

注册结构工程师 专业考试专题精讲 多高层混凝土结构

住房和城乡建设部执业资格注册中心 组编

施岚青 主编
朱炳寅 主审

2013



本书以考试大纲中对考点的要求为主线,以讲解规范的规定为中心内容,在对历年试题分析的基础上,精选典型的算例进行详细分析,并通过模拟考题进行答题能力的训练。

本书共分7章,具体包括结构设计基本规定,框架结构,剪力墙结构,框架-剪力墙结构和板柱-剪力墙结构,筒体结构,带转换层高层建筑结构及其他结构。

本书适合于注册结构工程师考试备考人员。

图书在版编目(CIP)数据

注册结构工程师专业考试专题精讲. 多高层混凝土结构/施岚青主编. —2版 —北京:机械工业出版社, 2013.3

ISBN 978-7-111-41591-6

I. ①注… II. ①施… III. ①建筑结构-工程师-资格考试-题解②多层建筑-混凝土结构-工程师-资格考试-题解③高层建筑-混凝土结构-工程师-资格考试-题解 IV. ①TU3-44

中国版本图书馆CIP数据核字(2013)第033793号

机械工业出版社(北京市百万庄大街22号 邮政编码100037)

策划编辑:薛俊高

责任编辑:薛俊高 责任校对:张莉娟 任秀丽

责任印制:张楠

北京京丰印刷厂印刷

2013年3月第2版·第1次印刷

184mm×260mm·27.25印张·710千字

标准书号:ISBN 978-7-111-41591-6

定价:76.00元

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页,由本社发行部调换

电话服务

网络服务

社服务中心:(010) 88361066

教材网:<http://www.cmpedu.com>

销售一部:(010) 68326294

机工官网:<http://www.cmpbook.com>

销售二部:(010) 88379649

机工官博:<http://weibo.com/cmp1952>

读者购书热线:(010) 88379203

封面无防伪标均为盗版

目 录

前言

《考试大纲》对“多高层钢筋混凝土结构”的有关规定

“注册结构工程师专业考试命题专家组”提出的【要点】

第一章 结构设计基本规定	1
第一节 房屋的适用高度及高宽比	1
第二节 延性与抗震等级	5
第三节 上部结构的嵌固部位	39
第四节 重力二阶效应及结构稳定	46
第五节 构件承载力设计表达式	56
第六节 荷载组合和地震作用组合的效应	57
第二章 框架结构	66
第一节 一般规定	66
第二节 框架梁	69
第三节 框架柱	106
第四节 梁柱节点	159
第三章 剪力墙结构	181
第一节 一般规定	181
第二节 悬臂实体剪力墙	192
第三节 双肢墙	260
第四节 连梁	271
第四章 框架-剪力墙结构和板柱-剪力墙结构	296
第一节 框架-剪力墙结构	296
第二节 板柱-剪力墙结构	334
第五章 筒体结构	348
第一节 一般规定	348
第二节 计算分析	358
第三节 构造措施	366
第六章 带转换层高层建筑结构	374
第一节 转换层上下结构的侧向刚度比	375
第二节 基本参数	381
第三节 结构布置	386
第四节 内力调整	389
第五节 五大构件	398
第七章 其他结构	422
第一节 混合结构	422
第二节 地下室	425
后记	429

第一章 结构设计基本规定

《考试大纲》的规定：

	等级	要求	《考试大纲》的相关规定
第一节 房屋的适用高度及高宽比	一级	掌握	常用高层建筑结构的受力性能及适用范围
	二级	掌握	常用高层建筑结构的受力性能及适用范围
第二节 延性与抗震等级	一级	掌握	一般钢筋混凝土结构构件的抗震设计计算要点及构造措施
	二级	掌握	一般钢筋混凝土结构构件的抗震设计计算要点及构造措施
第三节 上部结构的嵌固部位	一级	熟悉	高层建筑结构的内力与位移的计算原理
	二级	了解	高层建筑结构的内力与位移的计算原理
第四节 重力二阶效应及结构稳定	一级	熟悉	高层建筑结构的内力与位移的计算原理
	二级	了解	高层建筑结构的内力与位移的计算原理
第五节 构件承载力设计表达式	一级	了解	以概率理论为基础的结构极限状态设计方法的基本概念
	二级	了解	结构极限状态设计原理
第六节 荷载组合和地震作用组合的效应	一级	了解	以概率理论为基础的结构极限状态设计方法的基本概念
	二级	了解	结构极限状态设计原理

第一节 房屋的适用高度及高宽比

一、最大适用高度

(一) 试题回顾

【试题 1.1.1】 房屋高度 H (2001 年)

一座 8 层的钢筋混凝土结构教学楼，各层层高均为 4.2m，局部突出屋面的水箱、楼电梯间高 5.0m，房屋室内外高差 0.6m。在决定结构抗震等级时房屋高度 H (m) 应取以下何项数值？

- (A) 33.6 (B) 34.2 (C) 38.6 (D) 39.2

(二) 规范规定

《建筑抗震设计规范》第 6.1.1 条的条文说明指出：

对采用钢筋混凝土材料的高层建筑，从安全和经济诸方面综合考虑，其适用最大高度应有限制。

1. 《建筑抗震设计规范》规定

《建筑抗震设计规范》第 6.1.1 条规定了各类混凝土房屋的最大高度。

6.1.1 本章适用的现浇钢筋混凝土房屋的结构类型和最大高度应符合表 6.1.1 的要求。平面和竖向均不规则的结构，适用的最大高度宜适当降低。

注：本章“抗震墙”指结构抗侧力体系中的钢筋混凝土剪力墙，不包括只承担重力荷载的混凝土墙。

表 6.1.1 现浇钢筋混凝土房屋适用的最大高度 (m)

结构类型		烈 度				
		6	7	8(0.2g)	8(0.3g)	9
框架		60	50	40	35	24
框架-抗震墙		130	120	100	80	50
抗震墙		140	120	100	80	60
部分框支抗震墙		120	100	80	50	不应采用
筒体	框架-核心筒	150	130	100	90	70
	筒中筒	180	150	120	100	80
板柱-抗震墙		80	70	55	40	不应采用

注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

2 框架-核心筒结构指周边稀柱框架与核心筒组成的结构；

3 部分框支抗震墙结构指首层或底部两层为框支层的结构，不包括仅有个别框支墙的情况；

4 表中框架，不包括异形柱框架；

5 板柱-抗震墙结构指板柱、框架和抗震墙组成抗侧力体系的结构；

6 乙类建筑可按本地区抗震设防烈度确定其适用的最大高度；

7 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

2. 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》将房屋高度分成 A 级、B 级两类。

(1) A 级房屋高度

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.3.1 钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度应区分为 A 级和 B 级。A 级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表 3.3.1-1 的规定，B 级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表 3.3.1-2 的规定。

平面和竖向均不规则的高层建筑结构，其最大适用高度宜适当降低。

表 3.3.1-1 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
			6 度	7 度	8 度		9 度
					0.20 g	0.30 g	
框架		70	60	50	40	35	—
框架-剪力墙		150	130	120	100	80	50
剪力墙	全部落地 剪力墙	150	140	120	100	80	60
	部分框支剪力墙	130	120	100	80	50	不应采用
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	90	70
	筒中筒	200	180	150	120	100	80
板柱-剪力墙		110	80	70	55	40	不应采用

注：1 表中框架不含异形柱框架；

2 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构；

3 甲类建筑，6、7、8 度时应按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求，9 度时应专门研究；

4 框架结构、板柱-剪力墙结构以及 9 度抗震设防的表列其他结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

(2) B 级房屋高度

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

表 3.3.1-2 B 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	
					0.20g	0.30g
框架-剪力墙		170	160	140	120	100
剪力墙	全部落地剪力墙	180	170	150	130	110
	部分框支剪力墙	150	140	120	100	80
筒体	框架-核心筒	220	210	180	140	120
	筒中筒	300	280	230	170	150

注：1 部分框支剪力墙结构指地面上有部分框支剪力墙的剪力墙结构；
2 甲类建筑，6、7 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求，8 度时应专门研究；
3 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

执行这条规定时要注意两点：

- 1) 房屋高度的取值要执行《建筑抗震设计规范》第 6.1.1 条表 6.1.1 注 1 的规定。

注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）

亦即是执行《高层建筑混凝土结构技术规程》第 2.1.2 条规定

2.1.2 房屋高度 building height

自室外地面至房屋主要屋面的高度，不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

- 2) 对于不规则结构的房屋高度要执行《建筑抗震设计规范》第 6.1.1 条条文说明第 5 款的要求。

5 对于平面和竖向均不规则的结构，适用的最大高度适当降低的规范用词，由“应”改为“宜”，一般减少 10% 左右。

(三) 算例

【例 1.1.1】 确定房屋的计算高度 (121.20m)

条件：某高层建筑如图 1.1.1 所示，屋面上皮标高为 +120.000m，屋面上有一高 32m 的尖塔和高 10m 的局部建筑，室内外高差 1.2m。

要求：确定抗震等级时的房屋计算高度。

答案：《高层建筑混凝土结构技术规程》规定第 2.1.2 条指出：房屋高度指室外地面至主要屋面高度，不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

$$H = (120.00 + 1.20) \text{ m} = 121.20 \text{ m}$$

【例 1.1.2】 确定房屋的计算高度 (33.6m)

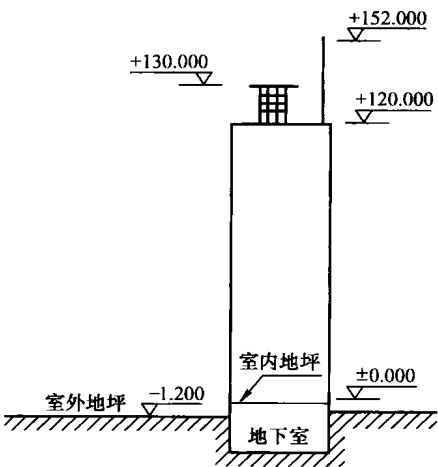


图 1.1.1 办公楼侧面轮廓尺寸

条件：有一幢钢筋混凝土框架-剪力墙结构，共9层，首层层高4.2m，其他各层层高3.6m，首层地面比室外地面高出0.6m，屋顶有局部突出的电梯机房，层高3m。

要求：确定房屋的计算高度。

答案：根据《建筑抗震设计规范》表6.1.1注1规定：

$$H = (0.6 + 4.2 + 8 \times 3.6) \text{ m} = 33.6 \text{ m}$$

二、高宽比限值

(一) 试题回顾

【试题 1.1.2】 房屋高宽比（2001 年）

某大底盘单塔楼钢筋混凝土高层建筑，裙房与主楼连为整体，如图 1.1.2 所示；本地区抗震设防烈度为 7 度，建筑场地为 II 类。

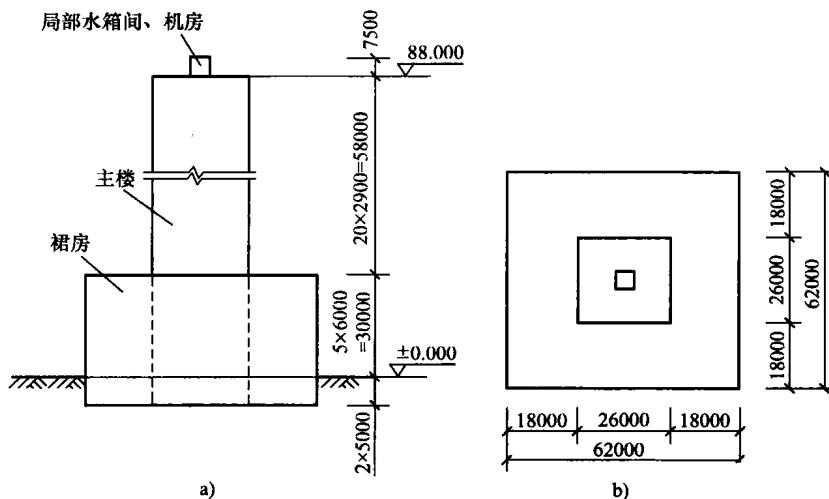


图 1.1.2

a) 建筑立面示意图 b) 建筑平面示意图

假定裙房的面积、刚度相对于其上部塔楼的面积和刚度较大时，试问，该房屋主楼的高宽比取值，最接近于下列何项数值？

- (A) 1.4 (B) 2.2 (C) 3.4 (D) 3.7

(二) 相关规范的规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.3.2 钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表 3.3.2 的规定。

表 3.3.2 钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度、7 度	8 度	9 度
框架	5	4	3	—
板柱-剪力墙	6	5	4	—
框架-剪力墙、剪力墙	7	6	5	4
框架-核心筒	8	7	6	4
筒中筒	8	8	7	5

对于控制高宽比的目的,《高层建筑混凝土结构技术规程》第3.3.2条的条文说明有交代:

3.3.2 (条文说明) 高层建筑的高宽比,是对结构刚度、整体稳定、承载能力和经济合理性的宏观控制;在结构设计满足本规程规定的承载力、稳定、抗倾覆、变形和舒适度等基本要求后,仅从结构安全角度讲高宽比限值不是必须满足的,主要影响结构设计的经济性。

高宽比具体计算时有很多数值不易确定,对此可参考《高层建筑混凝土结构技术规程》第3.3.2条的条文说明。

3.3.2 (条文说明) 在复杂体型的高层建筑中,如何计算高宽比是比较难以确定的问题。一般情况下,可按所考虑方向的最小宽度计算高宽比,但对突出建筑物平面很小的局部结构(如楼梯间、电梯间等),一般不应包含在计算宽度内;对于不宜采用最小宽度计算高宽比的情况,应由设计人员根据实际情况确定合理的计算方法;对带有裙房的高层建筑,当裙房的面积和刚度相对于其上部塔楼的面积和刚度较大时,计算高宽比的房屋高度和宽度可按裙房以上塔楼结构考虑。

(三) 算例

【例1.1.3】大底盘单塔楼高层建筑的高宽比

条件:某大底盘单塔楼高层建筑,主楼为钢筋混凝土框架-核心筒,与主楼连接的裙房为混凝土框架结构,如图1.1.2所示。裙房的面积、刚度相对于其上部塔楼的和刚度较大。

要求:该房屋主楼高宽比。

答案:由《高层建筑混凝土结构技术规程》第2.1.2条规定:房屋高度指室外地面至主要屋面高度,不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱等高度。

由《高层建筑混凝土结构技术规程》规定第3.3.2条的条文说明:对带有裙房的高层建筑,当裙房的面积和刚度相对于其上部塔楼的面积和刚度较大时,计算高宽比时的房屋高度和宽度可按裙房以上塔楼结构考虑。该房屋主楼高宽比 $\frac{H}{B} = \frac{58}{26} = 2.2$ 。

第二节 延性与抗震等级

一、延性和塑性耗能能力

(一) 单调加载下的延性

1. 变形能力、延性及延性比的关系

材料、构件或结构的“变形能力”、“延性”及“延性比”,此三者都是与变形有关的量。图1.2.1以图示方式显示了三者的不同含义。

图1.2.1表示某种材料(或构件、或结构)在力的作用下产生变形后的“抗力 R -变形 Δ ”演变全过程示意图,纵坐标为“抗力 R ”、横坐标为“变形 Δ ”。图上有两条曲线,一条为实际曲线,该曲线经过弹性变形、塑性变形、材料强化、软化破坏等阶段;另一条是将实际曲线简化为由二段直线组成的理想化曲线。理想化曲线有两个关键点,其横坐标分别为“屈服变形

Δ_y ”和“极限变形 Δ_u ”，与 Δ_y 相对应的纵坐标为“屈服强度 R_y ”。

在图 1.2.1 中以图示方式显示了“变形能力”、“延性”两者的不同含义。

1) 变形能力是指其达到破坏状态时的最大变形。

2) 延性是指其非弹性变形能力。

3) 延性比是指极限变形与屈服位移之比 $\mu = \text{极限变形} / \text{屈服变形} = \Delta_u / \Delta_y$ 。

材料、构件或结构的延性、延性比及变形能力都是与变形有关的量。这三者之间既存在密切的联系，又有一定的区别。

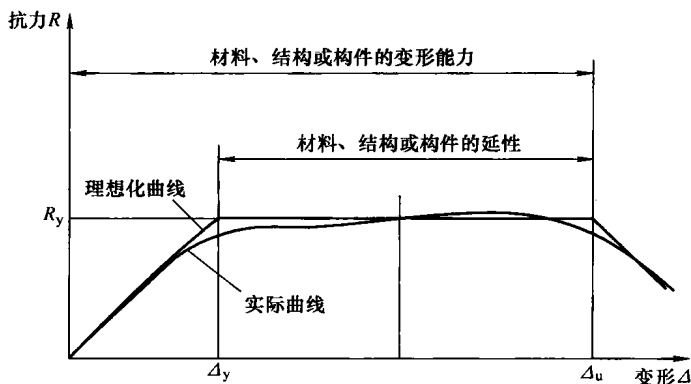


图 1.2.1 变形能力和延性

2. 材料延性、构件延性和结构延性

延性可以分为材料延性、构件延性和结构延性。

(1) 材料延性

指混凝土或钢材在没有明显应力下降情况下维持变形的能力，可用应力-应变曲线表示，如混凝土受压曲线、钢筋拉伸曲线、钢筋和混凝土粘结滑移曲线等。

(2) 构件延性

当钢筋混凝土构件中某个截面的钢筋达到屈服强度时，即出现塑性铰。塑性铰出现后，截面转角及构件变形迅速增加，截面抵抗弯矩能力继续略有提高，直至压区边缘纤维混凝土达到“极限压应变 ε_{cu} ”（压碎），从而构件丧失承载能力，达到极限状态。

构件截面弯矩-曲率（或力-变形）关系用图 1.2.2 中的曲线表示，图中 φ_y 和 f_y 分别表示截面屈服时的曲率与跨中挠度， φ_u 和 f_u 分别为截面极限曲率与极限挠度。

截面和构件的塑性变形能力常常

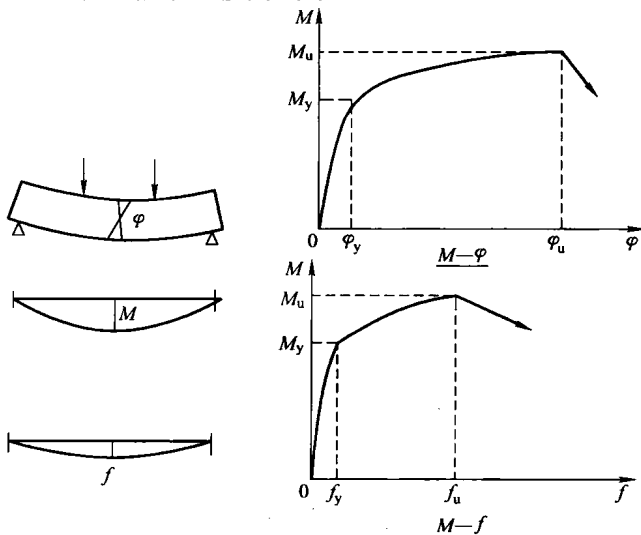


图 1.2.2 构件的延性

用延性比来衡量。

截面延性常用曲率表示，曲率是指构件单位长度上截面转动的能力，如受弯构件的弯矩-曲率曲线。

构件延性可用转角或位移表示，如梁的荷载-跨中挠度曲线，荷载-支座转角曲线；柱的荷载-侧移曲线。

延性比定义为：

截面曲率延性比

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

截面转角延性比

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

构件位移延性比

$$\mu_t = \frac{f_u}{f_y}$$

(3) 结构延性

结构总体延性是指整个结构体系承受变形的能力，多用位移表示，如框架水平力-顶点位移曲线，层间剪力-层间位移曲线。

对一个结构而言，弹性状态是指外荷载与结构位移成线性关系的状态（严格讲是指去除荷载后，位移能恢复到原来的状态）。当结构中某一（或同时一批）截面屈服（即出现塑性铰）后，即存在着不可消失的塑性变形，荷载与位移将呈现非线性关系，荷载增加很少，而位移迅速增加，可认为结构屈服。如图 1.2.3 所示荷载为 P_y 时；当承载力明显下降或结构处于不稳定状态时，则认为结构破坏，达到极限位移。结构的总体延性常常用顶点位移延性比表示，即

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

延性的另一表达式，可采用后期变形能力，通常以 $\Delta u - \Delta y$ 表示。

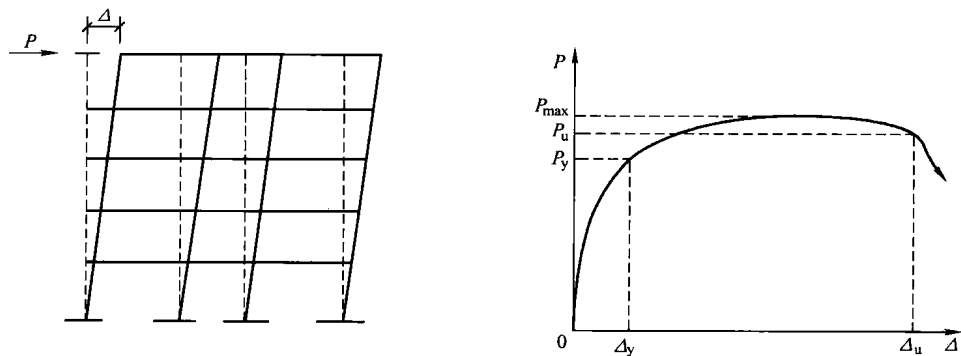


图 1.2.3 结构的总体延性

3. 延性破坏与脆性破坏

材料、构件或结构的破坏可分为脆性破坏和延性破坏两类（图 1.2.4）。

脆性破坏是指达到最大承载力后突然丧失承载能力，在没有预兆的情况下发生的破坏，有明显的尖峰，达到最大承载力后曲线突然下跌，延性比 $\mu = 1.0$ 。

延性破坏是指到达最大承载力后，能够经受很大变形、有较长的平台段，在承载力没有显著降低的情况下，还能经历很大的非线性变形后所发生的破坏，在破坏前能给人以警示，延性比 $\mu > 1.0$ 。

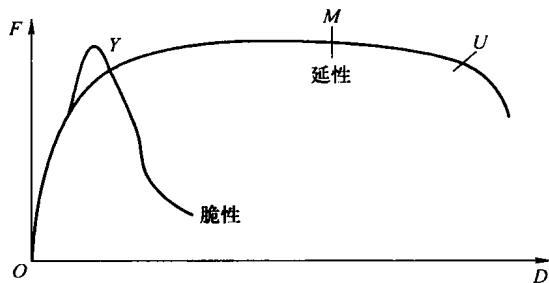


图 1.2.4 延性破坏与脆性破坏

在实际工程中判断结构的脆性或延性有重大意义，延性结构具有如下优越性：

- 1) 破坏前有明显预兆，破坏过程缓慢，因而可采用偏小的计算安全可靠度。
- 2) 出现非预计荷载，例如偶然超载，荷载反向，温度升高或基础沉降引起附加内力等情况下，有较强的承载和抗衡能力。
- 3) 有利于实现超静定结构的内力充分重分布。
- 4) 在承受动力作用（如振动、地震、爆炸等）情况下，能减小惯性力，吸收更大动能，减轻破坏程度，有利于修复。
- 5) 延性结构的后期变形能力可以作为各种意外情况时的安全储备。

4. 以能量表达的延性

一个结构抗震能力的强弱，主要取决于这个结构对地震能量“吸收与耗散”能力的大小。结构所能吸收的地震能量，等于结构承载力与变形能力的乘积。这就是说，结构抗震能力是由承载力和变形能力两者共同决定的。

图 1.2.5 所示的“抗力-变形”关系曲线代表了两种理想化的结构，结构甲代表采用“理想弹性”结构的“抗力-变形”关系曲线，结构乙代表采用“理想弹性和完全塑性”结构的“抗力-变形”关系曲线。

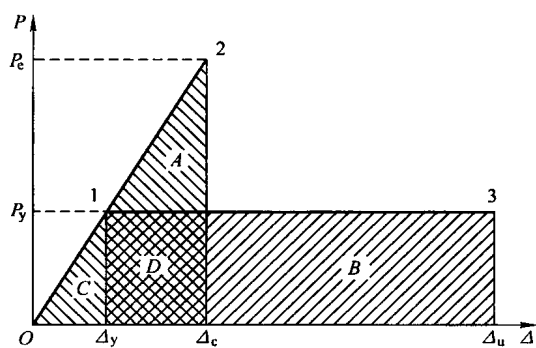


图 1.2.5 以能量表达的延性

结构甲的“抗力-变形”关系曲线用直线 0-1-2 代表，图中的 Δ_c 为结构甲的极限变形。图中阴影 A + D 的面积为地震力自 P_y 至 P_c 。对结构甲所做的功，由于结构始终处于弹性状态，使该部分能量输入，始终在动能和势能之间转化。随着地震能量的不断输入，积聚的能量也将越来越多，即地震的时间越长，积聚的能量越多。

结构乙的“抗力-变形”关系曲线用折线 0-1-3 代表。图中的 Δ_y 和 Δ_u 分别为结构乙的屈服变形和极限变形。图中阴影 B + D 的面积为地震力达到 P_y 后对结构乙所做的功，由于结构此时产生了不可逆的塑性变形，即已处于塑性状态，使该部分能量大量耗损，部分转化为热能，该过程是不可逆的。故结构乙内积聚的势能不可能超过阴影 C 的面积，凡超过阴影 C 的能量输入，随输入随损耗及转化为热能。在整个过程中消化了大量的地震动能，使结构以较低的承载力（ P_y ）抵抗了相当于 P_c 的大震。

上述结构甲的“抗力-变形”关系曲线表明脆性结构是没有“延性”的，而结构乙的“抗

力-变形”关系曲线表明延性结构则有很好的“延性”。

一般来说,一个延性结构在地震初期,结构所吸收的能量,是以动能和弹性应变能的方式暂时贮存于结构内,在一段时间后的地震中、后期,由于结构在强震的持续作用下,许多部位相继屈服,于是结构以阻尼和非弹性变形能的方式吸收并耗散能量。这样的结构之所以能够耗散这样多的能量,经受强震考验而不倒塌,是由于结构的良好延性所提供的保证。因为结构延性好,变形能力强,则结构吸收与耗散地震能量的能力就大,同时结构还保持着相当的承载能力以承受竖向重力荷载,从而保证结构不倒塌。

以能量来表达延性,则延性即是构件承受动力荷载与塑性变形能力的乘积,它等于以非弹性变形能的方式吸收并耗散的能量。

如图 1.2.6 所示两种不同结构的力-变形关系曲线,一条曲线属于承载力较低但具有很大延性的结构,所能吸收的能量多,虽然较早出现损坏,但能经受住较大的变形,避免倒塌。另一条曲线是属于仅有较高强度而无塑性变形能力的脆性结构,吸收的能量少,一旦遭遇超过设计水平的地震时,很容易因脆性破坏而突然倒塌。

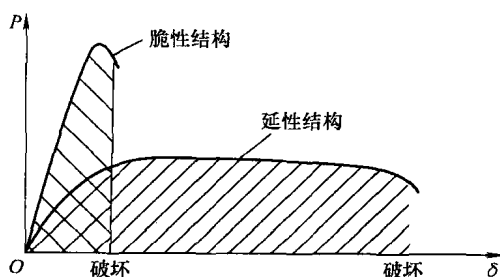


图 1.2.6 以能量表达的延性破坏和脆性破坏

现行《建筑抗震设计规范》的抗震设防目标是“三水准”,“小震不坏”可以通过结构的抗震承载力验算予以实现;而在遭遇到罕遇地震的影响时要达到“大震不倒”的设防目标,则主要依靠结构的延性。所以,在概念设计中特别强调结构延性的重要意义。当然,允许结构出现较大的弹塑性变形,将造成结构一定程度的损害。因此,我们应将发生概率较小的小震作用下的变形限制在弹性变形范围内,将发生概率较小的中震作用下的结构变形限制在可修范围内,而将发生概率很小的大震作用下的结构变形限制在不倒的范围内。也就是说,只允许在中震、大震作用下利用结构延性。

(二) 反复交变荷载下的构件塑性耗能能力

发生地震时,结构在地震荷载的往返作用下工作,其内力将随之正负交替。图 1.2.7 所示为一理想弹性和完全塑性(又称为弹塑性)的构件在反复交变荷载作用下的抗力-变形曲线。每次加荷→卸荷→反向加荷→反向卸荷称为一个循环,而抗力-变形曲线形成一个回环,称滞回环,也即滞回曲线,可以表示为构件的弯矩与转角、弯矩与曲率、荷载与位移等对应关系。

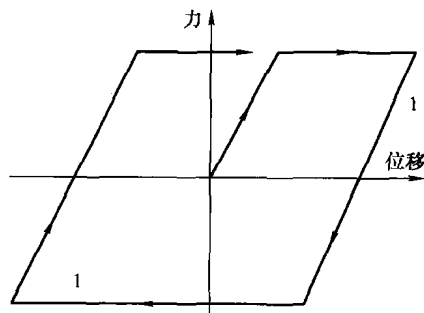


图 1.2.7 滞回曲线

图 1.2.7 中滞回曲线包围的面积反映了结构的耗能能力。在反复交变荷载作用下每经过一个循环,加荷时先是吸收能量,卸荷时则是释放能量,但两者是不相等的。两者之差为构件在一个循环中的“耗失能量”(耗能),亦即一个滞回环内所包含的面积。以能量来表达延性,则延性即是一个滞回环内所包含的“耗失能量”面积。

图 1.2.7 中所代表的结构是一个理想结构,在现实中几乎没有结构能达到这种状态,即使接近理想弹塑性材料的钢结构也不可能达到。典型的钢筋混凝土结构的滞回曲线示于图 1.2.8

中。图 1.2.8 中滞回曲线包围的面积也反映了结构的耗能能力。在理想状态下,滞回曲线所包围的面积占理想弹性和完全塑性滞回环面积的 70%~80%,即塑性变形吸收的能量占总地震反应能量的 70%~80%。

我们把结构的动能和弹性应变能合称为结构的能容,把结构的阻尼耗能和滞回耗能合称为结构的能耗。如果结构能够以动能和弹性应变能的形式来储存外力如地震动输入的能量,即结构的能容大于地震输入总能量,则不论其有无耗能能力,结构始终都不会损坏;另一方面,如果结构能及时将地震动输入的能量耗散掉,则尽管结构已经损坏,但它始终都不会倒塌。

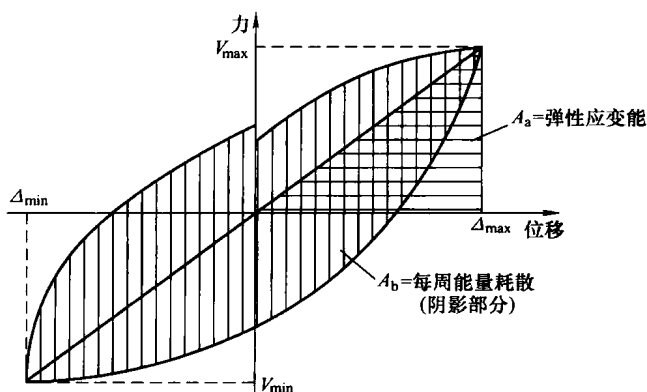


图 1.2.8 滞回耗能与弹性应变能示意图

从能量观点看,结构延性抗震设计

的基本原理即允许结构部分构件在预期的地震动下发生反复的弹塑性变形循环,这些构件被设计成具有较好的滞回延性,通过这些构件在地震动下发生的反复弹塑性变形循环,耗散掉大量的地震输入能量,从而保证了结构的抗震安全。

应当看到,尽管延性抗震概念在经济上有很大的优越之处,但这些优势总是以结构出现一定程度的损坏为代价的,这是在设计延性结构时必须预先了解的。

发生地震时,结构在地震荷载的往复作用下工作,反复交变荷载是多次的,形成一连串滞回环,连接各次循环加荷峰点(正向或反向)的曲线称为滞回曲线的包线或骨架曲线(图 1.2.9)。通过试验资料对骨架曲线与单调加荷时的力-变形曲线的比较发现,在屈服以前两者是重合的,屈服以后两者曲线形状相似,各项指标的变化规律相同,但数值有所差异。图 1.2.9 所示为钢筋混凝土压弯构件的力-变形曲线。它主要是指钢筋屈服后的情况,反映了构件在反复周期荷载下受力性能的变化——裂缝的开闭,钢筋的屈服和强化,粘结退化和滑移,局部混凝土的酥裂剥落,以至破坏等力学特征。

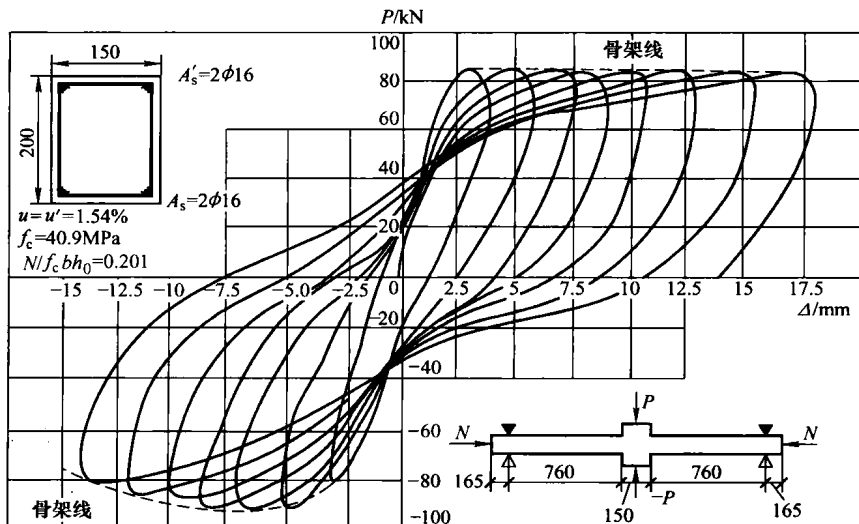


图 1.2.9 钢筋混凝土压弯构件的力-变形曲线

钢筋混凝土压弯构件的滞回曲线中呈现了以下一些特点；

1) 每一次加载过程中，加载曲线的斜率随荷载的增大而减小，且减小的程度加快；比较各次同向加载曲线，后次曲线比前次的斜率逐渐减小。这是由于反复荷载下构件的刚度退化引起的。

2) 卸载曲线出现恢复变形滞后现象，即在开始时曲线陡峭，恢复变形很小，荷载减小后曲线趋向平缓，恢复变形逐渐加快。且同样由于构件刚度的退化，卸载曲线的斜率随反复加卸载次数而减小。

3) 滞回曲线出现“捏拢”现象，在多次反复加卸载的后期总变形较大时尤为显著。钢筋混凝土构件滞回曲线的捏拢程度主要取决于混凝土受拉裂缝的开展宽度、受拉钢筋的伸长应变、钢筋与混凝土的相对滑移，以及混凝土受压塑性（残余）变形的积累、中和轴的变化等。滞回环对角线的斜度反映构件的总体刚度，滞回环包围的面积则是荷载正反交变一周时结构所吸收的能量。

常见的滞回环有四种形态（图 1.2.10）：

1) 梭形。滞回环饱满，力与位移关系基本无滑移影响，是受弯、压弯构件的弯曲破坏特征。

2) 弓形。力和位移关系带有一定滑移，有“捏拢”现象，是有一定剪力影响的弯曲破坏特征。

3) 反 S 形。有较大的滑移影响，是框架结构、梁柱节点等具有较大剪力影响的弯剪破坏特征。

4) Z 形。滑移变形很大，是发生剪切滑移、锚固钢筋滑移、具有一定延性的剪切破坏特征。

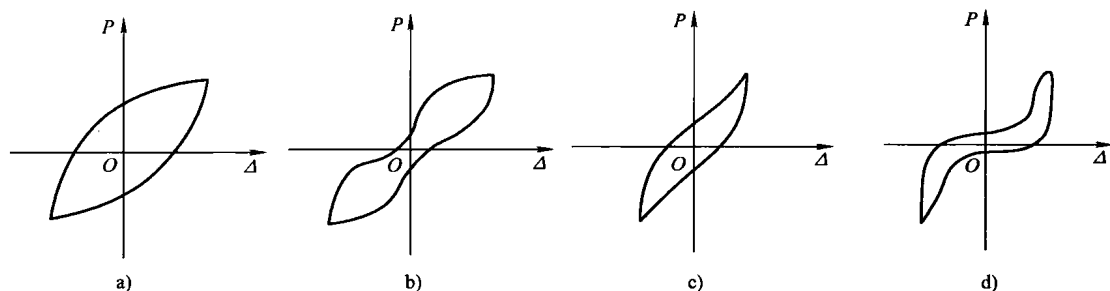


图 1.2.10 四种滞回环形状

a) 梭形 b) 弓形 c) 反 S 形 d) Z 形

延性即是一个滞回环内所包含的“耗失能量”面积，从这四种形状滞回环所覆盖的面积来看，梭形的延性最好。

（三）材料的延性

钢筋混凝土由钢筋和混凝土两种材料组成。

1. 钢筋的应力-应变性质

钢筋是一种弹塑性材料，具有高强度、良好的延性和能量吸收能力，从图 1.2.11 所列出的钢筋应力-应变关系图上可看到这一点。

2. 混凝土的应力-应变性质

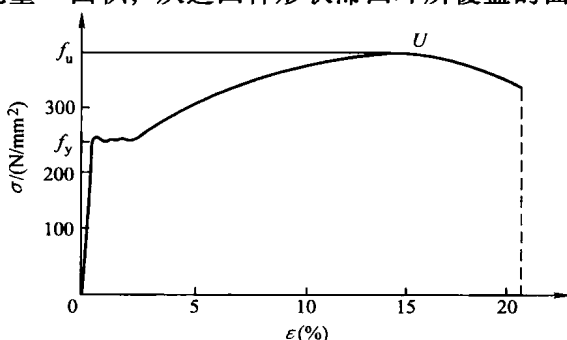


图 1.2.11 钢筋应力-应变关系

混凝土是一种较为脆性的材料。常规圆柱体混凝土试件在单向轴压下的典型应力-应变曲线如图 1.2.12 所示。

当压应力从零升到最高应力的一半时，曲线为直线。在最高应力时的应变约为 0.002，越过最高应力，产生应变软化，应力随着应变的增长而下降。从图 1.2.12 还可以看出，随着强度的提高脆性的特征越加明显。

3. 约束混凝土来改善延性

当混凝土的压应力达到单向抗压强度时，由于内部开裂的发展，其横向变形显著加快。如果横向设有封闭式箍筋、螺旋筋等密排横向钢筋，它将对混凝土施加一个约束反力，限制混凝土的横向变形，提高混凝土的承载力和极限变形能力，并将大大改善混凝土高应变时的应力-应变性质，吸收与耗散地震能量的能力也相应增大。

图 1.2.13 为用螺旋式或矩形钢箍加强的混凝土应力-应变曲线。由于螺旋式钢箍沿试件四周提供了连续的侧限压力，因而有效地约束了混凝土。提高了混凝土的变形性能及吸收与耗散地震能量的能力。

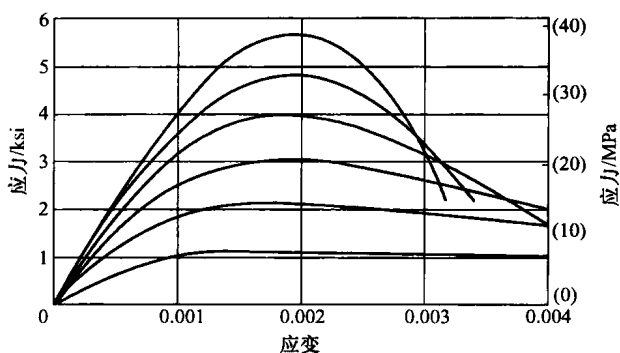


图 1.2.12 单向轴压力下混凝土的应力应变曲线

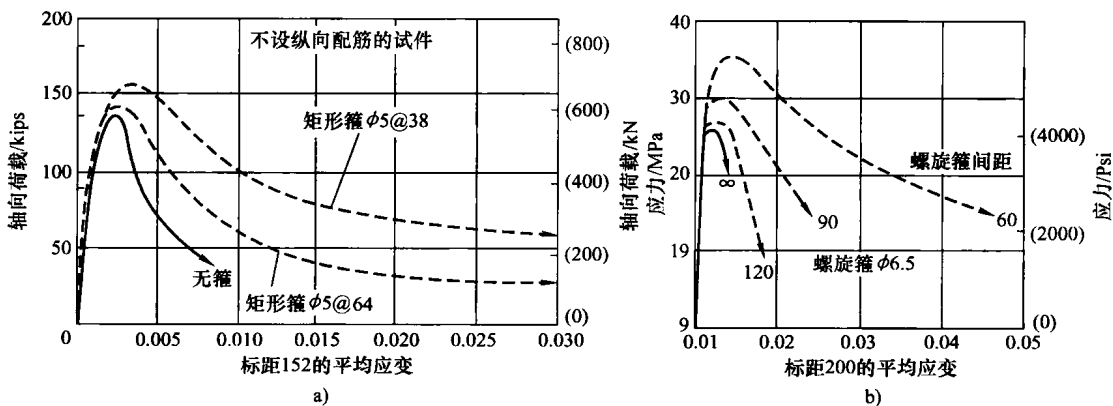


图 1.2.13 受约束的混凝土试件的轴向变形

a) 边长为 108mm 的混凝土立方体 b) $\phi 150$ mm 的混凝土圆柱体

箍筋对混凝土延性的贡献大小，取决于箍筋的形式和体积配箍率。不同形式的箍筋对核心区混凝土的约束作用是不相同的，螺旋箍筋对核心区混凝土产生均匀分布的侧向压力，使混凝土处于三向受压状态；矩形箍筋只对角隅处混凝土产生有效约束，侧面混凝土有外凸的趋势，约束作用降低（图 1.2.14）。因此配有螺旋箍筋的构件，其延性好于配有矩形箍筋的构件。

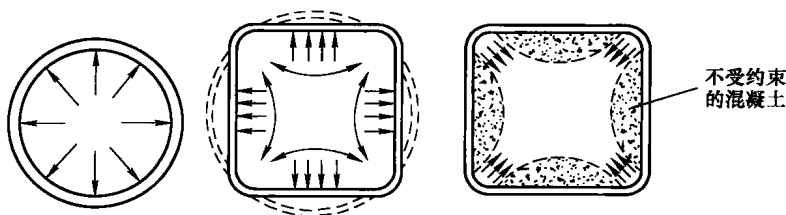


图 1.2.14 矩形箍筋的约束效应

4. “强混凝土弱筋”

比较钢筋和混凝土二种材料的变形性能,钢材的延性远好于混凝土。故要保证钢筋混凝土构件有良好的延性,必须使构件的破坏先是由钢筋强度不足而引起,即要做到“强混凝土弱筋”;同时还要尽可能提高混凝土的变形性能,即应配置能横向约束混凝土的封闭式箍筋。

(四) 构件的延性

混凝土结构的构件主要是指:框架梁、框架柱、梁柱节点、剪力墙的墙肢和连梁五类构件,先讨论前三类。

1. 框架梁

(1) 框架梁的弯曲破坏

图 1.2.15 表示钢筋混凝土框架梁的实测抗力 M —变形 θ 关系,作用在两端的反对称弯矩为 M ,梁端的转角为 θ 。

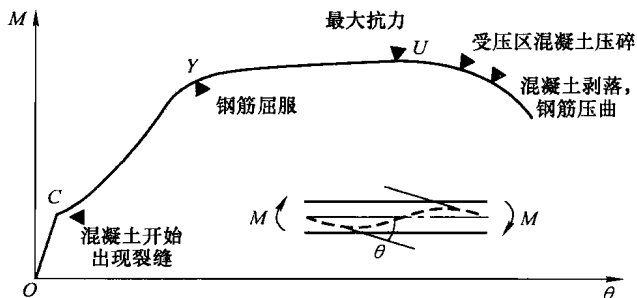


图 1.2.15 梁端弯矩-转角 ($M-\theta$) 关系

在曲线 OC 段,梁受弯之初,混凝土尚未出现裂缝。 C 点以后,梁弯矩大的地方,混凝土开始出现裂缝,梁刚度下降。这时,配筋率低的梁,刚度下降快。弯矩继续增大后,混凝土裂缝间距加密,宽度加大。至 Y 点,受拉钢筋屈服,曲线坡度开始渐趋平缓,然后抗力稍有上升,至 U 点达到极限,受压区混凝土碎裂,梁抗力开始下降。然后受压钢筋外包混凝土剥落,受压钢筋压屈,梁达到破坏。

梁承受的弯矩,在受拉钢筋达到屈服前,大致是与转角变形成比例增加;而屈服以后,弯矩几乎不再增加,但塑性转角变形还在增大,直到受拉钢筋过分拉长,受压区混凝土压碎,受压钢筋压曲。从梁端弯矩-转角关系图可以看出该框架梁有很好的延性。

图 1.2.15 所述梁的纵向钢筋是在适筋梁范围内,当纵向钢筋配筋过高时属超筋梁,从图 1.2.16 的弯矩-转角关系图可以看出,超筋梁是属于脆性破坏,因纵筋数量太多,钢筋受力不大,构件破坏时纵筋尚未屈服,由梁顶混凝土压碎导致破坏,故延性很低。《建筑抗震设计规范》采用控制最大配筋率来避开超筋破坏。当纵向钢筋配筋过低属少筋梁时,从图 1.2.16 的弯矩-转角关系图可以看出,少筋梁亦是属于脆性破坏,因破坏是由梁截面受拉区混凝土开裂引起的,因纵向钢筋太少,无能力承担原由拉区混凝土承担的拉力,拉区混凝土开裂和纵筋拉断同时发生,延性也很低,《建筑抗震设计规范》采用控制最小配筋率来避开少筋破坏。

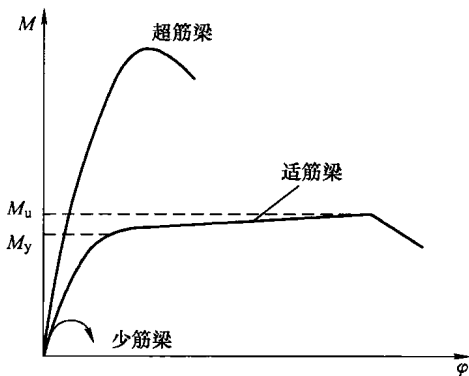


图 1.2.16 超筋梁、适筋梁、少筋梁

图 1.2.17 给出了在适筋梁范围内三根不同配筋率梁的弯矩-曲率试验曲线。从图中曲线可以看出,随着纵筋配筋率的提高,混凝土相对受压区高度 ξ 增大,截面延性降低。低配筋试件 L3-1 的相对压区高度很小,这时弯矩-曲率曲线能保持相当长度的水平段,然后才缓慢下降,故延性很好;高配筋试件 L3-6 的相对压区高度不小,弯矩达峰值后,弯矩曲率曲线很快下降,故延性较差;从这组试验可以看出,梁的延性和相对压区高度有关。

图 1.2.18 给出了不同相对受压区高度 ξ 条件下框架梁延性比变化规律的系统试验研究结果,纵坐标表示曲率延性比 μ_ϕ 、横坐标为相对受压区高度 ξ 。试验结果表明框架梁的变形能力

随相对受压区高度 ξ 增大而急剧降低，在相对受压区高度 $\xi \leq 0.3$ 的情况下延性比是相当好的。在周期反复荷载下的曲率延性系数 μ_ϕ 大于单调加载时的数值。

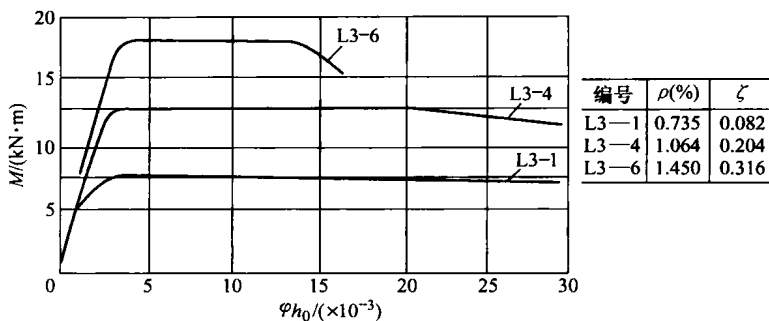


图 1.2.17 不同配筋率梁的弯矩-曲率试验曲线

混凝土受压区配置受压钢筋，可以减小相对受压区高度，改善构件延性，图 1.2.19 讨论了这个问题。试件 L3-6、L3-8 配置相同数量的受拉钢筋，试件 L3-6 未配压筋，试件 L3-8 配置了压筋，受压钢筋配筋率为 $\rho' = 0.223\%$ ，由相应的弯矩-曲率曲线比较可知，配置压筋的试件的延性明显优于未配压筋的试件。故《建筑抗震设计规范》对压筋的配置数量进行了控制。

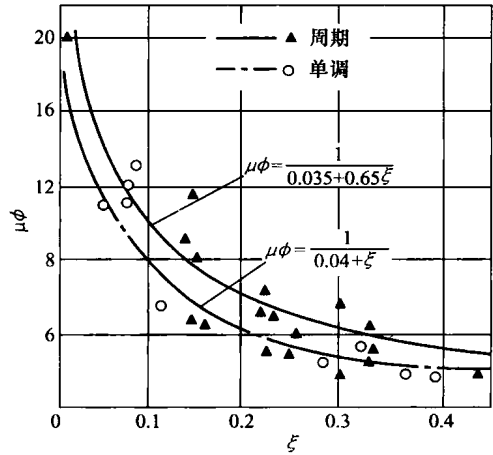


图 1.2.18 相对受压区高度 ξ 与曲率延性比 μ_ϕ 的关系曲线

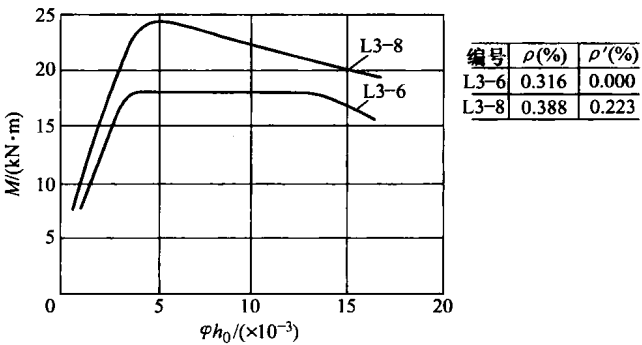


图 1.2.19 受压钢筋对延性的影响

(2) 框架梁的剪切破坏

图 1.2.20 表示一钢筋混凝土框架梁的实测抗力 V —变形 θ 关系，作用在两端的剪力为 V ，梁端的转角为 θ ，剪跨比为 1.0，三种配箍情况，即配箍率分别为 0、0.6%、1.0%。

从图 1.2.20 可知：

- 1) 当不配置箍筋 ($\rho_w = 0\%$) 时，发生剪切破坏，没有延性。
- 2) 当配置足够多的箍筋 ($\rho_w = 1.0\%$) 时，发生弯曲破坏，有足够的延性。
- 3) 当配置的箍筋不够多 ($\rho_w = 0.6\%$) 时，还是发生剪切破坏，延性较差。