

## 6.4 基本的假设和要求

### 6.4.1 建模和设计

#### 6.4.1.1 一般方法

除了本规范明确规定外，现有建筑混凝土构件的抗震加固需遵循ACI318的相关要求。正如在2.4.4章节中规定的，抗震评估将识别出在力控制的状态下那些低强度与低延性的破坏模式。

钢筋混凝土构件的需求与能力评估部位将包括侧向力和重力效应最大的位置、导致强度降低的横截面或者配筋改变的位置，可能产生应力集中而导致过早失效破坏的横截面或钢筋急剧改变的位置，包括节点等。

#### C6.4.1.1 一般方法——条文说明

典型的低强度或者低延性的破坏模式包括构件在轴压或者接近轴压作用下的破坏、细长杆或连接部位在剪力作用下破坏、细长杆以及钢筋搭接锚固的部位在扭转作用下的破坏。我们推荐，通过考虑非线性作用位置的可能抗力的极限状态分析来确定导致这些破坏模式的应力、力和弯矩

#### 6.4.1.2 刚度

构件的刚度是在考虑了剪切，弯曲，轴向行为和钢筋变形滑移后计算出的。应考虑混凝土构件由温度和混凝土收缩造成体积变化引起的应力状态，以及构件在重力和地震力作用下的变形。

##### 6.4.1.2.1 线性分析

第3章提到的的采用线性步骤来设计，构件有效刚度相当于构件屈服点的割线模量。通过分析证明，利用偏高的刚度对设计荷载来说是合适的。

表6-5 有效刚度值

构件	抗弯刚度	抗剪刚度	抗压刚度
非预应力梁	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	——
预应力梁	$E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	——
柱(重力荷载设计值 $\geq 0.5 A_g f'_c$ )	$0.7 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$d_b$
柱(重力荷载设计值 $\leq 0.3 A_g f'_c$ 或者存在 拉应力)	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$

墙(视觉上未开裂)	$0.8 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
墙(开裂)	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
非预应力板	见6.5.4.2	$0.4 E_c A_g$	——
预应力板	见6.5.4.2	$0.4 E_c A_g$	——

注：T型梁  $I_g$  可取腹板  $I_g$  的两倍，或者基于6.4.1.3节定义的有效宽度来计算。对于表中界限值之间的轴向受压柱，可采用线性插值的办法取值。或者采用更保守的有效刚度值。

作为参考，表6-5给出了刚度有效值。

#### 6.4.1.2.2 非线性分析

第3章提到的采用非线性步骤来设计，构件荷载作用下的变形用非线性的荷载—变形关系来反映。构件中未出现非线性反应时，可以采用线性的荷载—变形关系。非线性的荷载—变形关系可以试验得到或者采用6.5章到6.13章规定的值。对非线性静力分析(NSP)，可以用图6-1所示的大致荷载—变形关系，或者采用其他单调递增的变形曲线。对于非线性动力分析(NDP)，荷载—变形关系应由在6.4.2.1节中说明的单调增加的侧向位移和反向位移复合循环情况下来定义。

图6-1中所示的典型荷载—变形关系曲线，从A点(未受力点)到有效屈服点B为线性部分，然后从B点到C点刚度线性降低。然后侧向荷载抗力突然减小到D点。然后荷载响应发展到E，之后就完全失去抗力。从A点到B点的斜率由6.4.1.2.1节确定。忽略重力对侧向位移的影响，若未经试验或分析证明，B点到C点的斜率可取0到初始斜率的10%。C点纵坐标应与构件的强度一致，横坐标与强度开始降低点的变形一致。如果估计的荷载反映没有达到C点，那么荷载—变形关系仅由A、B、C三个点来描述(而不是所有A-E点)。图6-1中所示点的数值将在6.5-6.13章具体说明。由试验或分析证实的其他荷载—变形关系也可以使用。

#### C6.4.1.2.2 非线性分析——条文说明

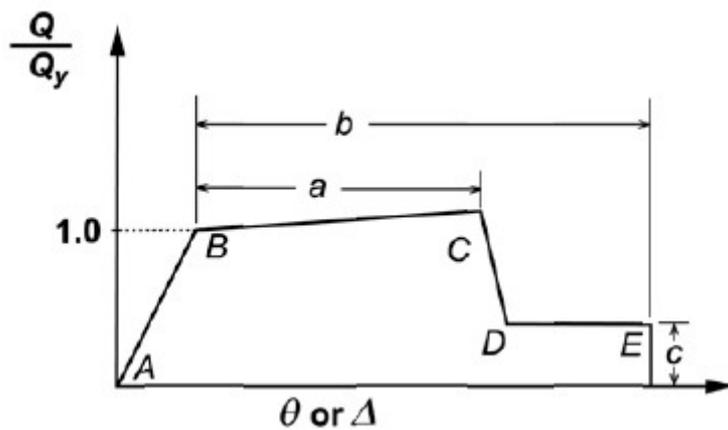
通常地，图6-1所示为弯曲和拉力作用下的反应。在这种情况下，抗力在  $Q/Q_y=1$  时是屈服值，之后由于构件朝着预期的强度变形，与荷载—变形关系中内力强化段一致，应力发生强化。当图6-1所示为压力时，抗力在  $Q/Q_y=1$  时通常是混凝土开始鼓胀的值，在配有足量箍筋的截面，应力强化可能由纵向钢筋和约束混凝土的内力强化导致。当图6-1所示为剪力时，抗力在  $Q/Q_y=1$  时通常是达到设计剪力时的值，之后不会再有内力强化。

图6-1所示的荷载—变形关系中的变形有以下两种方法得到：

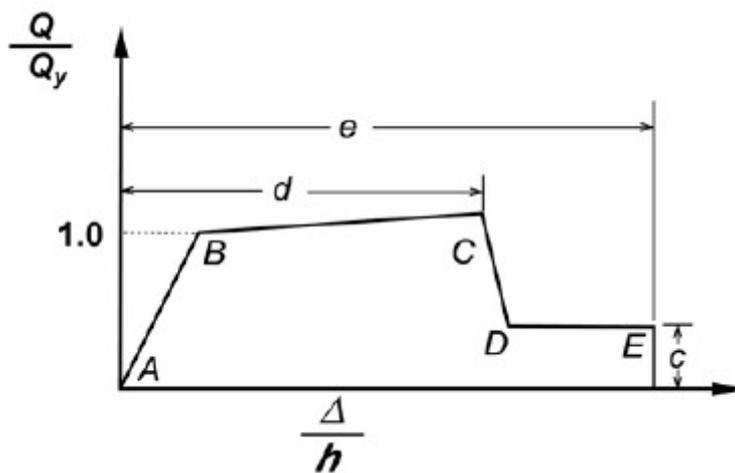
(a)变形，类型 I。在这个曲线中，变形用应变、曲率、转动、伸长等参数直接表示。参数  $a$  和  $b$  的指的是屈服后的变形，即塑性变形。参数  $c$  是 C 到 D 突

然减小之后的抗力。在这一章中，将以表格的形式给出  $a, b, c$  具体的数值。或者也可以通过试验和分析来确定  $a, b, c$  的值。

**(b)变形率, 类型 II。** 在这个曲线中, 变形可以通过剪切角、切向层间位移角等参数来表示。参数  $d$  和  $e$  指的是从最开始的所有变形值。在这一章中, 将以表格的形式给出  $c, d, e$  的具体数值。或者也可以通过试验和分析来确定  $c, d, e$  的值。



(a) 变形



(b) 变形率

图6-1 混凝土构件一般荷载—变形关系曲线

### 6.4.1.3 翼缘结构

由腹板和翼缘共同受力组成的梁, 其弯曲和轴向的刚度和强度计算应该考虑腹板两边翼缘的有效宽度。有效宽度取以下几个值中的较小值: (1).提供的翼缘

宽度(2)八倍的翼缘厚度。(3)到下一个腹板距离的一半。(4)梁跨度的五分之一。对于受压翼缘,有效宽度范围内的混凝土和钢筋都参与抵抗弯矩和轴力。对于受拉翼缘,在有效宽度范围内的纵向钢筋完全抵抗弯矩和轴力。延伸出腹板宽度以外的翼缘假定不承受任何剪力。

墙体中,有效翼缘宽度取值与 ACI318 中的第 21 章一致。

## 6.4.2 强度与变形能力

### 6.4.2.1 概述

正如在 2.4.4 章节中讲到的,结构的力学行为可分类为变形控制的和力控制的两类。变形控制的与力控制的设计强度的计算应分别与 6.4.2.2 节和 6.4.2.3 节保持一致。

根据 6.4.2.4 节,构件的延性需求可以分为低、中、高三类。

如果强度与变形能力由试验数据取得,那么这些实验中构件的比例、构造和应力水平应该具有代表性且符合 2.8.1 节规定的相关要求。

混凝土构件的强度和变形能力应相当于地震荷载下达到设计变形三个完整循环,除非在综合考虑了地震持时和结构动力性能情况下确定了一个更大或更小的变形循环。

#### C6.4.2.1 概述——条文说明

本章中给出的强度和变形能力,是在地震荷载下三个达到设计变形水平的完整变形循环,以及小于该变形水平的较小反复作用。在一些情况下——包括一些短周期建筑和受到长持时地震作用的建筑——建筑可能承受额外的设计变形循环。增加的循环数目可能导致抗力和变形能力的降低。额外变形循环对强度和变形能力的影响应当在设计中予以考虑。大地震可能引起额外的循环。

### 6.4.2.2 变形控制的力学行为

变形控制的力学行为采用的强度值应等于期望的强度值,即试验得到或者利用可信的力学原则计算出的  $Q_{CE}$ ,期望强度值定义为期望的超过混凝土构件可能承受的变形范围的平均最大抗力。计算期望强度时,需要用到期望的材料性能。除了本标准明确规定的特殊步骤外,可以使用 ACI318 规定的计算设计强度的步骤,只是强度折减参数  $\phi$  取 1。由非线性步骤计算得到的变形控制的变形能力可接受值按 6.5 节到 6.13 节规定的计算。对于轻质混凝土构件,  $Q_{CE}$  应当按照 ACI318 中关于轻质混凝土的步骤进行修正。

### C6.4.2.2 变形控制的力学行为——条文说明

本准则规定的钢筋期望的屈服强度值，综合考虑了材料的超强和应力强化。

### 6.4.2.3 荷载控制的力学行为

荷载控制的力学行为采用的强度值应采用下限强度， $Q_{CL}$  可试验得到或者利用可信的力学原则计算出。下限强度定义为平均值减去一倍的混凝土构件在可能承受的变形和荷载循环范围内的抗力的标准差。计算下限强度时，需要用到材料性能的下限值。除了本标准明确规定的特殊步骤外，可以使用 ACI318 规定的计算设计强度的步骤，只是强度折减参数  $\phi$  取 1。对于轻质混凝土构件， $Q_{CL}$  应当按照 ACI318 中关于轻质混凝土的步骤进行修正。

### 6.4.2.4 构件延性需求分类

在本章分析中，需要界定构件的延性需求时，构件可根据线性步骤 2.4.1 节得到的最大需求能力比(DCR)或根据非线性步骤计算得到延性值，按表 6-6 确定延性需求低、中、高三类。

表6-6 构件延性需求分类

DCR 或者位移延性最大值	类别
<2	低延性需求
2~4	中延性需求
>4	高延性需求

### 6.4.3 弯曲与轴向荷载

无论是否有轴力，构件的弯曲强度和变形能力的计算，应遵循 ACI318 的相关步骤，或者遵照其他认可方法。有较大翼缘的构件的强度和变形能力的计算，应只综合考虑 6.4.1.3 节规定的有效翼缘范围内混凝土和纵向钢筋。

强度和变形能力的确定需考虑纵向钢筋的有效长度。当纵向钢筋的搭接锚固长度不足以让钢筋强度充分发展时，弯曲强度的计算需基于 6.4.5 节定义的埋入钢筋的有限强度。

当弯曲变形能力是基于基本力学原理计算得出时，应考虑实际剪力导致的变形能力的降低。

如果使用不直接考虑剪切变形的分析模型来计算弯曲变形时，如果设计剪力大于等于  $6\sqrt{f'_c}A_w$ ，其中  $f'_c$  的单位为磅/平方英尺， $A_w$  是腹板总面积，单位为平方英寸，设计值不应超过分析模型得到的计算值的 80%。

对轴压和两个方向弯矩共同作用下的混凝土柱，强度值需综合考虑两个方向的弯曲来计算。当使用线性步骤分析时，设计轴向荷载  $P_{UF}$ ，应按照 3.4 节力控制的模式来计算。设计弯矩  $M_{UD}$  应按 3.4 节规定的每个主轴来计算。计算需基于下式：

$$\left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}}\right)^2 \leq 1 \quad (6-1)$$

其中：

$M_{UDx}$  = 轴向荷载  $P_{UF}$  作用下的 x 轴设计弯矩，千磅·英尺

$M_{UDy}$  = 轴向荷载  $P_{UF}$  作用下的 y 轴设计弯矩，千磅·英尺

$M_{CEx}$  = x 轴的抗弯强度设计值

$M_{CEy}$  = y 轴的抗弯强度设计值

$m_x$  = 柱子 x 轴弯曲因数

$m_y$  = 柱子 y 轴弯曲因数

也可以基于力学原理取相近值。

### C6.4.3 弯曲与轴向荷载——条文说明

试验数据表明，当剪力增加时，构件的弯曲变形能力降低。当弯曲延性增加，则抗剪能力下降，甚至会在理论上弯曲变形极限达到前出现剪切破坏。因此在计算确定弯曲变形能力的时候需多加注意。FEMA 306 对弯曲剪切的相互影响有重要的指导作用。

#### 6.4.3.1 可用的应变限制

不考虑横向钢筋作用，在未经可靠实验证实时，混凝土极限压应变可用的最大值在接近纯压时不超过 0.002，其他情况不超过 0.005。受约束混凝土的可用压应变的最大值应当基于试验数据，并且应考虑横向钢筋断裂，纵向钢筋压曲和和构件在大变形情况下的抗力降低的限制。纵向钢筋的压应变最大值不超过 0.02，最大拉应变不超过 0.05。

#### 6.4.4 剪力和扭转

除了本标准修正的情况外，剪力和扭转共同作用下的强度值应根据 ACI 318 进行计算。

中、高延性需求的构件屈服段内的抗剪和抗扭强度，需根据诸如 ACI318 的第 21 章相关塑性构件的条款进行计算。低延性需求的构件屈服段以及所有延性需求的非屈服段抗剪强度设计值，允许使用诸如 ACI318 的第 11 章相关有效弹性反应步骤进行计算。

当横向钢筋的间距超过剪力方向上构件有效高度的一半，应假定在抵抗剪力或扭矩时，横向钢筋起作用的不超过 50%。当横向钢筋的间距超过剪力方向上构件的有效高度，应假定在抵抗剪力或扭矩时，横向钢筋完全不起作用。对于箍筋的搭接或者箍筋弯钩不足以完全锚固于核心混凝土的梁或柱，应假定对中延性需求构件横向钢筋起作用的不超过 50%，对高延性需求构件，横向钢筋完全不起作用。

抗剪强度应当根据 ACI318 的相关要求计算，同时应考虑重力和地震引起的向荷载的影响。当加固工作包含混凝土间接干作业需求，剪力摩擦系数  $\mu$  应取 ACI318 规定值的 70%。

#### 6.4.5 钢筋的锚固与搭接

不带弯钩钢筋、带弯钩钢筋、搭接钢筋的发展应按照 ACI318 的相关规定进行计算，并作如下修正：

- 1、按照 6.4.2.4 节规定的被分为中、高延性需求构件的屈服段内，变形不带钩钢筋、带钩钢筋、搭接钢筋应满足 ACI318 中第 21 章的锚固长度要求。低延性需求构件的屈服段和所有延性需求的非屈服段，除非不考虑钢筋搭接分类时搭接需求与受拉筋的发展一致，否则钢筋应满足 ACI318 中第 12 章的发展要求。
- 2、当存在变形不带钩钢筋、带钩钢筋、搭接钢筋不满足上述(1)的锚固长度要求时，钢筋强度应按式(6-2)计算：

$$f_a = \frac{l_b}{l_d} f_y \quad (6-2)$$

其中  $f_a$  = 长度  $l_b$  内钢筋所能达到的最大应力； $f_y$  = 钢筋屈服强度； $l_d$  = ACI318 第 12 和 21 章相应规定的不带钩钢筋、带钩钢筋需求的锚固长度和搭接长度，需求搭接长度取不带钩受拉筋的锚固长度时除外。当横向钢筋沿着锚固长度分布的间隔不超过构件有效宽度的 1/3 时，允许假定钢筋在达到高延性需求前一直保持算得的最大应力值。当横向钢筋间距比较大时，应假定在一个延性要求内钢筋应力从  $f_s$  降低到  $0.2 f_s$ ，或者 DCR 取 2.0。

- 3、埋入混凝土截面或者梁柱节点保护层厚度不少于  $3 d_b$  的变形不带钩钢筋、不连续钢筋的强度，应按式(6-3)计算：

$$f_s = \frac{2500}{d_b} l_e \leq f_y \quad (6-3)$$

其中  $f_s$  = 锚固长度  $l_e$  (单位英寸)内埋入钢筋所能达到的最大应力， $d_b$  = 埋入钢筋的直径(单位英寸)， $f_y$  = 钢筋的屈服强度(单位磅/平方英寸)。当  $f_s$  小于  $f_y$ ，并且根据设计荷载计算的钢筋应力大于等于  $f_s$ ，应假定在一个延性需求内钢筋达到的最大应力从  $f_s$  降低到  $0.2 f_s$ ，或者 DCR 取 2.0。在底部钢筋伸入梁柱节点很短的梁中，弯曲强度的计算应当考虑式(6-3)的应力限制。

- 4、对于光面不带钩钢筋、弯钩钢筋和搭接钢筋，其锚固和搭接长度应取 ACI318 中规定值的两倍，或者取仅考虑钢筋和混凝土之间化学粘结而得到的计算值或可信实验值。
- 5、当以下所有条件都满足时，抗震加固中添加的锚栓可假设达到屈服应力：
  - 5.1、沿着锚栓孔长度范围内，孔洞用硬刷子清理过。
  - 5.2、埋入长度  $l_e$  不少于  $10d_b$
  - 5.3、锚栓间距的最小值不小于  $4l_e$ ，到边缘的最小距离不少于  $2l_e$ 。锚栓设计值不满足这些条件的，须经试验核实。试验样本的强度需满足 6.4.6.3 节的规定。

#### C6.4.5 钢筋的锚固与搭接——条文说明

ACI318 第 21 章对钢筋锚固的要求应用于钢筋混凝土框架的屈服构件，而不是剪力墙构件。在检查剪力墙中钢筋的锚固时需应用第 12 章的相关要求。

对于 1950 年以前建造的建筑，钢筋和混凝土粘合的强度可能低于当今强度。当前关于钢筋延伸和搭接的公式不仅包含化学连接，还包括基于变形钢筋当前变形情况的力学连接。光面钢筋延伸需要的长度比变形钢筋大很多，而且对混凝土裂缝更敏感。测试和评估受拉光面钢筋的搭接和锚固长度的步骤详见 CRSI。

##### 6.4.5.1 方形钢筋

建筑中的方形钢筋分为扭转的和平直的两类。扭转方钢筋的锚固强度应按 6.4.5 节变形钢筋来计算，其中直径为基于方钢筋总面积计算的等效直径。平直方钢筋应按光面钢筋考虑，锚固强度按 6.4.5 节光面钢筋计算。

##### 6.4.6 与混凝土的连接

用于连接两个或两个以上构件的连接按他们的锚固系统可分为现浇和组装两类。

###### 6.4.6.1 现浇系统

在现浇连接系统中构件受力包括剪力、拉力、弯矩和撬力，应考虑为力控制的行为。连接强度的下界值为在认可的建筑法规中定义的最大值，且  $\phi=1.0$ 。在预期产生裂缝的地方锚固能力应乘以 0.5 的减小因数。

###### 6.4.6.2 预制系统

在预制连接系统中构件的行为应考虑为力控制的行为。组装锚固的能力下界值等于均值减去一倍的可信测试报告公布的最大值的标准差。

### 6.4.6.3 质量保证

已有混凝土构件与加固结构时新增的构件间的连接要服从 2.7 节规定的质量保证条款。作为质量保证计划的一部分，设计人员需要明确区分现浇和组装锚固要求的检验和测试。

### 6.4.7 修复-要求总结

在确定了现有建筑中的混凝土构件对于预定的修复目标有缺陷之后，这些构件将会被修复或者替换或者整个结构被修复以至于构件对于预定的修复目标不再有缺陷。一旦选择构件替换，那么新的构件要根据批准的建筑准则来设计。修复尺寸的评估需满足本准则的原理与要求，以确保完整的修复达到既定的修复目标。修复对于刚度、强度和变形能力的影响应当被计入修复结构的分析模型。新构件的共同作用应该检验符合位移的既定水平。

新旧构件需要的连接必须满足本标准 6.4.6 节及其他章节的相关要求。

## 6.5 混凝土抗弯框架

### 6.5.1 混凝土抗弯框架的分类

混凝土抗弯框架是由水平框架构件（梁、板），垂直框架构件（柱）和连接水平和垂直框架构件的节点组成的结构。这些单元可以单独承受侧向荷载，也可以与剪力墙、支撑框架或者其他单元组成双重体系共同抗侧力。

本小节适用于整浇框架，包括那些添加了新材料的整浇混凝土框架。本小节讨论的框架包括钢筋混凝土梁柱抗弯框架，预应力混凝土梁柱抗弯框架，以及板柱抗弯框架。预制混凝土框架，带填充墙的混凝土框架，以及混凝土支撑框架将分别在 6.6、6.7 和 6.10 小节中讨论。

#### 6.5.1.1 钢筋混凝土梁柱抗弯框架

钢筋混凝土梁柱抗弯框架应满足以下条件：

1. 框架由梁（带板或不带板）、柱、以及它们之间的连接节点组成。
2. 框架应整浇，以保证弯矩在梁柱之间进行分配。
3. 构件中主要抗侧力钢筋要为非预应力筋。

在 ASCE7 中定义的特殊抗弯框架（SMF），中等抗弯框架（IMF）和普通抗弯框架（OMF），可以认为满足上述情况。该分类适用于现有结构、待建结构以及加固后的现有结构。

#### 6.5.1.2 后张法预应力混凝土梁柱抗弯框架

后张法预应力混凝土梁柱抗弯框架应满足以下条件：

1. 框架梁（带板或不带板）、柱、以及它们之间的连接节点组成。
2. 框架应整浇，以保证弯矩在梁柱之间进行分配。
3. 梁中主要抗侧钢筋应包括后张法预应力筋（和软钢钢筋）。

该分类适用于现有结构、待建结构以及加固后的现有结构。

### 6.5.1.3 板柱抗弯框架

板柱抗弯框架应满足以下条件：

1. 框架由板（横向梁可有可无），柱以及它们之间的连接节点组成。
2. 框架应整浇，以保证弯矩在板柱之间进行分配。
3. 板中主要抗侧钢筋可以为预应力筋、可以为非预应力筋、也可以两者均有。

该分类应包含在原设计中作为抗侧体系一部分的框架，也包含在原设计中不作为抗侧体系一部分的框架。该分类适用于现有结构、待建结构以及加固后的现有结构。

## 6.5.2 钢筋混凝土梁柱抗弯框架

### 6.5.2.1 总则

一个梁柱框架的分析模型应能体现出梁、柱、梁柱节点，以及其他框架构件（如与其他单元相连的构件）的强度、刚度和变形能力。在构件全长范围内的弯曲、剪切以及钢筋锚固等潜在失效模式，都应考虑在内。与其他单元的相互作用，包括非结构单元与构件，也应该考虑进来。

分析模型应允许将梁柱框架简化为杆单元，并将构件特性集中在构件中心线。如果梁柱中心线不相交，则应该考虑偏心引起的效应。如果一个窄构件搭在临近的横向构件上，而它的中心线在横向构件的中间三分之一之内，那么就可以不考虑偏心影响。如果发生了较大偏心，可以采用降低有效刚度、强度和变形能力的方法解决，也可以直接建立偏心模型计算。

整浇框架的梁柱节点应认为是一个刚域或有限刚度区域，其水平尺寸等于柱子的横截面尺寸，竖直尺寸等于梁高。但是当是一个宽节点时，要考虑梁是否比柱宽，以及参照已有的实验结果确定尺寸。柱子和基础的连接模型应取决于柱子与基础连接的设计以及地基土的刚度。

竖向构件之间隔板的作用应予以考虑。根据章节 6.4.1.3，组合梁的翼缘板的作用应在组合梁模型中的刚度、强度和变形能力中考虑。

非弹性行为应限制在表 6-7 到表 6-9 所列出的作用和构件的种类之中，除非已经有相关实验结果和分析证明，某一种不包含在内的非弹性行为也能满足所选择的性能水平。采纳标准参见章节 6.5.2.4。

## 6.5.2.2 分析所用刚度

### 6.5.2.2.1 线性静力过程和动力过程

模型中梁应考虑弯曲和剪切刚度，同时考虑梁板整浇时板作为翼缘的作用。柱模型应考虑弯曲、剪切以及轴向刚度。节点区应定为刚性或有线刚度构件。有效刚度取值应参照章节 6.4.1.2。

### 6.5.2.2.2 非线性静力过程

非线性荷载—变形曲线应满足章节 6.4.1.2 的要求。

梁柱模型应采用集中塑性铰模型或区域塑性铰模型。其他已经得到证明可以体现钢筋混凝土梁柱构件的抗侧性能的模型也允许采用。梁柱模型应能够在构件全长展现非弹性，除了构件由受力平衡证明，其仅有在端部才能屈服。如果非线性反应希望采用非弯曲模型来解释，那么这个模型应被证明过能够反应这些效应。

单调的荷载-变形关系应根据图 6-1 所示的一般荷载-变形关系得到，也可以采用已被证实的其他关系。总体的荷载-变形曲线要确定下来，以保证最大抗力能力与章节 6.4.2、6.5.2.3 中得到的设计强度一致。

对于梁柱来说，在图 6-1 中的整体变形应为区域塑性铰或集中塑性铰。对于梁柱节点，整体变形应为剪切变形。图中 B,C,D 点的变形值应由实验或合理的分析得出，同时要考虑弯剪轴向共同作用。

### 6.5.2.2.3 非线性动力过程

对于非线性动力过程，其每个构件的完整滞回行为都需要通过使用实验结果得到的参数进行建模。允许采用图 6-1 中的一般荷载变形关系来体现分析的包络关系。卸载和再加载参数中应体现刚度和强度的折减参数。

## 6.5.2.3 强度

构件强度应根据章节 6.4.2 的一般要求进行计算，并在其基础上按照本章进行改进。

构件的最大强度应在构件设计重力荷载和地震作用的组合下，在构件全长范围内，考虑弯曲、轴向荷载、剪切、扭转、钢筋滑移等各种潜在失效因素之后得到。

表6-7 非线性过程建模参数和取值采纳准则——钢筋混凝土梁

情况	建模参数 <sup>3</sup>			取值准则 <sup>3</sup>				
	塑性铰转角 弧度		残余应 力比率	塑性铰转角, 弧度				
				性能等级				
	a	b	c	IO	构件类型			
					主要		次要	
LS					CP	LS	CP	

**i. 弯曲控制的梁<sup>1</sup>**

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	横向 钢筋 <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

**ii. 剪切控制的梁<sup>1</sup>**

箍筋间距 ≤ d/2	0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
箍筋间距 > d/2	0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01

**iii. 由有效长度内钢筋延伸或粘结不足控制的梁<sup>1</sup>**

箍筋间距 ≤ d/2	0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
箍筋间距 > d/2	0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01

**iv. 由钢筋伸入梁柱节点锚固不足控制的梁<sup>1</sup>**

	0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
--	-------	------	-----	------	------	-------	------	------

1. 当一个特定构件不属于情况 i, ii, iii, iv 时, 采用表中合理的最小值。
2. “C” 和 “NC” 是标准横向钢筋和非标准横向钢筋的缩写。如果一个构件在其弯曲塑性铰区域, 箍筋间距 ≤ d/3, 或者对于那些需要中等或者高度延性的构件, 其箍筋提供的剪力( $V_s$ )至少是设计剪力的 3/4 以上时, 称这个构件是标准的。否则, 这个构件就是非标准的。
3. 表中数值允许线性插值。

表6-8 非线性过程建模参数和取值采纳准则——钢筋混凝土柱

情况	建模参数 <sup>4</sup>			取值准则 <sup>4</sup>			
	塑性铰转角 弧度	残余应 力比率	IO	塑性铰转角, 弧度			
				性能等级			
	构件类型						
	主要			次要			
a	b	c	LS	CP	LS	CP	

**i. 弯曲控制的柱<sup>1</sup>**

$\frac{P}{A_g f'_c}$	横向 钢筋 <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

**ii. 剪切控制的柱<sup>1,3</sup>**

所有情况 <sup>5</sup>	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
-------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	-------	-------

**iii. 由净高内钢筋延伸和粘结不足控制的柱<sup>1,3</sup>**

箍筋间距 ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
箍筋间距 > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01

**iv. 轴向压力超过 0.70P<sub>o</sub>的柱<sup>1,3</sup>**

全长标准配箍	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
所有其他情况	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. 当一个特定构件不属于情况 i, ii, iii, iv 时, 采用表中合理的最小值。
2. “C” 和 “NC” 是标准横向钢筋和非标准横向钢筋的缩写。如果一个构件在其弯曲塑性铰区域, 箍筋间距 ≤ d/3, 或者对于那些需要中等或者高度延性的构件, 其箍筋提供的剪力(V<sub>s</sub>)至少是设计剪力的 3/4 以上时, 称这个构件是标准的。否则, 这个构件就是非标准。
3. 柱子必须配有横向钢筋才能合格。否则, 其作用应认为是受力控制的。
4. 表中数值允许线性插值。
5. 对于剪切控制的柱子, 其取值准则参见章节 6.5.2.4.2。

表6-9 非线性过程建模参数和取值采纳准则——钢筋混凝土梁柱节点

情况	建模参数 <sup>4</sup>			取值准则 <sup>4</sup>				
	塑性铰转角 弧度		残余应 力比率	塑性铰转角，弧度				
				性能等级				
	a	b	c	IO	构件类型			
					主要		次要	
LS					CP	LS	CP	

**i. 内部节点<sup>2,3</sup>**

$\frac{P}{A_g f'_c}$	横向 钢筋 <sup>1</sup>	$\frac{V^3}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015

**ii. 其他节点<sup>2,3</sup>**

$\frac{P}{A_g f'_c}$	横向 钢筋 <sup>1</sup>	$\frac{V^3}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	—	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	—	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

1. “C”和“NC”是标准横向钢筋和非标准横向钢筋的缩写。如果一个节点的箍筋间距≤hc/3，称这个节点是标准的。否则，这个节点就是非标准的。
2. P是指节点之上的柱子的设计轴向力，A<sub>g</sub>是指节点的横断面面积。
3. V是设计剪力，V<sub>n</sub>是节点抗剪强度。设计剪力和节点抗剪强度应根据章节6.5.2.3计算。
4. 表中数值允许线性插值。

表 6-10  $\gamma$ 值, 用于节点强度计算

$\rho''$	$\gamma$ 值				
	有横向梁的 内部节点	没有横向梁 的内部节点	有横向梁的 外部节点	没有横向梁 的外部节点	弯接
<0.003	12	10	8	6	4
$\geq 0.003$	20	15	15	12	8

$\rho''$  = 节点区水平约束钢筋的体积配箍率; 弯接 = 直角节点 (可带横向梁)

### 6.5.2.3.1 柱子

对于柱子来说, 混凝土对于抗剪强度的贡献,  $V_c$ , 允许根据式 (6-4) 计算

$$V_c = \lambda k \left( \frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) (0.8b_w h) \quad (6-4)$$

其中, 当延性需求很低时,  $k = 1.0$ , 当延性需求很高时,  $k = 0.7$ , 在这两个极端情况之间时, 采用线性插值计算  $k$  值; 混凝土为轻骨料混凝土时,  $\lambda = 0.75$ , 为普通混凝土时,  $\lambda = 1.0$ ;  $N_u$  为轴向压力 (轴向为拉力时取 0);  $M/V$  是指在柱子的设计荷载下, 弯矩与剪力之比的最大值, 但最大不超过 3, 最小不小于 2;  $d$  是指有效深度;  $A_g$  为柱子的横截面面积。可以假设  $d=0.8h$ , 其中  $h$  是指柱子在剪切方向的尺寸。轴向力可根据第 3 章的线性过程计算, 式(6-4)中使用的轴向最大压力可认为与式(3-4)只考虑重力荷载的计算的结果相同, 轴向最小压力可以由式(3-18)得到。此外, 也可以采用章节 3.4.2.1.2 中规定的极限分析, 通过第 3 章的线性过程确定轴向荷载。其他用于计算柱子强度的公式, 如果其考虑了反复荷载的效应、以及非弹性变形, 并有充分的实验结论依据的话, 也可以采用。

对于满足 ACI 318 中第 21 章中规定的设计和比例要求的柱子, 其抗剪强度允许采用 ACI 318 中的公式计算。

对于梁柱节点来说, 其名义横断面面积,  $A_j$ , 应由节点深度 (等于柱子在框架方向尺寸) 和节点宽度 (等于以下三项的最小值: (1) 柱宽 (2) 梁宽+节点深度 (3) 梁纵轴到柱子表面垂直距离中较小值的两倍) 计算得到。

设计荷载应根据周围框架成员的塑性铰发展来计算 (需要考虑板的有效宽度), 但是计算结果不需要超过按照设计重力荷载和地震荷载组合得到的结果。名义节点抗剪强度  $V_n$  应根据 ACI 318 的一般过程来计算, 如式(6-5):

$$Q_{CL} = V_n = \lambda \gamma \sqrt{f'_c} A_j, \text{psi} \quad (6-5)$$

其中，混凝土为轻骨料混凝土时， $\lambda = 0.75$ ，为普通混凝土时， $\lambda = 1.0$ ； $A_j$  是上面定义的节点水平有效面积； $\gamma$  在表 6-10 中定义。

#### 6.5.2.4 取值准则

##### 6.5.2.4.1 线性静力和动力过程

根据章节 2.4.4，所有的作用都可以分类为变形控制的和力控制的两种。在主要构件中，只有梁（板）柱的弯曲可以是变形控制作用。在次要构件中，只有在梁（板）的弯曲，和一部分剪切和钢筋延伸长度可以使变形控制作用。以上作用定义在表 6-11 到 6-13 中。其余作用均认为是力控制作用。

设计构件上的作用时，应按照第 3 章的规定进行。当计算 DCR 值超过 1 时，下列设计作用应采用第 3 章定义的极限分析原则：(1) 弯矩，剪力，扭矩，钢筋延伸以及粘结作用与梁柱构件强度发展相符；(2) 节点剪力与相邻梁柱构件强度发展相符；(3) 节点和柱的轴向荷载，考虑上面楼层有可能产生的塑性作用

设计作用应按照章节 3.4.2.2. 与设计强度进行对比。 $m$  参数应从表 6-11 到 6-13 中选择。满足式 (3-20) 和式 (3-21) 的构件均应满足此性能准则

当某一层的柱的平均 DCR 值超过同一层梁的平均 DCR 值，且所有的柱子的 DCR 值均大于 1.0 和  $m/2$  以上，则应认为该层是弱柱单元。对于弱柱单元，应采用以下任意一种方法设计：

1. 对于含有弱柱单元的层，应多次检查其平均 DCR 值，并考虑该层所有的主要和次要构件。如果该层竖向构件的平均 DCR 值 超过了水平构件的平均 DCR 值，且大于 2.0，那么该结构应采用非线性过程重新分析，或者对该结构进行改进以避免薄弱层。

2. 该结构应采用第 3 章的 NSP 或 NDP 进行重新分析
3. 该结构应进行改进以避免薄弱层

##### 6.5.2.4.2 非线性静力和动力过程

计算出的构件作用应满足章节 3.4.3.2 的要求。当主要变形是在梁柱塑性铰区域的转角时，其塑性铰转动能力应由表 6-7 和表 6-8 决定。当主要变形是梁柱节点区的剪切变形时，剪切角能力应由表 6-9 定义。对于那些作为主要构件的柱，以及计算设计剪力超过式(6-4)得到的设计抗剪强度的柱子，其抗倒塌性能等级允许的变形不应大于达到构件抗剪强度时的变形；而生命安全性能等级所允许的变形不得大于打到抗剪强度时变形的四分之三。当一个非弹性行为未在表中的构件或作用中列出，则可以认为其是不可接受的。如果有其他途径并有实验和分析证明了其合理性，那么也可以选用。

表 6-11 线性过程数值取值规则——钢筋混凝土梁

情况	<i>m</i> 参数 <sup>3</sup>				
	性能等级				
	IO	构件类型			
		主要		次要	
	LS	CP	LS	CP	

**i. 弯曲控制的梁<sup>1</sup>**

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	横向钢筋 <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1.25	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6	1.25	2	2	2	3

**ii. 剪切控制的梁<sup>1</sup>**

箍筋间距 ≤ d/2	1.25	1.5	1.75	3	4
箍筋间距 > d/2	1.25	1.5	1.75	2	3

**iii. 由有效长度内钢筋延伸或粘结不足控制的梁<sup>1</sup>**

箍筋间距 ≤ d/2	1.25	1.5	1.75	3	4
箍筋间距 > d/2	1.25	1.5	1.75	2	3

**iv. 由梁柱节点锚固不足控制的梁<sup>1</sup>**

	2	2	3	3	4
--	---	---	---	---	---

1. 当一个特定构件不属于情况 i, ii, iii, iv 时，采用表中合理的最小值。
2. “C” 和 “NC” 是标准横向钢筋和非标准横向钢筋的缩写。如果一个构件在其弯曲塑性铰区域，箍筋间距 ≤ d/3，或者对于那些需要中等或者高度延性的构件，其箍筋提供的剪力( $V_s$ )至少是设计剪力的 3/4 以上时，称这个构件是标准的。否则，这个构件就是非标准的。
3. 表中数值允许线性插值。

表 6-12 线性过程数值取值规则——钢筋混凝土柱

情况	$m$ 参数 <sup>4</sup>				
	性能等级				
	IO	构件类型			
		主要		次要	
	LS	CP	LS	CP	

**i. 弯曲控制的柱<sup>1</sup>**

$\frac{P}{A_g f'_c}$	横向 钢筋 <sub>2</sub>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤0.1	C	≤3	2	3	4	4	5
≤0.1	C	≥6	2	2.4	3.2	3.2	4
≥0.4	C	≤3	1.25	2	3	3	4
≥0.4	C	≥6	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
≤0.1	NC	≤3	2	2	3	2	3
≤0.1	NC	≥6	2	1.6	2.4	1.6	2.4
≥0.4	NC	≤3	1.25	1.5	2	1.5	2
≥0.4	NC	≥6	1.25	1.5	1.75	1	1.6

**ii. 剪切控制的柱<sup>1,3</sup>**

箍筋间距 ≤ d/2, 或者 $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	-	-	-	2	3
其他情况	-	-	-	1.5	2

**iii. 由净高内钢筋延伸和粘结不足控制的柱<sup>1,3</sup>**

箍筋间距 ≤ d/2	1.25	1.5	1.75	3	4
箍筋间距 > d/2	-	-	-	2	3

**iv. 轴向压力超过 0.70Po 的柱<sup>1,3</sup>**

全长为标准箍筋	1	1	2	2	2
所有其他情况	-	-	-	1	1

1. 当一个特定构件不属于情况 i, ii, iii, iv 时，采用表中合理的最小值。
2. “C”和“NC”是标准横向钢筋和非标准横向钢筋的缩写。如果一个构件在其弯曲塑性铰区域，箍筋间距 ≤ d/3，或者对于那些需要中等或者高度延性的构件，其箍筋提供的剪力( $V_s$ )至少是设计剪力的 3/4 以上时，称这个构件是标准的。否则，这个构件就是非标准的。
3. 柱子必须配有横向钢筋才能合格。否则，其作用应认为是受力控制的。
4. 表中数值允许线性插值。

表 6-13 线性过程数值取值规则——钢筋混凝土梁柱节点

情况	m 参数 <sup>4</sup>				
	性能等级				
	IO	构件类型		LS	CP
		主要 <sup>5</sup>	次要		
	LS	CP	LS	CP	

i. 内部节点<sup>2,3</sup>

$\frac{P}{A_g f'_c}$	横向 钢筋	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0.1	C	≤ 1.2	-	-	-	3	4
≤ 0.1	C	≥ 1.5	-	-	-	2	3
≥ 0.4	C	≤ 1.2	-	-	-	3	4
≥ 0.4	C	≥ 1.5	-	-	-	2	3
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	-	-	-	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	-	-	-	2	3
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	-	-	-	2	3
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	-	-	-	2	3

ii. 剪切控制的柱<sup>1,3</sup>

$\frac{P}{A_g f'_c}$	横向 钢筋	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0.1	C	≤ 1.2	-	-	-	3	4
≤ 0.1	C	≥ 1.5	-	-	-	2	3
≥ 0.4	C	≤ 1.2	-	-	-	3	4
≥ 0.4	C	≥ 1.5	-	-	-	2	3
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	-	-	-	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	-	-	-	2	3
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	-	-	-	1.5	2.0
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	-	-	-	1.5	2.0

- “C”和“NC”是标准横向钢筋和非标准横向钢筋的缩写。如果一个节点的箍筋间距 ≤ hc/3，称这个节点是标准的。否则，这个节点就是非标准的。
- P 是指在节点之上的柱子的设计轴向力，A<sub>g</sub> 是指节点的横断面面积。
- V 是设计剪力，V<sub>n</sub> 是节点抗剪强度。设计剪力和节点抗剪强度应根据章节 6.5.2.3 计算。
- 表中数值允许线性插值。
- 对于线性过程，所有的主节点都应该是力控制的，m 参数不适用。

### 6.5.2.5 加固措施

混凝土梁柱抗弯框架构件中，不满足加固目标取值准则时，需要进行加固。加固措施应参照章节 6.4.7 的要求和本规范中的其他条款。

#### C6.5.2.5 加固措施——条文说明

下列加固措施可能会在钢筋混凝土梁柱抗弯框架的加固中起到作用

1. 用新的钢筋混凝土，钢或纤维外包材料外包于现有的梁、柱或节点之外。新材料应合理的设计组合，以便其与现有混凝土结构共同受力。如果采用外包钢筋混凝土的手段，那么需要对提高延性进行详细设计。构件的强度不应超过相邻构件之间的极限连接强度。外包材料应能够增加相邻构件之间的连接强度和连续性。

2. 用外部后张法预应力筋对现有的梁、柱或节点施加预应力。后张法预应力筋自由长度不应超过考虑非弹性行为的截面有效深度的两倍。锚具应远离可能发生塑性铰的区域，且在设计中应考虑地震荷载中可能出现的拉力变化。

3. 用移走特定已存在单元的方法来减轻单元重量。举例来说：(1) 当有非结构单元和构件对框架有干扰时，可以将非结构单元或构件移除或隔开以消除其影响。(2) 弱化，如移去部分混凝土，或者切断纵向钢筋，将结构反应模式从非延性模式变为延性模式（例：对梁进行弱化来保证强柱，即强柱弱梁系统）(3) 通过分割墙体来改变刚度和强度。

4. 改进已有构造缺陷。移走混凝土保护层来改进钢筋构造，以避免对于核心混凝土以及钢筋和核心混凝土界面的不利影响。新的混凝土保护层应设计为能够充分与现有材料进行共同受力。

5. 改变结构体系来降低对已有单元的需求。例子包括增加新的抗侧力单元（如墙或支撑），隔震，减重

6. 增加新的材料，将框架单元改为剪力墙，填充墙框架或支撑框架单元。新旧材料之间的连接应能够充分传递预期的荷载组合。当现有的混凝土框架柱和梁作为新的剪力墙或支撑框架的边缘构件时，要对他们进行强度钢筋延伸长度以及变形能力的验证。隔板，包括阻力支柱和收集器，应进行验算，而且如果必要的话，还要对其进行加固，以保证到新的剪力墙或支撑框架单元有一个完整的受力路径。

## 6.5.3 后张法预应力混凝土梁柱抗弯框架

### 6.5.3.1 总则

后张法预应力混凝土梁柱抗弯框架的分析模型应根据章节 6.5.2.1 中对于钢筋混凝土梁柱抗弯框架的规定进行确定。作为对于章节 6.5.2.1 中失效模式的追加，在此分析模型中应考虑可能存在的锚具失效问题。

当满足下述条件时，第 3 章中的分析过程可以用于含有后张法预应力梁的框架：

1. 平均预应力 ( $f_{pc}$ ) 是在等于梁截面最小尺寸和与之垂直方向的尺寸乘积的面积上计算的。其值在非线性的部位不应超过  $750\text{ psi}$  或  $f'_c/12$ 。

2. 在节点区，预应力筋提供的正负抗弯强度不超过其总强度的 1/4。

3. 锚具应满足 ACI 318 中对于地震荷载下的要求。锚具应避免锚在塑性铰区域或节点区，除非有充分实验证明这么做能够满足在设计荷载下的性能目标。

如果不满足上述条件时，应采用其他方法。

### 6.5.3.2 刚度

#### 6.5.3.2.1 线性静力和动力过程

梁在设计中应考虑弯曲和剪切刚度，包括整浇和组合结构中考虑楼板的翼缘作用。柱在设计中应考虑弯曲，剪切和轴向刚度。节点区应设计为刚性构件或有限刚度构件。有效刚度根据章节 6.4.1.2 确定。

#### 6.5.3.2.2 非线性静力过程

非线性荷载变形关系应满足章节 6.4.1.2 中的要求以及章节 6.5.2.2.2 中钢筋混凝土框架的要求。

图 6-1 处点 B, C, D 的广义变形应根据实验或经过验证的分析得到。其取值应考虑弯、剪、轴向荷载的共同作用。此外，当广义变形为弯曲塑性铰区域的转角，且章节 6.5.3.1 中的三项条件均得到满足时，梁的塑性铰转动能力应根据表 6-7 确定。柱子和节点的刚度应按照章节 6.5.2.2 进行取值。

#### 6.5.3.2.3 非线性动力过程

对于非线性动力过程，其每个构件的完整滞回行为都需要通过使用实验结果得到的参数进行确定。采用图 6-1 中的关系应用来体现分析的包络关系。卸载和再加载参数中应体现刚度和强度的折减参数，并考虑预应力的影响。

### 6.5.3.3 强度

构件强度应遵循章节 6.4.2 的一般要求以及 6.5.2.3 的附加要求。预应力的影响应考虑进去。

对于变形控制作用，预应力应进行假设，用以确定最大作用，用来确定框架的非线性反应相关。对于力控制作用，当采用包含非弹性变形反转的设计荷载组合时，预应力损失是可能的，其影响也应作为设计情况进行考虑。

### 6.5.3.4 取值准则

后张法预应力混凝土梁柱抗弯框架的取值准则应遵循章节 6.5.2.4 中对于钢筋混凝土梁柱抗弯框架的准则。

建模参数和取值准则应根据表 6-7 到 6-9 和表 6-11 到 6-13 确定。

### 6.5.3.5 加固措施

对于不满足加固目标的取值要求的后张法预应力混凝土梁柱抗弯框架，应进行加固。加固措施应满足章节 6.4.7 中的要求以及本规范中的其他要求。

#### C6.5.3.5 加固措施——条文说明

C6.5.2.5 描述的用于钢筋混凝土梁柱抗弯框架的加固措施，对于后张法预应力混凝土梁柱抗弯框架的加固同样有效。

## 6.5.4 板柱抗弯框架

### 6.5.4.1 总则

板柱抗弯框架单元的设计模型应体现出其板、柱、板柱间连接以及其他结构构件的强度，刚度和变形能力。弯、剪、弯剪转换，以及沿构件全长的钢筋延伸问题引起的可能失效模式都应予以考虑。与其他单元（包括非结构构件和单元）的相互作用也应考虑在内。

板柱框架的分析模型，可以采用杆单元，将所有截面特性集中在构件的中心线进行分析，也可以采用杆单元（用来表现柱）和板弯曲单元（用来表现板）的组合。上述方法应基于下列方式进行。

1. 有效梁宽度模型，其中板柱均采用杆单元，且两者之间节点刚性连接。
2. 等效框架模型，其中板柱均采用杆单元，且两只之间采用连接弹簧相连。
3. 有限元分析模型，其中柱子采用杆单元，板采用板弯曲单元。

无论采用哪种模型，截面变化（包括楼板开洞）都应考虑其影响。

柱子和基础的连接模型应取决于柱子与基础连接的设计以及地基土的刚度。作为竖向构件连接之用的隔板的作用应考虑进来。

在设计模型中，主要构件的非弹性变形应由板柱的弯曲加上板柱连接处的非弹性反应共同组成。次要构件中，其他非弹性变形应包含于其设计中。取值准则应遵循章节 6.5.4.4。

## 6.5.4.2 刚度

### 6.5.4.2.1 线性静力和动力过程

板在建模中应考虑弯曲，剪切和扭转（对于与柱相连的板）刚度。柱在建模中应考虑弯曲，剪切，和轴向刚度。节点在建模中应定义为刚性或有限刚度构件。构件的有效刚度应根据章节 6.4.1.2 的一般原则进行取值，不过在实验基础上的调整也是允许的。

### 6.5.4.2.2 非线性静力过程

非线性荷载变形关系应满足章节 6.4.1.2 的要求。

板和柱的模型应采用集中塑性铰模型，或者其他已经证明了的，能够表现钢筋混凝土板柱构件在侧向荷载作用下行为的模型。模型应能够在构件全长体现其非弹性，除非由平衡推得其仅会在构件端部发生屈服。板柱连接应在板、柱之外单独定义，用来识别在弯剪转换中的可能失效；此外，潜在的连接破坏应用其他方法进行检查，作为分析的一部分。当希望非线性反应出现在弯曲模型之外时，模型应体现这种效应。

单调的荷载变形关系应遵循图 6-1 中的广义关系，其中定义参照章节 6.5.2.2.2。总体荷载变形关系要确定下来，以保证最大抵抗力与章节 6.4.2 和 6.5.4.3 中的设计强度规定一致。当图 6-1 中的广义变形是塑性铰转角时，其塑性铰转动能力应按照表 6-8 确定。当图 6-1 中的广义变形是板柱连接的转角时，其塑性转动能力应按照表 6-14 确定。

### 6.5.4.2.3 非线性动力过程

章节 6.4.2 和 6.5.2.2.3 中对于钢筋混凝土梁柱抗弯框架的取值方法同样适用于板柱抗弯框架。

## 6.5.4.3 强度

构件强度应遵循章节 6.4.2 的方法并加上本章节的修改进行计算。

构件的最大强度应是在设计重力荷载和地震荷载的组合下，考虑到各种潜在破坏模式，包括在构件全长的任意一点发生弯曲，轴向荷载，剪切，扭转，延伸长度，和其他各种作用破坏。板柱连接的强度也定义并包含在分析模型中。

板对于侧向变形引起的弯矩的抗弯强度计算式为  $M_{nCS} - M_{gCS}$ ，其中  $M_{nCS}$  是柱带的设计抗弯强度  $M_{gCS}$  是柱带在重力荷载下的弯矩。 $M_{gCS}$  可以根据 ACI 318 的规定步骤，使用第 3 章计算得到的设计重力荷载确定。

对于柱，允许采用章节 6.5.2.3 的方法估计其抗剪强度。

板柱连接处的弯剪转换强度在计算时，应考虑到在连接处的板中，弯剪扭共同作用的影响。采用下述步骤计算能够满足这一要求。

对于没有横梁的内部连接，和对于在垂直于板方向有弯矩的外部链接，弯剪转换强度可选用下述强度中最小值：

1. 根据 ACI 318，在弯剪组合作用下，考虑板内剪切偏心，在板的极限截面计算得到的结果。

2. 弯矩转化强度等于  $\Sigma M_n / \gamma_f$ ，其中  $M_n$  是指在柱子（柱顶）位置，左右各 2.5 倍板厚（托板厚）距离处的正负抗弯强度之和。 $\gamma_f$  是根据 ACI 318 得到的弯曲产生的抵抗弯矩的比例； $h$  是指板厚。

对于有平行于板面弯矩的不带横梁的外部连接，当板内根据重力得到的极限截面的剪力不超过  $0.75V_c$  或者在转角支撑处的剪力不超过  $0.5V_c$  时，弯矩转换强度可以认为等于在柱顶两侧  $c_1$  距离处板的抗弯强度。 $V_c$  是 ACI 318 定义的直接冲切强度。

#### 6.5.4.4 取值准则

##### 6.5.4.4.1 线性静力和动力过程

按照章节 2.4.4，所有的构件作用应分类为变形控制的和力控制的两种。对于主要构件来说，只有板和柱的弯曲以及板柱连接处的弯剪转换可以是变形控制作用。在次要构件中，剪切和钢筋延伸长度也可以是变形控制作用，如同表 6-15 所示。所有其他作用都应视为力控制作用。

构件中的设计作用应根据第 3 章确定。当计算 DCR 值超过整体，下述设计作用应采用第 3 章的极限分析法确定：(1) 弯矩，剪力，扭矩，钢筋延伸和粘结作用相应的在板柱构件中的发展。(2) 柱子中的轴向荷载，考虑问题所在层之上的构件中可能发生的塑性行为。

设计作用应与章节 3.4.2.2，表 6-12，表 6-15 中得到的设计强度相比较。那些满足式(3-20)和式(3-21)的构件应满足其性能准则。当构件达到其设计强度时，应根据本章进行更深入的估计来确定其性能是否可以接受。

当某层柱子的平均 DCR 值大于同一层板得平均 DCR 值，且大于 1.0 和  $m/2$  时，该单元应认为是薄弱层单元，且应该根据章节 6.5.2.4.1 中对于薄弱层的估算方法进行估算。

#### 6.5.4.4.2 非线性静力和动力过程

在设计模型中，非弹性反应应被限制在表 6-8 和表 6-14 中所列出的构件和作用中，除非有明确的实验或分析结果验证其他非弹性作用在该性能等级下也是可以接受的。

计算出的构件作用应满足第 3 章的要求。最大允许非弹性变形应列出在表 6-8 和表 6-14 中。当非弹性作用需要一个没有列在表中的构件或作用时，其性能将被视为不可接受的。当其他方法和取值得到充分实验和分析验证时，也可以采用。

#### 6.5.4.5 加固措施

钢筋混凝土板柱、梁柱抗弯框架构件不满足加固目标所确定的取值准则时，应该对其予以加固。加固方法应该满足章节 6.4.7 的要求和本规范的其他条款。

#### C6.5.4.5 加固措施——条文说明

C6.5.2.5 描述的用于钢筋混凝土梁柱抗弯框架的加固措施，对于钢筋混凝土板柱抗弯框架的加固同样有效。

表 6-14 非线性过程建模参数和取值采纳准则——双向板和板柱连接

情况	建模参数 <sup>4</sup>			取值准则 <sup>4</sup>				
	塑性铰转角 弧度		残余应力 比率	塑性铰转角, 弧度				
				性能等级				
	a	b	c	IO	构件类型			
					主要		次要	
LS					CP	LS	CP	

**i. 弯曲控制的板, 和板柱连接<sup>1</sup>**

$\frac{V_g}{V_0}$	钢筋连续 <sup>3</sup>								
≤ 0.2	是	0.02	0.05	0.2	0.01	0.015	0.02	0.03	0.05
≥ 0.4	是	0.0	0.04	0.2	0.0	0.0	0.0	0.03	0.04
≤ 0.2	否	0.02	0.02	—	0.01	0.015	0.02	0.015	0.02
≥ 0.4	否	0.0	0.0	—	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**ii. 由净跨内钢筋的延伸和粘结不足控制的板<sup>1</sup>**

	0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
--	-----	------	-----	-----	-----	-----	------	------

**iii. 由板柱节点处钢筋锚固不足控制的板<sup>1</sup>**

	0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
--	-------	------	-----	------	------	-------	------	------

1. 当一个特定构件不属于情况 i, ii, iii, iv 时, 采用表中合理的最小值。
2.  $V_g$  是 ACI 318 中定义的作用于板极限截面的重力引起的剪力;  $V_0$  是 ACI 318 中定义的直接冲切强度。
3. 对于“钢筋连续”, 当板中每个方向至少有一根底筋贯通柱子的时候, 选“是”; 当板是后张法预应力板时, 当每个方向至少有一根预应力筋贯通柱子时, 选“是”。其他情况均选“否”。
4. 表中数值允许线性插值。

表 6-15 线性过程数值取值规则——双向板和板柱连接

情况	m 参数					
	性能等级					
	IO	构件类型				
		主要		次要		
	LS	CP	LS	CP		
<b>i. 弯曲控制的板，和板柱连接<sup>1</sup></b>						
$\frac{V_g^2}{V_0}$	钢筋连续 <sup>3</sup>					
≤ 0.2	是	2	2	3	3	4
≥ 0.4	是	1	1	1	2	3
≤ 0.2	否	2	2	3	2	3
≥ 0.4	否	1	1	1	1	1
<b>ii. 由净跨内钢筋的延伸和粘结不足控制的板<sup>1</sup></b>						
		-	-	-	3	4
<b>iii. 由板柱节点处钢筋锚固不足控制的板<sup>1</sup></b>						
	箍筋间距 ≤ d/2	1.25	1.5	1.75	3	4
	箍筋间距 > d/2	1.25	1.5	1.75	2	3
<b>iv. 由梁柱节点锚固不足控制的梁<sup>1</sup></b>						
		2	2	3	3	4

1. 当一个特定构件不属于情况 i, ii, iii, iv 时，采用表中合理的最小值。

2.  $V_g$  是 ACI 318 中定义的作用于板极限截面的重力引起的剪力； $V_0$  是 ACI 318 中定义的直接冲切强度。

3. 对于“钢筋连续”，当板中每个方向至少有一根底筋贯通柱子的时候，选“是”；当板是后张法预应力板时，当每个方向至少有一根预应力筋贯通柱子时，选“是”。其他情况均选“否”。

## 6.7 有填充墙的混凝土框架

### 6.7.1 填充墙混凝土框架种类

有填充墙的混凝土框架是由混凝土框架承担全部重力荷载，并填充砌体或混凝土墙体，通过这种构造使二者相互作用共同抵抗水平或垂直方向的荷载。

当填充墙与周围框架相互独立并遵守在章节 7.5.1 中提到的最小空间需求时，我们称之为独立填充墙。当框架中的填充方式都为独立填充墙时，需要将框架视为独立框架按照本章节其他的规定进行分析，独立填充墙板依照第七章中的方法进行分析。

6.7节中的规定适用于含有填充墙的混凝土框架，在框架中增加或移除一部分材料加强，以及混凝土框架中增加新的填充墙加强这几种情况。

#### 6.7.1.1 框架类型

6.7节规定的框架与填充墙相互作用适用于在6.5,6.6,6.10这三节中定义框架形式。

#### 6.7.1.2 砌体填充墙

当填充墙和混凝土框架相互作用时，6.7节的规定可用于第7章定义的砌体填充墙。

#### 6.7.1.3 混凝土填充墙

当填充墙填充于承受重力荷载的框架的跨间空间，并在层与层之间的连续性上不作特殊要求时，6.7节的规定可用于与混凝土框架相互作用的混凝土填充墙。填充混凝土与框架混凝土需要分别评价。

#### C6.7.1.3 混凝土填充墙——条文说明

混凝土填充框架与砌体填充墙框架非常相似，只不过将填充物由砌体单元改为混凝土单元。在以前的建筑中，混凝土填充墙通常只有名义上的配筋，一般不会深入周围的框架。填充墙的混凝土质量也比框架里面的混凝土质量要差，所以需要与框架混凝土分开研究。

### 6.7.2 使用砌体填充墙的混凝土框架

#### 6.7.2.1 概述

对含砌体填充墙的混凝土框架的分析模型，需要包括梁、板、柱、梁柱节点、砌体填充墙以及所有的连接节点和单元构件等部分的强度、刚度和变形能力。计算时需要考虑任何截面可能发生的弯曲、剪切，锚固，钢筋延伸以及混凝土压碎等问题。非结构构件或单元与结构的相互作用对承载情况造成影响也需要考虑。

当砌体填充墙混凝土框架上承受平面内水平力时，如果填充墙在设计水平荷载下没有开裂，则可以选择线弹性模型分析结构响应。如果填充墙不会在水平力下开裂，就可以将框架和填充墙整体视为均匀介质。

对于在设计水平荷载下可能开裂的带砌体填充墙框架，结构响应模型采用斜撑框架模型，在这个模型中，可将柱子视作垂直拉压杆，梁作为水平连杆，填充墙等效为受压撑杆。对等效受压撑杆的分析方法的要求详见第7章。

根据第七章的有关规定，框架构件评价时应基于由框架与填充墙相互作用后施加在框架上的力。在砌体全高填充的框架中，评价时需要考虑撑杆上的压力对梁、柱的影响，梁柱节点的偏心影响等等。非全高砌体填充框架中，评价需要考虑跨中填充墙部分对计算柱子有效长度减少的影响。

#### C6.7.2.1 概述——条文说明

设计的专业人员还需要参考 *FEMA 274* 和 *FEMA 306* 中关于砌体填充墙性质的更多信息。

#### 6.7.2.2 刚度

##### 6.7.2.2.1 线性静力和动力过程

如果框架的某些开间含有填充墙，某些开间无填充墙，那么对于有填充部分的约束将参照 6.7.2.1 节中的描述，对于无填充开间，框架的模型可以参照 6.5, 6.6 以及 6.10 这三节中的相关部分。当填充构成非连续墙时，应考虑其非连续性对整个建筑的影响。有效强度的计算应符合 6.4.1.2 节要求。

##### 6.7.2.2.2 非线性静力过程

非线性静力过程分析中的非线性荷载变形关系按照 6.4.1.2.2 的要求给出。在框架中填充墙部分，其梁和柱的模型可以采用非线性桁架单元。非填充部分则应参照 6.5, 6.6 以及 6.10 节相关介绍进行分析。模型要求能够描述在构件长度上的非弹性响应情况。

单调的荷载变形关系应参照表 6-1 中描述的通用关系，在某些特殊情况也可以采用已证实的试验结果。表 6-1 中的数据应是通过试验数据或第 2 章中介绍的分析过程得到的，在计算时需要考虑框架和填充构件的相互关系。此外，下面的过程也可以应用于单调受力的钢筋混凝土框架中。

1. 对于框架中的非填充部分的梁和柱，广义变形是弯曲塑性铰区域的转动变形，塑性铰的转动能力应根据表 6-18 中的规定。
2. 砌体填充墙的广义变形和控制点应根据第 7 章中的规定。
3. 对于框架中填充部分的梁和柱，广义的变形是指梁或柱的拉伸或压缩位移，其拉伸、压缩应变能力应根据表 6-10 的规定执行。

##### 6.7.2.2.3 非线性动力过程

在非线性动力过程下所使用的非线性荷载变形关系应能够描述构件完整的滞回行为，这种行为的特征需要通过试验验证。构件的卸载和再加载特性应考虑构件的强度和硬度退化特征。

### 6.7.2.3 强度

钢筋混凝土构件的强度可以按照 6.4.2 节的一般规格进行计算，并按照本章的其他规定进行修改。砌体填充墙的强度可以按照第 7 章的要求进行计算。强度计算需要考虑以下条件：

1. 框架非填充部分的梁、柱和节点的极限值。
2. 柱作为填充框架的边界单元的拉伸和压缩能力。
3. 填充墙施加给框架的局部力。
4. 填充墙的强度。
5. 与相邻单元的连接。

表 6-16 钢筋混凝土填充墙框架中非线性过程的模型参数及数值可接受准则

条件	模型参数 <sup>4</sup>			可接受标准				
	总应变		剩余强度比	总应变				
				性能水平				
	d	e	c	IO	构件类型			
					主要构件		次要构件	
LS	CP	LS	CP					
<b>i. 压杆柱模型<sup>3</sup></b>								
全高受约束 <sup>2</sup>	0.02	0.04	0.4	0.003	0.015	0.020	0.03	0.04
其他情况	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.01	0.01
<b>ii. 拉杆柱模型<sup>3</sup></b>								
有良好约束连接或无连接的柱	0.05	0.05	0.0	0.01	0.03	0.04	0.04	0.05
其他情况	注释1	0.03	0.2	注释 1			0.02	0.03
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 需要对可能发生破坏的里搭接点进行计算来确定模型及可接受标准。此情况可以参考6.4.2节中相关规定。对主要荷载，应在强度开始下降的位置进行关于防倒塌性能水平的变形定义。生命安全性能水平的取值为防倒塌性能的四分之三。</li> <li>2. 当柱子在楼层全高上箍筋及搭接的数量达到ACI318中为混凝土剪力墙边界单元规定数量的四分之三时，可以认为柱子在全高上受到良好约束。箍筋间的最大纵向间距不应超过<math>h/3</math>或<math>8d_b</math>。</li> <li>3. 当单根柱子上所承受的荷载同时满足条件i和条件ii时，两组条件均应检验。</li> <li>4. 本表格中数据不允许插值。</li> </ol>								

## 6.7.2.4 可接受标准

### 6.7.2.4.1 线性静力及动力过程

依据 2.4.4 节的定义，所有构件作用需要按照变形控制和荷载控制来分类。对于主要构件，变形控制需要限制梁、板、柱的弯曲和轴向变形，以及砌体填充墙的水平变形。次要构件中，变形控制需要限制在 6.5, 6.6 以及 6.10 节中对独立框架构件行为的规定，以及 7.5 节中对砌体填充墙的相关规定。

设计方法可以参照第 3 章的规定。当计算 DCR 的值大于 1 时，以下设计作用应根据第 3 章规定的极限设计原则确定：(1)弯曲、剪力、扭转以及锚固和劈裂行为应与梁、柱、砌体填充墙的构件强度一致；(2)柱的轴向荷载与填充墙框架作悬臂墙时的弯曲能力一致。

设计作用应当与 3.4.2.2 节中规定的设计强度进行比较。

参数  $m$  的值的计算参照 7.5.2.3 节中关于砌体填充墙的计算；6.5, 6.6, 6.10 节中关于混凝土框架计算中相应部分；以及表 6-17 中柱子作为拉压杆件的相关参数。当设计作用小于设计强度时可以假定这些构件满足性能标准。

### 6.7.2.4.2 非线性静力和动力过程

在设计模型中，仅以下构件及其作用可考虑非线性响应：6.5, 6.6, 6.10 节中的独立框架以及 7.5 节中砌体填充墙。

计算构件行为时应该满足 3.4.3.2 节中的要求，但是不应超过表 6-16 数据，还应考虑 6.5, 6.6, 6.10 节中关于独立框架的表格，以及在第 7 章中给出的砌体填充墙的相关表格。在表 6-7 到 6-9 中未列及的构件行为由荷载控制。使用实验证据或者分析证明的替代方法或数值也是可行的。

### 6.7.2.5 加固方法

如果含砌体填充墙的混凝土框架不能满足指定的加固目标的可接受标准，就需要进行加固。加固方法参照 6.4.7 节的要求，以及其他关于该标准的规定。

表 A-1(6-17) 钢筋混凝土填充墙框架中线性过程的数值可接受标准

条件	系数 $m^3$				
	性能水平				
	IO	构件类型			
		主要构件		次要构件	
	LS	CP	LS	CP	
<b>i. 压杆柱模型<sup>2</sup></b>					
全高受约束 <sup>1</sup>	1	3	4	4	5

其他情况	1	1	1	1	1
<b>ii. 拉杆柱模型<sup>2</sup></b>					
有良好约束连接或无连接的柱	3	4	5	5	6
其他情况	1	2	2	3	4
1. 当柱子在楼层全高上箍筋及搭接的数量达到 ACI318 中为混凝土剪力墙边缘构件规定数量的四分之三时，可以认为柱子在全高上受到良好约束。箍筋间的最大纵向间距不应超过 $h/3$ 或 $8d_b$ 。 2. 当单根柱子上所承受的荷载同时满足条件 i 和条件 ii 时，两组条件均应检验。 3. 本表格中数据不允许插值。					

### C6.7.2.5 加固方法——条文说明

关于含砌体填充墙的混凝土框架的修复方法，可以参照 6.5,6.6,6.10 三节中独立框架以及 7.5 节中砌体填充墙的相关介绍。设计专业人员可以参考 FEMA308 来了解这方面更多的信息。此外，以下加固方法在含填充墙混凝土框架中也可以考虑。

1. 在梁、柱或节点中使用外部后张拉钢筋加固的后张拉法。竖向后张拉法可以对柱子边缘区的抗拉能力进行有效加强。锚固区不应布置在可能产生塑性变形的区域内，并应根据地震荷载可能的变异性来进行设计。
2. 采用选择部分材料移除的方法对现有单元的改造。可以将填充墙从框架中移除，或在框架与填充墙中设置间隙。在后一种方法中，关于间隙的具体要求将在第 7 章中介绍。
3. 通过改变建筑体系降低现有单元的受力需求。修改地方法包括添加墙、钢支撑、扶壁之类的抗侧力系统，设置隔震装置，或降低建筑重量等等。

## 6.7.3 含混凝土填充墙的混凝土框架

### 6.7.3.1 概述

含混凝土填充墙的混凝土框架的分析模型中需要包括梁、板、柱、梁柱节点、混凝土填充墙以及所有单元上的连接和构件的强度、刚度及变形能力。弯曲、剪切、锚固破坏，钢筋粘结以及所有截面的压碎均为需要考虑的可能失效模式。同时其他非结构构件或单元的相互作用对分析造成影响也应该考虑。

在分析模型中，还需要考虑框架与填充墙的强度、刚度关系以及变形和相关破坏水平。当变形不大，或者框架相对较柔时，填充墙框架的模型可用带开洞的剪切墙模型模拟。其他情况中，框架填充墙体系需要按照 6.7.2 节中对含砌体填充墙混凝土框架的斜撑框架模型进行建模。

根据第 7 章的有关规定，框架构件评价时应基于由框架与填充墙相互作用后施加在框架上的力。在砌体全高填充的框架中，评价时需要撑杆的压力对梁、柱的影响，梁柱节点的偏心影响等等。非全高砌体填充框架中，评价需要考虑跨中填充墙部分对计算柱子有效长度减少的影响。

如果框架中某些开间有填充墙，某些开间无填充墙，填充墙的约束应按本节所规定模拟，非填充墙开间的模型按照 6.5,6.6,6.10 节中的相关部分进行建立。当填充墙作为非连续墙时，在计算时应该考虑其对于全建筑的非连续性影响。

### 6.7.3.2 刚度

#### 6.7.3.2.1 线性静力与动力过程

有效刚度的计算参照 6.4.1.2 节中的原则以及 6.7.2.2.1 节中的过程。

#### 6.7.3.2.2 非线性静力过程

在非线性静力过程中所使用的非线性荷载变形关系可以参照 6.4.1.2.2 中的要求。单调的荷载变形关系可以参照表 6-1 中描述的一般关系，在某些特殊情况也可以采用已证实的试验结果。表 6-1 中的数据应通过试验数据或 2.8 节中分析流程得到，在计算时需要考虑框架和填充构件的相互关系。

此外，确定混凝土填充墙混凝土框架的非线性模型参数时可采用 6.7.2.2.2 节中的流程。

#### 6.7.3.2.3 非线性动力过程

在非线性动力过程下所使用的非线性荷载变形关系应能够描述构件完整的滞回行为，这种行为需要通过试验验证。卸载和再加载特性应考虑构件的强度和硬度退化特征。

### 6.7.3.3 强度

钢筋混凝土构件的强度可以按照 6.4.2 节的一般规定进行计算，并按照本章其他规定进行修改。强度计算时应该考虑以下条件：

1. 框架非填充部分的梁、柱和节点的极限值。
2. 柱作为填充墙框架的边界单元的拉伸和压缩能力。
3. 填充墙施加给框架的局部力。
4. 填充墙的强度。
5. 与相邻单元的连接。

混凝土填充墙强度的计算需要考虑填充板的剪切强度。对于墙的剪切强度的计算可以参照第 6.8.2.3 节中有关计算过程的详细情况。

当框架与混凝土填充墙作为一面墙整体受力时，其抗弯强度应基于以下竖向连续配筋：(1)柱子作为边缘单元；(2)填充墙以及锚固在边缘构件上的填充墙配筋。

#### 6.7.3.4 可接受标准

含混凝土填充墙混凝土框架的可接受标准可以参照在 6.7.2.4 节，6.8 节，6.9 节中有关可接受标准的相关部分。

#### 6.7.3.5 加固方法

如果含混凝土填充墙的混凝土框架不能满足指定的加固目标的可接受标准，就需要进行加固。加固方法参照 6.4.7 节的要求，以及其他关于该标准的规定。

#### C6.7.3.5 加固方法

在 6.7.2.5 节中含砌体填充墙的混凝土框架的加固方法仍适用于含混凝土填充墙的混凝土框架。此外，可以使用在墙面上喷射混凝土增加墙体厚度的方法来有效提高剪切强度。并按照需要喷射足够厚度的混凝土。更详细的关于含混凝土填充的混凝土的加固方法可以参阅 FEMA308。

## 6.8 混凝土剪力墙

### 6.8.1 混凝土剪力墙及辅助单元的类型

6.8 章中的内容适用于所有含剪力墙的结构体系中的剪力墙分析。其中包括独立剪力墙，框架剪力强体系中的剪力墙，联肢剪力墙，以及非连续性剪力墙。当剪力墙上的开口不大，不会对墙体强度及塑性行为造成足够的影响时，可以认为该剪力墙为无孔洞墙体。当一段墙上有规律的开一些水平以及竖直方向的孔洞来放置墙肢或深梁时，这种墙体称为穿孔剪力墙。

连梁以及非连续性剪力墙的支撑柱可以按照 6.8.2 节中的规定设计。这些特殊的梁和柱不能够按照 6.5 节里对框架中梁柱单元相关规定进行设计。

#### C6.8.1 混凝土剪力墙及辅助单元的类型——条文说明

混凝土剪力墙在混凝土结构中往往作为平面竖向单元或几个相互连接的平面单元的结合来承受水平方向的受力。当剪力墙(或墙段)的长细比大于 3 时则为细长单元，小于 1.5 时是短粗单元。细长型的剪力墙中弯曲破坏为主要破坏形式；短粗型的墙体则一般为剪切破坏。长细比居于中间的墙会同时受到弯曲破坏和剪切破坏的影响。

在某种程度上混凝土剪力墙单元上的构件类型是与墙体的相对强度有关的。竖向段一般称为墙肢，而水平段常常是连梁或窗下墙。具体设计规定可以参照规范 FEMA306 中考虑混凝土墙构件行为的附加信息。部分从 FEMA306 中的选取的信息已写在本标准注释以及表 C6-1 以及图 C6-1 中，来确认墙构件的类型。

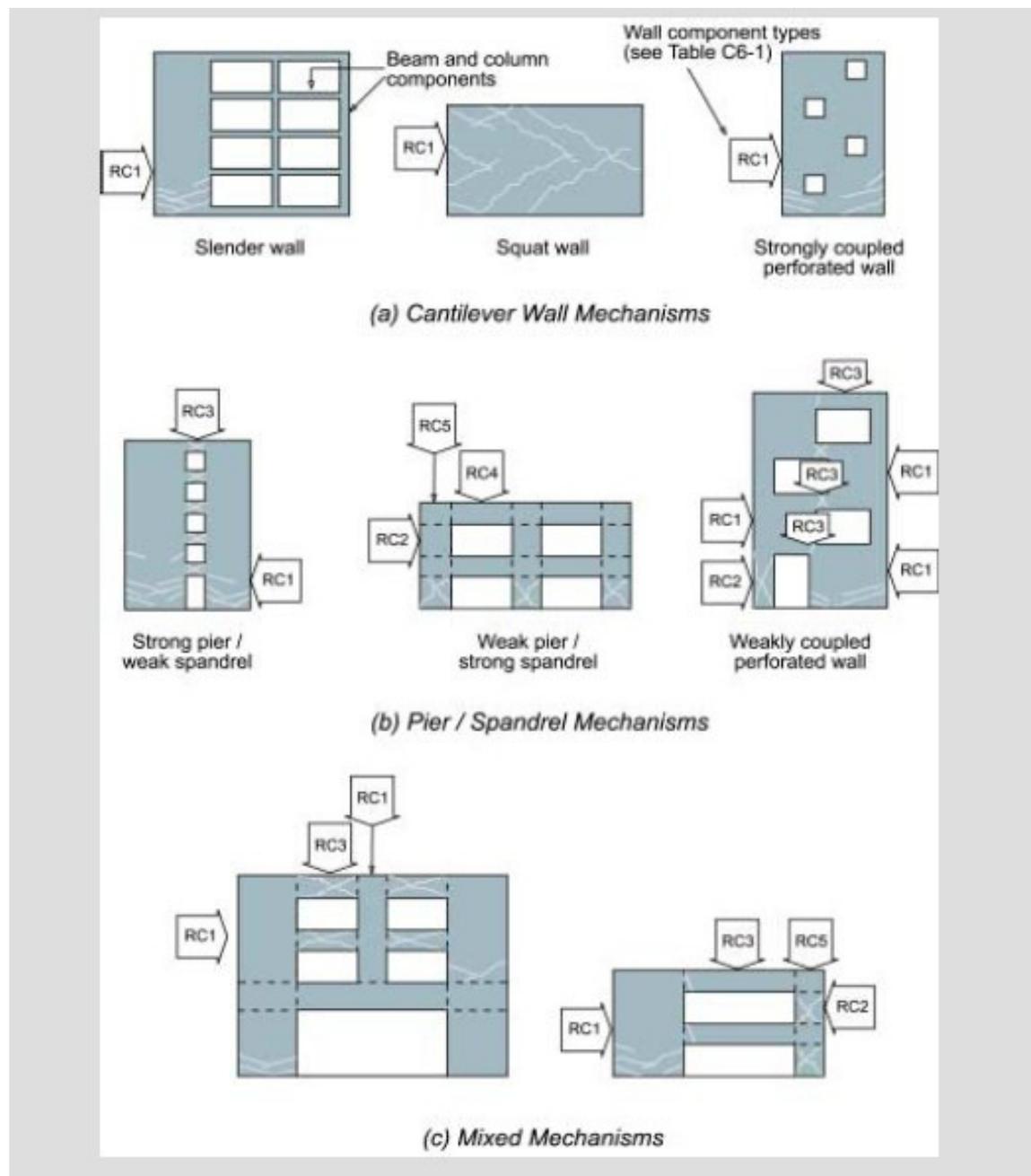


图 C6-1 混凝土剪力墙单元中构件类型的确认(摘自 FEMA306)

表 C6-1 钢筋混凝土剪力墙构件类型 (摘自 FEMA 306)

构件类型 依据 <b>FEMA 306</b>		描述	<b>FEMA 356</b> 中命名
<b>RC1</b>	独立墙或强墙肢	因为该构件要比同处框架的梁或连梁承载能力强, 所以非线性行为(破坏)主要集中在底部, 具体的破坏形式有弯曲塑性铰, 剪切破坏等等。包括独立(悬臂)墙。如果构件在底部上方存在钢筋大量减少或切断的情况, 则该截面也要验算非线性行为。	整体钢筋混凝土墙或竖向墙段
<b>RC2</b>	弱墙肢	比与之相连的连梁弱; 主要特征为顶部或底部发生弯曲塑性铰, 或剪切破坏等等。	
<b>RC3</b>	弱拱或连梁	弱于相连墙墩; 特征为端部产生铰, 剪切破坏, 滑动剪切破坏等等。	水平墙段或连梁
<b>RC4</b>	强连梁	由于其强于相邻墙墩, 所以一般不会破坏。如果该构件破坏, 那么该构件应当被重新分至 <b>RC3</b> 类。	
<b>RC5</b>	墙肢-连梁组合区域	在混凝土剪力墙里面一般不是关键区域。	壁墙肢

### 6.8.1.1 钢筋混凝土整体剪力墙及墙段

整体钢筋混凝土剪力墙可以包含现浇竖向单元, 可以使联肢的或非联肢的, 可以是开放或闭合形状。与 6.7.1.3 节中的填充墙相反, 这类墙体要求截面和配筋是相对连续的, 而且能够提供水平及竖直方向上的抗力。当剪力墙或墙肢上承受的轴力超过  $0.35 P_0$  的时, 该强制不应作为地震的抗侧力系统。水平和竖向钢筋的间距不应超过 18 英寸。当墙体中水平及竖向配筋率低于 0.0025 时, 如果能够保证钢筋间距小于 18 英寸, 并且剪切力不超过按 6.8.2.3 节中介绍计算出的折减后名义剪切强度的话, 就认为这个时候墙体可以承担地震力。

#### C6.8.1.1 钢筋混凝土整体剪力墙及墙段——条文说明

墙内钢筋一般要保证在水平方向和竖直方向上都是连续的, 为了保证钢筋的拉伸连续性, 钢筋一般要搭接。墙内由水平钢筋和竖向条形筋组成钢筋网, 在墙

边缘一定范围内以及墙内边界单元部位需要对钢筋进行加密。钢筋的数量和间距对墙边缘构件的约束效果有重要影响，进而决定了墙体的水平变形能力。

一般来说，细长型的钢筋混凝土剪力墙破坏形式主要为弯曲破坏，而且在受到比较强烈的水平荷载时容易在墙底部产生弯曲塑性铰。墙体的延性会受到以下因素的影响：墙体边缘部位的纵向钢筋加密程度，轴向荷载的大小，导致弯曲屈服的水平剪力大小，以及剪力墙钢筋网的厚度和钢筋密度。当轴向应力和剪切应力均较高时，剪力墙的弯曲延性以及吸收能量的能力会有所降低。矮粗的剪力墙一般发生剪切破坏。这类剪力墙在超出弹性段并继续承受水平荷载时变形能力非常有限。因此，可以认为此类剪力墙为延性较低的位移控制单元，或为力控制单元。

#### 6.8.1.2 非连续剪力墙中的钢筋混凝土柱支撑

非连续剪力墙中的钢筋混凝土支撑柱的计算和加固应参照 6.8.2 节中的相关要求。

#### C6.8.1.2 非连续剪力墙中的钢筋混凝土柱支撑

在剪力墙建筑中，有时候因为在一层布置大空间房间，或在地下室设置停车场，会导致剪力墙在此处断开。此时墙一般由柱子支撑。由于会导致在地震荷载下对柱子的要求很高，所以在地震区不推荐这种设计。在较老的建筑中这些柱子往往只有“标准”的纵向和横向钢筋。根据以往的地震中这些柱子的行为，应通过布置密集的 135 度弯勾的箍筋来保证其在剧烈地震荷载下幸存。

#### 6.8.1.3 钢筋混凝土连梁

在剪力墙体系中，钢筋混凝土连梁被用来连接两个剪力墙，其具体的计算和加固方法参见 6.8.2 节中规定。

#### C6.8.1.3 钢筋混凝土连梁——条文说明

当墙体连接起来后，其强度和刚度将比单独作用时有显著的提高。连梁一般跨高比很小，其非弹性行为会受到构件内较高剪力作用的影响。在过去的钢筋混凝土建筑中一般认为在混凝土连梁中使用“常规的”纵向筋抵抗弯曲应力，使用横向筋抵抗剪切力。在一些最近的建筑或使用联肢剪力墙进行地震修复的建筑中，连梁中有时会使用斜向钢筋作为主要钢筋承受弯曲和剪切。经实验验证，使用斜向钢筋的连梁，其塑性行为的表现要好很多，具体表现在与传统钢筋布置的连梁相比强度、刚度、耗能能力都有所提高。

## 6.8.2 钢筋混凝土剪力墙，墙段，连梁及非连续剪力墙中的钢筋混凝土柱支撑

### 6.8.2.1 概述

剪力墙单元的分析模型中需要考虑剪力墙的刚度，强度及变形能力。模型中需能够考虑到剪力墙中所有可能发生弯曲、剪切破坏，以及钢筋受力发展情况的部位。还应包括剪力墙与其他结构或非结构构件的相互作用。

细长型的剪力墙和墙段可以等效为梁柱单元模型以对其弯曲和剪切变形进行分析。梁柱单元的弯曲强度会考虑到轴向荷载和弯曲的影相互作用。有墙中心到边缘应采用等效梁柱模型中梁连接的刚域模拟。如果墙截面是非对称的，那么应考虑两个受力方向上的弯曲能力也会有所不同。

我们可以使用包括弯曲和剪切变形的梁单元来模拟连梁。单元的塑性影响可以通过计算在反向循环荷载下发生大变形时导致的强度和刚度降低来表现。当连梁中如 ACI318 中介绍含有斜向钢筋时，可以看作仅受弯曲影响的梁单元。

对于柱支撑的非连续性剪力墙，其模型需要考虑在设计荷载下轴向压缩、轴向拉伸、弯曲和剪切响应，包括抗力快速下降等的反应。在模型中需要表现出连接剪力墙与框架柱的混凝土板的薄膜效应。

### C6.8.2.1 概述

对于  $h_w/l_w \leq 2.5$  的矩形剪力墙及墙段，以及  $h_w/l_w \leq 3.5$  的带翼缘墙截面，可以使用梁柱模型，多节点-多弹簧的方法来模拟。因为在单层高度中剪力墙通常为单曲率，所以可以在剪力墙模型将每一层的墙体视作一个多弹簧模型。对于墙段的模型，可以按照梁柱单元，也可以使用多弹簧模型，将墙段全长看做两个单元。

满足 FEMA222A 要求的含斜向钢筋的连梁一般会在较大的横向荷载下有稳定的水平响应。所以这类单元的比较合适的模型是用于典型框架分析的梁单元。

### 6.8.2.2 刚度

在 6.8 节中讨论的所有单元的有效刚度是基于其材料属性，构件尺寸，钢筋质量，边界条件，以及考虑开裂和当前应力水平的单元状态。此外，也可以使用表 6-5 来计算有效刚度的值。为了获得承重墙建筑中水平力的分布，需要将所有的墙假想为开裂的或未开裂的。如果建筑中的水平抗力仅由构造墙或墙与框架共同承受，那么就认为所有的剪力墙和墙段均已开裂。

对于连梁来说，除非通过更加详细的分析确定其刚度，其有效刚度的值按表 6-5 取值。至于非连续剪力墙的支撑柱的有效刚度，会依据剪力墙上所受的水平荷载的方向，从柱子的受拉至受压过程中取值。

### 6.8.2.2.1 线性静力及动力过程

剪力墙及辅助构件的模型中应考虑轴向受压、受弯、受剪刚度。对于或闭口或开口的墙体截面形状，比如箱型，T型，L型，I型，C型截面，其有效受压或受拉宽度可参照 6.4.1.3 中规定算出。用于分析计算的刚度可以参照 6.4.1.2 节中的规定求得。

剪力墙与框架单元中的连接的应模拟为很硬的构件或刚性构件。

### 6.8.2.2.2 非线性静力过程

非线性静力及动力分析使用的非线性荷载—位移关系在 6.4.1.2 节中的规定。

在分析模型中使用的剪力墙，墙单元，连梁，非连续剪力墙的支撑柱等的单调的荷载变形关系应与图 6-1 中的通用关系一致。

对于剪力墙，墙段，以及柱支撑非连续剪力墙，当它们在水平荷载下的非弹性行为主要受到弯曲控制时，可使用下面的方法进行分析。图 6-1 给出了荷载变形关系，该图的 x 轴为当单元端部发生塑性铰时的转角，如图 6-2 所示。图 6-1 中 B 点的塑性转动和屈服点相同，记作 $\theta_y$ ，具体按下面公式计算。

公式(6-6):

$$\theta_y = \left( \frac{M_y}{E_c I} \right) L_p \quad (6-6)$$

其中:

$M_y$  剪力墙或墙段的屈服弯矩

$E_c$  混凝土的弹性模量

$I$  惯性矩

$L_p$  计算塑性铰长度(有效长度)

在剪力墙及墙段的分析模型中，塑性铰长度的值应为单元受弯高度乘 0.5，不过要小于剪力墙的层高，并小于墙段的单元长度的 50%。柱支撑非连续剪力墙的有效长度同样是构件受弯高度乘以 0.5。

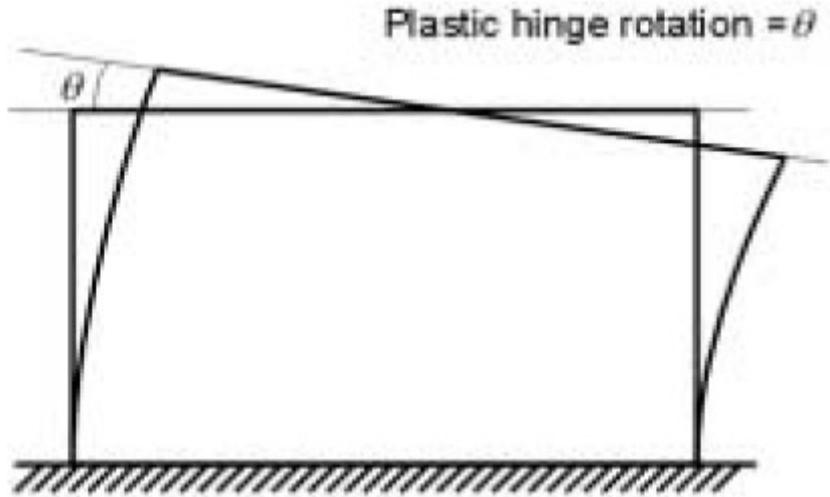


图 6-2 弯曲控制塑性变形的剪力墙中塑性铰转角

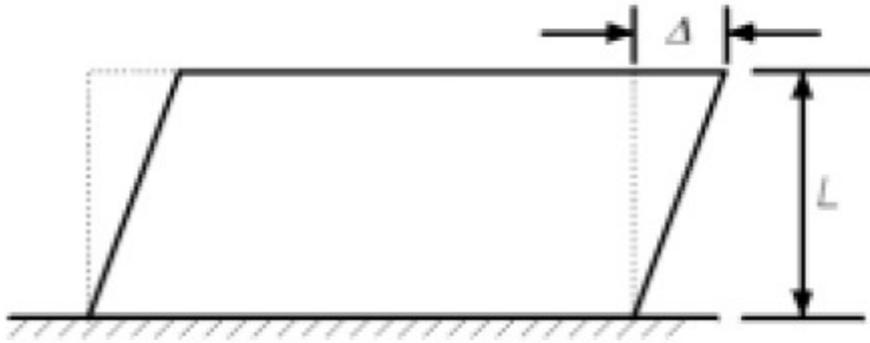


图 6-3 剪力控制塑性变形的剪力墙中楼层平移

参数  $a$ ,  $b$ ,  $c$  用来定义图 6-1(a) 中的点 C, D, E, 具体从表 6-18 中查得。

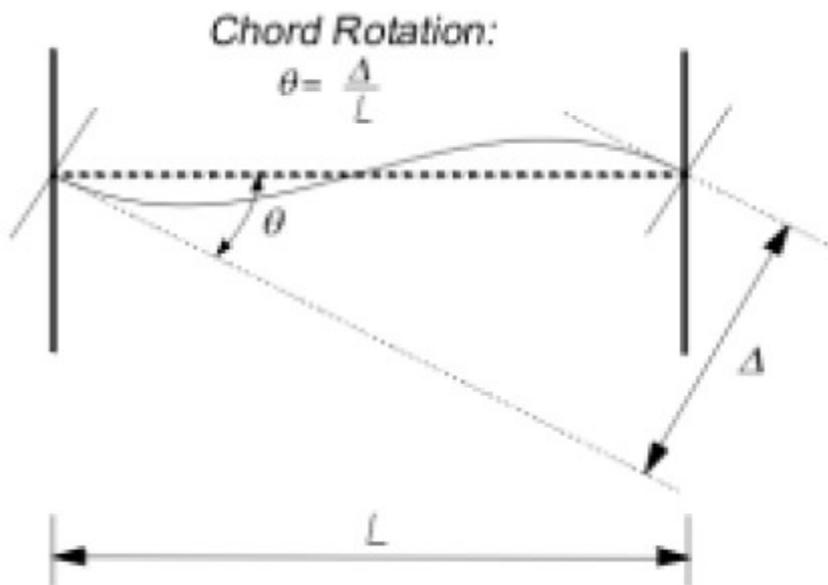


图 6-4 剪力墙连梁的弦转角

当剪力墙及墙段的非线性变形主要由受剪控制时，可以使用下面的方法进行分析。这里需要使用图 6-1(b)中的荷载变形关系，其  $x$  轴为横向位移。对于剪力墙，这个位移就是该层的位移，见图 6-3。对于墙段，图 6-3 可以表现单元的位移。

对于连梁，使用下面方法分析。使用图 6-1(b)中的荷载位移关系， $x$  轴为图 6-4 中定义的弦转角。

参数  $d, e$  和  $c$  的值用于在图 6-1(b)中找到点 C, D 和 E, 具体可以查找表 6-19。如果在表中所给数据中没有，可以采用线性插值的方法求得所需数值。

### 6.8.2.2.3 非线性动力过程

对于非线性动力过程，应模拟每个构件完整的滞回行为，这些滞回行为应经过实验验证。可采用图 6-1 中的通用荷载位移关系来描述其包络关系。卸载和再加载的刚度和强度，以及任何荷载—转动滞回关系中的捏拢点，应与分析对象相近的墙实验结果相符。

### 6.8.2.3 强度

构件强度可以根据 6.4.2 节中规定以及本节增加的内容进行计算。强度的计算中还应该考虑在重力及水平荷载下可能发生的弯曲、剪切及锚固破坏。剪力墙或墙段的名义抗弯强度， $M_n$ ，可以参照 ACI318 规范中第 10 章的基本原则进行计算。

在计算名义抗弯强度时，其墙体的有效受压或受拉翼缘宽度应参照 6.8.2.2 节中的定义，除了第一条限制改为墙高的 1/10。

当确定剪力墙的受弯屈服强度，即图 6-1(a)中的 B 点时，仅考虑墙体边缘构件中的纵向钢筋。如果墙体不包括边缘构件，那么计算屈服强度时，仅墙体外侧 25%的纵向钢筋。当计算名义弯曲强度时，即图 6-1(a)中的 C 点时，所有钢筋(包括箍筋)都应在计算中考虑。对于所有弯曲强度计算，纵筋强度应作为期望的屈服强度以考虑超强和应变硬化的影响。施加在墙上的轴向荷载应为符合第 3 章规定的重力荷载。

关于剪力墙或墙段的名义剪切强度， $V_n$ ，的计算，可以参照 ACI318 中第 21 章的规定及公式。柱支撑非连续剪力墙的名义剪切强度的计算可以从 ACI318 第 21 章中的规定和公式确定。在所有剪切强度的计算中，钢筋强度采用 1.0 倍的屈服强度。如图 6-1 中点 B 及点 C 中所描述的，屈服强度和名义剪切强度的计算并没有什么区别。

当剪力墙或墙段中的水平钢筋配筋率,  $\rho_n$ , 小于规定最小值 0.0025, 但是大于 0.0015 时, 墙体剪切强度就可以使用 ACI318 中给出的上文所提到的公式进行计算。如果水平钢筋配筋率小于 0.0015, 认为其对于墙体剪切强度的贡献等同于配筋率等于 0.0015 的情况。

主要纵向钢筋的搭接长度选取在 6.4.5 节中有所描述。当钢筋的容许应力受钢筋搭接控制时, 相应截面弯曲强度应减小。剪力墙边缘单元的钢筋约束条件应参照 ACI318 中的方法或其他经认可的方法进行计算。

连梁的名义弯曲和剪切强度可以使用 ACI318 第 21 章中的规定及公式进行计算。在纵向钢筋及斜向钢筋中钢筋强度认为可以达到预期强度。

非连续剪力墙支撑柱的名义剪切及弯曲强度可以参照 6.5.2.3 节中的定义进行计算。

### C6.8.2.3 强度——条文说明

Wood 在 1990 年发表的数据指出当水平钢筋配筋率低于 0.0015 时, 钢筋质量对于墙体强度的影响就非常小了。

关于剪力墙边缘构件约束钢筋的计算, 可以使用 Wallace 在 1994 到 1995 年中提出的模型来分析, 这个模型能够给出墙内最大横向变形以及边界位置的最小受压应变。

### 6.8.2.4 可接受标准

#### 6.8.2.4.1 线性静力及动力过程

在 2.4.4 节曾给出规定, 剪力墙, 墙段, 连梁以及柱支撑非连续剪力墙等构件既可以视作变形控制也可以是力控制。对于柱支撑非连续剪力墙来说, 变形控制行为仅限于受弯破坏。其他构件中, 变形控制行为限于弯曲或者剪切。其他行为均应被定义为力控制行为。

剪力墙、墙段、柱支撑非连续剪力墙内的最大剪力应根据名义弯曲强度确定。对于悬臂的剪力墙、墙段及柱支撑非连续剪力墙, 假定墙体全高设计剪力相同, 等于导致底部名义弯矩的剪力大小。在墙段验算时, 设计剪力应等于在墙段两端正或负弯矩对应的剪力。

构件上的设计作用(弯曲、剪切、锚固或搭接上的力的传递)应根据第 3 章的规定。当确定设计作用的合适取值时, 应适当考虑非线性工况下临近构件传过来的重力和最大作用力。设计作用应该和 3.4.2.2 节中给出的设计强度进行比较。表 6-20 及 6-21 详细描述了在公式 3-20 中使用的  $m$  的值。如果有合理的实验数据及分析结果依据也可以将  $m$  值进行替换。

### 6.8.2.4.2 非线性静力及动力过程

在设计模型中，考虑非弹性响应的构件和作用仅限于表 6-18 及 6-19 中所列出的，其他非线性行为除非在相应性能水平时已经经过了检验。对于有非弹性响应的构件，其各项荷载(力、弯矩、扭矩)的大小均需与导致非弹性行为的荷载相符合。这些其他荷载的大小需要比其名义能力低。

关于构件的非弹性响应可以满足 3.4.3.2 节中的要求，应保证所选的性能水准上，其最大塑性铰转动，位移以及弦转角均不超过表 6-18 及 6-19 中的数据。当所需查得的数据在表中所给数据之间时，可以使用线性插值的方法求得。

表 6-18 弯曲控制单元中非线性过程的模型参数及数值可接受标准

条件	塑性铰转角 (弧度)		剩余强 度比	塑性铰转角验收值 (弧度)						
				性能水平						
				IO	构件种类					
					主要构件		次要构件 <sup>4</sup>			
a	b	c	LS	CP	LS	CP				
<b>i. 剪力墙及墙段</b>										
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{f_c A_c}$	$\frac{Shear}{f_c A_c}$	边缘约束 <sup>1</sup>								
$\leq 0.1$	$\leq 3$	有	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	有	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 3$	有	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	有	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 3$	无	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	无	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 3$	无	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	无	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
<b>ii. 非连续剪力墙的支撑柱</b>										
横向钢筋 <sup>2</sup>										
标准			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	不详	不详
非标准			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	不详	不详
<b>iii. 剪力墙连梁</b>										

纵向及横向钢筋 <sup>3</sup>	$\frac{Shear}{A_s f_y}$								
常规纵向钢筋及标准横向钢筋	Ⅲ	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050
	Ⅳ	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
常规纵向钢筋及非标准横向钢筋	Ⅲ	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
	Ⅳ	0.010	0.025	0.25	0.008	0.008	0.010	0.010	0.025
斜向钢筋	无	0.030	0.050	0.80	0.018	0.018	0.030	0.030	0.050

1. 边缘约束的规定可参见ACI 318。  
2. 柱内标准横向钢筋是指：(a) 柱子全长上的箍筋间距 $\leq d/2$ ；(b) 箍筋承载能力 $V_s$ 大于柱子所需的剪切强度。  
3. 常规的纵向钢筋要求在顶部和底部设置平行于连梁纵轴的钢材。标准横向钢筋包括：(a) 连梁上的闭合箍筋，且间距 $\leq d/3$ ；(b) 闭合箍筋的强度 $V_s \geq 3/4$ 倍的连梁所需剪切强度。  
4. 次要构件连梁跨度为 $<8'-0"$ ，底部钢筋连入支撑墙中，次要构件的取值应该翻倍。

表 6-19 剪切控制单元中非线性过程的模型参数及数值可接受标准

条件	整体横移率 (%)，或弦转角 (弧度)	剩余强度比	塑性铰转角验收值 (弧度)						
			性能水平						
			IO	构件种类					
				主要构件	次要构件 <sup>4</sup>				
d	e	c	LS	CP	LS	CP			
<b>i. 剪力墙及墙段</b>									
全部剪力墙及墙段 <sup>2</sup>	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
<b>ii. 剪力墙连梁<sup>4</sup></b>									
纵向及横向钢筋 <sup>3</sup>	$\frac{Shear}{A_s f_y}$								
常规纵向钢筋及标准横向钢筋	Ⅲ	0.002	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	Ⅳ	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
常规纵向钢筋及非标准横向钢筋	Ⅲ	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	Ⅳ	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. 对剪力墙和墙段，使用平移；对连梁，使用弦转角；详见图6-3和6-4。  
2. 当剪力墙或墙段的塑性行为主要受剪力影响时，单元上的轴向荷载要求 $\leq 0.15 A_g f_c'$ ；否则，该单元即为力控制构件。  
3. 常规的纵向钢筋要求在顶部和底部设置平行于连梁纵轴的钢材。标准横向钢筋包括：(a) 连梁上的闭合箍筋，且间距 $\leq d/3$ ；(b) 闭合箍筋的强度 $V_s \geq 3/4$ 倍的连梁所需剪切强度。  
4. 次要构件连梁跨度为 $<8'-0"$ ，底部钢筋连入支撑墙中，次要构件的取值应该翻倍。

表 6-20 弯曲控制单元中线性过程的数值可接受标准

条件			塑性铰转角验收值 (弧度)				
			性能水平				
			IO	构件种类			
				主要构件		次要构件 <sup>4</sup>	
LS	CP	LS	CP	CP			
<b>i. 剪力墙及墙段</b>							
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{+ 1 - f'}$	$\frac{shear_s}{+ 1 - f'}$	边缘约束 1					
$\leq 0.1$	$\leq 3$	有	2	4	6	6	8
$\leq 0.1$	$\geq 6$	有	2	3	4	4	6
$\geq 0.25$	$\leq 3$	有	1.5	3	4	4	6
$\geq 0.25$	$\geq 6$	有	1.25	2	2.5	2.5	4
$\leq 0.1$	$\leq 3$	无	2	2.5	4	4	6
$\leq 0.1$	$\geq 6$	无	1.5	2	2.5	2.5	4
$\geq 0.25$	$\leq 3$	无	1.25	1.5	2	2	3
$\geq 0.25$	$\geq 6$	无	1.25	1.5	1.75	1.75	2
<b>ii. 非连续剪力墙支撑柱</b>							
横向钢筋 <sup>2</sup>							
标准			1	1.5	2	无	无
非标准			1	1	1	无	无

### iii. 剪力墙连梁<sup>4</sup>

纵向及横向钢筋 <sup>3</sup>	$\frac{Shear}{\sqrt{f_c}}$					
常规纵向钢筋及标准横向钢筋	$\leq 3$	2	4	6	6	9
	$\geq 6$	1.5	3	4	4	7
常规纵向钢筋及非标准横向钢筋	$\leq 3$	1.5	3.5	5	5	8
	$\geq 6$	1.2	1.8	2.5	2.5	4
斜向钢筋	无	2	5	7	7	10

1. 边缘约束的规定可参见ACI 318。
2. 柱内标准横向钢筋是指： (a) 柱子全长上的箍筋间距 $\leq d/2$ ； (b) 箍筋承载能力 $V_s$  大于柱子所需的剪切强度。
3. 常规的纵向钢筋要求在顶部和底部设置平行于连梁纵轴的钢材。标准横向钢筋包括： (a) 连梁上的闭合箍筋，且间距 $\leq d/3$ ； (b) 闭合箍筋的强度 $V_s \geq 3/4$  倍的连梁所需剪切强度。
4. 次要构件连梁跨度为 $<8'-0"$ ，底部钢筋连入支撑墙中，次要构件的取值应该翻倍。
5. 剪力设计值的计算需要使用极限状态分析过程求得。

表 6-21 剪切控制单元中线性过程的数值可接受标准

条件	参数m					
	性能水平					
	IO	构件种类				
		主要构件		次要构件 <sup>4</sup>		
LS		CP	LS	CP		
<b>i. 剪力墙及墙段</b>						
全部剪力墙及墙段 <sup>1</sup>		2	2	3	2	3
<b>ii. 剪力墙连梁<sup>3</sup></b>						
纵向及横向钢筋 <sup>3</sup>	$\frac{Shear}{A_s f_y}$					
常规纵向钢筋及标准横向钢筋	$\leq 3$	1.5	3	4	4	6
	$\geq 6$	1.2	2	2.5	2.5	3.5
常规纵向钢筋及非标准横向钢筋	$\leq 3$	1.5	2.5	3	3	4
	$\geq 6$	1.25	1.2	1.5	1.5	2.5
<p>1.当剪力墙或墙段的塑性行为主要受剪力影响时，单元上的轴向荷载要求<math>\leq 0.15 A_g f_c'</math>，纵向钢筋必须是对称的，并且最大剪力需求<math>\leq 6\sqrt{f_c'}</math>；否则，该单元即为力控制构件。</p> <p>2.常规的纵向钢筋要求在顶部和底部设置平行于连梁纵轴的钢材。标准横向钢筋包括：(a) 连梁上的闭合箍筋，且间距<math>\leq d/3</math>；(b) 闭合箍筋的强度<math>V_s \geq 3/4</math> 倍的连梁所需剪切强度。</p> <p>3.次要构件连梁跨度为<math>&lt;8'-0"</math>，底部钢筋连入支撑墙中，次要构件的取值应该翻倍。</p>						

### 6.8.2.5 修复方法

当含钢筋的剪力墙、墙段、连梁、柱支撑非连续剪力墙不满足目标的可接受标准时，需要对构件进行修复。具体的修复方法应满足 6.4.7 节中的要求及本标准中其他规定。

#### C6.8.2.5 修复方法——条文说明

使用以下方法可以有效地修复含钢筋剪力墙、墙段、连梁及柱支撑非连续剪力墙。

- 1. 增加墙体边缘构件。**增加墙体边缘构件可以有效的加强弯曲强度不足的剪力墙及墙段。加强构件可以使用现浇钢筋混凝土构件或钢构件。在增加构件时需要注意墙体和新增部件间的连接。修复后墙体的抗剪能力需要重新评估。
- 2. 在墙体边缘位置添加约束夹套。**在墙体的边缘位置添加钢或钢筋夹套可以有效的提高剪力墙的受弯变形能力。除非夹套也会被用于增加墙体受弯能力，否则两种夹套不必参与层间连续。混凝土夹套的最小厚度是 3 英寸。可以使用碳纤维缠绕来提高受压混凝土构件的约束。
- 3. 减少弯曲强度。**通过降低剪力墙的受弯能力来调整其从剪切和弯曲的控制破坏模式是一种有效的修复方法。具体方法是截断一定数量的靠近剪力墙边缘的纵向筋。
- 4. 增强剪切强度。**通过在剪力墙腹板浇筑钢筋混凝土来增加其剪切强度是有效的修复方法。新浇混凝土应保证最少 4 英寸厚，并含水平及纵向钢筋。新浇混凝土和现有剪力墙间要保证有足够牢固的粘结。将碳纤维板用环氧树脂粘贴到混凝土表面也可以提高剪力墙的抗剪能力。
- 5. 使用约束夹套来提高连梁及柱支撑非连续剪力墙的变形能力。**上文中提到的在墙边缘使用约束夹套的修复方法，以及 6.5 节中提到的关于框架单元的相关内容，均可以有效的提高连梁和非连续剪力墙支撑柱的抗剪能力及变形能力。
- 6. 在柱支撑非连续剪力墙间添加填充墙。**当有支撑柱支撑的非连续剪力墙在强度或变形上不能满足设计准则时，通过在柱子间添加填充墙使其变得连续是有效的修复方法。填充墙及柱子需进行验算保证其满足新的结构中的要求，现有柱子也要通过增加混凝土或钢夹套来增加强度和约束以满足新的要求。非连续剪力墙下的空间也可以使用钢支撑来填充。支撑单元要求能够满足所有设计需求，柱子也需要用钢或钢筋混凝土夹套加强。

所有上面提到的修复方法均需要对墙体基础、隔板以及现有结构单元与新增修复单元之间的连接进行评估。

