按式 (4.3.3) 计算的修正的液化临界准贯入锤击数 N_{cr} 时，则判别为液化。

（计算公式，待补）

4.3.4 存在液化土层的地基，应按下式确定液化指数，并根据其液化指数按表 4.3.4 确定液化等级。

（液化指数的计算公式及液化等级划分的表格）

4.3.5 抗震液化措施，应根据构造物重要性等级及液化等级，按表 4.3.5 选择。

（液化等级划分表 4.2.6）

（按 1 全部消除地基液化沉降的措施；2 部分消除地基液化沉降的措施；3、采用减小不均匀沉降或提高结构对不均匀沉降适应能力的措施划分）。

4.3.6 全部消除地基液化沉降的措施应符合下列要求：

4.3.7 部分消除地基液化沉降的措施应符合下列要求

4.3.8 软土震陷的判别

4.3.9 采用减小不均匀沉降或提高结构对不均匀沉降适应能力的措施。

5 地震作用

5.1 一般规定

5.1.1 各类桥梁结构的地震作用，应按下列原则考虑：

（1）一般情况下，公路桥梁可只考虑水平向地震作用，分别考虑顺桥向 X 和横桥向 Y 的地震作用并进行抗震验算。

（2）设防烈度为 7 度以上的拱式结构、长悬臂桥梁结构和大跨度结构，应同时考虑竖向 Z 地震作用。

（3）墩高超过 30 米的桥梁，应同时考虑竖向 Z 地震作用。

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

5.1.3 A 类或处于地震基本烈度Ⅷ及以上地区的 B 类桥梁，要根据专门的工程场地地震安全性评价确定地震作用。距有发生 6.5 级以上地震潜在危险的地震活断层 30KM 以内的桥址，在工程场地地震安全性评价中，要选定适当的设定地震，考虑近断裂效应。

其他桥梁的地震作用，按本章以下各节的规定确定。

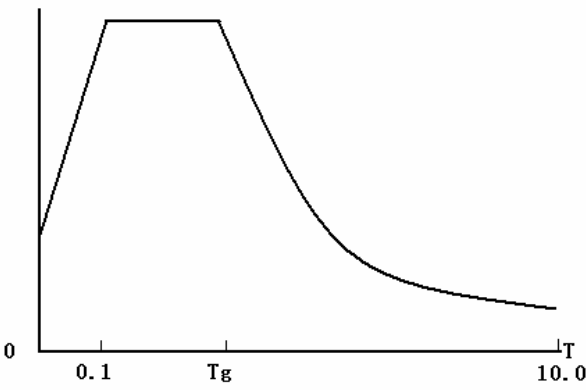
5.2 设计加速度反应谱

5.2.1 设计加速度反应谱的形状

设计加速度反应谱由下式确定

$$S = \begin{cases} S_{\max} \cdot (T / T_g), & T < 0.1\text{秒} \\ S_{\max}, & \text{其他} \\ S_{\max} \cdot (T_g / T), & T > T_g \end{cases}$$

图形由以下曲线表示



5.2.2 设计加速度反应谱最大值 S

设计加速度反应谱最大值 S_{\max} 由下式确定

$$S_{\max} = 2.5C_i \cdot C_s \cdot C_d \cdot A$$

式中， C_i 为重要性系数，按表 3.1.2 取值； C_s 为场地系数、 C_d 为阻尼系数、 A 为加速度值，分别按表 5.2.2、表 5.2.3、表 5.2.4-1 和表 5.2.4-2 取值。

表 5.2.2 场地系数的数值

<div>强度</div> <div>场地类型</div>	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4
I	1.2	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
II	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
III	1.1	1.3	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
IV	1.2	1.4	1.3	1.3	1.2	1.0	0.9

5.2.3 阻尼系数

拟直接引用建筑物抗震设计规范的规定

表 5.2.3 阻尼系数的数值

5.2.4 地震动加速度

地震动加速度的数值，依据地震区划图和桥址区地震危险性特征，按表 5.2.4-1 和表 5.2.4-2 取值。

表 5.2.4-1 设计地震 E1 峰值加速度 A

地震基本烈度	Ⅵ	Ⅶ		Ⅷ		Ⅸ
地震危险特征	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4
明显以小震为主	0.01	0.02				
一般	0.02	0.04				
明显以大震为主	0.025					

表 5.2.4-2 设计地震 E2 峰值加速度 A

地震基本烈度	Ⅵ	Ⅶ		Ⅷ		Ⅸ
地震危险特征	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4
明显以小震为主						
一般						
明显以大震为主						

注：明显以小震为主、明显以大震为主的含义见条文说明，其中分别逐省列出这两类县级以上城镇名；场（桥）址周围城镇的特征相同，场（桥）址可以参照；不相同，取偏高的或由场（桥）址地震安全性评价确定

5.2.5 场地特征周期 T_g

场地特征周期 T_g ，按表 5.2.5 取值。

表 5.2.5 设计加速度反应谱特征周期调整表

特征周期分区	场地类型划分			
	I	II	III	IV
1 区	0.25	0.35	0.45	0.65
2 区	0.30	0.40	0.55	0.75
3 区	0.35	0.45	0.65	0.90

注：本表引自国标 18306-2001 的表 C1

5.2.6 竖向分量的设计加速度反应谱

竖向分量的设计加速度反应谱有水平分量的设计加速度反应谱乘以下式给出的修正谱确定，含义见条文说明。

$$R = \begin{cases} 0.9 & 0 < T < 0.1 \\ 1.0 - T & 0.1 < T < 0.5 \\ 0.475 + 0.05T & 0.5 < T < 2.5 \\ 0.6 & T > 2.5 \end{cases}$$

5.3 设计地震动时程

做过地震安全性评价的桥址，设计地震动时程要根据专门的工程场地地震安全性评价的结果确定。

其他的桥梁，可以根据设计加速度反应谱，按随机合成的方法生成设计加速度时程，也可以选用与设定地震的震级、距离大体相近，且反应谱与设计加速度反应谱接近的实际地震动观测记录。

为了考虑地震动的随机性，每一组设计加速度时程要有三条以上，且要保证两时程间由下式定义的相关系数 ρ 的值小于 0.3。

$$\rho = \left| \frac{\frac{1}{N} \sum_j a_{1j} \cdot a_{2j}}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_j a_{1j}^2} \cdot \sqrt{\frac{1}{N} \sum_j a_{2j}^2}} \right|$$

式中，N 为时程的加速度幅值总个数，两个时程不一样时，取其中小的。

5.4 设计地震动功率谱

做过地震安全性评价的桥址，设计地震动功率谱要根据专门的工程场地地震安全性评价的结果确定。

其他的桥梁，可以根据设定地震的震级、距离，选用适当的衰减关系推算；或根据设计加速度反应谱，按下式估算

$$S(T) = \frac{\pi^2}{T\zeta} \lambda g \left(-\frac{T}{2T_d} \lambda g p \right) \cdot \alpha(\zeta, T)$$

式中， p 取 0.85， T_d 为持续时间。

5.5 地震动土压力和动水压力

5.5.1 在弹性抗震设计阶段，应考虑地震时动水压力和动土压力的影响，在延性抗震设计阶段，一般不需考虑。

5.5.2 地震时作用于结构上的主动土压力的计算的一般表达式可用下列公式计算：

1 一般地区

2 地面以下 10 米范围内存在有液化土层时

(公式及符号说明)

(注：具体计算参数可用附录型式表达，即增加一个附录)

5.5.3 地震时作用于结构上的被动土压力的计算的一般表达式可用下列公式计算：

(公式及符号说明)

(注：具体计算参数可用附录型式表达即和 5.2.1 条共用一个附录)

5.5.4 地震时作用于结构的地震动水压力一般表达式可用下列公式计算：

(公式及符号说明)

5.5.5 采用振型分解反应谱法和时程分析法时地震动水压力表达方式

(公式及符号说明)

5.6 大跨桥梁抗震设计对地震作用的特殊要求

大跨桥梁抗震设计用的地震作用，要根据专门的工程场地地震安全性评价的结果确定，此处只给出一般的要求。

5.6.1 多分量设计地震动

墩高超过 30 米的桥，抗震验算中应在考虑平动地震作用的基础上，进一步考虑地震作

用的转动分量。

5.6.2 设计地震动的多点输入

最大跨径超过 400 米的桥，抗震验算中各个桥墩的输入应考虑地震动的空间变化。

5.6.3 近断裂桥址设计地震动的工程特征

大跨桥梁工程场地地震安全性评价中，考虑近断裂效应要包括上盘效应、破裂的方向性效应，尤其注意设计谱高频段的可靠性。

5.6.4 大型沉积盆地的地震动特征

处于大型沉积盆地内，尤其是盆地边缘的大跨桥梁桥址，工程场地地震安全性评价中要考虑盆地对地震动的影响。

6 抗震措施

6.1 一般规定

6.1.1 允许桥梁结构各构件间发生对抗震性能有利的相对运动，以减小构件内部的地震力。

6.1.2 对于进行隔震、耗能设计的桥梁，必须保证隔震、耗能装置发挥作用所需的位移量。

6.1.3 任何桥梁抗震措施的使用不应导致桥梁主要构件设计的大的改变。

6.1.4 本章规定的抗震措施在地震烈度为 7 度区参考执行，在 8 度区参照执行，在 9 度区严格执行。

6.1.5 可以使用前面各节以外的用于减轻地震影响的构造或装置，但应对加装这些构造和装置的桥梁的抗震性能进行全面和细致的研究，保证这些装置功能的发挥，并且不应减弱其它抗震设计的能力。

6.2 6 度区

6.2.1 同一座桥梁不宜采用拱式和梁式混合的桥型。当需要采用时，应将拱式与梁式衔接部位的墩做成实体桥墩。

6.2.2 拱桥基础宜置于地质条件一致、两岩地形相似的坚硬土层上。拱桥矢跨比宜取 1/5~1/8。空腹式拱桥宜减小拱上填料厚度，并宜采用轻质填料，填料必须逐层夯实。边腹拱宜采用静定结构。

6.2.3 简支梁梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离(图 6.2.3-1)。其最小值 a (cm)按下式计算：

$$a \geq 70 + 0.5L \quad (6.2.3)$$

式中: L 是梁的计算跨径 (m)

6.2.4 斜桥梁 (板) 端至墩、台帽或盖梁边缘的最小的距离 (如图 6.2.4) 应满足 $a > 50L_\theta (\sin \theta - \sin(\theta - a_E))$, 式中 L_θ 是上部结构的跨径 (m), θ 斜交角, a_E 是极限脱落角。

6.2.5 曲线桥梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小的距离 (如图 6.2.5) 应满足 $a > \delta_E \frac{\sin \phi}{\cos(\phi/2)} + 30$, 式中 $\delta_E = 0.5\phi + 70$, 是上部结构端部向外侧的移动量的跨径 (m), ϕ 是曲线梁的中心角。

6.2.6 在软弱粘性土层、液化土层和严重不均匀地层上, 不宜修建大跨度超静定桥梁。

注: 严重不均匀地层系指岩性、土质、层厚、界面等在水平方向变化很大的地层。

6.2.7 在软弱粘性土层、液化土层和不稳定的河岸处建桥时, 对于大、中桥, 可适当增加桥长, 合理布置桥孔, 使墩、台避开地震时可能发生滑动的岸坡或地形突变的不稳定地段。否则, 应采取措施增强基础抗侧移的刚度和加大基础埋置深度; 对于小桥, 可在两桥台基础之间设置支撑梁或采用浆砌片 (块) 石满铺河床。

6.2.8 在软弱粘性土层、液化土层和严重不均匀地层上建桥时, 应根据具体情况采取下列措施:

- (1) 换土或采用砂桩。
- (2) 减轻结构自重、加大基底面积, 减少基底偏心。
- (3) 增加基础埋置深度、穿过液化土层。
- (4) 采用桩基础或沉井基础。

6.3 7 度区

6.3.1 必须设置防落梁系统以防止当结构体系伴随结构构件或地基的破坏而发生无法预测的破坏时, 上部结构的跌落。典型的防落梁措施见图 6.3.1。

6.3.2 防落梁构造必需满足如下要求:

1. 防落桥构造的强度不低于其所承担的设计地震力，同时防落桥构造应不妨碍支座的变形；
2. 防止落桥构造必须无损于支承的移动或回转等机能；
3. 防止落桥构造必须能顺应垂直桥轴方向的移动；
4. 防止落桥构造必须考虑到便于支承部分的维护管理；
5. 防止落桥构造的安装部分必须能将作用于防止落桥构造上的地震力，切实地传递到上下部结构。

6.3.3 桥台胸墙应适当加强，并在梁与梁之间和梁与桥台胸墙之间加装橡胶垫或其它弹性衬垫，以缓和冲击作用和限制梁的位移。其构造示意如图 6.3.3-1、图 6.3.3-2 所示。

6.3.4 桥面不连续的简支梁(板)桥和吊梁，宜采用挡块、螺栓连接和钢夹板连接等防止纵向落梁的措施。连续梁和桥面连续简支梁(板)桥，应采取防止横向产生较大位移的措施。

6.4 8 度区

6.4.1 8 度区的抗震措施，除应符合本节第 I 部分的规定外，尚应符合本部分的规定。

6.4.2 大跨径拱桥的主拱圈宜采用抗扭刚度较大、整体性较好的断面型式，如箱形拱、板拱等。当采用钢筋混凝土肋拱时，必须加强横向联系。

6.4.3 拱上建筑的立柱或立墙顶端宜设铰，允许这些部位有些变形。

6.4.4 双曲拱桥应采取措施加强拱圈的整体性，如减少接头的数量；适当增设横隔板；加强拱波与拱肋之间的连接强度；增设拱板横向钢筋网并与拱肋锚固钢筋联成整体；将主拱圈的纵向钢筋锚固于墩台拱座内，适当加强主拱圈与墩台的连接等。

6.4.5 桥墩、台高超过 3m 的多跨连拱，不应采用双柱式桥墩或排架桩墩；当多跨连拱桥跨数过多时，不宜超过 5 孔，且总长不宜超过 200m 设一个制动墩。

6.4.6 梁桥活动支座，不应采用摆柱支座。当采用辊轴支座时，应采取限制其位移的措施。

6.4.7 连续梁桥宜采取使上部构造所产生的水平地震荷载能由各个墩、台共同承担的措施，以免固定支座墩受力过大。

6.4.8 连续曲梁的边墩和上部构造之间宜采用铺栓连接，防止边墩与梁脱离。

6.4.9 高度大于 7m 的柱式桥墩和排架桩墩应设置横系梁。为了提高柱式桥墩和排架桩墩的纵向刚度，宜根据具体情况适当加大柱(桩)直径或采用双排的柱式桥墩和排架桩墩。

6.4.10 柱式桥墩和排架桩墩的柱(桩)与盖梁、承台连接处的配筋不应少于柱(桩)身的最大配

筋。

6.4.11 柱式桥墩和排架桩墩的截面变化部位,宜做成坡度为 2:1~3:1 的喇叭形渐变截面或在截面变化处适当增加配筋。

6.4.12 柱式桥墩和排架桩墩加密区段箍筋应按第 6.4.13 条规定的箍筋面积布设,其加密区段的位置和高度应符合下列要求:

(1) 扩大基础的柱式桥墩和排架桩墩应布置在柱(桩)的顶部和底部,其布置高度取柱(桩)的最大横截面尺寸或 1/6 柱(桩)高,并不小于 50cm。

(2) 桩基础的柱式桥墩和排架桩墩应布置在柱(桩)的顶部(布置高度同上)和柱(桩)在地面或一般冲刷线以上 1 倍柱(桩)径处延伸到最大弯矩以下 3 倍柱(桩)径处,并不小于 50cm。

6.4.13 柱式桥墩和排架桩墩加密区段箍筋配置及箍筋接头应符合下列要求:

(1) 圆形截面应采用螺旋式箍筋,其间距不大于 10cm,箍筋直径不小于 8mm 矩形截面的最小含箍率 ρ_{smin} ,顺桥向和横桥向均为 0.3%。即

(6.4.13)

(2) 螺旋式箍筋的接头,必须采用焊接;矩形箍筋应有 135°弯钩,并伸入混凝土核心之内。

6.4.14 石砌或混凝土墩(台)的墩(台)帽与墩(台)身、墩(台)身与基础连接处、截面突变处,施工接缝处均应采取提高抗剪能力的措施。

6.4.15 桥台宜采用整体性强的结构型式。如 U 形桥台、箱形桥台和支撑式桥台等。对于桩、柱式桥台,宜采用埋置式。

6.4.16 石砌或混凝土墩、台和拱圈的最低砂浆标号,应按现行的《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》JTJ022—85 的要求提高一级采用。

6.4.17 下部为钢筋混凝土结构,其混凝土标号,中、小跨径桥梁不低于 20 号;大跨径桥梁不低于 25 号。

6.4.18 构造物的基础宜置于基岩或坚硬的土层上。基础底面一般采用平面型式。当基础置于基岩上时,方可采用阶梯型式。

6.4.19 梁桥桥墩高度超过 10m 时,应采用混凝土或钢筋混凝土结构,并宜在施工缝部位配置适量短钢筋。

6.5 9 度区

6.5.1 9 度区的桥梁抗震措施,除应符合本节第 6.2、6.3 部分的规定外,尚应符合本部分的规定。

- 6.5.2 梁桥各片梁间必须加强横向连接，以提高上部结构的整体性。当采用桁架体系时，必须加强横向稳定性。
- 6.5.3 拱桥拱圈的宽跨比不应小于 1/20。
- 6.5.4 混凝土或钢筋混凝土无铰拱，宜在拱脚的上、下缘配置或增加适当的钢筋，并按锚固长度的要求伸入墩（台）拱座内。
- 6.5.5 拱桥墩、台上的拱座，混凝土标号不应低于 25 号，并应配置适量钢筋。
- 6.5.6 桥梁墩、台采用多排桩基础时，宜设置斜桩。
- 6.5.7 桥台台背和锥坡的填料不宜采用砂类土，填土应逐层夯实。并注意排水措施。
- 6.5.8 梁桥活动支座应采用限制其竖向位移的措施。
- 6.5.9 钢筋混凝土柱式桥墩或排架桩墩，当墩高大于 15m 时，宜控制墩顶在地震作用下产生的弹塑性位移。
- 6.5.10 必须保证支座与构件之间有可靠的连接。

7 桥梁抗震分析基本方法

7. 1 一般规定

- 7.1.1 桥梁结构应进行多遇地震（设计地震 E1）作用下的弹性抗震设计，除本规范特别规定以外，根据结构特点，还应进行罕遇地震（设计地震 E2）作用下的延性抗震设计或减隔震设计。
- 7.1.2 各类桥梁抗震设计结构分析计算方法的选取，应考虑各项因素，按本规范有关条款规定的要求执行。弹性抗震设计、延性抗震设计和减隔震设计可采用的分析计算方法见表 7.1.2。

表 7.1.2 桥梁抗震设计可采用的分析计算方法

7. 1. 3 桥台按静力法进行分析计算。

7. 2 反应谱法

7. 2. 1 反应谱法包括单振型反应谱法和多振型反应谱法，
单振型反应谱法的适用范围为：
多振型反应谱法的适用范围为：
7. 2. 2 在多遇地震（设计地震 E1）作用下的弹性抗震设计阶段，水平地震加速度系数按下式确定：

(公式及符号说明)

7.2.3 在罕遇地震(设计地震 E2)作用下的延性抗震设计阶段,采用等效弹性反应谱进行分析时,等效水平地震加速度系数按下式确定:

(公式及符号说明)

7.2.4 当采用多振型反应谱法分析时,振型阶数选取和组合应符合下列原则:

7.3 功率谱法

7.3.1 功率谱法的适用范围:

7.3.2 在多遇地震(设计地震 E1)作用下的弹性抗震设计阶段,设计地震动功率谱表达式为:

(公式及符号说明)

7.3.3 在罕遇地震(设计地震 E2)作用下的延性抗震设计阶段,等效设计地震动功率谱表达式为:

(公式及符号说明)

7.4 动力时程法

7.4.1 动力时程法的适用范围:

7.4.2 在多遇地震(设计地震 E1)作用下的弹性抗震设计阶段,设计地震动时程按下述方法获取:

7.4.3 在罕遇地震(设计地震 E2)作用下的延性抗震设计阶段,设计地震动时程按下述方法获取:

7.5 结构分析建模原则

7.5.1 一般情况下,可建立顺桥向和横桥向两个计算模型进行结构分析,在弹性抗震设计阶段,计算模型应能反应结构在弹性范围内的性能,在延性抗震设计阶段,计算模型应能反应结构的非线性特性。

7.5.2 计算模型及模型自由度的选择应能恰当地反应结构的刚度和质量的分布,从而保证在设计地震作用下引起的惯性力和主要变形模态能够得到表达。

7.5.3 当桥梁结构型式较为简单,其地震响应主要由一阶振型控制时,可接单自由度系

统建立计算模型。

7. 5. 4 当桥梁结构型式较为复杂，或地震响应较为复杂时，应按多自由度系统建立计算模型。其计算结果用于抗震设计或用于对单自由度模型计算结果的校核。这些情况一般包括：

1. 可能在多个位置出现塑性铰时
2. 等能量原则不能适用时
3. 桥梁自振周期大于或等于 1.5 秒
4. 桥梁墩高超过 30 米
5. 斜拉桥和悬索桥
6. 中承和下承式拱桥
7. 带减隔振装置的桥梁

7. 5. 5 一般情况下，设计地表即天然地表，当存在承载能力为零的软弱土层时，设计地表应为该土层的下表面。

8 抗震验算

8. 1 一般规定

8. 1. 1 验算桥梁结构抗震强度时，按现行的公路桥涵设计规范有关规范进行验算。

8. 1. 2 验算桥梁结构的变形和防落梁构造措施能力时，按本规范有关条款进行验算。

8. 2 弹性抗震设计验算

8. 2. 1 结构各部件在多遇地震（设计地震 E1）作用下最危险截面的应力不能超过相应材料的许用应力，保证结构在多遇地震作用下，处于弹性范围内工作，即：

$$\sigma_E \leq [\sigma_M] \quad (8. 2. 1)$$

式中， σ_E 为结构危险截面部位上的最大地震组合效应， σ_M 为结构危险截面部位上不同材料的许用应力。

（按构件列出明细）

8. 2. 1 结构各部件在多遇地震（设计地震 E1）作用下的变形验算（待补）

8. 3 延性抗震设计验算

8. 3. 1 结构各部件在罕遇地震（设计地震 E2）作用下最危险截面的极限强度和变形验算按下式执行：

$$P_E \leq P_a \quad (8. 3. 1)$$

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \quad (8. 3. 2)$$

式中， P_E 为为构件最危险截面的最大地震组合效应， P_a 为构件最危险截面的极限承载能力。
 δ_R 为构件的残留塑性变形， δ_{Ra} 为许用塑性变形。

(按构件列出明细)

8. 4 防落梁措施验算

8. 4. 1 桥梁结构应采取适当措施防止在设计地震作用下发生落梁现象，相应构造措施的能力应按本规范有关条款验算。

8. 5 桥台强度和稳定性验算

8. 5. 1 桥台强度和稳定性按下式进行验算：

9. 常规桥梁抗震设计

9. 1 一般规定

9. 1. 1 适用范围

本章适用于跨度不超过 200 米的常规梁桥、拱桥、斜拉桥和悬索桥的抗震设计。

常规桥梁定义：

9. 1. 2 根据桥梁结构在地震作用下动力响应的复杂程度，将常规桥梁分为简单桥梁和复杂（或特殊）桥梁两类，表 9. 1. 2 限定范围内的桥梁属于简单桥梁，不在此限定范围内的桥梁属于复杂（或特殊）桥梁，简单桥梁的抗震分析可采用单自由度模型。

表 9. 1. 2 简单桥梁定义

9. 1. 3 复杂桥梁的计算模型，只能采用多自由度有限元模型。

9. 1. 4 结构十分复杂的桥梁，抗震设计应进行专门研究。

9. 1. 5 对于砖石或圬工墩的抗震设计与校核，需进行专门考虑。

9. 1. 5 延性构件和塑性铰位置的选取, 应考虑易于发现和便于修复。

9. 1. 6 塑性铰区域应按延性抗震设计，非塑性铰区域应进行能力设计。

9. 2 设计地震动输入

9. 2. 1 反应谱

1. 多遇地震（设计地震 E1）

$S_1= 2.5. C_{i1} . C_s. C_D. S_{01}$

式中, S_1 为设计加速度反应谱, C_s 为场地修正系数, C_D 为阻尼修正系数, S_{01} 为标准加速度反应谱。

2. 罕遇地震 (设计地震 E2)

$$S_2=2.5 \cdot C_{12} \cdot C_s \cdot C_D \cdot S_{02}$$

式中, S_2 为设计加速度反应谱, C_s 为场地修正系数, C_D 为阻尼修正系数, S_{02} 为标准加速度反应谱。

9. 2. 2 功率谱

按 5.3 节的原则确定。

9. 2. 3 时程

按 5.3 节的原则确定。

9. 3 抗震计算要点

9.3.1 对简单桥梁, 在设计地震 E1 和设计地震 E2 的作用下, 可先按附录 1 计算桥梁结构的固有周期, 再按附录 2 计算地震引起的惯性力, 然后再按静力方法计算桥梁结构的内力和变形。

9.3.2 对复杂桥梁, 应分别建立设计地震 E1 和设计地震 E2 的作用下的有限元计算模型, 计算模型应满足本规范有关章节规定的要求, 然后分别计算在设计地震 E1 和设计地震 E2 的作用下的响应。

9.3.3 在设计地震 E2 作用下, 非塑性铰区域能力保护构件的计算, 按附录 3 的要求执行。

9.3.4 桥梁墩柱延性能力的计算, 按第 9 章的要求执行。

9. 4 强度和变形验算

9. 4. 1 多遇地震 (设计地震 E1) 作用下强度和变形验算

1. 梁桥

- 1) 桥墩
- 2) 桥台
- 3) 基础
- 4) 支座
- 5) 上部结构

2. 拱桥

3. 斜拉桥

4. 悬索桥

9. 4. 2 罕遇地震(设计地震 E2)作用下强度和变形验算

1. 梁桥

- 1) 桥墩
- 2) 桥台
- 3) 基础
- 4) 支座
- 5) 上部结构

2. 拱桥

3. 斜拉桥

4. 悬索桥

9. 5 塑性铰区域细节设计

9. 5. 1 塑性铰区域的设计应按第 10 章的要求进行延性设计。

10 钢筋混凝土桥墩延性能力和许用延性系数计算

10. 1 一般规定

10. 1. 1 钢筋混凝土桥墩的水平能力和许用延性系数计算应分别在纵桥向及横桥向进行。但对单层刚框架钢筋混凝土桥墩,则应按 10. 6. 1 和 10. 6. 2 条的规定计算其水平能力和许用延性系数。

10. 1. 2 对钢筋混凝土桥墩进行抗震设计时, 为保证其变形性能, 应按第 6 章的规定采取构造措施。

10. 2 水平能力和许用延性系数

10. 2. 1 钢筋混凝土桥墩的失效模式应由式 (10. 2. 1) 确定。

$$\begin{aligned} P_u \leq P_S & \quad : \quad \text{弯曲失效模式} \\ P_S < P_u \leq P_{S0} & \quad : \quad \text{弯曲失效和剪切失效模式间的过渡模式} \\ P_{S0} \leq P_u & \quad : \quad \text{剪切失效模式} \end{aligned} \quad (10.2.1)$$

此处,

P_u : 钢筋混凝土墩极限水平能力, 由 10.3 节确定;

P_s : (修正/折减后的) 钢筋混凝土墩抗剪切能力, 由 10.5 节确定;

P_{s0} : 当 10.5 节的修正系数取为 1.0 时 (即未修正/折减) 的钢筋混凝土墩抗剪切能力;

10.2.2 钢筋混凝土墩水平能力 P_a 应根据失效模式由式 (10.2.2) 计算。

$$P_a = \begin{cases} P_u & \text{(弯曲失效模式, } P_c < P_u \text{)} \\ P_u & \text{(弯曲失效和剪切失效模式间的过渡模式)} \\ P_{s0} & \text{(剪切失效模式)} \end{cases} \tag{10.2.2}$$

此处,

P_a : 地震作用下, 钢筋混凝土墩水平能力;

P_c : 钢筋混凝土墩开裂极限状态水平能力, 按第 10.5 节的规定确定;

10.2.3 钢筋混凝土墩的许用延性系数 μ_a 应按如下方法进行:

1 弯曲失效模式时, 按式 (10.2.3) 进行;

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \tag{10.2.3}$$

此处,

μ_a : 钢筋混凝土墩的许用延性系数;

δ_u : 钢筋混凝土墩极限位移, 由 10.3 节确定(m);

δ_y : 钢筋混凝土墩屈服位移, 由 10.3 节确定(m);

α : 安全系数, 根据桥梁重要性, 按表 10.2.1 采用;

表 10.2.1 弯曲失效模式时, 计算钢筋混凝土墩许用延性系数采用的安全系数 (α)

桥梁（重要性）类型	α
A	
B	
C	
E	

2 弯曲失效和剪切失效模式间的过渡形式或剪切模式时，取 1.0。

10.3 屈服、开裂及承载力极限状态时的水平能力与水平位移计算基本假定

10.3.1 纤维应变与距中性轴的距离成比例（平截面假定）

10.3.2 水平力-位移骨架线为：弹性~理想塑性类型

10.3.3 混凝土的应力-应变曲线和极限应变按 10.4.1 条规定

10.3.4 主筋应力-应变曲线采用 图 10.3.2 所示 模型

图 10.3.2

10.3.5 屈服指 弹性~理想塑性类型的骨架线上的弹性极限

10.3.6 极限指 混凝土达到轴压极限应变，极限位移由式(10.4.1)确定

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (10.3.1)$$

此处，

L_p ：塑性铰长度（m），由式(10.3.2)确定；

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (10.3.1)$$

$$\text{且 } 0.1D \leq L_p \leq 0.5D$$

此处

D ：截面高度（m）（圆形截时为截面直径；矩形截面时为分析方向上的尺寸）

h ：墩底到上部结构惯性力作用处的距离（m）；

ϕ_y ：墩底截面的屈服曲率（1/m）；

ϕ_u ：墩底截面的极限曲率（1/m）；

10.4 混凝土的应力-应变曲线

10.4.1 一般情况下，应力-应变曲线可按图 10.4.1 由式（10.4.1）计算。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c\mu}) \end{cases} \quad (10.4.1)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (10.4.2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy} \quad (10.4.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (10.4.4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (10.4.5)$$

$$\varepsilon_c = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & \text{Type I} \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & \text{Type II} \end{cases} \quad (10.4.6)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018 \quad (10.4.7)$$

此处

σ_c : 混凝土应力 (kgf/cm²);

σ_{cc} : 约束混凝土强度 (kgf/cm²);

σ_{ck} : 混凝土设计标准强度 (kgf/cm²);

ε_c : 混凝土应变;

ε_{cc} : 最大压应力下混凝土应变;

ε_{cu} : 约束混凝土极限应变;

E_c : 混凝土弹性模量, 按砖石及混凝土规范第 条采用;

E_{des} : 退化梯度 (模量)

ρ_s : 箍筋体积率;

A_h : 箍筋截面面积;

s : 箍筋间距;

d : 箍筋有效长度, 应取核心混凝土被箍筋分隔的最大长度;

σ_{sy} : 箍筋屈服点 (应力);

α, β : 截面修正系数

圆形截面 $\alpha=1, \beta=1$; 矩形、空心圆形、空心矩形截面: $\alpha=0.2, \beta=0.4$

n : 由式(10.4.2)定义的常数

图 10.4.1 混凝土应力应变曲线

10.5 抗剪能力

10.5.1 抗剪能力由式（10.5.1）计算

$$P_s = S_c + S_s \quad (10.5.1)$$

$$S_c = 10c_c c_e c_{pt} \tau b d \quad (10.5.2)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{10 \times 1.15a} \quad (10.5.3)$$

此处

P_s : 抗剪能力;

S_c : 混凝土分担（贡献）的抗剪能力 (kgf/cm^2);

τ_c : 混凝土可承受的平均剪应力, 应由表 10.5.1 确定;

c_c : 反复荷载影响的修正系数, 取值为 0.6

c_e : 桥墩截面有效高度影响的修正系数, 应由表 10.5.2 确定;

c_{pt} : 主受拉钢筋率影响的修正系数, 应由表 10.5.3 确定;

b : 垂直于计算抗剪能力方向截面的墩截面的宽度;

d : 平行于计算抗剪能力方向截面的墩截面的有效高度;

P_t : 主受拉钢筋率, 等于中性轴外受拉区纵筋总面积除以 bd ;

S_s : 箍筋分担（贡献）的抗剪能力;

A_w : 箍筋截面积, 箍筋角度为 θ , 间距为 a ;

σ_{sy} : 箍筋屈服点（应力）;

θ : 箍筋与竖向的夹角;

a : 箍筋间距

表 10.5.1 混凝土承受的平均剪应力

混凝土设计标准强度					
混凝土可产生的平均剪应力					

表 10.5.2 桥墩截面有效高度 d 影响的修正系数 c_e

有效高度(m)	1 或更低	3	5	10 或更高
c_e				

表 10.5.2 主受拉钢筋率 P_t 影响的修正系数 c_{pt}

主受拉钢筋率(%)	0.2	0.3	0.5	1.0 或更高
c_{pt}				

10.6 刚框架钢筋混凝土桥墩的水平能力和许用延性系数

10.6.1 刚框架钢筋混凝土桥墩的出面方向，应计算在每一桥墩分担的惯性力。每一桥墩的水平能力和许用延性系数的计算应采用第 10.2 节至第 10.5 节的规定，按钢筋混凝土单柱桥墩类型进行，

10.6.2 在对刚框架钢筋混凝土桥墩的面内方向采用水平能力法时，应根据本条第 1 款确定的失效模式，由第 2 款和第 3 款的规定计算其许用延性系数和水平能力。

1. 刚框架钢筋混凝土桥墩的失效模式应根据当惯性力为极限水平力时，塑性铰处的剪力 S_i 、剪切能力 P_{si} 及 P_{s0} ，由式(10.6.1)确定。

$$S_i \leq P_{si} \quad : \quad \text{弯曲失效模式}$$
$$P_{si} < S_i \leq P_{s0} : \quad \text{弯曲失效和剪切失效模式间的过渡形式} \tag{10.6.1}$$
$$P_{s0} \leq S_i \quad : \quad \text{剪切失效模式}$$

此处，

- S_i : 当惯性力为极限水平力时，塑性铰处的剪力；
 P_{si} : 每一塑性铰处的剪切能力，由 10.5 节确定；
 P_{s0} : 反复荷载影响的修正系数取为 1.0 时（即未修正/折减），塑性铰处剪切能力；

2. 应按第 10.3 节的规定计算屈服位移 δ_y ，极限水平能力 P_u 及极限位移 δ_u ，并满足如下条件：

- ① 分析时，分析模型应考虑各桥墩上轴力的变化及在多处形成塑性铰。
② 极限状态定义为所有塑性铰均达到第 10.3 节规定的极限状态的时间点。

3. 弯曲失效模式时，水平能力 P_a 及许用延性系数 μ_a 应按第 10.2 节的规定由极限水平能

力 P_u 、屈服位移 δ_y 及极限位移 δ_u 计算；过渡失效模式时，水平能力 P_a 及许用延性系数 μ_a 应按第 10.2 节的规定由本条第 2 款确定的极限水平能力 P_u 计算；剪切失效模式时，在塑性铰处剪切力超过抗剪能力时的水平能力 P_s ，水平能力 P_a 及许用延性系数 μ_a 应按第 10.2 节的规定计算。

10.7 竖向载荷偏心的影响

10.7.1 当偏心竖向载荷作用时，按第 10.2.1 条确定了失效模式的钢混桥墩的极限水平能力应由式(10.7.1)确定。

$$P_{uE} = P_u - \frac{M_0}{h} \quad (10.7.1)$$

$$M_0 = De$$

此处，

P_{uE} ：在由上部结构恒载产生的竖向偏心荷载作用下保持的极限水平能力；

M_0 ：竖向荷载偏心弯矩；

P_u ：第 10.3 节规定极限水平能力；

h ：墩底到上部结构惯性力作用处的距离；

D ：竖向力；

e ：墩截面质心到上部结构重心的偏心距；

当钢筋混凝土墩由式(10.7.1)得到水平能力 P_{uE} ，并根据第 10.2.1 条确定为弯曲失效模式时，其水平能力及许用延性系数由第 10.2.2 条确定，用于计算自振频率的刚度由第 10.2.3 条确定。

10.7.2 弯曲失效模式时，水平能力和许用延性系数由式(10.7.3)和式(10.7.4)确定。

$$P_{aE} = P_{uE} \quad (10.7.3)$$

$$\mu_E = 1 + \frac{\delta_{uE} - \delta_{yE}}{\alpha(\delta_{yE} - \delta_{0E})} \quad (10.7.4)$$

此处，

P_{aE} ：在由上部结构恒载产生的竖向偏心荷载作用下保持的水平能力；

μ_E : 竖向偏心荷载作用时的许用延性系数;

P_{uE} : 竖向偏心荷载作用下的极限水平能力, 由式(10.7.1)计算;

α : 安全系数, 由表 10.2.1 确定;

$\delta_{\mu E}$: 竖向偏心荷载作用时的极限位移;

δ_{yE} : 竖向偏心荷载作用时的屈服位移;

δ_{0E} : 竖向偏心荷载作用时的初始位移;

10.7.2 计算自振频率时, 屈服刚度由式(10.7.5)确定

$$K_{yE} = \frac{P_{uE}}{\delta_{yE} - \delta_{0E}} \quad (10.7.5)$$

此处,

K_{yE} : 竖向偏心荷载作用时的屈服刚度;

P_{uE} : 竖向偏心荷载作用下的极限水平能力, 由式(10.9.1)计算;

δ_{yE} : 竖向偏心荷载作用时的屈服位移;

δ_{0E} : 竖向偏心荷载作用时的初始位移;

11 桥梁减隔震设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于采用减隔震技术进行设计的桥梁。

11.1.2 如果满足下面三个条件或其中一条可采用减隔震技术进行桥梁的减隔震设计。

4. 桥梁中有刚性墩, 桥的基本振动周期比较短 (如周期值位于规范设计反应谱的平台段);
5. 桥梁是高度不规则的, 例如相邻桥墩的高度显著不同, 因而可能存在对某个墩延性要求很高的情况;
6. 对于给定的场地, 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。

11.1.3 下列条件下, 不宜采用减隔震技术进行设计。

1. 基础土层不稳定;
2. 下部结构柔性大, 原有结构的固有周期比较长;

3. 位于软弱场地，延长周期可能引起共振；

4. 支座中出现负反力。

11.1.4 采用减隔震设计的桥梁应针对设计地震 $E1$ 和 $E2$ 分别进行设计和校核，满足多遇地震和罕遇地震作用下规定的相应抗震性能准则要求。

11.1.5 进行桥梁减隔震设计，应保证其具有足够的刚度和屈服强度以避免在正常使用条件下出现因风荷载、制动力等引起的有害振动。

11.1.6 采用隔震设计时，必须在桥台、桥墩等处相邻上部结构之间设置足够的间隙，以保证所允许的位移。

11.1.7 进行桥梁减隔震设计，采用隔震设计的桥的固有周期原则上应为不采用隔震装置桥固有周期的两倍以上。

11.1.8 计算减隔震桥梁地震力时，可分别考虑顺桥和横桥两个方向的水平地震力，对位于高地震危险性区的桥，还应考虑上、下两个方向竖向地震力和水平地震力的不利组合。

11.1.9 减隔震装置的构造宜尽可能简单、性能可靠，应在其性能明确的范围内使用；必须考虑隔震系统的可替换性，并进行定期的维护和检查。

11.1.10 计算减隔震桥梁地震力时，应取全桥模型进行分析，并考虑伸缩装置、挡块、基础柔度等因素的影响。

11.2 减隔震桥梁计算要点

11.2.1 减隔震桥梁水平地震力的计算，可采用反应谱法、功率谱法和非线性动力时程分析方法。进行减隔震桥梁抗震性能的校核时，宜采用非线性动力时程分析方法。

11.2.2 规则性梁桥在满足以下一些条件的情况下可采用单自由度反应谱分析方法进行水平地震力的计算。

1. 距离最近的活动断层大于 15Km；

2. 在第二水准设计地震下，隔震桥梁的基本周期 T_1 （隔震周期）应是未采用隔震技术桥梁基本周期 T_0 的三倍以上；

3. 场地类型为 I、II、III 类，且场地条件比较稳定；

4. 在设计地震作用下，除减隔震装置外，桥墩、桥台及上部结构等均为线弹性反应；

5. 减隔震装置在设计位移（ D_d ）时的有效刚度至少是其在 $0.2D_d$ 时有效刚度的 50%；

6. 减隔震装置的有效阻尼比不超过 10%；

7. 减隔震装置的力学特性与加载率、竖向和水平向荷载无关；

8. 减隔震装置从 $0.5D_d$ 变到 D_d 时，其恢复力不低于其上部结构重量的 0.025 倍。

11.2.3 不满足上述条件的规则性桥梁和非规则性桥梁宜采用多自由度反应谱分析方法或非线性动力时程分析方法。

11.2.4 单自由度反应谱分析方法

减隔震桥梁顺桥向、横桥向的水平地震力，可按下列公式计算：

$$E_{hp} = C_s C_d K_h \beta_1 G_s \quad (\text{针对多遇地震需乘系数 } C_d) \quad (11.2)$$

上部结构的位移可按式计算：

$$D_d = \frac{T_{eq}^2}{4\pi^2} C_s K_h \beta_1 g \quad (11.2)$$

其中， β_1 为考虑阻尼比修正的设计谱值， K_h 为对应于设防水准的地震系数。

减隔震桥梁等效周期 T_{eq} 按下式计算：

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{w}{\sum K_{eq,i} g}} \quad (11.2)$$

其中， w 为上部结构的重力， g 为重力加速度系数， $K_{eq,i}$ 为第 i 桥墩或桥台与其上部的减隔震装置等效刚度串联的刚度值，计算公式为：

$$K_{eq,i} = \frac{n \cdot k_{eff,i} \cdot k_p}{n \cdot k_{eff,i} + k_p} \quad (11.2)$$

n 为第 i 桥墩或桥台上的支座数量， $k_{eff,i}$ 将根据使用减隔震装置的不同而不同，对铅芯橡胶隔震支座、高阻尼橡胶隔震支座等，可根据试验得到的实测滞回曲线按下式计算：

$$k_{eff,i} = \frac{(F_d^+)_i - (F_d^-)_i}{(D_d^+)_i - (D_d^-)_i} \quad (11.2)$$

其中， (D_d^+) 及 (D_d^-) 为第 i 橡胶支座的正负设计位移值， (F_d^+) 及 (F_d^-) 为 (D_d^+) 和 (D_d^-) 所对应橡胶支座的水平力。

隔震桥梁等效阻尼比 ξ_{eq} 可由减隔震装置的等效阻尼比 $\xi_{eff,i}$ 与桥墩等的阻尼比 $\xi_{p,i}$ 按下式求得：

$$\xi_{eq} = \frac{\sum k_{eff,i} (D_d)_i^2 \left[\xi_{eff,i} + \frac{\xi_{p,i} k_{eff,i}}{k_{p,i}} \right]}{\sum k_{eff,i} (D_d)_i^2 \left[1 + \frac{k_{eff,i}}{k_{p,i}} \right]} \quad (11.2)$$

11.2.5 多自由度反应谱分析方法

多自由度反应谱分析应根据 5% 阻尼比设计谱计算, 其中隔震装置用等效弹性刚度代替。在考虑不同阻尼比对设计谱修正时, 将隔震桥梁的振动周期分为两类, 及隔震振动周期与非隔震周期两类。对于隔震周期, 其对应的等效阻尼比 $(\xi_{eff})_i$ 可按公式 11.2 计算, 隔震周期对应的反应谱值应考虑阻尼比 $(\xi_{eff})_i$ 对 5% 阻尼比设计谱进行修正后的值。对于非隔震周期, 其反应谱值取阻尼比 5% 的设计谱值。

$$(\xi_{eff})_i = \frac{\sum_j (\phi_i)_j^T K_j (\phi_i)_j \xi_j}{\phi_i^T K \phi_i} \quad (11.2)$$

其中, $(\xi_{eff})_i$ 为第 i 周期对应的等效阻尼比, K_j 第 j 构件的刚度矩阵, K 为整体刚度矩阵, ϕ_i 为第 i 振型向量值, $(\phi_i)_j$ 为第 j 构件在第 i 振型所对应振型向量值, ξ_j 为第 j 构件的阻尼比。

11.2.6 反应谱方法计算地震作用效应 (内力, 位移), 可根据第 5 章中有关条文确定。水平两个方向的地震力组合原则, 根据第 5 章条文规定进行。

11.2.7 非线性动力时程分析方法

11.2.8 减隔震桥梁结构在隔震面下部的地震力 E_{Id} 按下式计算:

$$E_{Id} = r_I E_I \quad (11.2)$$

其中, E_I 是根据隔震结构计算分析得到的结果, $r_I = 1.10 k_{\max} / k_{\min}$, 是超强系数, 取决于隔震支座在设计位移下其最大等效刚度与最小等效刚度的比值。

11.2.9 潜在塑性铰的截面弯曲强度应根据 11.2 确定的地震力计算其设计值。

11.2.10 桥墩、桥台、基础等的设计与校核应依据能力设计原理, 考虑潜在塑性铰的超强影响, 根据第 7 章有关条款规定执行。

11.2.11 减隔震装置的设计、校核

1. 对于橡胶型隔震支承，在多遇地震下产生的剪切应变必须 100%以下，罕遇地震作用下产生的剪切应变必须在 250%以下，并校核其稳定性；
 2. 非橡胶型减隔震装置，应根据具体的产品指标进行设计与校核；
 3. 橡胶型隔震支承中在罕遇地震作用下产生的局部剪切应变必须小于橡胶的破坏应变除以安全系数后的值，安全系数取 1.2；
 4. 应对减隔震装置在正常使用条件下的性能进行校核。
- 11.2.12 在隔震设计和分析中采用的减隔震装置的变形、阻尼比值等力学参数值等，都应通过试验进行校核。试验得到的隔震装置的等效刚度的值必须在设计值的±10%以内，同时必须保证隔震装置的等效阻尼比值大于计算分析中采用的值。

12. 大跨度桥梁抗震设计基本要求

12.1 一般规定

- 12.1.1 大跨度桥梁的设防目标和设防标准不能低于本规范的要求。
- 12.1.2 大跨度桥梁的地震作用，应满足 5.6 的要求。
- 12.1.3 大跨度桥梁的抗震设计，应同时考虑 X、Y 和 Z 方向的地震作用时，取下述各分量方向的地震最不利组合作为设计地震作用：
- $$E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$
- $$0.3E_x + E_y + 0.3E_z$$
- $$0.3E_x + 0.3E_y + E_z$$
- 其中 E_x 、 E_y 和 E_z 分别为 X、Y 和 Z 方向的地震作用。
- 12.1.4 在设计烈度为 9° 的地区建造大跨度桥梁，应考虑减、隔震措施。
- 12.1.5 大跨度桥梁的主要承重结构（塔、墩及拱桥主拱）应选择有利于提高延性变形能力的结构型式及材料，避免发生脆性破坏。
- 12.1.6 斜拉桥的锚固墩和辅助墩在横桥向应根据墩身的强度在墩顶设置适当的减震措施。
- 12.1.7 桩基大跨度桥梁的地震反应分析应考虑桩-土-结构相互作用。
- 12.1.8 大跨度桥梁应尽量采用对称的结构形式。
- 12.1.9 在大跨度桥梁中、上、下部结构之间的连接构造应尽量均匀对称。
- 12.1.10 建在强震区的双塔斜拉桥应优先考虑飘浮体系方案；如果飘浮体系导致的梁端位移过大，应采用塔、梁弹性约束体系。
- 12.1.11 斜拉桥边跨宜设置辅助墩。

- 12.1.12 拱桥矢跨比宜取 $1/5 \sim 1/8$ 。空腹式拱桥宜减小拱上填料厚度，并宜采用轻质填料，填料必须逐层夯实。边腹拱宜采用静定结构。
- 12.1.13 建在 8、9 度地区的大跨径拱桥，主拱圈宜采用抗扭刚度较大、整体性较好的断面型式，如箱形拱、板拱等。当采用钢筋混凝土肋拱时，必须加强横向联系。拱上立柱或立墙顶端宜设铰，允许这些部位有些变形。
- 12.1.14 在 8、9 度区修建的下承式和中承式拱桥应设置风撑，加强端横梁刚度；上承式拱桥应加强拱脚部位的横向联结系。
- 12.1.15 悬索桥如在塔、梁之间设置支座，应优先采用减震支座，如盆式滑动支座等。如梁端位移过大，应考虑限位措施，如在主跨中央设置中央扣等。

12.2 地震反应分析

- 12.2.2 大跨度桥梁的地震反应分析应采用反应谱振型分解法或功率谱法和时程分析法行计算，并相互校核。采用时程分析结果进行抗震验算，但时程分析结果应不小于反应谱分析或功率谱分析结果的 80%。
- 12.3.2 地震反应分析所采用的地震加速度时程或反应谱曲线的频谱含量应包括第一阶自振周期在内的长周期成份。
- 12.3.3 进行地震反应分析时，所采用的计算模型必须能真实地模拟桥梁结构的刚度和质量分布情况，以及边界连接条件。计算模型应满足以下要求：
- (1) 应建立主桥与相邻引桥孔耦合的空间计算模型。
 - (2) 塔、墩、拱肋及拱上立柱可采用空间梁单元模拟；桥面系应视截面形式选用单梁式或双梁式模型，用空间梁单元模拟；斜拉桥的斜拉索、悬索桥的主缆和吊杆、以及拱桥的吊杆和系杆拱桥的系杆可采用空间桁架单元模拟。如桥面系采用单梁式模型，则主梁的节点与索、吊杆（或立柱）在桥面的吊点（或支撑点）之间应建立主从关系。
 - (3) 应考虑几何非线性的影响，可近似处理为只考虑恒载作用下的几何刚度和（斜拉桥、悬索桥）缆索的弹性模量修正。
 - (4) 进行反应谱分析时，支承连接条件可采用主从关系近似模拟。进行时程反应分析时，支承连接条件应采用非线性连接单元真实模拟；如墩柱已进入非线性工作状态，则应选用适当的弹塑性单元来模拟。

- 12.3.4 反应谱分析应满足以下要求：

(待补)

- 12.3.5 时程分析应满足以下要求：

(待补)

12.3.6 功率谱法分析应满足以下要求:

(待补)

12.3.7 如无试验资料, 阻尼比可按以下采用:

- 1 混凝土拱桥的阻尼比不宜大于 5%, 而钢拱桥不宜大于 3%。
- 2 斜拉桥的结构阻尼比不宜大于 3%。
- 3 悬索桥的结构阻尼比不宜大于 2%。
- 4 对于特别重要的大跨度桥梁, 应分别选取 2%~5%的阻尼比进行比较分析。

12.4 抗震验算

12.4.1 在设计地震 E1 作用下, 结构各构件按容许应力法验算:

12.4.2 在罕遇地震 E2 作用下, 大跨度桥梁的主要承重结构(主塔、主拱)如采用钢筋混凝土建造, 应根据钢筋混凝土梁柱单元的屈服面验算强度; 如采用钢结构, 进行容许应力验算。为了确保不出现脆性剪切破坏, 还应根据第 9 章的有关规定进行抗剪强度验算。拱上立柱等构件根据第 9 章的有关规定进行抗震验算。

12.4.3 大跨度桥梁的引桥根据第 9 章的有关规定进行抗震验算。

12.5 构造及防震措施

12.5.1 建在 8、9 度区的大跨度桥梁, 如采用钻孔灌注桩, 为确保桩基础的安全, 可将钢护筒留在桩上, 钢护筒的顶部应伸入承台, 护筒长度应超过桩的最大弯矩图的第一反弯点。

12.5.2 塔、梁交界处, 建议在梁的两侧设置橡胶缓冲挡块, 以改善塔的受力。

12.5.3 加强塔柱的横向联系, 如为横梁联结, 应加强配筋或增设预应力筋。

12.5.4 8、9 度区悬索桥的塔顶鞍座应设置保护装置, 以防止震落。

12.5.5 设简支过渡孔的大跨度桥梁, 应加宽过渡墩(锚固墩)的盖梁宽度, 并且采用挡块、螺栓连接等防止落梁的措施。

12.5.6 梁端伸缩缝的选用应考虑地震作用下的梁端位移。

12.5.7 9 度区的混凝土或钢筋混凝土无铰拱, 宜在拱脚的上、下缘配置或增加适当的钢筋, 并按锚固长度的要求深入墩(台)拱座内。

附录 1 简单桥梁固有周期计算方法

(暂略)

附录 2 简单桥梁惯性力计算方法

(暂略)

附录 3 能力保护构件计算方法

(暂略)