

前 言

根据住房和城乡建设部《关于印发〈2015年工程建设标准规范制订、修订计划〉的通知》(建标[2014]189号)的要求,标准编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,参考有关国际标准和国外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,编制了本标准。

本标准的主要技术内容是:1.总则;2.术语和符号;3.基本规定;4.场地;5.设计地震动;6.抗震计算和验算;7.地下单体结构;8.地下多体结构;9.盾构隧道结构;10.矿山法隧道结构;11.明挖隧道结构;12.下沉式挡土结构。

本标准由住房和城乡建设部负责管理,由清华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,请寄送清华大学(地址:北京市海淀区清华大学新水利馆地下结构抗震设计标准编制组,邮编:100084)。

本标准主编单位:清华大学

北京城建设计发展集团股份有限公司

本标准参编单位:中国建筑科学研究院有限公司

西南交通大学

华东建筑设计研究院有限公司

北京建华建材技术研究院有限公司

中国地震局地球物理研究所

西安理工大学

北京工业大学

上海市政工程设计研究总院(集团)
有限公司

中冶建筑研究总院有限公司

中铁第四勘察设计院集团有限公司
北京市市政工程设计研究总院有限
公司
北京交通大学

本标准主要起草人员：张建民 杨秀仁 鲁卫东 黄美群
刘晶波 宋二祥 高文生 杜修力
张鸿儒 何 川 张 雁 耿 萍
邵生俊 王卫东 王 睿 姚 虞
陈韧韧 李 霞 韩玉珍 荣 冰
包琦玮 李小军 辛鸿博 周质炎
肖明清 陶连金

本标准主要审查人员：周福霖 龚晓南 任辉启 徐 建
王兰民 沈小克 刘汉龙 刘华北
黄茂松 李国良 李耀良

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	基本规定	8
3.1	抗震设防分类和目标	8
3.2	地震作用	9
3.3	结构体系	9
3.4	地震反应计算	10
3.5	抗震措施	12
3.6	结构材料与施工	12
3.7	减震隔震设计	13
3.8	地震反应观测	14
4	场地	15
4.1	场地分类与评价	15
4.2	场地地震液化的判别及其处理措施	17
4.3	场地震陷评价及处理措施	21
5	设计地震动	24
5.1	地下结构设计地震动参数	24
5.2	设计地震动加速度时程	25
6	抗震计算和验算	26
6.1	一般规定	26
6.2	反应位移法 I	26
6.3	反应位移法 II	28
6.4	反应位移法 III	31

6.5	反应位移法Ⅳ	32
6.6	整体式反应位移法	33
6.7	时程分析法	33
6.8	截面抗震验算	35
6.9	抗震变形验算	36
6.10	地震抗浮验算	37
7	地下单体结构	39
7.1	一般规定	39
7.2	计算要求	40
7.3	抗震措施	41
8	地下多体结构	45
8.1	一般规定	45
8.2	计算要求	46
8.3	抗震措施	46
9	盾构隧道结构	47
9.1	一般规定	47
9.2	计算要求	47
9.3	抗震措施	49
10	矿山法隧道结构	51
10.1	一般规定	51
10.2	计算要求	51
10.3	抗震措施	52
11	明挖隧道结构	56
11.1	一般规定	56
11.2	计算要求	56
11.3	抗震措施	57
12	下沉式挡土结构	59
12.1	一般规定	59
12.2	计算要求	59
12.3	抗震措施	60

附录 A	结构体系简化计算原则	62
附录 B	非饱和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土地震陷变形计算	64
附录 C	初始静应力状态确定方法	67
附录 D	均匀地层中圆形盾构隧道地震内力简化计算公式	69
本标准用词说明		73
引用标准名录		74

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Basic Requirements	8
3.1	Category and Target for Seismic Precaution	8
3.2	Earthquake Motion	9
3.3	Structural System	9
3.4	Seismic Response Calculation	10
3.5	Seismic Measures	12
3.6	Material and Construction	12
3.7	Isolation and Energy-Dissipation	13
3.8	Seismic Motion Observation System	14
4	Site	15
4.1	Site Category and Evaluation	15
4.2	Liquefaction Evaluation and Mitigation	17
4.3	Subsidence Evaluation and Mitigation	21
5	Earthquake Action	24
5.1	Earthquake Motion Parameters	24
5.2	Earthquake Motion Acceleration Time History	25
6	Seismic Calculation and Checking	26
6.1	General Requirements	26
6.2	Seismic Displacement Method I	26
6.3	Seismic Displacement Method II	28
6.4	Seismic Displacement Method III	31

6.5	Seismic Displacement Method IV	32
6.6	Integrated Seismic Displacement Method	33
6.7	Time History Analysis Method	33
6.8	Checking for Strength	35
6.9	Checking for Deformation	36
6.10	Checking for Floatation	37
7	Singular Underground Structure	39
7.1	General Requirements	39
7.2	Requirements for Calculation	40
7.3	Seismic Measures	41
8	Complex Underground Structure	45
8.1	General Requirements	45
8.2	Requirements for Calculation	46
8.3	Seismic Measures	46
9	Shielded Tunnel Structure	47
9.1	General Requirements	47
9.2	Requirements for Calculation	47
9.3	Seismic Measures	49
10	Mined Tunnel Structure	51
10.1	General Requirements	51
10.2	Requirements for Calculation	51
10.3	Seismic Measures	52
11	Open Tunnel Structure	56
11.1	General Requirements	56
11.2	Requirements for Calculation	56
11.3	Seismic Measures	57
12	Sunken Earth Retaining Structure	59
12.1	General Requirements	59
12.2	Requirements for Calculation	59
12.3	Seismic Measures	60

Appendix A	Structure System Simplification Principals for Calculation	62
Appendix B	Subsidence Calculation for Unsaturated Structured Silt, Sandy Loess and Sandy Silty Loess	64
Appendix C	Method for Determining Initial Stress State	67
Appendix D	Simplified Equations for Internal Force Calculation in Circular Shielded Tunnel	69
	Explanation of Wording in This Standard	73
	List of Quoted Standards	74

住房城乡建设部信息中心
浏览专用

1 总 则

1.0.1 为贯彻执行国家防震减灾的法律法规，实行以预防为主方针，规范地下结构的抗震设计，使地下结构经抗震设防后，减轻地震破坏，避免人员伤亡，减少经济损失，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于抗震设防烈度为 6、7、8 和 9 度地区地下结构的抗震设计。

1.0.3 地下结构所在地区的抗震设防烈度应采用根据现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 确定的地震基本烈度。已完成地震安全性评价的工程场地，可按审定的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防，但不应低于现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 的要求。

1.0.4 地下结构的抗震设计，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 地下结构 underground structure

地表以下的结构，依据其结构特征与分布形式分为地下单体结构、地下多体结构、隧道结构、下沉式挡土结构和复建式地下结构，其中隧道结构按施工方法分为盾构隧道结构、矿山法隧道结构和明挖隧道结构。

2.1.2 自由场动力分析方法 free-field site response analysis method

确定自由场土体受动荷作用时任意时刻反应值的方法。

2.1.3 剪切层法 shear layer method

将土体简化为一系列由剪切弹簧和阻尼器相联的薄层体系，进行动力分析的方法。

2.1.4 动力时程分析法 dynamic time history analysis

对运动微分方程进行逐步积分求解的动力分析方法。

2.1.5 等效线性化时程分析法 viscous-elastic time history analysis method

考虑土体的模量和阻尼比与剪应变满足一定的函数关系，并且在每一时段内土体的模量和阻尼比为常数，通过迭代进行求解的动力时程分析方法。

2.1.6 弹塑性时程分析法 elasto-plastic time history analysis method

考虑土体弹塑性的动力时程分析方法。

2.1.7 反应位移法 seismic displacement method

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

- 2.1.8 反应位移法 I seismic displacement method I**
适用于均质地层中地下结构的形状简单断面的反应位移法。
- 2.1.9 反应位移法 II seismic displacement method II**
适用于成层地层中地下结构的形状简单断面的反应位移法。
- 2.1.10 反应位移法 III seismic displacement method III**
适用于均质或较均质地层的线长形地下结构的纵向反应位移法。
- 2.1.11 反应位移法 IV seismic displacement method IV**
适用于沿纵向地层变化明显的线长形地下结构的纵向反应位移法。
- 2.1.12 整体式反应位移法 integrated seismic displacement method**
适用于均质、水平成层或复杂成层中地下结构的形状复杂断面的反应位移法。
- 2.1.13 地下单体结构 singular underground structure**
独立的地下结构。
- 2.1.14 地下多体结构 complex underground structure**
由两个或以上体量相当的单体结构组成的地下结构。
- 2.1.15 下沉式挡土结构 sunken earth retaining structure**
由地表下切形成地槽两侧的挡土结构，包括下沉重力式挡土结构和下沉式 U 型挡土结构。
- 2.1.16 复建式地下结构 superstructure-integrated underground structure**
与地上建（构）筑物相连的地下结构，包括单体建筑地下结构和复合建筑地下结构，分别对应于地上建、构筑物为单体和复合体结构的情况。
- 2.1.17 地震液化的四步判别法 four step method for liquefaction assessment**
考虑地下结构存在对地震液化深度影响的液化判别方法，分为初判、复判、详判和动力时程分析四步。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

- $a_{\max II}$ —— II类场地地表水平向峰值加速度；
- E_0 ——中性状态时的地震土压力合力；
- F ——地下结构所受上浮荷载设计值；
- F_{AX} ——作用于 A 点水平向的节点力；
- F_{AY} ——作用于 A 点竖向的节点力；
- F_{Ehk} ——水平地震作用标准值；
- F_{Evk} ——竖向地震作用标准值；
- F_{GE} ——重力荷载代表值；
- f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力；
- F_p ——超静孔压引起上浮力标准值的效应；
- F_s ——静力条件下的浮力设计值；
- G_{so} ——结构所在空间对应的自由场的土的重量；
- G_{st} ——结构重量；
- R_{st} ——地下结构壁和桩侧摩阻力设计值；
- $S(\)$ ——作用组合的效应函数；
- S_d ——地下结构构件作用效应设计值；
- S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；
- S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应；
- S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；
- τ_A ——圆形结构上任意点 A 处的剪应力；
- τ_B ——结构底板剪切力；
- τ_s ——结构侧壁剪力；
- τ_U ——结构顶板剪切力。

2.2.2 材料性能和抗力

- f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值；
- f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；
- f_{sk} ——地基承载力特征值；

- I_L ——液性指数；
 I_{LE} ——液化指数；
 I_p ——塑性指数；
 I_w ——结构底面所在土层震动弱化指数；
 R ——地下结构构件承载力设计值；
 R_F ——地下结构抗浮力设计值；
 R_g ——地下结构自重设计值；
 R_{sg} ——上覆地层有效自重设计值；
 Δu_e ——基本地震作用标准值产生的地下结构层内最大的弹性层间位移；
 Δu_p ——弹塑性层间位移；
 $\Delta \delta_l$ ——震陷变形标准；
 $[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值；
 $[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值。

2.2.3 几何参数

- A_{hi} ——结构表层单元 i 外表面面积；
 B ——结构宽度；
 d ——地层沿地下结构纵向的计算长度；
 D ——结构上覆地层厚度；
 D_l ——自由场液化深度；
 d_s ——饱和土标准贯入点深度；
 D_s ——存在地下结构时的液化深度；
 d_w ——地下水位深度；
 h ——地下结构层高；计算点到自由水面的竖向距离；
 H ——结构高度；地表至地震作用基准面的距离；
 L ——地基的集中弹簧间距；
 l_{max} ——网格单元竖向最大尺寸；
 $u(z)$ ——地震时深度 z 处地层相对设计基准面的水平位移；
 $U'(z)$ ——深度 z 处相对于结构底部的自由地层相对位移；
 $u(z_B)$ ——结构底部深度 z_B 处相对设计基准面的自由地层地

震反应位移；

$u_A(x, z)$ ——坐标 (x, z) 处地震时的地层纵向位移；

u_{\max} ——场地地表最大位移；

$u_T(x, z)$ ——坐标 (x, z) 处地震时的地层横向位移；

W ——隧道横向平均宽度或直径；

z ——深度；

z_B ——结构底板埋深；

z_U ——结构顶板埋深；

λ ——地层变形的波长；

λ_1 ——表面地层的剪切波波长；

λ_2 ——计算基准面地层的剪切波波长。

2.2.4 计算系数

K_E ——中性状态时的地震土压力系数；

W_i —— i 地层单位地层厚度的层位影响权函数值；

γ_{Eh} ——水平地震作用分项系数；

γ_{Ev} ——竖向地震作用分项系数；

γ_G ——重力荷载分项系数；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

γ_{RF} ——地震抗浮安全系数；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数；

Ψ_a ——峰值加速度调整系数；

ψ_e ——地震弱化修正系数；

Ψ_u ——峰值位移调整系数。

2.2.5 其他

e ——自然对数底数；

g ——重力加速度；

G ——地层动剪切模量；

k ——压缩、剪切地基弹簧刚度；

K ——基床系数；

m_i ——结构 i 单元的质量；

- n ——判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；横截面螺栓的个数；
- N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值；
- N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值；
- N_{cri} —— i 点标准贯入锤击数的临界值；
- N_i ——标准贯入锤击数的实测值；
- T_s ——考虑地层应变水平的场地特征周期；
- \ddot{u}_i ——结构 i 单元的加速度；
- V_{SD} ——表面地层的平均剪切波速；
- V_{SDB} ——计算基准面地层的平均剪切波速；
- W_L ——液限含水率；
- W_s ——天然含水率；
- α ——墙后填土表面与水平面的夹角；
- β ——调整系数；结构壁与竖直方向夹角；
- γ ——墙后填土的重度；
- δ_0 ——中性状态时的墙背摩擦角；
- η_{es} ——结构等效比重；
- θ ——挡土墙的地震角；土与结构的界面 A 点处的法向与水平向的夹角；
- θ_i ——结构表层单元 i 外表面外法向与竖直向下方向的夹角；
- λ_{\min} ——输入地震波在该地层中向上传播的最小波长；
- ξ_s ——结构影响因子；
- ρ_c ——黏粒含量百分率；
- σ_z ——采用弹塑性动力时程分析时相应深度处竖向有效应力为最小值 $\sigma'_{z\min}$ 时刻的竖向总应力值；
- $\sigma'_{z\min}$ ——采用弹塑性动力时程分析时相应深度处竖向有效应力的最小值；
- φ ——墙后填土的有效内摩擦角。

3 基本规定

3.1 抗震设防分类和目标

3.1.1 地下结构的抗震设防类别应按表 3.1.1 确定。

表 3.1.1 抗震设防类别划分

抗震设防类别	定义
甲类	指使用上有特殊设施，涉及国家公共安全的重大地下结构工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的地下结构
乙类	指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关地下结构，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的地下结构
丙类	除上述两类以外按标准要求进行设防的地下结构

3.1.2 地下结构的抗震性能要求应按表 3.1.2 划分等级。

表 3.1.2 地下结构的抗震性能要求等级划分

等级	定义
性能要求 I	不受损坏或不需进行修理能保持其正常使用功能，附属设施不损坏或轻微损坏但可快速修复，结构处于线弹性工作阶段
性能要求 II	受轻微损伤但短期内经修复能恢复其正常使用功能，结构整体处于弹性工作阶段
性能要求 III	主体结构不出现严重破损并可经整修恢复使用，结构处于弹塑性工作阶段
性能要求 IV	不倒塌或发生危及生命的严重破坏

3.1.3 地下结构的抗震设防应分为多遇地震动、基本地震动、罕遇地震动和极罕遇地震动 4 个设防水准。设计地震动参数的取

值可按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 的规定执行。

3.1.4 地下结构抗震设防目标应符合表 3.1.4 的规定。

表 3.1.4 地下结构抗震设防目标

抗震设防类别	设防水准			
	多遇	基本	罕遇	极罕遇
甲类	I	I	II	III
乙类	I	II	III	—
丙类	II	III	IV	—

3.2 地震作用

3.2.1 地下结构的地震作用应符合下列规定：

1 甲类地下结构，除有特殊规定外，应按高于本地区设防烈度的要求确定其地震作用；

2 乙类和丙类地下结构，除有特殊规定外，应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

3.2.2 地下结构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表征。抗震设防烈度与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。场地地表水平向设计地震动加速度反应谱可按现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的规定执行。

表 3.2.2 抗震设防烈度与设计基本地震加速度取值的对应关系

抗震设防烈度	6	7		8		9
设计基本地震加速度值 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40

注： g 为重力加速度。

3.2.3 地下结构施工阶段可不计地震作用影响。

3.3 结构体系

3.3.1 地下结构可分为地下单体结构、地下多体结构、隧道结

构、下沉式挡土结构、复建式地下结构 5 类，其中隧道结构可分为盾构隧道结构、矿山法隧道结构、明挖隧道结构。各类地下结构的结构体系应根据地下结构的抗震设防类别、抗震设防烈度、结构尺寸、场地条件、地基、结构材料和施工等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。

3.3.2 结构体系应符合下列规定：

- 1 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径；
- 2 不宜因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或承载能力；
- 3 应具备必要的抗震承载能力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力；
- 4 对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高其抗震能力；
- 5 不应影响近旁既有建筑、构筑物或地下结构的抗震安全性。

3.3.3 结构体系尚宜符合下列规定：

- 1 宜具有多道抗震防线；
- 2 宜具有合理的刚度和承载力分布。

3.3.4 结构构件应符合下列规定：

- 1 混凝土结构构件应控制截面尺寸和受力钢筋、箍筋的设置，剪切破坏不宜先于弯曲破坏、混凝土的压溃不宜先于钢筋的屈服、钢筋的锚固粘结破坏不宜先于钢筋破坏；
- 2 钢结构构件的尺寸应合理控制，不应出现局部失稳或整个构件失稳。

3.3.5 结构各构件之间的连接应符合下列规定：

- 1 构件节点的破坏不应先于其连接的构件；
- 2 预埋件的锚固破坏不应先于连接件；
- 3 装配式结构构件的连接应能保证结构的整体性。

3.4 地震反应计算

3.4.1 地下结构地震反应计算方法宜依据地层条件和地下结构

几何形体条件按下列规定确定：

- 1 地下结构抗震计算方法宜按表 3.4.1 采用；

表 3.4.1 地下结构抗震计算方法

抗震设计方法	维度	地层条件	地下结构
反应位移法Ⅰ	横向	均质	断面形状简单
反应位移法Ⅱ	横向	均质/水平成层/复杂成层	
整体式反应位移法	横向	均质/水平成层/复杂成层	断面形状简单/复杂
反应位移法Ⅲ	纵向	沿纵向均匀	线长形
反应位移法Ⅳ	纵向	沿纵向变化明显	线长形
等效线性化时程分析法	二维/三维	均质/水平成层/复杂地层/ 含软弱土层	线长形、断面 形状或几何形体 简单/复杂
弹塑性时程分析法	二维/三维	均质/水平成层/复杂地层、 含软弱土层、含液化土层	

- 2 复建式地下结构宜对地下结构与地面建、构筑物进行整体计算；

- 3 岩质隧道地震反应计算方法宜按表 3.4.1 采用，亦可按现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的规定选取。

3.4.2 地下结构抗震计算应符合下列规定：

- 1 简化计算模型应反映结构在地震作用下的实际工作状态，简化结构体系应与原工程结构体系的传力路径相符、节点功能相同、构件受力相似，构件的简化计算模型应符合本标准附录 A 的规定；

- 2 计算分析时应考虑地下结构形体及地震输入方向等最不利工况的影响；

- 3 计算结果应经分析判断，确认其合理且有效后方可用于工程设计。

3.5 抗震措施

3.5.1 地下结构应根据抗震设防类别、烈度和结构类型采用不同的抗震等级，并应符合相应的构造措施要求。

3.5.2 地下结构体系复杂、结构平面不规则或者施工工法、结构形式、地基基础、荷载发生较大变化处的不同结构单元之间，宜根据实际需要设置变形缝。

3.5.3 地下结构抗震设计中，变形缝的设置应符合下列规定：

- 1 变形缝应贯通地下结构的整个横断面；
- 2 当结构布置、基础、地层或荷载发生变化，变形缝两侧可能产生较大的差异沉降时，宜通过地基处理、结构措施等方法，将差异沉降控制在地下结构及其功能允许的范围内；
- 3 变形缝的设置位置宜避开地下结构公共区及出入口、风道结构范围，同时宜避开不能跨缝设置的设备；
- 4 变形缝的宽度宜采用 20mm~30mm，同时应采取措施满足地下结构的防水要求。

3.5.4 地下结构刚度突变、结构开洞处等薄弱部分应加强抗震构造措施。

3.5.5 地下结构内部构件的抗震构造措施可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定执行。

3.6 结构材料与施工

3.6.1 抗震结构对材料和施工质量的特别要求应在设计文件上注明。

3.6.2 结构材料性能指标应符合下列规定：

- 1 混凝土结构材料应符合下列规定：
 - 1) 框支梁、框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区的混凝土的强度等级不应低于 C30；构造柱、芯柱、圈梁及其他各类构件的混凝土的强度等级不应低于 C20；

- 2) 抗震等级为一、二、三级的框架和斜撑构件，其纵向受力钢筋采用普通钢筋时，钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25；钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30，且钢筋在最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。
 - 2 钢结构的钢材应符合下列规定：
 - 1) 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
 - 2) 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
 - 3) 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。
- 3.6.3 结构材料性能指标尚宜符合下列规定：**
- 1 普通钢筋宜优先采用延性、韧性和焊接性较好的钢筋；普通钢筋的强度等级，纵向受力钢筋宜选用符合抗震性能指标的不低于 HRB400 级的热轧钢筋，箍筋宜选用符合抗震性能指标的不低于 HRB335 级的热轧钢筋。
 - 2 混凝土结构的混凝土强度等级，主体结构不宜超过 C60；其他构件，9 度时不宜超过 C60，8 度时不宜超过 C70。
 - 3 钢结构的钢材宜采用 Q235 等级 B、C、D 的碳素结构钢及 Q355 等级 B、C、D 的低合金高强度结构钢；当有可靠依据时，尚可采用其他钢种和钢号。
- 3.6.4 采用焊接连接的钢结构，当接头的焊接拘束较大、钢板厚度不小于 40mm 且承受沿板厚方向的拉力时，钢板厚度方向截面收缩率不应小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 关于 Z15 级规定的容许值。**
- 3.6.5 混凝土墙体、框架柱的水平施工缝，应采取措施加强混凝土的结合性能。**

3.7 减震隔震设计

- 3.7.1 地下结构可采用减震和隔震设计。
- 3.7.2 采用减震和隔震设计的地下结构，其抗震设防性能目标

不应低于本标准第 3.1.4 条的规定。

3.8 地震反应观测

3.8.1 抗震设防烈度为 7、8、9 度的甲类和乙类地下结构，宜设置结构的地震反应观测系统，结构设计宜留有观测设备的位置。

3.8.2 对于甲类和有特殊要求的乙类地下结构宜进行试验验证。

4 场 地

4.1 场地分类与评价

4.1.1 选择地下结构场地时，对抗震有利、一般、不利和危险地段的划分应符合表 4.1.1 的规定。

表 4.1.1 有利、一般、不利和危险地段的划分

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，陡坎，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（含古河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水率的可塑黄土，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土可能发生地层错位的地段

4.1.2 选择地下结构场地时，应根据工程需要，综合判定其场地的地段类别属于抗震有利、一般、不利、危险地段。对不利地段、危险地段应提出避开要求。

4.1.3 场地类别的划分应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。

4.1.4 场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，除本标准另有规定外，宜分别按抗震设防烈度 8 度和 9 度时各抗震设防类别地下结构的要求采取抗震构造措施。

4.1.5 含有饱和砂土或粉土、软弱黏性土、新近堆积和晚更新世饱和砂黄土及砂质粉黄土土层的场地，应估计其不利影响并采取相应措施。

4.1.6 对于可能产生滑坡、塌陷、崩塌和位于采空区影响范围内等的场地，应进行地震作用下岩土体稳定性的评价。

4.1.7 场地内存在发震断裂时，宜避开主断裂带，其避让距离不宜小于表 4.1.7 的规定。不能避开主断裂带时，应对其影响进行专门研究，并采取抗变形的结构、构造措施。

表 4.1.7 发震断裂的最小避让距离 (m)

抗震设防烈度	抗震设防类别		
	甲	乙	丙
8	专门研究论证并不低于乙类的要求	200	100
9	专门研究论证并不低于乙类的要求	400	200

4.1.8 对处于抗震不利和危险地段的场地，地下结构的抗震验算应包括土体与结构动力相互作用分析。采用时程分析法进行场地地震反应分析时，应根据设计要求，提供地层剖面、场地覆盖层厚度和剪切波速、动剪切模量、动弹性模量、动泊松比、阻尼比等动力参数。

4.1.9 下沉式挡土结构和重建式地下结构天然地基的抗震承载力应按下式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (4.1.9)$$

式中： f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力 (kPa)；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 4.1.9 采用；

f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 采用。

表 4.1.9 地基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， $f_{ak} \geq 300$ kPa 的黏性土和粉土	1.5

续表 4.1.9

岩土名称和性状	ξ_a
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， $150\text{kPa} \leq f_{ak} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{ak} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，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

4.1.10 地震作用下天然地基的竖向承载力应根据地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定确定。

4.2 场地地震液化的判别及其处理措施

4.2.1 场地地震液化的判别和处理应符合下列规定：

1 当抗震设防地震动分档为 $0.05g$ 时，对丙类地下结构可不进行场地地震液化判别和处理；对甲类、乙类地下结构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；

2 当抗震设防地震动分档为 $0.10g$ 及以上时，乙类、丙类地下结构可按本地区的抗震设防地震动分档的要求进行场地地震液化判别；甲类地下结构应进行专门的场地液化和处理措施研究；

3 对甲类、乙类地下结构，宜对遭遇罕遇或极罕遇地震作用时的场地液化效应进行评价。

4.2.2 地下结构场地的地震液化判别应采用四步判别法，按下列步骤进行判别：

1 先按本标准第 4.2.3 条进行初步判别；

2 当初步判别认为有液化可能时，应按本标准第 4.2.4 条的经验方法进行复判，当距结构物底部 10m 深度范围内的地层存在饱和砂土、粉土或黄土时，尚应进行详判；

3 当距结构物底部 10m 深度范围内的地层存在饱和砂土、粉土或黄土时，应按本标准第 4.2.5 条的方法进行详判；

4 当详判认为有液化可能时，应对结构物和土层整体进行动力时程分析。

4.2.3 当饱和砂土、粉土或黄土土层符合下列条件之一时，可初步判别为不液化或可不考虑液化影响：

1 地质年代为第四纪晚更新世及其以前的饱和砂土、粉土和第四纪中更新世及其以前的饱和黄土，地震烈度为 7、8 度时可判为不液化；

2 粉土和黄土的黏粒含量百分率当地震烈度为 7、8 和 9 度分别不小于 10、13、16 和 12、15、18 时，可判为不液化土。

4.2.4 当饱和砂土、粉土或黄土的初步判别认为要进一步进行液化判别时，应采用标准贯入试验判别法判别地表下 20m 深度范围内土的液化。当饱和土标准贯入锤击数小于或等于液化判别标准贯入锤击数临界值时，应判为液化土。当有成熟经验时，尚可采用其他判别方法。在地表下 20m 深度范围内，液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算：

$$N_{cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.2.4)$$

式中： N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值；

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值，应按表 4.2.4 采用；

d_s ——饱和土标准贯入点深度 (m)；

ρ_c ——黏粒含量百分率，当小于 3 或者为砂土时，取 3；

d_w ——地下水位深度 (m)；

β ——调整系数，设计地震第一组取 0.80，第二组取 0.95，第三组取 1.05。

表 4.2.4 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0

设计基本地震加速度 (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	饱和砂土或粉土	7	10	12	16	19
	饱和黄土	7	8	9	11	13

4.2.5 地下结构底部位于饱和砂土或粉土层时，应对场地液化深度进行详判，并应符合下列规定：

1 可按下列公式计算液化深度：

$$D_s = D_f + (1 - \eta_{gs}) H \xi_s \quad (4.2.5-1)$$

$$\eta_{gs} = \begin{cases} \frac{G_{st}}{G_{so}}, & G_{st} < G_{so} \\ 1, & G_{st} \geq G_{so} \end{cases} \quad (4.2.5-2)$$

$$\xi_s = \begin{cases} \frac{1.5B}{D_f + H + 0.25B - D} e^{\eta_{gs}}, & D_f > D \\ \frac{1.5B}{H + 0.25B} e^{\eta_{gs}}, & D_f \leq D \end{cases} \quad (4.2.5-3)$$

式中： D_s ——存在地下结构时的液化深度（m）；

D_f ——按本标准第4.2.2条中复判得到的自由场液化深度（m）；

H ——结构高度（m）；

η_{gs} ——结构等效比重；

ξ_s ——结构影响因子；

G_{st} ——结构重量（N），对于复建式地下结构和地表存在堆载的情况，宜考虑地上结构重量和堆载；

G_{so} ——结构所在空间对应的自由场的土的重量（N）；

B ——结构宽度（m）；

D ——结构上覆地层厚度，即埋深（m）；

e ——自然对数底数。

2 考虑液化影响的土层范围不应含经本标准第4.2.3条判别为不液化或可不考虑液化影响的土层。

4.2.6 对存在饱和砂土、粉土或黄土层的场地，应探明各饱和砂土、粉土或黄土层的深度和厚度，应按下式计算每个钻孔的液化指数，并按表4.2.6综合划分场地的液化等级：

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{crit}} \right) d_i W_i \quad (4.2.6)$$

式中： I_{LE} ——液化指数；

n ——判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；

N_i 、 N_{cr} ——分别为 i 点标准贯入锤击数的实测值和临界值，当实测值大于临界值时应取临界值的数值；

d_i —— i 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 1/2，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i —— i 地层单位地层厚度的层位影响权函数值 (m^{-1})。当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，大于等于 20m 时应采用零值，5m~20m 时应按线性内插法取值。

表 4.2.6 场地的液化等级

液化等级	轻 微	中 等	严 重
液化指数 I_{LE}	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

4.2.7 存在地震液化引起的地基侧向流动的影响时，应采取防土体滑动措施或结构抗裂措施。当饱和砂土、粉土和黄土层比较平坦且均匀时，宜按表 4.2.7 选用抗液化措施。

表 4.2.7 抗液化措施

结构分类	液化等级		
	轻 微	中 等	严 重
甲类 乙类	部分消除液化上浮或沉陷，或采用结构措施	全部消除液化上浮或沉陷，或部分消除液化上浮或沉陷且采用结构措施	全部消除液化上浮或沉陷
丙类	采用结构措施，亦可不采取措施	采用结构措施	全部消除液化上浮或沉陷，或部分消除液化上浮或沉陷且采用结构措施

4.2.8 消除结构液化上浮或沉陷的措施应符合下列规定：

1 对因土层液化而可能产生上浮或沉陷的结构，可采用桩基，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度，应按计算确定，且对碎石土、砾砂、粗砂、中砂、坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.5m，对其他土类尚不宜小于 1.5m；

2 对饱和砂土、粉土和黄土层埋深较浅的情形，结构基础底面可埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m；

3 采用加密法加固时，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标准第 4.2.4 条中的液化判别标准贯入锤击数临界值；

4 采用加密法或换土法处理时，在结构边缘以外的处理宽度，应超过结构底面下处理深度的 1/2 且不应小于结构宽度的 1/5；

5 采用注浆、旋喷或深层搅拌等方法进行加固时，处理深度应达到饱和砂土、粉土或黄土层的下界。

4.2.9 可采用下列措施减轻场地地震液化的影响：

1 选择合适的地下结构埋置深度；

2 加强地下结构单体的整体性和刚度；

3 地下结构间的连接处采用柔性接头等；

4 合理设置沉降缝，不应采用对不均匀位移敏感的结构形式等；

5 将永久性围护结构嵌入非液化地层；

6 对液化土层采取注浆加固和换土等消除或减轻液化的措施。

4.3 场地震陷评价及处理措施

4.3.1 场地中含有非饱和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土或饱和粉质黏土时，应进行场地震陷变形评价和处理，并应符合下列规定：

1 当抗震设防地震动分档为 0.05g 时，对丙类地下结构可

不进行场地震陷评价和处理；对甲类、乙类地下结构可按抗震设防地震动分档为 0.10g 的要求进行场地震陷评价和处理；

2 当抗震设防地震动分档为 0.10g 及以上时，乙类、丙类地下结构可按本地区的抗震设防地震动分档的要求进行场地地震震陷评价；甲类地下结构应进行专门的场地震陷评价和处理措施研究；

3 对甲类、乙类地下结构，宜对遭遇罕遇或极罕遇地震作用场地的震陷危害性进行评价；

4 设计基本加速度为 0.30g 和 0.40g 时，对塑性指数小于 15 且符合下列公式规定的饱和粉质黏土应判定为震陷性软土：

$$W_s \geq 0.9W_L \quad (4.3.1-1)$$

$$I_L \geq 0.75 \quad (4.3.1-2)$$

式中： W_s ——天然含水率；

W_L ——液限含水率，采用液、塑限联合测定法测定；

I_L ——液性指数。

4.3.2 非饱和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土场地的震陷变形可按本标准附录 B 进行计算。场地震陷变形程度应按表 4.3.2 划分震陷等级。

表 4.3.2 地基震陷等级

震陷等级	轻 微	中 等	严 重
震陷变形标准 $\Delta\delta_i$ (mm)	$0 < \Delta\delta_i \leq 50$	$50 < \Delta\delta_i \leq 100$	$\Delta\delta_i > 100$

4.3.3 地基主要受力范围内存在非饱和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土时，应同时考虑其湿陷和震陷，且应符合下列规定：

1 应采用整片或局部垫层、强夯、挤密或其他复合地基进行地基处理，消除土层的全部或部分湿陷量和震陷量，或采用桩基础将荷载传至较深的非湿陷性、非震陷性土层中；

2 应采取防止雨水和生产、生活用水及环境水渗入未处理的湿陷性、震陷性土层的防水措施；

3 对地下结构可采取设置桩基础等措施，以提高地下结构

适应场地土层不均匀下沉的能力。对震陷等级为中等和严重的地区，应计入震陷引起的桩基的负摩阻力。

4.3.4 消除非饱和和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土场地震陷的措施应符合下列规定：

1 对地基震陷等级为严重的结构，可采用桩基，桩端伸入震陷土层深度以下稳定土层深度不应小于 0.5m；

2 对震陷土层埋深较浅的场地，结构基础底面可埋入震陷土层深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m；

3 采用加密法加固时，应处理至震陷土层深度下界；

4 采用加密法或换土法处理时，在结构边缘以外的处理深度，应超过结构底面下处理深度的 1/2 且不应小于结构宽度的 1/5；

5 采用注浆、旋喷或深层搅拌等方法进行加固时，处理深度应达到震陷土层的下界。

4.3.5 地基主要受力层范围内存在震陷性软土时，应采用桩基或对地基进行加固处理，并采取下列结构措施：

1 选择合适的地下结构埋置深度；

2 地下结构间的连接处采用柔性接头等；

3 不应采用对不均匀沉降敏感的结构形式，并合理设置变形缝；

4 对震陷等级为中等和严重的地区，采用桩基的抗震计算时，应计入震陷引起的桩基的负摩阻力及因孔压上升而减小的桩基摩阻力，并采用抗震措施。

5 设计地震动

5.1 地下结构设计地震动参数

5.1.1 甲类地下结构抗震设计采用的地震动参数，应采用经审定的工程场地地震安全评价结果或经专门研究论证的结果与本节规定的地震动参数中的较大值。乙类或丙类地下结构抗震设计采用的地震动参数，应采用地震动参数区划的结果与本节规定的地震动参数中的较大值。

5.1.2 抗震设计采用的地震动参数应包括地表和基岩面水平向峰值加速度、竖向峰值加速度、地表峰值位移以及峰值加速度与峰值位移沿深度的分布。

5.1.3 场地的地表水平向设计地震动参数取值应符合下列规定：

1 场地的地表水平向峰值加速度应根据现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306 中规定的地震动峰值加速度分区按表 5.1.3 取值并乘以场地地震动峰值加速度调整系数 T_a 。 T_a 应按现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的相关规定确定。

表 5.1.3 II 类场地地表水平向峰值加速度 a_{maxI} (g)

地震动峰值 加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
多遇地震	0.03	0.05	0.08	0.10	0.15	0.20
基本地震	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
罕遇地震	0.12	0.22	0.31	0.40	0.51	0.62
极罕遇地震	0.15	0.30	0.45	0.58	0.87	1.08

2 使用反应位移法 I 进行计算时，场地地表水平向峰值位

移应按现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的相关规定确定并乘以场地地震动峰值位移调整系数 Γ_v ， Γ_v 应按现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的相关规定确定。对极罕遇地震作用情形应采用时程分析法计算。

5.1.4 当考虑竖向地震动时，场地地表竖向设计地震动峰值加速度应按现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的相关规定确定。

5.1.5 地震动参数沿深度的变化应符合下列规定：

1 使用反应位移法 I 和反应位移法 III 进行计算时，地表以下的峰值加速度应随深度的增加比地表相应减少。基岩处的地震作用可取地表的 1/2，地表至基岩的不同深度处可按插值法确定。

2 使用反应位移法 II、整体式反应位移法或时程分析法进行计算时，地表以下一定深度的峰值加速度应根据地表峰值加速度进行反演。

5.2 设计地震动加速度时程

5.2.1 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%。

5.2.2 工程场地的设计地震动时间过程合成宜利用地震和场地环境相近的实际强震记录作为初始时间过程。

5.2.3 当采用时程分析法进行结构动力分析时，应采用不少于 3 组设计地震动时程。当设计地震动时程少于 7 组时，宜取时程法计算结果和反应位移法计算结果中的较大值；当设计地震动时程为 7 组及以上时，可采用计算结果的平均值。

6 抗震计算和验算

6.1 一般规定

6.1.1 根据地下结构类型和地层复杂程度，可采用本标准表 3.4.1 的计算方法进行地震反应计算。

6.1.2 地下结构抗震计算应明确初始静应力状态。初始静应力状态的确定，可按本标准附录 C 的方法进行。

6.2 反应位移法 I

6.2.1 当地下结构断面形状简单、处于均质地层，且覆盖地层厚度不大于 50m 的场地时，可采用反应位移法 I 进行地下结构横向断面地震反应计算。设计基准面到地下结构的距离不应小于地下结构有效高度的 2 倍，且该处岩土体剪切波速不应小于 500m/s。

6.2.2 应考虑地层相对变形、结构周围剪力以及结构自身的惯性力等三种地震作用，可将周围岩土体作为支撑结构的地基弹簧，结构可采用梁单元进行建模。

6.2.3 地基弹簧刚度宜按静力有限元方法计算，也可按下式计算：

$$k = KLd \quad (6.2.3)$$

式中： k ——压缩、剪切地基弹簧刚度（N/m）；

K ——基床系数（N/m³），可按现行国家标准《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307 取值；

L ——地基的集中弹簧间距（m）；

d ——地层沿地下结构纵向的计算长度（m）。

6.2.4 场地地表水平向峰值位移可按本标准第 5.1.3 条确定。对地层均匀、结构断面形状规则无突变，且未进行工程场地地震

安全性评价工作的，地层位移和施加在弹簧非结构端的地层相对位移可按下列公式计算：

$$u(z) = \frac{1}{2} u_{\max} \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (6.2.4-1)$$

$$U'(z) = u(z) - u(z_B) \quad (6.2.4-2)$$

式中： $u(z)$ ——地震时深度 z 处地层相对设计基准面的水平位移（m）；

z ——深度（m）；

u_{\max} ——场地地表最大位移（m），应按本标准第 5.1.3 条确定；

H ——地表至地震作用基准面的距离（m）；

$U'(z)$ ——深度 z 处相对于结构底部的自由地层相对位移（m）；

$u(z_B)$ ——结构底部深度 z_B 处相对设计基准面的自由地层地震反应位移（m）。

6.2.5 地下结构的惯性力大小可按下列公式计算：

$$f_i = m_i \ddot{u}_i \quad (6.2.5)$$

式中： f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力（N）；

m_i ——结构 i 单元的质量（kg）；

\ddot{u}_i ——结构 i 单元的加速度，取峰值加速度（ m/s^2 ），应按本标准第 5.1.3 条确定。

6.2.6 矩形结构顶底板剪力作用可按下列公式计算：

$$\tau_U = \frac{\pi G}{4H} u_{\max} \sin \frac{\pi z_U}{2H} \quad (6.2.6-1)$$

$$\tau_B = \frac{\pi G}{4H} u_{\max} \sin \frac{\pi z_B}{2H} \quad (6.2.6-2)$$

式中： τ_U ——结构顶板剪切力（N）；

τ_B ——结构底板剪切力（N）；

z_U ——结构顶板埋深（m）；

z_B ——结构底板埋深（m）；

G ——地层动剪切模量 (Pa)。

6.2.7 矩形结构侧壁剪力作用可按下式计算：

$$\tau_s = (\tau_U + \tau_B)/2 \quad (6.2.7)$$

式中： τ_s ——结构侧壁剪力 (N)。

6.2.8 圆形结构周围剪力作用可按下列公式计算：

$$F_{AX} = \tau_A L d \sin\theta \quad (6.2.8-1)$$

$$F_{AY} = \tau_A L d \cos\theta \quad (6.2.8-2)$$

式中： τ_A ——圆形结构上任意点 A 处的剪应力 (Pa)；

F_{AX} ——作用于 A 点水平向的节点力 (N)；

F_{AY} ——作用于 A 点竖直向的节点力 (N)；

θ ——土与结构的界面 A 点处的法向与水平向的夹角 ($^\circ$)。

6.3 反应位移法 II

6.3.1 当地下结构断面形状简单、处于非均匀地层，且具有工程场地地震动时程时，可采用反应位移法 II 计算地下结构横向断面的地震反应。计算时，应考虑地层相对变形、结构周围剪力以及结构自身的惯性力等三种地震作用，可将周围岩土体作为支撑结构的地基弹簧，结构可采用梁单元进行建模。

6.3.2 采用反应位移法 II 时，对于覆盖地层厚度小于 50m 的场地，设计基准面到地下结构的距离不应小于地下结构有效高度的 2 倍，且该处岩土体剪切波速不应小于 500m/s；对于覆盖地层厚度大于 50m 的场地，可取场地覆盖地层超过 50m 深度且剪切波速不小于 500m/s 的岩土层位置。

6.3.3 采用反应位移法 II 进行地下结构地震反应计算时，地下结构所在位置的地层相对位移可由一维地层地震反应分析或自由场地地震时程反应分析确定。地层相对位移可按本标准公式 (6.2.4-2) 计算。

6.3.4 地下结构加速度可由一维地层地震反应分析或自由场地地震时程反应分析确定，惯性力可按下式计算：

$$f_i = -m_i \ddot{u}_i \quad (6.3.4)$$

式中： f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力 (N)；

m_i ——结构 i 单元的质量 (kg)；

\ddot{u}_i ——结构 i 单元的加速度 (m/s^2)。

6.3.5 矩形结构顶底板剪力、侧壁剪力作用宜按一维地层地震反应分析或自由场地地震时程反应分析确定，侧壁剪力作用也可按本标准第 6.2.7 条计算。圆形地下结构周围剪力宜按自由场地地震时程反应分析确定。

6.3.6 对场地进行自由场动力分析时，宜根据场地地层情况按表 6.3.6 选用分析方法。表 6.3.6 中饱和砂性土土层震动弱化指数 I_w 应按下列式计算：

$$I_w = \frac{N_{cr}}{N_i} \quad (6.3.6)$$

式中： N_i ——标准贯入锤击数的实测值；

N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值，按本标准第 4.2.4 条计算。

表 6.3.6 场地自由场分析方法

分析方法	地层条件
剪切层法	1. 地层力学性质无明显差异，且不含 $I_w > 0.75$ 的饱和砂土、饱和粉土或软弱土； 2. 水平成层分布，不同层的力学性质有明显差异，且不含 $I_w > 0.75$ 的饱和砂土、饱和粉土或软弱土
黏弹性动力时程分析法	1. 含软弱土，且不含 $I_w > 0.75$ 的饱和砂土或粉土； 2. 非水平层状分布，不同层的力学性质有明显差异，且不含 $I_w > 0.75$ 的饱和砂土或粉土
弹性动力时程分析法	含 $I_w > 0.75$ 的饱和砂土或粉土，或含其他地震时超静孔压上升使得有效抗剪能力显著降低的土

6.3.7 对于非液化的水平成层地层，可采用剪切层法确定地层不同深度处的位移过程、加速度过程等动力反应。使用剪切层法时应按下列步骤进行：

1 假定各地层的剪切模量和阻尼比，利用动力平衡方程和各层的连续性条件计算出各地层水平位移；

2 由各地层水平位移计算出各地层的剪应变，利用模量比与剪应变的关系和阻尼比与剪应变的关系计算出各地层的剪切模量和阻尼比；

3 计算出的各地层的剪切模量和阻尼比与假定值相差在给定误差范围内时，则得到的各地层位移为所需结果；否则，以计算出的各地层的剪切模量和阻尼比作为第1步中假定的各地层的剪切模量和阻尼比，重复1步~3步，直到计算出的各地层的剪切模量和阻尼比与假定值相差在给定误差范围内，得到所需结果。

6.3.8 对于复杂成层、含软土、软硬交错层或含饱和砂土或粉土层的场地，应采用有限元法确定地层中位移、加速度、剪应力等动力时程反应，且应符合下列规定：

1 应合理截取地层范围并细分计算网格，网格单元竖向最大尺寸应符合下式规定：

$$l_{\max} \leq \lambda_{\min} / n \quad (6.3.8)$$

式中： l_{\max} ——网格单元竖向最大尺寸（m）；

λ_{\min} ——输入地震波在该地层中向上传播的最小波长（m）；

n ——取10。

2 对于除 I_w 大于 0.75 的饱和砂土或粉土之外的土体，其本构模型应采用黏弹性本构模型或弹塑性本构模型。当采用黏弹性本构模型时，本构模型应能反映土体滞回特性，软土的本构模型还应能反映软土的高压缩性；当采用弹塑性本构模型时，本构模型应能反映土体硬化特性和强度特性。并根据实际地勘与室内试验数据标定材料参数。

3 对于 I_w 大于 0.75 的饱和砂土或粉土，其本构模型应采用能反映其硬化特性、强度特性、循环剪切特性、液化变形特性的弹塑性本构模型，并应根据实际地勘与室内试验数据标定材料

参数。

4 可采用动力人工边界模拟能量辐射与耗散。

6.4 反应位移法Ⅲ

6.4.1 当线长形地下结构处于沿纵向均匀的地层时，可采用反应位移法Ⅲ进行地下结构纵向地震反应计算，可将结构周围土体作为支撑结构的地基弹簧，结构宜采用梁单元进行建模。地震位移应施加于地基弹簧的非结构连接端。

6.4.2 线长形地下结构纵向地震反应的计算，应给出沿纵向的拉压应力和挠曲应力。

6.4.3 地基弹簧刚度可按静力有限元方法计算，也可按下列公式计算：

$$k_1 = KLW \quad (6.4.3-1)$$

$$k_2 = \frac{1}{3}k_1 \quad (6.4.3-2)$$

式中： k_1 ——沿地下结构纵向侧壁剪切地基弹簧刚度（N/m）；

k_2 ——沿地下结构纵向侧壁拉压地基弹簧刚度（N/m）；

K ——基床系数（N/m³）；

L ——地基的集中弹簧间距（m）；

W ——隧道横向平均宽度或直径（m）。

6.4.4 沿地下结构纵向轴线处施加的地层位移分布可采用结构纵向轴线各处地层自由场的位移时程分布。地层沿结构轴线方向的纵向位移 u_A 及与结构轴线垂直方向的横向位移 u_T 可采用正弦规律分布，按下列公式计算：

$$u_A(x, z) = u(z) \sin\phi \sin\left(\frac{2\pi\cos\phi}{\lambda}x\right) \quad (6.4.4-1)$$

$$u_T(x, z) = u(z) \cos\phi \sin\left(\frac{2\pi\cos\phi}{\lambda}x\right) \quad (6.4.4-2)$$

$$\lambda = \frac{2\lambda_1\lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2} \quad (6.4.4-3)$$

$$\lambda_1 = T_s V_{SD} \quad (6.4.4-4)$$

$$\lambda_2 = T_s V_{SDB} \quad (6.4.4-5)$$

$$T_s = 1.25 \cdot \frac{4H}{V_{SD}} \quad (6.4.4-6)$$

式中： $u_A(x, z)$ ——坐标 (x, z) 处地震时的地层纵向位移(m)；
 $u_T(x, z)$ ——坐标 (x, z) 处地震时的地层横向位移(m)；
 $u(z)$ ——地震时深度 z 处地层相对设计基准面的水平位移 (m)，应按本标准公式 (6.2.4-1) 计算；

λ ——地层变形的波长，即强迫位移的波长 (m)；

λ_1 ——表面地层的剪切波波长 (m)；

λ_2 ——计算基准面地层的剪切波波长 (m)；

V_{SD} ——表面地层的平均剪切波速 (m/s)；

V_{SDB} ——计算基准面地层的平均剪切波速 (m/s)；

T_s ——考虑地层应变水平的场地特征周期 (s)；

ϕ ——地震波的传播方向与地下结构轴线的夹角。

6.4.5 地下结构可用梁单元建模，当施加横向的地震动位移时，变形缝宜采用转动非线性弹簧模型；当施加纵向的地震动位移时，变形缝宜采用非对称拉压非线性弹簧模型。

6.4.6 盾构隧道结构梁单元长度应按盾构环的长度确定；明挖隧道结构梁单元长度可按隧道的自然节段确定，且不应大于10m；模型总长度不宜小于地层变形波长或取全长。

6.5 反应位移法Ⅳ

6.5.1 当地下结构穿越非均匀地层或处于纵向线形变化较大的陡坡、急曲线，且具有工程场地地震动时程时，可采用反应位移法Ⅳ进行地下结构纵向地震反应计算；计算时，可将结构周围土体作为支撑结构的地基弹簧，结构宜采用梁单元进行建模，地震位移应施加于地基弹簧的非结构连接端。

6.5.2 采用反应位移法Ⅳ进行地下结构地震反应计算时，地下

结构所在位置的地层相对位移可由自由场地地震时程反应分析确定，再将最不利时刻结构轴线所在位置的地层位移作用于纵向梁-弹簧模型中地层弹簧的非结构端计算结构的内力与变形。

6.6 整体式反应位移法

6.6.1 当地下结构断面形状复杂、处于非均匀地层，且具有工程场地地震动时程时，可采用整体式反应位移法进行地下结构横向地震反应计算。计算时，应建立岩土-结构相互作用模型，地震作用应包括等效输入地震荷载和结构自身的惯性力，岩土体宜采用平面应变单元建模，结构可采用梁单元进行建模。

6.6.2 等效输入地震荷载应采用自由场岩土层有限元模型计算。等效输入地震荷载应通过在地下结构与地层交界面对应位置施加自由场地最不利时刻的相对位移，同时对地下结构对应位置的岩土体施加最不利时刻的惯性力，求解岩土-结构交界面对应位置的节点反力。

6.6.3 采用整体式反应位移法进行地下结构地震反应计算时，地层相对位移可由一维地层地震反应分析或自由场地地震反应分析确定。

6.6.4 地层水平加速度可按本标准第 6.3.4 条确定，地层水平加速度应取最不利时刻对应自由场地的水平加速度；当地下结构竖向高度较小时，可取结构所在高度范围内的自由地层的平均加速度。

6.6.5 采用整体式反应位移法进行地下结构地震反应计算时，对称结构可只进行单向地震动作用下的计算；非对称结构应分别进行正反两个方向地震动作用下的计算，并应取两者中较大值作为分析结果。

6.7 时程分析法

6.7.1 地下结构时程分析法包括等效线性化时程分析法和弹塑性时程分析法，对于等效线性化时程分析法和弹塑性时程分析法

的选取应符合本标准第 3.4.1 条的规定。

6.7.2 采用时程分析法计算时，加速度时程曲线的选用应符合本标准第 5.2 节的规定。实际强震记录的地表加速度时程调整最大值应符合本标准第 5.1 节的规定。

6.7.3 计算模型的侧面边界距地下结构的距离不宜小于 3 倍结构单边最大尺寸，不应采用完全固定或完全自由等不合理边界条件。计算模型底面与地下结构底面距离不宜小于 3 倍结构单边最大尺寸；当地下结构埋深较深，结构与基岩的距离小于 3 倍结构单边最大尺寸时，计算模型底面宜取至基岩面；当地下结构嵌入基岩时，计算模型底面宜取至基岩面以下。

6.7.4 采用等效线性化时程分析法时，土体材料本构模型应能反映应力应变骨干曲线和滞回曲线随着循环剪切应变幅值的非线性变化特性，并应根据实际地勘与室内试验数据标定材料参数。

6.7.5 采用弹塑性时程分析法时，土体材料本构模型应能反映复杂往返加载条件下的应力应变规律，并应根据实际地勘与室内试验数据标定模型参数。软土采用的本构模型应能反映其循环剪切弱化特性和残余变形特性。饱和砂土或粉土采用的本构模型应能反映其超静孔隙水压力的起伏累积、循环大剪切变形和再固结体变特性，同时土体单元应采用符合比奥固结理论的流固耦合单元。

6.7.6 计算中应考虑土体与结构接触面的力学行为。

6.7.7 宜采用动力人工边界模拟能量辐射与耗散。

6.7.8 宜模拟地下结构施工过程获得合理的初始应力场。

6.7.9 周围地层分布均匀、规则且具有对称轴的线长形地下结构，可按平面应变问题计算分析。

6.7.10 不符合本标准第 6.7.9 条规定的线长形地下结构，应采用三维计算分析模型。

6.7.11 选用的计算机软件应满足对本构模型、边界条件和施工过程模拟的要求。

6.8 截面抗震验算

6.8.1 地下结构构件的地震作用和其他荷载作用的基本组合效应的计算应符合下列规定：

1 当作用与作用效应按非线性关系考虑时，地下结构构件作用效应设计值宜按下式计算：

$$S_d = S(\gamma_G F_{GE} + \gamma_{Eh} F_{Ehk} + \gamma_{Ev} F_{Evk}) \quad (6.8.1-1)$$

式中： S_d ——地下结构构件作用效应设计值；

$S(\)$ ——作用组合的效应函数；

γ_G ——重力荷载分项系数，一般情况应采用 1.2，当重力荷载对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按表 6.8.1 采用；

F_{GE} ——重力荷载代表值；

F_{Ehk} ——水平地震作用标准值；

F_{Evk} ——竖向地震作用标准值。

2 当作用与作用效应按线性关系考虑时，地下结构构件作用效应设计值可按下式计算：

$$S_d = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} \quad (6.8.1-2)$$

式中： S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应。

表 6.8.1 地震作用分项系数

地震作用	水平分项系数	竖向分项系数
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3
水平地震为主	1.3	0.5
竖向地震为主	0.5	1.3

6.8.2 地下结构构件的截面抗震验算应在组合荷载作用下符合

下式规定：

$$S_d \leq R \quad (6.8.2)$$

式中： R ——地下结构构件承载力设计值。

6.8.3 当仅计算竖向地震作用时，各类地下结构构件承载力抗震调整系数均应采用 1.0。

6.9 抗震变形验算

6.9.1 地下结构进行弹性变形验算时，断面应采用最大弹性层间位移角作为指标，并应符合下式规定：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (6.9.1)$$

式中： Δu_e ——基本地震作用标准值产生的地下结构层内最大的弹性层间位移 (m)；计算时，钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度；

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值，宜按表 6.9.1 采用；

h ——地下结构层高 (m)。

表 6.9.1 弹性层间位移角限值

地下结构类型	$[\theta_e]$
单层或双层结构	1/550
三层及三层以上结构	1/1000

注：圆形断面结构应采用直径变形率作为指标，地震作用产生的弹性直径变形率应小于 4‰。

6.9.2 地下结构断面的弹塑性层间位移应符合下式规定：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (6.9.2)$$

式中： Δu_p ——弹塑性层间位移 (m)；

$[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值，取 1/250；

h ——地下结构层高 (m)。

6.9.3 圆形断面地下结构在罕遇地震作用下产生的弹塑性直径变形率应小于 6‰。

6.9.4 地下结构纵向变形验算应符合下列规定：

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；

2 伸缩缝处轴向钢筋或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。

6.10 地震抗浮验算

6.10.1 当采用本标准第 4.2.2 条的判别法对地下结构场地进行地震液化判别时，详判后地下结构底部以下有液化可能时，应进行地震抗浮验算。

6.10.2 结构所受上浮荷载应按下式计算：

$$F = F_S + F_p \quad (6.10.2)$$

式中： F ——地下结构所受上浮荷载设计值（N）；

F_S ——静力条件下的浮力设计值（N）；

F_p ——超静孔压引起上浮力标准值的效应（N），可按本标准第 6.10.3 条计算。

6.10.3 超静孔压引起上浮力标准值的效应 F_p 可由下式计算：

$$F_p = \sum_i p_{si} A_{iv} \cos \theta_i \quad (6.10.3)$$

式中： p_{si} ——与结构表层单元 i 外表面相接触的土单元超静孔压（Pa）；

A_{iv} ——结构表层单元 i 外表面面积（ m^2 ）；

θ_i ——结构表层单元 i 外表面外法向与竖直向下方向的夹角（ $^\circ$ ）。

6.10.4 地下结构抗浮力应按下式计算：

$$R_F = R_g + R_{\text{静}} + R_{s_f} \quad (6.10.4)$$

式中： R_F ——地下结构抗浮力设计值（N）；

R_g ——地下结构自重设计值（N）；

$R_{\text{静}}$ ——上覆地层有效自重设计值（N）；

R_{s_f} ——地下结构壁和桩侧摩阻力设计值（N），可按本标准第 6.10.5 条计算。

6.10.5 地下结构壁和桩侧摩阻力 R_{sl} 可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的取值乘以地震弱化修正系数 ψ_e 计算，其中地震弱化修正系数 ψ_e 可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 取土层液化影响折减系数，也可由下式计算：

$$\psi_e = \frac{\sigma'_{z\min}}{\sigma_z} \quad (6.10.5)$$

式中： $\sigma'_{z\min}$ ——采用弹塑性动力时程分析时相应深度处竖向有效应力的最小值 (Pa)；

σ_z ——采用弹塑性动力时程分析时相应深度处竖向有效应力为最小值 $\sigma'_{z\min}$ 时刻的竖向总应力值 (Pa)。

6.10.6 地下结构的地震抗浮验算应符合下式规定：

$$F \leq R_F / \gamma_{RF} \quad (6.10.6)$$

式中： γ_{RF} ——地震抗浮安全系数，应取 1.05。

7 地下单体结构

7.1 一般规定

7.1.1 明挖法和矿山法施工的钢筋混凝土框架地下单体结构应依据本章进行抗震设计。

7.1.2 地下单体结构应符合下列规定：

1 结构布置宜简单、规则、对称、平顺，结构质量及刚度宜均匀分布，不应出现抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变；

2 地下单体结构下层的竖向承载结构刚度不宜低于上层；

3 地下单体结构的主体结构与附属通道结构之间应设变形缝。

7.1.3 地下单体结构的抗震等级应按表 7.1.3 确定。

表 7.1.3 地下单体结构的抗震等级

抗震设防类别	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
甲类	三级	二级	一级	专门研究
乙类	三级	三级	二级	一级
丙类	四级	三级	三级	二级

注：1 抗震设防烈度为 9 度时，甲类地下单体结构的抗震等级应进行专门研究论证；

2 甲类和乙类地下单体结构依据本表确定抗震等级时无需再提高设防烈度。

7.1.4 地下单体结构框架结构中柱的设置宜符合下列规定：

1 地下单体结构框架柱的设置宜结合使用功能、结构受力、

施工工法等的要求综合确定；

2 位于设防烈度 8 度及以上地区时，不宜采用单排柱；当采用单排柱时，宜采用钢管混凝土柱或型钢混凝土柱。

7.1.5 当地下单体结构所处地层中含有可液化土层时，应分析土层液化对结构受力和变形产生的影响，设计时应考虑液化和不液化两种条件下的不利工况。

7.2 计算要求

7.2.1 地下单体结构的地震反应应按本标准第 3.4.1 条规定的计算方法和本章的规定进行计算。

7.2.2 地下单体结构抗震计算应符合下列规定：

1 地下单体结构的抗震计算模型应反映结构的实际受力状况以及结构与周边地层的动力相互作用；

2 地下单体结构简化应符合本标准附录 A 的简化原则。

7.2.3 采用动力时程分析法计算时，土、岩石的动力特性参数应由动力特性试验确定。

7.2.4 形状和地层条件简单的地下单体结构可按平面荷载-结构模型进行断面水平地震反应计算。

7.2.5 短边与长边之比大于 $2/3$ ，且短边长度大于 30m 的地下单体结构抗震设计时宜同时考虑两个主轴方向上的水平地震作用，并宜按空间结构模型进行时程分析。

7.2.6 对于下列情况，地下单体结构应按空间地层-结构模型采用时程分析法进行地震反应计算：

- 1 沿结构纵向地层分布有显著差异；
- 2 沿纵向结构形式有较大变化；
- 3 同时在水平和竖向两个方向结构变化较多或复杂；
- 4 楼板开孔的孔洞宽度大于该层楼板宽度的 30%；
- 5 结构体系复杂、体形不规则以及结构断面变化较大、结构断面显著不对称等复杂的地下单体结构；
- 6 地下单体结构紧贴既有重要建（构）筑物。

7.2.7 对于下列情况，地下单体结构除应进行水平地震作用计算外，尚宜考虑竖向地震作用：

1 结构体系复杂、体形不规则以及结构断面变化较大，结构断面显著不对称的地下单体结构；

2 大跨度结构或浅埋大断面结构；

3 在结构顶板、楼板上开有较大孔洞，形成大跨悬臂构件；

4 竖向地震作用效应很重要的其他结构。

7.2.8 考虑地震组合的框架梁剪力设计值应根据结构抗震等级选用不同计算公式，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

7.2.9 框架柱及框支柱节点上、下端的截面弯矩设计值应根据结构抗震等级选用不同计算公式，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

7.2.10 框架柱及框支柱的剪力设计值应根据结构抗震等级选用不同计算公式，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

7.2.11 框架梁柱节点核心区的剪力设计值应根据结构抗震等级选用不同计算公式，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

7.3 抗震措施

7.3.1 框架结构的基本抗震构造措施应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

7.3.2 梁的截面宽度不宜小于 200mm，截面高宽比不宜大于 4。梁中线宜与柱中线重合。

7.3.3 梁的纵向钢筋、箍筋配置应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

7.3.4 柱轴压比应符合下列规定：

1 柱轴压比不宜超过表 7.3.4 的限值。

表 7.3.4 地下结构框架柱轴压比限值

结构形式	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
单排柱地下框架结构	0.60	0.70	0.80	0.85
其他地下框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90

注：1 轴压比指结构地震组合下柱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；对本标准规定不进行地震作用计算的结构，可取无地震作用组合的轴力设计值计算；

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。

2 下列情况下轴压比限值可增加 0.10，箍筋的最小配箍特征值均应按增大的轴压比按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求确定：

- 1) 沿柱全高采用井字复合箍，且箍筋肢距不大于 200mm、间距不大于 100mm、直径不小于 12mm；
- 2) 沿柱全高采用复合螺旋箍，且箍筋间距不大于 100mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm；
- 3) 沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍，且螺旋净距不大于 80mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm。

3 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8%，轴压比限值可增加 0.05；当此措施与本条第 2 款的措施共同采用时，轴压比限值可增加 0.15，但箍筋的体积配箍率仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定。

4 柱轴压比不应大于 1.00。

7.3.5 柱的纵向钢筋配置应符合下列规定：

1 柱截面纵向受力钢筋的最小总配筋率不宜小于表 7.3.5 的规定，且每一侧配筋率不应小于 0.2%，总配筋率不应大于 5%；

表 7.3.5 柱截面纵向受力钢筋的最小总配筋率 (%)

结构形式	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
单排柱地下框架结构	1.4	1.2	1.0	0.8
其他地下框架结构	1.2	1.0	0.8	0.6

2 柱的纵向配筋宜对称配置，柱主筋间距不宜大于 200mm；

3 对于柱净高与截面短边长度或直径之比不大于 4 的柱，柱全高范围内均应加密箍筋且箍筋间距不应大于 100mm；

4 柱纵向钢筋的绑扎接头应避开柱端的箍筋加密区。

7.3.6 柱的箍筋配置应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

7.3.7 框架梁柱节点区混凝土强度等级不宜低于框架柱 2 级，当不符合该规定时，应对核心区承载力进行验算，宜设芯柱加强。

7.3.8 框架梁宽度大于框架柱宽度时，梁柱节点区柱宽以外部分应设置梁箍筋。

7.3.9 地下框架结构的板墙构造措施应符合下列规定：

1 板与墙、板与纵梁连接处 1.5 倍板厚范围内箍筋应加密，宜采用开口箍筋，设置的第一排开口箍筋距墙或纵梁边缘不应大于 50mm，开口箍筋间距不应大于板非加密区箍筋间距的 1/2；

2 墙与板连接处 1.5 倍墙厚范围内箍筋应加密，宜采用开口箍筋，设置的第一排开口箍筋距板边缘不应大于 50mm，开口箍筋间距不应大于墙非加密区箍筋间距的 1/2；

3 当采用板-柱结构时，应在柱上板带中设置构造暗梁，其构造措施应与框架梁相同；

4 楼板开孔时，孔洞宽度不宜大于该层楼板宽度的 30%。洞口的布置宜使结构质量和刚度的分布仍较均匀、对称，不应发

生局部突变。孔洞周围应设置满足构造要求的边梁或暗梁。

7.3.10 混凝土结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

8 地下多体结构

8.1 一般规定

8.1.1 由相互连接或邻近的 2 个及以上体量相当的地下单体结构组成的地下多体结构体系应依据本章进行抗震设计。

8.1.2 地下多体结构的各单体结构的抗震设计应符合本标准第 7 章的规定。

8.1.3 地下多体结构不应处于软硬交错的地层中。当地下多体结构无法避免的处于软硬交错的地层中时，应对地下多体结构的各结构单元分别采用相应的抗震措施。

8.1.4 地下多体结构的各单体结构间宜设置变形缝。

8.1.5 对可能出现的薄弱部位应采取针对性措施提高其抗震能力。

8.1.6 应采取构造措施提高地下多体结构各单体结构连接处的抗震能力。

8.1.7 地下多体结构的抗震等级应按表 8.1.7 确定。

表 8.1.7 地下多体结构的抗震等级

抗震设防类别	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
甲类	三级	二级	一级	专门研究
乙类	三级	三级	二级	一级
丙类	四级	三级	三级	二级

注：1 抗震设防烈度为 9 度时，甲类地下多体结构的抗震等级应进行专门研究论证；

2 甲类、乙类地下多体结构依据本表确定抗震等级时无需再提高抗震设防烈度。

8.2 计算要求

8.2.1 地下多体结构应按本标准第 3.4.1 条选取计算方法，并按本节的规定进行抗震计算。

8.2.2 地下多体结构应按三维空间地层-结构模型进行考虑动力相互作用的地震反应计算。

8.2.3 地下多体结构的计算模型应反映各单体结构和连接部位的实际受力状态以及结构与周边地层的动力相互作用。各单体结构间设置变形缝时，计算模型应同时反映各单体结构间的实际动力相互作用。

8.2.4 地下多体结构体系的简化应符合本标准附录 A 的规定。

8.3 抗震措施

8.3.1 组成地下多体结构的各单体结构的抗震构造措施应符合本标准第 7.3 节的规定。

8.3.2 当地下多体结构无法避免的处于软硬相差较大的地层中时，可根据需要对各单体结构分别采用不同的处理措施保证其整体抗震性能。

9 盾构隧道结构

9.1 一般规定

9.1.1 盾构隧道、隧道与横通道连接处、隧道与盾构工作井或通风井连接处应进行抗震设计。

9.1.2 盾构隧道结构的抗震等级应按表 9.1.2 确定。

表 9.1.2 盾构隧道结构的抗震等级

抗震设防类别	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
甲类	四级	四级	三级	专门研究
乙类	四级	四级	二级	二级
丙类	四级	四级	四级	三级

注：抗震设防烈度为 9 度时，甲类盾构隧道结构的抗震等级应进行专门研究论证。

9.1.3 盾构隧道的抗震设计除满足本标准外，尚应符合现行国家标准《地铁设计规范》GB 50157 和《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的规定。

9.2 计算要求

9.2.1 盾构隧道的抗震计算应包括横向和纵向抗震计算。盾构隧道与横通道、工作井、通风井等连接部位及地质条件剧烈变化段需精细化设计时，宜进行三维抗震计算。

9.2.2 应根据本标准第 3 章中抗震设防类别、设防目标及性能要求，并结合工程环境、地质条件等因素选择合理的抗震计算方法，并应符合下列规定：

1 土质地层中的盾构隧道横向抗震计算宜采用本标准中的反应位移法 I 或 II，纵向抗震计算宜采用本标准中的反应位移法

Ⅲ或Ⅳ；处于均匀地层中的圆形盾构隧道可采用本标准附录 D 的均匀地层圆形盾构隧道地震内力简化计算公式；当计算断面内地质条件复杂或隧道断面形状复杂时应采用时程分析法；

2 岩质地层中的盾构隧道横向抗震计算可按现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的规定进行，当计算断面内地质条件复杂或隧道断面形状复杂时应采用时程分析法；岩质地层中的盾构隧道纵向抗震计算宜采用时程分析法进行；

3 盾构隧道与横通道、工作井、通风井等结构连接部位应采用时程分析法进行抗震计算。

9.2.3 盾构隧道各种计算方法中的计算模型选择应符合下列规定：

1 盾构隧道断面抗震计算可采用考虑管片接头对整环管片刚度折减的等效刚度环模型或采用管片接头与管片共同作用的梁-弹簧模型；盾构隧道纵向抗震计算可采用环间接头对结构纵向刚度折减的等效刚度梁模型或梁-弹簧模型；

2 盾构隧道进行了结构性二次衬砌时，抗震计算中应考虑二次衬砌的作用；在本条第 1 款的基础上，将二次衬砌采用梁单元模拟，二次衬砌和一次衬砌之间相互作用采用弹簧单元模拟；

3 盾构隧道抗震计算采用时程分析法时，对于盾构隧道的横向抗震计算，可按平面应变问题进行；对于纵向或主隧道与横通道、竖井等结构连接处以及地层条件发生显著变化段的抗震计算宜采用三维计算模型。

9.2.4 盾构隧道抗震计算中地震作用应符合下列规定：

1 抗震计算采用反应位移法时，设计基准面应按本标准第 6.2.1 条和第 6.3.2 条确定；

2 采用反应位移法Ⅰ或Ⅱ时应将地层在隧道横断面方向的位移差和周边剪力作用于隧道结构进行抗震计算；采用反应位移法Ⅲ或Ⅳ时应将地层中隧道轴线所在位置的地层纵向及横向位移作用于隧道进行抗震计算；

3 采用时程分析法时应按本标准第 5.2 节相关规定确定地震作用及输入地震动进行抗震计算。

9.2.5 盾构隧道的抗震验算除应符合本标准第 6.8 节～第 6.10 节的要求外，尚应符合下列规定：

1 抗震验算应包括管片结构、管片接头构造、隧道与横通道等结构连接处的强度、变形验算以及地层稳定验算；

2 结构抗震变形验算时，管片环直径变形率不应大于满足抗震性能要求的最大变形率；管片接缝及结构连接部位总变形量不应大于防水密封构造及材料容许的最大变形量；接缝处螺栓等连接件的变形应小于屈服变形；

3 对于进行了结构性二次衬砌的盾构隧道，尚应进行二次衬砌的抗震验算。

9.3 抗震措施

9.3.1 隧道结构抗震措施应提高隧道结构自身抗震性能或减少地层传递至隧道结构的地震能量。

9.3.2 盾构隧道与横通道等结构连接处、地质条件剧烈变化段以及上覆荷载显著变化处应采取提高结构变形能力，不得使结构产生影响使用的差异沉降，同时应满足结构防水要求。

9.3.3 可采用减小管片环幅宽、加长螺栓长度、加厚弹性垫圈、局部选用钢管片或可挠性管片环等措施提高隧道结构适应地层变形的能力。

9.3.4 可采用管片壁后注入低剪切刚度注浆材料等措施，在内衬和外壁之间、外壁与地层之间等设置隔震层。

9.3.5 盾构隧道不应穿越断层破碎带、地裂缝等不良地质区域。当绕避不开时，应在断层破碎带全长范围及其两侧 3.5 倍隧洞直径过渡区域内采取本标准第 9.3.3 条和第 9.3.4 条的抗震措施。

9.3.6 盾构隧道不应穿越可能发生液化的地层。当绕避不开时，应分析液化对结构安全及稳定性的不利影响并采取相应抗震、减

震措施；消除结构液化沉陷或上浮措施可按本标准第 4.2.8 条执行，可采用在盾构隧道环缝面设置凹凸榫槽、隧道局部或全长进行二次衬砌等结构构造措施。

10 矿山法隧道结构

10.1 一般规定

10.1.1 矿山法隧道位置应选择在稳定的地层中，不应穿越断层破碎带段、软硬地层变化段、软弱围岩等不良地质段。隧道洞口应遵循早进晚出的原则，宜避开可能会发生崩塌、滑坡、泥石流等不良地质现象的地段。

10.1.2 矿山法隧道结构的抗震等级应按表 10.1.2 确定。

表 10.1.2 矿山法隧道结构的抗震等级

抗震设防类别	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
甲类	四级	三级	二级	专门研究
乙类	四级	三级	二级	一级
丙类	四级	四级	三级	二级

注：抗震设防烈度为 9 度时，甲类矿山法隧道结构的抗震等级应进行专门研究论证。

10.1.3 矿山法隧道抗震设计除应符合本标准外，尚应符合国家现行标准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 和《公路工程抗震规范》JTG B02 的有关规定。

10.2 计算要求

10.2.1 应根据抗震设防类别、设防目标、性能要求以及工程环境、地质条件等因素选择合理的抗震计算方法，并应符合下列规定：

1 土质地层中的矿山法隧道横向抗震计算宜采用本标准中的反应位移法 I、反应位移法 II 或整体式反应位移法，岩质地层

中横向抗震计算也可按现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的规定进行；地质条件或结构形式复杂时，矿山法隧道横向抗震计算宜采用时程分析法；

2 矿山法隧道洞口段、纵向穿越软硬突变等非均匀地层时宜采用时程分析法进行纵向抗震计算；

3 矿山法隧道洞门、洞口段、主洞与辅助通道连接处等部位可采用时程分析法进行三维抗震计算。

10.2.2 矿山法隧道抗震计算模型的选取应符合下列规定：

1 矿山法隧道断面计算模型中可将衬砌结构视为弹性地基上的拱形结构，可采用梁单元模拟隧道衬砌；

2 矿山法隧道抗震计算采用时程分析法且地质条件及结构形式简单时，可按平面应变问题进行地震反应计算；

3 洞门、洞口段、主洞与辅助通道连接处等部位的抗震计算应采用三维计算模型。

10.2.3 矿山法隧道地震反应计算中，地震作用应符合下列规定：

1 一般情况可仅考虑沿结构断面的水平地震作用；

2 洞门和邻接洞口的衬砌结构、纵向穿越软硬突变等非均匀地层的衬砌结构宜考虑沿结构纵向的水平地震作用；

3 地形起伏较大的浅埋傍山隧道，或沿线地质条件变化较大的局部区段，尚宜考虑竖向地震作用。

10.2.4 矿山法隧道的抗震验算除应符合本标准第 6.8 节～第 6.10 节的要求外，应重点对隧道洞门和明洞、洞口、浅埋、偏压、下穿或近接建筑物、断层破碎带、软硬地层变化、软弱围岩、结构形式变化、主洞与辅助通道连接段的衬砌结构进行验算。

10.3 抗震措施

10.3.1 城市浅埋矿山法隧道应采用防水型钢筋混凝土结构且隧道全部设置仰拱。

10.3.2 隧道洞口段、浅埋偏压段、深埋软弱围岩段和断层破碎带等地段的结构，其抗震加强长度应根据地形、地质条件确定。加强段两端应向围岩质量较好的地段延伸，延伸长度最小值宜按表 10.3.2 的规定采用。

表 10.3.2 隧道抗震设防范围延伸段长度最小值 (m)

隧道跨度 B (m)	围岩级别	地震动峰值加速度 (g)		
		0.10(0.15)	0.20(0.30)	0.40
$B \leq 7$	Ⅲ~Ⅳ	—	3	9
	Ⅴ~Ⅵ	—	6	12
$7 < B < 12$	Ⅲ~Ⅳ	—	6	12
	Ⅴ~Ⅵ	3	9	15
$B \geq 12$	Ⅲ~Ⅳ	3	9	15
	Ⅴ~Ⅵ	6	12	18

10.3.3 抗震设防段的隧道衬砌应采用混凝土或钢筋混凝土材料，其强度等级不应低于表 10.3.3 的规定。

表 10.3.3 隧道衬砌材料种类及强度等级

隧道跨度 B (m)	围岩级别	地震动峰值加速度 (g)		
		0.10(0.15)	0.20(0.30)	0.40
$B < 12$	Ⅲ	混凝土 C25	混凝土 C25	混凝土 C30
	Ⅳ	混凝土 C25	钢筋混凝土 C25	钢筋混凝土 C30
	Ⅵ、Ⅴ	钢筋混凝土 C25	钢筋混凝土 C30	钢筋混凝土 C30
$B \geq 12$	Ⅲ	混凝土或钢筋混凝土 C25	钢筋混凝土 C30	钢筋混凝土 C30
	Ⅳ	钢筋混凝土 C25	钢筋混凝土 C30	钢筋混凝土 C30
	Ⅵ、Ⅴ	钢筋混凝土 C25	钢筋混凝土 C30	钢筋混凝土 C30

注：1 浅埋隧道均应采用钢筋混凝土；

2 地震动峰值加速度为 0.40g 的地区隧道跨度 $B \geq 12$ m 的隧道衬砌混凝土宜添加纤维材料，以提高抗震性能。

10.3.4 抗震设防地段衬砌结构构造应符合下列规定：

1 软弱围岩段的隧道衬砌应采用带仰拱的曲墙式衬砌；

2 明暗洞交界处、软硬岩交界处及断层破碎带的抗震设防地段衬砌结构应设置抗震缝，且宜结合沉降缝、伸缩缝综合设置。Ⅱ类场地基本地震动峰值加速度为 $0.05g$ 的地区应至少设置 1 道抗震缝，Ⅱ类场地基本地震动峰值加速度为 $0.10g$ 或 $0.15g$ 的地区应至少设置 2 道抗震缝，Ⅱ类场地基本地震动峰值加速度为 $0.20g$ 及以下的地区应至少设置 3 道抗震缝；

3 通道交叉口部及未经注浆加固处理的断层破碎带区段采用复合式支护结构时，二衬结构应采用钢筋混凝土衬砌；

4 穿越活动断层的隧道衬砌断面宜根据断层最大错位量评估值进行隧道断面尺寸的扩挖设计；无断层最大错位量评估值时，隧道断面尺寸可放大 $400\text{mm}\sim 600\text{mm}$ 。断层设防段衬砌结构端部应增加最大错位评估值厚度，且应设置抗震缝，抗震缝宜在断层位置设置，缝宽宜 $40\text{mm}\sim 60\text{mm}$ ，并保证抗震缝填充密实，做好隧道结构的防水；在抗震缝两侧各 1m 范围内，初衬和二衬结构之间宜构筑 $100\text{mm}\sim 150\text{mm}$ 厚的沥青混凝土衬砌，沥青混凝土衬砌可采用预制块体熔化沥青砌筑的方法施工；

5 穿越黄土地裂缝的隧道，地裂缝设防区段衬砌结构应设置抗震变形缝。二衬结构端部厚度宜增大 500mm 以上，增厚长度宜在 2m 以上，且应满足竖向最大错位量的要求。在变形缝两侧各 1m 范围内，初衬和二衬结构之间宜构筑 $100\text{mm}\sim 200\text{mm}$ 厚的沥青混凝土衬砌。

10.3.5 矿山法隧道不应穿越可能发生液化的地层。当绕避不开时应分析液化对结构安全及稳定性的不利影响并采取相应构造措施，且可按本标准第 4.2.8 条、第 4.2.9 条执行。

10.3.6 洞门口抗震措施应符合下列规定：

1 隧道洞口位置的选择应结合洞口段的地形和地质条件确定，并应采取控制洞口仰坡和边坡的开挖高度，防止发生崩塌和滑坡等震害。当洞口地下较陡时，宜采取接长明洞或其他防

止落石撞击的措施。

2 II类场地基本地震动峰值加速度为 $0.20g$ 及以上的地区宜采用明洞式洞门，洞门不宜斜交设置。

3 II类场地基本地震动峰值加速度为 $0.30g$ 以上的地区，洞口边坡、仰坡坡率降一档设置，边坡、仰坡防护应根据设防地震动峰值加速度值的提高，依次选用锚网喷、框架长锚杆、锚索、框架锚索等措施。

10.3.7 在满足隧道功能和结构受力良好的前提下，可加大隧道断面尺寸。

10.3.8 隧道内设辅助通道时，应提高主洞与辅助通道连接处的抗震性能。

住房城乡建设部信息中心
浏览专用

11 明挖隧道结构

11.1 一般规定

11.1.1 明挖隧道应建在密实、均匀、稳定的地基上，选址时宜避开地层突变、软弱土、液化土及断层破碎带等不利地段；当无法避开时应采取可靠的抗震措施。回填部分的材料、密实度效应指标不应小于原位原状土。

11.1.2 明挖隧道结构的抗震等级应按表 11.1.2 确定。

表 11.1.2 明挖隧道结构的抗震等级

抗震设防类别	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
甲类	四级	四级	三级	专门研究
乙类	四级	四级	三级	二级
丙类	四级	四级	四级	三级

注：抗震设防烈度为 9 度时，甲类明挖隧道结构的抗震等级应进行专门研究论证。

11.2 计算要求

11.2.1 明挖隧道结构的抗震计算方法应根据本标准第 3.4.1 条确定，并应符合下列规定：

1 隧道纵向地层条件变化较大时，明挖隧道除应进行横向抗震计算外，尚应进行纵向抗震计算，可采用反应位移法Ⅳ或时程分析法；

2 隧道断面形状变化较大或与相邻建（构）筑物构成整体时，宜采用时程分析法进行三维抗震计算；

3 明挖隧道的地震作用可适当考虑挡土墙叠加效果。挡土墙与结构主体密切接触且受力钢筋互相连接时，可将挡土墙纳入

结构共同计算；挡土墙与结构主体没有密切连接或连接薄弱时，可将挡土墙与主体结构分开建模，并根据实际情况确定二者之间的约束条件。

11.2.2 明挖隧道的地震作用应符合下列规定：

1 结构形状复杂、纵向穿越软硬突变等非均匀地层的衬砌结构宜考虑沿结构纵向的水平地震作用；

2 地形起伏较大的浅埋隧道，或沿线地质条件变化较大的局部区段，或Ⅱ类场地基本地震动峰值加速度为 $0.15g$ 及其以上地区的明挖隧道尚宜考虑竖向地震作用；

3 不符合本条第 1 款、第 2 款的情况可仅考虑沿结构断面的水平地震作用。

11.3 抗震措施

11.3.1 明挖隧道结构抗震构造要求应符合下列规定：

1 宜采用现浇结构。设置装配构件时，应与周围构件可靠连接。

2 墙或中柱的纵向钢筋最小总配筋率，应增加 0.5% 。中柱或墙与梁或顶板、底板的连接处应满足柱箍筋加密区的构造要求，箍筋加密区范围与抗震等级相同的地表结构柱构件相同。

3 地下钢筋混凝土框架结构构件的最小尺寸，应不低于同类地表结构构件的规定。

11.3.2 明挖隧道顶板和底板应符合下列规定：

1 顶板、底板宜采用梁板结构。当采用板柱-抗震墙结构时，宜在柱上板带中设构造暗梁，其构造要求同地表同类结构。

2 地下连续墙复合墙体的顶板、底板的负弯矩钢筋至少应有 50% 锚入地下连续墙，锚入长度按受力计算确定；正弯矩钢筋应锚入内衬。

3 隔板开孔的孔洞宽度应不大于该隔板宽度的 30% ；洞口的布置宜使结构质量和刚度的分布较均匀、对称，不应发生局部突变；孔洞周围应设置满足构造要求的边梁或暗梁。

11.3.3 明挖隧道结构穿过地震时岸坡可能滑动的古河道，或可能发生明显不均匀沉陷的地层时，应采取换土或设置桩基础等措施。

11.3.4 明挖隧道不应穿越可能发生液化的地层。当绕避不开时；应分析液化对结构安全及稳定性的不利影响，并可采取下列措施：

1 对液化土层应采取注浆加固和换土措施；

2 对液化土层未采取措施时，应分析其上浮的可能性并采取抗浮措施；

3 明挖隧道结构与薄层液化土夹层相交，或施工中采用深度大于 20m 的地下连续墙围护结构的明挖隧道结构遇到液化土层时，可仅对下卧层进行处理。

12 下沉式挡土结构

12.1 一般规定

12.1.1 下沉重力式挡土结构和下沉 U 型挡土结构应依据本章进行抗震设计。

12.1.2 下沉式挡土结构可采用拟静力法进行抗震计算。

12.1.3 下沉式挡土结构的抗震等级应按表 12.1.3 确定。

表 12.1.3 下沉式挡土结构的抗震等级

抗震设防类别	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
甲类	四级	三级	二级	专门研究
乙类	四级	三级	二级	一级
丙类	四级	四级	三级	二级

注：抗震设防烈度为 9 度时，甲类下沉式挡土结构的抗震等级应进行专门研究论证。

12.1.4 挡土墙高度超过 15m 且抗震设防烈度为 9 度的下沉式挡土结构应进行专门研究和论证。

12.2 计算要求

12.2.1 下沉式挡土结构可采用中性状态时的地震土压力，其合力和合力作用点的高度可分别按下列公式计算：

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_E \quad (12.2.1-1)$$

$$K_E = \frac{2 \cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \beta - \theta) + \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta_0 + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_0) \sin(\varphi - \alpha - \theta)}{\cos(\delta_0 + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (12.2.1-2)$$

$$h = \frac{H}{3}(2 - \cos\theta) \quad (12.2.1-3)$$

- 式中： E_0 ——中性状态时的地震土压力合力 (kN/m)；
 K_E ——中性状态时的地震土压力系数；
 θ ——挡土墙的地震角 (°)，可按表 12.2.1 取值；
 h ——地震土压力合力作用点距墙踵的高度 (m)；
 H ——挡土墙后填土高度 (m)；
 γ ——墙后填土的重度 (kN/m³)；
 φ ——墙后填土的有效内摩擦角 (°)；
 δ_0 ——中性状态时的墙背摩擦角 (°)，可取实际墙背摩擦角的 1/2，或取墙后填土有效内摩擦角值的 1/6；
 α ——墙后填土表面与水平面的夹角 (°)；
 β ——墙背面与铅锤方向的夹角 (°)。

表 12.2.1 挡土墙的地震角 θ (°)

类别	7 度		8 度		9 度
	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
水上	1.5	2.3	3.0	4.5	6
水下	2.5	3.8	5.0	7.5	10

12.2.2 下沉重力式挡土结构在地震作用下的抗滑移稳定性和抗倾覆稳定性应进行验算，其抗滑移稳定性的安全系数不应小于 1.1，抗倾覆稳定性的安全系数不应小于 1.2。

12.2.3 下沉重力式挡土结构的整体滑动稳定性验算可采用圆弧滑动面法。

12.2.4 下沉式挡土结构的地基承载力验算应符合现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的有关规定。

12.3 抗震措施

12.3.1 下沉式挡土结构的后填土应采用排水措施，可采用点排水、线排水或面排水方案。

12.3.2 抗震设防烈度 8 度和 9 度时，下沉重力式挡土结构不得采用干砌片石砌筑。抗震设防烈度 7 度时，采用干砌片石砌筑的下沉重力式挡土结构墙高不应大于 3m。

12.3.3 下沉重力式浆砌片石或浆砌块石挡土结构墙高，抗震设防烈度 8 度时不宜超过 12m，抗震设防烈度 9 度时不宜超过 10m；超过 10m 时，宜采用混凝土整体浇筑。

12.3.4 下沉重力式混凝土挡土结构的施工缝应设置榫头或采用短钢筋连接，榫头的面积不应小于总截面面积的 20%。

12.3.5 同类地层上建造的下沉重力式或 U 型挡土结构，伸缩缝间距不宜大于 15m。在地基土质或墙高变化较大处应设置沉降缝。

12.3.6 下沉式挡土结构不应直接设在液化土或软弱地基上。不可避免时，可采用换土、加大基底面积或采用砂桩、碎石桩等地基加固措施。当采用桩基时，桩尖应伸入稳定地层。

附录 A 结构体系简化计算原则

A.0.1 当采用反应位移法 I~反应位移法 IV 计算时，结构抗震计算应采用荷载-结构模型；当采用整体式反应位移法或时程分析法计算时，结构抗震计算应采用地层-结构模型。

A.0.2 当采用荷载-结构模型计算时，地下结构构件宜采用梁单元模拟，周边地层对结构的支承及与结构的运动相互作用宜采用地层弹簧模拟。

A.0.3 当采用地层-结构模型计算时，应符合下列规定：

1 宜采用地层-结构模型按平面应变问题计算分析，当考虑地下结构空间动力效应时，宜采用三维模型计算分析；

2 二维时程分析法时，地下结构构件可采用梁单元或平面应变单元模拟；地层可采用平面应变单元模拟；

3 三维时程分析法时，梁、柱等杆系构件可采用梁单元或实体单元模拟，板、侧墙等构件可采用板单元或实体单元模拟，地层可采用实体单元模拟；

4 采用时程分析法计算时，侧面宜采用能反映能量辐射的人工边界。当底部为坚硬基岩面，且上覆地层模量显著低于基岩时，底部人工边界可取刚性边界；否则，宜选用能反映能量辐射的人工边界。

A.0.4 腋角的简化计算应符合下列规定：

1 构件端部设有腋角时，腋角尺寸小于相应方向构件跨度的 $1/10$ ，可作为同样板厚进行分析；

2 验算腋角断面所用的构件有效尺寸 d ，应考虑腋角，腋角可仅考虑 $1:3$ 坡度缓的部分作为有效尺寸（图 A.0.4）。

A.0.5 采用纵梁-柱体系的地下结构应按等代框架法进行地震反应分析，即中柱应按真实截面尺寸建模，其他构件截面宽度应

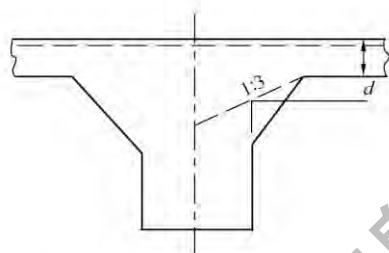


图 A.0.4 梁腋断面有效高度 d

取纵梁相邻跨度各一半之和。

住房和城乡建设部信息公开
浏览专用

附录 B 非饱和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土场地的震陷变形计算

B.0.1 当遭受 7 度、8 度和 9 度地震时，可按等效动剪应力的方法确定地震荷载的动剪应力幅值，其对应的振动次数宜分别为 10 次、20 次和 30 次。地震作用的等效动剪应力可按下列公式计算：

$$\tau_{d1} = 0.65 \gamma_a \frac{\psi_a a_{\max II}}{g} \sigma_v \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^j \gamma_i h_i \quad (\text{B.0.1-2})$$

$$\gamma_a = 1.0 - 0.00765z, \quad z \leq 9.15(\text{m}) \quad (\text{B.0.1-3})$$

$$\gamma_a = 1.174 - 0.0267z, \quad 9.15(\text{m}) < z \leq 23(\text{m}) \quad (\text{B.0.1-4})$$

式中： $a_{\max II}$ ——II 类场地地表水平向峰值加速度 (m/s^2)，应按本标准表 5.1.3 确定；

ψ_a ——峰值加速度调整系数，应按现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 确定；

σ_v ——深度 z 处第 j 层土上覆土柱压缩应力 (kPa)；

γ_a ——深度 z 处动剪应力折减系数；

γ_i ——自地表往下第 i 层土的重度 (kN/m^3)；

h_i ——自地表往下第 i 层土的厚度 (m)。

B.0.2 可采用等效黏弹性本构模型描述土的动应力应变关系。动剪应力幅值与动剪应变幅值之间的骨干曲线应服从双曲线关系。土的骨干曲线和动剪切模量可由下列公式计算：

$$\tau_d = \frac{\gamma_d}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma_d}{\tau_y}} \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$G_0 = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_v}{P_a}\right)^n \quad (\text{B.0.2-2})$$

$$\tau_y = \left\{ \left[\frac{(1+K_0)}{2} \sigma_v \sin \varphi_d + c_d \cos \varphi_d \right]^2 - \left[\frac{(1+K_0)}{2} \sigma_v \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (\text{B.0.2-3})$$

$$G_d = \frac{1}{1 + \frac{\gamma_d}{(\tau_y/G_0)}} G_0 \quad (\text{B.0.2-4})$$

式中： γ_d ——动剪应变幅值；

G_0 ——初始动剪切模量(kPa)，可按本标准公式(B.0.2-2)计算；

τ_y ——骨干曲线渐近线的动剪应力(kPa)，可按本标准公式(B.0.2-3)计算；

P_a ——大气压力(kPa)；

K, n ——土的试验参数；

K_0 ——土的静止土压力系数；

c_d ——土的动黏聚强度指标(kPa)；

φ_d ——土的动摩擦强度指标(°)；

G_d ——土的动剪切模量(kPa)。

B.0.3 土的动剪应变可依据地震作用的动剪应力及土的动剪切模量随动剪应变幅值的变化关系，按下列方法计算：

1 可按下式迭代计算动剪应变：

$$\gamma_{dn} = \frac{\tau_d}{G_{dn}} \quad (\text{B.0.3-1})$$

式中： G_{dn} ——第 n 次迭代计算的动剪切模量(kPa)；

γ_{dn} ——第 n 次迭代计算的动剪应变幅值。

2 当第 n 次迭代计算的动剪切模量与前一次计算确定的动剪切模量满足下式时，可判断迭代计算完成：

$$\frac{G_{dn} - G_{d(n-1)}}{G_{dn}} \leq 0.05 \quad (\text{B.0.3-2})$$

B.0.4 非饱和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土的震陷变形可由动剪切作用下动剪应变及其等效循环次数，土的含水率和上覆压缩应力确定。砂质粉黄土的震陷系数可按下式计算：

$$\delta_d = \left[\alpha \gamma_d^2 + \left(a \frac{\sigma_v}{P_a} + b \right) \gamma_d \right] \tau_w \ln(N) \quad (\text{B.0.4})$$

式中： τ_w —— 土的含水率（%）；

γ_d —— 土的动剪应变；

N —— 等效循环次数；

α, a, b —— 土的震陷系数参数。

B.0.5 当震陷系数 δ_d 不小于 0.015 时，可判断为震陷性土。非饱和结构性粉土、砂黄土及砂质粉黄土场地的震陷变形可按下式计算：

$$\Delta\delta_i = \sum_{i=1}^m \delta_{di} h_i \quad (\text{B.0.5})$$

式中： δ_{di} —— 第 i 层土的震陷系数。

附录 C 初始静应力状态确定方法

C.0.1 静力设计时已进行过考虑施工过程的应力状态分析，动力计算中的初始静应力状态宜采用静力分析结果。

C.0.2 对于采用反应位移法且结构壁为直边的抗震设计，静力分析可按下列方法计算：

1 土压力和水压力宜分别计算，其中水压力可按静水压力公式计算出压强分布：

$$p_w = \gamma_w h \quad (\text{C.0.2-1})$$

式中： p_w ——水压力 (Pa)；

γ_w ——水的重度，取 9810N/m^3 ；

h ——计算点到自由水面的竖向距离 (m)。

2 土压力可按下列公式计算：

$$p_s = K_0 (\sigma_{sz} + q_0) \quad (\text{C.0.2-2})$$

$$\sigma_{sz} = \sum_i \gamma_i H_i \quad (\text{C.0.2-3})$$

$$\left. \begin{aligned} K_0 &= \frac{2 \cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2(\varphi' + \beta) + \cos^2 \beta \cos(\delta_0 + \beta)} I_1 \\ I_1 &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_0) \sin \varphi'}{\cos(\delta_0 + \beta) \cos \beta}} \right]^2 \end{aligned} \right\} (\text{C.0.2-4})$$

式中： σ_{sz} ——计算点处的竖向自重应力 (kPa)；

γ_i ——第 i 层土的重度 (kN/m^3)，地下水位以上用天然重度，地下水位以下用浮重度；

H_i ——第 i 层土的厚度 (m)；

K_0 ——考虑结构壁与竖直方向夹角的静止状态下的土压力系数；

q_0 ——地表堆载 (kPa)；

φ' ——计算点所在土层的有效应力强度指标 ($^{\circ}$);

δ_0 ——结构壁与土的摩擦角 ($^{\circ}$);

β ——结构壁与竖直方向夹角 ($^{\circ}$)。

C.0.3 对于采用时程分析法或结构壁为曲边的抗震设计, 应采用数值分析方法计算起始静应力状态。

附录 D 均匀地层中圆形盾构隧道 地震内力简化计算公式

D.0.1 均匀地层中圆形盾构隧道横断面地震内力 (图 D.0.1) 可按下列公式计算:

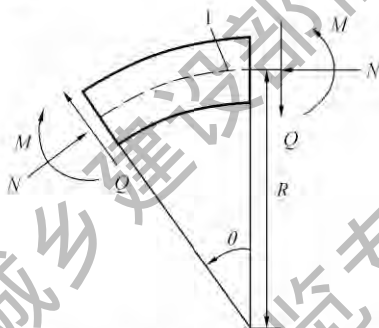


图 D.0.1 横向地震内力正负号约定 (图示为正)

M —弯矩; N —轴力; Q —剪力; l —管片中轴线

$$M(\theta) = \frac{1.3 \times 3\pi E_s I_s}{2RH} U \sin\left(\frac{\pi H_c}{2H}\right) C \sin(2\theta) \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$N(\theta) = -\frac{1.3 \times 3\pi E_s I_s}{R^2 H} U \sin\left(\frac{\pi H_c}{2H}\right) \left(1 + \frac{G_D R^3}{6E_s I_s}\right) C \sin(2\theta) \quad (\text{D.0.1-2})$$

$$Q(\theta) = -\frac{1.3 \times 3\pi E_s I_s}{R^2 H} U \sin\left(\frac{\pi H_c}{2H}\right) C \cos(2\theta) \quad (\text{D.0.1-3})$$

$$C = \frac{4(1-\nu_D)G_D R^3}{(3-2\nu_D)G_D R^3 + 6(3-4\nu_D)E_s I_s} \quad (\text{D.0.1-4})$$

式中: U ——地表最大相对位移 (m), 可根据本标准公式 (6.2.4-1) 当 $z=0$ 时确定;

- H_c ——地表至隧道中心的距离 (m);
 R ——隧道横断面衬砌中轴线半径 (m);
 E_s ——衬砌弹性模量 (Pa);
 I_s ——衬砌环断面惯性矩 (m⁴);
 ν_D ——地层的泊松比;
 G_D ——地层动剪切模量 (Pa)。

D.0.2 均匀地层中圆形盾构隧道纵向地震内力可按下列公式计算:

1 地震波的传播方向与隧道轴线夹角为 45°时, 隧道所受轴力最大, 最大轴向拉力及相关系数可按下列公式计算:

$$N_{Tmax} = \beta_T \alpha_c \frac{2\pi U_{hc}'}{L'} (EA)_{eq}^c \quad (D.0.2-1)$$

$$N_{Cmax} = \beta_c \alpha_c \frac{2\pi U_{hc}'}{L'} (EA)_{eq}^c \quad (D.0.2-2)$$

$$\beta_T = \frac{(EA)_{eq}^T}{(EA)_{eq}^c} \frac{\alpha_T}{\alpha_c} \left[1 - \frac{\cos(2\pi\eta/\lambda')}{\cosh(\zeta_T \eta)} \right] \quad (D.0.2-3)$$

$$\beta_c = 1 + \frac{\cos(2\pi\eta/\lambda')}{\cosh[\zeta_c (\lambda'/2 - \eta)]} \quad (D.0.2-4)$$

$$\zeta_T = \sqrt{\frac{K_1}{(EA)_{eq}^T}} \quad (D.0.2-5)$$

$$\zeta_c = \sqrt{\frac{K_1}{(EA)_{eq}^c}} \quad (D.0.2-6)$$

$$\alpha_T = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\zeta_T \lambda'} \right)^2} \quad (D.0.2-7)$$

$$\alpha_c = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\zeta_c \lambda'} \right)^2} \quad (D.0.2-8)$$

$$\frac{2\pi}{\zeta_T \lambda'} \alpha_T \tanh(\zeta_T \eta) + \frac{2\pi}{\zeta_c \lambda'} \alpha_c \tanh\left[\zeta_c \left(\frac{L'}{2} - \eta\right)\right] = (\alpha_T - \alpha_c) \tan\left(2\pi \frac{\eta}{\lambda'}\right) \quad (D.0.2-9)$$

$$(EA)_{eq}^C = E_s A_s \quad (D. 0. 2-10)$$

$$(EA)_{eq}^T = \frac{E_s A_s}{1 + \frac{E_s A_s}{l_s K_j}} \quad (D. 0. 2-11)$$

$$\lambda' = \sqrt{2}\lambda \quad (D. 0. 2-12)$$

$$U_{hc}' = \sqrt{2}U_{hc} \quad (D. 0. 2-13)$$

$$K_j = n \times k_j \quad (D. 0. 2-14)$$

式中： β_t ——拉伸轴力系数；

β_c ——压缩轴力系数；

K_j ——结构纵向单位长度内纵向地层弹簧刚度 (N/m^2)；

η ——轴向拉伸或压缩范围 (m)；

λ' ——地震波沿隧道轴线的波长 (m)；

λ ——地层变形的波长 (m)，可按本标准公式 (6. 4. 4-3) 计算；

U_{hc}' ——隧道中心处地层的水平相对位移最大值 U_{hc} 在隧道轴向方向的分量 (m)；

U_{hc} ——隧道中心处地层的水平相对位移最大值 (m)，按本标准公式 (6. 2. 4-1) 中 z 取隧道中心埋深 H_c 时的取值；

$(EA)_{eq}^C$ ——盾构隧道等效抗压刚度 (N)；

$(EA)_{eq}^T$ ——盾构隧道等效抗拉刚度 (N)；

E_s ——衬砌弹性模量 (Pa)；

k_j ——单个螺栓的抗拉刚度 (N/m)；

n ——横截面螺栓的个数；

A_s ——隧道横截面面积 (m^2)。

2 当地震波的传播方向与隧道轴向一致时，衬砌结构将产生最大弯矩，最大弯矩及相关系数可按下列公式计算：

$$M_{\max} = \alpha_M \frac{4\pi^2 U_{hc}}{\lambda^2} (EI)_{eq} \quad (D. 0. 2-15)$$

$$\alpha_M = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\zeta_M \lambda}\right)^4} \quad (\text{D. 0. 2-16})$$

$$\zeta_M = \sqrt[4]{\frac{K_t}{(EI)_{\text{eq}}}} \quad (\text{D. 0. 2-17})$$

$$(EI)_{\text{eq}} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \sin \phi} E_s I_s \quad (\text{D. 0. 2-18})$$

$$\phi + \cot \phi = \pi \left(0.5 + \frac{K_1}{E_s A_s / l_s}\right) \quad (\text{D. 0. 2-19})$$

$$K_1 = n \times k_1 \quad (\text{D. 0. 2-20})$$

式中： α_M ——弯矩系数；

K_t ——结构纵向单位长度内横向地层弹簧刚度 (N/m^2)；

U_{hc} ——隧道中心处地层的水平相对位移最大值 (m)，按本标准公式 (6.2.4-1) 中 z 取隧道中心埋深 H_c 时的取值；

λ ——地层变形的波长 (m)，可按本标准公式 (6.4.4-3) 计算；

$(EI)_{\text{eq}}$ ——盾构隧道等效抗弯刚度 ($\text{N} \cdot \text{m}^2$)；

I_s ——衬砌环断面惯性矩 (m^4)；

K_1 ——隧道横截面螺栓抗拉刚度 (N/m)；

k_1 ——单个螺栓的抗拉刚度 (N/m)；

n ——横截面螺栓的个数；

l_s ——衬砌环宽度 (m)。

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

- 1) 表示很严格，非这样做不可的：
正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；
- 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：
正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；
- 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
- 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 2 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4 《铁路工程抗震设计规范》GB 50111
- 5 《地铁设计规范》GB 50157
- 6 《构筑物抗震设计规范》GB 50191
- 7 《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307
- 8 《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909
- 9 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
- 10 《中国地震动参数区划图》GB 18306
- 11 《建筑桩基技术规范》JGJ 94
- 12 《公路工程抗震规范》JTG B02