

UDC

中华人民共和国国家标准

GB

P

GB 50909—20××

城市轨道交通结构抗震设计规范

Code for Seismic Design of Urban Rail Transit Structures

局部修订条文征求意见稿

202X—XX—XX 发布

202X—XX—XX 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

局部修订说明

本次局部修订是根据住房和城乡建设部《关于印发 2022 年工程建设规范标准编制及相关工作计划的通知》（建标函[2022] 21 号）的要求，由同济大学会同有关单位对《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB50909—2014 进行局部修订。

本次修订的主要内容包括：强条的修订，与现行强制性工程建设规范、现行国家标准的协调，术语和符号的协调，抗震分析方法的调整，预制拼装结构的相关规定，场地液化判别，梁端支承长度，行车安全验算，隧道与地下车站结构验算和抗震构造措施，高架区间结构抗震构造细节，高架车站抗震性能验算等。

此次局部修订共 92 条，分别为第 1.0.3、1.0.4、2.1.2、2.1.3、2.1.4、3.1.2、3.1.3、3.1.4、3.2.4、3.3.1、3.4.1、3.4.2、3.5.1、4.1.1、4.1.2、4.2.1、4.2.2、4.2.3、4.2.6、4.2.7、4.3.1、4.4.1、4.4.2、4.4.4、4.4.5、4.4.9、4.4.11、4.4.12、5.1.4、5.2.1、5.2.2、5.2.4、5.3.1、5.4.1、6.1.4、6.2.6、6.7.1、6.8.3、7.4.3、7.5.1、7.5.2、7.6.1、7.6.2、7.7.1、7.7.2、7.7.3、8.1.4、8.3.3、8.4.1、8.4.2、8.4.10、8.4.11、8.5.1、8.5.2、9.1.1、9.1.2、9.3.1、9.3.3、9.3.4、9.3.5、9.3.6、9.3.7、9.3.8、9.3.9、9.4.1、9.4.2、9.4.3、9.4.4、9.4.4、9.4.5、10.1.2、10.1.7、10.3.2、10.4.1、10.5.1、10.5.2、10.5.3、10.5.3A、10.5.4、10.5.5、10.5.6、10.5.8、10.5.10、A0.1、A0.2、A0.3、A0.4、B2.3、E0.2、G3.2 条，第 2.2 节，本规范用词说明。其中新增 5 条，删除 9 条。

本规范中下划线表示修改的内容，方框部分为删除内容。

本规范由住房和城乡建设部负责管理，由同济大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送至同

济大学（地址：上海市四平路 1239 号同济大学桥梁系 807 室，
邮编：200092）。

本次局部修订的主编单位、参编单位、主要起草人和主要审查
人：

主编单位：

参编单位：

主要起草人：

主要审查人：

《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB50909-2014

局部修订对照表

(方框部分为删除内容, 下划线部分为增加或修改内容)

现行《规范》条文	修订征求意见稿
1 总则	1 总则
1.0.3 抗震设防地区的城市轨道交通结构必须进行抗震设计。	1.0.3 抗震设防地区的城市轨道交通结构 <u>必须</u> 应进行抗震设计。
1.0.4 抗震设防采用的地震动参数应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306 执行; 已进行工程场地地震安全性评价的, 应按审批结果取值。	1.0.4 抗震设防采用的地震动参数应 <u>按</u> 不低于现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306 <u>执行</u> 的规定; 已进行工程场地地震安全性评价的, 应 <u>按</u> 不低于审批结果 <u>取值</u> 。
2 术语和符号	2 术语和符号
2.1 术语	2.1 术语
2.1.2 E1 地震作用 low-level earthquake 重现周期为 100 年的地震动。	2.1.2 E1 地震作用 low-level earthquake <u>action</u> 重现周期为 100 年的地震 <u>动</u> 作用。
2.1.3 E2 地震作用 design earthquake 重现周期为 475 年的地震动。	2.1.3 E2 地震作用 design earthquake <u>action</u> 重现周期为 475 年的地震 <u>动</u> 作用。
2.1.4 E3 地震作用 high-level earthquake 重现周期为 2475 年的地震动。	2.1.4 E3 地震作用 high-level earthquake <u>action</u> 重现周期为 2475 年的地震 <u>动</u> 作用。
2.2 符号	2.2 符号
	<u>d_b</u> ——纵筋直径;
	<u>f_{tk}</u> ——箍筋屈服强度;
	<u>f_{vk}</u> ——纵筋屈服强度;

现行《规范》条文	修订征求意见稿
	F_a ——场地地震动峰值加速度调整系数；
	F_u ——场地地震动峰值位移调整系数。
	H_e ——一联上部结构桥墩的平均高度；
I_E ——液化指数；	$I_{E\text{势}}$ ——液化势指数；
	L_k ——一联上部结构的最大单孔跨径；
	R_T ——温度作用下支座的水平力。
	Δ_t ——温度作用下支座产生的水平位移；
Γ_u ——场地地震动峰值位移调整系数。	Γ_u ——场地地震动峰值位移调整系数。
<p style="text-align: center;">3 基本要求</p> <p style="text-align: center;">3.1 抗震设防要求</p>	<p style="text-align: center;">3 基本要求</p> <p style="text-align: center;">3.1 抗震设防要求</p>
<p>3.1.2 抗震设防类别的划分应符合下列规定：</p> <p style="padding-left: 2em;">3 特殊设防类：在城市轨道交通网络中占据关键地位、承担交通量大的大跨度桥梁和车站的主体结构。</p>	<p>3.1.2 抗震设防类别的划分应符合下列规定：</p> <p style="padding-left: 2em;">3 特殊设防类：<u>大跨度桥梁</u>、在<u>城市轨道交通网络中占据关键地位</u>、<u>承担交通量大</u>的<u>大跨度桥梁</u>和<u>且客流量大</u>的<u>车站</u>的<u>主体结构</u>。</p>

现行《规范》条文

3.1.3 抗震设防地震动峰值加速度与抗震设防地震动分档和抗震设防烈度之间对应关系应符合表 3.1.3 的规定。

表 3.1.3 抗震设防地震动峰值加速度与抗震设防地震动分档和抗震设防烈度之间对应关系

抗震设防地震动峰值加速度 (g)	<0.09	[0.09,0.14)	[0.14,0.19)	[0.19,0.28)	[0.28,0.38)	≥0.38
抗震设防地震动分档 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
抗震设防烈度 (度)	6	7	8		9	

注：表中的 g 为重力加速度。

修订征求意见稿

3.1.3 抗震设防地震烈度、动峰值加速度与抗震设防地震动峰值加速度分档和抗震设防烈度之间对应关系应符合表 3.1.3 的规定。按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 执行。

表 3.1.3 抗震设防地震动峰值加速度与抗震设防地震动分档和抗震设防烈度之间对应关系

抗震设防地震动峰值加速度 (g)	<0.09	[0.09,0.14)	[0.14,0.19)	[0.19,0.28)	[0.28,0.38)	≥0.38
抗震设防地震动分档 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
抗震设防烈度 (度)	6	7	8		9	

注：表中的 g 为重力加速度。

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>3.1.4 各抗震设防类别结构的抗震设防标准，应符合下列要求：</p> <p>1 标准设防类：抗震措施应按本地区抗震设防烈度确定；地震作用应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306规定的本地区抗震设防要求确定；</p> <p>2 重点设防类：抗震措施应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求确定；地震作用应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306规定的本地区抗震设防要求确定；对进行过工程场地地震安全性评价的，应采用经国务院地震工作主管部门批准的建设工程的抗震设防要求确定，但不应低于本地区抗震设防要求确定的地震作用；</p> <p>3 特殊设防类：抗震措施应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求确定；地震作用应按国务院地震工作主管部门批准的建设工程的抗震设防要求且高于本地区抗震设防要求确定。</p>	<p>3.1.4 各抗震设防类别结构的抗震设防标准，应符合下列要求：</p> <p>1 标准设防类：抗震措施应按本地区抗震设防烈度确定；地震作用应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306规定的本地区抗震设防要求确定；</p> <p>2 重点设防类：抗震措施应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求确定，<u>但抗震设防烈度为9度时应按比9度更高的要求确定</u>；地震作用应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306规定的本地区抗震设防要求确定；对进行过工程场地地震安全性评价的，应采用经国务院地震工作主管部门批准的建设工程的抗震设防要求确定，但不应低于本地区抗震设防要求确定的地震作用；</p> <p>3 特殊设防类：抗震措施应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求确定，<u>但抗震设防烈度为9度时应按比9度更高的要求确定</u>；地震作用应按国务院地震工作主管部门批准的建设工程的抗震设防要求且高于本地区抗震设防要求确定。</p>

现行《规范》条文

3.2 抗震性能要求

3.2.4 城市轨道交通结构的抗震性能要求不应低于表 3.2.4 的规定。

表 3.2.4·城市轨道交通结构抗震设防目标

地震动水准		抗震设防类别	结构抗震性能要求	
等级	重现期(年)		地上结构	地下结构
E1 地震作用	100	特殊设防类	I	I
		重点设防类	I	I
		标准设防类	I	I
E2 地震作用	475	特殊设防类	I	I
		重点设防类	II	I
		标准设防类	II	I
E3 地震作用	2450	特殊设防类	II	I
		重点设防类	III	II
		标准设防类	III	II

修订征求意见稿

3.2 抗震性能要求

3.2.4 城市轨道交通结构的抗震性能要求不应低于表 3.2.4 的规定。

表 3.2.4·城市轨道交通结构抗震设防目标

地震动水准		抗震设防类别	结构抗震性能要求	
等级	重现期(年)		地上结构	地下结构
E1 地震作用	100	特殊设防类	I	I
		重点设防类	I	I
		标准设防类	I	I
E2 地震作用	475	特殊设防类	I	I
		重点设防类	II	I
		标准设防类	II	I
E3 地震作用	2450	特殊设防类	II	I
		重点设防类	III	II
		标准设防类	III	II

现行《规范》条文		修订征求意见稿		
3.3 地震反应计算		3.3 地震反应计算		
3.3.1 抗震设计中地震反应的计算方法宜按表 3.3.1 采用。		3.3.1 抗震设计中地震反应的计算方法宜按表 3.3.1 采用。		
表 3.3.1 地震反应计算方法		表 3.3.1 地震反应计算方法		
结构构件	抗震设防类别	性能要求	设计计算方法	
高架区间结构	特殊设防类	I	线性反应谱方法	
		II	非线性时程分析方法	
	重点设防类、标准设防类	I	线性反应谱方法	
		II	振动特性简单的结构：弹塑性反应谱方法 振动特性复杂的结构：非线性时程分析方法	
高架车站结构	重点设防类、标准设防类	I	线性反应谱方法	
		II	振动特性简单的结构：弹塑性反应谱方法	
		III	振动特性复杂的结构：非线性时程分析方法	
地下车站结构	特殊设防类	I	反应位移法 反应加速度法 弹性时程分析方法	
			重点设防类、标准设防类	I
	II	反应加速度法 非线性时程分析方法		
	区间隧道结构	重点设防类	I	反应位移法 反应加速度法
II			反应加速度法 非线性时程分析方法	
			需考虑土层非线性时应采用非线性分析方法	
结构构件	抗震设防类别	性能要求	设计计算方法	
高架区间结构 高架车站结构	特殊设防类	I	线性反应谱方法或线性时程方法	
		II	等效弹性反应谱方法或非线性时程分析方法	
	重点设防类、标准设防类	I	线性反应谱方法	
		II	振动特性简单的结构：等效弹性反应谱方法或弹塑性反应谱方法	
		III	振动特性复杂的结构：等效弹性反应谱方法或非线性时程分析方法	
		重点设防类、标准设防类	IV	线性反应谱方法
高架车站结构	重点设防类、标准设防类	IV	振动特性简单的结构：弹塑性反应谱方法	
		III	振动特性复杂的结构：非线性时程分析方法	
		特殊设防类	I	反应位移法 反应加速度法 弹性反应谱方法 弹性时程分析方法
地下车站结构 区间隧道结构	重点设防类、标准设防类	I	反应位移法 反应加速度法 弹性反应谱方法	
		II	反应加速度法 等效弹性反应谱方法 非线性时程分析方法	
	区间隧道结构	重点设防类	IV	反应位移法 反应加速度法
			IV	反应加速度法 非线性时程分析方法
			需考虑土层非线性时应采用非线性分析方法	

现行《规范》条文	修订征求意见稿
3.4 减震设计	3.4 减 <u>隔震</u> 设计
3.4.1 城市轨道交通结构可采用消能减震设计。	3.4.1 城市轨道交通结构可采用 <u>消能减隔震</u> 设计， <u>减隔震装置应符合下列要求</u> ： <ol style="list-style-type: none"> 1 <u>采用减隔震设计的装置工作机理应明确、力学性能应稳定</u>； 2 <u>减隔震支座不宜出现上拔力</u>；
3.4.2 对采用消能减震设计的轨道交通结构，其抗震设防性能目标不应低于本规范第 3.2.4 条的规定。	3.4.2 对采用 <u>消能减隔震</u> 设计的轨道交通结构，其抗震设防性能目标不应低于本规范第 3.2.4 条的规定。
3.5 地震反应观测	3.5 地震反应观测
3.5.1 对地震动峰值加速度分区 0.20g 及以上地区，在轨道交通结构系统中宜设置地震反应观测系统。	3.5.1 对地震动峰值加速度分区 <u>值</u> 0.20g 及以上地区，在轨道交通结构系统中宜设置地震反应观测系统。
4 场地、地基与基础 4.1 一般规定	4 场地、地基与基础 4.1 一般规定
4.1.1 城市轨道交通结构的场地与地基应考虑下列宏观震害或地震反应： <ol style="list-style-type: none"> 1 强烈地震动造成场地、地基的失稳或失效，包括土层液化、震陷、地裂缝、滑坡等； 2 地表断裂错动，包括地表基岩断裂及构造性地裂造成的破坏； 	4.1.1 城市轨道交通结构的场地与地基应考虑下列宏观震害或地震 <u>反</u> 效应： <ol style="list-style-type: none"> 1 强烈地震动造成场地、地基的失稳或失效，包括土层液化、<u>软土震陷</u>、地裂缝、<u>地震崩塌</u>、<u>落石与滑坡</u>等； 2 地表断裂错动，包括地表基岩断裂及构造性<u>地表破裂</u>造成的破坏；
4.1.2 城市轨道交通结构的场地与地基的勘察和评价应至少包括下列内	4.1.2 城市轨道交通结构的场地 <u>与地基</u> 的 <u>抗震</u> 勘察和评价应 <u>至少包括下列</u>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>容：</p> <p>1 确定场地土的类型和场地类别；</p> <p>2 对可能产生滑坡、塌陷、崩塌和采空区等的岩土体，进行地震作用下的地基稳定性评价；</p> <p>3 对判别为液化的土层，根据液化等级提出处理方案；当不进行抗液化处理时，应计入液化效应的影响对土层的设计参数进行修正；</p> <p>4 划分场地抗震地段类别。</p>	<p>内容：按现行强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 执行。</p> <p>1 确定场地土的类型和场地类别；</p> <p>2 对可能产生滑坡、塌陷、崩塌和采空区等的岩土体，进行地震作用下的地基稳定性评价；</p> <p>3 对判别为液化的土层，根据液化等级提出处理方案；当不进行抗液化处理时，应计入液化效应的影响对土层的设计参数进行修正；</p> <p>4 划分场地抗震地段类别。</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿																				
<p style="text-align: center;">4.2 场地</p>	<p style="text-align: center;">4.2 场地</p>																				
<p>4.2.1 场地抗震地段类别应按表 4.2.1 划分。</p> <p style="text-align: center;">表 4.2.1 场地抗震地段类别划分</p> <table border="1" data-bbox="212 459 1086 639"> <thead> <tr> <th>场地抗震地段类别</th> <th>地质、地形、地貌</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>有利地段</td> <td>稳定基岩；坚硬土；开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等。</td> </tr> <tr> <td>一般地段</td> <td>不属于有利、不利和危险的地段。</td> </tr> <tr> <td>不利地段</td> <td>软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等。</td> </tr> <tr> <td>危险地段</td> <td>地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位。</td> </tr> </tbody> </table>	场地抗震地段类别	地质、地形、地貌	有利地段	稳定基岩；坚硬土；开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等。	一般地段	不属于有利、不利和危险的地段。	不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等。	危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位。	<p>4.2.1 场地抗震地段类别应按表 4.2.1 划分现行强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 执行。</p> <p style="text-align: center;">表 4.2.1 场地抗震地段类别划分</p> <table border="1" data-bbox="1126 534 2033 726"> <thead> <tr> <th>场地抗震地段类别</th> <th>地质、地形、地貌</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>有利地段</td> <td>稳定基岩；坚硬土；开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等。</td> </tr> <tr> <td>一般地段</td> <td>不属于有利、不利和危险的地段。</td> </tr> <tr> <td>不利地段</td> <td>软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等。</td> </tr> <tr> <td>危险地段</td> <td>地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位。</td> </tr> </tbody> </table>	场地抗震地段类别	地质、地形、地貌	有利地段	稳定基岩；坚硬土；开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等。	一般地段	不属于有利、不利和危险的地段。	不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等。	危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位。
场地抗震地段类别	地质、地形、地貌																				
有利地段	稳定基岩；坚硬土；开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等。																				
一般地段	不属于有利、不利和危险的地段。																				
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等。																				
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位。																				
场地抗震地段类别	地质、地形、地貌																				
有利地段	稳定基岩；坚硬土；开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等。																				
一般地段	不属于有利、不利和危险的地段。																				
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等。																				
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位。																				
<p>4.2.2 工程场地抗震地段的选择宜规避抗震不利和危险地段；当不能规避时，应对抗震不利和危险地段的工程结构采取适宜的安全措施。</p>	<p>4.2.2 工程场地抗震地段的选择宜规避抗震不利和危险地段；当不能规避时，应对抗震不利和危险地段的工程结构采取适宜的安全措施应按现行强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 执行。</p>																				

现行《规范》条文

4.2.3 岩土的类型应按表 4.2.3 的规定划分。

表 4.2.3 岩土的类型划分和剪切波速范围

岩土的类型	岩土的名称和性状	土层剪切波速范围 (m/s)
岩石	坚硬和较坚硬的稳定岩石	$v_s > 800$
坚硬土或软质岩石	破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石, 密实的碎石土	$800 \geq v_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土, 密实、中密的砾、粗、中砂, $f_{sk} > 250\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, 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, $f_{sk} \leq 250\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, $f_{sk} > 140\text{kPa}$ 的填土, 可塑黄土	$250 \geq v_s > 150$
软弱土	淤泥和淤泥质土, 松散的砂, 新近沉积的黏性土和粉土, $f_{sk} \leq 140\text{kPa}$ 的填土, 流塑黄土	$v_s \leq 150$

注: f_{sk} 为由荷载试验等方法得到的地基承载力特征值; v_s 为岩土等效剪切波速。

修订征求意见稿

4.2.3 岩土的类型应按表 4.2.3 的规定划分。

表 4.2.3 岩土的类型划分和剪切波速范围

岩土的类型	岩土的名称和性状	岩石的剪切波速或土层等效剪切波速范围 (m/s)
岩石	坚硬和较坚硬的稳定、较硬且完整的岩石	$v_s > 800$
坚硬土或软质岩石	破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石, 密实的碎石土	$800 \geq v_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土, 密实、中密的砾、粗、中砂, $f_{sk} > 250\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, 坚硬和硬塑黄土	$500 \geq v_s > 250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂, 除松散外的细、粉砂, $f_{sk} \leq 250\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, $f_{sk} > 140\text{kPa}$ 的填土, 可塑黄土	$250 \geq v_s > 150$
软弱土	淤泥和淤泥质土, 松散的砂, 新近沉积的黏性土和粉土, $f_{sk} \leq 140\text{kPa}$ 的填土, 流塑黄土	$v_s \leq 150$

注: f_{sk} 为由荷载试验等方法得到的地基承载力特征值; v_s 为岩石的等效剪切波速 (m/s); v_s 为场地土层等效剪切波速 (m/s)。

现行《规范》条文

4.2.6 工程场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度划分为四类，并应符合表 4.2.6 的规定。当土层等效剪切波速和覆盖层厚度处于表 4.2.6 所列场地类别分界线的界限值附近时，宜按插值方法确定地震作用计算所用的场地特征周期。

表 4.2.6·工程场地类别与场地土层剪切波速和场地覆盖土层厚度对应表

土层等效剪切波速 (m/s)	场地类别				
	I		II	III	IV
	I ₀	I ₁			
$v_s > 800$	$d = 0$	—	—	—	—
$800 \geq v_s > 500$	—	$d = 0$	—	—	—
$500 \geq v_s > 250$	—	$d < 5$	$d \geq 5$	—	—
$250 \geq v_s > 150$	—	$d < 3$	$3 \leq d < 50$	$d > 50$	—
$v_s \leq 150$	—	$d < 3$	$3 \leq d < 15$	$15 \leq d < 80$	$d > 80$

注：v_s 为场地土层等效剪切波速 (m/s)；d 为场地覆盖层厚度 (m)。

4.2.7 土层等效剪切波速应按下式计算：

$$v_{se} = d_0 / t \quad (4.2.7)$$

修订征求意见稿

4.2.6 工程场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度划分为四类，并应符合表 4.2.6 的规定。当土层等效剪切波速和覆盖层厚度处于表 4.2.6 所列场地类别分界线的界限值附近时，宜按插值方法确定地震作用计算所用的场地特征周期。

表 4.2.6·工程场地类别与场地土层剪切波速和场地覆盖土层厚度对应表

土层等效剪切波速 (m/s)	场地类别				
	I		II	III	IV
	I ₀	I ₁			
$v_s > 800$	$d = 0$	—	—	—	—
$800 \geq v_s > 500$	—	$d = 0$	—	—	—
$500 \geq v_s > 250$	—	$d < 5$	$d \geq 5$	—	—
$250 \geq v_s > 150$	—	$d < 3$	$3 \leq d < 50$	$d > 50$	—
$v_s \leq 150$	—	$d < 3$	$3 \leq d < 15$	$15 \leq d < 80$	$d > 80$

注：v_s 为场地土层等效剪切波速 (m/s)；d 为场地覆盖层厚度 (m)。

4.2.7 土层等效剪切波速应按下式计算：

$$v_{se} = d_0 / t \quad (4.2.7)$$

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>式中：d_0——计算深度，取覆盖厚度和 20m 二者的较小值 (m)；</p> <p>t——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间 (s)。</p>	<p>式中：<u>v_s——场地土层等效剪切波速 (m/s)；</u></p> <p>d_0——计算深度，<u>应</u>取覆盖厚度和 20m 二者的较小值 (m)；</p> <p>t——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间 (s)。</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿																				
<p style="text-align: center;">4.3 地基与基础</p>	<p style="text-align: center;">4.3 地基与基础</p>																				
<p>4.3.1 天然地基抗震承载力应按下式计算：</p> $f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (4.3.1)$ <p>式中： f_{aE} ——调整后的地基承载力（kPa）； ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 4.3.1 采用； f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值（kPa），应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 采用。</p> <p style="text-align: center;">表 4.3.1 地基抗震承载力调整系数</p> <table border="1" data-bbox="210 858 1090 1011"> <thead> <tr> <th>岩土名称和性状</th> <th>ζ_a</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_{sk} \geq 300 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>中密、精密的碎石土，中密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂，$300 \text{kPa} > f_{sk} \geq 150 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>精密的细、粉砂，$150 \text{kPa} > f_{sk} \geq 100 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>淤泥和淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table>	岩土名称和性状	ζ_a	岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{sk} \geq 300 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5	中密、精密的碎石土，中密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $300 \text{kPa} > f_{sk} \geq 150 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3	精密的细、粉砂， $150 \text{kPa} > f_{sk} \geq 100 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1	淤泥和淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0	<p>4.3.1 天然地基抗震承载力应按下式计算：</p> $f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (4.3.1)$ <p>式中： f_{aE} ——调整后的地基承载力（kPa）； ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 4.3.1 采用； f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值（kPa），应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 采用。</p> <p style="text-align: center;">表 4.3.1 地基抗震承载力调整系数</p> <table border="1" data-bbox="1124 788 2038 938"> <thead> <tr> <th>岩土名称和性状</th> <th>ζ_a</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_{sk} \geq 300 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>中密、精密的碎石土，中密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂，$300 \text{kPa} > f_{sk} \geq 150 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬和硬塑黄土</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>精密的细、粉砂，$150 \text{kPa} > f_{sk} \geq 100 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>淤泥和淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table>	岩土名称和性状	ζ_a	岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{sk} \geq 300 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5	中密、精密的碎石土，中密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $300 \text{kPa} > f_{sk} \geq 150 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬和硬塑黄土	1.3	精密的细、粉砂， $150 \text{kPa} > f_{sk} \geq 100 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1	淤泥和淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0
岩土名称和性状	ζ_a																				
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{sk} \geq 300 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5																				
中密、精密的碎石土，中密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $300 \text{kPa} > f_{sk} \geq 150 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3																				
精密的细、粉砂， $150 \text{kPa} > f_{sk} \geq 100 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1																				
淤泥和淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0																				
岩土名称和性状	ζ_a																				
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{sk} \geq 300 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5																				
中密、精密的碎石土，中密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $300 \text{kPa} > f_{sk} \geq 150 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬和硬塑黄土	1.3																				
精密的细、粉砂， $150 \text{kPa} > f_{sk} \geq 100 \text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1																				
淤泥和淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0																				

现行《规范》条文	修订征求意见稿
4.4 可液化场地	4.4 可液化场地
<p>4.4.1 当抗震设防地震动分档为0.05g时,对标准设防类城市轨道交通结构物可不进行场地地震液化判别和处理;对特殊设防类、重点设防类城市轨道交通结构物可按抗震设防地震动分档为0.10g的要求进行场地地震液化判别和处理。当抗震设防地震动分档为0.10g及以上时,重点设防类、标准设防类城市轨道交通结构物可按本地区的抗震设防地震动分档的要求或采用经主管部门批准的工程场地地震安全性评价的结果进行场地地震液化判别;特殊设防类轨道交通结构物应进行专门的场地液化和处理措施研究。对特殊设防类、重点设防类轨道交通结构物,宜对遭遇E3地震作用时的场地液化效应进行评价。</p>	<p>4.4.1 当抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值为0.05g时,对标准设防类城市轨道交通结构物可不进行场地地震液化判别和处理;对特殊设防类、重点设防类城市轨道交通结构物可按抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值为0.10g的要求进行场地地震液化判别和处理。当抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值为0.10g及以上时,重点设防类、标准设防类城市轨道交通结构物可按本地区的抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值的要求或采用经主管部门批准的工程场地地震安全性评价的结果进行场地地震液化判别;特殊设防类轨道交通结构物应进行专门的场地液化和处理措施研究。对特殊设防类、重点设防类轨道交通结构物,宜对遭遇E3地震作用时的场地液化效应进行评价。</p>
<p>4.4.2 对砾粒含量较高的饱和砂土、饱和粉土、饱和粉细砂与粉质黏土互层土、饱和混砂土,其液化可能性宜做专门研究。</p>	<p>4.4.2 对砾粒含量较高的饱和砂土、饱和粉土、饱和粉细砂与粉质黏土互层土、饱和混砂土于下列情况,其液化可能性宜做专门研究:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 饱和黄土、砾粒含量较高的饱和砂土和粉土、饱和粉细砂与粉质黏土互层土、饱和混砂土; 2 地震动峰值加速度分区值为0.

现行《规范》条文	修订征求意见稿
	<u>2 g 及以上场地中地表以下深 20m~30m 的可液化土层。</u>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>4.4.4 可液化土（不含黄土）的场地地震液化初步判别应符合下列规定：</p> <p>1 当地质年代为第四纪晚更新世（Q3）及其以前，且抗震设防地震动分档为 0.10(0.15)g、0.20(0.30)g 时，可判别为不液化。</p> <p>2 当粒径小于 0.005mm 的粉土的黏粒含量百分率对应抗震设防地震动分档为 0.10(0.15)g、0.20(0.30)g、0.40g 分别不小于 10、13 和 16 时，可判为不液化土。</p>	<p>4.4.4 可液化土（不含黄土）的场地地震液化初步判别应符合下列规定：</p> <p>1 当地质年代为第四纪晚更新世（Q3）及其以前，且抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值为 0.10(0.15)g、0.15g 和 0.20(0.30)g 时，可判别为不液化。</p> <p>2 当粒径小于 0.005mm 的粉土的黏粒含量百分率对应抗震设防地震动分档为 0.10(0.15)g、0.20(0.30)g、0.40g 分别不小于 10、13 和 16 时，可判为不液化土。对细粒土，可采用塑性指数 PI 及含水率 w_c 与液限 LL 之比作为液化可能性评价的指标（图 4.4.4）。$PI < 12$ 且 $w_c/LL > 0.85$ 的土可判为易液化土；$12 \leq PI < 20$ 且 $w_c/LL > 0.80$ 的土可判为可液化土；$PI > 20$ 或 $w_c/LL < 0.80$ 的土可判为不液化土。</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>3 对浅埋天然地基的结构物，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时，可不考虑液化影响：</p> $d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (4.4.4-1)$ $d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (4.4.4-2)$ $d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (4.4.4-3)$ <p>式中：d_u——上覆盖非液化土层厚度（m），计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；</p> <p>d_b——基础埋置深度（m），不超过 2m 时应采用 2m；</p>	<div data-bbox="1317 304 1845 667" data-label="Figure"> </div> <p>图 4.4.4 细粒土液化可能性评价指标</p> <p>3 对浅基础埋深小于 5 m 的天然地基的结构物浅基础，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时，可不考虑液化影响：</p> $d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (4.4.4-1)$ $d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (4.4.4-2)$ $d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (4.4.4-3)$ <p>式中：d_u——上覆盖非液化土层厚度（m），计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；</p> <p>d_b——基础埋置深度（m），不超过 2m 时应宜采用 2m；</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿																								
<p>d_w ——地下水位深度 (m);</p> <p>d_0 ——液化土特征深度 (m), 可按表 4.4.4 采用。</p> <p style="text-align: center;">表 4.4.4 液化土特征深度 (m)</p> <table border="1" data-bbox="210 472 1090 580"> <thead> <tr> <th>饱和土类别</th> <th>0.10(0.15)g</th> <th>0.20(0.30)g</th> <th>0.40g</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>粉土</td> <td>6</td> <td>7</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>砂土</td> <td>7</td> <td>8</td> <td>9</td> </tr> </tbody> </table> <p>注: 表中的 0.10(0.15)g 等表示抗震设防地震动分档。</p>	饱和土类别	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g	粉土	6	7	8	砂土	7	8	9	<p>d_w ——地下水位深度 (m); <u>宜按设计基准期内年平均最高水位采用, 也可接近 3-5 年最高水位采用;</u></p> <p>d_0 ——液化土特征深度 (m), 可按表 4.4.4 采用。</p> <p style="text-align: center;">表 4.4.4 液化土特征深度 (m)</p> <table border="1" data-bbox="1122 541 2040 649"> <thead> <tr> <th>饱和土类别</th> <th>0.10(0.15)g</th> <th>0.20(0.30)g</th> <th>0.40g</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>粉土</td> <td>6</td> <td>7</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>砂土</td> <td>7</td> <td>8</td> <td>9</td> </tr> </tbody> </table> <p>注: 表中的 0.10(0.15)g 等表示抗震设防地震动分档<u>地震动峰值加速度分区值</u>。</p>	饱和土类别	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g	粉土	6	7	8	砂土	7	8	9
饱和土类别	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g																						
粉土	6	7	8																						
砂土	7	8	9																						
饱和土类别	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g																						
粉土	6	7	8																						
砂土	7	8	9																						
<p>4.4.5 场地地震液化的进一步判别可采用标准贯入试验判别法, 应符合下列规定:</p> <p>3 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0 应按表 4.4.5-1 采用。</p> <p style="text-align: center;">表 4.4.5-1 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0</p> <table border="1" data-bbox="210 957 1090 1026"> <thead> <tr> <th>地震动分档(g)</th> <th>0.10</th> <th>0.15</th> <th>0.20</th> <th>0.30</th> <th>0.40</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>液化判别标准贯入锤击数基准值</td> <td>7</td> <td>10</td> <td>12</td> <td>16</td> <td>19</td> </tr> </tbody> </table>	地震动分档(g)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19	<p>4.4.5 场地地震液化的进一步判别可采用标准贯入试验判别法, 应符合下列规定:</p> <p>3 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0 应按表 4.4.5-1 采用。</p> <p style="text-align: center;">表 4.4.5-1 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0</p> <table border="1" data-bbox="1122 975 2040 1043"> <thead> <tr> <th>地震动分档峰值加速度分区值(g)</th> <th>0.10</th> <th>0.15</th> <th>0.20</th> <th>0.30</th> <th>0.40</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>液化判别标准贯入锤击数基准值</td> <td>7</td> <td>10</td> <td>12</td> <td>16</td> <td>19</td> </tr> </tbody> </table>	地震动分档峰值加速度分区值(g)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19
地震动分档(g)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40																				
液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19																				
地震动分档峰值加速度分区值(g)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40																				
液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19																				

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>4.4.9 地基液化等级应按下列方法判别：</p> <p>1 对存在可液化土层的地基，应探明各可液化土层的深度和厚度，按下式计算每个钻孔的液化指数，且应按表 4.4.9-1 综合划分：</p> $I_{IE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{\text{cri}}} \right) d_i W_i \quad (4.4.9)$ <p>式中： I_{IE} ——液化指数；</p> <p>n ——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；</p> <p>N_i ——i点标准贯入锤击数实测值；</p> <p>N_{cri} ——i点液化判别标准贯入锤击数临界值，当实测值大于临界值时应取临界值的数值；</p> <p>d_i ——i点所代表的土层厚度（m），可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；</p> <p>W_i ——i土层单位土层厚度的层位影响权函数值（m^{-1}）。</p>	<p>4.4.9 地基液化等级应按下列方法判别：</p> <p>1 对存在可液化土层的地基，应探明各可液化土层的深度和厚度，按下式计算每个钻孔的液化<u>势</u>指数，且应按表 4.4.9-1 综合划分：</p> $I_{IE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{\text{cri}}} \right) d_i W_i \quad (4.4.9)$ <p>式中： I_{IE} ——液化<u>势</u>指数；</p> <p>n ——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；</p> <p>N_i ——i点标准贯入锤击数实测值；</p> <p>N_{cri} ——i点液化判别标准贯入锤击数临界值，当实测值大于临界值时应取临界值的数值；</p> <p>d_i ——i点所代表的土层厚度（m），可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不应深于液化深度；</p>

现行《规范》条文

表 4.4.9-1 地基液化等级与液化指数的对应关系

地基液化等级	轻微	中等	严重
液化指数 I_{LE}	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

2 w_i 应按表 4.4.9-2 取值, 但当只需考虑深度在 15m 以内的液化时, 15m (不包括 15m) 以下的 w_i 值可视为零。

修订征求意见稿

w_i —— i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (m^{-1})。

表 4.4.9-1 地基液化等级与液化指数对应关系

地基液化等级	轻微	中等	严重
液化指数 I_{LE}	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

2 w_i 应按表 4.4.9-2 取值, 但当只需考虑深度在 15m 以内的液化时, 15m (不包括 15m) 以下的 w_i 值可视为零。

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>4.4.11 全部消除地基液化沉陷的措施应符合下列规定：</p> <p>1 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土、砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.5m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。</p> <p>2 区间隧道、地下车站结构以及特殊设防类、重点设防类的其他结构物的深基础，其底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。</p> <p>3 当采用振冲、振动加密、挤密碎石桩或强夯等加密法加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本规范第 4.4.5 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。</p> <p>4 采用非液化土替换液化土层；</p> <p>5 当采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不应小于基础宽度的 1/5。当区间隧道、地下车站结构处于液化土层中并采用加密法或换土法处理时，其处理宽度不宜小于液化土层厚度。</p>	<p>4.4.11 全部消除地基液化沉陷的措施应符合下列规定：</p> <p>1 采用桩基时，桩端伸入可液化土深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土、砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.5m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。</p> <p>2 区间隧道、地下车站结构以及特殊设防类、重点设防类的其他结构物的深基础，其底面应埋入可液化土深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。</p> <p>3 当采用振冲、振动加密、挤密碎石桩或强夯等加密法加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，采用本规范第 4.4.4 条和第 4.4.5 条进行液化判别时，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本规范第 4.4.5 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值，<u>密实度应达到不液化的要求。</u></p> <p>4 <u>应采用非液化土替换可液化土层；</u></p> <p>5 当采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不应小于基础宽度的 1/5。当区间隧道、地下车站结构处于可液化土层中并采用加密法或</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>6 当采用注浆、旋喷或深层搅拌等方法进行基底土加固时，处理深度应达到可液化土层的下界。当区间隧道、地下车站结构处于液化土层中并采用注浆方法加固时，注浆厚度不宜小于液化土层厚度。</p>	<p>换土法处理时，其处理宽度不宜小于可液化土层厚度。</p> <p>6 当采用注浆、旋喷或深层搅拌等方法进行基底土加固时，处理深度应达到可液化土层的下界。当区间隧道、地下车站结构处于可液化土层中并采用注浆方法加固时，注浆厚度不宜小于可液化土层厚度。</p>
<p>4.4.12 部分消除地基液化沉陷的措施，宜符合下列规定：</p> <p>1 处理深度应使处理后的地基液化指数减小，当液化判别深度为 15m 时，其值不宜大于 4；当液化判别深度为 20m 时，其值不宜大于 5。对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的最大值。</p> <p>2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本规范第 4.4.5 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值；</p>	<p>4.4.12 部分消除地基液化沉陷的措施，宜符合下列规定：</p> <p>1 处理深度<u>应</u>使处理后的地基液化<u>势</u>指数减小，当液化判别深度为 15m 时，其值不宜大于 4；当液化判别深度为 20m 时，其值不宜大于 5。对独立基础和条形基础，尚不<u>应</u><u>宜</u>小于基础底面下<u>可</u>液化土特征深度和基础宽度的最大值。</p> <p>2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，采用本规范第 4.4.4 条和第 4.4.5 条进行液化判别时，桩间土的<u>标准贯入锤击数不宜小于本规范第 4.4.5 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值；</u><u>密实度宜达到不液化的要求。</u></p>
<p>5 地震作用</p> <p>5.1 一般规定</p>	<p>5 地震作用</p> <p>5.1 一般规定</p>
<p>5.1.4 当工程场址及外延 5km 范围内存在可能发生震级 6.5 级及以上地震的活断层时，必须进行场地地震安全</p>	<p>5.1.4 当工程场址及外延 5km 范围内存在可能发生震级 6.5 级及以上地震的<u>活动</u>断层时，<u>必须</u><u>应</u>进行场地地震安全</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
性评价。	性评价。

现行《规范》条文	修订征求意见稿																																																										
<p>5.2 水平向设计地震动参数</p>	<p>5.2 水平向设计地震动参数</p>																																																										
<p>5.2.1 II类场地设计地震动峰值加速度a_{maxII}应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306中地震动峰值加速度分区值和表5.2.1-1采用；场地设计地震动加速度反应谱特征周期T_g应根据场地类别和现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306中地震动反应谱特征周期分区按表5.2.1-2采用；场地设计地震动加速度反应谱动力放大系数最大值β_m应取2.5。</p>	<p>5.2.1 II类场地设计地震动峰值加速度a_{maxII}应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306中地震动峰值加速度分区值和表5.2.1-1采用；场地设计地震动加速度反应谱特征周期T_g应根据场地类别和按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306中地震动反应谱采用，计算E3地震作用时，特征周期分区按表5.2.1-2采用T_g应增加0.05s；场地设计地震动加速度反应谱动力放大系数最大值β_m应取2.5。</p>																																																										
<p>表 5.2.1-1 II类场地设计地震动峰值加速度a_{maxII}</p> <table border="1" data-bbox="210 788 1090 890"> <thead> <tr> <th>地震动峰值加速度分区 (g)</th> <th>0.05</th> <th>0.10</th> <th>0.15</th> <th>0.20</th> <th>0.30</th> <th>0.40</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E1 地震作用 (g)</td> <td>0.03</td> <td>0.05</td> <td>0.08</td> <td>0.10</td> <td>0.15</td> <td>0.20</td> </tr> <tr> <td>E2 地震作用 (g)</td> <td>0.05</td> <td>0.10</td> <td>0.15</td> <td>0.20</td> <td>0.30</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>E3 地震作用 (g)</td> <td>0.12</td> <td>0.22</td> <td>0.31</td> <td>0.40</td> <td>0.51</td> <td>0.62</td> </tr> </tbody> </table>	地震动峰值加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	E1 地震作用 (g)	0.03	0.05	0.08	0.10	0.15	0.20	E2 地震作用 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	E3 地震作用 (g)	0.12	0.22	0.31	0.40	0.51	0.62	<p>表 5.2.1-1 II类场地设计地震动峰值加速度a_{maxII} (g)</p> <table border="1" data-bbox="1124 871 2045 976"> <thead> <tr> <th>地震动峰值加速度分区 (g)</th> <th>0.05</th> <th>0.10</th> <th>0.15</th> <th>0.20</th> <th>0.30</th> <th>0.40</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E1 地震作用 (g)</td> <td>0.03</td> <td>0.05</td> <td>0.08</td> <td>0.10</td> <td>0.15</td> <td>0.20</td> </tr> <tr> <td>E2 地震作用 (g)</td> <td>0.05</td> <td>0.10</td> <td>0.15</td> <td>0.20</td> <td>0.30</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>E3 地震作用 (g)</td> <td>0.12</td> <td>0.22</td> <td>0.31</td> <td>0.40</td> <td>0.51</td> <td>0.62</td> </tr> </tbody> </table>	地震动峰值加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	E1 地震作用 (g)	0.03	0.05	0.08	0.10	0.15	0.20	E2 地震作用 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	E3 地震作用 (g)	0.12	0.22	0.31	0.40	0.51	0.62		
地震动峰值加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40																																																					
E1 地震作用 (g)	0.03	0.05	0.08	0.10	0.15	0.20																																																					
E2 地震作用 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40																																																					
E3 地震作用 (g)	0.12	0.22	0.31	0.40	0.51	0.62																																																					
地震动峰值加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40																																																					
E1 地震作用 (g)	0.03	0.05	0.08	0.10	0.15	0.20																																																					
E2 地震作用 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40																																																					
E3 地震作用 (g)	0.12	0.22	0.31	0.40	0.51	0.62																																																					
<p>表 5.2.1-2 设计地震动加速度反应谱特征周期T_g (s)</p> <table border="1" data-bbox="215 1075 1046 1295"> <thead> <tr> <th rowspan="2">反应谱特征周期分区</th> <th colspan="5">场地类别</th> </tr> <tr> <th>I₀</th> <th>I₁</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.35s 区</td> <td>0.20</td> <td>0.25</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> <td>0.65</td> </tr> <tr> <td>0.40s 区</td> <td>0.25</td> <td>0.30</td> <td>0.40</td> <td>0.55</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>0.45s 区</td> <td>0.30</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> <td>0.65</td> <td>0.90</td> </tr> </tbody> </table>	反应谱特征周期分区	场地类别					I ₀	I ₁	II	III	IV	0.35s 区	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65	0.40s 区	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75	0.45s 区	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90	<p>表 5.2.1-2 设计地震动加速度反应谱特征周期T_g (s)</p> <table border="1" data-bbox="1137 1075 1973 1295"> <thead> <tr> <th rowspan="2">反应谱特征周期分区</th> <th colspan="5">场地类别</th> </tr> <tr> <th>I₀</th> <th>I₁</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.35s 区</td> <td>0.20</td> <td>0.25</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> <td>0.65</td> </tr> <tr> <td>0.40s 区</td> <td>0.25</td> <td>0.30</td> <td>0.40</td> <td>0.55</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>0.45s 区</td> <td>0.30</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> <td>0.65</td> <td>0.90</td> </tr> </tbody> </table>	反应谱特征周期分区	场地类别					I ₀	I ₁	II	III	IV	0.35s 区	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65	0.40s 区	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75	0.45s 区	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90
反应谱特征周期分区		场地类别																																																									
	I ₀	I ₁	II	III	IV																																																						
0.35s 区	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65																																																						
0.40s 区	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75																																																						
0.45s 区	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90																																																						
反应谱特征周期分区	场地类别																																																										
	I ₀	I ₁	II	III	IV																																																						
0.35s 区	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65																																																						
0.40s 区	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75																																																						
0.45s 区	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90																																																						

现行《规范》条文

5.2.2 除 II 类外的其它类别工程场地地表水平向设计地震动峰值加速度 a_{\max} 应取 II 类场地设计地震动峰值加速度 $a_{\max\text{II}}$ 乘以场地地震动峰值加速度调整系数 Γ_a ；场地地震动峰值加速度调整系数 Γ_a 应根据场地类别和 II 类场地设计地震动峰值加速度 $a_{\max\text{II}}$ 按表 5.2.2 采用

表 5.2.2 场地地震动峰值加速度调整系数 Γ_a

场地类别	II 类场地设计地震动峰值加速度 $a_{\max\text{II}}$ (g)					
	≤ 0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	≥ 0.40
I ₀	0.72	0.74	0.75	0.76	0.85	0.90
I ₁	0.80	0.82	0.83	0.85	0.95	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.30	1.25	1.15	1.00	1.00	1.00
IV	1.25	1.20	1.10	1.00	0.95	0.90

注：场地地震动峰值加速度调整系数 Γ_a 可按表中所给值分段线性插值确定。

修订征求意见稿

5.2.2 除 II 类外的其它类别工程场地地表水平向设计地震动峰值加速度 a_{\max} 应取 II 类场地设计地震动峰值加速度 $a_{\max\text{II}}$ 乘以场地地震动峰值加速度调整系数 $\Gamma_a F_a$ ；场地地震动峰值加速度调整系数 $\Gamma_a F_a$ 应根据场地类别和 II 类场地设计地震动峰值加速度 $a_{\max\text{II}}$ 按表 5.2.2 采用

表 5.2.2 场地地震动峰值加速度调整系数 $\Gamma_a F_a$

场地类别	II 类场地设计地震动峰值加速度 $a_{\max\text{II}}$ (g)					
	≤ 0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	≥ 0.40
I ₀	0.72	0.74	0.75	0.76	0.85	0.90
I ₁	0.80	0.82	0.83	0.85	0.95	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.30	1.25	1.15	1.00	1.00	1.00
IV	1.25	1.20	1.10	1.00	0.95	0.90

注：场地地震动峰值加速度调整系数 $\Gamma_a F_a$ 可按表中所给值分段线性插值确定。

现行《规范》条文

5.2.4 II类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ 应按表 5.2.4-1 采用，其它类别工程场地地表水平向设计地震动峰值位移 u_{\max} 应取 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ 乘以场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u 的值；场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u 应根据场地类别和 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ 按表 5.2.4-2 采用。

表 5.2.4-1 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ (m)

地震动峰值加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
E1 地震作用 (g)	0.02	0.04	0.05	0.07	0.10	0.14
E2 地震作用 (g)	0.03	0.07	0.10	0.13	0.20	0.27
E3 地震作用 (g)	0.08	0.15	0.21	0.27	0.35	0.41

表 5.2.4-2 场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u

场地类别	II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ (m)					
	≤ 0.03	0.07	0.10	0.13	0.20	≥ 0.27
I ₀	0.75	0.75	0.80	0.85	0.90	1.00
I ₁	0.75	0.75	0.80	0.85	0.90	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.20	1.20	1.25	1.40	1.40	1.40
IV	1.45	1.50	1.55	1.70	1.70	1.70

注：场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u 可按表中所给值分段线性插值确定。

修订征求意见稿

5.2.4 II类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ 应按表 5.2.4-1 采用，其它类别工程场地地表水平向设计地震动峰值位移 u_{\max} 应取 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ 乘以场地地震动峰值位移调整系数 $\Gamma_u F_u$ 的值；场地地震动峰值位移调整系数 $\Gamma_u F_u$ 应根据场地类别和 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ 按表 5.2.4-2 采用。

表 5.2.4-1 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ (m)

地震动峰值加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
E1 地震作用 (g)	0.02	0.04	0.05	0.07	0.10	0.14
E2 地震作用 (g)	0.03	0.07	0.10	0.13	0.20	0.27
E3 地震作用 (g)	0.08	0.15	0.21	0.27	0.35	0.41

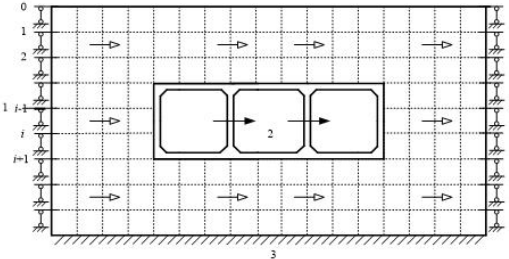
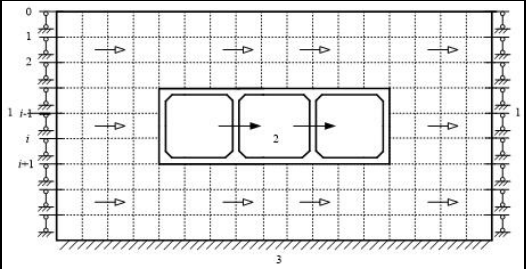
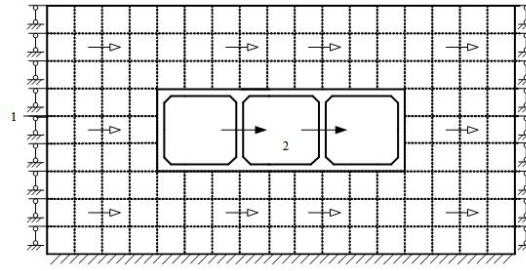
表 5.2.4-2 场地地震动峰值位移调整系数 $\Gamma_u F_u$

场地类别	II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ (m)					
	≤ 0.03	0.07	0.10	0.13	0.20	≥ 0.27
I ₀	0.75	0.75	0.80	0.85	0.90	1.00
I ₁	0.75	0.75	0.80	0.85	0.90	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.20	1.20	1.25	1.40	1.40	1.40
IV	1.45	1.50	1.55	1.70	1.70	1.70

注：场地地震动峰值位移调整系数 $\Gamma_u F_u$ 可按表中所给值分段线性插值确定。

现行《规范》条文	修订征求意见稿																												
5.3 竖向设计地震动参数	5.3 竖向设计地震动参数																												
<p>5.3.1 场地地表竖向设计地震动峰值加速度取值不应小于水平向峰值加速度的 0.65 倍。竖向地震动峰值加速度与水平向峰值加速度的比值可按表 5.3.1 确定。在活动断裂附近，竖向峰值加速度宜采用水平向峰值加速度值。</p> <p style="text-align: center;">表 5.3.1 竖向地震动峰值加速度与水平向峰值加速度比值 K_v</p> <table border="1" data-bbox="210 662 1090 730"> <thead> <tr> <th>水平向峰值加速度</th> <th>0.05g</th> <th>0.10g</th> <th>0.15g</th> <th>0.20g</th> <th>0.30g</th> <th>0.40g</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>K_v</td> <td>0.65</td> <td>0.70</td> <td>0.70</td> <td>0.75</td> <td>0.85</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>	水平向峰值加速度	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g	K_v	0.65	0.70	0.70	0.75	0.85	1.00	<p>5.3.1 场地地表竖向设计地震动峰值加速度取值不应小于水平向峰值加速度的 0.65 倍。竖向地震动峰值加速度与水平向峰值加速度的比值可按表 5.3.1 确定。在活动断裂层附近，竖向峰值加速度宜采用水平向峰值加速度值。</p> <p style="text-align: center;">表 5.3.1 竖向地震动峰值加速度与水平向峰值加速度比值 K_v</p> <table border="1" data-bbox="1122 667 2040 735"> <thead> <tr> <th>水平向峰值加速度</th> <th>0.05g</th> <th>0.10g</th> <th>0.15g</th> <th>0.20g</th> <th>0.30g</th> <th>0.40g</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>K_v</td> <td>0.65</td> <td>0.70</td> <td>0.70</td> <td>0.75</td> <td>0.85</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>	水平向峰值加速度	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g	K_v	0.65	0.70	0.70	0.75	0.85	1.00
水平向峰值加速度	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g																							
K_v	0.65	0.70	0.70	0.75	0.85	1.00																							
水平向峰值加速度	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g																							
K_v	0.65	0.70	0.70	0.75	0.85	1.00																							

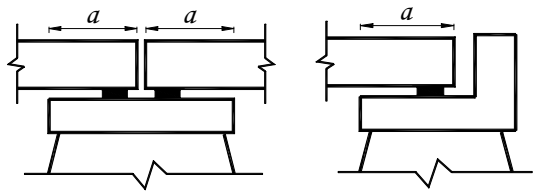
现行《规范》条文	修订征求意见稿
5.4 设计地震动加速度时程	5.4 设计地震动加速度时程
5.4.1 设计地震动加速度时程可人工生成，其加速度反应谱曲线与设计地震动加速度反应谱曲线的误差应小于5%。	5.4.1 设计地震动加速度时程可人工生成， <u>其</u> 加速度反应谱 <u>曲线与设计地震动</u> <u>加速度反应谱曲线的误差应小于5%</u> （含峰值加速度）精度控制点数不应少于65个，在对数坐标下应均匀分布于0.04s~6.0s周期段内，且谱值拟合误差应小于5%。
6 地震反应计算 6.1 一般规定	6 地震反应计算 6.1 一般规定
6.1.4 结构的建模宜符合下列规定： 2 结构的节点宜处理成为刚性域； 4 支座宜简化为约束关系或按本规范附录A确定等效线性弹簧或非 线性弹簧；	6.1.4 结构的建模宜符合下列规定： 2 结构的节点宜处理成为刚性域， <u>预制拼装构件宜根据连接形式考虑连接</u> <u>区域的影响；</u> 4 支座宜简化为约束关系或按本规范附录A确定等效线性 <u>弹簧</u> 或非线性 <u>弹</u> <u>簧单元</u> ； <u>减隔震装置宜按本规范附录A</u> <u>确定等效线性或非线性单元。</u>
6.2 地面结构弹性反应谱方法	6.2 地面结构弹性反应谱方法
	6.2.6 <u>局部非线性结构可采用等效弹性</u> <u>反应谱方法。</u>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>6.7 隧道与地下车站结构横向地震反应计算的反应加速度法</p>	<p>6.7 隧道与地下车站结构横向地震反应计算的反应加速度法</p>
<p>6.7.1 当采用反应加速度法时，土体可采用平面应变单元、结构可采用梁单元进行有限元建模。计算模型底面应采用固定边界，侧面应采用水平滑动边界（图 6.7.1）。模型底面可取设计地震作用基准面，顶面取地表面，侧面边界到结构的距离宜取结构水平有效宽度的 2~3 倍。</p>  <p>图 6.7.1 横向地震反应计算的反应加速度法</p> <p>1—水平滑动边界；2—惯性力；3—固定边界</p>	<p>6.7.1 当采用反应加速度法时，土体可采用平面应变单元、结构可采用梁单元进行有限元建模。计算模型底面应采用固定边界，侧面应采用水平滑动边界（图 6.7.1）。模型底面可取设计地震作用基准面，顶面取地表面，侧面边界到结构的距离宜取结构水平有效宽度的 2~3 倍。</p>  <p>图 6.7.1 横向地震反应计算的反应加速度法</p> <p>1—水平滑动边界；2—惯性力；3—固定边界</p>  <p>图 6.7.1 横向地震反应计算的反应加速度法</p> <p>1—水平滑动边界；2—惯性力；3—固定边界</p>
<p>6.8 隧道纵向地震反应计算的反应位移法</p>	<p>6.8 隧道纵向地震反应计算的反应位移法</p>
<p>6.8.3 地基弹簧刚度可按下列规定计算：</p>	<p>6.8.3 地基弹簧刚度可按下列规定计算：</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>2 地基弹簧刚度也可按下列公式计算:</p> $k_t = KWd \quad (6.8.3-1)$ $k_1 = \frac{1}{3}k_t \quad (6.8.3-2)$ <p>式中: k——基床系数 (N/m^3); d——土层沿隧道与地下车站纵向的计算长度 (m); W——隧道横向平均宽度或直径 (m)。</p>	<p>2 地基弹簧刚度也可按下列公式计算:</p> $k_t = KWd \quad (6.8.3-1)$ $k_1 = \frac{1}{3}k_t \quad (6.8.3-2)$ <p>式中: K——基床系数 (N/m^3); d——土层沿隧道与地下车站纵向的计算长度 (m); W——隧道横向平均宽度或直径 (m)。</p>
<p>7 抗震性能的验算方法</p> <p>7.4 基础</p>	<p>7 抗震性能的验算方法</p> <p>7.4 基础</p>
<p>7.4.3 其它类型的基础、桥台和挡土墙的抗震验算可按现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB50111 进行。</p>	<p>7.4.3 其它类型的基础、<u>混凝土桥墩</u>、桥台和挡土墙的抗震验算可按现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB50111 进行。</p>
<p>7.5 支座</p>	<p>7.5 支座</p>
<p>7.5.1 板式橡胶支座在抗震性能等级要求为 1 时,宜进行下列抗震验算:</p> <p>1 支座厚度应按下列公式进行验算:</p> $A \leq \sum t \quad (7.5.1-1)$ $A = A_b + A_h \quad (7.5.1-2)$ <p>式中 $\sum t$——橡胶层的总厚度 (mm); A——地震作用下最不利效应组合后支座产生的水平位移 (mm);</p>	<p>7.5.1 板式橡胶支座在抗震性能等级要求为 1 时,宜进行下列抗震验算:</p> <p>1 支座厚度应按下列公式进行验算:</p> $A \leq \sum t \quad (7.5.1-1)$ $A = A_b + A_h \quad (7.5.1-2)$ <p>式中 $\sum t$——橡胶层的总厚度 (mm); A——地震作用下最不利效应组合后支座产生的水平位移 (mm);</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>Δ_b——地震作用下支座产生的水平位移 (mm);</p> <p>Δ_H——永久作用下支座产生的水平位移 (mm)。</p> <p>2 支座抗滑稳定性应按下列公式进行验算:</p> $R_t \leq \mu_d N \quad (7.5.1-3)$ $R_t = R_D + R_H \quad (7.5.1-4)$ <p>式中: μ_d——支座的动摩阻系数; 橡胶支座与混凝土表面的动摩阻系数采用 0.15, 与钢板的动摩阻系数采用 0.10;</p> <p>N——上部结构重力在支座上产生的反力 (N);</p> <p>R_t——包括地震力效应的支座的水平力效应组合值 (N);</p> <p>R_D——地震作用下支座的水平地震力 (N);</p> <p>R_H——永久荷载作用下支座的水平力 (N)。</p>	<p>Δ_b——地震作用下支座产生的水平位移 (mm);</p> <p>Δ_H——永久作用下支座产生的水平位移 (mm)。</p> <p>2 支座抗滑稳定性应按下列公式进行验算:</p> $R_t \leq \mu_d N \quad (7.5.1-3)$ $R_t = R_D + R_H \quad (7.5.1-4)$ <p>式中: μ_d——支座的动摩阻系数; 橡胶支座与混凝土表面的动摩阻系数采用 0.15, 与钢板的动摩阻系数采用 0.10;</p> <p>N——上部结构重力在支座上产生的反力 (N);</p> <p>R_t——包括地震力效应的支座的水平力效应组合值 (N);</p> <p>R_D——地震作用下支座的水平地震力 (N);</p> <p>R_H——永久荷载作用下支座的水平力 (N)。</p>
<p>7.5.2 盆式橡胶支座和球形支座在抗震性能等级要求为 1 时, 宜进行下列抗震验算:</p> <p>1 支座滑动方向应按下列公式进行验算:</p>	<p>7.5.2 盆式橡胶支座和球形钢支座、摩擦摆支座在抗震性能等级要求为 1 时, 宜进行下列抗震验算:</p> <p>1 支座滑动方向应可按下述公式进行验算:</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
$A \leq A_{\max} \quad (7.5.2-1)$	$A \leq A_{\max} \quad (7.5.2-1)$
$A = A_D + A_H \quad (7.5.2-2)$	$A = A_D + A_H \quad \underline{A = A_D + A_H + 0.5A_T} \quad (7.5.2-2)$
<p>式中：A_{\max}——支座容许最大滑动水平位移（mm）。</p>	<p>式中：<u>A</u>——地震作用下最不利效应组合后支座产生的水平位移（mm）；</p> <p>A_{\max}——支座容许最大滑动水平位移（mm）。</p> <p><u>A_D</u>——地震作用下支座产生的水平位移（mm）；</p> <p><u>A_H</u>——永久作用下支座产生的水平位移（mm）。</p> <p><u>A_T</u>——温度作用下支座产生的水平位移（mm）。</p>
<p>2 支座固定方向应按下列公式进行验算：</p>	<p>2 支座固定方向<u>应</u>可按下列公式进行验算：</p>
$R_f \leq R_{\max} \quad (7.5.2-3)$	$R_f \leq R_{\max} \quad (7.5.2-3)$
$R_f = R_D + R_H \quad (7.5.2-4)$	$\underline{R_f = R_D + R_H} \quad \underline{R_f = R_D + R_H + 0.5R_T} \quad (7.5.2-4)$
<p>式中：R_{\max}——支座水平抗力值（N）。</p>	<p>式中：<u>R_f</u>——包括地震力效应的支座的水平力效应组合值（N）；</p> <p>R_{\max}——支座水平抗力值（N）。</p> <p><u>R_D</u>——地震作用下支座的水平地震力（N）；</p> <p><u>R_H</u>——永久荷载作用下支座的水平力（N）。</p> <p><u>R_T</u>——温度作用下支座的水平力（N）。</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p style="text-align: center;">7.6 梁端支承长度和行车安全</p>	<p style="text-align: center;">7.6 梁端支承长度和行车安全</p>
<p>7.6.1 E3 地震动产生的梁端位移应按下列公式进行验算：</p> $a \geq \Delta_b + 0.1 \quad (7.6.1)$ <p>式中：Δ_b——地震产生的梁端与墩顶的相对位移（m）； a——梁端的支承长度（图 7.6.1）（m）。</p> <div style="text-align: center;">  <p>(a) 桥墩处 (b) 桥台处</p> </div> <p style="text-align: center;">图 7.6.1 梁端支承长度示意图</p>	<p>7.6.1 E3 地震动产生的作用下，梁端位移支承长度应按下列公式进行验算：</p> $a \geq (50 + 0.1L + 0.8H_e + 0.5L_k) / 100 \quad (7.6.1-1)$ <p>或者</p> $a \geq \Delta_b + 0.1 \quad (7.6.1) \quad (7.6.1-2)$ <p>式中：Δ_b——地震产生的梁端与墩顶的相对位移（m）； a——梁端的支承长度（图 7.6.1）（m），不应小于 0.6m； L——一联上部结构的总长度（m）； H_e——一联上部结构桥墩的平均高度（m），桥台的高度取值应为 0； L_k——一联上部结构的最大单孔跨径（m）。</p>

现行《规范》条文

修订征求意见稿

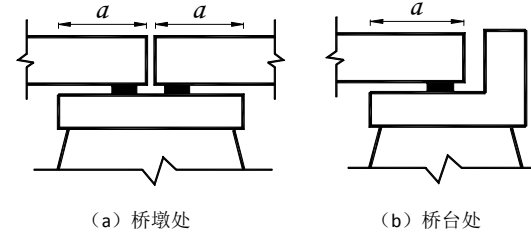


图 7.6.1 梁端支承长度示意图

7.6.2 E1 地震作用下，应进行行车安全验算，并应符合下列规定：

1 行车安全应验算规定的错位、平行转角和折转角（图

7.6.2-1）。

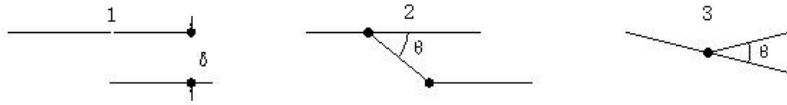


图 7.6.2-1 错位、平行转角和折转角的示意

1—错位；2—平行转角；3—折转角

7.6.2 E1 地震作用下，应进行行车安全验算，并应符合下列规定：

1 行车安全应验算规定的错位、平行转角和折转角（图

7.6.2-1）。

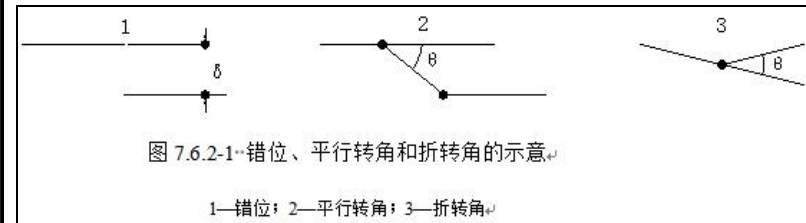


图 7.6.2-1 错位、平行转角和折转角的示意

1—错位；2—平行转角；3—折转角

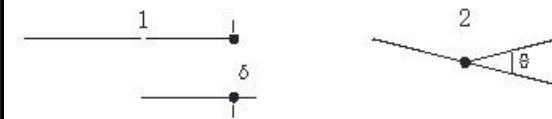


图 7.6.2-1 错位和折转角的示意

1—错位；2—折转角

现行《规范》条文

2 平行转角和折转角（图 7.6.2-2）应按下式计算：

$$\theta = \frac{\delta_2 - \delta_1}{l_1} - \frac{\delta_3 - \delta_2}{l_2} \quad (7.6.2)$$

式中： θ ——平行转角或折转角（rad）；

$\delta_i (i=1,2,3)$ ——第 i 个墩顶处轨顶面位移（m）；

$l_i (i=1,2)$ ——计算桥墩处两侧跨径（m）。

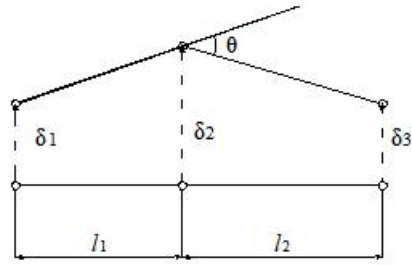


图 7.6.2-2 平行转角和折转角的计算示意图

修订征求意见稿

2 平行转角和折转角（图 7.6.2-2）应按下式计算：

$$\theta = \frac{\delta_2 - \delta_1}{l_1} - \frac{\delta_3 - \delta_2}{l_2} \quad (7.6.2)$$

式中： θ ——平行转角或折转角（rad）；

$\delta_i (i=1,2,3)$ ——第 i 个墩顶处轨顶面位移（m）；

$l_i (i=1,2)$ ——计算桥墩处两侧跨径（m）。

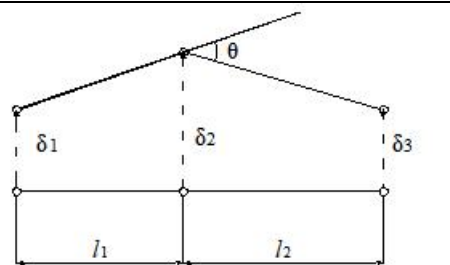


图 7.6.2-2 平行转角和折转角的计算示意图

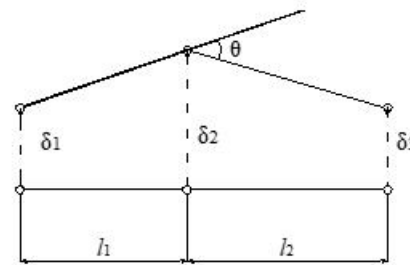


图 7.6.2-2 折转角的计算示意图

现行《规范》条文

3 行车安全验算指标的界限值应按表 7.6.2 确定。

表 7.6.2·E1 地震作用下行车安全验算指标界限值

位移方向	转角 (‰)		错位 (mm)
	平行转角	折转角	
竖向	$52.0 \times (100/v)^{1.5}$	$27.0 \times (100/v)^{1.0}$	$80.8 \times (100/v)^{1.16}$
水平	$16.5 \times (100/v)^{1.0}$	$10.0 \times (100/v)^{1.1}$	$14.0 \times (100/v)^{0.40}$

注：表中 v 为列车设计运行速度 (km/h)。

修订征求意见稿

3 行车安全验算指标的界限值应按表 7.6.2 确定。

表 7.6.2·E1 地震作用下行车安全验算指标界限值

位移方向	转角 (‰)		错位 (mm)
	平行转角	折转角	
竖向	$52.0 \times (100/v)^{1.5}$	$27.0 \times (100/v)^{1.0}$	$80.8 \times (100/v)^{1.16}$
水平	$16.5 \times (100/v)^{1.0}$	$10.0 \times (100/v)^{1.1}$	$14.0 \times (100/v)^{0.40}$

注：表中 v 为列车设计运行速度 (km/h)。

表 7.6.2·E1 地震作用下行车安全验算指标界限值

车速 (km/h)	折转角 (‰)		错位 (mm)	
	竖向	横向	竖向	横向
40	56	13	47	16
60	38	13	34	12
80	27	10	21	12
100	17	10	14	10
120	12	9	9	10
140	10	8	7	10
160	8	8	5	10
180	7	5	4	8
200	6	4	4	8

现行《规范》条文	修订征求意见稿
7.7 隧道与地下车站结构	7.7 隧道与地下车站结构
<p>7.7.1 抗震性能要求为 I 时，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 进行结构构件的截面抗震验算。对需进行纵向验算的情况，尚应符合下列规定：</p> <p>1 变形缝的变形量不应超过满足接缝防水材料水密性要求的允许值；</p> <p>2 伸缩缝处轴向钢筋（螺栓）的位移应小于屈服位移；伸缩缝处的转角应小于屈服转角。</p>	<p>7.7.1 抗震性能要求为 I 时，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002 进行结构构件的截面抗震验算和结构整体变形验算。对需进行纵向验算的情况，尚应符合下列规定：</p> <p>1 变形缝的变形量不应超过满足接缝防水材料水密性要求的允许值；结构的整体变形验算应符合下列规定：</p> <p>1) 矩形断面结构宜采用层间位移角作为指标；对钢筋混凝土结构层间位移角限值宜取 $1/550$。</p> <p>2) 圆形断面结构宜采用直径变形率作为指标；对盾构隧道的直径变形率限值宜取隧道外径的 0.3%。</p> <p>2 伸缩缝处轴向钢筋（螺栓）的位移应小于屈服位移；伸缩缝处的转角应小于屈服转角。对需进行纵向验算的情况，尚应符合下列规定：</p> <p>1) 变形缝的变形量不应超过满足接缝防水材料水密性要求的允许值；</p> <p>2) 伸缩缝处轴向钢筋（螺栓）</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
	<p>传力构件的<u>位移</u>应变应小于屈服<u>位移</u>应变；伸缩缝处的转角应小于屈服转角。</p>
<p>7.7.2 抗震性能要求为 II 时，宜验算结构整体变形性能，且宜符合下列规定：</p> <p>1 矩形断面结构应采用层间位移角作为指标，对钢筋混凝土结构层间位移角限值宜取 1/250；</p> <p>2 圆形断面结构应采用直径变形率作为指标，地震作用产生的直径变形率应小于规定的限值。</p>	<p>7.7.2 抗震性能要求为 II 时，宜验算结构整体变形性能，且宜符合下列规定：</p> <p>1 矩形断面<u>结构</u>应采用层间<u>位移角</u>作为指标，对<u>钢筋混凝土结构的层间位移角</u>限值宜取 1/250；</p> <p>2 圆形<u>断面结构</u>应采用直径<u>变形率</u>作为指标，地震作用产生<u>盾构隧道</u>的直径变形率<u>应小于规定的</u>限值<u>宜取隧道外径的 0.6%</u>。</p>
<p>7.7.3 对重点设防类结构，当抗震性能要求为 II 时，宜同时进行构件断面变形能力的验算。</p>	<p>7.7.3 对重点设防类结构，当抗震性能要求为 II 时，宜同时进行<u>结构构件断面</u>变形能力的验算。</p>
<p>8 高架区间结构</p> <p>8.1 一般规定</p>	<p>8 高架区间结构</p> <p>8.1 一般规定</p>
<p>8.1.4 可采用专门的消能减震设计。</p>	<p>8.1.4 可采用专门的<u>消能</u><u>减隔震</u>设计，<u>且应在设计中明确减隔震装置的性能参数、设计使用年限、检测、检查和维护要求。</u></p>
<p>8.3 抗震性能验算</p>	<p>8.3 抗震性能验算</p>
<p>8.3.3 抗震性能 II、III 下的墩、基础结构物及构件的抗剪强度、塑性铰区变形验算应按本规范第 7 章执行。</p>	<p>8.3.3 抗震性能 II、III 下的墩、基础结构物及构件的抗剪强度、塑性铰区变形验算应按本规范第 7 章执行，<u>预制</u></p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
	<u>拼装墩柱塑性铰转角能力宜考虑连接区域的影响。</u>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
8.4 抗震构造细节	8.4 抗震构造细节
<p>8.4.1 钢筋混凝土桥墩抗震构造应符合下列规定：</p> <p>1 钢筋混凝土墩身应符合下列规定：</p> <p>3) 桥墩塑性铰区域应加强箍筋配置，加强区高度不应小于验算方向截面高度的 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；当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，并进行抗剪强度验算，必要时设置抗剪钢筋；</p> <p>4) 配箍率不低于主筋配筋率的 1/4，且不应低于 0.3%；</p> <p>5) 对圆形截面，箍筋可沿截面周边布置；圆形箍筋的接头应采用焊接，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 200mm。箍筋配置应符合表 8.4.1-1 的规定。</p>	<p>8.4.1 钢筋混凝土桥墩抗震构造应符合下列规定：</p> <p>1 钢筋混凝土墩身应符合下列规定：</p> <p>3) 桥墩塑性铰区域应加强箍筋配置，加强区高度不应小于验算方向截面高度的 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；当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，并进行抗剪强度验算，必要时设置抗剪钢筋应符合现行强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定；</p> <p>4) 体积配箍率不应低于主筋配筋率的 1/4，且不应低于 0.3%；</p> <p>5) 对圆形截面，箍筋可沿截面周边布置；圆形箍筋的接头应采用焊接，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 200mm，并应伸入核心混凝土之内 $6d_{b1}$ 以上；布置箍筋时，塑性铰区域宜采用井字形配箍形式，若井字形箍筋与勾筋配</p>

现行《规范》条文

表 8.4.1-1 桥墩箍筋配置

抗震设防地震动分档(g)		0.10(0.15)	0.20(0.30)	0.40
圆形 桥墩	箍筋直径(mm)	12	12	12
	箍筋间距(cm)	150	150	100
矩形 桥墩	箍筋直径(mm)	10	10	12
	箍筋间距(cm)	150	150	100

- 6) 对抗震设防地震动分档为 0.20 (0.30) g 及以下地区，加强区箍筋间距不应大于 100mm；对抗震设防地震动分档大于 0.20 (0.30) g 地区，加强区箍筋间距不应大于 50mm；
- 7) 对矩形截面，除在周边布置箍筋外，在加强区混凝土核心范围应按表 8.4.1-2 规定布置箍筋或拉筋。

修订征求意见稿

合使用，勾筋至少一端应采用 135° 弯钩；采用其它箍筋配置形式时，箍筋端部应采用 135° 弯钩。纵筋直径小于 20mm 时，箍筋直径不应小于 6mm；纵筋直径介于 20mm~32mm 时，箍筋直径不应小于 10mm；纵筋直径大于 32mm 或为并筋时，箍筋直径不应小于 12mm。箍筋配置应符合表 8.4.1-1 的规定。

表 8.4.1-1 桥墩箍筋配置

抗震设防地震动分档峰值加速度分区值(g)		0.10(0.15)	0.20(0.30)	0.40
圆形 桥墩	箍筋直径(mm)	12	12	12
	箍筋间距(cm)(mm)	150	150	100
矩形 桥墩	箍筋直径(mm)	10	10	12
	箍筋间距(cm)(mm)	150	150	100

- 6) 对抗震设防地震动分档为 0.20 (0.30) g 及以下地区，
加强区箍筋间距不应大于 100mm；对抗震设防地震动分档
大于 0.20 (0.30) g 地区，加强区箍筋间距不应大于 50mm
- 6) 塑性铰区域箍筋间距 δd_{b1} 应按下式计算：

$$\delta d_{b1} \leq 100 \quad (8.4.1-1)$$

$$5 \leq \delta = 2.5(f_{tk}/f_{vk}) + 2.25 \leq 6 \quad (8.4.1-2)$$

现行《规范》条文

表 8.4.1-2 · 矩形截面箍筋或拉筋布置

抗震设防地震动分档(g)	箍筋或拉筋间的主筋根数	箍筋肢距或拉筋间距
0.10(0.15)	4	不大于 400mm
0.20(0.30)	3	不大于 250mm
0.40	2	每根纵向钢筋均应提供纵、横向水平约束

3 箍筋的配置及锚固应符合下列规定：

2) 从桥墩墩身底部至截面高度的 2 倍的范围内应配置与塑性铰的区间完全相同的箍筋形式；

4) 箍筋在构件轴线方向的间距应为构件截面短边长度的 1/2 以下，且应为轴向钢筋直径的 12 倍以下。对矩形截面，箍筋在横向的间距应为箍筋直径的 48 倍以下，当箍筋间距超过此数则应设置拉筋。

修订征求意见稿

式中： d_{bl} ——纵筋直径 (mm)；

f_{tk} ——箍筋屈服强度 (MPa)；

f_{yk} ——纵筋屈服强度 (MPa)。

7) 对矩形截面，除应在周边布置箍筋外，在加强区混凝土核心范围应按表 8.4.1-2 规定布置箍筋或拉筋。

表 8.4.1-2 · 矩形截面箍筋或拉筋布置

抗震设防地震动分档 值加速度分区值(g)	箍筋或拉筋间的主筋根数	箍筋肢距或拉筋间距
0.10(0.15)	4	不大于 400mm
0.20(0.30)	3	不大于 250mm
0.40	2	每根纵向钢筋均应提供纵、横向水平约束

3 箍筋的配置及锚固应符合下列规定：

2) 从桥墩墩身底部至截面高度的 2 倍的范围内应配置与塑性铰的区间完全相同的箍筋形式；

4) 箍筋在构件轴线方向的间距应为构件截面短边长度 1/2 以下，且应为轴向钢筋直径的 12 倍以下。对矩形截面，箍筋在横向的间距应为箍筋直径的 48 倍以下，当箍筋间距超过此数则纵向受力钢筋应设置于离角

现行《规范》条文	修订征求意见稿
	<p><u>筋中心距离不大于 150mm 或 15 倍箍筋直径范围内，如超出此范围设置纵向受力钢筋，应设置拉筋。</u></p>
<p>8.4.2 柱式桥墩应符合下列规定：</p> <p>1 塑性铰加密区域配置的箍筋应延续到盖梁和承台内，延伸到盖梁和承台的距离不应小于盖梁或承台高度的 $1/3\sim 1/4$，且不应小于 500mm；</p> <p>2 桩柱式桥墩和多排桩桥墩的柱（桩）与盖梁、承台连接处的配筋不应小于柱（桩）身最大配筋。桩柱式桥墩的截面变化部位，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；</p> <p>3 桩柱式桥墩和多排桩桥墩加密区箍筋配置应布置在柱（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，且不应小于 500mm。桩柱式桥墩加密区段箍筋配置及箍筋接头应符合本规范第 8.4.1 条钢筋混凝土桥墩的规定。</p>	<p>8.4.2 柱式桥墩应符合下列规定：</p> <p>1 塑性铰加密区域配置的箍筋应延续到盖梁和承台内，延伸到盖梁和承台的距离不应小于盖梁或承台高度的 $1/3\sim 1/4$，且不应小于 500mm；</p> <p>2 桩柱式桥墩和多排桩桥墩的柱（桩）与盖梁、承台连接处的配筋不应小于柱（桩）身最大配筋。桩柱式桥墩的截面变化部位，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；</p> <p>3 桩柱式桥墩和多排桩桥墩加密区箍筋配置应布置在柱（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，且不应小于 500mm。桩柱式桥墩加密区段箍筋配置及箍筋接头应符合本规范第 8.4.1 条钢筋混凝土桥墩的规定。</p> <p><u>4 墩柱纵向钢筋宜延伸至盖梁顶面和承台底面，桩基主筋应</u></p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
	<p><u>锚固到承台顶部，并应与相应位置盖梁或承台水平钢筋绑扎成为整体。</u></p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>8.4.10 抗震设防地震动分档为0.10(0.15)g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，应加强箍筋配置。</p> <p>8.4.11 支座底面应水平设置在梁底及墩台上，应保证梁与墩台间均匀传递压力。</p>	<p style="text-align: center;"><u>IV 桩基和支座</u></p> <p>8.4.10 <u>抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值为0.10(0.15)g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，应加强箍筋配置。</u></p> <p>8.4.11 支座底面应水平设置在梁底及墩台上，应保证梁与墩台间均匀传递压力[□]：<u>摩擦摆支座与下部结构或上部结构之间的预埋件和连接件，应保证在支座达到极限位移前不发生破坏。</u></p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
8.5 抗震措施	8.5 抗震措施
<p>8.5.1 抗震措施宜符合下列规定：</p> <p>1 对抗震设防地震动分档为0.05g区和0.10(0.15)g区，抗震措施应符合下列规定：</p> <p>1) 简支梁应采取纵向梁端连接或梁端纵向支挡；连续梁应在桥墩上横隔板位置设置纵、横向支挡，并应对横隔板作局部加强。各梁片间还应加强梁与梁间的横向连接；</p> <p>2 对抗震设防地震动分档为0.20(0.30)g区和0.40g区，抗震措施应符合下列规定：</p> <p>1) 对连续梁桥，宜采取对抗震有利的多墩、台共同承担地震力的措施；</p> <p>2) 抗震设防地震动分档为0.20(0.30)g区和0.40g区的抗震措施，除应符合本条第1款的规定外，梁桥支座尚应采取限制其竖向位移的措施；</p> <p>3) 抗震设防地震动分档为0.20(0.30)g区和0.40g区的高架区间结构宜采用适</p>	<p>8.5.1 抗震措施宜符合下列规定：</p> <p>1 对<u>抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值</u>为0.05g区和0.10(0.15)g区，抗震措施<u>应</u>宜符合下列规定：</p> <p>1) 简支梁<u>应</u>宜采取纵向梁端连接或梁端纵向支挡；连续梁<u>应</u>宜在桥墩上横隔板位置设置纵、横向支挡，并<u>应</u>宜对横隔板作局部加强。<u>各梁片间还应加强梁与梁间的横向连接；</u></p> <p>2 对<u>抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值</u>为0.20(0.30)g区和0.40g区，抗震措施<u>应</u>宜符合下列规定：</p> <p><u>1) 对连续梁桥，宜采取对抗震有利的多墩、台共同承担地震力的措施；</u></p> <p>2) <u>抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值</u>为0.20(0.30)g区和0.40g区的抗震措施，除<u>应</u>宜符合本条第1款的规定外，梁桥支座尚<u>应</u>宜采取限制其竖向位移的措施；</p> <p>3) <u>抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值</u>为0.20(0.30)g区和0.40g区的<u>高架区间</u>结构</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>当的防落梁构造措施。</p> <p>3 当抗震设防地震动分档为 0.10(0.15)g 时，对判断为液化的场地，抗震措施应符合本条第 2 款的规定。</p>	<p>宜采用适当的防落梁构造措施。</p> <p>3 当抗震设防地震动分档地震动峰值加速度分区值为 0.10(0.15)g 时，对判断为液化的场地，抗震措施应宜符合本条第 2 款的规定。</p>
<p>8.5.2 防落梁措施应满足下列规定：</p> <p>1 防落梁措施的采用，不应影响支座的正常移动；</p> <p>2 防落梁措施宜根据经验或进行定量计算确定。</p>	<p>8.5.2 防落梁措施应满足下列规定：</p> <p>1 防落梁措施的采用，不应影响支座结构的正常位移；</p> <p>2 防落梁措施宜根据经验或进行定量计算确定应具有明确的力学模型。</p>
<p>9 高架车站结构</p> <p>9.1 一般规定</p>	<p>9 高架车站结构</p> <p>9.1 一般规定</p>
<p>9.1.1 本章适用于高架车站中非承受车辆荷载结构的抗震设计。</p>	<p>9.1.1 本章适用于高架车站中非承受车辆荷载结构的抗震设计。</p>
<p>9.1.2 高架车站抗震构造措施应符合下列规定：</p> <p>1 当场地类别为 I 类时，重点设防类车站宜按本地区抗震设防地震动分档的要求采取抗震构造措施；</p> <p>2 当场地为 III、IV 类时，对地震动分档为 0.15g 和 0.30g 的地区，除本规范另有规定外，宜分别按地震动分档为 0.20g 和 0.40g 时各抗震设防类别建筑的要求采取抗震构造措施。</p>	<p>9.1.2 高架车站抗震构造措施应符合下列规定：</p> <p>1 当场地类别为 I 类时，重点设防类车站宜按本地区抗震设防地震动分档的要求采取抗震构造措施；</p> <p>2 当场地为 III、IV 类时，对地震动分档为 0.15g 和 0.30g 的地区，除本规范另有规定外，宜分别按地震动分档为 0.20g 和 0.40g 时各抗震设防类别建筑的要求采取抗震构造措施。</p>
<p>9.3 抗震性能验算</p>	<p>9.3 抗震性能验算</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>9.3.1 城市轨道交通结构中高架车站结构中荷载组合应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 取用。</p>	<p>9.3.1 城市轨道交通结构中高架车站结构中荷载组合应<u>按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 取用。</u>符合下列规定：</p> <p>1 <u>横向三柱及以上高架车站应按现行强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002 执行；</u></p> <p>2 <u>横向独柱或双柱高架车站应按本规范第 8.3 节执行，验算非承受车辆荷载的构件时，可按现行强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002 执行。</u></p>
<p>9.3.3 当抗震性能要求为 I 时，高架车站结构构件应采用下式进行截面抗震验算：</p> $S \leq R/\gamma_{RE} \quad (9.3.3)$ <p>式中：γ_{RE}——承载力抗震修正系数，除另有规定外，应按表 9.3.3 采用；</p> <p>S——结构构件内力组合设计值；</p> <p>R——结构构件承载力设计值。</p>	<p>9.3.3 当抗震性能要求为 I 时，高架车站结构构件<u>应采用下式进行截面抗震验算应符合下列规定：</u></p> <p>1 <u>横向三柱及以上高架车站的结构构件应采用下式进行截面抗震验算，对承受车辆荷载的构件，尚应按本规范第 8.3.2 条执行：</u></p> $S \leq R/\gamma_{RE} \quad (9.3.3)$ <p>式中：γ_{RE}——承载力抗震修正系数，除另有规定外，应按表 9.3.3 采用；</p> <p>S——结构构件内力组合设计值；</p> <p>R——结构构件承载力设计值。</p>

现行《规范》条文

表 9.3.3 承载力抗震修正系数

结构形式	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢筋混凝土结构	梁 轴压比小于 0.15 的柱 轴压比不小于 0.15 的柱 剪力墙 各类构件	受弯	0.75
		偏压	0.75
		偏压	0.80
		偏压	0.85
		受剪、偏拉	0.85
钢结构	柱, 梁, 支撑, 节点板件, 螺栓, 焊缝 柱, 支撑	强度 稳定	0.75 0.80
钢管混凝土结构	梁 柱 剪力墙 支撑 各类构件、框架节点 焊接及螺栓	受弯	0.75
		偏压	0.80
		偏压	0.85
		偏压	0.85
		受剪、偏拉	0.85
		强度	0.90
钢管混凝土结构	梁 柱 支撑 节点板件 连接焊接 连接螺栓	受弯	0.75
		偏压	0.80
		偏压	0.80
		强度	0.85
		强度	0.90
		强度	0.85

注: 当仅计算竖向地震作用时, 各类结构构件承载力抗震调整系数均宜采用 1.0

修订征求意见稿

表 9.3.3 承载力抗震修正系数

结构形式	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢筋混凝土结构	梁 轴压比小于 0.15 的柱 轴压比不小于 0.15 的柱 剪力墙 各类构件	受弯	0.75
		偏压	0.75
		偏压	0.80
		偏压	0.85
		受剪、偏拉	0.85
钢结构	柱, 梁, 支撑, 节点板件, 螺栓, 焊缝 柱, 支撑	强度 稳定	0.75 0.80
钢管混凝土结构	梁 柱 剪力墙 支撑 各类构件、框架节点 焊接及螺栓	受弯	0.75
		偏压	0.80
		偏压	0.85
		偏压	0.85
		受剪、偏拉	0.85
		强度	0.90
钢管混凝土结构	梁 柱 支撑 节点板件 连接焊接 连接螺栓	受弯	0.75
		偏压	0.80
		偏压	0.80
		强度	0.85
		强度	0.90
		强度	0.85

注: 当仅计算竖向地震作用时, 各类结构构件承载力抗震调整系数均宜采用 1.0

2 横向独柱或双柱高架车站的结构构件应按本规范第 8.3 节执行; 非承受车辆荷载的构件, 可按本条第 1 款执行。

9.3.4 当抗震性能要求为 I 时, 钢筋混凝土高架车站的抗震性能和结构层间位移应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 进行计算及验算。

9.3.4 当抗震性能要求为 I 时, **钢筋混凝土**横向三柱及以上高架车站的**抗震性能**建筑形体规则性和结构**层间**位移应**按**符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 **进行计算及验算**的规定。

9.3.5 高架车站结构中预应力混凝土构件的抗震验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 进行。

9.3.5 高架车站结构中预应力混凝土**构件的抗震验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 进行。**

9.3.6 当抗震性能要求为 I 时, 钢结构高架车站结构构件的抗震验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 进行。

9.3.6 当抗震性能要求为 I 时, **钢结构**高架车站结构构件的抗震验算应按**现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 进行。**

9.3.7 当抗震性能要求为 I 时, 钢管混凝土高架车站结构构件抗震验算应符合国家现行行业标准《型钢混凝土

9.3.7 当抗震性能要求为 I 时, **钢管混凝土**横向三柱及以上高架车站**中组**

现行《规范》条文	修订征求意见稿
组合结构技术规程》JGJ318 的规定。	合结构构件抗震验算尚应符合国家现行行业标准《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ318《组合结构设计规范》JGJ138 的规定。
<p>9.3.8 当抗震性能要求为 II 和 III 时，钢筋混凝土、钢结构、钢骨混凝土构件的抗震验算可按本规范第 7 章进行。</p>	<p>9.3.8 当抗震性能要求为 II 和 III 时，钢筋混凝土、钢结构、钢骨混凝土构件的抗震验算可按本规范第 7 章进行。应符合下列规定：</p> <p>1 横向三柱及以上高架车站的抗震性能、构件抗震验算应采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 性能化设计方法，按对应的性能目标要求进行设计。</p> <p>2 横向独柱或双柱高架车站的抗震验算同高架区间，车站纵向多跨框架尚应采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 性能化设计方法，按对应的性能目标要求进行复核。</p>
9.3.9 钢管混凝土高架车站结构构件的抗震验算应按本规范第 7 章进行。	9.3.9 钢管混凝土高架车站结构构件的抗震验算应按本规范第 7 章进行。
9.4 抗震构造措施	9.4 抗震构造措施
9.4.1 钢筋混凝土高架车站抗震构造措施应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 规定。	9.4.1 横向三柱及以上钢筋混凝土高架车站抗震构造措施应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002、国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>9.4.2 钢结构高架车站的抗震构造措施应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。</p>	<p>9.4.2 <u>横向三柱及以上</u>钢结构高架车站的抗震构造措施<u>尚</u>应符合现行国家标准<u>《建筑抗震设计规范》GB50011</u> <u>《钢结构设计标准》GB50017</u> 的规定。</p>
<p>9.4.3 钢筋混凝土结构高架车站抗震构造措施应符合下列规定：</p> <p>1 钢筋混凝土高架车站结构中的框架梁、框架柱和节点应符合国家现行有关标准中相应的抗震构造要求。</p> <p>2 钢筋混凝土高架车站结构中梁柱节点的连接构造应简单，传力明确，便于混凝土浇捣和配筋。</p>	<p>9.4.3 <u>钢筋混凝土</u><u>横向三柱及以上</u>组合结构高架车站抗震构造措施<u>尚</u>应符合现行行业标准<u>《组合结构设计规范》JGJ318</u> 的<u>下列</u>规定。<u>同时应满足以下要求：</u></p> <p>1 <u>钢筋混凝土高架车站结构中的框架梁、框架柱和节点应符合国家现行有关标准中相应的抗震构造要求的连接构造应简单，传力应明确，应便于混凝土浇捣和配筋。</u></p> <p>2 <u>钢筋混凝土高架车站结构中梁柱节点的连接构造应简单，传力明确，便于混凝土浇捣和配筋</u><u>钢管混凝土梁柱节点连接构造，应使钢管和钢筋混凝土、钢筋混凝土以及钢梁部分可靠连接，并应保证混凝土的填充密实，节点区布置钢筋，应避免在钢管或钢管上开孔。</u></p> <p>3 <u>钢管混凝土柱脚应满足嵌固要求，宜采用埋入式柱脚。柱脚与基础连接极限承载力宜符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。</u></p>
<p>9.4.4 钢管混凝土高架车站结构中，钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁、钢梁、钢筋混凝土梁的节点连接构造，应符合下列规定：</p>	<p>9.4.4 <u>钢管混凝土高架车站结构中，</u> <u>钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁、钢梁、</u> <u>钢筋混凝土梁的节点连接构造，应符合</u> <u>下列规定：</u></p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>1 梁柱节点，应使钢管和钢骨混凝土、钢筋混凝土以及钢梁部分可靠连接，并应保证混凝土的填充密实。</p> <p>2 节点区布置钢筋，应避免在钢骨或钢管上开孔。</p>	<p>1 梁柱节点，应使钢管和钢骨混凝土、钢筋混凝土以及钢梁部分可靠连接，并应保证混凝土的填充密实。</p> <p>2 节点区布置钢筋，应避免在钢骨或钢管上开孔。</p>
	<p>9.4.4 横向独柱或双柱高架车站中承受车辆荷载的构件的抗震构造措施应符合高架区间结构的规定。</p>
	<p>9.4.5 装配式高架车站宜采用装配整体式混凝土结构形式，抗震构造措施应符合国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T51231 的规定。</p>
<p>10 隧道与地下车站结构</p> <p>10.1 一般规定</p>	<p>10 隧道与地下车站结构</p> <p>10.1 一般规定</p>
<p>10.1.2 隧道与地下车站中的非地震作用取值、分类应按现行国家标准《地铁设计规范》GB50157 执行，抗震设计荷载组合应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定执行。</p>	<p>10.1.2 隧道与地下车站中的非地震作用取值、分类应按现行国家标准《地铁设计规范》《地铁设计标准》GB50157 执行，抗震设计荷载组合应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002 的规定执行。</p>
<p>10.1.7 平面不规则的地下车站，应结合车站功能要求合理设置结构变形缝，形成较规则的结构单元。</p>	<p>10.1.7 平面不规则的地下车站，应结合车站功能要求合理设置结构变形缝，形成较规则的结构单元。</p>
<p>10.3 地下车站结构地震反应计算</p>	<p>10.3 地下车站结构地震反应计算</p>
<p>10.3.2 地下车站结构设计地震反应</p>	<p>10.3.2 地下车站结构设计地震反应</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>计算应符合下列规定：</p> <p>4 抗震设防地震动分档为 0.20 (0.30)g 及以上的形状不规则的地下车站、枢纽站、采用多层框架结构的地下换乘站等宜计入地震动竖向分量。</p>	<p>计算应符合下列规定：</p> <p>4 <u>抗震设防地震动分档</u>地震动峰值加速度分区值为 0.20 (0.30) g 及以上的形状不规则的地下车站、枢纽站、采用多层框架结构的地下换乘站等宜计入地震动竖向分量。</p>
<p>10.4 抗震性能验算</p>	<p>10.4 抗震性能验算</p>
<p>10.4.1 抗震设防地震动分档为 0.10 (0.15)g 及以上的隧道与地下车站结构，应进行结构抗震性能的验算。</p>	<p>10.4.1 <u>抗震设防地震动分档</u>地震动峰值加速度分区值为 0.10 (0.15) g 及以上的隧道与地下车站结构，应进行结构抗震性能的验算。</p>
<p>10.5 抗震构造措施</p>	<p>10.5 抗震构造措施</p>
<p>10.5.1 隧道与地下车站结构的抗震构造措施应按现行国家标准《铁路抗震设计规范》GB50111、《地铁设计规范》GB50157、《混凝土结构设计规范》GB50010 和《建筑抗震设计规范》GB50011 中有关条文及本节规定执行。</p>	<p>10.5.1 隧道与地下车站结构的抗震构造措施应按现行强制性工程建设规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002，现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB50111、<u>《地铁设计规范》《地铁设计标准》</u>GB50157、《混凝土结构设计规范》GB50010 和《建筑抗震设计规范》GB50011 中有关条文及本节规定执行。</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿												
<p>10.5.2 当按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 进行抗震构造设计时，特殊设防类、重点设防类结构的抗震等级宜取二级，标准设防类结构的抗震等级宜取三级。</p>	<p>10.5.2 当按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002 进行抗震构造设计时，特殊设防类、重点设防类结构的抗震等级宜取二级，标准设防类结构的抗震等级宜取三级不应低于表 10.5.2 的规定。</p> <p style="text-align: center;">表 10.5.2 隧道与地下车站结构的抗震等级</p> <table border="1" data-bbox="1128 603 2033 734"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: center;">设防烈度</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">6 度</th> <th style="text-align: center;">7 度</th> <th style="text-align: center;">8 度</th> <th style="text-align: center;">9 度</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">四级</td> <td style="text-align: center;">三级</td> <td style="text-align: center;">二级</td> <td style="text-align: center;">二级</td> </tr> </tbody> </table> <p>注：1 特殊设防类、重点设防类结构的抗震等级应按本地区设防烈度提高一度查此表确定。</p> <p>2 抗震设防烈度为9度时，特殊设防类、重点设防类的抗震设计应进行专门研究。</p> <p>3 作为地面结构嵌固部位下一层的地下结构抗震等级不应低于地面结构的抗震等级。</p> <p>4 用沉管法施工的隧道，其抗震等级不应低于二级。</p>	设防烈度				6 度	7 度	8 度	9 度	四级	三级	二级	二级
设防烈度													
6 度	7 度	8 度	9 度										
四级	三级	二级	二级										

现行《规范》条文

10.5.3 隧道与地下车站结构中柱式构件的设计轴压比宜符合下列规定：

1 轴压比不宜超过表 10.5.3 的规定；对深度超过 20m 的地下结构，其轴压比限制宜适当放宽。

表 10.5.3 柱式构件设计轴压比限制值

地下结构深度 (m)	抗震等级	
	二	三
≤20	0.75	0.85
>20	0.80	0.90

注：1 轴压比指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值；

2 表中限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱，轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。

修订征求意见稿

10.5.3 隧道与地下车站结构中柱式构件的设计轴压比宜符合下列规定：

1 轴压比不宜超过表 10.5.3-1 的规定；对深度超过 20m 的地下结构，其轴压比限制宜适当放宽。

表 10.5.3-1 柱式构件设计轴压比限制值

地下结构深度 (m)	抗震等级			
	二	二	三	四
≤20	0.65	0.75	0.85	0.90
>20	0.70	0.80	0.90	0.95

注：1 轴压比指柱地震作用组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值；

对本规范规定不进行地震作用计算的结构，可取无地震作用的轴力设计值计算；



2 表中限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱，轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。

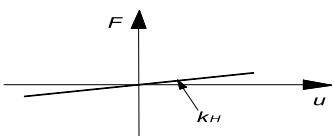
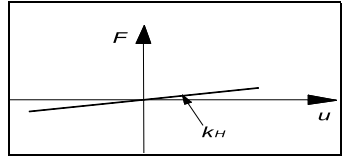
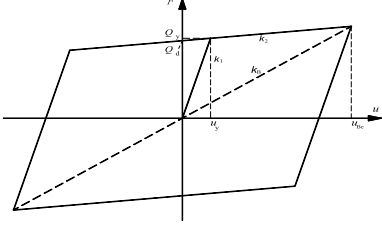
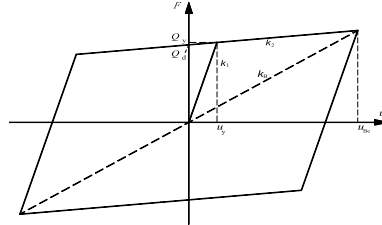
3 钢管混凝土柱式构件应符合现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 规定。

现行《规范》条文	修订征求意见稿										
	<p data-bbox="1122 304 2040 400">10.5.3A 柱截面纵向受力钢筋的最小总配筋率不宜小于表 10.5.3A 的规定，且每一侧配筋率不宜小于 0.2%，总配筋率不宜大于 5%。</p> <p data-bbox="1330 424 1832 448">表 10.5.3A 柱截面纵向钢筋的最小总配筋率（%）</p> <table border="1" data-bbox="1128 469 2033 533"> <thead> <tr> <th data-bbox="1128 469 1317 501">抗震等级</th> <th data-bbox="1317 469 1500 501">一级</th> <th data-bbox="1500 469 1680 501">二级</th> <th data-bbox="1680 469 1854 501">三级</th> <th data-bbox="1854 469 2033 501">四级</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1128 501 1317 533">最小总配筋率</td> <td data-bbox="1317 501 1500 533">1.2</td> <td data-bbox="1500 501 1680 533">1.0</td> <td data-bbox="1680 501 1854 533">0.9</td> <td data-bbox="1854 501 2033 533">0.8</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="1227 557 1742 580">注：1 钢筋强度标准值为 400MPa 时，表中数值应增加 0.05；</p> <p data-bbox="1258 620 1715 644">2 混凝土强度等级高于 C60 时，上述数值应增加 0.1。</p>	抗震等级	一级	二级	三级	四级	最小总配筋率	1.2	1.0	0.9	0.8
抗震等级	一级	二级	三级	四级							
最小总配筋率	1.2	1.0	0.9	0.8							

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>10.5.4 埋置于软弱土层或明显上软下硬土层中的隧道与地下车站结构的抗震构造措施，当遇到下列情况之一时，应进行加强处理：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 大断面的明挖地下结构； 2 埋置于 IV-VI 级围岩中的矿山法地下结构； 3 多线隧道重叠段或交叉部位； 4 结构局部外露时； 5 隧道处于性质显著不同的土层中时； 6 隧道下方的基岩变化很大时； 7 隧道处于可能液化或软黏土层以及处于易发生位移的地形条件时； 8 隧道断面急剧变化的部位。 	<p>10.5.4 埋置于软弱土层或明显上软下硬土层中的隧道与地下车站结构的抗震构造措施，当遇到下列情况之一时，应进行加强处理：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 大断面的明挖地下结构； 2 埋置于 IV-VI 级围岩中的矿山法地下结构 3 多线隧道重叠段或交叉部位； 4 结构局部外露时； 5 隧道处于性质显著不同的土层中时； 6 隧道下方的基岩变化很大时； 7 隧道处于可能液化或软黏土层以及处于易发生位移的地形条件时； 8 隧道断面急剧变化的部位
<p>10.5.5 明挖隧道和浅埋矩形框架结构的隧道与地下车站，宜采用现浇整体钢筋混凝土结构，避免采用装配式和部分装配式结构。</p>	<p>10.5.5 明挖隧道和浅埋矩形框架结构的隧道与地下车站，宜采用现浇整体钢筋混凝土结构，避免采用装配式和部分装配式结构。</p>
<p>10.5.6 盾构隧道应符合下列规定：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 隧道与车站结构连接处、联络通道两侧、土层性质急剧变化处等，应设置变形缝； 	<p>10.5.6 盾构隧道应符合下列规定：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 隧道与车站结构连接处、联络通道两侧、土层性质条件急剧变化处等，应设置采取适用变形缝的构造措

现行《规范》条文	修订征求意见稿
	施；
10.5.8 对隧道跨断层的情况，宜采用柔性接头设计。	10.5.8 对隧道跨 <u>活动断层</u> 的情况，宜采用 <u>柔性接头设计</u> 取 <u>适应变形的措施</u> 。
	10.5.10 <u>地震动峰值加速度分区值0.20（0.30）g及以上地区，顶管法施工的管节，纵向宜采用螺栓进行连接。</u>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
附录 A 支座的恢复力模型	附录 A 支座的恢复力模型
<p>A.0.1 盆式支座、球形支座在固定方向，可简化为约束或根据产品力学特性确定线性刚度[图 A.0.1 (a)]；在可滑动方向，可简化为刚塑性本构模型[图 A.0.1 (b)]，滑动力可按下式计算：</p> $F_s = \mu_f \cdot N \quad (\text{A.0.1})$ <p>式中：F_s——滑动力 (kN)； μ_f——动摩擦系数； N——支座承担的恒载 (kN)。</p>  <p>(a) 固定方向 (b) 滑动方向</p> <p>图 A.0.1 盆式支座、球形支座恢复力模型</p> <p>F—水平力；u—水平变形</p>	<p>A.0.1 盆式支座、球形<u>钢</u>支座在固定方向，可简化为约束或根据产品力学特性确定线性刚度[图 A.0.1 (a)]；在可滑动方向，可简化为刚塑性本构模型[图 A.0.1 (b)]，滑动力可按下式计算：</p> $F_s = \mu_f \cdot N \quad (\text{A.0.1})$ <p>式中：F_s——滑动力 (kN)； μ_f——动摩擦系数； N——支座承担的恒载 (kN)。</p>  <p>(a) 固定方向 (b) 滑动方向</p> <p>图 A.0.1 盆式支座、球形<u>钢</u>支座恢复力模型</p> <p>F—水平力；u—水平变形</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>A. 0.2 板式橡胶支座可简化为线性弹簧（图 A. 0. 2），其刚度可按下式计算：</p> $k_H = A \cdot G / \sum t_e \quad (\text{A. 0. 2})$ <p>式中：k_H——板式橡胶支座的剪切刚度（kN/m）； A——板式橡胶支座的剪切面积（m²）； G——板式橡胶支座的动剪切模量（kN/m²）； $\sum t_e$——橡胶层的总厚度（m）。</p>  <p>图 A. 0. 2 板式橡胶支座线性恢复力模型</p>	<p>A. 0.2 板式橡胶支座可简化为线性弹簧（图 A. 0. 2），其刚度可按下式计算：</p> $k_H = A \cdot G / \sum t_e \quad (\text{A. 0. 2})$ <p>式中：k_H——板式橡胶支座的剪切刚度（kN/m）； A——板式橡胶支座的剪切面积（m²）； G——板式橡胶支座的动剪切模量（kN/m²）； $\sum t_e$——橡胶层的总厚度（m）。</p>  <p>图 A. 0. 2 板式橡胶支座线性恢复力模型</p>
<p>A. 0.3 具有滑动面的板式橡胶支座，可按本规范 A. 0. 1 建立刚塑性本构模型。</p>	<p>A. 0.3 具有滑动面的板式橡胶支座，可按本规范 A. 0. 1 建立刚塑性本构模型。</p>
<p>A. 0.4 铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座等可根据产品说明中提供的初始刚度 k_1 和二次刚度 k_2 建立双线性本构模型（图 A. 0. 4）。</p>  <p>图 A.0.4 铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座的非线性本构模型和等效线性刚度 k_1、k_2——隔震支座初始刚度和二次刚度；Q_y——隔震支座屈服荷载；Q_d——位移为 0 时的荷载； u_y、u_{Be}——隔震支座屈服位移和有效设计位移</p>	<p>A. 0.4 铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶摩擦摆支座等可根据产品说明中提供的初始刚度 k_1 和二次刚度 k_2 建立双线性本构模型（图 A. 0. 4）。</p>  <p>图 A.0.4 铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶摩擦摆支座的非线性本构模型和等效线性刚度 k_1、k_2——隔震支座初始刚度和二次刚度；Q_y——隔震支座屈服荷载；Q_d——位移为 0 时的荷载； u_y、u_{Be}——隔震支座屈服位移和有效设计位移</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿																																
<p>附录 B 基于集中参数模型的静力与动力分析方法</p> <p>B.2 扩大基础集中参数建模方法</p>	<p>附录 B 基于集中参数模型的静力与动力分析方法</p> <p>B.2 扩大基础集中参数建模方法</p>																																
<p>B.2.3 基底剪切弹簧计算应符合下列规定：</p> <p>2 基底最大剪切抗力 P_{sy} 可按下式计算：</p> $P_{sy} = \mu V_d \quad (\text{B.2.3-3})$ <p>式中： P_{sy} ——基底最大剪切抗力（kN）； V_d ——基底竖向荷载（kN）； μ ——基底摩擦系数，由地质勘察报告提供，或按表 B.2.3 取值。</p> <p style="text-align: center;">表 B.2.3 基底摩擦系数</p> <table border="1" data-bbox="277 932 978 1193"> <thead> <tr> <th>地基土分类</th> <th>摩擦系数 μ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>软塑的黏性土</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td>硬塑的黏性土</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>粉土、坚硬的黏性土</td> <td>0.30~0.40</td> </tr> <tr> <td>砂类土</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>碎石类土</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>软质岩</td> <td>0.40~0.60</td> </tr> <tr> <td>硬质岩</td> <td>0.60~0.70</td> </tr> </tbody> </table>	地基土分类	摩擦系数 μ	软塑的黏性土	0.25	硬塑的黏性土	0.30	粉土、坚硬的黏性土	0.30~0.40	砂类土	0.40	碎石类土	0.50	软质岩	0.40~0.60	硬质岩	0.60~0.70	<p>B.2.3 基底剪切弹簧计算应符合下列规定：</p> <p>2 基底最大剪切抗力 P_{sy} 可按下式计算：</p> $P_{sy} = \mu V_d \quad (\text{B.2.3-3})$ <p>式中： P_{sy} ——基底最大剪切抗力（kN）； V_d ——基底竖向荷载（kN）； μ ——基底摩擦系数，由地质勘察报告提供，或按表 B.2.3 取值。</p> <p style="text-align: center;">表 B.2.3 基底摩擦系数</p> <table border="1" data-bbox="1229 932 1930 1193"> <thead> <tr> <th>地基土石分类</th> <th>摩擦系数 μ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>软塑的黏性土</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td>硬塑的黏性土</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>粉土、坚硬的黏性土</td> <td>0.30~0.40</td> </tr> <tr> <td>砂类土</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>碎石类土</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>软质岩</td> <td>0.40~0.60</td> </tr> <tr> <td>硬质岩</td> <td>0.60~0.70</td> </tr> </tbody> </table>	地基土石分类	摩擦系数 μ	软塑的黏性土	0.25	硬塑的黏性土	0.30	粉土、坚硬的黏性土	0.30~0.40	砂类土	0.40	碎石类土	0.50	软质岩	0.40~0.60	硬质岩	0.60~0.70
地基土分类	摩擦系数 μ																																
软塑的黏性土	0.25																																
硬塑的黏性土	0.30																																
粉土、坚硬的黏性土	0.30~0.40																																
砂类土	0.40																																
碎石类土	0.50																																
软质岩	0.40~0.60																																
硬质岩	0.60~0.70																																
地基土石分类	摩擦系数 μ																																
软塑的黏性土	0.25																																
硬塑的黏性土	0.30																																
粉土、坚硬的黏性土	0.30~0.40																																
砂类土	0.40																																
碎石类土	0.50																																
软质岩	0.40~0.60																																
硬质岩	0.60~0.70																																

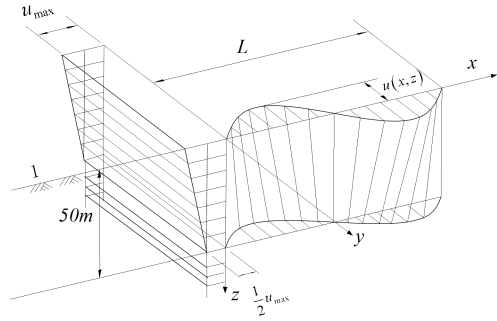
现行《规范》条文	修订征求意见稿
附录 E 反应位移法中土层位移的简单确定方法	附录 E 反应位移法中土层位移的简单确定方法
<p>E. 0. 2 隧道与地下车站抗震设计中，土层的水平峰值位移沿深度变化（图 E. 0. 2）应采用直线规律表达，地表下 50m 及其以下部分的峰值位移可取地表的 1/2，不足 50m 处的峰值位移应按深度作线性插值确定。沿与隧道延长方向垂直的水平方向土层水平位移的同一时刻的值可按下列公式计算：</p> $u(x,z) = u_{\max}(z) \cdot \sin \frac{2\pi x}{L} \quad (\text{E. 0. 2-1})$ $L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2} \quad (\text{E. 0. 2-2})$ $L_1 = T_s \cdot V_{SD} \quad (\text{E. 0. 2-3})$ $L_2 = T_s \cdot V_{SDB} \quad (\text{E. 0. 2-4})$ <p>式中： $u(x,z)$ ——坐标 (x,z) 处地震时的土层水平位移（m）； $u_{\max}(z)$ ——地震时深度 z 处土层的水平峰值位移（m）； L ——土层变形的波长，即强迫位移的波长（m）； L_1 ——表面土层变形的波长（m）； L_2 ——基岩变形的波长（m）；</p>	<p>E. 0. 2 隧道与地下车站抗震设计中，土层的水平峰值位移沿深度变化（图 E. 0. 2）应采用直线规律表达，地表下 50m 及其以下部分的峰值位移可取地表的 1/2，不足 50m 处的峰值位移应按深度作线性插值确定。沿与隧道延长方向垂直的水平方向土层水平位移的同一时刻的值可按下列公式计算：</p> $u(x,z) = u_{\max}(z) \cdot \sin \frac{2\pi x}{L} \quad (\text{E. 0. 2-1})$ $L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2} \quad L = V_{\text{app}} T_s \quad (\text{E. 0. 2-2})$ $L_1 = T_s \cdot V_{SD} \quad T_s = 1.25 \cdot \frac{4H}{V_{SD}} \quad (\text{E. 0. 2-3})$ $L_2 = T_s \cdot V_{SDB} \quad (\text{E. 0. 2-4})$ <p>式中： $u(x,z)$ ——坐标 (x,z) 处地震时的土层水平位移（m）； $u_{\max}(z)$ ——地震时深度 z 处土层的水平峰值位移（m）； L ——土层变形的波长，即强迫位移的波长（m）； L_1 ——表面土层变形的波长（m）；</p>

现行《规范》条文

V_{SD} —— 表面土层的平均剪切波速 (m/s);

V_{SDB} —— 基岩的平均剪切波速 (m/s);

T_s —— 考虑土层地震应变水平的土层场地特征周期(s)。



图E.0.2 土层的水平峰值位移沿深度变化规律
1—地表面

修订征求意见稿

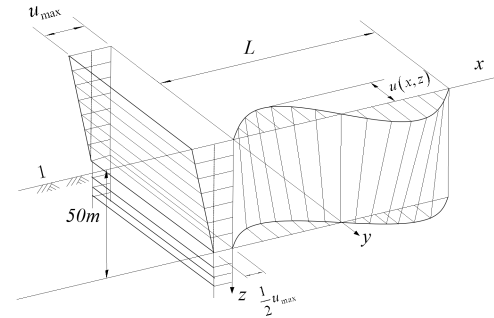
L_2 —— 基岩变形的波长 (m);

V_{SD} —— 表面土层的平均剪切波速 (m/s);

V_{SDB} —— 基岩的平均剪切波速 (m/s);

V_{opp} —— 视波速 (m/s), 一般可取 1000m/s;

T_s —— 考虑土层地震应变水平的土层场地特征周期(s)。



图E.0.2 土层的水平峰值位移沿深度变化规律
1—地表面

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p style="text-align: center;">附录 G 构件变形能力计算方法</p> <p style="text-align: center;">G.3 钢构件变形能力计算方法</p>	<p style="text-align: center;">附录 G 构件变形能力计算方法</p> <p style="text-align: center;">G.3 钢构件变形能力计算方法</p>
<p>G.3.2 钢构件变形能力计算中，钢材料应力-应变应采用双线性本构关系模型（图 G.2.1），其中，钢材受压容许应变 ε_a 应按下列公式计算：</p> $\varepsilon_a = \begin{cases} (20 - 25R_F)\varepsilon_{sy}, & \text{矩形截面} \\ (20 - 140R_t)\varepsilon_{sy}, & \text{圆形截面} \end{cases} \quad (\text{G.3.2-1})$ $R_F = \begin{cases} 0.5, & R_R \leq 0.5 \\ R_R, & R_R > 0.5 \end{cases} \quad (\text{G.3.2-2})$ $R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_{sy}}{E}} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot k_F}} \quad (\text{G.3.2-3})$ <p>式中： R_t —— 圆形截面相对宽厚比； R_F —— 矩形截面加劲肋之间钢截面相对宽厚比； R_R —— 矩形截面计算相对宽厚比； b —— 加劲肋之间钢截面板宽（mm）；</p>	<p>G.3.2 钢构件变形能力计算中，钢材料应力-应变应采用双线性本构关系模型（图 G.2.1），其中，钢材受压容许应变 ε_a 应按下列公式计算：</p> $\varepsilon_a = \begin{cases} (20 - 25R_F)\varepsilon_{sy}, & \text{矩形截面} \\ (20 - 140R_t)\varepsilon_{sy}, & \text{圆形截面} \end{cases} \quad (\text{G.3.2-1})$ $\varepsilon_a = \begin{cases} \left[\frac{(1.58 - N/N_y)^{3.16} \times (1.68 - R_t)^{2.48} \times (0.65 - R_t)^{0.41} \times (23.87 - l'/b)^{2.9} \times (\alpha')^{0.3}}{2500 \times (N/N_y + 1.0) \times (b_w/b_t)^{0.17}} + 0.5 \right] \varepsilon_{sy}, & \text{矩形截面} \\ (20 - 140R_t)\varepsilon_{sy}, & \text{圆形截面} \end{cases} \quad (\text{G.3.2-1})$ $R_F = \begin{cases} 0.5, & R_R \leq 0.5 \\ R_R, & R_R > 0.5 \end{cases} \quad (\text{G.3.2-2})$ $R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_{sy}}{E}} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot k_F}} \quad (\text{G.3.2-3})$ $\alpha' = a/b' \quad (\text{G.3.2-4})$ $l' = \frac{l}{2} \quad (\text{G.3.2-5})$

现行《规范》条文	修订征求意见稿
<p>t——加劲肋之间钢截面板厚 (mm);</p> <p>ν——泊松比;</p> <p>k_F——弹性屈曲系数, 无加劲肋截面 $k_F=4$, 有加劲肋截面</p> $k_F = 4n^2;$ <p>n——被纵向加劲肋所分割的区域数。</p>	$b' = \frac{b_w + b_F}{2} \quad (G. 3. 2-6)$ <p>式中: R_t——圆形截面相对宽厚比;</p> <p>R_F——矩形截面加劲肋之间钢截面相对宽厚比;</p> <p>R_R——矩形截面计算相对宽厚比;</p> <p><u>a——横向加劲肋的间距 (mm);</u></p> <p>b——加劲肋之间钢截面板宽 (mm);</p> <p><u>b_w——腹板的加劲板宽度 (mm);</u></p> <p><u>b_F——翼缘的加劲板宽度 (mm);</u></p> <p>t——加劲肋之间钢截面板厚 (mm);</p> <p>ν——泊松比;</p> <p>k_F——弹性屈曲系数, 无加劲肋截面 $k_F=4$, 有加劲肋截面</p> $k_F = 4n^2;$ <p>n——被纵向加劲肋所分割的区域数。</p>

现行《规范》条文	修订征求意见稿
本规范用词说明	本规范用词说明
<p>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：</p> <p>1) 表示很严格，非这样做不可的：正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；</p> <p>2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的： 正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；</p> <p>3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的： 正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”；</p> <p>4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。</p>	<p>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：</p> <p>1)表示很严格，非这样做不可的： 正面词采用“必须”， 反面词采用“严禁”；</p> <p>2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的： 正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；</p> <p>3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的： 正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”；</p> <p>4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。</p>