UDC

中国土木工程学会标准

P T/CCES X－20XX

长大结构多点地震反应分析和试验

技术标准

Stand for multi-point seismic response analysis and testing of large-scale structures

（征求意见稿）

20XX–XX–XX 发布 20XX–XX–XX 实施

中国土木工程学会 发布

**中国土木工程学会标准**

长大结构多点地震反应分析和试验

技术标准

Stand for multi-point seismic response analysis and testing of large-scale structures

**T/CCES X－20XX**

批准单位：中国土木工程学会

施行日期：20XX年X月X日

20XX 北 京

**前言**

本标准根据中国土木工程学会《关于发布<2022年中国土木工程学会标准计划（第二批）>的通知》（中土学标[2022]11号）的要求，由广州大学会同有关单位编制完成。

在本标准编制过程中，编制组广泛调查研究和总结了长大结构多点地震反应分析和试验技术方面的经验，大量参考了国内外有关标准和文献，在广泛征求意见的基础上，对具体内容进行了反复讨论、协调和修改，最后经审查定稿。

本标准的主要技术内容包括：总则，术语、符号与参考标准，地震动空间变化，多点地震动模拟方法，长大结构多点地震反应分析方法，多点地震动激励振动台台阵试验技术及有关的附录。

请注意本标准的某些内容可能涉及专利。本标准的发布机构不承担识别这些专利的责任。

本标准由中国土木工程学会学术与标准工作委员会负责管理，由广州大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有修改意见或建议，请寄送广州大学工程抗震研究中心（地址：广州市番禺区大学城外环西路230号；邮政编码：510006；电子邮箱：Liuyanhui2012@163.com）。

本标准主编单位： 广州大学

本标准参编单位：大连理工大学

香港理工大学

天津大学

东南大学

同济大学

河海大学

北京建筑大学

福州大学

中南大学

天津城建大学

香港科技大学

哈尔滨工业大学

重庆大学

山东大学

北京工业大学

招商局重庆交科院

中国地震局工程力学研究所

中国建筑科学研究院有限公司

广东省建筑设计研究院有限公司

北京市建筑设计研究总院

本标准主要起草人：周福霖，郝洪，李超，毕凯明，马玉宏，李忠献，宗周红，袁勇，高玉峰，唐光武，李爱群，刘彦辉，周惠蒙，张俊平，李宏男，黄襄云，杨庆山，罗俊杰，肖从真，王涛，李宁，陈建秋，赵博，禹海涛，朱忠义，王刚，潘宇鑫，韩强，吴勇信，郭安薪，国巍，陈洋洋，田利，张颖，王玉梅，刘中宪，林元铮，张国伟，蒋丽忠，祁皑，区彤，石运东，颜学渊，董慧慧，白涌滔，谢皓宇，和雪峰

本标准主要审查人：XXX

目录

[1. 总则 1](#_Toc206772582)

[2. 术语、符号与参考标准 2](#_Toc206772583)

[2.1 术语 2](#_Toc206772584)

[2.2 符号 4](#_Toc206772585)

[2.3 参考标准 8](#_Toc206772586)

[3. 地震动空间变化 9](#_Toc206772587)

[3.1 一般规定 9](#_Toc206772588)

[3.2 行波效应 9](#_Toc206772589)

[3.3 相干效应 10](#_Toc206772590)

[3.4 水平层状场地及其局部场地效应 11](#_Toc206772591)

[3.5 复杂地形地质条件的影响 13](#_Toc206772592)

[4.多点地震动模拟方法 14](#_Toc206772593)

[4.1 一般规定 14](#_Toc206772594)

[4.2 基岩或平整场地多点地震动模拟 14](#_Toc206772595)

[4.3 非一致多层土场地多点地震动模拟 16](#_Toc206772596)

[4.4 涉水场地多点地震动模拟 17](#_Toc206772597)

[4.5 非水平成层场地多点地震动模拟 18](#_Toc206772598)

[4.6 场地内部多点地震动模拟 19](#_Toc206772599)

[4.7 基于反应谱的多点地震动模拟 19](#_Toc206772600)

[4.8 跨断层多点地震动模拟 19](#_Toc206772601)

[5. 长大结构多点地震反应分析方法 21](#_Toc206772602)

[5.1 一般规定 21](#_Toc206772603)

[5.2 简化分析方法 21](#_Toc206772604)

[5.3 时域分析方法 22](#_Toc206772605)

[5.4 频域计算方法 24](#_Toc206772606)

[6. 多点地震动激励振动台台阵试验技术 25](#_Toc206772607)

[6.1 一般规定 25](#_Toc206772608)

[6.2 试验模型相似方法 26](#_Toc206772609)

[6.3 加载控制 27](#_Toc206772610)

[6.4 加载工况 28](#_Toc206772611)

[本标准用词说明 29](#_Toc206772612)

[附录A 30](#_Toc206772613)

[附录B 37](#_Toc206772614)

[附录C 39](#_Toc206772615)

[附录D 43](#_Toc206772616)

[附录E 45](#_Toc206772617)

**Contents**

[1. General Provisions 1](#_Toc206772582)

[2. Terms, Symbols and Reference Standards 2](#_Toc206772583)

[2.1 Terms 2](#_Toc206772584)

[2.2 Symbols 4](#_Toc206772585)

[2.3 Reference Standards 8](#_Toc206772586)

[3. Spatial Variation of Ground Motion 9](#_Toc206772587)

[3.1 General Requirements 9](#_Toc206772588)

[3.2 Traveling Wave Effect 9](#_Toc206772589)

[3.3 Coherence Effect 10](#_Toc206772590)

[3.4 Horizontal Layered Site and Its Local Site Effect 11](#_Toc206772591)

[3.5 Influence of Complex Topographic and Geologic Conditions 13](#_Toc206772592)

[4. Simulation Methods for Multi-Point Ground Motion 14](#_Toc206772593)

[4.1 General Requirements 14](#_Toc206772594)

[4.2 Multi-Point Ground Motion Simulation for Bedrock or Flat Site 14](#_Toc206772595)

[4.3 Multi-Point Ground Motion Simulation for Non-Uniform Multi-Layered Soil Site 16](#_Toc206772596)

[4.4 Multi-Point Ground Motion Simulation for Water-Related Site 17](#_Toc206772597)

[4.5 Multi-Point Ground Motion Simulation for Non-Horizontally Stratified Site 18](#_Toc206772598)

[4.6 Multi-Point Ground Motion Simulation Inside Site 18](#_Toc206772599)

[4.7 Multi-Point Ground Motion Simulation Based on Response Spectrum 19](#_Toc206772600)

[4.8 Multi-Point Ground Motion Simulation Across Faults 19](#_Toc206772601)

[5. Multi-Point Seismic Response Analysis Method for Long and Large Structures 20](#_Toc206772602)

[5.1 General Requirements 20](#_Toc206772603)

[5.2 Simplified Analysis Method 20](#_Toc206772604)

[5.3 Time-Domain Analysis Method 21](#_Toc206772605)

[5.4 Frequency-Domain Calculation Method 23](#_Toc206772606)

[6. Shaking Table Array Test Technology for Multi-Point Ground Motion Excitation 24](#_Toc206772607)

[6.1 General Requirements 24](#_Toc206772608)

[6.2 Test Model Similarity Method  25](#_Toc206772609)

[6.3 Loading Control 26](#_Toc206772610)

[6.4 Loading Cases 27](#_Toc206772611)

[Appendix A 30](#_Toc206772613)

[Appendix B 37](#_Toc206772614)

[Appendix C 39](#_Toc206772615)

[Appendix D 43](#_Toc206772616)

[Appendix E 45](#_Toc206772617)

# 1. 总则

1.0.1 为规范长大结构多点地震反应分析和试验技术，保证长大结构的抗震安全性和设计建造的科学性和合理性，制定本标准。

1.0.2 本标准主要适用于大跨度建筑、桥梁、隧道、管道、渡槽、大坝等长大结构。

1.0.3 长大结构多点地震动激励振动台试验所采用的相关仪器设备，应经相关专业机构进行检定或校准，以确保正常、安全运行。

1.0.4 长大结构多点地震反应分析和振动台试验除应符合本标准外，尚应符合国家现行相关标准的规定。

# 2. 术语、符号与参考标准

## 2.1 术语

2.1.1 多点地震动 multi-support ground motions

地震动传播特性导致的在结构不同支承点处所需输入的特征不同的地震动。

2.1.2 地震动空间变化 ground motion spatial variations

地震动行波效应、相干效应以及局部场地效应等所导致的地震动在空间上存在的差异。

2.1.3 行波效应 wave passage effect

地震波到达结构各支承点时间不同，导致各支承点所遭受的地震动激励具有相位差，即行波效应。

2.1.4 相干效应 coherency loss effect

地震波在不均匀场地介质中的反射和折射导致在传播过程中不同位置上的叠加方式不同，由此产生的各个支承点处地震动的不一致性，即相干效应。

2.1.5 局部场地效应 local site effect

长大结构不同支承点处的场地特性不同，各场地对于地震动的放大及滤波效应也不尽相同，最终导致结构各个支承点处地震动的幅值和频率成分存在显著差异，即局部场地效应。

2.1.6 视波速 apparent wave velocity

地震波传播速度在水平方向的投影，通常宜采用剪切波速与其入射角度余弦值之比计算。视波速与地震波在基岩以及土层中的传播速度、入射角度以及地震波类型有关。

2.1.7 地震动相干函数 ground motion coherency loss function

用于描述两个不同位置处的地震动在各离散频率处相关程度的函数。

2.1.8 场地传递函数 site transfer function

场地对地震动传播所导致的场地表面或内部的地震动幅值与基岩处地震动幅值在频域内的比值。

2.1.9 场地动力刚度矩阵 site dynamic stiffness matrix

用于描述地震波激励下某一介质层（如土层或水层）上下表面位移幅值和荷载幅值关系的矩阵。

2.1.9地震动功率谱密度函数 power spectral density function of ground motions

用于描述地震动在单位频带内的信号功率，表示了其能量成分随着频率的变化情况。

2.1.10 基岩场地 base rock site

土层覆盖下基岩处场地。

2.1.11 非一致多层土场地 non-uniform multi-layered site

由基岩和多个土层构成且各个位置处土层高度存在差异的场地。

2.1.12 水下场地 underwater site

由基岩、水下土层和上覆水层构成的场地。

2.1.13 时域计算方法 time domain method

采用多点地震动时程作为输入，通过逐步积分法对结构动力平衡方程进行求解，最终获取结构反应时程的方法，用于计算结构的线性和非线性反应。

2.1.14 频域计算方法frequency domain method

采用功率谱和相干函数作为输入，求解在离散频域结构反应幅值的计算方法，用于计算结构的线性反应。

2.1.15 大刚度法 large stiffness method

在长大结构支座处设置一个非真实的大刚度弹簧，并释放原支座处的约束，通过支座处恢复力来近似支座在地震作用下的强迫运动，以计算长大结构在多点地震动激励下地震反应的方法。

2.1.16 大质量法 large mass method

在长大结构支座处设置一个非真实的大集中质量，并释放原支座处的约束，通过在大质量点处输入地震动加速度，以计算长大结构在多点地震动激励下地震反应的方法。

2.1.17 地震模拟振动台试验 earthquake shaking table test

通过振动台台面对试验模型输入地面运动，模拟地震对试验模型作用的抗震试验。

2.1.18 地震模拟振动台台阵 shaking table array

由不少于2个地震模拟振动台构成的振动台试验系统。

2.1.19 水下振动台试验 underwater shaking table test

通过水下振动台台面对试验模型输入地面运动，模拟涉水试验模型在地震和水体共同作用下的抗震试验。

2.1.20 相似系数 similarity coefficient

模型结构与原型结构同一物理量相对应的比值。

2.1.21 几何缩尺比 geometric scale factor

模型结构与原型结构的几何尺寸比。

2.1.22 协调相似律 coordinative similitude law

水下振动台试验设计中水动力缩尺比与结构惯性力缩尺比协调一致。

## 2.2 符号

*aj*(*ω*)——点*j*处地震动幅值放大因子

*Bjm*(*ωn*)——地震动在第*n*个离散频率处的幅值

*C*——结构体系中非约束自由度的阻尼矩阵

*Cg*——支承点约束自由度的阻尼矩阵

*Csg*——非约束自由度与支承点约束自由度相耦合的阻尼矩阵

*Cp\**——考虑阻尼效应的水层*P*波波速

*cj*(*ω*)——点*j*处地震动相位调整因子

*d*——长大结构两个支承点间的水平距离

*dkj*——场地点*k*和点*j*所对应的基岩点*k*和点*j*之间的距离

*dw*——水层厚度

*f*——频率的缩尺比

*fj*(*ω*)——基岩处地震动傅里叶谱

*fg*——*Tajimi-Kanai*功率谱密度函数的卓越频率

*ff*——高通滤波器的卓越频率

*G*——土骨架的剪切模量

*G\** ——考虑阻尼效应的水体积模量

*gg*——*Tajimi-Kanai*功率谱密度函数的阻尼比

*gf*——高通滤波器的阻尼比

*Hj*(i*ω*)——点*j*处场地传递函数

*Hj*(i*ω*)——点*k*处场地传递函数

*H\*j*(i*ω*)——点*j*处场地传递函数的复数共轭

*h*——土层厚度

*hA*——场地*A*的覆盖层厚度

*hAi*——场地*A*第*i*层的厚度

*hB*——场地*B*的覆盖层厚度

*hbi*——场地*B*第*i*层的厚度

K——结构体系中非约束自由度的刚度矩阵

*KSH*——平面外*SH*波的动力刚度矩阵

*KP-SV*——平面内*P-SV*波的动力刚度矩阵

*Kg*——支承点约束自由度的刚度矩阵

*Ksg*——非约束自由度与支承点约束自由度相耦合的刚度矩阵

*Kb*——土骨架的体积模量

*Kf*——孔隙流体的体积模量

*Ks*——土颗粒体积模量

*Kw*——孔隙水的体积模量

*KWP*——水层的动力刚度矩阵

*k*——波数

*l*——几何尺寸的缩尺比

*lx*——水层中P波的入射角*θp*的余弦值

*M*——结构体系中非约束自由度的质量矩阵

*M*——孔隙流体压缩性相关系数

*Mg*——支承点约束自由度的质量矩阵

*Msg*——非约束自由度与支承点约束自由度相耦合的质量矩阵

*m*——模型多点地震动模拟中相干函数的系数

*n*——离散频率序号

*n*——土体孔隙率

*PE*——有效地震力向量

*Pg*——地震作用下基础对支承点的作用力

*PP-SV*——平面内*P-SV*波激励产生的荷载幅值向量

*PSH*——平面外*SH*波激励产生的荷载幅值向量

*Pss*——作用在非约束自由度的外力向量（地震作用情况下***P***ss=**0**）

*p*——概率系数

*pa*——土体绝对孔隙水压力

*R*——影响矩阵

*R*1*、R*2——水层顶部与底部的荷载幅值

*RSA*(*ω*)——地震加速度反应谱

*rjk*(i*ω*)——两点之间的地震动相干函数

*rjk*(*ω*)——相位谱（表征地震动行波效应对相干函数的影响）

*|rjk*(*ω*)|——迟滞相干函数

*S*(*ω*)——功率谱密度函数

*S*(i*ω*)——多个模拟点处地震动功率谱密度函数矩阵

*S*0——基于白噪声模型假定的基岩功率谱密度

*Sb*(*ω*)——基岩自由表面地震动的功率谱密度函数

*Sjj*(*ω*)——*j点*地震动自功率谱密度函数

*Skk*(*ω*)——*k*点地震动自功率谱密度函数

*Skj*(*ωn*)——基岩点*k*和*j*之间的互功率谱密度函数

*Skj* (*ω*)——长大结构两个支承点*k*和点*j*之间的互功率谱密度函数

*Sj-g*(*ω*)——场地表面地震动的自功率谱

*sr*——土体饱和度

*td*——地震动到达长大结构不同支承点处的时间差

*Ts*——模拟地震动地持续时间

*Uj*(i*ωn*)——在频域内生成的点*j*处的地震动

*uj*(*t*)——点*j*处模拟生成的平稳地震动加速度时程

、和——非约束自由度的绝对速度、加速度和位移向量

、和——支承点处约束自由度的绝对速度、加速度和位移向量

*u*——非约束自由度由于惯性作用引起的动力位移

*ups*——支承点运动引起的拟静力位移

*uz1*——水层顶部与底部的位移幅值

*vapp*——视波速

*vapp-br*——基岩的视波速

*vapp-m*——模型多点地震动模拟中所需设定的视波速

*vapp-p*——对应于原型结构的视波速

*vs*——场地的剪切波速

*vsA*——场地*A*的剪切波速

*vsAi*——场地*A*第*i*层的剪切波速

*vsB*——场地*B*的剪切波速

*vsBi*——场地*B*第*i*层的剪切波速

*wj*——点*j*处模拟生成的非平稳地震动加速度时程

*XP-SV*——平面内*P-SV*波激励产生的位移幅值向量

*XSH*——平面外*SH*波激励产生的位移幅值向量

Δ*ω*——频率间隔

——角频率

*ωN*——上限截止频率

*ωn*——第*n*个离散频率

*ζ*(*t*)——地震动的形状函数

*ν'——*土骨架的泊松比

*λ——*土骨架的拉梅常数

*λl*——几何尺寸的缩尺比；

*λf*——频率的缩尺比；

*ξ*——阻尼比

*αm*——模型多点地震动模拟中相干函数的系数；

*αp*——原型结构相干函数的系数。

Re[*Sjk*(*iω*)]——*Sjk(iω)*的实部；

Im[*Sjk*(*iω*)]——*Sjk(iω)*的虚部；

——点*j*处地震动相位调整因子。

## 2.3 参考标准

1《建筑抗震设计规范》 GB 50011

2《普通混凝土力学性能试验方法标准》 GB/T 50081

3《金属材料拉伸试验第 1 部分： 室温试验方法》 GB/T 228. 1

4《建筑抗震试验标准规程》 JGJ/T 101-2015

5《公路桥梁抗震设计规范》JTG/T 2231-01-2020

# 3. 地震动空间变化

## 3.1 一般规定

3.1.1 长大结构地震动输入的空间差异应主要考虑不同支承点处地震动的行波效应、相干效应和局部场地效应。

3.1.2 衡量长大结构地震动空间差异性程度应重点考虑地震震源、传播路径、场地条件和结构支承点间距离等因素。

3.1.3 确定地震动空间差异性指标时，场地土勘测、土层参数确定以及场地类型划分应符合国家和行业现行相关规范或标准的规定。

3.1.4 为准确描述地震动空间差异性，应针对所研究具体结构的尺寸、几何形状、以及场地和结构本身的振动特性，合理选择行波效应、相干效应和局部场地效应模型。

3.1.5 具有下述情况之一，宜考虑地震动的空间效应：

1 长大结构穿越不同场地土或跨越断层；

2 长大结构处于陆地-水等不同的环境介质；

3 结构平面投影跨度大于120m，或长度大于300m，或悬臂大于40m；

4 多点地震动作用下可能发生异相振动的长大结构，以及刚度较大的长大结构。

## 3.2 行波效应

3.2.1对于平整均匀场地，地震波到达不同支承点处的时间差应按下式计算：

 (3.2.1-1)

式中： ——地震动到达长大结构不同支承点处的时间差（s）；

——长大结构两个支承点间的水平距离（m）；

——视波速(m/s)。

视波速宜采用场地剪切波速，其取值按下式计算：

*vapp=vs/cosθ* (3.2.1-2)

式中：*vs*——场地的剪切波速(m/s)。

3.2.2对于非平整或非均匀场地，两点之间行波效应的时间差按下式计算：

 (3.2.2-1)

式中： 、——场地A和B处地震波从基岩传播至场地表面的时间（s）；

——基岩的视波速(m/s)。

其中，对单层场地：

,  (3.2.2-2)

对多层场地：

,  (3.2.2-3)

式中： *vsA*，*vsB*——场地A和B的剪切波速(m/s)；

*vsAi，vsBi*——场地A和B第*i*层的剪切波速(m/s)；

*h*——土层厚度（m）；

*hA*，*hB*——场地A和B的覆盖层厚度（m）；

*hAi，hBi*——场地A和B第*i*层的厚度（m）。

## 3.3 相干效应

3.3.1 多点地震动相干函数模型可选用经验模型、半经验模型或理论模型。

3.3.2 地震动相干效应引起的多点地震动相干损失函数按下式计算：

 (3.3.2)

式中： ——角频率（rad）；

*γjk* (*iω*,*djk*)——两点之间的地震动相干函数；

*Sjj*(*ω*)——*j*点地震动自功率谱密度函数；

*Skk*(*ω*)——*k*点地震动自功率谱密度函数。

3.3.3 多点地震动相干损失函数按下列公式计算：

 (3.3.3-1)

 (3.3.3-2)

式中：*γjk* (*iω*,*djk*)——两点之间的地震动相干函数，|*γ jk*(*iω*，*d*)|的取值应在[0, 1]区间；

*Sjj*(*ω*)——*j*点地震动自功率谱密度函数；

*Skk*(*ω*)——*k*点地震动自功率谱密度函数；

|*γ jk*(*iω*)|——迟滞相干函数；

*θ jk*(*ω*)——相位谱。

3.3.4 当场地无可靠的相干函数模型可供选取时，可取完全相干和完全不相干的两种极端相干条件，确定多点地震动相干性对结构反应的影响范围。

3.3.5 应校核多点地震动相干函数基本特征， |*γ jk*(*iω,d*)| 应符合随两点间距离增大而减小，也随频率的增大而减小的趋势。

3.3.6进行多点地震动模拟和结构反应计算时，应根据结构所处的场地类型选取相干函数模型。

3.3.7评估长大结构在多点地震动作用下的性能，宜适当考虑相干函数不确定性的影响。

## 3.4 水平层状场地及其局部场地效应

3.4.1评估地震动的局部场地效应时，宜通过地质勘测技术确定场地分层情况和土体的各项关键力学性能参数，科学合理地考虑场地空间差异对地震波传播的影响。

3.4.2 陆地场地的剖面形式宜划分为基岩和单/多层土，涉水场地的剖面形式宜划分为基岩、单/多层土和水层。

3.4.3 基岩自由表面地震动的功率谱*Sb*(*ω*)宜采用Ruiz与Penzien修正的Tajimi-Kanai模型进行模拟，按下式计算：

 (3.4.3)

式中：*Sb*(*ω*)——基岩自由表面地震动的功率谱密度函数；

*S*0——基于白噪声模型假定的基岩功率谱密度；

——角频率（rad/s）；

*ωg*——*Tajimi-Kana*i功率谱密度函数的卓越频率（rad/s）；

*ξg*——*Tajimi-Kanai*功率谱密度函数的阻尼比；

*ωf*——高通滤波器的卓越频率（rad/s）；

*ξf*——高通滤波器的阻尼比。

3.4.4基岩自由表面地震动，宜采用工程场地地震安全性评价得到的场地地震动功率谱，或规范、标准规定的基岩场地反应谱计算。

3.4.5 采用场地的地震反应谱计算基岩地震动时，相应的基岩地震动功率谱宜按下式计算：

 (3.4.5)

式中：

*Sb*(*ω*)——基岩自由表面地震动的功率谱密度函数；

*ξ*——阻尼比；

——角频率(rad)；

*Ts*——模拟地震动地持续时间(s)；

*RSA*(*ω*)——地震加速度反应谱；

*p*——概率系数，概率系数*p*不宜小于0.85。

3.4.6 场地表面地震动的自功率谱宜由基岩表面地震动功率谱和传递函数按下式计算：

 (3.4.6)

式中：——场地表面地震动的自功率谱；



——点*j*′处场地传递函数。



3.4.7 长大结构任意两个支承点*k*′和点*j*′之间的互功率谱密度函数应由下列公式计算：

 (3.4.7-1)

 (3.4.7-2)

式中：——长大结构两个支承点*k*′和点*j*′之间的互功率谱密度函数；

*Hk*′(*iω*)——点*k*′处场地传递函数；

*Hj*′\*(*iω*)——点*j*′处场地传递函数的复数共轭；

*Skj*(*iω*,*dkj*)——基岩点*k*和*j*之间的互功率谱密度函数。

3.4.8 任意多层土陆地/涉水场地的传递函数宜由以下步骤计算得出：

1 确定场地分层情况，获取各层介质的关键参数，如基岩和土体的厚度、剪切模量、密度、泊松比和阻尼比等；

2平面外SH波和平面内P-SV波激励下的场地动力平衡方程按下式计算：

 ， (3.4.8)

式中： ***X***SH、***P***SH——平面外SH波激励产生的位移和荷载幅值向量（m、N）；

***X***P-SV、***P***P-SV——平面内P-SV波激励产生的位移和荷载幅值向量（m、N）；

***K***SH、***K***P-SV——平面外SH波和平面内P-SV波的动力刚度矩阵（N/m）。

3 计算场地内各层介质的单元动力刚度矩阵，应根据场地分层情况组合成场地的整体动力刚度矩阵；

4 将场地整体动力刚度矩阵代入本标准公式（3.4.8），求解各层土表面地震动位移幅值和基岩自由表面地震动位移幅值之比，获取相应位置处的场地传递函数，量化不同频率场地对地震动的传播效应。

## 3.5 复杂地形地质条件的影响

3.5.1当长大结构建于不规则地形上时，应考虑地形条件对地震动参数的放大作用；地形放大系数应根据具体情况确定，对于山峰、山脊、陡坡等凸起地形，放大系数宜取1.2~1.4；对于河谷、峡谷等凹陷地形，宜根据半圆形、V形、U形等凹陷形态的地震波传播理论进行简化分析。

3.5.2对于不满足3.4.2条简化条件的沉积河谷/盆地、地下夹杂或裂隙（群）、起伏地形等局部场地，传递函数宜进一步考虑局部场地对地震波的散射效应，由以下步骤计算得出：

1 确定局部场条件，获取各域介质关键参数，如基岩和土体的厚度、剪切模量、密度、泊松比和阻尼比、地表高程分布、各层介质几何形状等；

2 根据实际地质情况建立局部场地二维或三维计算模型，采用数值法求解平面外SH波和平面内P-SV波激励下局部场地地表地震动位移幅值谱：

3 计算局部场地地表地震动位移幅值和基岩自由表面地震动位移幅值之比，获取相应位置处的地震动传递函数，量化不同频率段局部场地对地震波的散射效应。

3.5.3典型峡谷或凹陷地形对地震波的散射宜采用基于波动理论建立计算模型，运用有限元、有限差分、边界元等数值法进行求解，最终得到包含幅值放大因子和相位调整因子的地形效应地震动传递函数。地形各点处的地震动傅里叶谱宜由基岩处地震动傅里叶谱和传递函数按下式计算：

 (3.5.3)

式中：——点*j*处地震动功率谱；

——基岩处地震动傅里叶谱；

——点*j*处地震动幅值放大因子；

*θ j*(*ω*)——相位谱。

# 4.多点地震动模拟方法

## 4.1 一般规定

4.1.1 多点地震动模拟宜对长大结构各个支承点处的局部场地条件进行地质勘测，得出场地的基本构成和各层土体的基本物理参数。

4.1.2 多点地震动模拟应综合考虑结构支承点距离、场地条件以及结构与场地连接形式。应根据实际情况确定场地视波速，并选取合适的地震动空间变化相干模型。

4.1.3 多点地震动的人工模拟时，宜将SH波引起的平面外水平向地震动和P-SV组合波引起的平面内水平向和竖向地震动作为地震动在直角坐标系*x*，*y*，*z*三个方向的分量。

4.1.4 长大结构不同支承点的位置处宜采用相同的基岩自由表面地震动谱函数。

4.1.5 人工模拟得出的多点地震动宜进行调幅处理，应符合国家和行业现行相关规范或标准规定的地震动强度目标值。

4.1.6 人工模拟得出的多点地震动的功率谱或反应谱，应与所定义的目标谱基本吻合，且不小于目标谱的90%。

4.1.7 人工模拟得出的多点地震动之间的相干函数，应与所定义的目标函数基本吻合, 主相位差应与所定义的多点地震动之间的时间差吻合。

## 4.2 基岩或平整场地多点地震动模拟

4.2.1对于某一包含*n*个模拟点的基岩或平整场地，地震动功率谱密度函数矩阵**S**(*iω*)按下列公式计算：

 (4.2.1-1)

 (4.2.1-2)

 (4.2.1-3)

式中：**S**(*iω*) ——多个模拟点处地震动功率谱密度函数矩阵；

*Sb*(*ω*)——基岩自由表面地震动的功率谱密度函数；

*γ jk*(*iω*)——迟滞相干函数。

4.2.2 多个模拟点处的地震动功率谱密度函数矩阵*S*(*iω*)应为对称正定矩阵，宜通过乔勒斯基(Cholesky)分解方法、特征正交分解方法和开方分解方法进行矩阵分解，表示为复数矩阵*L*(*iω*)及其Hermitian矩阵*LH*(*iω*)相乘的形式，按下式计算；

 (4.2.2-1)

当采用乔勒斯基(Cholesky)分解方法时，矩阵*L*(*iω*)中的各项按下列公式计算：

 (4.2.2-2)

 (4.2.2-3)

式中：S(*iω*) ——多个模拟点处地震动功率谱密度函数矩阵；

*Sjj*(*ω*)——*j*点地震动自功率谱密度函数；

*Skk*(*ω*)——*k*点地震动自功率谱密度函数；

*L*(*iω*) —— 复数矩阵；

*LH*(*iω*) ——Hermitian矩阵；

4.2.3在频域内生成点*j*处的地震动*Uj* (*iωr*)，采用快速傅里叶变换方法，按下列公式计算：

, *r*=1, 2, ···, *R* (4.2.3-1)

 (4.2.3-2)

 (4.2.3-3)

式中：*Uj (iωn)* ——在频域内生成的点*j*处的地震动（*ωn =nΔω*）；

*Bjm(ωn)*——地震动在第*n*个离散频率处的幅值（*m/s2*）；

*αjm(ωn)—*—地震动在第*n*个离散频率处的相位角（*rad*）；

Δ*ω*——频率间隔*(rad/s)*；

*ωN*——上限截止频率*(rad/s)*；

*φmn*(*ω*)——均匀分布于[0, 2π]区间内的随机相位角（*rad*）；

4.2.4 生成*Uj* (*iωr*)之后，应采用傅里叶逆变换方法将其转换至时域内，模拟得出点*j*处的平稳地震动加速度时程*uj* (*t*)。

4.2.5 为获得非平稳的地震动加速度时程，可将模拟得出的平稳地震动加速度时程乘以一个以时间为变量的形状函数，按下式计算：

 (4.2.5)

式中：*uj* (*t*)——点*j*处模拟生成的平稳地震动加速度时程（m/s2）；

*wj* (*t*)——点*j*处模拟生成的非平稳地震动加速度时程（m/s2）；

*ζ*(*t*)——地震动的形状函数。

4.2.6 宜对生成的非平稳加速度时程进行二次积分处理，通过滤波技术在频域内滤除地震动中不合理的长周期成分，并对地震动位移时程进行零线调整和末值归零处理。

## 4.3 非一致多层土场地多点地震动模拟

4.3.1 对于非一致多层土场地，可通过第3.4.8条介绍的传递函数方法，计算不同模拟点处地震动的局部场地传播效应。

4.3.2 多孔土体的泊松比*ν*和P波传播速度*Vp*可按下列公式计算：

 (4.3.2-1)

 (4.3.2-2)

， (4.3.2-3)

 (4.3.2-4)

 (4.3.2-5)

式中：*ν'——*土骨架的泊松比；

*λ——*土骨架的拉梅常数（*Pa*）；

*G*——土骨架的剪切模量（ *MPa*）；

*ρ*——含水土体的密度（*kg/m³*）；

*n*——土体孔隙率；

*ρs*——土颗粒密度（*kg/m³*）；

*ρf* ——孔隙流体的密度（*kg/m³*）；

*α*——土颗粒压缩性相关系数；

*M*——孔隙流体压缩性相关系数；

*Ks*——土颗粒体积模量（*Pa*）；

*Kb*——土骨架的体积模量（*Pa*）；

*Kf*——孔隙流体的体积模量（*Pa*）；

*Kw*——孔隙水的体积模量（*Pa*）；

*Sr*——土体饱和度；

*pa*——土体绝对孔隙水压力（*Pa*）。

4.3.3宜将式(4.3.2-1)至式(4.3.2-5)计算得出的参数代入到场地各土层的单元动力刚度矩阵中，组合成各个模拟点所在场地的整体动力刚度矩阵，求解得出考虑土孔隙率和地下水影响的场地传递函数；随后选定地震动相干函数，根据第3.4.5条和第3.4.6条规定的方法计算模拟点处的自功率谱密度函数和互功率谱密度函数，进而组合得出非一致多层土场地多个模拟点处的地震动功率谱密度函数矩阵*S*(*iω*)。

4.3.4 建立非一致多层土场地多个模拟点处的地震动功率谱密度函数矩阵后，宜基于第4.2.2至4.2.6条中规定的流程，对非一致多层土场地的多点地震动加速度、速度和位移时程进行模拟。

## 4.4 涉水场地多点地震动模拟

4.4.1对于涉水桥梁、隧道和管线等长大结构进行抗震分析与设计时，宜采用涉水场地的多点地震动计算结构的反应。

4.4.2 对于涉水工程场地，宜根据实际地质情况建立由水层、多层水下土层以及基岩构成的分层场地。

4.4.3宜忽略水的黏性并将其视为不能承受剪应力的理想流体。

4.4.4 在简谐平面P波激励下，水层动力刚度矩阵可按下式计算：

 (4.4.4)

式中： ***K****W P*——水层的动力刚度矩阵（N/m）；

*R1*、*R2*——水层顶部与底部的荷载幅值（N）；

*uz1*、*uz2*——水层顶部与底部的位移幅值（m）；

*dw*——水层厚度（m）

——角频率（rad/s）；

*lx*——水层中P波的入射角*θp*的余弦值

*Cp\**——考虑阻尼效应的水层*P*波波速（m/s）；

*k*——波数；

*G*——土骨架的剪切模量（Pa）。

4.4.5 涉水场地的整体动力刚度矩阵宜通过将水层单元动力刚度矩阵和水下土层以及基岩的单元动力刚度矩阵相组合得出；通过第3.4.8条规定的方法计算得出涉水场地传递函数。

4.4.6选定基岩地震动相干函数，宜根据本标准第3.4.6条和3.4.7条规定的方法计算模拟点处的自功率谱密度函数和互功率谱密度函数，得出涉水场地多个模拟点处的地震动功率谱密度函数矩阵*S*(*iω*)；宜根据本标准第4.2.2至4.2.6条中规定的流程，对涉水场地的多点地震动加速度、速度和位移时程进行模拟。

4.4.7对于由平面外SH波传播导致的涉水场地水平向地震动，宜不考虑水层和土体孔隙水对地震动传播效应的影响；对于由平面内P波和SV波传播导致的涉水场地水平向和竖向地震动，应考虑上覆水层和土层孔隙水对地震动传播效应的影响。

**4.5 非水平成层场地多点地震动模拟**

4.5.1 对于含地表起伏地形、横向不均匀介质的非水平成层场地，宜通过第3.5节中介绍的传递函数方法，计算不同模拟点处地震动的局部场地传播效应。

4.5.2非水平成层场地对P波、SV波的散射引起波型转换，由于波型转换产生的地表位移幅值较小，在建立地震动传递函数时宜考虑地表主方向位移幅值，宜忽略场地次方向位移幅值。

4.5.3 若非水平成层场地存在固液两相介质、介质强非线性特性等，在建立地震动传递函数时，宜根据实际地质情况适当考虑。

4.5.4选定基岩地震动相干函数，根据3.4.5条和3.4.6条规定的方法计算模拟点处的自功率谱密度函数和互功率谱密度函数，进而组合得出非水平成层场地多个模拟点处的地震动功率谱密度函数矩阵*S*(*iω*)。

4.5.5 根据4.2.2至4.2.6条的规定流程，对非水平成层场地的多点地震动加速度、速度和位移时程进行模拟。

## 4.6 场地内部多点地震动模拟

4.6.1对于采用大型深桩基础支承的长大结构、以及埋置于场地内部的隧道和管道等，在进行抗震设计与分析时，宜考虑地震动在场地内部的传播效应、采用场地内部多点地震动计算结构的反应。

4.6.2 陆地或涉水场地内部多点地震动的人工模拟宜通过以下步骤实现：

1按照目标模拟点位置，将场地土划分为若干土层；若模拟涉水场地的地震动，还应包括1个水层；

2 计算陆地或涉水场地各个土层及水层的单元动力刚度矩阵；

3组装场地整体动力刚度矩阵，求解场地内部目标模拟点处的传递函数，选取合适的基岩地震动相干函数，生成多个模拟点处场地地震动功率谱密度函数矩阵*S*(*iω*)；

4基于本标准第4.2.2至4.2.6条规定的流程，模拟得出陆地/涉水场地内部多点地震动。

## 4.7 基于反应谱的多点地震动模拟

4.7.1 以反应谱为目标谱模拟多点地震动，宜采用式(3.4.5)将地震动加速度反应谱与功率谱密度函数进行转换，选取地震动相干函数，建立多个模拟点处场地地震动功率谱密度函数矩阵*S*(*iω*)，应基于第4.2.2至4.2.6条规定的流程模拟得出与目标反应谱相吻合的多点地震动。

4.7.2 对于覆盖层简单、一致的水平场地，宜选取该场地所对应的地震动反应谱为目标谱对多点地震动进行模拟，所选取的目标反应谱应符合国家和行业现行相关规范或标准的规定。

4.7.3对于覆盖层复杂、不规则的场地，应根据实际情况建立分层场地模型，可采用本标准公式(3.4.5)将基岩场地反应谱转化为对应的功率谱，然后对场地的传递函数进行求解并选用合理的相干函数模型，最后建立该场地的多点地震动互功率谱矩阵*S*(*iω*)，模拟得出基于地震动反应谱的多点地震动。

**4.8 跨断层多点地震动模拟**

4.8.1对于跨断层桥梁、隧道和管线等长大结构进行抗震分析与设计时，宜采用跨断层多点地震动计算结构的反应。

4.8.2 跨断层多点地震动的模拟应重点考虑滑冲效应引起的地面永久位移。包含地面永久位移的跨断层地震动宜采用近断层地震动叠加地面永久位移的方法获得，其中地面永久位移的大小可根据震级与断层滑动的统计关系确定。

4.8.3对于跨走滑断层，在平行于断层滑动方向上的地震动分量，断层两侧宜采用波形相同，方向相反的多点地震动激励；在垂直于断层滑动方向上的地震动分量，断层两侧宜采用一致激励。

4.8.4对于跨倾滑断层，地震动受断层几何特性影响显著，宜采用基于断层物理模型的地震动混合模拟方法进行模拟，其中低频成分采用确定性方法模拟，以反映断层破裂及滑动过程的影响；高频成分可采用第4.2至4.7节进行模拟，也可采用有限断层随机性方法模拟。

# 5. 长大结构多点地震反应分析方法

## 5.1 一般规定

5.1.1多点地震动作用下长大结构的反应宜通过频域方法或时域方法进行求解，其中，线弹性反应宜在频域内求解，非线性反应宜在时域内求解。

5.1.2 长大结构多点地震反应计算中结构分析模型应满足精度要求，场地类别划分、设防烈度以及相关计算原则等应符合国家和行业现行相关规范或标准的规定。

5.1.3 采用时程分析法时，宜在两个水平方向与一个竖向方向对结构同时施加多点地震动。对于陆地场地，基岩竖向地震动的幅值应取为基岩水平向地震动的65%；对于涉水场地，基岩竖向地震动的幅值宜取为基岩水平向地震动的50%至65%。

5.1.4对于跨越多种场地类型的长大结构，应根据实际场地情况考虑局部场地效应的影响。

5.1.5 对于长大结构，宜考虑场地视波速和多点地震动相干效应的不确定性，验算不同视波速和相干效应下多点地震动的影响，并选取引起最不利结构反应的多点地震动相干模型进行结构分析设计。

## 5.2 简化分析方法

5.2.1对于基本周期小于2.0秒的地上长大结构，宜采用以下步骤计算地震反应：

1使用单一反应谱来计算结构的动力反应；

2 依据场地类型和结构模型生成同相位变幅值的地面位移集合A′；

3 基于位移集合A′求得拟静力反应A；

4 依据场地类型和结构模型生成异相位同幅值的地面位移集合B′；

5 基于位移集合B′求得拟静力反应B；

6对每个水平方向，将第3和5款中的拟静力反应A和B与第1款中的动力反应通过SRSS规则结合，获取结构在多点地震动作用下的反应。

具体计算步骤和算例见附录A。

5.2.2对于基本周期大于2.0秒的地上长大结构，宜采用以下步骤计算地震反应：

1 使用单一反应谱来计算结构的动力反应；

2 依据场地类型和结构模型生成地面位移集合C′；

3 基于地面位移集合C′求得拟静力反应C；

4 对每个水平方向，将第3款中的拟静力反应C与第1款中的动力反应通过SRSS或CQC规则结合，获取结构在多点地震动作用下的反应。

具体计算步骤和算例见附录B。

5.2.3 处于均质分布地层中的隧道结构，宜将其简化为弹性地基梁，采用附录C中的方法进行纵向地震反应计算。

5.2.4 当隧道穿越非均匀分布的地层，或处于纵向变化较大的陡坡、曲线半径较小等条件复杂的地段，或隧道与联络通道、工作井、通风井等结构的连接部位，宜采用动力时程分析方法进行纵向非一致地震反应分析。隧道所在位置的地层位移宜通过自由场的地震时程反应分析确定与地层强制位移相应的结构动内力。

## 5.3 时域分析方法

5.3.1将结构体系的所有节点分为上部结构非约束节点和支承点约束节点，结构体系自由度分为上部结构体系非约束自由度和支承点约束自由度，在时域内建立如下的结构动力平衡方程，按下式计算：

 (5.3.1)

式中：***M***、***C***、***K***——结构体系中非约束自由度的质量、阻尼和刚度矩阵（kg 、N・s/m、N/m）；

***M***g、***C***g、***K***g——支承点约束自由度的质量、阻尼和刚度矩阵（kg 、N・s/m、N/m）；

***M****s*g、***C****s*g、***K****s*g——非约束自由度与支承点约束自由度相耦合的质量、阻尼和刚度矩阵（kg 、N・s/m、N/m）。

5.3.2将结构的位移反应分成拟静力位移和动力位移两个部分，对长大结构多点地震反应进行求解，按下式计算：

 (5.3.2)

式中：***u***ps——支承点运动引起的拟静力位移(m)；

***u***——非约束自由度由于惯性作用引起的动力位移(m)。

5.3.3将本标准公式（5.3.1）的动力平衡方程简化按下式计算，

 (5.3.3)

式中：***M****s*g、***C****s*g、***K****s*g——非约束自由度与支承点约束自由度相耦合的质量、阻尼和刚度矩阵（kg 、N・s/m、N/m）。

给定支承点的加速度和速度之后，在时域内求解长大结构体系在多点地震激励作用下的位移、速度和加速度反应。

5.3.4当采用多点地震动位移输入时，应采用大刚度法分析长大结构多点地震反应；当采用多点地震动加速度输入时，应采用大质量法分析长大结构多点地震反应。

5.3.5 当计算模型采用集中质量模型且忽略阻尼力项时，采用位移输入法在时域内求解长大结构在多点地震激励下的绝对位移反应，其动力平衡方程按下式计算：

 (5.3.5-1) 式中：——非约束自由度的绝对加速度(m/s²)；

——非约束自由度的速度（m/s)；

——非约束自由度的位移向量(m)；

——支承点处约束自由度的位移向量(m)。

当上部结构采用集中质量模型时，按下式计算

 (5.3.5-2)

式中：***M****s*g——非约束自由度与支承点约束自由度相耦合的质量（kg）。

结构与支承点的阻尼耦合作用可忽略时，按下式计算

 (5.3.5-3)

式中: ***C****s*g——非约束自由度与支承点约束自由度相耦合的阻尼(N・s/m)。

宜采用加速度输入根据本标准公式(5.3.5-2)对长大结构的动力位移（u）反应进行求解；结构的总位移反应由动力位移加上拟静力位移反应（***ups***）按下列公式计算

***uss****=****u****+****ups***=***u****+****Rug*** (5.3.5-4)

 (5.3.5-5)

式中：——非约束自由度的位移向量 (m)；

***u***ps——支承点运动引起的拟静力位移(m)；

***u***——非约束自由度由于惯性作用引起的动力位移(m)。

5.3.6已知空间地震动位移数据的情况下，宜采用大刚度法对长大结构多点地震激励反应总位移直接进行求解，使支承点基础处的位移和地震动输入的位移近似等效，按下式计算

***u***gg≈***u***g (5.3.6)

在时域内求解动力平衡方程本标准公式(5.3.5-1)，获取多点地震动激励下长大结构的反应。

5.3.7已知空间地震动加速度数据的情况下，宜采用大质量法进行多点地震激励下长大结构反应计算，使支承点基础的加速度和地震动输入的加速度近似等效，在时域内求解动力平衡方程本标准公式(5.3.5-5)，获取多点地震动激励下长大结构的反应。

## 5.4 频域计算方法

5.4.1 多点地震激励下长大结构在频域内的地震反应宜采用以下基本步骤计算：

1 根据结构形式，计算结构的质量、刚度及阻尼矩阵，列出结构的动力平衡方程；

2 推导结构位移、相对位移等结构反应的时域表达形式；

3 将时域内结构反应的表达形式转化到频域内，并计算相应的功率谱密度函数；

4 根据得到的功率谱密度函数的表达式，计算相应的最大均值反应，分析不同参数对结构多点地震反应的影响。

5.4.2在考虑行波效应对长大结构地震反应的影响时，应考虑地震动到达结构不同支承点处的时间差，也应重点分析结构频率的影响。

5.4.3 当考虑局部场地效应时，应着重关注结构频率与场地前几阶自振频率相近、容易引发共振的结构反应；同时考虑地震波局部聚焦效应造成的地基差动影响。

5.4.4 当结构基本周期大于2.0秒时，应重点分析地震动行波效应的影响；当结构基本周期小于2.0秒时，应重点分析地震动相干效应的影响。

# 6. 多点地震动激励振动台台阵试验技术

## 6.1 一般规定

6.1.1长大结构多点振动台台阵试验的步骤应包括：试验目的确定、原型结构特性分析、模型设计与制作、多点地震动模拟、振动台台阵试验系统调试、多点振动台试验、试验数据处理与结果汇总等。

6.1.2 多点振动台台阵试验的内容宜包括：

1 测试和研究长大结构的动力特性、动力反应、破坏模式以及抗震性能；

2分析多点地震动作用下长大结构整体和局部发生的叠加、耦合、放大、抵消等非一致和非对称反应以及相应的非典型破坏模式；

3确定长大结构最不利的多点地震动输入工况，完善长大结构抗震性能的评价方法，具体内容参见条文说明。

6.1.3试验模型的设计应考虑的要素主要有：

1地震模拟振动台台阵系统的试验能力；

2模型尺寸与台阵的振动台台面尺寸和各振动台间距离的匹配关系；

3试验过程中的试验模型质量、最大水平位移、最大水平速度、最大水平加速度、最大垂直位移、最大垂直速度、最大垂直加速度、工作频率以及最大倾覆力矩和偏心力矩等指标应控制在振动台性能额定参数的范围内，并在多点地震动试验之前核算台阵设备试验能力、考虑设备与试验模型之间的耦合动力效应；

4 对于涉水长大结构，应同时考虑水的影响。

6.1.4 在振动台台阵安装模型试件之前，应做相关安全检查和设备状态检查，包括供电系统检查、冷却系统检查、油源及管路系统检查、外置传感器信号检测及安全防护检查。空台情况下进行开机热机，检查油压、油温、液位、伺服阀信号、作动器力传感器和位移传感器信号、台面加速度信号和安全监控系统是否正常。

6.1.5试验模型安装及拆卸前，宜对模型安装及拆卸方案进行专项安全评审，确保安装及拆卸过程安全、稳妥、可靠。

6.1.6试验模型吊装时，模型与台面之间宜设置找平垫层，防止模型和台面碰撞受损。在试验模型安装时，应对安装螺栓用扭力扳手按照规定的力矩进行紧固。试验过程中，应及时检查试验模型与台面连接螺栓是否有松动。对于较高的模型宜通过相关保护装置防止其发生意外倒塌损坏设备。

6.1.7 模型安装完成后，根据试验目的及测试要求，布设相关测试传感器。传感器的布设应采用定制工装，确保安装连接有效可靠。

6.1.8 正式试验之前应进行预加载试验，进行振动台控制系统和测试系统的联调。预加载试验宜采用小幅值一致激励进行，如连续正弦波激励、白噪声激励和正弦波扫频激励，加速度幅值不宜超过0.1g；同时，应测量试验模型的基本动力特性及试验模型和振动台系统的传递函数。

6.1.9 多点地震动输入应按照模型进行模拟，行波效应和相干函数的相关参数应与原型结构相匹配；多点地震动输入的激励类型宜根据模型地震破坏敏感频带、采用加速度或位移；多点地震动输入的持续时间和时间间隔应按照模型缩尺比例进行调整，必要时根据目标地震动强度进行调幅，调幅时应以多点地震动加速度峰值平均值为准。

6.1.10对于跨越断层的多点地震动输入的激励宜采用位移-加速度混合输入方法，其中加速度输入控制地震动高频成分的精度，位移输入用于控制地面永久位移，并将两者进行叠加输入；跨断层地震动的幅值宜根据断层类型及破裂带两侧的地面运动特性确定。

6.1.11长大结构多点地震动激励振动台试验的加载工况应体现结构在多点地震动作用下的最不利反应和相应的破坏模式。

6.1.12长大结构多点地震动激励振动台试验的模型制作、加载工况、性能测试、数据采集和结构破坏观测等所有相关的技术流程均应符合现行的国家和行业相关规范或标准的规定。长大结构多点地震动激励振动台试验的测试方法与数据处理具体见附录D。

## 6.2 试验模型相似方法

6.2.1 长大结构多点振动台试验模型与原型结构应满足相似理论的要求，包括几何条件相似、物理特性相似、边界条件相似、质点动力平衡方程相似以及运动初始条件相似等。

6.2.2 长大结构振动台台阵试验模型应按照动力相似关系进行设计，在满足几何尺寸和材料相似的前提下，施加合理配重，宜在模型的重力相似、频率相似、加速度相似等方面取得平衡协调。

6.2.3长大结构振动台试验模型应采用方程式分析法或量纲分析法确定相似关系，当试验主要目的为研究长大结构在弹性阶段的性能时，宜采用与原型结构材料不一致的弹性材料制作弹性模型；当试验需要研究长大结构的弹塑性性能和真实破坏状态时，应采用与原型材料力学性能相似的材料制作弹塑性模型。对于试验模型所用材料，应通过标准力学性能试验测定其基本力学参数。

6.2.4 在弹塑性模型的制作中宜采用附加质量块的方法来提高模型材料密度；附加质量块应与模型稳固连接、但不影响模型刚度及地震反应；若因振动台承载能力受限，只能施加部分附加质量，宜采用实用弹塑性模型，并对台面输入地震动进行放大以满足惯性力等效。

6.2.5 对于重力效应很小且可以忽略的长大结构，缩尺模型设计中可忽略重力加速度的影响。

6.2.6水下振动台试验中除应满足无水振动台试验缩尺模型的相似关系外，还应满足协调相似律要求，即模型结构与原型结构的水动力相似比与重力、弹性力、惯性力和其他力的相似比协调一致。

6.2.7 当进行考虑土-结构动力相互作用影响的长大结构多点振动台阵试验时，宜采用土箱、弹簧等与土体动力性质相似的介质对模型结构进行约束。

6.2.8长大结构采用减隔震装置时，减隔震装置的缩尺比宜大于模型结构的缩尺比，并通过调整减隔震装置的数量和参数，宜使其总体力学性能参数与原型结构中减隔震装置的总体力学性能参数满足结构动力特性相似关系。

6.2.9多点地震动激励振动台试验应按照缩尺后的模型确定多点地震动的输入参数，按照时间相似率进行地震波的时间压缩处理和调幅。

6.2.10多点地震动模拟中模型的视波速与原结构视波速按下式计算：

  (6.2.10)

式中：*vapp-m*——模型多点地震动模拟中所需设定的视波速（m/s）；

*vapp-p*——对应于原型结构的视波速(m/s)；

*λl*——几何尺寸的缩尺比；

*λf*——频率的缩尺比。

6.2.11应保持长大结构多点振动台试验模型和原型所输入的多点地震动相干效应一致，多点地震动模拟中相干函数指数形式和模型与原结构相干函数的系数应按下列公式计算：

 (6.2.11-1)

 (6.2.11-2)

式中：*αm*——模型多点地震动模拟中相干函数的系数；

*αp*——原型结构相干函数的系数。

*λl*——几何尺寸的缩尺比；

*λf*——频率的缩尺比。

## 6.3 加载控制

6.3.1在正式试验之前，应合理设定振动台作动器的力和位移安全限值；在振动台开机之后，应对系统各项控制参数的安全限值进行检查，振动台台阵应具备较好的位移控制精度。作动器位移安全限值宜取输入地震动最大位移的1.25倍；作动器力安全限值宜取台面与模型总质量与输入加速度峰值乘积的1.5倍。

6.3.2 试验过程中，应检查台阵系统多点地震动输入的精度，检查多台面地震动和输入地震动相干函数是否存在跌落现象，关注模型与振动台系统是否存在共振频率点。如存在共振现象，宜通过地震波输入时的带阻滤波降低系统的共振效应。

6.3.3 进行小量级的白噪声加载时，应分析判断多台面反馈的加速度信号与输入的命令信号的吻合程度，关注多台输入和台面加速度信号的多重相干函数是否接近于1，同时检查同步触发采集系统信号是否正常。

6.3.4加载过程中应关注下列安全注意事项：

1 试验过程中应注意观察油源的油温、压力液位等主要参数；长时间的试验时，应查看是否发生漏油或存在其它异常状况。

2试验过程中应进行合理的加载操作；同时应协调好台面的加载、数据的采集和试验对象观察之间的顺序。

3试验过程中应观察试验模型以及质量块的连接固定情况，防止质量块飞出造成安全事故。

4在大加速度、大位移或大速度等大幅值地震波输入工况下，应优先采取保护加载设备和采集系统的相应安全措施；紧急情况下，应及时按下急停按钮，保护振动台系统安全。

5系统急停后应参照第6.1.5条的相关规定，进行及时全面的系统检查，确认系统安全后方可进行重启动操作；

6振动台控制系统和数据采集系统应采用接地连接，尽可能降低信号干扰。

6.3.5地震波一致激励下或多点激励下，各振动台应具有较好的波形再现精度。不采用迭代补偿时，各振动台的位移幅值差宜小于5%，加速度幅值误差宜小于10%，相干系数宜大于 85%；采用迭代补偿后，位移幅值误差宜小于 2%，加速度幅值误差宜小于 5%，相干系数宜大于 90%。

## 6.4 加载工况

6.4.1 设计长大结构多点振动台阵试验加载工况时，应重点考虑多点地震动激励所引起的结构最不利反应。

6.4.2 长大结构多点地震动激励振动台阵试验应符合附录E规定的基本流程。

6.4.3多次分级地震加载会导致结构模型出现损伤，应考虑合理设计加载工况，小幅值工况在前，大幅值工况在后，并在不同幅值工况间隔中应设置动力特性测试工况；试验中需对比一致和多点地震激励工况的地震反应时，应设定一致地震激励工况在前，多点地震激励工况在后。如累计损伤不可避免时，应考虑累计损伤效应对于不同加载阶段结构地震反应的影响。

6.4.4 当对比研究一致激励和多点激励对于长大结构地震反应影响时，应在结构的弹性阶段分别输入一致地震动和多点地震动进行对比分析，避免弹塑性阶段加载后损伤影响试验结果。

6.4.5 在各级地震动加载之前，应采用白噪声激励等方法测量长大结构模型的动力特性，测定其随分级加载进程的变化情况；白噪声的频率范围应覆盖试件的自振频率；白噪声激励加速度幅值宜小于1.0m/s2，持续时间不小于60秒。

6.4.6对于大跨度、长悬臂等竖向振型起主要作用的长大结构，应重点考虑竖向多点地震动的影响。

6.4.7 多点地震动激励振动台试验中，各个子振动台地震动复现应保持较高精度，以保证各个子台处多点地震动输入的准确性不受设备的影响；当一个或多个子振动台的地震动再现精度无法满足要求时，宜采用多次小幅值迭代加载至精度要求，在正式工况中线性放大至期望幅值。

6.4.8 当进行跨越断层地震动振动台试验时，应充分考虑走滑断层或倾滑断层地震动特性。当进行跨走滑断层振动台试验时，应重点关注模型结构的水平旋转和水平剪切；当进行跨倾滑断层振动台试验时，应重点关注结构的竖向大变形、支座脱空、以及竖向构件的轴向力改变。

6.4.9当进行水下振动台试验时，应考虑地震作用、波浪作用以及水流作用之间加载时序的影响，开展地震与波流最不利荷载组合的试验测试。

# 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，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

**2**）表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

**3**）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

**4**）表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

**2**标准中指明应按其它有关标准执行时的写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

# 附录A

**基本周期小于2.0秒的地上长大结构地震反应计算步骤（以连续梁桥为例）**

A.1.1依据规范规定的设计弹性反应谱计算结构的动力反应，依据规范的设计弹性反应谱求得结构在一致激励下的等效静荷载，图A.1.1所示，按下式计算；

|  |
| --- |
|  |
| 图A.1.1 一致激励下桥梁结构响应的示意图 |

 (A.1.1-1)

式中：*Pe*——一致激励下梁体的等效静荷载（N）；

*m*——梁体的集中质量（kg）；

*S*a——拟加速度反应谱（m/s²）；

*T*0——桥梁结构的周期（s）；

*ξ*——桥梁结构的阻尼比。

梁体的最大位移由等效静荷载，按下式计算：

 (A.1.1-2)

式中：*xd*\_max——一致激励下梁体的最大位移（m）；

*kt*——桥梁各个桥墩刚度的总和（N/m）。

各个桥墩底部最大弯矩按下式计算：

 (A.1.1-3)

式中：*Mdi*——一致激励下第*i*个支撑的墩底弯矩；

*ki*——第*i*个桥墩的刚度（N/m）；

*Hi*——第*i*个桥墩的高度（m）。

A.1.2依据场地类型、规范设计反应谱和桥梁模型，得到同相位变幅值拟静力位移集合A′（如图A.1.2所示），其各个位移分量按下式计算：

 (A.1.2-1)

式中，*dri*——第*i*支撑处的拟静力位移（m）；

*dg*——第*i*支撑处的地面类型的设计地面位移（m）；

——第支撑与参考支撑(通常选择左右两桥台之一)之间的距离（m）；

——假设地面运动完全不相关情况下的极限距离，其取值依据土的类型确定，见表A.1.2-1；土的类型根据场地剪切波速划分为五种类型（岩石、坚硬土或软质岩石、中硬土、中软土和软弱土），其划分标准与《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01-2020）中土的类型划分和剪切波速范围一致（m）。

|  |
| --- |
|  |
| 图A.1.2 位移集合A′的示意图 |

表A.1.2-1 极限距离与土的类型的关系

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 土的类型 | 岩石 | 坚硬土或软质岩石 | 中硬土 | 中软土 | 软弱土 |
| (m) | 600 | 500 | 400 | 300 | 500 |

设计地面位移与第支座地面类型对应关系按下式计算：

 (A.1.2-2)

式中：——抗震重要性系数，见表A.1.2-2；

——水平向场地系数，其取值与《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01-2020）一致，见表A.1.2-3；

——水平向设计地震动峰值加速度（m/s）；

——特征周期（s）。

表A.1.2-2桥梁抗震重要性系数

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 桥梁类别 | E1地震作用 | E2地震作用 |
| A类 | 1.0 | 1.7 |
| B类 | 0.43（0.5） | 1.3（1.7） |
| C类 | 0.34 | 1.0 |
| D类 | 0.23 |  |

注：高速公路和一级公路上的B类大桥、特大桥，其抗震重要性系数取B类括号内的值。

表A.1.2-3水平向场地系数

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 场地类型 | 抗震设防烈度 | | | | | |
| VI | VII | | VIII | | IX |
| 0.05 g | 0.10 g | 0.15 g | 0.20 g | 0.30 g | 0.40 g |
|  | 0.72 | 0.74 | 0.75 | 0.76 | 0.85 | 0.90 |
|  | 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 |

A.1.3基于位移集合A′求得非一致激励下拟静力反应A；

定义位移集合A′的向量，并将其静态地加载到多跨桥梁的每个支承处做不均匀支座动响应分析，如图A.1.3，按下式计算：

 (A.1.3-1)

式中：***x****gA*——位移集合A′的向量（m）；

*drn——*桥梁支撑处跨宽（m）。

|  |
| --- |
|  |
| 图A.1.3 多点位移作用下连续梁桥变形示意图 |

梁体的拟静力位移按下式计算：

 (A.1.3-2)

式中：*xqA*——位移集合A′下梁体的拟静力位移（m）。

各个墩底弯矩、墩底相对于梁体的位移按下列式计算：

 (A.1.3-3a)

 (A.1.3-3b)

式中：*xAi*——位移集合A′下第*i*个支撑的墩底相对于梁体的位移（m）；

*MAi*——位移集合A′下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）。

A.1.4依据场地类型和桥梁模型，计算异相位同幅值的地面位移集合B′（图A.1.4），其中各个位移分量按下列公式计算：

 (A.1.4-1a)

 (A.1.4-1b)

式中：*di*——第*i*支撑处的拟静力位移（m）；

——任何中间支撑处(*i>1*)相对于其他相邻支撑处和的位移，按下式计算。

 (A.1.4-2)

式中：——中间支撑与其相邻支撑和之间的距离和的平均值（m）；

和——对于端部支撑(或)（m）；——依据场地而选取的不同系数；

*βr*——相邻支撑处发生相反方向地面位移大小的系数。

|  |
| --- |
|  |
| 图A.1.4 位移集合B′示意图 |

A.1.5 基于位移集合B′求得拟静力反应B；

定义位移集合B的向量，并将其静态地加载到多跨桥梁的每个支承处做不均匀支座位移响应分析，按下式计算：

 (A.1.5-1)

式中：***x****qB——*位移集合B′的向量（m）；

*dn——*桥梁支撑处跨宽（m）；

求出梁体的拟静力位移按下式计算：

 (A.1.5-2)

式中：*xqB——*位移集合B′下梁体的拟静力位移（m）。

进而求解得到各个桥墩底部相对于梁体的位移、各个桥墩底部弯矩按下列式计算：

 (A.1.5-3a)

 (A.1.5-3b)

式中：*xBi——*位移集合B′下第*i*个支撑的墩底相对于梁体的位移（m）；

*MBi——*位移集合B′下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）。

|  |
| --- |
|  |
| 图A.1.5 位移集合B下多跨连续梁桥变形的示意图 |

A.1.6 对每个运动方向，将本标准第A.1.3和A.1.5条中的拟静力反应A和B与本标准第A.1.1条中的动力反应通过SRSS规则结合，获取结构在多点地震动作用下的反应。

将拟静力响应A和拟静力响应B中最危险的结果与动力响应通过平方和再开根（SRSS）规则结合，按下列式计算：

 (A.1.6-1a)

 (A.1.6-1b)

式中：*Mdi*——一致激励下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）；

*MAi*——位移集合A′下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）；

*MBi——*位移集合B′下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）；

*MAti*——一致激励和位移集合A′下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）；

*MBti*——一致激励和位移集合B′下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）。

特别注意的是，本标准也提出将动力响应、拟静力响应A和拟静力响应B（如本标准公式(A.1.6-1a)和(A.1.6-1b)）, 或三者同时SRSS结合如下, 按下式计算：

 (A.1.6-2)

式中：*MABti*——一致激励、位移集合A′和位移集合B′下第*i*个支撑的墩底弯矩（N・m）。

各个支座处的剪力也可以根据上述方法进行计算。最终宜取最大响应值作为多点地震动输入的结构响应估算值。

# 附录B

**基本周期大于2.0秒的地上长大结构地震反应计算步骤**

B.1.1使用单一反应谱来计算桥梁结构的动力反应；

B.1.2依据场地类型和桥梁模型生成地面位移集合C′；

|  |
| --- |
|  |
| 图B.1.2 拟静力非一致地面动位移集合C′的示意图 |

拟静力位移集合C′的示意图如图B.1.2所示。在均匀场地条件下两个相距支撑点之间的相对位移按下式计算：

 (B.1.2-1)

式中：——剪切波速(m/s)；

——两个支撑点距离 (m)；

——支撑点和之间的最大相对位移(m)。

由各自的场地特性来描述，按下式计算：

 (B.1.2-2)

根据场地的局部特性计算得出，按下式计算：

 (B.1.2-3)

式中：——支撑点最大位移(m)；

——支撑点处场地的最大位移(m);

对于支承点间距小于且位于不同场地时，其相对位移用来表示；对于支承点间距小于且位于同一场地类型时，其相对位移按下列式计算：

中软土场地类型  (B.1.2-4a)非中软土场地类型  (B.1.2-4b)

B.1.3 基于位移集合C′求得拟静力反应C；

拟静力响应计算方法可依据本标准公式(A.1.3-1)至(A.1.3-3)，得到在位移集合C′下各个桥墩底部受到的弯矩，按下式计算：

 (B.1.3)

B.1.4 对每个方向，将B.1.3中的拟静力反应C与B.1.1中的动力反应通过SRSS规则结合，获取结构在多点地震动作用下的反应, 按下式计算：

 (B.1.4)

# 附录C

**处于沿纵向均质分布地层中的隧道纵向地震反应计算**

C.1.1 均质分布地层中的隧道宜简化为弹性地基上的直梁，地层的作用简化为地基弹簧，地震位移施加于地基弹簧远离衬砌结构的一端（图C.1.1），隧道衬砌结构沿水平纵向的最大动内力宜按下列公式计算：

动弯矩响应：

 (C.1.1-1)

动剪力响应：

 (C.1.1-2)

动轴力响应：

 (C.1.1-3)

式中：——分别为衬砌结构的动弯矩、动剪力和动轴力(N・m、N、N)；

——纵向等效抗弯刚度，宜由本标准公式(C.1.2-1)确定（N・m²）；

——地表以下深度z处的纵向相对位移，宜由本标准公式(C.1.3)确定（m）；



、——分别为地基土法向、切向弹簧刚度系数，宜由本标准公式(C.1.4-1)、公式(C.1.4-2)确定；



——入射地震位移的波长，在计算时宜取地震波主频所对应的波长(m)；

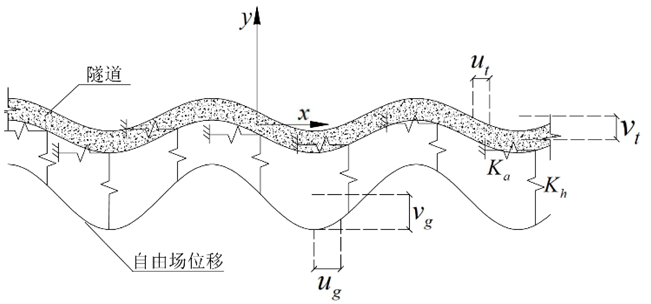


——地震波入射方向和隧道轴线的夹角，在弯矩、剪力计算中取=0°，轴力计算宜取=75°；

*A*——隧道衬砌截面积(m²)；

*E*——隧道衬砌弹性模量（Pa）。

以上各符号含义见图C.1.1，图中：*ug*为地层沿轴线位移，*vg*为地层垂直轴线位移；*ut*为隧道沿轴线方向位移，*vt*为隧道垂直轴线方向的位移。



图C.1.1 计算参数示意图

C.1.2盾构隧道纵向等效抗弯刚度*EI*宜按下式计算：

 (C.1.2-1)

式中：；*l*——环宽（m）；

*l*1——环缝橡胶垫层厚度（m）；

*l*2——环缝螺栓长度（m）；

*A*s——衬砌横截面面积（m²）；

*A*b——环缝螺栓等效截面面积（m²）；

*E*1——橡胶圈弹性模量（Pa）；

*E*——衬砌混凝土弹性模量（Pa）；

*E*b——螺栓弹性模量（Pa）；

*I*2——隧道横截面惯性矩（m⁴）；

*n*——螺栓数量。

本标准公式（C.1.2-1）系数按下列公式计算：

*J*1=0.04355*D*3*t* (C.1.2-2)

*J*2=0.5070*D*3*t* (C.1.2-3)

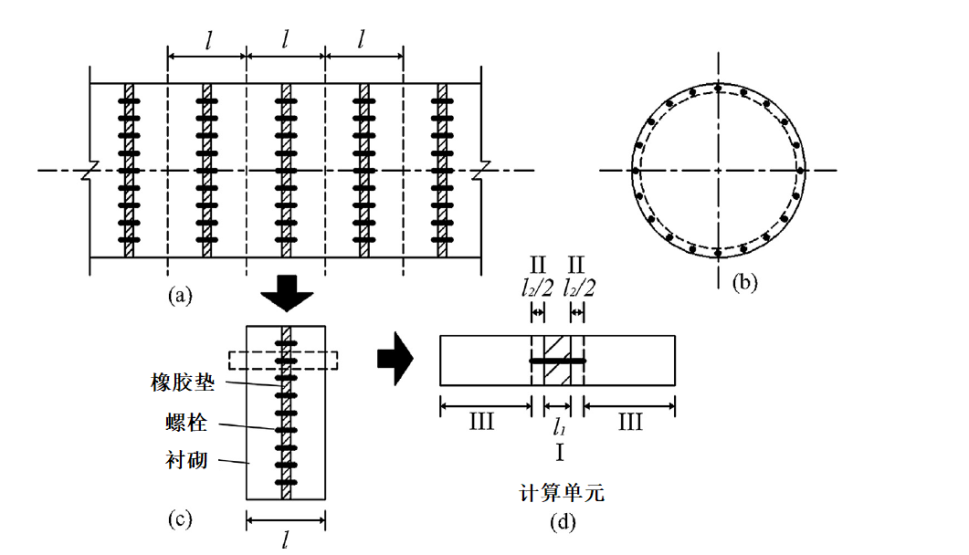
*K*1=0.0006939*D*3*t* (C.1.2-4)

*K*2=1.020*D*3*t* (C.1.2-5)

式中：*D*——隧道外径（m）；

*t*——衬砌壁厚（m）。

图C.1.2 为相关计算参数示意图。



图C.1.2 盾构隧道相关计算参数示意图

C.1.3 对地层均匀，结构断面一致且未进行工程场地地震安全性评价工作的，地层位移宜按下式计算：

 (C.1.3)

式中：——场地地表纵向最大相对位移，即地表沿隧道轴向四分之一波长的最大相对位移，根据自由场场地分析选取（m）；

——地表至地震作用基准面的距离(m)；

——地下结构轴线埋深(m)。

C.1.4地基土弹簧刚度宜由按下式计算：

 (C.1.4-1)

 (C.1.4-2)

式中： ——沿隧道结构轴线法向拉压地基弹簧刚度（N/m）；

——沿隧道结构轴线切向剪切地基弹簧刚度（N/m）；

——土层重度（kN/m³）；

——土层剪切波速（m/s）；



——土层泊松比；

——隧道直径（m）；

——入射地震位移的波长，在计算时宜取地震波主频所对应的波长（m）。

# 附录D

**测试方法与数据处理**

D.1.1 长大结构多点地震动激励振动台试验主要观测数据应包括模型的加速度、速度、位移、应变、相邻结构间的碰撞力等，主要观测现象应包括宏观变形与破坏模式等；测试仪器宜包括应变和加速度采集系统、力传感器以及数字图像相关非接触测量系统等，宜根据模型动力特性、动力反应、振动台性能和所需测量的参数选定。

D.1.2 测量所用传感器应具备良好的抗冲击性、抗腐蚀性、防尘防潮以及防电磁干扰性，水下振动台相关传感器应具备良好的防水功能；数据采集装置安装所附加的重量和刚度不应影响模型的动力特性，相关连接导线应采用屏蔽电缆，输出阻抗和信号应与数据采集仪器系统相匹配；传感器与模型之间应设置绝缘垫隔离，且应避免垫层和模型发生谐振。

D.1.3 测量仪器的动态范围应大于120 dB；测量仪器的频率带宽应涵盖地震动的主要频率范围；仪表量程不宜低于模型极限反应值的1.5倍；所有测试仪器在振动台试验前均应经过校准以确保测量精度。

D.1.4 长大结构多点地震激励振动台试验应在各个子台的结构底座处布置加速度传感器等测量装置，以测量各个子台台面处真实输入的多点地震动；长大结构模型的顶端、刚度变化处以及薄弱截面处应重点布置传感器等数据采集装置，其余位置宜沿长度或高度方向均匀布置；应变片应布置在受力复杂的关键截面处；模型两点间相对位移的测量宜采用直接量测法。

D.1.5 观测长大结构局部碰撞、破坏以及倒塌等状态宜采用非接触式位移监测装置；地震动逐级加载过程中应在加载间隙检查结构的损伤和破坏情况，实时进行拍照和标记处理；试验应全程录像，记录长大结构在多点地震动激励下的振动形式、裂缝发展、损伤状态以及破坏过程；在初始状态至结构破坏发展过程中的关键阶段必须从不同角度拍摄照片，以记录不同时刻结构宏观和局部的关键状态演化。

D.1.6 长大结构多点地震动激励振动台试验数据处理方法

1长大结构多点地震动激励振动台试验测量所得数据应根据传感器标定值及仪器灵敏度系数进行修正；

2宜通过采用滤波处理、零均值化以及消除趋势项等方式减小测量误差；

3当通过加速度传感器所测得数据二次积分计算位移反应时，应提前进行消除趋势项和滤波处理；

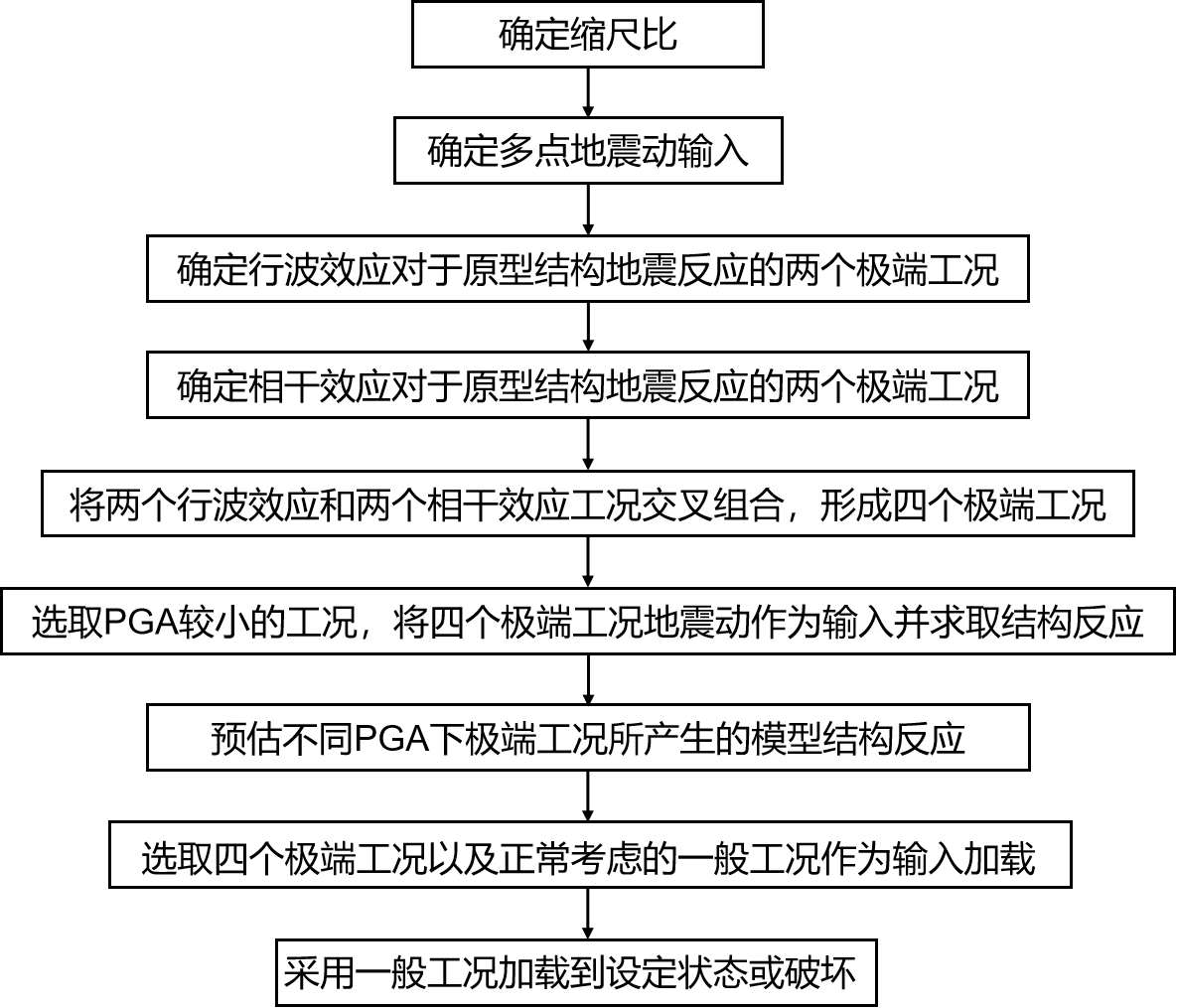
4位移反应也宜由速度传感器测得的速度经一次积分得到。

D.1.7 长大结构多点地震动激励振动台试验报告应汇总模型在各个分级加载下结构频率、振型和阻尼比等重要结构动力参数，还应重点记录关键测量点处的加速度和位移反应时程、加速度和位移峰值包络线、关键截面处应变状态、裂缝发展情况、局部破坏情况以及整体破坏模式等信息；采用缩尺模型对原型结构进行反应预测、性态评估以及误差分析时，应采用相关变量缩尺比计算原型结构对应的数据，以对多点地震动激励下的原型长大结构进行合理的地震反应评估、抗震能力预测和破坏机理分析。

# 附录E

**长大结构多点地震动激励振动台阵试验基本流程**

E.1.1 长大结构多点地震动激励振动台阵试验基本流程如图E.1.1所示，具体包括确定缩尺比、确定多点地震动输入、确定4个极端工况定义不确定性的影响范围，采用4个极端工况和一般工况进行输入加载，并采用一般工况加载到设定状态或破坏。



图E.1.1 试验基本流程

E.1.2确定长大结构振动台模型与原型结构各参数的缩尺比，制作多点振动台试验结构模型，确定结构模型的主要基本参数，主要包括基频*f*0和跨度*d*等，相应的频率比尺和几何比尺为*λf*和*λl*；

E.1.3 多点地震动输入模拟应考虑长大结构自振频率、场地条件、抗震设防烈度与设计分组等因素的影响。

1 宜根据土层的剪切波速*v*s，确定场地视波速*vapp*的范围；若为水平场地，最小视波速等于剪切波速，最大视波速为无穷大，分别对应于水平和垂直入射的地震波。

2 地震波场地入射角为*θ* 时，视波速*vapp*可确定取为*v*s/cos*θ*。

E.1.4 多点激励下振动台阵试验极端工况设计

1确定行波效应对于原型结构地震反应的两个极端工况即同相位和反相位激振，其中，同相位和反相位时按下列式计算：

 （E.1.4-1）

 （E.1.4-2）

式中：——长大结构两个支承点间的水平距离(m)；

*f*0——原始结构基频(rad/s)；

——视波速（m/s）。

2 选定两个合适的*vapp*即可确定一个同相位工况、一个反相位工况；由于在实际情况下，场地视波速变化较大，很难准确取值，宜对结构反应的两个极端工况分别考虑，按下式计算：

 （E.1.4-3）

3 振动台缩尺模型的基频和跨度分别，按下列公式计算：

*f*0m=*λff*0 （E.1.4-4）

*dm*=*λldp* （E.1.4-5）

式中：*λl*——几何尺寸的缩尺比；

*λf*——频率的缩尺比；

*dp*——原始结构尺寸(m)。

4 缩尺模型振动台试验中所选取的视波速按下式计算

*vapp-m*=*λfλlvapp* （E.1.4-6）

E.1.5 选取合理的经验相干函数模型，确定对于原型结构地震反应的两个相干效应极端工况，即地震动完全相干和完全不相干的工况；缩尺模型振动台试验中相干函数的系数αm按下式计算：

αm=αp/(λ*f*λ*l*) （E.1.5）

式中：*αm*——模型多点地震动模拟中相干函数的系数；

*αp*——原型结构相干函数的系数。

E.1.6 将两个行波效应和两个相干损失效应工况交叉组合，形成四个多点地震动激励的极端工况，即同相位和完全相干工况、同相位和完全不相干工况、反相位和完全相干工况、反相位和完全不相干工况。

宜采用本标准第4.2-4.7条，对振动台模型在以上各个工况下的多点地震动输入进行模拟，多点地震动加速度和位移时程的时间步长、持续时间和幅值应按照相似比例进行调整，且地震动的有效持续时间不宜少于模型基本周期的10倍。

E.1.7 选取PGA较小的工况如PGA=0.05g，分别将四个工况地震动作为输入，开展振动台模型试验，选取合理的结构反应指标，基于试验实测数据确定四个工况中结构反应最大的工况，并求取四个工况反应均值、标准差和变异系数。

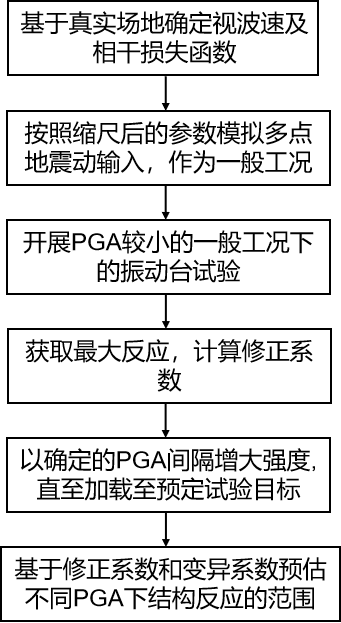
E.1.8 按照图E.1.8的流程，预估不同PGA下多点地震激励极端工况所产生的模型结构反应均值、标准差及结构反应最大峰值。

1 基于结构所处的真实场地确定视波速并选取合理的相干函数，按照缩尺后的参数模拟模型结构的多点地震动输入，将其作为多点地震激励的一般工况；

2 开展PGA较小（如PGA=0.05g）情况下多点地震动激励一般工况作用下的振动台试验，获取模型结构的最大地震反应，并计算其与四个多点地震激励极端工况最大反应平均值的比值（即修正系数Ω）；

3 从0.05g开始线性调幅，以确定的PGA间隔不断增大多点地震动激励的强度（如PGA=0.1g、0.2g、0.3g…），进行逐级加载、直至将模型加载至预定试验目标；

4 基于修正系数Ω和四个多点地震激励极端工况获得的变异系数，预估不同PGA下多点地震激励极端工况所导致的模型结构反应均值、标准差及多点地震动激励下可能发生的结构反应最大峰值。



图E.1.8 不同PGA下多点地震激励结构反应预估

E.1.9 多点地震动激励振动台试验过程

1 若原型结构处于基岩场地，宜按照本标准第D.1.1-D.1.8条开展多点地震动激励振动台试验研究；

2 若原型结构处于复杂的非一致场地，宜在本标准第E.1.6条的地震动模拟中考虑场地的实际情况，采用本标准第4.2条规定的方法模拟生成非一致多层土场地的空间变化地震动作为输入，选取第E.1.8条定义的四个极端工况，以及正常考虑视波速和相干效应缩尺后的多点地震动激励一般工况作为输入，最后采用多点地震动激励一般工况加载到结构模型发生破坏。

**中国土木工程学会标准**

**长大结构多点地震反应分析和试验技术标准**

T/CCES X－20XX

条 文 说 明

制订（或修订）说明

长大结构多点地震反应分析和试验技术标准，经中国土木工程学会XXXX年XX月XX日以XX号函文批准发布。

本标准制订过程中，编制组进行了长大结构多点地震试验的调查研究，总结了我国长大结构多点地震反应分析及试验领域的实践经验，同时参考了相关先进技术法规、技术标准，通过试验取得了长大结构多点地震试验重要技术参数。

为便于广大检测、设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定，本标准编制组按章、节、条顺序编制了本标准的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。需要注意的是，本条文说明不具备与标准正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

**目录**

**[1. 总则 50](#_Toc202967636)**

**[3. 地震动空间变化定义 51](#_Toc202967637)**

[3.1 一般规定 51](#_Toc202967638)

[3.2 行波效应 52](#_Toc202967639)

[3.3 相干效应 52](#_Toc202967640)

[3.4 水平层状场地及其局部场地效应 56](#_Toc202967641)

[3.5 复杂地形地质条件的影响 60](#_Toc202967642)

**[4.多点地震动模拟方法 60](#_Toc202967643)**

[4.1 一般规定 60](#_Toc202967644)

[4.2 基岩或平整场地多点地震动模拟 61](#_Toc202967645)

[4.3 非一致多层土场地多点地震动模拟 62](#_Toc202967646)

[4.4 涉水场地多点地震动模拟 62](#_Toc202967647)

[4.6 场地内部多点地震动模拟 63](#_Toc202967648)

[4.7 基于反应谱的多点地震动模拟 64](#_Toc202967649)

[4.8 跨断层多点地震动模拟 64](#_Toc202967650)

**[5. 长大结构多点地震反应分析方法 65](#_Toc202967651)**

[5.1 一般规定 65](#_Toc202967652)

[5.2 简化分析方法 65](#_Toc202967653)

[5.3 时域计算方法 66](#_Toc202967654)

[5.4 频域计算方法 68](#_Toc202967655)

**[6. 多点地震动激励振动台台阵试验技术 70](#_Toc202967656)**

[6.1 一般规定 70](#_Toc202967657)

[6.2 试验模型相似方法 72](#_Toc202967658)

[6.4 加载工况 74](#_Toc202967659)

# 1. 总则

1.0.1本标准编制目的是在进行长大结构地震反应分析时有统一的多点地震动模拟方法、反应计算方法和多点地震激励振动台试验方法，保证长大结构多点地震反应分析和试验技术的规范性和可靠性。

1.0.2 本条文规定了本标准的适用范围。地震动的空间效应会影响工程结构的动力反应，尤其是对于体育场馆、桥梁、隧道、管线等长大结构而言，空间变化地震动可以激发一致地震动不能激发的结构非对称模态并引起相邻结构间的异相反应。在抗震分析中忽略地震动空间变化的影响会得到不准确的地震反应，从而导致不安全或不经济的抗震设计。在历史的地震事件中，相邻结构间的碰撞和桥梁结构的落梁等结构性破坏屡见不鲜，这些结构破坏与空间变化地震动所引起的结构相对位移反应息息相关。而目前多点地震动激励振动台试验技术与流程没有统一的规范，所开展的试验研究不一定能够反映长大结构的最不利地震反应。因此，为了实现科学合理地开展长大结构抗震计算与振动台试验，保证长大结构的安全，考虑多点地震动激励的影响是十分必要的。长大结构的具体界定见本标准第3章。

1.0.3本标准中提及的常用试验仪器设备均以国家计量部门的标准规定为准，多点振动台台阵的相关试验设备也应进行定期地维护、检测和校准。

1.0.4本标准同现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011，以及相关荷载和抗震试验技术等相关规范和技术规程密切相关；所以在执行本标准的同时，还应遵守相关标注规范的条文规定。

# 3. 地震动空间变化定义

## 3.1 一般规定

3.1.1在地震作用过程中，大跨结构不同支承点处的地震动之间会不可避免地存在较大差异，这一现象被称之为地震动空间变化，图3.1.1给出了地震动的传播示意简图。地震动空间变化主要由以下因素引起：不同支承点处地震波的到达时间差异引起的行波效应；地震波在不均匀介质中传播产生的折射和反射作用而导致的相干效应；以及不同结构支承点处场地特性差异导致的局部场地效应。



图1 地震动传播示意简图

3.1.2 地震震源特性决定着地震动的幅值和频率成分，传播路径影响着地震波的折射和反射，场地条件会对地震动起到滤波作用，而结构支承点间的距离会影响地震动到达不同支承点处的相位差（即行波效应），因此以上因素对于地震动的空间差异性均会产生很大的影响。

3.1.3场地土勘测、土层参数确定以及场地类型直接影响着场地对于地震动的滤波效应，相关参数的确定和场地类型的划分方法等应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011中的具体规定。

3.1.4 地震动视波速、相干效应和局部场地效应均与频率密切相关，而且目前不同学者提出的相干函数模型均具有特定的适用条件、且不同模型间具有较大的差异性，因此在实际工程中应根据场地特性、结构尺寸和振动特性选取合适的模型，以合理地模拟地震动空间效应。

3.1.5当长大结构穿越不同场地土、跨越断层或处于不同的环境介质如陆地场地-上覆水层场地时，地震动的特征会存在显著的空间差异性；根据我国《建筑抗震设计规范》 GB 50011中的定义，平面投影尺度很大的结构（即跨度大于120m、或长度大于300m、或悬臂大于40m的结构）需考虑多点地震动输入；此外，多点地震动对于长大结构的影响也与结构振动频率和视波速有关，当多点地震动激励下长大结构发生同相位和反相位振动时，结构会发生极值反应，这些极端情况应引起特别重视。

## 3.2 行波效应

3.2.1 式(3.2.1-1)是在地震动的水平传播方向与结构支承点间连线方向相一致的基础上建立起来的。由于地震动的水平入射方向存在随机性，通常通过此假设来评估地震动到达不同支承点处的时间差。

剪切波速一般是指剪切波在场地土层中的传播速度，是土的重要动力参数。土层的剪切波速不仅能够反映场地土的动力特性，同时它也可表示场地土的刚度。P波的传播受土中的孔隙水影响很大，其在土层中的传播速度取决于饱和度的大小，因此P波波速不能很好的体现土骨架的性质。而孔隙水不能传递剪力，剪切波的传播速度基本上不受土中孔隙水的影响，因此，剪切波速度可以体现土骨架的基本性质，同时，一般强地震动的主要能量也集中在剪切波，P波和面波的能量相对较小，所以一般情况下宜用剪切波速*vs*描述场地视波速的大小。此外，地震波在场地土层中的入射角*θ*，其具体定义为地震动传播方向与水平线之间的夹角。

3.2.2式(3.2.2)实际上包含了两部分，即地震动到达场地A和B下方基岩处的时间差，以及地震动从场地A和B下方基岩处传播至相应地表处的时间差。地震波波速受制于各种因素，总的来说波速是一个与频率密切相关的量，是频率的函数，即地震波存在明显的频散效应。地震波中包含各种频率的分量，因此假设波速为常数会引起一定的误差；但为了评估行波效应，采用式(3.2.1-1)或式 (3.2.2)简化计算是可行的。对于隧道、管道等与场地连续接触、并没有独立支承点的长大结构，宜选取结构上所关注的节点研究多点地震动的行波效应。

## 3.3 相干效应

3.3.1 早在1979年，Novak和Hindy首次提出了多点地震动相干函数的数学表达式；随后大量研究学者提出了不同形式的相干函数模型。根据模型建立方法的不同，地震动相干函数模型通常主要分为经验模型、半经验模型和理论模型。其中，经验相干函数模型由研究人员通过对强震观测台网记录的实际地震动数据进行统计和回归分析得出。代表性经验相干函数模型包括：冯启民和胡聿贤基于我国海城台站记录得出的一维相干函数模型：

 (1)

式中：、和、分别为基于海城台阵记录和荒川台阵记录的拟合参数；*d*为两点间的距离。

Harichandran和Vanmarcke根据SMART-1台阵的第20次地震记录得出的相干函数模型：

;

 (2)

式中：、、、和 均为经过统计回归分析得出的模型参数。

屈铁军等基于多个台阵的多次地震记录提出的相干模型：



  (3)

式中：、和、分别是与*ω*的二次方和一次方相关的拟合参数。

以上相干函数模型中只考虑了两个台站之间的直线距离，为一维相干模型。郝洪等基于台湾SMART-1台阵17次里氏震级大于5.0的大量记录提出了与两个水平方向距离相关的二维相干函数模型：



 (4)

式中：*a*1(*ω*)和*a*2(*ω*)为与频率相关的参数，当角频率大于62.83rad/s时*a*1(*ω*)和*a*2(*ω*)的取值保持为常数，基于SMART-1台阵第45次地震事件数据得到的参数建议取值为：、、和、、；*β*1和*β*2为回归分析得到的参数，基于SMART-1台阵第45次地震事件数据得到的参数取值为和；*dL*和*dT*分别为*j*、*k*两点之间距离在波传播方向和垂直于波传播方向的几何投影。研究发现在同一个场地测到的17次地震记录具有不同的空间相关性，表明震源、转播路径、振幅、频率等都影响地震动空间变化。

半经验相干函数模型是研究人员在实测地震动数据分析的基础上进一步考虑地震动物理机制而建立得出的，代表性半经验相干函数模型主要包括：Luco和Wong基于剪切波传播理论得出的相干函数模型：

 (5)

式中：；*vs*为地震波剪切波速；*α*为相干性系数，*r*0为剪切波传播路径随机非均匀性比例长度，*μ*为场地介质相对变异性参数，*R*为传播距离。

Der Kiureghia提出的考虑地震相干效应、行波效应以及局部场地效应的相干函数模型：





 (6)

式中：*γ jk*(*iω*)*incoherence*、*γ jk*(*iω*)*wavepassage*和*γ jk*(*iω*)*siteresponse*分别为相干、行波和场地对空间地震动相干模型的影响分量，相关参数建议取值为、、、和。值得指出的是，式（6）中局部场地效应仅影响相干函数的相位，实际上已有研究表明，局部场地效应不仅影响相位角及地震动时间差，同时也影响相干函数的模值，即迟滞相干函数。

由于大多数地震动台站均建设在土层场地上，导致基岩地震动台站的实测数据十分匮乏；采用理论分析方法建立空间变化地震动相干模型是另一种重要途径。Sobczyk提出了形式简洁的基岩地震动相干模型：

 (7)

式中：*β*为决定相干性程度的参数，对于强相干、中等相干和弱相干，其宜分别取值为；*vapp*为地震视波速。

此外，由于土层对地震动传播的影响，基岩地震动的相干函数会明显高于土层上空间变化地震动的相干函数，因此，针对不同场地类别选取适合的地震动相干函数十分必要。图3.3.7示意了郝洪等提出的相干函数模型在不同相干损失程度下随频率的变化曲线，其中两点间距*d*=100m。可以看出，不同相干损失程度的情况下，迟滞相干函数间存在显著差异。



图2 郝洪等提出的迟滞相干函数模型

3.3.2工程场地介质不可避免地存在不均匀性，地震波在场地介质中的反射和折射会引起其在传播途径不同位置处发生不同的叠加，最终导致在结构不同支承点处的地震动之间存在差异，这种效应称之为相干效应。当震源为点源时，同一简谐波分量从震源传播到地表两个点的过程中，经过的场地介质不同，使其幅值和相位在这两点之间产生差异，并引起部分相干效应的降低。当震源为线源或面源的时候，不同部位释放不同频率的简谐波分量，其幅值和相位本身就存在差别，再经过不同路径分别传播到两点，使得两点同频率简谐波分量的幅值和相位角存在差异，同样引起相干效应降低。

3.3.3-3.3.5 定义了地震动相干模型的基本特征和函数形式。随着两点距离增大，地震波传播路径的差异也会增大，简谐波分量的幅值、相位差异的可能性就会越大；而地震动中简谐波分量的频率越高，传播过程中振动次数越多，同样幅值、相位角差异的可能性越大。因此，多点地震动相干函数与两点之间距离和地震动的频率有关，多点地震动相干函数的基本特征符合|*γ jk*(*iω*)|随两点间距离增大而减小，且随频率的增大而减小； |*γ jk*(*iω*)|取值越大两点地震动之间的相似性越强，|*γ jk*(*iω*)|取值越小相似性越弱。多点地震动相干函数模型的基本形式，即式(1)中，exp[*iθjk*(*ω*)]项代表地震动行波效应对相干函数的影响。实际中任意两个完全不相干信号的迟滞相干函数取值不为0，其取值一般在0.2-0.4之间。

3.3.6 场地条件不同时，在相同距离和频率的情况下相干损失的取值会存在较大差异；在同一场地，由于震源及传播路径不同，不同地震的地震动空间变化不同。

3.3.7根据不同地震事件中记录的地震动数据所得出的相干函数不可避免地会存在较大差异。场地条件是影响相干函数的重要因素之一，已有研究表明当场地越软时，迟滞相干函数随频率的衰减会越快，因此选择相干函数时，其所适用的场地类型应与实际情况相一致。由于诸多不确定性的存在，精确选取场地的相干函数是一个很大的挑战；而相干函数直接影响着长大结构的多点地震动输入。为了科学的评估长大结构的动力反应，宜选取多个相干函数模型来模拟多点地震动输入，通过长大结构地震反应的均值和标准差来研究多点地震动相干函数模型的影响。

## 3.4 水平层状场地及其局部场地效应

3.4.1大跨空间结构在不同支承点处的场地条件和土层特性会不可避免地存在差异，场地的特征周期和对地震动的滤波作用也不尽相同，最终导致不同支承点位置处地震动的幅值和频率成分进一步产生明显差异，这种由于局部场地土层差异所导致的地震动差异即为局部场地效应。多点地震动局部场地效应和场地土层的性质密切相关，因此有必要通过勘测等技术手段确定场地的具体信息。在相同地震动的激励下，松软软土场地和坚硬岩石场地产生的地面运动会存在显著差异；一般来说，软土场地的地震动长周期频率成分显著、且幅值较大，而硬土场地的地震动呈现高频振动、幅值较小。

3.4.2单层土和多层土陆地场地、以及单层土和多层土涉水场地的剖面形式如图3和图4所示。



图3单层土和多层土陆地场地的剖面形式



图4单层土和多层土涉水场地的剖面形式

3.4.3在地震工程领域，学者们最早将基岩自由表面的地震动简化为平稳脉冲信号，采用与频率无关的白噪声模型定义基岩地震动加速度功率谱密度函数。为了考虑场地条件对地震动的影响，学者们提出了将场地假定为滤波器的思想，建立了多种地震动功率谱模型，最常用的模型包括Tajimi-Kanai模型（即式(3)中去除第一项高通滤波器后剩余的部分）和Ruiz与Penzien修正的Tajimi-Kanai模型。原始的Tajimi-Kanai模型没有考虑地震动的低频成分的影响，在频率趋于零时，地震动的速度和位移趋于无穷大，明显不合理，对于长周期结构的结构地震反应分析不适用。修正的Tajimi-Kanai模型通过加入高通滤波解决了低频成分过高的问题，因此得到了广泛应用。对于基岩水平向地震动，将式(3)中参数宜分别取为*ωf* =0.5π rad/s、*ωg* =10π rad/s、*ξf* =*ξg*=0.6和*S*0=0.0031 m2/s3；根据Der Kiureghian提出的标准随机振动方法，以上参数所对应的地震动持续时间为40 s、地震动峰值加速度（PGA）和峰值位移（PGD）分别为0.2 g和0.084 m。S0, *ωf* , *ωg, ξf, ξg,* 地震动峰值加速度（PGA）和峰值位移（PGD）之间的关系为非线性，当*ωf* , *ωg, ξf, ξg*确定后，S0合地震动峰值加速度（PGA）的对应关系宜通过积分计算得到.

3.4.4地震学家根据某些地区的断层带情况和历史实测数据建立了震源相关的地震动衰减模型，其中包括地震动功率谱或傅里叶谱等形式；我国《建筑抗震设计规范》 GB 50011中也明确规定了基岩场地的反应谱；这些模型均可作为基岩自由表面地震动的目标谱。

3.4.5 在多点地震动模拟方法中功率谱密度函数应用更为广泛，因此可通过功率谱与反应谱的转换公式将我国《建筑抗震设计规范》 GB 50011中规定的反应谱转换成相应的功率谱。

3.4.6-3.4.7条为了考虑场地对地震动传播的影响，宜采用传递函数的方法衡量场地表面相对于基岩自由表面地震动在频域内的传播效应；传递函数表示场地表面/内部某一点处地震动强度幅值和基岩自由表面地震动幅值在不同频率处的比值，是表示场地对地震动滤波效应的重要途径。图6给出了实际工程中常见的典型非一致多层土场地，*i*′、*j*′和*k*′为某一大跨空间结构的三个支承点，而点*i*、*j*和*k*为相应的基岩上的坐标点；可以看出不同支承点处的场地条件存在明显不同。图中*hi*、*Gi*、*ρi*、*vi*和*ξi*分别为第*i*层土体的厚度、剪切模量、质量密度、泊松比和阻尼比。当地震发生时，可认为基岩的地震动由平面外的SH波及平面内的P波和SV波组成，并以一定的入射角传播进土层。场地表面某一点的自功率谱和互功率谱宜依据式(3.4.6)和式(3.4.7-1)分别进行计算。



图5 某一典型非一致场地示意简图

3.4.8平面外SH波和平面内P-SV波入射的情况如图6所示，在求解场地任一点处的传递函数时，需对基岩和土层的单元动力刚度矩阵进行计算、然后根据相应层数的位移和荷载幅值向量，将相对应的单元动力刚度矩阵元素组合、组成场地的整体动力刚度矩阵，最后求解得出场地传递函数。



图6 多层土场地在SH波和P-SV波激励下的示意简图

土层和基岩在SH波激励作用下的单元动力刚度矩阵宜分别通过式(8)和式(9)进行计算：

 (8)

 (9)

式中：为土层在平面外SH波激励下的动力刚度矩阵；

为基岩在平面外SH波激励下的动力刚度矩阵；

、为土层上下表面在平面外SH波激励下的外部荷载幅值；

为基岩自由表面在平面外SH波激励下的外部荷载幅值；

、为土层上下表面在平面外SH波激励下的位移幅值；

为基岩自由表面在平面外SH波激励下的位移幅值；

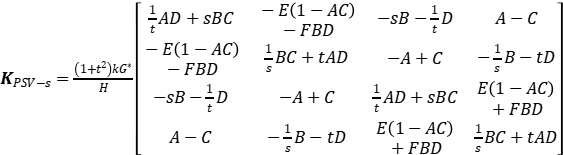
*k*为波数，宜根据*k*=*ω*/*c*，*c=vs*\**/*，*vs*\*= *vs*进行计算，其中*ω*为角频率，*vs*为剪切波速，为SH波在基岩中的传播角度（如图6所示），为阻尼比，*i*表示虚部；

*t*为与SH波的传播角度相关的物理量，可根据进行计算；

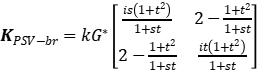
*G*\*为考虑阻尼效应的介质剪切模量，可根据*G*\*=*G*()进行计算；

*d*为土层的厚度。

土层和基岩在P-SV波激励作用下的单元动力刚度矩阵可分别通过式(10)和式(11)进行计算。

 (10)

其中：，，，，，，。

 (11)

式中：为土层在平面内P-SV波激励下的动力刚度矩阵；

为基岩在平面内P-SV波激励下的动力刚度矩阵；

、为土层上下表面在平面内P-SV波激励下的外部水平向荷载幅值；

、为土层上下表面在平面内P-SV波激励下的外部竖向荷载幅值；

、为土层上下表面在平面内P-SV波激励下的水平向位移幅值；

、为土层上下表面在平面内P-SV波激励下的竖向位移幅值；

为基岩自由表面在平面内P-SV波激励下的外部水平向荷载幅值；

为基岩自由表面在平面内P-SV波激励下的外部竖向荷载幅值；

为基岩自由表面在平面内P-SV波激励下的水平向位移幅值；

为基岩自由表面在平面内P-SV波激励下的竖向位移幅值；

*k*为波数，可根据*k*=*ω*/*c*，*c=vs*\**/*= *vp*\**/*，*vs*\*= *vs*，*vp*\*= *vp*进行计算，其中*ω*为角频率，*vs*为剪切波速，和分别为SV波和P波在基岩中的传播角度（如图6所示），为阻尼比，*i*表示虚部；

*t*为与SV波的传播角度相关的物理量，可根据进行计算；

*s*为与P波的传播角度相关的物理量，可根据进行计算；

## 3.5 复杂地形地质条件的影响

3.5.1地球表面并不总是均匀平坦的，有各种凸起和凹陷地形存在。地震发生后释放的能量多以地震波的形式向外传递，而不规则的地形会对地震波的传播产生影响，从而改变地面运动。研究表明，局部不规则地形会引起地震波的散射，从而造成地震动的放大、衰减和空间变化，进而影响地表和地下结构的地震响应，常常会加剧地震灾害。这里的不规则地形是指地表存在的局部凸起或凹陷，常见的有山体、陡坡、峡谷、河谷、沉积谷等。地形效应已被大量的实测地震记录和观察的地震破环情况所证实。一般而言，相对凸起的地形如山顶与河谷肩部的震害较重，平坦地形和相对凹陷的地形如山脚下与河谷底部震害较轻。对于山峰、山脊、陡坡等凸起地形，欧盟规范《EN 1998-5:2004》指出：针对高度超过30m、平均角度大于15°的孤立山脊和峭壁上部采用1.2~1.4倍的地形放大因子。对于河谷、峡谷等凹陷地形，其典型形态有半圆形、V形、U形。半圆形一般是为了方便计算的简化形态，一般河流的上游河谷多属于下切很深的V形谷，河流中下游河谷逐渐演变成底部平缓的U形谷。针对半圆形、V形、U形河谷的地震波传播理论研究，目前已有严格的解析结果。这些解析结果从波动方程出发，通过波函数展开法构建其地震动场，并利用边界条件得到其地震动场的具体结果，这种方法可以揭示波散射问题的物理本质。

3.5.2-3.5.3条考虑地形效应对地震动传播的影响，宜采用传递函数（含幅值放大因子和相位调整因子, 如本标准3.4.6-3.4.7条所描述的方法）衡量不规则地形表面相对于基岩自由表面地震动在频域内的空间变化；传递函数表示不规则地形表面/内部某一点处地震动幅值和基岩自由表面地震动幅值在不同频率处的比值。为了获得地形各点处的地震动时程，利用基岩地震动傅里叶谱与地震动传递函数进行耦合，得到地形各点处的地震动傅里叶谱，采用傅里叶逆变换方法将其转换至时域内，即可模拟得出目标点处的考虑地形效应的地震动时程。

# 4.多点地震动模拟方法

## 4.1 一般规定

4.1.1地质勘测中需确定场地的土层分层情况和各层土体的厚度、需确定的基岩和土层参数包括剪切模量、密度、孔隙率、泊松比、饱和度以及阻尼比等。

4.1.2 多点地震动的模拟应符合长大结构支承的形式，也应与结构所处的场地条件相符合；多点地震动的模拟中应根据结构和场地的基本信息选取地震动空间相干函数。

4.1.3 多点地震动模拟如需考虑三个平动分量，可将平面外SH波引起的水平地震动定义为*y*方向、平面内P-SV组合波引起的水平地震动和竖向地震动分别定义为*x*方向和*z*方向。

4.1.4长大结构不同支承点的位置处可假定具有相同的基岩自由表面地震动谱函数，各个场地表面地震动功率谱密度函数之间的差异取决于场地传递函数。

4.1.5 长大结构各个支承点处模拟生成的多点地震动应按照相同的比例进行调幅。不同设防烈度的地震动强度目标值应与现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011相一致。

4.1.6 模拟生成的多点地震动功率谱或反应谱与目标谱的匹配程度决定着多点地震动拟合结果的合理性，匹配程度越高、模拟结果越准确。一般要求在结构的基本振动频率处，模拟多点地震动功率谱或反应谱与目标谱的最大误差不超过5%。

4.1.7模拟生成的多点地震动之间的相干函数与目标函数的匹配程度决定着多点地震动相干程度的合理性，匹配程度越高、模拟结果越准确。一般要求在结构的基本振动频率处，模拟多点地震动相干函数与目标函数的最大误差不超过5%。

## 4.2 基岩或平整场地多点地震动模拟

4.2.1-4.2.5 条所介绍的多点地震动模拟方法适用于基岩和平整土质场地，如图7所示。

(a) 

(b) 

图7 (a)基岩场地和(b)平整土质场地的示意简图

多点地震动模拟中上限截止频率宜取25Hz；4.2.5条的形状函数可以采用Jennings函数，以模拟地震动的非平稳特性，该形状函数表达式为：

 (11)

式中，*t*0，*t*n为形状函数的参数，可分别取0.15*Ts*和0.5*Ts*，*Ts*为所生成地震动的持续时间。

4.2.6 本标准4.2.1-4.2.5条模拟得出的多点地震动加速度时程直接二次积分会获得飘移的位移时程曲线，因此不能直接应用于长大结构的抗震分析。可对生成的非平稳地震动加速度时程进行二次积分处理，通过四阶Butterworth滤波器在频域内滤除地震动中不合理的长周期成分，进行必要的零线调整和末值归零处理，最终获得多点地震动加速度、速度和位移时程。

## 4.3 非一致多层土场地多点地震动模拟

4.3.1 图8给出了非一致多层土场地多点地震动模拟的示意简图。本标准第3.4.8条介绍的传递函数计算方法中仅考虑场地的线性反应。在大震情况下场地土会发生非线性反应的情况，宜通过等效应变法求解非线性状态下土体的等效剪切模量和阻尼比。



图8非一致多层土场地多点地震动模拟示意简图

4.3.2真实土层中孔隙水和气体会影响地震动P波的传播，进而影响场地对于地震动的滤波效应；Biot通过研究证实，在P波的激励下含水土层中可以形成两种波速不等的P波；然而，由于地震波基本处于较低的频率范围，含水土层中传播速度较低的P波可忽略不计。宜根据本条文中的公式计算土体的泊松比*ν*和P波传播速度*vp*，相关参数可根据土体勘测数据进行确定。

## 4.4 涉水场地多点地震动模拟

4.4.1由于水层和水下软土层会对地震动P波的传播造成很大影响，因此涉水场地与陆地场地对地震动的滤波效应不同，最终导致陆地和涉水场地的多点地震动特征产生差异。目前在世界范围内仅有美国和日本等地区建立了少数的海底地震台站，记录了极为有限的涉水场地地震动数据。采用陆地地震动并不能准确地反映水下地震动特性，从而难以准确预测涉水工程结构的地震反应，最终会导致不科学的抗震设计。因此，对于建设在涉水场地的长大结构，需要采用涉水场地多点地震动作为合理的地震动输入。

4.4.2 图9给出了由水层、多层水下土层以及基岩构成的涉水场地多点地震动模拟的示意简图。



图10 涉水场地多点地震动模拟示意简图

4.4.3-4.4.6 中水层动力刚度矩阵描述水层外部作用荷载和位移之间的关系。涉水场地地震动的特征主要取决于场地传递函数。一般来说，水下软土层会导致涉水场地的水平向地震动幅值增加；而地震动P波在水中传播时发生的相消干涉效应会大幅降低涉水场地地震动竖向分量的幅值，导致涉水场地地震动竖向与水平向峰值加速度比和反应谱比均低于陆地地震动。尤其是在水层P波共振频率附近，涉水场地竖向地震动的传递函数取值接近于0。P波在水层内的共振频率可通过以下公式进行计算：

，(*N*=1, 3, 5···) (12)

式中：*fN*为水层的P波共振频率；

*N*为奇数；

*d*为水层深度；

*v\*W p*为考虑阻尼影响的水中P波波速；

*θW p*为P波在水中的传播角度。

4.4.7由于水层和土体孔隙水不影响地震动S波的传播，因此对于由平面外SH波组成的涉水场地水平向地震动，可不考虑水层和土体孔隙水对地震动传播效应的影响。

**4.6 场地内部多点地震动模拟**

4.6.1地震动从基岩传播至场地表面的过程中，地震动的幅值和频率成分会随着位置深度产生变化，最终导致场地内部和表面地震动的基本特征具有明显的差异。因此，对于采用桩基支承或埋置于场地内部的长大结构，宜采用结构与场地接触位置处的地震动进行输入，即场地内部的多点地震动，才能更为科学合理地进行此类长大结构的抗震分析与设计。

4.6.2图11给出了场地内部多点地震动模拟的示意简图，通过场地表面和内部的传递函数，可基于本标准4.6.2条模拟生成场地内部多点地震动时程。



图11 场地内部多点地震动模拟示意简图

**4.7 基于反应谱的多点地震动模拟**

4.7.1在工程实际应用中，研究人员通常以规范中规定的地震动反应谱为目标谱对空间变化地震动进行模拟。因此，基于地震动反应谱的空间变化地震动模拟方法具有重要的工程意义。此外，式(3.4.5)中*ξ*的取值应与目标反应谱的阻尼比相等。

4.7.2 对于覆盖层简单、均匀的水平场地，宜根据地质勘测数据和现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011中规定的场地类型划分方法确定场地类别和相应的反应谱曲线。

4.7.3对于覆盖层复杂、不规则的场地，宜采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011中规定的I类场地反应谱代表基岩的反应谱。

**4.8 跨断层多点地震动模拟**

4.8.1 相关研究表明，走滑断层两侧的地面运动具有相关性。其中，在平行于断层滑动方向（Fault-Parallel, FP方向），可以认为断层两侧的地面运动具有“幅值相同，方向相反”的特点，以考虑断层破裂导致的FP方向上的地面错位，因此可采用波形相同，方向相反的多点地震动激励；而在垂直于断层滑动方向（Fault-Normal, FN方向），可以认为断层两侧的地面运动相同，以确保FN方向上的运动连续性，故在该方向上可采用一致激励。

4.8.2 目前关于倾滑断层两侧地震动特点的研究相对较少。倾滑断层两侧地震动相较于走滑断层更为复杂，受断层倾角、滑动方向、滑动量、观测点位置等因素影响显著，无法采用简化模型表示其地震动特点。因此，宜采用基于断层物理模型的地震动模拟方法模拟跨断层地震动的低频成分，并与高频成分叠加，从而合成宽频带跨断层地震动。

# 5. 长大结构多点地震反应分析方法

## 5.1 一般规定

5.1.1频域计算方法更适用于分析多点地震动输入对自由度较少的长大结构地震反应的影响，且一般不能考虑非线性影响。时域计算方法可应用于复杂长大结构在多点地震动激励下的精细化反应分析，并可考虑非线性影响。

5.1.2长大结构多点地震反应的计算准确性取决于结构模型的精度要求和多点地震动输入的合理性，关于多点抗震计算的原则应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011的相关规定。

5.1.3受水层的影响，涉水场地地震动竖向与水平向强度的比值要低于陆地地震动。此外，如需研究长大结构在近场地震动下的反应，宜适当提高竖向与水平向地震动强度的比值。

5.1.4对于不同支承点位置处场地条件差异较大的长大结构，局部场地效应会加剧不同支承点处多点地震动的空间差异，忽略其影响可能会严重低估长大结构的地震反应。

5.1.5地震动空间差异模型存在很大的不确定性，对于水平和竖向进入场地的地震波，场地视波速的范围为[*vs, ∞*]，其中*vs*是场地剪切波速。多点地震动行波效应和相干效应对长大结构地震反应的极值影响分别为同相激励*=*1.0, 2.0, …、反相激励=0.5, 1.5, 2.5, …，完全相关|*γ jk*(*iω*)|=1.0、完全不相关|*γ jk*(*iω*)|<0.2；其中*f0*为结构振动频率，其他参数如上定义。宜在此极端条件下确定行波效应和相干效应的影响范围，获取多点地震动作用下长大结构的最不利反应。

## 5.2 简化分析方法

5.2.4 当隧道衬砌穿越复杂地层时，宜将由自由场场地地震效应时程分析得到的结构轴线处的地层位移作为地层强制位移，施加于纵向梁-弹簧模型中地层弹簧远离结构的一端，进行时程分析，并仍利用变形传递系数计算隧道的地震响应，如图12所示。其中，隧道纵向地震反应的计算，应给出沿纵向的拉压应力和弯曲应力；隧道结构宜用梁单元建模，变形缝宜采用非对称拉压非线性弹簧模型；地基弹簧刚度宜参照本标准5.2.3条文说明中的定义进行计算。

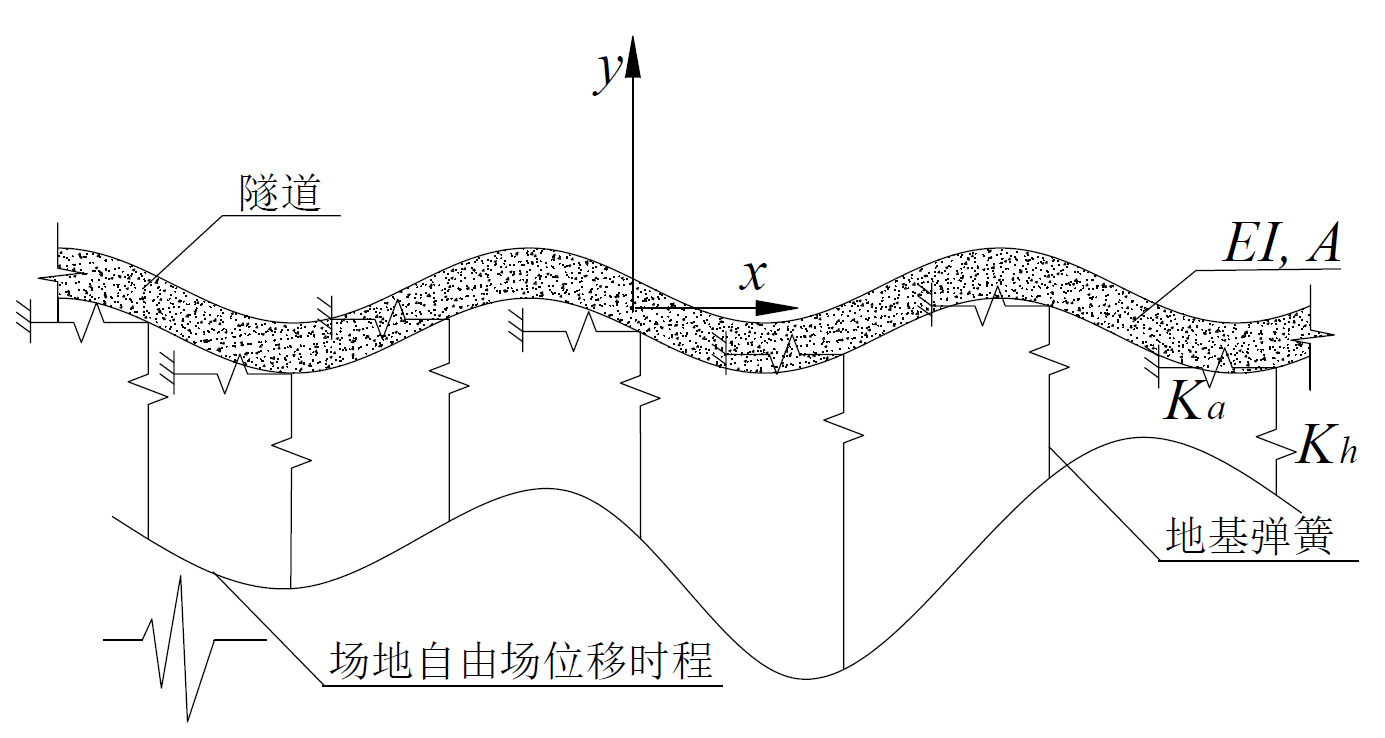


图12 复杂场地时程分析计算示意图

## 5.3 时域计算方法

5.3.1-5.3.3 在多点地震动作用下长大结构的动力平衡方程的求解过程中，通常将大跨结构的位移反应分为支承点运动引起的拟静力位移***u***ps和非约束自由度由于惯性作用引起的动力位移***u***。忽略本标准5.3.1条中式(5.3.1)里的动力项，仅考虑静力项，***u***ps和***u***g可表示为：

 (13)

式中，***P***bs是采用静力方法施加位移***u***g所需的支座作用力。

由式(5.3.1-1)可以得出影响矩阵***R***的具体表达形式：

 (14)

， (15)

根据动力平衡方程式(5.3.1)、式(5.3.1-2)和式(5.3.1-3)，即推导得出采用有效地震力向量简化后的动力平衡方程式(5.3.3)。

5.3.4 长大结构多点地震反应的几类分析方法有各自的适用条件和优缺点，应用时可根据结构和地震动的实际情况进行选择。

5.3.5位移输入法所建立的动力平衡方程以绝对位移、绝对速度和绝对加速度为反应参数，以多点地震动位移时程作为输入，在绝对坐标系下施加于长大结构上，通过方程求解可以得到结构的绝对位移反应，适用于一致激励也适用于多点激励。因此，多点地震动激励下长大结构反应的求解采用位移输入模型具有一定的优势；但结构非线性反应和抗震性能均取决于相对位移反应，而不是绝对位移反应。因此，采用位移输入法计算长大结构的绝对位移反应后仍需进一步获取得出结构的相对位移反应。此外，由于忽略了阻尼力项，位移输入法会不可避免地存在误差。由于加速度输入方法使用了叠加原理将拟静力位移和动力位移相加得到长大结构的位移反应，其并不适用于非线性反应的计算。加速度输入模型适用于一致激励也适用于多点激励，当影响矩阵***R***为单位矩阵时，式(5.3.6)简化为一致地震动激励下长大结构的动力平衡方程。

5.3.6 位移输入方法和加速度输入方法均避开了基础外荷载的作用而对结构反应进行分析，而大刚度法则模拟基础在外荷载作用下的强迫运动，最后对结构在多点地震动激励下的动力平衡方程进行求解。大刚度法通过释放原来支座上的约束，在结构的运动方向上安装远大于结构刚度的弹簧（如图13所示）；为了与原结构等效，在支座节点施加的地震作用力等于***K***g***u***gg，其中***K***g为由支承点处弹簧刚度*K*1、*K*2组成的对角矩阵；***u***gg为支承点处位移*u*1和*u*2组成的组成的向量。大刚度法通过使支承点基础的位移和地震动输入的位移近似等效（即***u***gg≈***u***g），进而在时域内求解动力平衡方程，获取多点地震激励下长大结构的反应。大刚度法原理简单且易于操作，在通用有限元软件中获得了广泛应用。



图13 大刚度法示意简图

5.3.7大质量法通过在支承点处引入大质量，该方法在结构各支承点处设置具有较大质量的集中质量单元***M***g（一般取结构总质量的106倍以上），将集中质量单元的加速度和支承点处输入的地震动加速度近似等效（即≈），最后求解动力平衡方程获取长大结构在多点地震动作用下的反应。通过释放基础运动方向的约束，最后在大质量点处施加的荷载来模拟基础的运动(如图14所示），其中为支承点处的集中质量*M*1、*M*2组成的对角矩阵，为支承点处集中质量单元加速度、组成的向量。该方法可以较为方便地在通用有限元软件中实现, 在通用有限元软件中获得了广泛应用。



图14 大质量法示意简图

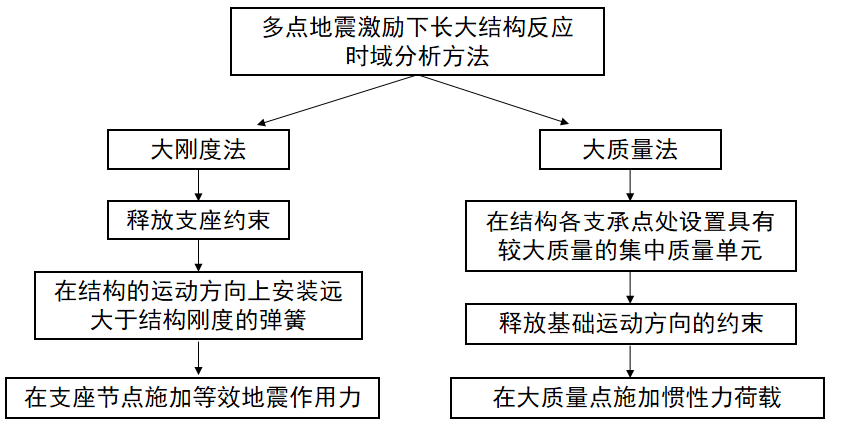


图15 复杂场地大刚度和大质量法计算示意图

## 5.4 频域计算方法

5.4.1 基于随机振动理论的结构最大均值计算方法的基本流程如下所示。对于均值为零的平稳时程*x*(*t*)，相应的功率谱密度函数为*S*(*ω*)，其*m*阶谱矩定义为：

 (16)

式中，*ωc*为上限截止频率，对于结构抗震分析，*ωc*宜取为25Hz以基本覆盖地震荷载所有的频率范围。

穿零率和功率谱密度函数的形状因子可以表示为：

 (17)

 (18)

结构的均值最大反应可通过下式进行计算：

 (19)

式中，*Ts*为地震动持续时间； 为标准差。

 (20)

长大结构在多点地震动激励下的典型反应类型如图16所示，主要包括三种：(1) 普通长大结构的地震反应；(2)结构的扭转地震反应； (3)相邻结构之间的相对反应（即碰撞反应或桥梁的落梁破坏）。

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  |  |
| (a) 普通结构反应 | (b)结构扭转反应 | (c)相邻结构之间的相对反应 |
| 图16 长大结构在多点地震动激励下的典型反应类型 | | |

对于普通长大结构：多点地震动输入既可以激发结构的对称振型，也能激励起非对称振型；一致地震输入不能激发结构的非对称振型。对于长大结构的扭转反应：如果结构为对称布置，若不考虑多点地震动的空间变异性，结构扭转振动为0，扭矩不会产生；而多点地震动输入则会导致结构扭转振动，导致结构产生扭矩，因此，忽略多点地震动输入可能会低估结构反应、导致不安全的抗震设计。对于相邻结构之间的相对反应：当相邻结构的频率完全相同时，如果不考虑地震动的空间变化（一致激励），由于相邻结构完全“同相”运动，相对位移反应为0；当考虑地震动的空间变化时，即使两相邻结构完全相同，仍会有相对位移的产生，相邻结构间可能会发生碰撞或分开。

5.4.2 的取值不同，行波效应不同；其中，多点地震动激励和结构基本振动模态之间为同相位和反相位时，长大结构会出现极值反应，如图16所示。对于一个特定结构，结构参数*d*以及结构振动特性为确定的值，而地震动的视波速具有较大的随机性，较难准确确定；由于结构的动力反应具有该特性，因而合理取值至关重要。一般情况下，应选取合适的取值匹配以及这两种极端情况，从而求得结构的极值反应。

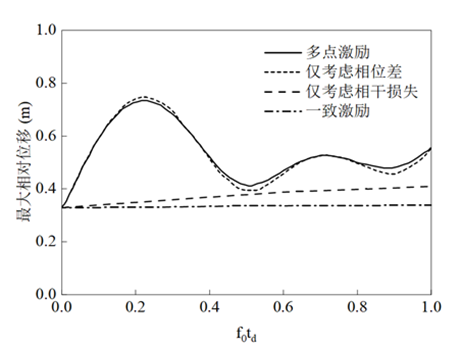


图17不同地震动激励形式对20-24层柔性相邻结构最大峰值位移的影响

5.4.3多点地震激励下长大结构的最大反应可能会出现在结构与场地共振时，因此应特别关注场地振动频率处长大结构的反应；此外，当考虑局部场地效应时，多点地震激励产生的长大结构反应往往要显著大于一致激励下的结构反应，因此长大结构各个支承点的布置应避免场地条件差异较大的情况。

5.4.4 鉴于地震动经验相干函数的基本特征，频率越大时迟滞相干函数的取值越小，也就是地震动差异越大。因此，当频率较低时迟滞相干函数取值较接近于1，地震动相干效应并不显著，也就是说相干效应对于较柔的结构影响较小；而相反，当频率较高时迟滞相干函数取值较低，地震动相干效应显著，即相干效应对于较刚的结构影响较大，如图18所示。

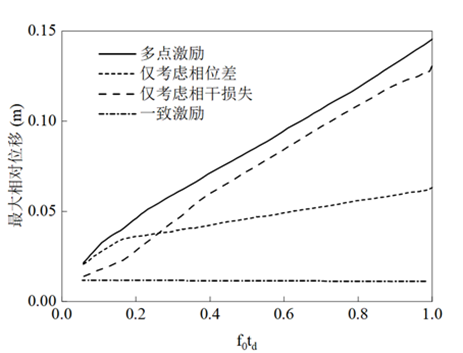


图18不同地震动激励形式对1-2层刚性相邻结构最大峰值位移的影响

# 6. 多点地震动激励振动台台阵试验技术

## 6.1 一般规定

6.1.1多点地震动激励的行波效应、相干效应和局部场地效应会对长大结构地震反应产生较大影响，因此在多点地震动激励振动台台阵试验中应采用多点地震动输入；涉水场地中水的存在会影响地震动P波的传播，也会影响长大结构的动力特性和地震反应，因此宜通过水下地震模拟振动台台阵开展试验。

6.1.2 长大结构地震模拟振动台台阵试验系统如图19所示，其由2个或2个以上振动台组成，长大结构不同支承点连接于多个振动台之上，通过在多个子台输入多点地震动，研究长大结构模型在多点地震激励下的真实反应。



图19 长大结构地震模拟振动台台阵试验系统示意简图

6.1.3 长大结构动力特性主要包括结构的质量、刚度、自振周期（频率）、振型、阻尼等。此外，长大结构的边界条件也会影响其在多点地震激励下的破坏模式和整体抗震性能。

6.1.4 一般情况下应校核最大加速度、最大速度、最大位移、频率范围等参数是否在额定性能参数以内。对于较高的长大结构等还需要检验最大倾覆力矩和最大偏心力矩。

6.1.5 各个子台均可正常、协调工作是长大结构多点地震动激励振动台试验的基础。在模型安装到台阵之前，应全面做好仪器设备状态的检察工作、确保试验可正常进行，以免反复安装和拆卸模型。

6.1.6避免长大结构模型与台面发生碰撞、保护台面不会被模型破坏所影响是整个振动台试验过程中的基本要求。模型与台面之间出现松动的情况会导致台面地震动和输入结构的实际地震动出现显著差异，造成较大试验误差，因此必须应予以避免。

6.1.7 长大结构多点地震动激励振动台试验中往往会采用缩尺模型进行测试，为了使缩尺模型与原型结构的行波效应和相干效应相匹配，即和|*γ jk*(*ω*)|的取值保持不变，应按照缩尺模型模拟多点地震动输入。由于不同子台处输入的地震动存在差异，在对多点地震动输入进行调幅时可以多个点处地震动幅值的平均值为基准进行。

6.1.8 结构的振型决定着其在地震激励下的动力反应，因此，为了反映长大结构在多点地震动激励下的真实性态，长大结构模型和原型的振动模态应保持一致。结构模型中所用混凝土材料力学性能试验应符合国家标准《普通混凝土力学性能试验方法标准》 GB/T 50081 的规定；钢筋材料力学性能试验应符合国家标准《金属材料拉伸试验第 1 部分： 室温试验方法》 GB/T 228. 1 及相关标准的规定；其他材料力学性能的测试也应符合相应的规范和标准。

6.1.9 在工程结构的抗震设计中，设计人员们最为关注的是结构在地震作用下的最不利反应及其破坏模式；因此 ，在长大结构多点地震动激励振动台试验中揭示出结构的最不利反应，才能够对原型结构的抗震性能做出最为合理的评估。

6.1.10长大结构多点地震动激励振动台试验的所有相关技术流程应与《建筑抗震试验标准规程》 JGJ/T101-2015保持一致。

## 6.2 试验模型相似方法

6.2.1 几何条件相似即模型与原型各相应部分的长度互成比例，几何相似条件是指长度、位移、应变等物理相似系数间应满足的关系；物理特性相似即要求模型与原型的相应各点应力和应变间的关系相同；边界条件相似即要求模型与原型在外界接触的区域内的各种条件保持相似，包括支承条件相似、约束情况相似和在边界上的受力情况相似等；质点动力平衡方程相似即需要保证动力平衡方程中质量、刚度和时间三个物理量的相似比在方程中得以协调；运动初始条件相似即模型与原型在初始状态下的位移、速度和加速度在时间和空间上保持相似关系。

6.2.2 方程式分析法即当物理量之间的函数关系明确时，宜根据其明确的数学方程式建立各个参数的相似条件。当物理量之间不能用方程式表示时，宜采用量纲分析法建立相似条件。根据量纲分析的*π*定理，如果一个物理现象可由*n*个物理量构成的方程描述，若其中基本物理量数目为*k*，那么该物理现象可以用这些物理量组成的(*n*-*k*)个无量纲群的关系式来描述。对于多点地震动作用下长大结构的动力反应问题，所涉及的基本物理量为3个，即质量、长度和时间。因此可以组成(*n*-3)个独立的无量纲项的函数关系，此函数关系中每一项在模型和原型中都应相等，这样即可得出表1所示的各项动力相似条件。

表1动力试验模型相似系数

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 类型 | 弹塑性模型 | 用人工质量模拟的弹塑性模型 | 实用弹塑性模型 | 忽略重力效应的弹性模型 |
| 几何尺寸 |  |  |  |  |
| 弹性模量 |  |  |  |  |
| 质量密度 |  |  |  |  |
| 时间 |  |  |  |  |
| 频率 |  |  |  |  |
| 重力加速度 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 位移 |  |  |  |  |
| 速度 |  |  |  |  |
| 加速度 | 1 | 1 |  |  |
| 应力 |  |  |  |  |
| 应变 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 力 |  |  |  |  |
| 能量 |  |  |  |  |

弹性模型的几何形状与原型相似，但模型的材料不一定与原型材料相似，宜采用均匀的弹性材料如有机玻璃等制作。由于其目标是研究结构弹性性能，因此模型比例可以不必选得很大，一般为原型的1/100。弹性模型不能够预测由混凝土或砌体建造的长大结构在开裂后的非线性性能，同样也不能预测钢材屈服后的性能、以及长大结构其他的非线性性能及破坏状态。弹塑性模型则对材料模拟要求比较严格，其要求模型材料的非线性本构关系要与原型结构材料相似，这样能够通过试验真实地模拟原型结构在地震作用下的性能与破坏状态。缩尺模型制作的原则和方法应与《建筑抗震试验标准规程》 JGJ/T101-2015保持一致。

6.2.3 弹塑性模型往往需要将模型材料的密度提高，在实际模型的设计中宜通过附加质量的方法来解决，即表6.2.2中的用人工质量模拟的弹塑性模型；而当只能施加部分附加质量、且通过地震动放大来满足惯性力等效时，即表6.2.2中的实用弹塑性模型。

6.2.5 采用忽略重力效应的模型时，如果模型选用的材料和原型结构相同，会导致对时间和加速度的比例要求很大，最终引起测量精度和动力激振等方面的困难，同时也增大材料应变率效应的影响。而当试验采用忽略重力效应的弹性模型时，则不能模拟几何非线性导致的次生效应。

6.2.6 在水下振动台试验中，宜通过对模型结构水下部分加宽设计或外挂板件，同时调整波浪或水流参数，以增大模型结构的迎水面宽度以及动水力和波浪力，从而实现为了使模型结构与原型结构的水动力相似比与重力、弹性力、惯性力等和其他力相似比保持协调一致。

6.2.7-6.2.8如果按照原型长大结构模拟生成多点地震动并将其作为振动台试验中的输入，由于缩尺效应，模型和原型结构的行波效应和相干效应可能会出现差异，导致试验不能够真实反应长大结构在多点地震动激励下的真实性态。所以，应根据相似关系计算得出长大结构缩尺模型所对应的视波速和相干函数系数，并在此基础上进行缩尺模型的多点地震动模拟，将其作为长大结构振动台试验的地震动输入。

## 6.4 加载工况

6.4.1-6.4.2由于震源特性、视波速、土体特性、相干损失以及地震波频率成分等诸多不确定因素，实际工程中多点地震动的空间变异性难以准确预测。目前已有研究表明，多点地震动可能会减小、也可能会增加长大结构的地震反应；因此，从长大结构抗震安全的角度而言，多点地震动激励所引起的最不利反应情况应该在结构分析、振动台试验以及工程设计中加以重点考虑，以保证结构抗震设计的安全性。基于这一根本理念和对多点地震动的基本认知，建议根据6.4.2条规定的方法开展长大结构多点地震动激励振动台试验。需要说明的是，当所研究的长大结构形式较为复杂时，而试验目的为关注某一构件的地震反应，此时需特殊关注这一构件所对应的反应较大的那一结构振型，宜采用此振型所对应的振动频率代替基频*f*0，以研究多点地震激励行波效应同相位和反相位对该构件最不利地震反应的影响。

6.4.3-6.4.5 考虑到振动台试验的复杂性和经济性，一般宜采用一个结构模型来开展长大结构多点地震动激励振动台试验，加载则采用地震动强度从低到高的分级加载模式。逐级加载过程中的结构累积损伤问题应该加以重点考虑，宜通过在各级地震动加载之前对模型开展白噪声激励，以获取不同加载阶段长大结构的频率和阻尼比随累积损伤的变化情况。此外，在对比各个地震动加载工况下的长大结构反应时，应确保结构模型处于弹性阶段，避免累计损伤造成的额外影响。

6.4.6实际地震中，地震动是以三个平动方向（即两个水平向和一个竖向）作用于结构上的，在地震振动台模拟试验中应尽量采用三个平动方向的地震动作为输入。对于具有跨度大、悬挑长等特征的长大结构，竖向地震动激励对于结构整体反应起着控制作用，因此必须输入竖向多点地震动以获取此类结构的真实地震反应和破坏模式。

6.4.7对于多点地震动激励振动台台阵试验，各振动台的同步运行性能非常重要，一旦振动台之间存在明显的时滞，将严重影响台面再现地震动的同步性，造成试验结果可信度的降低。因此，多点地震动激励振动台台阵试验必须对各振动台联动精度有具体要求。对于长大结构多点地震动激励振动台试验，多个子台间的相对误差应基本保持一致，以免影响所输出的多点地震动的空间差异性，确保试验结果的合理性和准确性。

f