

基于三维的建筑结构分析和设计系统

# 结构大师

*Structure Master*

分析设计原理

北京迈达斯技术有限公司

# 著作权和商标使用说明

MIDAS 系列软件中文版包含了北京迈达斯技术有限公司开发的建筑/桥梁/岩土/机械领域的 CAE 软件。与 MIDAS 系列软件相关的书籍受计算机软件保护条例和中华人民共和国著作权法保护。对与程序相关的资料的咨询请与下列地址联系。

北京迈达斯技术有限公司

地址：北京市海淀区中关村南大街乙 56 号方圆大厦 21 层

电话：010-5165-9908

传真：010-5165-9909

E-mail: [Beijing@midasuser.com](mailto:Beijing@midasuser.com)

网站地址: <http://www.midasbuilding.com.cn>

# 程序免责声明(必读)

MIDAS 系列软件在开发时通过数千个例题的计算，与理论值、实验值、其它程序进行了比较验证，程序不仅内涵了最新的理论和技术，而且提供了优秀的分析和设计结果。MIDAS 系列软件从 1989 年开发至今在建筑/桥梁/岩土/机械领域被应用于约上万个实际工程项目中，证明了程序的准确性和高效性。

声明：结构分析与设计需要分析和设计人员具有深厚的理论基础和设计经验，因此，对于使用 MIDAS 程序产生的任何利益和损失，MIDAS 系列软件的开发者和技术支持人员不具有任何权利和责任；用户在使用程序之前需要详细并准确地了解程序的内容和操作方法，对分析和设计结果需要详细的验证后方可使用。

## DISCLAIMER

Developers and sponsors assume no responsibility for the use of MIDAS family program(midas Gen, midas Civil, midas GTS, midas FEA, midas Building, midas FX+, Nastran FX: hereinafter referred to as "MIDAS Package") or for the accuracy or validity of any results obtained from the MIDAS package.

Developers and sponsors shall not be liable for loss of profit, loss of business, or other financial loss which may be caused directly or indirectly by the MIDAS package, when used for any purpose or use, due to any defect or deficiency therein.

## 目 录

第一章 主要参数和计算原理 .....	1
1.1 主要分析参数 .....	1
1.1.1 梁刚度调整系数 .....	1
1.1.2 连梁刚度调整系数 .....	1
1.1.3 墙刚度调整系数 .....	2
1.1.4 刚域长度修正系数 .....	2
1.1.5 自重系数 .....	2
1.1.6 荷载质量转换系数 .....	2
1.1.7 风荷载体型系数 .....	2
1.1.8 设缝多塔背风面遮挡体型系数 .....	3
1.1.9 承载力设计时风荷载效应放大系数 .....	3
1.1.10 最大水平地震影响系数 .....	3
1.1.11 周期折减系数 .....	3
1.1.12 振型组合方式 .....	4
1.1.13 振型数量 .....	4
1.1.14 地震作用和风荷载作用方向 .....	4
1.1.15 竖向反应谱系数 .....	5
1.1.16 单元网格尺寸 .....	5
1.1.17 可忽略的墙洞口尺寸 .....	5
1.2 主要设计参数 .....	5
1.2.1 抗震等级 .....	5
1.2.2 活荷载折减系数 .....	6
1.2.3 活荷载不利布置 .....	7
1.2.4 梁端负弯矩调幅系数 .....	8
1.2.5 梁活荷载内力放大系数 .....	8
1.2.6 梁扭矩折减系数 .....	8
1.2.7 按剪重比规定调整内力 .....	8
1.2.8 薄弱层的构件内力调整 .....	9
1.2.9 $0.2Q_0$ 调整系数 .....	10
1.2.10 板柱剪力墙结构抗风、抗震设计 .....	11
1.2.11 顶塔楼地震作用放大系数 .....	11
1.2.12 调整与框支柱相连的梁内力 .....	11
1.2.13 超配系数 .....	11

1.2.14	按框架梁设计的连梁跨高比.....	12
1.2.15	按柱设计的剪力墙的墙肢长度.....	12
1.2.16	结构重要性系数.....	12
1.2.17	钢筋混凝土构件设计参数.....	12
1.2.18	钢结构构件设计参数.....	14
1.2.19	剪力墙竖向分布筋配筋率.....	15
1.2.20	剪力墙水平分布筋间距.....	16
1.2.21	计入水平分布筋的配箍特征值所占比率.....	16
1.2.22	梁、柱箍筋间距.....	16
1.2.23	材料强度等级.....	16
1.2.24	荷载分项系数、组合值系数.....	17
1.2.25	重力荷载代表值活荷载组合系数.....	17
1.2.26	设计使用年限荷载调整系数.....	17
1.3	计算原理.....	17
1.3.1	楼板刚度假定.....	17
1.3.2	构件之间的节点自由度耦合方法.....	18
1.3.3	构件偏心对分析的影响.....	18
1.3.4	次梁的处理.....	18
1.3.5	一柱托双梁和一柱托双柱的处理.....	18
1.3.6	只传递荷载的虚板.....	18
1.3.7	层侧向刚度计算方法.....	19
1.3.8	层刚度中心及偏心率计算方法.....	19
1.3.9	与地下室相关的计算.....	20
1.3.10	风荷载计算原理.....	21
1.3.11	地震作用计算原理.....	25
1.3.12	层位移、层间位移、层间位移角的计算方法.....	27
1.3.13	有害层间位移角的计算方法.....	28
1.3.14	扭转不规则验算.....	28
1.3.15	侧向刚度不规则验算.....	29
1.3.16	楼层抗剪承载力突变验算.....	31
1.3.17	竖向质量不规则验算.....	32
1.3.18	结构整体稳定性验算.....	32
1.3.19	框架结构楼层屈服强度系数计算.....	32
1.3.20	强柱弱梁验算.....	33
1.3.21	倾覆弯矩计算.....	34
1.3.22	规定水平力.....	36
1.3.23	地震波的选取方法.....	37
1.3.24	传给基础的上部结构刚度.....	37
1.3.25	有效剪切面积的计算方法.....	38
1.3.26	风振舒适度验算.....	38

1.4 设计原理.....	40
1.4.1 剪力墙的轴压比.....	41
1.4.2 剪力墙的底部加强区.....	42
1.4.3 剪力墙的边缘构件.....	43
1.4.4 考虑带翼缘的剪力墙设计方法.....	43
1.4.5 短肢剪力墙的判断.....	44
1.4.6 短肢剪力墙结构.....	45
1.4.7 异形柱结构设计.....	45
1.4.8 按柱设计的剪力墙.....	46
1.4.9 加强层、过渡层和嵌固层的设置.....	46
1.4.10 板跨中布筋方向.....	47
1.4.11 线弹性时程分析的补充设计方法.....	48
1.4.12 性能设计.....	48
<b>第二章 结构单元.....</b>	<b>57</b>
2.1 概要.....	57
2.1.1 数值分析模型.....	57
2.1.2 构件和单元.....	57
2.1.3 坐标系.....	58
2.2 桁架单元.....	59
2.2.1 概要.....	59
2.2.2 有限元公式.....	60
2.3 梁单元.....	61
2.3.1 概要.....	61
2.3.2 有限元公式.....	62
2.4 曲梁单元.....	64
2.4.1 概要.....	64
2.4.2 有限元公式.....	64
2.5 平面应力单元.....	66
2.5.1 概要.....	66
2.5.2 有限元公式.....	67
2.6 板单元.....	70
2.6.1 概要.....	70
2.6.2 有限元公式.....	72
2.7 墙单元.....	78
2.7.1 概要.....	78
2.7.2 自由度和单元坐标系.....	79
2.7.3 梁与墙连接的处理.....	80
<b>第三章 边界和荷载.....</b>	<b>81</b>
3.1 自由度的约束条件.....	81

3.2 节点弹簧支承.....	81
3.3 释放端部约束.....	82
3.4 构件偏心.....	83
3.5 刚域效果.....	84
3.6 弹性连接单元.....	84
3.7 构件荷载.....	85
3.7.1 梁荷载.....	85
3.7.2 柱荷载.....	86
3.7.3 墙荷载.....	87
3.7.4 楼板荷载.....	87
3.7.5 线荷载和点荷载.....	87
3.7.6 温度作用.....	87
3.7.7 强制位移.....	88
<b>第四章 结构分析.....</b>	<b>89</b>
4.1 概要.....	89
4.2 线性静力分析.....	89
4.2.1 概要.....	89
4.2.2 非线性构件的线性静力分析.....	89
4.3 P-DELTA 分析.....	90
4.4 特征值分析.....	92
4.4.1 概要.....	92
4.4.2 子空间迭代法.....	94
4.4.3 兰佐斯法.....	95
4.5 反应谱分析.....	96
4.5.1 概要.....	96
4.5.2 分析原理.....	96
4.6 线弹性时程分析.....	99
4.6.1 概要.....	99
4.6.2 振型分解法.....	99
4.6.3 直接积分法.....	100
4.6.4 阻尼.....	102
4.7 施工阶段分析.....	105
4.8 考虑裂缝影响的楼板挠度分析.....	108
<b>第五章 构件设计原理.....</b>	<b>109</b>
5.1 内力组合及内力调整.....	109
5.1.1 基本组合.....	109
5.1.2 标准组合.....	113
5.1.3 准永久荷载组合.....	115
5.1.4 人防荷载组合.....	115

---

5.1.5	地震作用内力调整.....	117
5.1.6	设计内力调整.....	117
5.2	构件设计.....	122
5.2.1	钢筋混凝土构件设计的基本规定.....	122
5.2.2	梁构件设计.....	125
5.2.3	柱构件设计.....	139
5.2.4	剪力墙构件设计.....	152
5.2.5	板构件设计.....	161
5.2.6	框架梁柱节点设计.....	164
5.2.7	钢构件设计.....	170
5.2.8	SRC 构件设计.....	182
5.2.9	钢管混凝土构件设计.....	192
5.2.10	矩形钢管混凝土构件设计.....	196
5.2.11	裂缝宽度验算.....	202
5.2.12	受弯构件挠度计算.....	205
5.2.13	人防构件设计.....	206



# 第一章 主要参数和计算原理

## 1.1 主要分析参数

### 1.1.1 梁刚度调整系数

楼板现浇时梁与楼板为一体，梁截面按 T 形截面工作。当梁截面定义为矩形时，应该放大梁截面的刚度使其接近于实际工作状态。考虑现浇楼板作用的梁刚度调整系数一般取 1.0~2.0 之间的数值。程序内部只调整梁的抗弯刚度。

(1) 当梁两侧没有楼板时，程序自动不调整梁的刚度。

(2) 当梁两侧均有楼板且均为刚性板时，程序内部取对中梁的刚度调整系数  $B_k$ ；

(3) 当梁两侧均有楼板且均为弹性板时，程序内部不调整梁的刚度，两侧弹性板的影响将以楼板刚度形式反映到结构中；

(4) 当梁两侧均有楼板且一侧为刚性板另一侧为弹性板时，程序内部取对边梁的刚度调整系数  $(1+B_k)/2$ ，另一侧弹性板的影响将以楼板刚度形式反映到结构中；

(5) 当梁仅有一侧有楼板且为刚性板时，程序内部取对边梁刚度调整系数  $(1+B_k)/2$ ；

(6) 当梁仅有一侧有楼板且为弹性板时，程序内部不调整梁的刚度，一侧弹性板的影响将以楼板刚度形式反映到结构中；

边梁和中梁刚度调整系数的输入位置：**结构>模型控制/刚度调整系数**；用户也可定义梁为边梁或中梁：**分析设计>构件类型>修改构件类型/梁**。当有异形的梁截面或柱截面时，用户按照矩形截面输入后可以手动调整截面的各刚度值，命令位置：**分析设计>调整系数>截面刚度调整**。

### 1.1.2 连梁刚度调整系数

《抗规》GB50011-2010 第 6.2.13 条第二款规定，抗震墙地震内力计算时，连梁刚度可折减，折减系数不宜小于 0.50。

按梁元分析的连梁，此系数仅调整连梁的绕单元坐标轴 y 轴的抗弯刚度和沿 z 轴的抗剪面积；按墙元分析的连梁，即剪力墙洞口上的连梁，此系数将调整墙梁（墙元）的面内剪切刚度、面内抗弯刚度和轴向刚度。

需要注意的是：在程序中，连梁的刚度折减只适用于地震作用效应的计算，对于其他荷载工况的计算不考虑刚度折减，有地震作用效应组合工况，均可按考虑连梁刚度折减后计算的地震作用效应参与组合。

连梁刚度调整系数在**结构>模型控制>模型主控数据/刚度调整系数**中输入。

在实际工程中，通常设防烈度低时可少折减一些（6、7 度时可取 0.7），设防烈度高时可多折减一些（8、9 度时可取 0.5）。对框架-剪力墙结构中一端与柱连接、一端与

墙连接的梁以及剪力墙结构中的某些连梁，如果跨高比较大（比如大于 5）、重力作用效应比水平风或水平地震作用效应更为明显，此时应慎重考虑梁刚度的折减问题，必要时可不进行梁刚度折减，以控制正常使用阶段梁裂缝的发生和发展。此时，用户可根据实际情况，对特殊的连梁单独进行截面刚度调整。

截面刚度调整在**分析设计>调整系数>截面刚度调整**中输入。

### 1.1.3 墙刚度调整系数

墙的刚度调整分为面内刚度调整和面外刚度调整。面内刚度可调整剪切刚度、抗弯和轴向刚度；面外刚度可调整抗弯刚度。程序内部对剪力墙刚度的调整是通过调整弹性模量和剪切模量来实现的。

需要注意的是，对于面内抗弯刚度和轴向刚度，程序使用同一个调整系数。

墙刚度调整系数在**分析设计>调整系数>墙刚度调整**中输入。

### 1.1.4 刚域长度修正系数

考虑梁柱重叠部分的刚域效果时调整刚域长度，一般可输入 0~1.0 之间的数值。默认值为 1.0。

刚域长度修正系数在**结构>模型控制/考虑梁柱重叠部分的刚域效果**中输入。

### 1.1.5 自重系数

混凝土构件计算自重时没有考虑配筋的影响，也有可能忽略了一些装修荷载，此时可输入相应的调整系数来加大混凝土构件的自重，默认值为 1.0。

自重系数在**荷载>荷载控制/一般**中输入。

### 1.1.6 荷载质量转换系数

计算结构自振周期时，需要考虑整个结构的质量。结构的质量由两部分组成，一部分是恒荷载产生的质量，另一部分是活荷载产生的质量；因此需要将荷载转换为质量。根据《抗规》GB50011-2010 的规定，恒荷载转换系数默认为 1.0，活荷载转换系数默认为 0.5。

荷载质量转换系数在**荷载>荷载控制/一般**中输入。

### 1.1.7 风荷载体型系数

风荷载体型系数可参考《高规》JGJ3-2010 中附录 B 及《荷规》GB50009-2012 第 8.3.1 条采用，程序默认值为 1.3，输入时应输入背风面和迎风面体型系数相加值。程序可分塔、分段输入风荷载体型系数，分段数没有限制。

风荷载体型系数在**荷载>荷载控制/风荷载**中输入。

### 1.1.8 设缝多塔背风面遮挡体型系数

对于设缝及多塔结构，缝两侧或塔间相互遮挡面处一般不承受风荷载或为风荷载的背风面，此背风面处风荷载的作用将减弱；该系数需与指定遮挡面的功能结合使用。该系数的具体作用是其与遮挡面面积相乘后所得值为风荷载在此背风面处的减弱值，即按正常计算的背风面风荷载值中减去此值得到此背风面处最后的风荷载作用值。例如，如果原来的背风面风荷载体型系数为 0.5，如果设缝多塔背风面遮挡体型系数输入也为 0.5 时，表示该遮挡面处的背风面不承受风荷载；输入 0 时表示不考虑遮挡面的影响，此时即便输入了遮挡面也不起作用。

设缝多塔背风面体型系数在**荷载>荷载控制/风荷载**中输入。

### 1.1.9 承载力设计时风荷载效应放大系数

《高规》JGJ3-2010 第 4.2.2 条规定，对风荷载比较敏感的高层建筑，承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。但是对于正常使用极限状态设计（如位移计算），其要求可比承载力设计适当降低，一般仍采用基本风压值。

结构大师中，该放大系数的默认值为 1.0，当用户按规范要求设置为其他系数时，程序只放大结构的承载力计算中的设计内力，对于其他结果不进行调整。

### 1.1.10 最大水平地震影响系数

根据《抗规》GB50011-2010 第 3.10.3 条、第 5.1.4 条，多遇地震（小震）、设防地震（中震）和罕遇地震（大震）的最大水平地震影响系数可按《抗规》表 5.1.4-1 取值。下表是小震、中震、大震的最大水平地震影响系数。

抗震设防烈度	6(0.05g)	7(0.10g)	7(0.15g)	8(0.20g)	8(0.30g)	9(0.40g)
小震	0.04	0.08	0.12	0.16	0.24	0.32
中震	0.12	0.23	0.34	0.45	0.68	0.90
大震	0.28	0.50	0.72	0.90	1.20	1.40

### 1.1.11 周期折减系数

一般来说，隔墙等附属构件仅以荷载的形式反映到结构模型中。当没有考虑附属构件对结构刚度的影响时，结构的地震作用往往会被低估。根据《高规》JGJ3-2010 第 4.3.16 条、第 4.3.17 条的规定，计算结构自振周期时应考虑非承重墙体的刚度影响予以折减，并使用折减后的自振周期计算各振型的地震影响系数。

《高规》JGJ3-2010 第 4.3.17 条规定，当非承重墙体为填充砖墙时，高层建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值。

周期折减系数表 表 1.1.11

结构形式	周期折减系数
框架结构	0.6 ~ 0.7
框架-剪力墙结构	0.7 ~ 0.8
框架-核心筒结构	0.8 ~ 0.9
剪力墙结构	0.8 ~ 1.0

需要注意的是当结构的基本周期小于 0.1 秒时，使用周期折减系数有可能降低地震作用。周期折减系数在**荷载>荷载控制/地震作用**中输入。

### 1.1.12 振型组合方式

程序默认按《抗规》GB50011-2010 第 5.2.3 条的 CQC 法（考虑扭转耦联效应），需要时也可选择采用 SRSS 法（不考虑扭转耦联效应）。

振型组合方式在**荷载>荷载控制/地震作用**中选择。

### 1.1.13 振型数量

《抗规》GB50011-2010 第 5.2.2 条的条文说明及《高规》第 5.1.13 条规定，要求在抗震作用分析中考虑的振型数量，能够使振型参与质量达到总质量 90% 以上。根据结构形式和结构布置的不同，满足该条件所需的振型数量会有较大差异。一般来讲，对于多层结构取层数的三倍、高层结构至少应取 15 个振型；但是当层数较多或结构层刚度突变较大时，需要更多的振型数量才能满足规范要求。一般来讲，考虑的振型数越多，得到的地震作用的精度越高。

为了保证地震作用的计算精度，用户需要确认振型参与质量是否达到了 90%，如果没有达到要求需要增加振型数量。当结构布置复杂或用户分析经验不足时，有可能需要反复确认和反复分析。结构大师中为了提高分析效率和减少用户的失误，提供了自动计算为满足振型参与质量要求的振型数量的功能。详细介绍请参见操作手册中**分析设计>控制信息/特征值分析/质量参与系数的和**的功能说明。

### 1.1.14 地震作用和风荷载作用方向

程序默认地震和风荷载的作用方向为整体坐标系 X 方向和 Y 方向，用户也可以指定作用方向。用户指定某个方向时，程序会自动考虑与其垂直方向作用的工况。在反应谱分析中，程序可以自动计算最不利地震作用方向，并按照最不利的方向加载地震作用，还提供按最不利地震作用方向加载时的分析与设计结果。

风荷载作用方向和地震作用方向都是最多可输入五组（十个方向），分别在**荷载>荷载控制/风荷载**和**地震作用**中输入。

### 1.1.15 竖向反应谱系数

根据《抗规》GB50011-2010 第 5.1.1 条要求在 8 度和 9 度时应计算竖向地震作用。目前抗震设计规范中没有提供竖向地震作用的反应谱，程序参考《抗规》GB50011-2010 第 5.3.4 条的规定，提供了在水平地震作用设计反应谱基础上乘以“竖向反应谱系数”的方法计算竖向地震作用。竖向反应谱系数的默认取 0.65，即取水平地震影响系数的 65% 作为竖向反应谱影响系数。

用户也可以自定义竖向反应谱系数，输入位置：**荷载>荷载控制/地震作用**。

### 1.1.16 单元网格尺寸

单元网格的尺寸直接影响有限元分析的精度和正确性，程序中可以分别指定不同构件的网格划分尺寸，以满足对不同构件的分析精度要求。程序默认值均使用了适应模数的 300mm 的倍数。

单元网格尺寸的设置**在结构>模型控制/网格尺寸**中输入。

### 1.1.17 可忽略的墙洞口尺寸

在结构分析时，为了提高计算的效率，可以忽略较小的洞口，程序默认忽略的墙洞口尺寸为 600mm×600mm。另外当墙洞口很小时，在设计中可以不设置边缘构件。程序默认不设置边缘构件的墙洞口尺寸为 900mm×900mm。

可忽略的墙洞口尺寸和不设置边缘构件的墙洞口尺寸在**结构>模型控制/对墙洞墙梁的处理**中输入。

## 1.2 主要设计参数

### 1.2.1 抗震等级

抗震措施包括抗震计算措施和抗震构造措施；**抗震计算措施**是指一般规定及计算中的地震作用效应（内力和变形）的调整，如强剪弱弯、强柱弱梁、强节点核心区、强柱（墙）底、节点冲切验算等计算需按抗震等级确定内力调整系数；**抗震构造措施**是指根据抗震概念设计要求，一般不需计算而对结构和非结构部分所采取的各种细部构造，如构件尺寸、高厚比、轴压比、长细比、板件宽厚比，构造柱和圈梁的布置和配筋，纵筋配筋率、箍筋配箍率、钢筋直径、间距等构造和连接要求。

根据《高规》JGJ 3-2010 第 3.9.1、3.9.2 条规定，考虑不同的建筑场地和建筑设防类别，确定抗震计算用抗震等级和抗震构造用抗震等级的设防烈度在一些特殊的情况下不一致，因此需要分开定义。

结构计算内力调整用抗震等级和抗震构造措施用抗震等级在**荷载>荷载控制/地震作用**中设置；对特殊部位和特殊构件，需要用户单独指定抗震等级时，可在**分析设计>调整系数>抗震等级**中指定。单独指定抗震等级的菜单只有在点击**分析设计>构件类型>自动生成**后才会被激活。

一般需要单独指定抗震等级的构件如下：

(1) 转换梁和转换柱；

(2) 地下二层及以下的构件；

(3) 当转换层的位置设置在 3 层及 3 层以上时，《高规》JGJ3-2010 第 10.2.6 条规定宜将框支柱、剪力墙底部加强部位的抗震等级提高一级采用，若原抗震等级为特一级则不再提高；

(4) 加强层及其相邻层的框架柱和核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用，一级提高至特一级，若原抗震等级为特一级则不再提高；

(5) 错层处框架柱、剪力墙；

(6) 连接体及与连接体相邻的结构构件的抗震等级应提高一级采用，一级提高至特一级，若原抗震等级为特一级则不再提高；

(7) 框架-抗震墙结构，在规定的水平力作用下，若结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，其框架部分的抗震等级应按框架结构确定。用户可根据在**结果>层分析结果>层结果表格>倾覆弯矩**中确认框架承担的倾覆弯矩比值后，再决定是否单独指定框剪结构中框架部分的抗震等级。

(8) 裙房与主体结构连为整体时，裙房在主楼相关范围内构件的抗震等级不应低于主楼的抗震等级，相关范围之外构件的抗震等级需要根据裙房结构情况单独指定。

程序之所以对特殊部位或特殊构件没有自动提高抗震等级，除了规范中有些规定用词是“宜”之外，主要考虑有些特殊情况下自动调整会出现错误误导，例如柱底不在一个楼层标高时、错层结构等，在具体的层数比较模糊的情况下自动提高有些是不合适的。

## 1.2.2 活荷载折减系数

考虑到各楼层活荷载同时出现的概率，《荷规》GB50009-2012 第 5.1.2 条对柱、墙、基础设置了相同的活荷载折减系数。程序按《荷规》表 5.1.2 对柱、墙、基础的活荷载标准值进行折减。

柱、墙、基础的活荷载按楼层的折减系数

表 1.2.2

	1	2~3	4~5	6~8	9~20	>20
墙、柱、基础 计算截面以上的层数						
计算截面以上各楼层 活荷载总和的折减系数	1.00	0.85	0.70	0.65	0.60	0.55

程序内部根据《荷规》GB50009-2012 第 5.1.2 条第 1 款规定，按梁的从属面积决定是否对梁的活荷载进行折减，一般来说当楼面梁从属面积超过  $25\text{m}^2$  时进行折减，折减系数取 0.9。程序没有对连梁的活荷载进行折减。

是否考虑活荷载折减及折减系数的设置在**荷载>荷载控制/活荷载控制**中；一些特殊构件需要按规范要求单独指定折减系数时，可在**分析设计>调整系数>活荷载折减系数**中设置。单独指定活荷载折减系数的菜单只有在点击**分析设计>构件类型>自动生成**后才会被激活。

### 1.2.3 活荷载不利布置

程序中活荷载不利布置是作为单独的荷载工况计算的，程序生成活荷载不利布置时发生的最大值、最小值以及最大值和最小值的绝对值中的较大值结果。参与荷载组合的活荷载内力值为活荷载满布和考虑不利布置二者中的不利值。

程序中活荷载不利布置既可以考虑梁构件也可以考虑柱、墙、支撑等构件。程序内部将每个房间的活荷载都作为一个荷载工况，使用影响面方法（可考虑到活荷载的不利布置有可能产生的各种荷载组合）进行计算并输出包络结果。

为了考虑计算的效率，考虑到上部楼层的活荷载不利布置对 3~4 层以下的竖向构件的影响较小，可选择活荷载布置相同的间隔楼层数。

是否考虑活荷载不利布置的选项在**荷载>荷载控制/活荷载控制**中选择。

活荷载不利布置

表 1.2.3

最大值或最小值	柱、墙		梁	
	选项 1	选项 2	选项 1	选项 2
$F_x$ (轴力)	$\sqrt{M_y^2 + M_z^2}$	-	$\text{ABS}(M_y)$	-
$F_y$ (y 向剪力)	$F_x$	$\text{ABS}(F_z)$	$F_x$	$\text{ABS}(F_z)$
$F_z$ (z 向剪力)	$F_x$	$\text{ABS}(F_y)$	$F_x$	$\text{ABS}(F_y)$
$M_x$ (扭矩)	$\sqrt{F_y^2 + F_z^2}$	-	$\sqrt{F_y^2 + F_z^2}$	-
$M_y$ (绕 y 轴弯矩)	$\text{ABS}(M_z)$	$\text{ABS}(F_x)$	$\text{ABS}(F_x)$	-
$M_z$ (绕 z 轴弯矩)	$\text{ABS}(M_y)$	$\text{ABS}(F_x)$	$\text{ABS}(F_x)$	-

另外，在考虑活荷载不利布置的设计中，程序采用的各构件的内力值为发生最大、最小内力值时的同时发生的内力。另外，考虑到构件某个内力值最大或最小时，活荷载的不利布置方式并不唯一，为此程序考虑到实际设计情况，按如下表格所列的选项条件顺序来确定活荷载不利布置结果作为设计内力。

“选项 1”的顺序优先于“选项 2”；符号“-”或表格中没有标注的情况表示选择哪个荷载布置结果都相同。

举例说明：柱在选择轴力最大或最小的活荷载布置时，优先选择组合弯矩最大或最小时的不利布置。

### 1.2.4 梁端负弯矩调幅系数

《高规》JGJ3-2010 第 5.2.3 条规定：在竖向荷载作用下，可考虑框架梁端塑性变形时的内力重分布，对梁端负弯矩乘以调幅系数进行调幅。

装配整体式框架梁端负弯矩调幅系数可取为 0.7~0.8；现浇框架梁端负弯矩调幅系数可取为 0.8~0.9；框架梁端负弯矩调幅后，梁跨中弯矩应按平衡条件相应增大；应对竖向荷载作用下框架梁的弯矩进行调幅，再与水平作用产生的框架梁弯矩进行组合；截面设计时，框架梁跨中截面正弯矩设计值不应小于竖向荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩设计值的 50%。

程序中仅对框架梁进行调幅，对于一般梁、次梁、悬臂梁等均没有调幅。

梁端负弯矩调幅系数在**分析设计>控制信息/调整信息**中输入，默认值为 0.85。

### 1.2.5 梁活荷载内力放大系数

梁活荷载内力放大系数是为了考虑活荷载的不利布置而设置的，默认值为 1.0，取值范围可取 1.0~1.2，梁的活荷载内力值取活荷载满布结果乘以梁活荷载内力放大系数。

梁活荷载内力放大系数在**分析设计>控制信息/调整信息**中输入，当用户在**荷载>荷载控制/活荷载控制**中选择考虑活荷载不利布置时，梁活荷载内力放大系数一项将灰显不起作用。

### 1.2.6 梁扭矩折减系数

《高规》JGJ3-2010 第 5.2.4 条规定，高层建筑结构楼面梁受扭计算中未考虑楼盖对梁扭转的约束作用时，可对梁的计算扭矩乘以折减系数予以折减。梁扭矩折减系数应根据梁周围楼盖的情况确定。

当楼面采用刚性板假定时，程序会考虑楼板的约束作用读取用户输入的梁扭矩折减系数；当楼面采用弹性板假定时或者梁两边一侧为刚性板另一侧为弹性板时，程序对该梁不考虑扭矩折减系数。

梁扭矩折减系数对分析结果没有影响，只影响设计结果。

梁扭矩折减系数的输入是在**分析设计>控制信息/调整信息**中输入，默认值为 0.4。

### 1.2.7 按剪重比规定调整内力

出于对长周期结构的安全性考虑，《抗规》GB50011-2010 第 5.2.5 条规定了结构任一楼层的最小水平地震剪力系数（剪重比）。

楼层最小地震剪力系数值

表 1.2.7

类别	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或 基本周期小于 3.5s 的结构	0.008	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期小于 5.0s 的结构	0.006	0.012(0.018)	0.024(0.032)	0.048

注：1. 基本周期在 3.5s~5.0s 之间的结构可插入取值；

2. 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。

程序中在抗震验算时，计算结构任意一层的剪力系数与规范限值比较，对于不满足剪重比要求的楼层，程序将放大其水平地震作用下的内力，即对其梁、柱、墙、支撑的弯矩、剪力、轴力进行调整，调整系数取规范限值与地震剪力系数的比值。如果结构的底部总剪力不满足要求，则结构的各楼层的剪力均需要调整。

程序进行剪重比调整的步骤如下：首先，判断底层的剪力系数是否满足规范要求，若不满足，则对包括底层在内的各楼层的地震剪力进行调整；然后，再判断除底层以外的各楼层的剪力系数是否满足规范要求，若不满足，则再次对该楼层的地震剪力进行调整。

另外，对薄弱层的构件还需要另外考虑内力调整系数。

是否按剪重比规定调整内力的选项在**分析设计>控制信息/调整信息**中选择，程序默认为自动考虑。

## 1.2.8 薄弱层的构件内力调整

### 1. 程序中薄弱层的定义

规范中对薄弱层没有明确的定义，参照《高规》JGJ3-2010 第 3.5.2、3.5.3、3.5.4 条，有下列情况之一时，程序内部自动将该层判断为薄弱层。

(1) 侧向刚度不规则：对于框架结构，该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；对于其它结构，该层的侧向刚度小于相邻上一层的 90%，当本层高度大于相邻上层层高的 1.5 倍时，该层的侧向刚度小于相邻上一层的 1.1 倍；对结构底部嵌固层，该层的侧向刚度小于相邻上一层的 1.5 倍。

(2) 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%。

### 2. 构件内力调整

(1) 根据《抗规》GB50011-2010 第 3.4.4 条及《高规》JGJ3-2010 第 3.5.8 条规定，对于多层或高层的薄弱层的地震剪力应乘以 1.15 或 1.25 的增大系数。程序自动判断结构是多层或高层，及是否存在薄弱层，并将薄弱层的梁（不包含转换梁）、柱、墙、支撑的地震作用下的弯矩、剪力、轴力分别乘以 1.15 或 1.25 的放大系数。

(2) 根据《混凝土异形柱结构技术规范》JGJ149-2006 第 3.2.5 条，楼层承载力突变时，其薄弱层地震剪力应乘以 1.20 的增大系数。程序中，当在**结构>模型控制**中选择结

构形式为“异形柱+框架结构”或“异形柱+剪力墙结构”时，程序对薄弱层的梁、柱、墙、支撑的弯矩、剪力、轴力将乘以 1.20 的放大系数。

需要注意的是，对楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构的楼层，程序没有自动设置为薄弱层，有需要时用户可自行指定其为薄弱层进行调整。

用户可在**分析设计>控制信息/调整信息**中选择是否对薄弱层构件的地震内力进行调整，程序默认为自动考虑，也可以由用户指定薄弱层调整。

### 1.2.9 0.2Q<sub>0</sub>调整系数

框剪及框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，为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力能力，《抗规》GB50011-2010 第 6.2.13 条、第 6.7.1 条、第 8.2.3 条和《高规》JGJ3-2010 第 8.1.4 条、第 9.1.11 条、第 11.1.6 都对框架部分承担的最小地震剪力做了规定，不满足时需要对方架承担的剪力予以适当的调整。

1. 程序在进行 0.2Q<sub>0</sub> 调整时，首先要满足楼层最小剪重比要求，在此前提下再进行 0.2Q<sub>0</sub> 判断和调整。程序将按调整前、后总剪力的比值来调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值不予调整。

2. 框剪结构和异形柱+剪力墙结构按  $\min(0.2Q_0, 1.5V_{fmax})$  进行调整，

3. 框筒结构按  $\max\{\min(0.2Q_0, 1.5V_{fmax}), 0.15Q_0\}$  进行调整。

4. 钢与砼的混合框筒结构按  $\max\{\min(0.2Q_0, 1.5V_{fmax}), 0.15Q_0\}$  进行调整。

5. 钢框架-支撑结构按  $\min(0.25Q_0, 1.8V_{fmax})$  进行调整。

6. 《高规》JGJ3-2010 第 10.2.17 条规定，转换层框支柱的内力调整原则如下：

(1) 每层框支柱的数目不多于 10 根时，当底部框支层为 1~2 层时，每根柱所受的剪力应至少取基底剪力的 2%；当底部框支层为 3 层及 3 层以上时，每根柱所受的剪力应至少取基底剪力的 3%；

(2) 每层框支柱的数目多于 10 根时，当底部框支层为 1~2 层时，每层框支柱承受剪力之和应取基底剪力的 20%；当底部框支层为 3 层及 3 层以上时，每层框支柱承受剪力之和应取基底剪力的 30%。

框支柱剪力调整后，应相应调整框支柱的弯矩及柱端框架梁（不包括转换梁）的剪力和弯矩，框支柱轴力可不调整。程序根据此条规定调整框支柱的弯矩，但是否调整与框支柱相连的梁内力，可由用户使用选项“调整与框支柱相连的梁的内力”来控制。

程序支持分段分塔进行 0.2Q<sub>0</sub> 调整，程序对多塔结构默认取各塔的最下层为各塔的基准 Q<sub>0</sub> 层。当用户需要沿竖向分段指定 0.2Q<sub>0</sub> 调整的楼层及其基准 Q<sub>0</sub> 层时，可在**分析设计>控制信息/调整信息**中指定。对程序按规范自动计算的 0.2Q<sub>0</sub> 调整系数，用户也可以人为调整，在**结果>层分析结果>层结果表格>0.2Q<sub>0</sub> 验算**表格中自定义调整系数。另外，程序中边框柱的剪力包含在剪力墙构件的剪力统计中了。

### 1.2.10 板柱剪力墙结构抗风、抗震设计

《高规》JGJ3-2010 第 8.1.10 条规定，抗风设计时，板柱-剪力墙结构中各层筒体或剪力墙应能承受不小于 80% 相应方向该层承担的风荷载作用下的剪力。抗震设计时，应能承受各层全部相应方向该层承担的地震剪力，而各层板柱部分尚应能承受不小于 20% 相应方向该层承担的地震剪力，且应符合有关抗震构造要求。

程序对于板柱剪力墙结构考虑了上述规定的抗风设计和抗震设计。

抗风设计时，统计风荷载作用下各塔各层的楼层剪力由剪力墙承担的比例，比例小于 80% 时，按照 80% 调整。

抗震设计时，统计地震作用下各塔各层的楼层剪力由剪力墙承担的比例，比例小于 100% 时，按照 100% 调整；统计地震作用下各塔各层的楼层剪力由框架承担的比例，比例小于 20% 时，按照 20% 调整。

### 1.2.11 顶塔楼地震作用放大系数

根据《抗规》GB50011-2010 第 5.2.4 条，对于顶部有塔楼的结构，采用基底剪力法时，考虑到顶部塔楼地震作用的鞭梢放大效应，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应，宜乘以增大系数 3。

程序不自动增大此效应，用户可在**分析设计>控制信息/调整信息**中定义顶塔楼的楼层范围及其放大系数。定义后程序将对顶塔楼结构构件的地震作用内力进行放大，但位移等其它地震作用效应不放大。

采用振型分解法时，突出屋面部分可作为一个质点，只要振型质量参与系数之和达到 90%，顶塔楼的地震作用效应可不调整。

### 1.2.12 调整与框支柱相连的梁内力

《高规》JGJ3-2010 第 10.2.17 条规定对框支柱做  $0.2Q_0$  调整时，需要同时调整与之相连的梁的弯矩和剪力，因为调整系数很大，为了避免不符合实际的结果，程序开放了是否调整与框支柱相连的梁内力的选项，用户可在**分析设计>控制信息/调整信息**中选择，程序默认为调整。

另外，该选项对转换梁的调整不起作用。程序内部自动根据《高规》JGJ3-2010 第 10.2.4 条要求对转换梁构件进行内力调整，详细参见 1.2.8 节。

### 1.2.13 超配系数

构件实际配筋面积与计算配筋面积的比例系数，超配筋系数在程序中应用下面几个方面：

(1) 超配系数用于计算梁、板构件的挠度和裂缝宽度；在绘图师程序中提供按构件真实的实际配筋计算挠度和裂缝的功能。

(2) 静力弹塑性及动力弹塑性分析时，超配系数用于计算非弹性铰特性值；

- (3) 超配系数用于强柱弱梁系数验算;
  - (4) 超配筋系数用于性能设计中各构件承载力的计算。
- 超配系数在**分析设计>控制信息/调整信息**中输入。

### 1.2.14 按框架梁设计的连梁跨高比

当连梁跨高比不小于 5 时, 竖向荷载作用下的弯矩所占比例比较大, 《高规》JGJ3-2010 第 7.1.3 规定, 当连梁跨高比不小于 5 时, 连梁宜按框架梁设计。程序对按框架梁设计的连梁, 依然采用墙元进行分析, 并按照**结构>模型控制/连梁刚度折减系数**进行刚度调整, 但对其不再进行竖向荷载作用下的弯矩调幅, 以避免在正常使用条件下或较小的地震作用下连梁上出现裂缝。

按框架梁设计的连梁跨高比的限制向用户开放, 在**结构>模型控制/对墙洞口连梁的处理**中输入, 默认值为 5.0。

### 1.2.15 按柱设计的剪力墙的墙肢长度

根据《高规》JGJ3-2010 第 7.1.7 条规定, 程序对墙肢长度不大于墙厚的 4 倍的抗震墙按柱的要求进行设计, 箍筋沿全高加密。程序没有向用户开放该参数, 程序内部对于符合上述条件的墙肢默认按柱设计, 执行柱的构造要求。

### 1.2.16 结构重要性系数

根据《混规》GB50010-2010 第 3.3.2 条规定, 结构重要性系数对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1; 对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0; 对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9; 对地震设计状况下结构构件的重要性系数应取 1.0, 但应考虑抗震调整系数。

用户应自行输入结构重要性系数, 在**分析设计>控制信息/设计信息**中输入, 默认值为 1.0。

### 1.2.17 钢筋混凝土构件设计参数

钢筋混凝土构件设计包括柱计算长度系数计算方法、各种构件配筋设计方法及正常使用性能验算时挠度和裂缝的限值等。

#### 1. 按《高规》5.6 节生成荷载组合

建筑物高度为 10 层或 24m 以上时, 应按《高规》JGJ3-2010 第 5.6 节要求进行荷载组合; 程序内部对于高层建筑自动按高层荷载组合进行设计, 对于多层建筑按多层荷载组合进行设计。

#### 2. 柱计算长度系数采用《混规》7.3.11-3 条规定

当在主菜单**结构>模型控制**总信息中选择按 2002 版旧规范设计时, 对于轴心受压或偏心受压柱的计算长度系数的计算, 程序默认按照《混规》GB50010-2002 第 7.3.11-2 条

计算；当水平荷载产生的弯矩设计值占总弯矩设计值的 75% 以上时，可以选择按《混规》第 7.3.11-3 条计算；当选择按 2010 版新规范设计时，程序默认按照《混规》GB50010-2010 第 6.2.20-2 条计算。

程序中可在**分析设计>控制信息/设计信息**中设置。

### 3. 柱配筋设计方法

程序提供单偏压和双偏压两种计算方法，默认为按单偏压设计。

选择单偏压设计方法时，程序按强轴、弱轴内力分别设计构件；选择双偏压设计时，程序将根据混凝土规范附录 E，考虑双向弯矩进行构件设计。

$$N \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} \quad (1.2.17-1)$$

$$M_x \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} x_{sj} \quad (1.2.17-2)$$

$$M_y \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} \quad (1.2.17-3)$$

### 4. 剪力墙配筋设计方法

程序提供按直线墙和考虑翼缘的两种方法进行配筋计算，不勾选考虑翼缘时，默认按直线墙的方法进行设计。

考虑带翼缘的剪力墙设计时，可以考虑有效翼缘的影响，对剪力墙按“工”字型等截面进行设计。具体设计方法参见第 1.4.4 节相关说明。

另外，《高规》JGJ3-2010 第 7.2.16-4 条对于连体结构、错层结构以及 B 级高度高层建筑结构的剪力墙构造边缘构件最小配筋有较高的要求。程序中，勾选“按高规 7.2.16-4 设计构造边缘构件”时执行此条。

### 5. 按混规 11.3.6-2 条考虑框架梁端截面底部和顶部纵筋比例

《混规》GB50010-2010 第 11.3.6-2 条规定，框架梁梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级抗震等级不应小于 0.5；二、三级抗震等级不应小于 0.3。

程序中勾选此项时，计算框架梁端部钢筋时和计算受压区高度时，都根据规范要求考虑底部和顶部纵筋的比例；不勾选时，则按照计算值，不考虑底部和顶部纵筋比例。

### 6. 楼板的配筋设计方法

选择楼板配筋设计方法，程序提供弹性设计和塑性设计两种计算方法，默认为弹性设计。楼板分为矩形板和异形板，矩形板分为单向板和双向板；实际计算方法包括三种：弹性方法、塑性方法和有限元方法。

**(1) 弹性设计：**即按照静力查表法计算。程序中对于矩形板采用静力查表法，其中：

单向板：根据《建筑结构静力计算手册》按单跨计算。

两端铰： $M_{\text{中央}}=ql^2/8$ ,  $M_{\text{支座}}=0$

一端固定一端铰： $M_{\text{中央}}=9ql^2/128$ ,  $M_{\text{支座}}=ql^2/8$

两端固定： $M_{\text{中央}}=ql^2/24$ ,  $M_{\text{支座}}=ql^2/12$

双向板：根据《建筑结构静力计算手册》按弹性或塑性计算方法。当考虑活荷载不利布置时按连续板计算。

**查表法中使用的楼板跨度：**采用弹性查表法计算楼板弯矩时，选择楼板跨度的计算方法，可选择取楼板净跨或者取梁中线距离，程序默认为取梁中线距离。

(2) 塑性设计：即按塑性分析法计算。

**弯矩比 (Beta)：**指定塑性分析计算时的弯矩比。

(3) 有限元法：对于非规则板程序按有限元方法进行计算。

## 7. 环境等级

《混规》GB50010-2010 第 3.5.2 条中新增了环境类别的确定方法。由环境类别确定钢筋混凝土结构构件的裂缝宽度限值以及保护层厚度最小值。

程序中增加了环境等级的定义，以此来校审结构构件的容许裂缝宽度以及保护层厚度设置是否正确。

## 8. 使用性能验算

对于梁、板受弯构件的挠度及裂缝宽度验算，挠度验算限值程序参照《混规》GB50010-2010 第 3.4.3 条，默认按表 1.2.17 采用。

跨度	挠度限值	
	长期挠度限值	弹性挠度限值
$l_0 < 7\text{m}$ 时	$l_0/200$	$l_0/200$
$7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时	$l_0/250$	$l_0/250$
$l_0 > 9\text{m}$ 时	$l_0/300$	$l_0/300$

裂缝宽度限值默认： $w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm}$ ，用户可根据结构类别和《混规》GB50010-2010 第 3.5.2 条规定的环境类别，参照第 3.4.5 条的规定选用不同的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值  $w_{\text{lim}}$ 。

## 1.2.18 钢结构构件设计参数

钢构件设计包括按照高钢规进行构件设计、柱计算长度系数计算方法及截面净毛面积比等。

### 1. 按照高钢规进行构件设计

在分析设计>控制信息/设计信息中选择钢构件设计使用规范，程序提供按《高钢规》JGJ99-98 及《钢规》GB50017-2003 进行设计。

建议对于高层钢结构，即 10 层或 24m 以上的建筑物，宜选择按照《高钢规》进行钢构件设计。对于其它多层钢结构，可选择按《钢规》进行设计。

当选择按《高钢规》进行设计时，荷载组合采用按《高钢规》规定的荷载组合；当选择按《钢规》进行设计时，荷载组合采用多层荷载组合。

## 2. 抗震等级

《抗规》GB50011-2010 第 8.1.3 条增加了对钢结构房屋的抗震等级定义，并且各种钢结构验算和内力调整均需要按抗震等级来区分。

和混凝土结构的抗震等级一样，钢结构的抗震等级也包括内力调整抗震等级和构造措施抗震等级。其中，内力调整抗震等级用来控制钢框架节点处的抗震承载力验算、与消能梁段相连构件的内力设计值的调整；构造措施抗震等级用来控制钢柱、钢梁和钢支撑的长细比、板件的宽厚比和高厚比验算等。

在结构大师中，在菜单**荷载>荷载控制>地震作用**中设置钢结构房屋的抗震等级，在菜单**分析设计>调整系数>抗震等级**中，可单独设置钢构件的抗震等级。

## 3. 柱计算长度系数计算

在**分析设计>控制信息/设计信息**中勾选“柱计算长度系数计算（钢规附录 D）”时，对于钢柱的 X 轴和 Y 轴，用户可以分别选择进行有侧移或者无侧移的计算长度系数的计算。计算方法参见《钢规》GB50017-2003 附录 D 中的表 D-1 和表 D-2。

## 4. 截面净毛面积比

钢构件截面净截面和全截面面积之比，程序默认值为 0.85。

一般来说钢构件强度验算使用净面积，稳定性验算中使用毛面积。程序提供的截面面积为毛截面面积，强度验算时会考虑输入的净毛面积比计算净面积。该系数同样适用于计算净截面模量和净截面惯性矩中。

## 5. 无支撑长度

未考虑计算长度系数的构件长度，程序会根据构件间的相互关系自动计算构件长度。但是当构件连接关系复杂及截面形状不规则时，程序很难准确计算构件长度。对于这类构件一定要确认其长度，当与实际不符时，可人为定义无支撑长度。

## 6. 等效弯矩系数

拉弯和压弯构件的强度计算中使用的等效弯矩系数，程序默认取值为 1.0。一般来说取 1.0 会偏于安全，用户可以在**分析设计>调整系数>等效弯矩系数**自行输入该系数值。

### 1.2.19 剪力墙竖向分布筋配筋率

在计算剪力墙的正截面受压承载力时，需要定义竖向分布筋的配筋率，剪力墙竖向和水平分布筋的配筋率在一、二、三级抗震设计时均不应小于 0.25%，四级抗震设计和非抗震设计时均不应小于 0.20%。

程序要求分别输入剪力墙一般区域和加强区域的竖向分布筋配筋率，可在**分析设计>控制信息/钢筋信息**中定义整体的配筋率，在**分析设计>调整系数>剪力墙竖向分布筋配筋率**中定义单片墙的竖向分布筋配筋率。

### 1.2.20 剪力墙水平分布筋间距

定义剪力墙的水平分布筋间距，以此来计算剪力墙的水平分布筋面积；剪力墙的水平分布筋最大间距一般部位不应大于 300mm，加强部位不应大于 200mm。

剪力墙的水平分布筋间距可在**分析设计>控制信息/钢筋信息**中输入，默认为 200mm。

### 1.2.21 计入水平分布筋的配箍特征值所占比率

《高规》JGJ 3-2010 第 7.2.15 条对于剪力墙约束边缘构件的箍筋体积配箍率，可计入箍筋、拉筋以及符合构造要求的水平分布钢筋，计入的水平分布钢筋的体积配箍率不应大于总体积配箍率的 30%。

“符合构造要求的水平分布钢筋”，一般指水平分布钢筋伸入约束边缘构件，在墙端有 90° 弯折后延伸到另一排分布钢筋并钩住其竖向钢筋，内、外排水平分布钢筋之间设置足够的拉筋，从而形成复合箍，可以起到有效约束混凝土的作用。

设置约束边缘构件中水平分布钢筋的体积配箍率占总体积配箍率的比率，该数值参照规范应设置在 0~30% 之间。

设置该参数后，约束边缘构件箍筋的体积配箍率为：

$$\rho_v = (1-a)\lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (1.2.21)$$

其中， $a$  为计入水平分布筋的配箍特征值所占比率。

该系数在**分析设计>控制信息/钢筋信息**中输入，默认值为 0。

### 1.2.22 梁、柱箍筋间距

定义梁、柱箍筋间距，以此来计算梁、柱的箍筋面积；梁、柱的箍筋间距一般按加密区部位定义；如果非加密区的箍筋间距不同时，应注意将非加密区的箍筋面积进行换算，默认间距为 100mm；

梁、柱箍筋间距可在**分析设计>控制信息/钢筋信息**中输入。

### 1.2.23 材料强度等级

混凝土材料和钢材的强度等级在**构件>特性**中定义，如果有非常规的强度等级时，在材料对话框中的“规范”中选择“None”，并输入材料的弹性模量、泊松比、热膨胀系数、容重、材料强度标准值和设计值即可。程序默认使用的混凝土的弹性模量按《混

规》GB50010-2010 表 4.1.5 中的弹性模量值采用，混凝土的线膨胀系数使用  $1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ 。

混凝土剪切模量  $G$  的计算方法有两种，一种是取混凝土弹性模量的 0.4 倍，另一种是根据输入的泊松比  $\nu$  按公式  $G=E/2(1+\nu)$  计算的。用户可在工具>首选项>特性中选择。

主筋和箍筋的材料强度等级在分析设计>控制信息>钢筋信息中选择。

### 1.2.24 荷载分项系数、组合值系数

荷载组合使用的荷载分项系数和组合值系数在分析设计>荷载组合中输入，程序根据《荷载规范》GB50009-2012 和《抗规》GB50011-2010 的要求自动设置了系数并允许用户修改。

### 1.2.25 重力荷载代表值活荷载组合系数

用于抗震计算中使用的重力荷载代表值，活荷载的重力荷载代表值组合系数默认为 0.5，用户可以修改；恒荷载的重力荷载代表值组合系数程序内部取 1.0。

该系数在分析设计>荷载组合中输入。

### 1.2.26 设计使用年限荷载调整系数

《高规》JGJ3-2010 第 5.6.1 条增加了考虑结构设计使用年限的活荷载调整系数  $\gamma_L$ 。当设计使用年限为 50 年时取 1.0，100 年时取 1.1。用户可以手动修改该调整系数。

该系数在分析设计>荷载组合中输入。

## 1.3 计算原理

### 1.3.1 楼板刚度假定

程序中对于楼板的模拟方法有刚性板、弹性板、弹性膜、内刚外弹四种。

(1) 刚性板是以质心为主节点，其它节点为从属节点，从属节点通过刚性连接与质心相连，约束了从属节点的其平面内自由度  $D_x$ 、 $D_y$ 、 $R_z$ 。刚性板假定中没有考虑楼板的平面外刚度。需要注意的是即便是选择了刚性板假定，为了输入楼面荷载也需要建立楼板。

(2) 弹性板可以真实反映楼板的平面内刚度和平面外刚度。

(3) 弹性膜真实反映了楼板的平面内刚度，没有考虑楼板的平面外刚度。

(4) 内刚外弹是将楼板平面内刚度视为无限刚，并真实考虑了楼板平面外刚度。

对于多塔结构，各塔的楼板相互没有连接，程序会自动将各塔设置为分块刚，用户也可以指定各塔的不同楼层的楼板刚性假定。

对于结构同一楼层的不同区域，用户可使用不同的楼板刚度假定。

### 1.3.2 构件之间的节点自由度耦合方法

超单元间的节点自由度耦合：程序中墙、楼板(刚性板假定除外)、转换梁均使用超单元。为了分析结果的准确性，超单元之间始终共享节点。超单元的介绍参见第 2.7 节内容。

超单元（墙单元、楼板、转换梁）和梁、柱之间的自由度耦合：在**结构>模型控制**中由用户选择决定是否耦合。

全部耦合虽然可以提高分析的准确性，但会影响到分析的效率。当需要做静力弹塑性或动力弹塑性分析时，建议考虑全部耦合。

### 1.3.3 构件偏心对分析的影响

梁、柱、剪力墙及支撑设置偏心时，偏心位置与节点间程序内部采用刚臂连接，同时与构件相关的特性，如构件的刚度和构件荷载作用位置为偏心后位置；与节点相关的质量和节点荷载作用位置为偏心前位置。楼板的升降只是用于模型显示和绘制施工图，对分析没有影响。对于梁、柱、剪力墙及支撑设置偏心后，又不想考虑其对分析的影响时，可在设置偏心时选择“偏心仅用于显示（不用于分析）”选项。

有关偏心对分析的影响的更详细说明参见 3.4 节构件偏心的相关介绍。

### 1.3.4 次梁的处理

次梁参与整体结构分析，与一般梁的区别在于：用次梁建模时，在前处理中不分割主梁和楼板，分析时程序内部进行分割。

使用次梁的优点是在后处理输出结果时，主梁结果不分段输出，从而可以避免文字的重叠问题。

当次梁两侧的楼板的荷载不同时，建议使用一般梁建模，程序提供对次梁的设计。

### 1.3.5 一柱托双梁和一柱托双柱的处理

当柱截面较大时，梁与柱的连接点虽然在柱截面范围内，但并不是柱的建模节点时，一般需要用户在柱节点与梁节点间设置刚臂来处理。结构大师中会自动搜索柱截面范围内的节点和梁，自动将柱截面范围设置为刚域（与考虑梁柱重叠效果无关）范围，柱默认为梁的支承，从而能正确地分析与柱实际相连的梁的内力。

同样当下层的柱截面较大，上部楼层分为双柱支承在下层柱上时，程序同样会自动将上层柱和下层柱节点间设置为刚域。

### 1.3.6 只传递荷载的虚板

对于楼梯间等没有楼板的位置，为了使用等效楼面荷载的形式传递楼梯荷载，可以先建立一般厚度的楼板，然后在**构件>替换构件特性>楼板类型**中将其指定为“只传递荷

载的虚板”，再按常规方式输入荷载即可。程序内部会将该板设置为虚板，不考虑其刚度和重量，但其面积会统计在楼面面积中，参与到每平米荷载、每平米质量的计算中，这样也更符合设计的习惯。

### 1.3.7 层侧向刚度计算方法

结构大师中的层侧向刚度按《高规》JGJ3-2010 第 3.5.2 条中方法计算，框架结构楼层侧向刚度按地震作用下的层剪力与层间位移的比值计算，其中，层剪力使用了不考虑偶然偏心时的地震作用剪力，层间位移使用了平均层间位移（即楼层竖向构件中最大层间位移和最小层间位移的平均值）；其它类型结构楼层侧向刚度按地震作用下的层剪力与层间位移角的比值计算。

地下楼层与相邻上层结构的侧向刚度比按《高规》JGJ3-2010 附录 E 中公式 E.0.1-1 计算，即按楼层等效剪切刚度计算。

转换层上、下结构侧向刚度比按《高规》JGJ3-2010 附录 E 中公式 E.0.3 计算，即按剪弯刚度来计算。

### 1.3.8 层刚度中心及偏心率计算方法

程序计算层刚度中心的方法和步骤如下：

(1) 使用构件剪力/构件层间位移计算各构件的 X 向和 Y 向侧移刚度。

$$K_1 = K_x \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_x & & sym. \\ \cos \theta_x \sin \theta_x & \sin^2 \theta_x & \\ -y \cos \theta_x & -y \sin \theta_x & y^2 \end{bmatrix} \quad (1.3.8-1)$$

$$K_2 = K_y \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_y & & sym. \\ \cos \theta_y \sin \theta_y & \sin^2 \theta_y & \\ -x \cos \theta_y & -x \sin \theta_y & x^2 \end{bmatrix}$$

式中：

- $K_x$ 、 $K_y$  —— X、Y 向各构件的侧移刚度；
- $x$ 、 $y$  —— 各构件的坐标位置；
- $\theta_x$ 、 $\theta_y$  —— 构件截面的布置角度；
- $K_1$ 、 $K_2$  —— X、Y 向各构件的侧移刚度矩阵之和。

(2) 分别取该层所有构件的 X 向和 Y 向侧移刚度之和计算刚度中心

$$x_{-cen} = \frac{K_{23}K_{11} - K_{13}K_{21}}{K_{11}K_{22} - K_{12}K_{21}} \quad (1.3.8-2)$$

$$y_{cen} = \frac{K_{23}K_{12} - K_{13}K_{22}}{K_{11}K_{22} - K_{12}K_{21}} \quad (1.3.8-3)$$

(3) 计算抗扭刚度

$$K_T = y_{cen} \times K_{13} - x_{cen} \times K_{23} + K_{33} \quad (1.3.8-4)$$

(4) 计算回转半径

$$R_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_{11}}}, R_y = \sqrt{\frac{K_T}{K_{22}}} \quad (1.3.8-5)$$

(5) 计算偏心率

计算质量中心到刚度中心的距离  $E_x$  和  $E_y$ ，两个方向的偏心率分别为  $E_x/R_x$  和  $E_y/R_y$ 。

《高钢规》JGJ99-98 第 3.2.2 条规定，高层建筑钢结构中，当任一楼层的偏心率大于 0.15 时，结构平面为不规则。

### 1.3.9 与地下室相关的计算

#### 1. 约束条件

地下室信息在**结构>标准层和楼层/地下室信息**中输入，需要指定地下室层数和室外地面标高，层数以模型最底层为基准。

考虑回填土对结构的约束作用，程序自动约束了地下室各楼层的两个平动自由度和平面内的旋转自由度。当室外地面标高处地下室楼层标高以下时，该楼层将自动解除回填土的约束。用户也可以指定解除约束的楼层。

#### 2. 自振周期

程序计算结构自振周期时默认不考虑地下室的结构质量，如需考虑可在**荷载>荷载控制/一般**一项中选择。

#### 3. 风荷载

地上部分的风荷载起算位置为  $\pm 0.00$  楼层， $\pm 0.00$  以下楼层不考虑风荷载；地下室部分不考虑风荷载作用。

#### 4. 地震作用

程序默认情况下不考虑地下室的结构质量，地下室只承受地上结构传递来的地震剪力。要考虑地下室的结构质量参与地震分析时，需要勾选考虑地面以下的结构质量的影响，并需解除地下室回填土的约束。另外，需要注意的是勾选了考虑地面以下的结构质量的影响，但没有解除回填土的约束时，虽然地下室的结构质量包含在了结构总质量中，但该质量并不能包含在总有效质量中，即地下室结构部分虽然有质量，但不产生地震力，因为地下室部分结构水平向位移为零。

#### 5. 抗震等级

地下室一层构件的抗震等级应与地上一层构件相同，按**荷载>荷载控制/地震作用**中输入的抗震等级进行内力调整和构造措施；对于地下二层及二层以下的地下室构件应单独定义抗震等级，根据《高规》JGJ3-2010第3.9.5条规定，地下二层及以下构件的抗震构造措施的抗震等级可逐层降低，但不能低于四级。

### 6. 剪力墙底部加强区域

计算剪力墙底部加强区域时，计算墙肢总高度时没有考虑地下室部分。

### 7. 地震剪力和倾覆弯矩

为了保证地下室结构做为上部结构的嵌固端，地上结构的地震剪力应该传递给地下室各层，传递时没有考虑回填土约束的影响（因为考虑回填土约束的影响时，地震剪力无法传递给地下楼层）。同样地震作用的倾覆弯矩也计算到地下室最下部楼层的地面。

### 8. 地下室构件的设计

梁、柱及剪力墙考虑传递的地震剪力进行设计。

### 9. 地下室外墙

地下室外墙可以考虑土压力、水压力及人防荷载，并分别按墙、板、偏心受压构件进行配筋设计，最终提供最不利配筋结果。

## 1.3.10 风荷载计算原理

程序根据《荷规》GB50009-2012第8章以及附录H来计算顺风荷载、横风荷载和扭转风荷载。详细计算公式如下：

### 1. 顺风荷载

不考虑遮挡面的楼层风荷载计算如下：

$$P = A\beta_z\mu_z\mu_s w_0 \quad (1.3.10-1)$$

考虑遮挡面的楼层风荷载计算如下：

$$P = A\beta_z\mu_z\mu_s w_0 \left( \mu_s - \mu_{s1} \frac{B_1}{B} \right) \quad (1.3.10-2)$$

式中：

$A$  —— 相应楼层的受风压面积(层高×宽度)；

$\beta_z$  —— 高度 $z$ 处的风振系数；

$\mu_z$  —— 风压高度变化系数；

$\mu_s$  —— 风荷载体型系数；

$w_0$  —— 基本风压( $\text{kN/m}^2$ )；

$B$  —— 迎风面建筑宽度；

$B_1$  —— 背风面上遮挡面宽度；

$\mu_{s1}$  —— 背风面遮挡体型系数。

基本风压一般取 50 年重现周期的基本风压值。《高规》JGJ3-2010 第 4.2.2 条建议对于风荷载比较敏感的高层建筑，承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。风荷载敏感的建筑一般是指超过 60m 的高层建筑。

风压高度变化系数程序自动根据规范 8.2.1 计算，用户可根据 8.2.2 条另外设置考虑地形条件的修正系数。

结构在  $z$  高度处的风振系数计算公式如下：

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2} \quad (1.3.10-3)$$

式中：

$I_{10}$  —— 10m 高度名义湍流强度，对应 A、B、C 和 D 类地面粗糙度，可分别取 0.12、0.14、0.23 和 0.39；

$B_z$  —— 脉动背景分量因子，按规范公式 8.4.5-1，8.4.5-2 计算；

$R$  —— 脉动共振分量因子，按规范公式 8.4.4-1 计算。

计算顺风荷载时，迎风面宽度取边梁的外侧间距离。

顺风荷载作用位置如下：

- (1) 对于刚性板假定的单塔结构，风荷载作用在各楼层结构平面的几何中心；
- (2) 对于弹性板假定的单塔结构，风荷载均匀作用在竖向构件的节点上；
- (3) 对于既有刚性板又有弹性板的单塔结构，风荷载均匀作用在竖向构件的节点上；
- (4) 对于多塔结构，程序自动将各塔平面分别设置为刚性板，程序自动计算各塔块的风荷载；当各塔块的楼板设置为弹性板时，各塔块的风荷载将均匀作用在各自塔块的竖向构件的节点上。

需要注意的是，多塔结构按一个塔建模时，程序无法扣除各塔块之间的平面尺寸，因此自动计算的风荷载不准确。此时，可将各塔之间的部分指定为遮挡面，并将遮挡面的遮挡体型系数设置成与结构风荷载体型系数相同的值即可。

## 2. 横风荷载

(1) 圆形截面横风向风振等效风荷载计算原理

跨临界强风共振引起在  $z$  高处振型  $j$  的等效风荷载标准值  $w_{Lkj}$  ( $\text{kN/m}^2$ ) 按下列规定计算：

$$w_{Lkj} = |\lambda_j| v_{cr}^2 \phi_j(z) / 12800 \zeta_j \quad (1.3.10-4)$$

$$H_1 = H \times \left( \frac{v_{cr}}{1.2v_H} \right)^{1/\alpha} \quad (1.3.10-5)$$

$$v_{cr} = \frac{D}{T_i S_i} \quad (1.3.10-6)$$

$$v_H = \sqrt{\frac{2000\mu_H w_0}{\rho}} \quad (1.3.10-7)$$

式中:

- $|\lambda_j|$  —— 根据结构类型、振型序号和 $H_1/H$ 的值查规范表H.1.1得到。振型序号程序取第1振型;
- $H$  —— 结构总高度;
- $\alpha$  —— 地面粗糙度指数, 对应 A、B、C 和 D 类地面粗糙度, 可分别取 0.12、0.15、0.22和 0.30;
- $D$  —— 结构的平面进深;
- $T_i$  —— 结构第 $i$ 振型的自振周期, 程序取基本自振周期 $T_1$ ;
- $S_t$  —— 斯脱罗哈数, 对圆形结构取0.2;
- $\phi_j(z)$  —— 结构的第 $j$ 振型系数, 按规范附录G确定;
- $\zeta_j$  —— 结构第 $j$ 振型的阻尼比;
- $\mu_H$  —— 结构顶部风压高度变化系数;
- $w_0$  —— 基本风压 ( $\text{kN/m}^2$ );
- $\rho$  —— 空气密度 ( $\text{kg/m}^3$ )。

对于圆形截面, 横风荷载作用的范围为临界风速起始点高度 $H_1$ 以上至结构顶部 $H$ 处。

## (2) 矩形截面横风向风振等效风荷载计算原理

矩形截面高层建筑横风向风振等效风荷载标准值 $w_{Lk}$  ( $\text{kN/m}^2$ )按下式计算:

$$w_{Lk} = g w_0 \mu_z C_L' \sqrt{1 + R_L^2} \quad (1.3.10-8)$$

$$C_L' = (2 + 2\alpha) C_m \gamma_{CM} \quad (1.3.10-9)$$

$$C_m = \begin{cases} 1.00 - 81.6 \left(\frac{b}{B}\right)^{1.5} + 301 \left(\frac{b}{B}\right)^2 - 290 \left(\frac{b}{B}\right)^{2.5} & 0.05 \leq b/B < 0.2 \quad \text{凹角} \\ 1.00 + 24 \left(\frac{b}{B}\right)^{1.5} - 36.8 \left(\frac{b}{B}\right)^2 - 2.05 \left(\frac{b}{B}\right)^{2.5} & 0.05 \leq b/B < 0.2 \quad \text{削角} \end{cases} \quad (1.3.10-10)$$

$$\gamma_{CM} = C_R - 0.019 \left(\frac{D}{B}\right)^{-2.54} \quad (1.3.10-11)$$

$$R_L = K_L \sqrt{\frac{\pi S_{FL} C_{sm} / \gamma_{CM}^2}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} \quad (1.3.10-12)$$

$$K_L = \frac{1.4}{(\alpha + 0.95) C_m} \cdot \left( \frac{z}{H} \right)^{0.9-2\alpha} \quad (1.3.10-13)$$

$$\zeta_{a1} = \frac{0.0025(1-T_{L1}^{*2})T_{L1}^* + 0.000125T_{L1}^{*2}}{(1-T_{L1}^{*2})^2 + 0.0291T_{L1}^{*2}} \quad (1.3.10-14)$$

$$T_{L1}^* = \frac{v_H T_{L1}}{9.8B} \quad (1.3.10-15)$$

式中:

- $g$  —— 峰值因子, 可取 2.5;
- $C'_L$  —— 横风向风力系数;
- $\alpha$  —— 风速剖面指数, 对应 A、B、C 和 D 类地面粗糙度, 可分别取 0.12、0.15、0.22 和 0.30;
- $C_m$  —— 横风向风力角沿修正系数, 按规范附录 H.2.5 条采用;
- $b$  —— 削角或凹角修正尺寸 (m);
- $C_{sm}$  —— 横风向风力功率谱的角沿修正系数, 按规范附录 H.2.5 条采用;
- $S_{F1}$  —— 无量纲横风向广义风力功率谱, 由规范图 H.2.4 确定;
- $\zeta_{s1}$  —— 结构横风向第 1 阶振型气动阻尼比。

对于横风荷载, 各楼层的风力标准值  $F_{Lk}$  按下式计算:

$$F_{Lk} = \omega_{Lk} B \quad (1.3.10-16)$$

式中,  $B$  为各楼层迎风面宽度。

### 3. 扭转风荷载

矩形截面高层建筑扭转风振等效风荷载标准值  $w_{Tk}$  ( $\text{kN/m}^2$ ) 可按下式计算:

$$w_{Tk} = 1.8g w_0 \mu_H C'_T \left( \frac{z}{H} \right)^{0.9} \sqrt{1 + R_T^2} \quad (1.3.10-17)$$

$$C'_T = \{0.0066 + 0.015(D/B)^2\}^{0.78} \quad (1.3.10-18)$$

$$R_T = K_T \sqrt{\frac{\pi F_T}{4\zeta_1}} \quad (1.3.10-19)$$

$$K_T = \frac{(B^2 + D^2)}{20r^2} \left( \frac{z}{H} \right)^{-0.1} \quad (1.3.10-20)$$

$$f_{T1}^* = \frac{f_{T1} \sqrt{BD}}{v_H} \quad (1.3.10-21)$$

式中:

- $g$  —— 峰值因子, 可取 2.5;

- $\mu_H$  —— 结构顶部风压高度变化系数；  
 $C_T'$  —— 风致扭矩系数；  
 $R_T$  —— 扭转共振因子；  
 $K_T$  —— 扭转振型修正系数；  
 $r$  —— 结构的回转半径 (m)；  
 $F_T$  —— 扭转谱能量因子；  
 $f_{T1}$  —— 结构第1阶扭转自振频率 (Hz)。

对于扭转风荷载，各楼层的扭矩标准值  $T_{Lk}$  按下式计算：

$$T_{Tk} = \omega_{Tk} B^2 \quad (1.3.10-22)$$

式中， $B$  为各楼层迎风面宽度。

当同时定义三种风荷载工况时，三种工况之间形成三组内部组合，见表 1.3.10。程序将三种组合直接组合到已有工况 WL 中去，在计算构件内力时，直接取三个组合作用下的绝对值最大所对应的组合值。

风荷载组合工况 表 1.3.10

工况	顺风向风荷载	横风向风振等效风荷载	扭转风振等效风荷载
1	$F_{Dk}$	——	——
2	$0.6F_{Dk}$	$F_{Lk}$	——
3	——	——	$T_{Tk}$

### 1.3.11 地震作用计算原理

#### 1. 双向地震作用

《抗规》GB50011-2010 第 5.1.1 条规定，质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响。程序参考《抗规》GB50011-2010 第 5.2.3 条规定了考虑扭转效应的公式如下：

$$SRSS1 = \sqrt{RS_0^2 + (0.85RS_{0+90})^2} \quad (1.3.11-1)$$

$$SRSS2 = \sqrt{(0.85RS_0)^2 + RS_{0+90}^2} \quad (1.3.11-2)$$

式中：

- $RS_0$  —— 指定的地震作用方向的地震作用效应；  
 $RS_{0+90}$  —— 与指定的地震作用方向垂直方向上的地震作用效应。

双向地震工况下的内力方向与为主的地震工况下的内力方向一致。是否考虑双向地震作用的选项在**荷载>荷载控制/地震作用**对话框中，默认为不考虑；考虑到双向地震作用与考虑偶然偏心的原因不同，程序中虽可同时选择考虑双向地震作用和偶然偏心，但

在计算双向地震作用效应时，不考虑偶然偏心的影响。需要注意的是，当考虑双向地震作用时，内力组合中的地震作用效应为双向地震作用下的结果。

## 2. 多方向地震作用

《抗规》GB50011-2010 第 5.1.1 条规定，有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于  $15^\circ$  时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。当输入了地震作用方向后，程序会计算该方向的各振型的分析结果后再进行组合，然后将组合后结果分解为 X 和 Y 方向的分析结果输出。

当有多个方向的地震作用时，需要由用户指定使用哪个地震作用方向参与内力组合进行设计，以及哪些方向的地震作用和哪些方向的风荷载进行组合。荷载组合的设置可在分析设计>荷载组合中指定。

## 3. 最不利地震作用方向

即便是设防烈度相同的地震作用，根据地震的作用方向不同，结构的地震响应也会不同。最不利地震作用方向可视为诱发结构发生最大惯性力的方向，一般为结构刚度最大（最小）的方向，结构在地震作用下产生的基底剪力也会最大。在结构大师中使用“穷举法”以  $1^\circ$  为间隔，计算  $0^\circ$  到  $179^\circ$  的地震作用方向的基底剪力，将基底剪力最大的方向作为最不利地震作用方向输出，并将最不利地震作用方向的地震作用作为一个荷载工况参与荷载组合，从而实现考虑最不利地震作用的设计。

## 4. 竖向地震作用

目前抗震设计规范中没有提供竖向地震作用的反应谱，程序参考《抗规》GB50011-2010 第 5.3.4 条的规定，提供了在水平地震作用设计反应谱基础上乘以“竖向反应谱系数”的方法得到竖向地震作用反应谱，竖向反应谱系数的默认取值为 0.65。

## 5. 偶然偏心

因为施工的误差、长期使用、地震作用瞬间荷载引起部分构件破坏的影响，结构分析模型和实际结构的平面的质量分布会有差异，这种差异是无法消除的，即便是规则结构也会发生，因此无法通过考虑扭转效应的双向地震作用或考虑振型扭转耦联的振型组合方法解决。

《高规》JGJ3-2010 第 4.3.3 条规定，计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响，每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可取垂直于地震作用方向建筑物总长度的 5%。

程序内部首先计算各单位扭矩在质心位置上的作用效应，然后将不考虑偶然偏心的各振型地震力等效作用于质量偏心位置上，计算所产生的扭矩，两者相乘即获得各振型偶然偏心的分析结果，最后通过振型组合方法获得偶然偏心结果。

程序将偶然偏心作为荷载工况与不考虑偶然偏心的地震作用工况进行组合，偶然偏心荷载工况共有四种工况，即沿 X、Y 方向的正负方向各两组偏心工况。

程序中各种计算内容对偶然偏心的处理

表 1.3.11

计算内容	是否考虑偶然偏心	依据

层间位移角验算	不考虑	《高规》第 3.7.3 条
剪重比	不考虑	规范没有明确规定，考虑到剪重比本身是出于安全考虑的系数，所以程序没有重复考虑偶然偏心的影响。
0.2Q0 验算	不考虑	规范没有明确规定，考虑到 0.2Q0 调整是基于剪重比调整后进行的，参见《高规》第 8.1.4 条，为了避免异常没有考虑偶然偏心的影响。
倾覆弯矩计算	不考虑	规范没有明确规定，考虑到倾覆弯矩的计算目的，程序没有考虑偶然偏心的影响。
结构整体稳定验算	不考虑	规范没有明确规定，考虑到采用的是侧移刚度与重量的比值，偶然偏心考虑的是扭转效应，所以在计算侧移刚度时没有考虑偶然偏心的影响。
框架结构的楼层屈服强度系数的计算	不考虑	规范没有明确规定，考虑到使用的是罕遇地震作用标准值，所以程序没有考虑偶然偏心的影响。
扭转不规则验算	考虑	《高规》第 3.4.5 条。
侧向刚度计算	不考虑	规范没有明确规定，因为刚度本质上讲是结构的特性，偶然偏心只是为了结构安全的考虑，所以程序在使用外部荷载反算刚度时，没有考虑偶然偏心的影响。
内力计算和设计	根据用户选择	一般应考虑。

## 6. 振型参与质量系数

该系数是反映各振型对地震作用影响的系数，详细的介绍可参见第四章中有关特征值分析的介绍。

为了保证分析精度，《抗规》GB50011-2010 第 5.2.2 条条文说明规定，振型个数一般可以取振型参与质量达到总质量 90% 所需的振型数。程序提供了按照振型参与质量系数之和反算所需振型数量的功能。

需要注意的是质量点处于约束状态时，虽然质量包含在工具>查询>层质量中，但并不包含在总有效质量上，此时如果用户使用振型质量参与系数乘以结构总质量来手动校核振型参与质量时会有误差。

## 7. 振型方向因子

结构在地震作用下的变形能量可分为平动能量和转动能量，平动能量占的总变形能的比例称为平动方向因子，转动能量占总变形能的比例称为扭转方向因子。

如果某个振型的平动方向因子大于 50% 时，则这个振型可以将其视为平动振型，当某个振型的扭转方向因子大于 50% 时，则这个振型可以将其视为扭转振型。

### 1.3.12 层位移、层间位移、层间位移角的计算方法

对于地震作用下的层间位移及层位移计算，程序是先计算各构件在各振型地震力作用下的层位移、层间位移，然后再按振型组合方法进行组合，最终获得各构件的层位移和层间位移。

在计算层间位移角时，使用层间位移最大的构件作为楼层的代表构件，其层间位移作为楼层的代表层间位移，层间位移角为最大层间位移与层高的比值。

层间位移角计算中没有扣除由于结构平面不对称引起的扭转效应和 P-Delta 效应产生的水平相对位移，也没有考虑偶然偏心的影响。弹性层间位移角的限值如下（参见《抗规》GB50011-2010 第 5.5.1 条的表 5.5.1）：

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

### 1.3.13 有害层间位移角的计算方法

根据《广东省对高规的补充规定》DBJ/T15-46-2005 第 3.5.1、第 3.5.2 条规定，当有害层间位移小于层间位移值的 50% 时，层间位移角的限值可适当放宽。有害层间位移的计算方法如下：

$$\Delta \bar{u}_i = u_i - u_{i-1} - \theta_{i-1} h_i = \Delta u_i - \theta_{i-1} h_i \quad (1.3.13)$$

式中：

- $\Delta \bar{u}_i$  —— 为  $i$  层层间有害位移；
- $\Delta u_i$  ——  $i$  层层间位移；
- $u_i$  ——  $i$  层楼层位移，程序中取该层最大位移；
- $u_{i-1}$  ——  $i-1$  层楼层位移，程序中取该层最大位移；
- $\theta_{i-1}$  ——  $i-1$  层层间位移角；
- $h_i$  ——  $i$  层层高。

有害层间位移角在结果>层分析结果>层结果表格>层间位移角中输出，当有害层间位移角大于层间位移角值的 50% 时，输出结果以红色表示。

### 1.3.14 扭转不规则验算

## 1. 规范要求

(1) 根据《抗规》GB50011-2010 第 3.4.3 条及第 3.4.4 条，在规定的水平力作用下，当楼层的最大弹性水平位移（或层间位移），大于该楼层两端弹性水平位移（或层间位移）平均值的 1.2 倍时，属于扭转不规则，计算时应考虑扭转影响（采用 CQC 法、考虑双向地震作用），且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移分别不宜大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 1.5 倍，大于时应调整结构布置或结构方案。

(2) 根据《高规》JGJ3-2010 第 3.4.5 条及条文说明，在考虑偶然偏心影响的规定水平地震力作用下，楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移，A 级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.5 倍；B 级高度、超过 A 级高度的混合结构及《高规》第 10 章所指的复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.4 倍。A 级高度高层建筑扭平周期比不应大于 0.9，B 级高度、超过 A 级高度的混合结构及《高规》第 10 章所指的复杂高层建筑扭平周期比不应大于 0.85。

## 2. 程序处理方法

(1) 在上述条文中，“楼层两端”和“平均值”的概念都不是很明确，参考了其它国家规范的规定，程序内部采用了竖向构件中最大和最小水平层位移（或层间位移）的平均值来计算位移比。

在刚性楼板假定下《抗规》GB50011-2010 和《高规》JGJ3-2010 的方法结果相差不多不会很大。扭转不规则的判断限值使用了 1.2，程序同时给出了 NG 的判断，即 A 级高度位移比超出 1.5 时、B 级高度、超过 A 级高度的混合结构及《高规》第 10 章所指的复杂高层建筑位移比超出 1.4 时、对于异形柱+框架结构或异形柱+剪力墙结构的位移比超出 1.45 时，程序判断为 NG。

### (2) 程序对第一自振周期的判断方法

第一个出现的平动振型方向因子大于 50% 的自振周期为平动第一周期，第一个出现的扭转振型方向因子大于 50% 的自振周期为扭转第一周期。

另外虽然程序给出了第一周期的自动判断，但用户还应结合结构整体振型图综合来判断，该振型是否为整体振动还是局部振动，存在明显局部振动的振型所对应的周期不应该是第一周期。

## 3. 需要注意的事项

扭转不规则验算中的位移比和扭平周期比验算标准是基于刚性楼板假定制定的，当采用弹性楼板假定或者楼层中指定了局部的弹性板时，计算结果有可能发生异常；另外对于多塔结构程序给出的平扭周期比只供参考，实际意义不大，建议把多塔结构切分开，按单塔结构控制扭转周期。

### 1.3.15 侧向刚度不规则验算

(1) 根据《高规》JGJ 3-2010 第 3.5.2 条对楼层侧向刚度变化的控制的要求，对于不同结构形式须采用不同的侧刚计算方法。

a. 对于框架结构，楼层与相邻上部楼层的侧向刚度比可按 (1.3.15-1) 式计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.7，与相邻上部三层侧向刚度平均值的比值不宜小于 0.8；

$$\gamma_1 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \quad (1.3.15-1)$$

式中：

$\gamma_1$  —— 楼层侧向刚度比；

$V_i$ 、 $V_{i+1}$  —— 第  $i$  层和第  $i+1$  层的地震剪力标准值 (kN)；

$\Delta_i$ 、 $\Delta_{i+1}$  —— 第  $i$  层和第  $i+1$  层在地震作用标准值作用下的层间位移 (m)。

b. 对于框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构，楼面体系对侧向刚度贡献较小，当层高变化时刚度变化不明显，故楼层与相邻上部楼层侧向刚度比可按 (1.3.15-2) 式计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.9；当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时，该比值不宜小于 1.1；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于 1.5。

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1} h_i}{V_{i+1} \Delta_i h_{i+1}} \quad (1.3.15-2)$$

式中：

$\gamma_2$  —— 考虑层高修正的楼层侧向刚度比。

(2) 根据《广东省对高规的补充规定》DBJ/T15-46-2005 第 3.3.1 条，在地震作用下，某一层的层间位移角大于相邻上一层的 1.3 倍，或大于其上相邻三个楼层层间位移角平均值的 1.2 倍，则该层的侧向刚度不规则。

(3) 根据《高规》JGJ3-2010 附录 E，对转换层侧向刚度的规定如下：

E.0.1 当转换层设置在 1、2 层时，可近似采用转换层与其相邻上层结构的等效剪切刚度比  $\gamma$  表示转换层上、下层结构刚度的变化， $\gamma$  宜接近 1，非抗震设计时  $\gamma$  不应小于 0.4，抗震设计时  $\gamma$  不应小于 0.5。其侧向刚度比即按照本条公式计算。

E.0.2 当转换层设置在第 2 层以上时，按本规程公式 3.5.2-1 计算的转换层与相邻上层侧向刚度比不应小于 0.6。

E.0.3 当转换层设置在第 2 层以上时，尚宜采用公式 E.0.3 计算转换层下部结构与上部结构的等效侧向刚度比  $\gamma$ ， $\gamma$  宜接近于 1，非抗震设计时  $\gamma$  不应小于 0.5，抗震设计时  $\gamma$  不应小于 0.8。

(4) 根据《高规》JGJ3-2010 第 5.3.7 条, 高层建筑结构整体计算中, 当地下室顶板作为上部结构嵌固层时, 地下一层与首层侧向刚度比不宜小于 2。楼层侧向刚度比按照附录 E.0.1 条公式计算。

## 2. 程序处理方法

对于一般楼层, 程序既提供了《高规》JGJ 3-2010 验算方法, 也提供了按《广东省补充规定》DBJ/T15-46-2005 的验算方法; 当有转换层时, 转换层所在楼层按《高规》JGJ3-2010 附录 E 提供刚度比验算方法计算; 当有地下室时, 嵌固层所在的楼层按《高规》JGJ3-2010 附录 E.0.1 条公式计算侧向刚度, 并按照第 5.3.7 条来限制其刚度比。

## 3. 需要注意的事项

侧向刚度不规则验算中的侧移刚度计算是基于刚性楼板假定的, 当采用弹性楼板假定或者楼层中指定了局部弹性板时, 计算结果有可能发生异常。

对于以剪切变形为主的框架结构, 即便是沿竖向刚度布置较为均匀, 但是按照《广东省高规补充规定》DBJ/T15-46-2005 验算时, 有可能判断为不规则。这是因为以剪切变形为主的框架结构的下部楼层的层间位移角变化较大, 此时在计算中可使用考虑扭转效应的振型耦联计算方法 (CQC 方法), 或者调整竖向构件的截面尺寸的变化位置等措施进行调整。

当有转换层时, 在**结构>标准层和楼层**中要准确勾选转换层所在楼层。

### 1.3.16 楼层抗剪承载力突变验算

《抗规》GB50011-2010 第 3.4.3 条规定, 当楼层的抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一层楼的 80% 时, 楼层抗剪承载力为可视为突变。

《高规》JGJ3-2010 第 3.5.3 条规定, A 级高度高层建筑楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的 80%, 不应小于其相邻上一层受剪承载力的 65%; B 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不应小于其相邻上一层受剪承载力的 75%; 楼层抗侧力结构的层间受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上, 该层全部柱、剪力墙、斜撑的受剪承载力之和。

楼层抗剪承载力计算公式采用《建筑抗震鉴定标准》GB50023-95 附录 B 公式, 材料强度使用标准值, 构件配筋面积使用了计算配筋并考虑了超配系数。

为了准确地计算出斜撑对楼层抗侧力结构的层间受剪承载力的贡献, 对于与 Z 轴以任意角度  $\theta$  建模的斜撑, 程序中均计算了其垂直于斜撑方向的受剪承载力  $V_b$ , 并将其投影到水平方向上得到  $V_{bh}$ , 最后与其他竖向构件 (柱、墙) 的受剪承载力相加, 得到该楼层的总的受剪承载力。

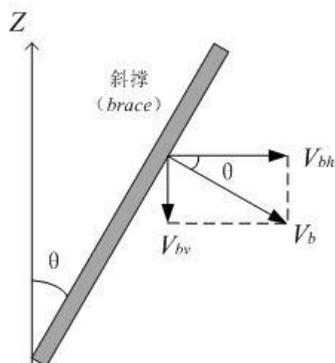


图 1.3.16 斜撑受剪承载力计算示意

需要注意的是，对于越层的斜撑，程序只是将其抗剪承载力统计到越层中最下一层的楼层中，其它楼层不考虑其贡献；对于按照斜柱进行建模的构件，程序考虑其抗剪承载力的方法同斜撑；对于按照斜梁进行建模的构件，程序不考虑其抗剪承载力的贡献；整层连续布置的斜板考虑其抗剪承载力的贡献。

### 1.3.17 竖向质量不规则验算

根据《高规》JGJ3-2010 第 3.5.6 条规定，楼层质量沿高度宜均匀分布，楼层质量不宜大于相邻下部楼层质量的 1.5 倍。

楼层质量比验算结果输出位置为菜单项**结果>层结果表格>竖向质量不规则验算**，另外也在文本结果的结构总信息中进行输出，当不满足规范要求时，给出 NG 判断。

### 1.3.18 结构整体稳定性验算

根据《高规》JGJ3-2010 第 5.4.1 条规定，在水平力作用下需要进行结构稳定性验算和是否需要考虑重力二阶效应的进行判断。

验算结果输出位置为**结果>层分析结果>层结果表格>稳定性验算表格**中，另外也在文本结果的结构总信息中输出刚重比验算结果。

程序在结构整体稳定性验算中，对于框架结构的侧移刚度使用的是层侧移刚度比验算中的刚度值，因此也是基于刚性楼板假定计算的结果；其它结构形式的侧移刚度计算采用的是《高规》JGJ3-2010 第 5.4.1 条条文说明中介绍的方法。

### 1.3.19 框架结构楼层屈服强度系数计算

根据《抗规》GB50011-2010 第 5.5.2 条的规定，程序对 7~9 度设防的钢筋混凝土框架结构自动计算楼层屈服强度系数。当有屈服强度系数小于 0.5 的楼层时，程序给出需要做弹塑性变形验算的判断。

楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力和按罕遇地震作用标准值计算的楼层弹性地震剪力的比值。

楼层受剪承载力的计算方法同楼层抗剪承载力突变验算的方法，罕遇地震作用的标准值程序会根据用户选择的多遇地震作用自动计算相同参数设置下的罕遇地震作用。楼层屈服强度系数计算中对于构件的实际配筋按超配系数考虑。

需要注意的是，只有在考虑地震作用并完成了竖向构件设计的情况下才会输出楼层屈服强度系数。

### 1.3.20 强柱弱梁验算

梁柱实际配筋后，梁、柱的实际抗弯能力如何，是否能够真正做到柱的抗弯能力比梁强，真正意义上实现强柱弱梁，从而保证框架结构塑性铰出现在梁端，梁端可以先于柱屈服，进而提高结构的变形能力，防止在强烈地震作用下结构倒塌。

强柱弱梁系数= $\Sigma M_c/\Sigma M_b$ （其中， $\Sigma M_c$ 为节点上下柱端截面顺时针或反时针方向实配的正截面抗震受弯承载力； $\Sigma M_b$ 为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力，根据实配钢筋面积和材料强度标准值确定），实际强柱弱梁系数取为节点左右梁顺时针方向的强柱弱梁系数和逆时针方向强柱弱梁系数的较小值；容许强柱弱梁系数，对于一级的框架结构和9度的一级框架，容许强柱弱梁系数为1.2；其它抗震等级时，容许强柱弱梁系数为1.1；地下一层顶板为嵌固层时，则地下一层顶板梁柱的容许强柱弱梁系数为1.3。

#### 1、梁实际受弯承载力计算

计算梁承载力时，梁左、右两端用实配钢筋面积和材料强度标准值计算。同时，梁承载力计算包含压筋项，可以考虑压筋对梁抗弯承载力的贡献。

参考《混规》GB50010-2010第6.2(II)节，矩形梁承载力计算公式如下：

由式(1.3.20-1)求混凝土受压区高度 $x$ ，

$$x = \frac{f_{yk} A_s - f'_{yk} A'_s}{\alpha_1 f_{ck} b} \quad (1.3.20-1)$$

$$(1) \text{ 若 } \xi_b h_0 \geq x \geq 2a'_s, \quad M_{bu} = \alpha_1 f_{ck} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{yk} A'_s (h_0 - a'_s);$$

$$(2) \text{ 若 } x < 2a'_s, \text{ 则令 } x=2a'_s, \quad M_{bu} = f_{yk} A_s (h_0 - a'_s);$$

$$(3) \text{ 若 } x > \xi_b h_0, \text{ 则令 } x=x_b, \quad M_{bu} = \alpha_1 f_{ck} b x_b (h_0 - \frac{x_b}{2}) + f'_{yk} A'_s (h_0 - a'_s)。$$

#### 2、柱承载力计算

计算柱承载力时，柱上、下两端用实配钢筋面积和材料强度标准值计算。参考《混规》GB50010-2010第6.2(III)节，矩形柱承载力计算公式如下：

由式(1.3.20-2)求混凝土受压区高度 $x$ ，

$$x = \frac{N - f'_{yk} A'_s + f_{yk} A_s}{\alpha_1 f_{ck} b} \quad (1.3.20-2)$$

(1) 若  $x \leq \xi_b h_0$ ，则为大偏心受压构件。把由式 (1.3.20-2) 计算出的  $x$  代入式 (1.3.20-4) 计算  $e$ ，进而由式 (1.3.20-5) (1.3.20-6) (1.3.20-7) 计算承载力  $M_u$ 。

(2) 若  $x > \xi_b h_0$ ，则为小偏心受压构件，由式 (1.3.20-3) 重新计算  $x$  后，代入式 (1.3.20-4) 计算  $e$ ，进而由式 (1.3.20-5) (1.3.20-6) (1.3.20-7) 计算承载力  $M_u$ 。

$$x = \xi h_0 = \frac{N - f'_{yk} A'_s - \frac{\beta_1}{\xi_b - \beta_1} f_{yk} A_s}{\alpha_1 f_{ck} b h_0 - \frac{f_{yk} A_s}{\xi_b - \beta_1}} h_0 \quad (1.3.20-3)$$

$$e = \frac{\alpha_1 f_{ck} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{yk} A'_s (h_0 - a'_s)}{N} \quad (1.3.20-4)$$

$$e_i = \eta e - \frac{h}{2} + a_s \quad (1.3.20-5), \quad e_0 = e_i - e_a \quad (1.3.20-6), \quad M_{cu} = N e_0 \quad (1.3.20-7)$$

(3) 考虑承载力抗震调整系数的梁、柱实际抗震受弯承载力可按下式计算：

$$M_c = \frac{M_{cu}}{\gamma_{RE}}, \quad M_b = \frac{M_{bu}}{\gamma_{RE}} \quad (1.3.20-8)$$

### 3、梁柱实配钢筋考虑方法

程序中提供计算配筋和由绘图师导入的实配钢筋两种。计算钢筋即程序设计结果中的钢筋面积乘以超配系数；另外，用户还可以将绘图师计算的实配钢筋导入后进行强柱弱梁系数验算。

《抗规》GB50011-2010 第 6.2.2 条及《高规》JGJ 3-2010 第 6.2.1 条明确规定在计算梁的实际抗弯承载力时，要计入梁受压钢筋及梁有效翼缘宽度范围内楼板钢筋的作用。梁受压区楼板有效翼缘计算宽度建议取梁两侧各 6 倍板厚。结构大师中考虑板对梁抗弯承载力计算的贡献，并且开放了楼板翼缘宽度的选项，用户可自行设置。

### 4、嵌固层的强柱弱梁验算

《高规》JGJ 3-2010 第 12.2.1-3 条及《抗规》GB50011-2010 第 6.1.14-3 条规定了对应于地上框架柱的梁柱节点设计的构造要求：地下室顶板作为上部结构的嵌固端时，地下室顶板梁柱节点左右梁端截面与下柱上端同一方向实配的受弯承载力之和不小于上一层对应柱下端实配的受弯承载力的 1.3 倍。

当用户设置了嵌固层时，程序自动对嵌固层顶板及对应上一层框架柱的梁柱节点按上述要求进行强柱弱梁验算，并单独输出结果；用户不设置嵌固层时，不按照此条进行验算。

## 1.3.21 倾覆弯矩计算

## 1. 规定水平力作用下的倾覆弯矩

根据《抗规》GB50011-2010 第 6.1.3 条和《高规》JGJ3-2010 第 8.1.3 条规定，框剪结构在规定的水平力作用下，若框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，其框架部分的抗震等级应按框架结构采用，剪力墙的抗震等级可与其框架抗震等级相同。

程序输出了在规定的水平力作用下各层框架部分承担的倾覆弯矩占总倾覆弯矩的比值并给出验算结果，用户应根据验算结果判断是否需对框架和剪力墙的抗震等级进行调整。调整的依据如下：

1) 框架部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总地震倾覆力矩的 10% 时，按剪力墙结构进行设计，其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计；不应进行  $0.2Q_0$  调整。

2) 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 10% 但不大于 50% 时，按框架-剪力墙结构进行设计；应进行  $0.2Q_0$  调整。

3) 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 但不大于 80% 时，按框架-剪力墙结构进行设计，但其最大适用高度可比框架结构适当增加、框架部分的抗震等级和轴压比限值宜按框架结构的规定采用；应进行  $0.2Q_0$  调整。

4) 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 80% 时，按框架-剪力墙结构进行设计，但其最大适用高度宜按框架结构采用、框架部分的抗震等级和轴压比限值应按框架结构的规定采用；应进行  $0.2Q_0$  调整。

验算结果见菜单 **结果>层分析结果>层结果表格>倾覆弯矩**。

## 2. 部分框支剪力墙结构倾覆弯矩的验算

《抗规》GB50011-2010 第 6.1.9 条及《高规》JGJ 3-2010 第 10.2.16-7 条规定了对部分框支剪力墙结构的框支框架承担倾覆弯矩的限值，即框支框架部分承担的地震倾覆力矩不应大于结构总地震倾覆力矩的 50%。

根据《高规》JGJ3-2010 第 7.1.8 条，在规定的水平地震作用下，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不宜大于结构总底部倾覆力矩的 50%。

根据上述规范规定，程序输出转换层及其以下各层框架部分承担的倾覆弯矩和短肢剪力墙承担的倾覆弯矩占结构总倾覆弯矩的比值，并给出验算结果。

## 3. 倾覆弯矩的计算

程序提供《抗规》和力学两种方法计算倾覆弯矩，两种方法均是将规定的水平力作为外力作用在结构各层的质心上，只是柱和墙承担的倾覆弯矩的计算方法有所不同。

### 1) 《抗规》计算方法

根据《抗规》GB50011-2010 第 6.1.3 条的条文说明，框架承受的地震倾覆力矩可按下式计算：

$$M_c = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m V_{ij} h_i \quad (1.3.21-1)$$

式中：

- $M_c$  —— 在规定水平力作用下框架部分承受的地震倾覆力矩；
- $n$  —— 结构层数；
- $m$  —— 框架  $i$  层的柱根数；
- $V_{ij}$  —— 第  $i$  层  $j$  根框架柱的计算的剪力；
- $h_i$  —— 第  $i$  层层高。

计算总倾覆弯矩时，程序首先计算每一楼层的倾覆弯矩，然后再取各层倾覆弯矩的总和作为结构底部总倾覆弯矩。

### 2) 力学计算方法

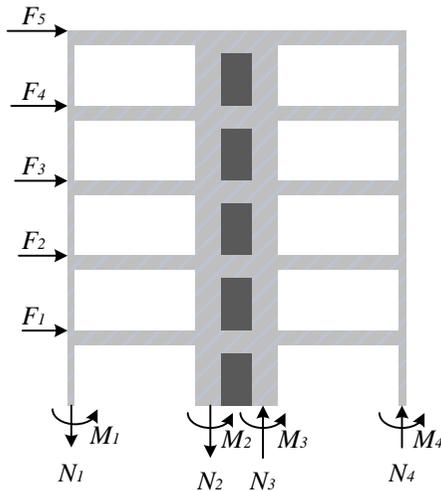


图 1.3.21 水平力作用下竖向构件基底反力

按力学方法计算倾覆弯矩，需要计算合力作用点，然后用底部竖向构件轴力对合力点取矩。

框架柱承担的倾覆弯矩为：

$$M_{cx} = \sum_{i=1}^n [N_i (x_i - x_0) + M_{yi}] \quad (1.3.21-2)$$

即倾覆弯矩为轴力产生的倾覆弯矩与柱底弯矩之和，其它竖向构件计算方法与柱相同。

需要注意的是，框架柱的倾覆弯矩统计中包含了剪力墙边框柱承担的倾覆弯矩。

### 1.3.22 规定水平力

《抗规》GB50011-2010 第 3.4.3 条、第 6.1.3 条中强调了计算楼层位移比及倾覆弯

矩时，需要采用“规定的水平力作用”，并在条文说明中明确了该水平力一般采用振型组合后的楼层地震剪力换算的水平作用力，并考虑偶然偏心。

水平作用力的换算原则：

- 1、每层楼面处水平作用力取该层楼面上、下两层的地震剪力差值的绝对值；
- 2、对于楼层关系不是很明显的结构（如错层、大跨度空旷结构、空间结构等），水平力直接取作用于各个节点上的经 CQC 法组合后的节点地震反应力。

### 1.3.23 地震波的选取方法

《抗规》GB50011-2010 第 5.1.2 条要求，对于特别不规则的建筑、甲类建筑和一些高层建筑，应使用时程分析法进行多遇地震下的补充计算。时程分析结果受选取的地震波影响较大，可以说正确地选取适宜的地震波是时程分析结果准确与否的关键。

适宜的地震波要满足地震动三要素的要求，即频谱特性、有效峰值加速度和持续时间。结构大师中可以通过下面介绍的三个功能，帮助用户判断选取的地震波的适宜性。

#### 1. 初步判断

在前处理的**荷载>时程荷载>地震波定义**中，对用户选取的地震波程序会自动计算地震波的特征周期并提供持续时间，从而使用户能初步判断地震波的适宜性；然后会根据规范规定的设计有效峰值加速度自动调整地震波振幅。通过初步判断可以过滤掉特征周期和持续时间相差较大的地震波。

#### 2. 二次判断

在后处理的**结果>线弹性时程分析结果>校审地震波**中，程序会提供 3~7 条地震波的地震影响系数平均值，并且提供在结构的自振周期点上 3~7 条波的地震影响系数的平均值与设计反应谱数据的比较，当比值结果超过了 80%~120% 范围（即相差大于 20%）时，判断为 NG。通过二次判断可以初步判断 3~7 条波平均值是否适宜。

#### 3. 最终判断

在后处理的**结果>线弹性时程分析结果>层结果表格>剪力**中，程序会给出每条波的基底剪力和设计反应谱的基底剪力的比较；当取三组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的包络值和振型分解反应谱法的较大值；当取七组和七组以上的时程曲线时，计算结果可取时程法的平均值和振型分解反应谱法的较大值。当某条波的时程分析的基底剪力结果小于设计反应谱的基底剪力的 65%，该条波将被认为是不适宜（NG）地震波；当多条时程曲线的基底剪力平均值小于设计反应谱的基底剪力的 80% 时，多条波将被认为是不适宜（NG）同时选取做时程分析。

### 1.3.24 传给基础的上部结构刚度

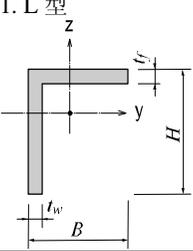
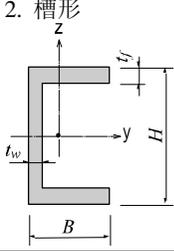
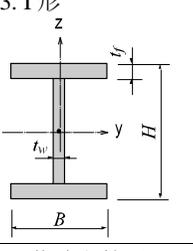
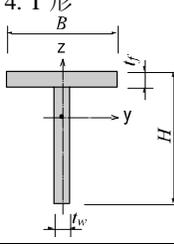
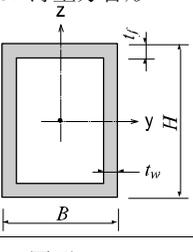
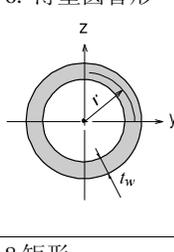
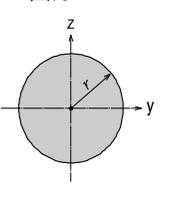
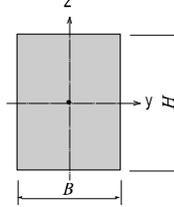
为了在基础的分析 and 设计中可以考虑上部结构刚度的影响，程序可以将上部结构刚度凝聚到竖向构件的基底节点上，然后再将上部结构分析数据传递给基础设计软件—基础大师。命令位置在**文件>导出>基础大师的 MBF 接口数据文件(模型+刚度数据)**。

### 1.3.25 有效剪切面积的计算方法

有效剪切面积用于计算截面的剪切变形，各种截面形状的有效剪切面积计算公式参见下面表格。

有效剪切面积

表 1.3.25

截面形状	有效剪切面积	截面形状	有效剪切面积
1. L 型 	$A_{sy} = \frac{5}{6} B \times t_f$ $A_{sz} = \frac{5}{6} H \times t_w$	2. 槽形 	$A_{sy} = \frac{5}{6} (2 \times B \times t_f)$ $A_{sz} = H \times t_w$
3. I 形 	$A_{sy} = \frac{5}{6} (2 \times B \times t_f)$ $A_{sz} = H \times t_w$	4. T 形 	$A_{sy} = \frac{5}{6} (B \times t_f)$ $A_{sz} = H \times t_w$
5. 薄壁方管形 	$A_{sy} = 2 \times B \times t_f$ $A_{sz} = 2 \times H \times t_w$	6. 薄壁圆管形 	$A_{sy} = \pi \times r \times t_w$ $A_{sz} = \pi \times r \times t_w$
7. 圆形 	$A_{sy} = 0.9\pi r^2$ $A_{sz} = 0.9\pi r^2$	8. 矩形 	$A_{sy} = \frac{5}{6} BH$ $A_{sz} = \frac{5}{6} BH$

式中：

$A_{sy}$  —— 抵抗沿单元坐标系 y 轴方向剪力的有效剪切面积；

$A_{sz}$  —— 抵抗沿单元坐标系 z 轴方向剪力的有效剪切面积。

### 1.3.26 风振舒适度验算

《高规》JGJ3-2010 第 3.7.6 条规定，房屋高度不小于 150m 的高层混凝土建筑结构应满足风振舒适度要求。在现行国家标准《荷规》GB50009 规定的 10 年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值不应超过《高规》JGJ3-2010 表 3.7.6 的限值。

《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99（以下简称《高钢规》JGJ99）以及《荷规》GB50009-2012 均给出了结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度的计算方法，程序也给出了按照两种规范下风振舒适度的计算结果。

《高钢规》JGJ99 中，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度按下列公式计算：

(1) 顺风向顶点最大加速度

$$a_w = \xi v \frac{\mu_s w A}{m_{\text{tot}}} \quad (1.3.26-1)$$

式中

$a_w$  —— 顺风向顶点最大加速度 ( $\text{m/s}^2$ )；

$\mu_s$  —— 风荷载体型系数；

$w$  —— 重现期为 10 年的风压值 ( $\text{kN/m}^2$ )，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 附录 D 附表 D.4 的规定采用；

$\xi v$  —— 分别为脉动增大系数和脉动影响系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定采用；

$A$  —— 建筑物总迎风面积 ( $\text{m}^2$ )；

$m_{\text{tot}}$  —— 建筑物总质量 (t)。

(2) 横风向顶点最大加速度

$$a_{\text{tr}} = \frac{b_{\text{r}}}{T_{\text{t}}^2} \cdot \frac{\sqrt{BL}}{\gamma_{\text{B}} \sqrt{\xi_{\text{t,cr}}}} \quad (1.3.26-2)$$

$$b_{\text{r}} = 2.05 \times 10^{-4} \left( \frac{v_{\text{n,m}} T_{\text{t}}}{\sqrt{BL}} \right)^{3.3} \quad (1.3.26-3)$$

式中

$a_{\text{tr}}$  —— 横风向顶点最大加速度 ( $\text{m/s}^2$ )；

$v_{\text{n,m}}$  —— 建筑物顶点平均风速 ( $\text{m/s}$ )， $v_{\text{n,m}} = 40 \sqrt{\mu_z \mu_s w_0}$ ；

$\mu_z$  —— 风压高度变化系数；

$w_0$  —— 基本风压 ( $\text{kN/m}^2$ )，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定采用；

$\gamma_{\text{B}}$  —— 建筑物所受的平均重力 ( $\text{kN/m}^2$ )；

$\xi_{\text{t,cr}}$  —— 建筑物横风向的临界阻尼比值；

$T_{\text{t}}$  —— 建筑物横风向第一自振周期 (s)；

$B$ 、 $L$  —— 分布为建筑物平面的宽度和长度 (m)。

《荷规》GB50009 中，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度按下列公式计算：

(1) 顺风向顶点最大加速度

$$a_{D,z} = \frac{2gI_{10}\omega_R\mu_s\mu_z B_z \eta_a B}{m} \quad (1.3.26-4)$$

式中：

- $g$  —— 峰值因子，可取2.5；
- $I_{10}$  —— 10m高名义湍流强度，对于A、B、C和D类地面粗糙度，分别取0.12、0.14、0.23和0.39；
- $\omega_R$  —— 重现期为R年的基本风压 (kN/m<sup>2</sup>)；
- $\mu_z$  —— 风压高度变化系数；
- $\mu_s$  —— 风荷载体型系数；
- $B_z$  —— 脉动风荷载的背景分量因子；
- $\eta_a$  —— 顺风风振加速度的脉动系数；
- $B$  —— 迎风面宽度 (m)；
- $m$  —— 结构单位高度质量 (t/m)。

(2) 横风向风振加速度由下式计算：

$$a_{L,z} = \frac{2.8g\omega_R\mu_H B}{m} \phi_{L1}(z) \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm}}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} \quad (1.3.26-5)$$

式中：

- $\mu_H$  —— 结构顶部风压高度变化系数；
- $S_{F_L}$  —— 无量纲横风向广义风力功率谱，按规范附录H第H.2.4条确定；
- $C_{sm}$  —— 横风向风力谱的角沿修正系数；
- $\phi_{L1}(z)$  —— 在z高处的第1振型系数；
- $\zeta_1$  —— 结构横风向第1阶振型阻尼比；
- $\zeta_{a1}$  —— 结构横风向第1阶振型气动阻尼比。

### 1.3.27 剪力墙稳定性验算

根据《高规》JGJ3-2010 附录 D，剪力墙稳定性验算分为单片墙肢稳定性验算与剪力墙整体稳定性验算。

(1) 单片墙肢稳定性验算

剪力墙墙肢应满足下式的稳定要求：

$$q \leq \frac{E_c t^3}{10l_0^2} \quad (1.3.26-5)$$

式中：

- $q$  —— 作用于墙顶组合的等效竖向均布荷载设计值；
- $E_c$  —— 剪力墙混凝土的弹性模量；
- $t$  —— 剪力墙墙肢截面厚度；
- $l_0$  —— 剪力墙墙肢计算长度， $l_0 = \beta h$ ；
- $\beta$  —— 墙肢计算长度系数，应按规范附录第D.0.3条确定；
- $h$  —— 墙肢所在楼层的层高。

## (2) 整体稳定性验算

当 T 形、L 形、槽形、工字形剪力墙的翼缘截面高度或 T 形、L 形剪力墙的腹板截面高度与翼缘截面厚度之和小于截面厚度的 2 倍和 800mm 时，宜按下式验算剪力墙的整体稳定性：

$$N \leq \frac{1.2E_c I}{l_0^2} \quad (1.3.26-5)$$

式中：

- $N$  —— 作用于墙顶组合的竖向荷载设计值；
- $I$  —— 剪力墙整体截面的惯性矩，取两个方向的较小值。

需注意的是，当剪力墙为跃层墙时，计算长度所需墙肢高度取整片墙的墙高。

剪力墙稳定性验算结果输出位置为**结果>构件分析结果>超筋超限信息**中，另外也在 word 计算书中也有该验算结果的输出。

## 1.4 设计原理

### 1.4.1 剪力墙的轴压比

剪力墙的轴压比计算中使用的轴力为重力荷载代表值的设计值 1.2(DL+0.5LL) 作用下墙肢轴向压力。可选择输出直线墙段的轴压比或组合墙段的轴压比。

组合墙段在计算轴压比时，考虑了剪力墙主墙肢和翼缘的共同作用，计算轴压比的轴力和面积都考虑了翼缘段的贡献，剪力墙有效翼缘的计算方法见 1.4.4 节。

当在**分析设计>控制信息/设计信息**中选择考虑翼缘的设计时，在结果中输出的为组合墙段的轴压比，否则为直线墙段的轴压比。

### 1.4.2 剪力墙的底部加强区

剪力墙的底部加强区高度按《抗规》GB50011-2010 第 6.1.10 条和《高规》JGJ3-2010 第 7.1.4 条、第 10.2.2 条规定取用，程序取用原则如下：

当  $H > 24\text{m}$  时， $H_s = \text{Max}(H_1 + H_2, H/10)$ ；

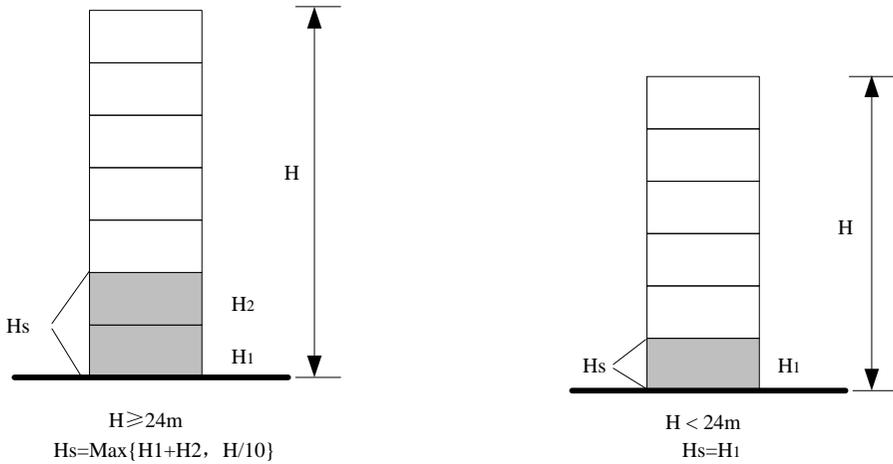
当  $H \leq 24\text{m}$  时， $H_s = H_1$

当有转换层时， $H_s = \text{Max}(H_1 + \dots + H_n + H_{n+1} + H_{n+2}, H/10)$ ；

当有地下室时，剪力墙加强区总高度 =  $H_s + H_{-1}$

公式中：

- $H$  —— 从地下室顶板算起的结构总高度；
- $H_1、H_2$  —— 地下室顶板算起的结构上部 1、2 层层高；
- $H_n$  —— 结构转换层层高；
- $H_{n+1}、H_{n+2}$  —— 分别为结构转换层以上两层层高；
- $H_{-1}$  —— 结构地下一层层高；
- $H_s$  —— 剪力墙加强区高度。



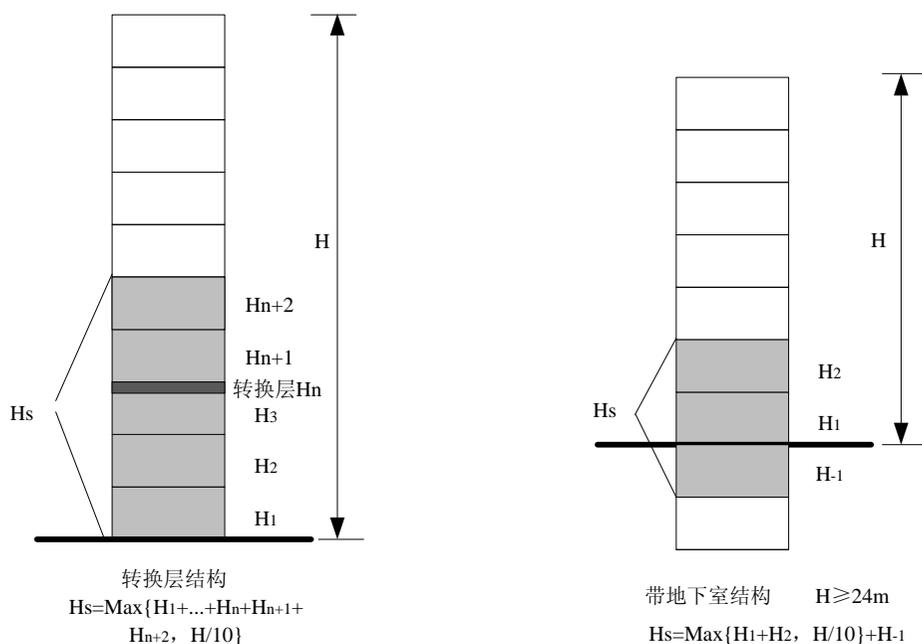


图 1.4.2 剪力墙底部加强区示意图

对于带裙房的多塔结构，裙房部分与塔楼部分分别考虑，即二者所属剪力墙的总高度计算分别取各自剪力墙的总高度，不考虑二者相关联的影响。

### 1.4.3 剪力墙的边缘构件

剪力墙的边缘构件分为约束边缘构件和构造边缘构件，《高规》JGJ3-2010 第 7.2.14 条规定，抗震等级为一、二、三级的剪力墙结构底部加强部位及其上一层的墙肢端部设置约束边缘构件。

程序对于这两类边缘构件都可以自动判断确定，用户也可以直接指定约束边缘构件或构造边缘构件。用户通过菜单**分析设计>控制信息>调整信息**中指定约束边缘构件层，也可以通过**分析设计>调整系数>指定边缘构件**来指定单片墙的边缘构件类型。

边缘构件的一些特征尺寸、主筋面积、箍筋面积及配箍率都在墙边缘构件配筋简图结果中输出，剪力墙边缘构件的详细技术说明参见结构大师操作手册中相关内容。

结构大师中对于剪力墙边缘构件的配筋设计方法有两种，一种为剪力墙按直线段墙来设计，边缘构件的配筋面积为各个直线段墙端部计算主筋面积之和；另一种为剪力墙按考虑翼缘墙来设计，边缘构件的配筋面积即为带翼缘墙端部主筋面积，这种设计方法比较合理。

### 1.4.4 考虑带翼缘的剪力墙设计方法

考虑带翼缘的剪力墙设计时，可以考虑有效翼缘的影响，对剪力墙按“工”字型等

截面进行设计。参见图 1.4.4 示意。

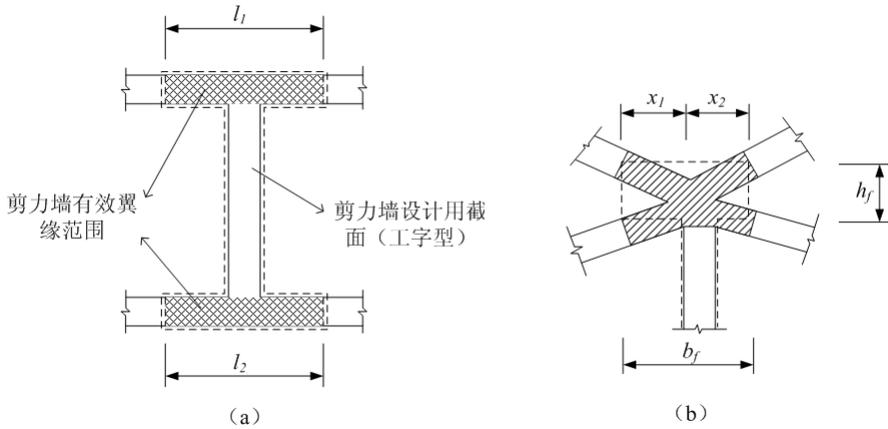


图 1.4.4 带翼缘的剪力墙设计用截面

有效翼缘墙尺寸计算方法：

(1) 对于翼缘墙与主墙为正交时，按主墙的有效翼缘计算宽度可取剪力墙的间距、门窗洞间翼墙的宽度、剪力墙厚度加两侧各 6 倍翼墙厚度、剪力墙墙肢总高度的 1/10 四者中的最小值，如图 1.4.4 中 (a) 情况，可参见《混规》GB50010-2010 第 9.4.3 条的规定。

(2) 对于翼缘墙与主墙斜交或多肢墙与主墙相交时，如图 1.4.4 中 (b) 情况，翼缘墙的有效尺寸计算原则如下：

翼缘的宽度： $b_f = X_1 + X_2$

$X_1$ 、 $X_2$ ——为每个翼缘墙肢的有效翼缘宽度的投影长度，有效翼缘宽度按《混规》第 9.4.3 条取用。

翼缘的高度  $h_f = \sum \{ \text{相连的各墙翼缘的有效宽度} \times \text{各墙肢厚度} \} / b_f$

### 1.4.5 短肢剪力墙的判断

《高规》JGJ 3-2010 第 7.1.8 条规定对于截面厚度不大于 300mm、各墙肢的截面高度与厚度之比大于 4 但不大于 8 的剪力墙为短肢剪力墙。

结构大师中的判断方法如下：

(1) 对于一字形剪力墙，按照新规范的规定进行判断；

(2) 对于 L 形、T 形和十字形剪力墙，只要有一个墙肢的长度 ( $H_w$ ) 与厚度 ( $b_w$ ) 之比大于 8，即判断为普通墙；每肢长度 ( $H_w$ ) 与厚度 ( $b_w$ ) 之比都不大于 8，但至少有一肢长度 ( $H_w$ ) 与厚度 ( $b_w$ ) 之比大于 4，厚度不大于 300mm 时，即判断为短肢剪力墙；每肢长度 ( $H_w$ ) 与厚度 ( $b_w$ ) 之比都小于 4 则按柱进行设计（如图 1.4.5-1 所示）；

(3) 对于有洞口的剪力墙，当洞口上面的墙梁尺寸满足  $L_b/h_b > 2.5$  时，按洞口两边的墙柱尺寸来分别判断；当洞口上面的墙梁尺寸满足  $L_b/h_b \leq 2.5$  时，按整片墙的尺寸来判断，即不考虑洞口的影响，按无洞口墙来判断。

其中： $L_b$ —为墙梁的净跨； $h_b$ —墙梁的截面高度

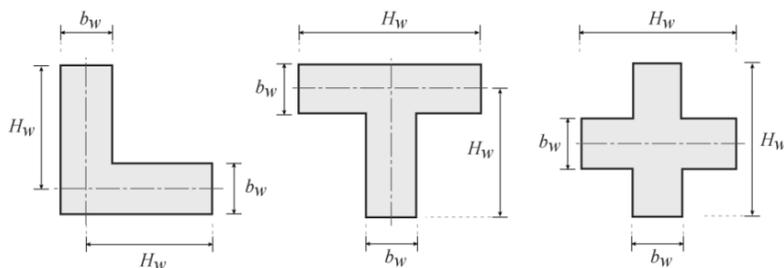


图 1.4.5-1 常用双肢剪力墙简图

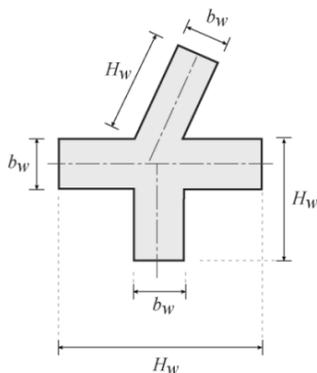


图 1.4.5-2 多肢剪力墙简图

### 1.4.6 短肢剪力墙结构

结构中有短肢剪力墙构件不一定是短肢剪力墙结构，根据《高规》JGJ 3-2010 第 7.1.8 条规定，具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构是指，在规定的水平地震作用下，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不小于结构底部总地震倾覆力矩的 30% 的剪力墙结构。对于 B 级高度高层建筑以及抗震设防烈度为 9 度的 A 级高度高层建筑，不应采用具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构。

目前程序不能自动判断是否为短肢剪力墙结构，需要用户可根据层分析结果表格中的倾覆弯矩表格结果，确认短肢剪力墙承担的倾覆弯矩是否满足短肢剪力墙结构的要求。

### 1.4.7 异形柱结构设计

#### 1. 异形柱结构分析

结构大师中异形柱结构分为异形柱框架结构和异形柱框剪结构，程序在计算异形柱刚度时，以其形心和主轴方向建立局部坐标系，计算时按照材料力学的公式，求出各种

异形截面的主轴方向和惯性矩，建立相应的单元刚度矩阵并与梁元和墙元一起参与结构的整体分析。

由于异形柱的柱肢较长，梁柱在节点处的重叠部分很大，合理的力学模型简化对分析很重要，因此应该注意以下几个方面：

- (1) 梁的自重应该按扣除刚域后的梁长计算；
- (2) 梁上的外荷载按梁两端的节点间长度计算；
- (3) 内力计算时按扣除刚域后的梁长计算。

针对上述特点，程序在对异形柱分析时建议用户选择考虑梁柱刚域重叠的效果，才可以解决上述问题。

## 2. 异形柱截面配筋设计

异形柱的配筋计算按《混凝土异形柱结构技术规范》JGJ149-2006 相关规定执行，程序默认按双偏压（拉）计算，斜截面受剪配筋按双剪来计算；计算异形柱的轴压比时按全截面计算。异形柱配筋输出方式如下图所示：

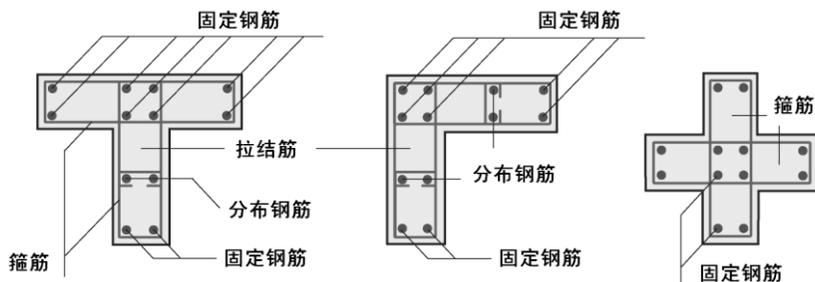


图 1.4.7 异形柱配筋示意图

### 1.4.8 按柱设计的剪力墙

《高规》JGJ 3-2010 第 7.1.7 条规定，当墙肢的截面高度与厚度之比不大于 4 时，宜按框架柱进行截面设计。程序中，当墙柱或一字型墙的截面高厚比 $\leq 4$  时，按柱配筋设计，其构造要求按照相同抗震等级的框架柱来执行。各构件设计及验算结果中，输出的是按柱配筋的全截面钢筋面积。

### 1.4.9 加强层、过渡层和嵌固层的设置

#### 1. 加强层

《高规》JGJ 3-2010 第 10.3.3 条规定了抗震设计时加强层构件的构造要求，包括：加强层及其相邻层的框架柱、核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用，一级应提高至特一级；加强层及其相邻层的框架柱，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减小 0.05 采用；加强层及其相邻层核心筒剪力墙应设置约束边缘构件。

## 2. 过渡层

《高规》JGJ 3-2010 第 7.2.14-3 条规定，对于 B 级高度高层建筑剪力墙，宜在约束边缘构件层与构造边缘构件层之间设置 1~2 层过渡层，过渡层边缘构件的箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求，但应高于构造边缘构件的要求。《抗规》GB50011-2010 第 6.4.5 条的条文说明中规定，在加强部位与一般部位的过渡区，边缘构件的长度需逐步过渡。

在结构大师 (Structure Master) 程序中，当定义为过渡层时，该层的边缘构件纵向钢筋和箍筋最小量，均取按照约束边缘构件设计最小量和按照构造边缘构件设计的最小量的二者平均值。边缘构件沿墙肢长度和核心区长度均取按照约束边缘构件设置和按照构造边缘构件设置的二者长度平均值。

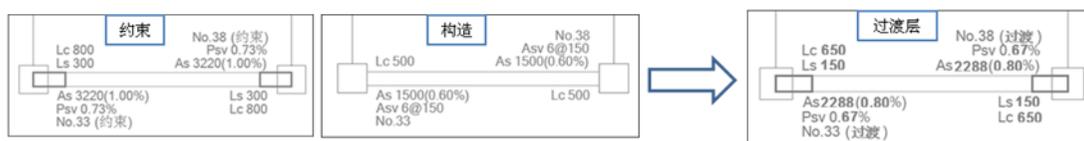


图 1.4.9 过渡层边缘构件

## 3. 嵌固层

### (1) 嵌固层的侧向刚度要求

《高规》JGJ 3-2010 第 3.5.2-2 条的规定，对框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构，结构底部嵌固层与相邻上部楼层侧向刚度比不宜小于 1.5。此处的“结构底部嵌固层”应理解为嵌固端所在的楼层，此时嵌固端即为底层竖向构件的底截面。由于嵌固端所在的楼层层间位移较小，因此对嵌固端所在的楼层与其相邻上层的侧向刚度的变化限制更为严格。此条文适用于非框架结构无地下室的情况。

《高规》JGJ 3-2010 第 5.3.7 条的规定，高层建筑结构整体计算中，当地下室顶板作为上部结构嵌固部位时，地下一层与首层侧向刚度比不宜小于 2。此时可认为地下室顶板为嵌固端，地下一层为嵌固层。此条文适用于有地下室的情况。

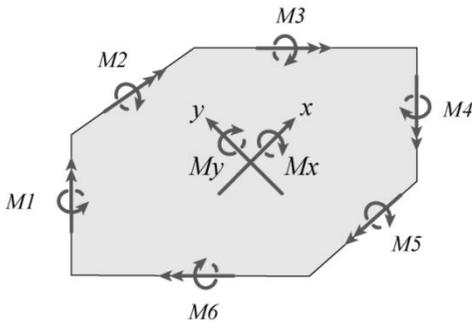
### (2) 嵌固层的构造要求

《高规》JGJ 3-2010 第 12.2.1-3 条及《抗规》GB50011-2010 第 6.1.14-3 条规定了地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时的构造要求：地下一层柱截面每侧的纵向钢筋面积除应符合计算要求外，不应少于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的 1.1 倍；地下一层梁端顶面和底面的纵向钢筋应比计算值增大 10% 采用；

### 1.4.10 板跨中布筋方向

程序对于异形楼板默认按有限元的分析方法计算其内力，有限元法分析时输出的内力结果一般是按构件局部坐标轴方向来整理的，板跨中弯矩一般会与用户的配筋方向不一致，这样会导致配筋面积与计算的弯矩不对应。

为了解决这个问题，程序在“楼板详细分析”中增加用户定义“板跨中布筋方向”的功能，这样程序会按用户定义的布筋方向来整理输出楼板的跨中弯矩值。



其中：

$M_1 \sim M_6$ ：为楼板各边支座弯矩，

为绕楼板边方向旋转；

$M_x$ ：按用户定义的跨中布筋方向  $x$  向弯矩，为绕  $x$  轴旋转；

$M_y$ ：按用户定义的跨中布筋方向  $y$  向弯矩，为绕  $y$  轴旋转。

$x$ 、 $y$ ：为用户定义的板跨中布筋方向。

图 1.4.10 按楼板跨中布筋方向输出弯矩

异形楼板的支座处弯矩程序默认是按绕支座方向旋转输出的，即支座处布筋方向与支座相垂直的。参见图 1.4.10 所示。

### 1.4.11 线弹性时程分析的补充设计方法

当选取的地震波被判断为适宜时（参见第 1.3.21 节中地震波的选取方法说明），程序推荐下列两种补充设计方法。

(1) 使用结构大师的“单体构件设计”程序进行补充设计

首先在**结果>线弹性时程分析结果>构件结果表格**中，查看各条波的构件内力和三条波的平均值的构件内力结果，因为在表格中同时输出了反应谱的分析结果，所以很容易判断时程分析结果中大于反应谱分析结果的构件内力。

然后将结果大于反应谱内力结果的构件内力输入结构大师**分析设计>设计工具箱>单体构件设计**程序中进行设计。

(2) 使用 3~7 条波的平均地震影响系数进行补充设计

首先在**结果>线弹性时程分析结果>时程分析结果表格>校审地震波**中，保存和提取 3 或 7 条波的平均地震影响系数文件；然后在**荷载>荷载控制>地震作用**中按“用户定义”导入文件方式将 3 或 7 条波的平均地震影响系数做反应谱分析。

### 1.4.12 性能设计

建筑结构的抗震性能化设计，应根据实际需要和可能，具有针对性：对不同地震动可分别选定针对整个结构、结构的局部部位或关键部位、结构的关键部件、重要构件、次要构件以及建筑构件和机电设备支座、同一构件的不同内力指定不同的性能目标（或性能水准）进行设计，保证结构在地震作用下的安全性（承载力和变形）。

#### 1、性能设计方法

(1) 《抗规》性能设计方法

《抗规》第 3.10 节和附录 M 将性能目标分为 1、2、3、4 个等级，并给出了每个等级的承载力和变形目标控制值。

性能目标的承载力和变形目标控制值

表 1.4.12-1

性能要求	地震作用	承载力参考指标 (承重构件)	承载力计算公式( $S \leq R/\gamma_{RE}$ )及说明					变形参考值
			$\gamma_G$ 、 $\gamma_E$ 、 $\gamma_{RE}$	S	R	内力调整系数	备注	
性能 1	小震	完好	考虑	包含风荷载	设计值	考虑	常规设计	远 $< [\Delta u_e]$
	中震	完好	考虑	不包含风荷载	设计值	考虑	M.1.2-1	$< [\Delta u_e]$
	大震	基本完好	考虑	不包含风荷载	设计值	不考虑	M.1.2-2	可能略 $> [\Delta u_e]$
性能 2	小震	完好	考虑	包含风荷载	设计值	考虑	常规设计	远 $< [\Delta u_e]$
	中震	基本完好	考虑	不包含风荷载	设计值	不考虑	M.1.2-2	可能略 $> [\Delta u_e]$
	大震	轻-中等破坏	不考虑	不包含风荷载	极限值	不考虑	M.1.2-4	$< 2[\Delta u_e]$ , 有轻微塑性变形
性能 3	小震	完好	考虑	包含风荷载	设计值	考虑	常规设计	明显 $< [\Delta u_e]$
	中震	轻微损坏	不考虑	不包含风荷载	标准值	不考虑	M.1.2-3	$< 2 [\Delta u_e]$
	大震	中等破坏	不考虑	不包含风荷载	极限值	不考虑	M.1.2-4 超过极值后 降低少于 5%	$< 4 [\Delta u_e]$ , 有明显塑性变形
性能 4	小震	完好	考虑	包含风荷载	设计值	考虑	常规设计	$< [\Delta u_e]$
	中震	轻-中等破坏	不考虑	不包含风荷载	极限值	不考虑	M.1.2-4	$< 3 [\Delta u_e]$
	大震	不严重破坏	不考虑	不包含风荷载	极限值	不考虑	M.1.2-4 超过极值后 降低少于 10%	$\approx 0.9 [\Delta u_p]$

注：1.  $[\Delta u_e]$ 、 $[\Delta u_p]$ ：分别为弹性位移角限值和弹塑性位移角限值；

2. 远小于、明显小于、略大于弹性位移角限值的标准需由用户自行决定，程序建议“远小于”的标准取小于弹性位移角限值的 80%，“明显小于”的标准取小于弹性位移角限值的 90%，“略大于”的标准取大于弹性位移角限值的 110%。

承载力计算公式如下：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}(I_2, \lambda, \zeta) \leq R / \gamma_{RE} \quad (1.4.12-1)$$

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}(I, \zeta) \leq R / \gamma_{RE} \quad (1.4.12-2)$$

$$S_{GE} + S_{Ek}(I, \zeta) \leq R_k \quad (1.4.12-3)$$

$$S_{GE} + S_{Ek}(I, \zeta) \leq R_u \quad (1.4.12-4)$$

式中：

$\gamma_G$ 、 $\gamma_E$ 、 $\gamma_{RE}$  —— 分别为重力荷载分项系数、地震作用分项系数、承载力抗震调整系数；

$S_{GE}$ 、 $S_{Ek}$  —— 分别为重力荷载代表值的效应和地震作用标准值的效应；

- $I_2$  —— 表示设防地震动，隔震结构包含水平向减震影响；
- $I$  —— 表示设防烈度地震动或罕遇地震动，隔震结构包含水平向减震影响；
- $\lambda$  —— 按非抗震性能设计考虑抗震等级的地震效应调整系数；
- $\zeta$  —— 考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响。

(2) 《高规》性能设计方法

高规第 3.11.1 条将性能目标分为 A、B、C、D，并给出了各性能目标在各地震动（小震、中震、大震）作用下的性能水准要求，性能水准分为 1、2、3、4、5 个等级。

**结构抗震性能目标** **表 1.4.12-2**

性能目标 地震水准	性能水准	A	B	C	D
		小震	1	1	1
中震		1	2	3	4
大震		2	3	4	5

高规第 3.11.3 条中对关键构件、普通竖向构件、耗能构件、大跨度结构和水平长悬臂结构中的关键构件的各内力成分给出了计算公式（见表 1.4.12-3）。

**关键构件各内力成分计算公式** **表 1.4.12-3**

性能目标要求	地震作用	构件性能水准要求	普通结构中的关键构件			普通竖向构件		
			轴力	弯矩	剪力	轴力	弯矩	剪力
目标 A	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计
	中震	1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1
	大震	2	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1
目标 B	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计
	中震	2	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1
	大震	3	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-1	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-1
目标 C	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计
	中震	3	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-1	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-1
	大震	4	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a) 3.11.3-4、5
目标 D	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计

	中震	4	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a) 3.11.3-4、5
	大震	5	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a) 3.11.3-4、5
性能目标 要求	地震作 用	构件性能 水准要求	耗能构件			大跨度结构和水平长悬臂结构中的关键构件		
			轴力	弯矩	剪力	轴力	弯矩	剪力
目标 A	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计
	中震	1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1
	大震	2	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1
目标 B	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计
	中震	2	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-2	3.11.3-1	3.11.3-1	3.11.3-1
	大震	3	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(b)	3.11.3-3(b)	3.11.3-1
目标 C	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计
	中震	3	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(b)	3.11.3-3(b)	3.11.3-1
	大震	4	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(b)	3.11.3-3(b)	3.11.3-2
目标 D	小震	1	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计	常规设计
	中震	4	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(b)	3.11.3-3(b)	3.11.3-2
	大震	5	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(a)	3.11.3-3(b)	3.11.3-3(b)	3.11.3-2

**关键构件：**指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏的构件，例如底部加强部位的重要竖向构件（底部加强区剪力墙、框架柱）、水平转换构件及与其相连竖向支承构件（转换梁、框支柱）、大跨连体结构的连接体及与其相连的的竖向支承构件、大悬挑结构的主要悬挑构件、加强层伸臂和周边环带结构的竖向支承构件、承托上部多个楼层框架柱的腰桁架、长短柱在同一楼层且数量相当时该层各个长短柱、扭转变形很大部位的竖向（斜向）构件、重要的斜撑构件；

**普通竖向构件：**指关键构件之外的竖向构件；

**耗能构件：**包括框架梁、剪力墙连梁及耗能支撑等。

抗规的性能目标和性能水准主要针对对象是结构整体，高规的性能目标和性能水准主要针对对象是结构构件。目前程序中既可以指定结构也可以指定构件的性能目标和性能水准。

高规的性能设计中对进入屈服的构件的验算公式没有阐述，本资料参考抗规增加了 3.11.3-3(a)公式，且将原公式中 3.11.3-3 公式编号修改为 3.11.3-3(b)。

高规的性能设计中对中震的变形目标控制限值和水准 1、2 的大震的变形目标控制限值没有详细说明，程序建议高规的变形控制目标可参考抗规要求。

高规采用的性能设计公式参见表 1.4.12-4。

高规性能设计采用的计算公式说明

表 1.4.12-4

计算公式编号	公 式	承载力计算公式 ( $S \leq R/\gamma_{RE}$ ) 及说明				
		$\gamma_G$ 、 $\gamma_E$ 、 $\gamma_{RE}$	$S$	竖向地震 分项系数	$R$	内力调 整系数
小震	常规设计公式	考虑	包含风荷载	0.5 (1.3)	设计值	考虑
3.11.3-1	中震	考虑	不包含风荷载	0.5 (1.3)	设计值	不考虑
	大震					
3.11.3-2	中震	不考虑	不包含风荷载	0.4	标准值	不考虑
	大震					
3.11.3-3(a)	中震	不考虑	不包含风荷载	0.4	极限值	不考虑
	大震					
3.11.3-3(b)	中震	不考虑	不包含风荷载	1.0	标准值	不考虑
	大震					
3.11.3-4、5	中震	不考虑	不包含风荷载	0	标准值	不考虑
	大震					

2、构件内力及变形计算数据取值方法

(1) 选择抗规时

选择抗规时的内力数据

表 1.4.12-5

性能目标	地震作用	内力数据	变形数据
性能 1	小震	反应谱	反应谱
	中震	反应谱	反应谱
	大震	反应谱	反应谱
性能 2	小震	反应谱	反应谱
	中震	反应谱	反应谱
	大震	动力弹塑性	动力弹塑性
性能 3	小震	反应谱	反应谱
	中震	动力弹塑性	动力弹塑性
	大震	动力弹塑性	动力弹塑性
性能 4	小震	反应谱	反应谱
	中震	动力弹塑性	动力弹塑性
	大震	动力弹塑性	动力弹塑性

## (2) 选择高规时

选择高规时的内力数据

表 1.4.12-6

性能目标要求	地震作用	构件性能水准要求	内力数据	变形数据
目标 A	小震	1	反应谱	反应谱
	中震	1	反应谱	反应谱
	大震	2	反应谱	反应谱
目标 B	小震	1	反应谱	反应谱
	中震	2	反应谱	反应谱
	大震	3	动力弹塑性	动力弹塑性
目标 C	小震	1	反应谱	反应谱
	中震	3	动力弹塑性	动力弹塑性
	大震	4	动力弹塑性	动力弹塑性
目标 D	小震	1	反应谱	反应谱
	中震	4	动力弹塑性	动力弹塑性
	大震	5	动力弹塑性	动力弹塑性

## 3、构件承载力计算方法

性能设计分别在小震、中震和大震作用下对梁、柱、墙、连梁、支撑混凝土构件验算其承载力 ( $N_r/M_r/V_r$ )，承载力的计算公式均参考《混规》GB50010-10，其中第六章的公式为非抗震情况下的，在此均应考虑抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ ，各混凝土构件承载力对应的规范公式见表 1.4.12-7。对于钢构件承载力计算公式参考《钢结构设计规范》GB50017-2003。

构件承载力计算方法

表 1.4.12-7

构件类型	轴力 $N_r$	受弯 $M_r$	受剪 $V_r$
梁	-	《混规》第 6.2.10 条	《混规》第 11.3.4 条
柱	轴压：《混规》第 6.2.15 条	偏心受压：《混规》第 6.2.17 条	受压：《混规》第 11.4.7 条
	轴拉：《混规》第 6.2.22 条	偏心受拉：《混规》第 6.2.23 条	受拉：《混规》第 11.4.8 条
墙	轴压：《混规》第 6.2.15 条	偏心受压：《混规》第 6.2.19 条	受压：《混规》第 11.7.4 条
	轴拉：《混规》第 6.2.22 条	偏心受拉：《混规》第 6.2.25 条	受拉：《混规》第 11.7.5 条
连梁	-	《混规》第 6.2.10 条	《混规》第 11.7.9 条
支撑	同柱	同柱	同柱
钢构件	轴压：《钢规》第 5.1.2 条	《钢规》第 4.1.1 条	《钢规》第 4.1.2 条
	轴拉：《钢规》第 5.1.1 条		
	强度	稳定性	—
	梁：《钢规》第 4.1.1 条 柱：《钢规》第 5.2.1 条	梁：《钢规》第 4.2.2、4.2.3 条 柱：《钢规》第 5.2.2、5.2.5 条	

## 4、材料强度设计值、标准值、极限值

承载力计算中使用的混凝土、钢筋、钢材的强度设计值、标准值、极限值大小参见表 1.4.12-8、1.4.12-9、1.4.12-10。

砼材料强度的设计值、标准值、极限值(单位 N/mm<sup>2</sup>)

表 1.4.12-8

强度种类	砼强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
设计值	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
标准值	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
极限值	13.2	17.6	22.0	26.4	30.8	35.2	39.6	44.0	48.4	52.8	57.2	61.6	66.0	70.4

注：1、根据抗规附录 M.1.2 条文说明，砼材料极限值取其立方体强度的 0.88 倍。

2、计算 RC 梁或柱的较特性值时，双折线较采用砼抗压强度标准值  $f_{ck}$ ；三折线较第一屈服点为砼开裂对应的弯矩（取砼抗拉强度标准值  $f_{tk}$ ），第二屈服点采用砼抗压强度标准值  $f_{ck}$ ；采用 FEMA 较时，第一屈服点（B 点）采用砼抗压强度标准值  $f_{ck}$ ，第二屈服点即顶点（C 点）采用砼轴心抗压强度极限值  $f_{cu}$ ；采用武田四折线模型时，第一屈服点为砼开裂对应的弯矩（取砼抗拉强度标准值  $f_{tk}$ ），第二屈服点采用砼抗压强度标准值  $f_{ck}$ ，第三屈服点即顶点取砼轴心抗压强度极限值  $f_{cu}$ 。

普通钢筋的抗拉和抗压强度设计值、标准值、极限值(单位 N/mm<sup>2</sup>)

表 1.4.12-9

钢筋牌号	设计值	标准值	极限值
HPB235	210	235	290
HPB300	270	300	375
HRB335、HRBF335	300	335	419
HRB400、HRBF400、RRB400	360	400	500
HRB500、HRBF500	435	500	625

注：1、HPB235 取自旧混规（2002 版），其余取自新混规（2010 版）。

2、根据新抗规附录 M.1.2 条文说明，钢筋材料极限值取其屈服强度的 1.25 倍。

3、计算 RC 梁或柱的较特性值时，双折线较采用屈服强度；三折线较第一屈服点为砼开裂对应的弯矩（与钢筋屈服和极限强度无关），第二屈服点采用屈服强度；采用 FEMA 较时，第一屈服点（B 点）采用屈服强度，第二屈服点即顶点（C 点）采用极限抗拉强度  $f_u$ ；采用武田四折线模型时，第一屈服点为砼开裂对应的弯矩（与钢筋屈服和极限强度无关），第二屈服点采用屈服强度，第三屈服点即顶点采用极限抗拉强度  $f_u$ 。

钢材的抗拉和抗压强度设计值、标准值、极限值(单位 N/mm<sup>2</sup>)

表 1.4.12-10

钢材		设计强度	屈服强度	极限抗拉强度
牌号	厚度或直径(mm)	$f$	$f_y$	最小值 $f_u$
Q235	≤ 16	215	235	375
	> 16~40	205	225	
	> 40~63	200	215	
	> 63~80	190	205	
	> 80~100	190	205	
Q345	≤ 16	310	345	470

	> 16~40	295	335	
	> 40~63	265	325	
	> 63~80	250	315	
	> 80~100	250	305	
Q390	≤ 16	350	390	490
	> 16~40	335	370	
	> 40~63	315	350	
	> 63~80	295	330	
	> 80~100	295	330	
Q420	≤ 16	380	420	520
	> 16~40	360	400	
	> 40~63	340	380	
	> 63~80	325	360	
	> 80~100	325	360	

- 注：1、设计强度参考了钢结构设计规范（GB 50017-2003）的第 3.4 节；
- 2、屈服强度和极限抗拉强度最小值参考了低合金高强度结构钢（GBT 1591-2008）；
- 3、计算铰特性值时，双折线铰取屈服强度，三折线铰的第一屈服强度取屈服强度，第二屈服强度取极限抗拉强度。



## 第二章 结构单元

### 2.1 概要

#### 2.1.1 数值分析模型

结构分析模型由节点、单元以及边界数据构成，节点用于结构构件的定位，有限单元用于模拟构件的特性，边界条件用于模拟结构与相邻结构体的连接状态。

结构分析就是利用数值分析模型，对预想的外部作用下结构的响应进行理论模拟的过程，对结构的各种特性以及对外部环境的准确模拟是保证结构分析的准确性的前提条件。外部环境因素中的荷载是由基于概率理论的各种规范规定的，而结构的特性则是由有限单元的类型和建模方法决定的，所以结构分析时要准确了解各种单元的特性，特别是最重要的刚度特性，选择最适合结构的单元来模拟结构。

实际结构一般由各种形状的单元构成，单元的材料和截面特性也不尽相同，所以利用数值分析模型完全准确的反映结构的所有特性是很难的且效率不高。因此在不违背分析目的和保证结构设计精度的情况下，有必要对结构模型进行简化。例如，即便是剪力墙构件也不一定必需使用墙单元，根据工程师的判断也可以使用梁单元（柱构件）来模拟。当剪力墙的墙高大于墙截面的高度五倍以上时，剪力墙构件的响应特性更接近于柱（宽柱），此时用梁单元来模拟可能结果更值得信赖。另外，在横向荷载作用下，楼板具有刚膜效应(*rigid diaphragm action*)，此时也可以通过建立平面的几何约束关系模拟，而不是必须去建立楼板单元。

有限单元是将构成结构的各种构件的特性用数学方法理想化的元素，所以用一种单元准确模拟所有的情况是很难的，所以工程师应准确把握各种单元的特性以及实际结构的特性，才能灵活运用各种单元准确地进行分析。

#### 2.1.2 构件和单元

一个构件只能使用一种单元类型，但是可由多个单元构成。例如，一根主梁可能被次梁分割，但是设计时应该按一个构件进行设计，因为结构分析的基本元素是单元，设计的基本元素是构件，所以设计软件必须既提供单元的分析结果又需要提供构件的设计结果。表 2.1.2 为结构大师中各种构件所对应的单元类型。

结构大师中可以使用的单元类型

表 2.1.2

构件类型	单元类型
柱	一般梁
梁	
次梁	

曲梁		曲梁
支撑	一般	一般桁架
	考虑弯曲	一般梁
	只受拉	只受拉桁架（非线性单元）
墙（墙梁、墙柱）		板+膜（假设应力）+旋转自由度
一般 楼板	刚性板	刚性连接（刚膜）
	弹性膜	膜
	弹性板	板+膜+旋转自由度
	内刚外弹	板+刚膜
详细分析楼板		板+膜+旋转自由度

### 2.1.3 坐标系

结构大师中使用的坐标系如下：

#### 1. 整体坐标系

整体坐标系是遵循右手法则的具有 X、Y、Z 轴的直角坐标系，用大写的字母表示。与节点相关的大部分的数据，例如位移和反力，按整体坐标系输出结果。

结构构件的定位使用整体坐标系，基准点为原点（ $X=0, Y=0, Z=0$ ），结构大师中自动将建筑物的高度方向设置为整体坐标系的 Z 轴。

#### 2. 单元坐标系<sup>1</sup>

单元坐标系也是遵循右手法则的直角坐标系，用小写的字母 x、y、z 表示单元坐标系的坐标轴，一般与构件相关的数据（例如内力数据）输出的是单元坐标系的结果。

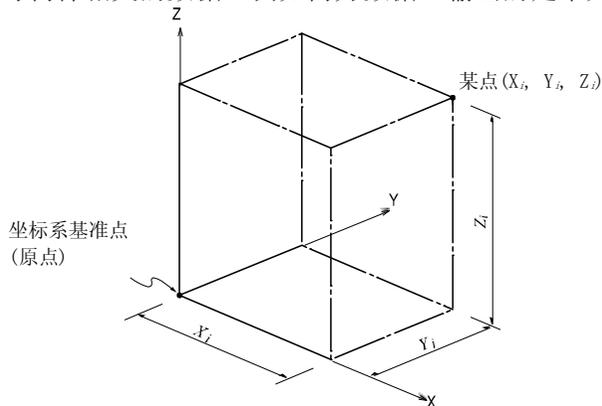


图 2.1.3 整体坐标系和点的坐标

<sup>1</sup> 即结构大师中所使用的构件局部坐标系。

## 2.2 桁架单元

### 2.2.1 概要

桁架单元是由两个节点定义的只能承受轴向力的单元。桁架单元一般来说用于模拟空间网架或支撑构件，只受拉力的桁架单元一般用来模拟抗风支撑(wind brace)。

在中、小规模结构上，为了结构的稳定或施工中的稳定会设置一些支撑和抗风支撑，这些支撑一般采用长细比很大的角钢或圆钢，很难抵抗轴向的压力。在程序中可以只使用受拉的桁架单元模拟，当受压力时该单元退出工作（不考虑其刚度）。

桁架单元没有旋转刚度，所以当与其它没有旋转刚度的单元连接时，分析过程中会发生奇异。在结构大师中自动约束了相应节点的旋转自由度，所以一般不会发生奇异。

桁架单元仅有沿单元坐标系  $x$  轴方向的位移自由度，桁架单元的  $x$  轴方向是由 N1 点指向 N2 点。单元坐标系的  $y$ 、 $z$  轴方向由下图 2.2.1-1 所示由  $Beta$  角( $\beta$ )决定。桁架单元的单元坐标系的  $x$  轴与整体坐标系的  $Z$  轴平行时， $Beta$  角就是整体坐标系  $X$  轴与单元坐标系  $z$  轴的夹角，角度的符号以单元坐标系  $x$  轴为旋转轴遵循右手法则。当单元坐标系  $x$  轴和整体坐标系  $Z$  轴不平行时， $Beta$  角为整体坐标系  $Z$  轴与单元坐标系的  $x$ - $z$  平面的夹角。

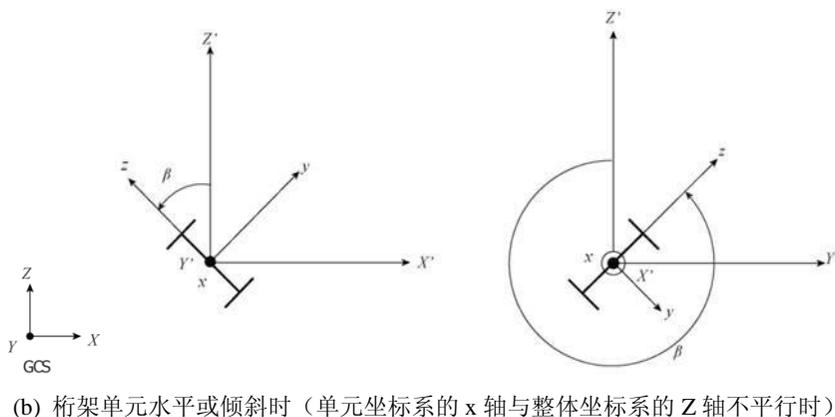
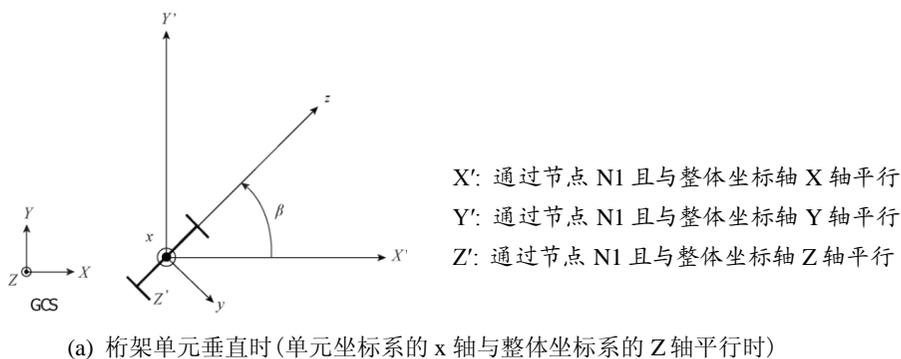


图 2.2.1-1 Beta 角示意图

构件内力的符号约定如图 2.2.1-2 所示，箭头方向为正(+)方向。

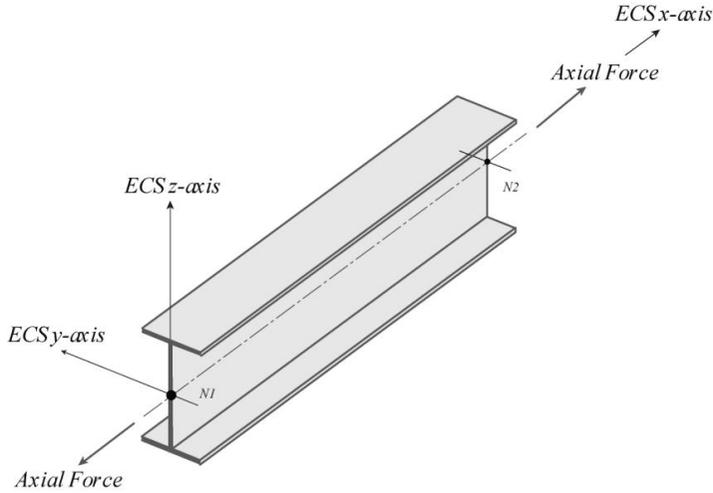


图 2.2.1-2 桁架单元的局部坐标系和构件内力值的符号约定

## 2.2.2 有限元公式

桁架单元假设为等截面单元且仅有沿单元坐标系  $x$  方向的平动位移  $u$ ：

$$u_i = \{u_i\} \quad (2.2.2-1)$$

沿长度方向任意位置  $x$  的坐标和位移  $u$  可利用形函数表示如下：

$$x = \sum_{i=1}^2 N_i x_i, \quad u = \sum_{i=1}^2 N_i u_i \quad (2.2.2-2)$$

$$N_1 = \frac{1-\xi}{2}, \quad N_2 = \frac{1+\xi}{2} \quad (-1 \leq \xi \leq 1) \quad (2.2.2-3)$$

节点位移和应变的关系可通过几何矩阵  $B_i$  表示如下：

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^2 B_i u_i \quad (2.2.2-4)$$

几何矩阵  $B_i$  又称为应变转换矩阵，用形函数的微分表示如下：

$$B_i = \left\{ \frac{\partial N_i}{\partial x} \right\} \quad (2.2.2-5)$$

利用几何矩阵  $B_i$  可得如下轴向变形刚度矩阵：

$$K_{ij} = \int_{L_e} B_i^T D B_j dL, \quad D = A \{E\} \quad (2.2.2-6)$$

式中：

$A$  —— 截面面积；

$L_e$  —— 单元长度。

将式(2.2.2-6)重新整理可得桁架单元的刚度矩阵如下：

$$K^e = \frac{EA}{L_e} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.2.2-7)$$

## 2.3 梁单元

### 2.3.1 概要

梁单元是由两点定义的直线单元，主要用于模拟长度远大于截面尺寸的构件，梁单元可以承受拉力、压力、剪切、弯曲、扭转等外力。

结构大师中的梁单元默认考虑剪切变形，当构件截面的高度或宽度大于构件的长度的 1/5 时，剪切变形的影响会较大，此时使用墙单元会更适合一些。

梁单元具有三个平移自由度和三个旋转自由度，单元坐标系的方向与桁架相同。梁构件内力值的符号约定如下图 2.3.1 所示，箭头方向为正(+)方向。

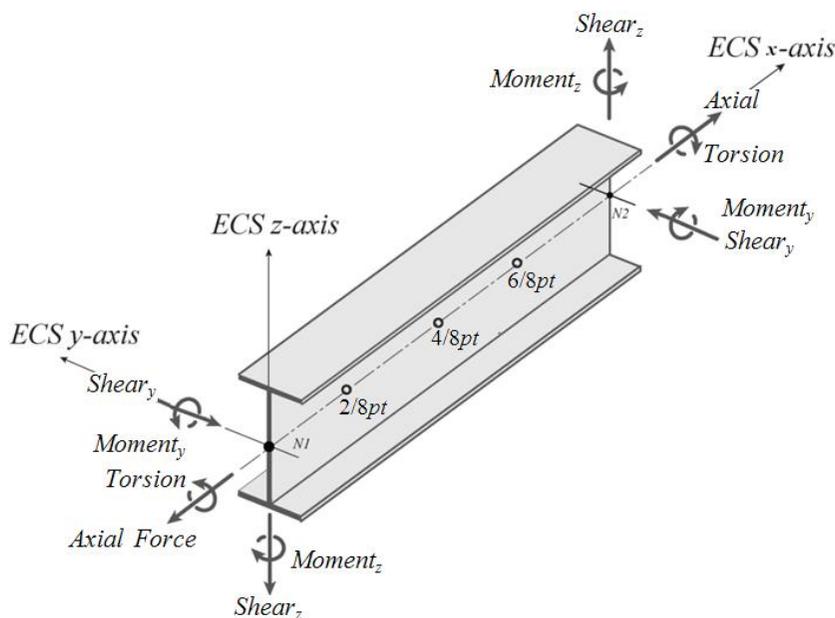


图 2.3.1 单元坐标系和梁构件内力值的符号约定

单元按照单元坐标系输出内力结果，单元的抗剪和抗弯刚度也是遵循单元坐标系方向。梁单元的 x 轴方向从点 N1 指向点 N2，y、z 轴的方向如图 2.3.1 所示，使用与桁架单元相同的方法确定单元坐标轴的 y、z 轴（参见图 2.2.1-1），确定了单元坐标系的 z 轴后使用右手法则确定 y 轴方向。

梁单元为梁构件时，内力输出位置为梁的八个等分点，即输出九个位置的分析结果；梁单元为柱构件时，内力输出最多输出四个位置的结果；梁单元为支撑构件时，输出两端的内力结果。

### 2.3.2 有限元公式

梁单元假设沿全长为等截面且具有三个平动自由度和三个旋转自由度。轴向刚度的计算方法与桁架单元相同，抗扭刚度的计算方法也类似于轴向刚度的计算方法。抗弯和抗剪刚度的计算使用了铁摩辛柯(*Timoshenko*)梁理论。

轴向刚度如下：

$$u_i = \{u_i\} \quad (2.3.2-1)$$

$$K_{\text{axial}} = \frac{EA}{L_e} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.3.2-2)$$

式中：

$A$  —— 截面面积；

$L_e$  —— 单元长度。

抗扭刚度也可参照轴向刚度的计算方法可得：

$$u_i = \{\theta_{xi}\} \quad (2.3.2-3)$$

$$K_{\text{torsional}} = \frac{GI_x}{L_e} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.3.2-4)$$

式中：

$I_x$  —— 扭转常数(*torsional constant*)；

$L_e$  —— 单元长度。

抗剪和抗弯刚度是相关的，首先介绍基于铁摩辛柯梁理论的考虑剪切变形的刚度的计算方法，在单元坐标系  $x$ - $z$  平面上表示剪切变形和弯曲变形的位移为沿在  $z$  方向的平动位移  $w$  和绕  $y$  轴的旋转位移  $\theta$ 。

$$u_i = \{w_i \quad \theta_{yi}\}^T \quad (2.3.2-5)$$

沿单元坐标系  $x$  轴上的任意点的坐标和位移  $w$  可用形函数表示如下：

$$x = \sum_{i=1}^2 N_i x_i, \quad w = \sum_{i=1}^2 N_i w_i \quad (2.3.2-6)$$

绕单元坐标系  $y$  轴的旋转角用二次方程表示如下：

$$\theta_y = \sum_{i=1}^2 N_i \theta_{yi} + P_3 \Delta \theta_{y3} \quad (2.3.2-7)$$

$$N_1 = \frac{1-\xi}{2}, \quad N_2 = \frac{1+\xi}{2}, \quad P_3 = 1-\xi^2 \quad (-1 \leq \xi \leq 1) \quad (2.3.2-8)$$

为了计算单元中央的假想点的旋转角  $\Delta\theta_{y3}$  使用了下列假定：

剪力和弯矩满足下列关系平衡关系：

$$Q_z = -\frac{\partial M_y}{\partial x} \quad (2.3.2-9)$$

使用上面的平衡关系计算的平均剪切应变  $\bar{\gamma}_{zx}$  与由形函数计算的剪切应变  $\gamma_{zx}$  满足下列方程：

$$\int_{L_e} (\gamma_{zx} - \bar{\gamma}_{zx}) dL = 0 \quad (2.3.2-10)$$

使用上述假定可得中央假想点的旋转角  $\Delta\theta_{y3}$  如下：

$$\Delta\theta_{y3} = \frac{3}{2L_e(1+\phi_3)} \begin{bmatrix} 1 & -\frac{L_e}{2} & -1 & -\frac{L_e}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ \theta_{y1} \\ w_2 \\ \theta_{y2} \end{Bmatrix}, \quad \phi_3 = \frac{12EI_y}{GA_{sz}L_e^2} \quad (2.3.2-11)$$

式中：

$A_{sx}$  —— 有效剪切面积；

$I_y$  —— 截面惯性矩。

节点位移和曲率  $\kappa_y$  的关系使用矩阵  $B_{bi}$  表示如下：

$$\kappa_y = \sum_{i=1}^2 B_{bi} u_i \quad (2.3.2-12)$$

$$B_{bi} = \left\{ \frac{3a_i}{2L_e(1+\phi_3)} \frac{\partial P_3}{\partial x}, \quad \frac{3}{4(1+\phi_3)} \frac{\partial P_3}{\partial x} - \frac{\partial N_i}{\partial x} \right\}, \quad a_1 = -1, \quad a_2 = 1 \quad (2.3.2-13)$$

剪切变形使用  $\bar{\gamma}_{zx}$ ， $\bar{\gamma}_{zx}$  与节点位移的关系用  $B_{si}$  表示如下：

$$\bar{\gamma}_{zx} = \sum_{i=1}^2 B_{si} u_i \quad (2.3.2-14)$$

$$B_{si} = \left\{ \frac{a_i}{L_e(1+\phi_3)}, \quad \frac{L_e}{2(1+\phi_3)} \right\}, \quad a_1 = -1, \quad a_2 = 1 \quad (2.3.2-15)$$

由此可得抗剪和抗弯刚度如下：

$$K_{ij} = \int_{L_e} (B_{bi}^T D_b B_{bj} + B_{si}^T D_s B_{sj}) dL \quad (2.3.2-16)$$

$$D_b = I_y \{E\}, \quad D_s = A_{sy} \{G\} \quad (2.3.2-17)$$

将式(2.3.2-16)积分整理可得 x-z 平面上的抗弯和抗剪刚度如下：

$$K_{\text{bending}} + K_{\text{shear}} = \frac{EI_y}{1 + \phi_3} \begin{bmatrix} \frac{12}{L_e^3} & \frac{6}{L_e^2} & -\frac{12}{L_e^3} & \frac{6}{L_e^2} \\ & \frac{4}{L_e} \left(1 + \frac{\phi_3}{4}\right) & \frac{6}{L_e^2} & \frac{2}{L_e} \left(1 - \frac{\phi_3}{2}\right) \\ & & \frac{12}{L_e^3} & \frac{6}{L_e^2} \\ \text{Symm.} & & & \frac{4}{L} \left(1 + \frac{\phi_3}{4}\right) \end{bmatrix} \quad (2.3.2-18)$$

单元坐标系 x-y 平面上的抗弯和抗剪刚度也可按相同的方法获得。

## 2.4 曲梁单元

### 2.4.1 概要

曲梁单元是由两点和弧中心定义的曲线单元，可承受拉力、压力、剪切、弯曲、扭转等外力，曲梁单元也是使用了铁摩辛柯梁理论。

曲梁单元的每个节点具有三个平动自由度和三个旋转自由度，单元坐标系使用了由两点和弧中心点构成的曲线坐标系(*curve-linear coordinate*)。

曲梁单元的单元内力的符号约定见图 2.4.1，箭头方向为正(+)方向。

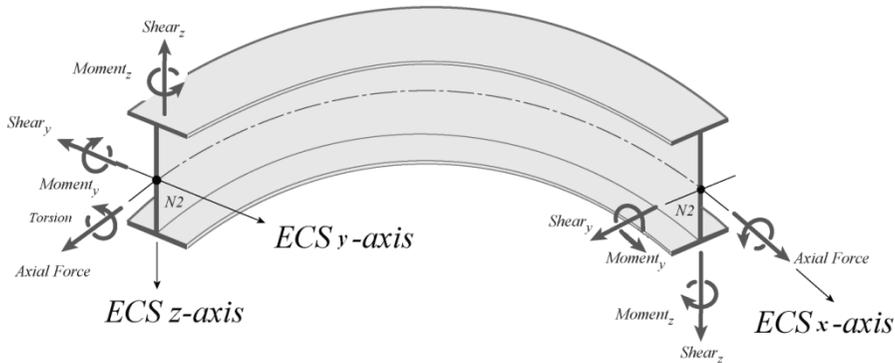


图 2.4.1 曲梁单元的单元坐标系和单元内力的符号约定

### 2.4.2 有限元公式

曲梁单元假设沿全长截面相同，曲梁单元的响应可分为面内响应和面外响应，根据铁摩辛柯梁理论，应变和位移的变换关系如下：

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{w}{R}, \quad \gamma_{xz} = \frac{u}{R} - \frac{\partial w}{\partial x} - \theta_y, \quad \kappa_{xz} = -\frac{\theta_x}{R} + \frac{\partial \theta_z}{\partial x} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} - \theta_z, \quad \kappa_{xy} = \frac{\partial \theta_y}{\partial x}, \quad \kappa_{xx} = \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + \frac{\theta_z}{R}\end{aligned}\quad (2.4.2-1)$$

其中,  $\varepsilon_{xx}$ 、 $\gamma_{xz}$ 、 $\kappa_{xz}$  是面内应变,  $\gamma_{xy}$ 、 $\kappa_{xy}$ 、 $\kappa_{xx}$  是面外应变分量。曲梁的能量公式如下:

$$U = \int_l \frac{1}{2} \boldsymbol{\varepsilon}^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varepsilon} dx - W \quad (2.4.2-2)$$

式中:

- $W$  —— 外力作用的功;
- $\boldsymbol{\varepsilon}$  —— 应变向量。

曲梁单元的位移用多项式表示如下:

$$u(\xi) = \frac{1-\xi}{2} u_i + \frac{1+\xi}{2} u_j + \sum_{i=1}^n \varphi_i(\xi) \lambda_i \quad (2.4.2-3)$$

式中:

- $\varphi_i$  —— 任意形函数(arbitrary shape function);
- $\lambda_i$  —— 位移参数(displacement parameter);
- $n$  —— 添加项数量。

将位移、应变、应力离散化表示如下:

$$\mathbf{u} = \mathbf{N} \mathbf{d} \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D} \mathbf{u} \quad \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.4.2-4)$$

位移与应变的几何关系矩阵  $\mathbf{D}$  如下:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \xi} & 0 & \frac{1}{R} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \xi} & 0 & 0 & 0 & -1 \\ \frac{1}{R} & 0 & -\frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \xi} & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \xi} & 0 & \frac{1}{R} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \xi} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{R} & 0 & \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad (2.4.2-5)$$

式中：

- $R$  —— 半径；  
 $L$  —— 曲梁单元长度。

应力与应变的本构矩阵  $C$  如下：

$$C = \begin{bmatrix} EA \left( 1 + \frac{I_z}{AR^2} \right) & 0 & 0 & 0 & -\frac{EI_z}{R} & 0 \\ 0 & \mu GA & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mu GA & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GI_x & 0 & 0 \\ -\frac{EI_z}{R} & 0 & 0 & 0 & EI_z & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & EI_y \end{bmatrix} \quad (2.4.2-6)$$

式中：

- $I_x$  —— 抗扭刚度；  
 $I_y$  ——  $y$  方向抗弯刚度；  
 $I_z$  ——  $z$  方向抗弯刚度。

对曲梁的能量方程变分代入有限单元矩阵可得如下刚度矩阵：

$$K = \int_l N^T D^T C D N dx \quad (2.4.2-7)$$

## 2.5 平面应力单元

### 2.5.1 概要

平面应力单元是由在同一平面上的三个或四个点构成的单元，只能承受面内方向的荷载，一般用来模拟厚度较小且均匀的薄板(*membrane*)。结构大师中的弹性膜使用的就是平面应力单元。

平面应力单元为非协调等参单元，没有厚度方向的应力，厚度方向的应变是由泊松效果产生的。因为平面应力单元没有旋转刚度和面外刚度，所以在没有与梁和柱连接的位置在分析过程中会发生奇异，在结构大师中会自动处理以防奇异的发生。如图 2.5.1 所示，程序内部会自动约束没有与边梁连接的楼板内部节点的  $D_z$ 、 $R_x$ 、 $R_y$ 、 $R_z$  方向自由度。

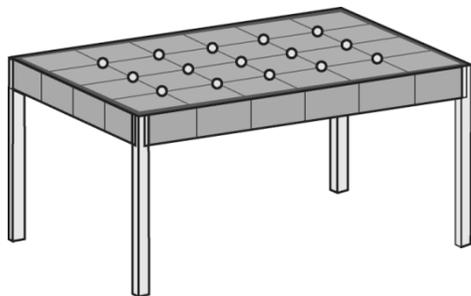


图 2.5.1 为了防止发生奇异自动约束板内节点的自由度

单元的长宽比对分析结果有较大影响，一般来说尽量取接近于 1.0 的值，四边形单元的内部夹角应尽量接近于  $90^\circ$ ，当难以控制保证所有单元具有良好的形状时，应该在应力集中位置和需要详细分析的部位使用品质良好的正四边形单元。一般来说单元划分的越小，分析的收敛性和精确度越高。在结构大师中用户可指定不同构件的单元划分尺寸。

## 2.5.2 有限元公式

假设平面应力单元的厚度不变，平面应力单元使用等参单元，四节点单元使用非协调模式。平面应力单元只有沿单元坐标系  $x$ 、 $y$  方向的平动位移  $u$ 、 $v$ ：

$$u_i = \{u_i \quad v_i\}^T \quad (2.5.2-1)$$

没有考虑非协调模式的单元内任意的坐标  $x$ 、 $y$  和平动位移  $u$ 、 $v$  使用形函数表示如下：

$$x = \sum_{i=1}^n N_i x_i, \quad y = \sum_{i=1}^n N_i y_i, \quad u = \sum_{i=1}^n N_i u_i, \quad v = \sum_{i=1}^n N_i v_i \quad (2.5.2-2)$$

三节点单元的形函数

$$N_1 = 1 - \xi - \eta, \quad N_2 = \xi, \quad N_3 = \eta \quad (2.5.2-3)$$

四边形单元的形函数

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta), & N_2 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta), & N_4 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) \end{aligned} \quad (2.5.2-4)$$

节点位移  $u$  与应变  $\varepsilon$  使用几何转换矩阵  $B_i$  表示如下：

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^N B_i u_i \quad (2.5.2-5)$$

转换矩阵  $B_i$  可以使用形函数的微分表示如下：

$$B_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.5.2-6)$$

与面内变形相关的单元刚度矩阵如下：

$$K_{ij} = t \iint_{A_e} B_i^T D B_j dA \quad (2.5.2-7)$$

式中：

$t$  —— 厚度；  
 $A_e$  —— 面积。

各向同性材料的应力与应变的本构矩  $D$  如下：

$$D = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.5.2-8)$$

线性分析时，四节点单元使用非协调模式，除了节点位移以外会有下列其它自由度的位移：

$$u_a = \{a_1 \quad b_1 \quad a_2 \quad b_2\}^T \quad (2.5.2-9)$$

考虑非协调模式的节点坐标  $x$ 、 $y$  和平动位移  $u$ 、 $v$  如下：

$$\begin{aligned} x &= \sum_{i=1}^4 N_i x_i \\ y &= \sum_{i=1}^4 N_i y_i \\ u &= \sum_{i=1}^4 N_i u_i + a_1 P_1 + a_2 P_2 \\ v &= \sum_{i=1}^4 N_i v_i + b_1 P_1 + b_2 P_2 \end{aligned} \quad (2.5.2-10)$$

非协调模式的形函数如下：

$$P_1 = 1 - \xi^2$$

$$P_2 = 1 - \eta^2 \quad (2.5.2-11)$$

应变  $\varepsilon$  使用节点位移和非协调模式表示如下:

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^4 B_i u_i + B_a u_a \quad (2.5.2-12)$$

与非协调模式相关的转换矩阵  $B_a$  如下:

$$B_a = \begin{bmatrix} \frac{\partial P_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial P_2}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial P_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial P_2}{\partial y} \\ \frac{\partial P_1}{\partial y} & \frac{\partial P_1}{\partial x} & \frac{\partial P_2}{\partial y} & \frac{\partial P_2}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.5.2-13)$$

使用转换矩阵  $B_i$  和  $B_a$  计算面内刚度矩阵可得下面四个刚度矩阵:

$$\begin{aligned} K_{ij} &= t \iint_{A_e} B_i^T D B_j dA \\ K_{ia} &= t \iint_{A_e} B_i^T D B_a dA \\ K_{ai} &= t \iint_{A_e} B_a^T D B_i dA \\ K_{aa} &= t \iint_{A_e} B_a^T D B_a dA \end{aligned} \quad (2.5.2-14)$$

四个刚度矩阵的关系如下:

$$\begin{bmatrix} [K_{ij}] & [K_{ia}] \\ [K_{aj}] & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_j\} \\ u_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.5.2-15)$$

使用静力凝聚(*static condensation*)方法消除非协调模式的刚度:

$$[K_{ij}]_{\text{new}} = [K_{ij}] - [K_{ia}] K_{aa}^{-1} [K_{aj}] \quad (2.5.2-16)$$

在计算与非协调模式相关的转换矩阵  $B_a$  时, 微分中使用自然坐标系(*natural coordinate*)相对于原点( $\xi=\eta=0$ )的雅可比转换。非协调模式可以模拟如图 2.5.2 所示的面内弯曲变形, 所以可提高单元性能。

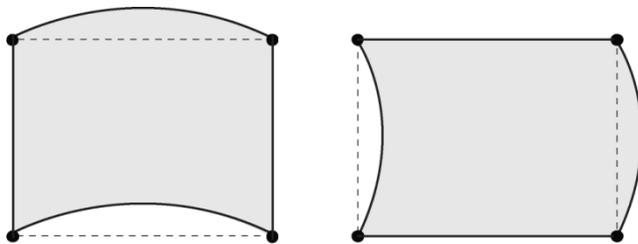


图 2.5.2 非协调模式的形状(弯曲)

## 2.6 板单元

### 2.6.1 概要

板单元具有平面内刚度和平面外刚度，在楼板类型中选择弹性板时使用的单元就是板单元，楼板详细分析中使用的单元也是板单元。

板单元由三节点或四节点构成，可承受面内受拉、面内受压、面内剪切等面内荷载，也可以承受面外的弯曲和剪切力。板单元一般用来模拟建筑物的楼板。

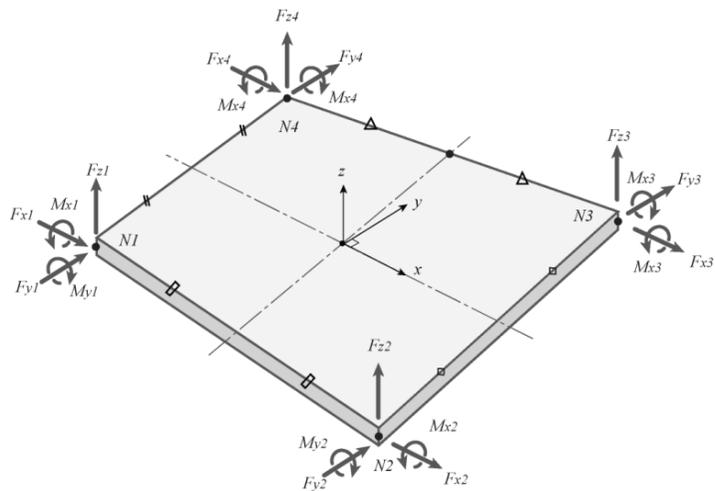
板单元的面外刚度的计算理论有薄板和厚板理论，结构大师中使用了基于厚板的理论(*Mindlin-Reissner Plate Theory*)，但同时使用了适当的剪切应变场使之也能适合于薄板的分析。一般来说四节点单元的应力结果要优于三节点单元，所以应尽量使用四节点单元，特别是在应力集中位置或需要详细分析的位置应使用细分的四边形单元。

板单元的内力在主菜单“楼板详细分析”中进行分析 and 设计之后输出，输出位置如下：

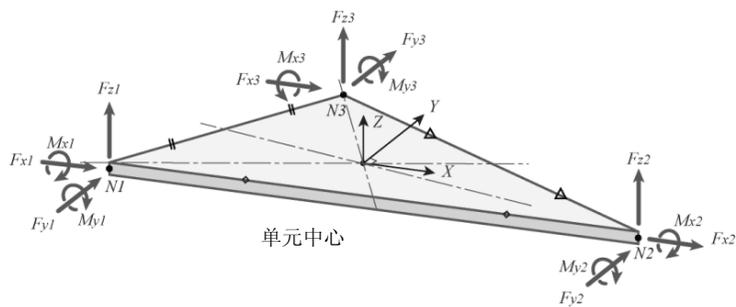
- ① 输出节点位置的单元内力；
- ② 输出节点位置和单元中心的每延米内力。

节点位置的单元内力是由节点上的位移和单元刚度相乘而得的，节点和单元中心的每延米内力是分别计算面内和面外的变形后沿着厚度方向对应力进行积分计算获得的。每延米的内力结果对于钢筋混凝土楼板设计非常实用。

单元内力的符号约定见图 2.6.1-1，箭头方向为正(+)方向。节点和单元中心的每延米内力的符号约定见图 2.6.1-2，箭头方向为正(+)方向。

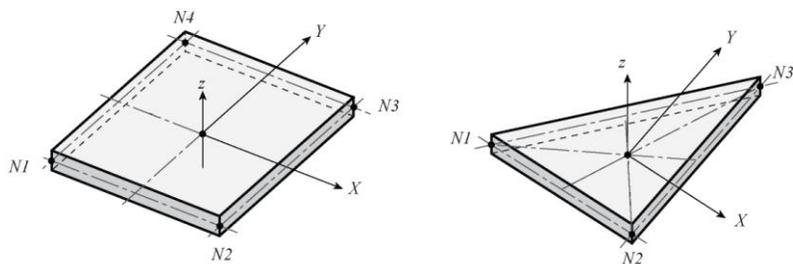


(a) 四边形单元的节点内力



(b) 三角形单元的节点内力

图 2.6.1-1 板单元的节点内力的符号约定



(a) 每延米内力输出位置

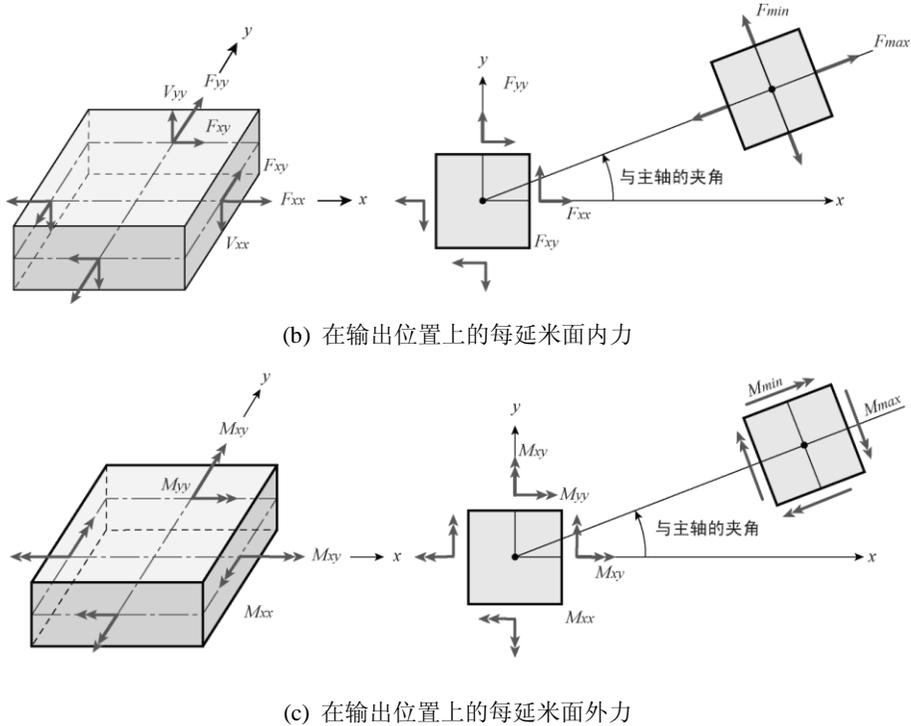


图 2.6.1-2 板单元的每延米单元内力输出位置和符号约定

### 2.6.2 有限元公式

板单元具有单元平面内的三个平动自由度和绕  $x$ 、 $y$ 、 $z$  轴的三个旋转自由度。平面板单元的各应变的刚度类型如下：

(1) 面内变形

三节点单元：使用等参单元（与平面应力单元相同），考虑绕  $z$  轴的旋转自由度；  
 四节点单元：使用等参单元（与平面应力单元相同），考虑绕  $z$  轴的旋转自由度。

(2) 面外变形：

三节点单元：DKMT<sup>2</sup>(Discrete Kirchhoff Mindlin Triangle)

四节点单元：DKMQ<sup>3</sup>(Discrete Kirchhoff Mindlin Quadrilateral)

板的面内刚度需要考虑沿  $x$ 、 $y$  方向的平动位移  $u$ 、 $v$  和绕  $z$  轴的旋转位移  $\theta_z$  的影响。

<sup>2</sup> I. Katili, "A New Discrete Kirchhoff-Mindlin Element Based on Mindlin-Reissner Plate Theory and Assumed Shear Strain Fields – Part I: An Extended DKT Element for Thick-Plate Bending Analysis," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 36, 1859-1883, 1993

<sup>3</sup> I. Katili, "A New Discrete Kirchhoff-Mindlin Element Based on Mindlin-Reissner Plate Theory and Assumed Shear Strain Fields-Part II: An Extended DKQ Element for Thick-Plate Bending Analysis," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 36, 1885-1908, 1993

$$\mathbf{u}_i = \{u_i, v_i, \theta_{zi}\}^T \quad (2.6.2-1)$$

有  $N$  个节点的单元内任意坐标  $x$ 、 $y$  和平动位移  $u$ 、 $v$  使用形函数表示如下:

$$x = \sum_{i=1}^N N_i x_i, \quad y = \sum_{i=1}^N N_i y_i \quad (2.6.2-2)$$

$$\begin{aligned} u &= \sum_{i=1}^N N_i u_i + \frac{1}{8} \sum_{i=1}^N P_i (y_j - y_i) (\theta_{zj} - \theta_{zi}) \\ v &= \sum_{i=1}^N N_i v_i - \frac{1}{8} \sum_{i=1}^N P_i (x_j - x_i) (\theta_{zj} - \theta_{zi}) \\ i &= 1, 2, \dots, N-1, N \quad j = 2, 3, \dots, N, 1 \end{aligned} \quad (2.6.2-3)$$

其中,  $\theta_{zi}$  是节点上的旋转位移, 三节点和四节点板单元的形函数如下:

三节点单元

$$N_1 = 1 - \xi - \eta, \quad N_2 = \xi, \quad N_3 = \eta \quad (2.6.2-4)$$

$$P_1 = 4\xi(1 - \xi - \eta)$$

$$P_2 = 4\xi\eta$$

$$P_3 = 4\eta(1 - \xi - \eta) \quad (2.6.2-5)$$

四节点单元

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta), & N_2 &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta), & N_4 &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta) \end{aligned} \quad (2.6.2-6)$$

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2}(1 - \xi^2)(1 - \eta), & P_2 &= \frac{1}{2}(1 + \xi)(1 - \eta^2) \\ P_3 &= \frac{1}{2}(1 - \xi^2)(1 + \eta), & P_4 &= \frac{1}{2}(1 - \xi)(1 - \eta^2) \end{aligned} \quad (2.6.2-7)$$

节点位移  $u$  和面内应变  $\varepsilon$  的关系使用转换矩阵  $\mathbf{B}_i$  表达如下:

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^N \mathbf{B}_i u_i \quad (2.6.2-8)$$

转换矩阵  $\mathbf{B}_i$  用新函数的微分表示如下:

$$B_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \frac{(y_i - y_k)}{8} \frac{\partial P_k}{\partial x} - \frac{(y_j - y_i)}{8} \frac{\partial P_i}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{(x_k - x_i)}{8} \frac{\partial P_k}{\partial y} - \frac{(x_i - x_j)}{8} \frac{\partial P_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & \frac{(y_i - y_k)}{8} \frac{\partial P_k}{\partial y} - \frac{(y_j - y_i)}{8} \frac{\partial P_i}{\partial y} + \frac{(x_k - x_i)}{8} \frac{\partial P_k}{\partial x} - \frac{(x_i - x_j)}{8} \frac{\partial P_i}{\partial x} \end{bmatrix}$$

$$i = 1, 2, \dots, N-1, N, \quad j = 2, 3, \dots, N, 1, \quad k = N, 1, \dots, N-2, N-1 \quad (2.6.2-9)$$

面内变形单元刚度矩阵如下:

$$K_{ij}^{(1)} = \iint_{A_e} t B_i^T D B_j dA \quad (2.6.2-10)$$

式中:

$t$  —— 厚度;

$A_e$  —— 面积。

各向同性材料的应力和应变关系矩阵  $D$  如下:

$$D = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.6.2-11)$$

使用具有绕  $z$  轴旋转自由度的单元时, 在单元的边上会产生附加的平动位移, 附加平动位移形状采用二次内插函数, 附加变形在节点上不产生剪切变形(见图 2.6.2-1):

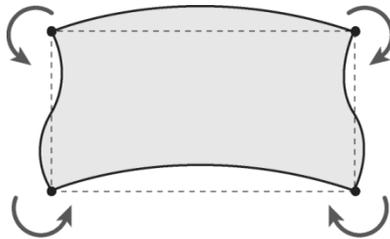


图 2.6.2-1 弯曲变形和旋转自由度的关系

计算面外刚度使用的 DKMT(三节点)和 DKMQ(四节点)单元考虑剪切变形的影响, 剪切变形采用假想法。节点上的自由度有沿单元坐标系  $z$  方向的平动位移  $\omega$  和绕  $x$ 、 $y$  轴的旋转位移  $\theta_x$ 、 $\theta_y$ :

$$u_i = \{w_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi}\}^T \quad (2.6.2-12)$$

平动位移  $w_i$  和旋转位移  $\theta_x$ 、 $\theta_y$  用形函数表示如下：

$$w = \sum_{i=1}^N N_i w_i, \quad \theta_x = \sum_{i=1}^N N_i \theta_{xi} + \sum_{i=1}^N P_i S_{ij} \Delta \theta_{ni}$$

$$\theta_y = \sum_{i=1}^N N_i \theta_{yi} - \sum_{i=1}^N P_i C_{ij} \Delta \theta_{ni} \quad (2.6.2-13)$$

$$C_{ij} = -x_{ij} / L_{ij}, \quad S_{ij} = -y_{ij} / L_{ij}, \quad x_{ij} = x_i - x_j$$

$$y_{ij} = y_i - y_j, \quad L_{ij}^2 = x_{ij}^2 + y_{ij}^2$$

$$i = 1, 2, \dots, N-1, N \quad j = 2, 3, \dots, N,$$

其中，形函数  $N_i$ 、 $N_p$  见上面公式(2.6.2-4)~(2.6.2-7)。为了计算单元边上的假想旋转角  $\Delta \theta_{ni}$  使用下列假定：

在  $N$  个边上剪力和弯矩满足下列平衡条件：

$$Q_s = -M_{ns,s} - M_{ns,n} \quad (2.6.2-14)$$

绕垂直于单元边的轴的旋转位移沿边长方向为二次函数，绕切线方向轴的旋转位移为一次函数：

$$\theta_n = \left(1 - \frac{s}{L_{ij}}\right) \theta_{ni} + \frac{s}{L_{ij}} \theta_{nj} + 4 \frac{s}{L_{ij}} \left(1 - \frac{s}{L_{ij}}\right) \Delta \theta_{ni}$$

$$\theta_s = \left(1 - \frac{s}{L_{ij}}\right) \theta_{si} + \frac{s}{L_{ij}} \theta_{sj}$$

$$i = 1, 2, \dots, N-1, N \quad j = 2, 3, \dots, N, 1 \quad (2.6.2-15)$$

利用式(2.6.2-14)计算的剪切应变  $\gamma_{sx}$  和用形函数计算的剪切应变  $\bar{\gamma}_{sx}$  满足下方程：

$$\int_0^{L_{ij}} (\gamma_{sz} - \bar{\gamma}_{sz}) ds = 0 \quad (2.6.2-16)$$

将通过上述假定计算的  $\Delta \theta_{ni}$  代入式(2.6.2-13)可得用  $u_i$  表达的旋转位移  $\theta_x$ 、 $\theta_y$ ：

$$\theta_x = \sum_{i=1}^N H_{xi}^T u_i, \quad \theta_y = \sum_{i=1}^N H_{yi}^T u_i \quad (2.6.2-17)$$

其中， $H_{xi}$ 、 $H_{yi}$  分别为：

$$H_{x,i} = \begin{Bmatrix} 0 \\ N_i \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \frac{3P_k S_{ki}}{2L_{ki}(1+\phi_{ki})} - \frac{3P_i S_{ij}}{2L_{ij}(1+\phi_{ij})} \\ \frac{3P_k S_{ki} y_{ki}}{4L_{ki}(1+\phi_{ki})} + \frac{3P_i S_{ij} y_{ij}}{4L_{ij}(1+\phi_{ij})} \\ -\frac{3P_k S_{ki} x_{ki}}{4L_{ki}(1+\phi_{ki})} - \frac{3P_i S_{ij} x_{ij}}{4L_{ij}(1+\phi_{ij})} \end{Bmatrix} \quad (2.6.2-18)$$

$$H_{y,i} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ N_i \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -\frac{3P_k C_{ki}}{2L_{ki}(1+\phi_{ki})} + \frac{3P_i C_{ij}}{2L_{ij}(1+\phi_{ij})} \\ -\frac{3P_k C_{ki} y_{ki}}{4L_{ki}(1+\phi_{ki})} - \frac{3P_i C_{ij} y_{ij}}{4L_{ij}(1+\phi_{ij})} \\ \frac{3P_k C_{ki} x_{ki}}{4L_{ki}(1+\phi_{ki})} + \frac{3P_i C_{ij} x_{ij}}{4L_{ij}(1+\phi_{ij})} \end{Bmatrix} \quad (2.6.2-19)$$

$$\phi_{ij} = \frac{2}{\kappa(1-\nu)} \left( \frac{t^2}{L_{ij}^2} \right) \quad (\text{各向同性材料})$$

$$i = 1, 2, \dots, N-1, N \quad j = 2, 3, \dots, N, 1 \quad k = N, 1, \dots, N-2, N-1$$

节点位移和曲率  $\kappa$  的关系如下:

$$\kappa = \sum_{i=1}^N B_{bi} u_i \quad (2.6.2-20)$$

$$B_{bi} = \begin{bmatrix} -\frac{\partial H_{yi}^T}{\partial x} \\ \frac{\partial H_{xi}^T}{\partial y} \\ \frac{\partial H_{xi}^T}{\partial x} - \frac{\partial H_{yi}^T}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (2.6.2-21)$$

剪切变形  $\gamma$  可使用由(2.6.2-16)计算的  $\bar{\gamma}_{sz}$ ,

$$\gamma = \sum_{i=1}^N B_{si} u_i \quad (2.6.2-22)$$

其中, 剪切变形和节点位移的关系矩阵  $B_{si}$  如下:

三节点单元:

$$B_{si} = \begin{bmatrix} \left(\frac{S_{jk}}{A_j} N_j - \frac{S_{ki}}{A_i} N_i\right) \frac{\phi_{ij}}{L_{ij}(1+\phi_{ij})} & \left(\frac{S_{ij}}{A_i} N_i - \frac{S_{jk}}{A_k} N_k\right) \frac{\phi_{ki}}{L_{ki}(1+\phi_{ki})} \\ \left(\frac{C_{ki}}{A_i} N_i - \frac{S_{jk}}{A_j} N_j\right) \frac{\phi_{ij}}{L_{ij}(1+\phi_{ij})} & \left(\frac{S}{A_k} N_k - \frac{S}{A_i} N_i\right) \frac{\phi_{ki}}{L_{ki}(1+\phi_{ki})} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & \frac{-y_{ij}}{2} & \frac{x_{ij}}{2} \\ -1 & \frac{-y_{ki}}{2} & \frac{x_{ki}}{2} \end{bmatrix}$$

$$i=1,2,3 \quad j=2,3,1 \quad k=3,1,2, \quad A_i = C_{ij}S_{ki} - C_{ki}S_{ij} \quad (2.6.2-23)$$

四节点单元:

$$B_{si} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial x} \frac{\phi_{ij}}{(1+\phi_{ij})} & \frac{\partial N_k}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial x} \frac{\phi_{ki}}{(1+\phi_{ki})} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial y} \frac{\phi_{ij}}{(1+\phi_{ij})} & \frac{\partial N_k}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial y} \frac{\phi_{ki}}{(1+\phi_{ki})} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & \frac{-y_{ij}}{2} & \frac{x_{ij}}{2} \\ -1 & \frac{-y_{ki}}{2} & \frac{x_{ki}}{2} \end{bmatrix} \quad (2.6.2-24)$$

$$i=1,2,3,4 \quad j=2,3,4,1 \quad k=4,1,2,3$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial x} = \begin{cases} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} & i=1,3 \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} & i=2,4 \end{cases}, \quad \frac{\partial N_i}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial y} = \begin{cases} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} & i=1,3 \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} & i=2,4 \end{cases} \quad (2.6.2-25)$$

由此可得与面外弯曲和剪切变形相关的刚度矩阵如下:

$$K_{ij}^{(0)} = \int_{A_e} (B_{bi}^T D B_{bj} \frac{t^3}{12} + B_{si}^T D B_{sj} t) dA \quad (2.6.2-26)$$

四节点平板单元的四个节点不在同一个平面时, 节点位移会不准确。为了解决这个问题程序使用了 MacNeal<sup>4</sup>推荐的刚度修正法。如图 2.6.2-2 所示, 将在 A-B-C-D 平面上计算的刚度矩阵  $K_p$  转换为实际节点位置 N1-N2-N3-N4 上的刚度  $K$  时使用了转换矩阵  $S$ :

$$K = S^T K_p S \quad (2.6.2-27)$$

<sup>4</sup> R.H. MacNeal, *Finite Elements: Their Design and Performance*, Marcel Dekker Inc., New York, 1994



高如下图 2.7.1(a)所示的洞口剪力墙的计算精度和效率。例如，当洞口位置没有荷载时，则单元 A 的四个边中 P1 和 P4 连接成的边上不会产生竖向和剪切应力。

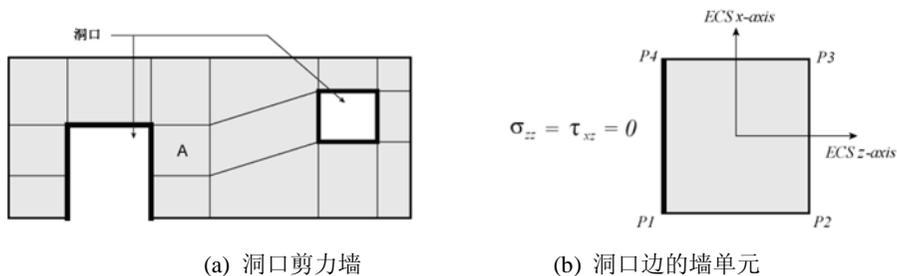


图 2.7.1 开洞剪力墙单元

## 2.7.2 自由度和单元坐标系

墙单元除了具有沿单元坐标系  $x$ 、 $z$  轴方向的平动自由度和绕  $y$  轴的旋转自由度以外，还有绕  $x$  轴和  $z$  轴的旋转自由度(见图 2.7.2)。墙单元的单元坐标系采用遵循右手法则的直角坐标系。

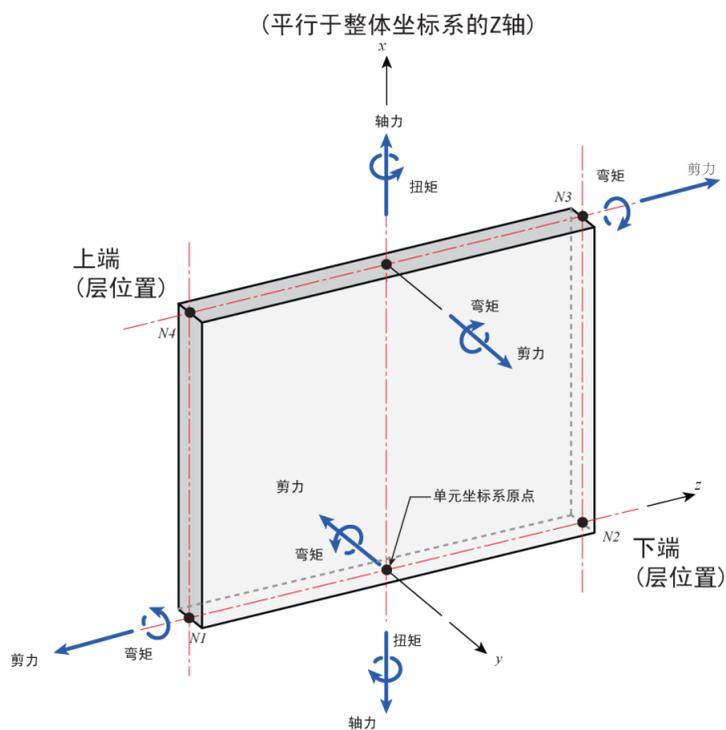


图 2.7.2 墙的单元坐标系和单元内力的符号约定

墙单元坐标系的  $x$  轴自动被设置为与整体坐标系  $Z$  轴方向相同。用“两点”建立墙构件时，点击的第一个点指向第二个点的方向为墙单元坐标系  $z$  轴的方向，墙单元坐标系的  $y$  轴为垂直于  $x-z$  平面的轴。墙单元的节点要在同一个平面上，墙构件的内力输出是按一字形墙输出，输出位置为墙构件中心。

### 2.7.3 梁与墙连接的处理

虽然墙单元有绕平面内的旋转自由度，但是为了更准确的反映如下图 2.7.3 所示的连接状态，程序内部采用了连接单元约束了连接位置的旋转自由度。连接单元考虑了梁的高度和墙的刚度，设置了恰当的抗弯和抗剪刚度使其能准确模拟真实的变形，连接单元没有设置轴向刚度。

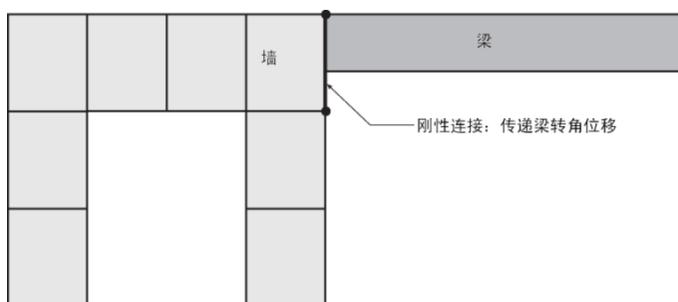


图 2.7.3 梁与墙连接位置的处理

## 第三章 边界和荷载

### 3.1 自由度的约束条件

对自由度的约束既有模拟实际边界条件的需要，也有分析的需要。前者如对支承条件的模拟，后者如为了防止分析中发生奇异，对桁架单元之间的连接点的旋转位移成分的约束。

如图 3.1 所示的框架，为只能承受 X-Z 平面内变形的二维框架结构，为了防止分析中发生奇异，需要约束所有节点沿整体坐标系 Y 方向的位移自由度和绕 X 轴、Z 轴的旋转自由度。

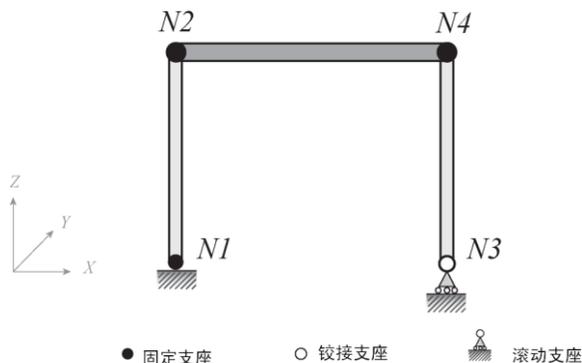


图 3.1 二维框架结构的自由度约束条件

另外为了模拟柱下端与地基的连接状态，需要约束节点 N1 沿整体坐标系 X、Z 轴方向的位移自由度和绕 Y 轴的旋转自由度；约束 N3 的沿 Z 方向的位移自由度。

定义了支承条件时，将按整体坐标系方向输出反力。

### 3.2 节点弹簧支承

节点弹簧一般用来模拟桩基和地基的刚度。模拟地基的支承条件时，土的弹簧刚度可取基床系数乘以节点负担的有效面积，如果不考虑土的受拉特性时，可将节点弹簧定义为只受压。

当用弹簧模拟柱或桩时，其轴向刚度可取  $EA/H$ ，其中  $E$  为柱或桩的弹性模量、 $A$  为有效面积、 $H$  为计算长度；旋转刚度可取  $\alpha EI/H$ ，其中  $\alpha$  值是与柱上下端的连接状态有关旋转刚度系数、 $I$  为有效惯性矩、 $H$  为柱的计算长度。

图 3.2 为有一层地下室的框架模型，可用只受压节点弹簧模拟土的单向约束，表中列出的是定义的弹簧的方向。

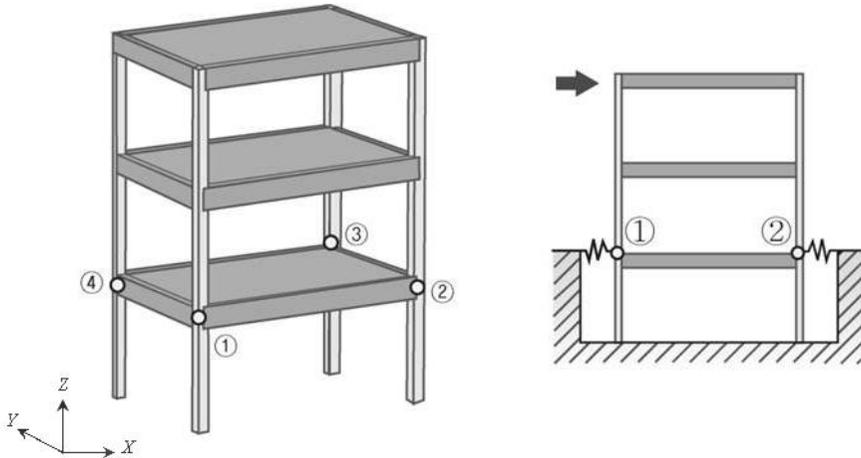
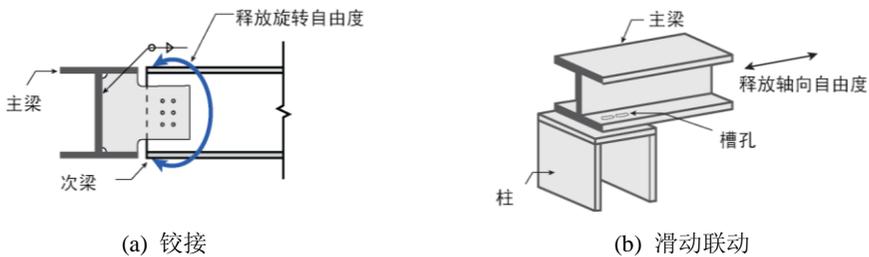


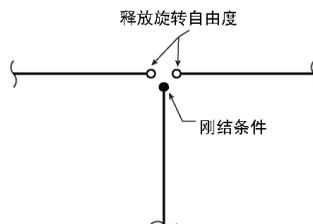
图 3.2 只受压节点弹簧的定义

节点	$D_x$		$D_y$	
	正方向	负方向	正方向	负方向
1		0		0
2	0			0
3	0		0	
4		0	0	

节点弹簧可输入沿整体坐标系方向的三个平动和三个旋转共六个方向的刚度。

### 3.3 释放端部约束





(c) 多个梁单元的铰接

图 3.3 释放梁单元端部约束

如图 3.3 所示，可使用释放梁端部约束命令定义铰接或滑动连接。当有可靠依据时，用户也可以直接输入连接刚度模拟实际的连接状态。

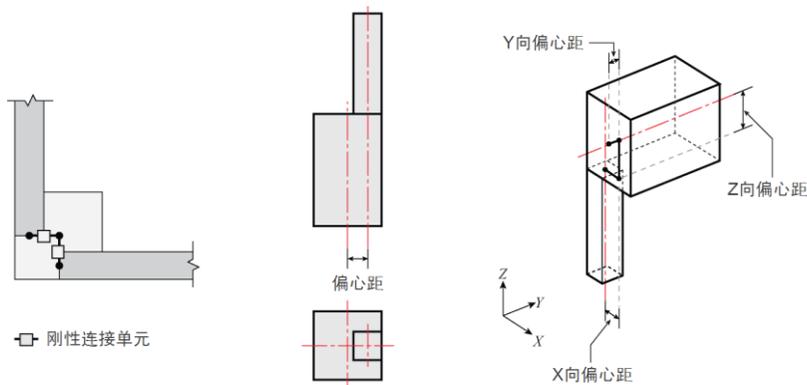
约束方向为单元坐标系方向，释放时应避免发生分析奇异。当完全释放某个方向的约束时，将重新构建整体刚度矩阵；当部分释放约束时，不重新构建整体刚度矩阵，只是在原刚度上使用剩余的刚度值。

### 3.4 构件偏心

因为建筑设计或结构布置的需要，构件间的相互关系不总是中心对齐的。程序中提供梁、柱、墙的偏心定义，同时支持楼板的升降设置。用户既可以直接输入偏心数值，也可以指定参考构件对齐布置。

梁、柱、墙的偏心不仅用于显示，对分析结果、施工图绘制均有影响。楼板升降仅用于显示和绘制施工图时的标注，对分析结果没有影响。楼板错层时如果要考虑对分析的影响，用户应建立新的结构标准层。

如图 3.4 所示，设置偏心时，在偏心位置和原来的节点位置程序会自动用刚臂连接。构件的荷载、刚度均按偏心后的位置计算，单元内力的输出位置也是偏心后的位置。



(a) 构件偏心的处理

(b) 柱之间的偏心

(c) 柱和梁之间的偏心处理

图 3.4 构件偏心

### 3.5 刚域效果

当梁、柱截面尺寸较大时，梁、柱重叠部分的刚度会很大，此时如果使用中心线间距离进行分析时会有很大误差。考虑设计的经济性和准确性，将梁、柱重叠部分可按刚域处理。支撑构件不考虑刚域效果。

如图 3.5 所示，考虑刚域效果的框架结构计算长度( $L_1$ )如下：

$$L_1 = L - Z_F(A + B) \tag{3.5}$$

式中：

- $L$  —— 节点间距离；
- $A、B$  —— 两侧的刚域长度；
- $Z_F$  —— 刚域长度系数。

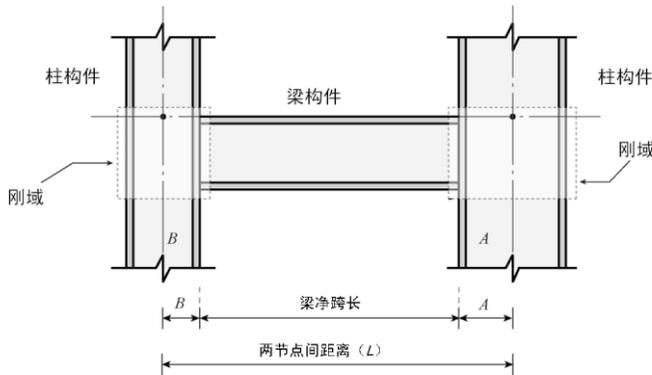


图 3.5 刚域范围

考虑刚域时有关刚度、荷载、自重、内力输出位置的说明如下：

- (1) 单元刚度：轴向和抗扭刚度使用原长度，抗剪和抗弯刚度使用修正后的长度；
- (2) 均布荷载：只使用计算长度范围内的荷载计算梁的弯矩和剪力，但刚域范围内的荷载将包含在梁柱节点位置；
- (3) 自重：柱的自重使用原来长度，梁的自重使用计算长度内的重量；
- (4) 内力输出位置：输出计算长度位置和内部八个等分点位置；
- (5) 刚域长度：梁默认使用柱宽，柱默认使用梁高。结构大师中的梁顶标高默认与楼层标高相同。程序会分别计算各个方向的柱的刚域范围，当同一方向有不同的高度的梁与柱连接时取较大值作为刚域；
- (6) 释放梁端约束：当考虑刚域效果时，梁的铰接位置默认为计算长度的端部。

### 3.6 弹性连接单元

弹性连接单元（弹簧）是只有刚度没有其它结构属性的单元。弹性连接单元一般用

来模拟被简化的构件，例如网架、塔楼间的连接网架等，有时也用来模拟支座条件。

弹性连接可输入三个平移方向的刚度和三个旋转方向的刚度，弹性连接的自由度方向参见图 3.6 使用单元坐标系且遵循右手法则。

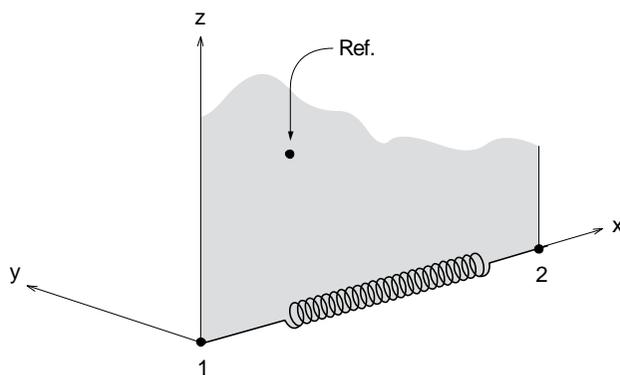


图 3.6 弹性连接的单元坐标系

弹性连接单元也可以只考虑受压和只考虑受拉，只考虑受拉的弹性连接一般可用来模拟轴向刚度较小的支撑，只考虑受压的弹簧一般可用来模拟地基。弹性连接还可以定义为刚性杆，刚性杆可用来模拟简化的空间网架。

只受拉和只受压弹性连接是非线性单元，计算时会使用迭代计算方法直到收敛。对刚性连接，程序会在程序内部赋予一个相对较大的刚度值，使其既符合刚性要求又不至于发生奇异现象。当用户自行输入刚度值时，需要注意刚度值的合理性，不能过大或过小。

## 3.7 构件荷载

结构大师中有梁、柱、剪力墙、楼板、支撑等构件，针对不同的构件程序提供了不同的可加载的荷载形式。

### 3.7.1 梁荷载

如图 3.7.1-1 所示，梁上可输入的荷载形式有集中荷载、均布荷载、局部均匀荷载、梯形荷载。荷载可沿着单元坐标系或整体坐标系方向输入。另外，如图 3.7.1-2 所示，对于均布荷载、局部均布荷载、梯形荷载当沿着整体坐标系方向加载时，可以指定是否按投影长度加载。

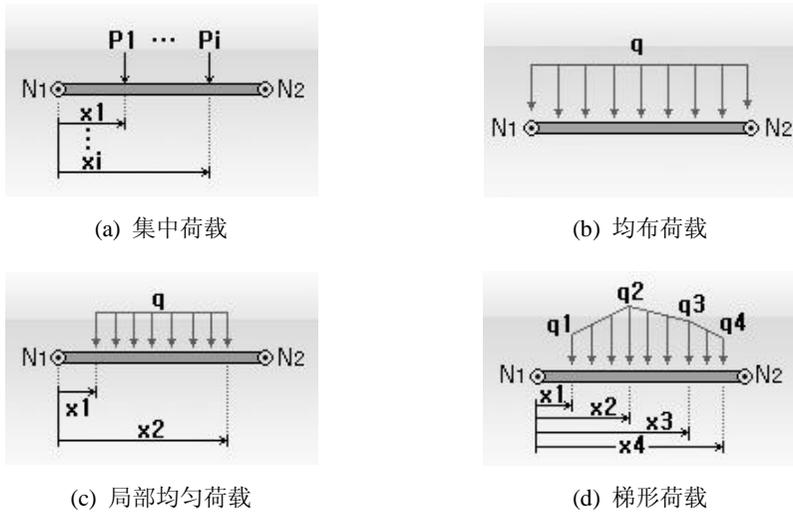


图 3.7.1-1 梁上可输入的荷载形式

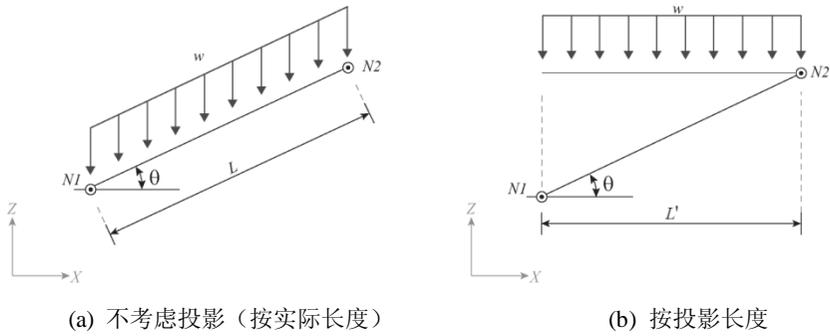
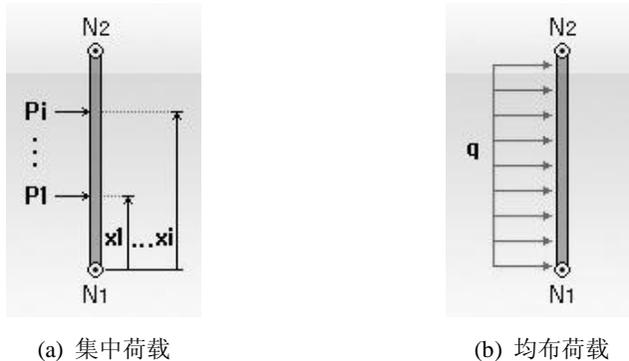


图 3.7.1-2 考虑投影与否时的加载方法示意

### 3.7.2 柱荷载

如图 3.7.2 所示，柱可加载的荷载形式与梁相同。



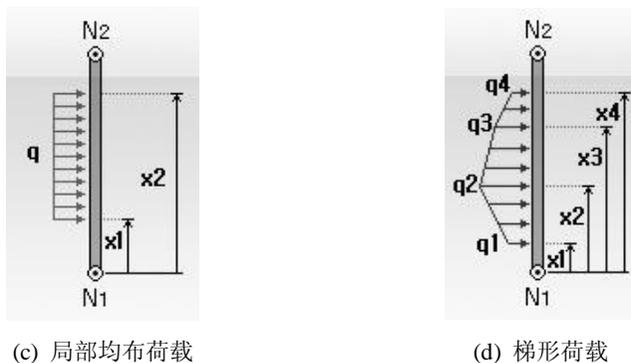


图 3.7.2 柱上可输入的荷载形式

### 3.7.3 墙荷载

荷载形式与梁相同，但是只能输入沿整体坐标系 Z 方向作用的荷载。

### 3.7.4 楼板荷载

楼板上可输入均布荷载，但是只能输入沿整体坐标系 Z 方向作用的荷载。板上还可以输入点荷载和线荷载，板上的线荷载可用来模拟隔墙荷载，板上的点荷载可用来模拟板上的局部集中荷载作用。

### 3.7.5 线荷载和点荷载

线荷载只能加载在线上，线荷载的形式与梁相同，但线荷载只能输入沿整体坐标系 Z 方向作用的荷载。点荷载可以加载在节点或点上，点荷载也只能输入沿整体坐标系方向的荷载（参见图 3.7.5）。

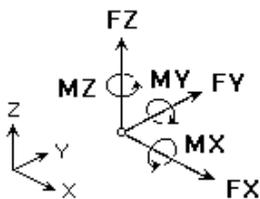


图 3.7.5 节点荷载类型和方向

线和点在梁上时，线荷载和点荷载就作用在梁上；线和点在板上时，线荷载和点荷载就作用在板上。当板上有线荷载和点荷载时，板的分析和设计均采用有限元方法，传递给梁上的荷载也是按照有限元分析结果传递。

### 3.7.6 温度作用

当构件较长时，温度作用引起的膨胀或收缩会使构件发生裂缝或屈曲，也会引起装饰材料的脱落和剥离。另外，当构件处于被约束状态下，也需要验算温度应力作用下的

结构安全性。

对于长度为  $L$ 、线膨胀系数为  $\alpha$  的构件，当温度变化为  $\Delta T$  时，会发生大小为  $\alpha L \Delta T$  的变形。当构件处于完全自由状态下，构件只会发生变形不会产生内力；但是当构件的变形被约束时，此时产生构件内力。需要注意的是在约束状态下，当升温时结构膨胀被约束，所以构件实际处于受压状态。

程序提供了整体升温 and 整体降温荷载工况，另外也可以给个别构件施加升温或降温荷载。

### 3.7.7 强制位移

强制位移分析一般用于如下项目：

- (1) 已知结构变形或位移，反求结构内力状态的问题
- (2) 特定部位的详细分析

因为强制位移分析中受位移数值的影响较大，所以一定要输入精度较高的准确值，最好同时输入六个自由度方向的位移值，特别是详细分析时，应将整体分析结果中六个自由度方向的位移全部输入。在结构安全鉴定中无法准确测量结构的旋转变形时，只能输入平动位移，但是要通过分析结果与实际测量结果比较，确定分析结果的准确性。

强制位移一般作用在支承点上，当强制位移作用在没有支承的点上时，程序内部会先生成强制位移方向的支承，再赋予强制位移后做分析。强制位移点会输出一个反力值，该值是通过计算结构在该点凝聚的刚度将其与强制位移相乘得到的，所以当刚性杆的节点上赋予了一个强制位移时，该反力值是不真实的。

强制位移的方向为整体坐标系方向。

## 第四章 结构分析

### 4.1 概要

结构大师的分析功能可分为线性和非线性分析、静力分析和动力分析，综合起来可分为线性静力分析、线弹性时程分析、非线性静力分析和动力弹塑性分析。非线性静力分析又可分为静力几何非线性分析、静力材料非线性分析、静力边界非线性分析。

下面的情况属于静力非线性分析：

- (1) 有只受拉或只受压的构件或弹性连接时——静力几何非线性分析
- (2) P-Delta 分析——静力几何非线性分析
- (3) 有只受拉或只受压的边界时——静力边界非线性分析
- (4) 静力弹塑性分析(Pushover 分析)——静力材料非线性分析

动力分析有特征值分析、反应谱分析、线弹性时程分析、动力弹塑性分析。程序还提供一些特殊分析功能，如施工阶段分析、活荷载不利布置分析、楼板考虑裂缝影响的分析等。

### 4.2 线性静力分析

#### 4.2.1 概要

结构大师的线性静力分析的基本方程如下：

$$Ku = p \quad (4.2.1)$$

式中：

- $K$  —— 结构的刚度矩阵；
- $u$  —— 整体坐标系位移向量；
- $P$  —— 荷载向量。

#### 4.2.2 非线性构件的线性静力分析

结构中有非线性的构件或非线性边界时，需要按下列流程进行迭代计算，在每次迭代计算中，需要根据分析结果重新计算构件的刚度。

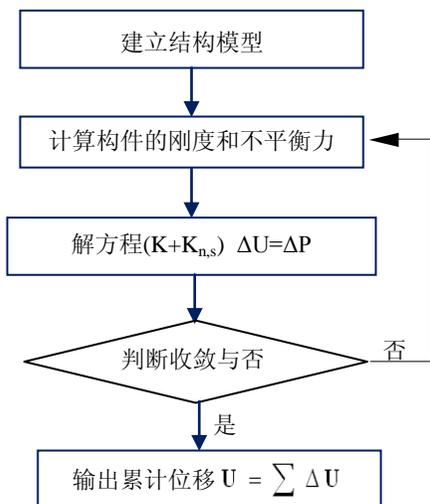


图 4.2.2 非线性单元线性静力分析流程图

其中：

- $K$  —— 线性构件的刚度；  
 $K_{n,s}$  —— 非线性构件的刚度；  
 $\Delta U$ 、 $U$  —— 不平衡力引起的位移增量和累计位移；  
 $\Delta P$  —— 不平衡力(外力-内力)。

需要注意的是，有非线性的构件或非线性边界时，需要事先进行荷载组合，而不是对各荷载工况的分析结果的效应进行组合。

### 4.3 P-Delta分析

P-Delta 分析又称为重力二阶效应分析，是为了考虑横向荷载作用下的位移对竖向荷载引起的附加变形和附加内力，即所谓的二阶效应。重力二阶效应分析属于几何非线性分析。

一般来说高层建筑的竖向荷载和横向荷载都很大，所以高层建筑的重力二阶效应更大一些。《高规》JGJ3-2010 第 5.4 节中除了规定结构需做整体稳定性验算外，还对是否需要考虑重力二阶效应提供了刚重比判断标准。

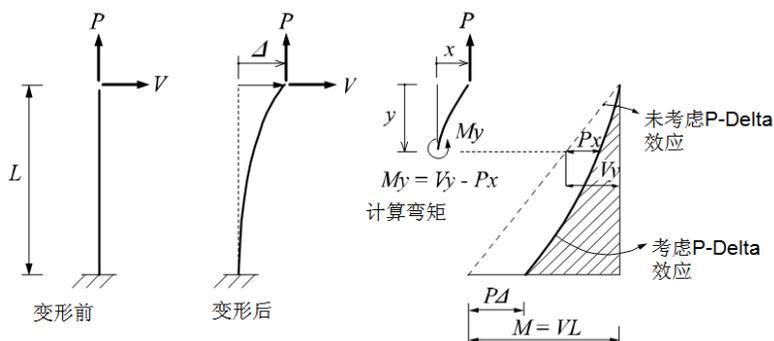
结构大师的 P-Delta 分析功能的使用条件如下：

- (1) P-Delta 分析属于弹性应力分析；
- (2) 在静力和动力分析中均可以考虑 P-Delta 效应；
- (3) 施工阶段分析时，可考虑 P-Delta 效应；
- (4) P-Delta 分析仅用于没有非线性单元和非线性边界的结构模型。

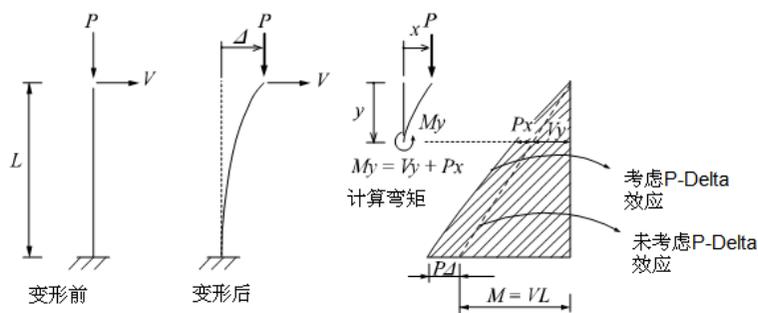
为了提高 P-Delta 分析的准确性，在结构大师中会在构件内部生成节点，计算构件内部的弯矩时，考虑了构件内部节点和构件端点之间的位移差的影响。

P-Delta 分析使用了失稳问题的数值分析方法，首先对 P-Delta 荷载做静力分析，然后利用各单元的应力构建初始几何刚度矩阵，然后通过迭代计算获得最终的几何刚度矩阵。

结构大师中的 P-Delta 分析示意图见图 4.3。当柱受拉时重力二阶效应会使构件的弯矩和剪力减小；当柱受压时重力二阶效应会使构件的弯矩和剪力加大。即拉力会加大柱的刚度，压力会减小柱的刚度。当压力过大时，横向位移造成的刚度减少量与结构的抗弯刚度相同时，构件就会发生屈曲失稳，此时的压力荷载称为临界失稳荷载或临界屈曲荷载。



(a) 柱受拉时重力二阶效应的示意图



(b) 柱受压时重力二阶效应的示意图

图 4.3 柱的 P-Delta 效应示意图

P-Delta 分析时的静力平衡方程如下：

$$[K]\{u\} + [K_G]\{u\} = \{P\} \quad (4.3.1)$$

式中：

- [K] —— 弹性刚度矩阵；
- [K<sub>G</sub>] —— 每次通过迭代计算得到的几何刚度矩阵；
- {P} —— 静力荷载向量；
- {u} —— 位移向量。

## 4.4 特征值分析

### 4.4.1 概要

特征值分析是分析结构固有振动特性的分析方法，又称为无阻尼自由振动分析。特征值分析是反应谱分析和振型分解时程分析前必须做的分析。

特征值分析的运动方程式如下：

$$M\ddot{u}(t) + Ku(t) = 0 \quad (4.4.1-1)$$

式中：

$K$  —— 结构的刚度矩阵；

$M$  —— 结构的质量矩阵。

将位移  $u$  使用形函数  $\phi$  和时间向量  $Y(t)$  的乘积  $u = \phi Y(t)$  表现，则可得下面公式：

$$M\Phi\ddot{Y} + K\Phi Y = 0 \quad (4.4.1-2)$$

将时间函数  $Y(t)$  用下列向量表示：

$$Y(t) = \{y_1(t) \quad \cdots \quad y_m(t) \quad \cdots \quad y_n(t)\}^T \quad (4.4.1-3)$$

式中：

$n$  —— 总自由度数；

$y_m(t)$  ——  $\cos(\omega_m t + \beta_m)$ 。

将式(4.4.1-3)代入(4.4.1-2)可得：

$$(-M\Phi\Lambda + K\Phi)Y = 0 \quad (4.4.1-4)$$

矩阵  $\Lambda$  和  $\Phi$  如下：

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & \lambda_m & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & \lambda_n \end{bmatrix}, \quad \lambda_m = \omega_m^2 \quad (4.4.1-5)$$

$$\Phi = [\phi_1 \quad \cdots \quad \phi_m \quad \cdots \quad \phi_n] \quad (4.4.1-6)$$

对各  $y_m(t)$  需要满足式(4.4.1-4)，则可得：

$$K\phi_m - \lambda_m M\phi_m = 0 \quad (4.4.1-7)$$

式(4.4.1-7)即为解特征值的方程，为了获得有意义的解需要满足下式：

$$|K - \lambda_m M| = 0 \quad (4.4.1-8)$$

质量矩阵  $M$  和刚度矩阵  $K$  是对称矩阵，特征值  $\lambda_m$  和特征向量  $\phi_m$  为实数。当没有外部荷载作用时，结构按特征向量  $\phi_m$  的形状振动，其振动的速度用圆频率  $\omega_m$

(*radian/time*)或固有频率  $f_m$ (*cycle/time*)和固有周期  $t_m$ (*time/cycle*)表示。 $\omega$ 、 $f_m$ 、 $T_m$  的相互关系如下:

$$T_m = \frac{1}{f_m}, \quad f_m = \frac{\omega_m}{2\pi} \quad (4.4.1-9)$$

特征值  $\lambda_m$  为第  $m$  振型的应变能和动能的比值, 从小到大依次称为第一振型、第二振型、...、第  $n$  振型。下图 4.4.1 显示的是悬臂梁的振型形状示意图。

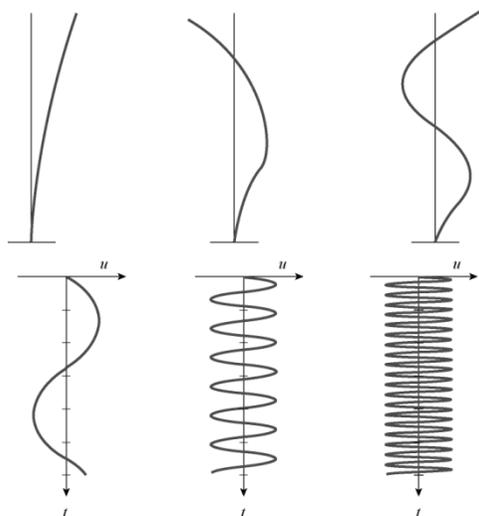


图 4.4.1 悬臂梁的振型形状示意图

结构大师还提供反映结构振动特性的振型周期、振型参与系数、振型方向系数和特征向量等参数。

振型参与系数按下面公式计算, 被应用于反应谱分析和时程分析中。

$$\begin{aligned} \Gamma_{mX} &= \frac{\phi_m^T M \mathbf{1}_X}{\phi_m^T M \phi_m}, \quad \Gamma_{mY} = \frac{\phi_m^T M \mathbf{1}_Y}{\phi_m^T M \phi_m}, \quad \Gamma_{mZ} = \frac{\phi_m^T M \mathbf{1}_Z}{\phi_m^T M \phi_m} \\ \Gamma_{mRX} &= \frac{\phi_m^T M \mathbf{1}_{RX}}{\phi_m^T M \phi_m}, \quad \Gamma_{mRY} = \frac{\phi_m^T M \mathbf{1}_{RY}}{\phi_m^T M \phi_m}, \quad \Gamma_{mRZ} = \frac{\phi_m^T M \mathbf{1}_{RZ}}{\phi_m^T M \phi_m} \end{aligned} \quad (4.4.1-10)$$

式中:

$\Gamma_{mX}$ 、 $\Gamma_{mY}$ 、 $\Gamma_{mZ}$  —— 弹性刚度矩阵;

$\Gamma_{mRX}$ 、 $\Gamma_{mRY}$ 、 $\Gamma_{mRZ}$  —— 每次通过迭代计算得到的几何刚度矩阵;

$\mathbf{1}_X$ 、 $\mathbf{1}_Y$ 、 $\mathbf{1}_Z$ 、 $\mathbf{1}_{RX}$ 、 $\mathbf{1}_{RY}$ 、 $\mathbf{1}_{RZ}$  —— 静力荷载向量;

$\phi_m$  —— 位移向量。

振型参与质量等于该振型质量(或称为模态质量)乘以该振型的振型参与系数的平方, 由式 4.4.1-10 可得振型参与质量计算公式如下。因为振型有正负号, 所以振型参与

质量有可能为零。所有振型的参与质量之和为结构的总有效质量，当结构的节点质量没有被约束时，总有效质量和结构的总质量相同。

$$M_{mRX}^* = \frac{[\phi_m^T M 1_{RX}]^2}{\phi_m^T M \phi_m}, M_{mRY}^* = \frac{[\phi_m^T M 1_{RY}]^2}{\phi_m^T M \phi_m}, M_{mRZ}^* = \frac{[\phi_m^T M 1_{RZ}]^2}{\phi_m^T M \phi_m}$$

$$M_{mX}^* = \frac{[\phi_m^T M 1_X]^2}{\phi_m^T M \phi_m}, M_{mY}^* = \frac{[\phi_m^T M 1_Y]^2}{\phi_m^T M \phi_m}, M_{mZ}^* = \frac{[\phi_m^T M 1_Z]^2}{\phi_m^T M \phi_m} \quad (4.4.1-11)$$

式中：

- $M_{mx}$ 、 $M_{my}$ 、 $M_{mz}$  —— 第  $m$  振型在  $x$ 、 $y$ 、 $z$  平动方向的振型参与质量；  
 $M_{mRx}$ 、 $M_{mRy}$ 、 $M_{mRz}$  —— 第  $m$  振型在  $x$ 、 $y$ 、 $z$  轴旋转方向的振型参与质量。

振型参与质量系数为各振型的参与质量与总有效质量的比值，《抗规》GB50011-2010 规定在反应谱分析中，考虑的振型数量的质量参与系数之和要达到 90% 以上，这是为了保证地震作用的计算精度。

结构大师中提供了两种求解特征值方程的方法，即兰佐斯法<sup>5</sup>和子空间迭代法。兰佐斯法的计算速度较快，适合于解大型工程的特征值问题；子空间迭代法计算比较稳定，适合求解各种工程的特征值问题。

#### 4.4.2 子空间迭代法

子空间迭代法是将构成子空间  $E_k$  的  $N_s$  个向量  $X_k$  通过迭代计算使其收敛于特征向量  $[\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_N]$  的方法。

迭代计算过程如下：

取构成子空间  $E_1$  的  $N_s$  个初始向量  $X_1$  构成初始矩阵  $Y_0$ ，通过  $k$  次迭代计算获得新的向量矩阵，方法如下：

- 解线性方程  $KY_k = MX_k$
- 刚度矩阵的映射(projection)  $K_{k+1} = Y_k^T KY_k$
- 质量矩阵的映射(projection)  $M_{k+1} = Y_k^T MY_k$
- 解映射后的特征值  $K_{k+1}Q_{k+1} = M_{k+1}Q_{k+1}\Lambda_{k+1}$

$$Q_{k+1} = [\psi_1^* \quad \psi_2^* \quad \dots \quad \psi_{N_s}^*]$$

<sup>5</sup> T. Ericsson and A. Ruhe, "The Spectral Transformation Lanczos Method for the Numerical Solution of Large Sparse Generalized Symmetric Eigenvalue Problems," Mathematics of Computation, Vol. 35, 1251 - 1268, 1980

$$\Lambda_{k+1} = \begin{bmatrix} \lambda_1^* & & & \\ & \lambda_2^* & & \\ & & \ddots & \\ & & & \lambda_{N_s}^* \end{bmatrix}$$

- 计算  $X_{k+1}$

$$X_{k+1} = Y_k Q_{k+1}$$

通过上述过程的迭代计算使特征值  $\lambda_n^*$  和特征向量  $X_k$  收敛。

$$\lambda_m^* \rightarrow \lambda_m, \quad \mathbf{X}_k \rightarrow [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \phi_{N_s}] \quad (4.4.2-1)$$

收敛判断条件如下：

$$\left\| \frac{\lambda_m^{(k+1)} - \lambda_m^{(k)}}{\lambda_m^{(k+1)}} \right\| \leq \varepsilon \quad (4.4.2-2)$$

程序中实际使用的子空间  $N_s$  见式 4.4.2-3，其中  $N_{s-0}$  为用户输入的子空间数大小， $N_f$  是需要计算的特征值数量。

$$N_s = \max\{N_{s-0}, \min(2N_f, N_{f+\infty})\} \quad (4.4.2-3)$$

### 4.4.3 兰佐斯法

兰佐斯迭代法是通过生成 *Krylov* 子空间  $span(V_1, V_2, \dots, V_k)$  过程中的三对角矩阵  $T_k$  近似计算特征值的方法。为了提高计算效率，使用平移逆转法将特征值  $\lambda_m$  转换为  $\lambda_m = \sigma + 1/\theta_m$ ，其中  $\sigma$  为第一振型的预想值。

使用平移逆转法的兰佐斯迭代计算过程如下：

假设初次计算时的块向量初始值  $V_1$ ，第  $k$  次迭代时的计算：

- 计算质量矩阵与块向量的乘积  $U_k = MV_k$
- 解线性方程  $(K - \sigma M)W_k = U_k$
- 正交化  $W_k^* = W_k - V_{k-1} B_{k-1}^T$
- 计算  $C_k$   $C_k = V_k M W_k^*$
- 正交化  $W_k^{**} = W_k^* - V_k C_k$
- 块向量正则化  $W_k^{***} = V_{k+1} B_k$

结构大师中为了提高计算效率使用块兰佐斯法，计算过程中的三对角矩阵  $T_k$  如下：

$$T_k = \begin{bmatrix} C_1 & B_1^T & & & & \\ B_1 & C_2 & \ddots & & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & & \\ & & \ddots & C_{k-1} & B_{k-1}^T & \\ & & & B_{k-1}^T & C_k & \end{bmatrix} \quad (4.4.3-1)$$

解方程  $T_k \Psi_m^* = \theta_m^* \Psi_m^*$ ，并利用  $\lambda_m^* = \sigma + 1/\theta_m^*$  可得  $\lambda_m^*$ 、 $\lambda_m^*$  是特征值的近似值。当  $V_k$  的块大小是  $N_b$  时，随着迭代次数的增加， $T_k$  的大小会增加  $N_b$ 、 $\lambda_m^*$  会逐渐收敛于  $\lambda_m$ 。特征向量  $\phi_m$  的近似值  $\phi_m^*$  可按下面公式计算：

$$\phi_m^* = [V_1 \quad V_2 \quad V_3 \quad \dots \quad V_k] \psi_m^* \quad (4.4.3-2)$$

兰佐斯法的收敛判断条件如下：

$$\frac{\|K\phi_m^* - \lambda_m^* M\phi_m^*\|}{\|K\|} \leq \varepsilon \quad (4.4.3-3)$$

其中，结构大师使用的收敛范数为  $\varepsilon = 2.22 \times 10^{-16}$ 。

## 4.5 反应谱分析

### 4.5.1 概要

反应谱分析是抗震设计中最常用的分析方法，反应谱分析中需要定义设计反应谱、振型组合方法、地震作用方向等数据。

振型组合方法中提供 SRSS 法和 CQC 法，程序中提供的设计反应谱有《抗规》GB50011-2010 和《上海市抗震设计规程》DGJ08-9-2003，另外用户可自行输入设计反应谱法；

地震作用方向：单向地震作用、双向地震作用、竖向地震作用、最不利地震作用方向、多向地震作用；

偶然偏心：可考虑偶然偏心的影响。

### 4.5.2 分析原理

反应谱分析的动力平衡方程如下：

$$\begin{aligned} M[\ddot{u}(t) + r\ddot{u}_g(t)] + C\dot{u}(t) + Ku(t) &= 0 \\ M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) &= -Mr\ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (4.5.2-1)$$

式中：

- $M$  —— 质量矩阵；
- $C$  —— 阻尼矩阵；

- $K$  —— 刚度矩阵;  
 $r$  —— 基底加速度向量;  
 $\ddot{u}_g(t)$  —— 基底加速度时程;  
 $u(t)$  —— 相对位移;  
 $\dot{u}(t)$  —— 相对速度;  
 $\ddot{u}(t)$  —— 相对加速度。

使用自由振动分析中获得的振型形状  $\phi$  和振型位移  $y(t)$  表示  $u(t)$  可得:

$$u(t) = \Phi y(t) \quad (4.5.2-2)$$

将式(4.5.2-2)代入式(4.5.2-1)后两边各乘  $\Phi^T$  可得:

$$\Phi^T M \Phi \ddot{y}(t) + \Phi^T C \Phi \dot{y}(t) + \Phi^T K \Phi y(t) = -\Phi^T M r \ddot{u}_g(t) \quad (4.5.2-3)$$

振型形状  $\phi$  具有正交性, 即满足下式:

$$\phi_i^T (M \text{ or } C \text{ or } K) \phi_j = 0 \quad (i \neq j) \quad (4.5.2-4)$$

$$2\xi_m \omega_m = \frac{\Phi_m^T C \Phi_m}{\Phi_m^T M \Phi_m} \quad (4.5.2-5)$$

$$\omega_m^2 = \frac{\phi_m^T K \phi_m}{\phi_m^T M \phi_m} \quad (4.5.2-6)$$

使用质量归一化( $\Phi^T M \Phi = 1$ )的振型形状, 将式(4.5.2-5)和式(4.5.2-6)带入到式(4.5.2-3)中, 重新写成如下公式:

$$\begin{bmatrix} 1 & & & \\ & \ddots & & \\ & & 1 & \\ & & & \ddots \\ & & & & 1 \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}(t) + \begin{bmatrix} 2\xi_1 \omega_1 & & & \\ & \ddots & & \\ & & 2\xi_m \omega_m & \\ & & & \ddots \\ & & & & 2\xi_n \omega_n \end{bmatrix} \dot{\mathbf{y}}(t) + \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \ddots & & \\ & & \omega_m^2 & \\ & & & \ddots \\ & & & & \omega_n^2 \end{bmatrix} \mathbf{y}(t) = -\Phi^T M r \ddot{u}_g(t) \quad (4.5.2-7)$$

将式(4.5.2-7)表现为第  $m$  振型的公式可得:

$$\begin{aligned}
 \ddot{y}_m(t) + 2\xi_m \omega_m \dot{y}_m(t) + \omega_m^2 y_m(t) &= -\Gamma_m \ddot{u}_g(t) \\
 \Gamma_m &= \phi_m^T M r \quad (4.5.2-8)
 \end{aligned}$$

式(4.5.2-8)中的振型参与系数  $\Gamma_m$  是使用了用质量归一化的振型形状、节点质量、基底加速度的乘积。基底加速度的方向向量是单位方向向量。解(4.5.2-6)得  $n$  个方程的解后按下面式(4.5.2-9)进行组合:

$$u(t) = \Phi y(t), \quad \dot{u}(t) = \Phi \dot{y}(t), \quad \ddot{u}(t) = \Phi \ddot{y}(t) \quad (4.5.2-9)$$

反应谱分析不是使用基底加速度函数，而是使用谱函数计算各振型的结果。谱函数为式(4.5.2-7)的各周期的最大值(地震影响系数)，设计规范一般考虑地震的强度和近远震的影响、建筑的重要性等综合因素提供了设计谱函数。任意第  $m$  振型的位移、速度、加速度可按式表示：

$$S_{dm} = \frac{S_{am}}{\omega_m^2}, \quad S_{vm} = \frac{S_{am}}{\omega_m}$$

$$y_m = \Gamma_m S_{dm}, \quad \dot{y}_m = \Gamma_m S_{vm}, \quad \ddot{y}_m = \Gamma_m S_{am} \quad (4.5.2-10)$$

$$u_m = \phi_m \Gamma_m S_{dm}, \quad \dot{u}_m = \phi_m \Gamma_m S_{vm}, \quad \ddot{u}_m = \phi_m \Gamma_m S_{am} \quad (4.5.2-11)$$

式中：

- $S_{dm}$  —— 第  $m$  振型的位移谱值；
- $S_{vm}$  —— 第  $m$  振型的速度谱值；
- $S_{am}$  —— 第  $m$  振型的加速度谱值。

因为各振型的结果都是最大值，所以无法像时程分析那样线性组合各时刻的结果。结构大师中提供了 SRSS(square root of the sum of the squares)法和 CQC(complete quadratic combination)法。

SRSS

$$R_{\max} = [R_1^2 + R_2^2 + \cdots + R_n^2]^{1/2} \quad (4.5.2-12)$$

CQC

$$R_{\max} = \left[ \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N R_i \rho_{ij} R_j \right]^{1/2} \quad (4.5.2-13)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j} (\zeta_i + \lambda_T \zeta_j) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \lambda_T^2}$$

$$r_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad \omega_j \geq \omega_i$$

$$0 \leq \rho_{ij} \leq 1 \quad \rho_{ij} = 1 \quad (i = j)$$

式中：

- $R_{\max}$  —— 最终效应结果；
- $R_i$  —— 第  $i$  振型的谱值；
- $r_{ij}$  —— 对第  $i$  振型的第  $j$  振型的特征值比值；
- $\omega_i, \omega_j$  —— 第  $i, j$  振型的特征值；
- $\zeta_i, \zeta_j$  —— 第  $i, j$  振型的阻尼比；

$\rho_{ij}$  —— 第  $i$ 、 $j$  振型间的耦联系数 (*correlation coefficient*)。

当  $i=j$  时, 与阻尼比( $\zeta_i$ 、 $\zeta_j$ )无关始终有  $\rho_{ij}=1$ ; 当阻尼比为 0 时, CQC 的结果和 SRSS 的结果相同。

## 4.6 线弹性时程分析

### 4.6.1 概要

时程分析的动力平衡方程如下:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = F(t) \quad (4.6.1)$$

式中:

$M$  —— 质量矩阵;

$C$  —— 阻尼矩阵;

$K$  —— 刚度矩阵;

$F(t)$  —— 动力荷载;

$u(t)$  —— 相对位移;

$\dot{u}(t)$  —— 速度;

$\ddot{u}(t)$  —— 加速度。

当  $F(t)=0$  时, 为自由振动; 如果又有  $C=0$  时, 为无阻尼自由振动。当  $F(t)$  为随时间变化的激振力(或位移、速度、加速度)时, 为强迫振动。解动力平衡方程的方法有很多, 结构大师中提供振型分解法和直接积分法两种方法。

### 4.6.2 振型分解法

振型分解法利用振型的正交性, 将式(4.6.1)转化为独立的各振型的方程, 为了使用振型分解法, 需要假设结构的阻尼矩阵, 可以用结构的刚度矩阵和质量矩阵的线性组合表达。求得各振型的响应后, 再用下面公式进行线性组合。

$$u(t) = \Phi Y(t) \quad (4.6.2-1)$$

将式(4.6.2-1)代入式(4.6.1)可得:

$$M \Phi \ddot{Y}(t) + C \Phi \dot{Y}(t) + K \Phi Y(t) = F(t) \quad (4.6.2-2)$$

在式(4.6.2-2)两边乘  $\phi_m^T$  (第  $m$  振型形状)可得:

$$\phi_m^T M \Phi \ddot{Y}(t) + \phi_m^T C \Phi \dot{Y}(t) + \phi_m^T K \Phi Y(t) = \phi_m^T F(t) \quad (4.6.2-3)$$

特征模态的质量矩阵和刚度矩阵的正交性可用下式表示:

$$\phi_i^T M \phi_j = m_{ij} \delta_{ij} \quad (4.6.2-4)$$

式中:

$\delta_{ij}$  —— 克罗内克符号 (*Kronecker delta*) ( $i=j$ ,  $\delta_{ij}=1$ ; 否则,  $\delta_{ij}=0$ )。

利用模态对于质量和刚度矩阵的正交性，可将动力平衡方程式(4.6.2-3)分解为下面  $n$  个互相独立的方程式：

$$\phi_m^T M \phi_m \ddot{Y}(t) + \phi_m^T C \phi_m \dot{Y}(t) + \phi_m^T K \phi_m Y(t) = \phi_m^T F(t) \quad (m=1,2,\dots,n) \quad (4.6.2-5)$$

上面的  $n$  个方程就是在广义坐标系(*general coordinate*)的多自由度体系的动力平衡方程。可将式(4.6.2-5)重新表示为如下公式：

$$\begin{aligned} \ddot{q}_m(t) + 2\xi_m \omega_m \dot{q}_m(t) + \omega_m^2 q_m(t) &= \frac{\phi_m^T F(t)}{\phi_m^T M \phi_m} \\ 2\xi_m \omega_m &= \frac{\phi_m^T C \phi_m}{\phi_m^T M \phi_m} \\ \omega_m^2 &= \frac{\phi_m^T K \phi_m}{\phi_m^T M \phi_m} \end{aligned} \quad (4.6.2-6)$$

式中：

- $\zeta_m$  —— 第  $m$  振型的阻尼比；
- $\omega_m$  —— 第  $m$  振型的特征频率；
- $q_m(t)$  —— 第  $m$  振型的广义位移；
- $\dot{q}_m(t)$  —— 第  $m$  振型的速度；
- $\ddot{q}_m(t)$  —— 第  $m$  振型的加速度。

在广义坐标系下的位移响应如下：

$$\begin{aligned} q_m(t) &= e^{-\xi_m \omega_m t} \left[ q_m(0) \cos \omega_{Dm} t + \frac{\xi_m \omega_m q_m(0) + \dot{q}_m(0)}{\omega_{Dm}} \sin \omega_{Dm} t \right] \\ &+ \frac{1}{m_m \omega_{Dm}} \int_0^t F_m(\tau) e^{-\xi_m \omega_m (t-\tau)} \sin \omega_{Dm} (t-\tau) d\tau \\ \omega_{Dm} &= \omega_m \sqrt{1 - \xi_m^2} \end{aligned} \quad (4.6.2-7)$$

将各振型的广义位移结果代入式(4.6.2-7)可得结构的位移响应。

振型分解法结果的精确度受到振型数量的影响。振型分解法在解大型结构的线弹性时程分析中非常高效实用，但是不适于考虑材料非线性的动力弹塑性问题和包含消能减震装置的动力问题。

### 4.6.3 直接积分法

直接积分法是将分析时间长度分割为多个微小的时间间隔，用数值积分方法解微小时间间隔的动力平衡方程的动力分析方法。直接积分法可以解刚度和阻尼的非线性问题，但是随着分析步骤的增加分析时间会较长。

数值积分方法有很多，结构大师中提供 *Newmark-β* 法解动力方程。结构大师中 *Newmark-β* 法中有常加速度法(平均加速度法)、线性加速度法以及用户输入参数的方法。下面介绍平均加速度法。设在  $t_i$  时刻和  $t_{i+1}$  时刻的加速度分别为  $\ddot{u}_i$  和  $\ddot{u}_{i+1}$ ，平均加速度法假定在  $t_i < t < t_{i+1}$  时间区段内的加速度  $\ddot{u}(t)$  为  $\ddot{u}_i$  和  $\ddot{u}_{i+1}$  的平均值。

$$\ddot{u}(t) = \frac{\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}}{2} = \text{const.} \quad (4.6.3-1)$$

因此，在时刻  $t_{i+1}$  的速度和位移如下：

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}}{2} \Delta t \quad (4.6.3-2)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \frac{\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}}{4} \Delta t^2 \quad (4.6.3-3)$$

将式(4.6.3-2)和(4.6.3-3)用 *Newmark-β* 法的积分参数表达如下：

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + (1-\gamma)\Delta t\ddot{u}_i + \gamma\Delta t\ddot{u}_{i+1} \quad (4.6.3-4)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t\dot{u}_i + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\ddot{u}_i + \beta\Delta t^2\ddot{u}_{i+1} \quad (4.6.3-5)$$

式中：

$\beta$  —— 0.25；

$\gamma$  —— 0.5。

将式(4.6.3-5)整理如下：

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \left\{ u_{i+1} - u_i - \Delta t\dot{u}_i - \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\ddot{u}_i \right\} \quad (4.6.3-6)$$

将式(4.6.3-4)代入式(4.6.3-6)并整理成速度的公式如下：

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} u_{i+1} - \frac{\gamma}{\beta\Delta t} u_i + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{u}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{u}_i \quad (4.6.3-7)$$

将式(4.6.3-6)和(4.6.3-7)代入动力平衡方程得时刻  $t_{i+1}$  时的位移响应  $u_{i+1}$  如下：

$$\left( \frac{1}{\beta\Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} C + K \right) u_{i+1} = F + M \left\{ \frac{1}{\beta\Delta t^2} u_i + \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{u}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{u}_i \right\} + C \left\{ \frac{\gamma}{\beta\Delta t} u_i + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{u}_i + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t\ddot{u}_i \right\} \quad (4.6.3-8)$$

将时刻  $t_{i+1}$  的位移  $u_{i+1}$  代入式(4.6.3-6)和(4.6.3-7)可得速度和加速度。

直接积分法的阻尼使用瑞利阻尼：

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.6.3-9)$$

式中:

$a_0$  —— 质量比例因子;

$a_1$  —— 刚度比例因子。

将式(4.6.3-9)代入(4.6.3-8)可得:

$$\begin{aligned} & \left\{ \left( \frac{1}{\beta\Delta t^2} + \frac{a_1\gamma}{\beta\Delta t} \right) M + \left( \frac{a_2\gamma}{\beta\Delta t} + 1 \right) K \right\} u_{i+1} \\ &= F + M \left\{ \frac{1}{\beta\Delta t^2} u_i + \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{u}_i + \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{u}_i + a_1 \bar{D} \right\} + a_2 K \bar{D} \\ & \bar{D} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} u_i + \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{u}_i + \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{u}_i \end{aligned} \quad (4.6.3-10)$$

通过时程分析计算的位移、速度、加速度为相对位移  $\mathbf{u}(t)$ 、相对速度  $\dot{\mathbf{u}}(t)$ 、相对加速度  $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ 。当结构受地面运动的作用时,结构的绝对响应可通过叠加相对响应和地面运动计算。

$$\begin{aligned} \text{绝对加速度:} & \quad \ddot{\mathbf{u}}_{g,j+1} + \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} \\ \text{绝对速度:} & \quad \dot{\mathbf{u}}_{g,j+1} + \dot{\mathbf{u}}_{i+1} \\ \text{绝对位移:} & \quad \mathbf{u}_{g,j+1} + \mathbf{u}_{i+1} \end{aligned} \quad (4.6.3-11)$$

式中:

$\ddot{\mathbf{u}}_{g,j+1}$  —— 地面加速度;

$\dot{\mathbf{u}}_{g,j+1}$  —— 地面速度;

$\mathbf{u}_{g,j+1}$  —— 地面位移。

结构大师中使用地面加速度计算地面速度和地面位移的方法如下:

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}_{g,i+1} &= \dot{\mathbf{u}}_{g,i} + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{g,i} + \frac{1}{2} \frac{\ddot{\mathbf{u}}_{g,i+1} - \ddot{\mathbf{u}}_{g,i}}{\Delta t} \Delta t^2 \\ \mathbf{u}_{g,i+1} &= \mathbf{u}_{g,i} + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{g,i} + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_{g,i} + \frac{1}{6} \frac{\ddot{\mathbf{u}}_{g,i+1} - \ddot{\mathbf{u}}_{g,i}}{\Delta t} \Delta t^3 \end{aligned} \quad (4.6.3-12)$$

#### 4.6.4 阻尼

1、结构大师中提供了两种阻尼计算方法,其中选择振型分解法解方程时,可选择振型阻尼或瑞利阻尼;选择直接积分法解方程时,只提供瑞利阻尼。

##### (1) 瑞利阻尼

如图 4.6.4(a)所示,瑞利阻尼是结构的质量矩阵和刚度矩阵的线性组合。当已知第  $r$  振型的阻尼  $\zeta_r$  和频率  $\omega_r$  以及第  $s$  振型的阻尼  $\zeta_s$  和频率  $\omega_s$  时,瑞利阻尼可按下面公式计算。其中第  $r$  和第  $s$  振应是结构的主振型。

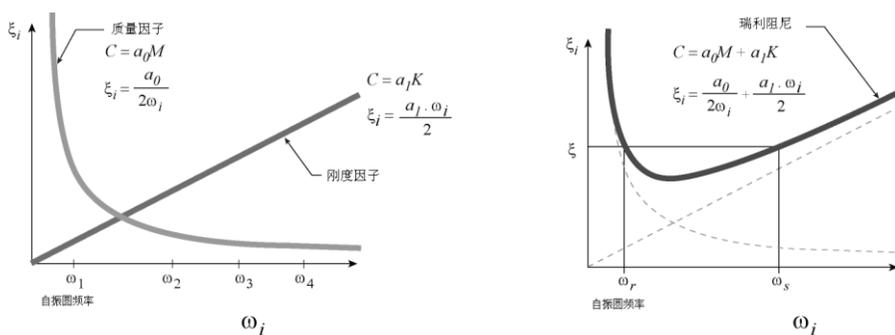
$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.6.4-1)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{a_0}{\omega_i} + a_1 \cdot \omega_i \right) \quad (4.6.4-2)$$

式中:

$$a_0 \text{ —— } \frac{2\omega_r \omega_s (\xi_r \omega_s - \xi_s \omega_r)}{\omega_s^2 - \omega_r^2}$$

$$a_1 \text{ —— } \frac{2(\xi_s \omega_s - \xi_r \omega_r)}{\omega_s^2 - \omega_r^2}$$



(a) 质量因子和刚度因子的阻尼

(b) 瑞利阻尼

图 4.6.4 各振型阻尼和固有频率的关系示意图

## (2) 振型阻尼

当选择“振型阻尼”时，用户直接输入各振型的阻尼比。

需要注意的是，分析时间步长对分析的精度有很大影响，一般来说可取最大振型周期的 1/10，且不小于荷载数据时间间隔的时间为分析时间步长，另外动力荷载应能正确反映外部荷载的真实变化。

### 2、考虑不同材料阻尼比

不同材料具有不同阻尼比，混凝土的阻尼比一般取 0.05，钢结构的阻尼比一般取 0.02，在建筑上经常会有下列混合结构形式：

- 主体结构为混凝土，局部有钢结构网架
- 下部为混凝土，上部为大跨钢结构空间
- 剪力墙为混凝土，框架部分为钢结构或型钢混凝土

对于不同材料构件混合的结构形式，抗震分析中如何考虑不同阻尼比的影响呢？目前通常的方法一种是用不同的阻尼比模型计算两次取其不利值，一种是取适当的中间值（例如 0.04）计算。但是上面两种都是没有理论依据的简化方法。

结构大师推出了基于应变能原理的计算结构阻尼的方法，为解决上述结构的抗震分析提供了理论依据和分析工具。

## 3. 计算方法说明:

(1) 基于单自由度体系的阻尼比的定义

单自由度体系的阻尼比可定义为谐振时的耗能与结构的应变能的比值, 计算式如下:

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad (4.6.4-3)$$

式中:

$E_D$  —— 耗能;  
 $E_S$  —— 结构的应变能。

(2) 两个假设

a. 第一个假设: 不同振型的变形与该振型的模态成比例  
 第  $i$  个振型的节点位移和速度计算式如下:

$$u_{i,n} = \phi_{i,n} \sin(\omega_i t + \theta_i) \quad (4.6.4-4)$$

$$\dot{u}_{i,n} = \omega_i \phi_{i,n} \cos(\omega_i t + \theta_i) \quad (4.6.4-5)$$

式中:

$u_{i,n}$  —— 第  $i$  个振型的第  $n$  个单元的节点位移;  
 $\dot{u}_{i,n}$  —— 第  $i$  个振型的第  $n$  个单元的节点速度;  
 $\phi_{i,n}$  —— 第  $i$  个振型的第  $n$  个单元的模态;  
 $\omega_i$  —— 第  $i$  个振型的圆频率;  
 $\theta_i$  —— 第  $i$  个振型的位相角。

b. 第二个假设: 单元的阻尼与单元的刚度成正比。

单元的阻尼计算公式如下:

$$C_n = \frac{2h_n}{\omega_n} K_n \quad (4.6.4-6)$$

式中:

$C_n$  —— 第  $n$  个单元的阻尼矩阵;  
 $K_n$  —— 第  $n$  个单元的刚度矩阵;  
 $h_n$  —— 第  $n$  个单元的阻尼比。

(3) 单元的耗能和应变能

单元的耗能和应变能计算式如下:

$$E_D(i,n) = \pi \dot{u}_{i,n}^T C_n \dot{u}_{i,n} = 2\pi h_n \phi_{i,n}^T K_n \phi_{i,n} \quad (4.6.4-7)$$

$$E_S(i,n) = \frac{1}{2} u_{i,n}^T K_n u_{i,n} = \frac{1}{2} \phi_{i,n}^T K_n \phi_{i,n} \quad (4.6.4-8)$$

式中:

$E_D(i,n)$  —— 第  $i$  个振型的第  $n$  个单元的耗能;

$E_S(i, n)$ ——第  $i$  个振型的第  $n$  个单元的应变能。

(4) 第  $i$  个振型的阻尼比

第  $i$  个振型的阻尼比可以利用上面式(4.6.4-3)计算, 即通过振型的耗能(所有单元的第  $i$  个振型的耗能之和)与振型的应变能(所有单元的第  $i$  个振型的应变能之和)的比值计算。

$$\xi_i = \frac{\sum_{n=1}^N E_D(i, n)}{4\pi \sum_{n=1}^N E_S(i, n)} = \frac{\sum_{n=1}^N h_n \phi_{i,n}^T K_n \phi_{i,n}}{\sum_{n=1}^N \phi_{i,n}^T K_n \phi_{i,n}} \quad (4.6.4-9)$$

(5) 结构的阻尼比矩阵

结构的阻尼矩阵使用质量归一化按下式计算:

$$C = M \Phi \begin{bmatrix} \ddots & & & & \\ & 2\xi_i \omega_i & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & \ddots \end{bmatrix} \Phi^T M \quad (4.6.4-10)$$

式中:

$C$ ——结构的阻尼矩阵;

$M$ ——结构的质量矩阵;

$\xi_i$ ——第  $i$  个振型的阻尼比;

$\Phi$ ——模态矩阵。

$$\Phi = \{\Phi_1 \quad \Phi_2 \quad \cdots \quad \Phi_i \quad \cdots \quad \Phi_{nf}\} \quad (4.6.4-11)$$

其中,  $nf$  为振型数量。

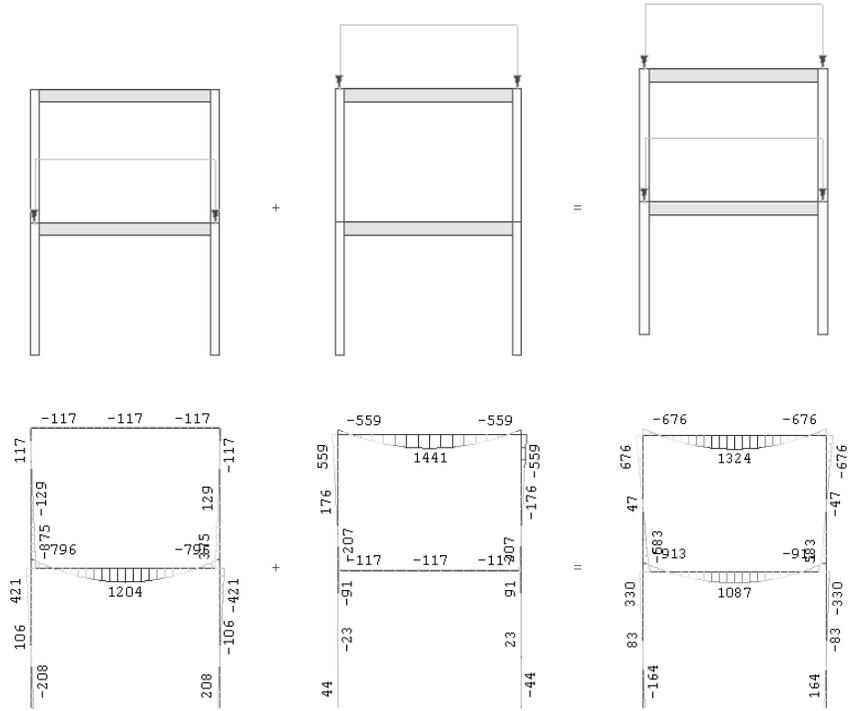
## 4.7 施工阶段分析

建筑物一般会逐层施工, 结构的自重也是逐层增加, 考虑施工工序的分析和一次性加载对于整体模型的分析结果是截然不同的。未考虑施工阶段的分析时, 由于一次性加载会引起竖向构件间较大的弹性变形的差异, 这些差异不仅造成柱轴力分配的不准确, 同时也会造成梁弯矩的计算错误, 特别是在高层建筑中顶层梁的计算弯矩会偏大, 在混合结构中钢筋混凝土墙体的计算内力偏大。

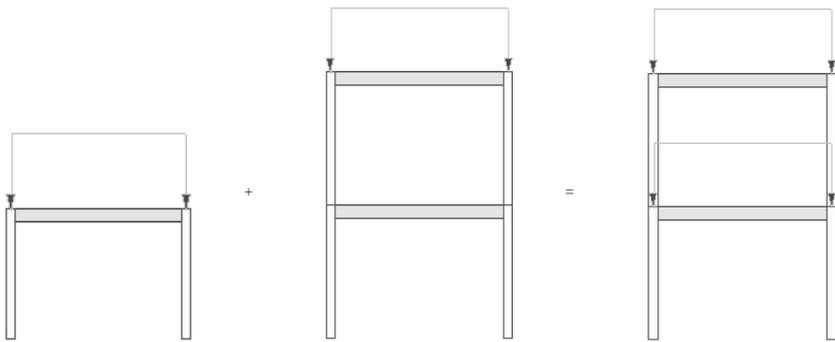
未考虑施工阶段的分析会导致计算误差的原因大致有两点:

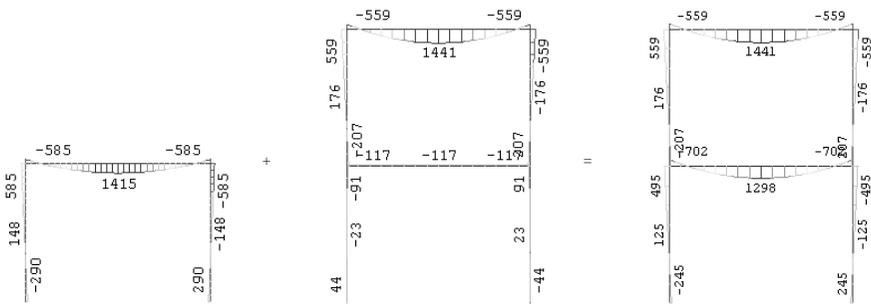
- (1) 一次性加载使下部荷载对后施工的上部结构的内力产生影响;
- (2) 一次性加载造成了与实际情况不符的竖向构件间的变形差。

图 4.7 是两层钢筋砼框架的测试例题，表 4.7 中列举了一次性加载和施工阶段分析的结果。可以看出两种分析结果的比值在 0.9~1.8 之间。在一次性加载模型中，下部荷载不仅对上部结构的内力产生了较大影响，上部结构也对下部构件的变形起到了约束作用。



(a) 一次性加载分析内力图





(b) 模拟逐层施工的分析内力结果

图 4.7 两层建筑的一次性加载分析和施工阶段分析弯矩值比较

两层建筑的一次性加载分析和施工阶段分析弯矩值比较

表 4.7

区分	弯矩 (N.m)			
	底层柱上端	底层梁跨中	二层柱上端	二层梁跨中
施工阶段模拟	495	1298	559	1441
一次性加载	330	1087	676	1324
比值	1.5	1.194	0.827	1.088

注：比值=施工阶段模拟/一次性加载

钢筋混凝土结构的柱的变形包括弹性变形和收缩徐变引起的变形。每根柱负担的荷载可能不尽相同，但是由于建筑美观和刚度上的要求，柱截面尺寸会相同，这样就会造成柱之间的弹性变形差。另外，当柱与墙相邻时，因为二者轴向刚度相差较大，柱和墙的弹性变形也会相差较大。竖向构件间的这种弹性变形的差异在高层建筑中尤其明显，这会造成连接竖向构件的楼面梁产生较大的附加弯矩和附加剪力。

一般认为在施工过程中会逐层调整楼面标高，所以不会产生过大的附加内力。在实际设计中，可以通过加大竖向构件的刚度或约束竖向构件的轴向变形来模拟施工效果，但是这样也不能真实模拟实际施工效果。

结构大师中提供了模拟逐层施工的施工阶段分析功能，可以考虑模型的逐层变化和恒荷载的逐层加载。活荷载和其它荷载则作用在整体模型上。

如果要做更详细的施工阶段模拟，例如考虑混凝土的收缩和徐变的影响，考虑支承条件的变化，先施工钢筋混凝土结构的 SRC 柱施工工序，建议用户可使用 midas Gen 程序的施工阶段分析功能。

## 4.8 考虑裂缝影响的楼板挠度分析

楼板的弯曲应力超过混凝土的抗拉应力时就会开裂，混凝土的裂缝会引起板的刚度变化并引起内力的重新分配。

结构大师的楼板详细分析功能提供了使用计算配筋考虑裂缝影响的挠度计算功能，板单元的有效抗弯惯性矩可按如下公式计算：

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (4.8-1)$$

$$M_{cr} = \frac{f_{tk} I_g}{y_t} \quad (4.8-2)$$

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + (n-1)A'_s(kd-d')^2 + nA_s(d-kd)^2 \quad (4.8-3)$$

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d-kd)^2 \quad (\because A'_s = 0) \quad (4.8-4)$$

$$k = n\rho \left\{ \sqrt{(1+r)^2 + \frac{2}{n\rho} \left( 1 + \frac{rd'}{d} \right)} - (1+r) \right\} = n\rho \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} - 1 \right\} \quad (r=0.0 \quad \because A'_s = 0.0) \quad (4.8-5)$$

式中：

- $n=E_s/E_c$  —— 钢筋和混凝土的弹性模量比值；
- $\rho$  —— 配筋率；
- $d$  —— 受拉钢筋的合力点到受拉一侧板外缘的距离；
- $b$  —— 单位宽度(1m)；
- $f_{ck}$  —— 混凝土抗压强度标准值；
- $f_{tk}$  —— 混凝土抗拉强度标准值；
- $M_{cr}$  —— 板正截面开裂弯矩；
- $M_a$  —— 最大计算弯矩；
- $I_g$  —— 截面惯性矩；
- $A_s$  —— 受拉钢筋面积；
- $A'_s$  —— 受压钢筋面积。

## 第五章 构件设计原理

### 5.1 内力组合及内力调整

#### 1. 功能概述

建筑结构设计应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载，按承载力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载效用组合，并应取各自最不利的效应组合进行设计。

抗震设计时，为了满足抗震设防三水准的设计要求，对于构件在地震作用下的设计内力需要调整，以满足不同抗震等级的设计要求。

#### 2. 荷载组合种类

(1) 基本组合：承载力极限状态设计荷载效应组合。

(2) 标准组合：正常使用极限状态设计荷载效应组合。

(3) 准永久组合：正常使用极限状态考虑荷载长期效应组合。

(4) 人防组合：考虑核武器（或常规武器）爆炸等效静荷载与静荷载同时作用，承载力极限状态设计荷载效应组合。

#### 5.1.1 基本组合

名称	激活	DL	LL	WL_0	WL_90	RS0	RS90	RSC0	RSC90	说明
基本组合22	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.980		1.400					1.2DL+0.980LL+1.4WL_90
基本组合23	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.980		-1.40					1.2DL+0.980LL-1.4WL_90
基本组合24	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.980	1.400						1.0DL+0.980LL+1.4WL_0
基本组合25	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.980	-1.40						1.0DL+0.980LL-1.4WL_0
基本组合26	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.980		1.400					1.0DL+0.980LL+1.4WL_90
基本组合27	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.980		-1.40					1.0DL+0.980LL-1.4WL_90
基本组合28	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600			1.300				1.2DL+0.6LL+1.3RS0
基本组合29	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600			-1.30				1.2DL+0.6LL-1.3RS0
基本组合30	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600				1.3000			1.2DL+0.6LL+1.3RS90
基本组合31	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600				-1.300			1.2DL+0.6LL-1.3RS90
基本组合32	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600					1.3000		1.2DL+0.6LL+1.3RSC0
基本组合33	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600					-1.300		1.2DL+0.6LL-1.3RSC0
基本组合34	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600						1.3000	1.2DL+0.6LL+1.3RSC90
基本组合35	<input checked="" type="checkbox"/>	1.200	0.600						-1.3000	1.2DL+0.6LL-1.3RSC90
基本组合36	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500			1.300				1.0DL+0.5LL+1.3RS0
基本组合37	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500			-1.30				1.0DL+0.5LL-1.3RS0
基本组合38	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500				1.3000			1.0DL+0.5LL+1.3RS90
基本组合39	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500				-1.300			1.0DL+0.5LL-1.3RS90
基本组合40	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500					1.3000		1.0DL+0.5LL+1.3RSC0
基本组合41	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500					-1.300		1.0DL+0.5LL-1.3RSC0
基本组合42	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500						1.3000	1.0DL+0.5LL+1.3RSC90
基本组合43	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	0.500						-1.3000	1.0DL+0.5LL-1.3RSC90

图 5.1.1 基本荷载组合

#### 5.1.1.1 承载力极限状态

##### 1. 承载力极限状态设计表达式

应按荷载效应的基本组合或偶然组合进行荷载（效应）组合，并应采用下列设计表达式进行设计：

非抗震设计时：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d / \gamma_{Rd} \quad (5.1.1-1)$$

抗震设计时：

$$S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (5.1.1-2)$$

式中：

- $\gamma_0$  —— 结构重要性系数；
- $\gamma_{RE}$  —— 抗震调整系数；
- $\gamma_{Rd}$  —— 结构构件的抗力模型不定性系数；
- $S_d$  —— 荷载效应组合的设计值；
- $R_d$  —— 结构构件抗力的设计值，按有关建筑设计规范确定。

## 2. 承载力极限状态设计荷载效应组合公式

对于基本组合，荷载效应组合的设计值  $S$  应从下列组合值中取最不利值确定。

(1) 由可变荷载效应控制的组合：

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \gamma_{Q1k} \gamma_{Li} S_{Q1k} + \sum \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \varphi_{ci} S_{Qik} \quad (5.1.1-3)$$

(2) 由永久荷载效应控制的组合：

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \psi_{ci} S_{Qik} \quad (5.1.1-4)$$

式中：

- $\gamma_{Gj}$  —— 第  $j$  个永久荷载的分项系数，按《荷范》GB50009-2011 第 3.2.4 条采用；
- $\gamma_{Qi}$  —— 第  $i$  个可变荷载的分项系数，其中  $\gamma_{Q1}$  为可变荷载  $Q_1$  的分项系数，按《荷载规范》GB50009-2011 第 3.2.4 条采用；
- $\gamma_{Li}$  —— 第  $i$  个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数，其中  $\gamma_{L1}$  为可变荷载  $Q_1$  考虑设计使用年限调整系数，按《荷载规范》GB50009-2011 第 3.2.5 条采用；
- $S_{Gjk}$  —— 按永久荷载标准值  $G_{jk}$  计算的荷载效应值；
- $S_{Q1k}$  —— 按可变荷载标准值  $Q_{1k}$  计算的荷载效应值。其中  $S_{Q1k}$  为诸可变荷载效应中起控制作用的荷载；
- $\varphi_{ci}$  —— 按可变荷载  $Q_i$  的组合值系数，应按《荷载规范》相关规定采

用；

$m$  —— 参与组合的永久荷载数。

$n$  —— 参与组合的可变荷载数。

(3) 包含地震作用的荷载组合：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.1.1-5)$$

式中：

$S$  —— 结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴力和剪力设计值；

$\gamma_G$  —— 重力荷载分项系数，一般取 1.2，当重力荷载效应对构件承载力有利时，取不大于 1.0 的系数；

$\gamma_{Eh}$  —— 水平地震作用分项系数，参考《抗规》GB50011-2010 表 5.4.1；

$\gamma_{Ev}$  —— 竖向地震作用分项系数，参考《抗规》GB50011-2010 表 5.4.1；

$\gamma_w$  —— 风荷载分项系数，采用 1.4；

$S_{GE}$  —— 重力荷载代表值的效应；

$S_{Ehk}$  —— 水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

$S_{Evk}$  —— 竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

$S_{wk}$  —— 风荷载标准值的效应；

$\psi_w$  —— 风荷载组合值系数，多层建筑一般取 0.0，高层建筑取 0.2。

### 5.1.1.2 荷载基本组合

#### 1. 荷载工况

结构大师中的荷载工况名称及其符号如下：

恒荷载：DL

活荷载：LL

风荷载：WL

水平地震作用：RS

竖向地震作用：RV

#### 2. 荷载组合分项系数及组合值系数

(1) 考虑恒荷载和活荷载的荷载组合，有 3 组。

①  $1.35DL + \psi_L \gamma_L LL$

②  $\gamma_G DL + \gamma_L LL$

③  $1.0DL + \gamma_L LL$

(2) 考虑恒荷载、活荷载、风荷载的荷载组合，有 24 组。

- ①  $\gamma_G DL \pm \gamma_w WL$
- ②  $1.0DL \pm \gamma_w WL$
- ③  $\gamma_G DL + \gamma_L LL \pm \psi_w \gamma_w WL$
- ④  $1.0DL + \gamma_L LL \pm \psi_w \gamma_w WL$
- ⑤  $\gamma_G DL + \psi_L \gamma_L LL \pm \gamma_w WL$
- ⑥  $1.0DL + \psi_L \gamma_L LL \pm \gamma_w WL$

式中:

$\gamma_L$ 、 $\gamma_w$  —— 活荷载和风荷载的分项系数, 默认值为规范提供的值, 用户可修改;

$\psi_L$ 、 $\psi_w$  —— 活荷载和风荷载的组合值系数, 默认值为规范提供的值, 用户可修改。

(3) 考虑恒荷载、活荷载、风荷载及地震作用的荷载组合, 多层有 32 组, 高层有 52 组。

多层结构时: 多层结构中考虑地震作用时, 风荷载不参与荷载组合。

- ①  $1.2(DL + \gamma_L LL) \pm \gamma_{Eh} RS$  (仅考虑水平地震作用)
- ②  $1.0(DL + \gamma_L LL) \pm \gamma_{Eh} RS$  (仅考虑水平地震作用)
- ③  $1.2(DL + \gamma_L LL) \pm \gamma_{Ev} RV$  (仅考虑竖向地震作用)
- ④  $1.0(DL + \gamma_L LL) \pm \gamma_{Ev} RV$  (仅考虑竖向地震作用)
- ⑤  $1.2(DL + \gamma_L LL) \pm \gamma_{Eh} RS \pm \gamma_{Ev} RV$  (同时考虑水平及竖向地震作用)
- ⑥  $1.0(DL + \gamma_L LL) \pm \gamma_{Eh} RS \pm \gamma_{Ev} RV$  (同时考虑水平及竖向地震作用)

高层结构时:

- ⑦  $1.2(DL + \gamma_L LL) \pm 0.2\gamma_L WL \pm \gamma_{Eh} RS \pm \gamma_{Ev} RV$  (同时考虑水平及竖向地震作用)
- ⑧  $1.0(DL + \gamma_L LL) \pm 0.2\gamma_L WL \pm \gamma_{Eh} RS \pm \gamma_{Ev} RV$  (同时考虑水平及竖向地震作用)
- ⑨  $1.2(DL + \gamma_L LL) \pm 0.2\gamma_L WL \pm \gamma_{Eh} RS$  (仅考虑水平地震作用)
- ⑩  $1.0(DL + \gamma_L LL) \pm 0.2\gamma_L WL \pm \gamma_{Eh} RS$  (仅考虑水平地震作用)

注: 新规范对于荷载组合⑦还考虑了以竖向地震工况为主的荷载组合。

### 3. 需要注意的事项

(1) 当地震作用考虑偶然偏心时, 应该分别对地震作用进行+5%和-5%的偶然偏心地震力的组合, 所以对于有水平地震作用参与的组合, 荷载组合数应乘以 3;

(2) 对于考虑活荷载不利布置时的荷载组合为上述荷载组合的 3 倍;

(3) 对于考虑温度荷载作用时, 将考虑为一个荷载, 分为(+温度荷载)和(-温度荷载)进行组合;

(4) 《荷载规范》GB50009-2011 中对楼面活荷载等区分较细, 不同的活荷载类别有不同的组合值系数, 这些情况下需要用户自己定义。

## 5.1.2 标准组合

名称	激活	DL	LL	WL_0	WL_90	RS0	RS90	RSC0	RSC90	说明
RSC90	<input type="checkbox"/>									RS_C+90±ES_C+90
标准组合1	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.0000							1.0DL+1.0LL
标准组合2	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00		1.0000						1.0DL+1.0WL_0
标准组合3	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00		-1.0000						1.0DL-1.0WL_0
标准组合4	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00			1.0000					1.0DL+1.0WL_90
标准组合5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00			-1.0000					1.0DL-1.0WL_90
标准组合6	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.0000	0.6000						1.0DL+1.0LL+0.6WL_0
标准组合7	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.0000	-0.6000						1.0DL+1.0LL-0.6WL_0
标准组合8	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.0000		0.6000					1.0DL+1.0LL+0.6WL_90
标准组合9	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.0000		-0.6000					1.0DL+1.0LL-0.6WL_90
标准组合10	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.7000	1.0000						1.0DL+0.7LL+1.0WL_0
标准组合11	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.7000	-1.0000						1.0DL+0.7LL-1.0WL_0
标准组合12	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.7000		1.0000					1.0DL+0.7LL+1.0WL_90
标准组合13	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.7000		-1.0000					1.0DL+0.7LL-1.0WL_90
标准组合14	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000			1.0000				1.0DL+0.5LL+1.0 RS0
标准组合15	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000			-1.0000				1.0DL+0.5LL-1.0 RS0
标准组合16	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000				1.0000			1.0DL+0.5LL+1.0 RS90
标准组合17	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000				-1.0000			1.0DL+0.5LL-1.0 RS90
标准组合18	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000					1.0000		1.0DL+0.5LL+1.0 RSC0
标准组合19	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000					-1.0000		1.0DL+0.5LL-1.0 RSC0
标准组合20	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000						1.0000	1.0DL+0.5LL+1.0 RSC90
标准组合21	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.5000						-1.0000	1.0DL+0.5LL-1.0 RSC90
*	<input type="checkbox"/>									

图 5.1.2 荷载标准组合

## 5.1.2.1 正常使用极限状态

## 1. 正常使用极限状态设计表达式

对于正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合，并按下列设计表达式进行设计：

$$S \leq C \quad (5.1.2-1)$$

式中：

$C$  —— 结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值，例如变形、裂缝、振幅、加速度、应力等的限值，应按各有关建筑设计规范的规范值采用。

## 2. 正常使用极限状态设计荷载效应组合公式

标准组合中荷载效应组合的设计值  $S$  按下式计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qik} \quad (5.1.2-2)$$

式中：

$S_{Gjk}$  —— 按第  $j$  个永久荷载标准值  $G_{jk}$  计算的荷载效应值；

$S_{Qik}$  —— 按可变荷载标准值  $Q_{ik}$  计算的荷载效应值。其中  $S_{Q1k}$  为诸可变

荷载中起控制作用者；

$\psi_{ci}$ ——可变荷载  $Q_i$  的组合值系数，按《荷载规范》相关规定采用；

$m$ ——参与组合的永久荷载数。

$n$ ——参与组合的可变荷载数。

### 3. 正常使用极限状态考虑荷载长期效应组合公式

准永久组合中荷载效应组合的设计值  $S$  按下式计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_{jk}} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Q_{ik}} \quad (5.1.2-3)$$

式中：

$S_{G_{jk}}$ ——按第  $j$  个永久荷载标准值  $G_{jk}$  计算的荷载效应值；

$S_{Q_{ik}}$ ——按可变荷载标准值  $Q_{ik}$  计算的荷载效应值，其中  $S_{Q_{1k}}$  为诸可变荷载中起控制作用者；

$\psi_{qi}$ ——第  $i$  个可变荷载  $Q_i$  的准永久值系数，按《荷载规范》相关规定采用。

**4. 需要注意的是：**组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

## 5.1.2.2 荷载标准组合

**1. 考虑恒荷载、活荷载的荷载组合：**有1组。

① DL+LL

**2. 考虑恒荷载、活荷载、风荷载的荷载组合：**有12组。

① DL±WL

② DL+LL± $\psi_L$ WL

③ DL+ $\psi_L$ LL±WL

**3. 考虑恒荷载、活荷载、风荷载及地震作用的荷载组合：**多层14组，高层24组。

多层结构时：在多层结构中考虑地震作用时，风荷载不参与荷载组合。

① (DL+0.5LL)±RS(仅考虑水平地震作用)

② (DL+0.5LL)±RV(仅考虑竖向地震作用)

③ (DL+0.5LL)±RS±0.38RV(同时考虑水平及竖向地震作用)

高层结构时：

① (DL+0.5LL)±RS± $\psi_L$ WL±0.38RV(同时考虑水平及竖向地震作用)

② (DL+0.5LL)±RS± $\psi_L$ WL(仅考虑竖向地震作用)

注意：竖向地震作用组合系数 0.38 为  $0.5/1.3=0.38$ ，即设计值再除以 1.3；

### 5.1.3 准永久荷载组合

考虑恒荷载、活荷载的荷载组合，有 1 组：DL+0.5LL

### 5.1.4 人防荷载组合

名称	激活	等级	DL	侧土压力	侧水压力	顶板常规	常规武器	顶板核武	核武器外	底板核武	说明
人防组合1	<input checked="" type="checkbox"/>	人防一般	1.20			1.0000					1.2DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合2	<input checked="" type="checkbox"/>	人防一般	1.00			1.0000					1.0DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合3	<input checked="" type="checkbox"/>	人防一般	1.20					1.0000			1.2DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合4	<input checked="" type="checkbox"/>	人防一般	1.00					1.0000			1.0DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合5	<input checked="" type="checkbox"/>	人防顶板	1.20			1.0000					1.2DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合6	<input checked="" type="checkbox"/>	人防顶板	1.00			1.0000					1.0DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合7	<input checked="" type="checkbox"/>	人防顶板	1.20					1.0000			1.2DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合8	<input checked="" type="checkbox"/>	人防顶板	1.00					1.0000			1.0DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合9	<input checked="" type="checkbox"/>	人防底板	1.20							1.0000	1.2DL+1.0底板核武器荷载
人防组合10	<input checked="" type="checkbox"/>	人防底板	1.00							1.0000	1.0DL+1.0底板核武器荷载
人防组合11	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.20			1.0000					1.2DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合12	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.00			1.0000					1.0DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合13	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.20								1.2DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合14	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.00								1.0DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合15	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.20	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.2DL+1.0侧土压力+1.0侧水压力
人防组合16	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0DL+1.0侧土压力+1.0侧水压力
人防组合17	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.20	1.0000	1.0000			1.0000	1.0000		1.2DL+1.0侧土压力+1.0侧水压力
人防组合18	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙	1.00	1.0000	1.0000			1.0000	1.0000		1.0DL+1.0侧土压力+1.0侧水压力
人防组合19	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙		1.0000	1.0000		1.0000				1.0侧土压力+1.0侧水压力+1.0核
人防组合20	<input checked="" type="checkbox"/>	人防外墙		1.0000	1.0000				1.0000		1.0侧土压力+1.0侧水压力+1.0核
人防组合21	<input checked="" type="checkbox"/>	人防内墙	1.20			1.0000					1.2DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合22	<input checked="" type="checkbox"/>	人防内墙	1.00			1.0000					1.0DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合23	<input checked="" type="checkbox"/>	人防内墙	1.20					1.0000			1.2DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合24	<input checked="" type="checkbox"/>	人防内墙	1.00					1.0000			1.0DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合25	<input checked="" type="checkbox"/>	临空墙	1.20			1.0000					1.2DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合26	<input checked="" type="checkbox"/>	临空墙	1.00			1.0000					1.0DL+1.0顶板常规武器荷载
人防组合27	<input checked="" type="checkbox"/>	临空墙	1.20					1.0000			1.2DL+1.0顶板核武器荷载
人防组合28	<input checked="" type="checkbox"/>	临空墙	1.00					1.0000			1.0DL+1.0顶板核武器荷载

图 5.1.4 人防荷载组合

#### 5.1.4.1 考虑人防荷载作用的极限状态

防空地下室结构在确定等效静荷载标准值和永久荷载标准值后，其承载力设计应采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0(\gamma_G S_{GK} + \gamma_Q S_{QK}) \leq R \quad (5.1.4)$$

式中：

- $\gamma_0$  —— 结构重要性系数，可取 1.0；
- $\gamma_G$  —— 永久荷载的分项系数，当其效应对结构不利时取 1.2，有利时取 1.0；
- $\gamma_Q$  —— 等效静荷载分项系数，可取 1.0；
- $S_{GK}$  —— 永久荷载效应标准值；
- $S_{QK}$  —— 等效静荷载效应标准值；
- $R$  —— 结构构件承载力设计值。

#### 5.1.4.2 人防荷载组合

##### 1. 梁、顶板人防荷载组合

##### (1) 1.2DL+1.0 顶板常规武器荷载

(2) 1.0DL+1.0 顶板常规武器荷载

(3) 1.2DL+1.0 顶板核武器荷载

(4) 1.0DL+1.0 顶板核武器荷载

## 2. 地下室外墙人防荷载组合

(1) 1.2DL+1.0 顶板常规武器荷载

(2) 1.0DL+1.0 顶板常规武器荷载

(3) 1.2DL+1.0 顶板核武器荷载

(4) 1.0DL+1.0 顶板核武器荷载

(5) 1.2DL+1.0 侧土压力+1.0 侧水压力+1.0 顶板常规武器荷载+1.0 常规武器外墙/临空墙荷载

(6) 1.0DL+1.0 侧土压力+1.0 侧水压力+1.0 顶板常规武器荷载+1.0 常规武器外墙/临空墙荷载

(7) 1.2DL+1.0 侧土压力+1.0 侧水压力+1.0 顶板核武器荷载+1.0 核武器外墙/临空墙荷载

(8) 1.0DL+1.0 侧土压力+1.0 侧水压力+1.0 顶板核武器荷载+1.0 核武器外墙/临空墙荷载

(9) 1.0 侧土压力+1.0 侧水压力+1.0 常规武器外墙/临空墙荷载

(10) 1.0 侧土压力+1.0 侧水压力+1.0 核武器外墙/临空墙荷载

(11) 1.0 侧土压力+1.0 侧水压力

## 3. 地下室内墙人防荷载组合

(1) 1.2DL+1.0 顶板常规武器荷载

(2) 1.0DL+1.0 顶板常规武器荷载

(3) 1.2DL+1.0 顶板核武器荷载

(4) 1.0DL+1.0 顶板核武器荷载

## 4. 临空墙人防荷载组合

(1) 1.2DL+1.0 顶板常规武器荷载

(2) 1.0DL+1.0 顶板常规武器荷载

(3) 1.2DL+1.0 顶板核武器荷载

(4) 1.0DL+1.0 顶板核武器荷载

(5) 1.2DL+1.0 顶板常规武器荷载+1.0 常规武器外墙/临空墙荷载

(6) 1.0DL+1.0 顶板常规武器荷载+1.0 常规武器外墙/临空墙荷载

(7) 1.2DL+1.0 顶板核武器荷载+1.0 核武器外墙/临空墙荷载

(8) 1.0DL+1.0 顶板核武器荷载+1.0 核武器外墙/临空墙荷载

(9) 1.0 常规武器外墙/临空墙荷载

(10) 1.0 核武器外墙/临空墙荷载

### 5. 门框墙人防荷载组合

- (1) 1.0 常规武器门框墙荷载
- (2) 1.0 核规武器门框墙荷载

### 6. 窗井墙人防荷载组合

- (1) 1.0 常规武器窗井墙荷载
- (2) 1.0 核规武器窗井墙荷载

### 7. 地下室底板人防荷载组合

- (1) 1.2DL+1.0 底板核武器荷载
- (2) 1.0DL+1.0 底板核武器荷载

#### 5.1.5 地震作用内力调整

考虑地震作用下的构件内力调整，包括按抗震规范的剪重比规定调整各楼层地震内力、调整薄弱层构件的地震设计内力、 $0.2Q_0$  调整、顶塔楼地震作用放大系数、调整与框支柱相连的梁的内力、剪力墙加强区内力调整等。具体介绍参见 1.2.7~1.2.11 节及 1.4.2 节。

#### 5.1.6 设计内力调整

##### 5.1.6.1 设计内力调整系数

根据荷载组合得到的构件设计内力，需按《抗规》GB50011-2010 及《高规》JGJ3-2010 的相关规定进行内力调整，调整系数如下：

##### 1. 梁内力调整系数

框架梁、转换梁和连梁的调整系数如下：

梁轴力调整系数

表 5.1.6-1

设防烈度	抗震等级	框架结构	非框架结构		
		框架梁	框架梁	连梁	转换梁
九度	特一级	1.00	1.00	1.00	-
	一级	1.00	1.00	1.00	-
非九度	特一级	1.00	1.00	1.00	1.90
	一级	1.00	1.00	1.00	1.60
	二级	1.00	1.00	1.00	1.30
	三级	1.00	1.00	1.00	-

梁剪力调整系数

表 5.1.6-2

设防烈度	抗震等级	框架结构	非框架结构		
		框架梁	框架梁	连梁	转换梁
九度	特一级	1.56	1.56	1.30	-
	一级	1.30	1.30	1.30	-
非九度	特一级	1.56	1.56	1.30	1.90
	一级	1.30	1.30	1.30	1.60
	二级	1.20	1.20	1.20	1.30
	三级	1.10	1.10	1.10	-

梁弯矩调整系数

表 5.1.6-3

设防烈度	抗震等级	框架结构	非框架结构		
		框架梁	框架梁	连梁	转换梁
九度	特一级	1.00	1.00	1.00	-
	一级	1.00	1.00	1.00	-
非九度	特一级	1.00	1.00	1.00	1.90
	一级	1.00	1.00	1.00	1.60
	二级	1.00	1.00	1.00	1.30
	三级	1.00	1.00	1.00	-

注：对转换梁的轴力、弯矩和剪力的调整，是仅对水平地震作用的计算内力的进行调整，而不是对考虑地震的荷载组合的调整。

## 2. 柱内力调整系数

柱轴力调整系数

表 5.1.6-4

设防烈度	抗震等级	框架结构		非框架结构			
		一般部位	底层柱底截面	框架柱一般部位	框架柱底层柱底截面	转换柱一般部位	转换柱顶层柱上端和底层柱下端
九度	特一级	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
	一级	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
非九度	特一级	1.00	1.00	1.00	1.00	1.80	1.80
	一级	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50
	二级	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20
	三级	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-

柱剪力调整系数

表 5.1.6-5

设防烈度	抗震等级	框架结构		非框架结构			
		一般部位	底层柱底截面	框架柱一般部位	框架柱底层柱底截面	转换柱一般部位	转换柱顶层柱上端和底层柱下端
九度	特一级	3.672	3.672	3.672	3.672	-	-
	一级	2.55	2.55	2.55	2.55	-	-
非九度	特一级	3.672	3.672	2.822	2.822	2.822	3.024
	一级	2.55	2.550	1.960	1.960	1.960	2.100
	二级	1.950	1.950	1.440	1.440	1.440	1.560
	三级	1.560	1.560	1.210	1.210	-	-
	四级	1.320	1.320	1.210	1.210	-	-

柱弯矩调整系数

表 5.1.6-6

设防烈度	抗震等级	框架结构		非框架结构			
		一般部位	底层柱底截面	框架柱一般部位	框架柱底层柱底截面	转换柱一般部位	转换柱顶层柱上端和底层柱下端
九度	特一级	2.04	2.04	2.04	2.04	-	-
	一级	1.70	1.70	1.70	1.70	-	-
非九度	特一级	2.04	2.04	1.68	1.68	1.68	1.80
	一级	1.70	1.70	1.40	1.40	1.40	1.50
	二级	1.50	1.50	1.20	1.20	1.20	1.30
	三级	1.30	1.30	1.10	1.10	-	-
	四级	1.20	1.20	1.10	1.10	-	-

注:

- (1) 对转换柱的轴力调整, 是对其地震作用产生的轴力进行调整, 而不是对考虑地震的荷载组合下的轴力进行调整。
- (2) 框支柱是指由下部框架支承上部剪力墙的框架柱, 属于转换柱的一种; 转换柱包括部分框支剪力墙结构中的框支柱和框架-核心筒、框架-剪力墙结构中支承托柱转换梁的柱。
- (3) 对于角柱的剪力和弯矩, 在进行表格中的系数调整后, 应再乘以 1.1 的调整系数。

## 3. 剪力墙设计内力调整系数

剪力墙剪力调整系数

表 5.1.6-7

设防烈度	抗震等级	底部加强区			非底部加强区		
		一般墙	短肢墙	框支落地墙	一般墙	短肢墙	框支落地墙
九度	特一级	1.90	1.90	-	1.40	1.40	-
	一级	1.60	1.60	-	1.30	1.40	-
非九度	特一级	1.90	1.90	1.90	1.40	1.40	1.40
	一级	1.60	1.60	1.60	1.30	1.40	1.30
	二级	1.40	1.40	1.40	1.00	1.20	1.00
	三级	1.20	1.20	1.20	1.00	1.10	1.00

剪力墙弯矩调整系数

表 5.1.6-8

设防烈度	抗震等级	底部加强区			非底部加强区		
		一般墙	短肢墙	框支落地墙	一般墙	短肢墙	框支落地墙
九度	特一级	1.10	1.10	-	1.30	1.30	-
	一级	1.00	1.00	-	1.20	1.20	-
非九度	特一级	1.10	1.10	1.80	1.30	1.30	1.30
	一级	1.00	1.00	1.50	1.20	1.20	1.20
	二级	1.00	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
	三级	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00

## 5.1.6.2 梁设计调整信息

用户可输入设计梁时的内力调整系数，包括梁端负弯矩调幅系数、梁活荷载内力放大系数及梁扭矩折减系数。框架梁两端没有负弯矩时，弯矩调幅系数不适用。

## 1. 梁端负弯矩调幅系数

设计钢筋混凝土框架梁时，考虑混凝土的塑性变形及内力重分布的特性，对竖向荷载作用下的梁端负弯矩进行调整，相应调整梁跨中正弯矩；程序默认值为 0.85。

## 使用方法：

- 对所有框架梁都使用时，直接输入调整系数。
- 对个别梁构件的调整系数可在分析设计>调整系数>内力调整系数中输入。
- 对于《高规》JGJ3-2010 第 5.2.3 条第 2、4 项规定的内容，程序自动执行。

## 计算方法：

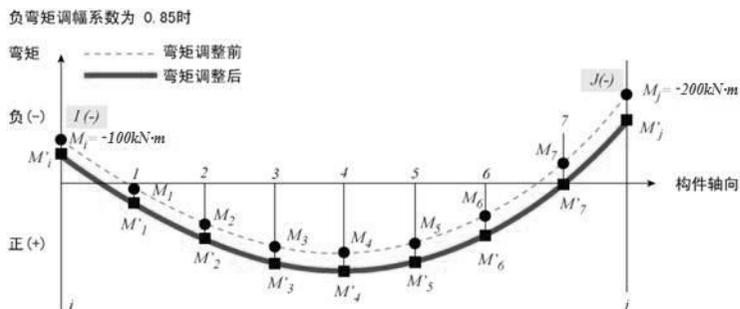


图 5.1.6-1 梁两端都有负弯矩

计算*i*、*j*位置上需调整的弯矩：

$$M_a = |M_i \times (1.0 - 0.85)| = 15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_i = M_i + M_a = -85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_b = |M_j \times (1.0 - 0.85)| = 30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{k(k=1\sim 7)} = M_k + \{M_a + (M_b - M_a)(k/8)\}$$

$$M'_j = M_j + M_b = -170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

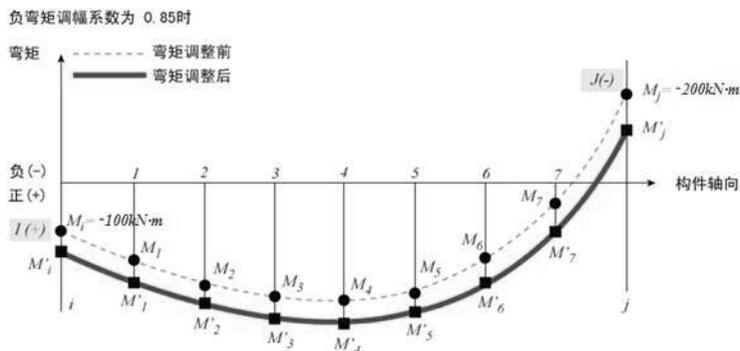


图 5.1.6-2 梁一端有负弯矩

$$M_b = |M_j \times (1.0 - 0.85)| = 30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_i = M_i + M_b = 130 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{k(k=1\sim 7)} = M_k + M_b$$

$$M'_j = M_j + M_b = -170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 2. 梁活荷载内力放大系数

为考虑活荷载不利布置对内力增大的影响，对于满布活荷载作用下的内力（包括弯矩、剪力及轴力）进行放大，然后再与其它荷载工况进行组合。程序默认值为 1.0。

## 3. 梁扭矩折减系数

对于现浇楼板结构，当采用刚性板假定时，可以考虑楼板对梁抗扭的增强作用而对梁的扭矩进行折减；程序默认值为 0.4。

适用于与刚性板相连的梁扭矩，当使用弹性板假定时，梁的扭矩不能折减。

## 5.2 构件设计

### 5.2.1 钢筋混凝土构件设计的基本规定

#### 5.2.1.1 正截面承载力计算的一般规定

##### 1. 正截面承载力计算的一般规定

正截面承载力按下列基本假定进行计算：

- (1) 截面应变保持平面
- (2) 不考虑混凝土的抗拉强度
- (3) 混凝土受压的应力与应变关系曲线按下列规定取用：

当  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$  时

$$\sigma_c = f_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \quad (5.2.1-1)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (n \leq 2.0) \quad (5.2.1-2)$$

当  $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$  时

$$\sigma_c = f_c \quad (5.2.1-3)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5 (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (\varepsilon_0 \geq 0.002) \quad (5.2.1-4)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (\varepsilon_{cu} \leq 0.0033) \quad (5.2.1-5)$$

式中：

- $\sigma_c$  —— 混凝土压应变为  $\varepsilon_c$  时的混凝土压应力；
- $f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值；
- $\varepsilon_0$  —— 混凝土压应力刚达到  $f_c$  时的混凝土压应变；
- $\varepsilon_{cu}$  —— 正截面混凝土极限压应变，当处于非均匀受压时，按公式 (5.2.1-4) 计算；当处于轴心受压时取为  $\varepsilon_0$ ；
- $f_{cu,k}$  —— 混凝土立方体抗压强度标准值；
- $n$  —— 系数。

(4) 纵向受拉钢筋的极限应变取为 0.01，纵向受拉钢筋的应力取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，纵向钢筋的应力可按下列式计算：

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left( \frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) \quad (5.2.1-6)$$

按公式 (5.2.1-6) 计算的纵向钢筋应力应符合下列条件：

$$-f_y' \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (5.2.1-7)$$

当计算的  $\sigma_{si}$  为拉应力且其值大于  $f_y$  时, 取  $\sigma_{si}=f_y$ ; 当  $\sigma_{si}$  为压应力且其绝对值大于  $f'_y$  时, 取  $\sigma_{si}=-f'_y$ 。

式中:

- $\sigma_{si}$  —— 第  $i$  层纵向钢筋的应力, 正值代表拉应力, 负值代表压应力;
- $h_{0i}$  —— 第  $i$  层纵向钢筋截面重心至截面受压边缘的距离;
- $x$  —— 等效矩形应力图形的混凝土受压区高度;
- $\varepsilon_b$  —— 纵向受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区高度;
- $f_y$  —— 纵向钢筋抗拉强度设计值;
- $f'_y$  —— 纵向钢筋抗压强度设计值。

## 2. 混凝土受压区等效矩形应力图

受弯构件、偏心受拉构件正截面受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图。矩形应力图的受压区高度  $x$  取等于按截面应变保持平面假定所确定的中和轴高度乘以系数  $\beta_1$ ,  $\beta_1$  由下式确定:

$$\beta_1 = 0.8 - 0.06 \times (f_{cu,k} - 50) / 30 \quad (\beta_1 \leq 0.8) \quad (5.2.1-8)$$

矩形应力图的应力值取为混凝土轴心抗压强度设计值  $f_c$  乘以系数  $\alpha_1$ ,  $\alpha_1$  由下式确定:

$$\alpha_1 = 1.0 - 0.06 \times (f_{cu,k} - 50) / 30 \quad (\alpha_1 \leq 1.0) \quad (5.2.1-9)$$

## 3. 相对界限受压区高度 $\xi_b$

纵向受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区高度  $\xi_b$  按有屈服点钢筋公式计算:

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (5.2.1-10)$$

式中:

- $\xi_b$  —— 相对界限受压区高度:  $\xi_b = x_b / h_0$ ;
- $x_b$  —— 界限受压区高度;
- $h_0$  —— 截面有效高度: 纵向受拉钢筋合力点至截面受压边缘的距离;
- $f_y$  —— 钢筋抗拉强度设计值;
- $E_s$  —— 钢筋弹性模量;
- $\varepsilon_{cu}$  —— 非均匀受压时的混凝土极限压应变, 按公式 (5.2.1-4) 计算。

当截面受拉区内配置有不同种类的钢筋时，受弯构件的相对界限受压区高度应分别计算，并取其较小值。

依据公式（5.2.1-10），表 5.2.1-1 列出了采用不同钢筋种类和混凝土强度等级的钢筋混凝土构件的  $\zeta_b$  值。

钢筋混凝土构件相对界限受压区高度  $\zeta_b$  表 5.2.1-1

钢筋种类	混凝土强度等级						
	≤C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
HPB235	0.614	0.604	0.594	0.584	0.575	0.565	0.555
HPB300	0.550	0.541	0.531	0.522	0.512	0.503	0.493
HRB335							
HRBF335							
HRB400	0.518	0.508	0.499	0.490	0.481	0.472	0.463
RRB400							
HRBF400							
HRB500	0.482	0.473	0.464	0.455	0.447	0.438	0.429
HRBF500							

## 5.2.1.2 材料

### 1. 混凝土

(1) 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值

混凝土强度标准值 ( $\text{N/mm}^2$ ) 表 5.2.1-2

强度种类	混凝土强度等级						
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
$f_{ck}$	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6
$f_{tk}$	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51
强度种类	混凝土强度等级						
	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
$f_{ck}$	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
$f_{tk}$	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11

(2) 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度设计值

混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度设计值  $f_c$ 、 $f_t$  应按下列公式计算：

$$f_c = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1.4 \quad (5.2.1-11)$$

$$f_t = f_{tk} / \gamma_c = f_{tk} / 1.4 \quad (5.2.1-12)$$

常用强度等级混凝土的轴心抗压、轴心抗拉强度设计值如下表所示：

混凝土强度设计值 (N/mm<sup>2</sup>)

表 5.2.1-3

强度种类	混凝土强度等级						
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
$f_c$	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1
$f_t$	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80
强度种类	混凝土强度等级						
	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
$f_c$	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
$f_t$	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

## (3) 混凝土受压或受拉的弹性模量

混凝土受压或受拉的弹性模量  $E_c$  (以 N/mm<sup>2</sup> 计) 应按下式计算:

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}} \quad (5.2.1-13)$$

式中  $f_{cu,k}$  以混凝土强度等级值 (以 N/mm<sup>2</sup> 计) 代入。

常用强度等级混凝土受压或受拉的弹性模量  $E_c$  可按下表采用。

混凝土弹性模量 ( $\times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>)

表 5.2.1-4

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
$E_c$	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35
混凝土强度等级	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
$E_c$	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

## 2. 钢筋

普通钢筋强度标准值、抗拉强度设计值、抗压强度设计值及弹性模量应按下表采用:

普通钢筋参数

表 5.2.1-5

钢筋种类	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f'_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )
HPB300	270	270	300	2.1
HRB335、HRBF335	300	300	335	2.0
HRB400、HRBF400、RRB400	360	360	400	2.0
HRB500、HRBF500	435	410	500	2.0

## 5.2.2 梁构件设计

本节讲述梁构件的正截面设计、斜截面设计与扭曲截面设计。梁构件包括普通连续梁、框架梁、转换梁。

### 5.2.2.1 梁正截面设计

#### 5.2.2.1.1 正截面承载力计算

梁正截面承载力计算包括两部分内容。正截面受弯承载力计算和正截面偏心受拉承载力计算。

##### 1. 正截面受弯承载力计算（仅承受弯矩和剪力作用的构件）

(1) 矩形截面或翼缘位于受拉边的倒 T 形截面梁正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 M = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (5.2.2-1)$$

混凝土受压区高度  $x$  按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f_y' A_s' \quad (5.2.2-2)$$

混凝土受压区高度  $x$  应符合下列条件：

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.2-3)$$

$$x \geq 2a_s' \quad (5.2.2-4)$$

式中：

- $M$  —— 弯矩设计值；
- $\alpha_1$  —— 系数；
- $f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值；
- $A_s$ 、 $A_s'$  —— 受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；
- $f_y$ 、 $f_y'$  —— 受拉钢筋抗拉强度设计值、受压钢筋抗压强度设计值；
- $b$  —— 矩形截面的宽度或倒 T 形截面的腹板宽度；
- $h_0$  —— 截面有效高度， $h_0 = h - a_s$ ，其中  $h$  为截面高度；
- $a_s$  —— 受拉区纵筋合力点至截面受压边缘的距离；
- $a_s'$  —— 受压区纵筋合力点至截面受拉边缘的距离。

$$\xi = x / h_0 \quad (5.2.2-5)$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi) \quad (5.2.2-6)$$

则公式可改写为

$$\gamma_0 M = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 + f_y' A_s' (h_0 - \alpha_s') \quad (5.2.2-7)$$

$$\alpha_1 f_c b h_0 \xi = f_y A_s - f_y' A_s' \quad (5.2.2-8)$$

(2) 翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面梁，其正截面受弯承载力应分别符合下列规定：

当满足下列条件时：

$$\gamma_0 M \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - 0.5h'_f) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (5.2.2-9)$$

应按宽度为  $b'_f$  的矩形截面计算；

当不满足公式 (5.2.2-9) 的条件时：

$$\gamma_0 M \leq \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (5.2.2-10)$$

混凝土受压区高度按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c [b h_0 \xi + (b'_f - b) h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (5.2.2-11)$$

混凝土受压区高度  $x$  应符合下列条件：

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.2-12)$$

$$x \geq 2a'_s \quad (5.2.2-13)$$

式中：

$h'_f$  —— T形、I形截面受压区的翼缘高度；

$b'_f$  —— T形、I形截面受压区的翼缘计算宽度。

(3) 箱形截面梁可按以下要求转化为 I 形截面梁进行受弯承载力计算：

将箱形截面的高作为 I 形截面的高，箱形截面的两侧壁厚之和作为 I 形截面腹板宽，箱形截面上下壁厚分别作为 I 形截面上下翼缘的高，箱形截面的宽作为 I 形截面上下翼缘的宽。

当由构造要求或按正常使用极限状态验算要求配置的纵向受拉钢筋截面面积大于受弯承载力要求的配筋面积时，按公式(5.2.2-2)，公式(5.2.2-10)或公式(5.2.2-11)计算的混凝土受压区高度  $x$ ，可仅计入受弯承载力条件所需的纵向受拉钢筋截面面积。

在计算中如果计入了纵向受压钢筋，就应满足 (5.2.2-4) 的条件；当不满足此条件时，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 M \leq f_y A_s (h_0 - a_s - a'_s) \quad (5.2.2-14)$$

如在正截面受弯承载力计算中不计入普通受压钢筋，则不必考虑公式 (5.2.2-4) 的限制。

## 2. 正截面偏心受拉承载力计算

矩形截面偏心受拉梁的正截面受拉承载力应符合下列规定：

(1) 小偏心受拉梁，当轴向拉力作用在钢筋  $A_s$  的合力点和  $A'_s$  的合力点之间时：

$$\gamma_0 N e \leq f_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (5.2.2-15)$$

$$\gamma_0 N e' \leq f_y A_s (h_0' - a_s) \quad (5.2.2-16)$$

$$e' = \frac{h}{2} + e_0 - \alpha_s' \quad (5.2.2-17)$$

$$e = \frac{h}{2} - e_0 - \alpha_s \quad (5.2.2-18)$$

(2) 大偏心受拉梁，当轴向拉力不作用在钢筋  $A_s$  的合力点和  $A_s'$  的合力点之间时：

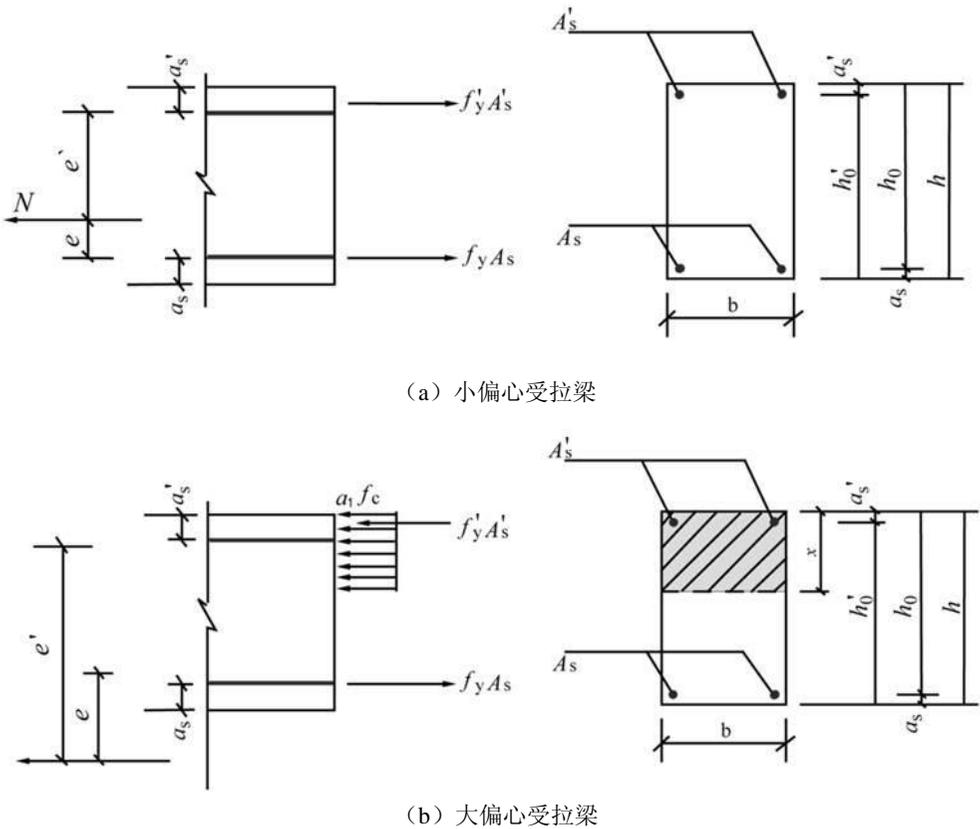


图 5.2.2-1 矩形截面偏心受拉梁正截面受拉承载力计算

$$\gamma_0 N = f_y A_s - f_y' A_s' - \alpha_1 f_c b h_0 \xi \quad (5.2.2-19)$$

$$\gamma_0 N e = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 + f_y A_s' (h_0 - \alpha_s') \quad (5.2.2-20)$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + \alpha_s' \quad (5.2.2-21)$$

此时，混凝土受压区的高度应满足  $x \leq \xi_b h_0$  的要求。当计算中计入纵向普通受压钢筋时，尚应满足  $x \geq 2a_s'$  的条件；当不满足时，可按公式(5.2.2-16)计算。

用公式(5.2.2-19)、(5.2.2-20)计算大偏心受拉梁正截面受拉承载力时，可先令  $x = \xi_b h_0$

再求受拉钢筋截面面积  $A_s$  及受压钢筋截面面积  $A'_s$ 。

### 5.2.2.1.2 截面有效高度取值

结构大师程序中，纵向受力钢筋的混凝土保护层作为参数输入，程序假定梁的钢筋直径为 25mm，单排配筋时取  $h_0=h$ -保护层厚度-箍筋直径-12.5。当单排配筋的配筋率大于 1%时，程序自动按双排配筋重新计算，此时，假定钢筋直径为小于等于 25mm，取两层钢筋之间的净间距 25mm，取  $h_0=h$ -保护层厚度-箍筋直径-37.5。

### 5.2.2.1.3 单筋截面与双筋截面

结构大师程序中，计算配筋面积时，先按单筋截面计算所需配筋面积，若  $\xi > \xi_b$ ，再按双筋截面计算配筋。双筋截面配筋计算时，取  $\xi = \xi_b$  使纵向受力钢筋的总用钢量 ( $A_s+A'_s$ ) 接近最小值。

### 5.2.2.1.4 框架梁梁端截面抗震要求

考虑地震作用组合的框架梁，在计算中，计入纵向受压钢筋的梁端混凝土受压区高度应符合下列要求：

$$\text{一级抗震等级:} \quad x \leq 0.25h_0 \quad (5.2.2-22)$$

$$\text{二、三级抗震等级:} \quad x \leq 0.35h_0 \quad (5.2.2-23)$$

框架梁梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级抗震等级不应小于 0.5，二、三级抗震等级不应小于 0.3。

### 5.2.2.1.5 梁端考虑受压钢筋的计算方法

《混规》GB50010-2010 第 11.3.6-2 条规定，框架梁梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级抗震等级不应小于 0.5；二、三级抗震等级不应小于 0.3。

程序中勾选“按混规 11.3.6-2 条考虑框架梁端截面底部和顶部纵筋比例”时，用户可设置底部和顶部纵筋面积的比例，程序计算框架梁端部钢筋时，按照用户输入的比例来计算受压钢筋。计算受压区高度时，也按照用户输入的比例考虑受压钢筋。不勾选时，则按照计算值，不考虑底部和顶部纵筋比例。

### 5.2.2.1.6 防空地下室结构中受弯梁的延性比控制

防空地下室结构中受弯梁按弹塑性工作阶段设计时，受拉钢筋配筋率不宜大于 1.5%，当大于 1.5%时，允许延性比  $[\beta]$  值应满足下式：

$$[\beta] \leq \frac{0.5}{x/h_0} \quad (5.2.2-24)$$

$$x/h_0 = (\rho - \rho') f_{yd} / (\alpha_1 f_{cd}) \quad (5.2.2-25)$$

对受弯构件， $[\beta]$  取 3.0。

式中：

- $x$  —— 混凝土受压区高度；
- $\rho、\rho'$  —— 纵向受拉钢筋、受压钢筋配筋率；
- $h_0$  —— 截面有效高度，T形、I形截面受压区的翼缘计算宽度；
- $f_{yd}$  —— 钢筋抗拉动力强度设计值；
- $f_{cd}$  —— 混凝土轴心抗压动力强度设计值。

### 5.2.2.1.7 梁纵向钢筋的最小配筋率和最大配筋率

#### 1. 框架梁及转换梁

(1) 框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率及框支梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率应符合表 5.2.2-1 的规定。

框架梁及转换梁上、下部纵向受拉钢筋的最小配筋百分率(%) 表 5.2.2-1

抗震等级	框架梁中位置		转换梁
	支座	跨中	
特一级	$\max(0.40, 80f_t/f_y)$	$\max(0.30, 65 f_t/f_y)$	0.6
一级	$\max(0.40, 80 f_t/f_y)$	$\max(0.30, 65 f_t/f_y)$	0.5
二级	$\max(0.30, 65 f_t/f_y)$	$\max(0.25, 55 f_t/f_y)$	0.4
三、四级	$\max(0.25, 55 f_t/f_y)$	$\max(0.20, 45 f_t/f_y)$	0.3
非抗震	$\max(0.20, 45 f_t/f_y)$		

注：小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按构件的全截面面积计算；受弯构件、大偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积 $(b'_f-b)h'_f$ 后的截面面积计算。偏心受拉构件受压钢筋的配筋率应按构件的全截面面积计算。

(2) 抗震设计梁端纵向受拉钢筋的最大配筋率

抗震设计时框架梁梁端的纵向受拉钢筋最大配筋率  $\rho_{\max}=A_s/(bh_0)$  为 2.75%。

#### 2. 防空地下室结构中梁的纵向受力钢筋最小配筋率与最大配筋率

(1) 防空地下室结构中梁的纵向受力钢筋最小配筋率

承受核爆动荷载的连续梁与框架梁，其纵向受力钢筋的配筋率最小值应符合表 5.2.2-2 的规定。

防空地下室结构中梁纵向钢筋的最小配筋率(%) 表 5.2.2-2

分类	混凝土强度等级			
	C20	C25~C35	C40~C55	C60~C80
偏心受拉构件的受压钢筋	0.20			
受弯构件、偏心受拉构件的受拉钢筋	0.20	0.25	0.30	0.35

## (2) 防空地下室结构中梁的纵向受拉钢筋最大配筋率

按弹塑性工作阶段设计的受弯连续梁与框架梁，跨中截面及梁端截面受拉钢筋最大配筋率  $\rho_{\max}=A_s/(bh_0)$  均不宜大于表 5.2.2-3 的规定。

防空地下室结构中梁纵向受拉钢筋的最大配筋率 (%) 表 5.2.2-3

混凝土强度等级	C20	C25	$\geq$ C30
HRB335 级钢筋	1.7	2.2	2.5
HRB400 级钢筋	1.6	2.0	2.4
RRB400 级钢筋			

## 5.2.2.2 梁斜截面及扭曲截面设计

## 5.2.2.2.1 梁斜截面设计

## 1. 截面尺寸条件

## (1) 框架梁

## ① 非抗震设计：

矩形、T 形和 I 形截面的受弯梁及偏心受拉梁，其受剪截面应符合下列条件：

当  $h_w/b \leq 4$  时：

$$\gamma_0 V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (5.2.2-26)$$

当  $h_w/b \geq 6$  时：

$$\gamma_0 V \leq 0.20 \beta_c f_c b h_0 \quad (5.2.2-27)$$

当  $4 < h_w/b < 6$  时，按线性内插法确定。

式中：

$V$  —— 构件斜截面上的最大剪力设计值；

$\beta_c$  —— 混凝土强度影响系数； $\beta_c = 1.0 - 0.2 \times (f_{cu,k} - 50) / 30$  ( $\beta_c \leq 1.0$ )

$f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值；

$b$  —— 矩形截面的宽度，T 形截面或 I 形截面的腹板宽度；

$h_0$  —— 截面的有效高度；

$h_w$  —— 截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度；对 T 形截面，取有效高度减去翼缘高度；对 I 形截面取腹板净高箱形截面梁可按等效 I 形截面梁验算受剪截面，等效 I 形截面的腹板宽度取箱形截面两侧壁厚之和。

## ② 抗震设计的框架梁，其受剪截面应符合下列条件：

$$\text{跨高比 } l_0/h > 2.5 \text{ 时: } V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.2-28)$$

$$\text{跨高比 } l_0/h \leq 2.5 \text{ 时: } V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.2-29)$$

## (2) 转换梁

### ① 非抗震设计

$$\gamma_0 V \leq 0.20\beta_c f_c b h_0 \quad (5.2.2-30)$$

### ② 抗震设计

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.2-31)$$

## 2. 按构造配筋的条件

非抗震设计的矩形、T形和I形截面的一般受弯梁，当符合下列公式的要求时：

$$\gamma_0 V \leq \alpha_{cv} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \quad (5.2.2-32)$$

其中：

$\alpha_{cv}$  —— 截面混凝土受剪承载力系数，对于一般受弯构件取0.7。

均可不进行斜截面的受剪承载力计算，按构造要求配置箍筋。

## 3. 斜截面受剪承载力计算

### (1) 连续梁、框架梁、框支梁

#### ① 非抗震设计：受弯连续梁、框架梁、框支梁：

矩形、T形、I形截面的连续梁和框架梁，当仅配置箍筋时，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 V \leq \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.2.2-33)$$

式中：

$V$  —— 构件斜截面上的最大剪力设计值；

$\alpha_{cv}$  —— 斜截面混凝土受剪承载力系数，参见《混规》第6.3.4条内容；

$A_{sv}$  —— 配置在同一截面内各肢箍筋的截面面积总和： $A_{sv} = n A_{sv1}$ ，此处， $n$ 为在同一截面内箍筋的肢数， $A_{sv1}$ 为单肢箍筋的截面面积；

$s$  —— 沿构件长度方向的箍筋间距；

$f_{yv}$  —— 箍筋抗拉强度设计值。

箱形截面梁可按等效I形截面梁验算受剪截面，等效I形截面的腹板宽度取箱形截面两侧壁厚之和。

② 非抗震设计：偏心受拉连续梁、框架梁、框支梁

矩形、T形和I形截面的钢筋混凝土偏心受拉梁，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (5.2.2-34)$$

式中：

$N$  ——与剪力设计值  $V$  相应的轴向拉力设计值；当  $0.2N > \frac{1.75}{1+\lambda} f_t b h_0$  时，

$$\text{取 } 0.2N = \frac{1.75}{1+\lambda} f_t b h_0$$

$\lambda$  —— 计算截面的剪跨比，当承受均布荷载时，取  $\lambda=1.5$ 。

由公式(5.2.2-36)计算的  $f_{yv} A_{sv} h_0 / s$  不得小于  $0.36 f_t b h_0$ 。

③ 抗震设计

考虑抗震作用组合的矩形、T形和I形截面的一般框架梁、转换梁，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.6 \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (5.2.2-35)$$

式中：

$V$  —— 构件斜截面上的最大剪力设计值；

$\alpha_{cv}$  —— 斜截面混凝土受剪承载力系数，参见《混规》第 6.3.4 条内容；

$A_{sv}$  —— 配置在同一截面内各肢箍筋的截面面积总和： $A_{sv} = n A_{sv1}$ ，此处， $n$  为在同一截面内箍筋的肢数， $A_{sv1}$  为单肢箍筋的截面面积；

$s$  —— 沿构件长度方向的箍筋间距；

$f_{yv}$  —— 箍筋抗拉强度设计值。

### 5.2.2.2.2 梁扭曲截面设计

梁扭曲截面仅作非抗震设计，不对包含地震作用效应的荷载效应组合进行承载力计算。

#### 1. 受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩

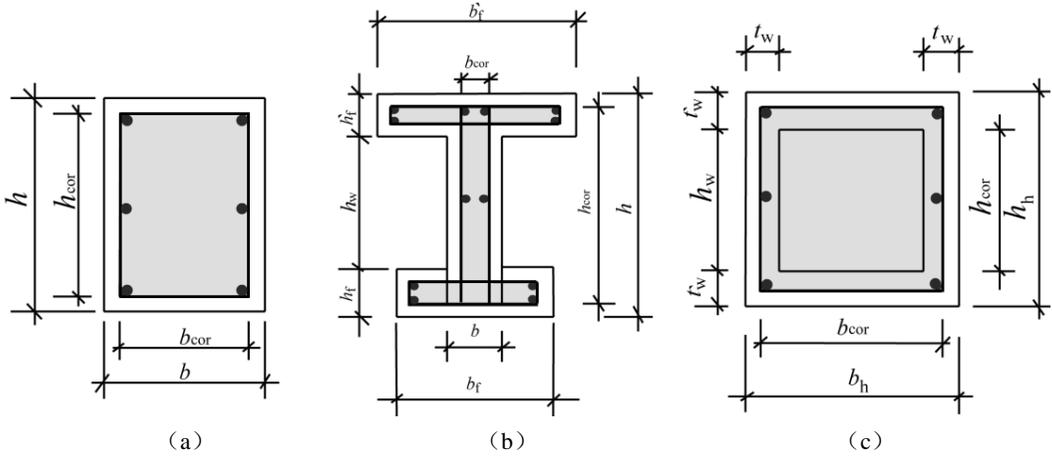


图 5.2.2-2 受扭构件截面

(1) 矩形截面 (图 5.2.2-2a)

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (5.2.2-36)$$

式中:

$b$ 、 $h$  —— 矩形截面的短边尺寸、长边尺寸。

(2) T 形和 I 形截面 (图 5.2.2-2b)

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (5.2.2-37)$$

对腹板、受压翼缘及受拉翼缘部分的矩形截面受扭塑性抵抗矩  $W_{tw}$ 、 $W'_{tf}$ 、 $W_{tf}$  应按下列规定计算:

腹板: 
$$W_{tw} = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (5.2.2-38)$$

受压翼缘: 
$$W'_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b'_f - b) \quad (5.2.2-39)$$

受拉翼缘: 
$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b_f - b) \quad (5.2.2-40)$$

式中:

$b$ 、 $h$  —— 腹板宽度、截面高度;

$b'_f$ 、 $b_f$  —— 截面受压区、受拉区的翼缘宽度;

$h'_f$ 、 $h_f$  —— 截面受压区、受拉区的翼缘高度。

(3) 箱形截面 (图 5.2.2-2c)

$$W_t = \frac{b_h^2}{6}(3h_h - b_h) - \frac{(b_h - 2t_w)^2}{6} [3h_w - (b_h - 2t_w)] \quad (5.2.2-41)$$

式中:

$b_h$ 、 $h_h$  —— 箱形截面的短边尺寸、长边尺寸。

## 2. 截面尺寸条件

### (1) 纯扭、弯扭构件

对  $h_w/b \leq 6$  的矩形, T 形和 I 形截面和  $h_w/t_w \leq 6$  的箱形截面构件, 其截面应符合下列条件:

当  $h_w/b$ (或  $h_w/t_w$ )  $\leq 4$  时:

$$\gamma_0 T \leq 0.20 \beta_c f_c W_t \quad (5.2.2-42)$$

当  $h_w/b$ (或  $h_w/t_w$ ) = 6 时:

$$\gamma_0 T \leq 0.16 \beta_c f_c W_t \quad (5.2.2-43)$$

当  $4 < h_w/b$ (或  $h_w/t_w$ )  $< 6$  时: 按线性内插法确定

式中:

$T$  —— 构件扭矩设计值;

$\beta_c$  —— 强度影响系数;  $\beta_c = 1.0 - 0.2 \times (f_{cu,k} - 50) / 30$  ( $\beta_c \leq 1.0$ )。

$f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值;

$b$  —— 截面的宽度、T 形截面或 I 形截面的腹板宽度;

$W_t$  —— 受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩;

$t_w$  —— 箱形截面壁厚, 其值不应小于  $b_h/7$ 。此处  $b_h$  为箱形截面的宽度。

### (2) 剪扭、弯剪扭构件

在剪力和扭矩共同作用下的剪扭构件与在弯矩, 剪力和扭矩共同作用下的弯剪扭构件, 其截面应符合下列条件:

当  $h_w/b$ (或  $h_w/t_w$ )  $\leq 4$  时:

$$\frac{\gamma_0 V}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T}{0.8W_t} \leq 0.25 \beta_c f_c \quad (5.2.2-44)$$

当  $h_w/b$ (或  $h_w/t_w$ ) = 6 时:

$$\frac{\gamma_0 V}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T}{0.8W_t} \leq 0.2 \beta_c f_c \quad (5.2.2-45)$$

当  $4 < h_w/b$ (或  $h_w/t_w$ )  $< 6$  时: 按线性内插法确定。

式中:

$h_0$  —— 截面有效高度。

### 3. 按构造配筋的条件

#### (1) 纯扭、弯扭构件

纯扭、弯扭构件，当符合以下公式要求时，可不进行受扭承载力计算，而仅需按构造要求配置钢筋：

$$\gamma_0 T \leq 0.7 f_t W_t \quad (5.2.2-46)$$

#### (2) 剪扭、弯剪扭构件

剪扭、弯剪扭构件，当符合下列规定时，可不进行构件受剪扭承载力计算，而仅需按构造要求配置钢筋：

$$\frac{\gamma_0 V}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T}{W_t} \leq 0.7 f_t + 0.07 \frac{N}{bh_0} \quad (5.2.2-47)$$

式中：

$N$  —— 与剪力、扭矩设计值  $V$ 、 $T$  相应的轴向压力设计值，当  $N > 0.3f_c A$  时，取  $N = 0.3f_c A$ ，此处  $A$  为截面面积。

### 4. 扭曲截面承载力计算

#### (1) 纯扭构件的受扭承载力计算

① 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (5.2.2-48)$$

$$\zeta = \frac{f_y A_{stl} s}{f_{yv} A_{stl} u_{cor}} \quad (5.2.2-49)$$

式中：

- $\zeta$  —— 受扭的纵向钢筋与箍筋的配筋强度比值，对钢筋混凝土纯扭构件，其  $\zeta$  值应符合  $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$  的要求；
- $A_{stl}$  —— 受扭计算中取对称布置的全部纵向钢筋截面面积；
- $A_{stl}$  —— 受扭计算中沿截面周边配置的箍筋单肢截面面积；
- $f_{yv}$  —— 受扭箍筋的抗拉强度设计值；
- $A_{cor}$  —— 截面核心部分的面积： $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$ ，此处  $b_{cor}$ 、 $h_{cor}$  为箍筋内表面范围内截面核心部分的短边、长边尺寸；
- $u_{cor}$  —— 截面核心部分的周长： $u_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor})$ 。

② T形和I形截面纯扭构件，可将其截面划分为几个矩形截面，对每一个矩形截面按独立矩形截面进行受扭承载力计算，每个矩形截面的扭矩设计值应按下列规定计算：

$$\text{腹板: } T_w = \frac{W_{tw}}{W_t} T \quad (5.2.2-50)$$

$$\text{受压翼缘: } T'_f = \frac{W'_{tf}}{W_t} T \quad (5.2.2-51)$$

$$\text{受拉翼缘: } T_f = \frac{W_{tf}}{W_t} T \quad (5.2.2-52)$$

式中:

$T$  —— 构件截面所承受的扭矩设计值;

$T_w$  —— 腹板所承受的扭矩设计值;

$T'_f$ 、 $T_f$  —— 受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值。

③ 箱形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定:

$$\gamma_0 T \leq 0.35 \alpha_h f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (5.2.2-53)$$

式中:

$\alpha_h$  —— 箱形截面壁厚影响系数:  $\alpha_h = 2.5 t_w / b_h$ , 当  $\alpha_h > 1.0$  时, 取 1.0;

$\zeta$  —— 受扭的纵向钢筋与箍筋的配筋强度比值, 对钢筋混凝土纯扭构件, 其  $\zeta$  值应符合  $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$  的要求。

(2) 剪扭构件的受剪扭承载力计算

① 在剪力和扭矩共同作用下的矩形截面剪扭构件, 其受剪扭承载力应符合下列规定:

$$\gamma_0 V \leq (1.5 - \beta_t) 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.2.2-54)$$

$$\gamma_0 T \leq 0.35 f_t \beta_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{sv} A_{cor}}{s} \quad (5.2.2-55)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (0.5 \leq \beta_t \leq 1.0) \quad (5.2.2-56)$$

上述公式适用于一般剪扭构件, 式中:

$A_{sv}$  —— 受剪承载力所需的箍筋截面面积。

② T形和I形截面剪扭构件的受剪扭承载力应按下列规定计算:

受剪承载力: 用公式(5.2.2-48)与公式(5.2.2-50)计算, 但计算时, 应用  $T_w$  替代  $T$ , 用  $W_{tw}$  替代  $W_t$ ;

受扭承载力：按几个矩形截面分别计算：

腹板：按公式(5.2.2-50)与公式(5.2.2-51)计算，但计算时应用  $T_w$  替代  $T$ ，用  $W_{tw}$  替代  $W_t$ ；

受压翼缘及受拉翼缘：按纯扭构件计算，但计算时  $T$  及  $W_t$  分别以  $T_f$  及  $W_{tf}$  或  $T_f$  及  $W_{tf}$  代替。

③ 箱形截面一般剪扭构件的受剪扭承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 V \leq 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.2.2-57)$$

$$\gamma_0 T \leq 0.35 \alpha_h f_t \beta_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (5.2.2-58)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{\alpha_h V W_t}{T b h_0}} \quad (0.5 \leq \beta_t \leq 1.0) \quad (5.2.2-59)$$

(3) 弯剪扭构件的承载力计算

① 可忽略剪力影响的弯剪扭构件——弯扭构件

当剪力设计值  $\gamma_0 V \leq 0.35 f_t b h_0$  或  $\gamma_0 V \leq 0.875 f_t b h_0 / (\lambda + 1)$  时，可以忽略剪力影响，仅接受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力分别进行计算。

② 可忽略扭矩影响的弯剪扭构件——弯剪构件

当  $\gamma_0 T \leq 0.175 f_t W_t$  或  $\gamma_0 T \leq 0.175 \alpha_h f_t W_t$  (箱形截面) 时，可以忽略扭矩影响，仅接受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力分别进行计算。

③ 在弯矩、剪力、扭矩共同作用下的弯剪扭构件

在弯矩、剪力、扭矩共同作用下的弯剪扭构件按以下方法计算配筋：

纵向钢筋：接受弯构件的正截面受弯承载力公式计算出  $A_s$ 、 $A'_s$ ，按剪扭构件的受扭承载力公式计算出  $A_{stl}$ ， $A_{stl}$  对称布置在截面周边并在截面的受拉，受压边与  $A_s$ 、 $A'_s$  叠加。

箍筋：按剪扭构件的受剪承载力公式和受扭承载力公式计算出  $A_{sv}$ 、 $A_{stl}$ ，构件所需箍筋总面积为  $A_{sv} + 2A_{stl}$ 。

弯剪扭构件沿截面周边布置的单肢箍筋面积不得小于  $A_{stl}$  值。

### 5.2.2.2.3 梁箍筋和抗扭纵筋的构造规定

#### 1. 梁箍筋构造规定

(1) 连续梁、框架梁、转换梁

## ① 非抗震设计

连续梁、框架梁及框支梁的箍筋配筋率  $\rho_{sv}[\rho_{sv}=A_{sv}/(bs)]$ 应符合下列规定:

弯剪构件, 当  $\gamma_0 V > 0.7f_t b h_0$  时, 箍筋的配筋率不应小于  $0.24f_t/f_{yv}$ ;

弯剪扭构件, 箍筋的配筋率不应小于  $0.28f_t/f_{yv}$ ;

转换梁梁端加密区箍筋配筋率不应小于  $0.90f_t/f_{yv}$ (加密区自柱边算起, 其长度等于  $1.5h$ , 此处,  $h$  为梁高)。

## ② 抗震设计

框架梁及转换梁的箍筋最小配筋率  $\rho_{svmin}[\rho_{svmin}=A_{svmin}/(bs)]$ , 应符合表 5.2.2-4 规定:

框架梁及转换梁抗震设计箍筋最小配筋率 表 5.2.2-4

抗震等级		特一级	一级	二级	三, 四级
框架梁沿梁全长		$0.33f_t/f_{yv}$	$0.3f_t/f_{yv}$	$0.28f_t/f_{yv}$	$0.26f_t/f_{yv}$
转换梁	加密区	$1.3f_t/f_{yv}$	$1.2f_t/f_{yv}$	$1.1f_t/f_{yv}$	$0.9f_t/f_{yv}$
	非加密区	$0.33f_t/f_{yv}$	$0.3f_t/f_{yv}$	$0.28f_t/f_{yv}$	$0.26f_t/f_{yv}$

## (2) 防空地下室结构中的连续梁及框架梁

当荷载效应组合包括核爆动荷载(按等效静荷载考虑)效应时, 防空地下室结构中的连续梁及框架梁在距支座边缘 1.5 倍梁的截面高度范围内, 箍筋配筋率不应低于 0.15%, 箍筋间距不宜大于  $h_0/4$ , 且不宜大于主筋直径的 5 倍。

## 2. 梁抗扭纵筋构造规定

梁内受扭纵向钢筋的配筋率  $\rho_{ti}$  ( $\rho_{ti} = \frac{A_{stl}}{bh}$ )应符合下列规定:

$$\rho_{ti} \geq 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} \quad (5.2.2-60)$$

当  $T/(Vb) > 2.0$  时, 取  $T/(Vb) = 2.0$

式中:

$b$  —— 受剪的截面宽度, 对箱形截面, 取  $b = b_n$ ;

$A_{stl}$  —— 沿截面周边布置的受扭纵向钢筋总截面面积。

## 5.2.3 柱构件设计

## 5.2.3.1 柱正截面设计

## 5.2.3.1.1 正截面承载力计算

柱正截面承载力计算包括轴心受压、单向偏心受压、单向偏心受拉、双向偏心受力几部分内容。

### 1. 轴心受压柱正截面承载力计算

钢筋混凝土轴心受压柱，当配置的箍筋符合构造规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定（见图 5.2.3-1）：

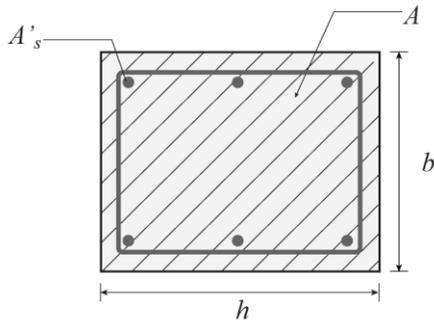


图 5.2.3-1 配置箍筋的钢筋混凝土轴心受压柱

$$\gamma_0 N \leq 0.9\varphi(f_c A + f_y' A_s') \quad (5.2.3-1)$$

$$\varphi = \left[ 1 + 0.002 \left( \frac{l_0}{b} - 8 \right)^2 \right]^{-1} \quad (5.2.3-2)$$

式中：

- $N$  —— 轴向压力设计值；
- $\varphi$  —— 钢筋混凝土构件的稳定系数；
- $f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值；
- $A$  —— 构件截面面积；
- $A_s'$  —— 全部纵向钢筋的截面面积；
- $l_0$  —— 构件的计算长度；
- $b$  —— 对矩形截面， $b$  为截面的短边尺寸；对圆形截面  $b = \sqrt{3}d/2$ ；对任意截面  $b = \sqrt{12}i$ ，其中  $d$  为圆形截面的直径， $i$  为截面的最小回转半径。

当纵向钢筋配筋率大于 3% 时，公式(5.2.3-1)中的  $A$  应改用  $(A - A_s')$  代替。

### 2. 单向偏心受压柱正截面承载力计算

#### (1) 矩形截面单向偏心受压柱

矩形截面对称配筋大偏心受压柱正截面受压承载力应符合下列规定(如图 5.2.3-2)：

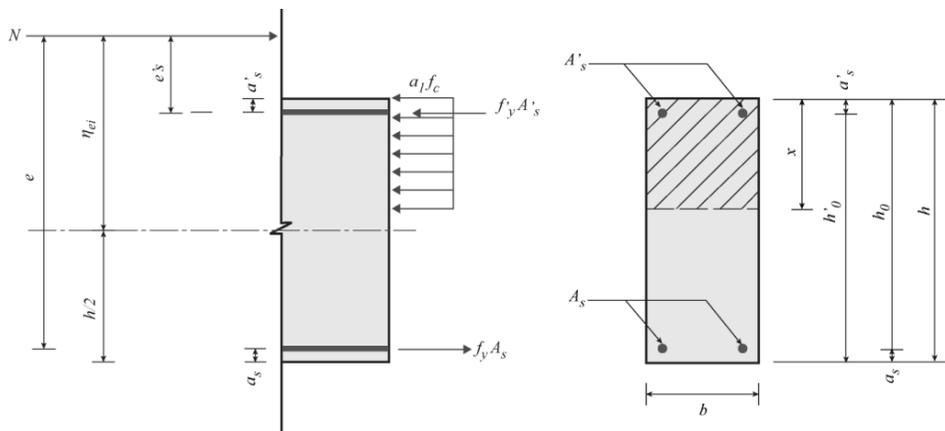


图 5.2.3-2 矩形截面偏心受压柱正截面受压承载力计算

$$\gamma_0 N \leq \alpha_1 f_c b x + f_y' A_s' - \sigma_s A_s \quad (5.2.3-3)$$

$$\gamma_0 N e \leq \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (5.2.3-4)$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a \quad (5.2.3-5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (5.2.3-6)$$

式中：

- $e$  —— 轴向压力作用点至纵向普通受拉钢筋的合力点的距离；
- $e_i$  —— 初始偏心距；
- $a_s$  —— 纵向受拉钢筋的合力点至截面近边缘的距离；
- $e_0$  —— 轴向压力对截面重心的偏心距：  $e_0 = M/N$ ；
- $e_a$  —— 附加偏心距。

在按上述规定计算时，尚应符合下列条件：

① 当  $\zeta \leq \zeta_b$  时为大偏心受压构件，取  $\sigma_s = f_y$ ；当  $\zeta > \zeta_b$  时为小偏心受压构件， $\sigma_s$  按公式 (5.2.1-6) 计算；此处  $\zeta$  为相对受压区高度， $\zeta = x/h_0$ 。

② 受压区高度应满足  $x \geq 2a_s'$  的条件，当不满足此条件时，其正截面承载力可按下列公式计算：

$$\gamma_0 N e_s' \leq f_y A_s (h_0 - a_s') \quad (5.2.3-7)$$

$$e_s' = e_i - \frac{h}{2} + a_s' \quad (5.2.3-8)$$

(2) I 形截面单向偏心受压柱的正截面受压承载力应符合下列规定：

- ① 当受压区高度  $x \leq h_f'$  时，应按宽度为受压翼缘计算宽度  $b_f'$  的矩形截面计算。
- ② 受压区高度  $x > h_f'$  时，应符合下列规定：

$$\gamma_0 N \leq \alpha_1 f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s \quad (5.2.3-9)$$

$$\gamma_0 Ne \leq \alpha_1 f_c [bx(h_0 - 0.5x) + (b'_f - b)h'_f(h_0 - 0.5h'_f)] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (5.2.3-10)$$

公式中  $\sigma_s$  按下列情况确定:

当  $\xi \leq \xi_b$  时为大偏心受压构件, 取  $\sigma_s = f_y$ ;

当  $\xi > \xi_b$  时为小偏心受压构件,  $\sigma_s$  按公式(5.2.1-6)计算。

在按上述规定计算时, 应满足  $x \geq 2a'_s$ ; 当不满足此条件时, 其正截面承载力可用公式(5.2.3-7), (5.2.3-8)计算。

③ 当受压区高度  $x > (h - h_f)$  时, 其正截面受压承载力计算应计入受压较小边翼缘受压部分的作用。

④ 对采用非对称配筋的小偏心受压构件, 当  $N > f_c A$  时, 尚应按下列公式进行验算:

$$\gamma_0 Ne' \leq \alpha_1 f_c [bh(h'_0 - 0.5h) + (b'_f - b)h'_f(h'_0 - 0.5h'_f) + (b'_f - b)h'_f(0.5h'_f - a'_s)] + f'_y A'_s (h'_0 - a'_s) \quad (5.2.3-11)$$

$$e' = y' - a'_s - (e_0 - e_a) \quad (5.2.3-12)$$

式中:

$y'$  —— 截面重心至离轴向压力较近一侧受压边的距离, 当截面对称时, 取  $y' = h/2$ 。

### (3) 圆形截面单向偏心受压柱

沿周边均匀配置纵向钢筋且纵向钢筋数量不少于 6 根的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件, 其正截面受压承载力宜符合下列规定(图 5.2.3-3 所示):

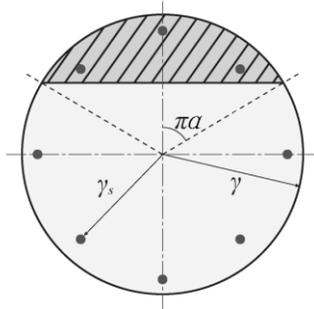


图 5.2.3-3 沿周边均匀配筋的圆形截面

$$\gamma_0 N \leq \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha}\right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (5.2.3-13)$$

$$\gamma_0 Ne_i \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r_s \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (5.2.3-14)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (5.2.3-15)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (5.2.3-16)$$

式中:

- $A$  —— 圆形截面面积;
- $A_s$  —— 全部纵向钢筋的截面面积;
- $r$  —— 圆形截面的半径;
- $r_s$  —— 纵向钢筋中心所在圆周的半径;
- $e_0$  —— 轴向压力对截面中心的偏心距;
- $e_a$  —— 附加偏心距;
- $\alpha$  —— 对应于受压区混凝土截面面积的圆心角 (rad) 与  $2\pi$  的比值;
- $\alpha_t$  —— 纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值, 当  $\alpha > 0.625$  时, 取  $\alpha_t = 0$ 。

偏心受压构件除应计算弯矩作用平面的受压承载力外, 尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的受压承载力, 此时可不计入弯矩的作用, 但应考虑稳定系数  $\varphi$  的影响。

### 3. 单向偏心受拉柱正截面承载力计算

#### (1) 矩形截面单向偏心受拉柱

矩形截面单向偏心受拉柱正截面承载力计算公式与矩形截面偏心受拉梁正截面承载力计算公式相同。边柱, 角柱及抗震墙端柱在地震作用组合产生小偏心受拉时, 柱内纵向钢筋总截面面积应比计算值增加 25%。

#### (2) 圆形截面单向偏心受拉柱

沿周边均匀配置纵向钢筋且纵向钢筋数量不少于 6 根的圆形截面钢筋混凝土偏心受拉构件, 其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$\alpha\alpha_t f_c A \left( 1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s = 0 \quad (5.2.3-17)$$

$$M_u = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s \gamma_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (5.2.3-18)$$

$$N_{u0} = f_y A_s \quad (5.2.3-19)$$

$$\gamma_0 N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{u0}} + \frac{e_0}{M_u}} \quad (5.2.3-20)$$

### 4. 双向偏心受力柱正截面承载力计算

根据柱构件多种配筋方式及配筋量，依据《混规》GB50010-2010 附录 E 任意截面构件正截面承载力计算方法设计，具体如下：

(1) 任意截面的钢筋混凝土和预应力混凝土构件，其正截面承载力可按下列方法计算：

① 将截面划分为有限多个混凝土单元、纵向普通钢筋单元和预应力钢筋单元（图 5.2.3-4a），并近似取单元内的应变和应力为均匀分布，其合力点在单元重心处；

② 各单元的应变按本混规第 7.1.2 条的截面应变保持水平的假定由下列公式确定（图 5.2.3-4b）：

$$\varepsilon_{ci} = \phi_u \left[ (x_{ci} \sin \theta + y_{ci} \cos \theta) - r \right] \quad (5.2.3-21)$$

$$\varepsilon_{sj} = -\phi_u \left[ (x_{sj} \sin \theta + y_{sj} \cos \theta) - r \right] \quad (5.2.3-22)$$

$$\varepsilon_{pk} = -\phi_u \left[ (x_{pk} \sin \theta + y_{pk} \cos \theta) - r \right] + \varepsilon_{p0k} \quad (5.2.3-23)$$

③ 截面达到承载能力极限状态时的极限转角  $\phi_u$  应按下列两种情况确定：

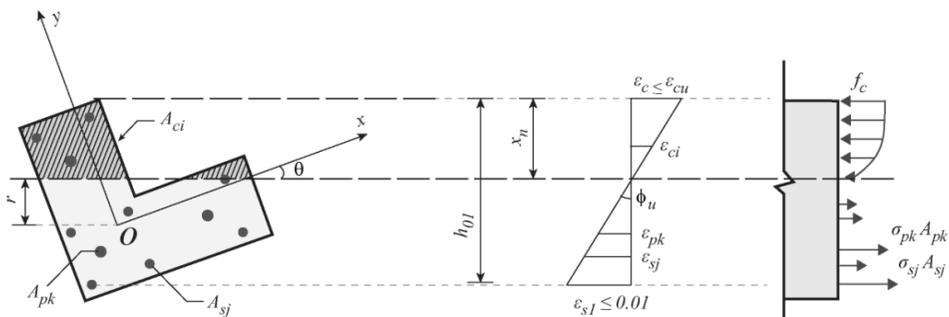
a. 当截面受压区外边缘的混凝土压应变  $\varepsilon_c$  达到混凝土极限压应变  $\varepsilon_{cu}$  且受拉区最外排钢筋的应变  $\varepsilon_{s1}$  小于 0.01 时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} \quad (5.2.3-24)$$

b. 当截面受拉区最外排钢筋的应变  $\varepsilon_{s1}$  达到 0.01 且受压区外边缘的混凝土应变  $\varepsilon_c$  小于混凝土极限压应变  $\varepsilon_{cu}$  时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{0.01}{h_{01} - x_n} \quad (5.2.3-25)$$

④ 混凝土单元的压应力和普通钢筋单元、预应力钢筋单元的应力应按混规第 7.1.2 条的基本假定确定；



(a) 截面、配筋及其单元划分； (b) 应变分布； (c) 应力分布

图 5.2.3-4 任意截面构件正截面承载力计算

⑤ 构件正截面承载力应按下列公式计算(图 5.2.3-4):

$$N \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} \quad (5.2.3-26)$$

$$M_x \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} x_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} x_{pk} \quad (5.2.3-27)$$

$$M_y \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} y_{pk} \quad (5.2.3-28)$$

式中:

- $N$  —— 轴向力设计值, 当为压力时取正值, 当为拉力时取负值;
- $M_x$ 、 $M_y$  —— 考虑结构侧移、构件挠曲和附加偏心距引起的附加弯矩后, 在截面  $x$  轴、 $y$  轴方向的弯矩设计值; 由压力产生的偏心在  $x$  轴的上侧时  $M_y$  取正值, 由压力产生的偏心在  $y$  轴的右侧时  $M_x$  取正值;
- $\varepsilon_{ci}$ 、 $\sigma_{ci}$  —— 第  $i$  个混凝土单元的应变、应力, 受压时取正值, 受拉时取应力  $\sigma_{ci}=0$ ; 序号  $i$  为 1, 2, ...,  $l$ , 此处,  $l$  为混凝土单元数;
- $A_{ci}$  —— 第  $i$  个混凝土单元面积;
- $x_{ci}$ 、 $y_{ci}$  —— 第  $i$  个混凝土单元重心到  $y$  轴、 $x$  轴的距离,  $x_{ci}$  在  $y$  轴右侧及  $y_{ci}$  在  $x$  轴上侧时取正值;
- $\varepsilon_{sj}$ 、 $\sigma_{sj}$  —— 第  $j$  个普通钢筋单元的应变、应力, 受拉时取正值, 应力  $\sigma_{sj}$  应满足混规公式(7.1.5-5)的条件; 序号  $j$  为 1, 2, ...,  $m$ , 此处,  $m$  为普通钢筋单元数;
- $A_{sj}$  —— 第  $j$  个普通钢筋单元面积;
- $x_{sj}$ 、 $y_{sj}$  —— 第  $j$  个普通钢筋单元重心到  $y$  轴、 $x$  轴的距离,  $x_{sj}$  在  $y$  轴右侧及  $y_{sj}$  在  $x$  轴上侧时取正值;
- $\varepsilon_{pk}$ 、 $\sigma_{pk}$  —— 第  $k$  个预应力钢筋单元的应变、应力, 受拉时取正值, 应力  $\sigma_{pk}$  应满足混规公式(7.1.5-6)的条件, 序号  $k$  为 1, 2, ...,  $n$ , 此处,  $n$  为预应力钢筋单元数;
- $\varepsilon_{p0k}$  —— 第  $k$  个预应力钢筋单元在该单元重心处混凝土法向应力等于零时的应变, 其值取  $\sigma_{p0k}$  除以预应力钢筋的弹性模量, 当受拉时取正值;  $\sigma_{p0k}$  按混规公式(6.1.5-3)或公式(6.1.5-6)计算;
- $A_{pk}$  —— 第  $k$  个预应力钢筋单元面积;
- $x_{pk}$ 、 $y_{pk}$  —— 第  $k$  个预应力钢筋单元重心到  $y$  轴、 $x$  轴的距离,  $x_{pk}$  在  $y$  轴右侧及  $y_{pk}$  在  $x$  轴上侧时取正值;

- $x$ 、 $y$  —— 以截面重心为原点的直角坐标轴；
- $r$  —— 截面重心至中和轴的距离；
- $h_{01}$  —— 截面受压区外边缘至受拉区最外排普通钢筋之间垂直于中和轴的距离；
- $\theta$  ——  $x$  轴与中和轴的夹角，顺时针方向取正值；
- $x_n$  —— 中和轴至受压区最外侧边缘的距离。

(2) 在确定中和轴位置时，应要求双向受弯构件的内、外弯矩作用平面相重合；应要求双向偏心受力构件的轴向力作用点、混凝土和受压钢筋的合力点以及受拉钢筋的合力点在同一条直线上。当不符合以上条件时，尚应考虑扭转的影响。

### 5. 异形截面柱正截面承载力计算

异形截面布置两类钢筋：固定钢筋和分布钢筋(图 5.2.3-5)。固定钢筋是指布置在截面柱肢交叉点和柱肢端部的钢筋，分布钢筋是为使柱中纵向钢筋沿柱肢方向的间距不大于某一限值而布置在柱肢中间部位的钢筋。固定钢筋直径不小于 14mm，分布钢筋直径不小于 12mm，不大于 25mm。

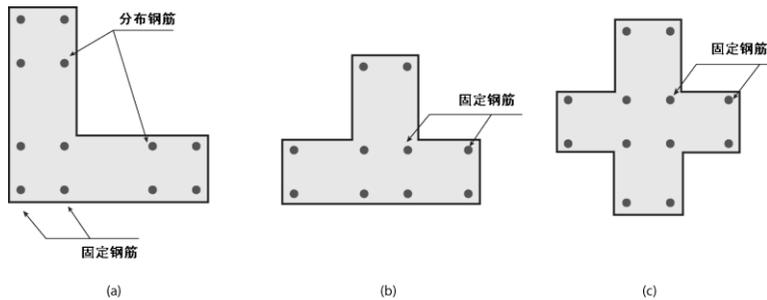


图 5.2.3-5 异形截面布置示意图

根据截面最小配筋率和最小钢筋直径要求确定出固定钢筋及分布钢筋的初始直径，用各组组合内力按双偏压的方法进行承载力计算，当截面承载力不满足要求时，逐步增加固定钢筋直径和分布钢筋直径，固定钢筋直径不设上限，分布钢筋直径不大于 25mm，直到截面承载力满足所有组合内力的要求。

#### 5.2.3.1.2 柱抗震设计轴压比限值

轴压比  $N/(f_c A)$  指考虑地震作用组合框架柱和框支柱轴压力设计值  $N$  与柱全截面面积  $A$  和混凝土轴心抗压强度设计值  $f_c$  乘积之比值；对与抗震设防烈度为 6 度且可不进行地震作用计算的乙、丙、丁类建筑，计算轴压比时， $N$  取无地震作用组合的轴向压力设计值。

一、二、三级抗震等级的各类结构的框架柱和框支柱，其轴压比  $N/(f_c A)$  不宜大于表 5.2.3-1 规定的限值。对 IV 类场地上较高的高层建筑，柱轴压比限值应适当减小。

柱轴压比限值

表 5.2.3-1

结构体系	抗震等级				
	特一级	一级	二级	三级	四级
框架	0.65		0.75	0.85	—
框架-剪力墙, 板柱-剪力墙, 框架-核心筒, 筒中筒	0.75		0.85	0.90	0.95
部分框支剪力墙结构	0.60		0.70	—	

注:

- (1) 当混凝土强度等级为 C65~C70 时, 轴压比限值应按表中数值减小 0.05; 混凝土强度等级为 C75~C80 时, 轴压比限值应按表中数值减小 0.10;
- (2) 剪跨比  $\lambda \leq 2$  的柱, 其轴压比限值应按表中数值减小 0.05; 对剪跨比  $\lambda < 1.5$  的柱, 轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施, 本程序按表中限值减去 0.1 考虑的。

### 5.2.3.1.3 柱纵向钢筋构造规定

#### 1. 框架柱、框支柱

##### (1) 柱纵向钢筋最小配筋率

柱单侧纵向钢筋及全部纵向钢筋的配筋率, 不应小于表 5.2.3-2 中的规定值。抗震设计时, 对 IV 类场地上较高的高层建筑, 表中数值应增加 0.1。

柱纵向钢筋最小配筋百分率(%)

表 5.2.3-2

		中柱、边柱	角柱	框支柱
全部纵筋	特一级	1.4	1.6	1.6
	一级	0.9 (1.0)	1.1	1.1
	二级	0.7 (0.8)	0.9	0.9
	三级	0.6 (0.7)	0.8	—
	四级	0.5 (0.6)	0.7	—
	非抗震	0.5	0.5	0.7
单侧纵筋	受压构件	0.2	0.2	0.2
	偏心受拉构件一侧的受拉钢筋	0.2 和 $45f_t/f_y$ 的较大值		

- 注: (1) 括号中的数值适用于框架结构; 当混凝土强度等级大于 C60 时, 表中的值应增加 0.1;
- (2) 当采用 335MPa 级、400MPa 级纵向受力钢筋时, 应分别按表中数值增加 0.1 和 0.05 采用;
- (3) 偏心受拉构件中的受压钢筋, 应按受压构件一侧纵向钢筋考虑。

受压构件的全部纵向钢筋和一侧纵向钢筋的配筋率以及小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按构件的全截面面积计算；大偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积后 $(b'_f - b)h'_f$ 的截面面积计算。

## (2) 柱纵向钢筋最大配筋率

全部纵向钢筋的配筋率，不应大于表 5.2.3-3 的规定值；当按特一级，一级抗震等级设计且柱的剪跨比不大于 2 时，柱每侧纵向钢筋配筋率不宜大于 1.2%。

柱全部纵向钢筋最大配筋率 (%) 表 5.2.3-3

柱类型	抗震设计	
	抗震设计	非抗震设计
框架柱	5	5
框支柱	4	5

## 2. 防空地下室结构中的框架柱

### (1) 纵向受力钢筋最小配筋率

承受核爆动荷载的框架柱，其纵向受力钢筋的配筋率最小值应符合表 5.2.3-4 的规定。

纵向受力钢筋的最小配筋率 (%) 表 5.2.3-4

分类	混凝土强度等级			
	C20	C25~C35	C40~C55	C60~C80
轴心受压构件的全部受压钢筋	0.60	0.60	0.60	0.70
偏心受压及偏心受拉构件的受压钢筋	0.20			
偏心受压及偏心受拉构件的受拉钢筋	0.20	0.25	0.30	0.35

注：受压钢筋全部纵向钢筋最小配筋率，当采用 HRB400、RRB400 级时，应按表中规定减小 0.1。

### (2) 大偏心受压柱的纵向受拉钢筋最大配筋率

按弹塑性工作阶段设计的大偏心受压框架柱，其受拉钢筋最大配筋率不宜大于表 5.2.3-5 的规定。

受拉钢筋最大配筋率 (%) 表 5.2.3-5

混凝土强度等级	C20	C25	$\geq$ C30
HRB335 级钢筋	1.7	2.2	2.5
HRB400 级钢筋	1.6	2.0	2.4
RRB400 级钢筋			

### 5.2.3.1.4 柱的计算长度

轴心受压和偏心受压柱的计算长度  $l_0$  可按下列规定确定：

一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构，各层柱的计算长度  $l_0$  按表 5.2.3-6 取用。

框架结构各层柱的计算长度

表 5.2.3-6

楼盖类型	柱的类型	计算长度 $l_0$
现浇楼盖	底层柱	$1.00H$
	一般柱	$1.25H$
装配式楼盖	底层柱	$1.25H$
	一般柱	$1.50H$

注：表中  $H$  对底层柱为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度，对其余各层柱为上下两层楼盖顶面之间的高度。

### 5.2.3.1.5 偏心受压柱轴向压力的二阶效应

#### 1. 偏心受压柱的附加偏心距

在偏心受压构件的正截面承载力计算中，应计入轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距  $e_a$ 。其值应取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值。

#### 2. 考虑轴向压力二阶效应的控制截面弯矩设计值

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 \quad (5.2.3-29)$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \quad (5.2.3-30)$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300(M_2/N + e_a)/h_0} \left(\frac{l_c}{h}\right)^2 \zeta_c \quad (5.2.3-31)$$

$$\zeta_c = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (5.2.3-32)$$

当  $C_m \eta_{ns}$  小于 1.0 时取 1.0；对剪力墙及核心筒墙，可取  $C_m \eta_{ns}$  等于 1.0。

式中：

$C_m$  —— 构件端截面偏心距调节系数，当小于 0.7 时取 0.7；

$\eta_{ns}$  —— 弯矩增大系数；

$l_c$  —— 柱的计算长度，可近似取偏心受压构件相应主轴方向上下支撑点间的距离；

$h$  —— 截面高度，其中，对环形截面，取外直径；对圆形截面取直径；

$h_0$  —— 截面有效高度，其中，对环形截面，取  $h_0 = r_2 + r_s$ ；对圆形截面，取  $h_0 = r + r_s$ ，此处  $r$  为圆形截面的半径， $r_2$  为圆环截面的外半径， $r_s$  为纵向钢筋重心所在圆周的半径；

$\zeta_c$  —— 截面曲率修正系数，当计算值大于 1.0 时取 1.0；

$A$  —— 构件截面面积，对 T 形、I 形截面，均取  $A = bh + 2(b'_f - b)h'_f$ ；

$N$  —— 与弯矩设计值  $M_2$  相应的轴向压力设计值。

### 5.2.3.2 柱斜截面设计

#### 5.2.3.2.1 柱斜截面承载力计算

##### 1. 截面尺寸条件

(1) 框架柱

###### ① 非抗震设计

偏心受拉和偏心受压框架柱的受剪截面尺寸条件与框架梁相同。

###### ② 抗震设计

抗震设计的框架柱，其受剪截面应符合下列条件：

当剪跨比  $\lambda > 2$  时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 \beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.3-33)$$

当剪跨比  $\lambda \leq 2$  时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.3-34)$$

式中：

$\lambda$  —— 柱剪跨比，取  $\lambda = M/(Vh_0)$ ，此处， $M$  宜取柱上、下端弯矩设计值的较大值， $V$  取与  $M$  对应的剪力设计值， $h_0$  为柱截面有效高度；当框架结构中框架柱的反弯点在柱层高范围内时，可取  $\lambda = H_n/(2h_0)$ ，此处， $H_n$  为净高； $\lambda < 1$  时，取  $\lambda = 1$ ；当  $\lambda > 3$  时，取  $\lambda = 3$ 。

(2) 框支柱的截面尺寸条件同框支梁。

##### 2. 按构造配筋的条件

非抗震设计的偏心受压柱，当符合下列公式的要求时，可不进行斜截面的受剪承载力计算，而仅需按构造要求配置箍筋。

$$\gamma_0 V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07 N \quad (5.2.3-35)$$

##### 3. 斜截面受剪承载力计算

(1) 偏心受压柱

###### ① 矩形截面

a. 非抗震设计：矩形截面的偏心受压柱，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07 N \quad (5.2.3-36)$$

式中:

$\lambda$  —— 偏心受压柱计算截面的剪跨比;

$N$  —— 与剪力设计值  $V$  相应的轴向压力设计值, 当  $N > 0.3f_c A$  时, 取  $N = 0.3f_c A$ , 此处  $A$  为构件的截面。

b. 抗震设计

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \right] \quad (5.2.3-37)$$

当  $N > 0.3f_c A$  时, 取  $N = 0.3f_c A$ 。

② 圆形截面

圆形截面偏心受压柱, 其斜截面受剪承载力可按矩形截面柱计算, 但应取  $b = 1.76r$ ,  $h_0 = 1.6r$ , 此处,  $r$  为圆形截面的半径。

(2) 偏心受拉柱

① 非抗震设计:

$$\gamma_0 V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (5.2.3-38)$$

② 抗震设计

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \right] \quad (5.2.3-39)$$

当括号内的计算值小于  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$  时, 取等于  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ , 且计算的  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$  值不应小于  $0.36 f_t b h_0$ 。

式中:

$N$  —— 与剪力设计值  $V$  相应的轴向拉力设计值。

### 5.2.3.2.2 柱箍筋构造规定

1. 柱箍筋加密区箍筋的最小体积配箍率, 应符合下列规定:

特一级、一级、二级、三级、四级:  $\rho_{vmin} = \max(\lambda \sqrt{f_c} / f_{yv}, \rho_{vmin}^0)$

式中:

$\rho_{vmin}$  —— 柱箍筋加密区箍筋最小体积配筋率, 计算中应扣除重叠部分的箍筋体积;

$f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值; 当强度等级低于 C35 时, 按 C35 取值;

$f_{yv}$  —— 箍筋及拉筋抗拉强度设计值;

$\lambda_v$  —— 最小配箍特征值;

$\rho_{vmin}^0$ ——最小箍筋体积配筋率下限值。

2. 柱非加密区箍筋的体积配筋率，不宜小于加密区配筋率的一半。

## 5.2.4 剪力墙构件设计

### 5.2.4.1 剪力墙正截面承载力计算

#### 5.2.4.1.1 偏心受压剪力墙正截面承载力计算

沿截面腹部均匀配置纵向分布筋的矩形、T形、I形截面偏心受压剪力墙，其正截面受压承载力按下列规定计算（图 5.2.4-1）：

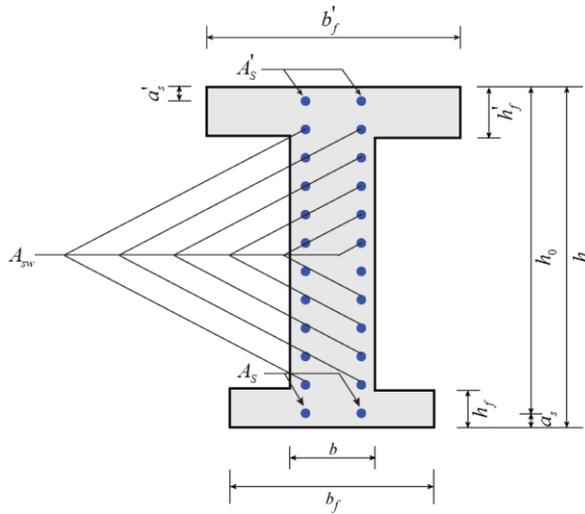


图 5.2.4-1 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面剪力墙

1. 当受压区高度  $x > h'_f$  时，按下列规定计算：

$$\gamma_0 N \leq \alpha_1 f_c \left[ \xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f \right] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (5.2.4-1)$$

$$\gamma_0 N e \leq \alpha_1 f_c \left[ \xi (1 - 0.5 \xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) \right] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (5.2.4-2)$$

$$N_{sw} = \left( 1 + \frac{\xi - \beta_1}{0.5 \beta_1 \omega} \right) f_{yw} A_{sw} \quad (5.2.4-3)$$

$$M_{sw} = \left[ 0.5 - \left( \frac{\xi - \beta_1}{\beta_1} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (5.2.4-4)$$

$$e = \left( \frac{M}{N} + e_a \right) + \frac{h}{2} - a_s \quad (5.2.4-5)$$

式中:

- $N$  —— 轴向压力设计值;
- $M$  —— 弯矩设计值;
- $h$  —— 剪力墙截面高度;
- $A_{sw}$  —— 沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积;
- $f_{yw}$  —— 沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋强度设计值;
- $N_{sw}$  —— 沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向压力,当  $\xi > \beta_1$  时,取  $\xi = \beta_1$  计算;
- $M_{sw}$  —— 沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对  $A_s$  重心的力矩,当  $\xi > \beta_1$  时,取  $\xi = \beta_1$  计算;
- $\omega$  —— 均匀配置纵筋区段的高度  $h_{sw}$  与截面有效高度  $h_0$  的比值,  $\omega = h_{sw}/h_0$ ,取  $h_{sw} = h_0 - a'_s$ 。

在按上述规定计算时,尚应符合下列条件:

(1) 当  $\xi \leq \xi_b$  时为大偏心受压构件,取  $\sigma_s = f_y$ ; 当  $\xi > \xi_b$  时为小偏心受压构件,  $\sigma_s$  按公式(5.2.1-6)计算; 此处  $\xi$  为相对受压区高度,  $\xi = x/h_0$

(2) 受压区高度应满足  $x \geq 2a'_s$  的条件, 当不满足此条件时, 其正截面承载力可按下列公式计算:

$$\gamma_0 N e' \leq f_y A_s (h_0 - a'_s) + M'_{sw} \quad (5.2.4-6)$$

$$M'_{sw} = \left[ 0.5 - \frac{4}{3} \left( \frac{2 - \beta_1}{\beta_1} \right)^2 \left( \frac{1 - \omega}{\omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (5.2.4-7)$$

$$e' = \left( \frac{M}{N} + e_a \right) - h/2 + a'_s \quad (5.2.4-8)$$

2. 当  $x > (h - h_f)$  时, 其正截面受压承载力计算应计入受压较小边翼缘受压部分的作用。

#### 5.2.4.1.2 偏心受拉剪力墙正截面承载力计算

矩形截面偏心受拉剪力墙的正截面承载力按下列公式计算

$$\gamma_0 N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{0u}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \quad (5.2.4-9)$$

$$N_{0u} = 2f_y A_s + f_{yw} A_{sw} \quad (5.2.4-10)$$

$$M_{wu} = f_y A_s (h_0 - a'_s) + 0.5 f_{yw} A_{sw} (h_0 - a'_s) \quad (5.2.4-11)$$

### 5.2.4.2 剪力墙斜截面承载力计算

#### 5.2.4.2.1 截面尺寸条件

##### 1. 非抗震设计

非抗震设计时剪力墙的受剪截面应符合下列条件：

$$\gamma_0 V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (5.2.4-12)$$

式中：

$V$  —— 剪力设计值；

$\beta_c$  —— 强度影响系数  $\beta_c = 1.0 - 0.2 \times (f_{cu,k} - 50) / 30$  ( $\beta_c \leq 1.0$ ) ；

$b$  —— 矩形截面的宽度或 T 形截面的腹板宽度（墙的厚度）；

$h_0$  —— 截面有效高度。

##### 2. 抗震设计

考虑地震作用组合的剪力墙的受剪截面应符合下列条件：

当剪跨比  $\lambda > 2.5$  时：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 \beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.4-13)$$

当剪跨比  $\lambda \leq 2.5$  时：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.4-14)$$

式中：

$\lambda$  —— 墙计算截面处的剪跨比，取  $\lambda = M / (V h_0)$ ，此处， $M$  为与剪力设计值  $V$  对应的弯矩设计值；

$V_w$  —— 考虑地震组合的剪力墙的剪力设计值。

#### 5.2.4.2.2 偏心受压剪力墙斜截面受剪承载力计算

##### 1. 非抗震设计

偏心受压时剪力墙的斜截面受剪承载力按下列规定计算：

$$\gamma_0 V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.5 f_t b h_0 + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h \quad (5.2.4-15)$$

式中：

$N$  —— 与剪力设计值  $V$  相应的轴向压力设计值，当  $N > 0.2 f_c b h$  时，取  $N = 0.2 f_c b h$ ；

$A$  —— 剪力墙的截面面积；

- $A_w$  —— T形、I形截面剪力墙腹板的截面面积, 对矩形截面剪力墙取  $A_w=A$ ;
- $A_{sh}$  —— 配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积;
- $S_v$  —— 水平分布钢筋的竖向间距;
- $\lambda$  —— 墙计算截面处的剪跨比, 取  $\lambda=M/(Vh_0)$ , 此处,  $M$  为与剪力设计值  $V$  对应的弯矩设计值。

## 2. 抗震设计

考虑地震作用组合的剪力墙在偏心受压时受剪承载力, 按下列规定计算:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4f_t b h_0 + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (5.2.4-16)$$

式中:

- $N$  —— 考虑地震作用组合的剪力墙轴向压力设计值中的较小值, 当  $N > 0.2f_c b h$  时, 取  $N = 0.2f_c b h$ ;
- $\lambda$  —— 墙计算截面处的剪跨比, 取  $\lambda = M/(Vh_0)$ , 此处,  $M$  为与剪力设计值  $V$  对应的弯矩设计值。

### 5.2.4.2.3 偏心受拉剪力墙斜截面受剪承载力计算

#### 1. 非抗震设计

偏心受拉时剪力墙的斜截面受剪承载力按下列规定计算:

$$\gamma_0 V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.5f_t b h_0 - 0.13N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (5.2.4-17)$$

式中:

- $N$  —— 与剪力设计值  $V$  相应的轴向压力设计值;
- $A$  —— 剪力墙的截面面积;
- $A_w$  —— T形、I形截面剪力墙腹板的截面面积, 对矩形截面剪力墙取  $A_w=A$ ;
- $A_{sh}$  —— 配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积;
- $S_v$  —— 水平分布钢筋的竖向间距;
- $\lambda$  —— 墙计算截面处的剪跨比, 取  $\lambda = M/(Vh_0)$ , 此处,  $M$  为与剪力设计值  $V$  对应的弯矩设计值。

#### 2. 抗震设计

剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力按下列规定计算:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4f_t b h_0 - 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (5.2.4-18)$$

当上式右边方括号内的计算值小于  $0.8f_{yv}A_{sh}h_0/s_v$  时, 取等于  $0.8f_{yv}A_{sh}h_0/s_v$ 。  
式中:

$N$  —— 考虑地震作用组合的剪力墙轴向拉力设计值中的较大值;

$A$  —— 剪力墙的截面面积;

$A_w$  —— T形、I形截面剪力墙腹板的截面面积, 对矩形截面剪力墙取  $A_w=A$ ;

$A_{sh}$  —— 配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积;

$s_v$  —— 水平分布钢筋的竖向间距;

$\lambda$  —— 墙计算截面处的剪跨比, 取  $\lambda=M/(Vh_0)$ , 此处,  $M$  为与剪力设计值  $V$  对应的弯矩设计值。

### 5.2.4.3 连梁计算

连梁的正截面承载力计算同一般框架梁, 斜截面承载力计算方法如下:

#### 1. 截面尺寸条件

##### (1) 非抗震设计

$$\gamma_0 V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (5.2.4-19)$$

##### (2) 抗震设计

当跨高比  $l_n/h > 2.5$  时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 \beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.4-20)$$

当跨高比  $l_n/h \leq 2.5$  时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.4-21)$$

式中:

$l_n$  —— 连梁的净跨。

#### 2. 斜截面受剪承载力计算

##### (1) 非抗震设计

当跨高比  $l_n/h \geq 5$  时: 同框架梁

当跨高比  $l_n/h < 5$  时: 连梁斜截面受剪承载力应按下式计算:

$$\gamma_0 V \leq 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.2.4-22)$$

##### (2) 抗震设计

当跨高比  $l_n/h \geq 5$  时: 同框架梁

当跨高比  $l_n/h < 5$  时: 连梁斜截面受剪承载力应按下式计算:

当跨高比  $2.5 < l_n/h < 5$  时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.42 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (5.2.4-23)$$

当跨高比  $l_n/h \leq 2.5$  时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.38 f_t b h_0 + 0.9 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (5.2.4-24)$$

对于一、二级抗震等级的连梁, 当跨高比不大于 2.5 时, 除普通箍筋外宜另配置斜向交叉钢筋, 其截面限制条件及斜截面受剪承载力可按下列规定计算:

当洞口连梁截面宽度不小于 250mm 时, 可采用交叉斜筋配筋 (图 5.2.4-2), 其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定:

1) 受剪截面:

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.25 \beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.4-25)$$

2) 斜截面受剪承载力:

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.4 f_t b h_0 + (2.0 \sin \alpha + 0.6 \eta) f_{yd} A_{sd}] \quad (5.2.4-26)$$

$$\eta = (f_{sv} A_{sv} h_0) / (s f_{yd} A_{yd}) \quad (5.2.4-27)$$

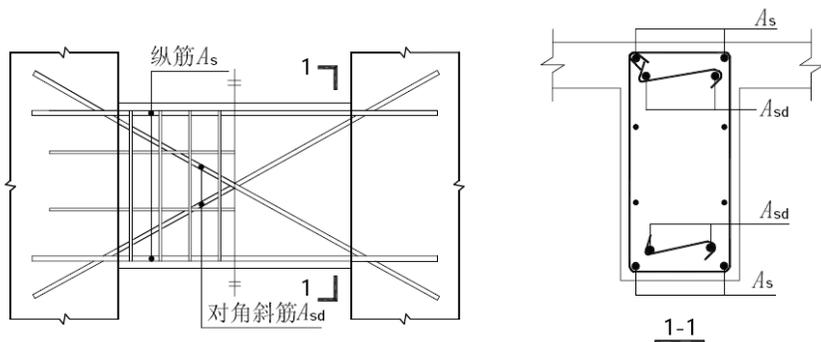


图 5.2.4-2 交叉斜筋配筋连梁

#### 5.2.4.4 剪力墙设计构造要求

##### 1. 剪力墙底部加强部位高度

剪力墙底部加强部位的高度, 可取墙肢总高度的 1/10 和底部两层高度中的较大值; 当房屋高度不大于 24m 时, 其底部加强部位的高度可取底部一层; 带转换层的高层建筑结构, 底部加强部位的高度宜取至转换层以上两层且不宜小于房屋高度的 1/10。

##### 2. 水平和竖向分布钢筋配筋率

$\rho_{sh}$  ( $\rho_{sh}=A_{sh}/bs_v$ ,  $s_v$  为水平分布钢筋的间距) 和  $\rho_{sv}$  ( $\rho_{sv}=A_{sv}/bs_h$ ,  $s_h$  为竖向分布钢筋的间距)。

剪力墙水平和竖向分布钢筋最小配筋率 表 5.2.4-1

抗震等级		最小配筋率 (%)
特一级	一般部位	0.35
	底部加强部位	0.40
一、二、三级		0.25
四级		0.20
非抗震设计		0.20

部分框支剪力墙结构的剪力墙水平和竖向分布钢筋最小配筋率 表 5.2.4-2

抗震等级		最小配筋率
特一级	一般部位	0.35
	底部加强部位	0.40
一级、二级、三级	一般部位	0.25
	底部加强部位	0.30
四级	一般部位	0.20
	底部加强部位	0.30
非抗震设计	一般部位	0.20
	底部加强部位	0.25

### 3. 墙肢轴压比限值

特一级、一级、二级抗震等级的剪力墙底部加强部位在重力荷载代表值作用下, 墙肢的轴压比  $N/(f_c A)$  不宜超过表 5.2.4-3 的限值。

其中:

- $N$  —— 重力荷载代表值作用下剪力墙墙肢的轴向压力设计值, 按 1.2(DL+0.5LL) 荷载组合计算;
- $A$  —— 剪力墙墙肢截面面积;
- $f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值。

墙肢轴压比限值

表 5.2.4-3

抗震等级 (设防烈度)	特一级、 一级 (9 度)	特一级、 一级 (6、7、8 度)	二级、三级
轴压比	0.4	0.5	0.6

### 5.2.4.5 剪力墙边缘构件设计

非抗震设计时，剪力墙端部应按构造配置不少于 4 根 12mm 或 2 根 16mm 的纵向钢筋，沿纵向钢筋方向应配置直径不小于 6mm、间距为 250mm 的拉筋。

抗震设计时，剪力墙两端及洞口两侧应设置约束边缘构件或构造边缘构件。

一、二、三级抗震等级的剪力墙底层墙肢底截面的轴压比大于表 5.2.4-4 规定的界限值时，以及框支落地剪力墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件；其它情况的剪力墙宜设置构造边缘构件。

设置约束边缘构件或构造边缘构件的界限轴压比

表 5.2.4-4

抗震等级 (设防烈度)	特一级、一级 (9 度)	特一级、一级 (6、7、8 度)	二级、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

一、二级、三级抗震等级的剪力墙的一般部位剪力墙以及级抗震等级剪力墙，应设置构造边缘构件。

框架-核心筒结构的核心筒、筒中筒结构的内筒，除应满足上述对剪力墙要求外，

一、二、三级抗震等级时，筒体角部应沿全高设置约束边缘构件，约束边缘构件沿墙肢的长度应取墙肢截面高度的 1/4，在底部加强部位，筒体角部的约束边缘构件应全部采用箍筋。

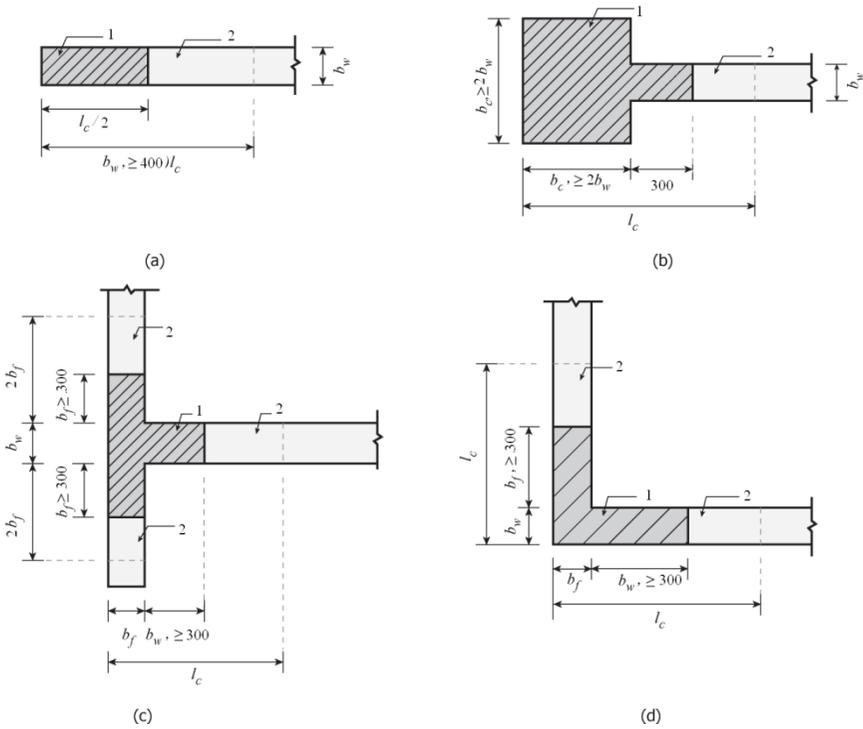
部分框支剪力墙结构中，一、二、三级抗震等级落地剪力墙的底部加强部位及以上一层的墙肢两端，宜设置翼墙或端柱，并在剪力墙两端及洞口两侧设置约束边缘构件；不落地剪力墙，应在底部加强部位及以上一层的墙肢两端设置约束边缘构件。

#### 1. 约束边缘构件

约束边缘构件（暗柱、端柱、翼墙和转角墙，见图 5.2.4-3）沿墙肢的长度  $l_c$ 、配箍特征值  $\lambda_v$  及阴影区内纵向钢筋的最小截面面积  $A_{s,min}$  宜满足表 5.2.4-5 的要求，箍筋的配置范围及相应的配箍特征值  $\lambda_v$  和  $\lambda_v/2$  的区域如图 2 所示，其体积配筋率  $\rho_v$  应按下式计算：

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (5.2.4-28)$$

箍筋或拉筋沿竖向的间距，对一级抗震等级不宜大于 100mm，对二、三级抗震等级不宜大于 150mm。



(a) 暗柱；(b) 端柱；(c) 翼墙；(d) 转角墙

1——配箍特征值为  $\lambda_v$  的区域；2——配箍特征值为  $\lambda_v/2$  的区域

图 5.2.4-3 剪力墙的约束边缘构件

约束边缘构件的  $l_c$ 、 $\lambda_v$  及  $A_{smin}$

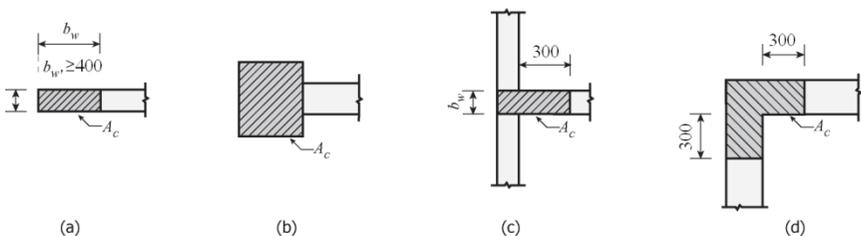
表 5.2.4-5

抗震等级 (设防烈度)	特一级		一级 (9度)		一级 (6、7、8度)		二级、三级		
	$\leq 0.2$	$> 0.2$	$\leq 0.2$	$> 0.2$	$\leq 0.3$	$> 0.3$	$\leq 0.4$	$> 0.4$	
$\lambda_v$	0.144	0.24	0.12	0.20	0.12	0.20	0.12	0.20	
$l_c$ (mm)	暗柱	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
	端柱	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
	翼墙	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
	转角墙	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
$A_{smin}$	$0.014A_c$	$0.014A_c$	$0.012A_c$	$0.012A_c$	$0.012A_c$	$0.012A_c$	$0.010A_c$	$0.010A_c$	

- 注：(1)翼墙长度小于其厚度3倍时，视为无翼缘剪力墙；端柱截面边长小于墙厚2倍时，视为无端柱剪力墙；
- (2)约束边缘构件沿墙肢长度 $l_c$ 除满足表中要求外，当有端柱、翼墙或转角墙时，尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加300mm；
- (3)对框架-核心筒结构的内筒及筒中筒结构的内筒，一、二、三级抗震等级筒体角部的 $l_c$ 应取墙肢截面高度的1/4；
- (4) $A_c$ 为边缘构件阴影部分面积， $h_w$ 为剪力墙墙肢的长度。

## 2. 构造边缘构件

剪力墙端部设置的构造边缘构件的范围，应按图5.2.4-4采用。构造边缘构件的纵筋除应满足计算要求外，尚应符合表5.2.4-6的要求。



(a) 暗柱；(b) 端柱；(c) 翼墙；(d) 转角墙

图 5.2.4-4 剪力墙的构造边缘构件

构造边缘构件的构造配筋要求

表 5.2.4-6

抗震等级	底部加强部位	其他部位
	纵向钢筋最小配筋量	纵向钢筋最小配筋量
一	Max (0.010 $A_c$ , 6 $\Phi$ 16)	Max (0.008 $A_c$ , 6 $\Phi$ 14)
二	Max (0.008 $A_c$ , 6 $\Phi$ 14)	Max (0.006 $A_c$ , 6 $\Phi$ 12)
三	Max (0.006 $A_c$ , 6 $\Phi$ 12)	Max (0.005 $A_c$ , 4 $\Phi$ 12)
四	Max (0.005 $A_c$ , 4 $\Phi$ 12)	Max (0.004 $A_c$ , 4 $\Phi$ 12)

注：(1) $A_c$ 为边缘构件阴影部分面积；

(2)对非底部加强部位，拉筋的水平间距不应大于纵向钢筋间距的两倍，转角处宜设置箍筋。

### 5.2.4.6 弧墙构件设计

弧墙正截面按照双向偏心受压构件来设计，设计原理参见第5.2.3.1.1节的“双向偏心受力柱正截面承载力计算”。

### 5.2.5 板构件设计

本节讲述板正截面设计、斜截面设计与板受冲切承载力计算。

### 5.2.5.1 楼板正截面设计与斜截面设计

#### 1. 正截面受弯承载力计算

板正截面受弯承载力计算可取 1m 宽板，按单筋矩形截面梁配筋，最小配筋率由下式确定：

$$\rho_{\min} = \max(0.2\%, 45f_t / f_y\%) \quad (5.2.5-1)$$

#### 2. 斜截面受剪承载力计算

不配置箍筋和弯起钢筋的一般板类受弯构件，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 V \leq 0.7\beta_h f_t b h_0 \quad (5.2.5-2)$$

$$\beta_h = \left( \frac{800}{h_0} \right)^{1/4} \quad (5.2.5-3)$$

式中：

$V$  —— 构件斜截面上的最大剪力设计值；

$\beta_h$  —— 截面高度影响系数：当  $h_0 < 800\text{mm}$  时，取  $h_0 = 800\text{mm}$ ；当  $h_0 > 2000\text{mm}$  时，取  $h_0 = 2000\text{mm}$ ；

$f_t$  —— 混凝土轴心抗拉强度设计值。

### 5.2.5.2 楼板受冲切承载力计算

#### 5.2.5.2.1 无抗冲切钢筋时，板受冲切承载力验算

在局部荷载或集中反力作用下不配置箍筋或弯起钢筋的板，其受冲切承载力应符合下列规定（见图 5.2.5-1）：

$$\gamma_0 F_l \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 \quad (5.2.5-4)$$

以上公式中的系数  $\eta$ ，应按下列公式计算，并取其中较小值：

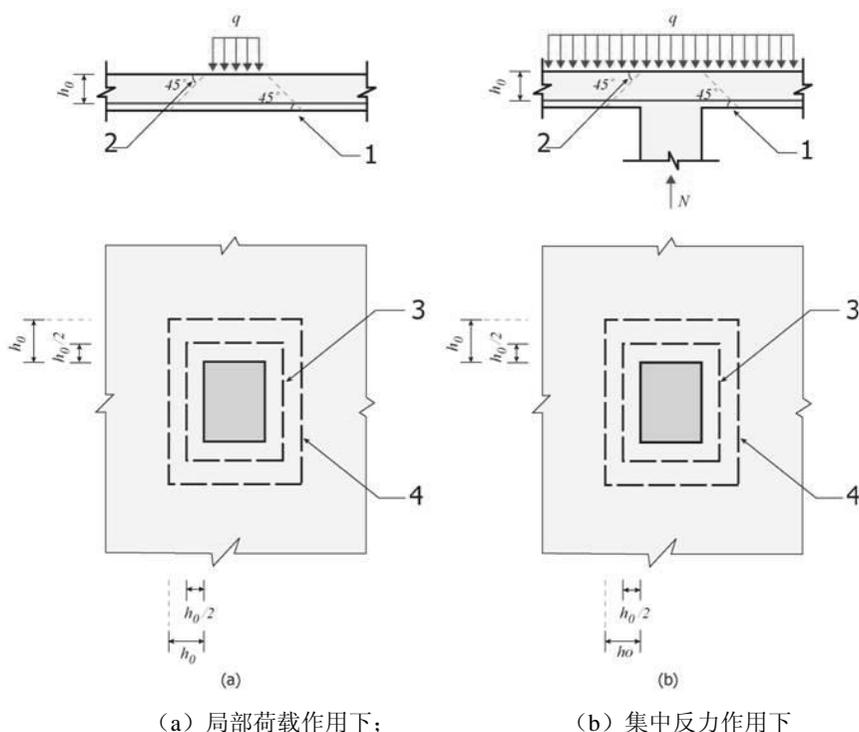
$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (5.2.5-5)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (5.2.5-6)$$

式中：

$F_l$  —— 局部荷载设计值或集中反力设计值；对板柱结构的节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；当有不平衡弯矩时，取等效集中反力设计值  $F_{l,eq}$ ；

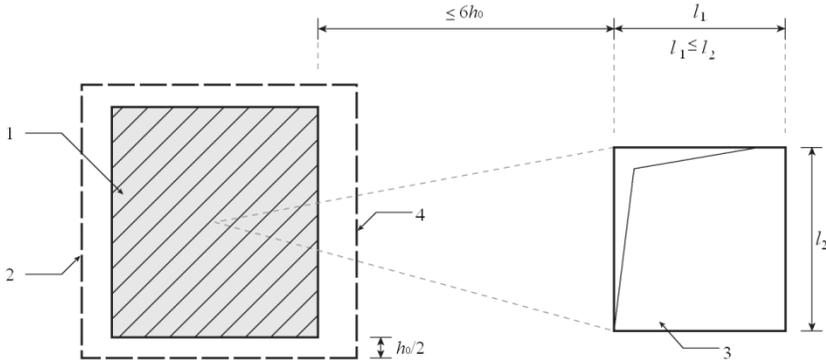
- $\beta_h$  —— 截面高度影响系数：当  $h \leq 800\text{mm}$  时，取  $\beta_h = 1.0$ ；当  $h \geq 2000\text{mm}$  时，取  $\beta_h = 0.9$ ；其间按线性内插法取用；
- $f_t$  —— 混凝土轴心抗拉强度设计值；
- $\sigma_{pc,m}$  —— 临界截面的周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值宜控制在  $1.0 \sim 3.5\text{N/mm}^2$  范围内；
- $u_m$  —— 临界截面的周长，距离局部荷载或集中反力作用面积周边  $h_0/2$  处板垂直截面的最不利周长；
- $h_0$  —— 截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；
- $\eta_1$  —— 局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；
- $\eta_2$  —— 临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数；
- $\beta_s$  —— 局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值， $\beta_s$  不宜大于 4；当  $\beta_s < 2$  时，取  $\beta_s = 2$ ；当面积为圆形时，取  $\beta_s = 2$ ；
- $\alpha_s$  —— 板柱结构中柱类型的影响系数：对中柱，取  $\alpha_s = 40$ ；对边柱，取  $\alpha_s = 30$ ；对角柱， $\alpha_s = 20$ 。



1-冲切破坏锥体的斜截面；2-临界截面；  
3-临界截面的周长；4-冲切破坏锥体底面线

图 5.2.5-1 板受冲切承载力计算

当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于  $6h_0$  时，受冲切承载力计算中取用的临界截面周长  $u_m$ ，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度（见图 5.2.5-2）。



1-局部荷载或集中反力作用面；2-临界截面的周长；  
3-孔洞；4-应扣除的长度

图 5.2.5-2 邻近孔洞时的临近截面周长

注：当图中  $l_1 > l_2$  时，孔洞边长  $l_2$  用  $\sqrt{l_1 l_2}$  代替。

### 5.2.5.2.2 配置抗冲切钢筋时，板受冲切承载力计算

在局部荷载或集中反力作用下，当受冲切承载力不满足公式（5.2.5-4）的要求且板厚受到限制时，可配置箍筋、弯起钢筋。此时，受冲切截面应符合下列条件：

$$\gamma_0 F_l \leq 1.2 f_t \eta u_m h_0 \quad (5.2.5-7)$$

配置箍筋、弯起钢筋的板，其受冲切承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 F_l \leq (0.5 f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} + 0.8 f_v A_{sbu} \sin \alpha \quad (5.2.5-8)$$

式中：

- $A_{svu}$  —— 与呈  $45^\circ$  冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积；
- $A_{sbu}$  —— 与呈  $45^\circ$  冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积；
- $\alpha$  —— 弯起钢筋与板底面的夹角。

对配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按公式（5.2.5-4）进行受冲切承载力计算，此时  $u_m$  应取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外  $0.5h_0$  处的最不利周长。

## 5.2.6 框架梁柱节点设计

### 5.2.6.1 梁柱节点非抗震设计

框架顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积  $A_s$  应符合下列规定：

$$A_s \leq \frac{0.35\beta_c f_c b_b h_0}{f_y} \quad (5.2.6-1)$$

式中:

- $b_b$  —— 梁腹板宽度;  
 $h_0$  —— 梁截面有效高度。

### 5.2.6.2 梁柱节点抗震设计

一、二、三级抗震等级的框架应进行节点核心区抗震受剪承载力计算,四级抗震等级的框架节点核心区可不进行计算,但应符合抗震构造措施的要求。框支层中间层节点的抗震受剪承载力计算方法及抗震构造措施与框架中间层节点相同。

#### 5.2.6.2.1 一般框架梁柱节点

##### 1. 节点核心区剪力设计值

(1) 一、二、三级框架梁柱节点核心区的剪力设计值,应按下列规定计算:

顶层中间节点和端节点:

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \quad (5.2.6-2)$$

其他层中间节点和端节点:

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (5.2.6-3)$$

(2) 9度时和一级框架结构尚应符合:

顶层中间节点和端节点:

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \quad (5.2.6-4)$$

其他层中间节点和端节点:

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (5.2.6-5)$$

式中:

- $V_j$  —— 梁柱节点核心区的剪力设计值;  
 $h_{b0}$  —— 梁截面的有效高度,节点两侧梁截面高度不等时取平均值;  
 $a'_s$  —— 受压钢筋合力点至受压边缘的距离;  
 $H_c$  —— 柱的计算高度,可采用节点上、下柱反弯点之间的距离;  
 $h_b$  —— 梁的截面高度,节点两侧梁截面高度不等时取平均值;

- $\eta_{jb}$  —— 节点剪力增大系数，对于框架结构，一级取 1.50，二级取 1.35，三级取 1.20；对于其他结构中的框架，一级取 1.35，二级取 1.20，三级取 1.10；
- $\Sigma M_b$  —— 节点左、右梁端反时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级时节点左、右梁端均为负弯矩，绝对值较小的弯矩应取零；
- $\Sigma M_{bua}$  —— 节点左、右梁端反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定。

## 2. 节点核心区截面有效验算宽度

核心区截面有效验算宽度，应按下列规定采用：

当  $b_b \geq b_c/2$  时：

$$b_j = b_c \quad (5.2.6-6)$$

当  $b_b < b_c/2$  时：

$$b_j = \min[(b_b + 0.5h_c), b_c] \quad (5.2.6-7)$$

当梁与柱的中线不重合，且偏心距  $e_0 \leq b_c/4$  时：

$$b_j = \min[(0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0), (b_b + 0.5h_c), b_c] \quad (5.2.6-8)$$

式中：

- $b_j$  —— 节点核心区的截面有效验算宽度；
- $b_b$  —— 验算方向梁截面宽度；
- $b_c$  —— 验算方向的柱截面宽度；
- $h_c$  —— 验算方向的柱截面高度。

## 3. 节点核心区截面尺寸条件

框架梁柱节点核心区受剪的水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30\eta_j\beta_c f_c b_j h_j) \quad (5.2.6-9)$$

式中：

- $h_j$  —— 框架节点核心区的截面高度，可取验算方向的柱截面高度；
- $\eta_j$  —— 正交梁对节点的约束影响系数：当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2，且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 3/4 时，可取  $\eta_j$  为 1.50，但对于 9 度设防烈度宜取  $\eta_j$  为 1.25；当不满足上述条件时，应取  $\eta_j$  为 1.00；

$b_c$  —— 验算方向的柱截面宽度；

$h_c$  —— 验算方向的柱截面高度。

#### 4. 节点核心区抗震受剪承载力计算

框架梁柱节点的抗震受剪承载力，应符合下列规定：

(1) 9度设防烈度的一级抗震等级框架

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (5.2.6-10)$$

(2) 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (5.2.6-11)$$

式中：

$N$  —— 对应于考虑地震作用组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值：当  $N$  为压力时，取轴向压力设计值的较小值，且当  $N > 0.5f_c b_c h_c$  时，取  $N = 0.5f_c b_c h_c$ ；当  $N$  为拉力时，取  $N = 0$ ；

$A_{svj}$  —— 核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积；

$h_{b0}$  —— 梁截面有效高度，节点两侧梁截面高度不等时取平均值。

##### 5.2.6.2.2 扁梁框架梁柱节点

扁梁框架的梁宽大于柱宽时，梁柱节点应符合本节规定。

#### 1. 节点核心区剪力设计值

扁梁框架梁柱节点核心区的剪力设计值  $V_j$  等于柱宽范围内的剪力设计值  $V_{j-1}$  加上柱宽范围外剪力设计值  $V_{j-2}$ ， $V_j$  由一般框架梁柱节点核心区剪力设计值计算公式（5.2.6-2）~（5.2.6-5）确定， $V_{j-1}$ 、 $V_{j-2}$  由梁上部纵筋在柱宽范围内、外的截面面积比例确定，即：

$$V_{j-1} = \frac{A_{s-1}}{A_s} V_j \quad (5.2.6-12)$$

$$V_{j-2} = \frac{A_{s-2}}{A_s} V_j \quad (5.2.6-13)$$

式中：

$V_{j-1}$  —— 节点核心区柱宽范围内的剪力设计值；

$V_{j-2}$  —— 节点核心区柱宽范围外的剪力设计值；

- $A_{s-1}$  —— 梁上部纵筋在柱宽范围内的截面面积；  
 $A_{s-2}$  —— 梁上部纵筋在柱宽范围外的截面面积；  
 $A_s$  —— 梁上部纵筋的截面面积。

## 2. 节点核心区截面尺寸条件

扁梁框架梁柱节点核心区受剪的水平截面应符合公式 (5.2.6-9) 的要求, 但计算时核心区截面有效验算宽度  $b_j$  取梁宽与柱宽的平均值, 即:

$$b_j = \frac{b_b + b_c}{2} \quad (5.2.6-14)$$

## 3. 节点核心区抗震受剪承载力计算

节点核心区可划分为柱宽范围内核心区和柱宽范围外核心区, 两个核心区根据各自承担的剪力设计值分别验算受剪承载力。

(1) 柱宽范围内核心区, 抗震受剪承载力计算可采用公式 (5.2.6-10) 或式 (5.2.6-11), 但应符合以下两个条件:

① 用  $V_{j-1}$  替代  $V_j$ ,  $b_c$  替代  $b_j$ ,  $A_{svj-1}$  替代  $A_{svj}$ , 此处  $A_{svj-1}$  为柱宽范围内核心区验算方向同一截面各肢箍筋的全部截面面积;

② 节点四边有梁时取  $\eta_j=1.5$ ; 其他情况取  $\eta_j=1.0$

(2) 柱宽范围外核心区, 抗震受剪承载力可用公式 (5.2.6-10) 或式 (5.2.6-11) 计算, 但应符合以下两个条件:

① 用  $V_{j-2}$  替代  $V_j$ ,  $(b_b - b_c)$  替代  $b_j$ ,  $A_{svj-2}$  替代  $A_{svj}$ , 此处  $A_{svj-2}$  为柱宽范围外核心区验算方向同一截面各肢箍筋的全部截面面积;

② 取  $\eta_j=1.0$ ,  $N=1.0$ 。

### 5.2.6.2.3 圆柱框架梁柱节点

#### 1. 节点核心区剪力设计值

同一般框架节点。

#### 2. 节点核心区截面尺寸条件

圆柱框架的梁柱节点, 当梁中线与柱中线重合时, 受剪的水平截面应符合下列条件:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3\eta_j \beta_c f_c A_j) \quad (5.2.6-15)$$

式中:

$A_j$  —— 节点核心区有效截面面积: 当梁宽  $b_b \geq 0.5D$  时, 取  $A_j=0.8D^2$ ;  
 当  $0.4D \leq b_b < 0.5D$  时, 取  $A_j=0.8D(b_b+0.5D)$ ;

$D$  —— 圆柱截面直径;

$b_b$  —— 梁的截面宽度；

$\eta_j$  —— 正交梁对节点的约束影响系数：当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于柱截面直径的 1/2，且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 3/4 时，可取  $\eta_j=1.5$ ，对 9 度设防烈度，宜取  $\eta_j=1.25$ ；当不满足上述约束条件时，应取  $\eta_j=1.0$ 。

### 3. 节点核心区抗震受剪承载力计算

圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，受剪承载力应按下列公式计算：

(1) 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 1.2\eta_j f_t A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (5.2.6-16)$$

(2) 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 1.5\eta_j f_t A_j + 0.05\eta_j \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (5.2.6-17)$$

式中：

$h_{b0}$  —— 梁截面有效高度；

$A_{sh}$  —— 单根圆形箍筋的截面面积；

$A_{svj}$  —— 同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积；

$N$  —— 轴力设计值，按一般梁柱节点的规定取值。

#### 5.2.6.2.2 节点核心区箍筋及贯穿节点梁纵筋的构造规定

##### 1. 箍筋构造

节点核心区箍筋的最小箍筋体积配箍率

$$\rho_{vmin} = \max \left( \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}}, \rho_{vmin}^0 \right) \quad (5.2.6-18)$$

式中：

$\rho_{vmin}$  —— 节点核心区的最小箍筋体积配箍率；

$f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值；当强度等级低于 C35 时，按 C35 取值；

$f_{yv}$  —— 箍筋及拉筋抗拉强度设计值；

$\lambda_v$  —— 最小配箍特征值，特一级、一级、二级、三级分别为 0.14、0.12、0.10、0.08；

$\rho_{vmin}^0$  —— 最小箍筋体积配筋率下限值，按表 5.2.6 采用。

抗震等级	特一级	一级	二级	三级
$\rho_{vmin}^0$	0.6%	0.6%	0.5%	0.4%

## 2. 梁纵筋直径限值

梁内贯穿中柱的每根纵向钢筋直径，对于 9 度各类框架和一级抗震等级框架结构，当柱为矩形截面时，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/25，当柱为圆形截面时，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/25；对一、二、三级抗震等级，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20；对于圆柱截面，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/20。

## 5.2.7 钢构件设计

### 5.2.7.1 受弯构件的计算

#### 1. 强度

(1) 在主平面内受弯的实腹构件，其抗弯强度应按下列规定验算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (5.2.7-1)$$

式中：

$M_x$ 、 $M_y$  —— 同一截面处绕  $x$  轴和  $y$  轴的弯矩（对工字形截面： $x$  轴为强轴， $y$  轴为弱轴）；

$W_{nx}$ 、 $W_{ny}$  —— 对  $x$  轴和  $y$  轴的净截面模量；

$\gamma_x$ 、 $\gamma_y$  —— 截面塑性发展系数；对工字形截面， $\gamma_x=1.05$ ， $\gamma_y=1.20$ ；对箱形截面， $\gamma_x=\gamma_y=1.05$ ；

$f$  —— 钢材的抗弯强度设计值。

当梁受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于  $13\sqrt{235/f_y}$  而不超过  $15\sqrt{235/f_y}$  时，应取  $\gamma_x=1.0$ 。 $f_y$  为钢材牌号所指屈服点。

(2) 在主平面内受弯的实腹构件，其抗剪强度应按下列规定验算：

$$\tau = \frac{VS}{I_w} \leq f_v \quad (5.2.7-2)$$

式中：

$V$  —— 计算截面沿腹板平面作用的剪力；

$S$  —— 计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；

$I$  —— 毛截面惯性矩；

- $t_w$  —— 腹板厚度；  
 $f_v$  —— 钢材的抗剪强度设计值。

## 2. 整体稳定

(1) 可不计算梁的整体稳定性的情况：

- ① 有铺板（各种钢筋混凝土板和钢板）密铺在梁的受压翼缘上并与其牢固相连、能阻止梁受压翼缘的侧向位移时。  
 ② H型钢或等截面工字形简支梁受压翼缘的自由长度  $l_1$  与其宽度  $b_1$  之比不超过表 5.2.7 所规定的数值时。

**H型钢或等截面工字形简支梁不需计算整体稳定性的最大  $l_1/b_1$  值 表 5.2.7-1**

钢号	跨中无侧向支承点的梁		跨中受压翼缘有侧向支承点的梁，不论荷载作用于何处
	荷载作用在上翼缘	荷载作用在下翼缘	
Q235	13.0	20.0	16.0
Q345	10.5	16.5	13.0
Q390	10.0	15.5	12.5
Q420	9.5	15.0	12.0

注：其他钢号的梁不需计算整体稳定性的最大  $l_1/b_1$  值，应取 Q235 钢的数值乘  $\sqrt{235/f_y}$ 。

对跨中无侧向支承点的梁， $l_1$  为其跨度；对跨中有侧向支承点的梁  $l_1$  为受压翼缘侧向支承点间的距离（梁的支座处视为有侧向支承）。

(2) 在最大刚度主平面内受弯的构件，其整体稳定性应按下式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (5.2.7-3)$$

式中：

- $M_x$  —— 绕强轴作用的最大弯矩；  
 $W_x$  —— 按受压纤维确定的梁毛截面模量；  
 $\varphi_b$  —— 梁的整体稳定性系数。

(3) 在两个主平面受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件，其整体稳定性应按下式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leq f \quad (5.2.7-4)$$

式中：

$W_x$ 、 $W_y$  —— 按受压纤维确定的对  $x$  轴和对  $y$  轴毛截面模量；

$\varphi_b$  —— 绕强轴弯曲所确定的梁整体稳定系数。

(4) 不符合可不计算梁的整体稳定性条件第①条的箱形截面简支梁，其截面尺寸应满足  $h/b_0 \leq 6$ ， $l_1/b_0 \leq 95(235/f_y)$ 。符合上述规定的箱形截面简支梁，可不计算整体稳定性。

### 5.2.7.2 轴心受力构件和拉弯、压弯构件的计算

#### 1. 轴心受力构件

(1) 轴心受拉构件和轴心受压构件的强度，除高强度螺栓摩擦型连接除外，应按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq f \quad (5.2.7-5)$$

式中：

$N$  —— 轴心拉力或轴心压力；

$A_n$  —— 净截面面积。

(2) 实腹式轴心受压构件的稳定性应按下列式计算：

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (5.2.7-6)$$

式中：

$\varphi$  —— 轴心受压构件的稳定系数(取截面两主轴稳定系数中的较小者)，应根据构件的长细比、钢材屈服强度和钢结构规范中的表 5.1.2-1 和表 5.1.2-2 的截面分类采用；

(3) 轴心受压构件应按下列式计算剪力

$$V = \frac{Af}{85} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5.2.7-7)$$

剪力  $V$  值可认为沿构件长度不变。

对格构式轴心受压构件，剪力  $V$  应由承受该剪力的缀材面分担。

#### 2. 拉弯构件和压弯构件

(1) 弯矩作用在主平面内的拉弯构件和压弯构件，其强度应按下列规定计算：

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (5.2.7-8)$$

式中：

$\gamma_x$ 、 $\gamma_y$  —— 与截面模量相应的截面塑性发展系数。

当压弯构件受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于  $13\sqrt{235/f_y}$  而不超过  $15\sqrt{235/f_y}$  时, 应取  $\gamma_x=1.0$ 。

需要计算疲劳的拉弯、压弯构件, 宜取  $\gamma_x=\gamma_y=1.0$

(2) 弯矩作用在对称轴平面内 (绕 x 轴) 的实腹式压弯构件, 其稳定性应按下列规定计算:

① 弯矩作用平面内的稳定性:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \leq f \quad (5.2.7-9)$$

式中:

- $N$  —— 所计算构件段范围内的轴心压力;
- $N'_{Ex}$  —— 参数,  $N'_{Ex}=\pi^2 EA/(1.1\lambda_x^2)$ ;
- $\varphi_x$  —— 弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数;
- $M_x$  —— 所计算构件段范围内的最大弯矩;
- $W_{1x}$  —— 在弯矩作用平面内对较大受压纤维的纤维的毛截面模量;
- $\beta_{mx}$  —— 等效弯矩系数, 应按下列规定采用。

a. 框架柱和两端支承的构件:

无横向荷载作用时:  $\beta_{mx}=0.65+0.35M_2/M_1$ ,  $M_1$ 、 $M_2$  为端弯矩, 使构件产生同向曲率 (无反弯点) 时取同号; 使构件产生反向曲率 (有反弯点) 时取异号,  $|M_1| \geq |M_2|$ ;

有端弯矩和横向荷载同时作用时: 使构件产生同向曲率时,  $\beta_{mx}=1.0$ ; 使构件产生反向曲率时,  $\beta_{mx}=0.85$ ;

无端弯矩但有横向荷载作用时:  $\beta_{mx}=1.0$ ;

b. 悬臂构件和分析内力未考虑二阶效应的无支撑纯框架和弱支撑框架柱,  $\beta_{mx}=1.0$

② 弯矩作用平面外的稳定性

$$\frac{N}{\phi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\phi_y W_{1x}} \leq f \quad (5.2.7-10)$$

式中:

- $\phi_y$  —— 弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数;
- $\phi_b$  —— 均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数;
- $M_x$  —— 所计算构件段范围内的最大弯矩;
- $\eta$  —— 截面影响系数, 闭口截面  $\eta=0.7$ , 其他截面  $\eta=1.0$ ;

$\beta_{tx}$  —— 等效弯矩系数，应按下列规定采用。

a. 在弯矩作用平面外有支承的构件，应根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况确定：

所考虑构件段无横向荷载作用时： $\beta_{tx}=0.65+0.35M_2/M_1$ ， $M_1$ 、 $M_2$ 为端弯矩，使构件产生同向曲率（无反弯点）时取同号；使构件产生反向曲率（有反弯点）时取异号， $|M_1| \geq |M_2|$ ；

所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用时：使构件产生同向曲率时， $\beta_{tx}=1.0$ ；使构件产生反向曲率时， $\beta_{tx}=0.85$ ；

所考虑构件段内无端弯矩但有横向荷载作用时： $\beta_{tx}=1.0$ ；

b. 弯矩作用平面外为悬臂的构件， $\beta_{tx}=1.0$

(3) 弯矩绕虚轴（X轴）作用的格构式压弯构件，其弯矩作用平面内的整体稳定性应按下式计算

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{Ix} \left( 1 - \phi_x \frac{N}{N'_{Ex}} \right)} \leq f \quad (5.2.7-11)$$

式中  $W_{Ix}=I_x/y_0$ ， $I_x$ 为对X轴的毛截面惯性矩， $y_0$ 为由X轴到压力较大分肢的轴线距离或者到压力较大分肢腹板边缘的距离，二者取较大者； $\phi_x$ ， $N'_{Ex}$ 由换算长细比确定。弯矩作用平面外的整体稳定性可不计算，但应计算分肢的稳定性，分肢的轴心力应按桁架的弦杆计算。

(4) 弯矩作用在两个主平面内的双轴对称实腹式工字型（含H形）和箱形（闭口）截面的压弯构件，其稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_x \left( 1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}} \right)} + \eta \frac{\beta_{ty} M_y}{\varphi_{by} W_y} \leq f \quad (5.2.7-12)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_{bx} W_x} + \frac{\beta_{my} M_y}{\gamma_y W_y \left( 1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}} \right)} \leq f \quad (5.2.7-13)$$

式中：

$\varphi_x$ 、 $\varphi_y$  —— 对强轴 x-x 和弱轴 y-y 的轴心受压构件稳定系数；

$\varphi_{bx}$ 、 $\varphi_{by}$  —— 均匀弯曲的受弯构件整体稳定性系数；

$M_x$ 、 $M_y$  —— 所计算构件段范围内对强轴和弱轴的最大弯矩；

$N'_{Ex}$ 、 $N'_{Ey}$  —— 参数  $N'_{Ex}=\pi^2 EA/(1.1\lambda_x^2)$ ， $N'_{Ey}=\pi^2 EA/(1.1\lambda_y^2)$ ；

$W_x$ 、 $W_y$  —— 对强轴和弱轴的毛截面模量；

$\beta_{mx}$ 、 $\beta_{my}$  —— 等效弯矩系数；

$\beta_{tx}$ 、 $\beta_{ty}$  —— 等效弯矩系数。

(5) 弯矩作用在两个主平面内的双肢格构式压弯构件，其稳定性应按下列规定计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x} \left(1 - \phi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} + \frac{\beta_{ty} M_x}{W_{1y}} \leq f \quad (5.2.7-14)$$

式中：

$W_{1y}$  —— 在  $M_y$  作用下，对较大受压纤维的毛截面模量。

### 3. 受压构件的局部稳定

(1) 在受压构件中，翼缘板自由外伸宽度  $b$  与其厚度  $t$  之比，应符合下列要求：

① 轴心受压构件

$$\frac{b}{t} \leq (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-15)$$

式中：

$\lambda$  —— 构件两方向长细比较大值；当  $\lambda < 30$  时，取  $\lambda = 30$ ；当  $\lambda > 100$  时，取  $\lambda = 100$ 。

② 压弯构件

$$\frac{b}{t} \leq 13 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-16)$$

当强度和稳定计算中取  $\gamma_x = 1.0$  时， $b/t$  可放宽至  $15\sqrt{235/f_y}$ 。

(2) 在工字形及 H 形截面的受压构件中，腹板计算高度  $h_0$  与其厚度  $t_w$  之比，应符合下列要求：

① 轴心受压构件

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (25 + 0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-17)$$

式中：

$\lambda$  —— 构件两方向长细比较大值；当  $\lambda < 30$  时，取  $\lambda = 30$ ；当  $\lambda > 100$  时，取  $\lambda = 100$ 。

② 压弯构件

当  $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$  时：

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-18)$$

当  $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$  时:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-19)$$

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (5.2.7-20)$$

式中:

$\sigma_{\max}$  —— 腹板计算高度边缘的最大压应力, 计算时不考虑构件的稳定系数和截面塑性发展系数;

$\sigma_{\min}$  —— 腹板计算高度另一边缘相应的应力, 压应力取正值, 拉应力取负值;

$\lambda$  —— 构件两方向长细比较大值; 当  $\lambda < 30$  时, 取  $\lambda = 30$ , 当  $\lambda > 100$  时, 取  $\lambda = 100$ 。

(3) 在箱形截面的受压构件腹板计算高度  $h_0$  与其厚度  $t_w$  之比, 应符合下列要求:

① 轴心受压构件

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 40 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-21)$$

② 压弯构件

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 0.8(16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-22)$$

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 0.8(48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2.7-23)$$

(4) 圆管截面的受压构件, 其外径与壁厚之比不应超过  $100(235/f_y)$ 。

### 5.2.7.3 钢构件抗震承载力计算

#### 1、钢框架节点的抗剪承载力验算

《抗规》GB50011-2010 第 8.2.5 条对钢框架节点处的抗震承载力验算公式进行了修正, 修正内容如下: 对于全塑性承载力验算, 公式中的强柱系数  $\eta$  按照抗震等级来控制; 对于节点域的屈服承载力验算, 增加了圆管截面柱的验算公式。规范中对于钢框架节点的具体验算内容如下:

(1) 等截面梁的节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力验算:

$$\sum W_{pc} (f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (5.2.7-24)$$

式中:

$W_{pc}$ 、 $W_{pb}$  —— 分别为交汇于节点的柱和梁的塑性截面模量;

$f_{yc}$ 、 $f_{yb}$  —— 分别为柱和梁的钢材屈服强度;

$N$  —— 地震组合的柱轴力;

$A_c$  —— 框架柱的截面面积;

$\eta$  —— 强柱系数, 一级取 1.15, 二级取 1.10, 三级取 1.05;

$V_{pb}$  —— 梁塑性铰剪力;

$s$  —— 塑性铰至柱面的距离, 塑性铰可取梁端部变截面翼缘的最小处。

(2) 节点域的屈服承载力应符合下列要求:

$$\psi (M_{pb1} + M_{pb2}) / V_p \leq (4/3) f_{yv} \quad (5.2.7-25)$$

工字型截面柱

$$V_p = h_{b1} h_{c1} t_w \quad (5.2.7-26)$$

箱形截面柱

$$V_p = 1.8 h_{b1} h_{c1} t_w \quad (5.2.7-27)$$

圆管截面柱

$$V_p = (\pi/2) h_{b1} h_{c1} t_w \quad (5.2.7-28)$$

(3) 工字形截面柱和箱形截面柱的节点域的弹性承载力验算:

$$t_w \geq (h_c + h_b) / 90 \quad (5.2.7-29)$$

$$(M_{b1} + M_{b2}) / V_p \leq (4/3) f_v / \gamma_{RE} \quad (5.2.7-30)$$

式中:

$M_{pb1}$ 、 $M_{pb2}$  —— 分别为节点域两侧梁的全塑性受弯承载力;

$V_p$  —— 节点域的体积;

$f_v$  —— 钢材抗剪强度设计值;

$f_{yv}$  —— 钢材的屈服抗剪强度, 取钢材屈服强度的 0.58 倍;

$\psi$  —— 折减系数; 三、四级取 0.6, 一、二级取 0.7;

$h_{b1}$ 、 $h_{c1}$  —— 分别为梁翼缘厚度中点间的距离和柱翼缘 (或钢管直径线上管壁) 厚度中点间的距离;

$t_w$  —— 柱在节点域的腹板厚度;

$M_{b1}$ 、 $M_{b2}$  —— 分别为节点域两侧梁的弯矩设计值;

$\gamma_{RE}$  —— 节点域承载力抗震调整系数, 取 0.75。

## 2、偏心支撑框架结构的设计

### (1) 与耗能梁相连构件的内力调整

根据《抗规》GB50011-2010 第 8.2.3-5 条以及《高钢规》JGJ99-2011 第 7.6.5 条，当有地震作用组合时，偏心支撑框架中除耗能梁段外的构件内力设计值应按下列规定调整：

① 支撑的轴力设计值

$$N_{br} = \eta_{br} \frac{V_1}{V} N_{br,com} \quad (5.2.7-31)$$

② 位于耗能梁段同一跨的框架梁的弯矩设计值

$$M_b = \eta_b \frac{V_1}{V} M_{b,com} \quad (5.2.7-32)$$

③ 柱的弯矩、轴力设计值

$$M_c = \eta_c \frac{V_1}{V} M_{c,com} \quad (5.2.7-33)$$

$$N_c = \eta_c \frac{V_1}{V} N_{c,com} \quad (5.2.7-34)$$

式中：

$N_{br}$  —— 支撑的轴力设计值；

$M_b$  —— 位于耗能梁段同一跨的框架梁的弯矩设计值；

$M_c$ 、 $N_c$  —— 分别为柱的弯矩、轴力设计值；

$V_1$  —— 耗能梁段不计入轴力影响的受剪承载力；

$V$  —— 耗能梁段的剪力设计值；

$N_{br,com}$  —— 对应于耗能梁段剪力设计值  $V$  的支撑组合的轴力计算值；

$M_{b,com}$  —— 对应于耗能梁段剪力设计值  $V$  的位于耗能梁段同一跨框架梁组合的弯矩计算值；

$M_{c,com}$ 、 $N_{c,com}$  —— 对应于耗能梁段剪力设计值  $V$  的柱组合的弯矩、轴力计算值；

$\eta_{br}$  —— 偏心支撑框架支撑内力设计值增大系数，其值在一级时不应小于 1.4，二级时不应小于 1.3，三级时不应小于 1.2；

$\eta_b$ 、 $\eta_c$  —— 分别位于耗能梁同一跨的框架梁的弯矩设计值增大系数和柱的内力设计值增大系数，其值在一级不应小于 1.3，二级不应小于 1.2，三级不应小于 1.1。

根据《高钢规》JGJ99-2012 第 7.6.3 条，耗能梁段的受剪承载力  $V_1$  可按下列规定计算：

当  $N \leq 0.15Af$  时，

$$V_1 = \min\{0.58A_w f_{ay}, V_1 = 2M_{1p} / a\} \quad (5.2.7-35)$$

$$A_w = (h - 2t_f)t_w \quad (5.2.7-36)$$

$$M_{1p} = fW_p \quad (5.2.7-37)$$

当  $N > 0.15Af$  时，

$$V_{1c} = \min\{0.58A_w f_{ay} \sqrt{1 - [N / (fA)]^2}, 2.4M_{1p} [1 - N / (fA)] / a\} \quad (5.2.7-38)$$

式中:

$V_1$  —— 消能梁段不计入轴力影响的受剪承载力;

$V_{1c}$  —— 消能梁段计入轴力影响的受剪承载力;

$M_{1p}$  —— 消能梁段的全塑性受弯承载力;

$a$ 、 $h$ 、 $t_w$ 、 $t_f$  —— 分别为消能梁段的净长、截面高度、腹板厚度和翼缘厚度;

$A_w$  —— 消能梁段腹板截面面积;

$W_p$  —— 消能梁段对其截面水平轴的塑性净截面模量;

$f$ 、 $f_v$  —— 分别为消能梁段钢材的抗拉抗压强度设计值和抗剪强度设计值。

### (2) 消能梁的受弯承载力验算

根据《高钢规》JGJ99-2012 第 7.6.5 条, 消能梁的受弯承载力符合下列要求:

当  $N \leq 0.15Af$  时:

$$\frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq f \quad (5.2.7-39)$$

当  $N > 0.15Af$  时:

$$\left(\frac{M}{h} + \frac{N}{2}\right) \frac{1}{b_f t_f} \leq f \quad (5.2.7-40)$$

当有地震作用组合时, 上面公式的右端应除以消能梁段受弯承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ , 该值可取 0.75。

式中:

$M$  —— 消能梁段的弯矩设计值;

$h$ 、 $b_f$ 、 $t_f$  —— 分别为消能梁段的截面高度、翼缘宽度和翼缘厚度。

### (3) 支撑轴向承载力验算

根据《高钢规》JGJ99-2012 第 7.6.6 条, 偏心支撑框架结构中, 支撑的轴向承载力应符合下式要求:

$$N_{br} \leq \varphi f A_{br} \quad (5.2.7-41)$$

式中:

$N_{br}$  —— 支撑轴力设计值;

$A_{br}$  —— 支撑截面面积;

$\varphi$  —— 由支撑长细比确定的轴心受压构件稳定系数;

$f$  —— 钢材的抗拉、抗压强度设计值。

当有地震作用组合时, 公式的右端应除以支撑轴向承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ , 该值可取 0.75。

### 3、中心支撑框架结构的验算

(1) 支撑斜杆受压承载力验算

根据《抗规》GB50011-2010 第 8.2.3-5 条，支撑斜杆的受压承载力验算公式如下：

$$N/(\varphi A_{br}) \leq \psi f / \gamma_{RE} \tag{5.2.7-42}$$

$$\psi = 1 / (1 + 0.35 \lambda_n) \tag{5.2.7-43}$$

$$\lambda_n = (\lambda / \pi) \sqrt{f_{ay} / E} \tag{5.2.7-44}$$

式中：

- $N$  —— 支撑斜杆的轴向力设计值；
- $A_{br}$  —— 支撑斜杆的截面面积；
- $\varphi$  —— 轴心受压构件的稳定系数；
- $\psi$  —— 受循环荷载时的强度降低系数；
- $\lambda$ 、 $\lambda_n$  —— 支撑斜杆的长细比和正则化长细比；
- $E$  —— 支撑斜杆钢材的弹性模量；
- $f$ 、 $f_{ay}$  —— 分别为钢材强度设计值和屈服强度；
- $\gamma_{RE}$  —— 支撑稳定破坏承载力抗震调整系数。

(2) 支撑屈服后与支撑相连的框架梁承载力验算

根据《抗规》第 8.2.6-2 条，人字支撑和 V 形支撑的横梁在支撑连接处应保持连续，该横梁应承受支撑斜杆传来的内力，并按不计入支撑支点作用的梁验算重力荷载和支撑屈曲时不平衡力下的承载力。

对于人字支撑和 V 形支撑，其腹杆在大震下受压屈服后，其承载力将下降，导致横梁在支撑处出现向下（V 形支撑为向上）的不平衡集中力，并在横梁两端出现塑性铰；此不平衡集中力取受拉支撑的最小屈服承载力的竖向分量减去受压支撑最大屈曲压力的竖向分量的 30%，如图 11.4-2、11.4-3 所示。

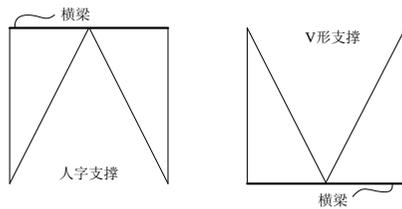
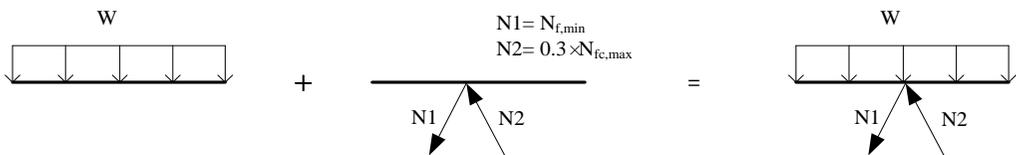


图 5.2.7-1 人字支撑和 V 形支撑



N1: 受拉支撑的计算轴力    N2: 受压支撑的计算轴力

图 5.2.7-2 人字支撑和 V 形支撑中横梁的受力示意图

### 5.2.7.4 钢结构的抗震构造措施

#### (1) 钢框架结构的抗震构造措施

《抗规》GB50011-2010 第 8.3.1、8.3.2 条分别对框架柱的长细比、框架梁柱板件的宽厚比限值规定有所修正，具体内容如下：

① 框架柱的长细比，一级不应大于  $60\sqrt{235/f_{ay}}$ ，二级不应大于  $80\sqrt{235/f_{ay}}$ ，三级不应大于  $100\sqrt{235/f_{ay}}$ ，四级时不应大于  $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

② 框架梁、柱板件宽厚比，应符合下表中规定的限值。

钢结构中心支撑板件宽厚比限值

表 5.2.7-2

板件名称		一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	箱形截面壁板	33	36	38	40
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72-120N_b/(Af) \leq 60$	$72-100N_b/(Af) \leq 65$	$80-110N_b/(Af) \leq 70$	$85-120N_b/(Af) \leq 75$

注：1. 表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时，应乘以  $\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

2.  $N_b/(Af)$  为梁轴压比。

#### (2) 钢框架-中心支撑结构的抗震构造措施

《抗规》GB50011-2010 第 8.4.1 条对中心支撑杆件的长细比和板件宽厚比的限值有所修正，具体内容如下：

① 支撑杆件的长细比，按压杆设计时，不应大于  $120\sqrt{235/f_{ay}}$ ；四级采用拉杆设计时，其长细比不应大于 180。

② 支撑杆件的板件宽厚比，不应大于下表中规定的限值。

钢结构中心支撑板件宽厚比限值

表 5.2.7-3

板件名称	一级	二级	三级	四级
翼缘外伸部分	8	9	10	13
工字形截面腹板	25	26	27	33
箱形截面壁板	18	20	25	30
圆管外径与壁厚比	38	40	40	42

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其它牌号钢材应乘以  $\sqrt{235/f_{ay}}$ ，圆管应乘以  $235/f_{ay}$ 。

#### (3) 钢框架-偏心支撑结构的抗震构造措施

根据《抗规》GB50011-2010 第 8.5.1 条，消能梁段及与消能梁段同一跨内的非消能梁段，其板件的宽厚比不应大于下表中规定的限值。

偏心支撑框架梁的板件宽厚比限值 表 5.2.7-4

板件名称		宽厚比限值
翼缘外伸部分		8
腹板	当 $N/(Af) \leq 0.14$ 时	$90[1-1.65 N/(Af)]$
	当 $N/(Af) > 0.14$ 时	$33[2.3- N/(Af)]$

注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他钢号时应乘以  $\sqrt{235/f_{ay}}$ ， $N/(Af)$  为梁轴压比。

## 5.2.8 SRC 构件设计

### 5.2.8.1 SRC 构件承载力验算的基本规定

SRC 构件的设计主要依据以下规范：《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ138-2001、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010。

型钢混凝土组合结构分为全部结构构件采用型钢混凝土的结构和部分结构构件采用型钢混凝土的结构。此两类结构宜用于框架结构、框架-剪力墙结构、底部大空间剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构等结构体系。但对各类结构体系的框架柱，当房屋的设防烈度为 9 度，且抗震等级为一级时，框架柱的全部结构构件应采用型钢混凝土结构。

### 5.2.8.2 SRC 梁构件承载力验算

1. 型钢混凝土框架梁，其正截面受弯承载力应按下列假定进行计算：

- (1) 截面应变保持平面
- (2) 不考虑混凝土的抗拉强度
- (3) 混凝土受压的应力与应变关系曲线按下列规定取用：

当  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$  时

$$\sigma_c = f_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \quad (5.2.8-1)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (n \leq 2.0) \quad (5.2.8-2)$$

当  $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$  时

$$\sigma_c = f_c \quad (5.2.8-3)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5 (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (\varepsilon_0 \geq 0.002) \quad (5.2.8-4)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (\varepsilon_{cu} \leq 0.0033) \quad (5.2.8-5)$$

式中:

- $\sigma_c$  —— 混凝土压应变为  $\varepsilon_c$  时的混凝土压应力;
- $f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值;
- $\varepsilon_0$  —— 混凝土压应力刚达到  $f_c$  时的混凝土压应变;
- $\varepsilon_{cu}$  —— 正截面混凝土极限压应变, 当处于非均匀受压时, 按公式 (5.2.8-4) 计算; 当处于轴心受压时取为  $\varepsilon_0$ ;
- $f_{cu,k}$  —— 混凝土立方体抗压强度标准值;
- $n$  —— 系数。

(4) 纵向受拉钢筋的极限应变取为 0.01, 纵向受拉钢筋的应力取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积, 纵向钢筋的应力可按下式计算:

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left( \frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) \quad (5.2.8-6)$$

按公式 (5.2.8-6) 计算的纵向钢筋应力应符合下列条件:

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (5.2.8-7)$$

当计算的  $\sigma_{si}$  为拉应力且其值大于  $f_y$  时, 取  $\sigma_{si} = f_y$ ; 当  $\sigma_{si}$  为压应力且其绝对值大于  $f'_y$  时, 取  $\sigma_{si} = -f'_y$ 。

式中:

- $\sigma_{si}$  —— 第  $i$  层纵向钢筋的应力, 正值代表拉应力, 负值代表压应力;
- $h_{0i}$  —— 第  $i$  层纵向钢筋截面重心至截面受压边缘的距离;
- $x$  —— 等效矩形应力图形混凝土压应力刚达到  $f_c$  时的混凝土压应变;
- $\varepsilon_{cu}$  —— 正截面混凝土极限压应变, 当处于非均匀受压时, 按公式 (5.2.8-4) 计算; 当处于轴心受压时取为  $\varepsilon_0$ ;
- $f_{cu,k}$  —— 混凝土立方体抗压强度标准值;
- $n$  —— 系数。

(5) 型钢腹板的应力图为拉、压梯形应力图形。设计计算时, 简化为等效矩形应力图形;

2. 型钢截面为充满型实腹型钢的型钢混凝土框架梁, 其正截面受弯承载力应按下列公式计算:

(1) 非抗震设计

$$M \leq f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') + f_a' A_{af}' (h_0 - a_a') + M_{aw} \quad (5.2.8-8)$$

$$f_c b x + f_y' A_s' + f_a' A_{af}' - f_y A_s - f_a A_{af} + N_{aw} = 0 \quad (5.2.8-9)$$

(2) 抗震设计

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') + f_a' A_{af}' (h_0 - a_a') + M_{aw} \right] \quad (5.2.8-10)$$

$$f_c b x + f_y' A_s' + f_a' A_{af}' - f_y A_s - f_a A_{af} + N_{aw} = 0 \quad (5.2.8-11)$$

当  $\delta_1 h_0 < 1.25x$ ,  $\delta_2 h_0 > 1.25x$  时,

$$N_{aw} = [2.5\zeta - (\delta_1 + \delta_2)] t_w h_0 f_a \quad (5.2.8-12)$$

$$M_{aw} = \left[ \frac{1}{2} (\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5\xi - (1.25\xi)^2 \right] t_w h_0^2 f_a \quad (5.2.8-13)$$

混凝土受压区高度  $x$  尚应符合下列公式要求:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.8-14)$$

$$x \geq a_a' + t_f \quad (5.2.8-15)$$

式中:

- $\zeta$  —— 相对受压区高度;
- $\xi_b$  —— 相对界限受压区高度;
- $x_b$  —— 界限受压区高度;
- $M_{aw}$  —— 型钢腹板承受的轴向合力对受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩;
- $N_{aw}$  —— 型钢腹板承受的轴向合力;
- $\delta_1$  —— 型钢腹板上端至截面上边距离与  $h_0$  的比值;
- $\delta_2$  —— 型钢腹板下端至截面上边距离与  $h_0$  的比值;
- $t_w$  —— 型钢腹板厚度;
- $t_f$  —— 型钢翼缘厚度;
- $h_w$  —— 型钢腹板高度;
- $h$  —— 型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点至混凝土受压边缘的距离。

3. 型钢混凝土框架梁, 其斜截面受剪承载力应按下列假定进行计算:

(1) 型钢混凝土框架梁考虑抗震等级的剪力设计值  $V_b$ , 应按如下计算:

$$\text{一级抗震等级: } V_b = 1.05 \frac{(M_{\text{buE}}^l + M_{\text{buE}}^r)}{l_n} + V_{\text{Gb}} \quad (5.2.8-16)$$

$$\text{二级抗震等级: } V_b = 1.05 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{\text{Gb}} \quad (5.2.8-17)$$

$$\text{三级抗震等级: } V_b = \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{\text{Gb}} \quad (5.2.8-18)$$

式中:

$M_{\text{buE}}^l$ 、 $M_{\text{buE}}^r$  —— 框架梁左、右端采用实配和实配型钢、强度标准值,且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值;

$M_b^l$ 、 $M_b^r$  —— 考虑地震作用组合的框架梁左、右端弯矩设计值相对界限受压区高度;

$V_{\text{Gb}}$  —— 考虑地震作用组合的重力荷载代表值产生的剪力设计值,可按简支梁计算确定;

$l_n$  —— 梁的净跨。

在公式(5.2.8-9)~(5.2.8-11)中, $M_{\text{buE}}^l$ 和 $M_{\text{buE}}^r$ 之和,以及 $M_b^l$ 和 $M_b^r$ 之和,应分别按顺时针和逆时针方向进行组合,并取其较大值。

(2) 型钢混凝土框架梁的受剪截面应符合下列规定:

① 非抗震设计

$$V_b \leq 0.45 f_c b h_0 \quad (5.2.8-19)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.8-20)$$

② 抗震设计

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{\text{RE}}} (0.36 f_c b h_0) \quad (5.2.8-21)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.8-22)$$

(3) 型钢混凝土框架梁的斜截面承载力应按下列公式计算:

① 非抗震设计

$$V_b \leq 0.08 f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.58 f_a t_w h_w \quad (5.2.8-23)$$

② 抗震设计

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.06 f_c b h_0 + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.58 f_a t_w h_w \right] \quad (5.2.8-24)$$

#### 4. 型钢混凝土框架梁正常使用极限状态验算

##### (1) 型钢混凝土框架梁裂缝宽度验算

型钢混凝土框架梁最大裂缝宽度应按荷载的短期效应组合并考虑长期效应组合的影响进行计算。计算公式如下所示：

$$\omega_{\max} = 2.1\psi \frac{\sigma_{sa}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_e}{\rho_{te}} \right) \quad (5.2.8-25)$$

$$\psi = 1.1 \left( 1.0 - \frac{M_c}{M_s} \right), \quad 0.4 \leq \psi \leq 1.0 \quad (5.2.8-26)$$

$$M_c = 0.235 b h^2 f_{tk} \quad (5.2.8-27)$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M}{0.87(A_s h_{0s} + A_{af} h_{0f} + k A_{aw} h_{0w})} \quad (5.2.8-28)$$

$$d_e = \frac{4(A_s + A_{af} + k A_{aw})}{u} \quad (5.2.8-29)$$

$$u = n\pi d_s + (2b_f + 2t_f + 2k h_{aw}) \times 0.7 \quad (5.2.8-30)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_{af} + k A_{aw}}{0.5bh} \quad (5.2.8-31)$$

式中：

- $c$  —— 纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度；
- $\psi$  —— 相对界限受压区高度考虑型钢翼缘作用的钢筋应变不均匀系数；  
当  $\psi < 0.4$  时  $\psi = 0.4$ ；当  $\psi > 1.0$  时  $\psi = 1.0$ ；
- $k$  —— 型钢腹板影响系数，其值取梁受拉侧 1/4 梁高范围中腹板高度与整个腹板高度的比值；
- $d_e$ 、 $\rho_{te}$  —— 型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径、有效配筋率；
- $\sigma_{sa}$  —— 考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的钢筋应力值；
- $M_c$  —— 混凝土截面的抗裂弯矩；
- $A_s$ 、 $A_{af}$  —— 纵向受力钢筋、型钢受拉翼缘面积；
- $A_{aw}$ 、 $h_{aw}$  —— 型钢腹板面积、高度；
- $h_{0s}$ 、 $h_{0f}$ 、 $h_{0w}$  —— 纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘、 $KA_{aw}$  截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；
- $n$  —— 纵向受拉钢筋数量；

$u$ 、 $h$  —— 型纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘与部分腹板周长之和。

## (2) 型钢混凝土框架梁挠度验算

型钢混凝土框架梁在正常使用极限状态下的挠度，可根据构件的刚度用结构力学的方法计算。在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该区段内最大弯矩处的刚度。受弯构件的挠度应按荷载短期效应组合并考虑长期效应组合影响的长期刚度  $B_1$  进行计算，所求得的挠度计算值不应大于规范限值。

当型钢混凝土框架梁的纵向受拉钢筋配筋率为 0.3%~1.5% 范围时，其荷载短期效应和长期效应组合作用下的短期刚度  $B_s$  和长期刚度  $B_1$ ，按下列公式计算：

$$B_s = \left( 0.22 + 3.75 \frac{E_s}{E_c} \rho_s \right) E_c I_c + E_a I_a \quad (5.2.8-32)$$

$$B_1 = \frac{M_s}{M_l(\theta - 1) + M_s} B_s \quad (5.2.8-33)$$

式中：

$E_c$  —— 混凝土弹性模量；

$E_a$  —— 型钢弹性模量；

$I_c$  —— 按截面尺寸计算的混凝土截面惯性矩；

$I_a$  —— 型钢的截面惯性矩；

$M_s$  —— 按荷载短期效应组合计算的弯矩值；

$M_l$  —— 按荷载长期效应组合计算的弯矩值；

$\theta$  —— 考虑荷载长期效应组合对挠度增大的影响系数。

### 5.2.8.3 SRC柱构件承载力验算

1. 型钢截面混凝土框架柱，其偏心受压构件正截面受压承载力应按下列公式计算：

$$N \leq f_c b x + f_y' A_s' + f_a' A_{af}' - \sigma_a A_s - \sigma_a A_{af} + N_{aw} \quad (5.2.8-34)$$

$$N e \leq f_c b x (h_0 - 0.5x) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') + f_a' A_{af}' (h_0 - a_a') + M_{aw} \quad (5.2.8-35)$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a \quad (5.2.8-36)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (5.2.8-37)$$

式中：

$e$  —— 轴向力作用点至纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘的合力点之间的距离；

$e_0$  —— 轴向力对截面重心的偏心距， $e_0 = M/N$ ；

$e_a$  —— 考虑荷载位置不定性、材料不均匀，施工偏差等引起的附加偏心距；

$\eta$  —— 偏心受压构件考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数, 当长细比  $l_0/h$  (或  $l_0/d$ ) 小于或等于 8 时, 可取  $\eta=1.0$ 。

当  $(\delta_1 h_0 < 1.25x, \delta_2 h_0 > 1.25x)$  时:

$$N_{aw} = [2.5\xi - (\delta_1 + \delta_2)] t_w h_0 f_a \quad (5.2.8-38)$$

$$M_{aw} = [0.5(\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5\xi - (1.25\xi)^2] t_w h_0^2 f_a \quad (5.2.8-39)$$

当  $(\delta_1 h_0 < 1.25x, \delta_2 h_0 < 1.25x)$  时:

$$N_{aw} = (\delta_1 - \delta_2) t_w h_0 f_a \quad (5.2.8-40)$$

$$M_{aw} = [0.5(\delta_1^2 - \delta_2^2) + (\delta_1 - \delta_2)] t_w h_0^2 f_a \quad (5.2.8-41)$$

受拉边或受压较小边的钢筋应力  $\sigma_s$  和型钢翼缘应力  $\sigma_a$  可按下列条件计算:

当  $x \leq \xi_b h_0$  时, 为大偏心受压构件, 取  $\sigma_s = f_y, \sigma_a = f_a$ ;

当  $x > \xi_b h_0$  时, 为小偏心受压构件, 取:

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left( \frac{x}{h_0} - 0.8 \right) \quad (5.2.8-42)$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\xi_b - 0.8} \left( \frac{x}{h_0} - 0.8 \right) \quad (5.2.8-43)$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (5.2.8-44)$$

2. 型钢混凝土框架柱, 其正截面偏心受压承载力计算, 应考虑构件在弯矩作用平面内挠曲对轴向力偏心距的影响, 应将轴向力对截面中心的偏心距  $e_0$  乘以偏心距增大系数  $\eta$ , 其值按下列公式计算:

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_0 / h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (5.2.8-45)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (5.2.8-46)$$

$$\zeta_1 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (5.2.8-47)$$

式中:

$l_0$  —— 柱的构件计算长度  $l_0$ ;

$h$  —— 截面高度, 其中, 对环形截面, 取外径; 对圆形截面取直径;

$h_0$  —— 截面有效高度, 其中, 对环形截面, 取  $h_0 = r_2 + r_s$ ; 对圆形截面, 取  $h_0 = r + r_s$ , 此处  $r$  为圆形截面的半径,  $r_2$  为圆环截面的外半径,  $r_s$  为纵向钢筋重心所在圆周的半径;

- $\zeta_1$  —— 偏心受压构件的截面曲率修正系数, 当  $\zeta_1 > 1.0$  时, 取  $\zeta_1 = 1.0$ ;
- $\zeta_2$  —— 构件长细比对截面曲率的影响系数, 当  $l_0/h < 15$  时, 取  $\zeta_2 = 1.0$ ;
- $A$  —— 构件截面面积, 对 T 形、I 形截面, 均取  $A = bh + 2(b'_f - b)h'_f$ 。

3. 型钢混凝土框架柱受拉或受压较小边的纵向钢筋应力和型钢翼缘的应力, 可按下列公式计算:

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\varepsilon_b - 0.8} \left( \frac{x}{h_0} - 0.8 \right) \quad (5.2.8-48)$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\varepsilon_b - 0.8} \left( \frac{x}{h_0} - 0.8 \right) \quad (5.2.8-49)$$

4. 型钢混凝土框架柱, 在其偏心受压构件的正截面承载力计算中, 应计入轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距  $e_a$ , 其值应取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值。

5. 考虑地震作用组合的框架柱的节点上、下端的内力设计值应按下列规定采用:

(1) 节点上、下柱端的弯矩设计值

一级抗震等级:

$$\Sigma M_c = 1.1 \Sigma M_{buE} \quad (5.2.8-50)$$

二级抗震等级:

$$\Sigma M_c = 1.1 \Sigma M_b \quad (5.2.8-51)$$

三级抗震等级: 取地震作用下的弯矩设计值

式中:

$\Sigma M_c$  —— 节点上、下柱端的弯矩设计值之和; 节点上柱端和下柱端的弯矩设计值, 一般可按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震作用组合的弯矩比进行分配;

$\Sigma M_{buE}$  —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向组合, 采用实配钢筋和实配型钢、材料强度标准值, 且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和的较大值;

$\Sigma M_b$  —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向考虑地震作用组合的弯矩设计值之和。

(2) 一、二、三级抗震等级的节点上、下柱端的轴向压力设计值, 取地震作用组合下各自的轴向压力设计值

6. 考虑地震作用组合的框架柱、框支层柱的剪力设计值  $V_c$  应按下列规定计算:

一级抗震等级:

$$V_c = 1.1 \frac{(M_{cuE}^t + M_{cuE}^b)}{H_n} \quad (5.2.8-52)$$

二级抗震等级:

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.2.8-53)$$

三级抗震等级:

$$V_c = \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.2.8-54)$$

式中:

$M_{cuE}^t$ 、 $M_{cuE}^b$ —— 框架柱上、下端采用实配和实配型钢、材料强度标准值,且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值;

$M_c^t$ 、 $M_c^b$ —— 考虑地震作用组合的框架柱上、下端弯矩设计值;

$H_n$ —— 柱的净高;

7. 框架柱的受剪截面应符合下列要求:

(1) 非抗震设计

$$V_c \leq 0.45 f_c b h_0 \quad (5.2.8-55)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.8-56)$$

(2) 抗震设计

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.36 f_c b h_0) \quad (5.2.8-57)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.8-58)$$

8. 型钢混凝土框架柱的斜截面承载力应按下列公式计算:

(1) 非抗震设计

$$V_c \leq \frac{0.20}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.07 N \quad (5.2.8-59)$$

(2) 抗震设计

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.056 N \right] \quad (5.2.8-60)$$

式中:

$\lambda$  —— 框架柱的计算剪跨比,其值取上、下端较大弯矩设计值 $M$ 与对应的剪力设计值 $V$ 和柱截面有效高度 $h_0$ 的比值,即 $M/Vh_0$ ;当框

架结构中的框架柱的反弯点在柱层高范围内时，柱剪跨比也可采用1/2柱净高与柱截面有效高度 $h_0$ 的比值；当 $\lambda$ 小于1时，取1；当 $\lambda$ 大于3时，取3；

$N$  —— 考虑地震作用组合的框架柱的轴向压力设计值；当 $N > 0.3f_c A_c$ 时，取 $N = 0.3f_c A_c$ ；

### 5.2.8.4 SRC构件的构造措施

#### 1. 型钢板件宽厚比的限值

型钢混凝土构件中，型钢板件的宽厚比不宜超过表 5.2.8-1 的规定。

型钢板件宽厚比限值 表 5.2.8-1

钢号	梁		柱		
			H、十、T形截面		箱形截面
	$b/t_f$	$h_w/t_w$	$b/t_f$	$h_w/t_w$	$h_w/t_w$
Q235	23	107	23	96	72
Q345	19	91	19	81	61
Q390	18	83	18	75	56

#### 2. 型钢混凝土柱的轴压比验算

型钢混凝土柱轴压比验算公式如下：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a) \quad (5.2.8-61)$$

式中：

- $\mu_N$  —— 型钢混凝土柱的轴压比；
- $N$  —— 考虑地震组合的柱轴向力设计值；
- $A_c$  —— 扣除型钢后的混凝土截面面积；
- $f_c$  —— 混凝土的轴心抗压强度设计值；
- $f_a$  —— 型钢抗压强度设计值；
- $A_a$  —— 型钢的截面面积。

型钢混凝土柱的轴压比限值如下表所示：

型钢混凝土柱的轴压比限值 表 5.2.8-2

抗震等级	一	二	三
轴压比限值	0.70	0.80	0.90

- 注：1. 转换柱的轴压比应比表中数值减少 0.10 采用；  
 2. 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比应比表中数值减少 0.05 采用；  
 3. 当采用 C60 以上混凝土时，轴压比宜减少 0.05。

#### 3. 型钢混凝土柱的斜截面承载力验算

根据《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ138-2001 第 6.1.9 条，型钢框架柱的受剪截面应符合下列条件：

非抗震设计时：

$$V_c \leq 0.45 f_c b h_0 \quad (5.2.8-62)$$

抗震设计时：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.36 f_c b h_0) \quad (5.2.8-63)$$

#### 4. 型钢混凝土柱的抗剪承载力比

根据《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ138-2001 第 6.1.9 条，型钢和混凝土抗剪承载力比应满足下列要求：

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.8-64)$$

### 5.2.9 钢管混凝土构件设计

#### 5.2.9.1 单肢柱轴压承载力计算

1. 钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力应满足下列要求：

$$\text{非抗震设计： } N \leq N_u \quad (5.2.9-1)$$

$$\text{抗震设计： } N \leq N_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.9-2)$$

式中：

$N$  —— 轴向压力设计值；

$N_u$  —— 钢管混凝土单肢柱的承载力设计值。

2. 钢管混凝土单肢柱的承载力应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_l \varphi_c N_0 \quad (5.2.9-3)$$

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \alpha \theta) \quad (\text{当 } \theta \leq [\theta] \text{ 时}) \quad (5.2.9-4)$$

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (\text{当 } \theta > [\theta] \text{ 时}) \quad (5.2.9-5)$$

$$\theta = \frac{f_a A_a}{f_c A_c} \quad (5.2.9-6)$$

系数  $\alpha$ 、 $[\theta]$  取值

表 5.2.9-1

混凝土等级	≤C50	C55~C80
$\alpha$	2.00	1.80
$[\theta]$	1.00	1.56

式中:

- $N_0$  —— 钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值;  
 $\theta$  —— 钢管混凝土的套箍指标;  
 $\alpha$  —— 与混凝土强度等级有关的系数, 按表 5.2.9-1 取值;  
 $[\theta]$  —— 与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值, 按 5.2.9-1 取值;  
 $f_c$  —— 混凝土的抗压强度设计值;  
 $A_c$  —— 钢管内混凝土的横截面面积;  
 $f_a$  —— 钢管的抗拉、抗压强度设计值;  
 $A_a$  —— 钢管的横截面面积;  
 $\varphi_l$  —— 考虑长细比影响的承载力折减系数;  
 $\varphi_e$  —— 考虑偏心率影响的承载力折减系数。

在任何情况下均应满足下列条件:

$$\varphi_l \varphi_e \leq \varphi_0 \quad (5.2.9-7)$$

式中:

$\varphi_0$  —— 按轴心受压柱考虑的  $\varphi_l$  值。

3. 钢管混凝土柱考虑偏心影响的承载力折减系数  $\varphi_e$ , 应按下列公式计算:

(1) 当  $e_0/r_c \leq 1.55$  时

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (5.2.9-8)$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N} \quad (5.2.9-9)$$

(2) 当  $e_0/r_c > 1.55$  时

$$\varphi_e = \frac{0.3}{\frac{e_0}{r_c} - 0.4} \quad (5.2.9-10)$$

式中:

- $e_0$  —— 柱端轴向压力偏心距之较大值;  
 $r_c$  —— 核心混凝土横截面的半径;  
 $M_2$  —— 柱端弯矩设计值之较大者;  
 $N$  —— 轴向压力设计值。

4. 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数  $\varphi_l$  的应按下列公式计算:

(1) 当  $L_e/D > 4$  时

$$\phi_1 = 1 - 0.115\sqrt{L_e/D - 4} \quad (5.2.9-11)$$

(2) 当  $L_e/D \leq 4$  时

$$\phi_1 = 1.0 \quad (5.2.9-12)$$

式中:

$D$  —— 钢管外直径;

$L_e$  —— 柱的等效计算长度。

5. 柱的等效长度应按下列公式计算:

$$L_e = \mu k L \quad (5.2.9-13)$$

式中:

$L$  —— 柱的实际长度;

$k$  —— 考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数;

$\mu$  —— 考虑柱端约束条件的计算长度系数, 根据梁柱刚度的比值, 按现行《钢结构设计规范》GB50017 确定。

6. 钢管混凝土柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数, 应按下列公式计算:

(1) 轴心受压柱和杆件

$$k = 1.0 \quad (5.2.9-14)$$

(2) 无侧移框架柱

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (5.2.9-15)$$

(3) 有侧移框架柱和悬臂柱

当  $e_0/r_c \leq 0.8$  时:

$$k = 1 - 0.625e_0/r_c \quad (5.2.9-16)$$

当  $e_0/r_c > 0.8$  时:

$$k = 0.5 \quad (5.2.9-17)$$

当自由端有力矩  $M_1$  作用时:

$$k = (1 + \beta_1) / 2 \quad (5.2.9-18)$$

$k$  最后应取上列规定计算的较大值。

式中:

$\beta$  —— 柱两端弯矩设计值之绝对值较小者  $M_1$  与绝对值较大者  $M_2$  之比值, 单曲压弯时  $\beta$  取正值, 双曲压弯时  $\beta$  取负值。

$\beta_1$  —— 悬臂柱自由端弯矩设计值  $M_1$  与嵌固端弯矩设计值  $M_2$  之比值, 当  $\beta_1$  为负值即双曲压弯时, 则按反弯点所分割成的高度为  $L_2$  的子悬臂柱计算。

### 5.2.9.2 钢管混凝土单肢柱拉弯承载力计算

$$\frac{N}{N_{ut}} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (5.2.9-19)$$

$$N_{ut} = A_a F_a \quad (5.2.9-20)$$

$$M_u = 0.3r_c N_0 \quad (5.2.9-21)$$

式中:

$N$  —— 轴向拉力设计值;

$M$  —— 柱端弯矩设计值的较大者。

### 5.2.9.3 钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力计算

剪跨  $a$  小于柱子直径  $D$  的 2 倍时, 柱的横向受剪承载力应符合下式规定:

$$V \leq V_u \quad (5.2.9-22)$$

式中:

$V$  —— 横向剪力设计值;

$V_u$  —— 钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值。

钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值应按下列公式计算:

$$V_u = (V_0 + 0.1N') \left( 1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}} \right) \quad (5.2.9-23)$$

$$V_0 = 0.2A_c f_c (1 - 3\theta) \quad (5.2.9-24)$$

式中:

$V_0$  —— 钢管混凝土单肢柱受纯剪时的承载力设计值;

$N'$  —— 与横向剪力设计值  $V$  对应的轴向力设计值;

$a$  —— 剪跨, 即横向集中力作用点至支座或节点边缘的距离。

### 5.2.9.4 钢管混凝土柱的构造措施

钢管混凝土的构造措施依据《高规》JGJ3-2010第11.4.9条。钢管外径与壁厚度比值  $D/t$  宜在  $(20 \sim 100) \sqrt{235/f_y}$  之间; 圆形钢管柱的套箍指标  $\frac{f_a A_a}{f_c A_c}$ , 不应小于0.5, 也不宜大于2.5; 柱的长细比不宜大于80; 轴向压力偏心率  $e_0/r_c$  不宜大于1.0。其中,  $f_y$  为钢材的屈服强度,  $e_0$  为偏心距,  $r_c$  为核心混凝土横截面半径。

### 5.2.10 矩形钢管混凝土构件设计

#### 5.2.10.1 一般规定

1. 设计矩形钢管混凝土结构时，荷载组合、荷载标准值、荷载分项系数、荷载组合值系数等除特殊规定外，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定采用；在抗震设防区还应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。

2. 矩形钢管混凝土受压构件中混凝土的工作承担系数  $\alpha_c$  应控制在 0.1~0.7 之间。

$$\alpha_c = \frac{f_c A_c}{f A_s + f_c A_c} \quad (5.2.10-1)$$

式中：

$f$ 、 $f_c$  —— 钢材、混凝土的抗压强度设计值；

$A_s$ 、 $A_c$  —— 钢管、管内混凝土的截面面积。

3. 矩形钢管混凝土构件钢管管壁板件的宽厚比  $b/t$ 、 $h/t$ ，应不大于表 5.2.10-1 的规定。

矩形钢管管壁板件宽厚比  $b/t$ 、 $h/t$  的限值 表 5.2.10-1

构件类型	$b/t$	$h/t$
轴压 (图 a)	$60\varepsilon$	$60\varepsilon$
弯曲 (图 b)	$60\varepsilon$	$150\varepsilon$
压弯 (图 c)	$60\varepsilon$	当 $1 \geq \psi > 0$ 时 $30(0.9\psi^2 - 1.7\psi + 2.8)\varepsilon$ 当 $1 \geq \psi > 0$ 时 $30(0.74\psi^2 - 1.44\psi + 2.8)\varepsilon$

注：  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ， $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$

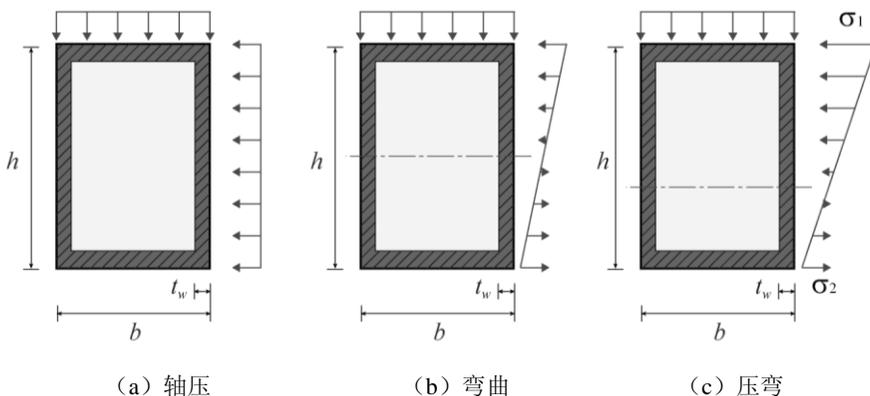


图 5.2.10 矩形钢管管壁板件应力分布示意

4. 矩形钢管混凝土构件的刚度，可按下列规定取值：

轴向刚度

$$EA = E_s A_s + E_c A_c \quad (5.2.10-2)$$

弯曲刚度

$$EI = E_s I_s + 0.8 E_c I_c \quad (5.2.10-3)$$

式中：

$I_s$  —— 钢管截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩；

$I_c$  —— 管内混凝土截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩；

$E_s$ 、 $E_c$  —— 钢材、混凝土的弹性模量。

### 5.2.10.2 轴心受力构件的计算

1. 矩形钢管混凝土轴心受压构件的承载力应满足下式的要求：

$$N \leq \frac{N_u}{\gamma} \quad (5.2.10-4)$$

$$N_u = f A_s + f_c A_c \quad (5.2.10-5)$$

式中：

$N$  —— 轴心压力设计值；

$N_u$  —— 轴心受压时截面受压承载力设计值；

$\gamma$  —— 系数，无地震作用组合时， $\gamma = \gamma_0$ ；有地震作用组合时， $\gamma = \gamma_{RE}$ 。

当钢管截面有削弱时，其净截面承载力应满足下式的要求：

$$N \leq \frac{N_{un}}{\gamma} \quad (5.2.10-6)$$

$$N_{un} = f A_{sn} + f_c A_c \quad (5.2.10-7)$$

式中：

$N_{un}$  —— 轴心受压时净截面受压承载力设计值；

$A_{sn}$  —— 钢管的净截面面积。

2. 轴心受压构件的稳定性应满足下式的要求：

$$N \leq \frac{\varphi N_u}{\gamma} \quad (5.2.10-8)$$

式中：

$\varphi$  —— 轴心受压构件的稳定系数；

$\lambda_0$  —— 相对长细比。

3. 轴心受压构件的相对长细比应按下式计算：

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (5.2.10-9)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0} \quad (5.2.10-10)$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}} \quad (5.2.10-11)$$

式中：

$f_y$  —— 钢材的屈服强度；

$\lambda$  —— 矩形钢管混凝土轴心受压构件的长细比；

$l_0$  —— 轴心受压构件的计算长度；

$r_0$  —— 矩形钢管混凝土轴心受压构件截面的当量回转半径。

4. 矩形钢管混凝土轴心受拉构件的承载力应满足下式要求：

$$N \leq \frac{A_{sn} f}{\gamma} \quad (5.2.10-12)$$

式中：

$N$  —— 轴心拉力设计值；

$f$  —— 钢材的抗拉强度设计值。

### 5.2.10.3 压弯、拉弯构件的计算

1. 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件，其承载力应满足下式：

$$\frac{N}{N_{un}} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-13)$$

同时应满足下式的要求：

$$\frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-14)$$

$$M_{un} = [0.5A_{sn}(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)]f \quad (5.2.10-15)$$

$$d_n = \frac{A_s - 2bt}{(b - 2t) \frac{f_c}{f} + 4t} \quad (5.2.10-16)$$

式中:

- $N$  —— 轴心压力设计值;
- $M$  —— 弯矩设计值;
- $\alpha_c$  —— 混凝土工作承担系数;
- $M_{un}$  —— 只有弯矩作用时净截面的受弯承载力设计值;
- $f$  —— 钢材抗弯强度设计值;
- $b, h$  —— 分别为矩形钢管截面平行、垂直于弯曲轴的边长;
- $t$  —— 钢管壁厚;
- $d_n$  —— 管内混凝土受压区高度。

2. 弯矩作用在一个主平面内 (绕 X 轴) 和矩形钢管混凝土压弯构件, 其弯矩作用平面内的稳定性满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-17)$$

$$M_{ux} = [0.5A_s(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)]f \quad (5.2.10-18)$$

$$N'_{Ex} = \frac{N_{Ex}}{1.1} \quad (5.2.10-19)$$

$$N_{Ex} = N_u \frac{\pi^2 E_s}{\lambda_x^2 f} \quad (5.2.10-20)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{\beta M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-21)$$

同时, 弯矩作用平面外的稳定性应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta M_x}{1.4 M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-22)$$

式中:

- $\varphi_x, \varphi_y$  —— 分别为弯矩作用平面内、弯矩作用平面外的轴心受压稳定系数;
- $N_{Ex}$  —— 欧拉临界力;
- $M_{ux}$  —— 只有弯矩  $M_x$  作用时截面的受弯承载力设计值;

$\beta$  —— 等效弯矩系数。

3. 等效弯矩系数应根据稳定性的计算方向按下式规定采用

(1) 在计算方向内有侧移的框架柱和悬臂构件,  $\beta=1.0$

(2) 在计算方向内无侧移的框架柱和两端支承的构件:

① 无横向荷载作用时,  $\beta=0.65+0.35M_2/M_1$ ,  $M_1$  和  $M_2$  为端弯矩, 使构件产生相同曲率时取同号, 使构件产生反向曲率时取异号,  $|M_1| \geq |M_2|$ ;

② 有端弯矩和横向荷载作用时:

使构件产生同向曲率时,  $\beta=1.0$

使构件产生反向曲率时,  $\beta=0.85$

③ 无端弯矩但有横向荷载作用时,  $\beta=1.0$

4. 弯矩作用在一个主面内的矩形钢管混凝土拉弯构件, 其承载力应满足下式的要求:

$$\frac{N}{fA_{su}} + \frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-23)$$

5. 弯矩作用在两个主面内的双轴压弯矩形钢管混凝土构件, 其承载力应满足下式的要求:

$$\frac{N}{N_{un}} + (1-\alpha_c) \frac{M_x}{M_{unx}} + (1-\alpha_c) \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-24)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-25)$$

式中:

$M_x$ 、 $M_y$  —— 分别为绕 x 轴和 y 轴作用的弯矩设计值;

$M_{unx}$ 、 $M_{uny}$  —— 分别为绕 x 轴和 y 轴的净截面受弯承载力设计值。

6. 双轴压弯矩形钢管混凝土构件

绕主轴 x 轴的稳定性, 应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + (1-\alpha_c) \frac{\beta_x M_x}{(1-0.8 \frac{N}{N_{Ex}}) M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4 M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-26)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{\beta_x M_x}{(1-0.8 \frac{N}{N_{Ex}}) M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4 M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-27)$$

绕主轴 y 轴的稳定性，应满足下式的要求：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + (1-\alpha_c) \frac{\beta_y M_y}{(1-0.8 \frac{N}{N_{Ey}}) M_{uy}} + \frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-28)$$

同时应满足下式的要求：

$$\frac{\beta_y M_y}{(1-0.8 \frac{N}{N_{Ey}}) M_{uy}} + \frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-29)$$

式中：

$\varphi_x$ 、 $\varphi_y$  —— 分别为绕主轴 x 轴、绕主轴 y 轴的轴心受压稳定系数；

$\beta_x$ 、 $\beta_y$  —— 分别为在计算稳定的方向对  $M_x$ 、 $M_y$  的弯矩等效系数；

$M_{ux}$ 、 $M_{uy}$  —— 分别为绕 x、y 轴的受弯承载力设计值。

7. 弯矩作用在两个主平面内双轴拉弯矩形钢管混凝土构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{fA_{sn}} + \frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (5.2.10-30)$$

#### 5.2.10.4 矩形钢管柱的构造要求

1. 矩形钢管混凝土框架柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017-2003 的规定采用。

2. 当矩形钢管混凝土构件用作抗震设防区的多层和高层框架结构柱时，矩形钢管混凝土柱的混凝土工作承担系数  $\alpha_c$  宜符合下式的要求：

$$\alpha_c \leq [\alpha_c] \quad (5.2.10-31)$$

$$\alpha_c = \frac{f_c A_c}{f_s A_s + f_c A_c} \quad (5.2.10-32)$$

式中：

$[\alpha_c]$  —— 考虑柱具有一定延性的混凝土工作承担系数的限值；此限值参见《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS159:2004第6.3.2条表6.3-2；

$f$ 、 $f_c$  —— 钢材、混凝土的抗压强度设计值；

$A_s$ 、 $A_c$  —— 钢管、管内混凝土的截面面积。

3. 矩形钢管混凝土的轴压比按公式 (5.2.10-33) 计算, 并且不宜大于表 (5.2.10-1) 限值。

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a) \quad (5.2.10-33)$$

$\mu_N$  —— 钢管混凝土柱的轴压比;

$N$  —— 考虑地震组合的柱轴向力设计值;

$A_c$  —— 扣除钢管后的混凝土截面面积;

$f_c$  —— 混凝土的轴心抗压强度设计值;

$f_a$  —— 钢管抗压强度设计值;

$A_a$  —— 钢管的截面面积。

矩形钢管混凝土柱的轴压比限值 表 5.2.10-2

一级	二级	三级
0.70	0.80	0.90

### 5.2.11 裂缝宽度验算

#### 1. 构件受拉区纵向钢筋应力 $\sigma_{sk}$

在荷载效应的标准组合下, 钢筋混凝土构件受拉区纵向钢筋的应力按下列公式计算:

轴心受拉构件: 
$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \quad (5.2.11-1)$$

偏心受拉构件: 
$$\sigma_{sk} = \frac{N_k e'}{A_s (h_0 - \alpha_s')} \quad (5.2.11-2)$$

受弯构件: 
$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87 h_0 A_s} \quad (5.2.11-3)$$

偏心受压构件: 
$$\sigma_{sk} = \frac{N_k (e - z)}{A_s z} \quad (5.2.11-4)$$

$$z = \left[ 0.87 - 0.12 (1 - \gamma_f') \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (5.2.11-5)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (5.2.11-6)$$

$$\gamma_f' = \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} \quad (5.2.11-7)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000e_0/h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (5.2.11-8)$$

式中:

- $\sigma_{sk}$  —— 按荷载效应的标准组合计算的钢筋混凝土构件纵向受拉钢筋的应力;
- $A_s$  —— 受拉区纵向钢筋截面面积: 对轴心受拉构件, 取全部纵向钢筋截面面积; 对偏心受拉构件, 取受拉较大边的纵向钢筋截面面积; 对受弯、偏心受压构件, 取受拉区纵向钢筋截面面积;
- $e'$  —— 轴向拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向钢筋合力点的距离;
- $e$  —— 轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离;
- $z$  —— 纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点的距离, 且不大于  $0.87h_0$ ;
- $\eta_s$  —— 使用阶段的轴向压力偏心距增大系数,  $l_0/h \leq 14$  时,  $\eta_s = 1.0$ ;
- $y_s$  —— 截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离;
- $\gamma_f'$  —— 受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值;
- $b_f', h_f'$  —— 受压区翼缘的宽度、高度; 当  $h_f' > 0.2h_0$  时, 取  $h_f' = 0.2h_0$ ;
- $N_k, M_k$  —— 按荷载效应的标准组合计算的轴向力值、弯矩值。

## 2. 构件最大裂缝宽度 $\omega_{\max}$

在矩形、T形、倒T形和I形截面的钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件中, 按荷载效应标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 (mm) 按下列公式计算:

$$\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (5.2.11-9)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (5.2.11-10)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (5.2.11-11)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (5.2.11-12)$$

式中:

- $\omega_{\max}$  —— 构件按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度, 以mm计;
- $\alpha_{cr}$  —— 构件受力特征系数, 按表5.2.11-1采用;

- $\psi$  —— 裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,  $0.2 \leq \psi \leq 1.0$ ;
- $\sigma_{sk}$  —— 按荷载效应的标准组合计算的钢筋混凝土构件纵向受拉钢筋的应力;
- $E_s$  —— 钢筋弹性模量;
- $c$  —— 最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离(mm),  $20 \leq c \leq 65$ ;
- $\rho_{te}$  —— 按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,  $\rho_{te} \geq 0.01$ ;
- $A_{te}$  —— 有效受拉混凝土截面面积: 对轴心受拉构件, 取构件截面面积; 对受弯、偏心受压和偏心受拉构件, 取  $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$ , 此处,  $b_f$ 、 $h_f$  为受拉翼缘的宽度、高度;
- $A_s$  —— 受拉区纵向钢筋截面面积;
- $f_{tk}$  —— 混凝土轴心抗拉强度标准值;
- $d_{eq}$  —— 受拉区纵向钢筋等效直径 (mm);
- $d_i$  —— 受拉区第*i*种纵向钢筋的公称直径;
- $n_i$  —— 受拉区第*i*种纵向钢筋的根数;
- $v_i$  —— 受拉区第*i*种纵向钢筋的相对粘结特性系数, 光面钢筋  $v_i = 0.7$ ; 带肋钢筋  $v_i = 1.0$ 。

**钢筋混凝土构件裂缝宽度限值 表 5.2.11-1**

类型	$\alpha_{cr}$
受弯、偏心受压	2.1
偏心受拉	2.4
轴心受拉	2.7

### 3. 构件裂缝宽度验算条件

按荷载效应的准永久组合并考虑长期作用影响所求得的钢筋混凝土构件最大裂缝宽度  $\omega_{max}$  应符合下列规定:

$$\omega_{max} \leq \omega_{lim} \tag{5.2.11-13}$$

式中:

$\omega_{lim}$  —— 允许的最大裂缝宽度限值, 按表 5.2.11-2 采用。对  $e_0/h_0 \leq 0.55$  的偏心受压构件, 可不验算裂缝宽度。

**构件受力特征系数 表 5.2.11-2**

环境类别	$\omega_{lim}$
—	0.3 (0.4)
二 a、二 b	0.2
三 a、三 b	0.2

### 5.2.12 受弯构件挠度计算

#### 1. 受弯构件短期刚度 $B_s$

在荷载效应的准永久组合作用下，钢筋混凝土受弯构件的短期刚度 $B_s$ 按下列公式计算：

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f}} \quad (5.2.12-1)$$

式中：

$B_s$  —— 按荷载效应的标准组合作用下，受弯构件的短期刚度；

$\psi$  —— 裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，按公式（5.2.11-10）确定；

$\alpha_E$  —— 钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值： $\alpha_E = E_s / E_c$ ；

$\rho$  —— 纵向受拉钢筋配筋率：取 $\rho = A_s / (bh_0)$ ；

$\gamma_f$  —— 受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值，

$\gamma_f = (b'_f - b)h'_f / (bh_0)$ ；当 $h'_f > 0.2h_0$ 时，取 $h'_f = 0.2h_0$ 。

#### 2. 受弯构件刚度

矩形、T形、倒T形和I形截面受弯构件某一同号弯矩区段内的刚度 $B$ ，按下列公式计算：

$$B = \frac{M_k B_s}{M_q (\theta - 1) + M_k} \quad (5.2.12-2)$$

式中：

$B$  —— 受弯构件某一同号弯矩区段内的刚度；

$M_k$  —— 按荷载效应的标准组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；

$M_q$  —— 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；

$B_s$  —— 按荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度。

#### 3. 受弯构件挠度验算

受弯构件的挠度限值

表 5.2.12

构件类型	挠度限值
吊车梁：手动吊车	$l_0 / 500$
电动吊车	$l_0 / 600$
屋盖、楼盖及楼梯构件：	
当 $l_0 < 7\text{m}$ 时	$l_0 / 200$
当 $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时	$l_0 / 250$
当 $l_0 > 9\text{m}$ 时	$l_0 / 300$

- 注：(1)表中  $l_0$  为构件的计算跨度；  
 (2)对于悬臂构件， $l_0$  按实际悬臂长的 2 倍使用。

### 5.2.13 人防构件设计

防空地下室的人防构件主要包括梁、柱、楼板、外墙、临空墙、门框墙、窗井墙及单元隔墙，其中临空墙、门框墙、窗井墙及单元隔墙需要用户单独指定。人防构件的设计主要依据《人民防空地下室设计规范》GB50038-2005 的相关规定执行，程序支持的人防地下室的抗力级别分别为常 5 级、常 6 级及核 4 级、核 4B 级、核 5 级、核 6 级、核 6B 级。

#### 5.2.13.1 材料强度调整

1. 按 GB50038-2005 规范第 4.2.3 条要求对材料的强度设计值按下式进行调整：

$$f_d = \gamma_d \cdot f \quad (5.2.13-1)$$

式中：

- $f_d$  —— 动荷载作用下材料的强度设计值；  
 $\gamma_d$  —— 动荷载作用下材料强度综合调整系数，按表 5.2.13-1 取值；  
 $f$  —— 静荷载作用下材料的强度设计值。

材料强度综合调整系数  $\gamma_d$  表 5.2.13-1

材料种类		综合调整系数 $\gamma_d$
热轧钢筋 (钢材)	HPB235 级 (Q235 钢)	1.50
	HRB335 级 (Q345 钢)	1.35
	HRB400 级 (Q390 钢)	1.20 (1.25)
	RRB400 级 (Q420 钢)	1.20
混凝土	C55 及以下	1.50
	C60~C80	1.40

2. 在动荷载与静荷载同时作用或动荷载单独作用下，混凝土的弹性模量可取静荷载作用时的 1.2 倍；钢材的弹性模量可取静荷载作用时的数值。

3. 在动荷载与静荷载同时作用或动荷载单独作用下，各种材料的泊松比可取静荷载作用时的数值。

4. 考虑核爆动荷载，计算梁、柱斜截面承载力及墙、柱受压构件正截面承载力时，混凝土的动力强度设计值应乘以折减系数 0.8。

### 5.2.13.2 延性比控制

在核爆动荷载作用下，结构构件的工作状态可用结构构件的允许延性比  $[\beta]$  表示， $[\beta] \leq 1$  表示构件处于弹性工作阶段， $[\beta] > 1$  表示构件处于弹塑性工作阶段。

对于防水要求较高的结构构件宜按弹性工作阶段设计，对于防水要求一般的结构构件宜按弹塑性工作阶段设计。按弹塑性工作阶段设计的构件，允许延性比  $[\beta]$  按下表 5.2.13-2 采用。表中加黑字体部分为程序采用的延性比。

钢筋混凝土结构构件允许最大延性比  $[\beta]$  值

表 5.2.13-2

结构构件使用要求	动荷载类别	受力状态			
		受弯	大偏心受压	小偏心受压	轴心受压
密闭、防水要求较高	核武器爆炸动荷载	1.0	1.0	1.0	1.0
	常规武器爆炸动荷载	2.0	1.5	1.2	1.0
密闭、防水要求一般	核武器爆炸动荷载	3.0	2.0	1.5	1.2
	常规武器爆炸动荷载	4.0	3.0	1.5	1.2

### 5.2.13.3 人防梁设计

#### 1. 正截面承载力计算

人防梁正截面承载力计算同框架梁非抗震计算公式，计算公式中混凝土和钢筋的材料强度要采用动力强度设计值；当梁进入弹塑性工作状态时，应该考虑允许延性比的要求。

人防梁纵向受力钢筋的最大及最小配筋率应分别满足规范 GB50038-2005 第 4.11.7 条及第 4.11.8 条要求；配箍率满足 GB50038-2005 第 4.11.10 条要求。

#### 2. 允许延性比控制

人防梁正截面受弯承载力设计时，要考虑其进入弹塑性工作的性质，受拉钢筋的配筋率不宜大于 1.5%，当大于 1.5% 时，受弯构件的允许延性比  $[\beta]$  值应该满足以下公式：

$$[\beta] \leq \frac{0.5}{x/h_0} \quad (5.2.13-2)$$

$$x/h_0 = (\rho - \rho') f_{yd} / (\alpha_c f_{cd}) \quad (5.2.13-3)$$

对于受弯构件， $[\beta]$  取 3.0。

式中：

$x$  —— 混凝土受压区高度；

- $h_0$  —— 截面的有效高度；
- $\rho, \rho'$  —— 纵向受拉钢筋及纵向受压钢筋配筋率；
- $f_{yd}$  —— 钢筋抗拉动力强度设计值；
- $f_{cd}$  —— 混凝土轴心受压动力强度设计值；
- $\alpha_c$  —— 系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，取  $\alpha_c=1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时， $\alpha_c=0.94$ ；其按线性内插法确定。

程序对于弹塑性工作阶段的人防梁的受拉钢筋配筋率大于 1.5%，且允许延性比  $\beta$  大于 3 时，将给出超筋提示。

### 3. 斜截面承载力计算

(1) 人防梁的斜截面承载力计算按框架梁非抗震的公式计算，采用混凝土和钢筋的动力强度设计值代替静荷载作用下的强度设计值，并对混凝土的动力强度设计值乘以折减系数 0.8。

(2) 对于均布荷载作用下的梁需考虑跨高比影响，对构件斜截面上混凝土的受剪承载力设计值按下式进行修正：

$$V_{cd} = \varphi_l V_c \quad (5.2.13-4)$$

$$\varphi_l = 1 - (l/h_0 - 8)/15 \quad (5.2.13-5)$$

式中：

- $V_{cd}$  —— 修正后受弯构件斜截面上混凝土的受剪承载力设计值；
- $V_c$  —— 受弯构件斜截面上混凝土的受剪承载力设计值，对于均布荷载  $V_c = 0.7 \times 0.8 f_{td} b h_0 = 0.56 f_{td} b h_0$ ，这里， $f_{td}$  为混凝土轴心抗拉动力强度设计值；
- $\varphi_l$  —— 梁跨高比影响系数，当  $l/h_0 \leq 8$  时， $\varphi_l = 1$ ；当  $l/h_0 > 8$  时， $\varphi_l$  按上述公式计算， $\varphi_l$  应大于等于 0.6。

## 5.2.13.4 人防柱设计

### 1. 正截面承载力计算

人防柱正截面承载力计算同框架柱非抗震计算公式，计算公式中混凝土和钢筋的材料强度要采用动力强度设计值，且混凝土的动力强度设计值应乘以折减系数 0.8；当柱进入弹塑性工作状态时，应该考虑允许延性比的要求。

人防柱纵向受力钢筋的最大及最小配筋率应分别满足规范 GB50038-2005 第 4.11.7 条及第 4.11.8 条要求。

### 2. 允许延性比控制

人防柱正截面偏心受压承载力设计时，要考虑其进入弹塑性工作的性质，受拉钢筋

的配筋率不宜大于 1.5%，当大于 1.5% 时，偏心受压构件的允许延性比  $[\beta]$  值应该满足以下公式：

$$[\beta] \leq \frac{0.5}{x/h_0} \quad (5.2.13-6)$$

$$x/h_0 = (\rho - \rho') f_{yd} / (\alpha_c f_{cd}) \quad (5.2.13-7)$$

对于大偏心受压构件， $[\beta]$  取 2.0；小偏心受压构件， $[\beta]$  取 1.5；轴心受压构件， $[\beta]$  取 1.2。

### 3. 斜截面承载力计算

人防柱的斜截面承载力计算按框架柱非抗震的公式计算，采用混凝土和钢筋的动力强度设计值代替静荷载作用下的强度设计值，并对混凝土的动力强度设计值乘以折减系数 0.8。

## 5.2.13.5 人防外墙设计

### 1. 正截面承载力计算

人防外墙正截面承载力计算同地下室外墙非抗震计算公式，计算公式中混凝土和钢筋的材料强度要采用动力强度设计值，且混凝土的抗压动力强度设计值应乘以折减系数 0.8；当外墙进入弹塑性工作状态时，应该考虑允许延性比的要求。

人防外墙纵向受力钢筋的最大及最小配筋率应分别满足规范 GB50038-2005 第 4.11.7 条及第 4.11.8 条要求。

### 2. 允许延性比控制

人防外墙正截面偏心受压承载力设计时，要考虑其进入弹塑性工作的性质，受拉钢筋的配筋率不宜大于 1.5%，当大于 1.5% 时，偏心受压构件的允许延性比  $[\beta]$  值应该满足以下公式：

$$[\beta] \leq \frac{0.5}{x/h_0} \quad (5.2.13-8)$$

$$x/h_0 = (\rho - \rho') f_{yd} / (\alpha_c f_{cd}) \quad (5.2.13-9)$$

对于大偏心受压构件， $[\beta]$  取 2.0；小偏心受压构件， $[\beta]$  取 1.5；轴心受压构件， $[\beta]$  取 1.2。

### 3. 斜截面承载力计算

人防外墙的斜截面承载力计算按剪力墙非抗震的公式计算，采用混凝土和钢筋的动力强度设计值代替静荷载作用下的强度设计值，并对混凝土的动力强度设计值乘以折减系数 0.8。

### 5.2.13.6 临空墙设计

临空墙的设计方法完全同人防外墙，这里不再详述。

### 5.2.13.7 门框墙、窗井墙的设计

门框墙及窗井墙在考虑人防荷载时一般按悬臂梁来设计，计算简图参见图 5.2.13-1。

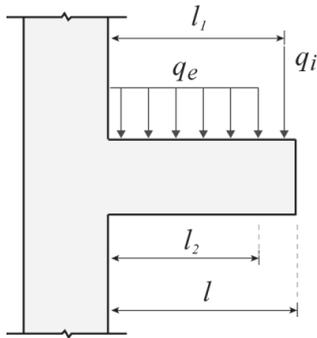


图 5.2.13-1 门框墙（窗井墙）计算简图

其中：

$l$ —— 门框墙（窗井墙）悬挑长度；

$l_1$ —— 门扇（窗扇）传来的作用力至悬挑根部的距离，其值为门框（窗框）悬挑长度  $l$  减去  $1/3$  门扇（窗扇）搭接长度；

$l_2$ —— 直接作用在门框（窗框）上的等效静荷载标准值分布宽度，其值为门框（窗框）墙悬挑长度  $l$  减去门扇（窗扇）搭接长度；

$q_e$ —— 作用在门框（窗框）墙上的等效静荷载标准值；

$q_i$ —— 门扇（窗扇）传给门框（窗框）墙的等效静荷载标准值。

内力计算公式：

$$M = q_i l_i + q_e l_2^2 / 2 \quad (5.2.13-10)$$

$$V = q_i + q_e l_2 \quad (5.2.13-11)$$

式中：

$M$  —— 门（窗）洞边单位长度悬臂根部的弯矩；

$V$  —— 门（窗）洞边单位长度悬臂根部的剪力。

门框墙及窗井墙其它截面设计方法同人防外墙，这里不再详述。

### 5.2.13.8 单元隔墙设计

相邻两个防护单元的抗力级别不同时，防护单元间隔墙与门框墙两侧应分别按单侧受力计算配筋，两侧采用不同的人防等效静荷载计算内力，截面配筋计算方法完全同人防外墙，这里不再详述。

