



CECS ***:20**

中国工程建设协会标准

建筑结构弹塑性分析技术规程

(征求意见稿)

前 言

根据中国工程建设标准协会“建标协字[2016]038 号文”的要求，规程编制组在广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和相关国外先进标准，并广泛征求意见基础上，制订本规程。

本规程的主要内容包括：总则、术语和符号、基本规定、混凝土结构非线性分析、钢结构非线性分析、消能减震结构非线性分析以及隔震结构非线性分析。

本规程由中国工程建设标准化协会混凝土结构专业委员会归口管理，由中国建筑科学研究院有限公司负责具体技术内容的解释，在执行过程中如有意见或建议，请寄往中国建筑科学研究院有限公司（地址：北京市北三环东路 30 号 C 座 1601A 室，邮编：100013）。

主编单位：中国建筑科学研究院有限公司

参编单位：哈尔滨工业大学

清华大学

同济大学

东南大学

华南理工大学

合肥工业大学

建研科技股份有限公司

中国建筑设计研究院有限公司

北京市建筑设计研究院有限公司

中国建筑工程总公司

富力（北京）地产开发有限公司

北京筑信达工程咨询有限公司

华东建筑集团有限公司

同济大学建筑设计研究院有限公司

上海建工集团股份有限公司

史基摩欧文美尔（上海）建筑设计事务所有限公司（SOM）

奥雅纳工程咨询（上海）有限公司（ARUP）

广州容柏生建筑结构设计事务所

广州建研数力建筑科技有限公司

深圳大学建筑设计研究院有限公司

中国建筑西南设计研究院有限公司

中南建筑设计院股份有限公司

中信建筑设计研究总院有限公司

主要起草人：杨志勇 陈才华

（以下按姓氏笔画排列）

主要审查人：（按姓氏笔画排列）

目 录

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.....	6
3.1 一般规定.....	6
3.2 适用范围.....	6
3.3 分析方法.....	8
3.4 分析模型.....	10
3.5 地震作用.....	13
3.6 结果应用.....	14
3.7 抗震性能化设计.....	15
3.8 抗倒塌设计.....	16
4 混凝土结构非线性分析.....	18
4.1 分析方法.....	18
4.2 分析模型.....	18
4.3 复杂结构.....	19
5 钢结构非线性分析.....	21
5.1 分析方法.....	21
5.2 分析模型.....	22
5.3 空间网格结构.....	22
5.4 钢结构抗火分析.....	23
6 消能减震结构非线性分析.....	24
6.1 分析方法.....	24
6.2 分析模型.....	24
6.3 结果应用.....	25
7 隔震结构非线性分析.....	27
7.1 分析方法.....	27
7.2 分析模型.....	27
7.3 结果应用.....	27
附录 A 混凝土本构关系模型.....	29
A.1 混凝土单轴应力-应变关系.....	29
A.2 箍筋约束混凝土应力-应变关系.....	31

A.3 钢管约束混凝土应力-应变关系.....	32
A.4 混凝土塑性损伤本构关系模型.....	34
附录 B 钢筋、钢材本构关系模型.....	38
B.1 钢筋与钢材应力-应变关系.....	38
B.2 钢板塑性本构关系模型.....	39
附录 C 钢筋混凝土构件损伤破坏评价.....	41
C.1 基本规定.....	41
C.2 基于应力-应变关系的损伤破坏评价.....	41
C.3 基于力-变形关系的损伤破坏评价.....	42
附录 D 消能器非线性分析模型.....	45
D.1 位移型消能器非线性分析模型.....	45
D.2 速度型消能器非线性分析模型.....	48
附录 E 隔震装置非线性分析模型.....	50
E.1 橡胶隔震支座非线性分析模型.....	50
E.2 摩擦摆隔震支座非线性分析模型.....	51
本规程用词说明.....	53
引用标准名录.....	54
条 文 说 明.....	55

Contents

Chapter 1 General.....	1
Chapter 2 Terms and Symbols.....	2
2.1 Terms.....	2
2.2 Symbols.....	4
Chapter 3 Basic Requirements of Nonlinear Analysis.....	6
3.1 General.....	6
3.2 Applicable Scope.....	6
3.3 Analysis Method.....	8
3.4 Analysis Model.....	10
3.5 Earthquake Action.....	13
3.6 Result Application.....	14
3.7 Seismic Performance Based Design.....	15
3.8 Collapse Design.....	16
Chapter 4 Concrete Structure Nonlinear Analysis.....	18
4.1 Analysis Method.....	18
4.2 Analysis Model.....	18
4.3 Complex Structure.....	19
Chapter 5 Steel Structure Nonlinear Analysis.....	21
5.1 Analysis Method.....	21
5.2 Analysis Model.....	22
5.3 Space Grid Structure.....	22
5.4 Steel Structure Fire Resistant Design.....	23
Chapter 6 Energy-Dissipated Structures Nonlinear Analysis.....	24
6.1 Analysis Method.....	24
6.2 Analysis Model.....	24
6.3 Result Application.....	25
Chapter 7 Seismically Isolated Structures Nonlinear Analysis.....	27
7.1 Analysis Method.....	27
7.2 Analysis Model.....	27
7.3 Result Application.....	27
Appendix A Concrete Constitutive Model.....	29
A.1 Concrete Uniaxial Stress-Strain Relations.....	29
A.2 Stirrup Confined Concrete Stress-Strain Relations.....	31

A.3 Concrete Filled Tube Stress-Strain Relations.....	32
A.4 Concrete Plastic Damage Constitutive Relations Model.....	34
Appendix B Reinforcement and Steel Constitutive Model.....	38
B.1 Reinforcement and Steel Stress-Strain Relations.....	38
B.2 Steel Plate Plastic Constitutive Relations Model.....	39
Appendix C Reinforced Concrete Member Damage Failure Criteria.....	41
C.1 General.....	41
C.2 Damage Criteria Based on Stress-Strain Relations.....	41
C.3 Damage Criteria Based on Force-Displacement Relations.....	42
Appendix D Energy-Dissipated Device Nonlinear Analysis Model.....	45
D.1 Displacement-type Energy-Dissipated Device Nonlinear Analysis Model.....	45
D.2 Velocity-type Energy-Dissipated Device Nonlinear Analysis Model.....	48
Appendix E Seismically Isolator Nonlinear Analysis Model.....	50
E.1 Rubber Isolator Nonlinear Analysis Model.....	50
E.2 Friction Pendulum Isolator Nonlinear Analysis Model.....	51
Explanation of Wording in This Code.....	53
List of Quoted Standards.....	54
Explanation of Provisions.....	55

1 总 则

1.0.1 为在建筑结构中合理应用非线性分析方法，做到技术先进、安全适用、确保质量，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于民用建筑与工业建筑的非线性分析。

1.0.3 建筑结构的非线性分析除应符合本规程的规定外，尚应符合现行国家标准规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 结构分析 structural analysis

确定结构上作用响应的过程或方法。

2.1.2 线弹性分析 linear-elastic analysis

基于线性应力-应变或线性弯矩-曲率关系，采用弹性理论分析方法对结构初始构型进行的结构分析。

2.1.3 非线性分析 nonlinear analysis

基于材料非线性本构关系模型或（和）结构当前构型进行的结构分析。

2.1.4 非线性静力分析 nonlinear static analysis

采用静力作用加载方式的非线性分析。

2.1.5 非线性动力分析 nonlinear dynamic analysis

采用动力作用加载方式的非线性分析。

2.1.6 非线性增量动力分析 nonlinear incremental dynamic analysis

采用动力作用加载方式，通过逐步增大动力作用峰值，得到结构全过程响应的非线性分析。

2.1.7 弹塑性分析 elastoplastic analysis

基于材料非线性本构关系模型进行的结构分析。

2.1.8 几何非线性分析 geometrically nonlinear analysis

基于结构当前构型进行的结构分析。

2.1.9 直接分析设计方法 direct analysis method of design

直接考虑初始几何缺陷、残余应力、几何非线性、材料非线性、节点连接刚度等因素，依据整个结构体系非线性分析结果的设计方法。

2.1.10 隐式积分方法 implicit integral method

基于增量步平衡迭代的动力学方程求解方法。

2.1.11 显式积分方法 explicit integral method

基于差分格式的动力学方程求解方法。

2.1.12 本构关系模型 constitutive relation model

材料应力与应变之间的关系，广义上是指力与变形之间的关系。

2.1.13 塑性铰模型 plastic hinge model

假定一维构件中部保持弹性，塑性发展集中在端部塑性铰区域，塑性铰参数按照弯矩-曲率、弯矩-转角或其他广义力-变形关系确定单元刚度的模型。

2.1.14 塑性区非线性弹簧模型 plastic zone nonlinear spring model

假定一维构件中部保持弹性，塑性发展集中在端部区域，并以多个适用混凝土、钢筋或型钢等材料本构关系模型的非线性弹簧确定单元刚度的模型。

2.1.15 纤维截面模型 fiber section model

将一维构件沿截面和轴向细分为多个纤维，并适用混凝土、钢筋或型钢等材料非线性本构关系模型确定单元刚度的模型。

2.2 符号

θ_i^* ——二阶效应系数；

η_{cr} ——整体结构最低阶弹性临界荷载与荷载设计值的比值；

σ ——应力；

ε ——应变；

α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变关系下降段参数值；

$f_{t,r}$ ——混凝土单轴抗拉强度代表值；

$\varepsilon_{t,r}$ ——混凝土单轴受拉的峰值拉应变；

d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化参数；

α_c ——混凝土单轴受压应力-应变关系下降段参数值；

$f_{c,r}$ ——混凝土单轴抗压强度代表值；

$\varepsilon_{c,r}$ ——混凝土单轴受压峰值压应变；

d_c ——混凝土单轴受压损伤演化参数；

ε_z ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；

E_r ——混凝土受压卸载及再加载阶段的变形模量；

σ_{un} ——混凝土从受压骨架线开始卸载时的应力；

ε_{un} ——混凝土从受压骨架线开始卸载时的应变；

ε_{ca} ——附加应变；

f_{cc} ——约束混凝土单轴抗压强度代表值；

ε_{cc} ——与约束混凝土单轴抗压强度 f_{cc} 对应的峰值压应变；

λ_v ——配箍特征值；

$\Delta\sigma_a$ ——钢材对混凝土产生约束应力增量；

$\Delta \varepsilon^p$ ——混凝土塑性应变增量；

D_s ——钢材约束刚度矩阵；

ε_y ——钢材屈服应变；

f_y ——钢材屈服应力；

E_s ——钢材弹性模量；

k ——钢硬化段弹性模量折减系数；

λ ——剪跨比；

m ——弯剪比；

$\bar{n}$ ——轴压力系数；

F_{dy} ——消能器或隔震支座屈服(起滑)荷载；

K_d ——消能器或隔震支座弹性刚度；

$\Delta u_{d \max}$ ——沿消能方向消能器或隔震支座最大可能的位移；

Δu_{dy} ——沿消能方向消能器或隔震支座屈服(起滑)位移；

W_c ——消能器或隔震支座在 $\Delta u_{d \max}$ 位移上循环一周耗散的能量；

$F_{d \max}$ ——消能器或隔震支座最大荷载；

K_{eff} ——消能器或隔震支座有效刚度；

C_D ——消能器的阻尼系数。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 建筑结构分析方法应根据分析目的、结构类型、材料性能和受力特点等因素进行选用，当结构的非线性状态显著时，应采用非线性分析方法进行结构分析。

3.1.2 建筑结构的非线性分析，应符合下列规定：

1. 应合理预设结构布置、几何尺寸、连接关系、边界条件及材料性能等，对钢筋混凝土结构应正确预设配筋；
2. 材料的非线性指标宜取平均值或通过试验确定，并应符合现行国家标准规范的规定；
3. 对几何非线性影响敏感的空间结构等结构类型，应考虑几何非线性的影响。

3.1.3 通过建筑结构的非线性分析，宜达到下列目标：

1. 在地震等外力作用下，验证结构传力途径及屈服机制的合理性；
2. 验证结构具备必要的承载能力，良好的变形能力及耗能能力；
3. 避免因部分结构或关键构件破坏，导致整个结构丧失对重力荷载的承载能力或抗震能力；
4. 为合理的结构二道（多道）防线设计提供量化依据；
5. 确定结构的薄弱楼层及薄弱部位，为采取措施提高结构抗倒塌能力提供量化依据。

3.2 适用范围

3.2.1 建筑结构的非线性分析可适用于钢筋混凝土结构、钢结构、木结构、砌体结构、钢-混凝土混合结构、消能减震结构、隔震结构、大跨度结构以及装配式结构等结构形式的施工阶段、正常使用阶段、地震作用及偶然荷载作用下的损伤破坏过程模拟、稳定性分析及抗倒塌分析。

3.2.2 下列结构应进行罕遇地震或极罕遇地震作用下的非线性分析：

1. 8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时，高大的单层钢筋混凝土柱厂房的横向排架；
2. 7~9度时，楼层屈服强度系数小于0.5的钢筋混凝土框架结构和框排架结构；
3. 高度大于150m的结构；
4. 甲类建筑和9度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构、钢结构和混合结构；
5. 采用消能减震和隔震设计的结构；
6. 同时具有表3.2.2-1所列竖向不规则和表3.2.2-2所列平面不规则的结构；
7. 采用抗震性能化设计方法的结构。

表 3.2.2-1 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%。
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递。
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%。

表 3.2.2-2 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
扭转不规则	在考虑偶然偏心的规定水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移（或层间位移）的最大值与平均值的比值大于 1.2。
凹凸不规则	平面凹进的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%。
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层。

3.2.3 下列结构宜进行罕遇地震或极罕遇地震作用下的非线性分析：

1. 表 3.2.2-1 所列竖向不规则的结构；
2. 表 3.2.2-2 所列平面不规则的结构；
3. 表 3.2.3 所列高度范围的高层建筑结构；
4. 7度Ⅲ、Ⅳ类场地和乙类建筑中的钢筋混凝土结构、钢结构和混合结构；
5. 板柱-抗震墙结构和底部框架砌体房屋；
6. 不规则的地下建筑结构及地下空间综合体；
7. 顶部楼层侧向刚度小于下层侧向刚度 0.5 倍的结构；
8. 存在需验证抗震性能关键构件的结构。

表 3.2.3 宜进行罕遇地震作用下非线性分析的房屋高度范围

烈度、场地类别	房屋高度范围 (m)
8 度 I、II 类场地和 7 度	>100
8 度 III、IV 类场地	>80
9 度	>60

3.3 分析方法

3.3.1 建筑结构的非线性分析，可根据结构特点，采用非线性静力分析方法、非线性动力分析方法（包含非线性增量动力分析方法）。符合本规程 3.3.2 条规定的结构可采用非线性静力分析方法，其余情况应采用非线性动力分析方法（包含非线性增量动力分析方法）；高度超过 300m 和跨度超过 120m 的建筑结构，应采用两个独立的非线性分析软件进行计算与校核。

3.3.2 同时满足下列条件的建筑结构，可采用非线性静力分析方法：

1. 结构高度不超过 150m；
2. 结构构件在平面内的布置基本对称、均匀；
3. 结构不存在表 3.2.2-1 所列竖向不规则情况。

3.3.3 建筑结构的非线性静力分析，应符合下列规定：

1. 可在结构的各主轴方向分别施加单向水平力进行非线性静力分析；
2. 水平力可作用在各层楼板的质心位置，可不考虑偶然偏心的影响；
3. 水平力沿建筑结构高度的分布形式应根据结构高度和实际受力特点采用，宜根据结构主控振型叠加或规定水平地震力方式得到，计算过程中可保持不变或实时变化；

4. 结构的每个主轴方向可采用不少于两种水平力沿高度分布模式；

5. 采用能力谱法时，地震需求谱应根据现行国家标准规范规定的地震影响系数曲线得到，或由建筑场地的地震安全性评价提出的地震作用反应谱得到。

3.3.4 建筑结构的非线性静力分析，可按下列步骤进行：

1. 建立结构非线性分析模型；
2. 进行静力推覆分析，得到结构基底剪力-顶点位移关系及结构与构件的塑性发展过程；
3. 采用能力谱、目标位移等方法确定在预期地震等外界作用下结构的整体

响应；

4. 判定建筑结构在预期地震等外界作用下的损伤破坏情况及安全性。

3.3.5 建筑结构的非线性动力分析，应符合下列规定：

1. 采用非线性动力分析隐式积分求解方法时，应保证每加载时间步的收敛性，即非线性迭代的内外力应达到平衡；

2. 采用非线性动力分析显式积分求解方法时，积分时间步长不应大于计算方法的稳定步长；

3. 当采用振型叠加法时，振型的选取及数量应能体现结构的主要振动方式，一般应体现两个水平方向前 3 阶振型的影响；

4. 阻尼考虑方法可采用瑞利阻尼、振型阻尼等方式，当采用瑞利阻尼时，不应进行简化处理；

5. 混凝土结构的非线性动力分析，结构阻尼比可取 0.05，当填充墙及内隔墙采用非线性分析模型直接参与计算时，结构阻尼比应根据专门研究结果减小，但不宜小于 0.02；

6. 钢结构的非线性动力分析，当填充墙及内隔墙较少或在非线性分析模型中直接参与计算时，结构阻尼比可取 0.02，当填充墙及内隔墙较多且不在非线性分析模型中直接参与计算时，结构阻尼比不宜大于 0.05；

7. 混合结构阻尼比可根据专门研究结果确定，不宜小于 0.02，且不宜大于 0.05，应考虑填充墙及内隔墙数量以及是否是非线性分析模型中直接参与计算等因素确定。

3.3.6 建筑结构的非线性增量动力分析，应符合下列规定：

1. 应符合非线性动力分析的相关规定；

2. 宜采用对数正态分布拟合不同强度地震作用下的结构倒塌易损性概率分布，并进一步判断结构的倒塌风险。

3.3.7 建筑结构的非线性分析，宜以施工全过程完成后的状态为初始状态，当满足以下条件时，应以施工全过程完成后的状态为初始状态：

1. 高度超过 300m 的高层与高耸结构；
2. 自重作用下建筑倾斜度超过 1/10000 的高层与高耸结构；
3. 柔性空间结构、跨度不小于 60m 的大跨度结构或单向跨度不小于 100m 的

空间结构；

4. 单跨跨度不小于 30m 的大跨度钢-混凝土混合结构和预应力混凝土结构；
5. 张弦结构等存在预应力的张拉索结构；
6. 施工过程中存在构件延迟安装的结构；
7. 材料特性及施工过程对结构内力有显著影响的结构。

3.3.8 建筑结构的非线性分析宜考虑几何非线性影响，下列情况应考虑几何非线性影响：

1. 高层结构在地震作用下，结构基底重力附加弯矩大于初始倾覆弯矩的 10%或考虑重力二阶效应顶点侧向位移增幅大于 10%；
2. 单层网壳以及厚度小于跨度 1/50 的双层空间网格结构；
3. 跨度大于 24m 的屋盖结构、跨度大于 12m 的转换结构和连体结构、悬挑长度大于 5m 的悬挑结构；
4. 存在预应力拉索、拉杆等；
5. 考虑几何非线性对结构和构件的内力影响超过 10%的其他结构。

3.3.9 长度超过 300m 的超长结构、空间结构按多点地震输入计算时，应考虑地震行波效应和局部场地效应。

3.3.10 多高层和大跨度木结构建筑的 nonlinear 分析，应符合下列规定：

1. 梁、柱、支撑、剪力墙以及楼板等木结构构件，应根据实际情况和精度要求采用适宜的分析模型，宜采用精细化模型进行 nonlinear 分析；
2. 应合理采用木材、连接件的力学性能指标及本构关系模型，恢复力模型宜根据试验确定；
3. nonlinear 分析模型应体现木结构的非刚性连接。

3.4 分析模型

3.4.1 建筑结构 nonlinear 分析的材料本构关系模型，应符合下列规定：

1. 材料本构关系模型的基本参数选择应符合现行国家标准规范的规定，并应与实际受力情况相符；
2. 采用现行国家标准规范未规定的材料本构关系模型与参数，应经试验验证；

3. 非线性动力分析中材料或构件的非线性模型，应采用往复作用下的滞回本构关系模型，混凝土材料的本构关系模型应包含下降段；

4. 混凝土单轴本构关系模型可按本规程附录 A.1 采用，对箍筋约束效应较强的构件宜考虑箍筋约束效应，可按本规程附录 A.2 采用，钢筋与钢材的单轴本构关系模型可按本规程附录 B.1 采用；

5. 变形较大的构件或破坏较严重的节点，可进行局部精细非线性分析，宜考虑钢筋与混凝土间的粘结-滑移本构关系模型；

6. 钢管混凝土构件、叠合柱中的混凝土部分，宜采用可考虑约束效应的多维混凝土本构关系模型，可按本规程附录 A.3 采用；

7. 钢筋混凝土构件中的钢筋，宜考虑混凝土破坏后受压屈曲效应的影响。

3.4.2 建筑结构非线性分析的计算模型，应符合下列规定：

1. 宜采用可以准确反映结构力学特性的非线性分析模型；

2. 梁、柱和支撑等杆系构件，可采用纤维截面模型、塑性区非线性弹簧模型或塑性铰模型等一维单元模型；采用纤维截面模型时应沿截面和长度方向细分纤维或单元，当构件可能产生剪切破坏时应考虑剪切非线性的影响或采用二维、三维单元模型；采用塑性铰模型应根据试验数据确定塑性铰参数；当杆系构件的非线性发展不集中在杆件端部时，不应采用塑性区非线性弹簧模型或塑性铰模型；

3. 剪力墙构件宜采用二维平面单元模型，应根据实际受力情况采用膜单元、板单元或壳单元，平面内单元网格尺寸以及平面外计算分层数量应能反映剪力墙的可能损伤破坏状态；弯曲受力为主的剪力墙可采用多垂直杆单元或弹塑性纤维单元等简化墙单元模型，应正确考虑剪切刚度及剪切非线性破坏的影响；剪力墙单元应与相邻梁单元保持转动变形协调；

4. 应正确反映楼板受力状态，楼板处于复杂受力状态或变形较大时宜采用弹性楼板或弹塑性楼板模型，存在明显薄弱部位时应采用弹塑性楼板模型；宜考虑楼板面外刚度对相邻框架梁及连梁的受力影响；非线性分析不宜采用梁刚度放大方式考虑楼板作用；

5. 混凝土连梁宜采用二维平面单元模型，当跨高比小于 3 时应采用二维平面单元模型，连梁平面内单元网格尺寸应能反映连梁的可能损伤破坏状态，当采用单点积分单元时连梁平面内单方向单元数量不宜小于 3 个，连梁单元与周边墙

体单元网格应保持变形协调；当连梁跨高比大于 5 时可采用一维杆系单元模型；分析模型应能体现实际配筋对连梁受力的情况；

6. 转换梁所采用的单元模型应能反映其真实受力状态，当被转换构件为剪力墙时，转换梁应采用三维实体单元或壳单元模拟，被转换构件为框架柱时转换梁可采用杆单元模拟，当转换梁跨高比小于 3 时应采用三维实体单元或壳单元模拟；

7. 复杂混凝土结构、大体积混凝土结构及结构的节点或局部区域进行精细分析时，宜采用三维实体单元；

8. 采用多尺度模型进行整体结构非线性分析时，应保证一维、二维和三维单元连接的变形协调。

3.4.3 高层建筑结构的整体非线性分析，计算模型底部应取至嵌固端所在位置。当某层地下室与上一层侧向刚度比大于 2 且构造符合现行国家标准规范的规定时，该层地下室楼板可作为上部结构嵌固部位，其他情况计算模型应包含地下室部分；地下室回填土刚度应按照实际情况确定，不应按照地下室刚度确定回填土刚度，当无确切回填土参数时，可不考虑回填土刚度作用。

3.4.4 多塔结构、连体结构的非线性分析，应采用包含裙房、塔楼及连体部分的整体模型。

3.4.5 建筑结构非线性分析的整体模型，当楼梯间构件对结构刚度贡献不可忽略时，宜包含楼梯间结构构件，分析模型应能反映楼梯间结构构件的受力状态、可能的损伤破坏模式及与主体结构的连接关系。

3.4.6 建筑结构的非线性分析，应考虑建筑附属设备及非结构构件的下列影响：

1. 建筑附属机械、电气设备的质量与所产生的荷载；
2. 非结构构件的质量与所产生的荷载，包括附着于楼面和屋面结构上的非结构构件、楼梯间的非承重墙体、结构的围护墙与隔墙，以及幕墙和装饰贴面等；
3. 非结构构件对主体结构的受力影响较大时，宜直接采用非线性单元模拟非结构构件的刚度、质量和阻尼作用，并应适当减小结构阻尼比。

3.4.7 装配式混凝土结构和钢结构进行非线性分析时，宜根据节点和接缝在受力全过程中的特性进行节点和接缝的模拟，节点和接缝的非线性行为可根据试验研究确定。

3.5 地震作用

3.5.1 建筑结构非线性分析的地震作用方向，应符合下列规定：

1. 非线性动力分析应计算双向水平地震作用，宜计算包含竖向分量的三向地震作用；
2. 8、9 度时的大跨度和长悬臂结构及 9 度时的高层建筑，应计算三向地震作用；
3. 存在转换结构或斜柱（斜撑）时，应计算三向地震作用；
4. 应至少在建筑结构的两个主轴方向，分别计算水平地震作用；
5. 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15° 时，应计算不利方向地震作用。

3.5.2 建筑结构非线性动力分析所采用的地震动时程及结果，应符合下列规定：

1. 取三组地震动时程时，计算结果应取包络值；取七组及七组以上的地震动时程时，计算结果可取平均值；
2. 应按建筑场地类别及设计地震分组，选用实际强震记录及人工模拟的地震动时程，实际强震记录的数量不应少于总数量的 $2/3$ ，多遇地震、设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用的加速度峰值可按本规程表 3.5.2-1 采用；

表 3.5.2-1 地震动时程的加速度峰值 (cm/s^2)

设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
设防地震	50	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620
极罕遇地震	160	320 (460)	600 (840)	1080

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 $0.15g$ 和 $0.30g$ 的地区。

3. 采用实际强震记录，应能体现建筑结构所在场地特征，并应能激发结构产生较为显著的内力和位移响应，体现结构与构件的可能损伤与破坏状态；
4. 采用人工地震动时程，应以现行国家标准规范规定的反应谱为基准，人工地震动时程的反应谱与规范反应谱在结构主控周期上的误差不宜超过 10% ；
5. 进行设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下的非线性动力分析，应首先进行弹性动力分析，验证每个地震动时程计算所得结构底部剪力为振型分解反

应谱法计算结果的 65%~135%，多组地震动时程所得结构底部剪力的平均值为振型分解反应谱法计算结果的 80%~120%，多组地震动时程的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符；

6. 计算三向地震作用时，三个方向加速度峰值比例关系可取为 1:0.85:0.65；计算双向地震作用时，两个方向加速度峰值比例关系可取为 1:0.85；当存在结构以竖向地震作用为主情况时，应根据实际情况和可靠研究成果确定三个方向加速度峰值比例关系；

7. 地震动时程的有效持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的 5 倍和 15s，且输入能量应在地震作用结束时逐渐趋近于零，地震动时程的时间间距不应超过 0.02s；

8. 罕遇地震或极罕遇地震作用下的非线性分析选取地震动时程时，特征周期应在表 3.5.2-2 中数值的基础上再增加 0.05s 或 0.10s；

表 3.5.2-2 特征周期值 (s)

设计地震分组	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

9. 处于发震断裂两侧 10km 以内的结构，非线性动力分析时应计入近场影响。若输入为非脉冲型地震动时程，地震作用的加速度峰值应乘以近场影响增大系数 1.5；若输入为脉冲型地震动时程，可不放大地震作用的加速度峰值。

3.6 结果应用

3.6.1 建筑结构的非线性分析结果，可应用于下列情况：

1. 确定等效弹性分析与设计时所用的参数；
2. 建筑结构抗震与抗火等性能化设计；
3. 建筑结构在罕遇地震或极罕遇地震作用下的变形验算；
4. 基于非线性分析结果的直接分析设计；
5. 施工过程、正常使用、加固改造及拆除过程等各阶段建筑结构的整体稳定验算和抗倒塌全过程分析。

3.6.2 建筑结构的非线性分析结果，可用于确定下列等效弹性设计参数：

1. 混凝土剪力墙的连接刚度折减系数；
2. 框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构的框架二道防线调整系数；
3. 抗震性能化设计时，普通构件与耗能构件的刚度折减系数；
4. 消能减震结构的消能器等效刚度和整体结构等效附加阻尼比；
5. 隔震结构的隔震装置等效刚度、等效阻尼及水平向减震系数。

3.6.3 地震作用下建筑结构的非线性分析结果，可应用于下列方面：

1. 多遇地震作用下，验证建筑结构的關鍵构件、普通构件和耗能构件基本处于弹性受力状态；

2. 设防地震作用下，验证关键构件基本处于弹性受力状态，普通构件、耗能构件的塑性发展处于可修复状态或满足预设性能目标，且塑性发展次序符合结构设计预期；

3. 罕遇地震或极罕遇地震作用下，验证普通构件、耗能构件和部分关键构件的塑性发展不致引发结构倒塌或满足预设性能目标，且塑性发展次序符合结构设计预期；

4. 进行消能减震及隔震结构设计。

3.6.4 罕遇地震或极罕遇地震作用下建筑结构非线性分析得到的层间位移角，宜符合现行国家标准规范规定的限值；当建筑结构的层间位移角不满足现行国家标准规范规定的限值时，应采用基于非线性分析的全过程整体稳定性验算或抗倒塌设计方法保证结构安全。

3.6.5 复杂、不规则和空间受力结构，宜进行基于非线性分析结果的直接分析设计。

3.7 抗震性能化设计

3.7.1 建筑结构的抗震性能化设计，应按照抗震性能水准要求进行设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下的非线性分析，满足承载力、变形和其他性能设计要求，钢筋混凝土构件损伤破坏评价可参考附录 C 的规定。

3.7.2 建筑结构抗震性能化设计的非线性分析，应符合下列规定：

1. 非线性分析模型与结构设计所采用的等效线性化模型的动力特性、多遇

地震作用下的线弹性分析结果应基本一致；

2. 应根据不同水准地震作用下的预期破坏情况，设定结构不同部位构件为弹性、等效弹性或直接考虑非线性属性，耗能构件应直接考虑非线性属性，关键构件、普通构件宜直接考虑非线性属性，也可设置为等效弹性；

3. 等效线性化分析中的构件等效弹性刚度或结构等效阻尼比，宜通过相应水准地震作用下的非线性分析得到；

4. 应合理确定材料或构件的非线性参数，性能化设计结果中应给出结构可能破坏的构件及构件的破坏程度和破坏次序。

3.7.3 建筑结构抗震性能化设计时，构件承载力设计宜采用基于非线性分析结果的直接分析设计方法，也可采用等效线性化方法得到构件内力。

3.8 抗倒塌设计

3.8.1 可通过非线性分析方法，进行地震、火灾以及爆炸等偶然作用下的建筑结构抗倒塌设计，复核建筑结构的承载能力，了解建筑结构可能的破坏机制及确定建筑结构的安全冗余程度。

3.8.2 建筑结构抗倒塌设计的非线性分析，应符合下列规定：

1. 可采用等效线性分析方法、非线性静力分析方法、非线性动力分析方法（包含非线性增量动力分析方法）；

2. 建筑结构的抗倒塌设计采用拆除构件法，应逐个或分组拆除被选择的构件并对拆除构件后的剩余结构进行非线性抗倒塌分析，宜考虑构件拆除后结构内力重分布的动力效应；

3. 确定不同水准地震作用下结构的倒塌风险时，可采用基于非线性增量动力分析的倒塌易损性分析方法；

4. 通过非线性分析得到的结构安全冗余系数，应符合现行国家标准规范的规定；

5. 直接承受偶然作用的结构构件或部位，应根据偶然作用的动力特征考虑其动力效应的影响。

3.8.3 建筑结构在地震作用下的抗倒塌设计，尚应符合下列规定：

1. 应进行罕遇地震作用下的非线性分析；

2. 涉及地震应急救援保障的建筑物抗地震倒塌设计，应进行极罕遇地震作用下的非线性分析，结构应处于可正常使用状态；

3. 结构构件应有合理的屈服次序并具备多个传力途径。

3.8.4 施工阶段抗倒塌设计的非线性分析，尚应符合下列规定：

1. 钢筋混凝土结构应采用施工时变结构分析方法，分析非完整结构、模板支架的最大荷载响应；

2. 钢结构应考虑非完整结构的最不利状态进行验算；

3. 应考虑施工过程中的安装误差、材料非线性和几何非线性影响。

4 混凝土结构非线性分析

4.1 分析方法

4.1.1 复杂高层混凝土结构、混合结构进行罕遇地震或极罕遇地震作用下的整体结构非线性分析时，宜采用两个不同的软件进行对比复核。

4.1.2 高层混凝土结构的地震作用响应计算，可采用非线性分析得到剪力墙连梁等有明显刚度退化构件的刚度折减系数；当不同楼层、不同部位连梁的受力差异明显时，宜采用非线性分析得到剪力墙连梁刚度折减系数。

4.1.3 框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构的抗震设计，按现行国家标准规范方法得到的框架总剪力调整系数大于 2.0 时，宜通过非线性分析方法确定罕遇地震作用下框架二道防线总剪力调整系数。

4.2 分析模型

4.2.1 混凝土结构的非线性分析模型，应符合下列规定：

1. 梁、柱、支撑、剪力墙和楼板等结构构件，应根据实际情况和分析精度要求采用适宜的非线性分析模型；梁、柱和支撑宜采用可考虑剪切变形或剪切破坏的弹塑性杆系单元，构件细分单元数量不宜小于 3；剪力墙和楼板宜采用弹塑性壳单元，单元网格尺寸不宜大于 1m；

2. 混凝土构件所包含的钢筋与型钢、混合结构所包含的钢构件应按实际情况参与非线性分析，宜考虑钢筋和钢材与混凝土的共同工作、箍筋约束效应、钢管约束作用的影响；

3. 应根据预定的混凝土结构抗震性能目标，合理选取钢筋、钢材和混凝土材料的力学性能指标及弹塑性本构关系模型。

4.2.2 现浇楼板和装配整体式楼板，宜采用弹塑性楼板模型，宜考虑楼板与梁偏心的影响；无现浇面层的装配式楼板不应考虑楼板面外刚度影响。

4.2.3 楼面梁与竖向构件的偏心及上、下层竖向构件的偏心，宜按实际情况在结构整体非线性分析中考虑；当存在楼面梁加腋等情况时，宜在计算模型中体现。

4.2.4 剪力墙的非线性分析模型，应能充分反映受拉、受压、受弯、受剪及上

述受力状态耦合情况,剪力墙的混凝土二维弹塑性损伤本构关系模型可按本规程附录 A.4 采用;应能体现分布钢筋与混凝土的协同受力。

4.2.5 剪力墙约束边缘构件的暗柱、端柱应采用合理的非线性单元进行模拟,宜真实考虑边缘构件长度及配筋,并应与剪力墙的其他部位变形协调。

4.3 复杂结构

4.3.1 带转换层结构、带加强层结构、连体结构和竖向收进结构(含多塔楼结构)的非线性分析,转换层、加强层和连接体部位宜采用精细非线性分析单元模拟,当采用简化处理时,宜补充局部精细化非线性分析。

4.3.2 复杂平面和立面剪力墙结构的非线性分析,应在剪力墙截面变化处进行单元网格加密;对错洞墙、叠合错洞墙等做简化处理时,宜补充局部精细化非线性分析。

4.3.3 连体结构的非线性分析,连体部分应采用弹塑性楼板,并应准确模拟连接体结构与主体结构的连接;当连接体结构与主体结构采用滑动连接时,支座滑移量应能满足两个方向在罕遇地震作用下的位移要求。

4.3.4 设防烈度为9度和9度以上时悬挑长度大于1.5m及设防烈度8度时悬挑长度大于2m的悬挑结构,进行非线性分析时悬挑部位的楼板宜采用弹塑性楼板模型。

4.3.5 钢管混凝土结构的非线性分析,应采用可考虑钢管约束作用及混凝土三向受力状态的计算模型,钢管混凝土构件的损伤破坏评估应综合考虑钢管与混凝土的共同作用。

4.3.6 型钢混凝土结构的非线性分析,应采用可考虑型钢与混凝土相互作用的计算模型,型钢混凝土构件的损伤破坏评估应综合考虑型钢与混凝土的共同作用。

4.3.7 复杂截面混凝土结构的非线性分析,应采用可考虑复杂截面的混凝土、型钢和钢筋相互作用的计算模型,复杂截面混凝土构件的损伤破坏评估应综合考虑复杂截面各组成部分的共同作用。

4.3.8 钢板剪力墙结构的非线性分析,应采用可考虑钢板的实际受力情况及钢板与混凝土之间相互作用的计算模型,钢板二维弹塑性本构关系模型可按本规程附录 B.2 采用,钢板剪力墙构件的损伤破坏评估应综合考虑钢板与混凝土的共同

作用。

4.3.9 高度超过 250 米的高层结构的非线性分析，应按照实际施工次序进行竖向荷载作用下的施工模拟，应考虑框架柱与钢筋混凝土核心筒竖向变形差异引起的结构附加内力，宜考虑混凝土收缩、徐变、沉降及施工调整等因素的影响。

苏垦科技

5 钢结构非线性分析

5.1 分析方法

5.1.1 钢结构进行抗震设计、抗倒塌分析、抗火分析或其他极端荷载作用下的分析,可采用非线性静力分析方法或非线性动力分析方法。

5.1.2 大跨度钢结构的稳定性分析,宜采用考虑几何非线性影响的弹塑性分析方法。

5.1.3 钢结构的抗震性能化设计,当进行承载力计算需要考虑塑性耗能构件的刚度折减时,可通过整体结构的非线性分析确定相关构件的等效弹性刚度。

5.1.4 高层钢结构的非线性分析,应考虑几何非线性影响。

5.1.5 钢结构内力分析的计算方法,可根据最大二阶效应系数确定。当 $\theta_{i,\max}^{\diamond} \leq 0.1$ 时,可采用一阶弹性分析;当 $0.1 < \theta_{i,\max}^{\diamond} \leq 0.25$ 时,宜采用考虑几何非线性影响的弹性分析或采用基于非线性分析结果的直接分析设计方法;当 $\theta_{i,\max}^{\diamond} > 0.25$ 时,应采用基于非线性分析结果的直接分析设计方法:

1. 规则框架结构的二阶效应系数可按下式计算:

$$\theta_i^{\diamond} = \frac{\sum N_i \bullet \Delta u_i}{\sum H_{ki} \bullet h_i} \quad (5.1.5-1)$$

式中: $\sum N_i$ ——所计算 i 楼层各柱轴向压力设计值之和;

$\sum H_{ki}$ ——产生层间侧移 Δu 的计算楼层及以上各层的水平力标准值之和;

h_i ——所计算 i 楼层的层高;

Δ_{ui} —— $\sum H_{ki}$ 作用下按一阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移;

i = 1、2、3、……、N, 其中 N 为楼层数。

2. 其他结构的二阶效应系数可按下式计算:

$$\theta_i^{\diamond} = \frac{1}{\eta_{cr}} \quad (5.1.5-2)$$

式中： η_{cr} ——整体结构最低阶弹性临界荷载与荷载设计值的比值。

5.1.6 采用考虑几何非线性影响的弹性分析设计方法，应计入钢结构初始几何缺陷的影响；采用基于非线性分析结果的直接分析设计方法，应计入初始几何缺陷和残余应力的影响。

5.2 分析模型

5.2.1 钢结构的非线性分析模型，应符合下列规定：

1. 梁、柱和支撑等钢结构构件，应根据实际情况和分析精度要求采用适宜的非线性分析单元，梁、柱宜采用可考虑剪切变形或剪切破坏的弹塑性杆系单元，构件细分单元数量不宜小于 3；

2. 应考虑延性墙板的剪切变形或剪切破坏；

3. 应考虑消能梁段的剪切变形或剪切破坏；

4. 宜考虑梁柱节点域的剪切变形或剪切破坏。

5.2.2 钢柱、钢梁、屈曲约束支撑、偏心支撑消能梁段及节点板域的恢复力模型的骨架线可采用二折线模型，其滞回模型可不考虑刚度退化；钢支撑的恢复力模型应按杆件特性确定；杆件的恢复力模型可由试验研究确定。

5.3 空间网络结构

5.3.1 空间网络结构的非线性分析，宜采用上、下部结构整体模型，应正确考虑上、下部结构之间的连接构造。

5.3.2 空间网络结构施工安装阶段与使用阶段支承情况不一致时，应按照施工安装阶段和使用阶段不同的支承条件分别进行非线性分析。

5.3.3 空间网络结构可根据结构类型、平面形状、荷载形式及不同设计阶段等条件选用非线性分析计算方法；网架、双层网壳可采用空间杆系非线性单元进行计算；单层网壳应采用空间杆系非线性单元进行计算。

5.3.4 空间网络结构考虑几何非线性和材料非线性影响的全过程分析，整体稳

定系数应大于 2.0。

5.3.5 网架结构地震作用下的非线性分析，应符合下列规定：

1. 在抗震设防烈度为 8 度的地区，周边支承的中小跨度网架结构应考虑竖向地震作用，对于其他网架结构应考虑竖向和水平地震作用；
2. 在抗震设防烈度为 9 度的地区，网架结构应考虑竖向和水平地震作用。

5.3.6 网壳结构地震作用下的非线性分析，应符合下列规定：

1. 在设防烈度为 7 度及以下的地区，当网壳结构的矢跨比大于或等于 $1/5$ 时，应考虑水平地震作用；当矢跨比小于 $1/5$ 时，应考虑竖向和水平地震作用；
2. 在设防烈度为 8 度或 9 度的地区，对各种网壳结构应考虑竖向和水平地震作用。

5.3.7 周边落地空间网格结构地震作用下的非线性分析，结构阻尼比可取 0.02；对设有混凝土结构支承体系的空间网格结构，结构阻尼比可取 0.03。

5.4 钢结构抗火分析

5.4.1 跨度大于 80m 或高度大于 100m 的钢结构建筑和安全等级为一级的钢结构建筑，宜采用基于非线性分析的性能化设计方法模拟实际火灾升温，分析结构的抗火性能，保证钢结构的抗火安全。

5.4.2 采用基于非线性分析的抗火性能化设计方法，当满足下列条件之一时，应视为钢结构构件达到抗火承载能力极限状态：

1. 轴心受力构件截面屈服；
2. 受弯构件产生足够的塑性铰而形成可变机构；
3. 构件整体丧失稳定；
4. 构件发生不能继续承载的变形。

5.4.3 采用基于非线性分析的抗火性能化设计方法，当满足下列条件之一时，应视为钢结构整体达到抗火承载能力极限状态：

1. 结构塑性发展形成可变机构；
2. 结构整体丧失稳定。

5.4.4 钢结构的抗火非线性分析，钢材本构关系模型应考虑温度对钢材屈服强度和弹性模量的影响。

6 消能减震结构非线性分析

6.1 分析方法

6.1.1 消能减震结构的非线性分析，应符合下列规定：

1. 在多遇地震、设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下，消能器若进入非线性状态，应在结构分析时考虑其非线性属性，其他结构构件可根据实际情况按弹性、等效弹性或直接考虑非线性属性；

2. 消能减震结构中的消能器及与消能器连接的结构构件宜基于非线性分析结果进行直接分析设计；

3. 消能减震结构采用等效线性化模型进行设计时，消能器的等效刚度应通过非线性分析确定；

4. 消能减震结构的非线性动力分析模型的线弹性动力特性应与线弹性分析模型结果保持一致。

6.1.2 消能减震结构等效线性化分析模型的阻尼比确定，应符合下列规定：

1. 消能减震结构的总阻尼比应为主体结构阻尼比与消能器附加阻尼比之和；

2. 主体结构阻尼比应根据结构处于线弹性或非线性工作状态确定，当主体结构采用非线性本构关系模型进行分析时，主体结构阻尼比应与线弹性阶段一致或适当减小；

3. 消能器附加阻尼比宜通过非线性动力分析确定；

4. 消能器附加阻尼比超过 25% 时，宜取为 25%。

6.2 分析模型

6.2.1 消能减震结构非线性分析时消能器的恢复力模型选取，应符合下列规定：

1. 软钢消能器和屈曲约束支撑可采用双线性模型、三线性模型或文模型；

2. 摩擦消能器、铅消能器可采用理想弹塑性模型；

3. 黏滞消能器可采用麦克斯韦模型；

4. 黏弹性消能器可采用开尔文模型；

5. 其他类型消能器模型可根据组成消能器的元件串联或并联形式确定；

6. 消能器的非线性分析模型及参数宜经试验验证。
- 6.2.2 屈曲约束支撑的非线性分析，应符合下列规定：
1. 屈曲约束支撑宜设置为轴心受力构件；
 2. 耗能型屈曲约束支撑在多遇地震作用下应保持弹性，在设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下应进入屈服；承载型屈曲约束支撑在设防地震作用下应保持弹性，在罕遇地震或极罕遇地震作用下可进入屈服，但不应作为结构体系的主要耗能构件；
 3. 罕遇地震或极罕遇地震作用下，耗能型屈曲约束支撑的连接部分应保持弹性，与结构的连接节点板不应发生强度破坏或屈曲破坏；
 4. 耗能型屈曲约束支撑在设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下的计算应采用非线性分析方法，宜采用基于非线性分析结果的分析设计方法进行构件设计。
- 6.2.3 消能器的非线性分析模型可按本规程附录 D 采用。

6.3 结果应用

- 6.3.1 消能减震结构的整体结构及消能器的非线性分析结果，应符合下列规定：
1. 在 10 年一遇标准风荷载作用下，摩擦消能器不应进入滑动状态，金属消能器和屈曲约束支撑不应进入屈服状态；
 2. 采用黏滞消能器、黏弹性消能器的建筑结构，在多遇地震作用下的变形验算可依据非线性动力分析七组地震动时程计算结果的平均值，与消能器相连的结构构件其设计内力应基于非线性动力分析结果，宜取七组地震动时程计算结果的最大值；
 3. 消能器应具备良好的变形能力和消耗地震能量能力，消能器的极限位移应大于消能器设计位移的 120%；速度相关型消能器极限速度应大于消能器设计速度的 120%。
- 6.3.2 消能器连接构件的非线性分析结果，应符合下列规定：
1. 进行消能器连接的梁、柱、支撑、剪力墙和支墩设计，应考虑消能器附加的轴力、剪力和弯矩等内力，宜采用基于非线性分析结果的分析设计方法；
 2. 验证在消能器极限位移或极限速度对应的阻尼力作用下，与消能器连接

的梁、柱、支撑、剪力墙、支墩应处于弹性工作状态，不发生屈服或失稳。

苏垦科技

7 隔震结构非线性分析

7.1 分析方法

7.1.1 隔震结构的非线性分析，应符合下列规定：

1. 当隔震装置进入非线性状态时，宜采用非线性分析方法进行隔震结构以及隔震装置的承载力和变形验算；

2. 结构高宽比大于 4、结构高度大于 60m、体型不规则、隔震层隔震及阻尼装置布置复杂、多塔隔震、连体隔震、错层隔震等复杂隔震建筑，应采用非线性动力分析方法进行验算。

7.1.2 隔震结构宜进行基于非线性分析计算结果的直接分析设计；进行直接分析设计时，地震作用下的构件内力设计值可根据构件类型选取内力在各个时刻的最大值及同时出现的其它内力分量。

7.1.3 采用水平向减震系数进行隔震结构设计，宜直接考虑隔震装置的非线性属性，通过非线性动力分析得到隔震结构的水平向减震系数。

7.2 分析模型

7.2.1 隔震结构的非线性分析模型，主体结构和隔震装置宜采用精细化单元模型，非线性分析模型应考虑隔震结构构件的空间分布、隔震装置的位置、隔震结构的质量偏心、水平方向的平移和扭转、隔震层的非线性阻尼特征以及荷载-位移关系特征。

7.2.2 隔震层顶部梁和楼板应作为其上部结构的一部分进行非线性分析。

7.2.3 隔震装置的非线性分析模型及参数宜经试验验证。

7.2.4 隔震装置的非线性分析模型可按本规程附录 E 采用。

7.3 结果应用

7.3.1 隔震层以下结构和基础的非线性分析结果，应符合下列规定：

1. 隔震层支墩、支柱及相连构件，应进行隔震结构罕遇地震或极罕遇地震作用下隔震装置底部的竖向力、水平力和力矩承载力验算；

2. 隔震层以下的结构(包括地下室和隔震塔楼下的底盘)中直接支承隔震层以上结构的相关构件, 应进行罕遇地震或极罕遇地震作用下抗剪等承载力验算。

7.3.2 隔震结构基于非线性分析结果的抗倾覆验算, 应符合下列规定:

1. 应进行隔震结构整体抗倾覆验算和隔震装置拉压承载能力验算;

2. 隔震结构的整体抗倾覆验算, 应按罕遇地震或极罕遇地震计算倾覆力矩, 可按上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩, 抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于 1.2;

3. 隔震层在罕遇地震或极罕遇地震作用下应保持稳定, 不宜出现不可恢复的变形, 橡胶隔震支座在水平和竖向分量共同作用下拉应力不应大于 1MPa, 并应符合现行国家标准规范对最大拉、压应力的规定;

4. 橡胶隔震支座在罕遇地震作用下的水平位移, 不应超过支座有效直径的 0.55 倍和支座内部橡胶总厚度 3.0 倍二者的较小值。

7.3.3 在罕遇地震或极罕遇地震作用下, 隔震结构非线性分析得到的结构最大水平位移应满足现行国家标准规范对隔震缝和滑动盖板宽度的规定。

7.3.4 隔震层顶板在罕遇地震或极罕遇地震作用下宜通过非线性分析确定处于基本无损伤状态。

7.3.5 采用屋盖隔震的大跨屋盖建筑, 隔震装置及连接件应进行非线性分析, 满足罕遇地震或极罕遇地震作用下的变形限值的要求。

7.3.6 核电厂建筑应进行极限安全地震水平和竖向分量共同作用下的非线性分析, 隔震装置不应出现拉应力, 最大压应力不应超过 20MPa。

附录 A 混凝土本构关系模型

A.1 混凝土单轴应力-应变关系

A.1.1 混凝土单轴受拉的应力-应变关系，可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon \quad (\text{A.1.1-1})$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t (1.2 - 0.2x^5) & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{A.1.1-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (\text{A.1.1-3})$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}} \quad (\text{A.1.1-4})$$

式中： α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变关系下降段参数值，按表 A.1.1 取用；

$f_{t,r}$ ——混凝土单轴抗拉强度代表值；

$\varepsilon_{t,r}$ ——与单轴抗拉强度代表值 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变，按表 A.1.1 取用；

d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化参数。

表 A.1.1 混凝土单轴受拉应力-应变关系的参数取值

$f_{t,r}$ (N/mm ²)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$\varepsilon_{t,r}$ (10 ⁻⁶)	65	81	95	107	118	128	137
α_t	0.31	0.70	1.25	1.95	2.81	3.82	5.00

A.1.2 混凝土单轴受压的应力-应变关系，可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (\text{A.1.2-1})$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n-1+x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{A.1.2-2})$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}} \quad (\text{A.1.2-3})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (\text{A.1.2-4})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (\text{A.1.2-5})$$

式中： α_c ——混凝土单轴受压应力-应变关系下降段参数值，按表 A.1.2 取用；

$f_{c,r}$ ——混凝土单轴抗压强度代表值；

$\varepsilon_{c,r}$ ——与单轴抗压强度代表值 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变，按表 A.1.2 取用；

d_c ——混凝土单轴受压损伤演化参数。

表 A.1.2 混凝土单轴受压应力-应变关系的参数取值

$f_{c,r}$ (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\varepsilon_{c,r}$ (10 ⁻⁶)	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030	2080	2130	2190	2240
α_c	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00	3.25	3.50	3.75	3.99
$\varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c,r}$	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.6

A. 1. 3 在往复荷载作用下受压混凝土卸载及再加载应力路径，可按下列公式确定：

$$\sigma = E_r(\varepsilon - \varepsilon_z) \quad (\text{A.1.3-1})$$

$$E_r = \frac{\sigma_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_z} \quad (\text{A.1.3-2})$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_{ca})\sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \varepsilon_{ca}} \quad (\text{A.1.3-3})$$

$$\varepsilon_{ca} = \max\left(\frac{\varepsilon_{c,r}}{\varepsilon_{c,r} + \varepsilon_{un}}, \frac{0.09\varepsilon_{un}}{\varepsilon_{c,r}}\right) \sqrt{\varepsilon_{c,r}\varepsilon_{un}} \quad (\text{A.1.3-4})$$

式中： ε_z ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；

E_r ——混凝土卸载及再加载的变形模量；

σ_{un} 、 ε_{un} ——分别为混凝土从受压骨架线开始卸载时的应力和应变；

ε_{ca} ——附加应变；

$\varepsilon_{c,r}$ ——混凝土受压峰值应力代表值对应的应变。

A.2 箍筋约束混凝土应力-应变关系

A.2.1 混凝土截面考虑箍筋约束效应时，核心区混凝土受压应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$y = \begin{cases} ax + (3-2a)x^2 + (a-2)x^3 & x \leq 1 \\ \frac{x}{(1-0.87\lambda_v^{0.2})T(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{A.2.1-1})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A.2.1-2})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_{cc}} \quad (\text{A.2.1-3})$$

$$\lambda_v = df_{yh} / f_c \quad (\text{A.2.1-4})$$

式中： f_{cc} ——约束混凝土单轴抗压强度；

ε_{cc} ——与约束混凝土单轴抗压强度 f_{cc} 对应的峰值压应变；

a ——上升段参数， $a = 2.4 - 0.01f_{cu}$ ；

T ——下降段参数, $T = 0.132f_{cu}^{0.785} - 0.905$;

λ_v ——配箍特征值;

d ——体积配箍率, 按箍筋的里皮计算;

f_{yh} ——箍筋的屈服强度;

f_c ——混凝土轴心抗压强度。

此外, 下降段也可以用三折线来模拟, 分别连接点 $(1.0, 1.0)$, $(\varepsilon_{0.5}/\varepsilon_{cc}, 0.5)$, $(\varepsilon_{0.2}/\varepsilon_{cc}, 0.2)$ 即可, 在 $(\varepsilon_{0.2}/\varepsilon_{cc}, 0.2)$ 以后是水平线。 $\varepsilon_{0.5}/\varepsilon_{cc}$ 与 $\varepsilon_{0.2}/\varepsilon_{cc}$ 可以采用下式计算:

$$\varepsilon_{0.5}/\varepsilon_{cc} = 2.34 + 2.49\lambda_v^{0.73} \quad (\text{A.2.1-5})$$

$$\varepsilon_{0.2}/\varepsilon_{cc} = 4.91 + 9.17\lambda_v^{0.76} \quad (\text{A.2.1-6})$$

式中: $\varepsilon_{0.5}$ ——应力下降至峰值应力的 50% 对应的应变;

$\varepsilon_{0.2}$ ——应力下降至峰值应力的 20% 对应的应变。

A.3 钢管约束混凝土应力-应变关系

A.3.1 对圆钢管混凝土, 考虑钢管对混凝土的约束效应, 核心区混凝土受压应力-应变曲线可按下列公式确定:

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (\text{A.3.1-1})$$

$$y = \begin{cases} 1 + q(x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \quad (\text{A.3.1-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad (\text{A.3.1-3})$$

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (\text{A.3.1-4})$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (\text{A.3.1-5})$$

$$\sigma_0 = \left[1 + (-0.054\xi^2 + 0.4\xi) \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] f'_c \quad (\text{A.3.1-6})$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \left[1400 + 800 \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \quad (\text{A.3.1-7})$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 f'_c \quad (\text{A.3.1-8})$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi} \quad (\text{A.3.1-9})$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} f_c'^2 \times 3.51 \times 10^{-4} \quad (\text{A.3.1-10})$$

式中： f'_c ——混凝土圆柱体轴心抗压强度。

应力和应变的单位分别是 MPa 和微应变。式（A.3.1-1）和式（A.3.1-2）的适用范围是： $\xi = 0.2 \sim 5$ ， $f_y = 200 \sim 700 \text{ MPa}$ ， $f_{cu} = 30 \sim 120 \text{ MPa}$ ，截面含钢率 $\alpha = 0.03 \sim 0.2$ 。

A.3.2 对方、矩形钢管混凝土，考虑钢管对混凝土的约束效应，核心区混凝土受压应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (\text{A.3.2-1})$$

$$y = \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x} \quad (x > 1) \quad (\text{A.3.2-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad (\text{A.3.2-3})$$

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (\text{A.3.2-4})$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (\text{A.3.2-5})$$

$$\sigma_0 = \left[1 + (-0.0135\xi^2 + 0.1\xi) \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] f'_c \quad (\text{A.3.2-6})$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \left[1330 + 760 \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \quad (\text{A.3.2-7})$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 f'_c \quad (\text{A.3.2-8})$$

$$\eta = 1.6 + 1.5 / x \quad (\text{A.3.2-9})$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}(\xi-2)^2} & (\xi > 3.0) \end{cases} \quad (\text{A.3.2-10})$$

式中： f'_c ——混凝土圆柱体轴心抗压强度。

应力和应变的单位分别是 MPa 和微应变。式（A.3.2-1）和式（A.3.2-2）的适用范围是： $\xi = 0.2 \sim 5$ ， $f_y = 200 \sim 700 \text{MPa}$ ， $f_{cu} = 30 \sim 120 \text{MPa}$ ， 截面含钢率 $\alpha = 0.03 \sim 0.2$ ， 截面高宽比 $D/B = 1 \sim 2$ 。

A.4 混凝土塑性损伤本构关系模型

A.4.1 在往复荷载作用下，混凝土材料可采用塑性损伤本构关系模型，该模型可以考虑材料在往复荷载作用下的损伤、裂缝开展、裂缝闭合及刚度恢复等行为。

1 应力-应变关系：

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} \quad (\text{A.4.1-1})$$

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (\text{A.4.1-2})$$

$$d = 1 - (1-s_t d_c)(1-s_c d_t) \quad (\text{A.4.1-3})$$

$$s_t = 1 - \omega_t r(\hat{\sigma}) \quad (\text{A.4.1-4})$$

$$s_c = 1 - \omega_c \left(1 - r(\hat{\sigma}) \right) \quad (\text{A.4.1-5})$$

$$r(\hat{\sigma}) = \sum_{i=1}^3 \left(\max(\hat{\sigma}_i, 0) \right) / \sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i| \quad (\text{A.4.1-6})$$

式中: $\bar{\sigma}$ ——有效应力;

ε^{pl} ——塑性应变;

D_0^{el} ——单元应力-应变的弹性张量;

d ——损伤因子变量;

d_t ——混凝土受拉塑性损伤因子, 与等效塑性拉应变相关;

d_c ——混凝土受压塑性损伤因子, 与等效塑性压应变相关;

ω_t ——表示混凝土应力-应变曲线从受压区过度到受拉区弹性模量恢复程度, 介于 0~1 之间, 一般取 0;

ω_c ——表示混凝土应力-应变曲线从受拉区过度到受压区弹性模量恢复程度, 介于 0~1 之间, 一般取 1;

$\hat{\sigma}$ ——有效主应力, 记为 $[\hat{\sigma}_1 \ \hat{\sigma}_2 \ \hat{\sigma}_3]^T$ (从大到小)。

对于单轴拉压情况:

$$r(\hat{\sigma}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \quad (\text{A.4.1-7})$$

塑性损伤因子定义及拉压刚度恢复示意图如 A.4.1-1 所示:

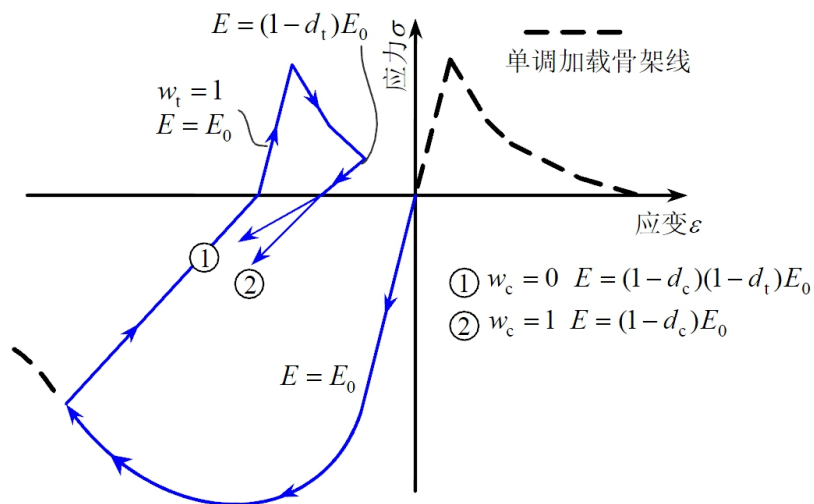


图 A. 4. 1-1 塑性损伤因子定义及拉压刚度恢复示意图

2 强化变量:

以等效塑性应变 $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ 为强化变量，等效塑性应变 $\tilde{\varepsilon}^{pl} = [\tilde{\varepsilon}_t^{pl} \quad \tilde{\varepsilon}_c^{pl}]^T$ 由下式确定：

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = \hat{h}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \hat{\varepsilon}^{pl} \quad (\text{A.4.1-8})$$

$$\hat{h}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1-r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.1-9})$$

式中： $\hat{\varepsilon}^{pl}$ ——塑性主应变率， $\hat{\varepsilon}^{pl} = [\hat{\varepsilon}_1 \quad \hat{\varepsilon}_2 \quad \hat{\varepsilon}_3]^T$ （从大到小）。

对于单轴受拉情况， $\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} = \dot{\varepsilon}_{11}^{pl}$ ；对于单轴受压情况， $\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} = -\dot{\varepsilon}_{11}^{pl}$ 。

3 屈服准则：

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \max(\hat{\sigma}_p, 0) - \gamma \cdot \max(-\hat{\sigma}_p, 0)) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (\text{A.4.1-10})$$

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} : \mathbf{I} \quad (\text{A.4.1-11})$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{\mathbf{S}} : \bar{\mathbf{S}}} \quad (\text{A.4.1-12})$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \bar{p} \mathbf{I} + \bar{\sigma} \quad (\text{A.4.1-13})$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0}/\sigma_{c0} - 1}{2\sigma_{b0}/\sigma_{c0} - 1} \quad (\text{A.4.1-14})$$

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (\text{A.4.1-15})$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1} \quad (\text{A.4.1-16})$$

式中： $\bar{p}$ ——有效静水压力，平面应力下 $\bar{p} = -\frac{1}{3}(\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y)$ ；

$\bar{q}$ ——Mises 等效有效应力，对于平面应力情况，有

$$\bar{q} = \sqrt{\bar{\sigma}_x^2 + \bar{\sigma}_y^2 - \bar{\sigma}_x \bar{\sigma}_y + 3\bar{\tau}_{xy}^2} ;$$

$\bar{\mathbf{S}}$ ——有效偏应力张量；

$\mathbf{I}$ ——单位矩阵；

σ_{b0}/σ_{c0} ——混凝土双轴抗压强度与单轴抗压强度之比，一般介于 1.10

~1.16 之间；

$\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ ——有效内聚压应力， $\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ 与 $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ 的关系可由混凝土单轴受压应力-应变关系换算而得；

$\bar{\sigma}_i(\tilde{\varepsilon}_i^{pl})$ ——有效内聚拉应力， $\bar{\sigma}_i(\tilde{\varepsilon}_i^{pl})$ 与 $\tilde{\varepsilon}_i^{pl}$ 的关系可由混凝土单轴受拉应力-应变关系换算而得；

K_c ——控制屈服面在偏平面上的投影形状的参数，介于 0.5~1.0 之间，对于正常配筋的混凝土，建议 $K_c=0.67$ 。

对于单轴拉压情况，屈服面可退化为

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma}_{11} - \bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \leq 0 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ -\bar{\sigma}_{11} - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \quad (\text{A.4.1-17})$$

对于双轴受压情况，屈服面可退化为经典的 Drucker-Prager 屈曲面。平面应力下的屈服面如图 A. 4. 1-2 所示：

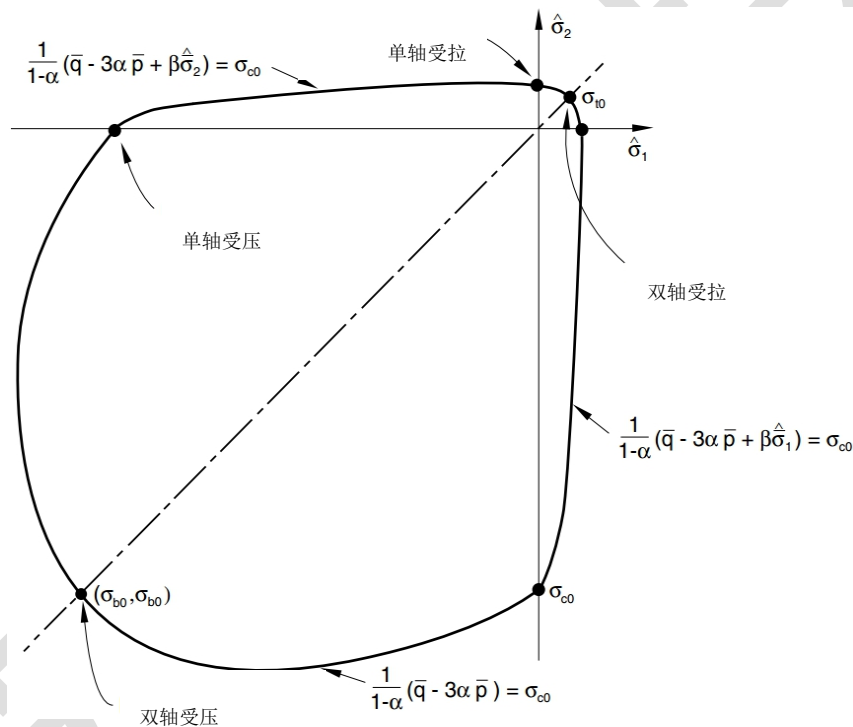


图 A. 4. 1-2 平面应力下混凝土材料的屈服面

4 流动法则：

采用非关联流动法则：

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (\text{A.4.1-18})$$

塑性势函数 G 采用 Drucker-Prager 双曲函数：

$$G = \sqrt{(\kappa \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (\text{A.4.1-19})$$

式中： κ ——混凝土塑性势函数的偏心距；

ψ ——材料在 p - q 平面内的膨胀角；

σ_{t0} ——单轴受拉强度。

附录 B 钢筋、钢材本构关系模型

B.1 钢筋与钢材应力-应变关系

B.1.1 钢筋与钢材应力-应变关系可按下列公式确定：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_s > \varepsilon_u \end{cases} \quad (\text{B.1.1-1})$$

式中： σ_s ——钢筋（钢材）应力；

ε_s ——钢筋（钢材）应变；

E_s ——钢筋（钢材）弹性模量；

$f_{y,r}$ ——钢筋（钢材）屈服强度代表值；

ε_y ——与 $f_{y,r}$ 对应的钢筋（钢材）屈服应变；

ε_u ——钢筋（钢材）峰值应变；

k ——钢筋（钢材）硬化段斜率。

B.1.2 往复荷载作用下，钢筋与钢材应力-应变滞回关系宜按下列公式确定，也可采用简化的双折线形式表达。

$$\sigma_s = E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_a) - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right)^p \left[E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b \right] \quad (\text{B.1.2-1})$$

$$p = \frac{(E_s - k)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b} \quad (\text{B.1.2-2})$$

式中： ε_a ——再加载路径起点对应的应变；

σ_b 、 ε_b ——分别为再加载路径终点对应的应力和应变，如再加载方向钢筋（钢材）未曾屈服过，则 σ_b 、 ε_b 取钢筋（钢材）初始屈服点的应力-应变。如再加载方向钢筋（钢材）已经屈服过，则取该方向钢筋（钢材）历史

最大应变。

B.2 钢板塑性本构关系模型

B.2.1 剪力墙内嵌钢板时，钢板可采用经典金属塑性二维本构关系模型。

B.2.2 钢板塑性二维本构关系模型，宜符合下列规定：

1 基于 Mises 屈服准则；

2 进入塑性后钢材的拉压强度发生改变，具有运动硬化特征，可反映钢材的 Bauschinger 效应；

3 加卸载无刚度退化。

B.2.3 钢板塑性二维本构关系模型，可按下列公式确定：

1 应力-应变关系：

$$\sigma = D : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (B.2.3-1)$$

式中： ε^{pl} ——塑性应变；

D ——单元应力-应变的弹性张量。

2 屈服准则：

钢材的屈服面满足 Mises 屈服函数：

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma^0 \leq 0 \quad (B.2.3-2)$$

$$f(\sigma - \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2} (S - \alpha^{dev}) : (S - \alpha^{dev})} \quad (B.2.3-3)$$

$$S = pI + \sigma \quad (B.2.3-4)$$

$$p = -\frac{1}{3} \sigma : I \quad (B.2.3-5)$$

$$\alpha^{dev} = \alpha - \frac{1}{3} (\alpha : I) I \quad (B.2.3-6)$$

式中： σ^0 ——屈服应力；

α ——反应力；

α^{dev} ——反应力 α 的偏张量；

S ——偏应力张量；

I ——单位矩阵。

$\alpha = 0$ 即为初始屈服面 $f(\sigma)$ ，平面应力下， $f(\sigma) = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$ 。

3 流动法则：

可采用关联的势函数流动法则：

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\bar{\epsilon}}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (\text{B.2.3-7})$$

$$\dot{\bar{\epsilon}}^{pl} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\epsilon}^{pl} : \dot{\epsilon}^{pl}} \quad (\text{B.2.3-8})$$

式中： F ——势函数，采用与屈服函数相同的函数；

$\dot{\epsilon}^{pl}$ ——塑性应变率；

$\dot{\bar{\epsilon}}^{pl}$ ——等效塑性应变率，通过等效塑性功 $\sigma^0 \dot{\bar{\epsilon}}^{pl} = \sigma : \dot{\epsilon}^{pl}$ 导出。

4 硬化规则：

可采用 Ziegler 运动硬化法则，式中屈服面移动方向按下式确定：

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \dot{\bar{\epsilon}}^{pl} \quad (\text{B.2.3-9})$$

式中： C ——运动硬化模量；

σ^0 ——屈服应力，决定了屈服面的大小。

Ziegler 运动硬化法则示意如 B.2.3 所示：

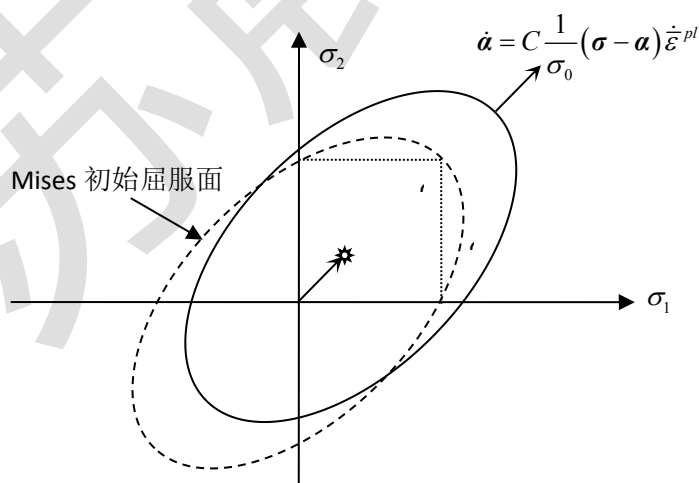


图 B.2.3 平面应力下钢材屈服面硬化

附录 C 钢筋混凝土构件损伤破坏评价

C.1 基本规定

C.1.1 钢筋混凝土构件的损伤破坏程度从小到大定义为无损坏、轻微损坏、轻度损坏、中度损坏、重度损坏和严重损坏等 6 个等级，如表 C.1.1 所示：

表 C.1.1 损坏等级与损坏程度

损坏等级	损坏程度
1 级	无损坏
2 级	轻微损坏
3 级	轻度损坏
4 级	中度损坏
5 级	重度损坏
6 级	严重损坏

C.1.2 钢筋混凝土构件基于应力-应变本构关系模型的损伤破坏评价可参考附录 C.2，基于力-变形关系的损伤破坏评价可参考附录 C.3。

C.2 基于应力-应变关系的损伤破坏评价

C.2.1 钢筋混凝土构件的损坏等级可根据混凝土主压应变或钢筋（钢材）塑性应变参照表 C.2.1 确定。

表 C.2.1 混凝土构件损坏等级评价标准

损坏等级	损坏程度	评价标准	
		混凝土主压应变	钢筋（钢材）塑性应变
1 级	无损坏	$[0, 0.8 \varepsilon_{c,r})$	0
2 级	轻微损坏	$[0.8 \varepsilon_{c,r}, \varepsilon_{c,r})$	$(0, \varepsilon_y)$
3 级	轻度损坏	$[\varepsilon_{c,r}, 1.5 \varepsilon_{c,r})$	$[\varepsilon_y, 3 \varepsilon_y)$
4 级	中度损坏	$[1.5 \varepsilon_{c,r}, \lambda \varepsilon_{c,r})$	$[3 \varepsilon_y, 6 \varepsilon_y)$
5 级	重度损坏	$[\lambda \varepsilon_{c,r}, \varepsilon_{cu})$	$[6 \varepsilon_y, 12 \varepsilon_y)$
6 级	严重损坏	$[\varepsilon_{cu}, \infty)$	$[12 \varepsilon_y, \infty)$

注：

1. $\varepsilon_{c,r}$ 为混凝土峰值压应变， ε_{cu} 为混凝土极限压应变；
2. 混凝土强度等级为 C60 及以下时 λ 取 2.0，混凝土强度等级为 C65~C80 时 λ 取 1.85，C80 以上应专门研究；
3. 剪力墙及楼板等构件，尚应考虑构件截面损伤发展宽度对损坏等级进行修正。当混凝土主压应变超出峰值应变的截面宽度大于总截面宽度的 50% 时，损坏等级提高一级；当混凝土主压应变超出峰值应变的截面宽度小于总截面宽度的 20% 时，损坏等级降低一级。

c.3 基于力-变形关系的损伤破坏评价

C.3.1 钢筋混凝土构件损伤破坏形态可划分为弯曲损坏、弯剪损坏和剪切损坏；弯曲损坏和弯剪损坏属于延性损坏，可根据承载力和变形进行损伤破坏评价；剪切损坏属于脆性损坏，可根据承载力进行损伤破坏评价。

C.3.2 钢筋混凝土梁、柱和剪力墙构件的损伤破坏形态可按剪跨比及弯剪比确定，如表 C.3.2-1~C.3.2-3 所示：

表 C.3.2-1 钢筋混凝土梁损伤破坏形态划分

损坏形态	剪跨比	弯剪比
弯曲损坏	$\lambda \geq 2.0$	$m \leq 1.0$
弯剪损坏	$1.0 \leq \lambda < 2.0$	$m \leq 0.5\lambda$
	$\lambda \geq 2.0$	$1.0 < m \leq 0.5\lambda$
剪切损坏	其他	

表 C.3.2-2 钢筋混凝土柱损伤破坏形态划分

损坏形态	剪跨比	弯剪比
弯曲损坏	$\lambda \geq 2.0$	$m \leq 0.6$
弯剪损坏	$\lambda \geq 2.0$	$0.6 < m \leq 1.0$
	$1.4 \leq \lambda < 2$	$m \leq 1.0$
剪切损坏	其他	

表 C.3.2-3 钢筋混凝土剪力墙损伤破坏形态划分

损坏形态	剪跨比	弯剪比
弯曲损坏	$\lambda \geq 1.5$	$m \leq 1.0$
弯剪损坏	$1.2 \leq \lambda < 1.5$	$m \leq 3.3\lambda - 3$
	$\lambda \geq 1.5$	$1.0 < m \leq 2.0$
剪切损坏	其他	

表中：

$$\lambda = \frac{M}{Vh_0} \quad (\text{C.3.2-1})$$

λ 为剪跨比； M 为构件截面弯矩； V 为构件截面剪力； h_0 为构件截面有效高度。

$$m = \frac{M_n}{V_n l} \quad (\text{C.3.2-2})$$

m 为弯剪比； M_n 、 V_n 分别为偏心受力构件抗弯、抗剪承载力，计算中钢筋和混凝土取材料强度平均值； l 为零弯矩位置到计算截面的距离。

C.3.3 钢筋混凝土梁、柱和剪力墙损坏等级与位移转角对应关系如表 C.3.3-1~C.3.3-3 所示：

表 C.3.3-1 钢筋混凝土梁损坏等级与位移转角对应关系

构件参数		损坏等级与位移转角					
		1 级	2 级	3 级	4 级	5 级	6 级
弯曲损坏							
m	ρ_v						
≤ 0.2	≥ 0.012	0.004	0.016	0.024	0.031	0.039	0.044
≥ 0.8	≥ 0.012	0.004	0.018	0.029	0.039	0.049	0.054
≤ 0.2	≤ 0.001	0.004	0.010	0.011	0.013	0.014	0.017
≥ 0.8	≤ 0.001	0.004	0.012	0.016	0.020	0.024	0.029
弯剪损坏							
m	ρ_{sv}						
≤ 0.5	≥ 0.008	0.004	0.009	0.014	0.019	0.024	0.026
≥ 2.5	≥ 0.008	0.004	0.007	0.009	0.012	0.014	0.016
≤ 0.5	≤ 0.0005	0.004	0.007	0.009	0.012	0.014	0.016
≥ 2.5	≤ 0.0005	0.004	0.005	0.007	0.008	0.009	0.012

表 C.3.3-2 钢筋混凝土柱损坏等级与位移转角对应关系

构件参数		损坏等级与位移转角					
		1 级	2 级	3 级	4 级	5 级	6 级
弯曲损坏							
$\bar{n}$	ρ_v						
≤ 0.1	≥ 0.021	0.004	0.018	0.027	0.037	0.046	0.056
≥ 0.6	≥ 0.021	0.004	0.013	0.018	0.022	0.027	0.030
≤ 0.1	≤ 0.001	0.004	0.015	0.022	0.029	0.036	0.042
≥ 0.6	≤ 0.001	0.004	0.009	0.011	0.012	0.013	0.014
弯剪损坏							

$\bar{n}$	m						
≤ 0.1	≤ 0.6	0.003	0.013	0.020	0.026	0.033	0.040
$= 0.6$	≤ 0.6	0.003	0.009	0.011	0.014	0.016	0.018
≤ 0.1	≥ 1.0	0.003	0.011	0.016	0.021	0.026	0.028
$= 0.6$	≥ 1.0	0.003	0.008	0.009	0.011	0.012	0.014

注：轴压力系数 $\bar{n} > 0.6$ 时，位移转角为表中 $\bar{n} = 0.6$ 的数值放大 $2.5(1 - \bar{n})$ 倍。

表 C.3.3-3 钢筋混凝土剪力墙损坏等级与位移转角对应关系

构件参数		损坏等级与位移转角					
		1 级	2 级	3 级	4 级	5 级	6 级
弯曲损坏							
$\bar{n}$	ρ_v						
≤ 0.1	≥ 0.025	0.003	0.011	0.016	0.022	0.025	0.028
$= 0.4$	≥ 0.025	0.003	0.010	0.013	0.017	0.020	0.022
≤ 0.1	≤ 0.004	0.003	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015
$= 0.4$	≤ 0.004	0.003	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011
弯剪损坏							
$\bar{n}$	m						
≤ 0.1	≤ 0.5	0.003	0.010	0.013	0.017	0.020	0.021
$= 0.3$	≤ 0.5	0.003	0.008	0.011	0.013	0.015	0.016
≤ 0.1	$= 2.0$	0.003	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015
$= 0.3$	$= 2.0$	0.003	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013

注：弯曲损坏轴压力系数 $1 > \bar{n} > 0.4$ 时，位移转角为表中 $\bar{n} = 0.4$ 的数值放大 $1.7(1 - \bar{n})$ 倍；弯剪损坏轴压力系数 $1 > \bar{n} > 0.3$ 时，位移转角为表中 $\bar{n} = 0.3$ 的数值放大 $1.4(1 - \bar{n})$ 倍。

表中：

$$\bar{n} = \frac{N}{f_{ck} A_c} \quad (C.3.3)$$

$\bar{n}$ 为轴压力系数； N 为竖向荷载与地震共同作用下的轴压力； f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值； A_c 为柱或剪力墙的全截面面积。

附录 D 消能器非线性分析模型

D.1 位移型消能器非线性分析模型

D.1.1 摩擦消能器和铅消能器可采用理想弹塑性模型，按下列公式确定：

1 消能器阻尼力计算公式：

$$F_d = K_d \Delta u_d \quad (|\Delta u_d| \leq \Delta u_{dy}) \quad (D.1.1-1)$$

$$F_d = F_{dy} \operatorname{sgn}(\Delta u_d) \quad (|\Delta u_d| > \Delta u_{dy}) \quad (D.1.1-2)$$

2 消能器的弹性刚度：

$$K_d = F_{dy} / \Delta u_{dy} \quad (D.1.1-3)$$

3 消能器一周耗能：

$$W_c = 4F_{dy} (\Delta u_{d\max} - \Delta u_{dy}) \quad (\Delta u_{d\max} \geq \Delta u_{dy}) \quad (D.1.1-4)$$

式中： F_d ——消能器输出力；

Δu_d ——消能器两端的相对位移；

K_d ——消能器弹性刚度；

F_{dy} ——消能器屈服(起滑)荷载；

Δu_{dy} ——沿消能方向消能器屈服(起滑)位移；

$\Delta u_{d\max}$ ——沿消能方向消能器最大可能的位移；

W_c ——消能器在 $\Delta u_{d\max}$ 位移上循环一周耗散的能量。

4 消能器理想弹塑性模型滞回关系如图 D.1.1 所示：

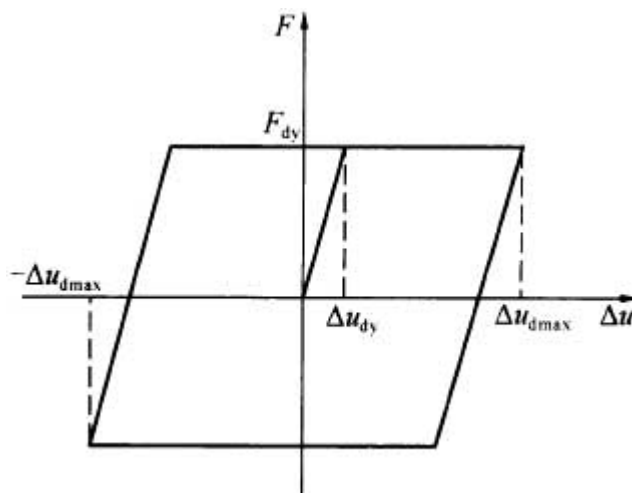


图 D.1.1 理想弹塑性模型示意图

D. 1. 2金属消能器和屈曲约束支撑可采用双线性模型，按下列公式确定：

1 消能器阻尼力计算公式：

$$F_d = K_d \Delta u_d \quad (|\Delta u_d| \leq \Delta u_{dy}) \quad (D.1.2-1)$$

$$F_d = F_{dy} + K_d \gamma (\Delta u_d - \Delta u_{dy}) \quad (|\Delta u_d| > \Delta u_{dy}) \quad (D.1.2-2)$$

2 消能器的弹性刚度：

$$K_d = F_{dy} / \Delta u_{dy} \quad (D.1.2-3)$$

3 消能器有效刚度：

$$K_{eff} = \frac{F_{dmax}}{\Delta u_{dmax}} \quad (\Delta u_{dmax} \geq \Delta u_{dy}) \quad (D.1.2-4)$$

4 消能器一周耗能：

$$W_c = 4(F_{dy} \Delta u_{dmax} - F_{dmax} \Delta u_{dy}) \quad (\Delta u_{dmax} \geq \Delta u_{dy}) \quad (D.1.2-5)$$

式中： F_d ——消能器输出力；

Δu_d ——消能器两端的相对位移；

K_d ——消能器弹性刚度；

F_{dy} ——消能器屈服(起滑)荷载；

Δu_{dy} ——沿消能方向消能器屈服(起滑)位移；

F_{dmax} ——消能器最大荷载；

$\Delta u_{d\max}$ ——沿消能方向消能器最大可能的位移；

K_{eff} ——消能器有效刚度；

W_c ——消能器在 $\Delta u_{d\max}$ 位移上循环一周耗散的能量；

γ ——屈服后刚度比。

5 消能器双线性模型滞回关系如图 D.1.2 所示：

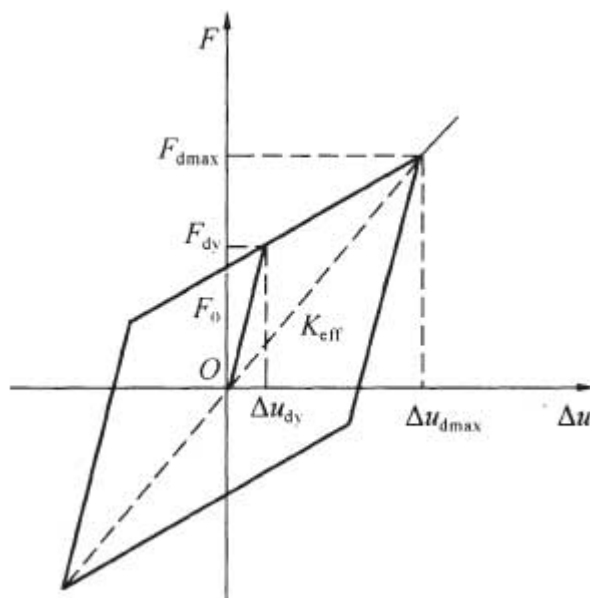


图 D.1.2 双线性模型示意图

D. 1. 3金属消能器和屈曲约束支撑可采用 Wen 模型(文模型)，按下列公式确定：

1 消能器 Wen 模型关系式：

$$F(\Delta u, z) = \gamma K_d \Delta u_d + (1 - \gamma) K_d z \quad (D.1.3-1)$$

$$\dot{z} = A \Delta \dot{u}_d - \chi |\dot{\Delta u}_d| |z| |z|^{n-1} - \beta \Delta \dot{u}_d |z|^n \quad (D.1.3-2)$$

式中： γ ——屈服后刚度比；

χ 、 β 、 A 、 n ——分别为滞回关系形状控制参数。

2 消能器 Wen 模型中的弹性刚度、有效刚度与双线性模型计算公式相同，能量可采用积分进行计算。

D.2 速度型消能器非线性分析模型

D. 2. 1速度相关型消能器可采用 Maxwell 模型 (麦克斯韦模型) 或 Kelvin 模型 (开尔文模型), 应具备如下基本特征:

消能器 Maxwell 模型中阻尼单元与“弹簧单元”串联; 消能器 Kelvin 模型中阻尼单元与“弹簧单元”并联, 模型中的输出力是二者之和。消能器 Maxwell 模型与 Kelvin 模型如图 D.2.1 所示:

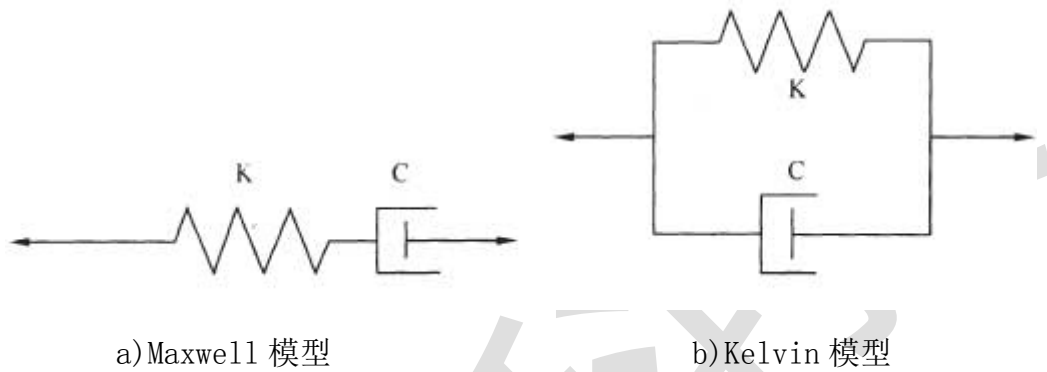


图 D.2.1 Maxwell 模型与 Kelvin 模型

D. 2. 2速度相关型消能器黏滞模型或黏弹性模型, 按下列公式确定:

1 消能器阻尼力计算公式:

$$F_d = C_d (\dot{u})^m \quad (\text{D.2.2-1})$$

式中: F_d ——黏滞消能器的阻尼力;

C_d ——消能器阻尼系数, 与液压缸直径、活塞直径、导杆直径和流体粘度等参数有关;

m ——黏滞消能器阻尼指数, 黏滞消能器速度指数通常在 0.2 到 1 之间。

2 黏滞消能器耗能计算公式如下:

$$W_c = \pi C_d \omega_1 \Delta u_{d \max}^2 \quad (\text{D.2.2-2})$$

3 黏弹性消能器耗能计算公式如下:

$$W_c = \pi G'' \Delta u_{d \max}^2 \quad (\text{D.2.2-3})$$

$$C_d = \frac{G'' A}{\omega_1 h} \quad (\text{D.2.2-4})$$

$$K_{eff} = \frac{\sqrt{(G'^2 + G''^2)}A}{h} \quad (D.2.2-5)$$

式中： ω_1 ——试验加载圆频率；

C_d ——消能器阻尼系数；

G' ——黏弹性材料剪切模量；

G'' ——黏弹性材料储存模量；

A ——黏弹性材料层横截面面积；

h ——黏弹性材料层厚度。

4 黏滞消能器和黏弹性消能器的典型滞回曲线如图 D.2.2 所示：

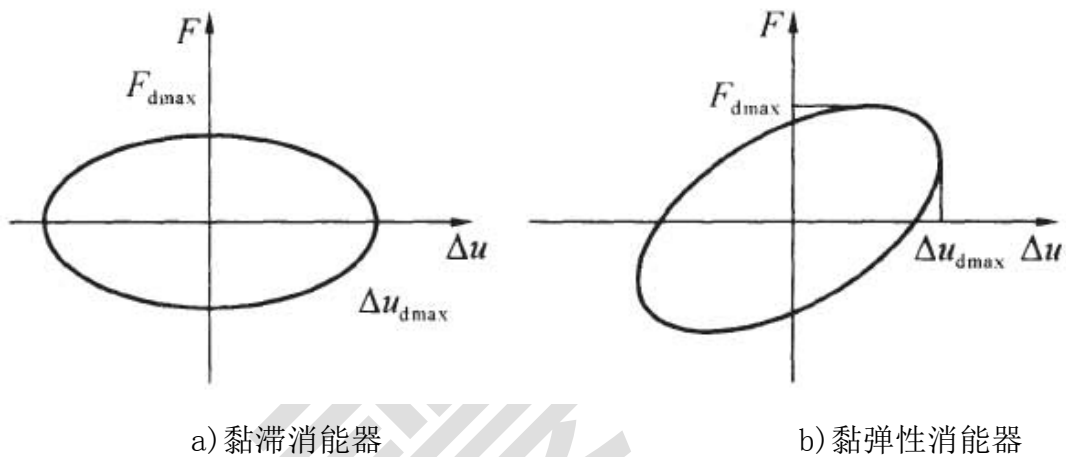


图 D.2.2 黏滞消能器和黏弹性消能器滞回曲线示意图

附录 E 隔震装置非线性分析模型

E.1 橡胶隔震支座非线性分析模型

E.1.1 普通橡胶隔震支座与铅芯橡胶隔震支座的竖向本构关系模型可采用非线性弹性模型，如图 E.1.1 所示：

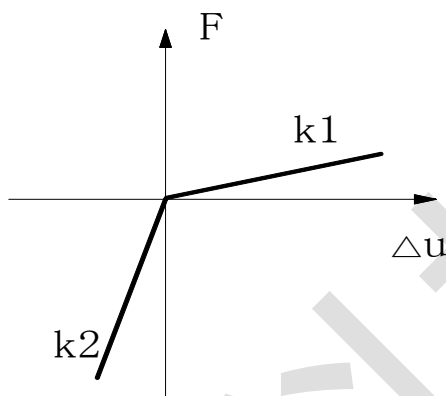


图 E.1.1 橡胶隔震支座竖向本构关系模型示意图

图中， k_1 、 k_2 为橡胶隔震支座的竖向受拉与受压刚度，应根据实际产品参数确定。

E.1.2 普通橡胶隔震支座水平刚度可取为弹性，铅芯橡胶隔震支座水平向本构关系模型可采用双线性模型，如图 E.1.2 所示：

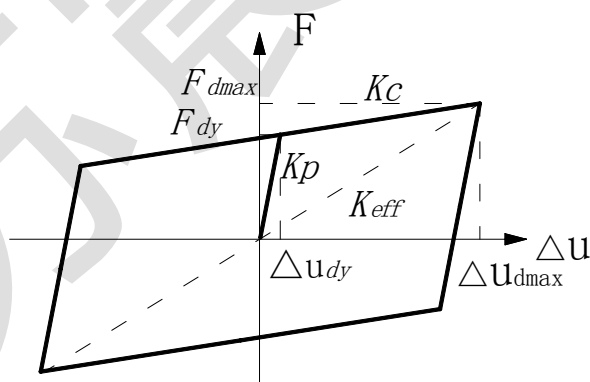


图 E.1.2 铅芯橡胶隔震支座水平向本构关系模型示意图

相关参数计算公式如下：

1 铅芯橡胶隔震支座的初始刚度：

$$K_d = F_{dy} / \Delta u_{dy} \quad (\text{E.1.2-1})$$

2 铅芯橡胶隔震支座的等效刚度：

$$K_{eff} = F_{d\max} / \Delta u_{d\max} \quad (\text{当 } \Delta u_{d\max} \geq \Delta u_{dy} \text{ 时}) \quad (\text{E.1.2-2})$$

3 铅芯橡胶隔震支座往复一次耗散的能量:

$$W_c = 4(F_{dy}\Delta u_{d\max} - F_{d\max}\Delta u_{dy}) \quad (\text{当 } \Delta u_{d\max} \geq \Delta u_{dy} \text{ 时}) \quad (\text{E.1.2-3})$$

式中: F_{dy} ——铅芯橡胶隔震支座屈服荷载;

$F_{d\max}$ ——铅芯橡胶隔震支座最大荷载;

K_d ——铅芯橡胶隔震支座初始刚度;

K_{eff} ——铅芯橡胶隔震支座等效刚度;

$\Delta u_{d\max}$ ——水平向铅芯橡胶隔震支座最大位移;

Δu_{dy} ——水平向铅芯橡胶隔震支座屈服(起滑)位移;

W_c ——铅芯橡胶隔震支座往复一次耗散的能量。

E.2 摩擦摆隔震支座非线性分析模型

E.2.1 摩擦摆隔震支座竖向刚度受压可设定为弹性, 受拉可设定刚度为零。

E.2.2 摩擦摆隔震支座水平向本构关系模型可采用与竖向压力相关的双线性模型, 如图 E.2.2 所示:

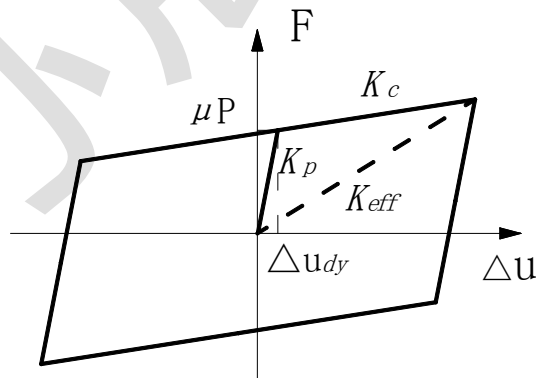


图 E.2.2 摩擦摆隔震支座水平向本构关系模型示意图

相关参数计算公式如下:

1 摩擦摆隔震支座的初始刚度:

$$K_p = \mu P / d_y \quad (\text{E.2.2-1})$$

2 摩擦摆隔震支座的屈服后刚度:

$$K_c = P / R \quad (E.2.2-2)$$

3 摩擦摆隔震支座的等效刚度:

$$K_{eff} = (1 / R + \mu / \Delta u_{d \max}) \quad (E.2.2-3)$$

4 摩擦摆隔震支座的恢复力:

$$F = \left(\frac{P}{R} \Delta u + \mu P (\operatorname{sgn} \Delta \dot{u}) \right) \quad (E.2.2-4)$$

5 摩擦摆隔震支座往复一次耗散的能量:

$$W_c = 4 \mu P \Delta u_{d \max} \quad (E.2.2-5)$$

6 摩擦摆隔震支座的隔震周期:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (E.2.2-6)$$

式中: K_p ——摩擦摆隔震支座的初始刚度;

μ ——摩擦摆隔震支座的动摩擦系数;

P ——摩擦摆隔震支座承受的竖向荷载;

d_y ——摩擦摆隔震支座的屈服位移;

K_c ——摩擦摆隔震支座的屈服后刚度;

R ——摩擦摆隔震支座的等效曲率半径;

K_{eff} ——摩擦摆隔震支座的等效刚度;

$\Delta u_{d \max}$ ——摩擦摆隔震支座的水平向最大位移;

Δu ——摩擦摆隔震支座的水平向位移;

F ——摩擦摆隔震支座的水平向恢复力;

W_c ——摩擦摆隔震支座往复一次耗散的能量;

T ——摩擦摆隔震支座的隔震周期。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对于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 条文中指明应按其它标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《混凝土结构设计规范》（GB 50010-2010）
- 《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2010）
- 《钢结构设计标准》（GB 50017-2017）
- 《建筑结构可靠性设计统一标准》（GB 50068-2018）
- 《多高层木结构建筑技术标准》（GB/T 51226-2017）
- 《装配式混凝土建筑设计标准》（GB/T 51231-2016）
- 《装配式钢结构建筑设计标准》（GB/T 51232-2016）
- 《装配式混凝土结构技术规程》（JGJ 1-2014）
- 《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3-2010）
- 《空间网格结构技术规程》（JGJ 7-2010）
- 《高层民用建筑钢结构技术规程》（JGJ 99-2015）
- 《建筑消能减震技术规程》（JGJ 297-2013）
- 《叠层橡胶支座隔震技术规程》（CECS 126:2001）
- 《建筑工程抗震性态设计通则》（CECS 160:2004）
- 《建筑钢结构抗火技术规范》（CECS 200:2006）
- 《建筑结构抗倒塌设计规范》（CECS 392:2014）

中国工程建设协会标准

建筑结构弹塑性分析技术规程

CECS ***:20**

条文说明

目 录

1 总 则.....	58
3 基本规定.....	59
3.1 一般规定.....	59
3.2 适用范围.....	60
3.3 分析方法.....	60
3.4 分析模型.....	64
3.5 地震作用.....	68
3.6 结果应用.....	70
3.7 抗震性能化设计.....	72
3.8 抗倒塌设计.....	73
4 混凝土结构非线性分析.....	75
4.1 分析方法.....	75
4.2 分析模型.....	76
4.3 复杂混凝土结构.....	77
5 钢结构非线性分析.....	79
5.1 分析方法.....	79
5.2 分析模型.....	80
5.3 空间网格结构.....	80
5.4 钢结构抗火分析.....	81
6 消能减震结构非线性分析.....	83
6.1 分析方法.....	83
6.2 分析模型.....	84
6.3 结果应用.....	85
7 隔震结构非线性分析.....	87
7.1 分析方法.....	87
7.2 分析模型.....	87
7.3 结果应用.....	88

Contents

Chapter 1 General1.....	58
Chapter 3 Basic Requirements of Nonlinear Analysis.....	59
3.1 General.....	59
3.2 Applicable Scope.....	60
3.3 Analysis Method.....	60
3.4 Analysis Model.....	64
3.5 Earthquake Action.....	68
3.6 Result Application.....	70
3.7 Seismic Performance Based Design.....	72
3.8 Collapse Design.....	73
Chapter 4 Concrete Structure Nonlinear Analysis.....	75
4.1 Analysis Method.....	75
4.2 Analysis Model.....	76
4.3 Complex Structure.....	77
Chapter 5 Steel Structure Nonlinear Analysis.....	79
5.1 Analysis Method.....	79
5.2 Analysis Model.....	80
5.3 Space Grid Structure.....	80
5.4 Steel Structure Fire Resistant Design.....	81
Chapter 6 Energy-Dissipated Structures Nonlinear Analysis.....	83
6.1 Analysis Method.....	83
6.2 Analysis Model.....	84
6.3 Result Application.....	85
Chapter 7 Seismically Isolated Structures Nonlinear Analysis.....	87
7.1 Analysis Method.....	87
7.2 Analysis Model.....	87
7.3 Result Application.....	88

1 总 则

1.0.1 建筑结构在遭遇地震、火灾以及其他偶然作用时，经常处于非线性受力状态；在进行消能减震设计、隔震设计和遭遇较强烈地震作用等情况下，建筑结构的非线性发展也是比较强烈的。

为提高设计效率，目前多数建筑结构的设计仍然以线弹性假定为基础；对于特别重要或复杂的建筑结构，现行国家标准规范对于补充的非线性分析与验算进行了规定。随着计算机软硬件技术的快速发展、非线性分析方法的进步以及工程应用经验的增加，将更加仿真模拟建筑结构受力状态的非线性分析技术应用于建筑结构的设计与施工过程分析，可以达到进一步优化结构设计和保证结构安全的目的。

本规程结合近年来国内、外在建筑结构非线性分析方面的基本理论、方法、软件以及工程实践经验，对建筑结构非线性分析的应用范围、分析方法、分析模型以及结果应用等方面进行了规定。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 当建筑结构的材料性能处于弹性小变形状态时，一般可假定力与变形之间的关系是线性的，可采用线弹性方法进行结构分析，在这种情况下，分析比较简单，效率也较高。当建筑结构的材料性能处于弹塑性状态时，力与变形之间的相互关系比较复杂，一般情况下是非线性的，这时宜采用非线性方法进行结构的分析与设计。当建筑结构的塑性发展比较强烈或变形较大时，采用线弹性方法得到的分析结果将存在不可忽略的偏差，应采用非线性方法进行结构分析与设计。

3.1.2 进行非线性分析时，可根据结构的类型、复杂性以及计算精度要求等选择恰当的分析方法，结构构件各部分的尺寸、截面配筋以及材料性能指标需要预先设定，应根据实际情况采用不同的单元离散尺度，确定正确的本构关系模型，如应力-应变关系、弯矩-曲率关系、内力-变形关系等。

采用非线性分析方法确定结构在外界作用下的响应时，钢筋和混凝土的材料参数特征值及本构关系模型宜经试验分析确定，也可采用现行国家标准规范所规定的材料指标与本构关系模型。

建筑结构在外界作用下进入塑性受力状态时，其几何非线性效应也往往是不可忽略的，对于高层建筑结构可以采用考虑 $P-\Delta$ 效应等简化分析方法考虑几何非线性影响，也可以采用更加准确的方法考虑几何非线性影响；对于大跨度空间结构、刚度相对较小的钢结构、索结构、膜结构等进行非线性分析时，应采用较为准确的方法考虑几何非线性影响。

3.1.3 结构体系要求受力明确、传力途径合理且传力路线不间断，使结构的分析结果更符合结构在地震等外力作用下的实际表现，对提高结构的抗倒塌性能将十分有利，是结构选型与布置结构抗侧力体系时首先考虑的因素之一，非线性分析可以较好地达到明确结构在地震等外力作用下传力途径是否合理的目的。

多道防线对于结构在强烈地震等外力作用下的安全是比较重要的。所谓多道防线的概念，通常指的是：

1. 整个结构体系由若干个延性较好的分体系组成，并由延性较好的结构构件连接起来协同工作。如框架-抗震墙体系是由延性框架和抗震墙两个系统组成；

双肢或多肢抗震墙体系由若干个单肢墙分系统组成；框架-支撑框架体系由框架和支撑框架两个系统组成；框架-筒体体系由框架和筒体两个系统组成。

2. 结构体系具有最大可能数量的内部、外部赘余度，有意识地建立起一系列分布的塑性屈服区，以使结构能吸收和耗散大量的地震等外力作用能量，一旦破坏也易于修复。设计计算时，需考虑部分构件出现塑性变形后的内力重分布。

薄弱层（部位）的概念，也是结构抗倒塌设计中的重要概念，包括：

1. 结构在强烈地震等外力作用下，构件的实际承载力分析是判断薄弱层（部位）的基础。

2. 要使楼层（部位）的实际承载力在总体上保持相对均匀，一旦楼层（部位）的实际承载力有突变，可能会导致塑性变形的集中，多数结构构件实际承载能力不能有效发挥，不利于保证整体结构的安全。

3. 要防止在局部上加强而忽视整个结构各部位刚度、强度的协调。

4. 在地震等外力作用下抗倒塌设计中有意识、有目的地控制薄弱层（部位），使之具备足够的耗散能量的能力又不发生危及整体结构安全的情况是提高结构总体性能的有效手段。

3.2 适用范围

3.2.2、3.2.3 震害表明，在强烈地震作用下，结构薄弱部位将产生较大的塑性变形，会引起结构严重破坏甚至倒塌。

对于高度较高、平立面布置较复杂、比较重要的建筑结构应进行非线性分析，保证“大震不倒”的设防目标要求。

目前建筑结构的非线性分析技术和软件已有较大发展和进步，适当扩大建筑结构的非线性分析范围已具备一定的条件，也有利于保证“大震不倒”这一重要抗震设防目标的实现，建议在具备条件时宜采用非线性分析方法进行建筑结构的分析设计。

3.3 分析方法

3.3.1 本规程推荐了两种非线性分析方法：非线性静力分析方法（推覆分析）、非线性动力分析方法（弹塑性时程分析），其中非线性动力分析方法包含非线性

增量动力分析方法（IDA 分析）。

非线性静力分析一般沿结构高度施加按一定形式分布的模拟地震作用等效侧力，并从小到大逐步增加侧向力的强度，使结构由弹性工作状态逐步进入塑性工作状态，最终达到并超过规定的弹塑性位移。非线性静力分析方法的优点是计算效率相对较高，计算结果相对清晰易用；缺点是计算分析中所采用的侧向作用力分布形式具有假定性，竖向不规则结构和动力特性复杂结构难以确定，得到包含下降段的全过程推覆过程存在一定计算困难，应用能力谱方法时可能无法通过能力谱和需求谱相交得到性能点，其计算结果需要工程经验判断。

非线性动力分析方法的优点是可以仿真模拟结构在地震作用等外力作用下的非线性动力响应，计算结果丰富，便于深入了解建筑结构受力性能；缺点是计算工作量相对较大，需要考虑不同地震动下计算结果的离散性。

非线性增量动力分析针对某一建筑结构，考虑其可能的非线性属性，通过不断增加地震作用加速度峰值的方式，得到该建筑结构在地震作用的全过程分析结果，并进一步进行结构的抗倒塌能力评估。

3.3.3、3.3.4 非线性静力分析水平力沿建筑结构高度的分布可以采用如下形式：均匀分布，倒三角形分布，与质量和基本振型或前几阶主控振型叠加向量乘积成正比分布，与弹性动力分析得到的水平地震作用分布一致，与振型分解反应谱法得到的水平地震作用分布一致，现行国家标准规范规定的考虑偶然偏心作用的规定水平地震力方式等。

非线性推覆分析得到建筑结构基底剪力-顶点位移关系后，一般采用能力谱方法得到结构在预期地震作用下的性能点，能力谱方法中所用需求谱应依据现行国家标准规范所规定的反应谱变换得到。

3.3.5 建筑结构非线性动力微分方程的求解，目前一般采用隐式积分方法或显式积分方法。两种方法各有优、缺点，采用相关方法与软件时有如下一些注意事项：

1. 隐式积分方法进行非线性迭代时，需保证在每个加载时间步长范围内迭代收敛后才能继续下一加载步计算，若无法迭代收敛，则计算结果会产生不可预测的“漂移”现象。当局部构件破坏比较严重时，经常出现隐式积分方法难以迭代收敛的情况，从数学方法的角度解决该问题存在一定困难，不同的软件实现会采取一定的“策略”规避该问题，例如缩小时间步长或强制收敛，这些做法可能

造成计算时间耗费显著增加或影响计算结果的准确性。

2. 显式积分方法一般采用差分格式求解,为满足算法稳定性前提,建筑结构非线性动力分析的积分步长在采用小于 1m 单元网格时通常控制在 $10^{-5}\sim 10^{-4}$ 左右,差分格式不需要非线性平衡迭代过程。显式积分方法可避免迭代不收敛问题,但由于最小稳定步长的要求,计算量巨大,对计算资源的耗费也将是显著的,需要一定的计算机硬件技术提供计算基础。

3. 建筑结构的非线性分析,通过材料非线性本构关系模型来体现结构的弹性发展,同时也体现了结构的主要能量耗散过程。为了与线弹性分析保持延续性并考虑非结构构件破坏耗能等其他复杂情况,一般仍然采用初始设定的结构阻尼比或适当增加结构阻尼比以考虑建筑中的部分能量耗散,但此时的结构阻尼比增加不应包含结构构件材料非线性本构关系模型所产生的能量耗散,以避免在结构阻尼和非线性本构关系模型两方面重复考虑结构构件的能量耗散。

4. 采用显式积分方法时,若使用完整的瑞利阻尼形式,则计算工作量会进一步提升,所以目前工程应用中一般会忽略瑞利阻尼的刚度项以节约计算时间,这种做法将带来一些潜在计算偏差,表现在可能会放大结构的高阶振型响应。基于理论研究和工程实践经验,建议采用振型阻尼进行显式积分方法计算,若采用简化瑞利阻尼形式,应通过适当的参数调整避免计算结果产生较大误差。

建筑结构进行非线性动力分析时,结构阻尼比的确定应考虑如下一些影响因素:

1. 建筑结构无论在风荷载、多遇地震、设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下,其动力过程均存在实际的能量耗散。建筑结构的能量耗散来源比较广泛,一般由三个主要方面产生:梁、柱、支撑、剪力墙及楼板等结构构件本身的材料非线性耗能;填充墙、隔墙等非结构构件的材料非线性耗能;消能器和隔震装置的材料非线性耗能。

2. 在风荷载、多遇地震及设防地震(采用线弹性分析方法)下,通常假定结构处于线弹性状态,通过设定结构阻尼比统一考虑结构能量耗散;而在设防地震(采用非线性分析方法)、罕遇地震或极罕遇地震作用下,初始设定的结构阻尼、结构构件与非结构构件的材料非线性本构关系模型均可能出现能量耗散情况。

3. 大量的混凝土结构振动台试验结果表明,当主体结构的外界作用较小且

无填充墙等非结构构件时，实测结构阻尼比一般在 0.01~0.03 之间，明显低于设计时所采用的 0.05 结构阻尼比。

4. 为更加仿真地体现建筑结构的受力状态，建议进行建筑结构非线性分析时可采用填充墙及内隔墙的非线性分析模型直接参与计算；当不采用非线性分析模型模拟填充墙及内隔墙时，应根据非结构构件的数量和可能破坏程度确定非线性动力分析的结构阻尼比。

5. 由于结构构件的非线性本构关系模型直接体现了能量耗散，所以建筑结构的非线性动力分析，不应通过增加结构阻尼比与采用非线性单元两种方式重复考虑能量耗散，以避免低估结构响应造成的结构设计偏于不安全情况出现。

3.3.6 进行建筑结构非线性增量动力分析，对于每个外力作用工况应遵守非线性动力分析的相关规定。

基于概率与数理统计方法评估建筑结构的倒塌易损性和倒塌风险是建筑结构非线性增量动力分析的重要目的，可参考国内、外已有的科研成果进行相关工作。

3.3.7 对于复杂建筑结构，例如超高层建筑、带转换层结构、非满堂支撑缓慢均匀整体卸载施工的大跨结构等，进行结构分析时若采用一次性形成结构刚度并施加重力荷载的方式，与考虑施工过程进行的结构分析结果可能出现较大差异。当存在延迟构件后安装、超高层建筑的伸臂桁架后固接等情况时，其内力状态将完全不同于按一次整体成型的内力状态。

建筑结构施加水平地震作用进行非线性分析，应首先进行恒荷载、活荷载等作用下的施工过程模拟，以确定结构的初始受力状态。由于线性叠加原理不适用于非线性分析，所以施工过程的模拟应符合实际施工次序，应采取与实际施工过程相对应的逐步增加结构楼层刚度的模型，并对应施加重力荷载。

对于特殊受力的结构构件，例如存在大型支撑、连体构件等情况，施工次序对构件的初始内力影响明显，并会影响最终的非线性分析结果，因此需要对此类关键构件进行单构件施工过程模拟。

3.3.8 当建筑结构的几何非线性影响不可忽略时，是否考虑几何非线性对最终的非线性分析结果影响将是明显的，对于高度较高的高层结构、跨度较大的空间结构以及存在几何变形影响明显的结构，应考虑几何非线性影响。

进行非线性分析时，宜采用附加与结构构件轴向力对应的几何刚度并考虑结构几何构型变化的方法考虑几何非线性影响，对于比较规则的高层建筑结构也可采用附加弯矩二阶效应等简化方法。

3.3.9 空间结构当跨度较大时，实际地震输入具有不同时性和相位差，进行多点地震输入计算并考虑行波效应和局部场地效应可更加真实地体现地震作用对空间结构的影响。

单点地震输入是指对结构基础底部输入一致的地震作用进行结构计算；多点地震输入是指对各独立基础或支承结构输入不同的地震动时程进行计算。根据工程经验，6度和7度Ⅰ、Ⅱ类场地上的大跨空间结构多点地震输入得到的结构响应差异不明显；7度Ⅲ、Ⅳ场地和8、9度区，多点地震输入得到的结构响应差异比较明显，应考虑行波效应和局部场地效应对输入地震动时程进行修正。

研究证明，地震传播过程的行波效应、相干效应和局部场地效应对于大跨空间结构的地震响应有不同程度的影响，其中以行波效应和场地效应的影响较为显著，一般情况下可不考虑相干效应。对于周边支承空间结构，行波效应影响表现在对大跨屋盖系统和下部支承结构；对于两线边支承空间结构，行波效应通过支座影响到上部结构。行波效应将使不同点支承结构或支座处的加速度峰值不同，相位也不同，从而使不同输入点的地震作用不同，非线性分析时应考虑这些差异。由于地震作用是一种随机过程，多点地震输入时应考虑最不利的组合情况。

3.3.10 多高层和大跨度木结构建筑在我国的应用逐渐增多，木结构的材料性质和连接构造均有自身特点，为保证此类建筑结构的安全，在进行木结构非线性分析时应充分考虑其特殊性，在缺乏工程经验的情况下应根据试验确定其相关力学参数。

3.4 分析模型

3.4.1 材料本构关系模型对建筑结构非线性分析结果的影响是显著的，建筑结构材料非线性属性也是复杂的，相关研究也在不断发展。选用材料本构关系模型时，应以现行国家标准规范为依据，同时应考虑实际工程特殊性并可参考最新的科研成果。

钢筋混凝土界面的粘结、滑移对其分析结果影响较显著的构件（如框架结构

梁、柱的节点区域等），在进行非线性分析时建议考虑钢筋与混凝土的粘结-滑移本构关系模型。

混凝土一维受力时，可采用《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010）规定的单轴本构关系；对于箍筋约束效应较强的钢筋混凝土构件、钢管混凝土构件、叠合柱构件等混凝土存在三维受力情况的构件，应采用考虑约束效应的单轴本构关系或采用三维本构关系；由于混凝土材料具有较强的非线性属性，要正确考虑混凝土受拉和受压下降段的本构关系。

钢筋混凝土构件中的钢筋受压时，在混凝土破坏前、后具有显著的受力差异，建议钢筋混凝土结构非线性分析时应考虑钢筋在混凝土破坏后受压屈曲效应的影响，以更准确模拟钢筋混凝土构件及结构的全过程破坏情况。

3.4.2 按照目前的计算机软硬件条件，建筑结构非线性分析采用较为精细的单元网格，并进行整体结构三维模型分析已经可以达到工程实用阶段。

梁、柱及支撑等一维杆系构件的非线性分析可以选用不同类型的模型；可采用假定杆件中部保持弹性，塑性发展集中在端部，通过截面非线性弯矩-曲率（转角）表征的塑性铰模型；可采用同样假定杆件中部保持弹性，塑性发展假定集中在端部，通过端截面非线性弹簧的材料非线性本构关系模型实现的塑性区非线性弹簧模型；可采用对杆件长度和截面进行纤维或单元细分，考虑材料的非线性本构关系模型并积分得到非线性刚度的纤维截面模型。选择上述模型时，应保证结构构件的实际受力状态与计算模型假定相符，且应正确考虑其剪切变形及剪切非线性破坏的影响。采用塑性铰模型时，应根据试验数据确定塑性铰参数；采用纤维截面模型、塑性区非线性弹簧模型时应正确采用材料的非线性本构关系模型。

剪力墙构件的非线性模拟是建筑结构非线性分析的重点，直接影响对整体建筑结构性能的正确评价，也是计算分析中难度比较大、容易出现较大误差甚至出现错误的部分。剪力墙的非线性模拟有多垂直杆单元或弹塑性纤维单元等简化墙单元模型，由于其强制解耦剪力墙的拉、压、弯曲和剪切受力状态，具有一定的粗糙性，不宜在复杂剪力墙非线性分析中采用，采用时应重点关注如何正确考虑剪切变形、剪切刚度及剪切非线性破坏等问题；复杂剪力墙（形状不规则、存在较大洞口及洞口错位等情况）宜采用二维平面非线性膜单元、板单元或壳单元进行模拟，并且应进行平面内网格细分和平面外分层积分，同时应正确考虑分布钢

筋与混凝土之间的粘结和共同受力对剪力墙构件抗剪能力的影响。

建筑结构弹性分析与设计时，往往采用刚性楼板假定结合框架梁刚度放大系数考虑楼板作用；在进行非线性分析时这种楼板考虑方式过于粗糙，甚至可能造成对结构性能的评价错误。当楼板处于弹性工作状态时，可采用弹性楼板模型；当楼板存在薄弱情况时，宜采用细分网格的分层壳单元模型；应正确考虑楼板面外刚度，楼板与相邻框架梁、连梁及连梁式消能器之间的变形协调以及楼板偏心的影响。

理论研究和非线性分析工程实践表明，混凝土连梁是混凝土结构中非线性发展强烈的构件，也是混凝土结构重要的耗能部位，应重点进行细致的非线性模拟，宜采用精细单元进行分析；当跨高比小于 3 时，连梁受力状态复杂，拉、压、弯曲和剪切作用高度耦合且不可忽略相互影响，宜采用细分网格的非线性分层壳单元进行模拟，网格尺寸应能反映连梁的可能损伤破坏状态，建议按照所选用壳单元积分格式，单元网格尺寸控制在连梁高度的 $1/2 \sim 1/4$ 左右为宜，同时连梁单元与周边墙体单元的网格应保证变形协调。当连梁跨高比大于 5 时，其受力状态接近一维框架梁受力特点，可采用纤维截面模型、塑性区非线性弹簧模型或塑性铰模型等一维杆系单元模拟，但应与楼板保持变形协调。跨高比在 $3 \sim 5$ 之间的连梁，可根据实际经验酌情选用非线性分析单元。

结构受力复杂的局部区域需作精细非线性分析时，宜采用三维实体单元。整体结构非线性分析为降低计算工作量而采用多尺度模型时，可根据结构不同部位非线性发展程度选用一维、二维和三维单元，并应保证不同类型单元间的变形协调。

3.4.3 高层建筑结构的非线性分析，宜采用包含上部结构与地下室的整体模型，此时回填土刚度参数的选取对整体计算结果尤其是对地下室构件内力存在显著的影响。

分析研究表明，当地下室回填土刚度较大时，计算分析时侧向支撑作用较为强烈，地下室竖向构件的弯矩自上而下衰减迅速。回填土在实际地震作用发生时，确实具备一定的吸收地震能量作用和刚度贡献，可按照实际回填土情况确定非线性分析时的参数。但是由于回填土在往复荷载作用下具有可压缩性，且回填土刚度与地下室自身刚度无直接对应关系，所以非线性分析时不应为计算简便而按照

地下室刚度确定回填土刚度，避免过分夸大回填土刚度贡献，造成地下室竖向承重构件和相连接水平构件的弯矩、剪力等内力以及损伤破坏程度被人为减小的不安全情况出现。

建筑结构的地下室部位，一方面对于保证整体结构避免在地震等灾害作用下倒塌具有重要作用，另一方面地下室施工荷载等条件复杂，易发生施工与正常使用过程中的较严重破坏情况，所以当无法确定实际回填土参数时，建议在建筑结构非线性分析时可不考虑回填土刚度贡献，以较小的代价提高整体结构的抗震安全性，并有效降低地下室在其他偶然作用下的破坏概率。

3.4.4 多塔、连体结构的塔楼、裙房及连体部分在地震作用下的相互影响较为强烈，尤其当裙房层数较多或连体部分刚度较大时更为明显，所以应包含多塔楼、裙房及连体部分进行整体结构的非线性分析，目前的计算机软硬件条件也可以达到相应要求。多塔楼的层间位移角等楼层统计结果应分塔楼进行。

3.4.5 汶川地震等实际震害表明，楼梯间构件对于整体结构受力有一定影响，同时也是地震作用下易损坏并应着重保证安全的部位。当楼梯间构件对结构刚度贡献不可忽略时，建筑结构非线性分析的整体模型应包括楼梯间结构构件，宜采用精细化模型以充分体现其复杂受力状态并发现可能损伤破坏部位。

3.4.6 建筑中的附属设备和非结构构件对整体结构的受力状态存在不可忽略的影响，包括质量、刚度和阻尼等方面。汶川地震等实际震害表明，在罕遇地震等灾害作用下，非结构构件的破坏程度较大，造成的人员和财产损失巨大。但是非结构构件的受力复杂，存在较多难以确定的影响因素，进行直接的非线性分析仿真模拟存在一定的困难。目前一般通过考虑附属设备和非结构构件的质量、荷载及整体结构的初始阻尼比来考虑对非线性分析结果的影响。

在计算条件允许的情况下，建议进行整体建筑结构非线性仿真分析时可采用非线性单元细致考虑非结构构件的质量、实际刚度变化和阻尼耗能情况。当非线性仿真分析直接考虑非结构构件非线性属性时，应对结构阻尼比进行适当减小，避免从非线性本构关系模型和阻尼放大两方面重复考虑非结构构件的耗能作用。

3.4.7 试验和非线性仿真分析研究表明，装配式混凝土结构难以做到与现浇混凝土结构完全等同，在进行装配式混凝土结构和钢结构非线性仿真分析时，宜根据节点和接缝在受力全过程中的特性进行非线性仿真模拟，节点和接缝的非线性行

为可根据试验研究确定。

3.5 地震作用

3.5.1 建筑结构非线性分析的地震输入方向主要考虑以下因素：

1. 实际地震作用可由两个水平方向和竖向三个分量完整表达，较多实测地震动时程的三个方向加速度峰值均较大，所以进行建筑结构非线性分析时宜采用三向地震输入，至少应考虑两个水平方向的地震分量共同作用。

2. 根据震害经验，9度和9度以上时，跨度大于18m的屋架、1.5m以上的悬挑阳台和走廊等震害严重甚至倒塌；8度时，跨度大于24m的屋架、2m以上的悬挑阳台和走廊等震害严重，应考虑竖向地震作用。

3. 对于较高的高层建筑，其竖向地震作用产生的轴力在结构上部是不可忽略的，故要求9度区高层建筑需考虑竖向地震作用。

4. 某一方向水平地震作用主要由该方向抗侧力构件承担，如该构件带有翼缘、翼墙等，尚应包括翼缘、翼墙的抗侧力作用。考虑到地震可能来自任意方向，为此要求有斜交抗侧力构件的结构，当斜交抗侧力构件交角大于 15° 时，应考虑各构件最不利方向的水平地震作用，一般应包含与该类构件平行和垂直两个方向。

3.5.2 进行建筑结构非线性分析的地震动时程及相关参数选取主要考虑以下因素：

1. 鉴于不同地震动时程进行动力分析的结果不同，一般可以根据小样本容量下的计算结果来估计地震作用响应值。通过大量地震作用下不同结构类型进行动力分析结果的统计分析，若选用不少于二组实际记录和一组人工模拟的地震动时程，计算的平均地震响应值不小于大样本容量平均值的保证率在85%以上，而且一般也不会偏大很多。当选用数量较多的地震动时程，如5组实际记录和2组人工模拟地震动时程，则保证率更高。所谓“在统计意义上相符”指的是，多组地震动时程的平均地震影响系数曲线与规范规定的地震影响系数曲线相比，在对应于结构主要振型的周期点上相差不大于10%。计算结果在结构主方向的平均底部剪力一般不会小于振型分解反应谱法计算结果的80%，每个地震动时程的计算结果不会小于65%。从工程角度考虑，这样可以保证动力分析结果满足

最低安全要求。但计算结果也不能太大，每个地震动时程计算不大于 135%，平均不大于 120%。

2. 建筑结构的非线性动力分析，地震动时程的合理选取是一个关键因素。地震动时程选取一方面应该考虑建筑结构所在场地特征，以现行国家标准规范所规定的反应谱为依据；另一方面应该选取可以激发结构产生较为明显的内力、位移响应的地震作用，可以充分体现结构与构件的损伤破坏状态，为改善结构设计提供依据。

3. 人工地震动时程的生成以现行国家标准规范所规定的反应谱为基准，一般采用蒙特卡洛方法形成，由于不同的误差控制对最终获得的人工地震动时程拟合规范反应谱精度存在影响，拟合误差分别在结构水平和竖向的前 3 阶主控周期上控制在 10%以内是比较精细和符合现有工程精度要求的。

4. 正确选择地震动时程，要满足地震作用三要素的要求，即频谱特性、有效峰值和持续时间均要符合规定。

5. 频谱特性可用地震影响系数曲线表征，依据所处的场地类别和设计地震分组确定。地震动时程的有效峰值以地震影响系数曲线峰值除以放大系数(约 2.25)得到，计算输入的加速度峰值，必要时可比上述有效峰值适当加大。

6. 当计算三向地震作用时，其加速度峰值通常按 1(水平方向 1):0.85(水平方向 2):0.65(竖向)的比例调整，人工模拟的地震动时程也应按上述要求生成。

7. 输入地震动时程的有效持续时间，一般从首次达到该地震动时程峰值的 10%算起，最后一次达到峰值的 10%为止；不论是实际的强震记录还是人工模拟地震动时程，有效持续时间一般为结构基本周期的 5~10 倍，即结构顶点的位移可按基本周期往复 5~10 次。另外建筑结构非线性动力分析，尚应通过观察结构外部输入能量变化是否趋于平缓来判断地震输入持续时间是否足够。当外部输入能量变化趋于平缓时，整体结构已结束较大位移的往复运动，所体现的结构最终累计损伤比较充分；当外部输入能量变化未趋于平缓时，整体结构尚未结束较大位移的往复运动，此时体现的结构累计损伤不充分，应增加地震作用持续时间。

8. 罕遇地震非线性分析，所选用反应谱特征周期增加 0.05s 或 0.10s，并根据特征周期放大后的反应谱选取地震动时程。

3.6 结果应用

3.6.1 建筑结构在较多情况下具有天然的非线性属性,非线性分析结果可以被应用在建筑结构设计的较多方面:

1. 应用于 3.6.2 条所规定的等效线弹性结构或构件模型参数计算。
2. 通过非线性分析,可更加准确地实现建筑结构抗震性能化设计;可通过考虑结构构件和材料温度效应的非线性分析,进行建筑结构抗火性能化设计。
3. 通过罕遇地震或极罕遇地震作用下的变形验算,保证结构实现“大震不倒”的抗震设计目标。
4. 直接考虑初始缺陷、几何非线性和材料非线性,进行建筑结构构件的直接分析设计。
5. 在施工过程、正常使用、加固改造、拆除过程等各阶段保证建筑结构整体稳定和进行抗倒塌能力评估。

3.6.2 建筑结构中的部分构件在设防地震作用下,包括部分减震装置在风荷载和多遇地震作用下,即存在不可忽略的非线性属性。目前建筑结构的设计仍然主要基于线弹性假定模型进行,为得到更加准确的设计结果,保证建筑结构的安全和实现较为科学的优化设计,可以基于非线性分析结果进行结构或构件的等效弹性设计参数计算:

1. 钢筋混凝土结构的剪力墙连梁在设防烈度下即可产生较明显的刚度退化,现行国家标准规范中规定在设计时可以折减连梁刚度。研究表明,不同楼层、不同部位连梁的受力状态差异明显,全楼进行统一的连梁刚度折减偏差较大,宜首先通过设防地震作用下的非线性分析确定连梁刚度折减系数,再进行结构等效刚度模型的线弹性分析与设计。

2. 框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构在水平地震作用下,基于线弹性假定模型计算得到的框架剪力一般都较小。按多道防线的概念设计要求,墙体是第一道防线,在设防地震和罕遇地震作用下先于框架发生损伤或破坏,由于塑性内力重分布,框架部分按侧向刚度分配的剪力将有所增大。框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构的框架二道防线剪力调整系数可按现行国家标准规范所规定的简化方法计算,当调整系数出现明显不合理情况时,可基于非线性分析结果进行框架内力调整。

3. 进行建筑结构抗震性能化设计时，在设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下，普通构件与耗能构件将进入非线性状态，可通过非线性分析确定相关构件的刚度折减系数，并根据等效刚度模型完成性能化设计。

4. 消能减震结构设计时，一般需要首先确定消能器附加给整体结构的附加阻尼比，基于非线性分析可以比较准确地得到消能器附加给整体结构的附加阻尼比。

5. 隔震结构设计时，若需确定等效抗震结构的水平向减震系数，可以通过非线性分析比较准确地得到。

3.6.3 现行国家标准规范以“三个水准”为抗震设防目标，即“小震不坏、中震可修、大震不倒”，第五代地震区划图给出了极罕遇地震的相关规定，本规程适用于上述各水准地震作用下的建筑结构非线性分析。

一般情况下，遭遇第一水准烈度(多遇地震作用)时，建筑处于正常使用状态，从建筑结构受力状态角度应基本保持弹性受力状态；遭遇第二水准烈度(设防地震作用)时，结构进入非线性工作阶段，但塑性发展或结构体系的损坏应控制在可修复的范围，设计时可通过预设屈服模式、非线性分析或其他设计方法控制塑性发展集中在普通构件和耗能构件，关键构件仍应普遍处于弹性受力状态；遭遇第三水准烈度(罕遇地震作用)时，结构有较多的塑性发展，但应控制在规定的范围内以避免整体结构倒塌；遭遇极罕遇地震时，应按照现行国家标准规范规定进行建筑结构的非线性分析。

建筑结构基于多遇地震作用下线弹性分析内力，进行内力调整后的构件设计承载力设计结果与构件的实际承载力并非完全一致。

通过多遇地震下的非线性分析，可以验证结构能否做到“小震不坏”，即关键构件、普通构件和耗能构件均保持弹性状态，对于不符合“小震不坏”要求的构件可重新设计或采取一定的构造加强措施。

通过设防地震下的非线性分析，可以验证结构能否做到“中震可修”，即关键构件、普通构件保持弹性状态，耗能构件的塑性发展在可修复范围内，塑性发展次序符合结构设计预期，对于不符合“中震可修”要求的构件可重新设计或采取一定的构造加强措施。

通过罕遇地震下的非线性分析，可以验证结构能否做到“大震不倒”，即关

键构件保持弹性状态或塑性发展不引起整体结构的破坏和倒塌，普通构件、耗能构件的塑性发展处于可控状态且可显著耗散地震输入能量，对于不符合“大震不倒”要求的结构应重新进行设计。

消能减震结构和隔震结构具有天然的非线性属性，可依据非线性分析结果进行主体结构与消能器或隔震装置的直接分析设计。

3.6.4 建筑结构多遇地震作用下的弹性变形验算及罕遇地震作用下的弹塑性变形验算，是通过保证建筑结构具备足够的刚度、变形及耗能能力的方式来保障建筑结构的安全，在没有充分理论依据和大量工程实践验证的情况下，不宜放宽相关限值。随着非线性分析技术的发展，了解建筑性能的手段逐步丰富，可以从力、变形、刚度、延性、阻尼和能量等各种角度来衡量和判断建筑的安全性，并可通过非线性全过程分析的方式量化确定建筑的安全冗余。在具备充分的经验和采取了更加可靠的计算手段和量化指标后，适度突破变形验算限值才具备足够的技术基础。

3.6.5 现行国家标准规范规定了考虑构件和结构的初始缺陷，并考虑几何非线性及材料非线性影响的钢结构直接分析设计方法；消能减震结构、隔震结构由于具有天然非线性属性，也可以采用基于非线性分析结果的分析设计方法进行设计；混凝土结构基于非线性分析结果的分析设计方法也正在开展相关理论研究和工程实践。建筑结构基于非线性分析结果的分析设计方法，可以有效避免基于线弹性假定得到的构件内力通过内力调整所带来的计算内力与实际构件受力状态的偏差，也可以有效避免线弹性假定与极限承载力设计方法之间的前提假定不一致，将较大程度上推动建筑结构基本理论和设计方法的技术进步。

3.7 抗震性能化设计

3.7.1 按照现行国家标准规范的规定，进行建筑结构抗震性能化设计时，应按照不同地震水准的性能要求，通过非线性分析满足相关性能目标要求。

3.7.2、3.7.3 建筑结构的抗震性能化设计，可以采用等效弹性模型或直接考虑非线性属性得到构件内力并进行承载力设计。当采用等效弹性模型时，应进行相应水准地震作用下的非线性分析，确定构件等效刚度或整体结构等效阻尼比等参数；当基于非线性分析结果进行构件直接分析设计时，应符合现行国家标准规范

的规定或基于可靠的科学研究成果。

3.8 抗倒塌设计

3.8.1 目前阶段, 建筑结构的抗倒塌设计在工程实践中是比较欠缺的, 应给予重视并加强相关工作, 可采用非线性分析方法进行各种偶然荷载作用下的建筑结构全过程分析和抗倒塌设计, 了解结构的安全储备和冗余水平。

3.8.2 非线性增量动力分析方法的优点是可以了解建筑结构的损伤破坏过程, 确定结构的安全冗余情况, 并可采用基于概率的评估方法进行结构易损性判断, 每个作用工况所采用的非线性动力分析方法没有过多约束性前提假定; 缺点是计算繁复, 工作量大, 相关理论被工程设计实践所普遍接受尚需时间。

具备条件时, 建议优先选择非线性增量动力分析方法进行建筑结构的抗倒塌设计; 选择进行非线性动力分析方法和非线性静力分析方法时, 应符合现行国家标准规范的规定。

抗倒塌设计需要了解建筑结构从完好到破坏的全过程情况, 所选择的本构关系模型、结构构件非线性分析模型及结构构件的等效模型等均需要较为准确, 应充分体现结构及构件在破坏全过程中的真实受力状态。

在爆炸冲击等偶然作用下, 应考虑动力效应对材料本构关系模型的影响。

3.8.3 保证罕遇地震作用下的抗倒塌能力是现行国家标准规范对建筑结构的基本要求, 除进行弹塑性变形验算外, 宜采用更为细致的抗倒塌设计方法; 对于特别重要的建筑结构, 应考虑极罕遇地震的影响, 保证其抗倒塌能力或实现更高的性能化设计目标。

建筑结构在地震作用下合理的屈服次序对于保证其抗倒塌能力十分重要, 可通过非线性分析验证结构构件屈服次序是否符合设计预期。

3.8.4 近年来, 施工建造阶段发生的结构倒塌事故应引起充分重视, 可基于时变力学理论和非线性分析方法进行施工建造阶段的抗倒塌设计。

进行建筑结构施工建造阶段抗倒塌非线性分析时, 应充分反映混凝土结构和钢结构的实际施工与安装过程特点, 体现阶段性非完整结构、最不利构型以及临时支撑结构情况。

施工建造阶段抗倒塌设计的非线性分析应充分重视结构可能产生的几何非

线性影响。

苏垦科技

4 混凝土结构非线性分析

4.1 分析方法

4.1.1 带加强层的高层建筑结构、带转换层的高层建筑结构、错层结构、连体和立面开洞结构、多塔楼结构、立面较大收进结构等，属于体型复杂、结构布置复杂的高层建筑结构，其竖向刚度和承载力变化大、受力复杂，易形成薄弱部位；混合结构等超限高层建筑，房屋高度大、工程经验不多，因此整体计算分析时应从严要求，宜采用两个不同软件进行整体非线性分析，可以相互比较和分析，以保证非线性分析结果的可靠性。

4.1.2 高层建筑结构构件一般采用弹性刚度参与整体分析，但抗震设计的框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构或剪力墙结构中的连梁刚度相对墙体较小，而承受的弯矩和剪力很大，设计时允许其适当开裂（降低刚度）而把内力转移到墙体上。

研究成果表明，连梁刚度折减系数在多遇地震作用下平均在 0.8~0.9 左右，在设防地震作用下平均 0.7~0.8 左右，在罕遇地震作用下平均在 0.3~0.5 左右；但是同一结构、不同楼层和部位的连梁刚度折减系数差异很大，经常存在部分连梁基本保持弹性，部分连梁的刚度折减系数低于 0.3 的情况。因此，通过设防地震作用下的非线性分析得到剪力墙连梁刚度折减系数是比较科学的实现方法，当剪力墙连梁布置沿建筑结构平面和竖向不规则时不应全楼采用统一的系数进行连梁刚度折减，以避免产生较大的整体结构响应和构件计算内力结果偏差。

仅在计算地震作用响应时可以对连梁刚度进行折减，计算重力荷载、风荷载作用响应时不宜考虑连梁刚度折减。

4.1.3 框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构在水平地震作用下，框架部分计算所得的剪力一般都较小。按多道防线的概念设计要求，墙体是第一道防线，在设防地震、罕遇地震作用下先于框架破坏，由于塑性内力重分布，框架部分按侧向刚度分配的剪力会比多遇地震作用下加大，为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力能力，需要对框架承担的剪力予以适当的调整。随着建筑形式的多样化，框架柱的数量沿竖向有时会有较大的变化，建议通过非线性分析方法确定框架二道防线剪力调整系数。

现行国家标准规范规定了按照 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f, \max}$ 二者较小值得到框架总剪力的二道防线简化调整方法。这种方法具有较强的经验性，在实际工程应用中，按照简化计算方法结构底部楼层经常出现 3~4 倍甚至更大的调整系数，顶部楼层的调整系数也往往由于框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构弯剪型的受力特点，得到较大的调整系数。

建筑结构的非线性分析，可以明确体现出框架在框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构中的二道防线作用大小及变化。研究表明，当根据现行国家标准规范所规定简化计算方法得到的二道防线调整系数大于 2.0 倍时，通过非线性分析得到的调整系数将明显低于经验值，调整系数沿结构高度方向的分布也更加合理。

4.2 分析模型

4.2.1 对重要的混凝土结构、超高层混凝土结构、复杂高层混凝土结构进行非线性分析，结构的弹塑性计算模型可根据结构构件的性能和分析精度要求采用恰当的分析模型。梁、柱和斜撑可采用一维单元；剪力墙、楼板可采用二维或三维单元。结构的几何尺寸、钢筋配置、型钢及钢构件布置等应符合实际设计情况。

结构材料（钢筋、钢材和混凝土等）的性能指标（弹性模量、强度取值等）以及本构关系模型，与预定的结构或结构构件的抗震性能目标有密切关系，应根据实际情况合理选用。如材料强度可分别取用设计值、标准值、平均值或实测值，与结构抗震性能目标有关。结构材料的本构关系模型直接影响非线性分析结果，选择时应特别注意；钢筋和混凝土的本构关系模型，可参考现行国家标准规范规定或本规范附录采用。

4.2.2、4.2.3 楼板模型对于部分建筑结构非线性分析的结果影响明显。建筑结构弹性设计时，为降低计算工作量通常采取刚性楼板假定，非线性分析时为真实体现建筑结构的性能应优先选用弹性楼板或弹塑性楼板模型。存在楼板狭长、局部薄弱、开大洞及布置连梁消能器等情况时，应采用弹塑性楼板模型以避免产生较大的计算偏差。无现浇面层的装配式楼板不应考虑楼板面外刚度影响。楼板与楼面梁、楼面梁与竖向构件的偏心情况应正确考虑，否则也会对非线性分析结果产生不可忽略的计算偏差。

4.2.4 剪力墙构件通常情况下处于复杂受力状态，其平面内的拉力、压力、弯曲、

剪切及平面外弯曲与剪切等受力耦合,当剪力墙处于非线性状态时受力会更加复杂。在早期计算技术条件不足够的情况下,通常采用简化的多垂直杆元模型来模拟剪力墙的非线性属性,计算结果受人为假定的影响较大,具有一定的粗糙性,难以仿真体现剪力墙的复杂受力状态。在目前的计算机软、硬件技术条件下,建议采用细分网格非线性分层壳单元进行剪力墙的非线性分析。

分布钢筋由于实际与混凝土相互作用形成整体抗侧力能力,因此非线性分析模拟剪力墙中分布钢筋时,应体现分布钢筋与混凝土共同作用。

4.2.5 剪力墙的约束边缘构件暗柱与端柱可采用一维单元进行模拟,但应与相邻剪力墙单元变形协调,应正确考虑其配筋情况,宜考虑箍筋对约束边缘构件暗柱与端柱混凝土所产生的约束效应。

4.3 复杂混凝土结构

4.3.1、4.3.2 对复杂高层建筑结构、立面错洞剪力墙结构,在进行非线性分析时建议对分析模型不做或少做简化处理,采用简化处理时应对应局部结构或结构构件进行更精细的补充非线性分析,以保证局部构件计算分析结果的可靠性。

4.3.3 连体结构的连接体一般跨度较大、位置较高,对竖向地震的反应比较敏感,放大效应明显,因此非线性分析时高烈度区应考虑竖向地震的不利影响。

连体结构的连体部位受力复杂,连体部分的跨度一般也较大,刚性连接体既要承受很大的竖向重力荷载和地震作用,又要在水平地震作用下协调两侧结构的变形,因此要保证连体部分与两侧主体结构的可靠连接,连体结构自身及与主体结构连接在非线性分析时均应该重点考虑。震害表明,当采用滑动连接时,连接体往往由于滑移量较大致使支座发生破坏,采用滑动连接时需采用非线性动力分析方法进行复核计算,楼板应采用弹塑性楼板模型。

4.3.4 悬挑结构上下层楼板承受较大的面内作用,楼板宜采用弹塑性楼板模型。

4.3.5~4.3.8 钢管混凝土结构、型钢混凝土结构、复杂截面混凝土结构及钢板剪力墙结构中的钢材与混凝土均处于复杂受力状态,应根据可靠研究成果,选取适宜的单元模型和本构关系模型进行非线性分析。

4.3.9 混合结构的非线性分析,外柱与内筒的竖向变形差异应根据实际的施工工况进行计算。在施工阶段,应考虑施工过程逐层进行调整、采取外伸臂桁架延迟

封闭、楼面梁与外周柱及内筒体采用铰接等措施减小差异变形的影响。在伸臂桁架永久封闭以后，后期的差异变形会对伸臂桁架或楼面梁产生附加内力，伸臂桁架及楼面梁非线性分析时应考虑这些不利影响。

苏垦科技

5 钢结构非线性分析

5.1 分析方法

5.1.1 在抗震分析、抗连续倒塌、抗火分析和其他极端荷载作用下，钢结构涉及严重的材料非线性或几何非线性时应进行非线性分析。上述情况，若采用一阶弹性分析，则不满足安全设计的原则。考虑到准确性，应采用基于非线性分析结果的直接分析设计方法。当结构因材料非线性产生若干个塑性铰时，系统刚度可能发生较大变化，此时基于未变形结构而获得计算长度系数已不再适用。

5.1.2 大跨度钢结构，如张拉体系、各种单层网壳等，其二阶效应通常难以用传统的计算长度法进行考虑。这些大跨度结构其失稳模态具有整体性或者局部整体性，基于构件稳定的计算长度方法已不能解决此类结构的稳定性问题。

5.1.3 钢结构在多遇地震下允许部分构件进入塑性，比如偏心支撑的耗能梁段在多遇地震作用下即可进入塑性状态，可通过整体结构的非线性分析确定相关构件的等效弹性模型。

5.1.4 几何非线性是稳定性产生的根源，一阶分析采用计算长度法对几何非线性效应在设计阶段考虑；二阶弹性 $P-\Delta$ 分析方法在结构分析中仅简化考虑了几何非线性效应，应在构件设计阶段附加考虑 $P-\delta$ 效应；直接分析则将上述效应直接在结构整体分析中进行考虑，故构件设计阶段不再考虑 $P-\delta$ 效应。

5.1.5 对于几何非线性效应明显的有侧移框架结构，分析时应考虑几何非线性的影响。当二阶效应系数大于 0.25 时，几何非线性效应影响显著，设计时需要采用直接分析设计方法。

钢结构根据抗侧力构件在水平力作用下的变形形态，可分为剪切型(框架结构)、弯曲型(如高跨比为 6 以上的支撑架)和弯剪型。式(5.1.5-1)只适用于剪切型结构，对于弯曲型和弯剪型结构，采用式(5.1.5-2)计算二阶效应系数。强调整体屈曲模态，是要排除可能出现的一些最薄弱构件的局部屈曲模态。

5.1.6 初始几何缺陷是钢结构或构件失稳的诱因，残余应力则会降低钢构件的刚度，进行直接分析设计时应考虑初始几何缺陷和残余应力的影响。

5.2 分析模型

5.2.1、5.2.2 钢结构梁柱节点域的剪切变形对非线性分析结果影响较大，计算时宜予以考虑。钢材的材性相对比较稳定，一般可采用二折线模型；钢支撑应考虑其拉、压性质的不同；存在消能梁段或消能减震装置时，应正确模拟其非线性属性。

5.3 空间网格结构

5.3.1 空间网格结构的非线性分析，应考虑上部空间网格结构与下部支承结构的相互影响。工程实践中的非线性分析表明，上部结构或下部结构若采用等效刚度和等效荷载方式，则计算偏差较大，甚至出现不能正确评估上、下部结构损伤破坏位置和程度的情况。建议上、下部结构均建立精细三维模型进行整体非线性分析。

5.3.2 空间网格结构在施工安装阶段的支承条件往往与使用阶段不一致，如采用悬挑拼装施工的网壳结构，其支承边界条件与使用状态下网壳的边界条件完全不同，此时应特别注意施工安装阶段全过程的位移和内力分析计算，并将施工结束后的内力状态作为网壳结构非线性分析的初始状态。

5.3.3 空间网格结构的计算方法较多，随着计算机技术的发展，基于连续化假定的方法(包括拟夹层板分析法和拟壳分析法)逐步向基于离散化假定的有限元方法(包括空间杆系有限元法和空间梁系有限元法)过渡，空间杆系(梁系)非线性有限元法可用来计算各种形式的网架结构、双层网壳结构和立体桁架结构。

5.3.4 确定空间网格结构整体稳定系数时，应考虑下列因素：

1. 荷载等外力作用和结构抗力的不确定性可能带来的不利影响；
2. 各种计算假定带来的复杂结构稳定性分析的误差及其他不利因素。

对于一般条件下的钢结构，第一个因素可用系数 1.64 来考虑，第二个因素用系数 1.2 来考虑，则对于考虑几何非线性影响以及弹塑性的非线性全过程分析求得的稳定极限承载力，整体稳定系数应取为 $1.64 \times 1.2 \approx 2.0$ 。

对其他形状更为复杂的网壳结构，宜进行考虑几何非线性和材料非线性影响的非线性全过程分析。

5.3.5 网架结构属于平板网格结构体系,大量网架结构分析结果表明,当支承结构刚度较大时,网架结构将以竖向振动为主。所以在设防烈度为 8 度的地震区,用于屋盖的网架结构应进行竖向和水平抗震验算,但对于周边支承的中小跨度网架结构,可不进行水平抗震验算,仅进行竖向抗震验算。

5.3.6 网壳结构属于曲面网格结构体系,与网架结构相比,由于壳面的拱起,使得结构竖向刚度增加,水平刚度有所降低,因而使网壳结构水平振动与竖向振动属同一数量级,尤其是矢跨比较大的网壳结构,将以水平振动为主。大量网壳结构分析结果表明,在设防烈度为 7 度的地震区,当网壳结构矢跨比不小于 $1/5$ 时,竖向地震作用对网壳结构的影响不大,而水平地震作用的影响不可忽略,因此本条规定在设防烈度为 7 度的地震区,矢跨比不小于 $1/5$ 的网壳结构可不进行竖向抗震验算,但必须进行水平抗震验算。

5.3.7 空间网格结构的阻尼比取值应根据结构实测与试验结果经统计分析得到。多高层钢结构阻尼比一般根据实测经验取为 0.02,空间网格结构的阻尼比取值可参考多高层钢结构,对于落地支承的空间网格结构阻尼比可取 0.02。为简化计算,对于设有混凝土结构支承的空间网格结构,当将空间网格结构与混凝土结构支承体系按整体结构分析或采用弹性支座简化模型计算时,建议阻尼比可取 0.03。

5.4 钢结构防火分析

5.4.1 钢结构的防火性能化设计方法,是指根据建筑的实际情况模拟建筑的实际火灾升温,进而分析钢结构在火灾下的升温 and 受力情况,再根据规定的耐火极限要求验算结构的承载力,确定结构是否需要保护和如何保护。

对于多功能、大空间钢结构建筑,其火灾特性与标准火灾有较大差异,且这类结构的整体性能对结构防火更为重要,故建议采用基于非线性分析的性能化防火设计方法。

研究结果和对火灾现场的调查表明,在火灾下整体结构中的构件会产生复杂的相互作用,荷载的分配方式和传递路径也会有所改变,这将大大影响整体结构的防火性能,所以采用常温下分析得到的构件内力进行防火验算就不甚合理。因此对于一些特别重要的或比较特殊的以及有条件的结构要进行基于非线性分析

的整体抗火验算。

5.4.2、5.4.3 火灾下结构的功能与正常条件下结构的功能是一致的，均为安全地承受可能的荷载和作用。因此钢结构抗火承载力极限状态与正常条件下的承载力极限状态相同，即达到这些极限状态结构就会破坏（或倒塌）而不能继续承载。

5.4.4 当结构构件温度分布以及高温材料本构关系模型可以确定时，宜采用非线性分析方法计算火灾下结构的内力和变形。高温下的结构分析方法和常温下的结构分析方法相同，高温分析中必须考虑材料本构关系模型随温度的变化。

由于火灾一般只发生并局限于建筑物的局部，因此也可以采用子结构分析模型计算火灾下局部结构的内力和变形。子结构包括火灾区域结构部分并适当延伸，其边界条件（包括边界上的作用力）由常温下的结构分析得出并假定在火燃烧过程中保持不变。

进行构件抗火设计时，构件上的内力可由火灾下整体结构非线性分析方法或子结构非线性分析方法得到。

6 消能减震结构非线性分析

6.1 分析方法

6.1.1 消能减震结构的非线性分析，可以达到如下目的：

1. 明确消能器的选型、分布和数量；
2. 估算消能器提供给结构的附加阻尼比；
3. 进行消能减震结构在罕遇地震或极罕遇地震作用下的变形验算；
4. 确定消能器与主体结构的连接部位处于可靠工作状态。

消能减震结构受力相对复杂，具有天然的非线性属性，需要进行精细化的分析与设计才能充分发挥消能器作用，达到提高建筑结构安全性或优化设计的目的。消能减震结构的分析与设计方法，与消能器的类型、数量、布置及所提供的阻尼大小有关，大阻尼比的阻尼矩阵不满足振型分解的正交性条件，宜直接采用非线性静力分析方法或非线性动力分析方法，特别是消能器及与消能器连接的结构构件，建议基于非线性分析结果进行直接分析设计。

为提高设计效率，通常采用消能器等效刚度模型反应谱方法进行消能减震结构设计。研究表明，消能器的等效刚度确定将直接决定消能减震结构的设计精度，甚至可能影响消能减震结构的安全，由于结构中不同楼层、不同部位和不同类型消能器受力状态的变化和差异较大，建议通过在不同地震作用水准下的非线性分析确定消能器的等效刚度。用于强度验算的等效刚度应使得等效弹性分析与非线性分析的消能器最大出力相近；用于变形验算的等效刚度应使等效弹性分析与非线性分析的最大层间位移角相近。

消能减震结构的非线性分析模型应保持与其线弹性设计模型在动力学特性上的连续性和一致性，便于通过结果对比了解消能器的工作原理和消能减震效果。

6.1.2 消能器在消能减震结构中的作用，通常以附加阻尼比的方式在结构的总阻尼比中体现。这是一种常用、宏观且便于具体工程实现的方法，因此消能器附加阻尼比的确定是消能减震结构设计中的关键问题之一，也是容易产生设计偏差甚至出现设计错误的结构指标。当消能器附加阻尼比计算结果偏大时，会高估消能器的耗能能力，消能器无法有效地保护主体结构，结构设计将偏于不安全；当消

能器附加阻尼比计算结果偏小时，消能器不能体现其应有作用，无法实现优化设计的目的。

消能减震结构的阻尼比 ζ 由主体结构阻尼比 ζ_1 和消能器附加阻尼比 ζ_d 组成，当主体结构保持线弹性状态时，主体结构阻尼比 ζ_1 为一定值；当主体结构进入弹塑性状态后，由于部分结构构件发展塑性，其能量耗散过程可通过构件的非线性本构关系模型体现，也可体现为增加主体结构阻尼比 ζ_1 。要注意的是，当主体结构采用非线性本构关系模型进行分析时，此时不应因此而再增加主体结构阻尼比 ζ_1 ，以避免重复考虑消能器的能量耗散。

研究表明，基于建筑结构最大楼层位移计算消能器附加阻尼比的简化计算方法难以体现如下的一些实际情况：

1. 不同楼层和不同部位的消能器，达到耗散地震能量的峰值具有不同时性；
2. 消能器往复作用时，双方向耗散地震能量的峰值具有不对称性；
3. 不同楼层的楼层剪力和层间位移峰值均具有不同时性。

因此，建议采用非线性动力分析计算消能减震结构中消能器的附加阻尼比。

当分析得到消能器附加阻尼比 ζ_d 超过 10% 时，应检查分析模型、分析参数、分析方法及分析软件的正确性；当分析得到消能器附加阻尼比 ζ_d 超过 25% 时，宜按 25% 取用。

6.2 分析模型

6.2.1 消能器恢复力模型大致有两类：

1. 用复杂的数学公式予以描述的曲线型；
2. 分段线性化的折线型。

曲线型恢复力模型中的刚度是连续变化的，与工程实际较为接近，但在刚度的确定及计算方法上较为复杂；折线型模型相对简单，应用比较广泛。

对于摩擦消能器和铅消能器宜采用理想弹塑性模型；速度相关型消能器宜采用 Maxwell 模型(麦克斯韦模型)或 Kelvin 模型(开尔文模型)，Maxwell 模型中阻尼单元与弹簧单元串联，Kelvin 模型中阻尼单元与弹簧单元并联。

消能器的性能主要用恢复力模型表示,宜通过足尺试验确定,并需根据结构预期位移控制等因素合理选用。

6.2.2 由于屈曲约束支撑在偏心受力状态下,可能在过渡段预留的空隙处发生弯曲,导致整个支撑破坏,所以屈曲约束支撑应用于结构中宜设计成轴心受力构件,并且要保证在施工过程中不产生过大的安装误差导致屈曲约束支撑成为偏心受力构件。

耗能型屈曲约束支撑在风荷载或多遇地震作用产生的内力应小于屈曲约束支撑的屈服强度,在设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下,屈曲约束支撑作为结构中附加的主要耗能装置,应具有稳定的耗能能力,减小主体结构的破坏。

根据“强节点弱杆件”的抗震设计原则,在罕遇地震或极罕遇地震作用下核心单元发生应变强化后,屈曲约束支撑的连接部分仍不应发生损坏。屈曲约束支撑与梁、柱构件的连接节点板应保证在最大作用力下不发生强度破坏和稳定破坏。

耗能型屈曲约束支撑在钢结构中是起到比较重要的耗能作用,应通过非线性分析保证其在设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下的正常工作,建议考虑屈曲约束支撑的初始缺陷、几何非线性和材料非线性进行耗能型屈曲约束支撑的直接分析设计。

6.3 结果应用

6.3.1 对于位移相关型消能器和屈曲约束支撑,随着循环圈数的不断增加,可能会出现低周疲劳失效的问题,为此位移相关型消能器和屈曲约束支撑应保证在弹性范围内具有足够的抵抗设计风荷载的能力,以避免过早出现非预期的破坏。

为使消能减震结构实现大震不倒的设防目标,需保证大震作用下消能器不致丧失功能而产生破坏,为此消能器的极限位移不应小于采用非线性分析方法计算出在罕遇地震作用下消能器最大变形的 1.2 倍,同样对于速度相关型消能器其极限速度也应满足类似要求。

6.3.2 震害经验表明,消能减震结构存在消能器侧向失稳现象,其原因在于建筑结构的复杂性及不规则性,使得按照简化理论分析设计的消能器与实际情况可能存在较大偏差,而侧向失稳与否直接关系到消能器的减震效果。因此,在消能减

震设计中，需保证在地震作用下，消能器和消能器与结构构件相连的节点不会发生侧向失稳或破坏等问题，以保证消能器正常工作。

研究表明，消能减震结构中消能器相连的柱(墙)和梁所承受的作用不仅包括自身地震作用部分，还包括与该柱(墙)和梁相连的消能器传至连接节点的作用。在地震作用下虽然消能减震结构能减小结构地震作用下反应，但是消能器子结构由于消能器产生附加作用可能会比较大，从而增加与消能器相连的柱(墙)和梁的作用，设计时应考虑与消能器相连的主体结构构件由于消能器附加作用的影响。

消能减震结构中消能器相连接的结构构件设计是消能减震结构设计的关键环节之一，应通过非线性分析验证相关结构构件始终处于弹性范围内工作，建议采用基于非线性分析结果的直接分析设计方法进行相关结构构件设计。

7 隔震结构非线性分析

7.1 分析方法

7.1.1 隔震结构是通过隔震层的大变形来减少上部结构的地震作用响应，从而减少地震作用下的破坏。隔震层中的隔震装置一般均具有较为强烈的非线性属性，在分析设计时需正确考虑。

对于上部结构和隔震层布置复杂的隔震结构，简化设计方法难以实现经济且安全的隔震结构，应采用非线性动力分析方法进行设计结果复核。

7.1.2 隔震结构采用水平向减震系数等简化设计方法时，由于预设的前提假定与隔震结构实际的受力状态存在明显区别，难以实现准确的隔震结构设计。研究表明，简化设计方法即可能造成隔震结构设计出现不安全的情况，也可能造成隔震结构的设计结果偏于保守，不利于隔震结构的推广应用。具备条件时，建议进行包含上部结构、隔震层、下部结构在内的整体隔震结构非线性分析，并据此进行上、下部结构和隔震层中隔震装置的直接分析设计。进行隔震结构的直接分析设计时，应采用有效的多组地震动时程样本，取非线性动力分析结果中出现主导内力的最大值可使得各种类型构件得到有效的安全保证。

7.1.3 当采用水平向减震系数进行隔震结构简化设计时，水平向减震系数的确定是实现安全且经济的隔震结构设计的关键。研究表明，由于存在一定的计算前提假定，通过反应谱方法或反应谱迭代方法计算得到的水平向减震系数，均可能造成水平向减震系数的计算偏差，建议采用非线性动力分析，直接考虑隔震装置的非线性属性，计算得到水平向减震系数。

7.2 分析模型

7.2.1 隔震结构具有较强烈的非线性特征，计算模型的精细程度对分析结果的影响较大，建议采用包含上部结构、隔震层和下部结构在内的整体分析模型进行隔震结构的精细化非线性分析，并据此进行主体结构和隔震装置的设计与验算。

7.3 结果应用

7.3.1 隔震层及隔震层以下的结构，应保证隔震设计能在罕遇地震或极罕遇地震作用下发挥隔震效果，因此需进行罕遇地震或极罕遇地震作用下的承载力和变形验算。

7.3.2 橡胶隔震支座控制拉应力，主要考虑到：

1. 橡胶受拉后内部有损伤，降低了支座的弹性性能；
2. 隔震支座出现拉应力，意味着上部结构存在倾覆危险；
3. 抗拉试验及国外相关规范中给出的橡胶隔震支座极限抗拉强度一般在1.5~2.5MPa。

橡胶隔震支座水平位移的限制条件根据试验及震害经验得到。

7.3.3 隔震结构上部结构周边竖向隔离缝的设置对于隔震层发挥隔震效果十分重要。为保证竖向隔离缝设置的宽度足够，应进行包含上部结构、隔震层、下部结构在内的整体隔震结构非线性动力分析，确定竖向隔离缝宽度，并预留足够的安全冗余。

7.3.4 隔震层顶板具备足够大的刚度才能确保隔震层中所有装置的水平变形基本一致。

7.3.5 震害表明，大跨空间结构的支座往往是薄弱环节，为保障大跨屋盖结构在罕遇地震或极罕遇地震作用下不发生倒塌破坏，应通过非线性分析对大跨空间结构隔震支座进行罕遇地震或极罕遇地震作用下的强度和变形验算。

7.3.6 核电站对安全性和可靠性有较高要求，应通过非线性分析，确定在极限安全地震作用下隔震支座不出现拉应力，且最大压应力满足限值要求。