

ACI318M-05



# 美国混凝土结构建筑规范和注释

ACI 318M-05 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY

# 混凝土结构设计规范

## 前言

这份文件的规范部分包括使用在建筑上的混凝土结构的设计和施工以及在非建筑结构上的适用部位。

其中包括：图纸和施工说明；检验；材料；耐久性要求；混凝土质量，搅拌和浇筑；模板；内置管道；施工缝；配筋；分析和设计；强度和适用性；弯曲和轴向荷载；剪切和扭转；钢筋的锚固和连接；楼板系统；墙；基础；预制混凝土；组合受弯构件；预应力混凝土；壳体和折板式构件；现有结构的强度评估；抗震设计；结构素混凝土；支撑和联系模型（附录 A）；替代设计（附录 B）；反复荷载和强度折减系数（附录 C）；和混凝土的锚固（附录 D）。

工程使用材料的质量和检验必须参照适当的美国材料与试验协会标准的规格。钢筋的焊接必须参照适当的美国国家标准协会或美国焊接协会标准。

本规范作为一般建筑规范的参考，而且过去的版本已经在这一方面广泛的使用。本规范是以一种特定的格式写成的，从而使得它参考的部分无须以规范的语言来描述。因此，这本规范没有包括任何背景的详细描述，执行规范要求的建议以及规范的目的。而规范的注释部分则是为此目的而服务的。为了强调给出新的或者修订规定的解释，协会对于规范的一些看法也在注释里有所讨论。而规范中引用的大多数研究数据则是为了广大使用者更详细的学习、参考之用。同时，其他的一些关于执行规范要求的建议性文件也被引用到规范中。

关键字：外加剂；骨料；锚固（结构的）；梁柱框架；横梁（支承）；建筑规范；水泥；冬期施工；柱（支承）；组合应力；组合结构（混凝土和钢）；组合结构（混凝土）；抗压强度；混凝土施工；混凝土；混凝土板；施工缝；连续性（结构的）；伸缩缝；保护层；养护；深梁；挠度；图则；抗震结构；预埋设备管道；弯矩；楼面；折板；基础；模板（施工）；框架；暑期施工；检查；分隔缝；接缝（连接处）；搁栅；轻型混凝土；荷载（力）；荷载试验（结构的）；材料；搅拌；配合比；弹性模量；构件；钢管柱；管道；浇筑；素混凝土；预制混凝土；预应力混凝土；预应力钢材；质量控制；钢筋混凝土；钢筋；屋顶；适用性；抗剪强度；剪力墙；壳体（结构类）；跨度；规格；拼接；强度；强度分析；应力；结构分析；结构混凝土；结构设计；结构整体性；T 型梁；扭转；墙体；水；焊接钢丝配筋。

ACI 318M-05 按照美国混凝土协会的标准化程序在 2004 年 10 月 27 日作为该协会的标准取代了 ACI 318M-02。ACI 318M-05 是 ACI 318-05 的完整的补充。

美国混凝土协会的报告书，指南，标准做法以及注释都是为了引导规划，设计，实施，和检验施工。这本注释主要是为那些能胜任评价其内容以及建议的重要性和局限性，以及能承担其包括材料应用方面责任的人之用。美国混凝土协会否认任何有关法定原理的所有责任。该协会不应应对任何损失或者破坏负责。注释的参考资料

不应作为合同文件。如果建筑师或者工程师希望把注释中的条款作为合同文件的一部分，那么工程师或建筑师在引入条款时应用法定语言重新报表。

版权所有 2005 美国混凝土协会

保留所有权包括复制和使用任何形式或方法使用，包括用任何摄影程序制造复件，或用任何电子或机械设备打印的，书面的，口述的，或录音，视觉产品或任何知识方面运用或检索系统或设备，除非得到版权所有者的允许才可进行复制。



## 目录

序 .....	1
第 1 章 一般规定 .....	3
1.1—范围 .....	3
1.2—图纸和施工说明 .....	8
1.3—检查 .....	9
1.4—特殊设计方法或施工方法的审批 .....	11
第 2 章 符号与定义 .....	13
2.1—规范符号 .....	13
2.2—定义 .....	19
第 3 章 材料 .....	26
3.1—材料试验 .....	26
3.2—水泥 .....	26
3.3—集料 .....	26
3.4—水 .....	27
3.5—金属配筋 .....	28
3.6—外加剂 .....	32
3.7—材料储存 .....	32
3.8—本规范引用的标准 .....	33
第 4 章 耐久性要求 .....	37
4.1—水灰比 .....	37
4.2—冻融环境 .....	37
4.3—暴露于硫酸盐环境 .....	39
4.4—钢筋的防腐 .....	40
第 5 章 混凝土的质量、配制和浇筑 .....	42
5.1—概述 .....	42
5.2—混凝土配合比的选择 .....	43
5.3—以现场试验和（或）试拌配料 .....	43
5.4—没有现场经验和实验室试验的条件下配制混凝土 .....	48
5.5—抗压强度平均值的折减 .....	48
5.6—混凝土的评估和验收 .....	48
5.7—设备和浇注场地的准备 .....	52
5.8—混凝土搅拌 .....	53
5.9—运输 .....	53
5.10—浇注 .....	54
5.11—养护 .....	55
5.12—冬季要求 .....	56

5.13—夏季要求 .....	56
<b>第6章 模板、预埋管道和施工缝 .....</b>	<b>57</b>
6.1—模板的设计 .....	57
6.2—模板、支撑的拆除和重新支撑 .....	57
6.3—埋入混凝土内的导管和管道 .....	59
6.4—施工缝 .....	60
<b>第7章 钢筋细节 .....</b>	<b>62</b>
7.1—标准弯钩 .....	62
7.2—最小弯曲直径 .....	62
7.3—弯曲 .....	63
7.4—钢筋的表面状况 .....	63
7.5—钢筋的布置 .....	64
7.6—钢筋的间距极限 .....	65
7.7—钢筋的混凝土保护层 .....	66
7.8 — 柱的专门配筋细节 .....	69
7.9 — 钢筋连接 .....	70
7.10 — 受压构件的横向钢筋 .....	70
7.11 — 受弯构件的横向钢筋 .....	73
7.12 — 收缩钢筋和温度钢筋 .....	73
7.13 — 结构整体性要求 .....	75
<b>第8章 结构分析和设计——一般性考虑 .....</b>	<b>77</b>
8.1 —设计方法 .....	77
8.2 —荷载 .....	77
8.3—分析方法 .....	78
8.4—连续受弯构件负弯矩重分配 .....	80
8.5—弹性模量 .....	81
8.6 —刚度 .....	81
8.7—跨度 .....	82
8.8—柱 .....	82
8.9—活荷载布置 .....	82
8.10 —T形梁结构 .....	83
8.11—小梁楼板结构 .....	84
8.12—楼面面层 .....	85
<b>第9章 强度及使用性要求 .....</b>	<b>86</b>
9.1— 一般规定 .....	86
9.2— 规定强度 .....	86
9.3— 设计强度 .....	88
9.4— 钢筋的设计强度 .....	91
9.5— 挠度控制 .....	92

<b>第 10 章 弯曲和轴向荷载</b>	99
10.1—范围	99
10.2—设计假定	99
10.3—一般原则和要求	101
10.4—受弯构件横向支撑的间距	103
10.5—受弯构件的最小配筋面积	103
10.6—梁与单向板中的受弯钢筋的分布	104
10.7—深梁	107
10.8—受压构件的设计尺寸	107
10.9—受压构件的钢筋限制	108
10.10—受压构件的长细度影响	109
10.11—放大弯矩——通常情况	110
10.12—放大弯矩——无侧移框架	113
10.13—放大弯矩——有侧移框架	117
10.14—支撑板系的轴向受载构件	120
10.15—通过楼盖体系传递柱荷载	120
10.16—组合受压构件	121
10.17—承压强度	124
<b>第 11 章 剪力和扭转</b>	125
11.1—抗剪强度	125
11.2—轻质混凝土	128
11.3—非预应力构件混凝土提供的抗剪强度	129
11.4—预应力构件混凝土提供的抗剪强度	130
11.5—抗剪钢筋提供的剪力	133
11.6—扭矩的设计	137
11.7—摩擦抗剪	148
11.8—深梁	152
11.9—牛腿和支托的专门规定	153
11.10—墙的专门规定	156
11.11—竖向传递的弯矩	158
11.12—板和基础的专门规定	158
<b>第 12 章 钢筋的连接和锚固</b>	168
12.1—钢筋锚固的一般规定	168
12.2—受拉变形钢筋和钢丝的锚固	169
12.3—受压变形钢筋的锚固	171
12.4—钢筋束的锚固	172
12.5—受拉标准弯钩的锚固	172
12.6—机械锚固	174
12.7—受拉焊接变形钢丝网的锚固	174
12.8—受拉焊接光面钢丝网的锚固	175
12.9—预应力钢筋的锚固	175

12.10—受弯钢筋的锚固———般规定	177
12.11—正弯矩钢筋的锚固	180
12.12—负弯矩钢筋的锚固	181
12.13—腹部钢筋的锚固	182
12.14—钢筋的接头———般规定	184
12.15—受拉变形钢筋和钢丝的接头	185
12.16—受压变形钢筋的接头	188
12.17—柱专门连接的要求	189
12.18—受拉焊接变形钢丝网的连接	191
12.19—受拉焊接光圆钢丝网的连接	191
<b>第13章 双向板体系</b>	<b>193</b>
13.1—范围	193
13.2—定义	194
13.3—板筋	194
13.4—板内开洞	197
13.5—设计过程	198
13.6—直接设计法	200
13.7—等效框架法	205
<b>第14章 墙</b>	<b>210</b>
14.1—范围	210
14.2—概述	210
14.3—最小配筋	210
14.4—墙接受压构件设计	212
14.5—经验设计法	212
14.6—非承重墙	213
14.7—墙作为基础梁	213
14.8—细长墙的比较设计方案	214
<b>第15章 基础</b>	<b>216</b>
15.1—范围	216
15.2—荷载与反力	216
15.3—基础支撑圆形和规则多边形柱或基座	216
15.4—基础力矩	217
15.5—基础中的剪应力	217
15.6—基础中钢筋的应用	218
15.7—最小基础深度	219
15.8—在柱, 墙或带有钢筋的基底底部传递力	219
15.9—斜坡式或阶梯式基础	221
15.10—联合基础和浮筏基础	221
<b>第16章 预制混凝土</b>	<b>222</b>
16.1—范围	222

16.2—概述 .....	222
16.3—构件中力的分配 .....	223
16.4—构件设计 .....	223
16.5—结构的整体性 .....	224
16.6—连接和承载力设计 .....	225
16.7—混凝土浇筑后的预埋件 .....	226
16.8—标记与识别 .....	227
16.9—加工 .....	227
16.10—预制结构的强度评定 .....	228
<b>第 17 章 组合混凝土受弯构件 .....</b>	<b>229</b>
17.1—范围 .....	229
17.2—总体设计 .....	229
17.3—临时支撑 .....	229
17.4—垂直抗剪强度 .....	230
17.5—水平抗剪强度 .....	230
17.6—传递水平剪力的拉杆 .....	231
<b>第 18 章 预应力混凝土 .....</b>	<b>232</b>
18.1—范围 .....	232
18.2—总述 .....	233
18.3—设计假定 .....	234
18.4—受弯构件的可靠性要求 .....	235
18.5—预应力钢筋的允许应力 .....	238
18.6—预应力损失 .....	238
18.7—受弯承载力 .....	240
18.8—受弯构件的钢筋规定 .....	241
18.9—有粘结力钢筋的最小用量 .....	242
18.10—超静定预应力混凝土结构 .....	244
18.11—轴向受压与同时受弯的构件 .....	245
18.12—板系 .....	245
18.13—后张法中预应力筋的锚固区 .....	246
18.14—单股钢绞线或单根 16mm 直径钢筋的锚固区设计 .....	251
18.15—多股钢绞线锚固区设计 .....	253
18.16—无粘结预应力钢筋的防腐 .....	253
18.17—后张法预应力筋孔道 .....	254
18.18—有粘结力钢筋的灌浆 .....	254
18.19—预应力钢材的保护 .....	256
18.20—预应力的施加与量测 .....	256
18.21—后张法的锚具和连接件 .....	256
18.22—体外后张法 .....	257
<b>第 19 章 壳体和折板 .....</b>	<b>259</b>
19.1—范围和定义 .....	259

19.2—分析和设计 .....	261
19.3—材料的设计强度 .....	263
19.4—壳体钢筋 .....	263
19.5—施工 .....	265
<b>第 20 章 已建结构强度评估 .....</b>	<b>266</b>
20.1—强度评估—概要 .....	266
20.2—所需尺寸和材料性质的确定 .....	267
20.3—荷载检验法 .....	268
20.4—荷载标准 .....	268
20.5—验收标准 .....	269
20.6—低荷载等级的规定 .....	270
20.7—安全 .....	270
<b>第 21 章 抗震设计的专门规定 .....</b>	<b>271</b>
21.1—定义 .....	271
21.2—一般规定 .....	273
21.3—特殊抗力矩框架的受弯构件 .....	278
21.4—特殊抗力矩框架的压弯构件 .....	281
21.5—特殊抗力矩框架的节点 .....	286
21.6—预制混凝土特殊抗力矩框架 .....	289
21.7—特种钢筋混凝土结构墙及连梁 .....	291
21.8—预制混凝土的特种结构墙体建造 .....	296
21.9—结构隔板和桁架 .....	297
21.10—基础 .....	300
21.11—无侧向承载反力系统杆件的设计 .....	302
21.12—框架跨中弯矩的要求 .....	304
21.13—跨间预制结构墙 .....	308
<b>第 22 章 素混凝土结构 .....</b>	<b>309</b>
22.1—范围 .....	309
22.2—边界 .....	309
22.3—连接件 .....	310
22.4—设计方法 .....	310
22.5—设计强度 .....	311
22.6—墙 .....	312
22.7—基础 .....	313
22.8—基座 .....	315
22.9—预制构件 .....	315
22.10—抗震结构中的素混凝土 .....	315
<b>附录 A 拉压杆模型 .....</b>	<b>317</b>
A.1—定义 .....	317
A.2—拉压杆模型设计步骤 .....	323



A. 3—压杆强度	324
A. 4—拉杆强度	327
A. 5—节点区强度	328
附录 B 钢筋砼和预应力钢筋砼压弯构件的备用条款	331
B. 1—范围	331
附录 C 荷载与强度的折减系数	337
C. 1—概述	337
C. 2—需要强度	337
C. 3—设计强度	338
附录 D 混凝土的锚固	342
D. 1—定义	342
D. 2—范围	344
D. 3—一般要求	345
D. 4—锚件强度的一般要求	347
D. 5—承受拉力荷载时的设计要求	352
D. 6—关于剪力的设计要求	359
D. 7—剪力和拉力的相关性	365
D. 8—防止劈裂破坏的边缘距离, 间距和厚度的要求	365
D. 9—锚的安装	367
附录 E 钢筋表	369
附录 F 国际单位制, 米千克单位制, 美国习惯单位制在数值上的等价关系	371

# 序

美国混凝土协会的建筑规范以两边专栏的格式发表，其中规范发表在左边专栏里，相关的注释发表右边专栏。为了进一步区别规范和注释文件的不同，其中的规范用 Helvetica 字体印刷，和本段文字相同的字体。

这段文字以罗马字体印刷，所有解释部分的文字都用罗马字体这种字体印刷。为了进一步和规范有所区别，解释部分文字有关数字的前面都有字母 R 开头。

页边空白处的竖行的文字反应了与以前的翻译版本的变动和改变。符号和严格地编辑方面的改变没有在竖行的文字中反应出来。

注释探讨了委员会 318 关于进一步发展混凝土结构建筑规范要求中的条款 (ACI318M-05)。以下简称为规范或 2005 规范。对那些可能还不熟悉新规范或一些已经修订的条款做好解释工作是一件重要的事情。另外，为了使得现在的注释独立于以前对规范的一些条款所做的修订和编辑，注释文字也包含在了文件当中。对规范的有关细部的条款的注释在下面相应的章节和部分将有说明。

解释部分文字没有打算提供了有关 ACI 建筑规范的发展历史过程，也没有打算提供了详细的摘要关于委员会为了阐述先前的规范做了重新调查数据研究。然而，一些相关的研究数据包含在了注释中提供给那些想深入研究规范的人。

就像规范的名字一样，“结构混凝土建筑规范要求”意味着可以作为建筑规范被部分合理的采用，同时它在形式和本质上也与那些提供了详细说明、推荐的实验操作、完整的设计程序和设计帮助的文件有所不同。

规范大概包括了所有的一般建筑结构体系，不过是巨型还是小型的都涉及到了。与以前版本的规范相比对特殊建筑结构新规范要求更加要严格，这应该是需要的吧。规范和注释不能取代合理的设计知识、经验和设计人员的判断能力。

一部建筑规范仅仅提出了最低的基本要求来保证公众健康和安。这部规范也是以此为主旨的。对任何结构而言，结构设计人员都要求材料和结构的性能要高于规范的最低要求来保证公众的安全。然而，低于规范的标准是不允许的。

注释引导人们去关注其他一些文件，那些文件提供了执行规范要求和意图的一些建议。这些文件和注释不包含在规范中。

这部规范没有法律效力，除非它被那些具有管理权力去管理建筑设计和结构设计的政府部门采用。如果被政府部门采用，虽然规范没有法律效力但可以作为设计的参考。

规范给合法的指定的建筑政府部门或他们指定的代表提供了建立设计和结构能接受的最低标准的依据。规范和

注释不是意味着去确定开发商、工程师、建筑师、承包商或承包商机构、转包商、材料供应商、测试结构等之间的责任。因此规范不能确定各方在正常的合同中的合同责任。完全参照规范的规定来进行设计应该避免，因为承包商很少能承担起具体设计和结构自身要求的责任，这些都要求设计者有详尽的设计方面的专业知识。然而建筑承包商总是把建筑设计和建筑责任这二者混为一谈。总的来说，制图、说明书和合同文件都需要严格符合规范必须的要求。部分地，这些要求可以参照相关工程规范中的一些特殊规范来完成。其他一些 ACI 出版物，比如“混凝土结构规范” (ACI301) 是专门为结构合同文件而编写的。

希望人们通过对规范的一些独立条款做一些测试和证明实验来检测其结果，并与规范做比较看其是否一致。正是为了这个目的，一些机构比如预制（预应力）混凝土协会、后张法预应力协会和国际复合混凝土协会等在做一些相关证明实验。一些个人的证明工作也在一些结构中开展，比如 美国混凝土协会、后张法预应力协会、混凝土钢结构加固协会的环氧树脂熔化结合涂覆器项目等。另外，一些机构测试和检查结构使用材料的性能的标准规定说明 (ASTM E 329-03) 文件详细规定了做测试和检查实验所需要的条件。(ASTM—美国材料试验协会)

关于规范必需品运用的设计参考材料见如下材料。设计辅助工具可以从赞助组织获取。

设计辅助工具

“美国混凝土协会设计手册”，ACI 委员会 340，出版物 SP-17(97)，美国混凝土协会，法明顿，1997 版 482 页（提供了用强度理论方法设计偏心受荷柱的一些图纸和表格。提供了一些在工程上设计和分析混凝土双向板的一些设计帮助。设计帮助规定了选择板的厚度和必要的对变形的控制以及保证足够的抗剪和抗弯能力。）

“ACI 大样图指南 2004”，ACI 委员会 315，出版物 SP-66(04)，ACI，法明顿，2004 版 212 页（提供了准备工程图纸，特定的大样图和画出钢筋在混凝土结构中位置的一些推荐方法和标准。划清了个阶段工程师和钢筋构造工的详细责任。）



“混凝土耐久性设计指南”，ACI 委员会 201，ACI，法明顿，1992 版 41 页（描述了几种特定型号的混凝土的老化。其中还包括一个老化以及特定混凝土构成的要求，还考虑到混凝土混合物的质量，结构的制造者，暴露环境的体制的讨论。本规范的 R4.1.1 部份对氯离子多少的研究介于 ACI201.2R92 和规范之间。）

“停车场的结构耐久性设计指南”，ACI 委员会 362，ACI，法明顿，1997 版 47 页。（概括了进行停车场的结构设计耐久性设计的一些信息及停车建筑结构的构造和保护。）

“钢筋混凝土协会手册”，钢筋混凝土协会，绍姆堡，2002 年第九辑 648 页（提供了结构元素以及板系统设计的查询表格。设计例子是用来说明承重板的基础和应用。梁，方形、圆柱和矩形柱，单向板，单向托梁的设计数据可以直接从表格中找到。双向板的查询表格包括平钢板，平钢筋混凝土伴板和悬臂板。基础设计部分提供了方形基础，扩展基础，桩基础，地下连续墙的设计参考表格。其他的设计辅助工具是针对裂缝控制，钢筋锚固以及搭接连接。）

“钢筋的锚固和连接”，钢筋混凝土协会，绍姆堡，1997 年第四辑 100 页（提供了一些在接合加固上的实践。搭接连接，机械连接，焊接连接都进行了介绍。设计数据列举出来说明钢筋的锚固和搭接连接。）

“结构焊接钢丝标准做法手册”，焊丝强度协会，哈特福德，2001 年四月第六辑 38 页（描述了焊接连接材料，给出术语和焊丝的大小重量。列出了专业的，固定的和手工的界限。书有最新的规范要求是规范对焊丝的影响。还给出了发展和接合长度的表格。手册里有习惯的单位还有公制的单位。）

“结构焊接钢丝详细指南”，钢丝钢筋协会，哈特福德，CT. 1994, 252 页。（以现在的技术手册为基础研究更新）这本指南另外包括 ACI 318 规定和设计辅助工具，还包括：单面和双面板钢筋焊接加固详细指南、预制或预应力混凝土组成、梁和柱、墙体铸件以及楼面板中。另外，有关于高强钢筋的面积和间距的加固效果与传统加固方法的比较图表。

“钢筋混凝土柱的强度设计”，波兰特水泥协会，Skokie, IL 1978 年，48 页（提供了柱设计表格，荷载以千磅为单位加载，混凝土强度 5000 千磅每平方英寸，柱强度等级 60，设计实例其中也有包含。PCA 设计表格没有考虑强度因  $\phi$  的降低，在应用这个手册的时候要考虑  $M_u/\phi$  和  $P_u/\phi$  的影响。）

“PCI 设计手册—预制和预应力混凝土”，预制/预应力混凝土协会，芝加哥，IL1999 第五辑 630 页（提供普通工业建筑，设计者设计以及分析预制和预应力混凝土构件和结构的新的可用的资料。提供设计辅助工具和实例。）

“预制和预应力混凝土连接的设计和详图”，预制/预应力混凝土协会，芝加哥，IL1988 年第二辑 270 页（结构上和建筑上的成果以及很多大样图都可以在这找到新的可用的信息。也提供设计辅助工具及实例。）

“后张法指南”，后张法协会，菲尼克斯，AZ1990 第五辑 406 页（提供综合全面的后张法系统，说明，以及设计帮助结构概念。）

# 第 1 章 一般规定

## 规范

### 1.1—范围

**1.1.1** 一本规范对一切结构的钢筋混凝土结构构件的设计和施工提供最低要求，这些结构是按法定房屋建筑总规范的规定建造的，本规范是房屋建筑总规范的一部分。在缺乏房屋建筑规范的地区，本规范规定设计和施工的最低标准。

对于结构混凝土， $f_c'$  不应该低于 17MPa。 $f_c'$  只有在受特殊规范规定限制时才能应用其最大值。

## 注释

### R1.1—范围

美国混凝土学会“钢筋混凝土房屋建筑规范（ACI 318M-05）”以下简称为规范，对结构混凝土设计或施工提出了最低要求。

本规范对过去的标准“2002 年的混凝土结构设计规范”进行了修订。这个标准包括一份所用于结构上的混凝土（素混凝土和钢筋混凝土）的规则文件。结构混凝土这个术语指的是所有用于结构上的素混凝土和钢筋混凝土。混凝土在结构上的应用范围从不加钢筋的混凝土到含有非预应力钢筋的混凝土、预应力钢筋混凝土或者组合型钢混凝土或组合钢管混凝土。结构素混凝土的要求在第二十二章有所介绍。

在钢筋混凝土的定义中包括预应力混凝土。本规范中的规定除了那些已指明专门用于非预应力混凝土者外均可用于预应力混凝土。

抗震结构的设计和构造细节的专门规定在第 21 章中有所阐述，见 1.1.8。

在 1999 年的规范和更早的版本中，附录 A 包括了一种交替的设计工作荷载（不包括荷载系数）和许用工作应力下的非预应力钢筋混凝土构件的方法。替代设计法比强度设计法更加谨慎一些。1999 年规范中的替代设计法在本规范的合适部分有所应用。

附录 A 中包括荷载间断或突变的部位的设计规定。

附录 B 包括配筋率不得超过  $0.75 \rho_b$ ，强度折减系数  $\phi$  的确定，和弯矩重分配这些在多年的规范中都有的规定，其中包括 1999 年的规范。这些规定适用于钢筋混凝土和预应力混凝土构件。当附录 B 的规定在他们整体中应用时，使用附录 B 的规定的的设计同使用规范主体部分的设计同样是可接受的。

## 规范

**1.1.2**—本规范补充房屋建筑总规范，并控制支配所有有关结构混凝土设计和施工的问题，但凡是本规范与法定房屋建筑总规范有矛盾的地方除外。

**1.1.3**—凡是本规范与本规范所参照的其他标准中的要求有矛盾的地方，本规范控制支配所有有关设计、施工、和材料性能问题。

**1.1.4**—对于特种结构，比如拱、容器、储液池、料仓及谷仓、抗爆结构物以及烟囱等，本规范的中适用的条文同样有效。见 22.1.2

## 注释

附录 C 允许使用 1999 年规范第九章中给出的极限设计荷载组合。

附录 D 包括关于混凝土锚固的规定。

**R1.1.2**—美国混凝土学会建议本规范作为一个整体来采用；无论如何，当本规范作为法定房屋建筑总规范的一部分时，房屋建筑总规范可以修正本规范的某些规定。

**R1.1.4**—本规范不包括涉及特殊设计和施工问题的某些特种结构，然而规范许多条文，比如混凝土质量和设计原则，对于这些结构是适用的。对于一些特殊结构的设计和施工的详细建议在以下的美国混凝土协会的出版物中给出：

“钢筋混凝土烟囱的设计和施工”，ACI 307 委员会发表[1.1]。（给出了圆形现浇钢筋混凝土烟囱材料、施工、和 design 的要求。它列出钢筋混凝土烟囱设计的最小荷载以及包含了确定在这些荷载下产生的钢筋和混凝土中应力的方法。）

“储存粒状材料的钢筋混凝土筒仓和堆积筒的设计和施工标准”，ACI 313 委员会发表[1.2]。（给出了储存粒状材料的料仓，谷仓，斗仓和板仓的材料、设计、和施工要求。它包括在筒仓设计与施工实验和分析研究加上全世界范围经验的基础上建议的设计与施工准则。）

“环境工程混凝土结构”，ACI 350 委员会发表[1.3]。（给出了混凝土水箱，蓄水池以及其他通常用于水厂和污水处理厂的结构的材料、设计和施工方面的建议，污水处理厂需要密实，并且高度抗腐蚀的抗渗混凝土。重点放在结构设计中将开裂可能性降至最小以及适应振动设备及其它特殊荷载的。混凝土的配合比，浇筑，养护，和抗腐蚀也有叙述。接缝间距和设计得到特别注意。）

“核安全混凝土结构规范”，ACI 349 委员会发表[1.4]。（提出了成为核电站一部分并具有核安全有关功能的混凝土结构设计和施工的最低要求。本规范不包括反应堆堆芯压



## 规范

### 1.1.7—钢模板面板中的混凝土

**1.1.7.1**—浇筑在固定非组合钢模板面板中的结构混凝土板的设计和施工受本规范的控制。

**1.1.7.2**—浇筑在固定组合钢模板面板中的结构混凝土板的设计和施工在本规范中没有指出。使用在这些板中的混凝土应该参照本规范中从第 1 章到第 7 章的适当的规定。

### 1.1.8—用于抗震的专门条款

**1.1.8.1**—在地震危险度比较低的区域，或抗震性能要求或设计等级低的结构，第二十一章的规定不应被应用。

**1.1.8.2**—在中等或地震危险度高的区域，或要求中等的或高的震动性能和设计等级的结构，应该满足第 21 章的规定，见 21.2.1。

## 注释

### R1.1.7—钢模板面板中的混凝土

在钢结构中，在钢模板面板中浇筑混凝土楼面板是一般的经验。在所有的情况下，面板是起到了模板的作用，在部分情况下，是起到了附加结构功能的作用。

**R1.1.7.1**—钢模板面板的最基本应用是作为模板，混凝土的最基本应用是其结构功能，因此，钢筋和混凝土应设计成能承受所有附加荷载。

**R1.1.7.2**—普遍使用的钢模板面板的其它类型利用了混凝土和钢面板的组合作用。在这种结构中，钢面板起到了正弯矩钢筋的作用。“组合楼板的结构设计标准”（ANSI/ASCE 3）[1.11]规定了组合的钢面板楼板的设计。无论如何，ANSI/ASCE 3 关于组合装配部位的混凝土的设计和施工参考了美国混凝土结构设计规范的合适的部分。组合钢面板楼板的施工准则在“组合楼板的施工和检验的标准作法”（ANSI/ASCE 9）[1.12]中给出。

### R1.1.8—用于抗震的专门条款

用于抗震的专门条款在 1971 年 ACI 房屋建筑规范的附录 A 中首次提出，在 1977 年的规范中不加修正的继续沿用。这些规定原本只打算应用于位于高发地震区域的钢筋混凝土结构。

为了包括关于位于中度地震区域的某些抗震体系的新的要求在 1983 年的规范中这些专门条款被大量修订。在 1983 年的规范中，这些专门条款被放到了第 21 章。

**R1.1.8.1**—位于地震危险度比较低的区域的结构，或抗震性能要求或设计等级低的结构不需专门的设计或细部构造；本规范正文的一般要求应用于钢筋混凝土结构配合比选择和构造。318 委员会的目的是按本规范的正文的规定配置混凝土结构可以有足够的抗低烈度地震延性水平。

**R1.1.8.2**—对于位于中等地震危险度的结构，或要求中等的震动性能或设计等级的结构，为承受地震效应，相应的钢筋混凝土延性框架需要一些专门的配筋细节，具体细则见 21.12，这些专门细节只用于在设计中已确定了地震力的框架（梁、柱、和板）。特殊的配筋将起到提供合适的塑性状态等级的作用，如果结构遭受这样烈度的地震时可

## 规范

**1.1.8.3**—一个地区的地震危险度等级，或一个结构的抗震性能或设计等级应该根据合法的适当的房屋建筑总规范制定，本规范只是房屋建筑总规范的一般分，或者由地方当局决定。

## 注释

以在非弹性状态下工作。第 21 章没有对现浇承重墙抗震，或其他结构的非抗水平力系统的部分的结构构件的要求，这些结构位于中等地震危险度地区，或要求中的抗震性能或设计等级。对于抗地震力的大型墙板，在 21.13 中有板间连接或板与基础间连接的特殊要求的详细说明。现浇承重墙应该按照第 1 章到第 18 章和第 22 章的规定设计配合比，这些规定考虑结构在达到预计的侧移程度时有足够的韧性。

对于位于高地震危险度的区域，或要求的抗震性能或设计等级高的结构，所有水平抗力系统部分的建筑构件包括基础（除了素混凝土在 22.10.1 中介绍）应该满足从 21.2 到 21.10 的要求。另外，在设计中没有被假定为水平抗力系统部分的框架构件应该遵守 21.11 的要求。第 21 章的特殊的配合比和构造要求是为了给整体式钢筋混凝土或预制混凝土结构提供充分的韧性使其在剧烈的地震运动下可以非弹性地工作。也可以见 R21.2.1。

**R1.1.8.3**—地震危险度等级（地震区域图）和抗震性能或设计等级是由一般建筑规范而不是美国混凝土结构设计规范决定的。为了使术语和美国使用的典型建筑规范的最晚的版本相一致 1999 年版的混凝土结构设计规范对它们进行了改变。例如，短语“抗震性能或设计等级”的引进。在过去的十年里，在美国的建筑规范中已经表达过的地震危险度等级的确定方法已经改变了。在那以前它们已经作为震动区方面的典型方法。1991 NEHRP[1.15]基础上的“BOCA 国家建筑规范”(NBC)[1.13]和“标准建筑规范”(SBC)[1.14]的最新的版本表示危险度是地面摇动的预期强度的函数，这里的摇动不仅是在坚硬岩石上的而且要考虑占地的性质和结构的使用。结构抗震性能类别（SPC）的确定可以参照两个项目，这两个项目依次规定了不同等级的结构的构造要求。2000 年和 2003 年版本的“国际建筑规范”（IBC）[1.16]，[1.17]和 2003 年的 NFPA5000“建筑施工和安全规范”[1.18]也考虑了在分配地震危险度时地面运动的放大效应。在 IBC 和 NFPA 的规范下每一种结构分配了一个地震设计类别（SDC）。在 SDC 的个别用途中，它规定了构造要求的不同等级。表格 R1.1.8.3 表明了低、中、高地震危险度这些已经在规范的个别版本中使用的术语和在美国使用的分配危险度的不同的方法的关联，这些方法是由不同的典型建筑规范，ASCE 7 标准，和 NEHRP 的建议条文规定的。

规范

注释

表格 R1.1.8.3—在典型规范中的与地震有关的术语的相互关系

规范，标准，或资源文献和版本	地震危险度等级或分配的抗震性能或设计等级在规范部分的定义		
	低 (21.2.1.2)	中 (21.2.1.3)	高 (21.1.1.4)
IBC2000,2003;NFPA 5000,2003;ASCE 7-98,7-02;NEHRP 1997,2000	SDC <sup>※</sup> A, B	SDC C	SDC D,E,F
BOCA 国家建筑规范 1993, 1996, 1999 版，标准建筑规范 1994, 1997, 1999 版；ASCE 7-93, 7-95;NEHRP 1991,1994	SPC <sup>▽</sup> A, B	SPC C	SPC D,E
统一建筑规范 1991, 1994, 1997 版	地震区域 0, 1	地震区域 2	地震区域 3, 4

SDC<sup>※</sup>=在规范，标准，或资源文献中定义的地震设计类别  
SPC<sup>▽</sup>=在规范，标准，或资源文献中定义的地震性能类别

房屋建筑总规范中地震荷载和地震区域是缺少的，318 委员会这样的目的是地方权威（工程师，地质学家，和建筑规范制定者）应该决定地震设计的特殊规定的合适的需要和应用。地震的地面运动图或区域图，例如 1.17,1.19 和 1.20 中的建议，是与相关的地震危险度相适合的。

R1.2—图纸和施工说明

R1.2.1—图纸准备和施工说明的规定一般上应该和大部分的房屋建筑总规范相一致，是这些规范的补充材料。

本规范列出了一些应该被包括在设计图纸、大样、或施工说明中较重要的资料项目。本规范没有包罗一切项目清单，建筑管理当局可以需要一些附加项目。

1.2—图纸和施工说明

1.2.1—所有结构混凝土施工的设计图纸、典型大样以及施工说明均应具备注册工程师或注册建筑师的签章。这些图纸、大样、和施工说明应表明：

- (a) 设计所遵守的规范及附件的名称及颁发日期；
- (b) 设计中使用的活载和其他荷载；
- (c) 结构物的每一部分在各规定龄期或各施工阶段，混凝土的规定抗压强度；
- (d) 钢筋的规定强度或等级；
- (e) 所有结构构件、钢筋和锚具的尺寸和位置；
- (f) 由于徐变、收缩、和温度引起的尺寸变化所采取的措施；
- (g) 预加力的大小和位置；
- (h) 钢筋的锚固长度和搭接头的位置和长度；
- (i) 钢筋的机械接头和焊接接头的类型和位置；



## 规范

- (j) 第 22 章规定的素混凝土中伸缩缝或隔离缝的大样和位置;
- (k) 后张时混凝土的最小抗压强度;
- (l) 后张预应力钢筋施加应力的程序;
- (m) 说明, 当架空平板作为结构隔断时, 见 21.10.3.4。

**1.2.2**—当建筑管理局认为需要, 设计计算书应与图纸一并存档。当使用计算机程序时, 可将设计假定和经过鉴定的输入输出数据代替计算书。计算可用模型分析作为补充。

**1.2.3**—所谓建筑管理局系指有权管理和执行本规范的人员或其它指定的当局或其授权的代表。

### 1.3—检查

**1.3.1**—混凝土结构的验收应该符合法律认可的规范要求。在缺少某一项验收要求时, 混凝土结构应该由工程师或建筑师或是能胜任的代表进行检验。

## 注释

**R1.2.2**—备有证明文件的计算机计算结果可代替手工计算。所需输入和输出资料的程度范围将按各建筑管理局的专门要求而变化。然而, 当设计师用计算机程序时, 通常只需要基于数据。这就应该包括足够的输入和输出数据和其他的资料以便建筑管理局进行详细的检查和与使用其它程序或人工计算的结果相比较。关于构件指定, 应用的荷载, 和有效跨度的输入数据应该被确定。相关的输出数据应该包括构件指定和剪力、弯矩、和跨上关键部位的反力。对于柱的设计, 在输出中的适当场合要包括弯矩增大系数。

本规范允许模型分析作为结构分析和设计计算的补充而使用。模型分析的文件应该和相关的数一起被提供。模型分析应该被在这种技术上有经验的工程师或建筑师运行。

**R1.2.3**—建筑管理局这个词在许多房屋建筑总规范中用, 是指管理和执行房屋建筑规范条文者。然而, 象建筑委员或建筑检察员这些词都是名称上的变化。ACI 房屋建筑规范中用的这个词建筑管理局性包括这些变化以及其它意义相同的词。

(陈柯)

### **R1.3—检查**

混凝土结构的质量主要取决于施工的质量。只有在结构工作状况良好的情况下, 最好的材料和设计才能发挥其作用。有必要利用检查来保证结构与设计图纸和建筑规范相一致。结构的合理工作是依靠施工的, 即在容许范围内准确的表示设计和符合规范要求。检验的技术指标可以从规范上获得, 例如 ACI 混凝土结构验收规范。

**R1.3.1**—在结构检验过程中, 可以考虑由负责工程设计的工程师进行指导。因为, 负责工程设计的人员通常是最有资格决定结构是否与施工文件相一致。在这种做法不可行时, 结构检验应该通过其他专业设计人员进行, 或者通过已经证明有能力完成检查的机构做适当的施工检查。



## 规范

**1.3.2**—检查员应该确保工程的实际施工情况与设计图纸和规范相一致。除了在有其他专门的法律允许采用的建筑规范时，验收记录应该包括以下内容：

- (a) 混凝土中各种材料的质量等级和应用比例及混凝土的强度；
- (b) 安装、拆除模板和重新安装模板；
- (c) 浇筑混凝土和安装锚具；
- (d) 混合，浇筑和保养混凝土；
- (e) 安装连接预制构件的顺序；
- (f) 张拉预应力钢筋；
- (g) 作用在已经完成的地面，结构构件或是墙体上的任何不可忽略的建筑荷载；
- (h) 工程的整体进程；

## 注释

有资质的验收员应该具有进行验收资格，并按照 ACI 验收员规程，即混凝土专业验收员规程来记录混凝土的施工情况，包括混凝土的预制，浇筑和浇筑后的保养及施工情况证来建立他们的资质。

当进行独立检验与设计者无关时，负责工程的设计人员至少应该监督检验，并且观察施工以检验是否正确执行了设计要求。

在某些管辖区域，法律对执行一定检查职能的人制定了和专门的注册登记或许可手续。地方建筑规或建筑管理局应作校核以确定在某一特定管辖区域内是否存任何这种要求。

检验报告应该及时分发到业主、负责设计的工程师、承包商、相关的分包商、相关的供应商和建筑规范的执行人员，由这些相关的人员来鉴定工程是否达到要求，是否需要校正工作。

验收职责和验收的级别的要求应该在合同中首先提出，该合同是由业主、建筑工程师、结构工程师、承包商和验收员之间签订的。同时应该提供适当的经费来确保验收工作和仪器的必要应用。

**R1.3.2**—在验收过程中，规范并不意味着验收员应该监督施工。而是受委托的验收单位应该按照需要的频率巡视工程，观察在不同施工阶段的施工情况，从而确保已经完成的部分符合合同要求和规范要求。巡视的频率至少应该能够提供每个施工阶段必要信息，可能是一天多次或是多天一次。

验收决不能脱离合同，应该遵守计划和规范，同时提供各个施工阶段的材料质量与数量记录和施工质量的记录。验收员应该提供他们认为足够多的数据用以判断施工质量和数量是否符合合同文件；通过可行的途径来策划施工进度来获得想要的结果；以此来判断相关系统提出的模板是否合适。（尽管承包商的责任是设计和建造适合的模板的形式并把他就位，直到安全拆模为止）检验钢筋绑扎是否合理；检验应用的混凝土强度等级，浇筑和保养是否正确；检验为了确保质量的试验是否按照规范进行的。

规范叙述了在其应用范围内结构验收的最低标准。这个最

## 规范

**1.3.3**—在环境温度降到  $4^{\circ}\text{C}$  以下，或是上升到  $35^{\circ}\text{C}$  以上时，需要记录混凝土的温度，同时要记录混凝土浇筑和养护过程中保护工作的记录。

**1.3.4**—在 1.3.2 和 1.3.3 中要求负责验收的建筑工程师或结构工程师在工程全部结束后将验收记录至少保留两年。

**1.3.5**—对于特殊重要的框架结构，在地震频发的地区，或给定了较高的地震作用或较高的地区类别，框架结构需要承受地震荷载。此时，钢筋和混凝土的绑扎和浇筑验收应该由有资格的验收员来进行。验收员应该在负责结构设计的工程师的指导下进行验收工作，或者是在有能力指导验收的工程师的指导下进行，这些工程师必须有能力指导在地震频发的地区，或给定了较高的地震作用或是给定了较高的地区类别，框架结构需要承受地震荷载的验收工作。

### 1.4—特殊设计方法或施工方法的审批

在此规范范围内的任何设计或施工方法的提出者，这种方法的合适性已被成功的使用或已被分析或试验所表明是正确的，但这种方法并不符合或并未列入本规范，有权

## 注释

低标准不是建筑规范，所以任何使用建筑规范的人在验收过程中，如果有附加的要求需要满足，那么应该采用比法定规范更高的标准。

美国混凝土协会 311.1.21 已经说明，验收步骤和混凝土验收标准已经在“混凝土验收手册”给出。（手册首先给出的关于混凝土结构的步骤，为业主、结构工程师和建筑工程师在设计验收计划时服务。）

混凝土验收的详细方法 ACI311 委员会发表的 ACI 混凝土检查手册中给出【1.12】。（叙述了普遍认为好用的检查混凝土的施工方法。打算作为规程的补充以及作为规程未包括的内容指南。）

**R1.3.3**—环境温度是混凝土直接暴露的外界环境的温度。在这个阶段中，尽管在搅拌和浇筑过程中应该实际测量混凝土混合物的温度，但是验收中取混凝土温度为接近于混凝土表面温度的大气温度。

**R1.3.4**—验收记录要求写成工作日记的形式，以防以后发生有关结构或构件的功能或安全问题，也可要求证明工作过程的照片。

在施工全部完成之后，验收记录至少要保留两年。工程完成是指业主接受工程的时间或颁发占有证书的日期，以两个日期中较晚者为准。房屋建筑总规范或其他法律认可的规则可能要求保留更长的时间。

**R1.3.5**—这部分工作的目的是，对于重要的框架结构，通过有资质从事这项工作的个人验收来确保特殊的细节要求合理有效地完成。验收员的资质是由强制执行基本建筑规范立法机构来认可的。

### **R1.4**—特殊设计方法或施工方法的审批

新的设计方法、新材料使用在明确地列入规范之前必须经历一个发展阶段。因此，加入得不到获得认可地手段，则好的方法可能被纠缠不用。

规范

向建筑管理局或是建筑管理局所指定的审查组提出设计所依据的资料。审查组应该由能胜任的工程师组成，并且有权对所提资料进行审核，要求进行试验，并有权对此设计或施工方法制定符合本规范意图的管理条文。上述条文经建筑管理局批准并公布之后，与本规范条文有同等效力。

注释

在这部分研究内容范围之内，对于特殊的系统，应该由审查组提出特殊的方法，专门的试验、荷载系数、挠度限制和其它相应的要求，并且要符合规范。

这部分内容的条款不用于按照 1.2.2 来进行增补计算模型试验，也不适用于第 20 章现有结构物的强度鉴定。

## 第2章 符号与定义

## 规范

## 2.1—规范符号

下面所列出的条款是用于规范和作为注释需要的。

$a$  = 等效矩形应力区的高度, mm, 见第10章10.2.7.1。

$a_v$  = 剪跨, 作用在连续梁或悬臂梁上的集中荷载到任意支座表面的距离, mm, 第11章, 附录A。

$A_b$  = 单根钢筋或钢丝的截面积,  $\text{mm}^2$ , 第10, 11章。

$A_{brg}$  = 柱头或锚固螺栓的受力面积,  $\text{mm}^2$ , 附录D。

$A_c$  = 验算水平剪力时的接触面积,  $\text{mm}^2$ , 第11章。

$A_{cf}$  = 双向板在框架交叉点处的薄板梁带的总横截面积,  $\text{mm}^2$ , 第18章。

$A_{ch}$  = 结构构件上下外层横向钢筋外表面之间的横截面积, 第10, 21章。

$A_{cp}$  = 混凝土横截面周长所包围的面积,  $\text{mm}^2$ , 见11.6.1, 第11章。

$A_{cs}$  = 杆柱体系中柱的一端的横截面积, 沿垂直于柱轴线的方向测量,  $\text{mm}^2$ , 附录A。

$A_{ct}$  = 弯曲受拉边与毛截面重心轴之间的横截面积,  $\text{mm}^2$ , 第18章。

$A_{cv}$  = 由腹板厚度和截面在剪力作用方向上的长度, 构成的混凝土截面的净面积,  $\text{mm}^2$ , 第21章。

$A_{cw}$  = 单个支墩或水平墙肢承受剪力的横截面积,  $\text{mm}^2$ , 第21章。

$A_f$  = 承受设计力矩的牛腿或支托中的钢筋面积,  $\text{mm}^2$ , 见11.9, 第11章。

$A_g$  = 混凝土截面总面积, 对于空心截面, 不包括孔洞部分的面积, 见11.6.1, 第9-11, 14-16章, 第21、22章, 附录B、C。

$A_h$  = 牛腿或支托中平行于受拉钢筋的抗剪钢筋的面积,  $\text{mm}^2$ , 见11.9, 第11章。

$A_j$  = 节点的有效截面面积, 该有效截面平行于节点内形成剪力的钢筋平面,  $\text{mm}^2$ , 见21.5.3.1, 第21章。

$A_l$  = 承受扭矩的纵向钢筋的总面积,  $\text{mm}^2$ , 第11章。

$A_{l,min}$  = 承受扭矩的纵向钢筋的最小面积, 见11.6.5.3, 第11章。

$A_n$  = 牛腿或支托承受拉力 $N_{uc}$ 的钢筋的面积,  $\text{mm}^2$ , 见11.9, 第11章。

$A_{nz}$  = 节点区的面积, 或者是通过节点区的截面面积,  $\text{mm}^2$ , 附录A。

$A_{Nc}$  = 单锚具或群锚的喷射混凝土的无效面积, 应用于计算受拉强度,  $\text{mm}^2$ , 见D.5.2.1, 附录D。

$A_{Nco}$  = 在不受边到边距离或空间限制时, 单锚具或群锚的喷射混凝土的无效面积, 应用于计算受拉强度,  $\text{mm}^2$ , 见D.5.2.1, 附录D。

$A_o$  = 剪力流包围的总面积,  $\text{mm}^2$ , 第11章。

$A_{oh}$  = 最外层横向抗扭钢筋中线所包围的面积,  $\text{mm}^2$ , 第

## 注释

11章。

$A_{ps}$  = 抗弯受拉区预应力钢筋面积,  $\text{mm}^2$ , 第18章, 附录B。

$A_s$  = 纵向非预应力受拉钢筋面积,  $\text{mm}^2$ , 第10-12章, 第14、15、18章, 附录B。

$A_s'$  = 纵向受压钢筋面积,  $\text{mm}^2$ , 附录A。

$A_{sc}$  = 牛腿或支托中受抗主筋的面积,  $\text{mm}^2$ , 见11.9.3.5, 第11章。

$A_{se}$  = 锚具的有效横截面积,  $\text{mm}^2$ , 附录D。

$A_{sh}$  = 在距离 $s$ 范围 $\rho$ 内垂直于 $b_c$ 的横向钢筋的总横截面积,  $\text{mm}^2$ , 第21章。

$A_{si}$  = 穿过柱的第 $i$ 层钢筋在长度中的外层钢筋总的表面积, 钢筋与柱轴线的角度为 $\alpha_i$ ,  $\text{mm}^2$ , 附录A。

$A_{s,min}$  = 抗弯钢筋的最小面积,  $\text{mm}^2$ , 见10.5, 第10章。

$A_{st}$  = 纵向钢筋的总面积,  $\text{mm}^2$ , 第10、21章。

$A_{sx}$  = 在一个组合截面中, 结构的型钢、钢管、或钢筒的面积,  $\text{mm}^2$ , 第10章。

$A_t$  = 在间距 $s$ 范围内, 抗扭封闭箍筋一个肢的面积,  $\text{mm}^2$ , 第11章。

$A_{tp}$  = 柱中预应力钢筋的面积,  $\text{mm}^2$ , 附录A。

$A_{tr}$  = 通过钢筋的裂缝发展的势能面上, 长度 $s$ 上横向钢筋的总横截面积,  $\text{mm}^2$ , 第12章。

$A_{ts}$  = 柱中未张拉钢筋的面积,  $\text{mm}^2$ , 附录A。

$A_v$  = 在间距 $s$ 范围内受剪钢筋箍的面积,  $\text{mm}^2$ , 第11、17章。

$A_{vc}$  = 单锚具或群锚的喷射混凝土的无效面积, 应用于计算剪力强度,  $\text{mm}^2$ , 见D.6.2.1, 附录D。

$A_{vco}$  = 在不受应力集中影响, 不受空间限制, 不受构件厚度限制时, 单锚具或群锚的喷射混凝土的无效面积, 应用于计算剪力强度,  $\text{mm}^2$ , 见D.6.2.1, 附录D。

$A_{vd}$  = 用斜钢筋连接的梁中, 每一组斜钢筋的总面积,  $\text{mm}^2$ , 第21章。

$A_{vf}$  = 磨擦抗剪钢筋面积,  $\text{mm}^2$ , 第11章。

$A_{vh}$  = 在间距 $s_2$ 范围内, 平行于受拉抗弯钢筋的抗剪钢筋的面积,  $\text{mm}^2$ , 第11章。

$A_{v,min}$  = 在间距 $s$ 范围内, 抗剪钢筋的最小面积,  $\text{mm}^2$ , 11.5.6.3和11.5.6.4, 第11章。

$A_1$  = 受荷载面积,  $\text{mm}^2$ , 第10、22章。

$A_2$  = 最大截头体底面积, 该截头体有全部在支撑内的圆锥体、棱锥体或楔形体, 该截头体顶面积即为受荷载面积, 每边斜率为竖直向上1比水平向2,  $\text{mm}^2$ , 第10章。

$b$  = 构件受压面宽度, mm, 第10章, 附录B。

$b_c$  = 核心柱横截面的长度, 横向钢筋组成的区域 $A_{sh}$ 上, 外层支柱的中心到中心距离, mm, 第21章。

$b_o$  = 板和基础中抗剪临界截面的周长, mm, 见11.12.1.2,

第11、22章。

$b_s$  = 柱的宽度, mm, 附录A。

$b_t$  = 含有抗扭箍筋的那部分截面的宽度, 并且包括受扭箍筋直径, mm, 第11章。

$b_v$  = 验算水平剪力时接触面的横截面宽度, mm, 第17章。

$b_w$  = 腹板宽度, 或圆截面的直径, mm, 第10-12、21、22章, 附录B。

$b_1$  = 临界面 $b_o$ 的长度, 沿确定的弯矩作用方向测量, mm, 第13章。

$b_2$  = 临界面 $b_o$ 的长度, 沿垂直于 $b_1$ 的方向测量, mm, 第13章。

$B_n$  = 名义承载强度, N, 第22章。

$B_u$  = 名义计算荷载, N, 第22章。

$c$  = 受压最外边缘纤维到中性轴的距离, mm, 第9、10、14、21章。

$c_{ac}$  = 在已经安装锚具的未开裂混凝土中, 并且没有控制裂缝的附加钢筋的情况下, 普通混凝土破坏强度发展所需要的临界边距, mm, 见D.8.6, 附录D。

$c_{a,max}$  = 锚具轴中心到混凝土边缘的最大距离, mm, 附录D。

$c_{a,min}$  = 锚具轴中心到混凝土边缘的最小距离, mm, 附录D。

$c_{al}$  = 在同一方向上锚具轴中心到混凝土边缘的距离。在有剪力作用的情况下,  $c_{al}$ 是沿剪力作用方向测量的。在有拉力作用的情况下,  $c_{al}$ 取最小值, mm, 附录D。

$c_{a2}$  = 锚具轴中心到混凝土边缘的距离, 沿与 $c_{al}$ 垂直的方向测量, mm, 附录D。

$c_b$  = 取a)、b)较小值, a)、钢筋或钢丝中心到最近的混凝土表面的距离; b)、钢筋或钢丝间中心到中心的距离, mm, 第12章。

$c_c$  = 混凝土保护层厚度, mm, 见10.6.4, 第10章。

$c_t$  = 柱的内表面到板边缘的距离, 沿平行于 $c_1$ 方向测量, 但不包括 $c_1$ , mm, 第21章。

$c_1$  = 矩形或等效矩形柱、柱帽或牛腿的尺寸, 沿确定弯矩的跨度方向计算, mm, 第11、13、21章。

$c_2$  = 矩形或等效矩形柱、柱帽或牛腿的尺寸, 沿垂直于确定弯矩的跨度方向计算, mm, 第11、13章。

$C$  = 确定板和梁的抗扭性能的横截面常数, 见13.6.4.2, 第13章。

$C_m$  = 等效弯矩图与实际弯矩图的相关系数, 第10章。

$d$  = 极限受压纤维到纵向受拉钢筋重心的距离, 第7、9-12、14、17、18、21章, 附录esB、C。

$d'$  = 极限受压纤维到纵向受压钢筋重心的距离, 第9、18章, 附录C。

$d_b$  = 钢筋、钢丝或预应力钢绞线的标称直径, mm, 第7、12、21章。

$d_o$  = 锚具的外直径、柱帽、带头螺栓或带钩螺栓的外直径, mm, 见D.8.4, 附录D。

$d_o'$  = 在应用大尺寸锚具时,  $d_o$ 的定值, mm, 见D.8.4, 附录D。

$d_p$  = 极限受压纤维到预应力钢筋的距离, mm, 第11、18章, 附录B。

$d_{pile}$  = 基础中桩的直径, mm, 第15章。

$d_t$  = 极限受压纤维到最外层纵向受拉钢筋重心的距离, mm, 第9、10章, 附录C。

$D$  = 永久荷载, 或与其相应的内力矩及内力。第8、9、20、21章, 附录C。

$e$  = 自然对数的底, 第18章。

$e_h$  = J- or L-bolt柱的内表面到柱最外端的距离, mm, 附录D。

$e_N'$  = 作用在受拉锚具组上拉力合力作用点到受拉锚具组重心的距离,  $e_N'$ 总是正值, 附录D。

$e_V'$  = 作用在受同向剪力的锚具组上剪力的合力作用点到受同向剪力的锚具组重心的距离,  $e_V'$ 总是正值, 附录D。

$E$  = 地震荷载效应, 或与其相应的内力矩及内力。第9、21章, 附录C。

$E_c$  = 混凝土的弹性模量, MPa, 见8.5.1, 第8-10、14、19章。

$E_{cb}$  = 混凝土梁的弹性模量, MPa, 第13章。

$E_{cs}$  = 混凝土板的弹性模量, MPa, 第13章。

$EI$  = 受压构件的抗弯刚度,  $N\cdot mm^2$ , 见10.12.3, 第10章。

$E_p$  = 预应力钢筋的弹性模量, MPa, 见8.5.3, 第8章。

$E_s$  = 钢筋和型钢的弹性模量, MPa, 见8.5.2, 第8、10、14章。

$f_c'$  = 混凝土的抗压强度的设计值, MPa, 第4、5、8-12、14、18、19、21、22章, 附录es A-D。

$\sqrt{f_c}$  = 混凝土的抗压强度值的平方根, MPa, 第8、9、11、12、18、19、21、22章, 附录D。

$f_{ce}$  = 压杆或结点区混凝土的有效受压强度, MPa, 第15章, 附录A。

$f_{ci}'$  = 有初始预应力时混凝土的抗压强度设计值, MPa, 第7、18章。

$\sqrt{f_{ci}}$  = 在有初始预应力时混凝土的受压强度设计值的平方根, MPa, 第18章。

$f_{cr}'$  = 用于配合比选择所要求的混凝土的平均抗压强度, MPa, 第5章。

$f_{ct}$  = 轻骨料混凝土的平均劈裂抗拉强度, MPa, 第5、9、11、12、22章。

$f_d$  = 由永久荷载标准值产生的应力, 外荷载作用下截面产生拉应力的边缘纤维上, MPa, 第11章。

$f_{dc}$  = 卸载时的应力, 或是在混凝土中应力为零时预应力钢筋应力, 作用线与预应力钢筋重心在同一水平线上, MPa, 第18章。

$f_{pc}$  = 在承受外荷载横截面截面重心处混凝土的压应力(全部应力损失完成后), 如重心位于翼缘中时, 则为腹板与翼缘交接处的混凝土压应力, (对于组合构件, 是组合截面重心处的压应力合力, 如重心位于翼缘中时, 则为腹板与翼缘交接处的混凝土的总压应力, 此总压应力是预制构件单独承受的预应力和弯矩共同产生的), 第11章。

$f_{pe}$  = 在外荷载作用下产生拉应力截面纤维边缘上, 混凝土中仅由有效预应力产生的压应力(在允许的应力损失



完成后) MPa, 第11章。

$f_{ps}$  = 名义弯曲应力作用下预应力钢筋中的应力, MPa, 第12、18章。

$f_{pu}$  = 预应力钢筋抗拉强度设计值, MPa, 第11、18章。

$f_{py}$  = 预应力钢筋屈服强度设计值, MPa, 第18章。

$f_r$  = 混凝土破坏模量, MPa, 见9.5.2.3, 第9、14、18章, 附录B。

$f_s$  = 使用荷载作用下钢筋的计算拉应力, MPa, 第10、18章。

$f_s'$  = 计算荷载作用下受压钢筋中的应力, MPa, 附录A。

$f_{se}$  = 预应力钢筋的有效应力(在允许的应力损失完成后), MPa, 第12、18章, 附录A。

$f_t$  = 在使用荷载作用下, 应用全截面参数计算出的预压受拉区边缘纤维应力, MPa, 见18.3.3, 第18章。

$f_{uta}$  = 锚具用钢的抗拉强度设计值, MPa, 附录D。

$f_y$  = 钢筋屈服强度设计值, MPa, 第3、7、9-12、14、17-19、21章, 附录esA-C。

$f_{ya}$  = 锚固钢筋的屈服强度设计值, MPa, 附录D。

$f_{yt}$  = 横向钢筋的屈服强度设计值 $f_y$ , MPa, 第10-12、21章。

$F$  = 由液体的自重和压力产生的荷载, 或与其相应的力矩和内力, 其中液体的密度和液面的最大高度是可以控的, 第9章, 附录C。

$F_n$  = 柱、拉杆或节点区的名义强度, N, 附录A。

$F_{nn}$  = 节点区表面的名义强度, N, 附录A。

$F_{ns}$  = 柱的名义强度, N, 附录A。

$F_{nt}$  = 拉杆的名义强度, N, 附录A。

$F_u$  = 在拉压杆体系中, 作用在柱、拉杆、受力区或节点区计算力, N, 附录A。

$h$  = 构件的总厚度或高度, mm, 第9-12、14、17、18、20-22章, 附录esA、C。

$h_a$  = 已安装锚具的构件厚度, 沿平行于锚具轴线方向测量, mm, 附录D。

$h_{ef}$  = 锚具的有效埋置深度, mm, 见D.8.5, 附录D。

$h_v$  = 剪切键截面的总高度, mm, 第11章。

$h_w$  = 墙体从基础到顶部的高度, 或者是需要研究的隔肢高度, mm, 第11、21章。

$h_x$  = 箍筋支柱中心到中心的最大水平距离, mm, 第21章。

$H$  = 由土壤、土壤中的水或其它物质的重量和压力产生的荷载, 或与其相应的内力矩和内力。第9章, 附录C。

$I$  = 关于形心轴的截面惯性矩, mm<sup>4</sup>, 第10、11章。

$I_b$  = 梁的关于重心轴的截面惯性矩, mm<sup>4</sup>, 见13.2.4, 第13章。

$I_{cr}$  = 已开裂的换算成混凝土的截面惯性矩, mm<sup>4</sup>, 第9、14章。

$I_e$  = 用于计算挠度的有效惯性矩, mm<sup>4</sup>, 见9.5.2.3, 第9、14章。

$I_g$  = 关于重心轴的截面惯性矩, 不计钢筋面积, mm<sup>4</sup>, 第10章。

$I_s$  = 板的关于重心轴的截面惯性矩, 用于计算 $\alpha f$ 和 $\beta t$ , mm<sup>4</sup>, 第13章。

$I_{se}$  = 钢筋关于构件截面形心轴的惯性矩, mm<sup>4</sup>, 第10章。

$I_{sx}$  = 结构的型钢、钢管或对组合构件横截面关于重心轴的惯性矩, mm<sup>4</sup>, 第10章。

$k$  = 受压构件的有效长度系数, 第10、14章。

$k_c$  = 普通混凝土抗拉破坏强度折减系数, 附录D。

$k_{cp}$  = 撬起力折减系数, 附录D。

$K$  = 单位钢筋长度内管道粘动摩擦系数, 第18章。

$K_{tr}$  = 水平钢筋系数, 见12.2.3, 第12章。

$l$  = 梁或单向板的跨度, 悬臂梁突出部分的长度, mm, 见8.7, 第9章。

$l_a$  = 在支座处或反弯点处附加埋置入长度, mm, 第12章。

$l_c$  = 框架结构中的受压构件长度, 框架结构中节点中心之间的长度, mm, 第10、14、22章。

$l_d$  = 变形钢筋、变形钢丝、变形板件、变形焊接钢索或预拉钢绞线的锚固长度, mm, 第7、12、19、21章。

$l_{dc}$  = 受压的变形钢筋或钢丝的锚固长度, mm, 第12章。

$l_{dh}$  = 带有标准弯钩的受拉变形钢筋或钢丝的锚固长度, 从弯钩的最外端到临界截面(对于直端锚固的, 是临界截面到弯钩的起始端[切点]加上弯曲内半径和单根钢筋的直径), mm, 见12.5和21.5.4, 第12、21章。

$l_e$  = 锚具承受剪切荷载的长度, mm, 见D.6.2.2, 附录D。

$l_n$  = 净跨, 俩支座内表面之间的距离, mm, 第8-11、13、16、18、21章。

$l_o$  = 长度, 结构构件接触面间沿轴线的长度, 必须专门规定横向钢筋, mm, 章21

$l_{px}$  = 预应力钢筋张拉端到所研究点的距离, m, 见18.6.2, 第18章。

$l_t$  = 进行荷载试验的构件跨度, 双向板取短跨长度, 取a)、b)中的较小值。a)、支座中心之间的距离; b)、支座之间净跨与构件厚度之和。悬臂梁取支座面到悬臂梁端点距离的两倍, 第20章。

$l_u$  = 受压构件自由端长度, mm, 见10.11.3.1, 第10章。

$l_v$  = 剪切臂长, 从集中荷载的作用点到剪切键距离, mm, 第11章。

$l_w$  = 内墙的长度, 或剪力作用方向外墙的长度, mm, 第11、14、21章。

$l_1$  = 确定力矩方向的跨度, 支座中心之间的距离, mm, 第13章。

$l_2$  = 垂直于 $l_1$ 方向的跨度, 支座中心之间的距离, mm, 见13.6.2.3和13.6.2.4, 第13章。

$L$  = 活荷载, 或与其相应的力矩和内力, 第8、9、20、21, 附录C。

$L_r$  = 屋面活荷载, 或与其相应的内力矩和内力, 第9章。

$M$  = 使用荷载产生弯矩标准值的最大值, 包括 $P\Delta$ 的作用, N·mm, 第14章。

$M_a$  = 计算挠度采用的弯矩标准值的最大值, N·mm, 第9、14章。

$M_c$  = 用于设计受压构件的由于构件曲率引起的弯矩标准值扩大值, N·mm, 见10.12.3, 第10章。

$M_{cr}$  = 开裂弯矩, N·mm, 见9.5.2.3, 第9、14章。

$M_{cre}$  = 外荷载作用下截面上使截面产生弯曲裂缝的弯矩, N·mm, 第11章。

$M_m$  = 考虑轴向压力作用的计算弯矩修正值, N·mm, 见11.3.2.2, 第11章。

$M_{max}$  = 截面上计算弯矩最大值, N·mm, 第11章。

$M_n$  = 截面的名义抗弯强度, N·mm, 第11、12、14、18、21、22章。

$M_{nb}$  = 包括抗拉板部分的梁的名义抗弯强度, N·mm、见21.4.2.2, 第21章。

$M_{nc}$  = 产生最小挠度的框架柱的名义抗弯强度, 用于计算轴向力, 方向与侧向力一致, N·mm, 见21.4.2.2, 第21章。

$M_o$  = 整体的计算静矩, N·mm, 第13章。

$M_p$  = 剪切件截面的允许塑性弯矩强度, N·mm, 第11章。

$M_{pr}$  = 构件的可能弯曲强度, 大小取决于在接触面所采用构件的参数, 该接触面中纵向钢筋承受拉应力, 要求钢筋强度至少为 $1.25f_y$ , 同时采用钢筋强度折减系数 $\phi=1.0$ , N·mm, 第21章。

$M_s$  = 能够产生可见倾斜的荷载作用下的计算弯矩, N·mm, 第10章。

$M_{sa}$  = 使用荷载产生的弯矩标准值的最大值, N·mm, 第14章。

$M_{slab}$  = 与支座弯矩平衡的板计算弯矩, N·mm, 第21章。

$M_u$  = 截面的计算弯矩, N·mm, 第10、11、13、14、21、22章。

$M_{ua}$  = 水平计算荷载和纵向偏心荷载作用下产生的墙体截面弯矩, N·mm, 第14章。

$M_v$  = 剪切连接钢筋产生的抵抗弯矩, N·mm, 第11章。

$M_1$  = 受压构件端弯矩的较小值, 如果构件是单向弯曲则取为正值, 如果是双向弯曲则取负值, N·mm, 第10章。

$M_{1ns}$  = 在 $M_1$ 作用的一端, 在不产生可见侧移的荷载作用下, 受压构件的计算端弯矩, 用于框架的一阶弹性分析, N·mm, 第10章。

$M_{1s}$  = 在 $M_1$ 作用的一端, 在产生可见侧移的荷载作用下, 受压构件的计算端弯矩, 用于框架的一阶弹性分析, N·mm, 第10章。

$M_2$  = 受压构件的计算端弯矩的较大值, 总取正值, N·mm, 第10章。

$M_{2,min}$  =  $M_2$ 的较小值, N·mm, 第10章。

$M_{2ns}$  = 在 $M_2$ 作用的一端, 受压构件的计算端弯矩, 在不产生可见侧移的荷载作用下, 受压构件的计算端弯矩, 用于框架的一阶弹性分析, N·mm, 第10章。

$M_{2s}$  = 在 $M_2$ 作用的一端, 在产生可见侧移的荷载作用下, 受压构件的计算端弯矩, 用于一阶弹性框架的, N·mm, 第10章。

$n$  = 试验次数, 例如强度、钢筋、钢丝、单筋锚固、锚具或剪切臂等试验, 5、11、12、18章, 附录D。

$N_b$  = 在单独锚具的开裂混凝土中, 普通混凝土受拉破坏强度, N, 见D.5.2.2, 附录D。

$N_c$  = 永久荷载标准值和可变荷载标准值共同作用下, 混凝土中产生的拉力, N, 第18章。

$N_{cb}$  = 在单独锚具锚固条件下, 混凝土受拉破坏名义强度, N, 见D.5.2.1, 附录D。

$N_{cbg}$  = 在锚具组锚固条件下, 混凝土受拉破坏名义强度, N, 见D.5.2.1, 附录D。

$N_n$  = 名义抗拉强度, N, 附录D。

$N_p$  = 开裂混凝土中抗拉单独锚具的拉出强度, N, 见D.5.3.4和D.5.3.5, 附录D。

$N_{pn}$  = 在单独锚具锚固条件下, 名义拉出破坏强度, N, 见D.5.3.1, 附录D。

$N_{sa}$  = 在拉应力作用下, 单独锚具或锚具组的名义强度, 由钢筋强度控制, N, 见D.5.1.1和D.5.1.2, 附录D。

$N_{sb}$  = 单独锚具劈裂抗拉强度, N, 附录D。

$N_{sbg}$  = 锚具组劈裂强度, N, 附录D。

$N_u$  = 与 $V_u$ 或 $T_u$ 同时产生的截面轴向力标准值, 受压时取正, 受拉时取负, N, 第11章。

$N_{ua}$  = 作用于锚具或锚具组的计算拉力, N, 附录D。

$N_{uc}$  = 作用于牛腿或支托的水平设计拉力, 与 $V_u$ 同时产生, 受拉时取正, N, 第11章。

$p_{cp}$  = 混凝土截面外沿周长, mm, 见11.6.1, 第11章。

$p_h$  = 最外层水平受扭封闭钢筋中心线包围的周长, mm, 第11章。

$P_b$  = 受拉平衡的名义轴向力强度, N, 见10.3.2, 第9、10、附录esB、C。

$P_c$  = 临界反作用力, N, 见10.12.3, 第10章。

$P_n$  = 横截面名义轴向力强度, N, 第9、10、14、22、附录esB、C。

$P_{n,max}$  =  $P_n$ 的最大允许值, N, 见10.3.6, 第10章。

$P_o$  = 无偏心的轴向力名义强度, N, 第10章。

$P_{pj}$  = 张拉端预应力, N, 第18章。

$P_{pu}$  = 锚具的设计预应力, N, 第18章。

$P_{px}$  = 距离张拉端 $l_{px}$ 处的预应力值, N, 第18章。

$P_s$  = 设计截面(高度)处, 包含自重的轴向力标准值, N, 第14章。

$P_u$  = 设计轴力; 受压时取正, 受拉时取负, N, 第10、14、21、22章。

$q_{Du}$  = 每个单元面积承受的永久荷载设计值, 第13章。

$q_{Lu}$  = 每个单元面积承受的可变荷载设计值, 第13章。

$q_u$  = 每个单元面积承受的设计荷载, 第13章。

$Q$  = 楼层稳定系数, 见10.11.4, 第10章。

$r$  = 受压构件横截面回转半径, mm, 第10章。

$R$  = 雨荷载或与其相应的内力矩和内力, 第9章。

$s$  = 中心到中心的距离, 例如纵向钢筋, 横向钢筋, 预应力钢筋, 钢丝或锚具等, 第10-12、17-21章, 附录D。

$s_i$  = 邻近构件表面第 $i$ 层钢筋中心到中心的距离, mm, 附录A。

$s_o$  = 距离 $l_o$ 范围内, 水平钢筋中心到中心的距离, mm, 第21章。

$s_s$  = 样本标准差, MPa, 第5章, 附录D。

$s_2$  = 纵向抗剪钢筋或受扭钢筋中心到中心的距离, mm, 第11章。

$S$  = 雪荷载或与其相应的内力矩和内力, 第9、21章。

$S_e$  = 接触面上与可能的屈服位置一致的弯矩、剪或轴向力, 是建立在非弹性侧向变形理论基础之上的, 同时考虑

重力和地震荷载作用, 第21章。  
 $S_m$  = 截面弹性模量,  $\text{mm}^3$ , 第22章。  
 $S_n$  = 接触面上弯曲、剪力、轴向力的名义强度, 第21章。  
 $S_y$  = 接触面上的弯矩、剪力或轴力屈服强度, 是 $f_y$ 为基础的, 第21章。  
 $t$  = 空心截面墙体的厚度,  $\text{mm}$ , 第11章。  
 $T$  = 混凝土由于温度、徐变、收缩、不均匀沉降和伸缩的总影响, 第9章, 附录C。  
 $T_n$  = 名义扭矩,  $\text{N}\cdot\text{mm}$ , 第11章。  
 $T_u$  = 截面上设计扭矩,  $\text{N}\cdot\text{mm}$ , 第11章。  
 $U$  = 抵抗设计荷载或内力矩与内力的要求强度, 第9章, 附录C。  
 $v_n$  = 名义剪应力,  $\text{MPa}$ , 见11.12.6.2, 第11、21章。  
 $V_b$  = 在开裂混凝土中单独锚具锚固受剪条件下, 混凝土的破坏强度,  $\text{N}$ , 见D.6.2.2和D.6.2.3, 附录D。  
 $V_c$  = 混凝土提供的名义抗剪强度,  $\text{N}$ , 第8、11、13、21章。  
 $V_{cb}$  = 在单独锚具锚固受剪条件下, 混凝土的名义破坏强度,  $\text{N}$ , 见D.6.2.1, 附录D。  
 $V_{cbg}$  = 在锚具组锚固受剪条件下, 混凝土的名义破坏强度,  $\text{N}$ , 见D.6.2.1, 附录D。  
 $V_{ci}$  = 在剪力和弯矩共同作用下产生斜裂缝的情况下, 混凝土提供的名义抗剪强度,  $\text{N}$ , 第11章。  
 $V_{cp}$  = 单锚具条件下的混凝土撬起强度,  $\text{N}$ , 见D.6.3, 附录D。  
 $V_{cpg}$  = 锚具组条件下的混凝土撬起强度,  $\text{N}$ , 见D.6.3, 附录D。  
 $V_{cw}$  = 在腹板中产生斜裂缝的情况下, 混凝土提供的名义抗剪强度,  $\text{N}$ , 第11章。  
 $V_d$  = 在永久荷载标准值作用下截面上的剪力,  $\text{N}$ , 第11章。  
 $V_e$  = 与构件可能的弯矩发展相一致的剪力设计值,  $\text{N}$ , 见21.3.4.1和21.4.5.1, 第21章。  
 $V_i$  = 在外部荷载作用下产生的设计剪力, 与 $M_{max}$ 同时产生,  $\text{N}$ , 第11章。  
 $V_n$  = 名义剪力强度,  $\text{N}$ , 第8、10、11、21、22章, 附录D。  
 $V_{nh}$  = 名义水平剪力,  $\text{N}$ , 第17章。  
 $V_p$  = 构件纵向截面上有效预应力强度,  $\text{N}$ , 第11章。  
 $V_s$  = 抗剪钢筋提供的名义抗剪强度,  $\text{N}$ , 第11章。  
 $V_{sa}$  = 由钢筋强度控制的单独锚具或锚具组的名义抗剪强度,  $\text{N}$ , 见D.6.1.1和D.6.1.2, 附录D。  
 $V_u$  = 截面上的计算剪力,  $\text{N}$ , 第11-13、17、21、22章。  
 $V_{ua}$  = 作用在单独锚具或锚具组上的设计剪力,  $\text{N}$ , 附录D。  
 $V_{us}$  = 单层中的水平设计剪力,  $\text{N}$ , 第10章。  
 $w_c$  = 混凝土容重,  $\text{kg/m}^3$ , 第8、9章。  
 $w_u$  = 梁或单向板在单位长度上所承受的设计荷载, 第8章。  
 $W$  = 风荷载, 或与其相应的内力矩和内力, 第9章, 附录C。  
 $x$  = 矩形横截面短边长度,  $\text{mm}$ , 第13章。  
 $y$  = 矩形横截面长边长度,  $\text{mm}$ , 第13章。  
 $y_t$  = 毛截面形心轴到钢筋表面的距离, 忽略钢筋直径,  $\text{mm}$ , 第9、11章。

$\alpha$  = 确定钢筋方位的角度, 第11、21章。附录A。  
 $\alpha_c$  = 考虑混凝土作用墙体的剪力强度折算率, 见21.7.4.1, 第21章。  
 $\alpha_f$  = 梁各个侧面截面的抗弯刚度与受轴向邻近板的侧向束缚的板的宽度方向的抗弯刚度的比例, 见13.6.1.6, 第9、13章。  
 $\alpha_{fm}$  = 所有与板相接梁的 $\alpha_f$ 的平均值, 第9章。  
 $\alpha_{f1}$  =  $l_1$ 方向的 $\alpha_f$ 值, 第13章。  
 $\alpha_{f2}$  =  $l_2$ 方向的 $\alpha_f$ 值, 第13章。  
 $\alpha_i$  = 柱的轴线与穿过柱的第 $i$ 层钢筋的角度, 附录A。  
 $\alpha_{px}$  = 张拉端到所研究的点之间的纵向钢筋角度改变值, 第18章。  
 $\alpha_s$  = 用于计算板和基础中 $V_c$ 的常量, 第11章。  
 $\alpha_v$  = 剪力臂的抗弯刚度与组合板截面抗弯刚度的比值, 见11.12.4.5, 第11章。  
 $\beta$  = 双向板长边与短边的长度比值, 9.5.3.3和22.5.4; 柱的长边与短边比值; 反作用面的长边与短边比值, 见11.12.2.1; 基础长边与短边的比值, 见15.4.4.2, 第9、11、15、22章。  
 $\beta_b$  = 毛截面上所有钢筋与受拉钢筋的面积比值, 第12章。  
 $\beta_d$  = 弯矩的增大系数, 见10.11.1和10.13.6, 第10章。  
 $\beta_n$  = 在考虑节点区有效抗压强度时, 拉杆的有效锚固的系数, 附录A。  
 $\beta_p$  = 在预应力板中用于计算 $V_c$ 的系数, 第11章。  
 $\beta_s$  = 在考虑柱中混凝土的有效受压强度时, 用于考虑裂纹等对钢筋作用的系数, 附录A。  
 $\beta_t$  = 边梁截面的抗扭刚度与跨度相等的板宽度方向抗扭刚度的比值, 梁跨度是支座中心到中心的距离, 见13.6.4.2, 第13章。  
 $\beta_1$  = 与等效矩形受压构件中性轴长度有关的系数, 见10.2.7.3, 第10、18章, 附录B。  
 $\gamma_f$  = 在板柱连接处, 由弯曲传递的不平衡弯矩的一部分, 见13.5.3.2, 第11、13、21章。  
 $\gamma_p$  = 预应力钢筋类型系数, 见18.7.2, 第18章。  
 $\gamma_s$  = 用于确定基础地板中钢筋比例的参数, 见15.4.4.2, 第15章。  
 $\gamma_v$  = 在板柱连接处, 由偏心剪力传递的不平衡弯矩的一部分, 见11.12.6.1, 第11章。  
 $\delta_{ns}$  = 用于有防止侧向位移支撑的框架弯矩增大系数, 以反映受压构件两端之间构件的曲率的影响, 第10章。  
 $\delta_s$  = 用于没有防止侧向位移支撑的框架弯矩增大系数, 以反映侧向荷载和重力荷载引起的侧移影响, 第10章。  
 $\delta_u$  = 设计位移,  $\text{mm}$ , 第21章。  
 $\Delta_{fp}$  = 设计荷载作用产生的预应力钢筋应力增量,  $\text{MPa}$ , 附录A。  
 $\Delta_{fps}$  = 使用荷载作用下预应力钢筋的应力与卸载应力之差,  $\text{MPa}$ , 第18章。  
 $\Delta_o$  = 在横向荷载作用下, 应用框架的一阶弹性分析理论计算而得到的楼层底部和顶部的相对偏移值, 同时满足10.11.1要求的刚度值,  $\text{mm}$ , 第10章。  
 $\Delta_r$  = 加载试验或重复加载试验中, 初始弯曲及最终弯曲



(卸载后)的差值, mm, 章20。

$\Delta_s$  = 使用荷载作用下在中截面或中截面附近产生的最大偏移值, mm, 第14章。

$\Delta_u$  = 设计荷载在墙体中截面产生的偏移值, mm, 第14章。

$\Delta_1$  = 第一次荷载试验中的最大偏移值, mm, 见20.5.2, 第20章。

$\Delta_2$  = 在第二次荷载试验开始时, 测得的结构相应位置上的最大偏移值, mm, 见20.5.2, 第二十章。

$\varepsilon_t$  = 最外层纵向受拉钢筋名义应变, 不包括预应力、徐变、收缩和温度影响, 第8-10章, 附录C。

$\theta$  = 柱轴线, 受压斜杆, 活受压区与构件拉弦间的角度, 章11, 附录A

$\lambda$  = 与混凝土重度有关的修正系数, 第11、12、17-19章, 附录A。

$\lambda_d$  = 永久荷载作用下附加挠曲增量, 见9.5.2.5, 第9章。

$\mu$  = 摩擦系数, 见11.7.4.3, 第11章。

$\mu_p$  = 后张弯曲摩擦系数, 第18章。

$\xi$  = 永久荷载作用下的时间影响系数, 见9.5.2.5, 第9章。

$\rho$  =  $A_s$ 与 $bd$ 的比值, 即收拉钢筋配筋率, 第11、13、21章, 附录B。

$\rho'$  =  $A_s'$ 与 $bd$ 的比值, 即受压钢筋的配筋率, 第9章, 附录B。

$\rho_b$  =  $A_s$ 与 $bd$ 的比值, 即达到平衡时的配筋率, 见10.3.2, 第10、13、14章, 附录B。

$\rho_l$  = 纵向分布钢筋的面积与垂至于该钢筋的混凝土总面积的比值, 第11、14、21章。

$\rho_p$  =  $A_{ps}$ 与 $bd_p$ 的比值, 即预应力钢筋的配筋率, 第18章。

$\rho_s$  = 柱中螺旋钢筋的面积与螺旋钢筋包围的混凝土面积的比值(沿螺旋钢筋外边缘测量), 第10、21章。

$\rho_t$  = 水平分布钢筋的面积与垂至于该钢筋的混凝土总面积的比值, 第11、14、21章。

$\rho_v$  = 受拉钢筋面积与接触表面面积的比值, 见17.5.3.3, 第17章。

$\rho_w$  =  $A_s$ 与 $b_{wd}$ 的比值, 第11章。

$\phi$  = 强度折减系数, 见9.3, 第8-11、13、14、17-22章, 附录es A-D。

$\Psi_{c,N}$  = 锚具抗拉强度修正系数, 无论混凝土是否出现裂缝, 见D.5.2.6, 附录D。

$\Psi_{c,P}$  = 锚具抗拉强度修正系数, 无论混凝土是否出现裂缝, 见D.5.3.6, 附录D。

$\Psi_{c,V}$  = 锚具抗剪强度修正系数, 无论混凝土是否出现裂缝或混凝土中是否存在附加钢筋, 见D.6.2.7, 附录D。

$\Psi_{cp,N}$  = 在没有附加钢筋的情况下, 未开裂混凝土构件, 后张法中使用的锚具抗拉强度修正系数, 见D.5.2.7, 附录D。

$\Psi_e$  = 与钢筋保护层厚度有关的长度修正系数, 见12.2.4, 第12章。

$\Psi_{ec,N}$  = 在偏心荷载作用下, 锚具抗拉强度修正系数, 见D.5.2.4, 附录D。

$\Psi_{ec,V}$  = 在偏心荷载作用下, 锚具抗剪强度修正系数, 见D.6.2.5, 附录D。

$\Psi_{ed,N}$  = 边缘锚具的抗拉强度修正系数, 见D.5.2.5, 附录D。

$\Psi_{ed,V}$  = 边缘锚具的抗剪强度修正系数, 见D.6.2.6, 附录D。

$\Psi_s$  = 与钢筋直径有关的长度修正系数, 见12.2.4, 第12章。

$\Psi_t$  = 与钢筋位置有关的长度修正系数, 见12.2.4, 第12章。

$\omega$  = 钢筋抗拉系数, 见18.7.2, 第18章, 附录B。

$\omega'$  = 钢筋抗压系数, 见18.7.2, 第18章, 附录B。

$\omega_p$  = 预应力钢筋系数, 见B.18.8.1, 附录B。

$\omega_{pw}$  = 翼缘截面中预应力钢筋系数, 见B.18.8.1, 附录B。

$\omega_w$  = 翼缘截面中受拉钢筋系数, 见B.18.8.1, 附录B。

$\omega_w'$  = 突出截面中受压钢筋系数, 见B.18.8.1, 附录B。

## R2.1 — 注释符号

以下列出的是用于注释的符号, 但不用于规范条款。构件的尺寸已经在符号中给出, 但是不排除其他具有相同意义符号的正确用法, 例如米或千牛等。

$c_{a1}'$  = 锚具到它的三个或更多的边缘距离都小于 $1.5 h_{ef}$ 时,  $c_{a1}$ 的极限值(见图RD.6.2.4), 附录D。

$C$  = 节点区的压力, N, 附录A。

$f_{si}$  = 表层钢筋应力, MPa, 附录A。

$h_{anc}$  = 在破裂方向锚具长度或单组近距离装置的长度, mm, 章18

$h_{ef}'$  = 锚具到它的三个或更多的边缘距离都小于 $1.5 h_{ef}$ 时,  $h_{ef}$ 的极限值(见RD.5.2.3), 附录D。

$K_t$  = 受扭构件的抗扭刚度; 每个旋转单元的弯矩, 见R13.7.5, 第13章。

$K_{05}$  = 与5%相关的系数, 附录D。

$l_{anc}$  = 拉杆锚具的长度, mm, 附录A。

$l_b$  = 支撑的宽度, mm, 附录A。

$R$  = 反作用力, N, 附录A。

$T$  = 作用于节点区的拉力, N, 附录A。

$w_s$  = 垂直于柱轴线方向的柱宽度, mm, 附录A。

$w_t$  = 与拉杆同中心的混凝土高度, 用于节点区测量, mm, 附录A。

$w_{tmax}$  = 与拉杆同中心的混凝土的最大高度, mm, 附录A

$\Delta f_{pt}$  = 最大弯矩截面的 $f_{ps}$ 减去由于预应力和研究截面的计算弯矩作用产生的钢筋应力, MPa, 见R11.6.3.10, 第11章。

$\phi_K$  = 刚度折减系数, 见R10.12.3, 第10章。

$\Omega_o$  = 抵抗地震荷载的承载增大系数, 规定的文件中有详细说明, 如: NEHRP, 21.1 SEI/ASCE, 21.48, IBC, 21.5和UBC, 21.2, 第21章。

## 规范

### 2.2—定义

以下的条款是规范中常用的定义。专门的定义在单独章节中进行介绍。

外加剂—除水、骨料及水泥之外的材料，在混凝土搅拌之前或者在搅拌过程中加入，作为混凝土的一种成分，用来改善混凝土的性质。

骨料—颗粒材料，如沙子、卵石、碎石和高炉矿渣等，与胶结材料形成水泥混凝土或砂浆。

轻骨料—干燥，重度小，大约 $1120 \text{ kg/m}^3$ 。

锚固—在后张法中，将预应力钢筋中的张拉力传递给混凝土的装置。

锚固区—在后张法中，集中预应力传递给混凝土所利用的那部分构件面积，这使传力更加均匀。它的扩展等于横截面的最大尺寸。因为锚具安装的位置是远离构件边缘的，所以锚固区包括锚具前部和后部两部分分布区域。

普通锚具—应用钢绞线，15mm或小直径钢筋中的一种，满足18.21.1和ACI 423.6锚具设计要求“无粘结预应力钢筋规范。”

普通多钢绞线锚固—应用多条钢绞线、钢丝或直径大于15mm的钢筋。直径要满足18.21.1和AASHTO桥梁规范，第I区，文献 9.21.7.2.2到 9.21.7.2.4承受应力和板的最低抗扭要求。

有粘结预应力筋—预应力与混凝土直接粘结或者灌浆粘结。

建筑规范执行部门—见1.2.3条。

水泥质材料—第三章中规定的用于混凝土中自身有黏性的材料，例如波特兰水泥、混合水凝水泥、膨胀水泥、粉煤灰、其它未加工煅烧的自然火山灰、硅灰或者颗粒状的高炉熔渣混合物。

柱—主要用来承受轴向压力的构件，纵向尺寸与横向尺寸比值不小于3。

## 注释

### R2.2—定义

为了统一应用规范，必需在规范中定义一些有专门意义的定义。在本规范中定义是专用于本规范的，不一定符合习惯用法。有关水泥制造、混凝土设计与施工以及混凝土研究最常用术语的词汇包括在ACI116委员会发表的“水泥与混凝土专门名词”中。

锚固—后张锚固法中所用到大多数标准锚具都可以通过商业途径获取。在有些情况下，设计师和结构师应用特殊细部图或者装配方法，它们是由不同的楔形体或楔形板组成的，用以锚固具有特殊端部板或样图的预应力钢筋。这些标准锚具的普通设计，或与ACI 建筑规范和将锚具分类为普通锚具和专用锚具的 AASHTO “高架桥标准规范”没有直接关系。

锚固区—锚具传力的区域，在图表R18.13.1(b)进行说明。

普通锚具—是一种较为常用的锚具，能够满足承载和刚度要求而不需要进行特殊锚具所需要的试验。

柱—在本规范中用来定义主要承受纵向力的长期受压构件。这类构件不需是纵向的，可以是任何方向的。承力的

## 规范

组合混凝土受弯构件—在各自场地生产的预制的或现浇的混凝土受弯构件部件，要求连接后能作为整体共同承受荷载。

抗压控制截面—额定强度的钢筋的极限应力引起的张拉应变小于或与压力控制的容许应变的截面。

压力控制的容许应变—平衡体系下的张拉应变。

混凝土—硅酸盐水泥或其他的水凝水泥与细骨料、粗骨料、水、外加剂（或无外加剂）的拌合物。

混凝土规定抗压强度( $f_c'$ )—在设计中采用的混凝土抗压强度与遵照第五章条文估算强度，以MPa为单位，当 $f_c'$ 的数值开方或平方其单位还是MPa。

结构用轻质混凝土—3.3中提到的轻骨料混凝土和平均重量不超过 $1840 \text{ kg/m}^3$ （用轻质结构混凝土密度测试法）的混凝土，此规范中，不含天然砂的轻质混凝土被称为“全质混凝土”，而所有含有细骨料的（包括一般砂）轻质混凝土被称为“轻砂混凝土”。

伸缩缝—在混凝土结构中留一个沟槽，创造一个薄弱区，用来调整平面其它部分变形引起的开裂。

曲率摩擦—在规定的预应力筋纵断面中的弯矩作用下产生的摩擦。

变形钢筋—变形钢筋、钢垫、变型钢丝、焊接光面钢丝网及焊接变形钢丝网。

锚固长度—在临界截面，钢筋能发挥其设计强度所需的埋入长度，见9.3.3。

## 注释

墙、柱、基础符合定义受压的构件。

本规范中柱和墙是根据用途来区别的，而不是根据高度和横截面尺寸的关系。本规范允许用柱的设计理论（见14.4）和经验方法对墙进行设计。

墙是用来围成或分离空间的，也用来抵抗水平荷载或垂直荷载或偏移。例如，挡土墙或地下室围墙要承受各种荷载。柱通常用来作为主要纵向构件承受弯剪和轴向力的组合。它可以围成或隔开一小部分空间。

结构轻质混凝土—在2000年，ASTMC567采用“平均密度”作为服从规定的使用密度要求的量度。根据ASTMC567，平均密度可以通过测量超干密度或者由混和成分计算出的超干密度被测出或者近似计算出。除非有特殊说明，ASTMC567要去平均密度能够近似计算出来。

规范规定，轻砂混凝土是轻质结构混凝土中所有的细骨料被砂代替。当大部分（不是全部）轻质细骨料被砂代替时，材料供应商就不会使用这个规定了。为了适当的应用规范规定，当用部分砂代替时，用插入法来规定砂代替的极限数量。

变形钢筋—变形钢筋的定义是能够满足3.5.3.1的规定，或者满足3.5.3.3，3.5.3.4，3.5.3.5或者3.5.3.6。没有其他钢筋或钢丝网证明合格。这个定义使得有可能正确叙述锚固长度。不满足变形要求的钢条和钢丝或者不满足间距要求的钢筋网是“光面钢筋”，对规范而言，只可用于螺旋钢筋。

## 规范

## 注释

托板—板下的一个突出部分，至少 $1/4$ 板厚。

管道—在后张法中，为预应力钢筋施加预应力而提供的管道，对该管道的要求在18.17给出。

截面有效高度(d)—从极限受压纤维到受拉钢筋重心的距离。

有效的预应力—在所有加在钢筋上的预应力都消失时所遗留下来的应力。

埋入长度—超过临界界面以外所提供的钢筋埋入长度。

极限钢筋张力—在有预应力（或没有预应力时）情况下，加固极限受压边缘纤维。

绝缘联接—在混凝土结构邻接部分之间的分离体，通常是垂直平面，在一个设置好的位置，象这种对结构性能干扰最小的，然而象这种允许在三个方向都有相关变化，避免在混凝土的其他地方形成裂缝，通过全部或部分粘和加固地方被中断。

张拉力—在预应力混凝土中，张拉机具使预应力筋获得拉力的暂时力。

永久载荷—由房屋建筑总规范，所规定的、构件承受的永久荷重（未乘载荷因数），所定义的固定重力。

设计荷载—已乘载荷系数的载荷，在使用本规范的强度设计法设计构件时采用此荷载。见8.1.1和9.2。

活荷载—由房屋建筑总规范所规定的活荷载（未乘荷载系数）。

使用荷载—由房屋建筑总规范所规定的荷载（未乘荷载系数）。

弹性模量—在材料弹性极限以内，法向应力（拉应力或压应力）与其相应的应变之比值。

瞬时结构—在结构中构件和连接处通过弯曲，剪切，和轴向力抵抗力的作用。瞬时结构应该分类如下：

中介瞬时结构一个计算点结构应该遵循21.2.2.3和21.12的要求在加上正常的瞬时结构要求。

普通弯矩框架—现浇或者预制混凝土框架符合第1章

载荷—在包含各种载荷标准要求的规范中给出了许多载荷的定义。术语永久载荷和可变载荷以及未乘荷载系数的由地方房屋建筑规范或定义的载荷（使用载荷）。使用载荷（不带荷载系数的载荷）是在本规范中指定用来对构件与足够的使用性能（如在9.5挠度控制）相称或对构件研究足够的使用性能。用来对构件与足够的强度相称的的荷载定义为“factored荷载”。Factored荷载是使用荷载乘以得在9.2中为所要求的强度指定的荷载系数。术语设计荷载，在1971规范版本中用的荷载乘以合适的荷载系数，在1977年的规范中没有延续，是为了避免和设计荷载术语学中用与普通建筑规范表示在建筑中的操作载荷或定点载荷混淆。factored荷载术语学，阐明当荷载系数被用在特殊的在规范规定中用的荷载、力矩或剪切值时，第一次采用了1977规范。

## 规范

## 注释

到第18章的要求。

特殊弯矩框架—现浇或者预制混凝土框架符合21.2到第21.5的要求，预制混凝土框架符合21.2到第21.6的要求。另外，普通弯矩框架应该满足这些要求。

净拉应变—除去由于预应力，徐变，收缩，温度产生应变的额定强度下的拉应变。

垫座—竖直的受压构件，其自由高度和平均最小横向尺寸之比小于3。

素混凝土—不含或者含有少于最小配筋率钢筋的结构混凝土。

光面钢筋—不符合变形钢筋定义的钢筋。见3.4.5。

后张法—在混凝土硬化后，张拉预应力钢筋的方法。

预制混凝土—不在施工现场浇筑的混凝土构件。

预压受拉区—用总截面性质计算的弯曲拉力如果预应力没有产生的情况下将会发生在非极限设计的恒荷载或者和荷载处，预应力构件的这一区段称为预压拉力区。

预应力混凝土—已施加内应力的钢筋混凝土，此内应力用以减少混凝土中由于荷载而产生的拉应力。

预应力钢筋—如钢筋、钢丝以及钢筋束、钢丝束等用来传递预应力给混凝土的高强度钢筋。

先张法—在混凝土浇灌筑以前，张拉预应力筋的预加应力方法。

注册设计师—联邦专业人员注册法规定条文中定义的已注册或被许可能进行建筑工程专业设计的人员。

钢筋混凝土—配有不少与本规范所规定的最小量的预应力或非预应力钢筋的混凝土，本规范第1章到第21章以

预应力混凝土—定义钢筋混凝土包括预应力混凝土。虽然配无粘结预应力筋的预应力构件性能与配连续有粘结预应力筋的构件性能不同，有粘结和无粘结预应力混凝土连同普通钢筋混凝土通称为“钢筋混凝土”。对预应力混凝土和普通钢筋混凝土的共同规定都合在一起以免规定重叠和矛盾。

（葛娜）

## 规范

及附录 A 到 C 有详细说明。

钢筋—符合第3.5节规定的材料，除有特殊规定外，不包括预应力筋。

重支撑—位于混凝土板或其他结构构件下方的支撑已变形，或支撑大面积拆除，因此需要新的能够支撑板或结构构件自身重量和现有结构荷载的装置。

护套—保护预应力筋的材料以防止预应力筋与周围混凝土的粘结，防止腐蚀，并含有防止腐蚀涂料。

支撑—垂直或斜的用作支撑的构件，用来承受模板、混凝土以及上面的结构荷载。

跨长—见第 8.7 节。

特殊锚固装置—符合 18.15.1 和 AASHTO “公路桥用标准规范” 第 2 部分第 10.3.2.3 条标准验收试验的锚固装置。

螺旋筋—连续缠绕成圆柱螺旋形的钢筋。

劈裂抗拉强度—按“结构用混凝土轻集料规定”(ASTM C330)中所述的 ASTM C496 确定的混凝土抗拉强度。见第 5.1.4 条。

箍筋—构件中用以抵抗剪应力或扭应力的钢筋；典型的最做法是钢筋、钢丝或焊接钢丝网（光面的或变形的）单支的或以其弯成L形，U形或矩形，置于与纵向钢筋垂直或成一定角度的位置。（“箍筋”一词通常用于受弯构件中的横向钢筋，而“钢箍筋”一词则用于受压构件。）参见“钢筋箍”条。

设计强度—标定强度乘以强度折减系数 $\phi$ 。见第9.3节。

标定强度—按照本规范强度设计方法的条款和假定进行计算而得的（未乘任何强度折减系数）构件或截面的强度。见第9.3.3条。

需要强度—为了抵抗按本规范规定的设计荷载或有关的

## 注释

护套—护套是连续的、无缝的、高密度聚乙烯材料直接挤压在预应力筋上。

特殊锚固装置—是指不符合 PTI 或 AASHTO 相关的承压应力和刚度要求的装置（单股或多股）。大多数商业市场交易多支座的外部锚固装置都是特殊锚固装置。第 18.15.1 条所列的锚固装置只能用于当实验显示符合 AASHTO 要求的时候。该种证明由设备制造商完成。

需要强度—用标准假定和强度方程、以及材料强度和尺寸



## 规范

内力矩和力的组合作用，对一构件或一截面所要求具有的强度。见第9.1.1条。

应力—单位面积上力的大小。

结构混凝土—用于素混凝土和钢筋混凝土的混凝土

承重墙—一部分墙用来抵抗剪力、弯矩，包括地震运动在内的轴心力的组合作用剪力墙是一种结构墙。剪力墙分类如下：

半成品预制承重墙—符合第1章到第18章以及21章13节的要求的所有可能的墙体。

普通钢筋混凝土承重墙—符合第1章到第18章要求的墙体。

普通结构素混凝土墙—符合第22章要求的墙体。

特殊预制承重墙—符合21章第8节要求，以及，符合普通钢筋混凝土承重墙要求和第21章第2节的要求的预制墙体。

特殊钢筋混凝土承重墙—符合第21章第2节和第21章第7节求以及符合普通钢筋混凝土承重墙要求的现浇墙。

## 注释

的标定(规定)值计算截面的构件强度产之谓“标定强度”。下标 $n$ 用来指标定强度：标定轴向荷载强度 $P_n$ ，标定抗弯强度 $M_n$ 和标定抗剪强度 $V_n$ 构件或截面的“设计强度”或可用强度为标准强度用强度折减系数 $\phi$ 降低的强度。

用来与构件相称的需要的轴向荷载强度、抗弯强度和抗剪强度，或者称之为设计轴向荷载、设计弯矩和设计剪力，或者称之为需要的轴向荷载、弯矩和剪力。设计荷载效应根据作用的设计荷载进行计算，在这种荷载组合中的力被规定在本规范中（见9.2）。

下标 $u$ 只用来指需要的强度：需要的轴向荷载强度 $P_u$ ，需要的抗弯强度 $M_u$ 和需要的抗剪强度 $V_u$ ，根据作用的设计荷载和力进行计算。

对强度设计的基本要求可表达如下：

设计强度 $\geq$ 需要的强度

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

对于强度设计中的概念和术语的进一步讨论见第九章说明。

## 规范

## 注释

预应力筋—预先施加拉力的钢筋是预应力筋。后施加拉力的预应力筋是一个完整的组合，由锚具、预应力钢筋和带有脱模剂的护套或带有能与其粘结的水泥薄浆的管道。

张拉控制断面—该横断面净拉应变在名义强度为极限张力时大于等于 0.005。

箍筋—环状的混凝土内配筋或围起纵向钢筋的闭合钢筋。一种闭合的环状或矩形或其他多边形形状的不带凹角的钢筋。

传力—将预应力钢筋的应力从千斤顶或先张法台座传递到混凝土构件。

传递长度—将有效预应力传递到混凝土所要求的埋入的预拉钢绞线的长度。

非粘结预应力筋—预应力钢筋不与混凝土粘结并且能够自由移动。预应力仅通过端点的锚具传递到混凝土。

墙—构件，通常是垂直竖立的，用来密封或隔离空间。

焊接钢丝网配筋—由光面或变形钢丝组成的加强构件，满足规范 ASTM A 185 或 A 497M。

后张法预应力筋套管摩擦—在预应力混凝土中，由于预应力管套从预定路径发生偏差而引起的摩擦力。

屈服强度—规定最小屈服强度或者钢筋的屈服点。屈服强度或屈服点应由符合 ASTM 标准来决定，并作为本规范的修订。



## 第3章 材料

## 规范

## 注释

## 3.1—材料试验

**3.1.1**—建筑管理局有权命令对混凝土施工中使用的任何材料进行试验，以鉴定其是否符合规定的质量标准。

**3.1.2**—对材料和混凝土的试验应按在第 3.8 节中列举的标准进行。

**3.1.3**—材料及混凝土试验的完整记录，应在施工期间及工程完工后两年内能随时供检查之用，并应由检查工程师保存备查。

## 3.2—水泥

**3.2.1**—水泥应符合下列规定之一：

(a) “硅酸盐水泥的技术规范” (ASTM C 150)

(b) “混合水硬性水泥” (ASTM C 595) ，不包括 S 和 SA 型号的水泥（不作为结构用混凝土的主要胶结成分之用）

(c) 可膨胀的水硬性水泥 (ASTM C 845)

(d) 混合水硬性水泥的标准性能规范 (ASTM C 1157)

**3.2.2**—工程中所用水泥应与选定配合比时所根据的水泥品种相一致。见第 5.2 节。

## 3.3—集料

**3.3.1**—混凝土集料应符合下列规定之一：

(a) “混凝土集料规范” (ASTM C 33)

(b) “建筑混凝土用轻质集料” (ASTM C 330)

**R3.1—材料试验**

**R3.1.3**—材料及混凝土试验的记录必须在工程完成后至少保存两年。工程完成是指业主接受这工程的日期或颁发占有证书的日期，以两个日期中较晚者为准，地方法定要求可以要求这种记录更长的保存期。

**R3.2.2**—依环境而定，3.2.2 的规定可以只要求同一型号的水泥或者可以要求出自同一产地的水泥。假如用来确定需要强度裕度的强度试验的均方差[3.1]是基于特定产地的水泥，则用后者。假如均方差是基于从几个产地得到的某一给定型号的水泥，则用前者。

**R3.3—集料**

**R3.3.1**—已经认识到符合 ASTM 规范要求的骨料并不总是经济适用的，而在某些情况下，不符合规范的材料具有长期的令人满意的性能。当能提供令人满意的性能的可接受证据时，这种不符合规范的材料经专门批准后是允许使用的。然而应注意到，过去的令人满意的性能在其他条件

## 规范

例外：专门试验或实际使用已表明能制出足够强度及耐久性的混凝土并经建筑管理当局认可的集料。

### 3.3.2—粗集料的标定最大粒径不应大于：

(a) 模板两边最小尺寸的 1/5，

(b) 板厚度 1/3

(c) 单根钢筋或钢丝之间，成束的钢筋之间，预应力筋之间或孔道之间最小净距的 3/4。

如工程师判断认为所采用混凝土的和易性及捣实方法能使灌注后不产生蜂窝或孔洞时，可不受上述规定限制。

## 3.4—水

**3.4.1**—用以搅拌混凝土的水应是清洁的，其中所含油、酸、碱、盐、有机物或其他对混凝土或钢筋有损的物质不应达到有害的数量。

**3.4.2**—用以制备预应力混凝土或带有铝质埋入件的混凝土的搅拌用水（包括由集料表面自然水分所构成的搅拌用水）不应含有害数量的氯离子。见第 4.4.1 条。

### 3.4.3—除非满足以下条件，非饮用水

**3.4.3.1**—选定混凝土配合比所用的水应与搅拌混凝土所用的水，同一水源。

**3.4.3.2**—非饮用水制备的立方体砂浆试件，其 7 天和 28 天强度至少应等于用饮用水拌制的同样试件强度的 90%。应对除搅拌水以外完全一致的砂浆进行强度对比试验，砂浆试块的制备及试验方法应按照“水硬性水泥砂浆抗压强度试验方法（用 2 英寸或 50 毫米立方试件）”（ASTM C109M）

## 注释

下或在其他地区不能保证良好的性能。只要可能，应采取符合指定规范要求的集料。

**R3.3.2**—对集料尺寸的限制是为了保证很好的包裹钢筋并把蜂窝减至最少。应当指出，假如根据工程师的判断，混凝土的和易性和固结方法能使混凝土浇筑没有蜂窝和孔隙，则可以不考虑集料最大尺寸的限制。在这种情况下，工程师必须决定是否可以不考虑集料最大尺寸的限制。

## R3.4—水

**R3.4.1**—几乎所有可以饮用的并且没有显著味道或气味的天然水都可以用来搅拌混凝土。当搅拌用水中的杂质过量时，不仅会影响混凝土凝固时间、混凝土强度和体积稳定性（长度变化），而且会引起混凝土风化和钢筋锈蚀，只要可能，应避免使用含有高浓度溶解固体的水。

集料或外加剂中含有的盐或其他有害物质与搅拌用水中含有的量相加。在估计总的对混凝土或钢筋有害的杂质的可接受性时，必须考虑这种附加量。

## 规范

## 3.5—金属配筋

**3.5.1**—除螺旋筋及预应力筋可以用光面钢筋外，配筋须用变形钢筋；包括型钢、钢管或钢筒的配筋可按本规范的有关规定使用。

**3.5.2**—需焊接的钢筋应在图纸中标明，并应规定采用的焊接方法。应按 ASTM 钢筋规程（ASTM A 706M 除外）补充规定：要求具备能符合美国焊接学会“配筋钢材的结构焊接规范”（AWS D1.4）所规定焊接方法的材料性能报告。

## 注释

**R3.5—金属配筋**

**R3.5.1**—本规范没有列出纤维增强聚合物钢筋。美国混凝土协会 440 委员会提出关于纤维增强聚合物（FRP）钢筋的使用细则。

规定了允许用作配筋的材料，其它金属元件，例如预埋件、锚固螺栓、或在膨胀或收缩结合处光面钢筋插件，在本规范的条款中通常不认为是配筋。

**R3.5.2**—当钢筋需要焊接时，应考虑钢筋的可焊性以及正确的焊接方法。规范 ANSI/AWS D1.4 焊接规范条文包括钢筋焊接的形式以及焊接工艺是否合格的准则。钢筋的焊接性能基于钢筋的化学成分或碳当量。焊接规范确定了一系列碳当量和钢筋尺寸的钢筋焊接的预热温度和多焊层的层间温度。碳当量是由钢筋的化学成分得出的。焊接规范有两种计算方式来计算碳当量。一种是相关简单式，仅仅考虑元素碳和锰。该表达式用于规范 ASTM A 703M 以外的钢筋。另一种较复杂的表达式用于规范 ASTM A 706M 的钢筋。在焊接规范中对 A 706M 钢筋的碳当量计算公式与规范 ASMT A 706M 钢筋规定的碳当量公式相同。

工程师应认识到，常规上除了 A706M 以外的钢筋厂家不提供计算碳当量的化学分析。除了 A 706M 以外的钢筋焊接，设计图纸或工程说明中应特别要求化学分析的结果。规范 ASTM A 706M 的规定包括低合金钢筋用于需要控制张拉性质或焊接的使用中。A 706M 规定的焊接性能通过化学成分和碳当量来控制。A 706M 规定厂家须给出化学成分和碳当量的报告。

规范 ANSI/AWS D1.4 焊接规范要求承包人写焊接工艺说明以符合焊接规范的要求。焊接规范的附录 A 建议写明每一种焊接工艺的内容。

经常在没有结构现有钢筋的受压试验报告时，需要对其焊接。这种情况在该找造或建筑物扩建上是普遍的。规范 ANSI/AWS D1.4 规定这种钢筋的化学分析由典型钢筋代表即可。如果化学成分不知道，该焊接规范要求最低预热。对于除了 A 706M 以外的钢筋材料，19 号或小于 19 号的钢筋最低预热 150℃，22 号或大于 22 号钢筋最低预热 200℃。

A 706M 所有尺寸所要求的预热温度在焊接规范中碳当量在 45%~55%的最小预热表中给出。特殊钢筋的焊接应符合规范 ANSI/AWS D1.4 的规定。基于其他考虑，如钢筋等级，

## 规范

## 注释

## 3.5.3—变形钢筋

## 3.5.3.1—变形钢筋应符合下列规定之一：

(a) “钢筋混凝土配筋用变形和光面钢筋” (ASTM A 615M)

(b) “混凝土配筋用低合金光面无节钢筋” (ASTM A 706M)

(c) “混凝土用条钢和车轴钢变形刚棒规范” (ASTM A 996M)。条钢型号为 R。

3.5.3.2—当符合以下条件时，可以采用  $f_y$  超过 420MPa 的钢筋，即变形钢筋需符合规范 ASTM 3.5.3.1 所列之一的，屈服强度为与 0.35%应变相应的应力。见第 9.4 节。

3.5.3.3—钢筋混凝土用变形钢丝网应符合“混凝土加筋用焊接变形钢筋网” (ASTM A 184)。用于钢筋网的钢筋应符合规范 ASTM A 618M 或 A 706M。

3.5.3.4—混凝土用变形钢丝应符合“钢筋混凝土用变形

缺陷影响以及由于焊接操作对混凝土的温度损害是否附加预防措施。

钢筋和钢筋的焊接，钢筋或焊接钢筋和结构钢构件的焊接不包括在规范 ANSI/AWS D1.4 中。如果工程上要求这种类型的焊接，工程师应详细说明这种焊接的要求。如果冷拉钢筋需焊接，焊接工艺中需注明当钢筋由于焊接预热时，在工厂冷拉过程中达到的屈服强度此时可能的损失。

规范 ASTM A 185 和 A 497M 中规定的用于工厂中焊接光面钢筋和变形钢筋的机械和电阻焊，不包括在该条款中。

R3.5.3.1—ASTM A 615M 包括了目前美国钢筋混凝土结构中最常用的变形碳素钢筋类型，规范要求该钢筋类型标上字母 S。

ASTM A 706M 中低合金钢筋用于要求控制张拉性质和限制化学成分加强可焊性能的情况，或二者皆要求的情况，该规范要求该钢筋类型标上字母 W。

变形钢筋符合 ASTM A 615M 和 A 706M 的需标上字母 S 和 W。

本规范要求的钢轨钢符合规范 ASTM A 996M 型号 R 钢筋的条文，该钢筋标上字母 R。型号 R 钢筋在弯曲试验中需满足更多限制规定。

R3.5.3.2—规范 ASTM A 615M 包括尺寸在 19 号到 57 号之间 520 钢筋规范。0.35%应变限制是为了确保 10.2.4 中弹塑性应力应变曲线不会导致构件强度的不稳定效果。

0.35%的应变规定不适用于屈服强度 420MPa 或低于 420MPa 的钢筋。曾经广泛使用过的屈服强度为 280MPa 的钢筋，其弹塑性应力应变曲线假定已由大量的实验数据证实。钢筋屈服强度高于 420MPa 的，应力应变曲线根据钢筋性能和制作过程，不一定符合 10.2.4 中的弹塑性假定。然而，当应力应变曲线不是弹塑性的，有限实验数据表明极限强度下实际钢筋应力可能不亚于屈服强度，额外测试保证可适用屈服强度大于 420MPa 钢筋的限制标准。再这种情况下，系数  $\phi$  用来考虑强度损失。

## 规范

钢丝”(ASTM A 496)。除了型号低于 MD25 和  $f_y$  超过 420MPa 的钢筋,其屈服强度为与 0.35%应变相对应的应力。

**3.5.3.5**—焊接光面钢丝应符合“钢筋混凝土用焊接光面钢丝”(ASTM A 185)。 $f_y$  超过 420MPa 的钢筋,屈服强度为与 0.35%应变相应的应力。除非钢丝网用作箍筋并遵守第 12.13.2 条的规定,否则沿计算应力方向的焊接交接点间隔不应大于 300mm。

**3.5.3.6**—焊接变形钢丝应符合“钢筋混凝土用焊接变形钢丝”(ASTM A 497)。 $f_y$  超过 420MPa 的钢筋,屈服强度为与 0.35%应变相应的应力。除非钢丝网用作箍筋并遵守第 12.13.2 条的规定,否则沿计算应力方向的焊接交接点间隔不应大于 400mm。

**3.5.3.7**—镀锌钢筋应符合“钢筋混凝土用镀锌钢筋”(ASTM A767M),涂环氧树脂的钢筋应符合“涂环氧树脂的钢筋钢棒”(ASTM A 775M),或“环氧基树脂涂覆的预制增强钢棒的标准规范”(ASTM A 934M)。镀锌或环氧涂层钢筋符合 3.5.3.1 所列规范之一。

**3.5.3.8**—环氧涂层钢丝和焊接钢丝应符合“钢筋用涂环氧树脂的钢筋与焊接钢丝织网的技术规范”(ASTM A 884M)。涂环氧树脂的钢丝应符合 3.5.3.4 的规定,涂环氧树脂的焊接钢筋应符合 3.5.3.5 和 3.5.3.6。

### 3.5.4—光面钢筋

**3.5.4.1**—螺旋用光面钢筋应符合列于 3.5.3.1 (a) 或 (b) 规定

**3.5.4.2**—螺旋用光面钢丝应符合“钢筋混凝土用无节钢丝”(ASTM A 84)。 $f_y$  超过 420MPa 的钢筋,屈服强度为与 0.35%应变相应的应力。

### 3.5.5—预应力筋

**3.5.5.1**—预应力筋应符合下列规定之一:

## 注释

**R3.5.3.5**—焊接光面钢丝应符合“钢筋混凝土用无节钢丝”(ASTM A 82)。ASTM A 82 最小屈服强度为 485MPa。规范中规定屈服强度为 420MPa,但是对更高使用的屈服强度的使用作了规定,即 0.35%应变对应的应力。

**R3.5.3.6**—焊接变形钢丝应符合“钢筋混凝土用焊接变形钢丝”(ASTM A 497)。ASTM A 497M 最小屈服强度为 485MPa。规范中规定屈服强度为 420MPa,但是对更高使用的屈服强度的使用作了规定,即 0.35%应变对应的应力。

**R3.5.3.7**—镀锌钢筋(A767M)和环氧涂层钢筋(A 775M)在 1983 版规范中被加入,环氧涂层预制钢筋(A934M)在 1995 版规范中被加入,识别它们的用途,特别是在与耐腐蚀性有关的情况下。它们被典型的用在停车场、桥面板以及其他高腐蚀环境下。

### R3.5.4—光面钢筋

光面钢筋和光面钢丝仅用螺旋筋(或者是受压构件、受扭钢筋、限用钢筋联结的侧向钢筋)

### R3.5.5—预应力筋

**R3.5.5.1**—因为低松弛预应力筋在 ASTM A 421M 附录中有说明,该附录仅适用于当低松弛材料是给定时,所以 ASTM 相关文献是独立列出来的。

## 规范

## 注释

(a) 钢丝应符合“预应力混凝土用无涂层消除应力钢丝的技术规范”(ASTM A 421M)

(b) 低松弛钢筋应符合“预应力混凝土用无涂层消除应力钢丝的技术规范”，以及包括附录“低松弛钢筋”部分 (ASTM A 421M)

(c) 钢绞线应符合“预应力混凝土用无涂层七股钢绞线”(ASTM A 416M)

(d) 钢棒应符合“预应力混凝土用无涂覆的高强度钢筋”(ASTM A 722M)

**3.5.5.2**—没有列于 ASTM A 421M, A 416M 或 A722M 的钢丝、钢绞线和钢筋，如果被允许使用，则要符合这些规定的最低要求，并且要求它们的特性不低于 ASTM A421M、A416M 或 A722M 所列。

### 3.5.6—结构钢、钢管

**3.5.6.1**—受压构件符合 10.16.7 或 10.16.8 的要求，与钢筋并用的结构钢应符合下列规范之一：

(a) “碳素结构钢技术规范”(ASTM A 36M)

(b) “高强度低合金结构钢”(ASTM A 242M)

(c) “高强度低合金钴钒结构钢技术规范”(ASTM A 572M)

(d) “高强度低合金结构钢 4 英寸 (100mm) 厚屈服点最小为 50ksi(345Mpa)” (ASTM A 588M)

(e) “建筑框架中使用的结构成型件钢规范”(ASTM A992M)

**3.5.6.2**—符合 10.16.6 要求的用于组合受压构件（由钢套内灌混凝土核心构成）的钢管或钢筒，需满足下列规范之一：

(a) “无镀层热浸的、镀锌的、焊接的及无缝钢管的技术规范”(ASTM A 53M) 的 B 等级

## 规范

(b) “圆形与异型焊接与无缝碳素钢结构管”(ASTM A 500)

(c) “热成型焊接与无缝碳素钢结构管”(ASTM A 501)

## 3.6—外加剂

**3.6.1**—混凝土用外加剂由工程师预先批准

**3.6.2**—按照 5.2 规定的混凝土配合比制造的产品在添加外加剂后应能保持其成分与性能一致。

**3.6.3**—氯化钙或不是来自外加剂成份中不纯物质的含有氯化物的外加剂, 不应该用在预应力混凝土中, 或含有铝埋件的混凝土中, 或带有免拆镀锌钢模的浇筑混凝土中。见 4.3.2 和 4.4.1。

**3.6.4**—加气混合物应符合“混凝土用加气混合物”(ASTM C 260)

**3.6.5**—减水剂、缓凝剂、速凝剂、减水缓凝剂、减水速凝剂应符合“混凝土用化学添加剂”(ASTM C 1017M)

**3.6.6**—火山灰用作添加剂应符合“在混凝土中用作矿物混合物的粉煤灰、原始或煅烧的天然火山灰技术规范”(ASTM C 618)

**3.6.7**—研磨成颗粒状的高炉碎渣作添加剂应符合“混凝土和灰浆用研磨成颗粒状的高炉碎渣的技术规范”(ASTM C 989)

**3.6.8**—用于包括 C845 膨胀水泥在内的外加剂应与水泥相适应, 并且不产生有害作用。

**3.6.9**—硅粉用作外加剂应符合 ASTM C 1240

## 3.7—材料储存

## 注释

**R3.6—外加剂**

**R3.6.3**—除了外加剂杂质中含有氯化物外, 任何含氯化物的外加剂都不能用于预应力混凝土中或带铝埋件的混凝土。氯离子可能会腐蚀铝埋件(例如管道), 特别是铝元素和铁埋件接触, 并且混凝土处在潮湿的环境中。

**R3.6.7**—符合 ASTM C 989 规范的研磨成颗粒状的高炉碎渣用作混凝土的掺合物与火山灰同。通常, 该掺合物用于符合 ASTM C 150 规定的普通水泥。ASTM C 898 规定的矿渣仅适用符合 ASTM C 595 规定的掺火山灰或矿渣的混合水泥。ASTM C 595 水泥被用于容许缓慢增加强度并要求低水化热的大体积混凝土。ASTM C 989 附录论述了研磨成颗粒状的高炉矿渣对混凝土强度、抗硫酸腐蚀力和碱性集料反应的作用。



## 规范

## 注释

3.7.1—胶结材料的储存应防止变质或防止杂质浸入。

3.7.2—任何已变质或污染的材料皆不能用于混凝土中。

3.8—本规范引用的标准

3.8.1—本规范所引用的美国试验与材料协会 ASTM 的各项标准（附编号及采用或修订年份）列于下面。并明确为本规范的一部分，与本规范全文转载的一样有效。

A 36/A 36M-04 碳素结构钢技术规范

A 53/A 53M-02 无镀层热浸的、镀锌的、焊接的及无缝钢管的技术规范

A 82-02 钢筋混凝土用无节钢丝

A 184/A 184M-01 混凝土加筋用焊接变形钢筋编织网

A185-02 钢筋混凝土用焊接钢丝结构

A 242/A 242M-04 高强度低合金结构钢

A 307-04 抗拉强度为 60000 ksi 的碳素钢螺栓和螺柱的技术规范

A 416/A 416M-02 预应力混凝土用无涂层七股钢绞线

A 421/A 421M-02 预应力混凝土用无涂层消除应力钢丝的技术规范

A 496-02 钢筋混凝土用变形钢丝

A 497/A 497M-02 钢筋混凝土用焊接变形钢丝网

A 500-03a 圆形与异型焊接与无缝碳素钢结构管

A 501-01 热成型焊接与无缝碳素钢结构管

A 572/A 572M-04 高强度低合金钴钒结构钢技术规范

A 588/A 588M-04b 高强度低合金结构钢 4 英寸(100 mm)

R3.8—本规范引用的标准

## 规范

## 注释

屈服点最小为 50 ksi (345 MPa)

- A 615/A 615M-04b 钢筋混凝土配筋用变形和光面坯钢筋
- A 706/A 706M-047 b 混凝土配筋用变形低合金光面无节钢筋
- A 722/A 722M-98 (2003) 预应力混凝土用无涂覆的高强度钢筋
- A 767/A 767M-00 b 钢筋混凝土用镀锌钢筋
- A 775/A 775M-04 a 涂环氧树脂的钢筋钢棒
- A 884/A 884M-04 钢筋用涂环氧树脂的钢丝与焊接钢丝网的技术规范
- A 934/A 934M-04 环氧基树脂涂覆的预制增强钢棒的标准规范
- A 992/A 992M-04 建筑框架中使用的结构成型件钢规范
- A 996/A 996M-04 混凝土用条钢和车轴钢变形钢棒规范
- C 31/C 31M-03 a 现场混凝土试样的制备和养护
- C 33-03 混凝土集料规范
- C 39/C39M-03 圆柱形混凝土试件的抗压强度的试验方法
- C 42/C 42M-04 混凝土钻取试样和锯取试样的制备和试验方法
- C 94/C 94M-04 搅拌好的混凝土规范
- C 109/C 109M-02 液压水泥灰浆的抗压强度试验方法 (使用 2 英寸或 50 毫米管试样)
- C 144-03 砌筑砂浆集料
- C 150-04 a 硅酸盐水泥的技术规范

## 规范

## 注释

C 172-04	新搅拌混凝土取样标准惯例
C 192/C 192M-02	实验室中制造和养护混凝土的试验样品
C 260-01	混凝土用加气混合物
C330-04	建筑混凝土用轻质集料
C 494/C 494M-04	混凝土用化学添加剂
C 496/C 496M-04	圆柱形混凝土试样抗开裂拉力强度的试验方法
C 618-03	在混凝土中用作矿物混合物的粉煤灰、原始或煅烧的天然火山灰技术规范
C 685/C 685M-01	按体积配料和连续混合制备的混凝土
C 845-04	可膨胀的水硬性水泥
C 989-04	混凝土和灰浆用研磨成颗粒状的高炉碎渣的技术规范
C 1017/C 1017M-03	生产流态混凝土用化学掺和剂
C 1157-03	混合水硬性水泥的标准性能规范
C 1218/C 1218M-99	灰浆和混凝土中水溶氯化物的测定
C 1240-04	水凝水泥混凝土和灰浆用硅酸气体

**3.8.2**—美国焊接协会的“结构钢筋焊接规范”(ANSI/AWS D1.4-98)已明确为本规范的一部分,与本规范全文转载的一样有效。

**3.8.3**——“桥梁和其他结构的最小设计荷载”(SEI/ASCE 7-02)中 2.3.3 包括洪水荷载的负载组合和 2.3.4 包括大气冰荷载的负载组合已明确为本规范的一部分,与本规范全文转载的一样有效。

**R3.8.3**——SEI/ASCE 7 节选自 ASCE, 图书预定: Box79 404,Baltimore,MD,21279-0404

## 规范

**3.8.4**——“无粘结预应力筋规范（ACI423.6-01）及注释（423.6R-01）”已明确为本规范的一部分，与本规范全文转载的一样有效。

**3.8.5**——AASHTO“公路桥规范”（AASHTO，第17版，2002），其第一部分9.21.7.2和9.21.7.3章节以及第二部分10.3.2.3章节为本规范采用，在本规范18.15.1中在此声明。

**3.8.6**——“过去安装在混凝土中的机械锚具的限制”（ACI355.2-04）为本规范采用，在本规范附录D中，在此声明。

**3.8.7**——美国焊接协会“钢结构焊接规范”（AWS D1.1/D1.1M-2004），已明确为本规范的一部分，与本规范全文转载的一样有效。

**3.8.8**——“基于结构试验杆件结构采用的标准”已明确为本规范的一部分，与本规范全文转载的一样有效。

## 注释

**R3.8.5**——2002年第17版的AASHTO“公路桥规范”可按下列地址得到：AASHTO，444 North Capital Street,N.W.Suite 249,Washington,DC,20001。

**R3.8.6**——ACI318-05条文改进了混凝土锚固方式，与此相应，ACI355改进了试验方式，用来确定已安装锚具的性能水平。这个试验方式，ACI355.2，包括试验的要求和用于已裂或未开裂混凝土的锚具的评估。

（纪效霞）

## 第4章 耐久性要求

## 规范

## 注释

## 4.1—水灰比

## R4.1—水灰比

本规范的1989版在第四章和第五章强调了在选择混凝土强度  $f_c'$  和钢筋保护层之前考虑耐久性要求的重要性。

当混凝土会受冻与解冻,或接触酸性水土或者要求提高防腐性能时,所用最大的水灰比0.4至0.5,分别相当于强度  $f_c'$  为35MPa至28MPa的混凝土。通常,所要求的混凝土平均抗压强度  $f_{cr}'$  比规定的混凝土抗压强度  $f_c'$  要高3.5MPa至5MPa。由于在配制混凝土的过程中很难准确的确定水灰比,所以规定的混凝土抗压强度  $f_c'$  要与满足耐久性要求的水灰比相一致。选择与满足耐久性要求的水灰比相一致强度的混凝土将有助于保证现场得到实际要求的水灰比。因为把重点放在强度的检验上,检验结果比规定的强度高很多,这样就会忽视水灰比超过最大值的混凝土的配制和质量。例如:如果一个停车建筑接触防冻剂,那么抗压强度为21MPa的混凝土,水灰比为0.45,不能用于该停车建筑。

该规范不包括混凝土暴露在特别恶劣的条件下的条文,如酸性物或高温条件,也没有考虑表面装饰等的美学概念。这些方面超出了该规范的范围,工程技术要求会包括这些内容。混凝土配比应满足该规范规定的最低要求和合同文件的附加条件。

4.1.1—用表4.2.2和表4.3.1中所规定的水灰比,水泥用量满足ASTM C150, C595, C845或C1157,加上满足ASTM C618的粉煤灰和其他火山灰,满足ASTM C989的熔渣,满足ASTM C1240的硅土,除了这些规定,如果混凝土接触防冻的化学物质,规范第4.2.3条进一步限制了粉煤灰、火山灰、硅灰、熔渣或这些物质的混合物的用量。

R4.1.1—对于接触防冻化学物质的混凝土中粉煤灰、其他火山灰、硅灰、熔渣、或者混合水泥的用量的百分比在该规范的4.2.3中有相应规定。进一步地,在该规范4.3中,对于暴露于硫酸盐的环境,火山灰应该选用ASTM C 618的F级,或者选用由ASTM C 1012所测试的,或者根据使用记录来决定,以提高混凝土的抗酸能力。

## 4.2—冻融环境

## R4.2—冻融环境

4.2.1—普通混凝土和轻质混凝土处于冻融环境或者含有防冻剂时,应根据表4.2.1的含气量来添加引气剂,含气量的容许偏差在 $\pm 1.5\%$ 左右。对于抗压强度高于35MPa的混凝土,加气剂用量可以比表4.2.1中规定的减少1.0%。

R4.2.1—在该条中,根据“普通混凝土,重骨料混凝土,和大体积混凝土的配比规定”(ACI 211.1)<sup>4.3</sup>给出了防冻混凝土含气量要求的表格。根据湿度和防冻盐含量分为恶劣环境和一般环境,并给出了在两种环境下的数值。混凝土所含气体对粗骨料混凝土在饱和条件下受冻破坏不起作用。在表4.2.1中,恶劣环境是指处于寒冷气候下混凝土受冻前一直处于潮湿环境中,或者处于使用防冻盐的环

规范

表4. 2. 1—防冻混凝土的总含气量

骨料尺寸最大值 mm	含气量%	
	恶劣环境	中等环境
9. 5	7. 5	6
12. 5	7	5. 5
19. 0	6	5
25. 0	6	4. 5
37. 5	5. 5	4. 5
50†	5	4
75†	4. 5	3. 5

\*表中未包含的超大尺寸骨料的混凝土的加气剂含量查看ASTM C 33 中的规定。

†这些气含量适用于全部混合料。用于试验的这些混凝土中尺寸大于37. 5mm骨料都被挑出或筛出，含气量是对小于37. 5mm部分而言的（包括气含量的容许偏差）。全部混合料的空气含量由小于37. 5mm的部分计算得到的。

4. 2. 2—处于表4. 2. 2条件下的混凝土，其水灰比应满足相应要求的最大值，最低混凝土的抗压强度等级应满足该表格中规定的值。此外，接触防冻剂的混凝土应服从表4. 2. 3 的限制。

表4. 2. 2—特殊条件下的要求

所处条件	普通混凝土最大水灰比*，以重量计，	普通混凝土和轻质混凝土最低混凝土抗压强度等级 $f_c'$ ，MPa*
接触水时，具有最低的渗透率的混凝土	0. 50	28
在潮湿环境中受冻结和解冻或接触防冻剂的混凝土	0. 45	31
用于接触防冻剂中的氯化物、盐或咸水或这些物质喷洒的钢筋混凝土的腐蚀防护	0. 40	35

\*当同时考虑表4. 3. 1和表4. 2. 2时，选择最大水灰比的最小值以及选择最低混凝土抗压强度等级的最大值。

4. 2. 3—对于接触防冻剂的混凝土，粉煤灰、火山灰、硅灰、熔渣的最大用量不能超过表4. 2. 3所规定的水泥质材料用量。

注释

境中。例如：路面，桥面板，人行道，停车库，水箱。中等环境是指处于寒冷气候下的混凝土受冻前偶尔接触潮湿环境，以及没有使用防冻盐。例如：外墙，主次梁以及没有直接接触土壤的板。4. 2. 1中当混凝土的强度比35MPa 高时，混凝土含气量可以减少1%，由于这样高强度的混凝土，水灰比低，孔隙率小，从而防冻性较好。

R4. 2. 2—由于对轻质混凝土中骨料的吸收作用无法测定，水灰比无法计算，所以没有规定轻质混凝土的水灰比的最大值。规定所用混凝土最小的抗压强度  $f_c'$  保证了所用的水泥浆是高质量的。对于普通混凝土，选用规定强度的最小值和规定水灰比的最大值，为满足要求提供了附加的保证。

R4. 2. 3—4. 2. 3和表4. 2. 3给出了接触防冻剂的混凝土中所含粉煤灰，火山灰，硅灰，熔渣的限值<sup>4.4-4.6</sup>。研究结果表明粉煤灰，火山灰，硅灰，熔渣的使用使混凝土的孔隙变小，从而降低了混凝土的渗透性。

## 规范

## 注释

表4.2.3—接触防冻剂的混凝土要求

水泥质材料	按重量计算的所占水泥质材料的最大百分比*
根据 ASTM C 618粉煤灰或其他火山灰的用量	25
根据 ASTM C 989熔渣的用量	50
根据ASTM C 1240硅土气的用量	10
粉煤灰、火山灰、熔渣、硅灰的总量	50†
粉煤灰或其他火山灰和硅灰的总量	35†

\*水化胶结材料的总量也包括ASTM C 150, ASTM C 595, ASTM C 845 和 ASTM C 1157水泥。

上述材料的最大比率是

(a) 掺入IP型或I (PM) 型混和水泥的粉煤灰或其他火山灰ASTM C 595, 或ASTM C 1157;

(b) 用于生产IS或I (SM) 型混和水泥的熔渣, ASTM C595 或ASTM C 1157。

(c) 用于混和水泥的硅灰, ASTM C 1240。

†粉煤灰或其他火山灰和硅土气的含量分别不超过水化胶结材料总重的25%和10%。

## 4.3—暴露于硫酸盐环境

4.3.1—接触含有硫酸盐溶液或土壤的混凝土应满足表4.3.1中的要求或者应采用含有抗酸性能水泥的混凝土, 具有表4.3.1中规定的最大水灰比和最低抗压强度等级。

## R4.3—暴露于硫酸盐条件

R4.3.1—混凝土接触具有危害浓度的酸性水土时, 应使用抗硫酸盐水泥。表4.3.1列出了不同条件下适合的水泥类型和最大水灰比以及最低的混凝土强度等级。在选择抗硫酸盐水泥时, 主要考虑的是水泥中铝酸三钙 $C_3A$ 的含量。对于中等环境, 根据ASTM C 150, 类型II水泥中 $C_3A$ 的最大含量是8.0%。根据有最大应力指标的ASTM C 595,

表4.3.1—接触硫酸盐溶液的混凝土要求

酸性条件	以重量为准, 土壤中所含可溶解于水的硫酸根 $SO_4$ 的百分比	水中硫酸根 $SO_4$ , ppm	水泥类型	普通混凝土, 根据重量计算的最大水灰比。	最低的普通混凝土和轻质混凝土 抗压强度等级MPa*
可忽略	$0.00 \leq SO_4 < 0.10$	$0 \leq SO_4 < 150$	—	—	—
中等酸性情况 †	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1500$	II, IP (MS), IS (MS), P (MS), I (PM) (MS), I (SM) (MS)	0.50	28
强酸性情况	$0.20 \leq SO_4 \leq 2.00$	$1500 \leq SO_4 \leq 10,000$	V	0.45	31
极强酸性情况	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10,000$	V (加有火山灰) ‡	0.45	31

\*当同时考虑表4.3.1和表4.2.2时, 选择最大水灰比的最小值以及选择最低混凝土抗压强度等级的最大值。

†海水

‡V类水泥中所添加的火山灰由试验确定或是根据以往提高抗酸性的记录来选择。



## 规范

4.3.2—在表4.3.1中定义的强酸和极强酸条件下,不能用氰化钙作为混凝土的配料。

## 4.4—钢筋的防腐

4.4.1—为了混凝土中钢筋的防腐,在混凝土硬化过程中的28天到42天,混凝土配料中所含可溶氯离子浓度不应超过表4.4.1的限制。检测可溶水的氯离子浓度时,其检测过程应按照ASTM C 1218M。

## 注释

混合水泥适用于中等酸性条件。在ASTM C 595, 适合的水泥类型是IP(MS), IS(MS), I(PM)(MS)和I(SM)(MS)。对于严重暴露环境, V类水泥, 规定的最大 $C_3A$ 的含量是5%。在某些地区, 其他可用类型的水泥如: III类或者I类中 $C_3A$ 的含量应小于8%或5%, 可用在中等酸性环境或强酸性环境中。这里指出抗硫酸盐水泥对某些化学性侵蚀溶液, 其抗酸能力不会提高, 例如硝酸铵。工程技术要求中包括所有特殊条件。

使用粉煤灰(ASTM C 618, F级)也可以提高混凝土的抗硫酸盐能力。<sup>4.9</sup>由波特兰水泥和F类火山灰组成的IP类水泥 $C_3A$ 的含量多于8%, 这样的水泥可用于中等硫酸盐环境。

表4.3.1中的一条指出海水为中等暴露环境, 尽管海水中 $SO_4$ 的含量超过1500ppm。当最大水灰比减少到0.4时,  $C_3A$ 含量达到10%的其他类型水泥可以用在海水环境中。

ASTM试验方法中的C 1012<sup>4.2</sup> 可以评测由水泥质材料组合的混合料的抗硫酸盐能力。

除合理选择水泥外, 保证硫酸盐聚集环境的混凝土的耐久性的其他要求也是不可少的。例如: 低的水灰比, 混凝土的强度, 合适的加气, 低塌落度, 合理的凝结硬化过程, 适当的保护层厚度, 充足的湿度, 使混凝土的潜在特性充分发挥出来。

## R4.4—钢筋的防腐

R4.4.1—氯化物对钢筋腐蚀的影响的附加说明可见ACI机构201<sup>4.10</sup>的“混凝土耐久性指导”和ACI机构222<sup>4.11</sup>的“混凝土中金属的防腐”。检测试验应根据ASTM C 1218M。最初的测定是通过测定个别的混凝土组成成分来得到总的氯离子含量。如果根据混凝土配料来计算的总的氯离子含量超过了表4.4.1中的规定, 有必要根据ACI 201测定硬化混凝土样本的氯离子含量。按照ASTM C 1218M 的试验, 混凝土配料中的一些氯化物不能溶解或者和水泥发生反应后变成不可溶的。

测定混凝土氯离子含量时, 试验在龄期为28天至42天进行。表4.4.1中规定的氯离子含量限值是指混凝土配料中的氯离子, 不包括混凝土周围环境中的氯化物。

## 规范

表4.4.1—满足钢筋防腐要求的最大氯离子含量

构件类型	可溶于水的氯离子最大含量,以占水泥重量的百分比记
预应力混凝土	0.06
接触氯化物的钢筋混凝土	0.15
处于干燥环境中或有防潮措施的钢筋混凝土	1.00
其他钢筋混凝土	0.30

4.4.2—如果钢筋混凝土接触氯化物,这些氯化物来自防冻剂,盐,盐水,碱水,海水,或者这些物质的水雾,那么要满足表4.2.2中要求的最大水灰比和最低混凝土强度等级。同时要满足7.7中要求的最小混凝土保护层厚度。对无粘结钢筋束见18.16。

## 注释

表4.4.1中规定的氯离子限值与ACI 201.2R<sup>4.10</sup>以及ACI 222 R<sup>4.11</sup>中规定的不同。对于使用过程中处于干燥环境中的钢筋混凝土,1%的规定包含了可控制的总的可溶氯化物。表4.4.1中,0.15%和0.30%分别表示接触氯化物的钢筋混凝土结构和处于潮湿环境中的钢筋混凝土结构的限值。这些限值对应于ACI 201.2R<sup>4.10</sup>中的0.10%和0.15%,ACI 222 R<sup>4.11</sup>建议钢筋混凝土中氯离子重量分别占水泥重量的0.08%和0.20%,是依据可溶于酸的氯化物含量,而不是可溶于水的氯化物含量。

在使用涂有环氧树脂或者镀锌的钢筋,表4.4.1中的限值比所需的更要严格。

**R4.4.2**—当混凝土暴露于氯化物的外部来源中时,4.2.2中规定的水灰比和混凝土强度等级是应该考虑的最低要求。设计者应根据条件,估计建筑中的氯化物来源,如机动车排放氯化物的停车库,或者海边建筑,使用环氧或镀锌的钢筋,或使保护层厚度比7.7中要求的最小保护层厚度大等做法都是可取的。使用满足ASTM C 989的熔渣或者满足ASTM C 618 的粉煤灰,以及提高混凝土强度等级,可以提高防腐性。使用满足ASTM C 1240的含有适当减水剂的硅灰,以及ASTM C494M Types F 和 G 或者ASTM C 1017M也可以起到防腐作用。使用ASTM C 1202<sup>4.13</sup>来测试混凝土的配料将提供关于配料性能的更多的信息。

## 第5章 混凝土的质量、配制和浇筑

## 规范

## 注释

## 5.1—概述

5.1.1—混凝土应满足5.3.2中所述的平均抗压强度 $f_{cr}'$ 以及第四章的耐久性标准。降低所制混凝土的强度低于5.6.3.3规定的强度的概率。根据该规范混凝土的建设设计强度 $f_c'$ 不应低于17MPa。

5.1.2—混凝土强度 $f_c'$ 根据5.6.3中规定的制作和试验方法进行的圆柱体试验确定。

5.1.3—除了特殊规定外, $f_c'$ 由28天龄期的混凝土强度确定。若龄期不是28天, $f_c'$ 的测试龄期应按设计图纸或说明书的规定采用。

5.1.4—采用9.5.2.3, 11.2和12.2.4中的设计标准所提供的混凝土劈裂抗拉强度值,实验测试的应按照“轻骨料混凝土结构标准规程”(ASTM C 330)来确定劈裂抗拉强度 $f_{ct}$ 的数值。

5.1.5—劈裂抗张试验不能用作混凝土现场验收的依据。

## R5.1—概述

混凝土配合比要满足足够的耐久性要求(第四章)和强度的要求。验收混凝土标准是依据该规范的最初的保护公共安全的原理。第五章记述了混凝土达到足够强度的工艺流程,以及检查混凝土浇筑过程和浇筑后的质量的规程。

第五章也记述了配制和使用混凝土的最低标准。

5.2、5.3和5.4,以及第四章的规定给出了混凝土配比的要求。决定混凝土具有足够强度的基本要求在5.6中。

R5.1.1—给出了管理确定和评价混凝土质量和强度值的基本前提。强调生产的混凝土平均抗压强度值总要比混凝土结构设计计算中规定的抗压强度 $f_c'$ 高。这是基于概率统计的观念,保证在结构中足够的混凝土强度的发展。除了要满足5.3.2中规定的混凝土要达到平均抗压强度外,还要满足第四章规定的耐久性要求。

R5.1.4—9.5.2.3节(劈裂摩数),11.2节(剪切强度)和12.2.4节(钢筋锚固)对轻骨料混凝土设计标准进行修正。有两种可供选择的修正方法。一种是根据实验室的试验来确定轻骨料混凝土平均劈裂抗拉强度 $f_{ct}$ 和规定抗压强度 $f_c'$ 的关系。对于来自某一给定来源的轻骨料,在设计之前得到适当的混凝土劈裂抗拉强度 $f_{ct}$ 。

R5.1.5—混凝土劈裂抗拉强度的试验(如5.1.4要求)不应作为现场的混凝土强度的控制和验收依据。间接控制通过由5.6节所述的正常的抗压强度试验实现。

## 规范

## 5.2—混凝土配合比的选择

## 5.2.1—混凝土配比的确定有以下规定：

- (a) 合易性和稠度使混凝土在浇筑使用时易于成型和易于与钢筋粘结，不会离析或是泌水。
- (b) 按第四章的要求，混凝土具有抵抗侵蚀的性能。
- (c) 符合5.6节中强度试验要求。

## 5.2.2—不同材料用在不同部分，起不同作用，要评测每一个组合。

## 5.2.3—混凝土配比要与5.3节或5.4节相一致，而且要满足适用性。

## 5.3—以现场试验和（或）试拌配料

## 注释

## R5.2—混凝土配合比的选择

“普通混凝土，重混凝土，大体积混凝土配比选择标准”（ACI 211.1）<sup>5.1</sup>给出了选择混凝土配比的细节规则。

（提供了两种选择和调整普通混凝土配比的方法：估计重量和绝对体积方法。给出了两种方法的计算实例。按绝对体积方法配制的重混凝土的配比查看附录。）“结构用轻骨料混凝土配比选择标准”（ACI 211.1）<sup>5.2</sup>给出了轻质混凝土选料的方法。（提供了选择和调整不同建筑等级轻骨料混凝土的配比方法。）

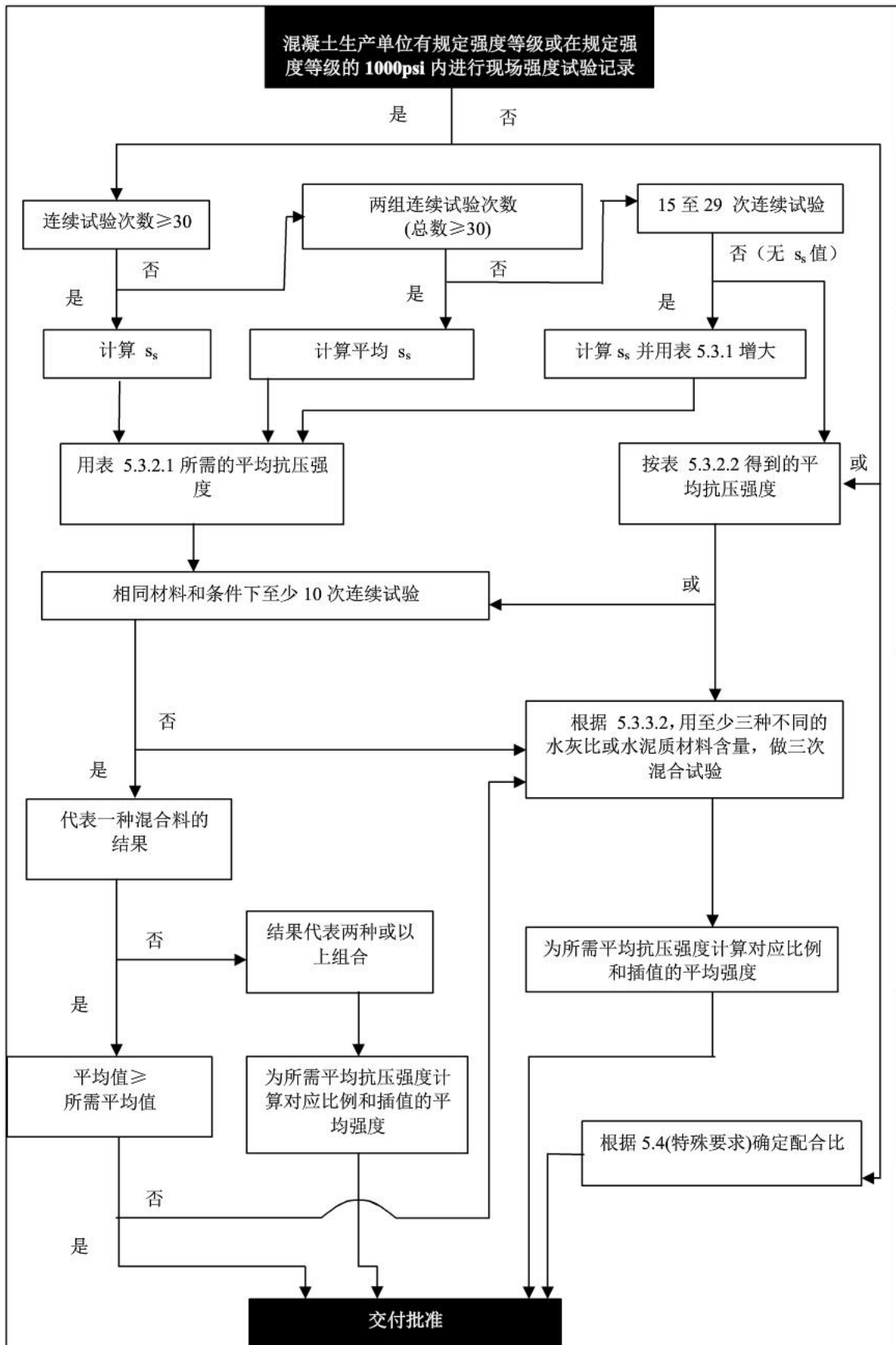
R5.2.1—所用水灰比要足够低，或者轻骨料混凝土的抗压强度足够高以满足强度标准（见5.3或5.4）和特殊暴露环境（第四章）的要求。该条规范不包括极恶劣暴露环境的要求，如：酸性条件，高温条件，同时也没考虑美学效果，如表面装修。这些方面超出了该规范的范围，应包含在工程技术要求中。混凝土配比要满足该规范的最低要求，以及合同附加的条款。

R5.2.3—本规范强调混合物的现场试验或试验室试拌（见5.3）作为首选的混凝土配比方法。

## R5.3—以现场试验和（或）试拌配料

在选择合适的混凝土混合料时，遵循以下三步。第一，确定样品标准偏差。第二，确定要求的混凝土平均抗压强度。第三，根据传统配制试验或合理的经验记录，选择满足该平均强度要求的混凝土配合比。Fig. R5.3是选择配料的流程图。

## 注释



图表 R5. 3: 混凝土配合比选择和文件编制流程图

## 规范

## 5.3.1—试样标准偏差

**5.3.1.1**—有了混凝土的试验记录,就可以得到样品标准偏差 $s_s$ , 计算 $s_s$ 试验记录:

(a) 应代表相似的材料、质量控制过程, 环境, 在试验中材料和配比的改变不能实际工程的严格。

(b) 应代表所配制的满足规定抗压强度的或者抗压强度相差不超过7MPa的混凝土。

(c) 应至少由30次连续试验或者由5.6.2.4中规定的总数至少为30次的两组试验得到。

5.3.1.2—当混凝土生产单位没有满足5.3.1.1要求的记录, 但有依据15至29次连续试验记录的试样标准偏差 $s_s$ 乘以表5.3.1.2的修正系数, 作为产品的计算试样偏差。试验记录满足5.3.1.1的(a)和(b)的要求方可采用, 仅仅是代表不超过45天内的连续试验的单一记录。

表 5.3.1.2—试验次数少于 30 时样品偏差的修正系数

试验次数	样品标准偏差的修正值
少于15	用表 5.3.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30及以上	1.00

\*介于其间的试验次数用插值法求得。

†确定表 5.3.2.1 中要求的平均抗压强度 $f_{cr}$ 应用修正的样品标准偏差,  $s_s$

## 注释

在选择混凝土配合比时, 需使混凝土的配制强度高于设计强度等级。配料的等级取决于试验的结果的变化情况。

**R5.3.1** —试样标准偏差

当混凝土生产单位有所预期的材料和条件下的连续30次试验的合理记录, 根据这些结果按下式计算的试样标准偏差:

$$s_s = \left[ \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)} \right]^{1/2}$$

其中:

$s_s$  = 试样标准偏差, MPa

$x_i$  = 5.6.2.4定义的单个强度试验结果。

$\bar{x}$  =  $n$ 次试验结果的平均值

$n$  = 连续强度试验次数

用试样标准偏差来确定满足 5.3.2.1.要求的平均强度。

如果用两组不少于30次的试验记录计算, 试样标准偏差由每个试验记录计算的统计平均值求得, 按下式计算:

$$\bar{s}_s = \left[ \frac{(n_1 - 1)(s_{s1})^2 + (n_2 - 1)(s_{s2})^2}{(n_1 + n_2 - 2)} \right]^{1/2}$$

其中:

$\bar{s}_s$  = 两组试验的试样标准偏差的统计平均值。

$s_{s1}, s_{s2}$  = 分别根据两组试验记录计算的样品标准偏差。

$n1, n2$  = 分别为每组试验的记录次数。

如果试验次数少于30, 但至少有15次可用的试验, 计算的试样标准偏差根据表5.3.1.2中的系数增大。这个流程导致过于保守的所需平均强度。表5.3.1.2中的值是根据分布取样得到的, 避免出现小样品低估了真实值或整体偏差。

用来计算平均强度的试样标准偏差要在“相似或所预期的条件”(见5.3.1.1(a))下得到。这是保证混凝土验收的重要要求。

如果与实际应用的混凝土的配料及生产流程相当, 以及如果指定混凝土的强度与规定的混凝土强度偏差小于7MPa, (见5.3.1.1(b)), 测试混凝土标准偏差的环境要与



## 规范

## 5.3.2—所需平均强度

5.3.2.1—作为选择混凝土配比的所需平均抗压强度  $f_{cr}'$  由表5.3.2.1确定, 计算中使用了5.3.1.1或5.3.1.2中计算的样品标准偏差。

表5.3.2.1—当数据可以建立样品标准偏差时, 所需的混凝土平均的抗压强度

规定抗压强度, MPa	所需平均抗压强度, MPa
$f_c \leq 35$	用式 (5-1) 和(5-2)计算的最大值: $f_{cr}' = f_c' + 1.34s_s$ (5-1) $f_{cr}' = f_c' + 2.33s_s - 3.5$ (5-2)
$f_c > 35$	用式 (5-1) 和(5-3)计算的最大值: $f_{cr}' = f_c' + 1.34s_s$ (5-1) $f_{cr}' = 0.90 f_c' + 2.33s_s$ (5-2)

5.3.2.2—当混凝土生产设备没有计算满足5.3.1.1或5.3.1.2要求的计算  $s_s$  的现场试验记录时,  $f_{cr}'$  由表5.3.2.2确定, 平均强度应符合5.3.3的要求。

表5.3.2.2—当没有能建立试样标准偏差的资料时, 所需的平均抗压强度

规定的平均抗压强度, MPa	所需平均抗压强度, MPa
$f_c' < 21$	$f_{cr}' = f_c' + 7$
$21 \leq f_c' \leq 35$	$f_{cr}' = f_c' + 8.3$
$f_c' > 35$	$f_{cr}' = 1.10f_c' + 5$

## 注释

所要求的一致。混凝土类型的改变和强度的增长会加大试样偏差。这种情况通常发生在骨料类型改变的情况, (例如由普通骨料变成轻骨料, 反之亦然。) 或者从非加气混凝土到加气混凝土的改变。试样标准偏差会随混凝土强度水平提高而提高, 虽然提高的比例比强度提高的比例小。当有理由怀疑时, 用来计算混凝土所需强度时的试样标准偏差总是应该保守些。

本规范用每平方英尺多少磅的试样标准偏差来代替以百分比记的变异系数。

## R5.3.2—所需平均强度

R5.3.2.1—当试样标准偏差确定以后, 规定强度  $f_c'$  小于等于 35MPa 时, 所需强度  $f_{cr}'$  选择式 (5-1) 和 (5-2) 的最大值。规定强度  $f_c'$  大于 35MPa 时, 所需强度  $f_{cr}'$  选择式 (5-1) 和 (5-3) 的最大值。式 (5-1) 是根据三次连续试验的平均值从 100 个试件中抽取一个的值可能低于规定的混凝土抗压强度  $f_c'$ 。式 (5-2) 式依据每个试验在规定的强度下超过 3.5MPa 的近似可能性。式 (5-3) 是依据从 100 个试件中抽取 1 个试件, 每个试验的强度小于  $0.9f_c'$  的可能性。计算试件标准偏差的公式相当于无限多次试验的整体值, 因此使用从 100 次或更多次试验估计的试样标准偏差是可取的。当可以做 30 次试验时, 某种程度上比从 100 个试件中抽取 1 个试件测试的失效率要大。采用附加的方法改进从 100 个中抽取 1 个的做法是不可取的, 因为收集试验材料的过程和混凝土生产的过程类似, 有很多不确定因素。

## 规范

## 5.3.3—平均抗压强度的证明文件

所配混凝土的平均抗压强度大于等于所要求的平均抗压强度 $f_{cr}'$ 的证明文件，由一次现场强度试验记录，几次强度试验，或者试验配合组成。

5.3.3.1—当试验记录用来证明提供的混凝土的比例将配制成强度为 $f_{cr}'$ （见5.3.2）的混凝土时，这些记录应是代表实际的材料和条件。在试验中材料，条件，配比的改变不要比实际情况更严格。为说明混凝土潜在的平均强度，当记录时间大于等于45天时，大于10次少于30次的连续试验的记录是可用的。所需混凝土配比可以用两次或多于两次试验的强度及配比进行插值得到，其中的强度和配比要满足本节的其他要求。

5.3.3.2：当一现场的试验结果不可用时，可用满足下面要求的实验室配比：

- （a）材料是用于实际工作的材料。
- （b）配比和浓度与实际工作的混凝土一致的实验室试验要用至少3种不同的水灰比或水化胶结材料含量，配制一系列的强度趋于 $f_{cr}'$ 的混凝土。
- （c）试验的混合物的塌落度最大允许值是 $\pm 20\text{mm}$ ，对于加气混凝土最大允许含气量在 $\pm 0.5\%$ 以内。
- （d）对于每种水灰比或水化胶结材料的含量，每个龄期至少要做3个圆柱体试验，以满足“制作混凝土实验室试验的试块的标准做法”（ASTM C 192M）。圆柱体试验在28天进行或在为确定 $f_c'$ 所指定的龄期进行。
- （e）从圆柱体试验的结果的曲线图表中应看出水灰比或水化胶结材料含量与指定龄期的混凝土强度之间的关系。
- （f）在实际应用的混凝土最大水灰比和水化胶结材料含量应在配制满足5.3.2要求的曲线表中反映出来，除了第四章要求的较低的水灰比或较高的强度。

## 注释

## R5.3.3—平均抗压强度的证明文件

如果所需的平均抗压强度 $f_{cr}'$ 已知，下一步要选择配合比，要使配制的混凝土平均抗压强度大于等于所需地平均强度，同时也满足第四章的特殊环境要求。这个说明包括一次强度测试记录，几次强度测试记录或合理的现场试验或实验室试验，一般的，用来测试强度的试验记录也是用来测试标准偏差。然而，如果试验记录结果显示的平均抗压强度比所需的平均抗压强度低或者高，，需要调整配比。这这种情况下可用少于10次试验的平均值，配比可以根据不同强度的插值和这样连续两组试验的配比来确定。所有建立所需强度配比的试验记录应满足5.3.3.1的“同等材料和条件”的要求。

对于强度超过 35MPa，平均强度说明是依据混合物实验室试验得到的，适当的提高提高表 5.3.2.2 计算的  $f_{cr}'$ ，从而可以混凝土实验室试验和实际生产的强度降低。

## 规范

### 5.4—没有现场经验和实验室试验的条件下配制混凝土

5.4.1—如果没有5.3要求的资料数据，混凝土配比根据注册设计师认可的其他经验和信息。用与以往实际应用的类似的材料配制的所需混凝土平均抗压强度要至少比 $f_c'$ 高8.3MPa。当混凝土的 $f_c'$ 高于35MPa时，不能用这些方法。

5.4.2—按本节要求配制的混凝土要符合第四章耐久性的要求和5.6的混凝土抗压强度测试标准。

### 5.5—抗压强度平均值的折减

当在建造过程中，材料数据可用时，强度时可以折减的，根据折减量，所需混凝土平均抗压强度 $f_{cr}'$ 必须超过 $f_c'$ 。如果：

(a) 有30次或更多的试验结果可用，以及测试结果的平均值超过5.3.2.1的要求，用符合5.3.1.1计算的一个试样标准偏差，或

(b) 有15至29次试验结果以及测试结果的平均值超过5.3.2.1的要求，用符合5.3.1.2计算的一个试样标准偏差，以及

(c) 满足第四章的特殊环境要求。

### 5.6—混凝土的评估和验收

5.6.1—被测混凝土应符合5.6.2到5.6.5的要求。在施工现场由有资格的技术人员对素混凝土进程测试，制作现场凝结固化的试样，制作实验室测试的试样，以及记录当制作强度试验的试样时的温度。有资格的实验室技术人员要进行所有要求的实验室试验。

## 注释

### R5.4—没有现场经验和实验室试验的条件下配制混凝土

R5.4.1—当没有以前的经验（5.3.3.1）或实验室试验数据（5.3.3.2）能满足这几节规范的要求时，仅在专门允许的情况下，可以用其他的经验。因为强度相当的混凝土的配料也可能不一样。当 $f_c'$ 大于35MPa或所需平均抗压强度比 $f_c'$ 大8.3MPa时，不能用这种方法。这个规定的目的是为了保证混凝土供应不足时施工仍能进行，以及没有足够的时间分析评测，或者对较小的建筑，这种试验的花费是不合理的。

### R5.6—混凝土的评估和验收

选择了混合物的配比，开始工作，评测和验收混凝土的标准依据5.6

本规范努力提供验收混凝土的清楚直接的依据，同时能够说明当混凝土强度测试不满足要求时应采取的措施。

R5.6.1—实验室和现场技术人员通过培训被认可。现场技术人员负责制作混凝土试件；检测塌落度，溶重，流动性，含气量以及温度，和制作和养护的被鉴定的试件要符合ACI混凝土现场试验技术—1级认证规程，或ASTM C1077<sup>5.3</sup>的要求，或者相当的程序。

混凝土实验室测试人员要符合ACI混凝土实验室测试技术员，混凝土强度测试技术员的要求，或者符合ASTM C1007的要求。

## 规范

### 5.6.2 一试验的次数

5.6.2.1—每天每种强度等级的混凝土至少取一次强度试验的试样，每  $110\text{m}^3$  混凝土至少取一次试样，楼板或墙面表面每  $460\text{m}^2$  至少取一次试样。

5.6.2.2—对于某一工程，如果其中某种等级的混凝土总量按 5.6.2.1 条要求测试其测试的次数少于 5 次，应至少随机选择 5 批试样得出测试结果，如果少于 5 批，则由每批试样得出试验结果。

5.6.2.3 当某种等级的混凝土总量少于  $38\text{m}^3$ ，如果能够提供有足够强度的证明或得到建筑官员的批准，可不进行强度试验。

5.6.2.4—强度试验值应为由同一混凝土试样制作的两个圆柱体强度的平均值，在混凝土 28 天龄期或者在指定的确定  $f'_c$  的龄期测试。

### 5.6.3 一试验室养护的试件

5.6.3.1—强度试验的试样应按《新拌混凝土标准取样方法》(ASTM C 172)取用。

5.6.3.2—强度试验的圆柱体应按《场地制作和养护混凝土试件标准方法》(ASTM C 39M)进行浇筑和试验室养护。

5.6.3.3—如果以下两个要求都能够满足的话，某一等级的混凝土可认为达到强度等级：

(a)三次连续强度测试每组的算术平均值大于或等于  $f'_c$ ；

## 注释

测试报告要尽快发给业主，负责该设计的注册工程师，承的要求，或者相当的程序承包人，分包人，材料的供应者，建筑的官方人员，以便即使的确定是否要更改方案。

### R5.6.2 一试验的次数

R5.6.2.1—以下三项标准确定了对每种等级混凝土取样的最少次数：

- (a) 每天每种等级的混凝土不少于一次，
- (b) 每天每种等级的  $110\text{ m}^3$  的混凝土不少于一次，
- (c) 每天楼板或墙表面每  $460\text{m}^2$  一次。

在计算表面积时，只考虑板或墙的一面，如果板或墙的平均厚度小于  $245\text{mm}$ ，则标准(c)每  $110\text{ m}^3$  的混凝土取样要多于一次。

R5.6.2.2 如果要准确的测量混凝土的可接受性，必须严格按照随机选取强度测试试样。在混凝土浇筑期间，选择试样的时间和从哪几批混凝土中取样都应具有代表性并且是随机的。不能根据外观、方便或其他可能不准确的标准选择，否则统计分析就失去其有效性。一批试样只能做一次试验（一个试样中作两个圆柱体得到一个平均值—5.6.1.4），取样之后不可以把水加入混凝土。ASTM D 3665<sup>5.4</sup>介绍了试验随机取样的方法。

### R5.6.3 一试验室养护的试件

R5.6.3.3—给出的一组混凝土强度可接受性标准，适用于所有用于本规范设计中混凝土，而不管用何种设计方法。只要任意三次连续强度测试的平均值保持高于给定的  $f'_c$ ，并且当  $f'_c$  的值为  $35\text{MPa}$  或更小时，单个强度测量值

## 规范

(b)当  $f_c'$  的值为 35MPa 或更小时, 单个强度测量值(两个圆柱体平均值)比  $f_c'$  不低于 3.5MPa; 当  $f_c'$  的值大于 35MPa 时, 不低于  $0.10f_c'$ 。

5.6.3.4—如果5.6.3.3中任一条要求不能够满足, 应采取措施提高随后强度测试结果的平均值。如5.6.3.3(b)的要求不能够满足, 则要遵守5.6.5的要求。

## 注释

R5.6.3.4—如果5.6.3.3中任一条要求不能够满足, 应采取措施提高随后强度测试结果的平均值。假如已经生产混凝土累积足够作15次试验, 应该如5.3所述建立一个新的目标平均强度。

如果需要考虑的某种等级的混凝土已作少于15次的试验, 则新的目标强度水平至少等于初始配合比时用的强度平均水平。如果对工程所作的试验平均值等于或大于初始配合比的水平, 则需进一步提高平均水平。

提高测试平均水平的措施取决于具体的情况, 但总会包括以下一种或几种:

- (a) 增加水泥质材料的含量;
- (b) 改善配合比;
- (c) 减少或更好的控制塌落度;
- (d) 减少运送时间;
- (e) 严格控制空气的含量;
- (f) 改进测试的水平; 包括严格的遵循标准测试程序。

这些操作或测试程序的改变, 或水泥质材料含量或塌落度的改变, 不需要再按5.3的程序正式重新做, 但如混凝土、骨料的来源, 外加剂的重要改变都应由相关的证据证明其平均强度水平将会改进。

对符合这些要求的试验室测试的圆柱体或样芯, 应由美国试验室鉴定协会(A2LA)、AASHTO材料标准试验室(AMRL)、国家义务试验室鉴定组织(NVLAP)、水泥和混凝土标准试验室(CCRL)等公认的机构或同等的机构对是否符合ASTM C1077<sup>5.3</sup>的要求进行鉴定或检查。

(刘玉杰)

## 规范

### 5.6.4—现场养护的构件

**5.6.4.1**—如果建设方要求，应该提供现场养护的（混凝土）圆柱体的强度试验的结果。

**5.6.4.2**—现场养护的（混凝土）圆柱体应在现场条件下，根据“现场混凝土试样的制备和养护实施规程”（ASTM C 31M）进行养护。

**5.6.4.3**—现场养护的（混凝土）圆柱体试块应同时浇注成形，同实验室养护的（混凝土）圆柱体试块一样。

**5.6.4.4**—当试验期被命名为单向轴压时的抗压强度  $f_c'$  现场养护的（混凝土）圆柱体的强度低于实验室养护的混凝土的强度的 85% 时，保护和养护混凝土的相关规程应被改善。如果现场养护强度超出  $f_c'3.5\text{MPa}$  时，将没有此 85% 的限制。

### 5.6.5—低强度（混凝土）试验结果的研究

**5.6.5.1**—如果实验室养护的任何（混凝土）圆柱体的强度试验（如 5.6.4.2）降低到  $f_c'$  以下多于 6.5.3.3（b）中强度的程度或如果现场养护的（混凝土）圆柱体的强度试验表明保护和养护的不足（如 5.6.4.4），将采取措施来确保不破坏结构的承载能力。

**5.6.5.2**—如果低强度混凝土的可能性被肯定及计算表明承载能力有显著的降低，有问题的钻孔岩芯试验应根据“获取和测试有孔混凝土和锯切成的混凝土梁的标准试验方法”（ASTM C 42M）应被承认。在这种情况下，应采取三个钻孔岩心作为每个强度试块，这些试块都应降低到如 5.6.3.3（b）中所给出的价值以下的程度。

## 注释

### R5.6.4—现场养护的构件

**R5.6.4.1**—现场养护的（混凝土）圆柱体强度试验去核实结构的混凝土的养护和保护的可可靠性。

**R5.6.4.4**—正确的指南在关于现场养护的（混凝土）圆柱体试验的规范中提及。研究表明被保护和养护来模拟好现场情况的（混凝土）圆柱体的强度应该检测不低于标准的试验室湿养护的（混凝土）圆柱体的 85%。这个百分比已经设置作为判断现场养护的可靠性的合理的基础。这个对比是关于现场养护和实验室养护的（混凝土）圆柱体的实测强度，而不是关于现场养护的（混凝土）圆柱体和给定的  $f_c'$  之间的。然而，如果无法满足现场养护的（混凝土）圆柱体的强度的 85% 时，现场养护的（混凝土）圆柱体的结果也被认为是合理的。

### R5.6.5—低强度（混凝土）试验结果的研究

指示提供了关于当强度试验已经无法满足规定承受规范的进程。由于明显的原因，这些指示不可能是教条化的。建设方应该应用关于低强度试验结果和它们是否会显示关注的需要的重要性的判断。如果长远的研究被看成有必要的话，这种研究可能包括非破坏性的试验，或在极限的情况下，从结构中取出岩芯的强度试验。

现场浇筑的混凝土的非破坏性试验（包括通过探测器贯入法、冲击锤、超声波脉冲速度或拔拉）可能在决定结构的一定部位是否确实包含低强度混凝土有一定的作用。在关于相同的工作性质上的对比而不是在强度数量的措施上的试验是有价值的。如果要



## 规范

**5.6.5.3**—从钻孔岩心的表面擦去钻孔水井并钻孔后立刻把岩心放到不漏的袋子或容器内，将岩心准备好进行运输和存储。岩心应至少 48 小时并在钻孔后的 7 天内进行测试除非得到注册结构师的允许。

**5.6.5.4**—如果（混凝土）三个岩心的平均值至少与  $f_c'$  的 85%相等和如果没有任何一个（混凝土）岩心少于  $f_c'$  的 75%时，（混凝土）岩心试块被认为是足够的。从不稳定的岩心试验结果提取出的其他岩心试验是允许的。

**5.6.5.5**—如果 5.6.5.4 的标准不被满足和如果对结构的可靠度有质疑，负责机构应命令根据第 20 章对有问题的结构部分的强度进行荷载试验，或是采取其它的合理的措施。

## 5.7—设备和浇筑场地的准备

**5.7.1**—混凝土浇筑之前的准备工作有：

- (a) 所有搅拌和运输混凝土的设备应该是干净的；
- (b) 所有的碎片和冰块应该要从即将被混凝土占用的空间中移走；
- (c) 模板应正确地涂料；
- (d) 所有与混凝土接触的圬土填充（料）单元应被完全浸透；
- (e) 钢筋上的冰块或其他有害涂料应被彻底地清除；

## 注释

求的话，安全验收的标准的岩芯被要求保证任意形状的结构可靠度。当然低强度在许多环境下可能是容许的，但是这再一次变成了建设方和设计师之间的评判。当岩芯试验无法提供来保证结构可靠性时，建设方要求一个荷载试验（第 20 章）应该是可行的，特别是在楼板或屋顶系统中，。如果时间和条件允许的话，短期荷载试验的影响可以通过附加湿养护的方法来改善现场混凝土的强度。这种试验的效率应该通过之前讨论过的进程的长远强度评论的方法进行检验。

通过水冷却的钻头岩芯在钻孔期间在岩芯的外部 and 内部之间的水分梯度中获得结果。这反而会影响岩芯的抗压强度。开始岩芯试验后限制提供了分散水分梯度的最小的时间。

平均强度为规定强度的 85%的岩芯试验应该是切乎实际的。期待与等同于  $f_c'$  的岩芯试验室是不切实际的，因为试件尺寸、获取试样的条件和养护的程序的差异无法获取相同的值。

根据陈述岩芯关注伴随着确保的结构安全，并且在 5.6 节中的指示就是为了那个目的。去分配关于强度不足的责任并不是此规范的功能，无论是否达到要求正确的措施的程度。

在这部分的要求下，考虑稳定结构可靠度的岩芯总是在那些被规定  $f_c'$  的取值之后的时期被考虑到。

## R5.7—设备和浇筑场地的准备

关于搅拌、装卸、运输和浇筑混凝土的建筑及维护规则在美国 **ACI Committee 304**<sup>5,10</sup> 所发表的“关于测量、搅拌、运输和浇筑混凝土的指南”中给出了细节说明。（介绍关于材料的管理、装卸和存储、尺寸大小、配料的允许偏差、搅拌、浇筑方法、运输和模板的方法和措施。）

在开始浇筑混凝土之前，注意应用干净的设备、完全干净的模板和钢筋的必要性。特别地，模板内的锯屑、钉子、木屑和其他的碎片应该被清理掉。钢筋上的冰块、污物、疏散的锈片、钢鳞屑或其它的涂料应彻底地清理干净。模板中的水也应清除。

## 规范

(f) 除非使用混凝土导管或得到建设方允许，否则在浇注混凝土之前应该将水从浇注场地中清理干净；

(g) 在硬化混凝土上继续浇注混凝土之前，水泥浮浆和其他变质的材料应该被清理掉。

### 5.8—混凝土搅拌

**5.8.1**—所有的混凝土应搅拌到材料分布均匀为止且在搅拌机被再次使用之前原有的混凝土应该被卸出；

**5.8.2**—预拌混凝土应该根据“预拌混凝土标准规范”(ASTM C 94M)或“容积式分批制和连续混合制混凝土标准规范”(ASTM C 685M)的要求进行搅拌和输送。

**5.8.3**—现场拌制混凝土的养护应根据以下要求进行：

(a) 搅拌工作应该在允许型号的间歇式灰浆搅拌机中进行；

(b) 搅拌机应以制造商推荐的速度下进行旋转；

(c) 在所有材料均投入到滚筒中后搅拌工作至少要持续一分半钟，除非更短的时间内能通过“预拌混凝土标准规范”(ASTM C 94M)的搅拌均匀性试验并得到满足；

(d) 材料的装卸、配料和搅拌应该符合“预拌混凝土标准规范”(ASTM C 94M)的相关条例；

(e) 详细的记录应该被保存以表明：

- (1) 生产的配料批数；
- (2) 使用的材料的配合比；
- (3) 最后浇注在结构中的大致部位；
- (4) 搅拌和浇注的时间与日期。

### 5.9—运输

**5.9.1**—混凝土被从搅拌机中运输到最后的浇注部位的这一过程应采取一定的方法以防止离析或材料的流失现象。

## 注释

### R5.8—混凝土搅拌

均匀的和高质量的混凝土要求材料被完全地搅拌到外表面达到均匀且所有的配料被均匀分配为止。从不同配料部分中取出的样品应有相同的容量、含氧量、坍落度和粗骨料的含量。搅拌均匀的试验方法在 ASTM C 94M 中给出。搅拌所需的时间应依赖于许多因素，如搅拌罐尺寸、罐的刚度、骨料的尺寸和级配以及搅拌机的效率。避免长时间的搅拌以抵抗粗骨料的研磨。

### R5.9—运输

装卸和运输混凝土的每一步均要求去控制一罐之内和罐与罐之间的均匀性。基本的是去避免粗骨料从砂浆或水从其它成分中离析出来。

## 规范

**5.9.2**—运输设备应能够在浇注现场提供混凝土，不导致成分之间的离析，在长时间的间断过程中也没有允许的塑性损失。

### 5.10—浇注

**5.10.1**—混凝土应该在靠近它最后位置进行浇注以避免由于再装卸或流动而产生的离析现象。

**5.10.2**—混凝土应以一定的速度进行浇注，保证混凝土一直处于塑性状态并且很容易地流进钢筋的空隙之间。

**5.10.3**—一部分硬化或被外来物所污染的混凝土不应在结构中进行浇注。

**5.10.4**—加水重拌的混凝土或初凝后重新搅拌后的混凝土不应该使用，除非得到工程师的允许。

**5.10.5**—在开始浇筑后，将作为一种连续的操作持续到一个节间或区段浇注完为止，正如它的边界以及预留缝所要求的，除在 6.4 节中允许的或禁止的。

**5.10.6**—直立模板内每一施工层的顶面一般是水平的。

**5.10.7**—当需要留置施工缝时，应根据 6.4 节的要求制作施工缝。

**5.10.8**—混凝土应该在填筑时用合适的方法进行捣实并且完全包裹在钢筋与预埋件中，且浇满模板的各个角落。

## 注释

规范要求所有的状态下和应用所有的浇注方法装卸和运输混凝土的设备能够不断地并可靠地将混凝土供应到浇注地点。5.9 节的条例应用于所有的浇注方法，包括采用泵、带式输送机、气压系统、手推车、轻便马车、起重机吊斗和（混凝土）导管。

用铝或铝合金制成的导管通过用泵抽吸会产生严重的强度损失现象<sup>5.11</sup>。产生于水泥碱和在管内表面腐蚀的铝的反应所产生的氢气已经明显促使了 50% 的强度损失。因此，不允许把铝或铝合金制成的设备用作泵、混凝土导管或斜槽，而那些被用来从混凝土搅拌机中运输混凝土的短斜槽除外。

### R5.10—浇注

混凝土的再装卸能够产生材料的离析现象。因此规范提示警惕这个通常的做法。伴随水增加的半凝固混凝土的加水重拌不被允许，除非经过审定。这并不排除这种对拌制好的混凝土进行加水以达到规定的最大坍落度范围，只要不违反关于最大搅拌时间和水灰比的规定即可（ASTM C 94M 认可的）。

1917 年规范中的 5.10.4 节的部分包含一种要求“何处凝固困难或钢筋在何处被阻塞，包含被使用在混凝土中相同配合比的水泥、沙子和水的砂浆的配料应首先被浇注到模板中至少 25mm”。这个要求被从 1977 年规范中删除，因为适合的状况不能够改善得足够简洁到去证明它作为规范要求的结论。然而，这种做法有着它的优点且合并到与由检验员负责的专门钢筋合适的工作规范中。砂浆的使用帮助阻止钢筋混凝土的蜂窝和弱的粘结能力。在浇筑混凝土之前应及时浇注砂浆并在混凝土浇筑过程中砂浆应保持塑性状态（既不粘稠也不流动）。

关于混凝土凝固的建筑及维护规则在被 ACI Committee 309<sup>5.12</sup> 所报导的“关于混凝土加固的指南”中给出了细节。（介绍了目前关于凝固机理的资料和解释设备的特性和不同混凝土等级的措施。）

## 规范

### 5.11—养护

**5.11.1**—除了早强快硬混凝土并且根据 5.11.3 节养护除外的混凝土外，混凝土至少在浇注后的第一个 7 天内应该维持在 10℃ 以上并且处于潮湿的状态；

**5.11.2**—早强快硬混凝土除了根据 5.11.3 节养护外，混凝土至少在浇注后的第一个 3 天内应该维持在 10℃ 以上并且处于潮湿状态。

#### 5.11.3—加速养护

**5.11.3.1**—通过高压蒸汽、在大气压力、热量和湿度、或其他允许的进程方式养护，是允许来加速强度的提高和减少养护的时间；

**5.11.3.2**—加速养护在装载阶段应提供至少与等于要求设计强度的混凝土抗压强度；

**5.11.3.3**—养护进程应该获得与 5.11.1 或 5.11.2 的养护方法等效的混凝土。

**5.11.4**—根据工程师或建筑师的要求，根据 5.6.4 节进行的附加强度试验来确保养护方法是令人满意的。

## 注释

### R5.11—养护

关于混凝土养护的建筑及维护规则在被 **ACI Committee 308**<sup>5.13</sup> 所发表的“关于混凝土养护的指南”中给出细节。（介绍合理养护的基本原则和描述了混凝土养护的各种方法、措施和材料。）

#### R5.11.3—加速养护

这部分的条例应用于何时使用加速养护方法，无论是相对于预浇混凝土构件还是现浇混凝土构件。蒸汽养护的混凝土的抗压强度低于在中等温度的潮湿环境下连续养护的普通混凝土的抗压强度，同时蒸汽养护的混凝土试样的弹性模量  $E_c$  不同于正常温度下湿养护的试样的弹性模量。当使用蒸汽养护时，将混凝土搅拌配合比以蒸汽养护的（混凝土）圆柱体试块的为基础是合理的。

加速养护进程需要仔细注意去获得均匀性及满意的结果。在养护期间防止水分流失是极其重要的。

**R5.11.4**—除了获得普通的和早强快硬的混凝土的最低养护温度和时间外，规范在 5.6.4 节中提供了一种规定的标准来判断现场浇注的可靠性。在抗压强度的实验时间一般规定为 28 天内，现场养护的（混凝土）圆柱体应该产生不低于标准的实验室养护的（混凝土）圆柱体的强度的 85%。作为一种合理的对比，现场养护的（混凝土）圆柱体和实验室养护的（混凝土）圆柱体应来自相同的试件。现场养护的混凝土应在与结构相同的条件下进行养护。如果结构被保护，（混凝土）圆柱体也应得到保护。

与不直接暴露于大气中的构件有关的（混凝土）圆柱体应被在临近那些构件处养护和提供相同保护程度和养护方法。对待现场养护的（混凝土）圆柱体不应该比对待他们给予的构件更加有利。（5.6.4 中有相关的附加信息。）如果现场养护的（混凝土）圆柱体没有提供通过对比得到的令人满意的强度，应采取措施来改善养护。如果试验表示一种结构中可能存在严重的混凝土强度的偏差时，岩芯试验可能被要求伴随或不伴随附加的湿养护以核实结构的可靠性，如 5.6.5 中所提供的。

## 规范

## 5.12—冬季要求

**5.12.1**—足够的设备应该提供给在冰冻或接近冰冻天气中加热混凝土材料和保护混凝土。

**5.12.2**—所有的混凝土材料、钢筋、模板、填料和与混凝土接触的地基应解除冰冻。

**5.12.3**—冰冻的材料或含冰的材料不应该被使用。

## 5.13—夏季要求

在热天气下，成分、生产方法、装卸、浇注、保护和养护应该给出合适的注意以阻止过高的混凝土温度或因开的水分蒸发，这会破坏要求的强度或结构或构件的安全度的。

## 注释

**R5.12—冬季要求**

关于冬季混凝土施工在被 **ACI Committee 306**<sup>5.14</sup> 所发表的“冬季混凝土施工”中给出了细节。（介绍在冬季生产令人满意的混凝土的要求和方法。）

**R5.13—夏季要求**

关于夏季混凝土施工在被 **ACI Committee 305**<sup>5.15</sup> 所发表的“夏季混凝土施工”中给出了细节。（确定影响混凝土性质和施工实践的炎热的天气以及介绍消除或减少不良影响的措施。）

## 第6章 模板、预埋管道和施工缝

### 规范

#### 6.1—模板的设计

**6.1.1**—模板应形成一个最终的结构，此结构应该符合设计图和规范要求的构件的形状、外形和尺寸。

**6.1.2**—模板应该牢固且接缝应足够严密不产生漏浆现象。

**6.1.3**—模板应该被正确地支撑或拉结好以保持结构的位置和形状。

**6.1.4**—模板及它们的支撑应设计以不破坏先前浇注的结构。

**6.1.5**—模板的设计应考虑以下因素：

- (a) 浇灌混凝土的速度和方法；
- (b) 施工荷载，包括竖向荷载、水平荷载和冲击荷载；
- (c) 壳体结构、折板、月面拱形结构、装饰用混凝土或构件的类似型的特殊模板要求。

**6.1.6**—预应力混凝土构件的模板应该被设计和施工来允许在施加预应力过程中构件移动而不破坏。

#### 6.2—模板、支撑的拆除和重新支撑

##### 6.2.1—模板的拆除

模板应采取不破坏结构的安全性和耐久性为前提的方式进行拆除。由于拆模后而暴露的混凝土应有足够的强度以至于不会由于拆模工程而遭到破坏。

##### 6.2.2—支撑的拆除和重新支撑

**6.2.2.1** 节到 **6.2.2.3** 节的条例应该应用于楼板和梁上，那些浇注在地基上的除外。

**6.2.2.1**—在开始施工之前，承包商应制定关于支撑的拆除和重新支撑的安装的程序，并且计算在此过程中转移到结构上的荷载。

### 注释

#### R6.1—模板的设计

满足大众的健康和安全是模板的最低性能要求，而这一要求在第6章中被规定的。包含正确的设计、合理的施工和拆模的混凝土模板工程需要可靠的评定和计划来达到既经济又安全的满足要求的模板。关于混凝土模板工程的详细信息在“混凝土的模板指南”中给出，被 **Committee 347**<sup>6.1</sup> 所发表。（提供了设计、施工的建筑及维护规则，模板的材料，特殊结构的模板和施工的特殊施工方法的模板。提出的准则将帮助工程师和建筑师为承包商准备工作规范。）

混凝土的模板<sup>6.2</sup>在 **ACI Committee 347** 的指导下准备的。

（一本为承包商、工程师和建筑师准备的关于如何去施工的手册发表在“ACI 347R”的指导方针中。计划、建造和使用模板被讨论，包括对于模板设计荷载的表格、图和公式。）

#### R6.2—模板、支柱的拆除和重新支撑

在决定模板拆除的时间时，应该考虑施工荷载和挠曲的可能性。施工荷载至少与设计活荷载一样大。在早期，结构可能足以承受外施荷载但可能发生挠曲而导致永久破坏。

在施工期间混凝土强度的评估可能会被现场浇注的（混凝土）圆柱体试验或建设方允许的其它措施所说明，例如：

（a）现场浇注的（混凝土）圆柱体的实验室根据“在圆柱模型中现场浇注混凝土圆柱体的抗压强度标准试验方法”（**ASTM C 873**<sup>6.4</sup>）的。（这种方法被限制使用在混凝土厚度为 125mm 到 300mm 的板上。）



## 规范

(a) 结构分析和混凝土强度数据被使用在规划的和实现的模板拆除和支撑中, 当被要求时应该由承包商供给给建设方;

(b) 当与模板和支撑系统一致的结构部分有足够的强度来承受它的重量和上面的荷载除外, 结构的任何部分在施工期间不能承受结构荷载, 同时任何支撑也不能从中拆除。

(c) 足够的强度被说明通过被考虑的推荐的荷载的结构分析、模板和支撑系统的强度和混凝土强度数据的结构分析。混凝土强度数据应以在现场养护的(混凝土)圆柱体的试验或, 当得到建设方允许时, 根据其它的措施去评估混凝土强度。

**6.2.2.2**—除非分析表明足够的强度来承受住这种附加荷载, 否则在施工期间任何未支撑的结构部分无法承受超出附加荷载和设计活载的施工荷载的组合值。

**6.2.2.3**—当足够的预应力可以被应用去使预应力构件承受横载和施工荷载时, 预应力混凝土构件的模板支撑才能被拆除。

## 注释

(b) 贯入阻力按照“硬化混凝土抗渗透性的标准试验方案”(ASTM C 803M<sup>6.5</sup>);

(c) 拔拉强度按照“硬化混凝土拔出强度的标准测试方法”(ASTM C 900<sup>6.6</sup>);

(d) 硬化因素的测定和相关性根据“用硬化法评定混凝土强度”(ASTM C 1074<sup>6.7</sup>)。

(b)、(c) 和 (d) 措施要求充分的数据, 使用现场材料来表明预成型混凝土或钻孔岩芯的抗压强度的相关性测定。

只要侧模无法承受除了塑性混凝土的侧压力之外的荷载, 在结构支撑足够时, 梁、桁架、柱子、墙的侧模和类似的直立模板一般在累计养护时间为 12 小时后被拆除。累计养护时间代表时间段的总和, 没有必要是连续的, 在此期间混凝土周围的空气温度是 10℃ 以上。这 12 小时的累计养护时间是以普通水泥和普通环境为基础的; 特种混凝土的使用或反常的环境可能要求给予给定的限制。例如, 由 II 或 V 制成的混凝土(硅酸盐水泥标准)或混合水硬水泥标准制成的水泥, 包括缓凝剂的水泥和在搅拌期间添加冰块的水泥(为了降低心浇混凝土的温度)等这些可能在 12 小时内没有足够的强度和在模板拆除之前应被研究。

多层结构的拆模是作为考虑整个结构的和每一个单独构件的临时支撑的有计划的规程的一部分。这样的规程在施工前应该执行同时至少应以考虑如下细节的结构分析为基础:

(a) 在施工的不同时期的结构分析以及相应时期的施工荷载;

(b) 施工的不同阶段的混凝土的强度;

(c) 在施工的不同阶段结构的变形和支撑系统对恒载和施工荷载的分布的影响;

(d) 在各项操作之间支撑或所用的支撑系统的强度和间距, 以及最小时间段内的支撑、撑杆、支撑拆除和重新支撑的方法;

## 规范

### 6.3—埋入混凝土内的导管和管道

**6.3.1**—只要他们不被考虑来取代未浇注的混凝土，除了满足 6.3.6 节的要求外，不损害混凝土的和受 6.3 节的限制的各种材料的导管、管道和套管应该在得到工程师的允许下被埋入混凝土中，。

**6.3.2**—铝制的导管和管道不应该埋入结构混凝土，除非加覆盖层或镀层以防止铝与混凝土之间的化学反应或铝与钢筋之间的电解反应。

**6.3.3**—穿过板、墙或梁的管道和套管不应该严重破坏结构的强度。

**6.3.4**—埋入柱内的导管、管道及其配件不应该超过按强度计算的或按防火要求的断面面积的 4%。

**6.3.5**—除非管道的绘图得到结构工程师的允许，否则埋在板、墙或梁（除了那些仅仅穿过的）的导管和管道应满足下列两项的要求：

**6.3.5.1**—外径不应该大于比板、墙或梁的总厚度的 1/3；

## 注释

(e) 影响施工阶段结构的安全性或耐久性的任何其它的荷载或条件。

对于多层结构，在施工不同阶段混凝土的强度应有现场养护的试验构件或其他允许的方法所评定。

### R6.3—埋入混凝土内的导管和管道

**R6.3.1**—对混凝土没有损失的导管、管道和套管可以埋入混凝土中，但是这项工作应以一定方式实施来保证结构不处于危险状态。经验的规则在 6.3 节中给出在普通状态下的安全安装。对于非一般的情况，应该制定出特殊的设计。许多一般的建筑规范对动力管道系统采用了 ANSI/ASME 管道规范 B31.1 和对化学管道和石油管道<sup>6.9</sup> 系统采用 B31.3。规定应该保证合理的管道规范应使用在系统的设计和试验中。承包商不允许安装那些设计图上没有的或未得到工程师或建筑师认可的管道、渠道或套管。

为了达到结构完整，所有的在混凝土内的导管和管道配件应按照设计图上显示的或根据工作规范要求的被仔细地组装，这项工作是非常重要的。

**R6.3.2**—规范禁止在结构混凝土中使用铝制品，除非它被有效地涂覆盖层或镀层。铝与混凝土发生反应，且在氯离子的情况下，也会与钢筋发生电解反应，促使混凝土的破碎或剥落。铝制电管呈现一种特殊的问题，因为杂散电流加速了它的逆反应。

## 规范

## 注释

**6.3.5.2**—其中心距不应大于管道直径或其宽度的 3 倍

**6.3.5.3**—他们不应该严重破坏结构的强度。

**6.3.6**—满足下列要求时，导管、管道和套管应该被允许考虑取代结构的受压混凝土：

**6.3.6.1**—不应该接触腐蚀性或其它腐蚀性的物质；

**6.3.6.2**—未经过涂料或是未镀锌铁或镀锌钢的导管和管道，中心距至少应达到标准规格 40 号钢管的；

**6.3.6.3**—他们有一不超过 50mm 的标准的内径和中心距应不少于 3 倍管道直径。

**6.3.7**—管道和配件应被设计来抵抗材料以及可能会遭受的压力和温度的影响。

**6.3.8**—除水温不超过 32℃和水压力为 0.35MPa 的水除外，直到混凝土已经达到它的设计强度后液体、气体或蒸汽才会被通入在管道内。

**6.3.9**—在实心板中，除非是用于辐射放热或融雪降温，否则管道应安置在上部钢筋和下部钢筋之间。

**6.3.10**—混凝土接触空气或土壤时，管道、导管和其配件上的混凝土厚度不少于 40mm，不与空气或不与地基接触的混凝土气厚度不少于 20mm。

**6.3.11**—与管道垂直的钢筋面积不应少于混凝土面积的 0.002 倍。

**6.3.12**—导管和管道应该装除和安装好以致于切割、弯曲或来自它合理方位的钢筋不应被要求。

#### 6.4—施工缝

**6.4.1**—在施工缝处继续浇注混凝土时，其施工缝表面应是干净的并除掉水泥浮浆。

**R6.3.7**—1983 年的规范规定埋入管道内的压力不超过 1.4MPa,这被认为太局限了。然而，这种压力的影响和埋入的管道的膨胀应在混凝土构件的设计中考虑到。

#### R6.4—施工缝

为了结构的完整性，在施工文件中所有施工缝的规定和按要求进行施工是非常重要的。任何偏差均应得到工程师或设计师的允许。

## 规范

**6.4.2**—在继续浇注混凝土之前，应立刻将所有的施工缝湿润并冲洗干净；

**6.4.3**—施工缝是在不削弱结构强度的前提下设置和定位的。制作条例关于通过施工缝进行剪力和其它作用力的传递。见 11.7.9。

**6.4.4**—在楼层中，施工缝应留在楼板、次梁和主梁的跨度的中间 1/3 长度范围内。

**6.4.5**—主梁的施工缝应偏离主次梁中宽度的最小距离的 2 倍。

**6.4.6**—由柱子或墙支承的次梁、主梁或板，直到直立支承构件的混凝土不再为塑性状态时才能被浇注或安装。

**6.4.7**—除非在设计图或规范中表明，否则次梁、主梁、梁腋、柱顶托板和柱帽应作为楼板系统的一部分进行整体浇筑。

## 注释

**R6.4.2**—1977 年规范关于在竖向缝中使用纯水泥的要求已经被删除，因为它不怎么有实践效果且对在模板深的和钢筋稠密区阻碍一些正确的通入不利。通常湿喷和其它的做法是更加合理的。因为规范仅设定了最低的标准，在状况许可的情况下工程师不得不去详细说明规定的做法。开始浇注混凝土时需要的砂浆的级配取决于混凝土的比例、钢筋的密集度、振动器的使用和其它的因素。

**R6.4.3**—施工缝是结构中最薄弱的环节。当重力所引起的剪力不大时，如在受弯构件的跨中部位一个简单的竖向缝是足够的。侧向力的设计要求特殊施工缝的设计。受剪键、间接的剪力键、斜传力杆或 11.7 节中的剪力传递方法可能在作用力的转移要求的时候使用。

**R6.4.6**—由柱和墙所支承的构件的延迟浇筑混凝土来阻止在楼板的交界面以及由在支承构件中促使的塑性混凝土的泌浆和沉淀的现象的支承构件之间的开裂。

**R6.4.7**—当在设计图和根据 6.4.3 节中所要求的力的转移的条例中所表明的，板、次梁、梁腋和一些类似的构件被允许进行分离式浇筑。

## 第7章 钢筋细节

### 规范

#### 7.1—标准弯钩

使用在规范中的术语标准弯钩有如下的解释：

**7.1.1**—在钢筋的自由端弯曲  $180^\circ$  且再伸长—其值取为  $4d_b$  与  $65\text{mm}$  的最大值。

**7.1.2**—在钢筋的自由端弯曲  $90^\circ$  且再伸长  $12d_b$  的长度。

**7.1.3**—对于箍筋和拉筋的弯钩：

(a) 16 号钢筋和更细的钢筋，在钢筋的自由端弯曲  $90^\circ$  且再伸长  $6d_b$  的长度；或

(b) 19 号、22 号和 25 号钢筋，在钢筋的自由端弯曲  $90^\circ$  且再伸长  $12d_b$  的长度；

(c) 25 号和更细的钢筋，在钢筋的自由端弯曲  $135^\circ$  后再伸长  $6d_b$  的长度。

**7.1.4**—抗震钩在 21.1 节中被定义。

#### 7.2—最小弯曲直径

**7.2.1**—那些 10 号到 16 号箍筋和拉筋的除外，从钢筋内侧量度的弯曲直径不应小于表 7.2 中的值。

**7.2.2**—对于 16 号钢筋和更小号的钢筋来说，箍筋和拉筋的弯曲直径不应小于  $4d_b$ 。对大于 16 号的钢筋来说，弯曲直径应根据表 7.2 来确定。

**7.2.3**—箍筋和拉筋的焊接钢丝网（变形钢筋）的弯曲内径不应该大于  $4d_b$ ，且大于最大直径为  $40\text{mm}$  和对于所有其它钢丝  $2d_b$  中的最大值。弯曲内径小于  $4d_b$  时，弯曲起点离最近焊接交点不得小于  $4d_b$ 。

### 注释

#### R7.1—标准弯钩

介绍关于准备设计图、典型的细节和在钢筋混凝土结构中制作和布置钢筋的方法和标准，在 **ACI Committee 315**<sup>7.1</sup> 所发表。

所有与钢筋、钢丝或钢绞线直径（和面积）有关的条例是在相应的 ASTM 规范中给定的钢筋的标称尺寸为基础的。标称尺寸与根据 ASTM 指定的钢筋、钢丝或钢绞线有相当重量的圆形面积的标称尺寸相当。钢筋的横截面是以标称尺寸为基础的。

**R7.1.3**—标准箍筋和拉筋的弯钩局限于 25 号和更细的钢筋内，且弯曲  $90^\circ$  后再伸长  $6d_b$  的长度进一步受限于 16 号和更细的钢筋，在这两种情况下研究结果表明弯曲  $90^\circ$  且再伸长  $6d_b$  的长度的较大号钢筋在高荷载作用下会突然伸出。

#### R7.2—最小弯曲直径

钢筋的标准弯曲根据弯曲的内径进行描述，因为用它们去衡量弯曲半径更加容易。影响最小弯曲半径的主要因素是弯曲没有开裂和在弯曲内侧的混凝土没有破坏的可行性。

**R7.2.2**—通常用于箍筋和拉筋的最小的  $4d_b$  的弯曲在美国是以可行的生产实践为基础的。对于弯曲  $90^\circ$  或  $135^\circ$  的标准箍筋弯钩的不大于 16 号箍筋的使用将允许在标准箍筋弯曲设备上多次弯曲。

**R7.2.3**—焊接钢丝可用来制作箍筋和拉筋。在焊接交叉点上的钢丝与在未被加热处的钢丝的均匀延性和可弯性不同。这些焊接温度的影响经常消散在大约 4 倍钢丝直径的距离处，在大多数情况下允许的最小弯曲直径与那些在关于钢丝材料（ASTM A 82 和 A 496）的弯曲实验有差不多的要求。

规范

表 7.2—最小弯曲直径

钢筋型号	最小直径
10 号到 25 号	6d <sub>b</sub>
29 号、32 号和 36 号	8d <sub>b</sub>
43 号和 57 号	10d <sub>b</sub>

7.3—弯曲

7.3.1—所有钢筋应该冷弯处理，除非得到工程师的允许。

7.3.2—一部分被埋入混凝土内的钢筋不应该进行现场弯曲，除了在设计图上说明或得到工程师允许外。

7.4—钢筋的表面状况

7.4.1—在混凝土被浇注时，钢筋上应该没有泥浆、油或其它降低粘合力的非金属涂料。参照 3.5.3.7 和 3.5.3.8 标准的钢筋的环氧涂层应该是允许。

7.4.2—除了预应力钢筋外，锈蚀的、热轧钢锭表面的氧化皮的钢筋，或两者中的结合应被认为满意的，如最小的尺寸（包括变形的高度）和一种水工涂刷钢丝试验构件的重量，这构件应根据 ASTM 规范，参照 3.5 节。

注释

R7.3—弯曲

R7.3.1—工程师可能是设计工程师或建筑师或被业主所聘用来进行检查工作的工程师或建筑师。那些弯曲内侧直径小于 ASTM 弯曲实验要求的不是普通的弯曲，可以要求特殊加工。

R7.3.2—施工状况使埋入混凝土内的钢筋弯曲很有必要。这种现场弯曲不应该在没有得到工程师的授权下进行。工程师应该决定钢筋是否应该被冷弯或是否应该进行加热。弯曲按照要求应该是平缓的和矫平的。

7.2 和 7.3 的试验已经表明 A 615 M 280 级和 420 级钢丝可以在表 7.2 规定的最小直径或接近最小直径上进行冷弯和矫直到 90°。如果遭遇到破损或压碎，加热到 820°的最高温度可能会避免钢筋剩余的这种状态。在弯曲或拉直过程中断裂的钢筋在弯曲区外可以叠接。

R7.4—钢筋的表面状况

关于锈蚀的限制是以 7.4 节的试验为基础的，外加一些初期试验和规范的检查。7.4 节的参考资料提供了一种关于变形钢筋的粘合特性的锈蚀和轧屑的影响的指南。研究已经表明正常数量的锈蚀增强了粘合力。普通粗糙性的处理通常会除去不太牢固的锈，这样会破坏钢筋与混凝土的粘合力。



## 规范

**7.4.3**—预应力钢筋应该干净和表面无油渍、脏物、蚀斑和过量的铁锈。在铁锈上进行涂层应该是允许。

### 7.5—钢筋的布置

**7.5.1**—包括钢筋束和后张预应力孔道的钢筋在混凝土浇注前应该合理布置且正确支撑，且应该是可靠的，与 7.5.2 中的允许误差相反。

**7.5.2**—除非被注册设计师所规范，包括钢筋束和后张预应力孔道的钢筋应该在以下允许误差下进行布置。

**7.5.2.1**—高度  $d$  和受弯构件和受压构件的最小混凝土的保护层厚度的允许误差应该按照下面的要求制定：

	$d$ 的允许误差	最小混凝土保护层厚度的允许误差
$d \leq 200\text{mm}$	$\pm 10\text{mm}$	$-10\text{mm}$
$d > 200\text{mm}$	$\pm 13\text{mm}$	$-13\text{mm}$

除了到成形的拱腹的净距的允许误差为 6mm 和保护层的允许误差不应该超出根据设计图纸和规范要求的最小混凝土保护层厚度的负的三分之一。

**7.5.2.2**—弯曲和钢筋的边缘沿纵向位置的允许误差应该为  $\pm 50\text{mm}$ ，除了在托座和梁托的不连续边缘的允许误差为  $\pm 13\text{mm}$ ，并且在其它构件的不连续边缘的  $\pm 25\text{mm}$ 。  
**7.5.2.1** 的最小保护层厚度的允许误差应该应用在构件的不连续边缘处。

## 注释

**R7.4.3**—评估钢绞线的锈蚀程度的指南在 7.5 节中给出。

### R7.5—钢筋的布置

**R7.5.1**—包括钢丝束和后张预应力孔道在内的钢筋应该在模板中被支撑来阻止由于浇注混凝土或工人而产生的位移。应该使用有效的支撑（例如连续的纵向梁的支撑物）对布置在梁底模中的箍筋进行支撑。如果仅仅纵向的梁底钢筋被支撑，施工事故会使和任意的被绑在箍筋上的预应力钢筋束一样的箍筋离开原位。

**R7.5.2**—根据一般的实践经验，正如在被 **ACI Committee 117**<sup>7.6</sup> 所发表的“混凝土结构和材料的公差的标准规范”那样，已经设立关于总深度（模板或装修）和弯曲钢筋和封闭钢筋箍、箍筋和螺纹的桁架的制作上的公差。工程师应该规定比在规范中允许的更多的允许偏差，这时有必要去降低偏差的积累，这种偏差产生于在有效深度或保护层厚度上的减少。

更多的允许公差已经被应用在一个距成形拱腹的最小的净距范围内因为是相对于耐久性和防火性的重要性，并且因为钢筋一般被以规定的公差时可行的方式进行支撑。

相对于预应力混凝土来说，比被规范所要求的更多的允许公差更加可行，而这些预应力混凝土会达到设计者或业主可接受的弯曲控制极限。在这种状况下，工程师应该给定必要的允许偏差。建筑及维护规范在 7.7 种给出。

## 规范

**7.5.3**—用于跨度不超过 3m 的板内的焊接钢丝钢筋（不大于平均宽度为 30mm 和平均偏差为 30mm 的钢丝尺寸）应该被允许从接近支撑楼板顶部的点到接近跨中楼板底部的点进行弯曲，只要这种钢筋连续或是根据支撑进行锚定。

**7.5.4**—交叉钢筋的焊接不应该被允许进行钢筋的装配，除了得到工程师的授权允许。

### 7.6—钢筋的间距极限

**7.6.1**—布置成一排的平行钢筋的净距不应小于  $d_b$ ，但是也不小于 25mm。见 3.3.2 节。

**7.6.2**—平行钢筋被布置成两层或两层以上时，在上层的钢筋应该直接对准底部钢筋，伴随在两层之间的净距不少于 25mm。

**7.6.3**—在配有螺纹钢筋或拉杆钢筋的受压构件中，在纵向钢筋之间的净距应该不少于  $1.5d_b$  也不少于 40mm。见 3.3.2 节。

**7.6.4**—钢筋的净距限制也应该应用在接触搭接接头和相邻接头或钢筋之间的净距中。

**7.6.5**—除了混凝土托梁结构之外的墙和板中，主要受弯钢筋间距不应大于墙或板厚度的 3 倍，也不大于 450mm。

#### 7.6.6—盘钢筋

**7.6.6.1**—成群的平行钢筋互相接触捆绑成一束作为一个单元受力时，在任何一束中被限制到 4 根。

**7.6.6.2**—成束钢筋应该围绕着箍筋或钢筋。

**7.6.6.3**—比 36 号钢筋大的钢筋不应该捆绑在梁内。

**7.6.6.4**—钢筋束中的个别钢筋如需在受力构件的跨度内切断，断点应相互错开不少于  $40d_b$ 。

## 注释

**R7.5.4**—平头焊接（交叉钢筋焊接）会严重削弱在通过创建一个金属且口被焊接的点上的钢筋。这种操作可以被安全地操作，焊接材料与焊接操作在连续的极限控制下进行，这种极限控制类似于在进行焊接钢丝的制作。

### R7.6—钢筋的间距极限

尽管最小的钢筋间距在规范中未改变，但是在 12 章给出的锚固长度自从 1989 年规范变成了一种钢筋间距的函数。结果，在一些方面去使用比最小钢筋间距更大的极限间距。最小的极限间距初始被建立去允许混凝土容易地流入钢筋之间以及钢筋与模板之间的空间，没有伴随蜂窝现象，并且保证钢筋集中在一条线上而可能会促使剪切或收缩裂缝。去确定最小间距的标称钢筋直径的使用允许所有钢筋尺寸有统一的标准。

#### R7.6.6—盘钢筋

7.8 节的粘结研究表明钢筋束中钢筋的断点应该交错排列。盘钢筋应该用金属丝缚紧或其它方法绑紧去保证维持在垂直或水平的位置。

大于 36 号的钢筋不能被捆在次梁或主梁中的极限是一种可行的关于房屋建筑构件的限制。（“公路桥梁的标准规范”允许 43 号和 57 号这两种盘钢筋使用在桥的大梁上。）10.6 节的裂缝控制的一致性地要求将有效地阻碍大于 36 号钢筋成束作为拉伸钢筋。这个规范的短语“相互接触捆绑成一束来作为一个单元起作用”，计划去阻碍在相同的

## 规范

**7.6.6.5**—间距极限和最小的保护层厚度应以钢筋直径， $d_b$ 为基础，一束钢筋应视作单根钢筋，其直径按其等效的总面积推算得出。

### 7.6.7—预应力钢筋束和输送管

**7.6.7.1**—在每个构件端部预应力钢筋束之间的净距，对于钢筋束不小于 $4d_b$ ，对金属丝不小于 $5d_b$ ，如果规定强度的混凝土初始预应力， $f_{ci}'$ ，是28MPa或更大，对于标称直径是13mm或更小的钢筋束的最小间距是45mm，对于标称直径是15mm的钢筋束的最小间距是50mm。见3.3.2。在跨度的中部钢筋束的制作和排放可以用立式钢筋束。

**7.6.7.2**—如果表明混凝土能令人满意地被浇注时，且条例要求不能用预应力钢筋，后张预应力孔道成束应该是允许的

## 7.7—钢筋的混凝土保护层

### 7.7.1—现浇混凝土（非预应力）

以下是提供了钢筋的混凝土最小保护层厚度，但是不能低于7.7.5和7.7.7的要求：

最小保护层厚度，mm

(a)在地面浇筑和 长期与土接触混凝土.....	75
(b) 处于与土壤直接接触或露天环境下混凝土： 从19号到57号的钢筋.....	50
16号的钢筋，MW200或MD200的钢丝， 和更细的钢丝.....	40
(c) 不处于露天环境或不与土壤直接接触环境下的混凝土： 板、墙、次梁： 43号到57号的钢筋.....	40
36号和更小号的钢筋.....	20

## 注释

平面内将两根以上的钢筋捆成束。典型的对于三或四捆钢筋的捆绑形状是三角形的、方形的，或L形状的样式。出于实际的考虑，在弯曲平面内多于一捆钢筋的钢筋束不应该作为一个单元来做弯钩或弯曲。末端弯钩被要求的地方，在每一捆中交错排列单根钢筋是可行的。

### R7.6.7—预应力钢筋束和输送管

**R7.6.7.1**—在本节中允许的间距减少量相对于混凝土强度是28MPa或更大是以7.10，7.11节的参考资料为基础的。

**R7.6.7.2**—当在梁中的后张预应力钢筋的输送管垂直摆放在一起时，张拉时要采取措施防止预应力钢筋引起输送管的破裂。水平排放的输送管应该允许正确的混凝土浇筑。间距是一又三分之一倍的粗骨料的尺寸（但不能小于25mm）可以满足要求。在钢筋束和输送管集中的地方，削弱了混凝土的截面，要设置钢筋防止混凝土开裂。

（邱丽清）

### R7.7—钢筋的混凝土保护层

作为抵抗外界环境和其他影响的钢筋的混凝土保护层是纵向受力钢筋的外表面到截面边缘的垂直距离。这里，对不同结构构件的分类最小混凝土保护层厚度进行描述，如果横向钢筋包围主要受力钢筋，保护层厚度从箍筋，拉筋或螺旋筋的外表面算起；如果没有拉筋和箍筋，多排钢筋从最外层钢筋算起；或对预应力钢筋算到金属端部装置或输送管。

“与露天接触的混凝土的表面”的条件直接涉及直接接触潮湿变化和不仅仅对于温度的变化。楼板或一些薄的壳体拱腹不应该经常被认为直接接触，除非是遭受潮湿和干燥的交替，包括出于冷凝状况或外露顶面直接渗透、溢出，或类似的效果。

外露的钢筋的保护钢筋的可供替代的方法可能被要求，如果他们被规范要求的附加混凝土保护层相当。当在1.4的条例下得到建设方的允许，可供替代的保护层钢筋可能有着不少于不暴露于大气的钢筋要求的覆盖层的混凝土保

## 规范

梁、柱：

主要受力钢筋、拉杆、箍筋、

螺旋筋.....40

壳体、折板构件：

No.19 或更大的钢筋.....20

No.16 的钢筋, MW 200 或 MD 200 的钢丝和其它更小的钢筋.....13

## 7.7.2 — 现浇混凝土（预应力）

下面是关于预应力钢筋和非预应力钢筋，管道及配件的最小混凝土保护层厚度的规定，而且该保护层厚度不得小于本规范第 7.7.5,7.7.5.1 和 7.7.7 条的规定：

最小保护层厚度，mm

(a) 在地面浇筑并

与土长期接触的混凝土.....75

(b) 与土或露天接触的混凝土：

护墙板、楼板、隔栅.....25

其它构件.....40

(c) 不与露天或地面接触的砼：

楼板、墙、隔栅 .....20

梁、柱：

主筋.....40

钢筋箍、箍筋、螺旋筋.....25

壳体、折板构件：

16 号钢筋, MW 200 或 MD200 钢丝，和更细的  
钢丝.....10

其它钢筋.....d<sub>b</sub> 但不小于 20mm

## 7.7.3 — 预制混凝土（在工厂控制条件下制作）

下面是关于预应力钢筋和非预应力钢筋，管道及配件的最小混凝土保护层厚度的规定，而且该保护层厚度不得小于本规范第 7.7.5,7.7.5.1 和 7.7.7 条的规定：

最小保护层厚度，mm

(a) 在地面浇筑并与土长期接触的混凝土

护墙板：

43 号和 57 号的钢筋、直径大于 40mm

预应力钢筋束.....40

小于等于 36 号的钢筋、预应力钢筋束直径 ≤  
40mm、W200 或 D200 钢丝及更细的钢  
丝.....20

## 注释

护层。

在 12 章中给定的锚固长度目前是钢筋保护层的一项函数。结果，在一些情况下使用比最小的保护层厚度更大的厚度是可行的。

## R7.7.3 — 预制混凝土（在工厂控制条件下制作）

预应力结构中构件的混凝土保护层厚度越小就反映出在预制构件的配料比例，放置条件，及养护条件越好。“在工厂规定条件下制作的混凝土”并不意味着预制构件要在预制厂制作。预制结构构件在工作现场也要符合要求，如模板尺寸的控制，钢筋的放置，混凝土的质量控制，以及构件养护条件都应与在预制厂相同。

对预张法的钢绞线的混凝土保护层厚度在规定截面条件下要求有最小的保护层来抵抗天气和其它因素的作用。但这种保护层在钢绞线中不能充分地应力传递和应力发挥，所以有必要提高该保护层的厚度。

## 规范

## 注释

其它构件:

43 号和 57 号的钢筋、直径 > 40mm	
预应力钢筋束.....	50
19 号和 36 号的钢筋、直径 > 40mm 的	
预应力钢筋束.....	40
小于等于 16 号的钢筋、预应力钢筋束直径 ≤ 16mm、钢丝 ≤ W 200 或 D 200 号的钢丝.....	30

(b) 不与露天或地面接触的混凝土:

楼板、墙、隔栅:

43 号和 57 号的钢筋、直径 > 40mm 的预应力钢筋束.....	30
预应力钢筋束直径小于 40mm.....	20
小于等于 36 号的钢筋, W 200 或 D200 钢丝及更细的钢丝.....	16

梁、柱:

主要受力钢筋.....	$d_b$ 但不小于 16mm 且不大于 40mm
-------------	------------------------------

钢筋箍、箍筋、螺旋筋.....	10
-----------------	----

壳体、折板构件:

预应力钢筋束.....	20
大于等于 16 号的钢筋.....	16
小于等于 16 号的钢筋、W 200 或 D200 钢丝及更细的钢丝.....	10

#### 7.7.4 — 成束的钢筋

对于成束的钢筋,最小混凝土保护层厚度应等于钢筋束的折算直径,但不应大于 50mm;但如果混凝土在地面浇筑并与土永久接触时,其最小保护层应为 75mm.

#### 7.7.5 — 侵蚀环境

处于侵蚀环境或其它严重的暴露条件时,混凝土的保护层厚度应适当增加,并应注意其密实性和无孔隙性或采用其它一些保护措施.

#### R7.7.5 — 侵蚀环境

当砼在使用期内中与有氯化物外来源接触,比如防冰盐、微咸水、海水或这些物质喷洒,那么砼配料必须本规范满足第 4 章中一些特殊暴露要求。这些包括最小空气含气量、最大水灰比、普通混凝土和轻质混凝土的最小强度、混凝土中最大氯离子含量以及水泥型号等。另外,在侵蚀环境中,规范建议对墙和楼板的钢筋最小混凝土保护层厚度为 50mm,对其它构件为 65mm;对于预制混凝土构件,建议最小保护层分别为 40mm 和 50mm。

规范

**7.7.5.1**—当预应力混凝土构件暴露于侵蚀环境或其它一些严重暴露条件以及暴露于 18.3.3 条文中定义的类型 T 或 C 环境时，预应力钢筋的最小保护层厚度应增加 50%。如果预压区在持续荷载作用下没有发生拉伸时，可以不增加该保护层厚度。

**7.7.6** — 将来的扩建  
用于将来扩建连接用的外露钢筋、插入件及钢板应有防锈措施。

**7.7.7** — 防火  
房屋建筑总规范（本规范为其一部分）所要求的防火保护层厚度大于本规范第 7.7 条中规定的混凝土最小保护层厚度时，应取其较大值。

7.8 — 柱的专门配筋细节

**7.8.1** — 偏置钢筋

纵向钢筋偏置弯折，应符合以下规定：

**7.8.1.1**—偏置钢筋的倾斜段对柱轴的倾斜度不应大于 1：6。

**7.8.1.2**—偏置钢筋弯折处以上和以下的钢筋，应与柱轴平行。

**7.8.1.3** —偏置钢筋弯折处，应用横向钢筋箍，螺旋筋或部分楼板结构来提供水平支撑。所提供的水平支撑应设计成能抵抗钢筋倾斜段中计算力的水平分力的 1.5 倍.并且，如采用横向钢筋箍和螺旋筋，应设置在距弯折点 150mm 以内。

**7.8.1.4** — 偏置钢筋应在放入模板前弯折好，见本规范第 7.3 条。

**7.8.1.5** — 当柱表面偏置 $\geq 75\text{mm}$  时，纵向钢筋不应偏置弯折。此时，应采用分开的插筋与毗邻偏置的柱表面的纵向钢筋搭接。搭接接头应符合本规范第 12.17 条。

注释

**R7.7.5.1** — 4.4.2 和 R4.4.2 对腐蚀性环境做了定义。另外在 ACI362.1R-97, “停车场建筑设计” PP.21-26 中给出了停车场建筑的腐蚀性环境。

**R7.8** — 柱的专门配筋细节



## 规范

### 7.8.2 — 钢芯

在钢芯结构中，组合受压构件的荷载传递应符合以下规定：

**7.8.2.1** — 钢芯结构的两端必须准确加工，应能承受端承连接力，并应采取有效措施使上下轴线对准。

**7.8.2.2** — 在钢芯结构的端部承压接头处，应考虑连接接头能有效地传递 50% 的全部压应力。

**7.8.2.3** — 柱底与柱基础之间的荷载传递应依据本规范第 15.8 条规定。

**7.8.2.4** — 型钢底脚设计时应考虑把所有组合构件的荷载传递到基础。如有足够的混凝土截面能将钢筋混凝土部分所承受的全部荷载通过混凝土中的压力及通过钢筋传递给基础时，型钢底脚也可设计成仅传递钢芯处的荷载。

### 7.9 — 钢筋连接

**7.9.1** — 主要框架构件（比如梁和柱）连接时，通长钢筋的接头和钢筋端部的锚固端头，应有封闭套。

**7.9.2** — 连接处的封闭套，可以是外部的混凝土或内部的封闭钢筋箍或螺旋筋或箍筋。

### 7.10 — 受压构件的横向钢筋

**7.10.1** — 组合受压构件的横向钢筋应符合本规范第 7.10.4 条和 7.10.5 条的规定，如需要配置抗剪钢筋和抗扭钢筋，应符合本规范第 11 章的规定。

**7.10.2** — 组合受压构件的横向钢筋应符合本规范第 10.16 条规定。预应力钢筋束中的横向钢筋应符合本规范第 18.11 条规定。

**7.10.3** — 当实验和结构分析表明结构由足够的强度施工时，可不执行本规范第 7.10 条、10.16 条和 18.11 条中对横向钢筋的规定。

## 注释

### R7.8.2 — 钢芯

钢芯结构的端部接头要传递 50% 的压应力是为了满足这些接头要有一定的抗拉强度。由于剩余的压应力已经由钢芯结构中的传力销栓、拼接杆、焊缝等所传递。但这个规定必须要确保组合受压构件中的搭接接头与常规钢筋混凝土受压构件的搭接接头具有相同的抗拉强度。

### R7.9 — 钢筋连接

对保证构件在重复荷载作用下抗弯能力能得以发挥而接头不损坏，在连接处的限制是必不可少的。(7.13、7.14)

### R7.10 — 受压构件的横向钢筋

**R7.10.3** — 保护层厚度小于 40mm 的预制混凝土，未配纵向钢筋的预应力混凝土，尺寸小于前一本 ACI 规范规定的最小尺寸的柱，粗骨料很小的混凝土柱、墙式柱以及一些特殊情况的横向钢筋都需要特殊设计。钢丝，W25 或 D25 号的如果在设计中把这些特殊的柱看作是螺旋配筋

## 规范

## 7.10.4 — 螺旋筋

受压构件的螺旋筋应符合本规范第 10.9.3 条和下列的规定:

**7.10.4.1** — 螺旋筋应由等间距的连续钢筋或钢丝组成, 并且要求从尺寸设计到安装拆卸都没有弯曲变形。

**7.10.4.2** — 对于现浇混凝土构件, 螺旋筋的直径应不小于 10mm。

**7.10.4.3** — 螺旋筋间的净距应不超过 75mm, 但也不能小于 25mm。可参见本规范第 3.3.2 条。

**7.10.4.4** — 螺旋筋的锚固可由螺旋单元的两端螺旋钢筋或钢丝多加 1.5 圈来构成两端的锚固。

**7.10.4.5** — 螺旋筋使用时可能要拼接, 拼接长度可由以下方法确定:

(a) 搭接长度不得小于 300mm 和下面(1)-(5)中长度的较大值:

- (1) 光面的变形钢筋或钢丝.....**48d<sub>b</sub>**
- (2) 光面的普通钢筋或钢丝.....**72d<sub>b</sub>**
- (3) 涂有环氧树脂的钢筋或钢丝.....**72d<sub>b</sub>**
- (4) 配有普通箍筋和吊钩的光面的普通钢筋或钢丝, 这种吊钩要满足本规范第 7.1.3 条关于螺旋筋的搭接要求并要埋入螺旋筋的内部.....**48d<sub>b</sub>**
- (5) 配有普通箍筋和吊钩的涂有环氧树脂的钢筋或钢丝, 这种吊钩要满足螺旋筋的 7.1.3 搭接要求并要埋入螺旋筋的内部.....**48d<sub>b</sub>**

(b) 所有的机械接头和焊接接头的长度应依据本规范第 12.14.3 条。

**7.10.4.6** — 螺旋筋应从基础顶部或任一层的楼面一直配置到上面所支承的构件中最下一排水钢筋的标高为止。

## 注释

柱来计算荷载强度, 则螺旋配筋率  $\rho_s$  应满足本规范第 10.9.3 条规定。

**R7.10.4** — 螺旋筋

对现浇混凝土结构的实际情况考虑, 螺旋筋的最小直径为 10mm, (直径为 10mm 的钢筋或同等的变形钢丝或普通钢丝)。对于现浇混凝土如果能保持螺旋筋的最小净距, 那么螺旋筋的直径为 10mm 是用于柱的保护层厚度  $\geq 40\text{mm}$ , 混凝土的抗压强度  $\geq 21\text{Mpa}$  的柱中的最小尺寸。

对于热轧的或冷拔的光面钢筋或变形钢筋, 标准螺旋筋的直径是 10, 13 和 16 号。

本规范允许螺旋筋在柱的最底部的横向钢筋处断开。但是如果柱的一边或几边没有梁或牛腿封闭, 则从螺旋筋的断开处到楼板或柱顶托板的底部处均设置钢筋箍。如果梁或牛腿封闭柱的每个侧面但梁高度不同, 则钢筋箍应从螺旋筋一直延伸到最浅梁或牛腿的水平钢筋处。这些附加的钢筋箍是为封闭柱纵向钢筋和为了锚固梁中弯入柱中的这部分钢筋的。可参见本规范第 7.9 条。

螺旋筋应以适当的螺距和对准线定位好, 以防在浇筑砼时发生变形移位。规范传统上要求用定位架来固定装配式螺旋钢筋笼的位置。但在 1989 年改变允许代用的安装方法。当用定位架时, 下列规定可用作指南:

当螺旋钢筋或钢丝的直径  $< 16\text{mm}$  时:

- 螺圈直径  $< 500\text{mm}$  时应至少用 3 个定位架;
- 螺圈的直径在  $500 \sim 750\text{mm}$  时用 3 个定位架;
- 螺圈的直径  $> 750\text{mm}$  时用 4 个定位架。

当螺旋钢筋或钢丝的直径  $\geq 16\text{mm}$  时:

- 螺圈直径  $\leq 600\text{mm}$  时应至少用 3 个定位架;
- 螺圈直径  $\geq 600\text{mm}$  时用 4 个定位架。

工程说明书或转包合同中应明确定位架的供应方或螺旋筋的制作场地。1999 年的规范对环氧树脂螺旋筋或普通螺旋筋的搭接要求作了修订, 并允许机械连接。

## 规范

**7.10.4.7** — 当柱的四边没有全部嵌固梁或牛腿时，那么从螺旋筋终止到楼板的底部或柱顶托板处必须都设置拉筋。

**7.10.4.8** — 带有柱帽的柱子，螺旋筋应延长到柱帽的直径或宽度是柱两倍的标高处。

**7.10.4.9** — 螺旋筋应牢固定位并使轴线正确。

### 7.10.5 — 钢筋箍（柱箍）

受压构件的钢筋应符合以下规定：

**7.10.5.1** — 所有的非预应力钢筋应配有横向钢筋箍。当纵筋的直径小于等于 32 号时，横向钢筋箍至少为 10 号；当纵筋为 36.43.57 号或者钢筋束时横向钢筋箍至少为 13 号。对于等效面积的变形钢筋和焊接钢筋的横向钢筋箍也应满足要求。

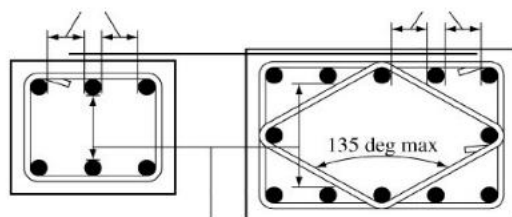
**7.10.5.2** — 钢筋箍的竖向间距应不超过 16 倍的纵筋直径，48 倍的钢筋箍直径或受压构件的最小尺寸。

**7.10.5.3** — 在每个转角处应设置钢筋箍，并且在纵筋的改变处应设横向支撑，这个横向支撑是由角度不超过 135 度的钢筋箍提供，而且钢筋箍两边的纵筋间的净距要大于 150mm。当纵筋沿圆的周边放置时，可用完整的圆钢筋箍。

**7.10.5.4** — 钢筋箍在垂直放置时不仅要求它的一半要置于基础顶部或楼板以上，而且要它的一半超出楼板最低层横向钢筋以上。

## 注释

等于或小于 150mm



≥150mm 时，不  
需中间钢筋箍

插图 R7.10.5—横向支承的柱钢筋之间尺寸量度的图示

### R7.10.5 — 钢筋箍（柱箍）

所有纵向受压钢筋都应设置横向钢筋箍。当纵筋以圆箍的形式放置时，要求每隔一定间距布置圆箍。这项要求可以用连续的圆箍来满足。螺距比 10.9.3 中螺旋筋要求的螺距更大，最大螺距等于要求的钢筋箍间距（见本规范第 7.10.4.3 条）。

1956 年 ACI 规范对每根竖筋要求“相当于用钢筋箍的 90° 提供横向支撑”。1963 年的规范中对钢筋箍的要求放宽了：容许的角度由 90° 改为 135°，并且取消了钢筋箍对边纵筋的净距小于 150mm 的规定（见插图 R7.10.5）。对足够大尺寸，受轴向荷载作用，含通长钢筋（无搭接）的系杆加劲柱的极限试验表明：完全按要求配钢筋箍的柱和没有配钢筋箍的柱的极限强度没有什么太大的差别。

由于连接的钢筋和成束的钢筋不包括在 R7.15 条的试验中，所以在每个钢筋搭接接头的端部，端承型搭接筋的上下以及偏置钢筋弯折的斜坡区配置一系列的钢筋箍是很有必要的。

标准钢筋箍弯钩只与变形钢筋一起用，且应尽可能交错设置。可参见本规范第 7.9 条。

连续的成束钢筋或成束钢丝可用作钢筋箍，这时钢筋箍的尺寸和面积至少要等同于单个钢筋箍的尺寸和面积。连续成束钢筋或钢丝端部的锚固应由单根钢筋的弯钩决定。连续的成束钢筋或钢丝如果满足本规范第 7.10.4 条，就可看作螺旋筋，否则看作钢筋箍。

## 规范

**7.10.5.5** — 当柱的四边嵌固有梁或牛腿时,那么钢筋箍的终止处应在最浅梁或托板的最下排钢筋以下 75mm。

**7.10.5.6** — 当锚栓设置在柱顶或柱脚时,那么螺栓的四周,柱的至少四根竖杆或柱脚都应设箍筋。箍筋应分布在柱顶或柱脚的 125mm 的范围内,并且至少要有两根直径为 13 的钢筋或三根直径为 10 的钢筋。

### 7.11 — 受弯构件的横向钢筋

**7.11.1** — 梁中的受压钢筋应配有满足本规范第 7.10.5 条的尺寸和间距要求的箍筋或同等面积的焊接钢筋来箍紧。在需要受压力钢筋的整个区段内均应配置这样的钢筋箍。

**7.11.2** — 对受弯构件受反复应力和在支座处受扭转的影响,其横向钢筋应由封闭式钢筋箍或封闭式箍筋或螺旋筋所组成,围绕受弯钢筋设置。

**7.11.3** — 封闭式钢筋箍或箍筋可以由单根钢筋搭接构成,将标准箍筋或钢筋箍的末端弯钩搭接并钩住一根纵向钢筋;也可以由一或两根构成,采用 B 级接头(搭接  $1.3l_d$ )或按第 12.13 节的规定进行锚固。

### 7.12 — 收缩钢筋和温度钢筋

**7.12.1** — 在结构板中如受弯钢筋仅单向配置时,应设置抵抗收缩和温度应力的与受弯钢筋垂直钢筋。

**7.12.1.1** — 收缩钢筋和温度钢筋的布置应依据本规范第 7.12.2 条或第 7.12.3 条规定。

**7.12.1.2** — 当收缩和温度的变化得到有效的约束时,应考虑本规范第 8.2.4 条和第 9.2.3 条。

**R7.10.5.5** — 1983 年的规范对这段作了修订: 仅仅当框架

## 注释

构件深入到方形柱或矩形柱的每个边,或者深入到圆柱或多角柱的四个边时,箍筋才可断开。

**R7.10.5.6** — 2002 年规范增加了锚栓设置于柱顶或柱脚的限制规定。这种限制改进了荷载的传递路径: 从锚栓到螺栓附近混凝土裂缝的柱或角柱处。这些裂缝的产生主要是由温度,收缩及与之相似的效应等一些不可预见的力引起的。

### R7.11 — 受弯构件的横向钢筋

**R7.11.1** — 梁和组合梁中的受压钢筋必须箍紧以防弯曲。除了少量说明外,对这种箍紧的类似要求已经经本规范几个版本基本保持不变

### R7.12 — 抗收缩钢筋和温度钢筋

**R7.12.1** — 收缩钢筋和温度钢筋应与主钢筋有适当的角度,以便减小裂缝并与结构一起来确保它在设计中的作用。这段描述只对结构楼板作了解释,而未对支承在地面上的台阶板做出解释。

**R7.12.1.2** — 本规范第 7.12 条规定的收缩钢筋和温度钢筋的面积在发生收缩和温度变化的区域能够满足要求。对于结构的墙体或大型柱对收缩和温度变化有很好约束的情况下,就有必要增加本规范第 7.12.1.2 条中的受弯钢筋(见第 7.16 条)。钢筋的上部和下部都能有效的控制裂缝的产生。

## 规范

**7.12.2** — 符合本规范第 3.5.3 条规定的变形钢筋, 用于收缩和温度钢筋时应依据以下规定:

**7.12.2.1**—收缩钢筋和温度钢筋的面积与总混凝土面积比至少满足以下规定, 并不小于 0.0014:

- (a) 楼板用的是等级为 280 或 350 的变形钢筋时.....0.0020  
 (b) 楼板用的是等级为 420 的变形钢筋或焊接钢筋时.....0.0018  
 (c) 楼板用的是屈服应力大于 420Mpa, 屈服应变为 0.35% 的钢筋时.....  $\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$

**7.12.2.2** — 收缩钢筋和温度钢筋的间距不大于 5 倍的楼板厚度也不大于 450mm。

**7.12.2.3**— 在所有要求的截面中, 抵抗收缩应力钢筋和温度应力钢筋的抗拉强度  $f_y$  应依据本规范第 12 章。

**7.12.3** — 符合本规范第 3.5.5 条要求的预应力钢筋, 用于收缩和温度钢筋时应符合以下规定:

**7.12.3.1** — 在砼的毛面积上, 预应力钢筋束能提供 0.7Mpa 的最小平均压应力。当有效预应力损失以后, 应依据本规范第 18.6 条。

**7.12.3.2** — 预应力钢筋束的间距不超过 1.8m。

**7.12.3.3** — 当钢筋束的间距超过 1.4m 时, 在楼板边缘的钢筋束之间应配置符合 7.12.2 条要求的抵抗收缩和温度附加的有粘结的钢筋, 其设置范围, 从楼板开始延长到与钢筋束间距相等的长度。

## 注释

在施工阶段控制板条, 它允许初始收缩但不导致应力的增加, 这也能有效地减小由约束引起的裂缝。

**R7.12.2** — 关于变形钢筋和焊接钢筋的一些规定都是来自于经验, 但经过多年使用结果令人满意。收缩钢筋和温度钢筋的搭接和端部锚固在设计时应满足符合本规范的第 12.1 条, 12.15 条, 12.18 条和 12.19 条要求的规定屈服强度。

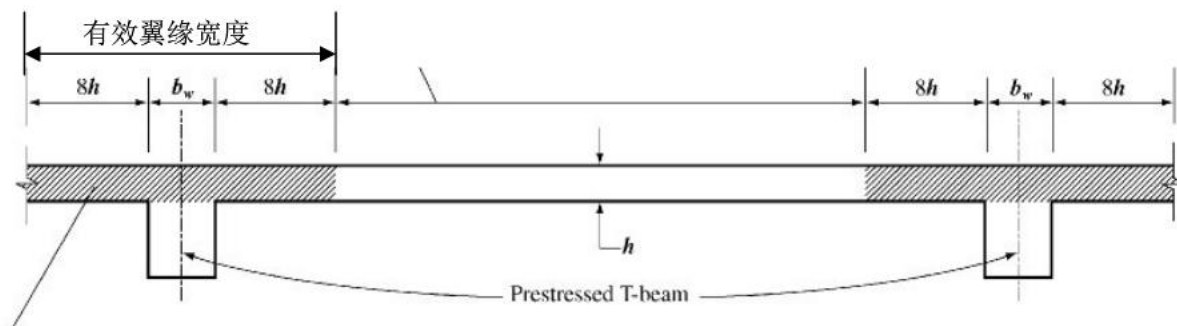
**R7.12.3** — 预应力钢筋在楼板上提供的有效力近似等于非预应力的抗收缩钢筋和温度钢筋的屈服强度力。在总的混凝土面积中 0.7Mpa 预应力强度已经成功地在很多工程中得到使用。当用于抗收缩钢筋和温度钢筋的钢筋束间距大于 1.4m 时, 为了满足楼板边缘和受压应力区的钢筋面积, 在设置预应力钢筋的楼板处必须配置附加的粘结钢筋。对于整体式预制后张法梁板结构, 7.12.3 条文的规定在插图 R7.12.3 中作了阐述。

用于收缩的钢筋束和温度的钢筋束在楼板中应垂直放置并靠近楼板中心。当收缩钢筋束和温度钢筋束用于支承应力主钢筋时, 允许偏离板中心。然而, 收缩和温度预应力筋的合力不应在板核心范围以外。



## 规范

## 注释



在正弯矩区，应配置符合本规范第 7.12.2 条中的钢筋，除非在预应力加上使用恒载后，平均压应力仍能保持 0.7Mpa.

\* T 型梁楼板有效宽度除了  $b_w + 16h$  时，（见规范第 8.10 条）也可运用于预应力混凝土 T 型梁结构中。

设计人员应对楼板缩短效应做出评估，从而确保设计适当。在大多数情况下，预应力规范的降低对细部构造不应该构成困难。当温度效应很大时要特别注意。

### 7.13 — 结构整体性要求

**7.13.1** — 在钢筋连接构造中，结构构件应有效地结合在一起以提高整个结构的整体性。

**7.13.2** — 对于现浇结构，最低要求如下：

**7.13.2.1** — 在小梁中，应至少有一根底部钢筋贯通或以张拉连接的形式连接，或者是符合本规范第 12.14.3 条的机械连接或焊接连接，并且在不连续的支座处，钢筋截断时应有标准弯钩。

**7.13.2.2** — 沿结构周边的梁应包括以下的连续钢筋：

(a) 在支座负弯矩区，应至少有  $1/6$  的张拉钢筋，并不小于两根；

(b) 在跨中正弯矩区，应至少有  $1/4$  的张拉钢筋，并不小于两根。

**7.13.2.3** — 为了连续性要求，上部钢筋应在跨中或接近跨中的地方搭接，下部钢筋应在支座或接近支座的地方搭接。并且钢筋在搭接时应该是属于类型 A 的张拉连接或符合本规范第 12.4.3 条的机械连接或焊接连接。

### R7.13 — 结构整体性要求

经验表明：结构的整体性可能会由于细部构造的微小变化而得到实质性的加固。规范对这段描述的意图就是：提高结构的多余度和延性以便在重大事故中比如主要支座构件的破坏，或者在反常荷载作用下，结构的破坏可以限制在相对较小的范围内，或者结构仍有可能保持整体稳定性。

**R7.13.2** — 当结构支座破坏时，支座以上连续的但未受箍筋约束的顶部钢筋将会撕裂砼并且不能发挥桥结构中的悬索作用。通过配置一部分底部连续钢筋，才能发挥这种悬索作用。

在边梁和窗下墙的窗托梁中，连续的顶部钢筋和底部钢筋应设置拉杆。这并不意味着：在结构边缘要设置恒定尺寸的连续钢筋的拉杆，而是要求一半的顶部受弯钢筋必须延伸到本规范第 12.2.3 条所规定的地方并在跨中或跨中附近搭接。同样地，底部钢筋也要求延伸到本规范第 12.11.1 条所规定地地方并且要连续或于相邻跨地底部钢筋搭接。如果连续梁在支座处的嵌固深度不同，那么在较深梁构件的底部钢筋应以标准的弯钩应形式截断；在较浅梁构件的底部钢筋延伸到较深梁构件中。



规范

在顶部连续钢筋周围，弯钩角度不小于 135° 的 U 形箍；或者在单根顶部连续钢筋周围，弯钩角度不小于 135° 的单根箍，应该分布于符合本规范第 7.13.2.2(a) 条和第 7.13.2.2(b) 条的连续钢筋表面。箍筋不必延伸到隔栅中。

**7.13.2.4** — 当梁中没有配置本规范第 7.13.2.3 条所定义的箍筋时，在梁跨中应至少配置 1/4 的正弯矩钢筋，但不得小于 2 根，且该正弯矩钢筋必须连续或者在支座附近以类型 A 抗拉连接的形式连接或满足本规范第 12.4.3 条规定的机械连接或焊接连接，并且在不连续的支座处断开时应有标准的弯钩。

**7.13.2.5** — 对于双向板结构，参见本规范第 13.3.8.5 条。

**7.13.3** — 对于预制混凝土结构，在结构的横向、纵向、竖向并沿结构周边都应设置拉杆，并且在结构边缘，结构和拉杆应有效地连接。可参见本规范第 16.5 条的规定。

**7.13.4** — 对于升板结构，可参见本规范第 13.3.8.6 条和第 18.12.6 条。

注释

2002 年规范条文中增加了一条：允许机械连接或焊接连接钢筋的使用，以及对梁中的纵筋和箍筋做了修订。本规范第 7.13.2 条在 2002 年规范中修订为：在连续钢筋周围要求是弯钩角度不小于 135° 的 U 形箍或单个闭合箍，因为横向拉杆所形成的顶部两个闭合箍筋不能有效地阻止顶部连续钢筋对梁中混凝土的撕裂。

**R7.13.3** — 对于所有高度的预制混凝土结构，规范要求必须设置拉杆。细部应有连接来抵抗外加荷载，但不允许连接细部仅仅有由自重所引起的摩擦力。

连接细部布置时应把潜在的由约束徐变、收缩和温度变化所引起的裂缝降低到最小。关于连接和细部构造的规定，详见本规范第 7.17 条。

对于预制混凝土承重墙结构，最小拉杆的设计在本规范第 R7.18 条中有规定。

## 第 8 章 结构分析和设计——一般性考虑

### 规范

#### 8.1 一设计方法

**8.1.1**—在钢筋混凝土结构设计时，构件应均匀地分配依据规范要求的足够的强度，并使用本规范第 9 章规定的荷载系数和强度折减系数  $\phi$ 。

**8.1.2**—在运用本规范附录 B 设计钢筋混凝土结构时，允许选择钢筋混凝土受弯受压构件和预应力混凝土受弯受压构件。

**8.1.3**—混凝土中的锚定在连接构件间传递荷载，应依据本规范附录 D 来设计。

#### 8.2 一荷载

**8.2.1**—本规范的设计条款中，是以假设设计的结构物可以承受所有可适用荷载的基础上的。

**8.2.2**—工作荷载应该依据一般的建筑结构设计规范，比如在一般的建筑结构设计规范中活荷载允许减小。

### 注释

#### R8.1 一设计方法

**R8.1.1**—强度设计方法要求：使用荷载或相关的内部弯矩和内力用规定的荷载系数增大；而计算额定强度用规定的强度折减系数降低。

**R8.1.2**—同样可以运用附录 B 来对结构进行整体设计。

附录一般不认为是法定条文，除非有特别指定。因此在本规范中对附录 B 制定专门的参考文献，使其成为本规范的正式部分。

**R8.1.3**—在 2002 年的规范中第一次包括了对混凝土锚固的特别规定。当过去一些章节的内容已经确定时，那么新出现的规定就以附录的形式表示。

附录一般不认为是法定条文，除非有特别指定。因此在本规范中对附录 D 制定专门的参考文献，使其成为本规范的正式部分。

#### R8.2 一荷载

本规范条款适用于如“房屋建筑和其他结构中的最小设计荷载”（ANSI A58.1）中建议的活荷载、风荷载以及地震荷载。如果房屋建筑结构设计总规范对使用荷载的规定与 ASCE7 中不同时，以房屋建筑总规范为准。但是如果地方房屋建筑设计规范中对荷载性质的规定与 ASCE7 有很大差异时，则地方规范必须进行修订以反映这种差异。

屋面在设计时应有足够的坡度和反供来确保排水顺畅，因为由于恒载或积水所导致的荷载增大会使得屋面绕曲。如果屋面的绕曲使得屋面绕曲增大和积水增多时，设计时必须确保这个过程能自动限制住。

## 规范

**8.2.3**—在风荷载和地震荷载设计中,整体结构应按承受全部侧向荷载进行设计。

**8.2.4**—结构设计时应考虑一些力的影响,比如:预应力、吊车荷载、振动冲击、收缩、温度变化、徐变、抗收缩砼的膨胀以及支座的不均匀沉降。

### 8.3—分析方法

**8.3.1**—除了本规范第 8.4 条的一些修订以外,所有框架结构构件或连续结构构件应按弹性分析理论所确定的计算荷载的最不利效应进行设计。这些构件也可以通过本规范第 8.1~8.9 条的假设规定来简化设计。

**8.3.2**—除预应力砼结构外,对于常用类型的结构、跨度和层高的房屋建筑都可以采用框架近似分析法进行设计。

**8.3.3**—对于连续梁和单向板(仅板的一个方向承担弯曲应力)的设计可采用近似弯曲和剪力值来代替框架分析,但应满足下列条件:

- (a) 两跨或两跨以上;
- (b) 近似等跨结构,相邻两跨中较大的跨度不大于较小跨度的 20%;
- (c) 荷载均布分布;
- (d) 单位活荷载  $L$  不超过单位恒活载  $D$  的 3 倍;
- (e) 构件为菱柱形构件。

对于计算负弯矩时,  $l_n$  取相邻两跨中净跨长的平均值。

## 注释

**R8.2.3**—任何与其它结构构件一起整体现浇的钢筋砼墙可以看作是一个整体部分。隔墙可以看作是一个整体也可以看作不是一个整体。如果隔墙可以拆除的话,结构必须考虑在没有隔墙作用时要抵抗全部的横向荷载。但是,在结构分析时必须考虑隔墙与结构的连接作用,因为隔墙有可能增加某个构件或所有构件的设计承载力。本规范第 21 章对结构抗震设计做了一些特别的规定。

**R8.2.4**—这些多种影响因素尤其是在高层结构中柱徐变和收缩的影响因素的大小还有由这些影响因素所导致的设计力的方法,资料正在积累。

### R8.3—分析方法

**R8.3.1**—设计荷载等于使用荷载乘以荷载分项系数。对于强度设计方法,运用弹性分析理论可以得到弯矩、剪力和反力。

**R8.3.3**—如果受弯构件是框架结构或连续结构的一部分,近似弯矩和剪力在规定条件下给出适当偏安全的值。因为达到柱弯矩临界值的荷载形式与梁达到梁中负弯矩最大值的荷载形式不同,柱弯矩应分开计算。

规范	注释
正弯矩	
边跨	
无约束的不连续端..... $w_u l_n^2/11$	
与支座连成整体的不连续端..... $w_u l_n^2/14$	
中跨..... $w_u l_n^2/16$	
第一个中间支座外侧的负弯矩	
两跨..... $w_u l_n^2/9$	
两跨以上..... $w_u l_n^2/10$	
中间支座其它侧边的负弯矩..... $w_u l_n^2/11$	
跨度不超过 3m 的板以及在梁每跨的跨端柱总刚度与梁总刚度的比值大于 8 的梁处的支座负弯矩..... $w_u l_n^2/12$	
构件与支座结为整体时，外支座内侧的负弯矩	
当支座为托梁时..... $w_u l_n^2/24$	
当支座为柱时..... $w_u l_n^2/16$	
端跨构件在第一个中间支座边上的剪力..... $1.15w_u l_n/2$	
所有其它支座处的剪力..... $w_u l_n/2$	
<b>8.3.4</b> —在设计钢筋砼结构时允许应用拉压构件模型，见本规范附录 A。	<b>R8.3.4</b> —本规范附录 A 中的拉压杆模型是建立在一部分砼结构可以利用在节点处含有拉杆和压杆的绞接桁架的假定来进行分析和设计的这种假设的基础上的。这种设计方法可以用于当受弯理论的基本假定不实用的地方，比如由集中力或反力所产生的不连续力的地方，或者构件的几何形状的不连续的地方，如在十字交叉处几何尺寸的突变。

## 规范

### 8.4—连续受弯构件负弯矩重分配

**8.4.1**—除弯矩使用的是近似值外，否则在连续受弯构件的支座处按照弹性理论计算的负弯矩不论在何种荷载组合下都会减少或增大，但是减小或者增大的幅度不超过  $1000 \varepsilon_t$ ，且不大于 20%。

**8.4.2**—这些修正后的负弯矩可用于计算跨内截面弯矩。

**8.4.3**—仅仅当  $\varepsilon_t$  等于或大于 0.0075 时才进行负弯矩重分配。

## 注释

### R8.4—连续受弯构件负弯矩重分配

弯矩重分配取决于塑性铰是否有足够的延展性，这些塑性铰在弯矩最大处产生，而且它能导致塑性弯矩大小的变化。此时一般的结构是在塑性铰区负弯矩减小，通过弹性理论计算的正弯矩增大，这是因为负弯矩取决于一种荷载组合，而正弯矩取决于另外一种组合，塑性铰的区域有储存弯矩的能力，这种能力使得在最终的荷载作用下，受弯构件的储存能力得到充分发挥。

之所以会使用混凝土极限应变和塑性铰长度的保守值是来源于广泛的实验，通过对抗扭能力较弱的受弯构件分析可知，弯矩重分配后弯矩大约增大 20%，这取决于钢筋的配筋率。但这个结果是偏安全的（见插图本规范 R8.4）。通过 Cohn 和 Mattock 的研究，他们支持上述结论，同时指出此时在使用荷载作用下按弯矩重分配方法计算的梁的裂缝宽度和挠度并不大于按照弹性理论计算得到的相应值，另外，他们的研究还指出如果构件满足规范要求，本规范允许的弯矩重分配足够的转动能力是可以得到的。

弯矩重分布不可以用到板系设计当中，板系是通过直接的方法来设计的（参见本规范第 13.6.1.7 条）。

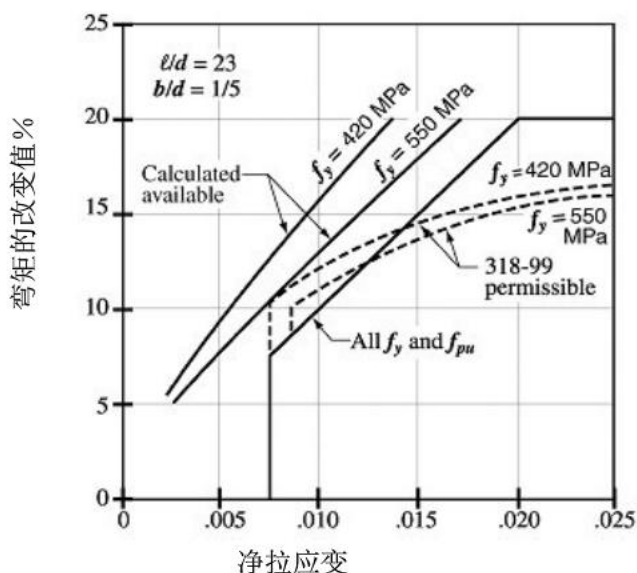


插图 R8.4—对最小转动能力允许的弯矩重分配

## 规范

### 8.5—弹性模量

**8.5.1**—混凝土弹性模量  $E_c$  等于  $W_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f_c'}$  (单位为 MPa), 且  $W_c$  的值在  $1440 \text{ kg/m}^3$  到  $2480 \text{ kg/m}^3$  之间, 所以混凝土弹性模量值  $E_c$  也可取为  $4700 \sqrt{f_c'}$ 。

**8.5.2**—非预应力钢筋的弹性模量  $E_s$  可取为  $2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。

**8.5.3**—预应力钢筋的弹性模量  $E_p$  可以通过实验测定或者由制造商提供。

### 8.6 —刚度

**8.6.1**—任何合理的假定都可用于计算柱、墙体、楼板和屋盖体系的相对抗弯刚度和抗扭刚度. 这些假定在分析过程中必须保持一致!

**8.6.2**—加腋梁的影响在弯矩计算和构件设计阶段必须考虑。

## 注释

### R8.5—弹性模量

**R8.5.1**—本规范第 8.5.1 条中的弹性模量被定义为线弹性的, 且  $E_c$  的值在 0 至  $0.45f_c$  之间, 混凝土弹性模量的值是不一样的, 测量值在标准值的 120% 至 80% 之间变化, 混凝土弹性模量的测量方法见本规范的 R8.6 条。

### R8.6 —刚度

**R8.6.1**—在概念上, 构件刚度  $E_c I$  和  $GJ$  可以反映裂缝和非弹性发展的程度, 这些发展都是在构件屈服前相继出现的. 然而对一榀框架的所有构件选择不同的刚度中包含的复杂性使得在设计工作中的效率很低. 因此要求更简单的假设来定义抗弯刚度和抗扭刚度。

对于撑系框架, 相对刚度值很重要。有两个常用的假设来使用刚度值: 以  $E_c I$  作为所有构件的刚度值, 或者是以  $E_c I/2$  作为主梁和次梁的刚度值, 以  $E_c I$  作为柱子的刚度值。

对于侧移自由的框架, 精确的估计  $E_c I$  是必要的. 而且将在二阶分析时应用. 这种情况下的  $E_c I$  是在本规范第 R10.11.1 条中给出的。

以下两种情况决定了在结构分析时是否有必要考虑结构的抗扭刚度: (1) 抗弯刚度和抗扭刚度的相对大小; (2) 扭矩是否是结构平衡所需要的 (平衡扭转) 或者扭矩是否是由于为了保持变形的协调而产生的 (协调扭转). 在协调扭转的情况下, 抗扭刚度可以忽略. 在平衡扭矩的情况下, 应考虑抗扭刚度。

**R8.6.2**—加腋梁的刚度和固端弯矩系数详见本规范第 R8.7 条。



## 规范

### 8.7—跨度

**8.7.1**—不与支座连成整体的构件，其跨度等于净跨加上构件的高度，但是不能超过支座中心到中心的距离。

**8.7.2**—当分析框架或确定连续结构的弯矩时，跨度取支座中心到支座中心之间的距离。

**8.7.3**—与支座连成整体的梁，可采用支座处的弯矩进行设计。

**8.7.4**—与支座连成整体的实心板或密肋板，且其净跨不超过 3 米时，外边缘支座连续楼板的跨度等于该楼板的净跨以及与梁的宽度相等，否则忽略不计。梁的跨度在支座中心会减小。本规范第 8.8 条提供了可接受的在支座中心减小跨度的方法。

### 8.8—柱

**8.8.1**—柱子的设计是用来抵抗来自于所有楼面和屋面的计算荷载产生的轴向力的以及他们相邻跨度范围内传下来最大弯矩的。而且还要考虑弯矩和轴向力为最大比值时的荷载分布。

**8.8.2**—在框架或连续结构中，应考虑不平衡的楼面或屋面荷载对外柱和内柱的影响以及由其他原因引起的偏心荷载的影响。

**8.8.3**—计算由于重力荷载在柱内产生弯矩时，若柱远端与结构连成整体时，则该远端可按固接考虑。

**8.8.4**—在任一层的楼面或屋面处的抵抗弯矩，应按柱的相对刚度及约束条件按比例分配到与该层直接相连的上柱和下柱上去。

### 8.9—活荷载布置

**8.9.1**—允许采用下列假定：

- (a) 活荷载仅施加于所考虑的楼板或屋盖上；
- (b) 柱与结构连成整体的远端可认为是固定端。

## 注释

### R8.7—跨度

在梁设计时，梁在支座中心的弯矩可减小为在支座端部的弯矩。本规范第 8.8 条给出了的在支座中心处弯矩减小为支座端部弯矩的可接受方法。

### R8.8—柱

本规范第 8.8 条已经发展到已经能区分并设计大多数轴向荷载组合。如果柱列中梁尺寸是成比例的，则要利用本规范第 8.3.3 条的规定。本规范第 8.8.4 条的弯矩与竖向板的弯矩不同。

(涂木兰)

### R8.9—活荷载的布置

为了确定由重力荷载引起的柱、墙和梁的弯矩和剪力，本规范允许使用限于所考虑标准内的梁以及超过或低于标准的柱组成的模型。为了分析重力荷载的作用，柱的远端假定为固定的。这假定不适用于横向荷载分析。然而，在横向荷载分析中，可以采用简化方法（例如门架

## 规范

**8.9.2** —活荷载的布置可限于下列的组合：

- (a) 各跨均有设计恒载，同时相邻两跨有满布的设计活载；
- (b) 各跨均有设计恒载，同时每间隔一跨有满布的设计活载。

## 8.10 —T 形梁结构

**8.10.1** —在T形梁结构中，翼缘与梁腹应是整体构成或有效结合在一起。

**8.10.2** —T形梁翼缘板有效宽度应不超过梁跨长的 $1/4$ ，且梁腹每侧悬出的翼缘有效宽度不应超过：

- (a) 板厚的8倍；
- (b) 相邻梁腹净距的 $1/2$ 。

**8.10.3** — 单侧有楼板的梁，悬出的翼缘有效宽度不应超过：

- (a) 梁跨长的 $1/12$ ；
- (b) 板厚的6倍；
- (c) 相邻梁腹净距的 $1/2$ 。

**8.10.4** — 独立的梁为增加受压面积采用T形截面梁，其翼缘厚度应不少于梁腹宽度的 $1/2$ ，且翼缘的有效宽度不应大于梁腹宽度的4倍。

**8.10.5** — T形梁翼缘板（肋形楼板的小梁除外）板内的主要受弯钢筋与梁腹平行时，垂直于梁的钢筋应按如下要求布置在板顶部：

**8.10.5.1**—在承受设计荷载的情况下横向钢筋应按假设翼缘为悬臂板进行计算。对于独立 T 形梁，出挑翼考

## 注释

法），以得出对称的并满足对这种简化方法所用假定的结构的弯矩、剪力和反作用力。对于非对称的高耸结构，应采用能识别出所有结构位移的严格的方法。

工程师应该通过探讨研究活荷载设置在各种临界图形上的效应来确定非常需要的设计力组。

大多数近似分析方法忽略不计挠度对几何形状和轴向挠曲的影响。因此，梁和柱的弯矩必须按第10.11、10.12、10.13节的柱长细比放大。

## R8.10—T形梁结构

本节中的条款与以前的ACI房屋建筑规范对刚度和挠曲计算有关的限制尺寸的条款是一致的。有关T形梁及其它带翼缘构件的专门规定在关于扭转的第11.6.1条中表明。

## 规范

## 注释

考虑翼缘的有效宽度。

**8.10.5.2** — 横向钢筋间距不应超过翼缘板厚的五倍，且不大于450mm。

### 8.11—小梁楼板结构

**8.11.1** — 混凝土小梁楼板由规则分布的小梁肋及其顶部楼板整体组合而成，分单向和正交双向两种排列方式。

**8.11.2** — 肋宽不应小于100 mm，且肋的高度不得大于最小肋宽的3.5倍。

**8.11.3** — 肋间净距不应超过750mm。

**8.11.4** — 凡不符合第8.11.1~8.11.3条规定的小梁楼板结构，则应按一般的梁及板进行设计。

**8.11.5** — 当永久性的用作填充肋间空间的陶土或混凝土空心块材的单位抗压强度不低于小梁楼板结构中的 $f_c'$ 规定强度时，应注意下列规定：

**8.11.5.1** — 剪力和负弯矩强度计算中，与肋接触的填充块的竖向壁可包括在内，但填充块的其他部分不得包括在强度计算中。

**8.11.5.2** — 永久填充块上的混凝土板厚不应小于两肋间净距1/12，且不应少于40mm。

**8.11.5.3** — 在单向小梁楼板中，垂直肋的钢筋应按第7.12节的要求分布在楼板内。

**8.11.6** — 当采用可拆卸的模板或不符合第8.11.5条款规定的填充块时，则应按如下规定：

**8.11.6.1** — 板厚不应少于肋间净距的1/12，且不应小于50mm。

**8.11.6.2** — 楼板内应配置垂直于肋方向且满足抗弯要求的钢筋，如果有集中荷载的话也应予以考虑，但不应小于第7.12节的规定。

### R8.11 — 小梁楼板结构

依据以往成功经验，托梁尺寸与间距的限制条件应满足本规范第8.11.1到8.11.3条要求。

**R8.11.3** — 由于专门规定允许较高的抗剪强度和较少配筋的混凝土来保护重复小构件，故要求限定肋间最大间距。

## 规范

**8.11.7** — 当板内埋有如第6.3节所允许的管道或管子时，板任何部位的厚度比这些管道或管子的总高至少大25mm，且这些管道或管子不应严重影响结构的强度。

**8.11.8** — 对小梁楼板结构，肋的混凝土抗剪强度 $V_c$ 允许比第11章所规定的值提高10%，允许配置抗剪钢筋或加宽肋的端部来提高抗剪强度。

## 8.12—楼面面层

**8.12.1** — 除非楼面面层与楼板为整体浇注或按第17章设计要求，否则楼面面层不应作为结构构件的一部分。

**8.12.2** — 所有混凝土楼板面层可作为所需要保护层的一部分，或非结构功能的总厚度的一部分。

## 注释

**R8.11.8**—第8.11.8条允许提高抗剪强度基于如下条件：

(1)以前的 ACI 房屋建筑规范设计的（它允许与现在比较的剪应力）有较高抗剪强度的梁楼板结构性能令人满意；

(2)局部的超载现象将重分配给相邻小梁结构。

**R8.12** — 楼面面层

本规范未对非正常磨损条件下导致对磨损面所附加的厚度详细说明。对非正常磨损需要附加厚度一事留给设计者去决定。

如同以前版本规范，只有当面层与板整体浇注时，才可考虑楼面面层的强度。假如按第17章提供的组合作用，则允许把面层作为结构厚度的一部分。

所有的楼面面层可视为非结构受力目的，例如钢筋保护层、防火等等。但是，应作出规定以保证面层不会剥落引起保护层减少。还有，钢筋锚固考虑要求按7.7节的最小整筑混凝土保护层。

## 第9章 强度及使用性要求

### 规范

#### 9.1— 一般规定

**9.1.1—** 结构及构件的设计应使任何截面的设计强度最少应等于规定强度,后者应按本规范对设计荷载和力所规定的组合进行计算。

**9.1.2—** 结构构件还必须满足本规范的所有其它要求,以保证在使用荷载作用下正常工作。

**9.1.3—** 结构及构件的设计中允许使用荷载组合值系数和附录 C 中的强度折减系数协同工作。但在此章节中荷载组合值系数则不允许和附录 C 中的强度折减系数协同工作。

#### 9.2— 规定强度

**9.2.1—** 在公式(9-1)至(9-7)中,规定强度  $U$  不小于极限荷载设计值效应。一个或多个荷载不同时作用时的效应有待研究。

$$U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-2)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (9-7)$$

### 注释

#### R9.1— 一般规定

1999 年规范所规定的荷载组合值系数和强度折减系数被稍作修正纳入 2002 年规范的附录 C 中。SEI/ASCE 7-02.<sup>9.1</sup> 取代 1999 年规范的组合值,1999 年规范的附录 C 取代强度折减系数,弯曲增长因素例外。

该修正进一步使荷载组合值系数专业设计方面统一,便于混凝土结构建筑中混凝土和其他材料配料。规范第 9.3 节中使用强度折减系数的重力荷载设计可参照 1999 年规范或更早的规范强度折减系数及荷载系数。对于不同的横向荷载组合设计,任何一组荷载系数的选取成效都是可接受的。

本规范第 9 章详细说明混凝土结构构件的基本强度及正常使用条件。

强度设计基本要求表达如下:

$$\text{设计强度} \geq \text{规定强度}$$

$$\phi (\text{标定强度}) \geq U$$

强度设计过程中,通过使用荷载乘以荷载系数和标定强度乘以强度折减系数来保证安全。

#### R9.2— 规定强度

规定强度  $U$  按设计荷载或有关设计内的弯矩和内力来表示。在房屋建筑总规范中规定设计荷载等于荷载乘以适当的荷载系数。

计算荷载效应的准确程度和结构使用期内荷载预期的变化影响着每种荷载所规定的系数。恒载规定的荷载系数比活载规定的荷载系数低,因为恒载测定较准确并且变化不大。荷载系数还应考虑用来计算弯矩和剪力的结构分析中的变异性。

本规范对特定的荷载组合给出了荷载系数。在荷载组合

## 规范

以下情况例外:

(a) 除了车库, 公共场所及所受活荷载小于  $4.8\text{N/m}^2$  的区域, 公式 (9-3) 至 (9-5) 中活荷载的荷载系数允许减少至 0.5;

(b) 在风荷载  $W$  不必乘以方向系数的地方, 公式 (9-4) 和 (9-6) 中的  $1.6W$  应由  $1.3W$  代替;

(c) 在设计中, 如果包括承受规定的地震荷载或力  $E$  时, 公式 (9-5) 和 (9-7) 中  $1.0E$  应由  $1.4E$  代替;

(d) 假设在设计中包括土压力、地下水压力或其他粒状材料引起的压力产生的效应  $H$ , 引起的结构作用减少了由风荷载  $W$  或地震荷载  $E$  引起的结构作用, 则荷载  $H$  在公式 (9-6) 和 (9-7) 中为零。旁向土压力阻碍其它力引起的结构作用不应包含在  $H$  内而应包含在阻力设计中。

**9.2.2—** 如果设计中需要考虑冲击阻力作用时, 其影响应考虑在  $L$  内。

**9.2.3—** 根据使用过程中这种效应的现实估计, 估算不均匀沉降、徐变、收缩或温度变化的效应。

**9.2.4—** 如果建筑物位于洪水地带或是遭受来自大气冰荷载, 应使用 SEI/ASCE 7 规定的水或冰荷载与适当荷载组合。

## 注释

规定系数时, 对同时发生的概率给予一定的考虑。虽然已包括大多数常用的荷载组合, 但设计者不应认为包括所有情况。

当某种荷载产生的效应与其它种类荷载产生相反效应的情况下, 则应对确定荷载组合的  $U$  符号时给予适当的注意。当较大的恒载减少其它荷载的效应时, 明确地包括用  $0.9D$  的荷载组合。而这种荷载情况对受拉柱构件可能会比较危险。此时, 减少轴向荷载和增大力矩都将导致临界荷载组合情况。

必须考虑到各种荷载组合以确定最不利设计情况。当强度依一个以上荷载效应而定时 (例如弯曲和轴向荷载组合的强度或有轴向荷载的构件抗剪强度), 此类情况尤为正确。

假如特殊情况要求特定构件的强度比通常实践中遇到的强度更可靠, 则适当降低规定的强度折减系数  $\phi$  或增加规定荷载系数, 对这些构件是合适的。

SEI/ASCE 7-02<sup>9.1</sup> 与 IBC 2003<sup>9.2</sup> 规定: 建筑物表面上的风荷载计算公式中风向系数为 0.85。荷载组合计算公式中, 对应的风荷载系数相应增大 ( $1.3/0.85=1.53\approx 1.6$ )。通过那些不包括风向系数的原始数据所得到的风荷载设计值, 本规范允许采用以往规范的风荷载系数 1.3。

当代建筑规范及荷载设计参考已经从地震力转向强度等级, 并将地震荷载系数降低到 1.0 (ASCE7-93<sup>9.3</sup>; BOCA/NBC93<sup>9.4</sup>; SBC94<sup>9.5</sup>; UBC97<sup>9.6</sup> 和 IBC 2000<sup>9.2</sup>)。如果使用的是早期版本的地震力参考值, 建筑规范要求采用以前的地震荷载系数约为 1.4。

**R9.2.2—** 如果活荷载快速加载, 如停车场结构、装卸码头、仓库楼层, 电梯井等, 则应考虑冲击影响, 所有的计算公式中用  $L+冲击力$  来取代  $L$ 。

**R9.2.3—** “现实估计”一词用来指出应采用变量的最可能值而不是上限值。必要时设计者应考虑不均匀沉降、徐变、收缩和温度的效应。

**R9.2.4—** 洪水风险图所规定的受灾区域由当地政府权限管治。



## 规范

**9.2.5**— 对于后张锚固区设计，最大预应力钢筋顶托力的荷载设计系数值应取 1.2。

## 9.3— 设计强度

**9.3.1**— 第 9.3.2、9.3.4 和 9.3.5 条中，对构件及构件间的连接接头以及它的横截面所提供的设计强度（弯矩、轴向荷载、剪切和扭矩），应取满足规范的规定和假定计算所得到的标定强度乘以强度折减系数  $\phi$ 。

**9.3.2**— 强度折减系数  $\phi$  需如第 9.3.2.1 到 9.3.2.7 条规定：

**9.3.2.1**— 受拉的部件按第 10.3.4 条的定义……0.90  
(又见 9.3.2.7)

**9.3.2.2**— 受压部件如第 10.3.3 条规定：

(a) 螺旋筋构件按 10.9.3 规定……0.70；

(b) 其他钢筋构件……0.65。

对于受压与受拉间过渡型截面  $\epsilon_t$  值介于受压截面  $\epsilon_{tc}$  值与受拉截面  $\epsilon_{te}$  值之间。过渡型截面柱  $\phi$  在 0.65~0.9 范围内的值依照  $\epsilon_t$  的大小来进行线性内插计算。

附录 B 中，对称配筋构件  $f_y \leq 420\text{MPa}$  且  $(d-d')/h \geq 0.7$ ，当  $\phi P_n$  的值从  $0.10f_c' A_g$  降到零时，则  $\phi$  值在其范围内线

## 注释

**R9.2.5**— 与受锚固有效因素约束影响所得的最大顶托力相比，最大受拉顶托力荷载系数取 1.2，使得设计荷载为 113% 预应力钢筋屈服强度但同时不超过预应力钢筋标定极限强度的 96%。

**R9.3**— 设计强度

**R9.3.1**— 构件的“设计强度”一词系指按 ACI 房屋建筑规范中规定的要求计算的标定强度乘以强度折减系数  $\phi$ ，其中  $\phi$  总是小于 1。

强度折减系数  $\phi$  的目的是：(1) 考虑由于材料强度和尺寸的变化引起构件强度不足的可能性；(2) 考虑设计公式的不精确性；(3) 反映构件在所考虑的荷载效应下的延性程度和需要的可靠度；(4) 反映构件在结构中的重要性 [9.7、9.8]。

SEI/ASCE 7<sup>9.1</sup> 荷载组合是以当时的建筑规范要求的极限荷载组合设计为基础，2002 年规范中规定，可适当调节强度折减系数来与之协调。这些系数值取 1995 年规范的附录 C，除弯矩或张力系数增长限制在 0.8~0.9 范围内。此修正以过去和现在的可靠性分析，材料性质的统计研究及研究混凝土结构支柱历史性能的委员会意见为基础。

**R9.3.2.1**— 根据第 9.3.2.1 和 9.3.2.2 条，需考虑由外力引起的轴向拉伸和压缩，不包括预应力作用。

**R9.3.2.2**— 2002 之前版本的规范，根据荷载类型指出轴向荷载或弯矩或两者组合情况下的系数  $\phi$  值。而此时，系数  $\phi$  值则由横截面与标定长度的应变条件决定。

受压构件的  $\phi$  比受拉构件的  $\phi$  值低，因为通常受压构件比受拉构件延性较小，对混凝土强度变化比较敏感并且支承较大的荷载面积。此外，配有螺旋筋的构件规定比钢筋箍柱的系数  $\phi$  高，因为螺旋筋构件有较大的延性或韧性。

对承受轴向荷载并受弯的构件，将  $P_n$  和  $M_n$  二者均乘以适当的单一的  $\phi$  值来确定设计强度。本规范第 10.3.3 和 10.3.4 条定义，根据  $\epsilon_t$  的数值将柱截面分为：压力控制

## 规范

性增长至 0.90。对于其它配筋构件，当  $\phi P_n$  从  $0.10f_c' A_g$  或  $\phi P_b$  两者中较小者降低至零时，则  $\phi$  值在其范围内线性增加至 0.90。

9.3.2.3— 剪切和扭转.....0.75

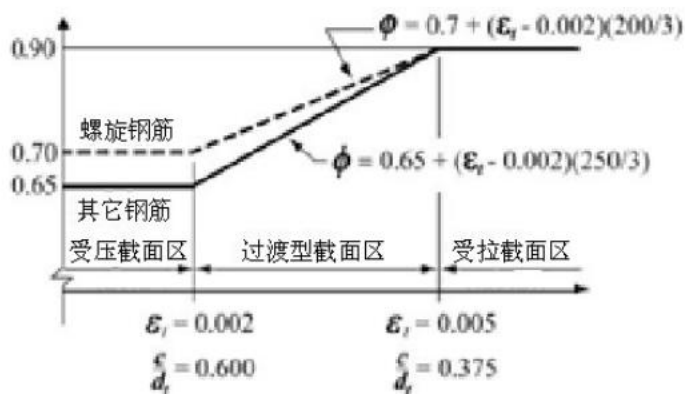
9.3.2.4— 混凝土承压（除后张锚固区和拉压杆模型）.....0.65

## 注释

截面（ $\epsilon_t \leq 0.002$ ），拉力控制截面（ $\epsilon_t \geq 0.005$ ），及过渡型截面（ $0.002 \leq \epsilon_t \leq 0.005$ ）。对于拉力控制截面柱，其强度折减系数  $\phi$  取 0.9，压力控制截面柱  $\phi$  取 0.65，过渡型截面柱  $\phi$  值则介于 0.65 与 0.9 之间，依照  $\epsilon_t$  的大小进行线性内插计算（如图 R9.3.2）。关于  $\epsilon_t$  的概念将在规范 R10.3.3 中讨论。

本规范第 10.2.3 条中规定混凝土压应变值取 0.003，其压力控制截面应  $\epsilon_t$  由  $c/d_t$  的比值确定，其中  $C$  为中和轴高度， $d_t$  为受压区高度值，则压力控制截面区  $c/d_t$  值为 0.6，拉力控制截面区  $c/d_t$  值为 0.375。配置 420 级钢筋和预应力钢筋的构件中  $c/d_t$  均取 0.6。图 R9.3.2 给出关于  $c/d_t$  的  $\phi$  的等式。

受拉截面拉应变由 1999 年规范和更早版本规范中定义的  $\rho/\rho_b$  确定。对于配置 420 级钢筋的矩形截面，其在  $\epsilon_t = 0.005$  应变处相应的  $\rho/\rho_b$  比值为 0.63。与 1999 年规范第 9.3 节对比，可参照参考文献 9.10。



$$\text{补 } c/d_t: \text{ Spiral } \phi = 0.70 + 0.2[(1/c/d_t) - (5/3)] \\ \text{Other } \phi = 0.65 + 0.25[(1/c/d_t) - (5/3)]$$

图 R9.3.2 受拉钢筋拉应变  $\phi$  及 420 级钢筋和预应力筋  $\epsilon_t$  和  $c/d_t$  变化图

9.3.2.5— 后张锚固区.....0.85

9.3.2.6— 拉压杆模型（附录 A）、拉杆、压杆、节点区、模型承载区.....0.75

R9.3.2.5— 试验研究表明锚固区系数值取 0.85。根据第 18.13.4.2 条要求在一般区域非约束混凝土的标定受压强度取  $0.7 \lambda f_{ci}'$ ，则其有效强度设计为  $0.85 \times 0.7 \lambda f_{ci}' \approx 0.6 \lambda f_{ci}'$ 。

R9.3.2.6— 拉压杆模型的折减系数  $\phi$  等于剪力折减系数  $\phi$ 。拉压杆模型系数  $\phi$  值适用于拉杆、压杆及此类模型承

## 规范

**9.3.2.7—** 第 12.9.1.1 条规定先张构件埋置钢绞线处抗弯部件小于锚固长度:

(a) 从构件平直区末端到倾斜区始端  $\phi$  值.....0.75;

(b) 倾斜区段内,  $\phi$  值在 0.75 ~ 0.90 范围内线性增长。

钢绞线连接不能延伸至构件的末端, 钢绞绳应从平直区段末端开始埋置 (又见第 12.9.3 节)。

## 注释

载区。

**R9.3.2.7—** 如果在钢绞线未充分受力区域出现在临界截面, 将可能发生类似于脆性受剪破坏的粘结滑移破坏, 故需要降低系数  $\phi$ 。倾斜区间的构件, 则可用线性内插法确定  $\phi$  值 (如图 R9.3.2.7 (a) 与 (b))。

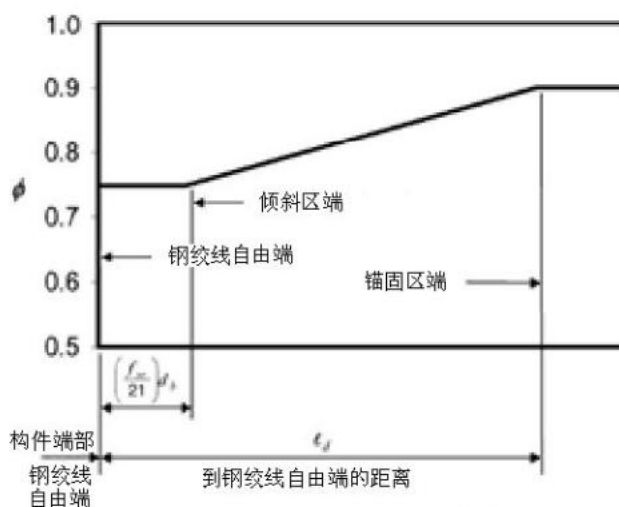


图 R9.3.2.7 (a) 完全受力状态下钢绞线的预拉构件的钢绞线的  $\phi$  值

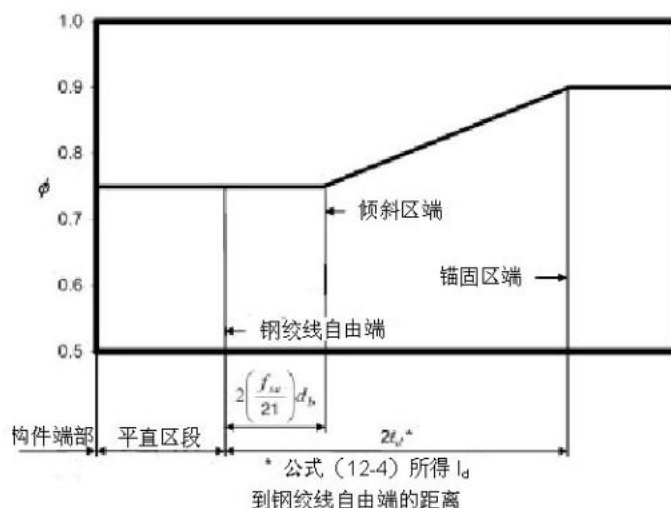


图 R9.3.2.7 (b) 12.9.3 条中涉及的松弛钢绞线预拉构件的钢绞线的  $\phi$  值



## 规范

**9.3.3—** 第 12 章中规定的锚固长度不需乘以系数  $\phi$ 。

**9.3.4—** 依赖特殊抗弯构架或特殊抗震钢筋混凝土结构墙的结构,  $\phi$  应按照 (a) 至 (c) 修正:

(a) 结构构件抗震 E 设计中, 如果构件标定抗剪强度小于其相应构件标定抗弯强度的剪力, 剪力折减系数  $\phi$  为 0.60。由多数理论极限设计轴向荷载和结构构件抗震 E 来决定标定抗弯强度;

(b) 对于隔板, 剪力折减系数  $\phi$  不应超过主要抗侧力纵向构件的最小剪力系数  $\phi$ ;

(c) 对于小梁和对角配筋连续梁构件, 剪力系数  $\phi$  取 0.85。

**9.3.5—** 第 22 章, 对于结构素混凝土弯矩、压缩、剪力、支撑  $\phi$  值应取为 0.55。

## 9.4— 钢筋的设计强度

钢筋强度设计计算中,  $f_y$  和  $f_{yt}$  值不能超过 550MPa, 除第 10.9.3 条中的预应力钢筋和横向螺旋筋例外。

## 注释

一个或多个钢绞绳的连接只要不能超过构件的端部则不需更精确的分析, 从设有构件末端到含最长平直段长度的钢绞线的倾斜区末端, 偏于安全考虑系数  $\phi$  值为 0.75。否则, 锚固区的钢绞线  $\phi$  按不同的线性计算至 0.9 (如图 R9.3.2.7), 松弛钢绞绳完全受力状态下其作用不能忽略。从塑料套管终止处开始埋置松弛钢绞线。否则, 按第 12.9.3 节规定做。

**R9.3.4—** 根据经验在固定或稳定增长的荷载前提条件下, 第 9.3.4 条中强度折减系数用来补偿建筑结构构件强度估计中的不定性。对于多地震危险区的建筑结构, 第 9.3.4 条通过修正其强度折减系数来解决挠度进入非线性范围内对强度的影响。

第 9.3.4 (a) 条提到相关荷载条件下将脆性构件, 例如低墙、窗间墙、隔板的标定抗剪强度提高到大于标定抗弯强度是不切实际的。

低墙是抵抗侧力的主要纵向构件, 在 1994 年 Northridge 地震中许多停车库的结构靠的正是低结构墙支撑。第 9.3.4 (b) 条如果规定墙的剪力强度折减系数为 0.60, 则隔板剪力强度折减系数也应为 0.60。

**R9.3.5—** 素混凝土结构设计的强度折减系数  $\phi$  与所有强度条件下的系数相同。混凝土抗拉强度特性决定抗弯拉伸强度和素混凝土抗剪强度, 在不配置钢筋的条件下可能无法储存强度和刚度, 故将挠度强度折减系数和剪力强度折减系数取相等值。

## R9.4— 钢筋的设计强度

预应力钢筋屈服强度上限为 550MPa, 其它章节还有关于钢筋屈服强度的相关限制。

第 11.5.2、11.6.3.4、11.7.6 条中, 抗剪和抗扭钢筋构件最大  $f_y$  设计值为 420MPa, 受剪钢筋  $f_y$  设计值应满足 ASTM A 497M 最大要求 550MPa。

在第 19.3.2 和 21.2.5 条中, 壳体、折板及第 21 章中抗震条款控制的结构, 它们的最大屈服强度  $f_y$  为 420MPa。

## 规范

## 9.5— 挠度控制

**9.5.1—** 钢筋混凝土受弯构件在使用荷载作用下的设计通过要求足够的刚度来限制挠度或变形,使其不致对结构的弧度及使用性能产生有害影响。

## 9.5.2— 单向结构(非预应力的)

**9.5.2.1—** 对于不支承或接触易受大挠度损坏的隔墙或其它构件,其最小厚度应符合表 9.5 (a) 的规定。但经挠度计算表明可采用较小的厚度而无不利影响时,可不按该表的规定。

## 注释

第 9.5 节挠度规定和第 10.6 节受弯钢筋分布限制随着  $f_y$  增长而越来越趋于临界条件。

**R9.5— 挠度控制**

**R9.5.1—** 第 9.5 节的规定只涉及在使用荷载水平上会发生的挠度和变形。当计算长期挠度时,只需要考虑恒载和活荷载中持久的那部份。

挠度控制有两种方法,对非预应力梁和单向板以及组合构件,表 9.5 (a) 最小厚度规定应满足本规范对不支承或接触易受大挠度损坏的隔墙或其它结构的构件的要求。对非预应力双向结构,第 9.5.3.1、9.5.3.2 和 9.5.3.3 条所要求的最小厚度应满足本规范的要求。

对于不符合最小厚度要求的,或者支承或接触易受大挠度损坏的隔墙或其它结构的非预应力构件,以及所有预应力混凝土受弯构件来说,挠度必须按本规范相应章节中所述或所指的方法进行计算,且满足表 9.5 (b) 中值的限制。

**R9.5.2— 单向结构(非预应力的)**

**R9.5.2.1—** 无预应力梁、单向板(见 9.5.2)、组合构件(见 9.5.5)应满足表 9.5 (a) 的最小厚度要求。应强调的是,这些最小厚度只适用于那些不支撑或附着于隔板和其他因大挠度破坏的结构上的构件。

假如采用普通混凝土和 420 级钢筋以外的混凝土和钢筋,最小厚度值应进行修正。由轻质混凝土或屈服强度  $f_y$  不是 420MPa 的钢筋配置的钢筋混凝土必须使用表下的注释。假如这两种情况都存在,应采用注脚 (a) 与 (b) 同时修正。

注脚 (a) 对轻质混凝土进行修正是基于参考文献 9.12 结果和讨论的研究。容重在 1920~2320kg/m<sup>3</sup> 间的混凝土不需要修正,因为在这个范围内修正系数接近于 1。

注脚 (b) 对屈服强度  $f_y$  的修正是近似的,表中构件类型和典型配筋率以及 280~550MPa 范围内  $f_y$  值,理应得出偏安全的结果。

## 规范

## 注释

表 9.5 (a) 不计算挠度下的非预应力梁或单向板的最小厚度

构件	最小厚度 $h$			
	简 单支 撑	一端连 续梁	两端连 续梁	悬 臂梁
	不支承或接触易受大挠度损坏的隔墙或 其它构件			
实 心单向 板	$1/20$	$1/24$	$1/28$	$1/10$
梁 或单向 肋板	$1/16$	$1/18.5$	$1/21$	$1/8$

注：表内的值适用于普通混凝土（ $w_c=2320\text{kg/m}^3$ ）和 420 级钢筋。

对于其它情况，应按照如下规定调整：

a) 对于容重  $w_c$  在  $1440\sim 1920\text{kg/m}^3$  范围内的轻质混凝土结构，最小厚度值应乘以  $(1.65-0.003 w_c)$ ，且不少于 1.09。

b) 对于屈服强度  $f_y$  不为 420MPa 的钢筋，最小厚度值应乘以  $(0.4+f_y/700)$ 。

**9.5.2.2—** 考虑到开裂和钢筋对构件刚度的影响，加载后瞬时发生的挠度应采用用于弹性挠度的通常方法或公式进行计算。

**9.5.2.3—** 除了用更精密的分析方法求刚度外，瞬时挠度计算应采用第 8.5.1 条（普通或轻质混凝土）指定的混凝土弹性模量  $E_c$  和小于  $I_g$  的有效转动惯量  $I_e$ ，如下：

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (9-8)$$

$$\text{式中：} M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-9)$$

$$\text{对于普通混凝土，} f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \quad (9-10)$$

当使用轻骨料混凝土时，应采用以下其中一个修正：

(a) 当  $f_{ct}$  值已经规定，并且混凝土配合比符合第 5.2 节规定时，则将  $1.8f_{ct}$  代替公式 (9-10) 中的  $\sqrt{f'_c}$  来修正  $f_r$ ，

**R9.5.2.2—** 对未开裂等截面构件瞬时挠度的计算，通常求弹性挠度的方法或公式可以与沿构件长度不变的  $E_c I_g$  值一起用。然而，假如构件在一个或一个以上截面上已开裂，或者构件进深沿跨度变化，则需要精确计算。

**R9.5.2.3—** 本规范中叙述的及在参考文献 9.13 中发展的有效转动惯性矩法应精确用于挠度控制 [9.14-9.16]。发展有效转动惯量  $I_e$  以提供在  $I_g$  与  $I_{cr}$  的上界和下界之间的转变， $I_e$  是比值  $M_{cr}/M_a$  的函数。对大多数情况下  $I_e$  小于  $I_g$ 。



## 规范

但  $1.8f_{ct}$  的值不应大于  $\sqrt{f'_c}$ ;

(b) 当  $f_{ct}$  值未经规定时, 对于“全轻质混凝土”的  $f_r$  应乘以系数 0.75, 对于“砂轻混凝土” $f_r$  应乘以 0.85。当有部分砂被代用时, 以线性内插法计算。

**9.5.2.4**— 对于连续构件, 有效惯性矩  $I_e$  可取公式 (9-8) 求得的临界正弯矩及临界负弯矩截面的有效惯性矩的平均值。对于等截面构件, 有效惯性矩  $I_e$  可取公式 (9-8) 在跨中求得的数值 (用于简支跨或连续跨), 或在支座处求得的数值 (用于悬臂跨)。

**9.5.2.5**— 除非采用更全面的分析法, 否则受弯构件 (普通或轻质混凝土) 由于徐变和收缩引起的附加长期挠度, 其值应等于持续性荷载引起的瞬时挠度乘以系数  $\lambda_\Delta$  :

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (9-11)$$

式中,  $\rho'$  取简支和连续跨结构的跨中值, 取悬臂构件的支座值。对于持续性荷载作用下, 时间相关系数  $\xi$  取值为:

5 年及 5 年以上.....	2.0
12 个月.....	1.4
6 个月.....	1.2
3 个月.....	1.0

## 注释

**R9.5.2.4**— 对于连续构件, 本规范方法建议对正弯矩和负弯矩截面单一的  $I_e$  平均值。对连续的等截面构件用跨中截面性能在近似计算中被认为是令人满意的, 主要因为跨中刚度 (包括裂缝的影响) 对挠度起支配作用, 如 ACI 435 委员会[9.17、9.18]和 SP-43[9.11]所示。

**R9.5.2.5**— 由于持久性荷载引起的收缩和徐变, 在当荷载第一次作用在结构上时发生的挠度以外产生附加的“长期挠度”。这种挠度受温度、湿度、养护条件、荷载作用龄期、受压钢筋数量、持久性荷载大小和其它因素的影响。这部分给的表达式满足规范要求的瞬时挠度计算, 且满足表 9.5 (b) 要求。本条计算的挠度是由于恒载和持续时间足够长的、引起与时间有关的主要挠度的那部份活荷载产生的附加长期挠度。

根据参考文献 9.19, 公式 (9-11) 中系数  $\xi$  考虑到受压钢筋在减少长期挠度中的作用,  $\xi = 2.0$  表示持续期 5 年的标定时间相关系数, 图 R9.5.2.5 中的曲线可用于估计荷载持续期小于 5 年的  $\xi$  值。

假如分开考虑徐变和收缩, 可以参照参考文献 9.13、9.14、9.19 和 9.20 中提供的近似公式。

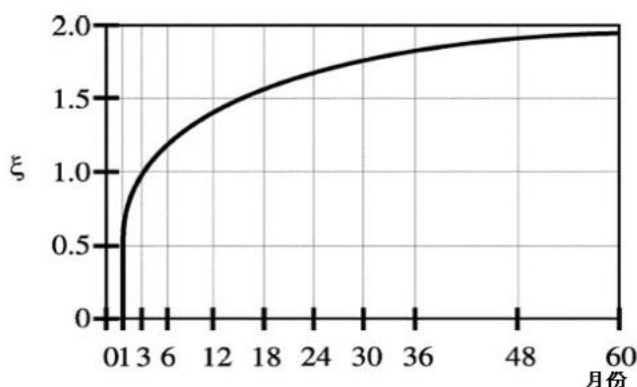


图 R9.5.2.5 长期挠度的系数

## 规范

**9.5.2.6**— 根据第 9.5.2.2 至 9.5.2.5 条挠度计算值不应超出表 9.5 (b) 中规定的限值。

**9.5.3**— 双向结构 (非预应力的)

**9.5.3.1**— 依照第 13 章的规定和第 13.6.1.2 条的要求, 第 9.5.3 条可决定板或双向结构设计的最小厚度值。没有内梁 (横跨各板边支座) 的板的厚度, 应满足第 9.5.3.2 或 9.5.3.4 条的要求。有内梁 (横跨各板边支座) 的板的厚度, 应满足第 9.5.3.3 或 9.5.3.4 条的要求。

**9.5.3.2**— 对于没有内梁 (横跨各板边支座) 且长跨与短跨比值不大于 2 的板件来说, 最小厚度应符合表 9.5 (c) 的规定, 并且不能少于以下的数值:

(a) 无第 13.2.5 节规定的托板的板.....125mm;

(b) 有第 13.2.5 节规定的托板的板.....100mm。

**9.5.3.3**— 在所有边缘上各柱之间有梁的板件, 最小厚度  $h$  应为:

(a) 当  $\alpha_{fm} \leq 0.2$  时, 应满足第 9.5.3.2 条规定;

(b) 当  $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2.0$  时, 最小厚度  $h$  不应少于

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (9-12),$$

且不少于 125mm;

(c) 当  $\alpha_{fm}$  大于 2.0 时, 厚度  $h$  不能少于

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (9-13),$$

且不少于 90mm;

## 注释

**R9.5.2.6**— 值得注意的是, 表中给出的限值只与支承或接触非结构构件有关。受挠度或变形影响的结构构件导致对结构的强度不利影响, 应按照第 9.5.1 条 (见参考文献 9.16) 要求认真分析及设计结构的挠度和合力。

长期变形计算时, 非结构构件附着前的那部分变形应扣除。根据构件尺寸和形状修正值如图 R9.5.2.5 曲线。

**R9.5.3**— 双向结构 (非预应力的)

**R9.5.3.2**— 表 9.5 (c) 中的最小厚度是长期来在房屋建筑规范中逐渐形成的。符合限制条件的板不会引起系统性的相关短期或长期荷载的刚度问题。当然, 这一结论只适用于荷载、环境、材料、边界条件和跨度在以往经验的范围内。

**R9.5.3.3**— 对于长跨与短跨之比不大于 2 的板格, 用长跨最小厚度计算公式 (9-12) 和 (9-13) (它将最小厚度表示为长跨的函数) 可能会得到不切合实际的结果。故这些板格可采用第 9.5.2 条的对单向结构的规定。

9.5.3.3(a) 要求  $\alpha_{fm}$  等于 0.2 的规定使它有可能取消 ACI 318-89 公式 (9-13)。表 9.5 (c) 中的值、与公式 (9-13) 在  $\alpha_{fm}$  等于 0.2 时的值本质上是相同。

规范

注释

表 9.5 (b) 最大允许计算挠度

构件类型	需要考虑的挠度	挠度限值
不支撑或接触易受大挠度损坏的非结构构件的屋面	活荷载 L 引起的瞬时挠度	1 / 180*
不支撑或接触易受大挠度损坏的非结构构件的楼盖	活荷载 L 引起的瞬时挠度	1/360
支撑或接触易受大挠度损坏的非结构构件的屋面或楼盖	非结构构件设置后所引起的那部分的总挠度（全部持久性荷载引起的长期挠度与附加活荷载引起的瞬时挠度之和）†	1 / 480‡
支撑或接触不易受大挠度损坏的非结构构件的屋面或楼盖		1 / 240§

\* 此限值未考虑防止积水现象。积水应以适当的挠度计算进行校核包括积水引起的附加挠度，并应考虑全部持久性荷载的长期效应、起拱、及施工误差，和排水设备的可靠性。

† 长期挠度应按照第 9.5.2.5 或 9.5.4.3 条规定来确定，但可减少在非结构构件设置前已出现的计算挠度值。这些挠度值应根据相似类型构件的挠度时间特征有关的公认工程数据确定。

‡ 如果采取有效措施防止被支承或联结的构件发生破坏，最大允许挠度计算值可能超过该项的限值 1/480。

§ 限制不能大于非结构性构件的承受能力。如果总挠度减去反挠度没有超过限制值，最大允许挠度计算值可能超过该项的限制值 1/240。

表 9.5 (c) 无内梁楼板最小厚度

屈服强度 $f_y$ , MPa†	无托板‡			含托板‡		
	外板格		内板格	外板格		内板格
	无边梁	含边梁 §		无边梁	含边梁 §	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

\* 对于双向结构来说，测量无梁板双支撑和其他情况下双梁或其他双支撑得  $l_n$  为纵向的净跨长。

† 对钢筋屈服强度  $f_y$  在表中给出值之间的钢筋，最小厚度应按线形插入法确定。

‡ 沿外边缘各柱之间有梁的板边梁的  $\alpha_r$  值不能少于 0.8。

(d) 在非连续边，应设置刚度比  $\alpha_r$  不小于 0.8 的边梁，或单侧是非连续的板格中，公式 (9-12) 或 (9-13) 所要求的最小厚度至少应增加 10 %。

(b)、(c) 项中的  $l_n$  为双梁间所得纵向净跨长。(b)、(c) 项中的  $\beta$  均为板件纵向净跨与横向净跨的比值。



## 规范

**9.5.3.4**— 假如计算表明挠度不会超过表 9.5 (b) 中规定的限值, 则可以采用小于第 9.5.3.1、9.5.3.2、9.5.3.3 条所要求的最小厚度的板厚度。挠度计算应考虑到板的尺寸和外形、支承条件以及板各边的约束性质。混凝土弹性模量  $E_c$  应按第 8.5.1 条规定, 有效惯性矩应按公式 (9-8) 所给; 假如其它值引起的挠度预测符合综合试验结果, 则可以采用其它数值。附加的长期挠度应按第 9.5.2.5 条进行计算。

### 9.5.4— 预应力混凝土结构

**9.5.4.1**— 根据第 18 章规定对于预应力混凝土受弯构件进行设计时, 瞬时挠度应以弹性挠度的一般方法或公式进行计算, 按照第 18.3.3 条规定允许用于 U 等级受弯构件, 混凝土总截面转动惯量  $I_g$  计算无裂缝截面。

**9.5.4.2**— 对于 C 级和 T 级受弯构件, 如第 18.3.3 条规定, 挠度计算基于换算截面破坏分析。允许以双线性力矩-挠度关系或者以公式 (9-8) 定义的有效转动惯量  $I_e$  的计算为基础。

**9.5.4.3**— 预应力混凝土构件附加长期挠度计算, 应考虑到在持久性荷载作用下, 且包括混凝土徐变、收缩及钢筋松弛作用影响下的混凝土和钢筋的应力。

## 注释

**R9.5.3.4**— 即使可以假定弹性线形内插值, 板件挠度计算还是很复杂难解的。而瞬时挠度计算可使用第 9.5.2.3 条中规定的  $E_c$  和  $I_e$  值[9, 16]。但是根据综合试验结果, 如果它们得出的挠度预测与全面试验的结果比较好的符合的话, 那么可使用其它方法和刚度  $E_c I$  的其它值。

因为现有板件长期挠度可得到的数据太有限不足以证明更精细的方法是正确的, 双向结构的附加长期挠度要求使用第 9.5.2.5 条提供的系数进行计算。

### R9.5.4— 预应力混凝土结构

本规范要求对所有预应力受弯构件的挠度进行计算并与表 9.5 (b) 中的允许值相比较。

**R9.5.4.1**— 计算预应力混凝土构件的瞬时挠度, 可采用混凝土总截面 (未开裂) 的转动惯量和第 8.5.1 条弹性模量及对弹性挠度常用方法或公式计算 U 级预应力混凝土构件瞬时挠度。

**R9.5.4.2**— C 级和 T 级预应力受弯构件按 18.3.3 条定义。使用双线性瞬时挠度关系和有效转动惯量的进行挠度计算, 其中参考文献 9.21 提供了相关资料。参考文献 9.22 对开裂混凝土构件挠度有附加说明。

参考文献 9.23 指出用  $I_e$  方法可用于计算受高于开裂荷载加载的 T 级预应力混凝土。对于这种情况, 开裂弯矩必须考虑预应力影响。参考文献 9.23 参照参考文献 9.16 和 9.24 给出近似形式给出预测非预应力抗拉钢筋对减少徐变反拱影响的方法。

**R9.5.4.3**— 预应力混凝土受弯构件长期挠度计算复杂难解。挠度计算不仅要考虑抗弯应力引起的挠度增大, 还要考虑受弯构件与时间有关的缩短所引起的附加长期挠度。

通常预应力混凝土随时间而缩短比类似的非预应力构件要多, 这是由于板或梁中引起轴向徐变的预压引起的。混凝土上的徐变和收缩导致受弯构件明显缩短, 该缩短在施工后若干年内继续并且必须在设计中加以考虑。该缩短趋向于减少预应力筋中的拉力, 减少构件中的预压, 从而引起长期挠度增加。

## 规范

**9.5.4.4—** 根据第 9.5.4.1 或 9.5.4.2 和 9.5.4.3 条的规定计算的挠度值应不超过表 9.5 (b) 中的限值。

### 9.5.5— 组合结构

#### 9.5.5.1— 支撑结构

有支撑结构如果组合受弯构件在施工过程中用下述方法进行支撑, 即当拆除临时支撑后, 恒载由整个组合截面来承担, 则此组合构件可视为整体现浇构件计算挠度。对于非预应力构件, 应根据构件受压部分是否是普通混凝土来确定表 9.5 (a) 中应采用普通混凝土的值还是轻混凝土的值。如果进行挠度计算, 还应考虑预制部分和现浇部分不均匀收缩所产生的弯曲和预应力混凝土构件轴向徐变的影响。

#### 9.5.5.2— 无支撑结构

如果非预应力预制受弯构件的厚度符合表 9.5 (a) 的要求, 则无需进行挠度计算, 如果非预应力组合构件符合表 9.5 (a) 的要求, 则在构件变为组合构件后, 也无需计算挠度, 但在有效的组合作用开始以前, 荷载的大小和持续时间对预制构件长期挠度的影响应加以考虑。

**9.5.5.3—** 依照第 9.5.5.1 或 9.5.5.2 条规定计算的挠度值, 不应超过表 9.5 (b) 的规定限值。

## 注释

能影响预应力受弯构件长期挠度的另一个因素是在预应力构件方向上的非预应力的毗连混凝土或砌体。它可以是在梁方向上与预应力梁毗连的非预应力的板或非预应力的板系。当预应力构件收缩和徐变大于毗连的非预应力混凝土时, 该结构将能适应缩短的影响。这导致预应力构件中的预压随着毗连混凝土吸收压力而减少。预应力构件预压的这种减少能持续几年并将导致附加长期挠度和预应力构件中应力增加。

只要考虑到所有的影响, 可以采用任何合适的方法计算预应力构件长期挠度的, 参照参考文献 9.16、9.25、9.26、9.27。

### R9.5.5— 组合结构

由于对组合构件瞬时和长期挠度实验研究甚少, 第 9.5.5.1 和 9.5.5.2 条所给的规定基于 ACI 318 委员会的经验和判断。

如果组合构件的任何部分为预应力, 或者各组成部件浇注完后施加预应力, 则第 9.5.4 条使用且要计算挠度。对于非预应力组合构件, 只有当构件厚度或构件预制部分厚度小于表 9.5 (a) 中所给出的最小厚度时, 应对照表 9.5 (b) 限值来计算挠度。在无支撑结构中, 有关的厚度取决于考虑有效组合作用达到以前还是以后的挠度。(第 17 章节规定支撑和无支撑构件间不需考虑区别, 这里只涉及强度计算而不是挠度计算。)

(王婵媛)

## 第 10 章 弯曲和轴向荷载

## 规范

## 注释

## 10.1—范围

第10章的条款针对承受弯曲或轴向荷载或者二者组合作用的设计。

## 10.2—设计假定

**10.2.1** — 对于弯曲和轴向荷载下构件的强度设计，应建立于10.2.2到10.2.7中的假定上，并满足有关平衡和应变协调性的适用条件。

**10.2.2** — 钢筋和混凝土的应变直接假定为与中和轴的距离成正比，除了定义于 10.7.1 中的深梁，使用的是一种考虑应变非线性分布的分析方法。允许使用拉—压模型作为可供替代的方案。见 10.7，11.8，和附录 A。

**10.2.3** — 在混凝土极限受压纤维处的最大允许应变假定等于 0.003。

**10.2.4** — 钢筋中的应力低于  $f_y$  时应取为  $E_s$  倍钢筋的应变。对于应变大于与  $f_y$  的相应关系时，钢筋中的应力被考虑为与应变无关并且等于  $f_y$ 。

**R10.2** — 设计假定

**R10.2.1** — 构件的强度通过规范的强度设计方法计算，要求满足两个基本条件：(1) 静力平衡；(2) 应变的协调性。以名义强度作用在横截面上的压力和拉力之间的平衡关系应被满足。名义强度条件下，混凝土和钢筋的应力与应变之间的协调性，同样应在 10.2 允许的设计假定范围内被确定。

**R10.2.2** — 大量试验证实钢筋混凝土横截面上的应变实质上是线性分布，甚至接近强度极限时也是如此。

在钢筋和混凝土中的应变假定为直接与中和轴的距离成正比。这一假定在设计中确定钢筋应变和相应应力是极其重要的。

**R10.2.3** — 混凝土发生破坏时的最大压应变，在各种试验观察中，从 0.003 变化到特殊条件下的 0.008 以上。然而，对于常规配合比和材料下的构件，发挥极限弯矩时的应变通常约为 0.003 到 0.004。

**R10.2.4** — 对于异形钢筋，假定钢筋应力低于指定的屈服强度  $f_y$  时应力与应变成正比，这种方法是相当正确的。强度计算忽略了由于钢筋应变硬化效应导致的强度增加。在强度计算中，在受拉或受压钢筋中发挥的力计算如下：

当  $\epsilon_s < \epsilon_y$  (屈服应变) 时

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

当  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

$\epsilon_s$  是从应变图中钢筋位置处得到的应变值。钢筋的弹性模量  $E_s$  可以取为 200 000 MPa (见 8.5.2)。



## 规范

**10.2.5** — 除了满足 18.4 的要求外, 钢筋混凝土构件的轴向与弯曲计算中忽略了混凝土的抗拉强度。

**10.2.6** — 将混凝土压应力分布与混凝土应变之间的关系假定为矩形、梯形、抛物线、或者可使强度预测值与大量的试验结果基本一致的其它形状。

**10.2.7** — 通过等效的矩形混凝土应力分布满足了 10.2.6 的要求, 其定义如下:

**10.2.7.1** — 假定混凝土应力  $0.85f'_c$  均匀分布在等效受压区域, 该受压区域的界限是横截面边缘和一条平行于中和轴并距最大压应变纤维距离为  $a = \beta_1 c$  的直线上。

**10.2.7.2** — 最大应变纤维距中和轴的距离  $c$ , 应沿垂直于中和轴的方向量测。

**10.2.7.3** —  $17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa}$  时,  $\beta_1 = 0.85$ 。  $f'_c$  超过  $28 \text{ MPa}$  时,  $\beta_1$  取值线性减少, 按强度每超过  $7 \text{ MPa}$  时  $\beta_1$  降低  $0.05$ , 但是  $\beta_1$  取值不小于  $0.65$ 。

## 注释

**R10.2.5** — 混凝土弯曲部分的抗拉强度 (破裂模量) 较抗压强度更具有不定性, 大概是抗压强度的  $10 \sim 15\%$ 。在强度设计时, 混凝土的弯曲抗拉强度被忽略。在常规配筋率下, 这一假定与试验吻合良好。在小配筋率中, 抗拉强度的忽略最后通常也是合理的。

然而, 混凝土的抗拉强度在使用荷载下裂化与挠度的考虑中是重要的。

**R10.2.6** — 这个假定认为在高应力状态下混凝土呈非弹性分布。随着接近最大应力, 混凝土的应力-应变关系不是直线而是某种形式的曲线 (应力不再与应变成正比)。应力-应变关系曲线基本上为混凝土强度的函数, 大致形状由一上升的曲线构成, 压应变由  $0$  达到  $0.0015 \sim 0.002$  之间的最大值, 随后为递减曲线到极限应变, 从  $0.003$  至  $0.008$  以上 (混凝土压碎)。在 R10.2.3 的讨论中, 规范规定了最大设计允许应变为  $0.003$ 。

混凝土压应力的实际分布是复杂并且通常不明确。研究显示, 利用一些不同假设中的任何一种去模拟应力分布的形式, 可以近似得到混凝土应力分布的重要性质。当预测的极限强度显示与大量的试验结果合理一致时, 规范允许了在设计中假定任何特殊形式的应力分布。大量的应力分布形式被提出来。最常见的三种是抛物线, 梯形和矩形。

**R10.2.7** — 设计时, 规范允许使用等效的矩形受压应力分布形式 (应力块) 去代替更准确的混凝土应力分布。在等效的矩形应力块中, 采用平均应力  $0.85f'_c$ 、深度  $a = \beta_1 c$  的矩形。  $f'_c \leq 28 \text{ MPa}$  时, 混凝土的  $\beta_1$  为  $0.85$ ;  $f'_c \geq 28 \text{ MPa}$  时, 每超过  $7 \text{ MPa}$ ,  $\beta_1$  就相应减少  $0.05$ , 这些由实验确定。

在 1976 中针对 1971 规范的补充里, 混凝土强度超过  $55 \text{ MPa}$  时,  $\beta_1$  的下限为  $0.65$ 。对于高强度混凝土, 试验的研究数据<sup>10.1, 10.2</sup>认可了混凝土强度超过  $55 \text{ MPa}$  时  $\beta_1$  取  $0.65$  的等效矩形应力块。使用 1971 规范中的等效的矩形应力分布时, 由于没有规定  $\beta_1$  的下限, 导致了受弯曲和轴向荷载组合作用的高强度混凝土构件设计中的矛盾。

受压区的等效矩形应力分布不代表真实的最终应力分布, 但是本质上与试验获得的结果相同。<sup>10.3</sup>

## 规范

## 10.3—一般原则和要求

**10.3.1** — 纯弯曲或纯轴向荷载或者二者组合作用下的横截面设计，建立在利用了 10.2 中假设的应力与应变的协调性基础上。

**10.3.2** — 横截面达到平衡应变条件定义为，受拉钢筋达到与  $f_y$  相应的应变时，恰好混凝土受压时达到其假定的极限应变 0.003。

**10.3.3** — 当混凝土受压时达到其假定的极限应变 0.003 时，如果在极限受拉的钢筋中净拉应变  $\epsilon_t$  等于或小于受压控制应变临界值，为受压控制截面。受压控制应变临界值是钢筋在平衡应变条件下的净拉应变。对于 420 等级的钢筋，以及所有预应力钢筋，允许受压控制应变临界值规定为 0.002。

## 注释

**R10.3** — 一般原则和要求

**R10.3.1** — 构件受弯曲或弯曲与轴向荷载组合作用时的设计强度方程式已有出处，“极限强度设计中矩形混凝土的应力分布。”<sup>10.3</sup> 参考文献 10.3 和先前的版本中也给出了除矩形以外的横截面强度公式的来源。

**R10.3.2** — 平衡应变条件存在于极限受压纤维的最大应变达到 0.003 的横截面上，同时受拉钢筋达第一屈服应变  $f_y/E_s$ 。引起弯曲下平衡应变条件的配筋率  $P_b$ ，决定于横截面的形状和钢筋的位置。

**R10.3.3** — 极限受压纤维达到假定的应变临界值 0.003 时，即达到了构件的名义弯曲强度。净拉应变是处于极限受拉状态的钢筋达到名义强度时的受拉应变，除了由于预加应力，徐变，收缩和温度情况产生的应变。极限受拉钢筋的净拉应变决定于名义强度时的线性应变分布，使用了相似三角形。如 Fig. R10.3.3 图所示。

当极限受拉钢筋的净拉应变足够大时(等于或大于 0.005)，截面定义为受拉控制，这些区域可能有充分的破坏预兆(过大挠度和裂化)出现。当极限受拉钢筋的净拉应变很小时(小于等于受压控制应变极限值)，可能有微小预兆的脆性破坏出现。弯曲构件通常是受拉控制，然而受压构件通常是受压控制。在一些截面上，譬如所受轴向荷载小而弯矩大时，极限受拉钢筋的净拉应变处于上述的极限值之间。这些截面处于介于受压控制与受拉控制的过渡区域。9.3.2 部分说明了受拉控制与受压控制以及处于过渡状态截面的合理的强度减少因素。

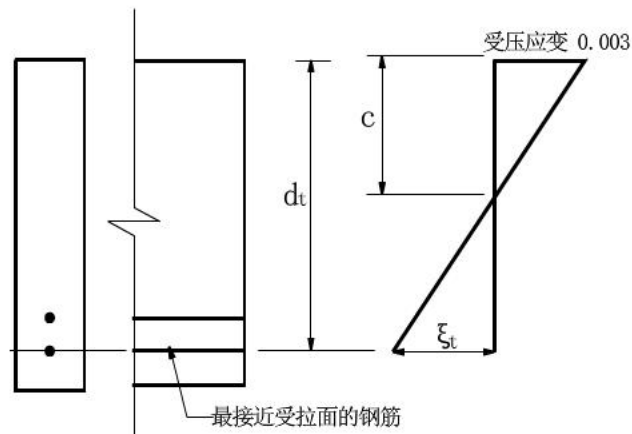


Fig. R10.3.3—应变分布和净拉应变

## 规范

## 注释

**10.3.4** — 当受混凝土达到了假定的应变临界值 0.003 时, 如果极限受拉钢筋的净拉应变  $\epsilon_t$  等于或者大于 0.005, 截面为受拉控制。 $\epsilon_t$  介于受压控制应变临界值与 0.005 之间的截面, 构成了介于受压与受拉控制截面的过渡区域。

**10.3.5** — 对于非预应力弯曲构件, 以及轴压缩设计荷载小于  $0.10f_c'A_g$  时的非预应力构件, 达到名义强度时的  $\epsilon_t$  将不小于 0.004。

**10.3.5.1** — 为增加弯曲构件的强度, 在连接附加受拉钢筋时允许使用受压钢筋。

**10.3.6** — 受压构件的轴向设计强度  $\phi P_n$  取值不大于通过公式(10-1) 或(10-2)估计得到的  $\phi P_{n,max}$ 。

**10.3.6.1** — 配置螺旋箍筋的非预应力构件遵从 7.10.4; 组合构件遵从 10.16:

$$\phi P_{n,max} = 0.85 \phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-1)$$

**10.3.6.2** — 配置绑扎箍筋的非预应力构件遵从 7.10.5:

$$\phi P_{n,max} = 0.80 \phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-2)$$

在这些规定发展以前, 弯曲构件的极限拉应变并没有给出, 但是已经隐含给出部分的最大拉伸配筋率  $\rho_b$ , 其决定于钢筋的屈服强度。受拉控制截面的净拉应变临界值 0.005 被选定为单一值, 适用于规范允许的各种类型的钢筋(预应力与非预应力)中。

除非延性的需求特殊, 在大部分的设计中 0.005 的极限值将满足延性。对于连续构件与框架的弯矩重分配, 设计要求具有更高的延性。8.4 部分允许了负弯矩的再分配。在铰接区域, 弯矩重分配依赖于足够的延性, 力矩再分配被最小净拉应变为 0.0075 的截面所限制。

在配置受压钢筋的梁或 T 形梁中, 净拉应变  $\epsilon_t$  的计算必然考虑受压钢筋和翼缘的影响。

**R10.3.5** — 这一限制是为了控制非预应力梁中的配筋率等同于 2002 以前的规范。 $0.75\rho_b$  的配筋限制导致了极限受拉钢筋在名义强度下的净拉应变 0.00376。极限值 0.004 的提出较为保守。这个限制并不适用于预应力构件。

**R10.3.6 和 R10.3.7** — 在 1963 和 1971 规范中的最小设计偏心率从 1977 规范中删除, 除了考虑到受压构件的计算端部弯矩很小或为 0 时的长细比因素影响(见 10.12.3.2)。规定的最小偏心率最初是为了降低纯压缩截面的轴向荷载设计强度, 由于分析中并不考虑偶然偏心率但压缩构件可能存在, 同时认识到在持续高荷载时混凝土强度可能小于  $f'_c$ 。最初的最小偏心率要求是为了限制受压构件的最大轴向荷载设计强度。现在通过控制纯压缩截面的轴向设计强度在名义强度的 85%~80% 之间, 已直接从 10.3.6 中得到。在早期规范中, 这些百分值近似了偏心时的轴向强度对螺旋钢筋和约束构件的深度比分别

为 0.05 和 0.10。现浇和预制压缩构件中也受相同的轴向

## 规范

**10.3.6.3** — 预应力构件的轴向设计强度  $\phi P_n$  取值不应大于 0.85 (对于配置螺旋箍筋的构件) 或者 0.80 (配置绑扎箍筋的构件) 倍的无偏心轴向设计强度  $\phi P_o$ 。

**10.3.7** — 受轴向压缩荷载的构件, 应设计为能够承受轴向荷载的最大力矩。给定偏心的设计轴向力  $P_u$  不超过 10.3.6 中的规定。根据 10.10 考虑到细长因素的影响, 最大设计弯矩  $M_u$  应放大。

## 10.4—受弯构件横向支撑的间距

**10.4.1** — 梁的横向支撑的间距应不超过 50 倍  $b$ ,  $b$  是受压翼缘或梁面的最小宽度。

**10.4.2** — 确定横向支撑的间距时应考虑到荷载的横向偏心的影响。

## 10.5—受弯构件的最小配筋面积

荷载限制。基于 1963 和 1971 规范的辅助设计和计算机程

## 注释

**10.5.1** — 受弯构件中的每个截面上受拉钢筋必须满足序上的最小偏心要求同样适用。

对于预应力构件, 包含预应力的影响, 纯压缩构件的轴向荷载设计强度通过第十章的强度设计方法计算得到。

在相邻受弯的构件设计中应考虑到受压构件的端部弯矩。在无侧移框架中, 相邻梁的设计中不需要考虑端部弯矩的放大影响。在侧移框架中, 根据 10.13.7 的要求, 在受弯构件设计中需要考虑到端部弯矩的放大影响。

角柱和其它柱在每个轴同时受到已知弯矩时, 应将它们设计成双轴弯曲和轴向负载。在 *ACI* 设计手册<sup>10.4</sup> 和 *CRSI* 手册<sup>10.5</sup> 中有适用的合理方法。这两本手册中的方法是相反加载方法<sup>10.6</sup> 和加载等高线方法<sup>10.7</sup>。研究<sup>10.8, 10.9</sup> 表明使用 10.2.7 提出的等效矩形应力块将产生合理的双轴对称截面的强度估计值。从相反加载关系中可以得到一个较为简单和保守的名义强度  $P_{ni}$  估计值。<sup>10.6</sup>

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

注:

$P_{ni}$  = 指定双轴偏心的名义轴向荷载强度

$P_o$  = 无偏心时的名义轴向荷载强度

$P_{nx}$  = 指定 X 轴偏心的名义轴向荷载强度

$P_{ny}$  = 指定 Y 轴偏心的名义轴向荷载强度

这个关系最适用于当  $P_{nx}$  和  $P_{ny}$  值大于特殊轴的平衡轴向力  $P_b$  时。

## R10.4 — 受弯构件横向支撑的间距

试验<sup>10.10, 10.11</sup> 表明横向无支撑的任何尺寸合理的钢筋混凝土梁, 即使当截面非常深和窄时, 如果梁上没有引起扭转的横向偏心荷载就不会因横向弯曲而过早破坏。横向无支撑的梁经常偏离中心 (横向偏心) 或者在稍微倾斜处承载。通过这些加载产生的应力和变形对于窄和深的梁变得有害, 随着无支撑长度的增加危害增大。由于加载条件, 可以要求横向支撑的间距小于  $50b$ 。

## R10.5 — 受弯构件的最小配筋面积

## 规范

计算分析要求,除了 10.5.2, 10.5.3, 和 10.5.4 中提到的,  $A_s$  应不小于通过下式得到的结果,

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (10-3)$$

并且不小于  $1.4b_w d/f_y$ 。

**10.5.2** — 对于一个翼缘处于受拉状态的静定构件,  $A_{s,min}$  应不小于通过公式(10-3)得到的值,除了  $b_w$  被  $2b_w$  或翼缘宽度二者中的较小值所替代。

**10.5.3** — 如果每个截面提供的  $A_s$  至少比分析需要的值大于三分之一, 10.5.1 和 10.5.2 的要求不必使用。

**10.5.4** — 对结构板和厚度均匀的基脚,  $A_{s,min}$  在范围上与 7.12 的要求相同。这种钢筋的最大间距不应超过厚度的三倍, 也不应超过 450mm。

## 10.6—梁与单向板中的受弯钢筋的分布

**10.6.1** — 为控制梁与单向板(只承受一个方向弯曲应力的板)中的受弯破坏,这一部分介绍了受弯钢筋的分布规定。

## 注释

钢筋最小数量的规定,适用于建筑或其它原因使得受弯构

件横截面比满足强度要求的截面还大的情况。由于钢筋混凝土截面使用破坏截面来分析,当受拉钢筋配置极少时,从而使得计算弯矩强度少于相应的素混凝土截面从其破裂模量计算得到的值。这种情况下的破坏是突然的。

为防止出现这种破坏,10.5.1规定了在正负弯矩区域下受拉钢筋的最小数量。当使用的混凝土强度大约高于35 MPa时,先前  $1.4/f_y$  的值可能不够充分了。(10-3)式给出了当  $f'_c$  等于31 MPa时相同数量的钢筋为  $1.4b_w d/f_y$ 。当截面翼缘受拉时,为了使得配筋断面强度等于无筋断面强度,受拉钢筋的数量大约是矩形截面或者翼缘处于受压状态的翼缘截面上钢筋数量的2倍。在不能进行弯矩再分配的悬臂和其它静定构件中,特别要求受拉钢筋最小配量较高。

**R10.5.3** — 公式(10-3)要求的最小配筋用于任何需要配筋的位置,除了在比分析需要的配筋量至少高出三分之一的位置。在很多构件中这一例外提供了足够的附加钢筋,若根据 10.5.1 或 10.5.2 的规定则配筋过多。

**R10.5.4** — 由于收缩和温度钢筋,板的最小配筋需与 7.12 要求的配筋量相等。

在这部分内容中土基支承板如地基板不被考虑为结构板,除非它们从结构的其它部分向地面传送垂直荷载。在地基支撑板中的任何钢筋,在设计所有的力同时也要相应考虑到。底板基础和对结构分担垂直支承的其它板应满足这部分的要求。

再次评价 10.5 的全部处理,对温度和收缩钢筋,结构板(含基础)中钢筋的最大间距 5h 被降低到折衷值 3h,稍微大于 13.3.2 针对双向板结构的 2h 的限制。

## R10.6 — 梁与单向板中的受弯钢筋的分布

**R10.6.1** — 许多结构通过工作应力方法和低钢筋应力的设计,来限制弯曲破裂。在工作荷载应力高的区域使用高强度钢筋时,必然会出现显著的裂缝,要特别注意配筋的细部构造以此来控制裂化。由于耐久性和外观的原因,许多纤细的裂缝比几条宽裂缝要好。



## 规范

**10.6.2** — 双向板中受弯钢筋的分区应根据 13.3 的要求。

**10.6.3** — 根据 10.6.4 的要求, 弯曲受拉钢筋应分布在构件截面的最大弯曲受拉区域内。

**10.6.4** — 接近受拉面的钢筋间距  $s$ , 不应超过下式得到的值:

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (10-4)$$

但是,  $s$  不大于  $300(280/f_s)$ ,  $c_c$  是从钢筋表面或预应力钢筋到受拉面的最小距离。如果只有一根钢筋或钢丝最接近极限受拉面, 公式 (10-4) 使用的  $s$  是极限受拉面的宽度。

工作荷载下最接近受拉面的钢筋计算应力  $f_s$ , 应从弯矩标准值的基础上计算得到。 $f_s$  允许取为  $2/3f_y$ 。

**10.6.5** — 10.6.4 中的说明对于遭受暴露侵蚀或者设计防水的结构是不够的。对这些结构, 需要特别的考察和防范。

**10.6.6** — T 形梁结构的翼缘处于受拉时, 部分弯曲受拉钢筋按 8.10 定义的有效翼缘宽度分布, 或者宽度取为跨度的十分之一, 二者中取较小值。若有效边缘宽度超过跨度的十分之一, 在翼缘的外部应配置纵向钢筋。

## 注释

当使用屈服强度超过 280 MPa 的钢筋时, 裂化的控制相

当重要。当前实践中较好的办法通常能很好的控制住裂化, 甚至在使用屈服强度为 420 MPa 的钢筋时。

大量的实验室工作<sup>10.12-10.14</sup>包括异形钢筋已证实了使用荷载下的裂缝宽度与钢筋应力成正比。混凝土保护层厚度和钢筋的间距是反映钢筋细部构造的重要变量。

裂缝宽度即使在周密的实验室操作中也会发展更宽, 并且受收缩和其它时间控制因素的影响。当钢筋在混凝土最大受拉区域良好分布时, 会改善裂缝的控制。

**R10.6.3** — 间距合适的钢筋与等效面积中的一两根更粗的钢筋相比, 前者裂缝控制要更加有效。

**R10.6.4** — 这一部分是在 2005 版本修订, 通过使用在 2002 规范中介绍的荷载组合以反映受弯钢筋更高的工作应变。最大钢筋间距被直接规定以控制裂化。<sup>10.15, 10.16, 10.17</sup>通常情况下梁在钢筋为 420 等级和主体钢筋保护层为 50 mm, 当  $f_s = 280\text{MPa}$  时, 最大钢筋间距为 250 mm。

结构的裂缝宽度是经常变化的。在 1999 以前版本的规范, 给出了钢筋的分布, 这是建立在利用最大估计裂缝宽度为 0.4 mm 的经验公式的基础上。当前使用的间距了可以将表面裂缝控制到实践中广泛认可的宽度, 但是在特定结构中经常变化。

裂缝对钢筋侵蚀的影响具有争议性。研究<sup>10.18, 10.19</sup>表明侵蚀与量测范围里的表面裂缝宽度不明显相关, 而通常与工作荷载面的钢筋应力有关。由于这个原因, 以前关于内部和外部暴露两者之间的区别已经被排除掉。

**R10.6.5** — 尽管进行了大量的研究, 还是没有明确的试验证据能认定存在侵蚀危险的裂缝宽度界限。暴露性试验指出对侵蚀的防护, 混凝土质量、充分的受压和足够的混凝土保护层可能比控制混凝土表面裂缝宽度更为重要。

**R10.6.6** — 大多 T 形梁中, 为控制裂缝而分布的负钢筋应考虑到两点: (1) 穿过翼缘全部有效宽度的钢筋间距过宽, 可能导致在接近腹板的板中形成一些较宽的裂缝, (2) 接近腹板的间距过密时, 会使翼缘的外部区域失去保护。



十分之一的限制是防止间距过宽，一些附加钢筋是为了

保护翼缘的外部区域。

## 规范

**10.6.7** — 横梁或托梁的 $h$ 超过900 mm的地方，纵向表层钢筋应沿着构件的两面均匀分布。表层钢筋应从受拉面延伸 $h/2$ 的距离。间距 $s$ 取值按10.6.4的要求， $c_c$ 是从钢筋表面或预应力钢筋到侧面的最小距离。如果在个别钢筋或钢丝中，为了确定应力大小而做了应变协调性的分析时，允许强度计算中包括这些钢筋。

## 注释

**R10.6.7** — 对于相关高度受弯构件，应放置一些钢筋在接近受拉区的垂直面以控制腹板中的裂缝。<sup>10.20, 10.21</sup> (见 Fig. R10.6.7.) 没有这些辅助钢筋，腹板的裂缝宽度可能会超过弯曲受拉钢筋面上的裂缝宽度。这一部分在2005版修订，使得外部钢筋间距与受弯钢筋一致。外部钢筋的尺寸不能确定；研究指出与其钢筋尺寸不如说间距是更为重要的。<sup>10.21</sup> 钢筋尺寸从No. 10 到No. 16 (或每米深的焊接钢筋最小面积为 $210 \text{ mm}^2$ ) 具有代表性。

对于深梁，墙，或预制板要求配筋较多时，这些规定（连同间距要求）将起决定作用。

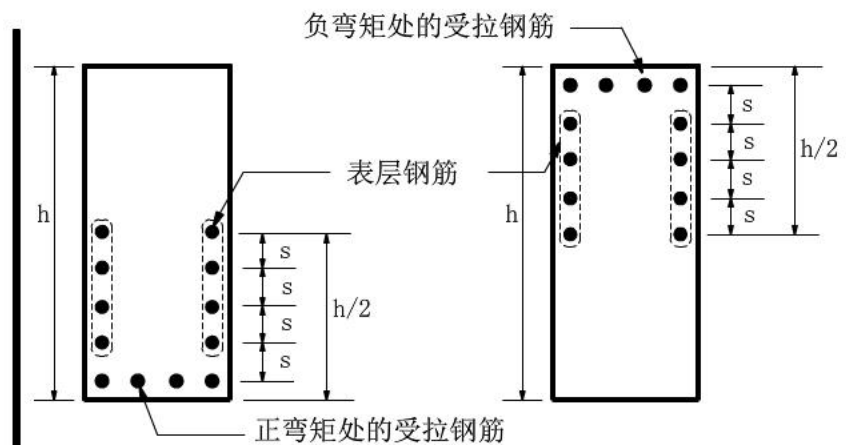


Fig. R10.6.7-  $h > 900 \text{ mm}$  的横梁和托梁的表层钢筋

## 规范

## 10.7—深梁

**10.7.1** — 深梁是在一侧受载，另一侧支撑的构件，因此受压构件可以在荷载与支撑之间发展，并具有其中任何一个：

(a)净跨， $l_n$ ，等于或小于全部构件深度的四倍；或

(b)集中荷载区域在距支撑面两倍的构件深度范围内。

设计深梁时，应考虑应变的非线性分布，或根据附录A。(见11.8.1和12.10.6) 应考虑横向弯曲。

**10.7.2** — 深梁的  $V_n$  应与 11.8 取值一致。

**10.7.3** — 弯曲受拉钢筋的最小面积  $A_{s,min}$  的取值应根据 10.5。

**10.7.4** — 深梁侧面的最小水平和垂直钢筋应满足 A.3.3 或 11.8.4 和 11.8.5。

## 10.8—受压构件的设计尺寸

**10.8.1** — 带复式螺旋的纯压缩构件

带两个或更多联锁螺旋的受压构件，其有效横截面的外部范围在螺旋的极限范围外，等于7.7要求的最小混凝土保护层厚度。

**10.8.2** — 壁式的整体受压构件

混凝土壁式或墩式的螺旋加固或绑扎加固的整体受压构件，其有效横截面的外部范围不宜超过螺旋箍筋或绑扎箍筋的40mm。

**10.8.3** — 等效的圆形受压构件

横截面为方形，八边形，或其它形状的受压构件，作为可替代使用全部毛面积的设计方法，允许使用直径等于实际形状最小侧面尺寸的圆形截面。所考虑的毛面积，其要求的配筋率 and 设计强度应建立在圆形截面的基础上。

**10.8.4** — 截面限制

对横截面大于加载需要的受压构件，允许最小配筋和强度

## 注释

**R10.7** — 深梁

在1999和更早的版本中被用来定义深梁的深跨比，是基于出版在1946和1953年的论文上。在早前的规范中10.7.1和11.8.1给出的深梁定义互不相同，也不同于当前规范基于D-区特性的定义(见附录A)。自从2002后，深梁在10.7.1和11.8.1中给出的定义互相一致。

此规范没有详细包含弯曲深梁的设计要求，除非考虑到非线性应变分布和侧向弯曲。参考10.22, 10.23, 和10.24. 中给出了弯曲深梁的设计建议。

**R10.8** — 受压构件的设计尺寸

1971规范中，受压构件的最小尺寸不允许广泛用于小尺寸和轻荷载的钢筋混凝土受压结构，如低层住宅和轻型办公楼。工程师在认识到小截面应力收缩的愈加重要性时，也应认识到设计谨慎的必要性。

**R10.8.2, R10.8.3 和 R10.8.4** — 对于圆柱设计，<sup>10.25</sup>规范条款关于垂直和螺旋的钢筋数量都基于总的圆柱面积和核心面积，圆柱的设计强度基于圆柱截面总面积。然而，在某些情况中，总面积超过满足设计荷载需要的面积。10.8.2, 10.8.3, 和10.8.4的出发点是，设计足够尺寸的圆柱以传送设计荷载，然后再简单增加设计截面周围的混凝土而不是增加钢筋，以此来达到10.9.1要求的最小配筋率。不考虑附加混凝土的荷载传送，然而，结构分析应包括附加混凝土对构件刚度的影响。与大型构件相互作用的结构中，设计结构其它部分时同样应考虑附加混凝土的影响。

## 规范

基于折减的有效面积  $A_g$ ,  $A_g$  不小于总面积的一半。这一规定不适用于地震系数较高的地区。

### 10.9—受压构件的钢筋限制

**10.9.1** — 非组合的受压构件的纵向钢筋的面积  $A_{st}$ , 应不小于  $0.01A_g$  或不大于  $0.08A_g$ 。

**10.9.2** — 受压构件中纵向钢筋的最小数量, 根据 10.9.3, 在矩形或圆形箍筋中应是 4 根, 在三角形箍筋中是 3 根, 螺旋封闭箍筋中是 6 根。

## 注释

### R10.9 — 受压构件的钢筋限制

**R10.9.1** — 这部分规定了非组合受压构件的纵向钢筋的数量范围。如果由于浇筑混凝土中的施工困难而不能使用高配筋率时, 应考虑取一个较低的配筋率, 由此取一个截面更大的圆柱或强度更高的混凝土或钢筋 (见 R9.4)。如果纵向钢筋要求重叠搭接, 圆柱中钢筋比例通常不超过 4%。

**最小配筋率** — 由于设计方法对于荷载由混凝土和钢筋传送的圆柱合并了分散的条款, 因此有必要说明某些钢筋的最小数量, 以确保仅钢筋混凝土圆柱通过这些过程设计。钢筋必然会产生弯曲抗力, 无论计算是否显示存在有弯曲, 并必然减少持续压缩应力下混凝土徐变和收缩的影响。试验显示, 徐变和收缩趋向于荷载从混凝土传送到钢筋, 随之钢筋中应力增加, 当配筋率减少时这个增加程度会更大。除非给配筋率规定一个下限, 钢筋中的应力可能增加到持续工作荷载下的屈服水平。这一现象在 ACI 委员会 105<sup>10.26</sup> 的报告中被强调, 并推荐螺旋箍筋柱和绑扎箍筋柱的最小配筋率分别为 0.01 和 0.005。然而, 自 1936 以后所有版本的规范中, 两种箍筋柱的最小配筋率都是 0.01。

**最大配筋率** — ACI 圆柱研究的广泛试验<sup>10.26</sup> 包含了配筋率不大于 0.06。尽管其它试验中 17% 以钢筋的形式加固, 得出和早前相似的结果, 仍有必要解释这些试验的荷载是通过圆柱端部的承重板作用, 这就尽量减少或避免向钢筋传输数量成比例的荷载这一难题。ACI 委员会 105<sup>10.26</sup> 推荐螺旋箍筋柱和绑扎箍筋柱的最大配筋率分别为 0.08 和 0.03。在 1936 规范中, 它们分别为 0.08 和 0.04。在 1956 规范中, 承受弯曲的绑扎箍筋柱的限定值升为 0.08。自从 1963 规范, 在所有柱的设计中都要求考虑弯曲, 两种柱都将 0.08 设为最大配筋率。出于经济实惠和放置要求的考虑, 这个限定可以作为实践最大配筋值。

**10.9.2** — 对于受压构件, 当钢筋被矩形或圆形箍筋所封闭时, 最少须有 4 根纵向钢筋。对于其它形状, 在每个顶点或角点都须配备一根钢筋, 并配置适当的横向钢筋。例如, 三角形箍筋的柱需要三根纵向钢筋, 每个顶点处有一

## 规范

**10.9.3** — 体积螺旋配筋率  $\rho_s$ , 应不小于通过下式得到的值。在公式 (10-5) 中使用的  $f_{yt}$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (10-5)$$

的值应不超过 700 MPa。  $f_{yt}$  大于 420 MPa 时, 不应使用根据 7.10.4.5(a) 的重叠搭结。

### 10.10—受压构件的长细度影响

**10.10.1** — 除了 10.10.2 中允许, 受压构件、约束梁和其它支持构件的设计, 应建立于二阶分析中的设计内力值进行设计, 该二阶分析考虑了材料非线性和裂化, 以及构件弯曲和侧向移动, 荷载的持续时间, 收缩和徐变的影响, 以及支承基础上的相互作用。分析中使用的每个构件的横截面尺寸应与设计图纸显示相差 10% 内, 否则就要再次分析。分析程序显示出预测强度与超静定钢筋混凝土结构中柱的广泛试验结果充分一致。

**10.10.2** — 作为 10.10.1 中介绍的程序的替代方案, 将允许压缩构件、约束梁、和其它支撑构件建立在从 10.11 分析出的轴向力和弯矩的基础上。

## 注释

根。钢筋被螺旋形箍筋封闭时, 需要六根纵向钢筋。当圆形布置中的钢筋数量少于八根时, 钢筋的定位会影响到偏心加载柱的抗弯强度, 设计中需要考虑到。

**R10.9.3** — 在核心混凝土的负荷强度增加时, 螺旋形钢筋的影响还没有被意识到, 直到柱承受了一定荷载并有足够的变形导致核心外的混凝土外壳压碎。对于同心加载柱, 公式 (10-5) 要求的螺旋钢筋数量是为了使得附加负荷强度等于或稍大于表层碎裂时的损失强度。这一原理被 ACI 委员会 105<sup>10.26</sup> 推荐, 并写入 1963 以后的规范中。公式 (10-5) 的出处在 ACI 委员会 105 的报告中给出。试验和经验显示柱在按这部分要求的数量配置螺旋钢筋时, 呈现出了相当可观的韧性和延性。研究 10.27-10.29 显示可以控制钢筋的屈服强度为 700 MPa。对于 2005 规范, 螺旋钢筋屈服强度的范围从 420 MPa 增为 700 MPa。

### R10.10 — 受压构件的长细度影响

压缩构件和结构中的长细比影响在 1995 规范中被修订, 使其更好认识到二阶分析的价值, 同时改进了侧移(无支撑)和无侧移(有支撑)结构的布置。<sup>10.30</sup> 10.10.1 中允许使用精确的非线性二阶分析。10.11, 10.12, 和 10.13 部分介绍了一种近似设计方法, 建立于传统弯矩放大法的基础上。对于侧移结构, 放大后的侧移弯矩  $\delta sMs$  可以使用二阶弹性分析计算得到, 在分析中使用一个近似值或使用传统侧移弯矩放大法。

**R10.10.1** — 精确的二阶分析的使用中存在两个极限范围。第一, 被分析的结构应与最终结构的构件相似。如果最终结构的构件横截面尺寸与分析中的假定存在 10% 以上的差异, 应该计算构件的新特性, 并重新进行分析。第二, 精确的二阶分析程序应显示出极限荷载的预测值, 不超出超静定钢筋混凝土结构试验报告值的 15%。最起码, 应包括平面无侧移结构、侧移结构、柱刚度变化的结构试验的对照关系。为了允许真实构件性质和分析中的可变性, 分析中使用的构件性质应乘一个小于 1 的刚度减少系数  $\phi_K$ 。为了与 10.13.4.1 中二阶分析保持一致,  $\phi_K$  可取为 0.8。刚度减少系数  $\phi_K$  的概念在 R10.12.3 中讨论。

**R10.10.2** — 作为 10.10.1 精确二阶分析的替代方案, 设计可以建立在弹性分析和弯矩放大方法的基础上。<sup>10.31</sup>

## 规范

## 10.11—放大弯矩——通常情况

**10.11.1** — 设计轴向力 $P_u$ ，柱两端的设计弯矩 $M_1$ 和 $M_2$ ，以及，需要相对侧向楼层偏移 $\Delta_o$ 的地方，应使用弹性一阶结构分析计算得到，其分析中考虑到轴向荷载的影响、沿构件长度的破坏区域的存在、以及持续荷载的影响，来确定其截面性质。或者，结构中构件允许使用下列性质：

(a) 弹性模量.....  $E_c$  出自 8.5.1

(b) 惯性矩 $I$

梁.....	$0.35I_g$
柱.....	$0.70I_g$
墙——未裂化.....	$0.70I_g$
——裂化.....	$0.35I_g$
平板.....	$0.25I_g$

(c) 面积.....  $1.0A_g$

在(b)中，当持续横向荷载作用或为稳定性校核而与10.13.6保持一致时， $I$ 应分为 $(1 + \beta_d)$ 。对于无侧移结构， $\beta_d$ 是轴向最大持续设计荷载与轴向最大相同组合设计荷载的比值。对于侧移结构除了10.13.6中给定了， $\beta_d$ 是某层内的最大持续设计剪力与该层的最大设计剪力的比值。

## 注释

<sup>10.32</sup> 对于侧移结构，放大侧移弯矩可以使用基于实际刚度值的二阶弹性分析计算得到。见 R10.13.4.1。

**R10.11** — 放大弯矩——通常情况

这部分介绍了一种利用弯矩放大概念去说明长细比影响的近似设计程序。弯矩计算使用了一个普通的一阶结构分析，并被乘以一个弯矩放大系数，该系数是柱的设计轴向力 $P_u$ 与临界弯曲荷载 $P_c$ 的函数。10.12和10.13中分别论述了无侧移和侧移结构。10.11中给出了同时适用于无侧移与侧移柱的方法。一阶结构分析是弹性的分析，并不包括偏转导致的内力影响。

**R10.11.1** — 在弹性分析中为强度设计使用刚度 $EI$ ， $EI$ 应代表了构件即将破坏前的刚度。对于二阶分析尤其准确，这个分析应预测出接近最终荷载时的侧向偏转。 $EI$ 值不应全部基于沿每个构件长度的最高加载截面弯矩一曲率的关系上。而是，对于一个完整的构件，它们应符合弯矩—极限旋转之间的关系。

10.11.1给出供选择的 $E_c$ ， $I_g$ ，和 $A_g$ 的值是从结构试验与分析中得出的，并允许计算偏转的变化性。混凝土的弹性模量 $E_c$ 基于给定的混凝土压缩强度，而侧移偏转是混凝土平均强度的函数，平均强度较混凝土压缩强度高。惯性矩为参考文献10.33中取值的0.875倍。这两个作用使得二阶偏转在20—25%命令中评价过高，对应于在稳定性计算中0.80—0.85的固有刚度减少因素 $\phi K$ 。刚度减少因素 $\phi K$ 的概念在R10.12.3中讨论。

T形梁的转动惯量应基于8.10定义的有效翼缘宽度。T梁 $I_g$ 取为腹板 $I_g$ 的2倍， $2(b_w h^3/12)$ ，已通常比较精确。

分析中的设计弯矩和剪力，基于大小为 $0.70I_g$ 的墙的转动惯量，如果它们暗示墙将弯曲破坏，基于破裂模量，在设计荷载处预测有裂化的那些层中按 $I = 0.35I_g$ 应重复进行分析。

10.11.1中给出的可替代的转动惯量的值源自于非预应力构件。对于预应力构件，转动惯量依赖于数量，位置，钢筋的种类以及极限前的裂化程度，可能有别于10.11.1的值。预应力混凝土构件的刚度值应包括刚度可变性的允许

## 规范

**10.11.2** — 回转半径  $r$ , 对于矩形受压构件趋于稳定性考虑, 允许其等于 0.30 倍的总尺寸, 对于圆形受压构件允许为 0.25 倍的直径。对于其它形状, 可根据混凝土毛截面估算  $r$ 。

### 10.11.3 — 受压构件的无支撑长度

**10.11.3.1** — 受压构件的无支撑长度,  $l_u$ , 应取为底板、梁之间, 或其它能提供某一方向横向支撑的构件之间的净距。

**10.11.3.2** — 柱顶或梁腋存在的地方,  $l_u$  应被量测到被考虑面上柱顶或梁腋的下肢。

**10.11.4** — 结构中的柱和层应被指明是无侧移还是有侧移。在无侧移结构或层中柱的设计应建立于 10.12 基础上。侧移结构或层中柱的设计应建立于 10.13 基础上。

**10.11.4.1** — 如果由于二阶作用导致的柱端弯矩的增长不超过一阶弯矩的 5%, 该结构中的柱允许假定为无侧移。

**10.11.4.2** — 同样允许假定结构中的某一层无侧移, 如果

## 注释

值。

10.11 部分通过 10.13 规定了强度要求, 以及假定了利用设计荷载来进行结构分析。偏转, 振动以及建筑周期的分析, 在各种使用 (非设计) 荷载面下<sup>10.34, 10.35</sup>是必要的, 用来决定结构的耐久性和估计风洞实验室里的风荷载。地震基底剪力同样建立于使用荷载的振动周期的基础上。使用荷载的放大值和二阶分析中的偏转同样应该利用使用荷载计算得到。因此, 在使用荷载分析中, 结构构件的转动惯量应该是被研究的不同加载标准下裂化程度的代表。除非在设计使用荷载标准下裂化程度可利用一个更加精确的估计, 对于使用荷载分析中利用  $1/0.70 = 1.43$  倍的 10.11.1 中给出的转动惯量是比较满意的。

持续侧向荷载的特殊情况可能存在, 例如, 因结构两边土压力不等而导致产生永久侧向荷载。

**R10.11.4** — 弯矩放大设计方法要求设计者区分无侧移结构和侧移结构, 分别根据 10.12, 10.13 来设计。通常可以通过调查对照某一层中柱的总侧向刚度和它们的支撑构件之间的关系来完成。如果位于某一层中, 其支撑构件 (剪力墙, 剪力杆, 或其它种类的侧向支承) 有足够的侧向刚度去抵抗该层的侧向偏转, 以致任何随之的侧向偏转不足以影响柱的强度, 此时压缩构件通过调查可以假定为无侧移。如果调查中不是很明显, 10.11.4.1 和 10.11.4.2 给出了两种可行的方法。10.11.4.1 中, 如果结构中的某一层侧向负载弯矩源自  $P\Delta$  作用的增长不超过一阶弯矩的 5%, 该层被称为无侧移。<sup>10.33</sup> 10.11.4.2 部分



规范

$$Q=\frac{\sum P_u\Delta o}{V_{us}l_c}$$

(10-6)

小于或等于0.05时。 $\Sigma P_u$ 和 $V_{us}$ 分别是总的设计垂直荷载和水平层间剪力，在待估算的这一层中， $\Delta_o$ 是由于 $V_{us}$ 导致的这一层顶端和底端之间一阶相对侧向偏转。

**10.11.5** — 结构中纯压缩构件长细比 $k l_u / r$ 大于 100 的地方，应用 10. 10. 1 来计算结构中的力和弯矩。

**10.11.6** — 对于两个主轴同时受弯的压缩构件，每个轴的弯矩，基于对于另一个轴的控制应被分别放大。

注释

给出了可供选择的决定方法，它是基于某层的稳定度指数  $Q$ 。在计算  $Q$  中， $\Sigma P_u$  对应于  $\Sigma P_u$  最大时的侧向加载情况。一个结构可能同时包含无侧移和侧移的层。若  $V_{us}$  为 0 时，这个试验不适用。

如果结构的侧向加载偏转利用 10. 11. 1 给出的工作荷载和工作荷载转动惯量计算得到，可允许在公式 (10-6) 中计算  $Q$  时，使用 1. 2 倍的总工作重力，工作荷载层间剪力，以及 1. 43 倍的一阶工作荷载层间偏转。

**R10.11.5** — 柱的长细比的最大范围，是通过 10. 11 到 10. 13 的弯矩放大法设计得到。根据 10. 10. 1 的设计其范围没有相似性。极限  $k l_u / r = 100$  表示了结构中细长压缩构件实际试验中的上部范围。

**R10.11.6** — 双轴弯曲发生在受压构件中时，每个主轴的计算弯矩应被放大。放大因数  $\delta$  是考虑到分别关于每个轴的临界弯曲荷载  $P_c$  计算得到的， $P_c$  基于合适的有效长度  $k l_u$  和刚度  $EI$  上。如果弯曲能力关于两个轴不同，放大因数也不同。

(吴利华)

规范

注释

10. 12—放大弯矩——无侧移框架

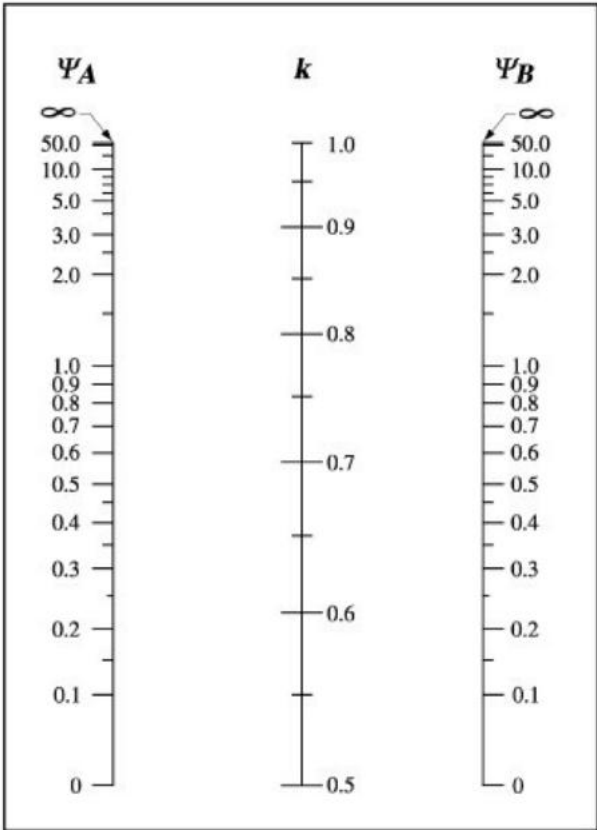
**10.12.1**—对于无侧移结构中的受压构件，计算长度系数 $k$ 应取为1.0，除非有分析可以证明可以用较小值。 $k$ 的计算应基于10.11. 1给出的 $E_c$ 和 $I$ 的值。

R10. 12 —放大弯矩——无侧移框架

**R10.12.1** —弯矩放大式源自于铰接柱端，应加以修正来说明端部约束的影响。在计算 $P_c$ 时，采用计算长度 $k\ell_u$ 。

为估计计算长度系数 $k$ ，主要的设计辅助手段是Jackson和Moreland Alignment 调正列线图（图. R10.12.1），在多开间结构中，对柱的连续横截面，允许使用 $k$ 的图解测定。<sup>10. 36, 10. 37</sup>

计算长度是受压构件两端相对刚度的函数。研究表明，在确定相对末端刚度时应考虑到梁和柱的配筋率变化以及梁的裂化影响。用于估计计算长度系数 $k$ 的 $\psi$ 值的确定中，为说明裂化及钢筋对相对刚度的影响，受弯构件的刚度的计算可以建立于 $0.35I_g$ 的基础上，对于受压构件取 $0.70I_g$ 。

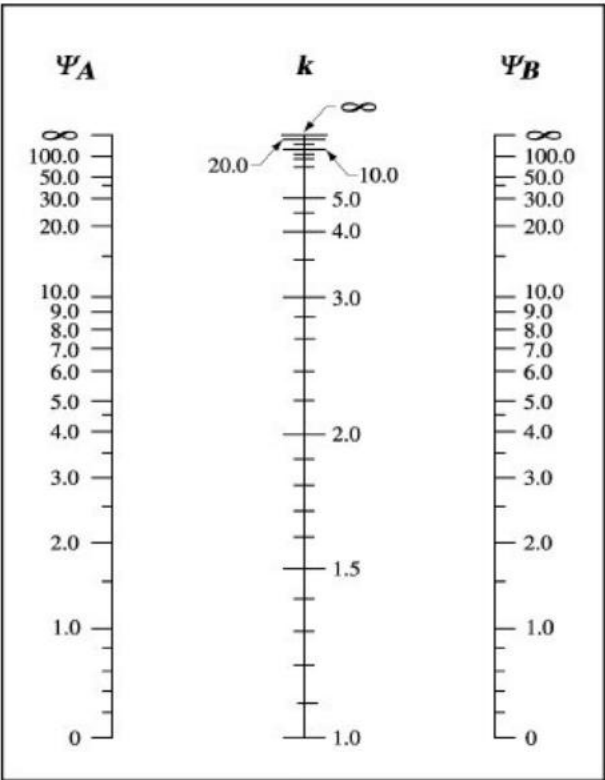


(a)

无侧移框架

规范

注释



(b)  
有侧移框架

$\psi$  = 在受压构件一端、在一个平面内的受压构件的  
( $\sum EI/\ell_c$ ) 与受弯构件 ( $\sum EI/I$ ) 的比值  
 $\ell$  = 弯曲构件跨长中心到节点中心的距离

图.R10.12.1—计算长度系数  $k$

下面所列的简化公式(A-E)，可用于计算无侧移和有侧移构件的计算长度系数。公式(A)，(B)和(E)取自于1972英国实践标准规范。<sup>10.38,10.39</sup>对于有侧移构件，公式(C)和(D)的展开见参考文献10.25。

对于无侧移框架中的受压构件，计算长度系数可取以下两中的较小值：

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (A)$$

$$k = 0.85 + 0.05\psi_{\min} \leq 1.0 \quad (B)$$

式中， $\psi_A$  和  $\psi_B$  为柱两端处的  $\psi$  值， $\psi_{\min}$  为二者的较小值。

## 规范

**10.12.2** —在无侧移框架中，满足下式 (10-7) 的受压构件允许忽略其长细比影响：

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2) \quad (10-7)$$

式中， $[34 - 12M_1/M_2]$  不宜取大于 40。若构件单曲率弯曲， $M_1/M_2$  为正值；若构件双曲率弯曲， $M_1/M_2$  为负值。

**10.12.3** —受压构件应按轴向力设计值  $P_u$  和考虑构件弯曲影响后增大了的弯矩  $M_c$  来设计，即如下公式：

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (10-8)$$

$$\text{式中, } \delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (10-9)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \quad (10-10)$$

## 注释

对有侧移框架中的受压构件，两端受约束时，计算长度系数可按下式取值：

$$\text{当 } \psi_m < 2 \text{ 时, } k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (C)$$

$$\text{当 } \psi_m \geq 2 \text{ 时, } k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (D)$$

式中， $\psi_m$  为受压构件两端相对刚度  $\psi$  的平均值。

对有侧移框架中的受压构件，一端铰接时，计算长度系数可按下式取值：

$$k = 2.0 + 0.3\psi \quad (E)$$

式中， $\psi$  为约束端的相对刚度。

图 10.12.1 中图表及本章节公式的使用，可以认为  $k < 1.0$  满足本规范的要求。

**R10.12.2** —公式 (10-7) 是由公式 (10-9) 推导出来的，假定因长细比导致 5% 的弯矩降低是容许的。<sup>10.31</sup> 推导不包括放大弯矩计算中的  $\phi$ 。作为初步近似值，公式 (10-7) 中的  $k$  可取 1.0。

**R10.12.3** —细长柱设计中的系数  $\phi$  代表了两种不同的变异性来源。第一，在 98 版规范及较早规范的修正公式中，用刚度折减系数  $\phi$  来说明刚度  $EI$  及弯矩放大分析中的变化。第二，用强度折减系数  $\phi$  来说明横截面强度的变化，对箍筋柱取 0.70，对螺旋式柱取 0.75。参考文献 10.40 的研究报告指出，刚度折减系数  $\phi_K$  与横截面强度折减系数  $\phi$  的取值不同，这与 89 版规范及较早规范的假定相反。这些研究显示，独立柱的刚度折减系数  $\phi_K$ ，对箍筋柱和螺旋式柱均应取 0.75。公式 (10-9) 及 (10-18) 中的系数 0.75 为刚度折减系数  $\phi_K$ ，替代了 89 版及较早规范公式的  $\phi$  值。这样是为了避免公式 (10-9) 及 (10-18) 中刚度折减系数  $\phi_K$  与横截面强度折减系数  $\phi$  的混淆。

对临界荷载的定义，主要问题是刚度  $EI$  的选择，以  $EI$  来适度近似因开裂、徐变及混凝土应力—应变曲线非线性导致的刚度变化。公式 (10-11) 的导出是针对长细比影

## 规范

$EI$  应按下式取值:

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (10-11)$$

或:

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (10-12)$$

**10.12.3.1** — 支座间无横向荷载的构件,  $C_m$  应按下式取值:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (10-13)$$

式中, 如果柱单曲率弯曲,  $M_1/M_2$  为正值。支座间作用有横向荷载的构件,  $C_m$  应取为 1.0。

**10.12.3.2** — 公式 (10-8) 中的设计弯矩  $M_2$ , 对每个轴线其值不应小于下式:

$$M_{2,min} = P_u (15 + 0.03h) \quad (10-14)$$

式中, 15 及  $h$  的单位为  $mm$ 。对  $M_{2,min}$  超过  $M_2$  的构件, 公式 (10-13) 中的  $C_m$  宜取 1.0, 或根据端弯矩  $M_1$  与  $M_2$  的比值来计算。

## 注释

响最显著处的小偏心率及高轴向荷载。

因恒载而产生的徐变将增大柱的侧向挠度, 故弯矩增大。设计时, 对  $P_c$  的计算,  $EI$  用折减刚度来近似, 故用  $(1 + \beta_d)$  除  $EI$ 。公式 (10-11) 中的有关混凝土和钢筋的项, 均除以  $(1 + \beta_d)$ 。这反映了受长期荷载作用的柱钢筋的过早屈服。

公式 (10-11) 或 (10-12) 均可用于  $EI$  的计算。公式 (10-12) 是 (10-11) 的简化公式。它不如公式 (10-11) 精确。<sup>10.41</sup> 假定  $\beta_d = 0.6$ , 公式 (10-12) 会进一步简化。此时公式 (10-12) 变为:

$$EI = 0.25E_c I_g \quad (F)$$

对于无侧移和有侧移框架,  $\beta_d$  的规定不同。见 2.1。对无侧移框架,  $\beta_d$  为长期轴向荷载设计极限最大值与轴向荷载设计极限最大值的比值。

**R10.12.3.1** — 系数  $C_m$  是与实际弯矩图相关的等效弯矩图的修正系数。弯矩放大系数的导出假定了最大弯矩出现在柱中点或邻近中点。如果最大弯矩发生在柱端, 设计必须基于等效弯矩  $C_m M_2$ , 这在增大时将导致相同的最大弯矩。

对支座间作用有横向荷载的受压构件, 最大弯矩可能会出现在远离构件端部的截面处。若出现这种情况, 公式 (10-8) 中的  $M_2$  应为构件任意处的最大弯矩计算值。根据 10.12.3.1 的最后一句,  $C_m$  此时应取为 1.0。

**R10.12.3.2** — 在本规范中, 用长细比来说明柱端弯矩的放大。如果柱端弯矩设计值很小或为零, 细长柱的设计应根据本章节最小偏心率的有关规定。并未指出最小偏心率同时用于两轴。

## 规范

## 10.13—放大弯矩——有侧移框架

**10.13.1** —对无约束的有侧移受压构件，计算长度系数  $k$  应由 10.11.1 给定的  $E_c$  及  $I$  值确定，但不宜小于 1.0。

**10.13.2** —对无约束的有侧移受压构件，当  $kl_u/r$  小于 22 时，允许忽略其长细比影响。

**10.13.3** —单个受压构件柱端弯矩  $M_1$  和  $M_2$  应按下式取值：

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (10-15)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (10-16)$$

式中， $\delta_s M_{1s}$  和  $\delta_s M_{2s}$  应根据本规范 10.13.4 计算得到。

应按最小偏心率设计时，结构分析得到的柱端弯矩设计极限用于确定公式 (10-13) 中柱端弯矩  $M_1/M_2$  的比值。这就消除了偏心率按小于最小偏心率计算的柱与按等于或大于最小偏心率计算的柱之间的不连续性。

**10.13.4 — $\delta_s M_s$  的计算**

**10.13.4.1** —增大的弯矩  $\delta_s M_s$ ，应按本规范 10.11.1 给出的构件刚度进行二阶弹性分析所得到的柱端弯矩取用。

## 注释

## R10.13 —放大弯矩——有侧移框架

95 版规范对细长有侧移框架的设计作了修订。该修订方法由以下三步组成：

(1) 放大弯矩  $\delta_s M_s$  由计算得到。应采用以下三种方法计算。第一，可采用二阶弹性分析方法(见 10.13.4.1)。第二，可采用该分析方法的近似计算。第三种选择是采用本规范前期版本中的弯矩放大系数  $\delta_s$ 。

(2) 放大弯矩  $\delta_s M_s$  加上了每个柱端的一阶端弯矩  $M_{ns}$  (见 10.13.3)。 $M_{ns}$  可采用一阶弹性分析方法得到。

(3) 如果为细长柱且承受高荷载，应验算柱中间的弯矩是否大于柱端的弯矩。按本规范 10.13.5 条规定的，假定  $k = 1.0$  或  $k < 1.0$ ，采用无侧移框架弯矩增大系数  $\delta_{ns}$  来计算  $P_c$ 。

**R10.13.1** — 见附注 10.12.1 条。

**R10.13.3** —本部分讲述的分析方法，仅针对于受有引起平面挠曲的荷载作用的平面桁架。如果扭转位移明显，应采用三维的二阶分析方法。

**R10.13.4 — $\delta_s M_s$  的计算**

**R10.13.4.1** —二阶分析为包含由挠度所引起的内力效应的框架分析。用二阶弹性分析计算  $\delta_s M_s$  时，挠度应为



## 规范

**10.13.4.2** — $\delta_s M_s$  也可以用下式 (10-17) 求得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \quad (10-17)$$

用该式计算时，若  $\delta_s > 1.5$ ， $\delta_s M_s$  应按本规范 10.13.4.1 或 10.13.4.3 条的规定进行计算。

## 注释

达到极限荷载前该阶段的代表值。所以进行二阶分析时，应采用 10.11.1 条规定的折减刚度  $E_c I_g$ 。

对于无侧移和有侧移框架， $\beta_d$  的规定也不同。见 2.1 节。由短期荷载（比如风荷载和地震荷载）所引起的弯曲挠度，为承受重力荷载柱的短期刚度的函数。对于这种情况，10.0 规定  $\beta_d=0$ 。横向荷载保持不变的其它有侧移框架， $\beta_d$  不为 0。它可能发生在斜坡建筑物只在一侧作用有土压力的情形。

在二阶分析中，应包括所有柱体的轴向荷载，不包括用来保持稳定性的抵抗构件所承受的横向荷载。

在 89 版规范及以前的规范中，对  $\delta_b$  及  $\delta_s$  的弯矩放大式引入了刚度折减系数  $\phi_K$ ，以此来涵盖稳定性计算中的可变量。二阶分析方法是建立在 10.11.1 条的  $E_c$  值和  $I$  值基础上的。这些会导致侧向挠度过量估计 20~25%，与弯矩  $P\Delta$  中 0.80~0.85 的刚度折减系数  $\phi_K$  对应。在稳定性计算中不需再考虑其它的  $\phi$  系数。弯矩一旦确定，柱横截面的选取就涉及到 9.3.2.2 条中的强度折减系数  $\phi$ 。

**R10.13.4.2** —对二阶弯矩  $P\Delta$  进行反复分析后，可以用一个无穷级数代表。该级数的解法由公式(10-17)<sup>10.33</sup> 给出。参考文献 10.42 表明，当  $\delta_s < 1.5$  时，公式(10-17)精确预测了有侧移框架的二阶弯矩。

偏心柱  $P\Delta$  的弯矩图成曲线形， $\Delta$  与偏心柱的形状相关。公式 (10-17) 及大多商业上用到的二阶框架分析，都是由假定作用在柱两端的  $P\Delta$  和  $P\Delta/\ell_c$  是大小相等方向相反而导出的。这些力引起的弯矩图  $P\Delta$  是一条直线。曲线形弯矩图导致的侧向位移比直线形弯矩图大 15%。这个影响可以从公式 (10-17) 中看出，其分母为  $(1-Q)$ ，而不是  $(1-1.15 Q)$ 。公式 (10-17) 忽略了系数 1.15，以与可用的计算机程序保持一致。

如果是工作荷载来计算挠度，公式(10-17)中的  $Q$  应按照 10.11.4 说明的方法计算。

在 89 版规范及以前的规范中，对  $\delta_b$  及  $\delta_s$  的弯矩放大式引入了刚度折减系数  $\phi_K$ ，以此来涵盖稳定性计算中的可

## 规范

**10.13.4.3** — $\delta_s M_s$  也可以由下式 (10-18) 得出:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \quad (10-18)$$

式中,  $\sum P_u$  代表该层所有竖向荷载设计极限之和,  $\sum P_c$  代表该层所有抗弯柱的竖向荷载之和。 $P_c$  可由公式 (10-10) 求到, 其中  $k$  可参照 10.13.1,  $EI$  可根据公式 (10-11) 或公式 (10-12)。

**10.13.5** —若单个受压构件的  $\ell_u/r$  满足下式 (10-19):

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}} \quad (10-19)$$

该构件应按照轴向荷载设计极限  $P_u$  及弯矩设计极限  $M_c$  来进行设计。 $P_u$  和  $M_c$  按 10.12.3 的规定计算, 其中  $M_1$ 、 $M_2$  的计算按照 10.13.3,  $\beta_d$  的规定按荷载组合考虑,  $k$  的规定按 10.12.1。

**10.13.6** —除了包含横向荷载的荷载组合外, 还应考虑在重力荷载设计极限下整体的结构强度和稳定性。

(a)  $\delta_s M_s$  按 10.13.4.1 计算时, 二阶侧向挠度与作用在结构上的恒载和活载设计极限与横向荷载设计极限之和的一阶侧向挠度的比值不宜超过 2.5。

## 注释

变量。系数  $Q$  的分析是以 10.11.1 中  $E_c$  和  $I_g$  值计算出的挠度为基础的, 其中包含了 10.13.4.1 中注明的刚度折减系数  $\phi_k$ 。这样, 在稳定性计算中不需要考虑其它的  $\phi$  系数。利用公式 (10-17) 计算得到的弯矩一旦确定, 柱横截面的选取就涉及到 9.3.2.2 中的强度折减因数  $\phi$ 。

**R10.13.4.3** —为了检验楼层稳定性影响,  $\delta_s$  根据  $\sum P_u / \sum P_c$  作为整个楼层的平均值来计算。这反映了楼层所有抗弯柱在  $P \Delta$  效应下的相互作用。因为对于不发生扭转变形的垂直轴, 所有柱体的侧向挠度应该相等。此外, 对有侧移框架中的特殊细长柱, 即使由该层其它柱的适当支撑来抵抗侧端挠度, 其产生实际跨中挠度的情况也是可能发生的。对于这样的柱, 其  $\ell_u/r$  值将大于由公式 (10-19) 得到的值, 应利用本规范 10.13.5 条进行检验。

如果横向荷载挠度包含了显著的扭转变形, 弯矩放大方法可能会对距离扭转中心最远柱体的弯矩放大率估计过低。对于这种情况, 应考虑三维空间的二阶分析方法。

公式 (10-18) 中的分母 0.75 为 10.12.3 条中讲到的刚度折减系数  $\phi_k$ 。

计算  $EI$  时, 对有侧移框架, 由于横向荷载一般历时较短, 通常取  $\beta_d = 0$ 。(见附注 10.13.4.1)

**R10.13.5** —某一点的柱端放大弯矩还应加上该点未经放大的一阶端弯矩。通常取柱的最大弯矩值作为合成端弯矩。然而, 对承受较大轴向荷载的细长柱, 最大弯矩点可能发生在柱两端点之间, 端弯矩不再是最大弯矩值。

若  $\ell_u/r$  的值小于公式 (10-19) 的右端, 发生在沿柱长某处的最大弯矩值将会小于最大端弯矩的 1.5 倍。

若  $\ell_u/r$  的值大于公式 (10-19) 的右端, 最大弯矩值将发生在柱两端点之间, 且将超过最大极限弯矩值的 5% 以上。

**R10.13.6** —仅受重力荷载作用下, 侧移不稳定的可能性还有待进一步研究。对于重力荷载设计极限加上作用在框架上的横向荷载的框架, 采用二阶分析来计算  $\delta_s M_s$  时应对其分析两次。这里的横向荷载可能是设计用到的横向荷载, 或者是作用在框架顶部的单个横向荷载。第一次的分析应为一阶分析, 第二次应为二阶分析。二阶分析的挠度

## 规范

(b)  $\delta_s M_s$  按 10.13.4.2 计算时, 按恒载和活载设计极限之和  $\Sigma P_u$  求得的  $Q$  值不应超过 0.60。

(c)  $\delta_s M_s$  按 10.13.4.3 计算时, 按恒载和活载设计极限之和  $\Sigma P_u$  及  $\Sigma P_c$  求得的  $\delta_s$  应为正值, 且不宜超过 2.5。

在上述 (a)、(b)、(c) 三种情况中,  $\beta_d$  应取轴向长期荷载设计极限的最大值对轴向荷载设计极限最大值的比值。

**10.13.7** —在有侧移框架中, 应对挠性构件节点处压杆总的放大端弯矩进行设计。

#### 10.14—支撑板系的轴向受载构件

第 13.1 节范围内的支承板系的轴向受载构件, 应按本规范第十章规定的设计, 并应与第十三章的附加要求一致。

#### 10.15—通过楼盖体系传递柱荷载

如果柱的  $f_c'$  大于楼盖的 1.4 倍, 则通过楼盖体系传递的柱荷载应按 10.15.1, 10.15.2 或 10.15.3 条的规定。

## 注释

不应超过一阶分析的 2.5 倍。若某一楼层比其它层易弯曲变形, 挠度比值应按该层计算。横向荷载应该足够大, 才能准确比较挠度的大小。仅受重力荷载作用横向偏转的不对称框架, 横向荷载应作用在侧向挠度将增加的方向。

当采用 10.13.4.2 计算  $\delta_s M_s$  时, 采用重力荷载设计极限评定的  $Q$  值不应超过 0.60。这与  $\delta_s = 2.5$  是等效的。用来求  $Q$  的  $V_u$  和  $\Delta$  的值可以由下列假定得到:  $V_u$  和  $\Delta$  对应于实际或随机的同一横向荷载。若 10.11.4.2 求得的  $Q$  值为 0.2 或小于 0.2, 则 10.13.6 的稳定性验算是满足要求的。

利用公式 (10-18) 计算  $\delta_s M_s$  时,  $\delta_s$  的上限为 2.5。对较高的  $\delta_s$  值, 框架的抗弯刚度  $EI$  和基础旋度容易发生变化。当  $\delta_s$  超过 2.5 时, 应加强构件来减小  $\delta_s$ 。 $\Sigma P_u$  应包括所有柱体和墙体的轴向荷载, 不包括承受横向荷载体系的柱。 $\delta_s = 2.5$  是个较高的增大系数。用其弥补弯矩放大法固有的保守性。

对非侧移框架,  $\beta_d$  为轴向长期荷载设计极限最大值对轴向荷载设计极限最大值与相同荷载组合之和的比值。

**R10.13.7** —有侧移框架的承载力是由柱的稳定性及梁的端部约束程度控制的。如果约束梁中形成塑胶铰链, 该结构会趋近破坏, 并且轴向承载能力大大降低。本规范 10.13.7 这一部分指出, 设计者要确保受弯约束构件能够抵抗增大的柱弯矩。

#### R10.15 —通过楼盖体系传递柱荷载

该部分的要求是以一篇关于楼板混凝土强度对柱体强度的影响<sup>10.43</sup>的研究报告为基础的。条款指明, 当混凝土柱的强度不超过混凝土楼板强度的 40% 以上时, 可不需特别的预防措施。对于强度较高的混凝土柱, 本规范 10.15.1 或 10.15.2 条的方法适用于角柱或边柱。10.15.1, 10.15.2, 或 10.15.3 条的方法适用于四边都有足够约束的中柱。

## 规范

**10.15.1** —柱所在位置的楼板处应浇筑已知设计强度的混凝土。这种柱混凝土的顶面应由柱边向板内延伸 600mm。柱的混凝土应与楼板的混凝土结合成一体，其浇筑应按照 6.4.6 及 6.4.7 条的要求。

**10.15.2** —通过楼板体系的柱子，应以按要求加有竖向螺栓的混凝土柱强度的较小值为基础。

**10.15.3** —对于四边由近似等深度梁或由板侧向支撑的柱体，其在节点处的柱子强度允许根据如下假定的混凝土强度计算：它等于柱子混凝土强度的 75%加上楼板混凝土强度的 35%。在 10.15.3 的应用中，柱与板混凝土强度比值的取用，在设计时不应大于 2.5。

## 10.16—组合受压构件

**10.16.1** —组合受压构件应包括所有用结构型钢、钢管、钢筒作纵向配筋的构件，不论有或没有纵筋。

**10.16.2** —组合构件的强度，应采用和用于普通钢筋混凝土构件相同的限制条件进行计算。

**10.16.3** —分配在组合构件混凝土上的任一轴向荷载强度，应由其它构件或支架通过直接承压传递给组合构件的混凝土。

## 注释

**R10.15.1** —应用 10.15.1 中所描述的混凝土浇筑方法，要求在楼盖体系中浇筑两种不同的混凝土拌合物。强度较高的混凝土仍处于塑性状态时，强度较低的混凝土拌合物应浇筑，且应适当振捣，以保证两种混凝土很好结合。这就要求仔细调整混凝土的输送并且可能掺加缓凝剂。在某些情况下，当采用这种方法时，需要另外检查其使用情况。柱范围内的楼盖中较高强度的混凝土早于楼盖中其余部位的较低强度的混凝土浇筑是很重要的，以防止低强度混凝土偶然浇筑入柱体区域内。设计者有责任在图纸上标明要浇筑高强度和低强度混凝土的部位。

83 版规范里，柱混凝土的顶面应由柱边向板内延伸 600mm。混凝土浇筑要求应在野外执行，这里对施工人员在 该方面做了清楚的表述。新要求也将柱混凝土与楼盖混凝土之间的界面离高剪力区较远。

**R10.15.3** —研究<sup>10.44</sup>表明，当柱与板混凝土强度的比值超过 2.5 时，高荷载板不能按低荷载板的限制条件进行计算。因此，在设计中对混凝土强度的比值设定了一个极限值。

## R10.16 —组合受压构件

**R10.16.1** —组合柱的定义没有引用组合柱、混合柱或混凝土钢管柱的分类。以往对用于加固的其他五金材料的引用，由于在混凝土结构中使用较少，现已忽略不用了。

**R10.16.2** —用于钢筋混凝土截面的力矩相互作用强度的计算规则，同样适用于组合截面。钢管混凝土的相互作用强度表格与 ACI SP-7<sup>10.45</sup> 及 ACI 设计手册里的形式是一样的，但带有一个略大于 1.0 的系数  $\gamma$ 。

**R10.16.3 及 R10.16.4** —传递钢筋和混凝土之间力的直接支承或连接，通过在混凝土浇筑之前焊接到结构型钢或钢管上的支托、板或钢筋来实现。弯曲抗压应力无需看成通过支座传递的直接压荷载的一部分。结构型钢周围的混凝土外壳会增加型钢刚度，但不一定会提高其强度。

## 规范

**10.16.4** —没有分配给组合构件混凝土承担的所有轴向荷载，应通过与结构型钢、钢管或钢筒直接连接的方法来承受此荷载。

**10.16.5** —为了评定长细比影响，组合截面的回转半径  $r$  不应大于式 (10-20) 得出的  $r$  值：

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{sx}}{(E_c A_g / 5) + E_s A_{sx}}} \quad (10-20)$$

作为另一种计算更准确的替代方案，公式 (10-10) 中的  $EI$  按公式 (10-11) 或式 (10-21) 取值：

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} \quad (10-21)$$

### 10.16.6 —混凝土芯外包结构钢

**10.16.6.1** —对于混凝土芯外包结构钢的组合构件，外包型钢的厚度应满足：不应小于  $b \sqrt{\frac{f_y}{3 E_s}}$ ，用于每面的宽度为

$b$  的构件；也不应小于  $h \sqrt{\frac{f_y}{8 E_s}}$ ，对圆截面的直径  $h$  的构件。

**10.16.6.2** —计算  $A_{sx}$  及  $I_{sx}$  时，可将混凝土芯内的纵向钢筋考虑在内。

### 10.16.7—结构钢芯外包螺旋式钢筋

对于结构钢芯外包配螺旋筋混凝土的组合构件，应符合 10.16.7.1~10.16.7.5 条的有关规定。

**10.16.7.1** —混凝土抗压强度计算值  $f_c'$ ，不宜小于 1.1.1 的规定。

**10.16.7.2**—结构钢钢芯的屈服强度设计值，应为所用等级的结构钢屈服强度的最小规定值，但不应超过 350 MPa。

**10.16.7.3**—螺旋式钢筋应符合 10.9.3 的有关规定。

## 注释

**R10.16.5** —公式 (10-20) 是给定的。因为 10.11.2 条中估计回转半径的规定对钢管混凝土柱过于保守，对封闭式结构型钢不适用。

受有长期荷载的钢筋混凝土柱，徐变传递了从混凝土到钢筋之间的部分荷载，提高了钢筋应力。对配筋率低的柱，该荷载传递可能导致受压钢筋的早期屈服，导致有效抗弯刚度  $EI$  的损失。因此，公式(10-11)中有关混凝土和钢筋的项因徐变而降低。对配筋率高的柱或者对钢管或结构型钢占横截面较大比例的混合柱，由于徐变而产生的荷载传递是不显著的。因此，在 1980 年规范附录中对公式(10-11)进行了修正。

### R10.16.6 —混凝土芯外包结构钢

外包结构型钢的混凝土截面，应有足够大的金属壁厚度，以使在外部屈曲前达到纵向屈服应力。

### R10.16.7—结构钢芯外包螺旋式钢筋

受螺旋式钢筋侧向约束的混凝土，提高了承载能力，所需螺旋式钢筋的尺寸可根据其外围混凝土的强度来调节，同样的推论应用于只配纵向钢筋的柱。螺旋式钢筋引起的径向压力，确保了混凝土与配筋及钢芯间的相互作用，使得纵筋既增加截面刚度又提高截面强度。

## 规范

**10.16.7.4**—位于螺旋式钢筋内的纵向钢筋，其面积不应小于混凝土净截面面积的 0.01 倍，也不应大于 0.08 倍。

**10.16.7.5**—计算  $A_{sx}$  及  $I_{sx}$  时，可将螺旋式钢筋内的纵向钢筋考虑在内。

### 10.16.8—结构钢芯外包箍筋

结构钢芯外包有横向钢筋箍的混凝土组合构件，应符合 10.16.8.1~10.16.8.8 的有关规定。

**10.16.8.1**—混凝土抗压强度设计值  $f_c'$ ，不应小于 1.1.1 的规定。

**10.16.8.2**—结构钢钢芯的屈服强度设计值，应为所用等级的结构钢屈服强度的最小设计值，但不应超过 350 MPa。

**10.16.8.3**—横向箍筋应延伸至完全包住结构钢芯。

**10.16.8.4**—横向箍筋的直径不宜小于组合构件最大边尺寸的 0.02 倍，也不应小于 10 号箍筋，也不应大于 16 号箍筋。也可采用等效面积的焊接钢丝网。

**10.16.8.5**—横向箍筋的间距不宜超过纵向钢筋直径的 16 倍，拉筋直径的 48 倍，或组合构件最小边尺寸的 0.5 倍。

**10.16.8.6**—位于箍筋内的纵向钢筋，其面积不应小于混凝土净截面面积的 0.01 倍，也不应大于 0.08 倍。

**10.16.8.7**—矩形截面的每个拐角都应配置一根纵向钢筋，其它纵向钢筋的间距不宜超过组合构件最短边尺寸的一半。

**10.16.8.8**—位于箍筋内的纵向钢筋，可用于强度计算中的  $A_{sx}$ ，但为估计长细比影响而计算  $I_{sx}$  时，该纵向钢筋不计算在内。

## 注释

### R10.16.8—结构钢芯外包箍筋

受拉筋纵向约束的混凝土，很可能在钢芯截面的某一表面处相当薄。所以，不应假定钢芯、混凝土与纵向钢筋间充分相互作用。混凝土可能会从钢芯的平滑表面分开。为了保持结构钢钢芯周围的混凝土，对普通钢筋混凝土柱，配置比其所需数量多的横向箍筋是比较适当的。由于钢芯与混凝土在高应力下可能分开，尽管纵向钢筋能够有效地支撑压力，但对横截面刚度的增加是无效的。钢芯的屈服强度应限定在屈服应变低于混凝土剥落时的应变。以往假定轴向受压混凝土在应变小于 0.0018 时不发生剥落。360 MPa 的屈服强度代表了钢筋有效应力最大值的上限。



## 规范

## 10.17—承压强度

**10.17.1**—混凝土承压强度设计值不宜超过  $\phi (0.85f_c' A_1)$ ，但支撑面各边宽度大于承载区时，承载区的承压强度设计值可扩大  $\sqrt{A_2/A_1}$  倍，但扩大倍数不宜大于 2。

**10.17.2**—10.17 的规定不适用于后张法锚固的情况。

## 注释

**R10.17—承压强度**

**R10.17.1**—该部分针对混凝土支座的承压强度。容许承压应力  $\phi 0.85f_c'$  是以参考文献 10.46 中的试验为基础的。支撑区各边宽度大于承载区各边宽度时，其周围混凝土约束了承压区，导致承压强度的提高。对支撑构件，未给定最小高度。支座的最小高度将按 11.12 的抗剪要求调整。

当支座顶部为斜坡式或阶梯形时，如果支撑构件的倾斜角度不是太大，仍可利用支撑构件大于承载区的情况。图 R10.17 阐明了应用截锥体求  $A_2$ 。不能混淆截锥体与荷载通过支座向下延伸的路径。这样的荷载延伸路径有较陡的侧边。然而，上述截锥体略平缓的侧边使得在承压处高应力区周围立即有混凝土。 $A_1$  为承载面积，但不宜大于支撑板或承压横截面的面积。

**R10.17.2**—后张法锚固通常按 18.13 节配制横向钢筋。

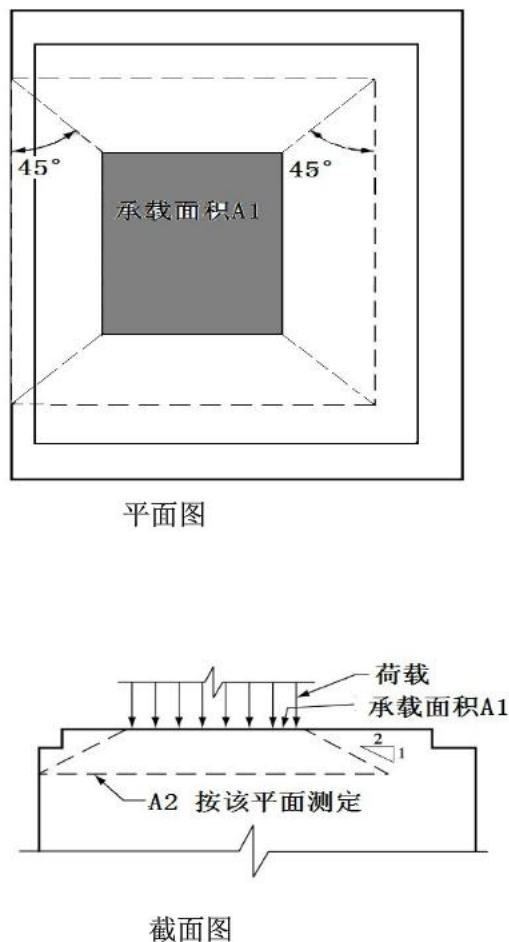


图 10.17—在阶梯形或斜坡形支座中利用截锥体求  $A_2$

## 第 11 章 剪力和扭转

## 规范

## 11.1—抗剪强度

**11.1.1**—除按附录 A 设计的构件外, 承受剪力的横截面应符合下列要求:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (11-1)$$

式中,  $V_u$  为所考虑截面的设计剪力,  $V_n$  为标定抗剪强度, 按下式 (11-2) 计算:

$$V_n = V_c + V_s \quad (11-2)$$

式中,  $V_c$  为按 11.3、11.4 或 11.12 计算的混凝土的标定抗剪强度,  $V_s$  为按 11.5、11.10.9 或 11.12 计算的抗剪钢筋的标定抗剪强度。

**11.1.1.1** — $V_n$  的确定, 还应考虑构件开孔的影响。

**11.1.1.2** — $V_c$  的确定, 应考虑受约束构件由于徐变以及收缩引起的轴向拉力的影响。可变高度构件的斜向弯曲压力影响也应考虑在内。

**11.1.2** —本章所用的  $\sqrt{f'_c}$  值除在 11.1.2.1 条中允许的情况以外, 不应超过 8.3 MPa。

## 注释

**R11.1** —抗剪强度

本章包括非预应力和预应力混凝土构件的剪力和扭力规定。剪切-摩擦概念 (11.7) 特别适用于预制结构中钢筋细节设计。对深挠曲构件 (11.8)、支架和梁托 (11.9)、剪力墙 (11.10) 都做了专门规定。对板和基脚的剪力规定在 11.12 节给出。

抗剪强度是基于全部有效横截面  $b_w d$  的平均剪应力。无抗剪钢筋的构件, 假定剪力由混凝土腹板承担。有抗剪钢筋的构件, 假定剪力一部分由混凝土承担, 另一部分由抗剪钢筋承担。

混凝土承担的剪力  $V_c$ , 假定对配有抗剪钢筋和无抗剪钢筋的梁是一样的, 且取引起明显斜裂缝的剪力。在参考文献 11.1、11.2 及 11.3 中讨论了这些假定。

附录 A 允许扰动区的剪力设计采用斜拉模式。传统的剪力设计方法, 忽略了扰动区, 对非扰动区的剪力变化范围是可以接受的。

**R11.1.1.1** —构件腹板处的开孔会降低它的抗剪强度。参考文献 11.1 的 4.7 部分以及参考文献 11.4 与 11.5 对开孔影响做了讨论。

**R11.1.1.2** —可变高度构件, 斜向弯曲应力的垂直分量会使任一截面上的内剪力增大或减小。其计算方法在各种教科书及 1940 年的联合委员会报告<sup>11.6</sup>中都有略述。

**R11.1.2** —对抗压强度高于 70 MPa 的混凝土, 由于缺乏试验数据和实际经验, 在计算混凝土梁、托梁和板时, 89 版规范将  $\sqrt{f'_c}$  的最大值定为 8.3 MPa。对梁和托梁, 当横向钢筋的增加满足腹筋最少用筋量时, 可不采用该值。对高强混凝土的双向抗剪强度, 其试验数据有限。对强度高于 70 MPa 的混凝土双向板, 在获得更多的实践经验之前, 计算抗剪强度时将  $\sqrt{f'_c}$  限定到 8.3 MPa 是可靠的。

## 规范

**11.1.2.1** 一对具有最小腹筋的（与 11.5.6.3、11.5.6.4 或 11.6.5.2 条的要求一致）钢筋混凝土梁或预应力混凝土梁和混凝土托梁结构，在计算  $V_c$ 、 $V_{ci}$ 、 $V_{cw}$  时可用大于 8.3 MPa 的  $\sqrt{f_c'}$  值。

**11.1.3** —满足以下条件时，支座处最大值  $V_u$  可按 11.1.3.1 或 11.1.3.2 条的规定计算：

- (a) 剪力施加方向的支承反力，在构件端部产生了压缩。
- (b) 荷载作用在构件的顶部或顶部附近。
- (c) 在支座面处和第 11.1.3.1 条或第 11.1.3.2 条中确定的临界截面间无集中荷载。

**11.1.3.1** —对非预应力构件，距离支座边缘不足  $d$  的各截面上的剪力，可按距离支座面为  $d$  处算得的剪力  $V_u$  来设计。

## 注释

**R11.1.2.1** —基于参考文献 11.7、11.8、11.9、11.10 和 11.11 的试验结果，高强混凝土应增加横向钢筋的最少用筋量。这些试验表明，对配有横向钢筋规定最少用筋量的梁，当其  $f_c'$  提高时，抗剪强度会降低，这与 0.35 MPa 的有效剪应力是等效的。89 版规范引入了一个规定，要求强度在 70~105 MPa 内的混凝土增加横向钢筋的最少用筋量。该规定会导致抗压强度为 70 MPa 的混凝土横向钢筋最少用筋量的突增，现已替换为，当  $f_c'$  提高时，按公式(11-13) 缓慢增加  $A_v$ 。

**R11.1.3.1** —附注 11.1.3.1 图 (a) 中，离梁支座最近的斜裂缝，将从支座边缘向上延伸至距离支座边缘为  $d$  处的受压区。若荷载作用于梁的顶部，与裂缝相交的箍筋受到作用在图 11.1.3.1 图 (a) 所示的底部自由体上荷载的压力。作用在支座边与离支座边  $d$  处之间的梁上的荷载，由裂缝上端腹板的压力直接传递给支座。因此，规范允许对非预应力构件按距离支座面为  $d$  处的最大设计剪力  $V_u$  设计，预应力构件按距离支座面为  $h/2$  处的最大设计剪力设计。有两点要强调：第一，距离支座边缘为  $d$  处的剪力，应配置与潜在裂缝相交的箍筋；第二，支座面处的纵向钢筋存在拉力。

附注 11.1.3 图 (b) 中，作用在梁底边缘的荷载如图所示。此时，临界截面取支座面处的截面。支座边缘的荷载，应由支座面处向上延伸的斜裂缝来传递。

## 规范

## 注释

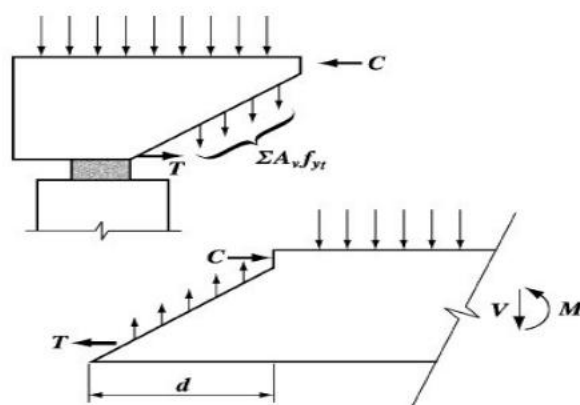


图 11.1.3.1(a)—梁端自由体受力图

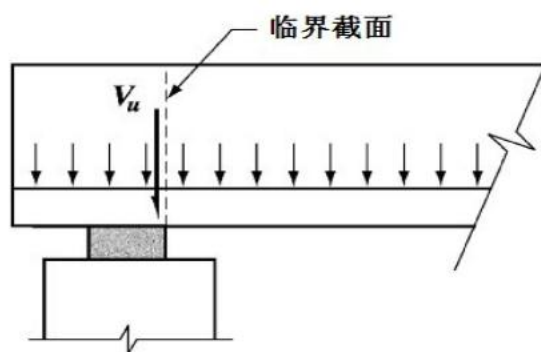
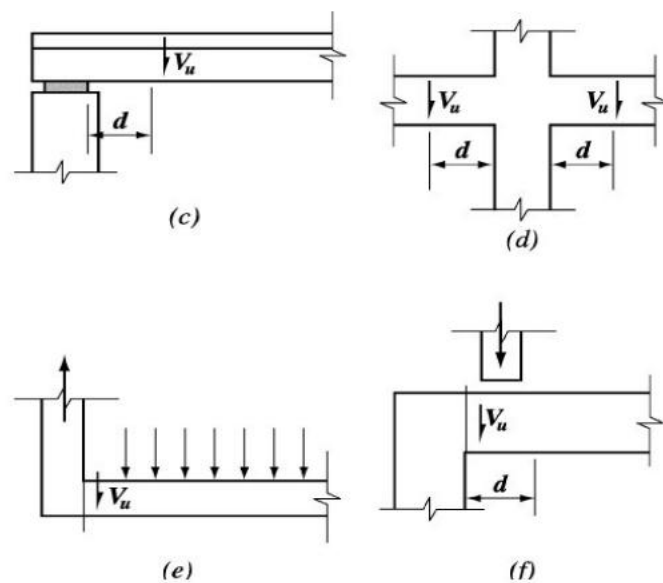


图 11.1.3.1 (b)—构件底部边缘受载的剪力临界截面位置图

图 11.1.3.1(c), (d),(e),(f)—确定剪力设计值  $V_u$  的几种典型支承条件

## 规范

**11.1.3.2** 一对预应力构件，距离支座面不足  $h/2$  处各截面上的剪力，可按距离为  $h/2$  处算得的  $V_u$  来设计。

**11.1.4** 一对深梁，支架，梁托，墙，板以及基脚，应采用第 11.8~11.12 节的专门规定。

## 11.2—轻质混凝土

**11.2.1** 抗剪和抗扭强度的规定适用于普通混凝土。采用轻骨料混凝土时，下列对  $\sqrt{f_c'}$  的调整适用于除 11.5.5.3、11.5.7.9、11.6.3.1、11.12.3.2 和 11.12.4.8 条之外的整个第 11 章。

**11.2.1.1** 当  $f_{ct}$  给定且混凝土按 5.2 的规定配合时， $\sqrt{f_c'}$  应替换为  $1.8f_{ct}$ ，但  $1.8f_{ct}$  的值不应超过  $\sqrt{f_c'}$ 。

**11.2.1.2** 当  $f_{ct}$  未给定时，所有  $\sqrt{f_c'}$  值，对轻质混凝土应乘以 0.75，对砂子轻质混凝土应乘以 0.85。当采用局部灌砂时，可按线性插值求得。

## 注释

距离支座为  $d$  处剪力的典型支承条件，适用于以下情况：  
(1) 支承在构件底部的构件，如图 11.1.3.1(c)所示；(2) 与其它构件整体构成的构件，如图 11.1.3.1(d)所示。

不适用于上述规定的支撑条件包括：

(1) 受拉构件与支撑构件整体式构造，如图 11.1.3.1 (e)所示。此时，剪切的临界截面应取在支座边处。接合处的剪力也应加以考虑，折角处应进行特别加固。

(2) 荷载没有作用在构件顶部或顶部边缘，如图 11.1.3.1 (b)所示。此时，临界截面取在支座面处。支座边缘的荷载应由支座面处向上延伸的斜裂缝来传递。临界截面的剪力应包含潜在斜裂缝下端的所有荷载。

(3) 荷载作用在使支座到距离支座为  $d$  之间的截面上的剪力在根本上不同于距离为  $d$  处剪力的构件。这种情况一般发生于集中荷载靠近支座的支架或梁，如图 11.1.3.1(f)所示，或支撑在桩上的基脚。此时应采用支座面处的剪力。

**R11.1.3.2** 一对预应力构件，由于  $d$  的取值经常变化，临界截面的位置取为距离支座面  $h/2$  处。

**R11.2**—轻质混凝土

采用轻骨料混凝土时，有两种备选方案用于修改剪力和扭力的有关规定。轻质混凝土的有关修改只适用于第 11 章公式中含有  $\sqrt{f_c'}$  的项。

**R11.2.1.1** 第一种备选方案的修改，是根据实验室的试验来确定所使用的轻质混凝土平均劈拉强度  $f_{ct}$  和抗压强度设计值  $f_c'$  之间的关系。对普通混凝土，其平均劈拉强度  $f_{ct}$  约等于  $\sqrt{f_c'}/1.8$ 。<sup>11.10,11.11</sup>

**R11.2.1.2** 第二种备选方案的修改，是基于如下假定：轻质混凝土抗张强度是普通混凝土抗张强度的固定组成部分。<sup>11.12</sup> 乘数是以多种类别的结构轻骨料混凝土的试验数据为基础的。

(徐静伟)

## 规范

## 注释

## 11.3 —非预应力构件混凝土提供的抗剪强度

11.3.1 — $V_c$ 除非按照 11.3.2 进行的更详细的计算方法。  
应按第 11.3.1.1 至 11.3.1.3 条的规定计算

11.3.1.1 —只受剪力和弯矩的构件  $V_c$ 应按下列公式计算:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-3)$$

11.3.1.2 —受轴向压力的构件,  $V_c$ 应按下列公式计算:

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-4)$$

11.3.1.3 —受很大轴向拉力的构件,  $V_c$ 应取为 0, 直至用 11.3.2.3 制定一种的更详细的计算方法。

11.3.2 — $V_c$ 可按第 11.3.2.1 至 11.3.2.3 条进行更详细的计算。

11.3.2.1 —只受剪力和弯矩的构件,  $V_c$ 应按下列公式计算:

$$V_c = (0.16 \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_{ud}}{M_u}) b_w d \quad (11-5)$$

但其值不应大于  $0.29 \sqrt{f'_c} b_w d$ 。按公式(11-5)计算  $V_c$  时,  $V_{ud}/M_u$  不宜取大于 1.0, 对式中  $M_u$  为所考虑截面上与  $V_u$  同时发生的设计弯矩。

11.3.2.2 —对于轴向受压构件,  $V_c$ 允许使用公式(11-5)计算, 公式中的  $M_u$  和  $V_{ud}/M_u$  用  $M_m$  来代替而不是只限于 1.0, 这里的  $M_m$  满足

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (11-16)$$

但是,  $V_c$  不能大于用公式 (11-7) 计算的  $V_c$

**R11.3.2.1** —公式 (11-5) 是无抗剪钢筋构件的抗剪强度的基本表达式。<sup>11.3</sup> 虽然某些试验数据<sup>11.1, 11.14</sup>表明公式(11-5)过高估计了  $f'_c$  的影响, 低估了  $\rho_w$  和  $V_{ud}/M_u$  的影响, 但设计者应认识到公式 (11-5) 中的三个变量,  $\sqrt{f'_c}$  (作为混凝土抗拉强度的度量)、 $\rho_w$  和  $V_{ud}/M_u$ , 对抗剪强度有影响。还有的资料<sup>11.15</sup>已指出, 构件的总高度增加时, 其抗剪强度降低。

**R11.3.2.2** —对于受剪力和弯矩还有轴向压力的构件, 公式(11-6) 和(11-7)是在ACI-ASCE 委员会第326次报告中导出的。随着  $N_u$  的增加, 用公式(11-5) 和(11-6) 计算的  $V_c$  在用公式(11-6) 计算出来的  $M_m$  变负之前将超过公式(11-7) 给出的最大限度。

如果  $M_m$  以负值带入那么从公式(11-5)得到的  $V_c$  没有物理意义。对于这种情况,  $V_c$  应用公式(11-7) 或公式(11-4)来计算。对于受剪力和轴向荷载的构件,  $V_c$  的值在图 R11.3.2.2 中有说明。



规范

注释

$c$

$$\sqrt{c^2 + w^2} \sqrt{\frac{u}{g}}$$

## 规范

11.4.3 — $V_c$  的计算可以按 11.4.3.1 和 11.4.3.2 进行, 此两式中  $V_c$  应该是  $V_{ci}$  和  $V_{cw}$  中较小的那个。

11.4.3.1— $V_{ci}$  应该以式 11-10 计算,

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_c'}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{cre}}{M_{max}} \quad (11-10)$$

其中  $d_p$  不能小于  $0.80h$  并且满足式 11-11,

$$M_{cre} = (1/y_t)(0.5\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \quad (11-11)$$

$M_{max}$  和  $V_i$  的值应该以此截面上最大设计弯矩的荷载组合来计算。 $V_{ci}$  不应小于  $0.14\sqrt{f_c'}b_wd$ 。

11.4.3.2— $V_{cw}$  应该以 11-12 来计算。

$$V_{cw} = (0.29\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p \quad (11-12)$$

式中  $d_p$  不能小于  $0.80h$ ,  $V_{cw}$  应该按照相应于恒荷载加上活荷载在构件重心处或当重心位于翼缘内时, 为翼缘与腹板相交处, 会产生主拉应力为  $0.33\sqrt{f_c'}$  时的剪力计算。对于组合构件, 主拉应力应按承受活荷载的横截面来计算。

## 注释

此式中  $l$  为跨度,  $x$  为计算截面到支座之间的距离。对于  $f_c'$  等于 35 MPa 的混凝土, 11.4.2 中的  $V_c$  变化如图 11.4.2 中所示。以这公式为基础的设计工具在附注 11.18. 中给出。

**R11.4.3** 一发生在混凝土梁上的两种类型的斜裂缝: 腹剪裂缝和弯剪裂缝。这两种斜裂缝在图 R11.4.3 的中有说明。

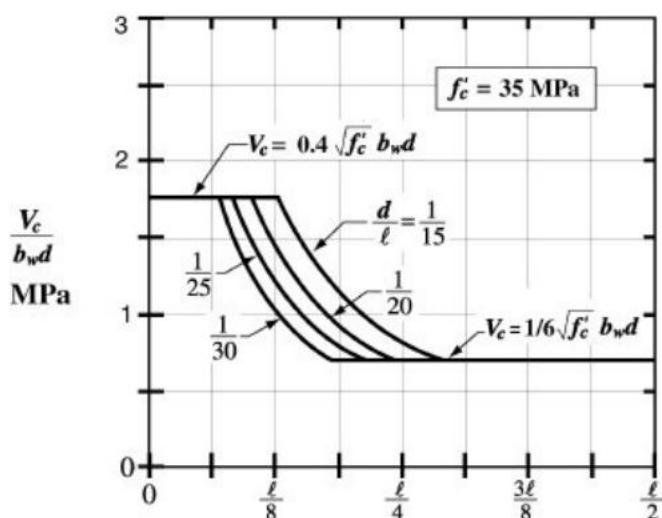


图 R11.4.2——对于公式 (11-9) 在受均匀荷载作用的预应力构件中的应用

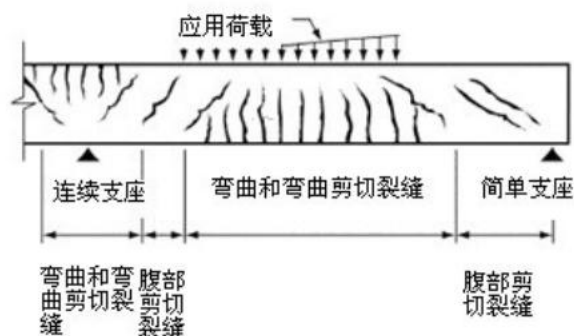


图 R11.4.3—混凝土梁中裂缝的种类

当主拉应力超过混凝土的拉应力时, 腹剪裂缝开始于构件的内部点。弯剪裂缝包容于弯曲裂缝。当弯曲裂缝发生了, 混凝土中上述裂缝的剪力增大。当剪应力和拉应力的合力超过混凝土的拉应力时, 弯剪裂缝就发展。

公式 (11-10) 和 11-12) 可以用来确定分别引起弯剪和腹剪裂缝的剪力。由混凝土提供的抗剪强度  $V_c$  假定等于  $V_{ci}$  和  $V_{cw}$  中较小的一个。公式 (11-10) 和 (11-12) 的推导

## 规范

## 注释

在附注 11.19 里总结了。

在公式 (11-10) 的推导中, 假定  $V_{ci}$  为所讨论的点上引起弯曲裂缝所需的, 按下式给出的剪力:

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

加上把弯曲裂缝变为弯剪裂缝所必需的附加剪力的总和。 $V_i$  和  $M_{max}$ , 包括叠加的恒荷载, 重力和活荷载是确定的。在将  $M_{cre}$  带入公式 (11-10) 的计算中,  $I$  和  $y_t$  是抵抗外加荷载的截面特性。

对于复合构件, 部分恒荷载仅由部分截面承担, 应采用相应的截面特性来计算  $f_d$ 。由恒荷载引起的剪力  $V_d$  和由其他荷载引起的  $V_i$  在这种情况下是独立的。 $V_d$  是由作用于承担恒荷载的部分截面的设计恒荷载引起的总的剪力, 截面承担的恒荷载是由组合构件上的组合作用加上未经修正的叠加恒荷载共同形成的。

$V_i$  和  $M_{max}$  可以取为:

$$V_c = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

式中  $V_u$  和  $M_u$  是由于总设计荷载引起的设计剪力和弯矩,  $M_d$  是由标准恒荷载决定的弯矩 (弯矩随着  $f_d$  而变化)

对于简单均匀加载梁, 整个横梁承担所有的剪力且活荷载和恒荷载剪力图是相似的。在这种情况下, 公式 (11-10) 简化为:

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_c'}b_wd + \frac{V_u M_{ct}}{M_u}$$

其中

$$M_{ct} = (I / y_t)(0.5\sqrt{f_c'} + f_{pe})$$

在前面两个等式中的  $M_{ct}$  为引起受拉边缘纤维处开裂所需的, 包括恒荷载在内的总弯矩。这和规范中的公式 (11-10) 所说的是不一样的, 公式 (11-10) 中说明开裂弯矩是由于除恒荷载以外的所有荷载产生的弯矩。在公式 (11-10) 中恒荷载剪力是作为分开的一项加进去的。

$M_u$  为梁上所需要考虑的截面上的设计弯矩,  $V_u$  为和  $M_u$  同时发生的设计剪力。因为对恒荷载应力和活荷载应力都用了相同的截面参数, 不需要分开计算恒荷载应力和剪力。开裂弯矩反映了总应力从有效预应力至假定引起弯曲

## 规范

**11.4.4** —在先张法预应力构件中,如果预应力钢筋传递长度的终点距支座面的距离大于 $h/2$ ,当计算 $V_{cw}$ 时可以考虑预应力的折减。这个 $V_{cw}$ 的值也取为公式(11-9)的最大值。从预应力钢筋末端的零点到传递长度的终点达到最大距离处,预应力可以假定是线性变化的,对于钢绞线假设为 $50d$ ,对于单根钢丝为 $100d$ 。

**11.4.5**—在预应力筋的粘结力没有延伸到构件端部的预应力构件中,则按和公式11.4.2 或11.4.3计算 $V_c$ 时,应考虑预应力的折减。用折减后的预应力计算的 $V_{cw}$ 值可以当作公式(11-9)的最大值。粘结力没有延伸到构件末端的预应力,从粘结开始端的零点到传递长度的终点达到最大距离处可以假定是线性变化的,对于钢绞线来说是 $50d$ ,对于单根钢丝是 $100d$ 。

## 11.5—抗剪钢筋提供的剪力

### 11.5.1 —抗剪钢筋的种类

11.5.1.1 —抗剪钢筋可以是:

- (a) 和构件的轴线垂直的箍筋;
- (b) 焊接钢丝网,其钢丝垂直于构件的轴线;
- (c) 螺旋箍筋,圆形或环形箍筋

**11.5.1.2** —对于非预应力的构件,抗剪钢筋包括以下几个方面也是容许的:

- (a) 箍筋弯成 $45^\circ$ 或具有纵向抗拉钢筋的弯的更大
- (b) 弯曲部分做成了 $30^\circ$ 的纵向钢筋或具有纵向张拉钢筋的弯的更大
- (c) 箍筋和弯曲纵向钢筋

**11.5.2** —抗剪钢筋的设计屈服强度 $f_y$ 和 $f_{yt}$ 的值不应超过 $420\text{ MPa}$ ,除此之外 $f_y$ 和 $f_{yt}$ 的值对于焊接的变形钢

## 注释

开裂的拉应力 $0.5$ 倍 $\sqrt{f'_c}$ 的变化。

公式(11-12)基于这样一个假设:腹剪裂缝的发生由于横截面的中轴线上引起主拉应力大约 $0.33\sqrt{f'_c}$ 的的剪力。 $V_p$ 是按不乘荷载系数的有效预应力计算的。

**R11.4.4** 和 **R11.4.5** —靠近预拉力梁末端折减后的预应力对抗剪强度的影响应该予以考虑。当预应力钢筋的粘结力延伸到构件末端时,11.4.4中的截面和预应力钢筋传递长度范围内截面上的抗剪强度有关。

11.4.5 中的截面和预应力钢筋的长度没有粘结到混凝土的截面的剪力有关,或和预应力钢筋的粘结力没有延伸到构件末端的预应力钢筋传递长度范围内的截面的抗剪强度有关。

## **R11.5** —抗剪钢筋提供的剪力

**R11.5.2** —剪切钢筋的设计屈服强度 $f_y$ 和 $f_{yt}$ 的值限制在 $420\text{ MPa}$ 提供了对斜裂缝宽度的控制。在1995年的规

## 规范

筋不能超过 550 MPa。

**11.5.3** —11.5 中的条款适用于预应力构件， $d$ 应看作是从受压边缘纤维到预应力和非预应力纵向拉钢筋的重心的距离。

**11.5.4** —箍筋和其他钢筋和钢丝用作抗剪钢筋时，应从受压边缘延伸 $d$ 段距离，并根据12.13进行锚固。

#### 11.5.5—抗剪钢筋的间距限值

**11.5.5.1** —垂直于构件轴线的抗剪钢筋的间距，对于非预应力构件不应超过 $d/2$ ，对于预应力构件不应超过 $0.75h$ 也不能超过600 mm。

**11.5.5.2** —斜箍筋和弯起的纵向钢筋，间距应使从构件高度中部 $d/2$ 起向支座延伸倒纵向受拉钢筋的每一条 $45^\circ$ 线上，至少有一根剪力钢筋与之相交。

**11.5.5.3** — $V_s$ 超过 $0.33\sqrt{f_c'}$ 的时，在11.5.5.1 和11.5.5.2中给出的最大间距应减半。

#### 11.5.6 —抗剪钢筋最小面积

**11.5.6.1** —抗剪钢筋的一个最小面积， $A_{v, \min}$ 在所有钢筋混凝土弯曲构件中应有规定（预应力和非预应力的），这个地方的 $V_u$ 大于I级钢筋 $V_c$ 的0.5倍，除了：

- (a) 板和基座
- (b) 8.11中定义的混凝土托梁结构
- (c) 梁的 $h$ 不大于250mm, 2.5倍翼缘的厚度, 0.5倍腹

## 注释

范中，抗剪钢筋的极限值420MPa上升到550MPa对于焊接变形钢筋来说。11.20–11.22的研究表明作为作为抗剪钢筋的高强度钢筋的性能已经满足了。尤其，附注11.21里描述的全尺寸梁的试验表明：对于用基于520 MPa的设计屈服强度的较小直径肢的变形钢架加固的梁来说，在荷载平衡面上的斜剪切裂缝的宽度比用420等级的变形箍筋加固的要小。

**R11.5.3** —尽管 $d$ 的值也许会随着预应力梁的跨度改变，11.2已经显示，对于预应力混凝土构件， $d$ 不需要小于 $0.80h$ 。所考虑的梁在截面底部已设有直的预应力筋或钢筋，且设有包围这些预应力筋的箍筋。

**R11.5.4** —抗剪钢筋（和抗扭）钢筋在两端充分锚定是必要的，这是为了使其在任何可能出现的斜裂缝的每一边都具有有效作用。如12.13规定一样，这个一般要求钢筋端部做成弯钩或弯头。

#### R11.5.6 —抗剪钢筋最小面积

**R11.5.6.1** —抗剪钢筋抑制斜裂缝的扩展。延性增加，并发出破坏的预兆。在无配筋的腹板中，斜裂缝的突然生成可能会直接导致无预兆的破坏。假如构件受意外的拉力或超载这时候配筋会有很大作用。因此，凡是当总设计剪力 $V_u$ 大于 $0.5\phi V_c$ 时，要求抗剪钢筋的最小面积不能小于公式(11-13)和(11-14)所给出的。板，基座和托梁在最小

## 规范

板宽度三者之中的最大值。

**11.5.6.2** 一假如需要的试验表明当不配抗剪钢筋时 $M_n$  和 $V_n$ 可能会扩大,那么可以放弃11.5.6.1关于最小抗剪钢筋的规定。这种试验应模拟使用情况下真实测定的部均匀沉降,徐变,收缩和温度变化的影响。

## 注释

抗剪钢筋面积要求在外,因为荷载肯能会在薄弱截面和强固截面之间自行调节。但是,11.23 的研究结果显示,薄钢筋单向板,尤其假如用高强度混凝土施工时抗剪荷载也许不会小于以公式(11-3)计算的来的 $V_c$ 。

$h$  值为 315 mm 和小于 315 mm 的空心凹单元的试验显示抗剪强度比那些以公式(11-12) 和(11-10)计算的值要大。未公布的用较厚板的预应力混凝土内部空心单元的试验预测结果显示端点部位的腹部剪切裂缝比以公式(11-12)计算的结果要小。相反,在这些试验中的弯曲剪切裂缝却等于或超过以公式(11-10)计算的结果。

甚至当 $V_u$ 小于 $0.5 \phi V_c$ 时,建议在所有薄腹后张拉预应力混凝土构件中使用一些腹筋以抵抗在腹板中由于预应力钢筋设计位置的局部偏差引起的拉力,并提供了施工期间设计锚固位置上的一种工具。假如没有充分的支撑,则在浇筑混凝土时设计假定的光滑抛物线锚固外形会产生侧向摆动局部偏差。在这些情况下,当预应力筋受压时预应力筋的偏差将被拉直。这个过程在腹板中会产生巨大的拉应力,假如没有配腹筋会产生严重的裂缝。预应力筋无预兆的弯曲和腹板中因而发生的拉力也许会减小因为安全地连接预应力筋和通过其他钢筋框架的元素严格地固定在原地和固定在模板中的箍筋。以此目的而用的箍筋的最大间距不应超过  $1.5h$  或  $1.2 m$  两者中的较小值。应用时,由11.5.5 和11.5.6给出的抗剪钢筋将要求较密的箍筋间距。

对于弯曲构件的重复荷载,应力明显小于静载下应力的情况下形成斜拉裂缝的可能性,这在设计中应予考虑。在这些情况下,就算基于静载的试验和计算表明抗剪钢筋不需要,为了慎重,至少使用公式(11-13) 或 (11-14)中所述的抗剪钢筋的最小值。

**R11.5.6.2** 一当一个构件的试验是为了论证它的抗剪和抗弯强度是足够的,那么构件的实际尺寸和材料的强度是已知的。因此强度作为对比依据应对应强度折减系数( $\phi = 1.0$ )的强度,即标定强度  $V_n$  和  $M_n$ 。这保证了当现场的材料实际强度比规定的小或构件的尺寸有误从而导致构件强度减小,能保持令人满意的安全度。



## 规范

**11.5.6.3** —11. 5. 6. 1中要求的或用于强度的抗剪钢筋和 11. 6. 1中允许忽略的扭矩, 用于预应力的抗剪钢筋的最小面积 (除了 11. 5. 6. 4规定的) 和非预应力的构件的抗剪钢筋最小用量应以公式 (11-13) 计算。

$$A_{v, \min} = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (11-13)$$

但是不应小于  $(0.35b_w s)/f_{yt}$ 。

**11.5.6.4** —对于有效预应力不小于抗弯钢筋抗拉强度的百分之四十的预应力构件, 抗剪钢筋的最小面积不应比从公式 (11-13) 和 (11-14) 得来的值还小。

$$A_{v, \min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (11-14)$$

#### 11. 5. 7 —抗剪钢筋的设计

**11.5.7.1** — $V_u$ 超过一级钢筋 $V_c$ 的地方, 抗剪强度规定应满足公式 (11-1) 和 (11-2), 在此 $V_s$ 的计算应与 11. 5. 7. 2 到 11. 5. 7. 9保持一致。

**11.5.7.2** —垂直于构件轴线的剪力用于公式 (11-15),

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (11-15)$$

这里的 $A_v$ 是间距为 $s$ 的抗剪钢筋的面积。

**11.5.7.3** —圆形箍筋, 环形箍筋或螺旋筋作为抗剪钢筋的地方,  $V_s$ 应以公式 (11-15) 计算, 对于圆形构件此式中 $d$ 在 11. 3. 3中有定义,  $A_v$ 应取间距为 $s$ 的圆形箍筋, 环形箍筋或螺旋筋中钢筋面积的两倍,  $s$ 是以平行于纵向钢筋的方向量测的,  $f_{yt}$ 是圆形箍筋, 环形箍筋或螺旋筋的标定屈服强度。

**11.5.7.4** —斜箍筋用作抗剪钢筋时,

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (11-16)$$

## 注释

**R11.5.6.4** —11. 26 中基于公式 (11-13) 和 (11-14) 配最小腹筋面积的预应力梁的试验表明: 从这两个等式得来的抗剪的钢筋最小面积足够增大延性。

#### R11. 5. 7 —抗剪钢筋的设计

抗剪钢筋的设计基于一种修正的桁架模拟学。这种钢梁模拟学假设: 全部剪力由抗剪钢筋承担。但是, 对于非预应力和预应力这两种构件的研究表明假如桁架中的斜杆倾角为 $45^\circ$ , 那么抗剪钢筋只需要设计为仅承担超过引起斜裂缝的的剪力的那部分剪力。

公式 (11-15), (11-16), 和 (11-17) 在由抗剪强度 $V_s$ 得出的标定剪力的条件中呈现了。当抗剪力垂直于构件的轴线时, 抗剪钢筋需要的面积和间距以式:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d}$$

11. 27, 11. 28 的研究表明假如箍筋肢穿过截面的横向间距减小, 则具有足够的抗弯钢筋的宽梁的抗剪能力会提高。

**R11.5.7.3** —尽管圆截面的横向钢筋可能没有直肢, 但是试验表明公式 (11-15) 是保守的假如 $d$ 在 11. 3. 3. 11. 16, 11. 17给予了定义。

## 规范

式中  $\alpha$  是斜箍筋和构件纵轴之间的夹角,  $s$  是沿平行于纵向钢筋的方向量测的。

**11.5.7.5** 一当抗剪钢筋由单筋或一组平行单筋组成, 所有钢筋在距支座面同一距离弯起时

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (11-17)$$

但是不能大于  $0.25\sqrt{f_c'}$ , 式 (11-17) 中的  $\alpha$  是弯筋与构件轴线之间的夹角。

**11.5.7.6** 一当抗剪钢筋由一系列的平行弯筋或一组平行弯筋离支座的距离各不相同, 抗剪强度应以公式 (11-16) 计算。

**11.5.7.7** 一任何纵向弯筋的倾斜部分的 3/4 处的集中力对抗剪钢筋的影响应予以考虑。

**11.5.7.8** 一在构件的同一部位上, 配不止一种类型的抗剪钢筋时, 抗剪强度  $V_s$  应以多种抗剪钢筋的总值计算。

**11.5.7.9** 一  $V_s$  不应比  $0.66\sqrt{f_c'}$  大。

## 11.6—扭矩的设计

扭矩的设计应和 11.6.1 到 11.6.6, 或 11.6.7 保持一致。

## 注释

## R11.6—扭矩的设计

在 11.6.1 到 11.6.6 中扭矩的设计是以薄壁管, 模拟桁架的间距为基础的。受扭矩的梁被理想化为具有中空混凝土横截面的薄壁管在实心梁中可忽略, 如图 R11.6(a) 所示。一旦钢筋混凝土梁受扭矩作用发生裂缝了, 它的抗扭能力主要是由密箍筋和位于构件表面的纵向钢筋承担的。在薄壁管的模拟中抵抗力假设是由大概集中于密集箍筋的横截面的外表面承担的。凹空和实心截面被理想化为发生裂缝前后的薄壁管。

在密薄壁管中在任意周边的剪力  $\tau$  和壁厚  $t$  的乘积作为塑变剪力  $q = \tau t$  是已知的。塑变剪力  $q$  由在附注 11.6(a) 的表中表示的扭矩决定的且在管的周边所有点是常量。沿着管作用的轨迹会在管周围的管壁的一半厚度处延长。沿着管周边的所有点的决定于扭矩的剪应力为  $\tau = T/(2A_o t)$  此式中的  $A_o$  为由抗剪路径包围的净面积, 就是附注 11.6(b) 图中的阴影部分,  $t$  为在计算  $\tau$  的点的薄壁厚度。伴随薄壁管的一半厚度处的剪力和  $A_o$  是由塑变剪

## 规范

## 注释

## 11.6.1 —扭矩的临界值

假如设计扭矩 $T_u$ 比下列情况小扭矩忽略不计是允许的:

(a) 对非预应力构件:  $\phi 0.083 \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$

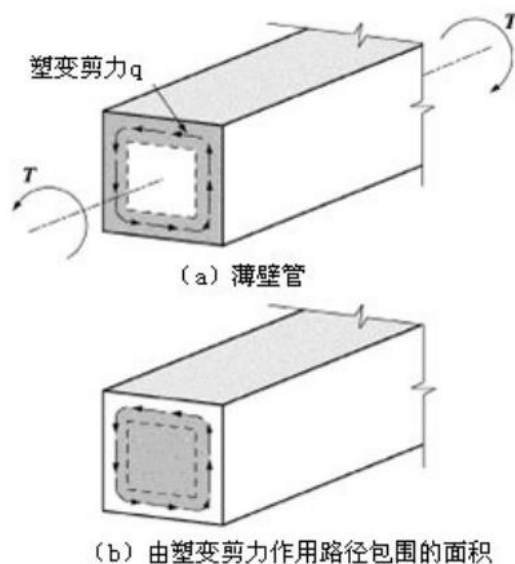
(b) 对预应力构件:

$$\phi 0.083 \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \sqrt{\frac{f_{pc}}{0.33 \sqrt{f_c'}}}}$$

(c) 对受轴向拉力或压力的非预应力构件:

$$\phi 0.083 \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f_c'}}}$$

力作用路径包围的净面积。对于连续墙的中空构件,  $A_o$  包括洞的面积。



图R11.6—(a)薄壁管; (b)由塑变剪力作用路径包围的面积

在1995年的规范中, 在混凝土 $V_c$ 承担的标定剪力和由混凝土承担的抗扭力之间的椭圆关系是可以忽略的。当不受扭矩作用时 $V_c$ 的值保持常量, 且由混凝土承担的扭矩总是为零。

设计步骤是来源于附注11.29 和11.30且和其试验结果比较得来的。

## R11.6.1 —扭矩的临界值

不超过四分之一开裂扭矩 $T_{cr}$ 的扭矩不会引起抗弯强度或抗剪强度明显降低, 是可以忽略的。在纯扭矩 $T_{cr}$ 作用下的开裂扭矩来自用墙厚为 $t$ 的薄壁管代替实际的截面, 由墙中心线包围的面积 $A_o$ 等于 $2A_{cp}/3$ 。假设当主要的拉力达到 $0.33 \sqrt{f_c'}$ 时就产生裂缝。在仅受扭矩作用的非预应力梁中, 主拉应力等于扭转剪应力,  $\tau = T/(2A_o t)$ 因此, 当 $\tau$ 达到 $0.33 \sqrt{f_c'}$ 时裂缝产生, 给出开裂扭矩 $T_{cr}$ 为:

$$T_{cr} = 0.33 \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

## 规范

## 注释

## 11.6.2 构件的设计扭矩的计算

**11.6.2.1** 假如构件中的设计扭矩 $T_u$ 

要求维持平衡和超过 11.6.1 中给出的最小值的构件为了和 11.6.3 到 11.6.6 保持一致应设计为承担  $T_u$ 。

对于实心构件, 开裂扭矩和斜裂缝剪力之间大致是圆形关系或椭圆关系。对于这样的关系, 用于 11.6.1 中的  $0.25T_{cr}$  的扭矩在斜裂缝剪力中将随之减少百分之三。斜裂缝剪力中这样的减少可以不用考虑。裂缝应力  $0.33\sqrt{f'_c}$  可以取一个更低的极限值。

对于预应力构件, 开裂扭矩荷载通过预应力将增加。基于平均应力的莫尔圆的分析表明引起主要拉力的等于

$0.33\sqrt{f'_c}$  需要的扭矩是非预应力梁相应扭矩的

$\sqrt{1 + f_{pc}/(0.33\sqrt{f'_c})}$  倍。对于受轴向荷载和扭矩的构件

11.6.1 中 (c) 部分作出了类似修正。

对于扭矩, 中空构件定义为具有一个或更多的大洞, 比如单个单元梁或多元梁。比如  $A_g/A_{cp}$  大或等于 0.95 的不灌浆后加拉力管当 11.6.1 中计算临界扭矩时纵向小洞可以忽略不计。对于中空截面中的开裂扭矩和开裂剪力之间的相互关系假设从对于具有小洞构件的椭圆关系变化为对于具有大洞的薄壁截面的直线关系。对于直线关系,  $0.25T_{cr}$  的扭矩会引起斜裂缝剪力减少大约百分之 25。这样的减少认为是过多的。

在 2002 年的规范中, 两个改变用来修正 11.6.1 是为了使其适用于中空截面。第一, 1995 年规范中最小扭矩极限值要乘以  $(A_g/A_{cp})$ , 因为 11.31 中的实心和中空梁的试验表明中空截面的开裂扭矩大约是外部尺寸相同的实心截面的开裂扭矩的  $(A_g/A_{cp})$  倍。第二个变化是开裂扭矩再一次乘以  $(A_g/A_{cp})$ , 这是为了反映从剪力中斜裂缝荷载和实心构件之间的圆形关系到对于中空薄壁截面的大体上的直线关系的转变。

附注**11.6.2.1** 和附注**11.6.2.2**—在设计钢筋混凝土结构的扭矩中, 应识别两种情况:

(a) 扭矩不会因为内力重分配而减小。这叫平衡扭矩, 因为扭矩是结构保持平衡所需要的。

## 规范

**11.6.2.2** —在超静定结构中，由于裂缝上的内力重分配使构件的抗扭弯矩减少，最大设计扭矩 $T_u$ 允许减小的值在 (a)，(b)，或 (c) 给出了：

(a) 对于非预应力构件，在 11.6.2.4 所述的截面中：

$$\phi 0.33 \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

(b) 对于预应力构件，在 11.6.2.4 所述的截面中：

$$\phi 0.33 \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \sqrt{f_c'}}$$

(c) 对于受轴向拉力或压力的非预应力构件：

$$\phi 0.33 \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f_c'}}$$

在 (a)，(b)，或 (c) 中，相应的弯矩重分配和临近构件的剪力应用于设计这些构件。对于中空截面， $A_{cp}$  不应用 11.6.2.2 中的  $A_g$  代替。

## 注释

对于这种情况，图 R11.6.2.1 的有说明，根据 11.6.3 到 11.6.6 设计的抗扭钢筋必须用于承受全部设计扭矩。

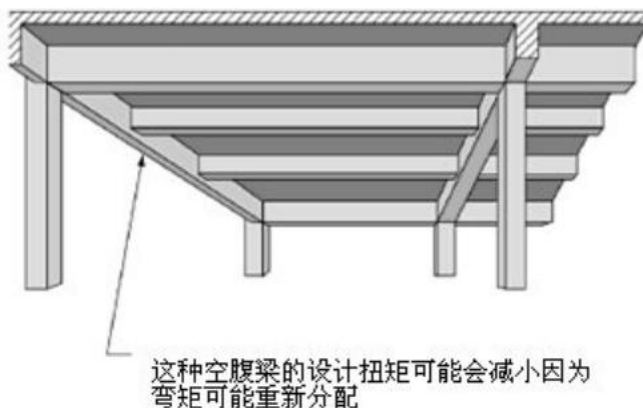
(b) 假如扭矩是因扭曲构件维持变形协调条件而产生的，那么扭矩可能会在构件产生裂缝后因为内力重分配而减小。这种类型的扭矩可以看作协调扭矩。

对于这种情况，根据圣维南的理论，开裂之前的扭转刚度相应于未开裂截面的抗扭刚度这在图 R11.6.2.2 有说明。但是，在扭转裂缝的地方在恒定扭矩作用下会发生大的扭曲，这将导致结构中出现大的内力重分配。在剪力、弯矩和扭矩共同作用下的开裂扭矩相应于附注 11.6.1 中引用

的小于  $0.33 \sqrt{f_c'}$  的主要拉应力。



图. R11.6.2.1—设计的扭矩也许会减小(11.6.2.1)



图R11.6.2.2—设计扭矩也许会减小(11.6.2.2)

## 规范

**11.6.2.3** 一除非由更精确的分析确定, 否则应允许取从沿着构件均匀分布的板的扭矩。

**11.6.2.4** 一在非预应力构件中, 离支座面距离小于 $d$ 的截面应设计为不小于以距离 $d$ 计算的 $T_u$ 。假如集中扭矩出现在这个距离范围内, 设计临界截面应在支座处。

**11.6.2.5** 一在预应力构件中, 离支座处小于 $h/2$ 的截面应设计为不小于以距离 $h/2$ 计算的 $T_u$ 。假如集中扭矩作用在这段距离处, 那么主要设计截面应在支座处。

### 11.6.3 一抗扭强度

**11.6.3.1** 一横截面尺寸应如下:

(a) 对于实心截面:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f_c'} \right) \quad (11-18)$$

(b) 对于中空截面:

$$\left( \frac{V_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f_c'} \right) \quad (11-19)$$

对于预应力构件,  $d$  应和 11.5.3 保持一致。

## 注释

当扭矩超过开裂扭矩时, 等于开裂扭矩的最大设计扭矩假设发生在支座附近的主要截面。这个极限已经确立用来控制扭转裂缝的宽度。就像 11.6.1 中对于中空截面的临界扭矩的计算一样, 用  $A_g$  代替  $A_{cp}$  在这里是不适用的。因此, 重分配之后的扭矩较大且偏于安全的。

11.6.2.2 中的截面运用于典型和有规则的构造情况。对在构件有限长度内施加大的扭转的布置, 比如大的扭转荷载作用在刚性圆柱附近或者由于其他荷载使柱反向转动, 则更精确的分析是适当的。

基于未开裂截面的弹性分析而得的设计扭矩在 11.6.1 和这个截面所给出的截面的值之间, 抗扭钢筋应设计为用来抵抗计算扭矩。

**R11.6.2.4** 和 **R11.6.2.5** 一大梁设计在桁架支座面附近的桁架梁的一侧是不正常的。这种情况下集中剪力和扭矩作用于大梁。

### R11.6.3 一抗扭强度

**R11.6.3.1** 一横截面的尺寸有两个限制, 第一个是减小可见裂缝, 第二个是防止由剪力和扭矩的斜压力决定的混凝土表面出现开裂。在公式 (11-18) 和 (11-19) 中, 左边两项是决定于剪力和扭矩的剪应力。这些应力的总和也许不会超过引起剪切裂缝的应力加上  $0.66 \sqrt{f_c'}$ , 这和 11.5.7.9 中关于没有扭矩的剪力给出的极限强度相似。以  $V_c$  形式表达的极限值容许用于非预应力和预应力混凝土。它最开始以裂缝控制的基础推导出来的。针对因为发生了更高的剪应力而引起的腹板的开裂是没有必要校核的。

在中空截面中, 决定于剪力和扭矩的剪应力发生在如图 11.6.3.1(a) 中所表示的框中, 因此是直接由公式 (11-19)



## 规范

**11.6.3.2**—假如中空截面周边的墙厚有变化，那么公式 (11-19) 应以公式 (11-19) 的左边为最大值的地方计算。

**11.6.3.3** —假如墙厚比  $A_{oh}/ph$  小，公式 (11-19) 中的第二项应取

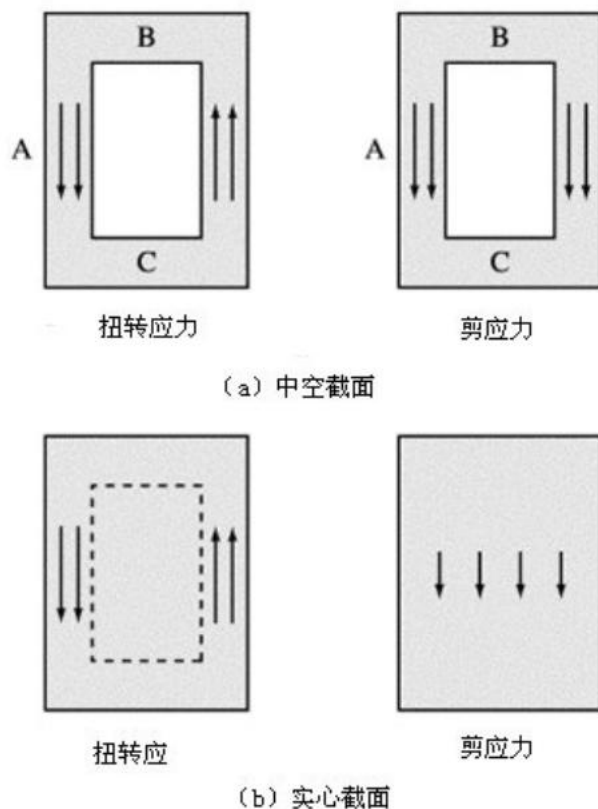
$$\left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right)$$

这里的  $t$  是位于应力被校核的中空截面的墙厚。

**11.6.3.4** —用于设计抗扭钢筋的  $f_y$  和  $f_{yt}$  不应超过 420 MPa

## 注释

给出的剪应力加上 A 点的剪应力。在实心截面中当决定于  $V_u$  的剪应力如图 R11.6.3.1(b) 所示沿着截面宽度分布时，由扭矩决定的剪应力作用在截面外部的管。由于这个原因应力以公式 (11-18) 中用整个矩形的矩形带这种形式组合而不是直接相加。



图R11.6.3.1—扭转应力和剪应力的叠加

**R11.6.3.2** —一般来说，最大值会出现在扭转应力和剪应力加上图R11.6.3.1(a)中的A点应力的地方。假如翼缘的顶部或底部比垂直腹板薄的话，最大值以附注11.6.3.1图(a)中的B和C点按公式 (11-19) 估计是必要的。决定于剪力的这些点的应力通常是可忽略的。

**R11.6.3.4** —用于设计抗扭钢筋的  $f_y$  和  $f_{yt}$  的极限值 420 MPa 对斜裂缝宽度提供了一个控制。

## 规范

**11.6.3.5** — $T_u$ 超过临界扭矩的地方，横截面的设计应以公式 (11-20) 为准。

$$\phi T_n \geq T_u \quad (11-20)$$

**11.6.3.6** — $T_n$ 应以公式 (11-21) 计算

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (11-21)$$

其中 $A_o$ 除了允许等于 $0.85A_{oh}$ 之外应通过分析确定； $\theta$ 不应小于 $30^\circ$ 也不应大于 $60^\circ$ 。 $\theta$ 应允许等于：

- (a) 对于非预应力构件或比 (b) 中的预应力小， $\theta$  取 $45^\circ$
- (b) 对于不小于纵向钢筋的拉力的40%的有效预应力构件， $\theta$  取 $37.5^\circ$

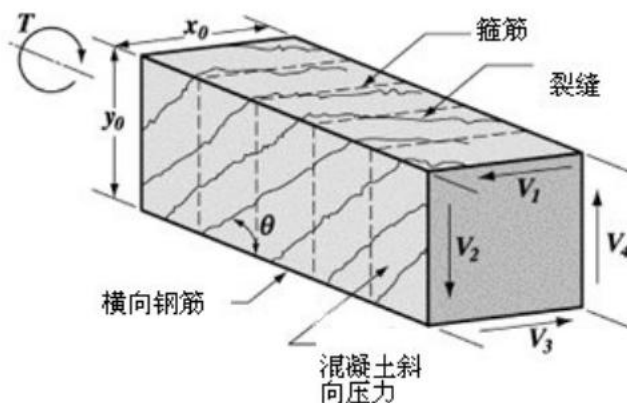
## 注释

**R11.6.3.5** —一级钢筋的设计抗扭强度 $T_n$ 必须等于或大于决定于设计荷载的扭矩 $T_u$ 。在 $T_u$ 的计算时，所有的扭矩假设由 $T_c = 0$ 的箍筋和纵向钢筋承担。同时，扭矩的出现假定不会改变由混凝土承担的标定剪力 $V_c$ 。对于 $V_u$ 比一级钢筋的 $V_c$ 的0.8倍大的梁，抗剪和抗扭钢筋组合的最终数量实际上和1989年的规范要求是一样的。对于更小的 $V_u$ 值，要求更多的抗剪和抗扭钢筋。

**R11.6.3.6** —公式(11-21)是以R11.6.3.6(a)图中所示的具有 $\theta$ 角的斜向压力的模拟空间桁架为基础的，假设混凝土不承担拉力和钢筋的屈服力。在扭转裂缝发生之前，扭矩抵抗力主要由密箍筋，纵向钢筋和斜向受压钢筋提供的。这些箍筋外部的混凝土是相对无效的。对于这个条件下的 $A_o$ ，由管周边的塑变剪力路径包围的净面积和由最外层密集横向抗扭钢筋的中线包围的面积 $A_{oh}$ 是在出现裂缝之后定义的。对于不同的横截面，面积 $A_{oh}$ 就如图R11.6.3.6(b)所示的。在I-、T-或L-形截面中， $A_{oh}$ 取为如图R11.6.3.6(b)所示的连锁箍筋的最外边缘的面积。

在R11.6中讨论过的管墙中的塑变剪力 $q$ 可以分解为作用在管的特殊端或空间桁架上的剪力 $V_1$ 到 $V_4$ ，就如图R11.6.3.6(a)所示。

$\theta$ 角可以通过11.34的分析得到或可以等于11.6.3.6(a)或(b)中给出的值。同样的 $\theta$ 值应用于公式(11-21)和(11-22)。随着 $\theta$ 逐渐变小，根据公式(11-21)算出的箍筋需要的数量会递减。同时按公式(11-22)计算所需要的纵向钢筋的数量会增加。



图R11.6.3.6(a)—模拟桁架间距

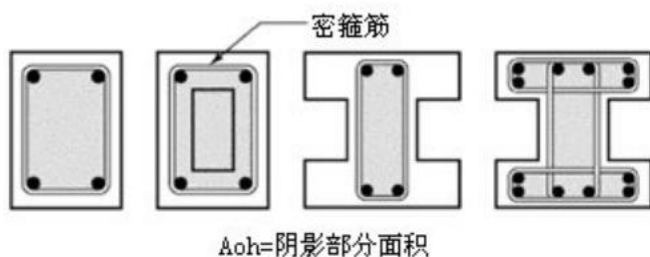
## 规范

**11.6.3.7** 一抵抗扭矩的纵向钢筋的额外面积 $A_l$ 不应比(11-22)小。

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left( \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (11-22)$$

其中 $\theta$ 应和公式(11-21)给出的值一样, $A_t/s$ 应取与11.6.5.2或11.6.5.3保持一致的不经修正的公式(11-21)计算的总值; $f_{yt}$ 为密集横向抗扭钢筋的强度值, $f_y$ 是纵向抗扭钢筋的强度值。

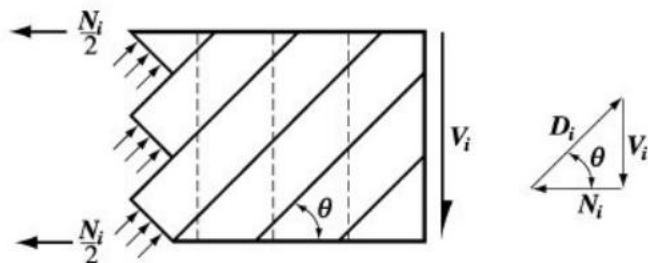
## 注释



图R11.6.3.6(b)— $A_{oh}$ 的定义

**R11.6.3.7** 一图R11.6.3.6(a)表明剪力 $V_1$ 至 $V_4$ 来自管外边缘的塑变剪力。在管的给定侧,塑变剪力 $V_i$ 是由混凝土中斜向受压元件承担的, $D_i = V_i / \sin \theta$ 。轴向拉力 $N_i = V_i (\cot \theta)$ 是纵向钢筋中 $V_i$ 的分力。

图R11.6.3.7显示了斜向压力和沿管的一侧的很短一段作用的轴向拉力 $N_i$ 。因为决定于扭矩的塑变剪力在管边缘的所有点是常量,所以 $D_i$ 和 $N_i$ 的合力作用在 $i$ 边中间高度处。因此, $N_i$ 的一半可以假定分别由所图所示的顶部和底部弦杆各自承担。图R11.6.3.7中纵向钢筋一剪力 $V_i$ 分解为管一侧的斜向压力 $D_i$ 和轴向拉力 $N_i$ ,管一侧的力 $A_l f_y$ 应承担作用于管的所有侧上的 $N_i$ 的总和 $\Sigma N_i$ 。



图R11.6.3.7—剪力 $V_i$ 分解为管一侧的压力 $D_i$ 和轴向拉力 $N_i$

在公式(11-22)的推导中,轴向拉力为沿面积 $A_{oh}$ 侧的拉力的总和。这些侧形成环向长度, $p_o$ 大约等于在管方角处连接钢筋中心的直线长度。对于计算中减少这个已经以密箍筋的周长 $p_h$ 代替。

通常允许的箍筋间距的最大值决定箍筋的数量。此外,当剪力和扭矩共同作用时总的箍筋面积是用来承担剪力和扭矩所需箍筋的总和。为了避免配的箍筋超过纵向钢筋的总数,11.6.3.7规定用于计算任意给定截面的 $A_l$ 的 $A_t/s$ 应取为用公式(11-21)计算的那个截面的 $A_t/s$ 。

## 规范

**11.6.3.8** 一抗扭所需的钢筋应增加到剪力, 弯矩和轴力及扭矩共同作用时所需的数量。对于钢筋间距和布置应满足更严格的要求。

**11.6.3.9** 一在弯矩总计等于  $M_u / (0.9df_y)$  的受弯区纵向抗扭钢筋的减少是允许的, 其中  $M_u$  发生在同时有  $T_u$  作用的截面, 除此之外钢筋数量不应小于 11.6.5.3 或 11.6.6.2. 中要求的数量。

**11.6.3.10** 一预应力梁:

(a) 包括每个截面的预应力钢筋的总的纵向钢筋应承担那个截面的  $M_u$  加上以此截面的  $T_u$  为基础的混凝土的纵向拉力  $Alf_y$ 。

(b) 包括预应力筋的纵向钢筋的间距应满足 11.6.6.2 中的条件。

## 注释

**R11.6.3.8** 一抗扭和抗剪所需的箍筋应增加且箍筋规定至少提供所需的总的数量。因为抗剪箍筋的面积  $A_v$  在给定箍筋的所有角肢的条款中有定义, 而抗扭箍筋面积  $A_t$  在仅有一个角肢的条款中有定义, 除此之外的箍筋按下式处理:

$$Total\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + 2\frac{A_t}{s}$$

假如一组箍筋有四个角肢抗剪, 那么邻近梁边的角边将包括在四个角边之内, 因为内部的角肢对于抗扭无效。每个截面抗扭需要的纵向钢筋增加至扭矩和弯矩同时作用时所需要的纵向钢筋。

假如上述这个总和大于扭矩和弯矩同时作用时所需要的钢筋总量, 那么纵向钢筋选这个总和, 但是不应小于那个截面作用最大弯矩所需的钢筋的总数。假如发生在某个截面的最大弯矩, 比如中跨, 而最大扭矩发生在另外的地方, 比如支座处, 那么需要的总的纵向钢筋数量不可以小于最大抗弯钢筋数量加上最大抗扭钢筋的数量。在这种情况下, 需要的纵向钢筋以个别单元求值。对于抗弯, 抗剪和抗扭钢筋的间距, 切开点和布置应严格满足要求。抗弯钢筋应延长一段距离  $d$ , 但是不能小于  $12db$  这段距离  $d$  包括不再需要 12.10.3 中要求的弯矩的地方。

**R11.6.3.9** 一决定于扭矩的纵向拉力部分用来抵消受弯区的压力, 受压区需要的纵向抗扭钢筋数量允许减少。

**R11.6.3.10** 一就如附注 11.6.3.7 中解释的一样, 扭矩引起轴向拉力。在非预应力梁中这个力由具有轴向拉力  $Alf_y$  的纵向钢筋承担。这种纵向钢筋是由抗拉钢筋加起来所得且在外边缘均匀分配以至于  $Alf_y$  的产生的力沿着构件轴线作用。

在预应力梁中, 同样的方法 (承担钢筋产生的额外的力  $Alf_y$ ) 可以遵循, 或者设计者可以用超过承担一部分轴力  $Alf_y$  的预应力钢筋的力就如下一段落略述的一样。

在预应力梁中,  $f_{ps}$  就是弯矩最大的截面在正常的弯曲应力预应力钢筋的应力。在其他截面上, 标定弯曲应力的预应力钢筋的应力在  $f_{se}$  和  $f_{ps}$  之间。作用于预应力钢筋

## 规范

**11.6.3.11** —在预应力梁中, 由与 11.6.3.9 保持一致的 11.6.3.10 要求的弯曲应力决定的构件受压侧的纵向抗扭钢筋的面积减少是允许的。

#### 11.6.4—抗扭钢筋的构造要求

**11.6.4.1**—抗扭钢筋应有纵向钢筋或钢筋束和一个或多个以下构件组成:

- (a) 封闭式箍筋或封闭式系杆, 其垂直于构件轴心;
- (b) 封闭式焊接钢筋骨架构造配有横向钢丝, 其垂直于构件轴心;
- (c) 在非预应力梁情况下, 采用螺纹钢筋。

**11.6.4.2**—横向抗扭钢筋应按照下列要求之一进行锚固:

- (a) 在纵向钢筋周围, 受扭所需箍筋的末端应做成 135 度弯钩, 或按本规范 21.1 中所规定的地震弯钩;
- (b) 根据本规范第 12.13.2.1, 12.13.2.2 或 12.13.2.3, 在混凝土周围的区域, 锚具是约束由于翼缘或板及其类似构件所引起的压碎。

## 注释

存在的周边界的  $A_{lfy}$  的一部分可以承担预应力钢筋的应力  $A_{ps} \Delta f_{pt}$ , 其中  $\Delta f_{pt}$  是在最大弯矩减去作用于由预应力决定的预应力钢筋的应力截面上的  $f_{ps}$ , 这个截面的设计弯矩已考虑。在这个截面弯矩可以取为  $M_u$ , 为  $(\phi 0.9 d_p A_{ps})$ , 但是  $\Delta f_{pt}$  不应大于 420 MPa。纵向钢筋允许在构件的其他侧承担  $A_{lfy}$  的余下的力, 或者满足 11.6.6.2 中给出的间距条件, 或者两者都要求。

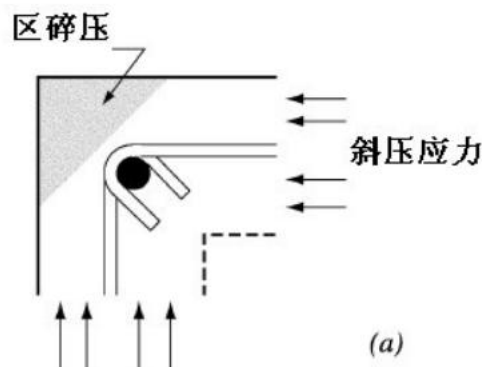
(张莉)

#### R11.6.4—抗扭钢筋的构造要求

**R11.6.4.1**—纵向钢筋和横向钢筋都要能抵抗由于扭转而产生的斜拉应力。箍筋必须为封闭式的, 以防止由于受扭而产生的斜裂缝引起的某一构件整个表面的破坏。

在截面主要受扭情况下, 在高扭矩下箍筋的混凝土保护层剥落 (11.35)。这使搭接箍筋变得无效, 导致过早受扭破坏 (11.36)。在这种情况下, 封闭箍筋不应用一对 U 形箍筋相互搭接作成。

**R11.6.4.2**—当矩形梁受扭破坏时, 由于在空间桁架的对角线上改变, 如图 R11.6.4.2(A), 而产生斜压应力使梁的角落混凝土保护层剥落。在试验中 (11.35), 封闭箍筋破坏发生在 90 度弯钩处。根据这个原因, 135 度弯钩或抗震弯钩在任何情况下, 更适宜抗扭。在板或凸缘附近阻碍混凝土保护层剥落的区域, 如 R11.6.4.2(B) 图所示。



## 规范

**11.6.4.3**—纵向受扭钢筋应在其两端都展开。

**11.6.4.4**—对于有孔洞的受扭截面，从横向受扭钢筋的中心线到孔洞截面的内表面距离不应小于  $0.5A_{oh}/p_h$ 。

**11.6.5**—抗扭钢筋的最小截面面积

**11.6.5.1**—受扭钢筋的最小截面面积按 11.6.1 中所规定的，在所有  $Tu$  超过临界扭矩的区域中。

**11.6.5.2**—当按照本规范 11.6.5.1 中所规定的受扭钢筋中，封闭式箍筋的最小截面面积应按公式

$$(A_v + 2A_t) = 0.062\sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (11-23)$$

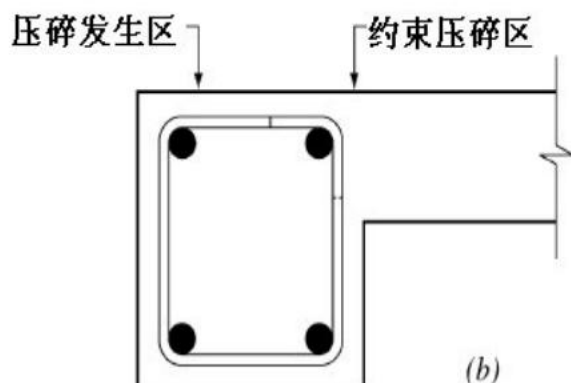
计算。但不应小于  $(0.35b_w s)/f_{yt}$ 。

**11.6.5.3**—当按照本规范 11.6.5.1 中所规定的受扭钢筋中，纵向受扭钢筋的最小总截面面积

$$A_{l,min} = \frac{0.42\sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{S}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (11-24)$$

计算。 $A_t/S$  不应小于  $0.175b_w/f_{yt}$ ； $f_{yt}$  为封闭式受扭箍

## 注释



图R11.6.4.2—梁角落受压区承受扭矩

**R11.6.4.3**—如高扭矩作用在梁的一端附近，纵向抗扭钢筋应充分锚固。足够的长度应提供支承内表面的外边缘去发挥在钢筋或钢筋束中所需的拉力。在采用钢筋时，可能要求用弯钩或 U 型钢筋与纵向抗扭钢筋搭接在一起。

**R11.6.4.4**—在有孔洞截面上，抗扭封闭箍筋应设置在墙厚一半的外部才能有效抗扭。 $A_{oh}/p_h$ —墙厚。

**R11.6.5**—抗扭钢筋的最小截面面积

**R11.6.5.1** 和 **R11.6.5.2**—如一构件受到扭矩  $Tu$  大于规范 11.6.1 中规定的值，承受剪力和扭矩的横向网状钢筋的最小面积应为  $(0.35b_w s)/f_{yt}$ 。规定中的  $A_v$  和  $A_t$  不同之处应注意； $A_v$ —封闭双臂箍的箍筋面积； $A_t$ —封闭单肢箍的箍筋面积。

高强钢筋混凝土梁的试验(11.9)已表明，当斜裂缝发生时，需要增加抗剪钢筋的最小面积以防止受剪破坏。尽管经过试验，高强混凝土梁受扭面积有其极限值，但为了保持一致，还是将横向封闭箍筋的最小面积等效为受剪钢筋的最小面积。

**R11.6.5.3**—在由于只受抗扭产生的裂缝处，强化的混凝土梁试件中抗扭钢筋大量破坏的情况小于百分之一。在 1989 年和以前的规范中表明，在梁受纯扭矩作用下，大约有百分之一钢筋承受扭矩，更少的钢筋与剪和扭相关。公式 (11-24) 通过假设一个折减系数的单值和大约百分之 0.5 的体积率将其简化了。



## 规范

筋的应力值,  $f_y$  为纵向受扭钢筋的应力值。

## 11.6.6—抗扭钢筋的间距

**11.6.6.1**—受扭箍筋的间距不应超过  $p_h/8$  和 300mm 中的较小值。

**11.6.6.2**—纵向受扭钢筋要求应分布在封闭式箍筋的周边, 最大间距为 300mm。纵向钢筋或钢筋束应分布在箍筋的内部。在箍筋的每个角必须设置至少一根纵向钢筋或一束钢筋束。纵向钢筋的直径至少是箍筋间距的 0.0042 倍, 但不应小于 10mm。

**11.6.6.3**—通过分析, 受扭钢筋的最小间距应在  $(b_t + d)$  值之上。

## 11.6.7—抗扭的比较设计方案

在固体截面的抗扭设计中, 本规范规定了长宽比  $h/b_t$  的范围应大于等于 3, 但当经过综合实验的一些结果能得到详细的分析和一致认同时, 其他的设计方案也可被允许使用, 参见 11.6.4 和 11.6.6。

## 11.7—摩擦抗剪

**11.7.1**—按本规范 11.7 中的规定应用在需要考虑通过一个已知平面来传递剪力的情况, 例如: 存在或可能出现裂缝的区域, 或在不同材料的交接面上, 或两种不同时期浇注的混凝土交接面上。

**11.7.2**—本规范 11.7.1 中所描述的情况, 横断面的易遭受

## 注释

## R11.6.6—抗扭钢筋的间距

**R11.6.6.1**—限制箍筋间距保证发挥梁的极限抗扭强度, 防止开裂向抗扭刚度损失过大并且控制裂缝宽度。对于一个正方形截面面积  $p_h/8$  时, 箍筋的间距为  $d/2$ , 参见 11.5.5.1。

**R11.6.6.2**—在图 R11.6.3.7 中显示的纵向钢筋抵抗由于薄壁管道的壁中的扭矩而产生的纵向拉力。一旦力作用在沿着截面的重心轴上时, 附加纵向抗扭钢筋的重心大致与截面形心重合。故此规范规定将纵向抗扭钢筋分布在封闭箍筋的周边。箍筋的每个角要求设置纵向钢筋或钢筋束。角落的钢筋也起到有效提高抗扭强度和控制裂缝的作用。

**R11.6.6.3**—理论上要求抗扭钢筋的间距要大于  $(b_t + d)$ , 此值大于抗剪的弯曲钢筋的距离, 因为在使用螺纹钢筋时, 抗扭斜拉力会产生裂缝。

## R11.6.7—抗扭的比较设计方案

此方法参见参考文献 11.37 至 11.39, 此设计方法已广泛和成功地用于有壁架的预应力混凝土梁中。参考文献 11.37 和 11.38 中所描述的方法是 ACI3181995 版预应力混凝土截面抗扭设计的一个延伸方法。PCI 设计手册(第四版)的设计方法参见参考文献 11.35 和 11.36。此方法已被实验证实, 参见参考文献 11.41。

## R11.7—摩擦抗剪

**R11.7.1**—除了 11.7 中的规定外, 实际上有关剪切的所有规定都是为了防止斜拉破坏而不是直接剪力传递破坏。11.7 中规定的目的是对应考虑剪力传递的传递(不同时期浇注混凝土之间的交接面, 混凝土与钢筋之间的交接面, 预制混凝土结构的配筋细节, 以及认为研究通过混凝土面剪力传递是合适的其他情况)提供设计方法, 见参考文献 11.42 和 11.43。

## 规范

剪力的破坏,应根据公式(11-1)进行设计,其中 $V_n$ 应根据本规范 11.7.3 或 11.7.4 中所规定的来计算。

**11.7.3**—沿所考虑的剪切面应假设已经开裂,通过剪切面需要配置的摩擦抗剪钢筋面积 $A_{vf}$ 应按第 11.7.4 进行设计,或用预测的强度结果与综合试验结果基本上接近的其他剪力传递设计方法进行设计。

## 注释

**R11.7.3**—尽管未开裂混凝土在直接受剪情况下是比较强的,但总是有其在不利位置形成裂缝的可能性。摩擦抗剪的概念是假定会形成这样的裂缝,通过这裂缝必须设置钢筋以阻止沿裂缝的相对位移。当剪力沿裂缝作用时,裂缝的一面相对于另一面滑动。假如裂缝面是粗糙和不规则的,则这种滑动会伴随着裂缝两面的分开。在极限情况下,这种分开足以使通过裂缝的钢筋屈服。钢筋提供通过裂缝面的夹紧力 $A_{vf}f_y$ 。于是外加的剪力由裂缝面之间的摩擦,由裂缝面上突出部分的承载力和由通过裂缝的钢筋的暗销作用承受。成功的应用 11.7 中的规定于正确地选择假定裂缝的位置(11.18.11.42)。

剪力传递强度与通过剪切面的钢筋之间的关系可用不同的方式表达。11.7.4 的公式(11-25)和(11-26)是以摩擦抗剪模型为基础的。这给出一个保守的摩擦抗剪强度的预测。其他给出较精确的摩擦抗剪强度预计的关系(11.18,11.44,11.45)在 11.7.3 中的规定下可以使用。例如,当摩擦抗剪钢筋垂直于剪切面时,抗剪强度 $V_n$ 按以下式计算(11.44,11.45)

$$V_n = 0.8A_{vf}f_y + A_cK_1$$

$A_c$ —承受剪力传递的混凝土面积( $mm^2$ )。普通混凝土

$K_1=2.8\text{MPa}$ ,全轻质混凝土 $K_1=1.4\text{MPa}$ ,砂质轻混凝土

$K_1=1.7\text{MPa}$ 。这些 $K_1$ 值既适用于整浇混凝土又适用于在粗糙表面的硬化混凝土上浇注的混凝土,如 11.7.9 中的规定。

在上面这个公式中,第一项表示摩擦对剪力传递能力所做的贡献(0.8 表示摩擦系数),第二项表示裂缝面上突出部分的承载力和钢筋的暗销作用两者之和。

当摩擦抗剪钢筋倾斜于剪切面,使剪力在钢筋中产生拉力时,抗剪强度 $V_n$ 按下式计算:

$$V_n = A_{vf}f_y(0.8\sin\alpha + \cos\alpha) + A_cK_1\sin^2\alpha$$

## 规范

**11.7.3.1**—本规范 11.7.5 至 11.7.10 中的规定适用于所有的剪力传递强度计算。

### 11.7.4—摩擦抗剪设计方法

**11.7.4.1**—当摩擦抗剪钢筋垂直于剪切面时,  $V_n$  应按以下公式计算:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (11-25)$$

$\mu$ —摩擦系数, 按本规范 11.7.4.3 中的规定取用。

**11.7.4.2**—当摩擦抗剪钢筋与剪切面倾斜, 在这种情况下, 受剪钢筋会承受由于剪力而产生的拉力,  $V_n$  应按以下公式计算:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (11-26)$$

$\alpha$ —受剪钢筋与剪切面之间的夹角

**11.7.4.3**—公式 (11-25) 和 (11-26) 中的摩擦系数  $\mu$  应取为:

## 注释

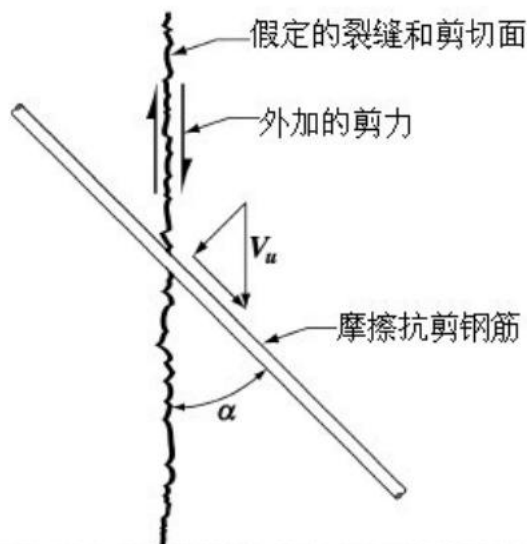
$\alpha$ —摩擦抗剪钢筋与剪切面之间的夹角 ( $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ )。当采用修正的摩擦抗剪方法时, 为保证设计公式有效,  $A_{vf} f_y / A_c$  或  $A_{vf} f_y \sin \alpha / A_c$  不应小于 1.4MPa。

### R11.7.4—摩擦抗剪设计方法

**R11.7.4.1**—摩擦抗剪钢筋所需的面积  $A_{vf}$  按下式计算

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

还应注意到规定的抗剪强度上限。



图R11.7.4—摩擦抗剪钢筋与假定的裂缝成某一角度

**R11.7.4.2**—当摩擦抗剪钢筋倾斜于剪切面, 使平行于钢筋的剪力分量在钢筋中产生拉力时, 如图 R11.7.4 中所示, 部分剪力由钢筋拉力平行于剪切面的分量承受(11.45)。只有当平行于钢筋的剪力分量在钢筋中产生拉力时, 如图 R11.7.4 中所示, 应采用公式(11-26)。当  $\alpha$  大于  $90^\circ$  度时, 裂缝两个表面的相对移动会压缩钢筋, 公式(11-27)无效。

**R11.7.4.3**—在摩擦抗剪计算方法中, 假定全部抗剪能力是由裂缝表面之间的摩擦产生的。所以在摩擦抗剪公式中必

## 规范

混凝土整体浇注----- $1.4\lambda$

混凝土浇注在已经硬化的混凝土表面上,其表面有意磨粗糙— $1.0\lambda$

混凝土浇注在已经凝固的混凝土表面上,其表面未有意磨粗糙— $0.6\lambda$

用凸键或钢筋将混凝土锚固在扎制型钢上 (见 11.7.10) ---- $0.7\lambda$

普通混凝土取  $\lambda=1.0$ 。砂制轻质混凝土取  $\lambda=0.85$ , 全轻质混凝土取  $\lambda=0.75$ 。如采用不同分量的砂所制成的混凝土时,可采用线性插值法取值。

**11.7.5**— $A_c$  为抵抗剪力传递的混凝土截面的面积,  $V_n$  不应大于  $0.2f'_c A_c$  和  $5.5A_c$  中较小的值。

**11.7.6**—摩擦抗剪钢筋的设计屈服强度  $f_y$  不应大于 420MPa。

**11.7.7**—通过剪切面的净拉力,应由附加钢筋来承受,通过剪切面的永久净压力可以考虑它对摩擦抗剪钢筋的内力  $A_{vf}f_y$  有帮助(当计算需要  $A_{vf}$  时)。

**11.7.8**—摩擦抗剪钢筋应适当地沿着剪切面分布,还应将其两端都锚固来发挥其规定的屈服强度  $f_y$ 。锚固可采用嵌入式锚固,弯钩锚固,或专用的设备将其焊接锚固。

## 注释

须采用人为地高的摩擦系数,使计算的抗剪强度与实验结果合理的吻合。对于未按 11.7.9 弄粗糙的凝固混凝土上浇注混凝土的情况,抗剪能力主要由于钢筋的暗销作用产生并且试验 (11.46) 表明对这种情况规定的降低值  $\mu=0.6\lambda$  是合适的。

对于在扎制的型钢上浇注混凝土所规定的  $\mu$  值,与预制混凝土构件之间或者钢构件与混凝土构件之间的连接设计有关。剪力传递配筋可以是钢筋也可以是凸键抗剪连接件;还有,通常是在浇注混凝土之后现场焊接钢板。对混凝土板和钢梁组合作用的抗剪连接件设计没有包括在这些规定中,但应遵照参考文献 11.47。

**R11.7.5**—规定抗剪强度的这个上限是因为假如  $V_n$  具有较大值则公式(11-25)和(11-26)变成不安全。

**R11.7.7**—假如合成拉力作用通过剪切面,则除了设置为剪力传递的配筋外,还必须设置承受拉力的钢筋。由于温度变化,徐变和收缩引起变形约束可产生拉力。这种拉力引起破坏,尤其在梁支承中。

当弯矩作用在剪切面上时,弯曲拉应力和弯曲压应力相平衡。作用通过剪切面的合成压力  $A_{vf}f_y$  没有变化,剪力传递强度没有变化。所以不要设置附加钢筋来承受弯曲拉应力,除非需要的弯曲受拉钢筋超过设置在弯曲受拉区的剪力传递钢筋量。这已为试验所证实(11.48)。

试验还证实了(11.43)假如合成压力作用通过剪切面,则剪力传递强度为合成压力加摩擦抗剪钢筋中力  $A_{vf}f_y$  之和的函数。在设计中,只有当能绝对肯定这压力是永久性的时,才利用通过剪切面存在的压力来降低需要的摩擦抗剪钢筋量。

**R11.7.8**—如果没有弯矩作用通过剪切面,则钢筋应沿剪切面均匀分布以减少裂缝宽度。假如弯矩作用通过剪切面,则要将剪力传递钢筋主要分布在弯曲受拉区。

## 规范

**11.7.9**—为达到本规范 11.7 的规定,当将混凝土浇注在早期凝固的混凝土表面时,应将剪力传递的接触面清理干净并除去浮浆。如假设  $\mu = 1.0\lambda$ ,应将内接触面磨粗糙,其深度大约为 6mm。

**11.7.10**—当用凸键或焊接的钢筋头在扎制的钢筋在混凝土之间有剪力传递时,应将钢筋清理干净并除去涂料。

## 11.8—深梁

**11.8.1**—本规范 11.8 中的规定适用于  $l_n$  不大于全部构件厚度的 4 倍,在顶面加载并支承在底面以形成荷载与支承间受压支撑的构件。另见 12.10.6 中的规定。

**11.8.2**—深梁的设计可采用 10.7.1 中的非线性分析,也可参见附录 A。

**11.8.3**—深梁的  $V_n$  不应大于  $0.83\sqrt{f'_c}b_w d$ 。

**11.8.4**— $A_v$  为受剪钢筋垂直于弯曲的受拉钢筋的面积,不应小于  $0.0025b_w s$ ,  $s$  不应大于  $d/5$  和 300mm 中的较小值。

**11.8.5**— $A_{vh}$  为受剪钢筋平行于弯曲的受拉钢筋的面积,不

## 注释

因为摩擦抗剪钢筋受拉,它在剪切面的两侧均必须有充分的受拉锚固。还有,摩擦抗剪钢筋锚固必须与主筋连接,否则可能的裂缝会在摩擦抗剪钢筋与混凝土体之间通过。这要求尤其适用于用焊接凸键和钢埋件来连接预制和现浇混凝土。锚固可以用粘结,用焊接机械锚固或用螺纹暗销和预埋螺栓来形成。由于空间限制常常需要焊接机械锚固。对于混凝土中的凸键锚固见参考文献 11.18。

## R11.8—深梁

**R11.8.1**—深梁的特性在参考文献 11.5 和 11.45 中讨论。假如荷载作用在梁顶面并且梁支承在梁底面上,则本节适用于承受重力荷载的普通深梁。假如荷载作用在这种构件的侧面或底面,则抗剪设计应与普通梁相同。

深梁的纵向受拉钢筋应伸入支座并且用埋入,弯钩或焊到专门装置的方式充分锚固。不建议使用桁架式钢筋。

**R11.8.2**—深梁可以设计成连续梁的形式,不考虑荷载和支撑的形式。截面 10.7.1,在成比例的深梁中,可以使用非线性的应力。这种情况应该考虑裂缝影响下的应力分布情况。

**R11.8.3**—在 1999 年和以前的规范中,滑动的最大剪切强度是规定好的。反复的实验数据表明这个从试验中得到的强度极限值是由于支撑地区破坏引起梁的破坏所得到的。这个可能性特意的标注在本规范的设计过程中。

**R11.8.4 和 11.8.5**—在 1999 年和以前的规范中,由于实验表明竖向受剪钢筋比水平受剪钢筋有用所以将水平和垂直的受剪钢筋的数量进行了交替。钢筋最大间距已从 450mm 减到 300mm 因为这个钢筋限制了裂缝宽度的增加。

## 规范

应小于  $0.0015b_ws_2$ ,  $s_2$  不应大于  $d/5$  和 300mm 中的较小值。

**11.8.6**—本规范附录 A.3.3 所规定的钢筋要求可代替本规范 11.8.4 和 11.8.5 中所规定的水平和垂直钢筋的最小值。

## 11.9—牛腿和支托的专门规定

**11.9.1**—牛腿和支托的跨高比  $a_v/d$  小于 2, 可采用附录 A 中所规定的进行设计。可采用本规范 11.9.3 和 11.9.4 中所规定的牛腿和支托的设计要求, 如下:

(A)  $a_v/d$  不大于 1; 同时

(B) 受水平拉力  $N_{uc}$  的影响, 不大于  $V_u$ 。

本规范 11.9.2, 11.9.3.2.1, 11.9.3.2.2, 11.9.5, 11.9.6 和 11.9.7 中的规定应用与牛腿和梁托的设计。有效高度  $d$  应由起支承作用的表面决定。

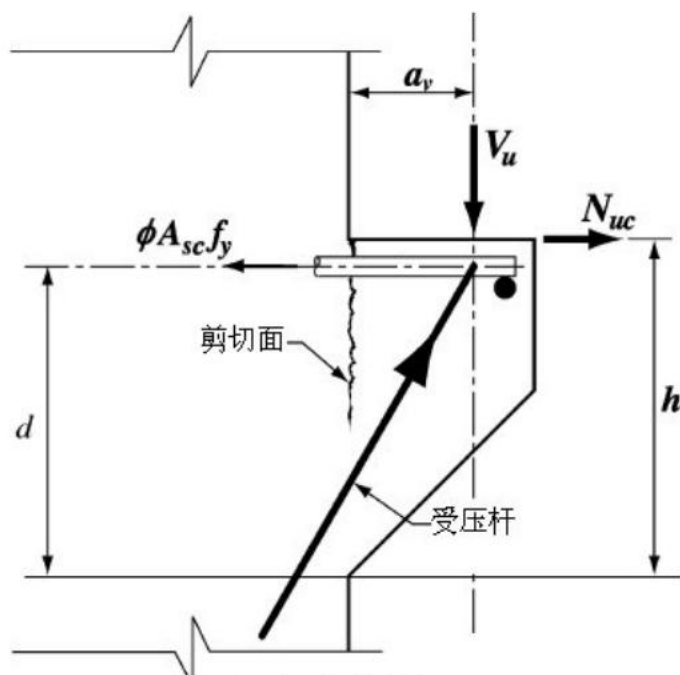
## 注释

**R11.9**—牛腿和支托的专门规定

牛腿和支托是剪跨比不大于 1 的悬臂, 其作用会象简单桁架或深梁而不象按 11.3 抗剪设计的受弯构件。

图 R11.9.1 中所示的牛腿破坏可能由于沿柱与牛腿交界面剪切, 由于受拉钢筋的屈服, 由于受压杆的压碎或劈裂, 或者由于加荷板下局部支承或剪切破坏。这些破坏模式在参考文献 11.1 中有更充分地阐述和讨论。在 11.9 中所用的符号用图 R11.9.2 来说明。

**R11.9.1**—11.9.3 和 11.9.4 中的规定  $a_v/d$  的上限为 1 是有两个原因的。第一, 对于剪跨比  $a_v/d$  超过 1, 斜拉裂缝倾斜不很陡, 只用 11.9.4 中规定的水平箍筋是不合适的。第二, 规定的设计方法只对  $a_v/d$  等于或小于 1 已由实验证实。对  $N_{uc}$  规定了上限, 因为这设计方法只对  $N_{uc}$  小于或等于  $V_u$  包括  $N_{uc}$  等于零已有实验证实。



图R11.9.1—牛腿的结构作用



## 规范

## 注释

**11.9.2**—承载面积的外围边缘的高度不应小于  $0.5d$ 。

**11.9.3**—支座边外的截面,应按同时承受剪力  $V_u$ , 弯矩  $[V_n a_v + N_{uc}(h-d)]$  和水平拉力,  $N_{uc}$  进行设计。

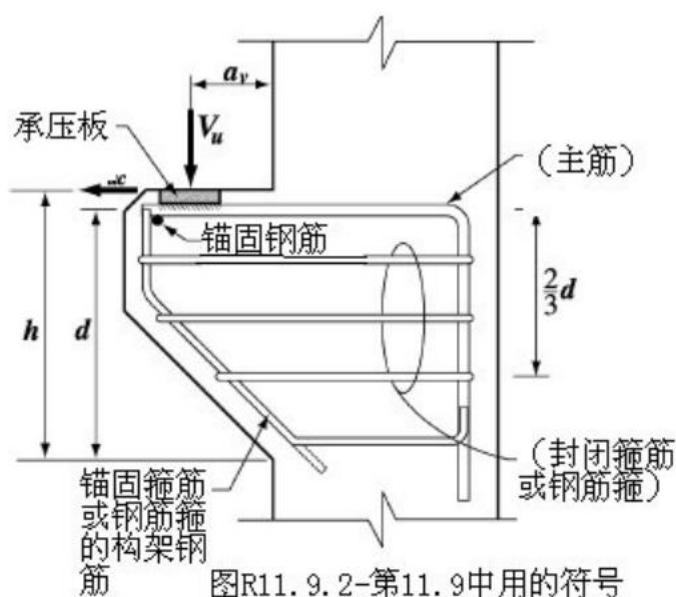
**11.9.3.1**—根据本规范 11.9 中的规定,在所有的设计计算中,  $\phi=0.75$ 。

**11.9.3.2.1**—对于普通混凝土来说,  $V_n$  不应大于  $0.2f_c' b_w d$  和  $5.5b_w d$  中的较小值。

**11.9.3.2.2**—对于全轻混凝土或砂质轻混凝土来说,  $V_n$  不应大于  $(0.2-0.07a_v/d)f_c' b_w d$  和  $(5.5-1.9a_v/d)b_w d$  中的较小值。

**11.9.3.3**—抵抗弯矩  $[V_n a_v + N_{uc}(h-d)]$  的钢筋面积  $A_f$  应根据本规范 10.2 和 10.3 来计算。

**11.9.3.4**—承受拉力  $N_{uc}$  的钢筋  $A_n$ , 应按  $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$  确定。除非采取特殊措施来避免拉力, 否则拉力  $N_{uc}$  不应取



**R11.9.2**—在承压面积外侧边缘处规定最小高度,以防止由于主要斜拉裂缝从牛腿或梁托的承压面积下面扩展至倾斜的外表面而产生提前破坏。在承压面积外侧边缘处的高度小于本条规范规定高度牛腿中已经观察到这种破坏 (11.52)。

**R11.9.3.1**—牛腿和梁托的性能主要由剪切控制。所以,对所有设计情况规定单一值  $\phi=0.75$ 。

**R11.9.3.2.2**—试验(11.53)表明,轻混凝土牛腿或梁托的最大抗剪强度是  $f_c'$  和  $a_v/d$  两者的函数。得不到砂质轻混凝土牛腿或梁托的数据。因此,对于全轻混凝土和砂质轻混凝土牛腿或梁托设置另外相同的限制。

**R11.9.3.3**—承受弯矩所需的钢筋可用常用的弯曲理论计算。设计弯矩按对支座边受弯钢筋的弯矩总和计算。

**R11.9.3.4**—因为作用在牛腿或梁托上的水平力通常不能精确地确定,规定  $N_{uc}$  按活荷载看待。

## 规范

小于  $0.2V_u$ 。拉力  $N_{uc}$  应按活荷载对待,即使拉力是由徐变,收缩或温度变化引起,也是如此。

**11.9.3.5**—受拉主钢筋的面积  $A_{sc}$  不应小于  $(A_f + A_n)$  和  $(2A_{vf}/3 + A_n)$  中的较大值。

**11.9.4**—平行于受拉主钢筋的封闭箍筋的总面积  $A_h$  不应小于  $0.5(A_{sc} - A_n)$ ,应均匀分布在有效高度  $A_h$  的  $(2/3)d$  范围内。

**11.9.5**— $A_{sc}/bd$  不应小于  $0.04(f'_c/f_y)$ 。

**11.9.6**—在牛腿和梁托的外侧,受拉主钢筋应按以下方式之一锚固:

(A)将受拉主钢筋焊接在一横向钢筋上,其直径至少等于主钢筋的直径,焊接强度应能发挥钢筋所规定屈服强度  $f_y$  进行设计。

(B)将受拉主钢筋弯曲成一个水平的环状。

(C)以其他有效的锚固方式。

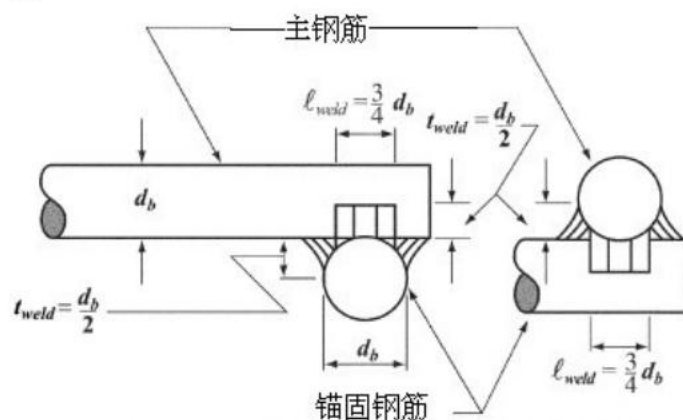
## 注释

**R11.9.3.5**—试验(11.53)提出,通过支座边所需的钢筋总量  $(A_{sc} + A_h)$  必须为下列两者中的较大者: (A)按 11.9.3.2 计算的  $A_{vf}$  与按 11.9.3.4 计算的  $A_n$  之和,或(B)按 11.9.3.3 计算的  $A_f$  的 1.5 倍与按 11.9.3.4 计算的  $A_n$  之和。假如(A)控制,则要求  $A_{sc} = (2A_{vf}/3 + A_n)$  作为受拉主钢筋,其余的  $A_{vf}/3$  必须作为封闭箍筋设置,封闭箍筋平行于  $A_{sc}$  且分布于靠近  $A_{sc}$  的  $2d/3$  范围内。11.9.4 条要求  $A_h = 0.5(2A_{vf}/3)$  来满足它。假如(B)控制,则要求  $A_{sc} = (A_f + A_n)$  作为受拉主钢筋,其余的  $A_f/2$  必须作为封闭箍筋设置,封闭箍筋平行于  $A_{sc}$  且分布于靠近  $A_{sc}$  的  $2d/3$  范围内。11.9.4 条又满足这要求。

**R11.9.4**—平行于受拉主钢筋的封闭箍筋对防止牛腿和梁托过早的斜拉破坏是必要的。需要的封闭箍筋面积  $A_h = 0.5(A_{sc} - A_n)$  自动的产生适当的数量,如同以上 11.9.3.5 中所讨论的。

**R11.9.5**—规定最小配筋量是为了防止万一牛腿或梁托混凝土在弯矩和向外的拉力  $N_{uc}$  作用下,开裂时可能突然破坏。

**R11.9.6**—因为斜向混凝土压杆(图 R11.9.1)的水平力在竖向荷载位置处传递给受拉主钢筋,钢筋从支座边至竖向荷载作用点基本上是均匀受力。所以它必须在外端和在支座



图R11.9.6—参考文献11.53实验中焊接详图

柱内锚固,以便能从支座边至竖向荷载发挥其屈服强度。

## 规范

**11.9.7**—牛腿或梁托的承载面积不应超过受拉主钢筋的直线部分,也不能超过横向锚固钢筋的内边。(如果有其值)。

## 11.10—墙的规定

**11.10.1**—剪力垂直作用于墙面的设计,应根据本规范 11.12 中的规定进行设计。剪力平行作用于墙平面内的设计应根据本规范 11.10.2 至 11.10.9 中的规定进行设计。或者,墙高的设计不超过其墙受水平剪力长度的 2 倍。参见本规范附录 A 和 11.10.9.2 至 11.10.9.5 中的规定。

**11.10.2**—墙在平面上所受剪力的截面设计应以公式(11-1)和(11-2)为依据进行计算。其中,  $V_c$  应根据 11.10.5 或 11.10.6 中的规定进行计算。 $V_s$  应根据 11.10.9 中的规定进行计算。

**11.10.3**— $V_n$  在墙的任何平面内受剪力时都不应大于  $0.83\sqrt{f'_c}hd$ 。 $h$ -墙厚,  $d$ -见 11.10.4 中的规定。

**11.10.4**—墙受水平剪力作用的设计,  $d = 0.8l_w$ 。在采用应变协调分析中,  $d$  可取较大值,此值是从受压边缘纤维到全部受拉钢筋拉力中心处的距离。

**11.10.5**—除非根据本规范 11.10.6 中的规定进行更详细的计算中,否则  $V_c$  不应大于  $0.17\sqrt{f'_c}hd$ ,  $0.17\sqrt{f'_c}hd$ —墙承受轴向压缩的剪力值,或  $V_c$  不应大于本规范 11.3.2.3 中给定的墙承受轴向拉伸的剪力值。

**11.10.6**—抗剪强度  $V_c$  可用公式

$$V_c = 0.27\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (11-29) \text{ 和}$$

## 注释

将钢筋如(B)中规定的那样弯成水平的环或在钢筋外端横向焊接一根直径相等的钢筋或适当尺寸的角钢,可以在外端处获得满意的锚固效果。焊接必须设计的能发挥钢筋的屈服强度。图 R11.9.6 表明在参考文献 11.53 中报导的成功地用于牛腿试验的焊接详图。钢筋必须按第 12 章的要求锚固在支座柱内。关于端部锚固的附加讨论见 R12.10.6。

**R11.9.7**-支承面积位置的限制对保证靠近荷载处钢筋 G 屈服强度的发挥是必要的。当牛腿设计得承受水平力时。承压板应焊到钢筋 G 上。

**R11.10**-墙的规定

**R11.10.1**-对于高长比小的剪力墙平面内的剪力是很重要的。较高墙的设计,尤其是具有均匀分布的钢筋的强,可能由弯曲考虑控制。

**R11.10.3**-虽然剪力墙的宽高比小于普通梁,厚度为  $l_w/25$  的剪力墙试验表明,可以得到极限剪应力超过  $0.83\sqrt{f'_c}$ 。

**R11.10.5** 和 **R11.10.6**-公式 (11-29) 和 (11-30) 可以用来确定通过剪力墙任何截面的斜向开裂强度。公式 (11-29) 相应于在剪力墙横截面重心处发生约  $0.33\sqrt{f'_c}$  的主拉应力。公式 (11-30) 大约相应于在所观察截面以上  $l_w/2$  处的截面上发生  $0.5\sqrt{f'_c}$  的弯曲受拉应力。随着

$$\left( \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)$$

减小,公式 (11-29) 将在此项变成负的以前起控制作用。

## 规范

$$V_c = \left[ 0.05\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.1\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad (11-30)$$

中的较小值。 $l_w$ —墙的整体长度  $N_u$ —正压力和负拉

力。如  $(M_u/V_u - l_w/2)$  是负值,公式(11-30)不可用。

**11.10.7**—离墙底距离小于  $l_w/2$  或墙高的一半中的较小值范围内的各个截面,均可按距离为  $l_w/2$  或一半墙高处算得的相同的  $V_c$  值进行设计。

**11.10.8**—当设计剪力  $V_u$  小于  $0.5\phi V_c$  时,钢筋应根据本规范 11.10.9 或 14 章中的规定进行设计。 $V_u$  大于  $0.5\phi V_c$  时,墙的受剪钢筋应根据本规范 11.10.9 中的规定进行设计。

**11.10.9**—墙的抗剪钢筋的设计

**11.10.9.1**—当设计剪力  $V_u$  大于  $\phi V_c$  时,应设置水平受剪钢筋以满足公式(11-1)和(11-2)中的规定,  $V_s$  应采用以下公式进行计算:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (11-31)$$

**11.10.9.2**— $\rho_t$ —水平抗剪钢筋的面积与竖向截面的混凝土总面积的比值,不应小于 0.0025。

**11.10.9.3**—水平抗剪钢筋的间距不应超过  $l_w/5$ ,  $3h$  和 450mm 三者中的最小值。

**11.10.9.4**— $\rho_l$ —竖向抗剪钢筋的面积与水平截面的混凝土总面积的比值,不应小于以下公式的计算结果:

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$$

和 0.0025 中的较大值,但不需要大于由 11.10.9.1 中要求的  $\rho_t$ 。公式(11-32)中,  $l_w$ —墙的总长度,  $h_w$ —墙的总高度。

## 注释

当此项变成负的时候,采用 (11-29)。

**R11.10.7**—在墙底以上  $h_w/2$  或  $l_w/2$  (取二者中的较小者)处的截面上按公式(11-29)和(11-30)计算的  $V_c$  值,适用与此截面与墙底之间的任何截面。然而,在任何截面(包括墙底)上的最大设计剪力  $V_u$ ,按 11.10.3 被限制到  $\phi V_n$ 。

**R11.10.9**—墙的抗剪钢筋设计

所有墙都需要水平和竖向抗剪钢筋。在 2005 年规范中采用的墙中受剪分布钢筋的方向的符号是为了区别于在 11 章和 14 章中普通墙中的符号和在 21 章中特殊墙中的符号。垂直于墙的部分,用  $\rho_t$  来表示水平分布钢筋率;用  $\rho_l$  来表示垂直分布钢筋率。

对于低的墙,试验数据[11.55]表明抗剪钢筋作用较小,而竖向钢筋更为有效。从公式 (11-32) 可以看出水平钢筋对竖向钢筋的有效性的变化;当  $h_w/l_w$  小于 0.5 时,竖向钢筋量等于水平钢筋量。当  $h_w/l_w$  大于 2.5 时,只要求最小的竖向钢筋 ( $0.0025sh$ )。

公式 (11-31) 是按由水平抗剪钢筋提供的抗剪强度  $V_s$  表达的,以便直接用于公式 (11-1) 和 (11-2)。

竖向钢筋也必须按 11.10.9.4 在 11.10.9.5 间距限制范围内设置。

## 规范

**11.10.9.5**—竖向抗剪钢筋的间距不应超过  $l_w/3$ ,  $3h$  和 450mm 三者中的最小值。 $l_w$ —墙的总长度。

## 11.11—竖向传递的弯矩

**11.11.1**—当重力荷载、风、地震或其他侧向力在结构构件与柱的结点处引起弯矩传递时,在柱横向钢筋的设计中应考虑这种传递弯矩引起的剪力。

**11.11.2**—除了接头不属主要抗地震力体系的一部分并且接头的四边都承受到高度大约相同的梁或板的约束外,结构构件与柱的接点应设置不小于公式(11-13)中要求的横向钢筋,此钢筋设置在柱内。高度不小于结构构件与柱接点的最高接头的范围内,另见本规范 7.9 中的规定。

## 11.12—板和基础的专门规定

**11.12.1**—板和基础在靠近柱、集中荷载或反力处的抗剪强度,应根据以下两种情况中较危险的所确定:

**11.12.1.1**—板或基础如同梁的受力状态。在这种情况下,临界截面在一个平面内横穿整个宽度。此时,板或基础的设计根据本规范 11.1 至 11.5 中的规定进行设计。

**11.12.1.2**—板和基础在双向作用下,在这种情况下,临界截面应位于使它的周边长度  $b_o$  取最小值,但距以下规定位置的距离不要小于  $d/2$ :

(A)柱、集中荷载或反力面积的边或角

(B)厚度有变化的板,比如,柱顶和托板的边。

对于双向作用,板和基础应根据本规范 11.12.2 至 11.12.6 中的规定进行设计。

**11.12.1.3**—对于正方形或矩形柱,集中荷载或反力面积,临界截面应有四个直边。

**11.12.2**—处于双向作用的板或基础的设计,应根据公式 (11-1)和(11-2)进行设计,  $V_c$  应根据本规范 11.12.2.1,

## 注释

**R11.11**—竖向传递的弯矩

**R11.11.1**-试验[11.56]表明,在房屋建筑内部梁柱连接的节点区域,假如节点在四边都受到高度大致相等的梁的约束,则不需要抗弯钢筋。然而,没有侧向约束的节点,如房屋建筑外部节点,需要抗剪钢筋以防止由于剪切裂缝引起损坏[11.57]。

在可能出现强烈地震的区域,节点要经受多次反复荷载,这种荷载发挥相邻梁的抗弯能力。对于抗震设计的专门规定见第 21 章。

**R11.12**-板和基础的专门规定

**R11.12.1**-在作用梁的长且窄的板或基础,和处于双向作用下的板或基础(沿围绕集中荷载或反力面积的截头圆锥体或角锥体发生“冲切”破坏)之间,必须作出区别。

**R11.12.1.2**-双向板受剪切的临界截面遵循荷载面积边缘处的周边[11.3]。在设计荷载作用在这截面上的剪应力是  $A$  和柱边长与板有效厚度之比的函数。用假定一个距集中荷载周边  $d/2$  处的准临界截面得出简单多得的设计公式。当这样做时,抗剪强度几乎跟柱尺寸与板厚度之比无关。对矩形柱,这临界截面原本按画平行与荷载面积边缘并与荷载面积边缘距离  $d/2$  的直线来确定。11.12.1.3 允许使用矩型临界截面。

对于厚度均匀的板,在一个截面上校核剪切已足够。对于偶尔碰到变厚度的板,例如在柱顶托板的边缘处,有必要在几个截面上校核剪切。

对于板伸出柱的边柱,临界周长将或者是三边或者是四边。

## 规范

11.12.2.2 或 11.12.3.1 中的规定进行计算。 $V_s$  应根据本规范 11.12.3 中的规定进行计算。对于有抗剪键的板,  $V_n$  应根据本规范 11.12.4 中的规定进行计算。当弯矩在板与柱之间传递时, 应根据本规范 11.12.6 中的规定进行计算。

**11.12.2.1**—对于非预应力混凝土板和基础,  $V_c$  应为下列三者中的最小值:

$$(A) V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-33)$$

$\beta$ —柱, 集中荷载或反力面积的长边与短边的比值。

$$(B) V_c = 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-34)$$

$\alpha_s$ —对内柱为 40, 边柱为 30, 角柱为 20。

$$(C) V_c = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-35)$$

**11.12.2.2**—双向预应力板和基础满足本规范 18.9.3 中要求按下式计算

$$V_c = \left( \beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) b_o d + V_p \quad (11-36)$$

$\beta_p$ —0.29 或 0.083(ASD/BO+1.5)中的较小值;  $\alpha_s$ —对于内柱为 40, 边柱为 30, 角柱为 20;  $b_o$  为规范中 11.12.1.2 中规定的临界截面的周长;  $f_{pc}$ —两个方向  $f_{pc}$  的平均值;  $V_p$ —通过临界截面的所有有效预应力的竖向分力。如满足以下条件,  $V_c$  可按公式(11-36)进行计算, 否则应用 11.12.2.1 中的规定:

(a) 柱横截面的任何部位均不应更靠近板的不连续边缘, 距离不应小于板厚度的 4 倍。

(b) 在公式(11-36)中,  $\sqrt{f'_c}$  不应大于 0.5MPa。

## 注释

**R11.12.2.1**—对于方形柱, 在双向受弯板内由于极限荷载引起的剪应力被限制到  $0.33\sqrt{f'_c}$ 。然而, 实验[11.58]表明, 当矩形柱或荷载面积的长边与短边的比值  $\beta$  大与 2.0 时,  $0.33\sqrt{f'_c}$  是不安全的。在这种情况下, 冲切破坏时临界截面上的实际剪应力, 从在柱或荷载面积角部周围大约  $0.33\sqrt{f'_c}$  降至在第二个端部截面之间沿边长的  $0.17\sqrt{f'_c}$  或更小。其他实验[11.59]表明,  $V_c$  随比值  $b_o/d$  增加而降低。制定公式(11-33)和(11-34)可以考虑这两种影响。在 11.12.2.1(b)中的词“内柱、边柱和角柱”系指分别有四边、三边和二边的临界截面。

对于矩形以外的形状,  $\beta$  取为有效荷载面积的最长总尺寸和与它垂直的最长总尺寸之比, 如图 R11.12.2 中对 L 形反力面积用图解说明的。有效荷载面积为完全包围实际荷载面积而其周长为最小的面积。

**R11.12.2.2**—对于预应力板和基础, 对双向作用抗剪强度规定了规范公式(11-33)和(11-36)的修正式。研究[11.60、11.61]表明, 内柱周围双向预应力板的抗剪强度按公式(11-36)偏安全的预计。按公式(11-36)的  $V_c$  相应与混凝土斜拉破坏, 破坏在 11.12.1.2 中规定的临界截面处开始。这种破坏模式不同与按公式(11-37)预计的、围绕受荷面积周长混凝土受压区的冲切破坏。因此  $\beta$  项不进入公式(11-36)。 $\sqrt{f'_c}$  和  $f_{pc}$  的设计值由于对更高值可以得到的试验数据有限而受限制。当计算  $f_{pc}$  时必须考虑到由于板受剪力墙或其他结构构件的约束而引起的预应力损失。

在有分布预应力筋的预应力板中, 公式(11-36)中的  $V_p$  对抗剪强度的作用很小; 所以可以偏安全的取  $V_p$  为零。假如包括  $V_p$ , 则在计算中假定的预应力筋外形必须加以规定。

对于柱外边至板边缘的距离小于 4 倍板厚的外柱支座, 在



## 规范

(c) 在任一方向上的  $f_{pc}$  不应小于 0.9MPa, 也不应大于 3.5MPa。

**11.12.3**—根据以下规定在板和基础中可以采用有钢筋和钢丝组成的抗剪钢筋:  $d$  大于等于 150mm, 但不能小于 16 倍抗剪钢筋的直径。抗剪钢筋应根据本规范 11.12.3.1 至 11.12.3.4 中的规定进行设计。

**11.12.3.1**— $V_n$  应按公式(11-2)计算, 其中  $V_c$  不应大于  $0.17\sqrt{f'_c}b_0d$ ,  $V_s$  应根据本规范 11.5 中的规定进行计算。在公式(11-5)中,  $A_v$ —所有钢筋上在支架处在一个外围的周长的截面面积, 类似于柱截面的周长。

**11.12.3.2**— $V_n$  不应大于  $0.5\sqrt{f'_c}b_0d$ 。

**11.12.3.3**—柱表面到柱周围箍筋支架的第一条线的距离不应大于  $d/2$ 。在平行于柱表面的方向上, 受剪钢筋的箍筋支架的第一条线附近的间距不应大于  $2d$ 。在垂直于柱表面的方向上, 柱周围抗剪钢筋的连续线上的间距不应大于  $d/2$ 。

**11.12.3.4**—板的抗剪钢筋应满足 12.13 的锚固要求, 应将纵

## 注释

临界截面整个周长  $b_o$  上预应力不是完全有效的。所以在 这种情况下抗剪强度偏安全的取得与非预应力板的抗剪强度相同。

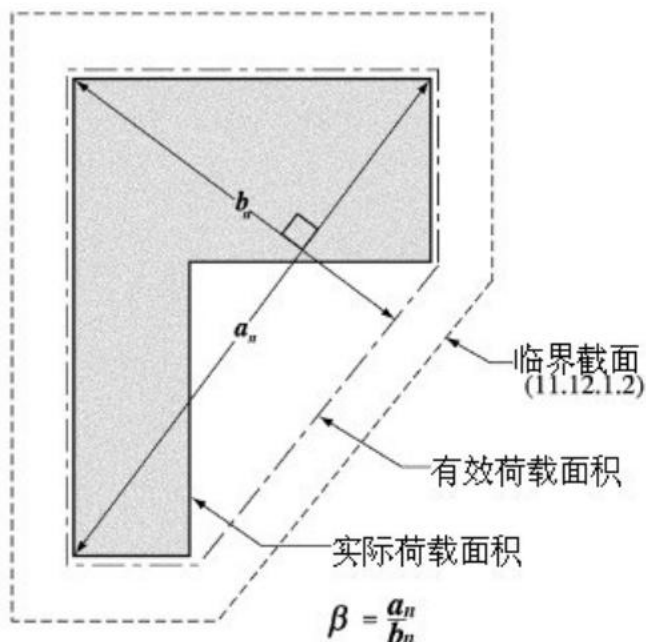


图 R11.12.2—非矩形荷载面积的  $\beta$  值

**R11.12.3**—研究 11.62—11.66 已表明, 抗剪钢筋由适当地锚固的钢筋或钢筋束和单肢或双肢箍筋, 或闭合箍筋所组成, 这样的组成方式能够提高板的抗剪承受能力。板的受剪钢筋细节的设计同 11.12.3.3 中给出的间距极限一致, 这已被证明是有效的。12.13.2 和 12.13.3 中给出的受剪箍筋的锚固要求也可以应用于板的受剪钢筋的设计中。根据 12.13 中受剪钢筋锚固的要求用于板中小于 250mm 是有难度的。受剪钢筋由机械锚固在每根垂直钢筋的跟部或者能够达到钢筋的屈服强度的钢筋组成。

在板和柱的交接处, 弯矩的传递是可以忽略的, 受剪钢筋应该对称的分布于临界截面的轴心 (图 R11.12.3(d))。在 11.12.3.3 中规定的间距极限也显示在图 R11.12.3(d) 和 (e)。在柱的边缘处或内接点处弯矩的传递是明显的, 封闭箍筋的形式应尽量对称。在图 R11.12.3(e) 中, 内柱表面 AD 和 BC 上的平均剪应力要低于 AB 表面上的, 表面 AD 和 BC 附近的封闭箍筋可沿着板的边缘承受一些扭矩。

## 规范

向弹性钢筋考虑在内。

**11.12.4**—在板中可用工字钢或槽型钢作为抗剪钢筋.在内柱支承处,传递由重力荷载产生的剪力时,应用 11.12.4.1 至 11.12.4.9 中的规定。在将弯矩传递给柱子的地方,则应当应用 11.12.6.3 中的规定。

**11.12.4.1**—每一个抗剪键应由型钢通过深埋焊法焊成互成直角的等长臂,抗剪键臂应不间断地穿过柱截面。

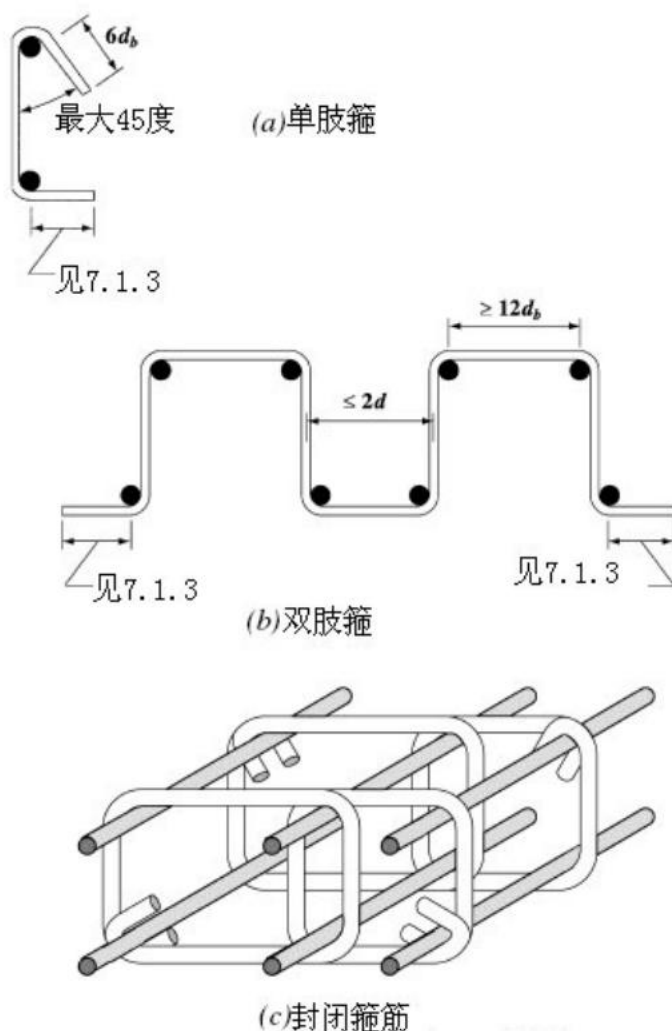
**11.12.4.2**—抗剪键的高度不应大于型钢腹板厚度的 70 倍。

**11.12.4.3**—每一抗剪键臂的端部可以切成与水平不小于 30 度的切角,只要切剩下的尖削截面的塑性抗弯强度,仍足以抵抗有该抗剪键臂分担的剪力。

## 注释

**R11.12.4**—基于已报道的试验数据[11.67],对于结构型钢构成抗剪键提供了设计方法。对于传递弯矩的柱连接抗剪键的设计在 11.12.6.3 中给出。

在设计传递由于重力作用荷载引起剪力的连接的抗剪键时,必须考虑三个基本准则。第一,必须提供最小的设计强度以保证板需要的抗剪强度在抗剪键的抗弯强度超过之前达到。第二,在抗剪键端头处板的剪应力必须限制。第三,在满足上述两个要求之后,设计者可以根据设计截面上抗剪键的抗弯作用按比例的减少板的负钢筋。

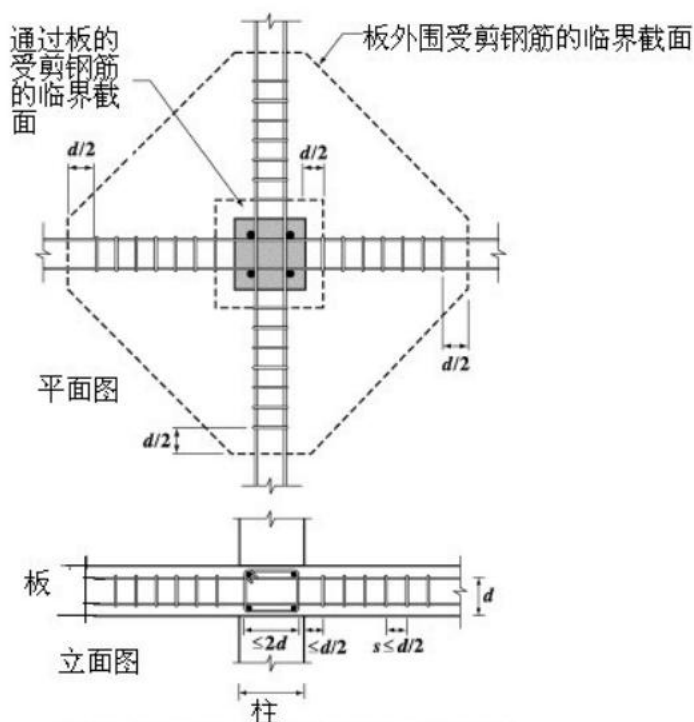


图R11.12.3(a)-(c):板的单肢,双肢箍筋

(张晔楠)

## 规范

## 注释



图R11.12.3(b)—抗剪箍筋的布置, 内柱

**11.12.4.4**—型钢的受压翼缘应布置在受压板表面  $0.3d$  以内。

**11.12.4.5**—每一个抗剪键臂的弯曲刚度和宽度为  $(c_2 + d)$  的复合板破裂面刚度的比值  $\alpha_v$  不能少于 0.15。

**11.12.4.6**—每一个抗剪键臂所能承担的塑性抗弯强度为  $M_p$ 。

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi n} \left[ h_v + \alpha_v \left( l_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (11-37)$$

$\phi$  是张拉控制系数,  $n$  是抗剪键的臂数

$l_v$  是符合 11.12.4.7 和 11.12.4.8 规定的每一根抗剪键臂的最小长度。

**R11.12.4.5**和**R11.12.4.6**—在图R11.12.4.5中给出了柱内部沿着每一个抗剪键臂的理想假定剪力分布, 沿着每一个臂的剪力是  $\alpha_v v_c / n$ 。但在柱表面最大剪应力是每个臂  $V_u / \phi n$  的总剪力减去板混凝土受压区域给柱提供的剪力。后一项可以表示为  $(v_c / n)(1 - \alpha_v)$ , 当有一个很强的抗剪键时, 其值接近零; 当抗剪键很弱时, 其值接近  $V_u / \phi n$ 。等式11-37来自于  $\phi v_c$  是极限剪力  $V_u$  一半的假设。在这个等式中,  $M_p$  是每一个抗剪键臂的抗弯强度。当达到这个强度时能够保证建立达到  $V_u$ 。 $l_v$  是柱中心到抗剪键端头的距离。 $c_1 / 2$  是柱在此方向尺寸的一半。

## 规范

## 注释

**11.12.4.7**—板受剪的临界截面应该垂直于板平面，且应该穿过每一个抗剪键臂，从柱头到抗剪键臂端头长度的  $3/4$ ，即  $3/4[l_v - (c_1/2)]$ 。临界截面应该使得周边宽度  $b_0$  最小但不能小于设计的最小宽度。

**R11.12.4.7**—11.67 的试验结果表明，具有配筋不足的抗剪键的板，在剪力键端部处临界截面上的剪应力小于  $0.33\sqrt{f'_c}$  时就破坏，虽然用超配筋的抗剪键能使抗剪强度到大致相当于  $0.33\sqrt{f'_c}$ ，有限的试验资料建议设计得偏安全为好。因此，在抗剪键端部以内假定的临界截面上抗剪强度按  $0.33\sqrt{f'_c}$  计算。临界截面取通过剪力键臂从柱表面至剪力键端部的距离四分之三，即  $3/4[l_v - (c_1/2)]$ 。但是，这假定的临界截面至柱的距离不需要取得小于  $d/2$ 。见图 R11.12.4.7

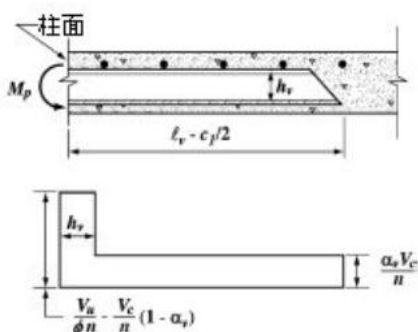


图 R11.12.4.5—抗剪键的理想剪切作用

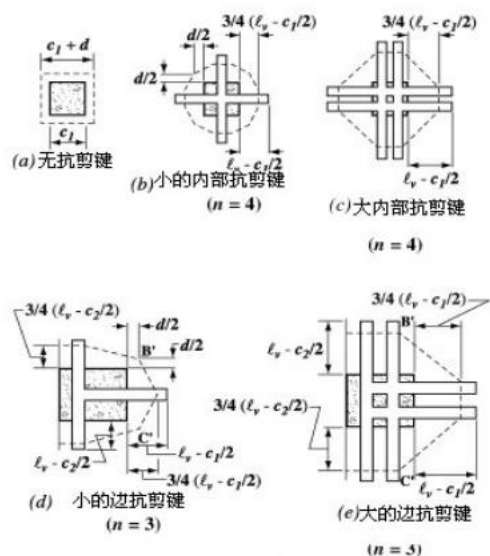


图 R11.12.4.7—12.4.7 规定临界截面的位置

## 规范

**11.12.4.8**—第11.12.4.7条所确定的临界截面上, 抗剪强度  $V_n$  不应大于  $0.33\sqrt{f_c'}b_0d$ , 当设置抗剪键钢筋后, 在第11.12.1.2 (a)项所确定的临界截面上,  $V_n$  不应大于  $0.6\sqrt{f_c'}b_0d$ 。

**11.12.4.9**—可假设一个抗剪键对每一板柱带提供一个抵抗弯矩  $M_v$  其值可按下式计算:

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2n} \left( l_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (11-38)$$

式中,  $\phi$  是抗剪强度折减系数,  $n$  是臂的个数,  $l_v$  是每个抗剪键臂的实际长度。但  $M_v$  不应大于下列诸值中之最小者:

- (a) 每一板柱带需要的设计总弯矩的30%,
- (b) 在  $l_v$  长度范围内柱带中弯矩的变化,
- (c) 由公式 (11-37) 算出的  $M_p$  值。

**11.12.4.10**—当考虑不平衡弯矩时, 抗剪键必需有足够的锚固来将  $M_p$  传递给柱子。

#### 11.12.5—带有孔洞的板

当板中孔洞的位置与集中荷载或反力作用面积的距离小于板厚的10倍, 或无梁楼盖中孔洞位于第13章所确定的柱带以内时, 第11.12.1.2 和11.12.4.7 条所确定的板受剪临界截面, 应按下列条款修定:

**11.12.5.1**—对不设抗剪键的板, 通过荷载或反力作用面积的中心点, 作切线与孔洞的外廓线相切, 则原临界截面位于两切线间包围的周边部分应认为是无效的。

**11.12.5.2**—对设置了抗剪键的板, 其周边的无效部分应是第11.12.5.1 条中确定的一半。

## 注释

**R11.12.4.9**—假如在柱表面处的峰值剪力略去不计并且开裂荷载  $V_c$  再次假定为  $V_u$  的一半, 则抗剪键的抵抗弯矩  $M_v$ , 可偏安全地按公式 (11-38) 计算, 式中  $\phi$  为弯曲系数。

**R11.12.4.10** 见 R11.1.26.

#### R11.12.5—带有孔洞的板

板 (或基础) 中孔洞的设计规定在参考文献11.3 中制定。靠近典型孔洞和自由边的临界截面的有效部份的位置用虚线示于图R11.12.5附加的研究(11.39) 已证实这些规定是偏安全的。

## 规范

## 11.12.6—板柱节点中弯矩的传递。

**11.12.6.1**—重力荷载，风荷载，地震荷载或者其他横向荷载使得板和柱中的不平衡弯矩 $M_u$ 的传递由13.5.3规定，

$\gamma_f M_u$ 是由弯矩来传递的，剩下的不平衡弯矩 $\gamma_v M_u$ 是剪力对临界截面（11.12.2.1定义的）中心的偏心距来传递的

**11.12.6.2**—由剪力偏心距传递的弯矩产生的剪应力是围绕临界截面（11.12.2.1定义的）中心限线性变化的。由

$V_u$ 和 $M_u$ 产生的最大剪应力不能超过 $\phi V_n$

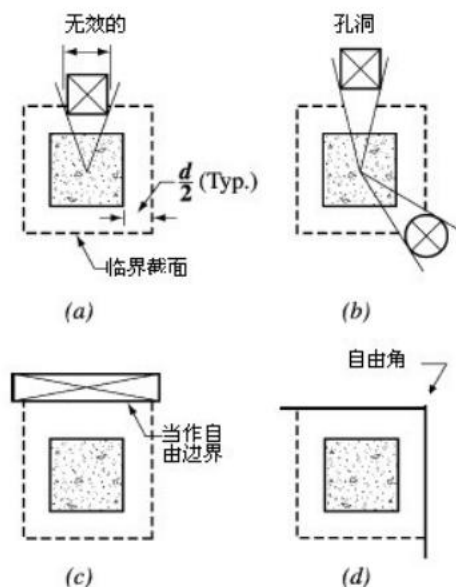
(a)对于没有抗剪钢筋的构件

$$\phi V_n = \phi V_c / (b_0 d) \quad (11-40)$$

其中 $V_c$ 是 11.12.2.1 和 11.12.2.2 规定的

(b) 对于有抗剪钢筋的构件(抗剪键除外)

## 注释



图R11.12.5—孔洞和自由边界的作用（有效长度虚线表示）

## R11.12.6—板柱节点中弯矩的传递。

**R11.12.6.1**—在参考文献11.68 中发现，在柱与板之间传递弯矩的场合，应考虑60%的弯矩由通过11.12.1.2 中规定的临界截面周边弯曲来传递，40%的弯矩由剪力对临界截面重心的偏心来传递。对于矩形柱，假定由剪力传递的那部分弯矩随着抵抗弯矩的临界截面宽度增加而增加，如规范公式（13—1）给出的。

参考文献11.68 中的大多数数据是从矩形柱试验得出的，对于圆形柱几乎得不到资料。这些可近似作为方形柱。图 R13.6.2.5表示与一些非矩形构件面积相同的方形支座。

**R11.12.6.2**—假定内柱或外柱应力分布如图R11.12.6.2 所示。临界截面的周长ABCD按11.12.1.2 确定。设计剪力 $V_u$ 和不平衡弯矩 $M_u$ 在临界截面重心轴c-c上确定。最大设计剪应力可计算如下：

$$V_u(AB) = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u C_{AB}}{J_c} \text{ 或}$$

$$V_u(CD) = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u C_{CD}}{J_c}$$

其中 $\gamma_v$ 时公式（11—39）给出的。对于中柱， $A_c$ 和 $J_c$ 按



## 规范

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) / (b_0 d) \quad (11-41)$$

和  $V_s$  是 11.12.3.1 规定的。这样的设计应该考虑柱周围的剪应力，剪应力取决于极限剪力和弯矩，但是不能超过  $\phi 0.17 \sqrt{f'_c}$ 。剪应力在围绕柱子的箍筋脚最外处  $d/2$  的临界截面上。

## 注释

照如下计算：

$A_c$  = 为假定临界截面的混凝土的面积

$$= 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$J_c$  = 假定的临界截面类似于极惯性矩的特性为：

$$\frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

板的边柱和角柱的  $A_c$  和  $J_c$  可以从相似的方程得到。

根据 13.5.3，在板和柱中没有给剪力偏心距传递的那部分不平衡弯矩应该由弯曲作用来传递，保守的设计是这部分弯矩由有效板宽(13.5.3.2 规定)范围内的弯矩来传递。设计者经常将柱带钢筋集中起来来调节这个不平衡弯矩，由 11.68 的实验数据可以得出，这种做法不会增加抗剪强度，但是能够加强板柱之间的连接。

实验 11.69 的数据可以表明，板柱的连接传递弯矩的能力可以用 11.12.6 和 13.5.3 来计算。

当用抗剪钢筋的时候，在抗剪钢筋以外的临界界面是一个多边形(图 R11.12.3(d)和(e))。在这样的截面上计算剪应力可以见参考文献 11.66。

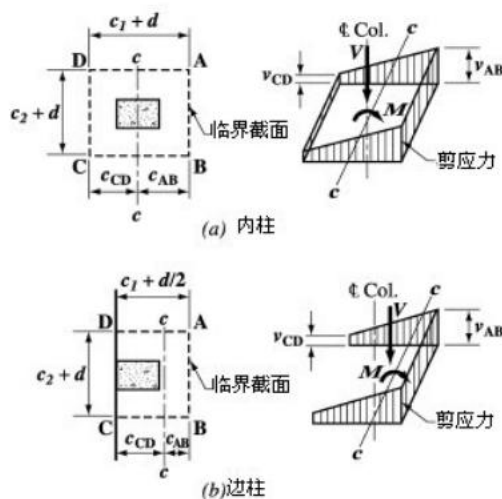


图 R11.12.6.2—假定的剪应力的分布

**11.12.6.3**——当抗剪钢筋由结构筋组成，或者抗剪键时槽形截面时，由作用在临界截面（由 11.12.4.7 规定）上的

**R11.12.6.3**——试验 (11.48) 表明由 11.12.1.2 (a) 和 11.12.1.3 中规定的临界截面对计算由弯矩传递引起的剪

## 规范

竖向荷载引起的剪应力和由剪力对临界截面（11.12.1.2（a）和 11.12.1.3 规定）偏心距传递的弯矩所引起的剪应力之和不能超过  $\phi 0.33\sqrt{f'_c}$ 。

## 注释

应力，即使在采用抗剪键时，也是合适的。然后，即使对直接剪力的临界截面与对由弯矩传递引起剪力的临界截面不同，它们在开始破坏的柱角处也是重合或很接近。因为抗剪键吸收了汇集到柱上的大部份剪力，取最大剪应力为这两部份之和是偏安全的。

## 第 12 章 钢筋的连接和锚固

### 规范

#### 12.1—钢筋锚固的一般规定

**12.1.1**—钢筋混凝土构件每一截面处，钢筋在截面两侧均应有埋入长度、弯钩或机械锚固、或它们的合并措施，以使该截面上钢筋的计算拉力或压力得以发挥。弯钩不能用来锚固受压钢筋。

**12.1.2**——本章中所用的 $\sqrt{f_c}$ 不应该超过8.3MPa。

### 注释

#### R12.1—钢筋锚固的一般规定

钢筋的锚固长度第一次是在1917年的规范中介绍的，代替了早期版本中弯曲结合力和锚固粘结力的双重要求。不再考虑强调额定粘结应力峰值计算的弯曲结合力，考虑纵向受拉钢筋整个长度上平均粘结抗力更有意义。一部分因为年粘结力检验考虑植入钢筋的抗力，另一是因为在局部粘结应力中，极限变量存在接近弯曲破坏。

钢筋的锚固长度是基于植入钢筋表面可获得的平均抗力，锚固长度是必须的，是因为约束混凝土和高应力钢筋之间会有相对的露裂破坏，单根钢筋植入混凝土中就不需要很大的锚固长度，一排钢筋植入大量混凝土中，沿着钢筋的平面产生了带着纵向露裂的削弱平面。

在应用中，锚固长度的设计要求达到钢筋中应力峰值点以为的最小长度和钢筋的延伸长度，这种应力峰值发生的点见12.10.2。

强度减小系数 $\phi$ 锚固长度和连接长度的等式，允许的强度减小系数已经包含在限定的锚固和连接长度的表达式中了。

符号的单位是用来帮助使用者的，不是为了避免用其他单位来表示，例如：米和千牛。

从钢筋中的峰值应力点起，钢筋必须有一定的长度或锚固来发挥应力。这个锚固长度在这种峰值应力点的二侧都是需要的。在临界应力点的一侧，钢筋常常连续相当长的距离，以致只需在另一侧进行计算，例如，负弯矩钢筋通过支座延续到下一跨的跨中。

## 规范

## 12.2—受拉变形钢筋和钢丝的锚固

**12.2.1**—受拉作用下变形钢筋和钢丝的锚固长度  $l_d$  可由 12.2.2 或者 12.2.3 得出, 但是不能少于 300mm。

**12.2.2**—对于变形钢筋或变形钢丝,  $l_d$  应该按照以下计算:

	19号及以下的钢丝或者钢筋	22号及以上的钢筋
锚固或连接钢筋或钢丝的净间距不小于 $d_b$ , 混凝土保护层厚度不小于 $d_b$ , 穿过 $l_d$ 的箍筋不小于规范最小值或者锚固或连接钢筋或钢丝的净间距不小于 $2d_b$ , 混凝土保护层厚度不小于 $d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{2.1 \sqrt{f_c'}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.7 \sqrt{f_c'}}\right) d_b$
其他情况	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.47 \sqrt{f_c'}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.1 \sqrt{f_c'}}\right) d_b$

**12.2.3**—对于变形钢筋或变形钢丝,  $l_d$  应该按是

$$l_d = \left[ \frac{f_y}{1.1 \sqrt{f_c'}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b \quad (12-1)$$

其中  $(c_b + K_{tr})/d_b$  这一项不能超过 2.5, 且

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n} \quad (12-2)$$

其中  $n$  是沿着破裂面锚固或连接钢筋或钢丝的数量, 当横向钢筋存在时, 我们可以取  $K_{tr} = 0$  作为简化设计计算。

## 注释

**R12.2**—受拉变形钢筋和钢丝的锚固

一般锚固计算公式(等式12-1)用于12.2.3。这个等式是基于先前408委员会建议确定的关于锚固长度的表达式。在等式12-1中,  $c_b$  最薄层混凝土保护层的影响系数, 钢筋或者钢丝保护层厚度(在两种情况下都是到钢筋或钢丝的中心), 或者钢筋和钢丝中对中的间距。 $K_{tr}$  表示穿过潜在破裂面的约束钢筋的作用。 $\Psi_t$  顶部钢筋对浇注位置的不利影响系数。 $\Psi_e$  是环氧涂层的影响系数。 $\Psi_e \Psi_t$  的乘积有限制。钢筋尺寸系数  $\Psi_s$  反映了直径较小的钢筋具有更好的作用。 $\lambda$  反映了轻质混凝土的低拉力强度和霈裂抗力的减少, 这种抗力的减少使得锚固长度在轻质混凝土中增加。 $(c_b + K_{tr})/d_b$  的极限值是 2.5。当  $(c_b + K_{tr})/d_b < 2.5$  时, 霈裂破坏就不会产生, 若大于 2.5, 钢筋将会拔出。增加保护层厚度和横向钢筋也不能增加其锚固能力。

等式12-1给设计者展示了控制锚固长度的各种变量, 当其中的一些系数省略后使得锚固长度设计偏保守, 那么设计者可以不考虑那些系数。

12.2.2和12.2.3的规定提供了两个层面上的方法。使用者既可以用  $(c_b + K_{tr})/d_b$  来计算  $l_d$  的长度(12.2.3), 也可以用

12.2.2两种  $(c_b + K_{tr})/d_b$  的预选值来计算  $l_d$ 。

12.2.2这一节认识到了许多现在实际建设情况下使用沿着约束钢筋(如箍筋,  $(c_b + K_{tr})/d_b$  的值至少 1.5)的间距和保护层厚度的值。例子中包括最小净保护层厚度  $d_b$  和最小净间距  $2d_b$  或者是最小净间距  $d_b$  和最少箍筋的组合, 在那些频繁发生的情况下, 对于粗钢筋的锚固长度取  $l_d = [f_y \Psi_e \Psi_t \lambda / (1.7 \sqrt{f_c'})] d_b$ 。

在ACI318-95对于锚固的规定中, 对过去规定的对比和对基本实验数据的核对, 表明19号及以下的钢筋或钢丝, 锚固长度在  $\Psi_s = 0.8$  时可以减少 20%。这是表格12.2.2中间栏的基础。当混凝土保护层厚度不够, 或没有达到最少箍筋要求时, 7.6.1和7.7中极限最小净间距和7.7中最小混凝土保护层厚度要求  $c_b$  达到最小值  $d_b$ 。在其他情况下的

## 规范

**12.2.4**—用于在拉力作用下，表达式中变形钢筋和钢丝的锚固长度的系数如下：

(a) 水平钢筋设置得在锚固长度或接头下面浇筑在构件中的新混凝土厚度大于300 mm， $\Psi_e = 1.5$ ；其他情况下， $\Psi_e = 1.0$ 。

(b) 对于保护层厚度小于3d的具有环氧涂层的钢筋和钢丝，或者净间距小于 $6d_b$ ， $\Psi_e = 1.2$ ；没有环氧涂层的钢筋和钢丝， $\Psi_e = 1.0$ 。但是 $\Psi_t\Psi_e$ 的值不能超过1.7。

(c) 对于19号及以下的钢筋和钢丝， $\Psi_s = 0.8$ 。对于22号及以上的， $\Psi_s = 1.0$ 。

(d) 当应用轻质混凝土时， $\lambda = 1.3$ ，但是当 $f_{ct}$ 确定以后，

$\lambda$ 可以取 $0.56\sqrt{f_c'}/f_{ct}$ ，但 $\lambda$ 不

能小于1.0，当为普通混凝土时， $\lambda = 1.0$ 。

## 注释

值是按照等式12-1中 $(c_b + K_{tr})/d_b = 1.0$ 来得到的。

使用者可以建立简单有用的等式。例如，在全部的结构中，普通混凝土（ $\lambda = 1.0$ ），没有涂层的钢筋（ $\Psi_e = 1.0$ ），

22号及以上的底部钢筋（ $\Psi_t = 1.0$ ）， $f_c' = 28\text{MPa}$ 和420级钢筋，那么 $l_d$ 的值可以减少到

$$l_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.1\sqrt{28}} d_b = 47d_b \quad \text{或}$$

$$l_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.1\sqrt{28}} d_b = 72d_b$$

因此，只要有最小保护层厚度 $d_b$ 和最小净间距 $2d_b$ ，或者有最小保护层厚度 $d_b$ 和最小净间距 $d_b$ 且满足最少箍筋的要求，设计者就可以用 $l_d = 47d_b$ 。当钢筋间距过密或者保护层厚度不够时就要求 $l_d = 72d_b$ 。

用于12.2.3的许多使用的组合，如侧面混凝土保护层厚度，净保护层厚度和约束钢筋能够大量减少12.2.2中的锚固长度。例如，最小混凝土保护层厚度不小于 $2d_b$ 和最小净间距不小于 $4d_b$ 且没有任何约束钢筋的情况下，

$(c_b + K_{tr})/d_b$ 的值是2.5，只需要 $28d_b$ 的锚固长度。

**R12.2.4**—钢筋的位置系数取决于钢筋在新浇混凝土中布置的位置。在1989年，根据研究（12.4.12.5），这个系数已经减少到1.3。

轻集料影响系数 $\lambda$ 在1989年的规范中对于任何类型的轻集料都是一样的，对弯钩钢筋锚固的研究不支持以前规范中对全轻和砂轻混凝土规定的差异，规定了单一值1.3，当轻混凝土的劈裂抗拉强度已规定时，12.2.4允许用一个较低的系数。见5.1.4。

环氧涂层钢筋的研究（12.6-12.8）表明，因为涂层阻碍了钢筋与混凝土之间的粘附作用，锚固强度降低了。这个系数反映很可能发生的锚固破坏的类型。当保护层或间距小时，会发生劈裂破坏并且锚固或粘结强度显著降低。当保护层或钢筋间距大时排除了劈裂破坏并且环氧涂层对锚固强度的影响也不是这么大。研究（12.9）表明，虽然保护层或间距可能小，可以用加入横跨劈裂平面的横向钢筋增大锚固强度，并约束劈裂裂缝。

## 规范

## 12.2.5—超配筋

除了特别需要锚固或发挥屈服强度了  $f_y$  的地方或钢筋按 21.2.1.4 条规定设计者外,当受弯构件中钢筋超过计算需要时,锚固长度可降低……………( $A_s$ 需要的/ $A_s$ 配置的)

## 12.3—受压变形钢筋的锚固

**12.3.1**—受压变形钢筋的锚固长度  $l_{dc}$ , 应为第12.3.2 条的基本锚固长度  $l_{dc}$  和第12.3.3 条的相应的修正系数的乘积, 但  $l_{dc}$  不应小于200mm。

**12.3.2**---对于变形钢筋和钢丝,  $l_{dc}$  可取  $(0.24 f_y / \sqrt{f_c}) / d_b$

和  $(0.34 f_y) / d_b$ , 其中常量0.34的单位是 $\text{mm}^2/\text{N}$ .

12.3.3--对于下列情况, 基本锚固长度  $l_{dc}$  可乘以下列适当的系数:

(a) 配筋超出计算需要…………… ( $A_s$ 设计的 /  $A_s$ 实配的)

(b) 螺旋筋和钢筋箍包围在直径不小于 6mm 螺旋间距不大于 100mm 的螺旋钢筋内的钢筋, 或在符合第 7.10.5 条中至中间距不大于 100mm 的的钢筋箍内的钢筋…0.75

## 注释

因为环氧涂层钢筋的粘结力已经由于钢筋和混凝土之间粘附作用的损失而降低, 对于顶部钢筋系数和环氧涂层钢筋系数的乘积规定上限为1.7。

虽然现在对沿着拉力锚固和连接长度方向上的横向钢筋没有要求, 最近的研究 (12.10.12.11) 表明在具有很大抗压强度的混凝土中, 在没有足够横向钢筋处脆性的锚固破坏就会发生。在25和26号钢筋的搭接布置在  $f_c'$  大约为 105MPa的混凝土中的实验中, 横向钢筋增强了锚固的延性。

**R12.2.5**—超配筋

在需要全部了  $f_y$  的锚固的情况下, 不用这基于面积的折减系数。例如, 对于按12.11.2 在支座处正弯矩钢筋的锚固、对于按7.12.2.3 收缩和温度钢筋的锚固或对于按7.13和13.4.8.5 设置的钢筋的锚固, 这超配筋系数不适用。

**R12.3**—受压变形钢筋的锚固

弯拉裂缝的削弱影响对受压钢筋是不存在的, 并且通常钢筋端部承压在混凝土上是有利的。所以, 对受压钢筋规定了比受拉钢筋较短. 当钢筋包围在柱型螺旋筋内或在围绕每根钢筋或钢筋组的单独螺旋箍内时, 基本锚固长度可减少25%. 在有多余钢筋的情况下, 钢筋的锚固长度可以按照规定减少。



## 规范

## 12.4—钢筋束的锚固

**12.4.1**—在拉力作用下,钢筋束中各根钢筋的锚固长度,三根一束的比单根的增加20%,四跟一束的要增加33%。

**12.4.2**——为了12.2中确定一个合适的系数,把钢筋束看作单根钢筋,具有一个直径,面积是各根钢筋的面积和。

## 12.5—受拉标准弯钩的锚固

**12.5.1**——带有标准弯钩(7.1节)的受拉变形钢筋的锚固长度 $l_{dh}$ ,应按第12.5.2条的基本锚固长度 $l_{dh}$ 和第12.5.3条的适当修正系数来计算,但 $l_{dh}$ 不应小于 $8d_b$ ,也不应小于150mm。

**12.5.2**——对于变形钢筋, $l_{dh}$ 用 $(0.24\psi_e\lambda/\sqrt{f_c'})/d_b$ 来计算.具有环氧涂层时, $\psi_e$ 取1.2;使用轻质混凝土时, $\psi_e$ 取1.3;其他情况下 $\psi_e$ 都取1.0。

**12.5.3**——基本锚固长度 $l_{dh}$ 应对下列各种情况乘以相应的系数:

(a)对于对于36号和小于36号的钢筋,侧边保护层(垂直于弯钩平面)不小于65mm,对于90度弯钩,其弯钩端部保护层不小于50mm……………0.7

(b)对于对于36号和小于36号的钢筋具有90度弯钩,具有垂直于锚固钢筋的钢筋箍或箍筋,沿着 $l_{dh}$ 方向的间距不大于 $3d_b$ 或者具有平行于锚固钢筋的钢筋箍或箍筋,沿着弯钩弯头的端部延伸方向的间距不大于 $d_b$ ……………0.8

(c)对于对于36号和小于36号的钢筋具有180度弯钩,具有垂直于锚固钢筋的钢筋箍或箍筋,沿着 $l_{dh}$ 方向的间距不大于 $3d_b$ ……………0.8

## 注释

**R12.4**—钢筋束的锚固

**R12.4.1**——当三根或四根钢筋绑扎成一束是,每一根钢筋的锚固长度都要增加,因为成束使得更难于从钢筋之间的“核芯”中调动粘结承载力,需要额外伸长。设计者还应注意涉及一束钢筋单根钢筋切断点的7.6.6.4以及涉及成束钢筋接头的12.14.2.2。当按12.14.2.2计算成束钢筋的接头长度时,适用第12.4节锚固长度的增加。12.5不包含具有一个标准弯钩的钢筋束的锚固。

**R12.4.2**——虽然成束钢筋的接头和锚固长度是以单根钢筋的直径为基础相应增加20%或33%,当考虑保护层和净距以及表示混凝土劈裂趋势的系数时,必须用钢筋的等效总面积导出的整束钢筋的等效直径。

**R12.5**—受拉标准弯钩的锚固

带钩钢筋锚固的规定在1983年规范中作了大量修改。带钩钢筋破坏研究表明,在弯钩平面内混凝土保护层劈裂是破坏的主要原因并且劈裂首先发生在局部应力集中很高的弯钩内侧。因此,弯钩锚固长度是控制弯钩内侧压应力大小的钢筋直径 $d_b$ 的直接函数。只考虑标准弯钩(7.1节)并且较大的弯曲半径的影响不能按第12.5节估计。带钩钢筋锚固规定给出如图R12.5.1所示的带钩钢筋总埋入长度。锚固长度 $l_{dh}$ 从临界截面量起至弯钩的外端(或边缘)。

锚固长度 $l_{dh}$ 为12.5.2的基本锚固长度 $l_{dh}$ 与12.5.3合适的修正系数的乘积。假如侧边保护层大于而有效地避免劈裂并且设置了钢筋箍,则12.5.3.2和12.5.3.3的系数都可以用。

对钢筋屈服强度、超配筋、轻混凝土以及反映由混凝土和横向钢筋箍或箍筋提供劈裂承载力的系数,提供了修正系数.这些系数是以参考文献12.2和12.3的建议为基础的。

试验12.12表明,在弯头附近密布箍筋对于弯钩钢筋上非常有效的,由于施工的原因,这个方法并不实用,12.5.3(b)的修正系数用于图12.5.3的(a)和(b)中,图12.5.3(a)表明,沿着锚固方向,垂直于锚固钢筋的箍筋 $l_{ab}$ ,图12.5.3(b)表明,沿着弯钩和弯头的末端延伸长度平行于锚固钢筋的箍筋,后一种是典型的梁柱节点。

规范

(d) 锚固钢筋  $f_y$  值没有指定,且实配的钢筋超出设计的钢

筋……(  $A_s$ 设计的/  $A_s$ 实配的)

12.5.3的(b)和(c)中,  $d_b$  是弯钩钢筋的直径,第一个箍筋和弯头的间距应在 $2d_b$  以内。

注释

12.5.3(d)中, 多余钢筋系数只能用于纵向钢筋没有明确要求的条件下, 轻质混凝土  $\lambda$  是 ACI318.83 中 12.2.3.3 过程的简化, 从 18%到 33%的变化取决于轻质集料的使用数量不详直钢筋锚固那样, 上层钢筋和其他钢筋没有区别. 这样一个区别在任何情况下对于弯钩钢筋都是可以满足的。规定  $l_{db}$  的值来防止由于弯钩离临界截面很近而产生的直接拉出破坏。在压力条件下, 弯钩就失去作用了。

实验 12.13 表明, 如果使用环氧涂层, 弯钩的锚固长度应该提高 20%, 因为环氧涂层使得粘结力减少。

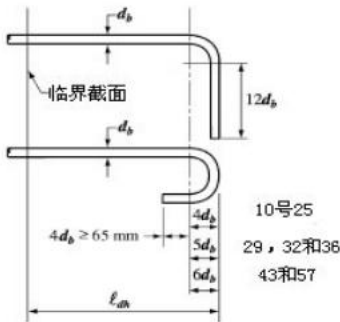
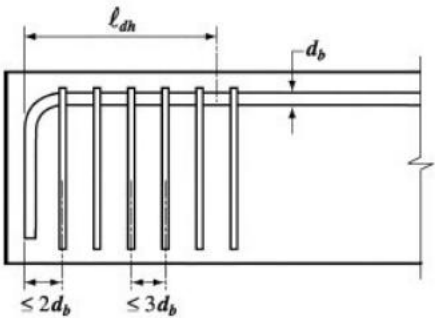
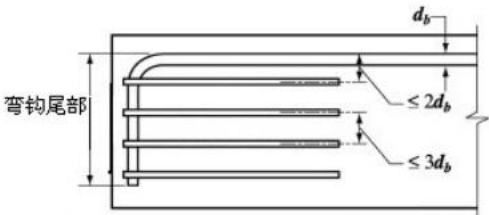


图12. 5— 弯钩钢筋的标准弯钩锚固详图



图R12. 5. 3(a) —在垂直于锚固筋的箍筋沿纵向的布置



图R12. 5. 3(b)—箍筋平行于锚固钢筋, 沿着弯钩和弯头的末端延伸方向布置

## 规范

**12.5.4**——在构件的简支（不连续）端，对于用标准弯钩发挥强度的钢筋，在弯钩处两侧边的保护层与顶部（或底部）保护层均小于 65mm，带钩钢筋沿整个锚固长度  $l_{dh}$  内应封闭在间距不大于  $3d_b$  的钢筋箍或封闭箍筋内，其中  $d_b$  是带钩钢筋的直径。在此情况下，不应采用第 12.5.3.3 条的系数。

**12.5.5** 一弯钩对受压钢筋的锚固是不起作用的。

## 12.6——机械锚固

**12.6.1**——任何机械装置的设计方式，如果能够提高钢筋强度且没有破坏混凝土，都是可以用来锚固的。

**12.6.2**——应该证明这种机械装置的试验报告，报送建筑质检人员。

**12.6.3**——钢筋的锚固应该由机械锚固和在钢筋最大应力点和机械锚固间的附加植入长度组成。

## 12.7——受拉焊接变形钢丝网的锚固

**12.7.1**——焊接变形钢丝网的锚固长度  $l_a$ ，从临界截面到钢丝的末端，用 12.2.2 或 12.2.3 计算所得的锚固长度乘以 12.7.2 或 12.7.3 的系数。 $l_a$  的值可以由 12.5.2 的规定来修

## 注释

**R12.5.4** 一假如侧面保护层垂直于弯钩平面和顶部保护层或底部保护层（在弯钩平面内）都小，一则钢筋弯钩特别容易使混凝土劈裂破坏。参见图 R12.5.4。在由混凝土提供最小约束的情况下，由钢筋箍或箍筋提供的约束是很重要的，尤其是当必须由带钩钢筋和这样小的保护层来发挥钢筋全部强度时更是如此。弯钩需要钢筋箍或箍筋约束的典型情况是在简支梁的端部、在悬臂梁的自由端以及在构件伸入节点而不伸过节点的构件端部。相反，假如计算的钢筋应力较小，因此对钢筋锚固不需要弯钩，则钢筋箍或箍筋是不必要的。还有，对于由垂直于弯钩平面两边上连续的板提供约束的板的不连续端部处的带钩钢筋，12.5.4 的规定不适用。

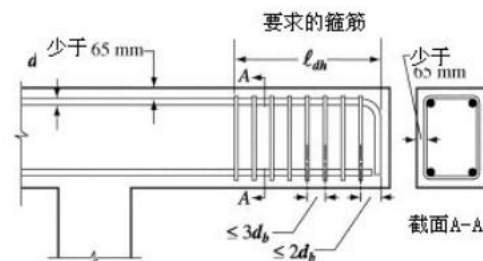


图 12.5.4 (a)——有 12.5.4 混凝土保护层

**R12.5.5**——受压时，弯钩无效并且不能作为锚固使用。

## R12.6——机械锚固

**R12.6.1**——机械锚固能够为预应力钢筋和普通钢筋提供足够的强度。

**R12.6.3**——钢筋总的锚固由个部分贡献的锚固作用的总和，若机械锚固不能满足钢筋的设计强度，机械锚固和在临界截面间提供钢筋的附加植入长度。

## R12.7——受拉焊接变形钢丝网的锚固

图 R12.7 表示对在锚固长度范围内有一根横向钢丝的变形钢丝网的锚固要求。在 ASTM A497 变形钢丝网规程中，不要求焊接如光面钢丝网（ASTM A185）要求的焊接

## 规范

正。但是除了 12.18 用于搭接计算时,  $l_d$  的值不应该少于 200mm。当用 12.7.2 焊接钢丝网的系数时, 应该根据 12.7.2 或 12.7.3 的规定, 取  $\psi_e = 1.0$  来用于具有环氧涂层的焊接钢丝网。

**12.7.2**——在锚固长度  $l_d$  以内至少具有一根横向钢丝, 且距临界截面的距离不少于 50mm, 那么这个焊接钢丝的系数是  $\frac{f_y - 240}{f_y}$  和  $\frac{5d_b}{s}$ 。但是不能超过 1.0,  $s$  是锚固钢丝的间距。

**12.7.3**——在锚固长度  $l_d$  以内没有横向钢丝, 或者有一根且距临界截面的距离少于 50mm, 这个焊接钢丝的系数取为 1.0,  $l_d$  的长度按照变形钢筋来确定。

**12.7.4**——在锚固长度方向, 焊接变形网中具有任何的光面钢丝, 那么钢筋的锚固应该根据 12.8。

### 12.8—受拉焊接光面钢丝网的锚固

光面钢丝网的屈服强度的发挥可以考虑植入两根横向钢丝来实现。其中较近一根离临界截面不能少于 50mm,  $l_d$

不能少于  $3.3 \frac{As}{s} \left( \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \right) \lambda$ ,  $l_d$  为临界截面到最外的那根

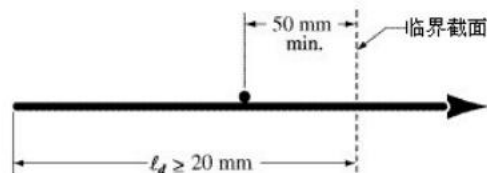
横向钢丝的距离,  $s$  是锚固钢丝的间距。当实配钢筋超出设计钢筋时,  $l_d$  可以根据 12.2.5 来折减。除了 12.19 的搭接计算外,  $l_d$  不能小于 150mm。

### 12.9—预应力钢筋的锚固

## 注释

一样强。因此, 把某些锚固归因于焊接, 把某些锚固归因于变形钢丝的长度。根据以前规范对钢丝锚固的规定、按假定在锚固长度内只有一根横向钢丝, 简化锚固计算。12.7.2 的系数用于 12.2 计算的变形钢丝的锚固长度, 但无条件最小为 200mm。光面钢筋网的增值不能超过 1, 这一明确阐述对以前的过量问题进行了修正。这些增值通过应用 1983 规范中焊接变形钢丝网和焊接变形钢筋的  $l_{db}$  值来推出。

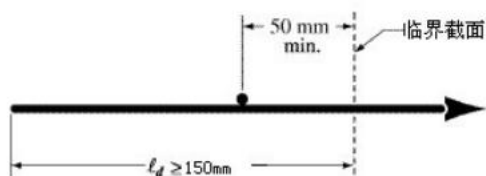
12.14 的实验表明, 具有环氧涂层的焊接钢丝网和不具有环氧涂层的都具有相同的锚固和连接强度。因为横向钢丝给钢丝网提供主要的锚固作用。因此环氧涂层系数为 1.0 用在连接和锚固长度内具有横向钢丝和环氧涂层的焊接钢丝网。



图R12.7—焊接变形钢丝的锚固

### R12.8—受拉焊接光面钢丝网的锚固

图 12.8 表示锚固主要取决于横向钢丝位置的光面钢丝网的锚固要求。对于由较细钢丝制成的网, 距离临界截面 50mm 或 50mm 以上的横向钢丝至少二根的埋置足以发挥锚固钢丝的全部屈服强度。然而, 对于由较粗的间距密的钢丝制成的网, 需要较长的埋置并且对这种网规定最小锚固长度。



图R12.8—焊接光面钢丝的锚固

### R12.9—预应力钢筋的锚固

对预应力钢绞线的锚固要求意图是为构件强度提供粘结

## 规范

**12.9.1**——除 12.9.1.1 的规定，7 股预应力钢丝需要在临界截面以外有一个粘结长度，不小于

$$l_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right)d_b \quad (12-4)$$

括号内时没有单位的常量。

**12.9.1.1**——在构件街面上， $l_d$  提供的预应力钢筋应力超过了这个截面上按照等式 12-4 计算所得  $l_d$  能产生的应力，那么  $l_d$  可以减

**12.9.2**——在构件端部限定勘察的横截面在规定的极限荷载下需要发挥全部设计强度，而当一股或者多股预应力钢丝的粘结没有延伸到构件端部，或者预应力锚固强度内有集中荷载的情况下，则不需要。

## 注释

完整性。这些规定是以最小保护层 50mm 的普通混凝土构件试验为基础的。这些试验不能代表在水灰比低、没有坍落度的混凝土中钢绞线的性能。制作方法应确保钢绞线周围混凝土的固结作用，在钢筋和混凝土之间完全接触。当采用水灰比低、没有坍落度的混凝土时，应给予格外注意。

第一项（方程 12-4）表示钢绞线传递长度，即钢绞线必须与混凝土粘结以发挥钢绞线中预应力  $f_{se}$  的距离。第二项表示附加长度，在附加长度上钢丝必须粘结使在构件的标定强度可以发挥钢绞线中应力  $f_{ps}$ 。

预应力的粘结是钢筋周边轮廓面积、钢筋表面条件、钢筋应力以及把钢筋力传递给混凝土所用方法的函数。对于粘结的施加，质量保证过程应该确保预应力钢丝的具有足够的粘结。预制混凝土的生产要根据符合本部分规定的预应力钢丝粘结特性，表面轻微锈蚀的钢绞线的传递长度比清洁钢绞线的传递长度明显的短。允许平缓放松的钢绞线比突然切断的钢绞线有较短的传递长度。

第 12.9 节的规定不适用手光面钢丝，也不适用于端部锚固的预应力筋。可以预期光面钢丝的长度由于缺乏机械咬合作用而要长得多。当最初滑移发生时，光面钢丝将发生弯曲粘结破坏。

**R12.9.1.1**——图 R12.9 表明钢筋应力和等式 12-4 中预应力钢筋粘结在混凝土的距离。这种预应力的理想变化可用于分析锚固区域的截面。12.17、12.18 是传递长度的表达式，是增加  $(f_{ps} - f_{se})$  的应力的附加粘结长度的表达式。这个表达式是基于直径为 6，9，13 的干净预应力钢丝，其中  $f_{ps}$  的值为 1900 的预应力构件的实验。见参考文献 12.19、12.20、12.21。

**R12.9.2**——当一股或者多股预应力钢丝的粘结延伸到构件端部时，临界截面可以出现在除了最大设计强度处的其他任何地方从而需要进行详细的分析，12.17 和 12.18 提供了一种可以使用的方法可以用于带有不同全锚固点的预应力钢丝。只有当预应力钢丝全部锚固于一个截面时，才可以认为在这个截面上的锚固时有有效的，这是一种很保守的方法。如果临界截面出现在传递区域，应当特别的注

## 规范

**12.9.3**——当钢绞线的粘结没有延伸到构件端部,同时设计中允许预压的受拉区在使用荷载下出现拉力(18.4.2 规定)时,在 2.9.1 中规定的锚固长度应加倍。

### 12.10—受弯钢筋的锚固——一般规定

**12.10.1**—受弯的受拉钢筋锚固可穿过截面腹部,在构件另一面处锚固或连续。

**12.10.2**—受弯构件钢筋锚固的临界截面处于极大应力状态以及跨内相邻的钢筋终断或弯起处。必须满足 12.11.3 条。

**12.10.3**—钢筋应延伸至不需要此钢筋抵抗弯矩点外一段距离,此段距离取  $d$  或  $12d_b$  两者较大值。简支跨支座及悬臂梁自由端除外。

## 注释

意。在一些很在条件下,如在很大的集中荷载作用在预应力钢丝锚固的区域内,就会导致临界截面不出现在发挥全部锚固强度的截面。

**R12.9.3**—1965 年进行的探索试验(12.19) 研究不粘结钢绞线(不允许粘绪伸入构件端部)对先张大梁性能影响表明,埋入长度为 12.9.1 所要求者的二倍的这些大梁性能,与钢绞线和大梁端部完全粘结曲类似先张大梁的弯曲性能很接近。相应地,对于在构件端部不粘结的钢绞线要求锚固长度加倍。以后的试验(12.22)表明,在设计成在使用荷载条件下混凝土无拉力的先张构件中(见 18.4.2 规定),不粘结钢绞线的锚固长度不需要加倍。

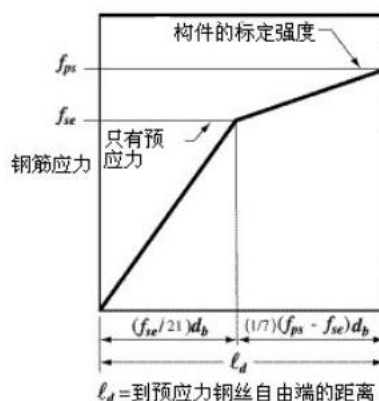


图 R12.9 钢筋应力随到预应力钢丝自由端距离的理想双线性关系

(傅华风)

### R12.10—受弯钢筋的锚固——一般规定

**R12.10.2**—图 R12.10.2 中  $c$  和  $x$  所标示为一典型连续梁的临界截面。对于均布荷载,受拉钢筋伸入支座由 12.11.3 条要求所控制,而不是从弯矩最大点或钢筋截断点量出的锚固长度来控制。

**R12.10.3**—通常用于设计的弯矩图是近似的,可能会由于荷载的改变、支座沉降、横向荷载或者其他原因导致最大弯矩位置的变化,在无箍筋的受弯构件中斜向受拉裂缝位置可能由计算出的拉应力,偏向弯矩为零点处移动约  $d$  距



规范

**12.10.4**—连续钢筋应在受拉钢筋不再需要抵抗弯矩而弯起或终断点外有一段不小于  $l_d$  的埋入长度。

注释

离。当配置箍筋时，尽管这种影响在某种程度上仍存在，但不是很严重。

为保证最大弯矩位置的移动，规范要求钢筋需在其理论不需要其抵抗弯矩点处延伸  $d$  或者  $12d_b$  距离，有注明者除外。

图 R12.10.2 图示了满足上述要求的钢筋截断点。

当使用不同尺寸的钢筋时，延伸长度应根据要终断的钢筋直径。梁内钢筋弯起至另一个面并在那里连续，钢筋和构件中心线相交，此交点处钢筋理论上认为对于截面承载力是有作用的，满足本条要求。

**R12.10.4**—未切断的受拉区钢筋在相邻的钢筋切断或弯起处均会出现峰值应力。图 R12.10.2 “x”标示出了连续钢筋中部分钢筋截断后未切断钢筋的峰值应力点。若钢筋切断于弯矩图允许的最小长度处，此处峰值应力将达到  $f_y$ ，这就要求如图所示钢筋延伸  $l_d$  长度。此延伸长度可能超过受弯所需长度。

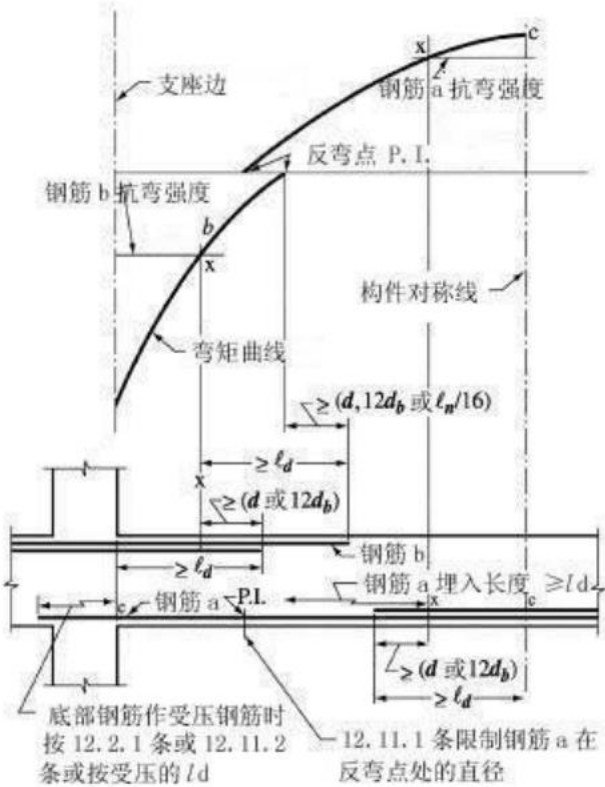


图 R12. 10. 2 一典型连续梁中受弯钢筋的锚固

## 规范

**12.10.5**—连续钢筋不应终断于受拉区，满足以下条件之一者除外。

**12.10.5.1**—截断点处剪力值不超过允许值的  $2/3$ 。

**12.10.5.2**—沿每根终断钢筋或钢丝，到其截断点外  $3/4$  有效高度处，箍筋面积超过其抗剪、抗扭所需要外这部分箍筋的面积不应小于  $0.42b_w s / f_{yt}$ ，间距  $s$  不超过  $d/8 \beta_b$ 。

**12.10.5.3**—对于 36 号或更小号钢筋在截断点处继续延伸的钢筋面积应为抗弯所需的两倍，剪力不超过允许值的  $3/4$ 。

**12.10.6**—受弯构件中钢筋应力与弯矩不成正比的受拉钢筋应充分锚固。例如：斜坡形，阶梯形，锥形基础脚；牛腿；深梁；或受拉钢筋不与受压面平行的构件。见深梁 12.11.4 条和 12.12.4 条。

## 注释

**R12.10.5**—图示 12.10.2，曾有报道，钢筋在受拉区截断会减小构件抗剪强度和延性。规范不允许弯曲受拉钢筋在受拉区内终断，除非满足特殊条件。任何钢筋在受拉区终断，终断处均会较早出现受弯裂缝。若连续配置的钢筋应力和剪力强度均接近其极限值，斜向受拉裂缝趋于较早的从这些受弯裂缝处开始发展。在剪应力低的地方不易形成斜裂缝（见 12.10.5.1 条）。可用间距较密的箍筋来限制斜裂缝（见 12.10.5.2 条）。较低的钢筋应力可减小发生这种斜裂缝的可能性（见 12.10.5.3 条）。这些要求不用于 12.2 条，13.13.5 条及 12.15 条所述的有关受拉钢筋接头情况。

**R12.10.6**—牛腿，变高度的构件及其他一些构件其在工作荷载下的计算出的钢筋应力  $f_s$  不是随弯矩减小而线性比例减小，这就要求对其受弯钢筋的锚固长度要特别考虑。图 R12.10.6 所示牛腿，处于极限时从支座边到荷载作用点间钢筋应力几乎约为常量  $f_y$ 。这种情况，受弯钢筋锚固主要取决于荷载端的钢筋末端锚固。参考文献 12.1 建议了用等直径钢筋焊接成横向钢筋作为一种钢筋末端有效锚固的方法。在垂面内具有最小弯曲直径的末端弯钩不总是有效的，因为荷载作用于角部附近，此处会出现素混凝土角。对于宽牛腿（与平面垂直），荷载不作用在角部附近时，水平内的 U 形钢筋能保证末端弯钩有效可靠。

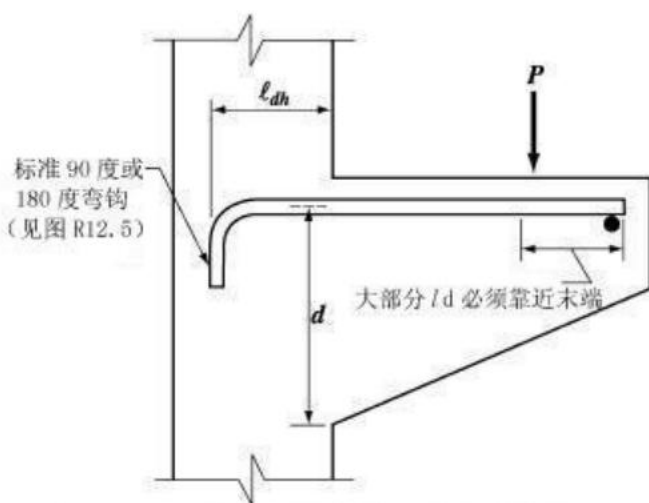


图 R12. 10. 6 主要取决于末端锚固的特殊构件

## 规范

## 12.11—正弯矩钢筋的锚固

**12.11.1**—简支构件中至少 1/3 正弯矩钢筋，连续构件中至少 1/4 正弯矩钢筋应伸入支座中。对于梁，钢筋应伸入支座至少 150mm。

**12.11.2**—当受弯构件是主要承受横向荷载结构体系的一部分时，按 12.11.1 条规定延伸入支座的正弯矩钢筋应锚固充分，使其在支座边处受拉强度能达到钢筋屈服强度  $f_y$ 。

**12.11.3**—简支座和反弯点处正弯矩受拉钢筋应限制直径尺寸，以使由 12.2 节所述，对于强度为  $f_y$  的钢筋计算出的  $l_d$  能满足式 (12—5)；除超过简支座中心线的钢筋以标准弯钩终断或采用至少等效于标准弯钩的机械锚固，式 (12—5) 可不必满足。

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a \quad (12-5)$$

其中， $M_n$ ：假设截面处所有钢筋应力均达到  $f_y$  计算得出抗弯强度。

$V_u$ ：截面处计算得出剪力。

$l_a$ ：支座处，钢筋超过支座中心线后的埋入长度或反弯点处，限制在  $d$  和  $12d_b$  两者中的较大值。

当钢筋末端有压力约束时， $M_n/V_u$  可增加 30%。

**12.11.4**—深梁简支座处正弯矩受拉钢筋应锚固充分，保证其在支座边处抗拉强度达到钢筋屈服强度  $f_y$ 。除非采用附录 A 进行设计，正弯矩受拉钢筋应根据 A.4.3 条规定来锚

## 注释

**R12.11**—正弯矩钢筋的锚固

**R12.11.1**—正弯矩受拉钢筋伸入支座以保证由于荷载变化，支座沉降和横向荷载等原因而引起弯矩位置变化情况。

**R12.11.2**—当受弯构件是主要承受横向荷载结构体系的一部分时，实际荷载大于设计荷载可能会导致支座处弯矩反号，部分正弯矩受拉钢筋应良好的锚入支座以确保出现应力严重超限情况时结构响应的延性，例如爆炸或地震。采用更多的处于低应力状态的钢筋是不足以有效的。

**R12.11.3**—在简支座和反弯点，如图 R12.10.2 中“P.I.”。正弯矩钢筋直径应足够小以使计算出的钢筋锚固长度  $l_d$  不超过  $M_n/V_u + l_a$ ，或者在支座有利情况中，不超过  $1.3M_n/V_u + l_a$ ，如图 R12.10.2 所示。

反弯点处  $l_d$  值不应超过钢筋实际伸过弯矩零点后延伸的长度。有效长度  $M_n/V_u$  只是理论数值，通常与明显的最大应力点无关。 $M_n$  是不考虑  $\Phi$  因素，横截面上的名义弯曲强度，不是应用的设计弯矩。

$M_n/V_u$  得的长度等于利用先前弯曲粘结公式  $\Sigma_o = V/ujd$  计算得出的尺寸最大的钢筋锚固长度，其中： $u$ —粘结应力， $jd$ —力矩臂。在 1971 规范中，这个锚固要求比以前规范的要求放松了，认为当钢筋末端有压力约束时，钢筋末端的有效锚固长度为  $l_a$  以及  $M_n/V_u$  增加 30%。

例如，已知一支座处的钢筋尺寸，因而根据 12.2 节计算出  $l_a$ ，只有当  $l_d$  不超过  $1.3M_n/V_u + l_a$  时，钢筋尺寸才能满足要求。

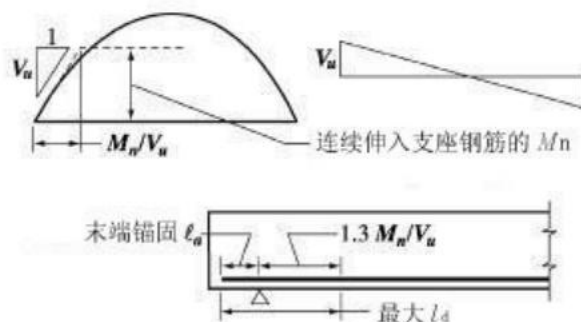
反弯点处， $l_a$  不小于构件有效高度  $d$  和  $12d_b$  两者较大值，如图 R12.11.3(b)所示。加入对  $l_a$  限制是因为试验数据表明，在反弯点和最大应力点间只有一小段长度的钢筋，其具有较长的末端锚固长度，然而对于其锚固是否非常有效无法说明。

**R12.11.4**—钢筋混凝土深梁设计的拉压杆模型法表明在支座边处钢筋有较大的拉力，这就要求钢筋要连续通过支座或超过支座锚固。

## 规范

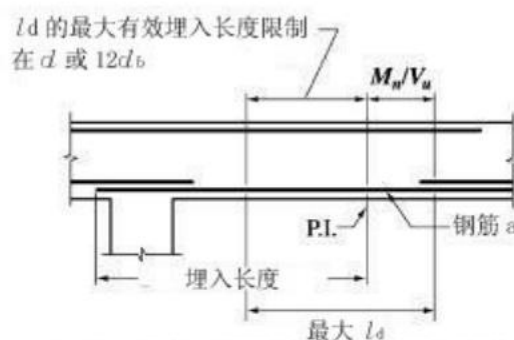
固。在深梁中间支座处，正弯矩受拉钢筋应通长配置或与相邻跨内钢筋相互连接。

## 注释



注：仅当钢筋末端有反力约束时，才用系数 1.3

(a) 简支座处钢筋最大尺寸



(b) 反弯点处钢筋 a 的最大尺寸

图 R12.11.3 由 12.11.3 条确定最大钢筋尺寸的概念

## 12.12—负弯矩钢筋的锚固

**12.12.1**—连续的、受约束的或悬臂的构件，或刚性框架构件中的负弯矩钢筋应用弯钩、机械锚固或埋入长度锚入支座或锚过支座。

**12.12.2**—负弯矩钢筋应伸入相邻跨内的埋入长度按 12.1 节和 12.10.3 条规定。

**12.12.3**—用于抵抗支座处负弯矩的全部受拉钢筋中至少 1/3 的钢筋应在反弯点外应有一段埋入长度，此长度取  $d$ ， $12d_b$  和  $l_n/16$  中最大值。

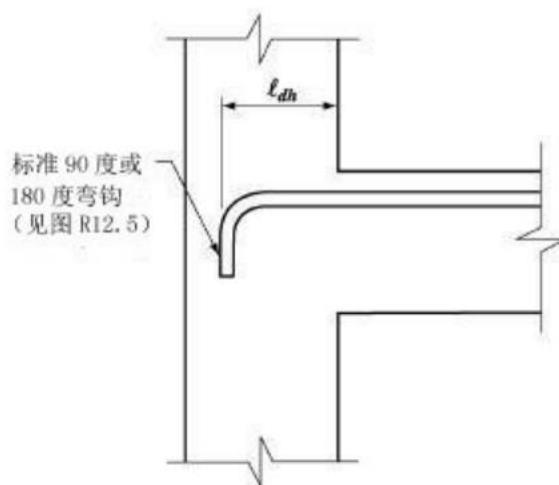
## R12.12—负弯矩钢筋的锚固

图 R12.12 示意了受拉钢筋伸过支座边锚固的两种满足要求的方法。有弯钩的钢筋锚固，见 R12.5。

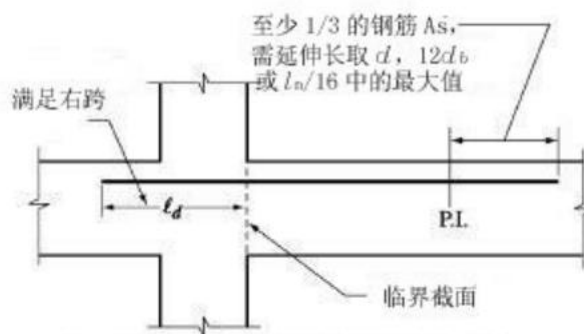
12.12.3 条保证了在反弯点处弯矩图可能发生的变化，在 R12.10.3 已讨论过。这个要求可能超过 12.10.3 条规定，由两条规定中更严格的一条来控制。

## 规范

## 注释



(a) 伸入边柱的锚固



注：通常这类锚固成为相邻梁钢筋的一部分

(b) 伸入相邻梁的锚固

图 R12.12 负弯矩钢筋的锚固

## 12.13—腹部钢筋的锚固

**12.13.1**—腹部钢筋应尽可能靠近构件受压和受拉面，同时满足保护层厚度要求以及钢筋其他要求。

**12.13.2**—单肢箍，单 U 形箍，复合 U 形箍端头应按以下规定进行锚固。

**12.13.2.1**—对于小于等于 16 号钢筋和 MD200 钢丝，以及  $f_y$  小于等于 280MPa 的 19 号，22 号和 25 号钢筋，其标准弯钩应围住纵向钢筋。

## R12.13—腹部钢筋的锚固

**R12.13.1**—箍筋应尽可能配置在靠近构件受压面，因为当构件接近极限荷载时，弯曲拉裂缝会开展很深。

**R12.13.2**—1989 规范中修改简化了钢筋或变形钢丝箍筋的锚固要求，删去了箍筋直锚这种方法，因为这种箍筋在混凝土浇筑时很难固定位置并且缺少弯钩可能使在箍筋端头附近的与剪裂缝相交的箍筋没有发挥其作用。

**R12.13.2.1**—对于 16 号及更小号的钢筋，在 7.1.3 条中已定义它由围住一根纵向钢筋的标准弯钩来锚固。1989 规范删去了有关此类带弯钩的小号钢筋另需计算直线埋入长度的要求，但 12.13.1 条要求箍筋需较高的尺寸。 $f_{yt}$  等

## 规范

**12.13.2.2**—对于  $f_y$  大于 280MPa 的 19 号, 22 号和 25 号钢筋, 围住纵向钢筋的标准弯钩加上构件高度中点和弯钩末端最外点间的距离不小于  $0.17d_b f_{yt} / \sqrt{f'_c}$  埋入段。

**12.13.2.3**—焊接光圆钢丝形成的单 U 形箍筋每肢:

(a) U 形箍筋上部沿构件长向的两排纵向钢丝间距 50mm, 或者

(b) 第一排纵向钢丝位于距离受压面不超过  $d/4$  处, 第二排钢丝靠近受压面并距第一排钢丝不小于 50mm。第二排钢丝可位于弯折的箍肢上, 或位于箍肢头直径不小于  $8d_b$  弯钩的内侧。

**12.13.2.4**—单肢焊接钢丝箍每端头, 两排纵向钢丝间距至少 50mm, 内排钢丝至构件截面  $d/2$  的距离至少为  $d/4$  和 50mm 两者中较大值。受拉区最外排钢丝至受拉面距离不

## 注释

于或小于 280MPa 的更大号箍筋能由围住纵筋的标准弯钩保证其锚固充分。

**R12.13.2.2**—由于 19 号, 22 号和 25 号箍筋很难弯曲紧密围绕住纵筋, 以及设计应力大于 280MPa 钢筋中的力, 箍筋的锚固取决于弯钩尺寸和锚固长度。箍筋弯钩内的纵筋可限制任何受弯裂缝的宽度, 即使是受拉区的裂缝。由于这个箍筋弯钩不会沿平行于箍筋平面开裂而失效。12.5.2 条中利用的弯钩强度已经过调整, 以反映箍筋弯钩处保护层和约束的影响。

$F_{yt}$  等于 280MPa 的箍筋, 12.13.2.1 条中已说明了这类钢筋的标准弯钩已能足够保证锚固。对于更高强度的钢筋, 应校核埋入长度。优先采用  $135^\circ$  或  $180^\circ$  弯钩, 但也可利用按 7.1.3 条规定要求, 弯钩自由端头延伸了 12 倍钢筋直径长的  $90^\circ$  弯钩。

**R12.13.2.3**—图 R12.13.2.3 示意了焊接光圆钢丝箍筋的锚固要求。

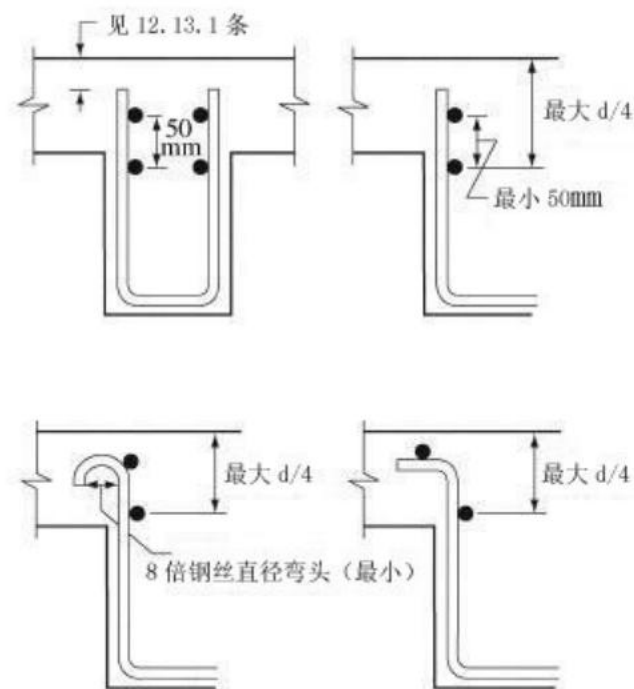


图 R12.13.2.3 焊接光圆钢丝 U 形箍筋在受压区的锚固

**R12.13.2.4**—利用焊接钢丝作抗剪钢筋这在预制和预应力混凝土工业中使用的很普遍。PCI/WRI Ad Hoc 委员会关于焊接钢丝网作抗剪钢筋的联合报告已阐明了这种焊接



## 规范

超过最靠外面主要受弯钢筋距离受拉面的距离。

**12.13.2.5**—在按 8.11 节定义的小梁结构中, 对于 13 号钢筋和 MD130 钢丝及更小者, 设置标准弯钩。

**12.13.3**—在单 U 形或复合 U 形箍筋的锚固末端和连续部分的每个弯曲处应围入一根纵向钢筋。

**12.13.4**—弯起作抗剪钢筋用的纵向钢筋, 若伸入受拉区需与纵筋连续; 若伸入受压区, 则应超过  $d/2$  后按 12.2 节规定的锚固长度来锚固, 此部分  $f_{yt}$  要满足式 (11-17)。

**12.13.5**—双 U 形箍筋或钢筋形成的封闭单元, 当其搭接长度为  $1.3l_d$  时认为此连接合理。在高度不小于 450mm 构件中, 认为当箍肢延伸到构件最大可利用的高度, 箍筋强度为  $A_b f_{yt}$  但每肢不超过 40kN 的箍筋已足以满足要求。

## 12.14—钢筋的接头——一般规定

**12.14.1**—钢筋的连接只能按设计图纸或说明要求, 或者按工程师认可方可设置接头。

### 12.14.2—搭接接头

**12.14.2.1**—大于 36 号的钢筋不应用搭接连接, 除符合 12.16.2 条和 15.8.2.3 条规定以外。

## 注释

钢丝直形网片作抗剪钢筋来使用接受的根本原因。<sup>12.24</sup>

本条对于受拉面单肢焊接钢丝箍筋的锚固, 强调了纵向钢丝的位置, 其位于与主要受弯钢筋同高处可避免受拉钢筋处开裂问题。图 R12.13.2.4 示意了单肢焊接钢丝箍筋的锚固要求。对于单肢焊接箍筋的锚固, 规范允许构件受压面以弯钩形式, 受拉面以锚固长度锚固 (见 12.13.2.1 条和 12.13.2.3 条), 以及受压面仅用锚固长度锚固 (见 12.13.2.2 条)。12.13.2.4 条说明了利用在构件受压面和受拉面有充分锚固长度的纵向钢丝来锚固直形单肢焊接钢丝。

**R12.13.2.5**—在小梁结构中, 小号钢筋或钢丝箍筋可不必咬合住纵筋, 只需由标准弯钩来锚固, 允许在小梁内由连续的弯头钢筋形成一系列单肢箍筋。

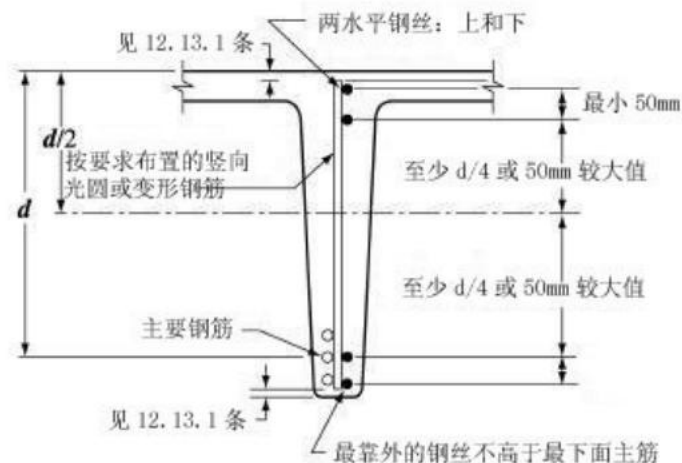


图 R12.13.2.4 单肢焊接钢丝抗剪钢筋的锚固

**R12.13.5**—这些双 U 形箍筋搭接形成封闭箍筋的要求控制整个 12.15 节的规定。

## R12.14—钢筋的接头——一般规定

钢筋接头处应尽可能远离最大拉应力点。12.15 节钢筋搭接要求叙述了实际应用。

### R12.14.2—搭接接头

**R12.14.2.1**—由于缺乏在受压区和受拉区内 43 号, 57 号钢筋的搭接连接足够的试验数据, 此类尺寸的钢筋禁止采用搭接方式连接, 除按 12.16.2 条和 15.8.2.3 条规定 43 号,

## 规范

**12.14.2.2**—成束钢筋搭接应按其中的单根钢筋的搭接长度为基础, 根据 12.4 节规定增加长度。同束中的单根钢筋接头不应重叠。整束不应搭接连接。

**12.14.2.3**—受弯构件中非接触的钢筋搭接接头时, 横向间距不应大于要求搭接长度的 1/5 以及 150mm。

**12.14.3**—机械连接和焊接连接

**12.14.3.1**—钢筋连接可以采用机械连接和焊接连接。

**12.14.3.2**—在受拉或受压区的完全机械接头, 要求其强度应至少达到钢筋屈服强度  $f_y$  的 1.25 倍。

**12.14.3.3**—除本规范所规定外, 所有焊接连接均应符合《结构焊接规范——钢筋》规定 (ANSI/AWS D1.4)。

**12.14.3.4**—完全焊接接头, 其强度应至少达到钢筋屈服强度  $f_y$  的 1.25 倍。

**12.14.3.5**—不满足 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 条规定的 16 号及更小号钢筋的机械连接或焊接连接可按 12.15.4 条规定要求。

12.15—受拉变形钢筋和钢丝的接头

**12.15.1**—受拉搭接接头的最小长度应符合下面 A 类和 B

## 注释

57 号与更小号处于受压区内钢筋采用搭接连接以外。

**R12.14.2.2**—成束钢筋中钢筋搭接要求需增加长度基于外围钢筋周长的减少。成束钢筋只搭接其中的单根钢筋。

**R12.14.2.3**—若非接触搭接接头处的单根钢筋间距过大, 则会产生未配筋的截面。认为可能形成沿着之字型线的裂缝 (5: 1 倾斜) 这是最低的预防措施。加上 150mm 这个最大间距限制是因为绝大多数试验中的焊接变形钢筋均采用了这个距离作钢筋间距尺寸。

**R12.14.3**—机械连接和焊接连接

**R12.14.3.2**—按本规范设计使用的最大钢筋应力为规定的屈服强度, 为保证接头处有足够强度以使构件中钢筋能达到屈服, 避免脆性破坏, 接头处强度在规定的钢筋屈服强度基础上增加 25% 既能保证充分的最低安全性又能保证最大经济性。

**R12.14.3.3**—见 R3.5.2 条关于焊接的讨论。

**R12.14.3.4**—完全焊接连接主要用于主要构件中的大号钢筋 (19 号及以上钢筋)。抗拉强度要求达到规定屈服强度的 1.25 倍, 保证良好的焊接同时也可足以承受压力。见 R12.14.3.2 条关于强度的讨论。1995 规范删去了钢筋直接对焊法, 因为尽 ANSI/AWS D1.4 建议对于 22 号及更大号钢筋无论在何处均应优先采用直接对焊连接, 但是 ANSI/AWS D1.4 也还是允许钢筋采用非直接对焊法。

**R12.14.3.5**—当至少满足 12.15.4 条设计标准, 允许采用强度小于钢筋规定屈服强度的 1.25 倍的机械连接或焊接连接。因此, 有些情况下, 允许不论是否设有垫材的钢筋搭接焊接, 板连接件焊接以及端部承压接头。1995 规范限制到 16 号及更小号钢筋的此类低强度焊接接点和连接件, 因为在这些焊接处潜在发生脆性破坏的可能。

**R12.15**—受拉变形钢筋和钢丝的接头

**R12.15.1**—受拉钢筋接头分为 A 类和 B 类, 搭接长度为受

## 规范

类接头要求，但不小于 300mm，其中：

A 类接头..... $1.0l_d$

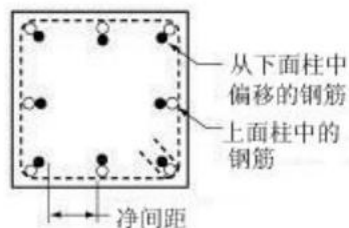
B 类接头..... $1.3l_d$

其中， $l_d$  根据 12.2 节当钢筋达到屈服强度  $f_y$  但未考虑 12.2.5 条因素修正计算得到。

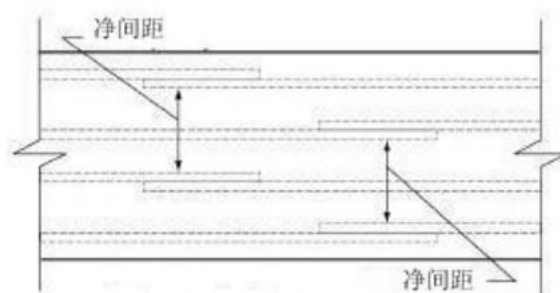
## 注释

拉钢筋锚固长度  $l_d$  一个倍数。应根据钢筋的  $f_y$  来利用锚固长度  $l_d$  得到搭接长度，因为接头分类已反映了接头处任何超配的钢筋；因此，不考虑 12.2.5 条中关于超配钢筋  $A_s$  的因素。当多根钢筋接头位于同截面处时，净间距是相邻钢筋接头间的最小距离。对于柱中钢筋偏接接头，图 R12.15.1(a)示意了净间距取法。对于错开的接头净间距取相邻接头的最小距离（图 R12.15.1(b)）。

1989 规范修改了一些受拉锚固长度的内容，删去了一些具最小保护层，间距紧密的钢筋的受拉接头有关内容。因此，尽管 C 类接头长度根据锚固长度得出，并在某些情况还适当增大连接长度，但还是删去了这类接头。318 委员会考虑了来源于很多方面的建议，包括 ACI408 委员会，但保留了两水平的连接长度，主要为了鼓励设计人员能在钢筋应力最小处连接钢筋并能错开连接，以改善关键的细部性能。



(a) 偏移的柱筋



(b) 错开的接头

图 R12.15.1 连接钢筋的净间距

**12.15.2**—受拉变形钢筋和钢丝搭接接头均应按 B 类接头，除符合下列情况时可按 A 类接头：

(a) 在整个接头长度范围内，钢筋面积至少是按分析所要求面积的两倍。

(b) 在要求的搭接长度范围内，搭接钢筋不超过全部钢

**R12.15.2**—12.15.1 条的受拉搭接接头要求建议钢筋接头位置要远离高拉应力区，而要位于钢筋面积不小于按分析要求两倍的地方。表 12.15.2 中列出了同早期规范那样的钢筋接头的要求。

规范

筋的一半。

**12.15.3**—当采用机械连接或焊接连接，其钢筋面积小于按分析要求 2 倍时应满足 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 条要求。

**12.15.4**—对于 16 号及以下钢筋，当其机械连接或焊接连接不满足 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 要求，但若满足 12.15.14.1 条至 12.15.4.3 条规定时，仍可以采用这类连接。  
**12.15.4.1**—钢筋接头应至少错开 600mm。

**12.15.4.2**—计算每一截面都能发挥拉力时，需搭接的钢筋应力应采用规定的接头强度，但不超过  $f_y$ 。未搭接的钢筋应力应采用  $f_y$  乘以伸过截面的最短埋入长度与  $l_d$  的比值，但不超过  $f_y$ 。

**12.15.4.3**—每个截面处发挥的拉力为必须不小于按分析所要求的 2 倍，且不小于 140MPa 乘上全部钢筋面积的值。

**12.15.5**—一张拉杆构件中采用完全机械连接或焊接连接的钢筋接头应符合 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 条要求，且相邻钢筋接头应错开至少 750mm。

注释

表 R12.15.2——受拉搭接接头

配置的 $A_s^*$ / 需要的 $A_s$	要求搭接长度内连接的钢筋 $A_s$ 最大百分率	
	50	100
$\geq 2$	A 类	B 类
$< 2$	B 类	B 类

\*接头处配置钢筋面积与按分析需要的钢筋面积之比

**R12.15.3**—当钢筋接头位于钢筋内应力处于高拉应力区时，采用机械连接或焊接连接应保证其强度达到钢筋屈服强度  $f_y$  的 1.25 倍。尽管在钢筋面积小于按分析要求两倍处鼓励将接头错开，但是这类接头也可不必错开。

**R12.15.4**—见 R12.14.3.5。12.15.4 条叙述了当接头强度小于钢筋屈服强度  $f_y$  的 1.25 倍时采用机械连接或焊接连接情况。当接头错开或有超配的钢筋时，本条放松了这类接头的要求。将计算拉力放大两倍的准则用来包括截面处有不同比例的各种钢筋部分受拉接头的情况。常用的部分受拉接头采用钢筋和钢筋或者钢筋与结构钢件闪光坡口焊接。

为了详述这种焊接，应规定焊接长度。焊接拉力认为是整个焊接长度乘以焊接坡口的有效尺寸（由钢筋尺寸确定）再乘以容许应力（由《结构焊接规范——钢筋》规定（ANSI/AWS D1.4））这三者乘积。

符合 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 条规定的不考虑接头错开要求的完全机械连接或焊接连接可用来代替低强度此类接头。

**R12.15.5**—一张拉杆构件有以下特性：构件的轴心拉力足以超过横截面的抗拉力；钢筋应力必须使每一根钢筋完全有效；在所有面上有有限的混凝土保护层厚度。可划分为拉杆的构件例子是拱拉杆，将荷载传递到上面的支撑结构吊杆和桁架中的主要受拉杆件。

在确定一构件是否划分入受拉构件时，应考虑上述特性，以及考虑构件的重要性，功能，所占比重，应力状况来划分。例如，一普通的大圆形容容器，配有许多钢筋且其接头错开，钢筋间距很大，不应划分为受拉杆，可以采用 B 类接头。

## 规范

## 12.16—受压变形钢筋的接头

**12.16.1**—钢筋受压搭接接头长度应为:当  $f_y \leq 420\text{MPa}$  时为  $0.071f_y d_b$  或当  $f_y > 420\text{MPa}$  时为  $(0.13f_y - 24)d_b$ , 但不得小于  $300\text{mm}$ 。当  $f_c' < 21\text{MPa}$  时, 搭接长度应增加  $1/3$ 。

**12.16.2**—不同尺寸钢筋在受压处搭接相连时, 搭接长度应为较大钢筋的锚固长度  $l_{dc}$  与较小钢筋搭接长度两者中较大值。43 号和 57 号可以和 36 号及以下的钢筋搭接连接。

**12.16.3**—受压钢筋采用机械连接或焊接连接, 应符合 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 条规定。

**12.16.4**—端部承压接头

**12.16.4.1**—仅用于受压的钢筋, 允许末端切成平的, 通过有效的措施使其同心相连以传递压应力。

**12.16.4.2**—钢筋端头应切成平面, 以与钢筋轴心垂直, 夹角偏差在  $1.5^\circ$  以内, 安装后整个承压面夹角偏差在  $3^\circ$  以内。

**12.16.4.3** 端部承压接头仅用于含有封闭钢筋, 箍筋或封闭螺旋筋构件中。

## 注释

**R12.16**—受压变形钢筋的接头

粘结研究主要与受拉钢筋相关。由于横向拉裂缝问题, 受压钢筋粘结性能不是很复杂, 因此受压钢筋接头不象受拉接头那么严格规定。1956 规范中规定了柱内钢筋接头最小长度, 一直沿用到后来的规范中, 并推广到了梁内受压钢筋和更高强度的钢筋接头规范中。自 1979 规范以来受压钢筋接头的规范未做修改。

**R12.16.1**—自 1963 规范以来, 受压搭接接头规定基本保持未变。

1971 规范修改了 1963 规范值, 因为认识到不同的约束程度以及允许设计使用规定屈服强度达  $550\text{MPa}$  的钢筋。试验<sup>12.1, 12.25</sup>表明受压接头强度取决于端部承压, 并不随接头长度加倍而比例增长。因此, 对于屈服强度大于  $420\text{MPa}$  的钢筋, 受压搭接长度显著增加, 除采用螺旋配筋的接头(例如螺旋配筋柱), 屈服强度在  $420\text{MPa}$  到  $520\text{MPa}$  间的钢筋其接头处长度增加约  $10\%$ 。

**R12.16.2**—搭接长度根据较小的受压钢筋搭接长度与较大受压钢筋锚固长度两者取较大值计算确定。一般对于 43 号和 57 号钢筋禁止采用搭接接头。然而在仅受压情况中, 允许 43 号和 57 号和 36 号及更小的钢筋采用搭接接头。

**R12.16.4**—端部承压接头

**R12.16.4.1**—采用端部承压接头的经验几乎都是在柱内竖向钢筋上。若钢筋与竖向明显倾斜时, 需要特别注意以保证可得到并保持充分的端部承压接触面。

**R12.16.4.2**—1971 规范中加入了这些允许误差, 表示包含 57 号钢筋的全尺寸构件试验基础上的实际情况。

**R12.16.4.3** 1971 规范中加入了这种限制以保证含有端部承压接头的截面具最小抗剪能力。

## 规范

### 12.17—柱专门连接的要求

**12.17.1**—搭接连接，机械连接，对接焊接以及端部承压连接应根据 12.17.2 条至 12.17.4 条规定使用。柱中钢筋接头应满足柱所有荷载组合的要求。

#### 12.17.2—柱内搭接连接

**12.17.2.1**—由设计荷载得出钢筋应力为压应力处，搭接接头应符合 12.16.1 条，12.16.2 条规定，有些情况适用 12.17.2.4 条或 12.17.2.5 条。

**12.17.2.2**—由设计荷载得出钢筋应力为拉应力且不超过  $0.5f_y$  处，若在任何截面处超过一半的钢筋搭接连接，则接头应为 B 类受拉搭接接头；若在任何截面处小于等于一半的钢筋搭接连接且钢筋接头间隔错开  $l_d$ ，则接头应为 A 类受拉搭接接头。

**12.17.2.3**—由设计荷载得出钢筋拉应力大于  $0.5f_y$  处，则应为 B 类受拉搭接接头。

**12.17.2.4**—在配置箍筋的受压构件中，在钢筋搭接长度范围内箍筋的有效面积不小于  $0.0015h_s$ ，则允许搭接长度乘以 0.83 予以折减，但不得小于 300mm。箍筋有效面积由垂直于截面  $h$  的箍筋肢确定。

**12.17.2.5**—在配置螺旋钢筋的受压构件中，螺旋筋段内钢筋搭接长度允许乘以 0.75 来折减，但不得小于 300mm。

## 注释

### R12.17—柱专门连接的要求

柱中受弯曲荷载和轴心荷载，受拉应力可能发生在中等偏心或大偏心的柱子一面上，见图 R12.17。当这种拉应力出现时，12.17 条要求采取受拉连接或保证足够的抗拉强度。此外，即使分析表明柱中仅存在压应力，仍要求所有柱子每一面均要有最小抗拉强度。

1989 规范阐述了本条关于受压搭接连接的抗拉强度至少为  $1/4f_y$ ，这就简化了以前规范的计算要求。

注意柱内接头应满足柱子所有荷载组合的要求。通常，由基本重力荷载组合控制柱子自身的设计，但包括风荷载或地震荷载组合可能引起柱内一些钢筋出现较大拉应力情况，柱内接头应进行拉力设计。

#### R12.17.2—柱内搭接连接

**R12.17.2.1**—1989 规范简化认为柱中受压钢筋接受压搭接接头的可以承受足够大的拉力，避免了特别要求。

**R12.17.2.4**—当用最小箍筋数量围起全部的钢筋接头段钢筋时，允许减小搭接长度。

分开计算垂直于每一方向的箍肢且其要求必须满足每一方向上的要求。图 R12.17.2 中说明，在一个方向上有四肢面积是有效的，另一方向上有两肢面积有效。这个在某一个方向上的计算是临界的，通常可由观察确定。

**R12.17.2.5**—当由螺旋筋围起了钢筋搭接长度段时，由于增加了劈裂承载力，受压搭接长度可减少。螺旋筋应符合 7.10.4 条和 10.9.3 条规定。



规范

**12.17.3** 一柱内机械连接或焊接连接  
柱内钢筋采用机械连接或焊接连接应符合 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 条规定。

**12.17.4** 一柱内端部承压接头  
当柱内受压钢筋接头错开或在接头位置附加钢筋, 则允许采用符合 12.16.4 条要求的端部承压连接。柱每一面的连续钢筋应有一定的抗拉强度, 以  $f_y$  为基准, 并不小于  $0.25f_y$  乘上该面上的钢筋面积。

注释

**R12.17.3** 一柱内钢筋可采用机械连接或焊接连接, 但是应符合 12.14.3.2 条或 12.14.3.4 条规定, 即采用完全机械连接或完全焊接连接, 其接头抗拉强度应达  $f_y$  的 1.25 倍来设计。接头性能通常由受拉测定, 要求其极限强度能反映出由于混凝土徐变效应使柱内钢筋可能存在很高的压力。若采用屈服强度小于完全机械连接的普通连接, 则要求此接头需符合端部承压连接 12.16.4 条和 12.17.4 条所有规定。

**R12.17.4** 一柱内受压钢筋连接采用端部承压接头时, 其抗拉强度为钢筋屈服强度的 25% 乘以每一面上的钢筋面积, 不论采用错开的端部承压连接还是采用在搭接位置附件钢筋的方式, 端部承压接头均应符合 12.16.4 条规定。

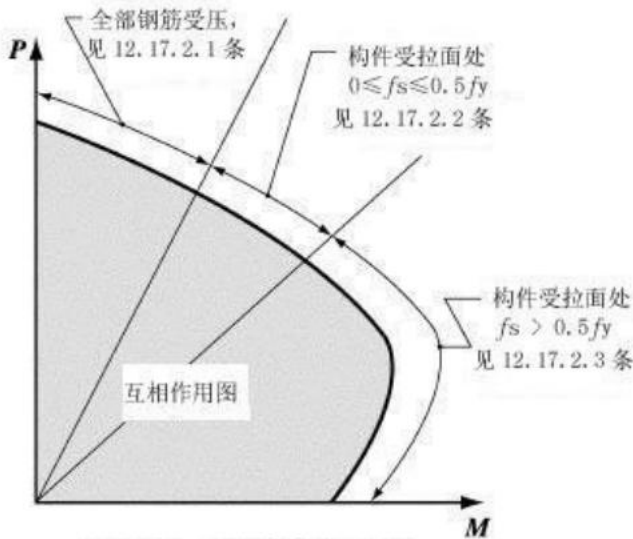


图 R12.17 柱的专门接头要求

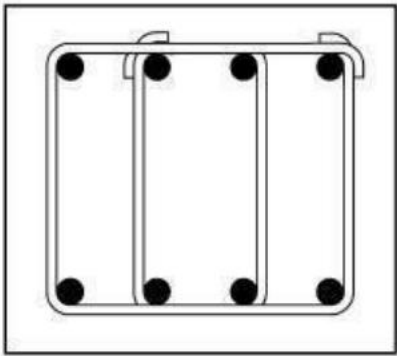


图 R12.17.2 用与弯曲轴正交的箍筋各肢来计算有效面积。  
图中所示情况中有四肢是有效的

## 规范

## 12.18—受拉焊接变形钢丝网的连接

**12.18.1**—每片焊接变形钢丝网末端最小搭接长度不小于  $1.3l_d$  以及 200mm。每片钢丝网最外面的横向钢丝间搭接尺寸不小于 50mm，这里  $l_d$  是根据 12.7 条当钢筋达到屈服强度  $f_y$  计算得出。

**12.18.2**—焊接变形钢丝网搭接长度内没有横向钢丝时，其搭接接头应同变形钢丝规定来确定。

**12.18.3**—当焊接变形钢丝网在搭接方向上有任何光圆钢丝或当焊接变形钢丝网与焊接光圆钢丝网搭接时，钢丝网搭接连接应按 12.19 条规定。

## 注释

## R12.18—受拉焊接变形钢丝网的连接

焊接变形钢丝网连接的条款是在现有的试验基础上得出的<sup>12.26</sup>。从 1971 规范基础上这些规定得到了简化（1976 规范补充说明），假定每片焊接钢丝网只有一根横向钢丝搭接以及计算连接长度为  $1.3l_d$ 。锚固长度  $l_d$  根据 12.7 条计算得出，不考虑 200mm 这个最小长度。200mm 适用于整个连接长度，见图 R12.18。若搭接段内无横向钢丝，则应用变形钢丝的规定。

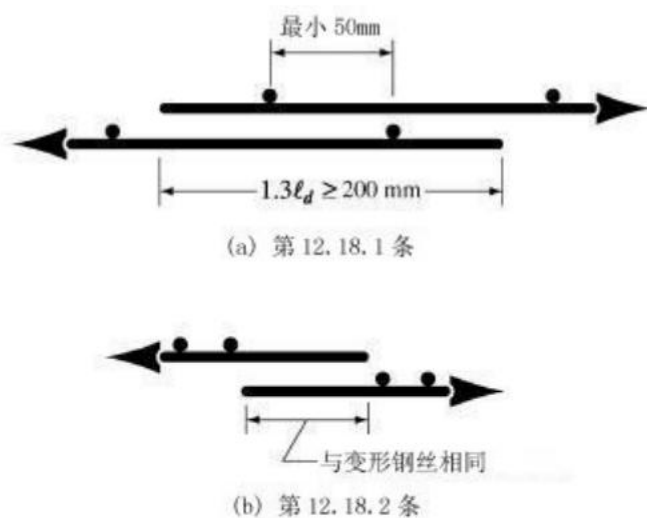


图 R12.18 焊接变形钢丝网的搭接接头

## 12.19—受拉焊接光圆钢丝网的连接

焊接光圆钢丝网搭接连接的最小长度应根据 12.19.1 条和 12.19.2 条规定采用。

**12.19.1**—在连接位置处钢丝面积  $A_s$  小于按分析要求的 2 倍时，每片钢丝网最外面横向的钢丝间搭接长度不小于横向钢丝的一个间距加 50mm，以及  $1.5l_d$  或 150mm，这里  $l_d$  是根据 12.8 条当钢筋达到屈服强度  $f_y$  计算得出。

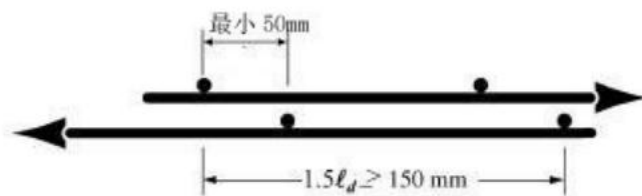
**12.19.2**—在连接位置处钢丝面积  $A_s$  至少为按分析要求的 2 倍时，每片钢丝网最外面横向的钢丝间搭接长度不小于  $1.5l_d$  及 50mm 两者较大值，这里  $l_d$  是根据 12.8 条当钢筋达到屈服强度  $f_y$  计算得出。

## R12.19—受拉焊接光圆钢丝网的连接

焊接光圆钢丝网搭接接头强度主要取决于横向钢丝的锚固，而不是钢丝连接的长度。因此，搭接要按横向钢丝方面的情况，而不是按钢丝的直径。50mm 这个附加搭接长度的要求是确保横向钢丝搭接，保证横向钢丝间有一定间距以使其中的混凝土可捣实。研究表明当直径较大，间距较密的焊接钢丝网搭接时，需要增加其连接长度，满足 150mm 这个最小绝对连接长度要求，还要规定附加连接长度要求。锚固长度  $l_d$  是根据 12.8 条计算得到，不考虑 150mm 这个最小长度。图 R12.19 示意了连接要求。

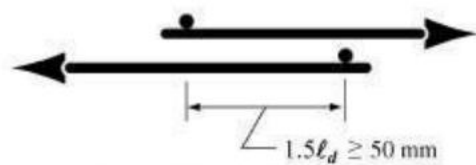
## 规范

## 注释



配置的  $A_s$  / 需要的  $A_s < 2$

(a) 第 12.19.1 条



配置的  $A_s$  / 需要的  $A_s \geq 2$

(b) 第 12.19.2 条

图 R12.19 光圆焊接钢丝网的搭接接头

# 第 13 章 双向板体系

## 规范

### 13.1—范围

**13.1.1**—本章所有条款可用于支座间有梁或无梁的多向受弯板系设计。

**13.1.2**—对于有柱或墙支承的板系， $c_1$ 、 $c_2$  和  $l_n$  尺寸根据有效支承面积定义，有效支承面积根据板底面，或者柱顶托板和最大正圆锥，正棱锥或锥形楔体（它们表面位于柱，柱帽或牛腿内并与柱子轴线夹角不超过 45 度）相交面确定。

**13.1.3**—实心板和双向肋板或有小梁板的用永久或临时的垫块形成的凹槽型板包括在本章内容范围内。

**13.1.3**—根据本章设计的板，最小厚度也应符合 9.5.3 条规定。

## 注释

### R13.1—范围

在本章中给出的设计方法基于大量的一系列试验<sup>13.1—13.7</sup>结果以及各种板系建立的良好性能记录的分析。本章有很多关于受弯钢筋的选择和布置的内容。设计人员对于和板系安全相关的荷载的传递是通过弯曲，扭转和剪切由板传到柱的问题，应谨慎对待。对于板的抗剪和抗扭设计准则在第 11 章已给出。

本章包含的基本设计原则可用于承受横向荷载的所有平面结构。但有些特别的设计规定及历史条件限制了适合本章的结构类型。可根据本章所述的内容来设计板的一般特性。这些结构体系包括平板，双向板和双向密肋板。有嵌板平顶的板是双向宽条梁体系。

纯粹的单向板即只在一个方向上配有承受弯曲应力的钢筋的板不包括在本章中，也不包括由土体支承的板，如支承于斜坡的板，它不会将结构其他部位的竖向荷载传向土体。

对于有梁板，本章所述的设计方法仅适用于当梁位于板格边缘以及梁由柱或其他位于板格角部的基本无挠度的支座支承的情况。一方向上的板和梁均由另一方向的大梁支承的有梁双向板，可用本章一般要求设计，这种设计以支承梁和大梁挠度位置相协调的分析为基础。

对于支承于墙上的板，本章所述的设计方法将墙视为一无限刚度的梁。因此，每片墙应支承一个板格的整个边长（见 13.2.3）。小于板格全长的墙状柱可视作为柱。

ACI 设计手册<sup>13.8</sup>给出了用于工程设计和双向板系设计的设计辅助工具。设计辅助工具提供了简化本章直接设计方法和等效框架方法的应用。

（顾石磊）

## 规范

## 13.2—定义

**13.2.1**—在柱中线每边的柱条设计宽度取  $0.25l_2$  或者  $0.25l_1$  中的较小者。如果可能的话, 柱顶条板也包含梁。

**13.2.2**—中柱条板的设计相当于对两个柱顶条板的设计。

**13.2.3**—在板的中线四周有柱、梁、墙等约束。

**13.2.4**—对整体式或完全组装式结构来说, 梁边板延伸段的长度应取高出或低于板的梁高中的较大值, 但不应大于板厚的四倍。

**13.2.5**—当为了减少柱上负弯距钢筋的数量或着降低板的最小厚度, 柱顶上部的无梁托板至少是板厚的  $1/4$ , 并且伸入支座的长度至少是相应支座中心跨度方向的  $1/6$ 。

## 13.3—板筋

**13.3.1**—双向板在每个方向的钢筋面积是由控制截面的弯距计算得到的, 但同时也不能小于公式 7.12 所计算出的值。

**13.3.2**—除了多孔板或者加肋板结构外, 控制截面的钢筋跨度不应超过板厚的 2 倍, 在多孔板跨度内, 钢筋面积是有公式 7.12 计算而得。

**13.3.3**—与不连续板边缘垂直的受拉钢筋应延伸到板边缘出, 并且在承重梁、柱、墙中进行锚固、搭接、弯起, 其长度不小于 150mm。

## 注释

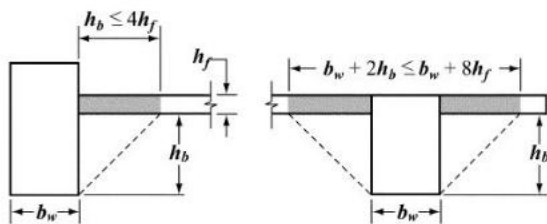


图 R13.2.4 —在条款 13.2.4 下有梁板的部分示意图

## R13.2—定义

**R13.2.3**—在柱中线之间板包括了所有抗弯构件。所以柱顶条板也可能包括梁。

**R13.2.4**—对于对整体式或完全组装式结构来说, 可以把板边的梁当作翼缘。图 R13.2.4 给出了两种不同的情况。

**R13.2.5**—条款 13.2.5 中给出了无梁托板尺寸的必要条件, 然而参考条款 13.2.7 可以减少负弯距钢筋的数量, 条款 9.5.3 可以满足最小板厚的要求。小于条款 13.2.5 中给出的无梁托板尺寸, 可能会增大板的剪切强度。

## R13.3—板筋

**R13.3.2**—板内钢筋的间距不大于板厚的两倍, 而这种要求仅使用于实心板, 并不适用于托板和双向密肋板, 这种限制确保了板的作用力和开裂, 把一些荷载集中到板上的较小区域内。可参考条款 R10.6 中的要求。

**R13.3.3—R13.3.5**—在承重梁处, 板上的弯距是易于改变的, 如果承重梁被牢牢建在墙上, 那么板就近似于完全刚性, 如果没有一面整体的墙, 板近似于简单支撑, 主要依靠承重梁或板边缘的扭转刚度。因而这些要求给一些建筑中产生的不明情况提供了依据。

## 规范

**13.3.4**—与不连续板边缘垂直的负弯距钢筋,应在承重梁、柱、墙内进行弯起或锚固,并且在支座出要根据本规范 12 章中的要求进行钢筋计算。

**13.3.5**—如果在不连续板边缘上没有承重梁或墙的支撑,或有超出支座的悬臂板的话,那么板内应允许钢筋锚固。

**13.3.6**—如果在支座间的有梁板上  $a_r$  值大于 1,那么在顶板和地板外角处的特殊钢筋可由条款 13.3.6.1 到 13.3.6.4 得到。

**13.3.6.1**—在板顶和板底处的特殊钢筋应在每米宽度上的抵抗弯距达到板上最大正弯距值。

**13.3.6.2**—在板顶角处,弯距认为是轴心垂直于对角线的,在板底角处,认为弯距是轴心平行于对角线的。

**13.3.6.3**—根据板角各方向的长度,特殊钢筋应取长跨方向的 1/5

**13.3.6.4**—在顶板处,特殊钢筋应成箍平行于对角线放置,在底板处应垂直于对角线放置。相比之下,特殊钢筋应分两层平行于顶板与底板放置。

**13.3.7**—当用无梁托板来减少平板柱上负弯距区域的钢筋时,托板的尺寸应根据条款小区域内。13.2.5 来求得,在计算所需要的板钢筋时,板下部的托板厚度不宜大于从托板边缘到柱顶面长度的 1/4。

**13.3.8**—无梁楼板的具体配筋

**13.3.8.1**—除条款 13.3.8 中的要求外,无梁楼板上的钢筋伸长度如图 13.3.8 所示。

## 注释

**R13.3.8**—无梁楼板的具体配筋

在 89 年的规范中,弯起钢筋在图 13.3.8 中是没有的,这主要是因为现在已经很少运用弯起钢筋,并且施工放置也很麻烦。如果满足 13.3.8.3 中的要求,弯起钢筋是被允许使用的,具体可参考 83 年规范中的 13.4.8 条款。





## 规范

**13.3.8.2**—在相邻跨度不一样的情况下,如图 13.3.8 所示,支座处的负弯距钢筋的拉伸长度应根据相应的长跨方向来取得。

**13.3.8.3**—仅在高跨比允许范围内,需要  $45^\circ$  弯起或更小角度弯起时,可以使用弯起弯起钢筋。

**13.3.8.4**—在框架结构中,当双向板作为主要构件来承担侧向荷载时,钢筋的长度应通过计算得到,但不宜小于图 13.3.8 中的长度。

**13.3.8.5**—在柱顶条板内的所有底部钢筋,在各个方向上应该是不间断的,但可用焊接,机械搭接,或“A 级应力”法搭接,且要满足 12.14.3 中的要求。搭接长度如图 13.3.8 所示。柱顶条板底部的钢筋至少有两根在各个方向上应通过柱心,并锚固在外支座上。

**13.3.8.6**—在升板法施工中,板处于剪切面上,利用条款 13.3.8.5 中的要求而把底部钢筋通过柱子是不合理的,然而应当至少有两根底部钢筋穿过剪切面或升降接头处,离柱越近,越可靠,并要求钢筋不截断,否则需要用“A 级应力”法进行搭接。在外部柱上的钢筋应锚固在剪切面上或升降接头处。

### 13.4—板内开洞

**13.4.1**—如果进分析板的设计强度不小于条款 9.2 与 9.3 所阐述的强度,并且满足所有可靠性指标,其中包括对变形的限制条件,那么在板中允许开任何尺寸的洞口。

**13.4.2—13.4.1** 条款中的要求只是一种具有选择性的特殊分析方法,而对于无梁楼板来说,却只能根据条款 13.4.2.1 到 13.4.2.4 中的要求进行设计。

**13.4.2.1**—任何尺寸的洞口一般应设置在中间条板的交叉区域内,并且其总体配筋量对于无洞板来说也是适用的。

**13.4.2.2**—中间条板的交叉区域不应大于柱在任何方向跨度的  $1/8$ ,由于开洞后结构被扰动,因而在洞边的钢筋数量应增加。

**13.4.2.3**—在柱顶条板与中间条板的共同区域内,由于开

## 注释

**R13.3.8.4**—由于侧向荷载和重力荷载的共同作用会产生弯距,因此图 13.3.8 中所表示钢筋的长度和拉伸范围是不全面的。

**R13.3.8.5**—邻近支座范围内,连续柱顶条板的底部钢筋可以为板提供一些额外强度。即使在单一支座破坏的情况下,两根通过柱的通长柱顶条板的底部钢筋将作为受力钢筋,在单一支座发生冲切破坏时,给板提供一些额外强度。在 02 年的规范中详细描述了机械搭接和焊接这两种钢筋搭接的方式。

**R13.3.8.6**—在 92 年规范中,对于无梁双向板的计算,这一条款被添加进去,并要求配置相同的钢筋以防止在支座处发生冲切破坏。

例如,对于底部受力钢筋来说,应有足够的间距通过柱和剪切面的底部。在剪切面底部间距不足的地方,底部钢筋应通过剪切支架上的洞口或着升降接头周边的洞口。板上的剪切面应尽可能的处于低处,从而能提高它们的效果。

### **R13.4—板内开洞**

见 R11.12.5

## 规范

洞条板内至多有  $1/4$  的钢筋被扰动。因而由于开洞的影响，需要在开洞处增加钢筋的数量。

**13.4.2.4**—剪应力应满足条款 11.12.5 中的要求。

### 13.5—设计过程

**13.5.1**—板的设计过程都要满足平衡条件和几何条件。如果可以实现的话，那么每个截面的设计强度要与条款 9.2 与 9.3 中所论述的强度一样，并且要满足所有可靠性指标，其中也包括对变形的限制。

**13.5.1.1**—条款 13.6 中的直接设计法和条款 13.7 中的等效框架法可以用来设计竖向荷载下的板，除此之外，这种方法还不仅包括对梁板的设计，甚至包括对支座和承重柱，墙所形成的正交框架的设计。

**13.5.1.2**—对于侧向荷载来说，对框架的分析要考虑到裂缝作用和钢筋对框架构件刚度的作用。

**13.5.1.3**—允许把竖向荷载作用结果和侧向荷载作用结果相结合。

## 注释

### R13.5—设计过程

**R13.5.1**—这一节允许设计者按照结构力学的基本原则进行直接设计，前提是其中详细说明的安全性指标和可靠性指标都能得到满足。对板的设计可以通过线弹性连续体的典型计算方法，分离杆件的数学算法，或分析屈服线法来实现。这一设计过程还包括对支座处应力条件的计算，其中包括对剪应力，扭转和弯曲的计算。设计者对板设计时，不仅要考虑到对他进行分析，还包括调整在预期荷载作用下所产生的任何板结构尺寸的偏差和计算应力的可靠性，结构的变形。

**R13.5.1.1**—条款 13.6 和 13.7 给出了双向板在竖向荷载作用下的分析方法。而这两种方法仅局限于竖向荷载作用下的正交框架中，而有梁双向板，无梁板和平板也可以用此方法。在这两种方法中，板控制截面的弯距分布情况可以反映出，由于开裂和支撑条件而导致构件刚度的降低。

**R13.5.1.2**—在结构使用年限中，施工荷载，正常使用荷载，预期负荷，体积改变都将会在板中产生裂缝，而裂缝又降低了板的刚度，并且结构在侧向荷载作用下增大了结构的侧向弯曲，因此在刚度设定中应当考虑板的开裂，并且也不能低估了风荷载或地震荷载的影响。

在对侧向荷载进行分析时，设计者的设计模型所用的任何方法都要满足平衡条件和几何条件，并且也要和实验数据相协调。所选用的方法不仅要考虑到裂缝的影响，而且也要考虑到一些参数的影响，例如  $l_2/l_1$ ,  $c_1/l_1$ , 和  $c_2/c_1$ 。条款 13.12 中已经总结了一些可行性方法，其中包括对裂缝作用的讨论，还包括受弯板的有限单元模型，有效梁宽模型和等效框架模型。

例如在非预应力板中，板的抗弯刚度一般是没有开裂时的  $1/2$  到  $1/4$  之间。而对于预应力板来说，刚度要比开裂板的刚度大一些。在确定位移和弯距时，要先假定板刚度的下限，当设计板与其它构件（如框架墙）的相互作用时，可以适当考虑板的刚度范围，这样才能估算到板与其它构件的相互影响。

## 规范

**13.5.2**—如果在支座之间有板与梁的话,那么它们每个截面的弯距值与一般极限设计弯距值成正比。

**13.5.3**—在竖向荷载,风荷载,地震荷载,或者其它水平荷载作用下,板与柱之间弯距将产生变化,根据条款 13.5.3.2 与 13.5.3.3,由于扰曲,一小部分不平衡弯距将产生变化。

**13.5.3.1**—根据条款 11.12.6 中的要求,由弯曲而没有传递的不平衡弯距,将由剪切偏心矩来传递。

**13.5.3.2**—在柱面或柱顶的外表面的有效板宽范围内,给出了由弯曲而传递的一部分不平衡弯距  $\gamma_f M_u$ ,这一范围的大小是 1.5 倍板厚或 1.5 倍托板厚,  $M_u$  是传递的极限设计弯距

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (13-1)$$

**13.5.3.3**—对于外支座边缘与轴向平行的不平衡弯距来说,如果边支座处  $V_u$  没有超过  $0.75 \phi V_c$ ,或者中间支座的  $V_u$  没有超过  $0.5 \phi V_c$ ,那么有公式 13-1 求出的  $\gamma_f$  应取 1.0,其中  $V_c$  是根据条款 11.12.2.1 计算得到的。对于内支座出的不平衡弯距和外支座处与轴向垂直的不平衡弯距来说,如果支座处的  $V_u$  不超过  $0.4 V_c$ ,那么  $\gamma_f$  的值应增大 25%。条款 13.5.3.2 中说明的有效板宽上的配筋率  $\rho$  不应超过  $0.375 \rho_b$ 。对于预应力板件来说,  $\gamma_f$  的值可不做调整。

## 注释

**R13.5.3**—这一节主要分析无梁板。实验证明,如果不采取特殊的方法来抵抗扭矩和剪切应力,全部钢筋所抵抗的那部分弯距通过弯曲传递到柱上,并且在柱每一边的 1.5 倍板厚或 1.5 倍托板厚的范围内进行分布。柱周边的板上所计算出的剪切应力应满足条款 11.1.2 中的要求。其中注释 R11.12.1.2 与 R11.12.2.1 更加详细的描述了其中的应用。

**R13.5.3.3**—在一定条件下,设计者不需要调整杆件的尺寸,而同过剪力来调整弯距的大小。除此之外,89 年规范中对此没有改变。实验证明,对于一些受弯构件来说,可以通过内外支座处的剪力和弯曲来分配不平衡弯距。对于板柱接头的内,外,中间支座处,矩形柱的临界边长分别取 4 边,3 边与 2 边。95 年规范在某种程度上所作出的修改要比 97 年的规范更加优越一些。在外支座处,对于轴向平行与边缘的不平衡弯距来说,如果支座处的设计剪应力(除了由弯矩传递而产生的剪应力)不超过条款 11.12.2.1 规定边柱剪应力的 75%或中柱的 50%,那么由于剪切偏心率而传递的弯矩大小  $\gamma_f M_u$  可以有所降低。实验证明在这种情况下,外部支座处的剪应力与不平衡弯矩没有显著的相互影响。注释 ( $\gamma_f M_u$  值降低,  $\gamma_f M_u$  值升高)。

内支座的实验证明了,一些易弯曲构件可由剪应力和弯曲对不平衡弯矩进行分配。但与外支座相比它有更多的严格限制条件。对于内支座来说,如果设计剪力值(除了由弯矩传递所引起的剪力外)不超过条款 11.12.2.1 规定  $V_c$  值的 40%,那么由弯曲传递的不平衡弯矩值应增加 25%。

板柱接头实验证明,这种要求也适合于高级别延性结构中,因为剪力与不平衡弯矩的相互影响起决定作用。当极限设计剪应力值较大时,在有效宽度范围内,板柱接头处

## 规范

**13.5.3.4**—条款 13.5.3.2 要求在有效宽度范围内应通过加密或加筋来增加柱的强度，从而提高抵抗弯矩的能力。

**13.5.4**—通过剪应力和扭矩把板上的荷载传递到支撑柱和墙上，这要根据本规范 11 章进行设计。

### 13.6—直接设计法

#### 13.6.1—限制条件

根据条款 13.6.1.1 到 13.6.1.8 中的要求，允许在一定范围内通过直接设计法对板进行设计。

**13.6.1.1**—板上的各个方向至少有连续三跨。

**13.6.1.2**—板截面应为矩形，两支座中心线之间的长跨与短跨比不大于 2。

**13.6.1.3**—这一节的限制条件主要是针对截面上的负弯矩值可能超过图 13.3.8 中负弯矩所能承担的极限值。

**13.6.1.4**—在连续柱的轴线之间，柱的偏心距是起跨度的 10%（任意方向的偏心）

## 注释

的钢筋不能完全起作用，仅当配筋率（在有效宽度内）起作用时，不平衡弯矩不超过  $0.375 \rho_b$ ，那么根据条款 13.5.3.3 允许对板柱的边缘，中间，内部接头进行调整。如果根据条款 13.5.3.3 的要求，公式 13-1 不进行调整的话，那么接头将处于高应力状态下。条款 13.5.3.3 主要是为了提高板柱接头处的延性。当在内支座处出现负弯矩时，板顶部与底部钢筋在有效宽度范围内需要增加，在顶部配 2 根钢筋被认为是合理的。

### R13.6—直接设计法

直接设计法包括一系列针对板，梁弯矩分配的原则，从而来满足安全要求，同时满足可靠性要求。三条基本原则如下：

- (1) 全部极限设计静矩的确定（参考条款 13.6.2）
- (2) 正负截面处总体极限设计静矩的分布（参考条款 13.6.3）
- (3) 柱顶条板和中间条板处的总体极限设计静矩的分布（如果有梁的话，可参考条款 13.6.4 到 13.6.6）柱顶条板和中间条板的弯矩分配可利用等效框架法进行分析（参考 13.7）

#### R13.6.1—限制条件

在理论分析设计中对确定无梁板和有梁板的弯矩时，在要求简单设计与施工程序时，在补充板的性能时，可以利用直接设计法。因此在利用直接设计法对板进行设计时，要遵守这一节中的限制条件。

**R13.6.1.1**—这一节的限制条件主要是由于仅在连续两跨结构中，内支座处有负弯矩。直接设计法的原则是板内的负弯矩截面即不能抵抗扭矩，也不能进行钢筋截断。

**R13.6.1.2**—如果两跨度（长跨与短跨）之间的比例大于 2，那么板在短跨方向抵抗弯矩可看作单向板。

**R13.6.1.4**—柱在一定矩形排列条件下，可以是偏心的，其中可以把跨度的 20%作为全部积累偏心的上限。

## 规范

**13.6.1.5**—整块板上的全部荷载仅有不均匀分布的竖向荷载组成。并且活荷载在大小不应超过恒荷载大小的 2 倍。

**13.6.1.6**—对于支座之间的有梁板来说, 公式 13-2 满足两相互垂直的梁

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0 \quad (13-2)$$

公式中  $\alpha_{f1}$  与  $\alpha_{f2}$  的值可由公式 13-3 计算得到。

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (13-3)$$

**13.6.1.7**—条款 8.3 中允许的弯矩重分布, 对于板设计来说, 并不适合用直接设计法 (参考条款 13.6.7)。

**13.6.1.8**—如果经分析证明了条款 13.5.1 中的要求得到了满足, 那么条款 13.6.1 中的各种限制条件是合理的。

### 13.6.2—单跨板上的总体极限设计静矩

**13.6.2.1**—对单跨板来说, 在支座边板中心线处所形成的横向条带决定了总体极限设计静矩  $M_0$ 。

**13.6.2.2**—在板的每个方向上的整体极限设计正弯矩和极限平均负弯矩不应小于公式 13-4 所计算的  $M_0$  值。

$$M_0 = \frac{q_u l_n^2}{8} \quad (13-4)$$

其中  $l_n$  为已知弯矩方向上的净跨。

**13.6.2.3**—一支座中心线处板上荷载传递范围是不同的, 公

## 注释

**R13.6.1.5**—直接设计法以不均匀竖向荷载实验和恒荷载所产生柱的作用力为依据, 对风荷载或地震荷载等侧向荷载进行框架分析, 其中柱荷载作用下的基础底板可按双向板设计 (参考条款 15.10)。由于土应力作用的不均匀性, 所以要进行框架分析。在 95 年规范中, 直接设计法所要求的是, 活荷载与恒荷载的比值为 3:2。在大部分板件中, 活荷载与恒荷载的比值不大于 2, 并且不需要考虑荷载作用效应。

**R13.6.1.6**—除非刚度满足要求, 要不然弯矩的弹性分布与直接设计法中的要求有较大的出入。

**R13.6.1.7**—因为在条款 8.3 中用的是弯矩近似值, 所以弯矩重分布法不适合于直接设计法, 但可根据条款 13.6.7 进行 10% 的调整。

**R13.6.1.8**—如果经分析表明一些特殊的限制条件并不适合于这种结构, 那么即使结构这种结构并不适合这一节的限制条件, 设计者依然可以用直接设计法进行设计。对一个承担不变荷载的板来说 (例如认为水库中板上承担的荷载是不变的), 设计者就不需要满足条款 13.6.1.5 中对活荷载的限制。

### R13.6.2—单跨板上的总体极限设计静矩

**R13.6.2.2**—公式 13-4 直接由 Nichol 导出, 并且它的基本假设是, 沿支座面上, 作用力集中垂直作用在有效跨度范围内, 设计者最好是计算出两相邻半跨板的静矩, 在这块板上有一柱顶条板, 并在其每一边有半跨的中间条板。



## 规范

式 13—4 中  $l_2$  应取相邻跨度荷载传递的长度。

**13.6.2.4**—在计算与边缘相邻和平行的跨度时,公式 13—4 中的  $L_2$  取值为边缘到板中心线的长度。

**13.6.2.5**—对墙,板,柱来说,净跨  $l_n$  应取面到面的长度,公式 13—4 中  $l_n$  取值不应小于  $0.65l_1$ 。对圆形或正多边形的支撑面应等效为面积相等的正方形。

### 13.6.3—正负极限设计弯矩

**13.6.3.1**—负极限设计弯矩应出现在矩形支撑面上,圆形或正多边形支撑面应等效为等面积的正方形截面。

**13.6.3.2**—在中间跨度内,总静矩  $M_0$  应按下面原则进行分配:

极限设计负弯矩.....0.65  
极限设计正弯矩.....0.35

**13.6.3.3**—在边跨范围内,  $M_0$  应按下表进行分配

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	外边缘无约束	支座处有梁板	内支座处无梁板		外边缘完全约束
			无边梁	有边梁	
内支座出极限设计负弯矩	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
极限设计正弯矩	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
外支座出极限设计负弯矩	0	0.16	0.26	0.30	0.65

**13.6.3.4**—除非根据相邻杆件的刚度进行不平衡弯矩分析,负弯矩截面主要是为了抵抗两内支座出极限设计弯矩的较大值。这一弯矩的大小由共同支撑的框架跨度所决定的。

## 注释

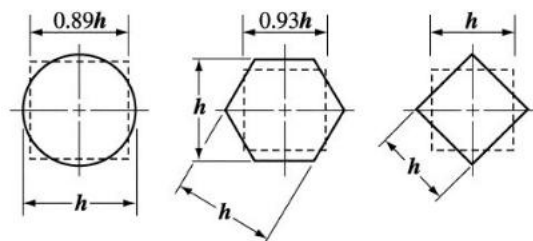


图 13.6.2.5—支撑构件的等效矩形截面

**R13.6.2.5**—如果一支撑构件不是矩形截面,或者矩形边长与跨度方向不平行,那么需要把此截面等效为等面积的正方形截面。如图 13.6.2.5 所示

### R13.6.3—正负极限设计弯矩

**R13.6.3.3**—根据条款 13.18.13.19 和 13.20 中的要求,边跨处的弯矩分配系数可根据等刚度柱得到,在无约束边界条件下,可利用这些系数。例如,板与混凝土墙进行整体施工时,墙体与板相比具有较大的抗弯刚度,那么在板墙连接处几乎不产生扭转。

对于在其它无约束或完全约束条件下,板的系数应取正弯矩与内支座出负弯矩的上限值。因此,外支座处的负弯矩通常接近于下限值。对大部分板件来说,由最小配筋率所决定的负弯矩主要是用来控制裂缝的。为了使总的正弯矩与平均弯矩之和等于  $M_0$ , 最终在板上取的系数是需要调整的。

对于支座处的有梁双向板来说,弯矩系数可采用表中(2)处的值。对于中间支座的无梁板来说,表格(3),(4)中的值分别使用于无梁板和有梁板。

在 97 年的规范中,在边跨范围内,分配系数是与总静矩  $M_0$  成正比的。并且这一系数还被认为是等效外部支撑的刚度系数。这中方法相当于表 13.6.3.3 中的值。

**R13.6.3.4**—柱边或其它支撑类型上板的弯矩是不同的,主要是由于支撑的不同造成的。如果为了分配不平衡弯矩,那么根据构件所包含的总的混凝土截面,可以得到抗弯刚度。

## 规范

**13.6.3.5**—梁边或柱边的抵抗扭矩的大小与它们所承担的极限设计负弯矩成比例。

**13.6.3.6**—竖向荷载下的弯矩在板与柱边的传递大小应根据条款 13.5.3.1 取  $0.3M_0$ 。

### 13.6.4—柱顶条板的极限设计弯矩

**13.6.4.1**—柱顶条板应该设计的成比例，从而用来抵抗以下部分相应百分比例内支座处的极限设计负弯矩：

$l_2/l_1$	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_f l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$(\alpha_f l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

上述未列出的数值可以按线性插值的方法计算得出。

**13.6.4.2**—柱顶条板应该设计的成比例，从而用来抵抗以下部分相应百分比例外支座处的极限设计负弯矩：

$l_2/l_1$		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_f l_2/l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_f l_2/l_1) \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

未列出的数值可以按线性插值的方法计算，在这里  $\beta_t$  与  $C$  的值分别有公式 13—5 与 13—6 计算而得。

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (13-5)$$

$$C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3} \quad (13-6)$$

对于 T 形或 L 形截面来说，可根据条款 13.2.4 的要求，把截面划分为不同的矩形，常数  $C$  的值去各部分之和。

**13.6.4.3**—当包含柱或墙支座的延伸长度等于或大于计算  $M_0$  跨度的  $(3/4) l_2$  时，负弯矩应沿着  $l_2$  方向进行不均匀分部。

**13.6.4.4**—柱顶条板应该设计的成比例，从而用来抵抗以下部分相应百分比例的极限设计正弯矩：

## 注释

**R13.6.3.5**—板结构边缘处的正交弯矩应传递到柱或墙上。板上由于弯矩引起扭转应力，所以要对它进行检测。

### R13.6.4, 13.6.5 和 13.6.6—

柱顶条板，梁与中间条板的极限设计弯矩

根据研究具有不同刚度梁的线弹性板，通过成功运用弯矩协调系数，从而给出了柱顶条板，梁与中间条板的分配弯矩。

为了计算与支撑墙相邻边缘处的半跨柱顶条板的弯矩，公式 13—4 中的  $l_n$  应假定为相邻柱与柱之间的跨度，墙作为梁来对待，并且具有惯性矩  $I_b$  是无限大的。

**R13.6.4.2**—扭转刚度系数  $\beta_t$  的作用是把外支座出的极限设计负弯矩全部分配到柱顶条板上去，而不分配到中间条板上，梁的扭转刚度大于相应支撑板的弯曲刚度。在定义  $\beta_t$  时，剪切模量应取为  $E_{cb}/2$ 。

沿柱边的墙可看作支撑来对待，并认为是大刚度的梁，其中  $\alpha_f l_2/l_1$  的值取大于 1 的情况。在确定弯矩的垂直方向上，如果外支座处有墙，那么当墙是没有抗扭强度的砌体结构时， $\beta_t$  应取为 0，对于单快板来说，如果墙体是具有抗扭强度的混凝土的话，那么  $\beta_t$  应为 2.5。

规范

$l_2/l_1$	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_{f1}l_2/l_1) = 0$	60	60	60
$(\alpha_{f1}l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

未列出的数值可以按线性插值的方法计算得出。

**13.6.4.5**—对于支座之间的有梁板来说，柱顶条板之间的板部分必须设计成相应比例用来抵抗不由梁来承受的那部分柱顶条板的弯矩。

**13.6.5**—梁的极限设计弯矩

**13.6.5.1**—如果  $\alpha_{f1}l_2/l_1$  的值大于等于 1 的话，那么支座之间的梁应该相应比例的支撑 85% 的柱顶条板的弯矩。

**13.6.5.2**—如果  $\alpha_{f1}l_2/l_1$  的值在 1 与 0 之间，那么由梁支撑的柱顶条板的弯矩的比例将通过 85% 到 0 之间的线形插值求得。

**13.6.5.3**—除了由条款 13.6.2.2, 13.6.5.1 和 13.6.5.2 计算恒荷载作用下的弯矩外，梁还应该成比例的来承担由直接作用于梁的集中荷载或线形荷载所产生的所有弯矩，包括在平板之上或之下的结构梁杆的重量。

**13.6.6**—中间条板的极限设计弯矩

**13.6.6.1**—柱顶条板所不能承担的那部分正，负极限设计弯矩将成比例的分布到相应的半跨中间条板上。

**13.6.6.2**—每个中间条板将会成比例的来抵抗分配到它的两个半跨板上的弯矩之和。

**13.6.6.3**—一个由墙支撑的与边缘相邻且平行的中间条板将会成比例的来承担两倍大小的弯矩，而这个弯矩是分配到相应内支座处的半跨中间条板上的。

**13.6.7**—极限设计弯矩的修正

当板上的总静矩为  $M_0$  时，设计弯矩的修正在 10% 以内是允许的，并不小于公式 13—4 要求的值。

**13.6.8**—有梁板的极限设计剪应力

注释

**R13.6.5**—梁的极限设计弯矩

直接分配到梁上的荷载除了板上的均布恒荷载，均布叠加恒荷载，例如天花板，地板面层或假定等效的隔板荷载外，还包括均布活荷载。公式 13—4 中的  $q_u$  包含了全部的这些荷载。直接作用在梁上的线荷载包括梁中线上的或沿梁中线上的隔板墙和额外结构梁杆上的恒荷载。集中荷载包括梁上的立杆和梁下的吊杆。为了直接确定分布的荷载，要求只有在梁宽范围内作用的荷载才是直接作用在梁上的（条款 13.2.4 中定义梁的有效宽度只能用来计算强度和相应的刚度）。作用在远离梁杆板上的线荷载和集中荷载需要对其进行特别的考虑，从而决定它们对板和梁的作用。

**R13.6.8**—有梁板的极限设计剪应力

计算一根内梁上的剪应力所用到的区域面积的形状如图

## 规范

**13.6.8.1**—系数  $\alpha_{el_2}/l_1$  的值大于等于 1 的梁应成比例去抵抗有极限设计荷载在区域面积上所产生的剪应力。这一区域是由从板角和相邻板中心线的平行线到长边所画的 45 度线所确定的。

**13.6.8.2**—对于系数  $\alpha_{el_2}/l_1$  小于 1 的梁, 应成比例的来抵抗剪应力。假定  $\alpha_{el_2}=0$  时梁不能承担荷载, 这时可用线形插值法。

**13.6.8.3**—除了条款 13.6.8.1 和 13.6.8.2 计算的剪应力外, 梁还应该成比例的抵抗由直接作用在梁上的极限设计荷载所产生的剪应力。

**13.6.8.4**—若假定荷载分布在承重梁上, 那么可利用条款 13.6.8.1 或 13.6.8.2 对板进行抗剪强度设计。不过首先要给出板上剪切强度。

**13.6.8.5**—剪切强度应满足十一章中的要求。

### 13.6.9—柱和墙的极限设计弯矩

**13.6.9.1**—柱与墙应与板整体建筑, 从而来抵抗有板上的极限设计荷载所产生的弯矩。

**13.6.9.2**—如果没有一个总体的分析, 在内部支座处, 根据公式 13-7 板上或板下的支撑构件对于抵抗极限设计弯矩来说, 是与刚度成正比的。

$$M_u = 0.07[(q_{Du} + 0.5q_{Lu})l_2l_n - q_{Du}'l_2'(l_n')^2] \quad (13-7)$$

在这里  $q_{Du}'$ ,  $l_2'$  和  $l_n'$  分别是短跨方向的值。

### 13.7—等效框架法

**13.7.1**—以等效框架法进行的平板设计是以条款 13.7.2 到 13.7.6 的假设为基础的, 并且平板的各部分及支撑构件所承受相应比例的弯矩和剪力也由次方法而得

**13.7.1.1**—在用到金属柱头的地方, 应该把柱头对刚度的影响以及它们对弯矩和剪力的抵抗能力考虑进去。

**13.7.1.2**—允许忽略由于直接压力产生的柱和平板长度的变化, 以及有剪力引起的挠度。

## 注释

**R13.6.8** 所示。如果梁的刚度  $\alpha_{el_2}/l_1$  小于 1, 那么梁上的剪应力可通过线形插值求得。在这种情况下, 位于柱中的梁将承担所有柱上的剪应力, 同时将在柱周围的平板上产生剪应力, 这需要用条款 13.6.8.4 的要求进行校核。从条款 13.6.8.1 到 13.6.8.3 没有把梁上的扭矩计算出来, 这个力矩是以作用在梁边上的计算弯矩为基础的。

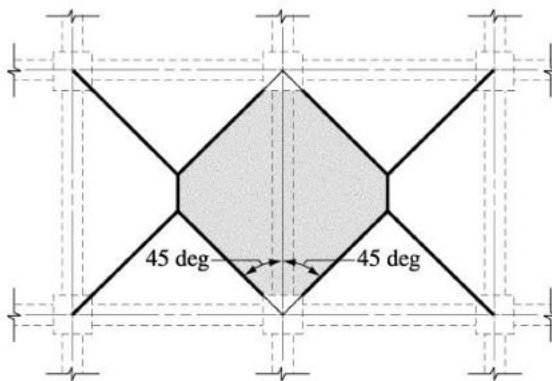


图 R13.6.8—内部梁上剪应力的区域面积

### R13.6.9—柱和墙的极限设计弯矩

在公式 13-7 中提到的两相邻跨度中, 其中一个跨度比另一个跨度大, 并且全部恒荷载加上一半的活荷载作用在长跨上, 而只有恒荷载作用在短跨上。

对板上的弯矩传递到边缘柱上的钢筋的设计和详细说明, 对于平板或没有边缘梁的平板, 或悬臂板的性能和安全来说, 是非常重要的, 要把全部的设计说明列在设计图纸上, 例如通过缩小间距或附加筋来加密柱上的钢筋。

### R13.7—等效框架法

等效框架法需要对一系列由二维框架组成的三维平板进行描述, 然后再分析作用在框架上的平面荷载。根据条款 13.6.4 (柱顶条板), 13.6.5 (梁) 和 13.6.6 (中间条板), 由框架临界设计断面所决定的正负弯矩分布在平板断面上。等效框架法是以条款 13.18, 13.19 和 13.20 中的要求为基础的。许多在 1998 年规范注释中给出的等效框架法的细节在 1995 年的规范中是没有的。

## 规范

### 13.7.2—等效框架

**13.7.2.1**—建筑物纵向与横向柱线上的等效框架组成了一个建筑结构。

**13.7.2.2**—每个框架都有一排柱或支座以及梁板所组成，横向边界是由柱和支座上每一边的中心线上的平板中线来确定的。

**13.7.2.3**—柱或支架应该假定通过横向跨度方向的扭矩与梁板连接，在这一方向上可以确定弯矩的值，并且延伸到柱边横向板的边缘。

**13.7.2.4**—与边线邻近并且平行的框架，必须由这个边线及邻近平板的中线来界定。

**13.7.2.5**—可以对等效框架进行整体分析。另外对于重力荷载而言，在考虑到柱端固定的情况下，可以对每层楼板或屋板进行独立分析。

**13.7.2.6**—在对平板梁进行独立分析的地方，假定从那一点开始，任何板间支撑下的平板梁都是固定的，那么可以由一个确定的支座来决定弯矩，但前提是平板必须连续地延伸过这一点。

### 13.7.3—板—梁

**13.7.3.1**—在节点或柱帽以外，板—梁任何截面的惯性矩，可根据混凝土的毛截面来计算。

**13.7.3.2**—板—梁的惯性矩沿其轴线的变化应予考虑。

**13.7.3.3**—板—梁从柱中心至柱边、牛腿边或柱帽边的惯性矩，应假定等于板—梁在往边、牛腿边或往帽边的惯性矩除以  $(1-c_2/l_2)^2$ ，此处  $c_2$  和  $l_2$  是指垂直于确定弯矩方向的尺寸。

## 注释

### R13.7.2—等效框架

图 R13.7.2 表示了一个规则的结构物的等效框架的应用分析。三维的结构可以分解为一系列二维的排架（等效框架），这些排架是以柱或支座的中线为中心，并且每个框架延伸到整个结构物那样的高度。每个等效框架的宽度有邻近平板的中线来确定。对一个结构物的平板进行全面的分析包括分析一系列纵向或横向通过结构物的等效（内部或外部）框架。

等效框架包括三部分：（1）水平的条板，其中包括所有布置在框架方向上的梁，（2）延伸到平板上或下的柱或其它的垂直支撑物，（3）结构中在水平构件与垂直构件中传递弯矩的构件。

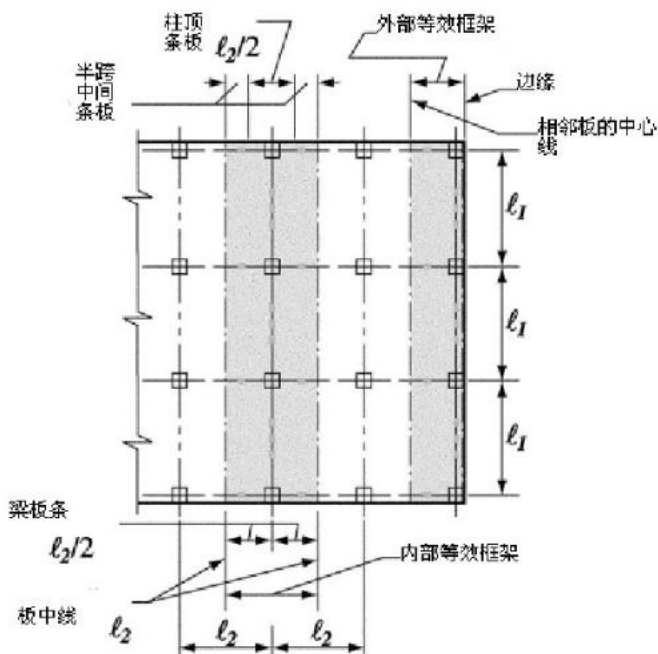


图 R13.7.2—等效框架的定义

### R13.7.3—板—梁

**R13.7.3.3**—把支座定义为柱、柱帽、牛腿或墙。梁不考虑在等效框架的支承构件之内。

## 规范

### 13.7.4—柱子

**13.7.4.1**—在节点或柱帽以外，柱子任何截面的惯性矩，可根据混凝土的毛截面来计算。

**13.7.4.2**—柱子的惯性矩沿其轴线的变化应予考虑。

**13.7.4.3**—在“板—梁”顶至底的节点范围内、柱子的惯性矩应视为无穷大。

## 注释

### R13.7.4—柱子

柱刚度基于从上板厚中央到下板厚中央的柱长度。柱惯性矩根据其横截面计算，考虑到柱帽（假如有的话）增大刚度。在板的厚度范围内假定柱刚度为无穷大。

当板—梁单独进行重力荷载分析时（尤其是当弯矩分配或其它手工计算方法来分析时），采用等效柱的概念，即将板—梁和受扭构件的刚度综合成一组构件。等效柱修正柱抗弯刚度以考虑到柱板接头的受扭柔度，它降低了传递弯矩的效率。等效柱包括板上方和板下方的实际柱加在柱二侧延伸至相邻板格中心线的连接的抗扭构件，如图 R13.7.4 所示。

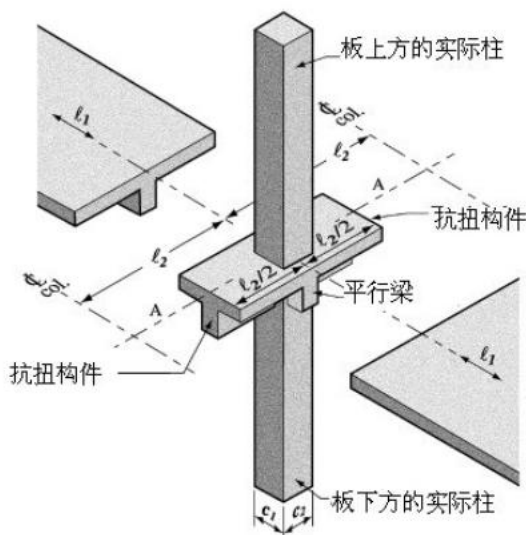


图 R13.7.4—等效柱（柱加抗扭构件）

### 13.7.5—抗扭构件

**13.7.5.1**—抗扭构件（第 13.7.2.3）应假定其截面沿长度不变，并取（a）、（b）和（c）中的较大者。

（a）宽度等于柱子、牛腿或柱帽在确定弯矩的跨度方向的宽度的那部分板。

（b）对于整体的或完整组合的结构，在（a）项所规定的那部分板之外再加上横梁在板上和板下的部分。

（c）在第 13.2.4 条中所规定的横梁。

**13.7.5.2**—如果框架梁在确定弯矩的跨度方向筑入柱内时，抗扭构件的刚度应乘以带有这种梁的板的惯性矩与无这种梁的板的惯性矩之比。

### R13.7.5—抗扭构件

抗扭构件的抗扭刚度的计算需要若干简化假定。假如没有梁筑入柱，则等于柱宽或柱帽宽的一部分板假定为等效梁。假如有梁筑入柱，则假定 T 形梁或 L 形梁作用，梁每侧翼缘挑出的宽度等于梁凸出板上方或板下方的高度，但不大于 4 倍板厚。还假定在支座宽度范围的梁内不发生扭转转动。

用于计算抗扭刚度的抗扭构件已经在 13.7.5.1 中定义。根据 1989 年的规范，式（13—6）规定了抗扭构件的刚度系数  $K_t$ 。在 1995 年的规范中， $K_t$  的近似表达转移到了注释里。

各种板构造形式的三维分析研究表明，通过假定弯矩沿抗扭构件分布、从柱中心处最大线形变化至板格中间处零，可得出合理的抗扭刚度值。沿柱中心线的单位扭矩的假定分布如图 R13.7.5 所示。

抗扭构件刚度的近似表达式，是基于各种板构造形式的三



## 规范

## 13.7.6—活荷载的分布

**13.7.6.1**—当荷载的型式已知，等效框架应按该荷载型式进行计算分析。

**13.7.6.2**—当活荷载是可变的。但不超过恒载的 3/4，或活荷载是同时所有板格上加载时，可以假定，所有截面的最大设计弯矩都发生在全部设计活载作用在整个板系时。

**13.7.6.3**—当荷载情况与第 13.7.6.2 条的情况不同时，板格跨中的最大设计正弯矩可以假定发生在该板跨和所有的隔间板跨都作用有 3/4 的全部设计荷载时；板格支座处的最大设计负弯矩可以假定发生在仅在该支座相邻两板格上作用有 3/4 的全部设计活荷载时。

**13.7.6.4**—在任何情况下，采用的设计弯矩不应小于全部设计活载作用在所有板格上时所产生的弯矩。

## 13.7.7—设计弯矩

**13.7.7.1**—在内支座处，设计负弯矩（柱带或中间板带）的临界截面应取在直线的支座边缘，但离开柱中心的距离不应大于  $0.175l_1$ 。

**13.7.7.2**—在有牛腿或柱帽的端支座处，设计负弯矩的临界截面应取在垂直于板边方向离支承构件边不超过牛腿

## 注释

维分析的结果（见注释 13.18、13.19 和 13.20）。给出的公式如下

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1-\frac{c^2}{l^2})^3}$$

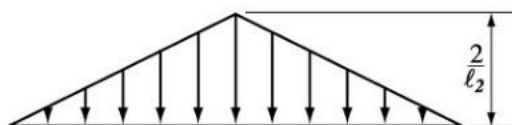


图 R13.7.5—沿图 R13.7.4 所示的柱中心线 AA 的单位扭矩的分布

## R13.7.6—活荷载的分布

对于最大弯矩荷载型式，只使用全部设计活荷载的四分之三是基于这一事实，即活荷载的最大负弯矩与最大正弯矩不会同时发生，并因而在破坏发生之前最大弯矩的重分布是可能的。假如活荷载以规定的方式分布，则这个方法实际上允许在全部设计活荷载下局部超应力，但仍保证板系在弯矩重分布后的极限承载力不小于在所有板格上均承受全部设计横载和活载所需的极限承载力。

## R13.7.7—设计弯矩

**R13.7.7.1—R13.7.7.3**—这些条款将设计负弯矩校正到支座边缘，在外支座处修正了这校正以免引起在外支座处负弯矩过度减少。图 R13.6.2.5 表明几种等效矩形支座用来确定非矩形支座设计的支座边缘。

## 规范

或柱帽突出支承构件边以外部分的  $1/2$  处。

**13.7.7.3**—在决定具有圆形或正多边形支座设计负弯矩的临界截面时，该类支座应按等面积的方形支座处理。

**13.7.7.4**—属于第 13.6.1 条范围内的板系用等效框架法分析时，可以将最后计算所得的弯矩减小一些，使设计中用的正弯矩和平均负弯矩绝对值之和不大于公式（13—4）求得的值。

**13.7.7.5**—如能满足第 13.6.1.6 条的要求时，横跨每一框架板—梁带的临界截面的弯矩，可按第 13.6.4、13.6.5 和 13.6.6 条的规定分配给柱带、梁和中间板带。

## 注释

**R13.7.7.4**—本条根据许多以前的规范并基于这一原理，即假如为得到一特定解规定了二种不同的方法，则规范不应要求比最小可接受值大的值。由于具有不超过按公式（13—4）给出值的总设计静力弯矩的设计上长期良好经验，认为当符合适当的限制时，这些值是满足设计的。

（解险峰）

## 第 14 章 墙

## 规范

## 14.1—范围

**14.1.1**—第 14 章适用于墙体在承受轴心荷载时,发生了弯曲或没有弯曲的情况。

**14.1.2**—悬臂挡土墙的设计要符合第 10 章中的弯曲设计条款要求,其最小横向配筋量要符合 14.3.3 的规定。

## 14.2—概述

**14.2.1**—墙应对其承受的偏心荷载和任何横向荷载或其他荷载进行设计。

**14.2.2**—墙在承受轴心荷载时要根据 14.2, 14.3 和 14.4, 14.5, 14.8 中一种进行设计。

**14.2.3**—考虑到墙有剪力作用时,要符合 11.10 的要求。

**14.2.4**—除了有其它分析证明,墙体在承受集中荷载时,其有效长度不能超过作用荷载中心距和承重宽度加四倍的墙厚。

**14.2.5**—当受压构件与墙体整体构造时应符合 10.8.2 的要求。

**14.2.6**—墙体应该与它相交叉的构件固定在一起,如楼板和屋顶;或者柱,相交叉墙的壁柱,扶墙;和基础。

**14.2.7**—当构件通过分析后其满足强度和稳定性,此时按 14.3, 14.5 的要求对钢筋用量和厚度的限制允许下调。

**14.2.8**—按照 15.8 的规定将力传递到墙下基础。

## 14.3—最小配筋

**14.3.1**—除了 11.10.8 和 11.10.9 的规定因抗剪要求需增加钢筋量外,其它都要满足 14.3.2 和 14.3.3 规定的最小竖向

## 注释

**R14.1—范围**

14 章一般适用于墙作为承载竖向荷载构件的设计。挡土墙的设计要符合第 10 章中的弯曲设计要求。墙作为抗剪构件设计时,如剪力墙,要满足第 14 章和 11.10 的要求为宜。

在 1977 的规范中,墙要按照第 14 章或 10.15 来设计,在 1983 规范将两者合在了第 14 章。

**R14.2—概述**

墙应该按照其承受的所有荷载进行设计,其中包括偏心荷载和横向荷载。除了遇到 14.5.1 的要求一般要按 14.4 来进行设计。

**R14.3—最小配筋**

14.3 的要求与以前的规范很类似,可以根据 14.4, 14.5 或 14.8 来进行墙的设计。如果墙在其面上抵抗水平剪力,要

## 规范

和横向配筋量。

**14.3.2**—竖向钢筋面积与所有混凝土面积的最小比,  $\rho_e$  按下面取值:

(a) 螺纹钢筋不大于 NO.16 且  $f_t$  不小 420MPa 时, 取 0.0012。

(b) 对其它型号的螺纹钢取 0.0015。

(c) 对焊接钢丝网钢筋不大于 MW200 或 MD200 取 0.0012。

**14.3.3**—水平钢筋面积与所有混凝土面积的最小比  $\rho_t$ , 按下面取值:

(a) 螺纹钢筋不大于 NO.16 且  $f_y$  不小于 420MPa 时, 取 0.0020。

(b) 对其它型号的螺纹钢取 0.0025。

(c) 对焊接钢丝网钢筋不大于 MW200 或 MD200 取 0.0020。

**14.3.4**—除了基础墙外, 当墙厚大于 250mm 时, 按下列要求在墙表面每个方向平行布置两层钢筋:

(a) 第一层在墙的外表面布置不小于 50 或不大于三分之一的墙厚的钢筋, 其量不少于总量的一半也不能大于其三分之二。

(b) 另外一层为满足钢筋布置的平衡要求, 在墙内表面布置不小于 20mm 或不大于三分之一墙厚的钢筋。

**14.3.5**—竖向和水平钢筋之间的间距不能大于三倍的墙厚也能大于 450mm。

**14.3.6**—当竖向钢筋面积不大于 0.01 倍的混凝土的总面积或此处竖向钢筋不被看作受压钢筋时, 其不需要封在横向箍筋内。

## 注释

按照 11.10.9.2 和 11.10.9.4 规定进行配筋, 可以超过 14.3 规定的最小配筋量。

在以前用标注符号来确定分布钢筋在墙里的方向, 2005 年最早用于消去其在 14 和 11 章用于普通墙体和在 21 章用于特殊墙体之间的矛盾。现在分布钢筋用来确定墙纵向和横向轴线平行线。为此, 对竖向墙体部分, 标记符号用来描述水平分布筋配筋率  $\rho_t$  和竖向分布筋配筋率  $\rho_e$ 。

## 规范

**14.3.7**—在所有窗和门洞的周围由 14.3.1 规定其增加的最小钢筋不能小于 NO.16。它们在洞口往外延伸长度不能少于 600mm。

#### 14.4—墙按受压构件设计

除了 14.5 的规定外,墙在承受轴心压力或轴压和弯曲的组合作用时,应按照 10.2, 10.3, 10.10, 10.11, 10.12, 10.13, 10.14, 10.17, 14.2, 和 14.3 的规定把它作为受压构件。

#### 14.5—经验设计法

**14.5.1**—如果所有极限设计荷载都作用在墙总厚度的中部三分之一内并满足 14.3, 14.5 的限制要求,那么矩形实心截面墙应允许按 4.5 规定的经验条款进行设计。

**14.5.2**—满足 14.5.1 限制的墙,其轴心设计强度  $\Phi P_n$  应由 Eq.(14-1)计算求得,其它按 14.4 规定的进行设计。

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{kl_e}{32h} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

此处  $\Phi$  应与 9.3.2.2 规定的以受压为主的部分相符,有效长度因数按如下取值:

对墙体在顶部和底部加支撑来防止侧向变形的

(a) 通过约束来防止其一端或两端(顶部,底部,或两端)转动.....0.8

(b) 未加约束来防止其两端发生转动....1.0

对墙体未加支撑来防止其变形的.....2.0

## 注释

#### R14.5—经验设计法

经验设计法仅适用于矩形实心截面墙。所有其它形式都要符合 14.4 的设计要求。

轴心极限设计力  $P_u$  的总的偏移量要通过偏心荷载和横向力来确定。合力作用在沿着为变形墙体长度部分的墙厚中部三分之一内(偏心距不大于  $h/6$ )时,可考虑用经验设计法。极限设计轴压力  $P_u$  应小于或等于由 Eq.(14-1),  $P_u \leq \Phi P_n$  算出的设计轴心承载力  $\Phi P_n$ 。

在 1980 的规范的补充,对 Eq.(14-1)做了修订,来反映在墙体设计中端部范围里遇到的一些问题。在 977 规范中墙体强度等式是基于墙体顶部和底部用固定来防止其侧移假定的基础上的。在端部约束弯矩与有效长度因数在 0.8—0.9 之间相符。在墙体两端固定的情况下,预制板发生倾斜时,或当墙顶没有加支撑来防止其发生变形而使得独立式屏蔽墙或大型结构地方在风荷载或地震荷载的作用下发生大屋顶倾斜时,以前的公式计算得到的轴心荷载强度不如 14.1 节给出的安全。在 1977 规范中当墙体通过加支撑来防止变形和用合力的底部约束来防止其转动得出的结果与 Eq.(14-1)算出的相同。有效长度因数  $K$  是在墙端部正常使用值。端部用约束来防止其转动要求的  $K$  为 0.8,使约束构件的弯曲刚度  $EI/l$  至少和墙体一样大。

## 规范

**14.5.3** 通过经验设计法设计最小墙厚

**14.5.3.1**—承重墙的墙厚不小于被支撑体长度或高度的 1/25，取两者最小值，也不小于 100mm。

**14.5.3.2**—地下室与基础墙外墙厚度不小于 190mm。

**14.6**—非承重墙

**14.6.1** 非承重墙墙厚不能小于 100mm 或侧向支撑体最小间距的 1/30。

**14.7**—墙作为基础梁

**14.7.1**—墙作为基础梁设计时要按 10.2，10.7 的规定布置顶部和底部钢筋。考虑剪力设计时应符合 11 章的规定要求。

**14.7.2**—基础墙暴露地面以上的部分应按 14.3 的要求进行

## 注释

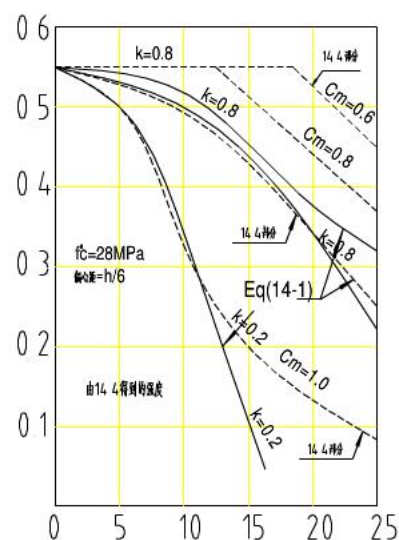


图:R14.5 墙体经验设计，Eq.(14-1)与 14.4 对比  
对细长部分由 Eq.(14-1)给出的结果与受载构件在其六分之一墙厚处因不同端部约束和支撑情况下由 14.3 或 14.4 给出的强度比较。看图 R14.5。

**R14.5.3** 通过经验设计法设计最小墙厚

最小墙厚设计要求不适用于 14.4 的设计要求。



## 规范

设计。

#### 14.8—细长墙的比较设计方案

**14.8.1**—当墙主要受拉弯曲时，对其进行设计 14.8 的要求要满足 10.10 要求。

**14.8.2**—由 14.8 规定，墙的设计要满足 14.8.2.1 到 14.8.2.6 的规范。

**14.8.2.1**—墙板作为简单的承载构件，轴心受压构件在平面外承受均布横向荷载，其最大力矩和挠度出现在跨中。

**14.8.2.2**—墙体交叉部分应高出板高。

**14.8.2.3**—墙是由压力控制的构件。

**14.8.2.4**—钢筋规定的设计强度

$$\Phi M_n \geq M_{cr} \quad (14-2)$$

此处  $M_n$  应用挠曲强度  $f_r$ ，由 Eq.(9-10) 计算得到。

**14.8.2.5**—当墙放在作弯曲设计的构件上时，其自重要均匀分布在整個宽度上。

(a) 在竖向 2:1 水平的一个设计斜面部分的每一边个增加一个等同于承载宽度的宽度：

(b) 不能大于混凝土荷载间距。

(c) 不能伸展到墙的边缘。

**14.8.2.6**—竖向应力  $P_u/A_g$  在中间高度部分不能超过  $0.06f'_c$ 。

**14.8.3**—在弯曲荷载和偏心荷载作用在墙体交叉部分时，

$$\phi M_n \geq M_u \quad (14-3)$$

$$\text{此处: } M_n = M_{ua} + P_u \Delta u \quad (14-5)$$

$M_{ua}$  是横向极限设计荷载和偏心竖向荷载作用下，墙中间

## 注释

#### R14.8—细长墙的比较设计方案

14.8 是基于 UBC 与试验研究的基础上。此处提出的程序是对 10.10 关于平面外与之墙板设计要求的对比，此处的墙板在顶部用约束来防止其倾覆。

在 UBC 描述的程序中，用极限设计荷载代替了工作荷载。

板在开窗或开其它洞口时，在板的上部不能有固定交叉部分，这种墙体在设计时要考虑开洞的影响。

在翻转施工墙和建筑体的设计时，很多方面要参考 14.5 和 14.6。

**R14.8.2.3** — 在部分在 2005 规范中被从新提出，它与 2002 规范中 10.3 介绍的设计方法有所不同。以前要求配筋率不能超过  $0.6\rho_{bal}'$ ，当墙主要承受拉力时，可近视为相同的配筋率。

## 规范

## 注释

高度部分的力矩，

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (14-5)$$

$M_u$  可通过挠曲迭代得到，或由 Eq.(14-6)直接计算得到。

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u e_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}} \quad (14-6)$$

$$\text{此处: } I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left( A_s + \frac{P_u}{f_y} \right) (d - c)^2 + \frac{e_w c^3}{3} \quad (14-7)$$

且  $E_s/E_c$  的值不能超过 6。

**14.8.4**  $\Delta_s$  是最大挠曲使用荷载，包括  $P_\Delta$  的影响，其值

不能超过  $e_c/150$ 。

在中间高度， $\Delta_s$  应按下面计算求得：

$$\Delta_s = \frac{(5M)e_c^2}{48E_c I_e} \quad (14-8)$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5P_s e_c^2}{48E_c I_e}} \quad (14-9)$$

$l_e$  应用 9.5.2.3 的程序来计算，用  $M'$  代替  $M_a$ ， $l_{cr}$  用 Eq.(14-7)。

第 15 章 基础

规范

注释

15. 1—范围

R15.1—范围

15.1.1—第 15 章应用于对独立基础和基础与地板的组合件的设计。

第 15 章的规范适用于支撑单根柱或墙的独立基础，大多规范也适用于支撑若干柱或墙组合的联合基础或其他组合基础。

15.1.2—对基础与地板的组合件的设计 15.10 还有附加要求。

R15.2—荷载和反力

15. 2—荷载与反力

15.2.1—基础应能承受极限荷载和以及引起的反力，要满足此规范的合理设计要求和 15 章的条款。

应能承受极限荷载和以及引起的反力，其中包括轴心荷载，力矩，剪应力，这些都需要它们来承受。

15.2.2—基础的底部折算系数或桩基个数和桩的安放应有未修订的力和力矩来确定，它们由基础和桩向土传递，其容许土压力和容许桩承载力根据土力学原理来计算。

容许土压力或容许桩承载力由土力学原理来确定后，要符合一般的建筑规范，土中基础的面积或个数和地板的安放应该由使用荷载和任何组合的 D,L,W 和 E 来确定，从而进行设计。

15.2.3—对于桩上基础，在计算其力和力矩时，应假定每一个桩的反力都集中作用在桩的中心位置。

只有计算出的端部弯矩存在于柱（或基板）底部时要将它们传到底座，按细长构件考虑时，10.12.3.2 规定的最小力矩不需要传到基础。

15. 3—基础支撑圆形和规则多边形柱或基座

在确定基础的力矩，剪力，和钢筋锚固的临界界面时，应该允许把圆形或规则多边形的柱和基座按等面积正方形构件来处理。

若考虑偏心荷载和力矩，其产生的最大土压力和基础反力应在容许范围之内，同理，使用荷载与由风荷载和地震荷载产生的力矩，剪应力，组合力，所产生的反力也不能超过一般规范的容许要求。

设计底座的桩顶强度时，由使用荷载来确定土的压力和基础反力，对施加于基础上的单一荷载，土的反力  $q_s=U/A_f$  按照 15.2.2 规定由未修正的力和土压力来确定，此处 U 是基础承受的集中荷载，  $A_f$  是基础底部面积。

$q_s$  极限设计荷载的设计反力，等同于任何构件的基础和柱板的力矩，剪力和钢筋延性产生的反力强度。

有偏心荷载产生的偏心距和反力与未修正力产生的不同。

## 规范

## 15.4—基础力矩

**15.4.1**—在确定基础任一平面上的外弯矩时，应贯通基础做一竖直平面，然后在该竖直平面的一侧，计算作用在其全部面积上的外弯矩。

**15.4.2**—对独立基础来说，最大设计力矩  $M_u$ ，应按 15.4.1 所描述的来计算，如下来确定临界截面的位置：

(a)对于支承混凝土柱子、垫座或墙的基础，其临界截面在柱边、垫座边或墙边。

(b)对于支承砖墙体的基础，其临界截面在墙中心和墙边缘之间的一半处。

(c)对于支承带有钢底板的柱子的基础，其临界截面在钢底板边缘至柱边的一半处。

**15.4.3**—单向基础和双向正方形基础内的钢筋，应均匀交叉分布在整个基础的宽面上。

**15.4.4**—双向矩形基础内钢筋应按 15.4.4.1，15.4.4.2 的要求进行布置。

**15.4.4.1**—在基础的长方向上，应把钢筋均匀交叉分布在整個宽度上。

**15.4.4.2**—基础的短方向上的钢筋，一部分钢筋面积  $\gamma_s A_s$ ，应该均匀分布在整個带宽上（柱和基底的中心线上），其长度应与短方向的相等。在短方向要求剩余钢筋  $(1-\gamma_s)A_s$ ，应均匀分布在带宽的外面。

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \quad (15-1)$$

此处  $\beta$  是长边和短边之比。

## 15.5—基础中的剪应力

**15.5.1**—土和岩石上的基础的剪力强度应符合 11.12 的要求。

**15.5.2**—基础支撑柱，基底和墙时，要确定剪力极限部分

## 注释

**R15.4**—基础力矩

**R15.4.4** 在以前的规范中，长方体基础端方向上的钢筋应均匀布置，此时可用 Eq.(15-1)来计算钢筋面积，公式中假定的带宽等于基础短侧的长度，带宽在柱的中心线上。在短方向上的剩余钢筋应均匀分布在带宽的外侧

**R15.5**—基础中的剪应力

**R15.5.1** 和 **15.5.2** —基础中的剪力强度应由 11.12.1.1 或 11.12.1.2 中严格条件来确定。除了放在钢地板上的构件，其它被承载构件的极限部分的剪力要从其表面开始测量。

## 规范

应按 11 章的要求从柱，基底和墙的表面算起。基础支撑带有钢地板的基座和柱时，其极限部分应按 15.4.2 (C)。

**15.5.3**—当任何一个桩的轴线与柱的轴线之间的距离大于桩顶罩高度的两倍时，桩罩要满足 11.12 和 15.5.4 的要求。而其它桩顶罩要满足附表 A，或同时满足 11.12 和 15.5.4。

如果用附表 A，则混凝土结构有效强度  $f_{ce}$ ，由 A. 3.2.2 (B) 来确定。

**15.5.4**—基础在由桩支撑时，其每一部分产生的剪力，要符合 15.5.4.1，15.5.4.2 和 15.5.4.3。

**15.5.4.1**—每个桩在离其中心  $d_{pile}/2$  或更远处，都要考虑此部分产生的剪力。

**15.5.4.2**—每个桩在离其中心  $d_{pile}/2$  或以内，都不用考虑此部分产生的剪力。

**15.5.4.3**—对桩中心居中部分由反力产生的剪力由  $d_{pile}/2$  以外的值，或  $d_{pile}/2$  以内值插值求得。

## 15.6—基础中钢筋的应用

**15.6.1**—基础中钢筋的应用要与 12 章相符。

**15.6.2**—每一部分在计算钢筋拉力或压力时，应注意每边插入其中的长度，包括弯钩（拉力时才有），机械装置或组合构件。

**15.6.3**—钢筋应用的临界部分应假定在相同的位子。由 15.4.2 给出最大极限设计力矩发生在其它竖向平面内的突

## 注释

计算剪力时，土反力要由极限荷载和 11 章的专用方程设计获得。

如果必要的话，要根据 11.12.1.2 对个体柱周围的剪力进行验算。如果剪力外围圈，变更极限圈  $b_o$  被看作最小的包络剪力圈，那么它们将能抵抗桩基群的剪力。这种情况在图 R15.5 有所解释。

**R15.5.3**—桩顶罩被支撑在桩上，利用三个尺寸至少可以设计出满足附表 A 的一个平面。

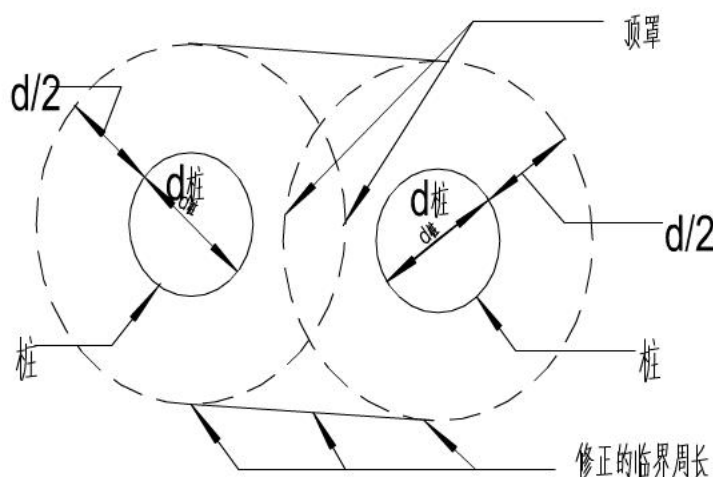


图 R15.5 有外罩圈的极限剪力圈

**R15.5.4**—当桩安放在离柱表面  $d'$  或  $d/2$  地临界部分内部时，对单向或双向剪力，在接近柱表面部分只要考虑建立强度的后期限制。CRSI 指南给出了在这种境况下的指导。

规范

变位置或钢筋外。也可以看 12.10.6。

15.7—最小基础深度

底部的钢筋以上的基础，当基础下面是土时，其深度不小于 150mm，当下面是桩时，不能小于 300mm。

15.8—在柱，墙或带有钢筋的基底底部传递力

**15.8.1**—力和力矩在在柱，墙或基座的下面传递，通过承载混凝土，钢筋，销钉和机械连接件。

**15.8.1.1**—在支撑件和被支撑件连接表面的混凝土的承载应力不能超过混凝土的承载要求，要符合 10.17 的要求。

**15.8.1.2**—在支撑件和被支撑件之间的钢筋，销钉或机械构件要满足以下要求：

- (a)所有压力都不能超过混凝土的承载强度。
- (b)任何计算出的节点拉应力还有钢筋，销钉或机械连接件都应满足 15.8.2 或 15.8.3 的要求。

注释

**R15.8**—在柱，墙或带有钢筋的基底底部传递力

对力从柱，墙或基座（被支撑构件）传到基座后基础（支撑构件）15.8 部分提出了特别要求。力应该有混凝土（只有压力）和钢筋（拉力和压力）来承担。钢筋可由伸长的纵筋，销钉，铆钉或合适的机械装置组成。

**15.8.1**—的规定同时适用于现浇和预制建筑构件，15.8.2 还对现浇建筑构件有要求，15.8.3 对预制件也提出了一些要求。

**R15.8.1.1**—压力可以通过承重混凝土传向支撑基座和基础，对强度设计时，如果荷载作用面积等于承载面积，那么允许承载应力等于  $0.85 \Phi f_c'$ 。

在一般情况下，一个柱可以承受一个大于自己的基础，柱底河基础顶部的承载强度要进行验算。当柱底钢筋不能有效的利用时，柱较低的部分其强度要进行验算，这是因为除了内有销钉火柱内钢筋延伸到了基础例外，在底部以上一端距离的钢筋不能得到利用。柱上的小单元承载压力一般取  $0.85 \Phi f_c'$ ，按 11.7 的规定基础允许承载强度可以有增加，或取两倍的  $0.85 \Phi f_c'$ 。当柱底和基础顶部压力超过了允许承载强度，其力将由小丁和纵向延伸钢筋来承担。

**R15.8.1.2**—钢筋和合理机械连接件不管是由向上的力，力矩还是其它情况，都用来支撑底座和基础。通常机械连接件之应用于预制结构中。



## 规范

**15.8.1.3**—如果计算构件传递力给支撑基座和基础，那么钢筋，销钉或机械构件都要满足 12.17。

**15.8.1.4**—侧向力应传向支撑基座和基础，且满足 11.7 剪力摩擦的规定或其它合适的方法。

**15.8.2**—在现浇的施工中，钢筋需要满足 15.8.1，必须通过延长纵筋，基础或桩来由基座提供支撑。

**15.8.2.1**—对于现浇的支柱和基座，加筋通过的表面积必须不少于  $0.005A_g$ ，此处  $A_g$  是被支撑部分的面积的总和。

**15.8.2.2**—对于现浇墙，钢筋通过的表面积必须不小于 14.3.2 中所规定的竖向钢筋的最小值。

**15.8.2.3**—对于制作，它必须允许互搭接头用 43 号和 57 号纵筋，只有受压时，和桩一起提供增力满足 15.8.1。桩不能比大于 36 号钢筋，且应延长到被支撑部间的距离不少于 45 号或 57 号钢筋或曾经大一些的桩的接头长度的  $e_{dc}$  且到基础的距离不小于桩的延长长度。

**15.8.2.4**—如果一个管脚或遥杆的连接是由现浇施工制成的，连接必须遵守 15.8.1 和 15.8.3。

**15.8.3**—在预制施工中，锚定螺栓或合适的导线连接锚必须满足 15.8.1 的要求，锚定螺栓必须按照附表 D 设计。

**15.8.3.1**—预制支柱或基座和支撑部件要符合 16.5.1.3 (a) 的要求。

**15.8.3.2**—预制墙和支承构件之间的连接应符合

## 注释

**R15.8.1.3**—如果计算力矩由柱传递给基础，那么柱受压区的混凝土在极限设计荷载作用条件下，其压力将达到  $0.85 \Phi f'_c$ ，因此，所有的钢筋一般都要用销钉固定在制作上。

**R15.8.1.4**—在 11.7 给出的剪力摩擦法可用来验算传递过来的支撑及座和基础的横向力。在使用剪力键时，钢筋交叉连接处应满足 15.8.2.1，15.8.3.1 提出的要求，和 11.7 的剪力摩擦要求。在预制结构中，用由剪力摩擦，剪力键或机械装置来抵抗压力。

**R15.8.2.1 和 15.8.2.2**—支承和被支撑的部件的最小钢筋要求量可保证可展性行为，规范不需要支柱里的所有钢筋延长并且锚固到基础上。当然基础的面积或一个合适的连接头 0.005 倍面积的钢筋需要延长到基础和适当的锚件。在施工阶段和建筑物使用阶段，这种钢筋需要提供结构完整性的要求。

**R15.8.2.3**—43 号和 57 号纵筋接头在受压时桩到基础的互搭接头在 15.8.2.3 有特别的要求，桩筋应该是 36 号或更小的尺寸，桩互搭接头的长度应满足两条标准：(a) 能够通过 43 号和 57 号钢筋传力。(b) 像接头一样在桩上完全受力。

这个条款是对 12.14.2.1 (禁止用 43 号和 57 号钢筋互搭接头) 的例外，这个例外是通过多年的从这样支柱钢筋到基础尺寸较小的柱的互搭接头的成功经验中得到的。对桩的钢筋尺寸有所控制是因为大型钢筋的锚件长度问题的识别，并且能允许小尺寸桩的应用，一个相似的特例是允许受压接头在不同尺寸的钢筋 (在 12.16.2 中) 之间。

**R15.8.3.1 和 15.8.3.2**—对于现浇筑柱由 15.8.2.1 规定需要一个等于  $0.005A_g$  (钢筋最小面积) 的柱来穿过支柱表面，来保证一些结构的稳定性。对于一个预制桩，这种要求是通过应该被传递的当量张力的形式来表达的，因此，穿过

规范

注释

16.5.1.3 (b) 和 (c) 的要求。

交点,  $A_s f_y = 1.4 A_g$  见 (16.5.1.3 (a)), 最小抗拉强度需要预制墙到基础的连接不小于到柱的需要, 因为超载可能是侧向分布较迟, 并且由于张力强度是随机选择的, 所以突然破坏的可能性不大。所以这里计算就不再用强度降低因素  $\Phi$ 。

**15.8.3.3**—锚具螺栓和机械连接应在锚具或锚具周围混凝土破坏之前达到其设计强度。锚具螺栓的设计应满足附表 D。

15. 9—斜坡式或阶梯式基础

**R15.10**—联合基础和浮筏基础

**15.9.1**—在斜坡式或阶梯式基础中, 斜坡的角度和阶梯的位置在每一个截面都应该满足设计要求 (见 12.10.6)。

**R15.10.1**—关于均布土压力或柱的反力的任何合理的假定, 只有在与结构形式和土壤特性相符合时, 在于土力学已经建立的规范相一致的情况下才能应用 (15.1)。同样在 15.2.2 种所叙述的独立基础, 组合基础的基底面积或柱的排列是由集中或力矩决定的, 或者是由二者共同作用决定的。这两种作用力由基础传到地基。

**15.9.2** 斜坡式或阶梯式基础作为一个设计整体, 其建造应该确保它能作为一个整体来抵抗各种作用。

15. 10—联合基础和浮筏基础

在采用计算荷载, 并考虑折算系数  $\Phi$  的组合基础和底板设计方法时, 不考虑均布土压力。

**15.10.1**—组合基础是支撑数量大于一的柱子, 柱脚或墙体 (组合基础或组合底板)。组合基础均匀承受计算荷载和基底反作用力, 其规范应与规范中相应要求一致。

组合基础和底板设计详细内容由 ACI 协会 336.<sup>15.1</sup> 给出, (见 15.2)。

**15.10.2**—第 13 章的直接涉及法不能应用于组合基础和底板设计。

**15.10.3**—组合基础和底板下的均匀土压力作用, 应该与土壤和结构的特性相一致, 与土力学已经建立的规范相一致。

## 第 16 章 预制混凝土

## 规范

## 16.1—范围

**16.1.1**—凡是本规范没有特别指明是除外的，并且不与本章条款冲突的所有条款，都适用于未装配的预制混凝土结构。

## 16.2—概述

**16.2.1**—预制构件和连接件的设计，应考虑到从制造开始到结构完成使用过程中所有的荷载条件和约束条件，包括脱膜、存放、运输和安装。

**16.2.2**—当将预制构件拼装入结构中时，产生的力和变形以及相邻的连接件应包括在设计中。

**16.2.3**—对预制构件和连接件的误差，在设计时要考虑其影响。

**16.2.4**—1.2 节叙述了图纸和说明的附加要求，合同文件和

## 注释

**R16.1**—范围

**R16.1.1**—见 2.2 节关于预制混凝土的定义。

（不在结构最后中浇注的结构混凝土构件）

对预制混凝土构件的设计和施工在有些方面不同于现浇混凝土结构构件的要求，本章叙述了这些不同。这里没有重复叙述现浇混凝土中适用于预制混凝土的条款。类似的，第 17 章中有关复合混凝土和第 18 章中有关预应力混凝土适用于预制混凝土的条款没有重复叙述。

参考文献 16.1 至 16.7 给出了更多有关预制混凝土的详细建议。**直竖板**混凝土建筑物是预制混凝土构件的一种形式。参考文献 16.8 提及了并推荐了**直竖板**混凝土结构。

**R16.2**—概述

**R16.2.1**—预制构件在浇注至最后连接期间的应力发展可能会超过工作荷载应力。搬运过程可能引起未考虑到的变形。存储，运输和安装预制混凝土构件的方法应谨慎，以使工作荷载下的性能和设计荷载下的强度可满足规范要求。

**R16.2.2**—预制构件性能与相似的现浇构件性能可能有显著不同。预制结构连接件的设计减小或改变由于收缩，徐变，温度变化，弹性变化，弹性变形，不均匀沉降，风，地震荷载引起的内力时要特别考虑。

（可以找一些资料，讨论预制混凝土中的应力发展）

**R16.2.3**—预制构件和连接件的设计中，单体构件尺寸误差和在结构中位置尺寸误差特别重要。为避免误解，设计误差应在文件中详细说明，涉及人员可在设计中规定假定的标准荷载。规定与可以接受的误差标准间的偏差是非常重要的。

认为按 7.5 节所规定要求的误差是预制钢筋混凝土中可以接受的最小标准，设计人员应改参考预制混凝土学会 (PCI)（参考文献 16.9 至 16.11）。关于工业建筑标准化生产和安装误差指南。参考文献 16.12 给出了另外的指南。

**R16.2.4**—附加要求可包括在合同文件或工场图纸中，这



## 规范

(a)钢筋,预埋件及起重机详图需要抵抗搬运,存储,运输和安装过程中的荷载。

(b)要求混凝土预制阶段或安装阶段要有一定的强度。

## 16.3—构件中力的分配

**16.3.1**—应通过计算或试验确定垂直于构件表面里的分配情况。

**16.3.2**—当结构的性能要求平板内力在预制楼板构件中或墙结构中传递时,应符合下列两条:

**16.3.2.1**—平板内力路径应连续通过结点和构件。

**16.3.2.2**—当有拉力时,应配置连续钢筋。

## 16.4—构件设计

**16.4.1**—单向预制楼板和屋盖板以及单向预制预应力墙板格,其宽度不大于 3.7m 当构件不采用机械连接,竖向形成约束时,按 7.12 的要求在垂直弯曲钢筋方向配筋,对收缩和温度变化可不用考虑。这不适用钢筋要求来承担横向弯曲应力的构件中。

## 注释

取决于设计任务的分配上。

**R16.3—构件中力的分配**

**R16.3.1**—如果构件具有足够的抗扭强度,集中点或线荷载可在构件内分配传递,其中剪力可通过结点传递。扭转刚性材料(如空心板或实心板)具有比扭转柔性构件(如薄边的双 T 构件)分配到更多荷载的特性。实际荷载的分配取决于很多参考文献 16.13 到 16.19 中详细讨论的因数较大开口可致力的分配有显著的改变。

**R16.3.2**—**平板内力**主要由楼板和屋盖中的**膜效应**产生,致使弦杆中产生拉力或压力,以及膜结构中产生的剪力。应配置利用搭接接头,机械连接或焊接连接或机械连接头的连续钢筋,以承载拉力,而剪力和压力可由混凝土净截面承担,通过结点的连续钢筋途径包括螺栓,焊接钢板,双头螺栓或其它钢材装置。接头处的拉应力传给构件中柱筋。

预制墙结构中的平板内力主要由膜反力和外部横向荷载产生的。

由于收缩,徐变和热效应引起的接头细部的变形,要得到保证。接头细部的选择应适应温度的变化和长期挠曲变形产生的体积变化和转动,当这些效应被限制时,接头和构件应设计保证足够的强度和延性。

**R16.4—构件设计**

**R16.4.1**—对于宽度不超过 3.7m 的预应力混凝土构件(如空心板,实心板或密肋板),通常不需在短方向配置抵抗收缩和温度应力的横向钢筋。**这对非预应力楼板和屋盖板也是一样的。3.7m 的宽度和收缩,温度应力相比,后者是配置横向钢筋更重要的因素。此外,许多收缩发生在构件吊装入结构前。**

在安装完的结构中,构件通常不像整体式混凝土那样是横

## 规范

## 16.5—结构的整体性

**16.5.1**—水平接缝的连接要按照 (a) — (c) 的要求:

(a) 预制柱应该具有一个不小于  $1.4A_g$  (单位 N) 的名义抗拉强度。根据柱截面面积的要求考虑到荷载以及有效面积的减少, 柱的横截面需更大, 并且不可小于整个面积的一半, 这是允许的。

(b) 预制墙板应该在每个板之间最少用两个拉杆, 并且每个拉杆必须具有一个不少于 44KN 的名义抗拉强度。

(c) 当设计荷载在基础处没有产生拉应力, 那么 16.5.1.3

(b) 所要求的拉杆必须锚固在相近的钢筋混凝土架空平板内。

**16.5.1.4**—仅仅依靠重力荷载所产生的摩擦力, 以上连接细节则不再适用。

**16.5.2**—在高度上超过三层的预制混凝土承重墙则必须按照 16.5.2.1-16.5.2.5 的最低规范实施。

**16.5.2.1**—支撑楼板和屋顶体系的纵、横拉杆在单位宽度

## 注释

向钢性连接。因此, 由于收缩和温度的变化, 横向约束力显著减小。这种宽泛的条款不适用于如具有**宽而薄翼缘的 T 型和双 T 型的构件中**。

**R16.4.2**—PCI<sup>16.4</sup> 和加拿大的建筑规范 16.20 修订了墙体钢筋的最小面积, 来替代使用多年的 14.3 节规定的最小面积值。减小这个钢筋最小面积及增大间距的规定是由于认识到**预制墙板格边缘在早期养护时只有很小的约束**。硬化后, 其收缩应力小于等于现浇墙。

**R16.5—结构的整体性**

**R16.5.1**—7.13.3 的条款适用于所有预制混凝土结构。16.5.1 和 16.5.2 给出了满足 7.13.3 的最低要求。这些最低要求并不与本章规范有关预制混凝土结构设计的其它设计条款冲突。

结构的整体性可与钢筋的数量, 位置和构件的细部以及连接件的细部的微小变化而明显提高。

**R16.5.1.1**—将单体构件连接入承受横向荷载的构件中, 有两种方法。例如, 可将承受荷载的拱肩连接到墙板上 (横向荷载的结构部分)。结构整体性可通过将拱肩连到全部或部分承载构件上形成隔板来实现, 或者拱肩仅连接到支承梁上, 这也可形成隔板。

**R16.5.1.2**—配置的隔板是横向承载结构部分。所述的拉杆最低要求是将构件连接到楼板和屋盖隔板上。拉杆中的力**同于工作荷载数值为**。

**R16.5.1.4**—为了避免产生对梁的伤害, 因此把梁的支撑构件的位移降到最小就显得非常重要, 只有这样其它的构件才不会丧失承载能力。**这种情况就说明了仅仅依靠重力荷载所产生的摩擦力, 以上连接细节不再适用的原因**。而厚重的模件结构由于抵抗翻转和滑移的安全因素较大, 因此它是一种例外。这种体系应该按照 1.4 的规定执行。

**R16.5.2**—考虑结构的完整性, 为了补偿承重墙的承重能力的损失, 应用拉杆为承重墙提供悬挂支撑, 其最小抗拉强度见 16.2.1。

**R16.5.2.1**—纵向拉杆可焊接, 机械连接或者可能被锚固在



## 规范

和长度内必须具有一个 22KN 的名义强度。拉杆应支撑在内墙支座上, 以及外墙和其它构件之间。拉杆应该被定位在楼板或者屋顶体系 600mm 的平面内。

由于荷载、温度变化, 蠕变, 以及风或地震作用所产生的力可能需更大强度的拉杆。对于一般预制混凝土, 16.5.1 规定适用于层数不少于 3 层的承重墙结构。

在高度上层数超过 3 层结构的拉杆最小强度根据 16.5.2.1, 16.5.2.2, 16.5.2.3, 16.5.2.4 和 16.5.2.5 的规定, 被要求用于结构的完整性 (Fig.R16.5.2)。这些规定都是基于预制混凝土承重墙建筑设计的 PCI 建议。拉杆的抗拉强度基于屈服强度。

**16.5.2.2**—当纵向拉杆与楼板或者屋面板平行时, 则拉杆的跨度在中点处不应该超过 3m。在洞口上方需设置支撑构件来传递荷载。

**16.5.2.3**—当横向拉杆与楼板或者屋面板垂直时, 则拉杆的跨度不应超过承重墙的跨度。

**16.5.2.4**—围绕每个楼层和屋顶周边的拉杆, 应在四周边缘处锚入 1.2m, 并且应具有大于 71KN 的名义抗拉强度。

**16.5.2.5**—垂直受拉的拉杆必须锚入全部的墙内并且应该在整个建筑物的高度内连续。它们在每米水平墙内应具有不小于 44KN 的名义抗拉强度。并且至少应有两根拉杆支撑每块预制板。

## 16.6—连接和承载力设计

**16.6.1**—杆件之间应通过灌浆连接, 剪切连接件, 机械连接, 钢筋连接, 钢筋胶合或上述方法的复合方式进行应力的传递。

## 注释

灌浆焊缝, 并且连接就有足够的长度, 以使它具有所要求的强度。没有施加应力的预应力钢筋应该有足够的粘结长度来发展其屈服长度。安装在墙内的拉杆适当地靠近楼面或屋面系统是正常的。

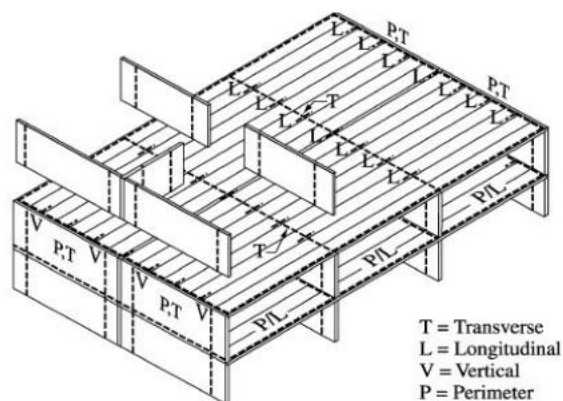


Fig. R16.5.2—Typical arrangement of tensile ties in large panel structures

**R16.5.2.3**—横向拉杆的定位有可能固定在板中或在面层中, 或者集中在横向承重墙内。

**R16.5.2.4**—周边的拉杆不能附加有纵向的和横向的拉杆

## R16.6—连接和承载力设计

**R16.6.1**—规范给出了一系列的构件的连接方法。这些方法主要是在构件平面内和平面外进行力的传递。



## 规范

**16.6.1.1**—可通过分析和试验计算出杆件之间恰当的连接方式所传递的应力。在这些连接处施加的荷载主要产生的是剪力，那就应该按照 11.7 的规定执行。

**16.6.1.2**—当设计一种连接方式所用的材料具有不同的结构特性时，那么应考虑材料的相对刚度、强度和延性。

**16.6.2**—预制楼板和支撑在简支座上的屋面构件应满足本条款 16.6.2.1 和 16.6.2.2 中的规定。

**16.6.2.1**—支承构件和承重物之间以及任何内部承重物之间在接触面上的容许承载力都不应超过接触面或者承重构件的承载力。混凝土的承载力在条款 10.17 中给出。

**16.6.2.2**—除非通过分析和试验所显示的性能没被损坏，那么应符合 (a) 和 (b) 中的规定：

(a) 每个构件和它的支承体系都应进行尺寸的选择设计，因此在考虑容许尺寸后，在相应跨度方向上支承边缘到预制构件端部的跨度至少是  $l_n/180$ ，但不小于下面的规定：

实心板或空心板 ..... 50mm

梁或受压构件 ..... 75mm

(b) 未锚固边缘的垫片应从支座处后移的极小值为 13mm 或者至少是倒角边缘的倒角尺寸。

**16.6.2.3**—条款 12.11.1 中的规定不适用于静定预制构件中承受正弯矩的钢筋，但考虑到条款 7.5.2.2 和 16.2.3 中的允许值，至少应有 1/3 的钢筋延伸至支撑跨长的中心处。

## 16.7—混凝土浇筑后的预埋件

**16.7.1**—在注册设计师验收时，如果符合条款 16.7.1.1，16.7.1.2，16.7.1.3 中的规定，当混凝土处于塑性阶段时，在混凝土突出部分或依然待查的外露部分的预埋件（例如骨板结合钉或者衬垫）允许进行预埋。

## 注释

**R16.6.1.2**—连接中的多个部分（例如螺栓连接、焊接、拼接和嵌入连接）使用了不同的材料，而这些材料具有不同的属性，这能影响到连接的整体性能。

**R16.6.2.1**—当拉应力发生在承载面内时，就有必要减小容许的承载力或限制钢筋用量，或者两者都执行。详细参考 16.4 的标准。

**R16.6.2.2**—这部分要区分了支承长度和预制构件在支承点到其末端的长度（如图 16.6.2 所示）。垫片分散集中荷载和承载区域内的反作用力，并且能够限制水平的和旋转的运动以缓解应力。为了避免垫片在强荷载作用范围内的胀裂，它不能延长至支柱的边缘，除非边缘被固定。支座边缘可以用钢制板或角钢来锚固。条款 11.9.7 给出了托架或梁托的承载要求。

**R16.6.2.3**—如果结构体系是静定的，那么没必要把预制构件中受正弯矩的钢筋延伸至其末端。考虑耐久性的要求应避免素混凝土承载荷载，此处的钢筋应截断。

## R16.7—混凝土浇筑后的预埋件

**R16.7.1**—条款 16.7.1 是条款 7.5.1 中的一个例外。许多预制产品按照这种规定生产是相当困难的，如果可能的话，那么在混凝土浇筑前应把伸出混凝土的钢筋定位好。如果采取适当的预防措施，在混凝土处于塑性阶段时，那么这

## 规范

**16.7.1.1**—在混凝土中预埋件不需要进行钢筋弯勾或搭接

**16.7.1.2**—当混凝土依然处于塑性状态时，预埋构件应保持其正确位置。

**16.7.1.3**—预埋件周围的混凝土应与其恰当的连接。

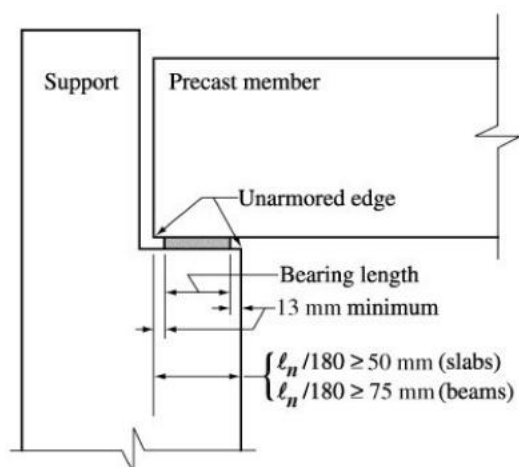


Fig. R16.6.2—Bearing length on support

## 16.8—标记与识别

**16.8.1**—每个预制构件都应标出它在结构中的位置和方向以及生产日期。

**16.8.2**—识别与标记应与安装图纸相一致。

## 16.9—加工

**16.9.1**—预制构件的设计应考虑在养护，拆模，储藏，运输，和装配过程中所产生的应力和扭转，从而保证预制构件不会超过极限应力或者其它的破坏。

## 注释

种抵抗水平剪力的连接构件与衬垫可以进行安置。而这并不适合完全预埋式钢筋，预埋构件可以进行弯勾，或进行预埋钢筋的搭接。

**R16.9—加工**

**R16.9.1**—规范要求预制构件在使用荷载下有允许的性能，在设计极限荷载下有足够的强度。但是，加工荷载不能产生与规范要求不一致的永久应力，应变，裂缝，或者挠度。一个预制构件在不影响强度和耐久性的情况下，允许产生较小的裂缝或者剥落。关于裂缝的评价可参阅 PCT 有关制造和货运产生裂缝的报告

## 规范

**16.9.2**—在安装过程中，直到永久连接完成时，预制构件和结构都应有足够的支撑来确保合理布置与结构的整体性。

16.10—预制结构的强度评定

**16.10.1**—按照条款 16.10.1.1 和 16.10.1.2 中的要求，当一个预制构件与现浇的混凝土混合使用时，应按照单个预制构件进行弯曲试验。

**16.10.1.1**—只有在计算表明单个预制构件不会达到压缩和弯曲的临界状态时，才可以施加检测荷载。

**16.10.1.2**—检测荷载应当是这样一种荷载，当它单独的施加在预制构件时，导致受拉钢筋产生的总力应与条款 20.3.2 中规定的在复合构件上施加检测荷载所产生的力一样。

**16.10.2**—条款 20.5 中的要求可以作为是否使用预制构件的根据

## 注解

**R16.9.2**—所有临时的安装连接、支撑、顶杆、以及这些构件的拆除程序都已经在合同和安装图纸中说明。

**R16.10**—预制结构的强度评定

第 20 章有关强度评价的程序适于预制构件。

（孔凡领）

## 第 17 章 组合混凝土受弯构件

### 规范

#### 17.1—范围

**17.1.1**—第 17 章的规定适用于组合混凝土受弯构件的设计,范围包括预制混凝土,现浇混凝土构件或两者的组合构件。两者在建造中虽是在各自的部位,但两者是相互关联的,即所有的构件都承担荷载,而成为一个整体。

**17.1.2**—规范中所有的条文都适用于组合混凝土受弯构件,除了第 17 章中特殊修改的。

#### 17.2—总体设计

**17.2.1**—允许使用全部组合构件或部分组合构件的抵抗剪力和弯矩。

**17.2.2**—在所有的加荷决定性阶段都应研究单个构件的情况。

**17.2.3**—如果各种构件的具体强度、密度、或者其它属性不同,那么在设计中就必须考虑单个构件的属性或者临界值。

**17.2.4**—在计算组合构件的强度时,临时支撑构件和非临时支撑构件应不加区分。

**17.2.5**—所有构件都应被设计成承担所有的荷载,组合构件应先达到设计强度。

**17.2.6**—钢筋应使得构件产生的裂缝最小,以及防止组合构件中各个构件相互脱离。

**17.2.7**—组合构件应按照 9.5.5 的要求来控制挠度。

#### 17.3—临时支撑

### 注释

#### R17.1—范围

**R17.1.1**—第 17 章的范围包括了各种类型的组合混凝土受弯构件。在某些情况下,对于现浇混凝土,有可能也需要按照组合构件的要求对连续部位的混凝土界面进行设计。组合结构中的钢筋混凝土构件不在本章范围内。对组合构件的设计条文可参阅 17.1。

#### R17.2—总体设计

**R17.2.4**—试验表明在第二个构件浇筑和养护期间,第一个构件无论是临时支撑的还是非临时支撑的,其强度不变。

**R17.2.6**—裂缝的长度主要取决于环境、美学、占用率等因素。另外,组合装置也不应该被损害。

**R17.2.7**—早期荷载能够使预制构件产生过度的徐变和收缩挠度。尤其是在早龄期阶段,当水分含量高而强度低时。

如果为防止由于滑移而产生过大的挠度,那么通过直接结合来传递剪力就尤为重要了。抗剪键是一种额外的机械安全值,但是它只有在滑移发生时才起作用。

#### R17.3—临时支撑

## 规范

临时支撑在使用过程中,只有当承重构件完全达到设计所要求的能承担所有荷载和限制挠度以及限制裂缝时才能被移除。

### 17.4—垂直抗剪强度

**17.4.1**—当一个完全组合构件用作抵抗垂直剪应力时,它的设计应与第 11 章规定同样横截面形状的整体现浇构件设计一致。

**17.4.2**—根据 12.13 抗剪钢筋应该完全锚固在内部连接构件上。

**17.4.3**—延长的或锚固的抗剪钢筋应该与拉杆抵抗水平剪力一致。

### 17.5—水平抗剪强度

**17.5.1**—在组合构件中,水平剪力的传递应保证在相互关联的构件的接触面上。

**17.5.2**—对于 17.5 的条文,  $d$  的取值长度应从完全组合部分的极限压缩纤维到预应力或非预应力钢筋的重心,但对于预应力混凝土构件不应小于  $0.80h$ 。

**17.5.3**—除了根据 17.5.4 的规定计算,受水平剪力作用的横截面的设计应按:  $V_n \leq \Phi V_{nh}$   
 $V_{nh}$  指的是名义上的水平抗剪强度,其应与从 17.5.3.1 到 17.5.3.4 的规定一致。

**17.5.3.1**—如果接触面是洁净、自由并且粗糙的浆层,那么  $V_{nh}$  的取值不应大于  $0.55b_v d$ 。

**17.5.3.2**—根据 17.6 中的最小连接,并且接触面是洁净且自由的但不粗糙的浆层,  $V_{nh}$  的取值不应大于  $0.55b_v d$ 。

**17.5.3.3**—根据 17.6 中当有拉杆支撑时,并且接触面是洁净,自由和粗糙的,且变幅大约在  $6\text{mm}$  时,  $V_{nh}$  的取值为  $(1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \lambda b_v d$ ,但不能超过  $3.5b_v d$ 。 $\lambda$  值可根据 11.7.4.3 中的规定应用,  $\rho_v = A_v / b_v S \rho_v$ 。

## 注释

9.5.5 的条文对挠度要求的规定适用于临时支撑或非临时支撑杆件。

### R17.5—水平抗剪强度

**R17.5.1**—各个部分组合构件之间水平剪力的传递应该由接触面上的水平抗剪强度或者适当的锚杆来保证。

**R17.5.2**—预应力构件在组合结构中,沿着构件长度方向的受拉钢筋可能在深度上有变化,这是由于钢筋束的偏心或受压缩。由于这种变化,第 11 章中决定垂直抗剪强度所取的  $d$  值同样适用于决定水平抗剪强度。

**R17.5.3**—当设计是以荷载系数和第 9 章中的  $\Phi$  系数为依据时,可以用名义抗剪强度  $V_{nh}$ 。

**R17.5.3.3**—允许的水平抗剪强度和要求变幅  $6\text{mm}$  的粗糙度是以 17.2 到 17.4 中有讨论的试验为基础的。

## 规范

**17.5.3.4**—当  $V_u$  的值超过  $\Phi (3.5b_v d)$  时, 水平剪力设计应根据 11.7.4。

**17.5.4**—作为 17.5.3 的一种选择, 水平剪力必须根据计算压缩和张拉在各部分产生的真正变化来决定, 并且通过设置支撑来把水平剪力传递到承重构件上。水平剪力强度  $V_u$  不应超过 17.5.3.1 到 17.5.3.4 中的水平抗剪强度  $\Phi V_{nh}$ , 其中接触面积应该用  $b_v d$  来代替。

**17.5.4.1**—当设计拉杆的抵抗水平剪力时应符合 17.5.4, 拉杆沿着构件的面积和间距比例应大致反映出剪力在构件中的分布。

**17.5.5**—当相互连接构件的接触表面存在拉应力时, 则应根据 17.6 中设置最小拉杆支撑来传递剪力。

## 17.6—传递水平剪力的拉杆

**17.6.1**—当设置拉杆的传递水平剪力时, 拉杆面积不应小于 11.5.6.3 中的规定, 并且拉杆间距不能超过承重构件尺寸的 4 倍, 也不能超过 600mm。

**17.6.2**—抵抗水平剪力的拉杆应由单杆或钢丝, 多肢箍筋, 或垂直脚的焊接钢筋组成。

**17.6.3**—所有拉杆都应按照 12.13 的规定锚入相互连接的构件。

## 注释

**R17.5.4.1**—沿着某个组合构件表面分布的水平剪应力能够反映出沿着构件分布的剪力。水平剪力产生的断裂能够产生最大的水平剪力, 并且这种最大的剪力将向更低应力区域传递。因为尖顶滑移处的水平剪力阻力对于一个混凝土表面是非常小的, 纵向的水平剪切阻力也是非常有限的。因此, 沿着接触面间距的拉杆提供水平剪力阻力以抵抗与构件上相似分布的剪力。

**R17.5.5**—适当锚固的拉杆延伸至十字交界面上时, 应保持与交界面的接触。

## R17.6—传递水平剪力的拉杆

拉杆的最小面积和最大间距应根据 17.2 至 17.6 的有关规定。



## 第 18 章 预应力混凝土

### 规范

#### 18.1—范围

**18.1.1**—第 18 章中的条文适用于钢丝，绞合线或者杆制成的预应力构件，具体应遵照 3.5.5 中关于预制钢筋的规定。

**18.1.2**—规范中所有的没有特殊制约和与第 18 章不相冲突的条文，都应适用于预应力混凝土。

**18.1.3**—以下规范中的条文不适用于预应力混凝土，除了特殊申明外，包括：6.4.4，7.6.5，8.10.2，8.10.3，8.11，10.5，10.6，10.9.1 和 10.9.2 部分；第 13 章；14.3，14.5 和 14.6 部分，除了 18.4.4 中注释的 10.6 的明确部分。

### 注释

#### R18.1—范围

**R18.1.1**—第 18 章中列出的条文主要用于普遍应用于建筑中的结构构件，诸如板，梁，和柱。许多条文可能也适用于其它类型的结构，诸如压力容器，路面，管道和横向拉杆。当规范中没有明确说明时，条文在某些情况下可以作为工程师的判定之用。

**R18.1.3**—规范中某些部分由于具体的原因不包括在预应力混凝土的设计中。以下为对此的解释：

**6.4.4** 部分—板和梁中连续的后张钢筋束经常沿着跨方向集中在一点受力。这点在钢筋束剖面处接近或者在混凝土剖面的重心处。因此，室内的伸缩缝经常位于跨末的 1/3 处而不是 6.4.4 中要求的在跨中 1/3 处。连续后张梁和板的伸缩缝应有长久的满意效果。因此，6.4.4 中要求不适用于预应力混凝土。

**7.6.5** 部分—规范中的，7.6.5 部分不适用于预应力钢筋，因为对于现浇构件中的粘结钢筋和非粘结钢筋的规定分别在 18.9 和 18.12 中给出。

**8.10.2，8.10.3，和 8.10.4** 部分—8.10.2，8.10.3，和 8.10.4 主要是针对 T 形梁的经验性条文。它主要适用于非预应力混凝土，并且如果应用于预应力混凝土，那么现今许多预应力产品都将不再符合使用标准。因此，通过经验来验证允许有偏差。

除了 8.10.2，8.10.3，和 8.10.4 以外，规范对预应力混凝土 T 型梁没有特殊规定。相反的，对于有效翼缘宽度的确定还是靠工程师的经验和判断。只有通过经验证明这种偏差是安全且符合要求时，8.10.2，8.10.3，和 8.10.4 中的有效翼缘宽度才能被使用。在进行弹性分析和确定设计依据时无需保守使用 8.10.2 中允许的最大翼缘宽度。

8.10.1 和 8.10.5 部分给出了对 T 形梁的一般要求，同时这

## 规范

### 18.2—总述

**18.2.1**—预应力构件应满足这本规范的强度要求。

**18.2.2**—预应力构件的设计应根据各个阶段的强度和工作条件下的性能,这对于整个结构从第一次施加预应力开始到使用寿命结束是至关重要的。

## 注释

也适用于预应力混凝土构件。对于面板钢筋间距的限制主要根据翼缘厚度,对于锥形翼缘可以取其平均厚度。

**8.11** 部分一对于非预应力钢筋混凝土搁栅楼板的经验限定主要是根据以往搁栅结构的成功例子。它主要利用标准的搁栅成形体系。详见 R8.11。对于预应力搁栅结构,则需要根据经验和判断。条文 8.11 可以作为参考。

**10.5、10.9.1、和 10.9.2** 部分一对于预应力混凝土, 18.8.3, 18.9, 和 18.11.1 对钢筋的限定取代了原有的 10.5, 10.9.1, 和 10.9.2。

**10.6** 部分—这部分完全不适用于预应力构件。但是, 18.4.4 中所涉及 10.6.4 和 10.6.7 适用于等级为 C 的预应力受弯构件

第 13 章—设计连续的预应力混凝土板要求知道二阶矩。同时,由于预应力而产生的体积变化会对结构产生附加荷载,这在 13 章中没有涉及。由于预应力而产生的这些独特性质使得第 13 章的许多设计程序都不适用于预应力混凝土结构,而条文 18.2 则取代它。

**14.5 和 14.6** 部分—14.5 和 14.6 中对墙的设计要求大部分靠经验,因此也不适用于预应力混凝土。

### R18.2—总述

**R18.2.1 和 R18.2.2**—设计调查应包括各个阶段,因为这些阶段可能都是非常重要的。其中三个主要的阶段是:(1)张拉阶段或预应力传递阶段—当预应力变形钢中的拉应力传递给混凝土时,应力水平可能接近于混凝土的强度;(2)工作荷载阶段—长期的体积变化发生后;(3)设计极限荷载阶段—当效正构件的强度时;有可能还有其他的荷载阶段需要研究。例如,当裂缝荷载非常重要时,这个荷载阶段就可能要研究,或者加工阶段和运输就可能非常重要了。

从符合性能要求的观点看,工作荷载阶段和设计极限荷载阶段是最重要的两个阶段。

工作荷载阶段的荷载在规范中有定义(不包括荷载因素),例如活荷载的恒荷载,而设计极限荷载阶段所涉及的荷载

## 规范

**18.2.3**—在设计中应考虑由于预应力而产生的应力集中。

**18.2.4**—由于预应力而对邻近结构的弹性和塑性变形，挠度，长度变化以及旋转产生影响应作相应的条文规定。湿度和收缩效应也应包括在内。

**18.2.5**—当一个构件的两个节点间有断续连接时，或在预应力钢和过大孔道之间时应考虑构件的弯曲。并且在薄膜和薄的翼缘处也应考虑压曲。

**18.2.6**—在连接处预应力钢筋前分析各部分性质时，应考虑由于孔道而产生的面积损失。

### 18.3—设计假定

**18.3.1**—预应力构件受弯和受轴向荷载的强度设计应根据 10.2 中给出的假定，除了根据 3.5.3 中规定，10.2.4 应该只适用于钢筋。

**18.3.2**—研究预应力传递阶段，工作荷载阶段和裂缝荷载阶段的应力时，使用弹性理论应根据 18.3.2.1 和 18.3.2.2 的假定。

**18.3.2.1**—在荷载作用范围内，应变按线性变化。

## 注释

包括多种荷载因素。

18.3.2 部分所提供的假定主要应用于对工作荷载和预应力传递后的研究。

**R18.2.5**—18.2.5 部分主要涉及后张法中预应力钢由于过大孔洞而断续连接的类型。对于这类构件应采取适当措施以防止压曲破坏。

如果预应力钢与预应力构件完全地连接在一起，或者没有与护套粘结的不超过预应力钢，那么在压应力的作用下，这类构件不可能被压曲。

**R18.2.6**—考虑开口洞的面积时，临界截面应包括有连接护皮的部分，这部分的面积尺寸所包含的预应力钢有可能大于孔洞所包含的预应力钢。同时，在某些情况下，从管道到锚座的漏斗或者转换零件尺寸都有可能是临界截面。如果在设计中认为开口洞口面积的效应可忽略不计时，断面的性质应根据总面积而定。

在灌浆后的后张法构件以及先张法构件中，截面的性质应该根据粘结预应力钢筋使用的折算面积和有效面积，以及非预应力钢筋的毛截面或净截面而定。

### R18.3—设计假定

## 规范

**18.3.2.2**—在开裂断面处，混凝土不抵抗拉应力。

**18.3.3**—预应力受弯构件应根据  $f_t$  分成 U 等级，T 等级和 C 等级，在工作荷载作用下对预应力受拉区的最外纤维拉应力的计算如下：

(a) U 等级：  $f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$  ；

(b) T 等级：  $0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$  ；

(c) C 等级：  $f_t > 1.0\sqrt{f'_c}$  。

预应力双向板体系的设计应根据 U 等级  $f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$  。

**18.3.4**—对于 U 等级和 T 等级的受弯构件，在计算工作荷载作用下的应力应使用非开裂断面。对于 C 等级的受弯构件，在计算工作荷载作用下的应力应使用开裂变形断面。

**18.3.5**—预应力受弯构件的挠度计算应根据 9.5.4。

## 18.4—受弯构件的可靠性要求

**18.4.1**—应力传递后在混凝土中的瞬时应力（在时间依赖预应力损失之前）不应超过以下规定：

(a) 压缩时的最外纤维应力..... $0.60f_{ci}$

(b) 张拉时的最外纤维应力除(c)允许的之外... $0.25\sqrt{f_{ci}}$

(c) 张拉时简支构件的最外纤维应力..... $0.5\sqrt{f_{ci}}$

当张拉应力超过计算张拉应力  $f_t$ ，或者(b)或(c)的极限，那么在受拉区应配置附加的连接钢筋以抵抗混凝土中的总拉应力。

## 注释

**R18.3.3**— 这部分定义了三种等级的预应力受弯构件的性能。U 等级构件一般要求作为不开裂构件。C 等级构件一般要求作为可开裂构件。而 T 等级构件一般要求作为介于两者之间的构件。对每种等级的可靠性要求总结在 R18.3.3 中。作为对比，R18.3.3 中也包括了对非预应力构件的相应要求。

这些等级既适用于粘结的预应力受弯构件，也适用于非粘结的预应力受弯构件。但对于预应力双向板体系则必须设计成 U 等级。

预压受拉区是预应力构件的这样一个部分，当预应力不存在时，受弯拉应力将在不经修正的恒荷载和活荷载作用下发生。预应力混凝土经常被设计以此利用引入压应力来有效地减小地震产生的拉应力。

**R18.3.4** —参考文献 18.1 中给出了计算开裂断面应力的方法。

**R18.3.5** —参考文献 18.2 提供了关于计算开裂构件挠度的信息。

## R18.4—受弯构件的可靠性要求

混凝土的容许应力表明其可靠性。容许应力不能保证足够的结构强度，因此必须与其它规范的要求相一致。

**R18.4.1** —在此阶段，混凝土应力的产生主要是由于在预应力钢筋中的传递损失造成的，而这种损失是由于混凝土的弹性收缩，预应力钢筋的松弛，底板中传递以及构件自重产生的应力。简而言之，收缩和徐变的影响不包括在此阶段。这些应力可以同时应用在先张法和后张法混凝土中，并采取适当的调整减少传递过程中的应力损失。

R18.4.1(b)和(c) —根据定位件中的张拉应力而不是预压

受拉区，张拉应力的极限为  $0.25\sqrt{f_{ci}}$  和  $0.5\sqrt{f_{ci}}$ 。在受拉应力区的容许值和总应力的计算可采用  $0.6f_y$ ，并且钢

## 规范

## 注释

表格 R18.3.3—耐久性设计要求

	预应力			非预应力
	U等级	T等级	C等级	
假定的状态	未开裂	开裂与未开裂间的过渡	开裂	开裂
在工作荷载下应力计算需要的截面面积	毛截面 18.3.4	毛截面 18.3.4	开裂截面 18.3.4	无要求
传递时的允许应力	18.4.1	18.4.1	18.4.1	无要求
不开裂截面的允许受压应力	18.4.2	18.4.2	无要求	无要求
工作荷载下的张拉应力	$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$	无要求	无要求
挠度计算依据	9.5.4.1 毛截面	9.5.4.2 开裂截面， 双直线	9.5.4.2 开裂截面， 双直线	9.5.2, 9.5.3 有效惯性矩
裂缝控制	无要求	无要求	10.6.4, 18.4.4.1 修正	10.6.4
裂缝控制中的 $\Delta f_{ps}$ 或 $f_s$ 的计算	—	—	开裂截面分析	$M/(A_s \times \text{杠杆臂})$ , 或 $0.6f_y$
表面钢筋	无要求	无要求	10.6.7	10.6.7

**18.4.2** 一对于 U 等级和 T 等级的预应力受弯构件，在工作荷载作用(主要根据未开裂断面的性质和所有预应力损失的容许误差)下，混凝土中的应力不应超过以下规定：

(a) 压缩作用下的最外纤维应力为预压应力加上永久荷载..... $0.45f'_c$

(b) 压缩作用下的最外纤维应力为预压应力加上总荷载..... $0.60f'_c$

筋中应力应与此成比例，但不应大于 210MPa。徐变和收缩开始对减少张拉应力的作用几乎是瞬时的；但是，尽管对预应力损失采取了补偿措施，在这些区域内仍存在一些拉压力。

**R18.4.2(a)和(b)** 一为了减少循环荷载对预应力构件造成的损害，压缩应力的极限为  $0.45f'_c$ 。这个极限看起来能够阻止徐变变形。在更高的应力值来看，徐变比外加应力的增长更快。

对 1995 年规范中的容许应力进行改变是因为认识到了通过对预应力混凝土梁的疲劳测试表明，混凝土的断裂不是控制标准。设计中在单个极限压应力作用下，瞬时活荷载与永久活荷载和恒荷载相比危害更严重。因此，对于承受瞬时荷载作用的构件，极限压应力  $0.60f'_c$  允许增加 1/3 的容许压应力。

长期活荷载是工作活荷载中的一部分，它在足够长的时期内能产生相当大的挠度。因此，当长期活荷载和恒荷载在整个工作荷载中所占的比重较大时，那么应当控制 18.4.2(a)中极限  $0.45f'_c$ 。另一方面，当相当一部分的总工作荷载是由瞬时或短时工作活荷载组成时，那么应运用

## 规范

**18.4.3**—当检测或分析表明构件性能不会被破坏时, 18.4.1 和 18.4.2 中的容许应力可以适当超出。

**18.4.4**—对于没有承受疲劳荷载或腐蚀暴露的 C 等级预应力受弯构件中, 接近极限张拉表面的粘结钢筋的间距不应超过 10.6.4 的规定。

当结构遭受疲劳作用或暴露在腐蚀的环境中时, 则需采取特殊的调查和预防措施。

**18.4.4.1**—间距应符合非预应力钢筋和粘结钢筋束的要求。粘结钢筋束的间距不应超过非粘结钢筋最大间距的 2/3。

当钢筋和粘结钢筋束同时都在一构件中且要求符合间距时, 钢筋与钢筋束之间的间距不应超过 10.6.4 中允许的 5/6。详见 18.4.4.3

**18.4.4.2**—把 Eq.(10-4)应用于预应力钢筋束时,  $f_s$  应该代替  $\Delta f_{ps}$ 。而  $\Delta f_{ps}$  在预应力钢筋承受工作荷载时应被当作计算荷载使用。它是基于开裂截面分析减去减压应力  $f_{dc}$  确定的。同时, 也允许把  $f_{dc}$  当作预应力钢筋中的有效应力  $f_{se}$  使用。详见 18.4.4.3。

**18.4.4.3**—把 Eq.(10-4)应用于预应力钢筋束时,  $\Delta f_{ps}$  的值不应大于 250MPa。当  $\Delta f_{ps}$  小于或等于 140MPa 时, 18.4.4.1 和 18.4.4.2 中对于间距的要求不再适用。

**18.4.4.4**—当梁高大于 900mm 时, 是纵向表面钢筋的面积主要是由钢筋和粘结钢筋束组成时, 则应按照 10.6.7 中的规定。

## 注释

18.4.2(b)的增加应力。

预应力加上永久荷载时的极限压应力  $0.45f_c'$  能够控制预应力构件的长久性能。

**R18.4.3** —这部分主要提供一种机制, 凭借新产品, 新材料和新技术在预应力混凝土结构的发展, 以不被规范的要求的应力极限约束。设计批准应根据规范 1.4。

**R18.4.4** —对于预应力构件并且计算拉应力超过  $1.0\sqrt{f_c'}$  的间距要求应根据 2002 规范。

对于腐蚀环境条件的定义为遭遇化学侵蚀(例如海水, 腐蚀性工业气体, 或者下水道气体), 则应根据 7.7.2 要求处理, 并且在工作荷载作用下, 混凝土中的拉应力将进一步扩大裂缝。工程师应根据判断决定是否应该采取措施来减少拉应力。

**R18.4.4.1** —只有接近受拉表面的受拉钢筋在计算间距要求时, 才需要考虑选择  $C_c$  的值。为了说明预应力钢筋, 例如具有连接性质的钢绞线就没有变形钢筋有效, 大约利用了 2/3 的有效因素。

当后张法构件被设计成可开裂构件时, 则利用变形钢筋束控制裂缝是非常有利的, 条文 10.6 中可直接使用。其它规范条文对粘结的要求同样可以作为控制裂缝钢筋的要求。

**R18.4.4.2** —把减少应力  $f_{dc}$  等效于  $f_{se}$  是预应力钢筋的有效应力。

**R18.4.4.3** — $\Delta f_{ps}$  的最大极限值是 250MPa 并且构件的  $\Delta f_{ps}$  小于 140MPa 时可忽略, 这与 2002 以前的规范要求是相似的。

**R18.4.4.4**—为了满足需要, 需要配置钢筋, 钢丝束, 或两者搭配使用。



## 规范

## 18.5—预应力钢筋的允许应力

**18.5.1**—预应力钢筋中的拉应力不能超出下列所列举的情况:

- (a) 由于张拉力引起的拉应力不能超过  $0.94f_{py}$ , 不能大于  $0.80 f_{pu}$  与预应力钢筋手册中规定的最大值两者之间的较小值, 也不能超过  $0.80f_{pu}$  与锚具使用手册规定的最大值两者之间的较小值。
- (b) 预应力产生瞬间不能超过  $0.82f_{py}$ , 但不得大于  $0.74f_{pu}$ 。
- (c) 后张法中锚具处与连接件处的拉应力不得超过  $0.70f_{pu}$ 。

## 18.6—预应力损失

**18.6.1**—为确定预应力钢筋的有效应力  $f_{se}$ , 应考虑到下列情况下的预应力损失:

- (a) 预应力底板中的传递
- (b) 混凝土弹性收缩;
- (c) 混凝土的徐变;
- (d) 混凝土的收缩;
- (e) 钢筋应力松弛;
- (f) 能预测或不能预测的构件屈服引起的摩擦。

## 注释

**R18.5**—预应力钢筋的允许应力

规范并没有区别预应力钢筋的暂时应力和有效应力。由于初始预应力一旦产生会在相当一段时间内起控制作用, 甚至当构件交付使用后也会出现此种情况。因此, 规范规定这时的应力应有足够的安全系数并且不能当作暂时应力来考虑。预应力损失仅仅改变了构件的应力情况, 规范中并未对此损失进行规定。

**R18.5.1**—1983 年规范由于认识到低松弛下的钢丝及钢绞线具有较高的屈服强度, 对允许应力作了修订迎合了 ASTM (美国材料试验协会) A 421 与 A 416 的要求。在指定最小屈服强度而不指定最小抗拉强度的情况下, 用指定允许应力的方法是比较适合的。对于低松弛下的钢丝与钢绞线,  $f_{py}$  等价于  $0.90f_{pu}$  情况下,

$0.94f_{py}$  与  $0.82f_{py}$  分别等同于  $0.85f_{pu}$  与  $0.74f_{pu}$ 。在 1986 年的补充及 1989 规范中, 低松弛下的预应力钢筋的最大张拉应力降低到  $0.80f_{pu}$ , 用来保证预应力传递过程中与最大预应力  $0.74f_{pu}$  尽可能一致。低松弛下的预应力钢筋的较高屈服强度并没有改变钢丝锚具的有效性, 因此后张法中锚具与连接件的允许应力比  $0.70f_{py}$  并没有增加。对普通预应力钢 (钢丝、钢绞线与钢筋),  $f_{py}$  等同于  $0.85f_{pu}$  情况下,  $0.94f_{py}$  与  $0.82f_{py}$  分别等效于  $0.80f_{pu}$  与  $0.70f_{pu}$ , 1977 年规范中有同样的限定。对于  $f_{py}$  等价于  $0.80f_{pu}$  的预应力钢筋, 相应地,  $0.94f_{py}$  与  $0.82f_{py}$  分别等效于  $0.75f_{pu}$  与  $0.66f_{pu}$ 。

由于 1983 规范对可允许初始应力的规定值较大, 最终应力值可能比较大。当结构承受重复荷载或在腐蚀条件下工作时, 设计者应对最终应力进行控制。

**R18.6**—预应力损失

**R18.6.1**—预应力损失计算方法参考 18.3 到 18.6。1983 年规范之前的规范对先张法与后张法构件预应力损失值的计算经过证明被认为是过时的。准确合理的预应力损失估计可按照 R18.6 所提的方法进行计算, R18.6 中考虑了初始应力 ( $0.7f_{pu}$  或者更大的值), 钢筋类型 (应力消除的或者是低松弛的钢丝、钢绞线或钢筋), 施工环境和构件类型 (先张、有粘结力后张、无粘结力后张)。

## 规范

**18.6.2**—后张法中的摩擦损失

**18.6.2.1**—后张法中与张拉端  $l_{px}$  处的力  $P_{px}$  应按下列式计算：

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad (18-1)$$

$(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})$  不超过 0.3 时,  $P_{px}$  允许用下列式计算：

$$P_{px} = P_{pj} (1 + Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1} \quad (18-2)$$

**18.6.2.2**—摩擦损失的计算应考虑震动系数  $K$  与屈服系数  $\mu_p$ ,  $K$  与  $\mu_p$  可通过实验获得, 在张拉过程中摩擦损失是变化的。

**18.6.2.3**—在设计过程中,  $K$  和  $U_p$  的值应在设计图纸上标明。

**18.6.3**—由于构件与相邻结构连接, 产生预应力损失, 这些损失在设计过程中应考虑在内。

## 注释

实际的应力损失可能比计算值大点或小点, 这对构件的强度设计影响不大, 但能够影响使用荷载下的性能 (挠度、曲率、开裂荷载) 与连接状况。在使用荷载下, 预应力损失值的过大或过小都是不利的, 过大会导致曲率过大与水平移动。

**R18.6.2**—后张法中的摩擦损失

**R18.6.2** 中的表所列的系数只是一个合理的范围, 由于预应力筋孔道不同与包裹的方式不同, 这些值只能作为一个参考。如果采用刚性孔道, 震动系数  $K$  可能为零。大直径预应力筋与非刚性孔道配合使用时, 震动系数也可视为零。特殊类型的钢筋和孔道使用时, 系数值应该向钢筋生产商索要。不实际的摩擦损失计算能够引起不合理的构件屈曲与预应力的减小。高估摩擦损失的值可能引起预应力取值过大, 这样会引起构件过大的屈曲及收缩。如果摩擦系数比设计假定的小, 应该调整钢筋应力使之与设计中的预应力相一致。

表 **R18.6.2**—后张预应力钢筋的摩擦系数

			震动系数	屈曲系数
金属套中的 需灌浆钢筋	钢丝		0.0033- 0.0049	0.15-0.25
	高强度钢筋		0.0003- 0.0020	0.08-0.30
	7 根钢丝 的钢绞线		0.0016- 0.0066	0.15-0.25
无粘 结钢 筋	树脂 包裹	钢丝	0.0033- 0.0066	0.05-0.15
		7 根钢丝 的钢绞线	0.0033- 0.0066	0.05-0.15
	提前 润滑	钢丝	0.0010- 0.0066	0.05-0.15
		7 根钢丝 的钢绞线	0.0010- 0.0066	0.05-0.15

(李杰)

**R18.6.2.3**—考虑到结构的实用性与安全性, 结构工程师应该给定张拉力的范围或其他限定要求, 这些要求应与 18.4 与 18.5 的规定一致。

## 规范

## 18.7—受弯承载力

**18.7.1**—受弯构件的设计弯矩应该通过规范中的强度设计方法去计算,对预应力钢筋,在计算过程中  $f_{ps}$  应该取代  $f_y$ 。

**18.7.2**—以应变协调为依据,尽可能得到  $f_{ps}$  的较准确值,可用下算式近似计算  $f_{ps}$  但  $f_{se}$  不能少于  $0.5f_{pu}$

(a) 有粘结预应力筋的构件

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_\rho} (\omega - \omega') \right] \right\} \quad (18-3)$$

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad \omega' = \frac{\rho' f_y}{f'_c}$$

$\gamma_p = 0.55 \left( \frac{f_{py}}{f_{pu}} \text{ 大于等于 } 0.80 \right)$ , 取  $0.28 \left( \frac{f_{py}}{f_{pu}} \text{ 大于等于 } 0.90 \right)$

如果所有受压钢筋都考虑在内,在通过 (18-3) 计算  $f_{ps}$

时,  $\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_\rho} (\omega - \omega') \right]$  的取值不能小于 0.17 并且

$d'$  小于等于  $0.15d_p$ 。

(b) 高跨比小于等于 35 的无粘结预应力混凝土构件

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad (18-4)$$

但是公式 (18-4) 中  $f_{ps}$  不应大于  $f_{py}$  与  $(f_{se} + 420)$  两个值的较小者

(c) 无粘结预应力混凝土构件 (高跨比大于 35)

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad (18-5)$$

## 注释

## R18.7—受弯承载力

**R18.7.1**—预应力受弯构件的设计承载力可以近似通过普通混凝土构件的强度公式进行计算。1983 年规范给出了只有受拉钢筋和既有受拉又有受压钢筋矩形和 T 型截面的强度公式。当一部分预应力钢筋布置在受压区时,设计荷载情况下,应采用平衡条件与应变协调条件来进行计算。

对于其他断面,设计弯矩  $\Phi M_k$  的计算应通过应力-应变协调进行分析,运用 10.2 所规定的预应力钢筋的应力-应变特性与假定。

**R18.7.2**—对于配筋较高的梁公式 (18-3) 所得出的结果可能比较保守,为了得到更精确值,应采用应变协调与平衡法进行计算。如果所有的预应力钢筋在受拉区,公式 (18-3) 是比较合理的,但一部分如果分布在受压区,应采用应变协调与平衡法计算。

通过  $\omega'$  的值可以看出,当大量的钢筋配置的梁,按照公式 (18-3) 计算的  $f_{ps}$  会增大,当公式

$\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_\rho} (\omega - \omega')$  的值较小时,中性轴较低,受压钢筋

筋达不到屈服极限,显然是偏于保守的。这就是受压钢筋

考虑在内计算  $f_{ps}$  时  $\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_\rho} (\omega - \omega')$  只能小于

0.17 的原因。否则  $\omega'$  是零,  $\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_\rho} (\omega - \omega')$  可能

小于 0.17, 这种情况下,应增加和修正  $f_{ps}$  的值。

当  $d'$  较大,受压钢筋应变小于极限应变,这种情况,受

压钢筋不会影响用公式 (18-3) 求  $f_{ps}$ , 当  $d'$  小于等于 0.15 时,公式 (18-3) 不再适用。

公式 (18-3) 中的  $\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_\rho} (\omega - \omega')$  也可以写为

## 规范

公式 (18-5) 中  $f_{ps}$  不应大于  $f_{py}$  与  $(f_{se} + 210)$  两个值的较小值。

**18.7.3**—3.5.3 所提的非预应力钢筋, 如果与预应力钢筋共同使用, 应该考虑到其对抗拉强度的影响并且在弯矩计算应考虑其强度并记为  $f_y$ , 如果用应变协调法确定拉应力时, 其他非预应力钢筋在强度计算时也应考虑这种影响。

### 18.8—受弯构件的钢筋规定

**18.8.1**—按照 10.3.3 与 10.3.4 预应力混凝土断面可以分为拉应力控制断面, 过渡断面, 压应力控制断面。合理的强度折减系数在 9.3.2 中得以采用。

**18.8.2**—预应力钢筋与非预应力钢筋的总量应当承受的设计荷载至少是开裂荷载的 1.2 倍, 开裂荷载的计算依据 9.5.2.3 规定采用断裂模数  $f_r$  的计算方法计算。下列情况除外:

- (a) 双向, 后张法无粘结应力板
- (b) 受弯与受剪强度大于等于 9.2 所规定的值的受弯构件

**18.8.3**—由钢筋或钢绞线组成的有粘结应力的受力筋部分

## 注释

$$\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + A_s \frac{f_v}{bd_p f_c} - A'_s \frac{f_v}{bd_p f_c}, \text{ 这种形式更加实}$$

用, 当无非预应力受拉钢筋时, 公式 (18-5) 反映对无粘结钢筋混凝土梁与高跨比大于 35 的板 (单向板; 平板) 的实验结果, 试验表明对板通常采用计算公式 (18-4), 这样会夸大无粘结应力钢筋构件的应力。尽管实验表明浅构件在弯矩设计用公式 (18-4) 满足极限设计强度要求, 同时也满足了规范对最小配筋的要求以及能够控制预拉应力值的混凝土拉应力的限制要求。

### R18.8—受弯构件的钢筋规定

**R18.8.1**—10.3.3 与 10.3.4 所规定的拉应力与压应力控制断面, 其最终的极限拉应变的控制也适用于预应力全断面, 这一条款取代了 1999 年规范对最大配筋量的规定。

10.3.4 对拉应力控制断面最终拉应变的规定也在 1999 年及更糟的规范中以  $\omega_p$  得以体现, 最终极限拉应变采用 0.005 与  $\omega_p = 0.32\beta_1$  在预应力矩形截面中是统一的。

**R18.8.2**—这一规定是对开裂后即破坏的构件的一种安全储备, 按照规范设计的受弯构件应当满足开裂后仍能承受荷载直到强度达到设计的强度, 因此, 过大的挠度表明构件已经达到设计强度。如果开裂后短时间就达到受弯强度, 明显的变形就不会出现。

**R18.8.3**—有粘结应力的一部分钢筋应当合理布置在受弯

## 规范

或全部应合理的布置在预应力受弯构件的受拉面。无粘结应力的钢绞线预拉的构件，有粘结预应力的钢丝最小面积应该满足 18.9 的规定。

### 18.9—有粘结力钢筋的最小用量

**18.9.1** - 无粘结预应力受弯构件中有粘结预应力的钢筋的最小面积应该满足 18.9.2 与 18.9.3 的规定。

**18.9.2**- 除 18.9.3 规定外，有粘结力钢筋的最小面积应该通过下式计算

$$A_s = 0.004A_{ct} \quad (18-6)$$

$A_{ct}$  - 受拉面与全截面中心线之间的面积。

**18.9.2.1**- 公式 (18-6) 所计算出的有粘结力的钢筋应该统一布置在预压的受拉区，且与边缘受拉纤维尽可能接近。

**18.9.2.2**- 此种计算方法未考虑使用荷载作用下的情况

**18.9.3**- 对双向板系，有粘结力的钢筋最小的面积及布置应满足 18.9.3.1, 18.9.3.2 与 18.9.3.3 的规定。

**18.9.3.1**- 有粘结力的钢筋不应布置在正弯区，考虑预应力损失，预压区的最边缘纤维应力  $f_t$  不应超过  $0.17\sqrt{f'_c}$ 。

## 注释

构件的受拉面，这样的目的是在正常工作或超载情况下控制开裂。

### R18.9—有粘结力钢筋的最小用量

**R18.9.1** 按照规范，无粘结预应力钢绞线的构件应该配置有粘结力的钢筋来保证极限强度下的受弯性能，当混凝土抗拉强度超出断裂模数时可以当作弦系拱来限制正常工作下的裂缝宽度和裂缝间距。有粘结力的钢筋的最小面积的规定保证了其应有的正常功能。

研究表明，大地震作用下，后张法无粘结预应力构件本身并不能具备足够的能量消耗能力，因为构件的变形主要是弹性的，由于这个原因，按照本部分的规范，只承受垂直荷载并且在 21.2.1 规定的地震荷载下，应该假定后张法无粘结预应力构件能起到消能的横隔墙作用。公式 (18.6) 与 (18.8) 所规定的最小有粘结应力钢筋面积是在未考虑钢筋级别或屈服强度下的最小面积。

**R18.9.2**- 对构件及双向板系，有粘结力的钢筋的最小面积基于后张法无粘结预应力的构件的功能研究提出的，对此，18.9.2 的规范应用到单向板中是合理的。

**R18.9.3**- 双向板系有粘结应力钢筋最小用量来源于 ACI-ASCE Committee 423 的研究报告，可利用的有限的研究资料表明有柱帽的双向板这种特殊的构件工作机理与平板相似。ACI-ASCE Committee 423 1983 年修正了 18.9 相关与的规定，并提出 18.9.3 也适用于双向板系。

**R18.9.3.1** 在普通荷载和正常跨度下，ACI-ASCE Committee 423 的概述和从 1963 年规范修订以来的经验已经表明在 18.9.3.1 规定的区域不配置有粘结力的钢筋是合理的。

## 规范

**18.9.3.2-** 使用荷载下, 正弯矩区混凝土抗拉强度超过  $0.17\sqrt{f'_c}$ , 有粘结钢筋的面积应按照下式计算:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad (18-6)$$

$f_y$ —不应超过 420Mpa, 钢筋应统一布置在预拉应力区, 并尽可能与边缘纤维应力一致。

**18.9.3.3-** 在负弯矩区, 非预应力纵向受力筋, 在柱边的负弯矩区, 每一方向上非预应力纵向受力钢筋的截面面积应按下列下式计算:

$$A_s = 0.00075A_{cf} \quad (18-7)$$

$A_s$ —纵向受力筋方向上长度与板的厚度的乘积

上述的  $A_s$  应分布在各离柱边 1.5h 的板宽范围内, 每一方向至少应设置四根直径不小于 16mm 的钢筋, 间距不应大于 300mm。

**18.9.4-** 有粘结应力钢筋的最小长度在 18.9.2, 18.9.3 及下述 18.9.4.1, 18.9.4.2, 18.9.4.3 中有所规定。

**18.9.4.1-** 在正弯矩区, 有粘结应力的钢筋最小长度应是净跨  $l_n$  的 1/3, 并且集中在正弯矩区。

**18.9.4.2-** 在负弯矩区, 在支座的每一方向, 有粘结力的钢筋应伸出净跨的 1/6。

**18.9.4.3-** 为承受  $\phi M_n$ , 按照 18.7.3 所配置的有粘结力的钢筋, 按照 18.9.3.2 承受拉应力的配置的有粘结力的钢筋, 其最小长度应满足 12 章的要求。

## 注释

**R18.9.3.2-** 在正弯矩区, 混凝土拉应力在  $0.17\sqrt{f'_c}$  与  $0.50\sqrt{f'_c}$  之间, 则最小面积应与 (18-7) 式中规定一致, 拉力  $N_c$  计算过程中应考虑不开裂与断面的均匀特性。

**R18.9.3.3-** ACI-ASCE Committee 423 对双向平板系, 无粘结力的钢筋的研究表明: 负弯矩区有粘结力的钢筋与板条的有效断面面积成 0.00075 倍的关系, 这样保证了足够的延性, 并降低裂缝宽度及其间距。为说明不同连接从属板的计算, 在 13.7.2 规定及 R13.7.2 所画的等效框架的情况下, 公式 (18-8) 得以提出。对矩形板的嵌条和柱的正交等效框架梁板条处的有效断面处, 公式 (18-8) 是偏于保守的, 这保证了在垂直方向上的最小配筋量, 与柱直接或间接连接的板的上部的钢筋应特别注意。研究也证明, 使用荷载下出现低拉应力的区域, 如果不配置有粘结力的钢筋, 在极限荷载下发挥正常功能。然而规范要求的最小面积, 为考虑使用荷载应力状况, 这保证了受弯的连续性与良好的延性, 并且减小了由超载, 温度变化, 收缩引起的裂缝宽度与间距。关于后张法中板柱连接的要求在 18.11—18.15 中已经阐述。

**R18.9.4-** 有粘结应力的钢筋能够充分承受极限荷载。12 章的规定与要求保证了 18.7.3 所规定的极限荷载作用下的受弯强度, 或者是 18.9.3.2 规定的在使用荷载作用下的受拉强度, 使之能够承受足够的压力也拉力, 18.9.2 或 18.9.3.3 所规定的有粘结应力的钢筋最小长度按照 18.7.3 在受弯强度的设计中并不作要求。对连续梁的研究表明最小长度保证了在使用荷载及极限荷载的情况下构件能充分发挥其功效。



## 规范

### 18.10—超静定预应力混凝土结构

**18.10.1**—预应力混凝土框架及连续结构在使用荷载作用下，应该按照正常使用状态设计并且应有足够强度。

**18.10.2**—使用阶段的功能设计应该按照弹性分析来考虑由预应力，徐变，收缩，温度变化，轴向变形，附属构件的变形及基础沉陷产生的反力，弯矩，剪力及轴向力。

**18.10.3**—用弯矩计算强度时，弯矩应是由预压力（荷载系数为 1.0）产生的弯矩与设计荷载产生的弯矩的和。总弯矩的调整在 18.10.4 中有所规定。

### 18.10.4—连续预应力受弯构件中负弯矩的重分布

**18.10.4.1**—按照 18.9 在支座处配置的有粘结力的钢筋，能够增加或减少 8.4 中用弹性理论与假定荷载计算的负弯矩。

**18.10.4.2**—对于相同荷载，跨内各段面在计算弯矩时，应该采用上述已修正的弯矩。

**18.10.4.3**—弯矩重分布原则应用到无粘结应力的混凝土梁中是必要的。设计出的梁能够充分发挥无粘结应力钢筋的作用并且保证开裂后的梁仍能正常工作而不是作为一系列的弦系拱参与工作。18.9 规定的最小配筋量正是考虑了这一方面。

## 注释

### R18.10—超静定预应力混凝土结构

**R18.10.3**—对超静定结构，由预压力产生的次弯矩在弹性与塑性分析中是非常重要的。（参照 18.16 至 18.18）由于钢筋的不同引起的弹性变形改变了塑性转动的能力，引起弯矩的重分配。相反，对于有塑性转动能力的梁来说，钢筋数量可以改变支座处的弯矩，但此弯矩的大小对钢筋的数量也有控制作用，因此，在确定设计弯矩时，次弯矩也要包括在内。

确定设计弯矩时，计算方法如下：

- (a) 确定由活载与恒载引起的弯矩值
- (b) 考虑次弯矩求总弯矩值
- (c) 重新分配弯矩

由钢筋沿着吻合线向下分配引起支座处的正弯矩将减少支座处的负弯矩，增加了跨中弯矩，钢筋沿着连续面向上传递会增加支座处的负弯矩。

**R18.10.4.2**—8.4 中给定负弯矩重分布条款同样适用于预应力构件。（参照 18.19 研究结果的比较及 ACI-ASCE Committee 423 1999 年的 18.10.4）。

## 规范

### 18.11—轴向受压与同时受弯的构件

**18.11.1**—压弯预应力混凝土构件，无论有无预应力钢筋，都应按照规范中对非预应力构件的强度设计方法进行计算。应当考虑预应力，徐变，收缩及温度变化的影响。

#### 18.11.2— 预压构件中对预应力钢筋的要求

**18.11.2.1**—对承受均布压应力的构件，当平均应力小于 1.6Mpa 时，最小配筋量应该与 7.10.，10.9.1 及 10.9.2 中的柱与 14.3 中的墙的规定一致。

**18.11.2.2**—平均受压构件，当平均应力大于等于 1.6Mpa 时，应配置螺旋筋与横向箍筋连接件，要求如下（墙体除外）

- (a) 按照 7.10.4 要求布置螺旋筋
- (b) 横向箍筋不应小于 10 号，或者采用等效面积内布置焊接的钢丝网，并且垂直布置，竖向间距至少与抗压构件尺寸大小一致。
- (c) 钢筋箍沿构件垂直布置，任何情况下，间距不应大于半个钢筋箍间距，在构件支座上部不能大于最低纵向受力筋半个钢筋箍间距。
- (d) 当梁或牛腿与柱连接时，箍筋布置可在梁或牛腿的最下一层钢筋以下不大于 75mm 处终止。

**18.11.2.3**—受均布压应力的混凝土梁，由于平均应力大于等于 1.6Mpa，14.3 所规定的最小配筋量的要求不适用于经过结构分析具有足够强度与稳定的区域。

### 18.12—板系

**18.12.1**—在多向弯曲预应力板系中，设计弯矩与剪力应根据 13.7（除 13.7.7.4 与 13.7.7.5）规定确定或者通过更加详细的设计步骤来确定。

## 注释

### R18.11—轴向受压与同时受弯的构件

**R18.11.2.3**—14.3 要求的最小配筋量不适用预应力混凝土墙，此墙经过结构分析证明用比最小配筋量少的钢筋已经满足强度与稳定，并且已知混凝土中的平均抗压强度大于等于 1.6Mpa。

### R18.12—板系

**R18.12.1**—预应力板件应采用等效框架分析方法或者更严密的分析方法来确定使用荷载，极限荷载与剪力。在预应力板系中，通过大结构模型的实验已经获得满意的极限荷载证明了等效框架分析方法是可行的。荷载证明了等效框架分析方法是可行的。（参照 18.11 到 18.13 及 18.20 到 18.22）相关的研究也已经证明用棱柱体断面或其他刚度相近的近似构件获得的结果不正确。13.7.7.4 的规定对预应力板系在实用过程中被去除，因为它用直接设计方法来设计板件，并且弯矩重分布在 18.10.4 中已说明。13.7.7.5 的规定也不适用于预应力板系。因为 13.7.7.5 所要求的墩条与中条之间的弯矩分配是基于无预应力板

## 规范

**18.12.2**—考虑到 9.2, 18.10.3 及 18.10.4; 9.3 所要求的在各方向预应力板的  $\phi M_n$  应该大于等于  $M_u$ , 考虑到 9.2, 11.1, 11.12.2 及 11.12.62, 预应力板中支柱处的  $\phi V_n$  应该满足大于等于  $V_u$ 。

**18.12.3**—在使用荷载工作的情况下采用合适的系数 (18.10.2 所规定的), 所有的要求都应满足 (包括挠度)。

**18.12.4**—对于非均布荷载, 钢绞线或钢丝束在同一方向的间距不应超过 8 倍板厚与 1.5m 两者之间的较小者。此间距的钢筋足以提供 0.9Mpa 最小平均预压强度, 柱处临界剪切面处各方向钢丝束的间隔都应满足最小间隔。考虑到集中荷载, 对钢绞线的特殊要求应该满足。

**18.12.5**—配无粘结应力钢绞线的板, 按照规范 18.9.3 与 18.9.4 应该合理布置有粘结应力的钢筋。

18.13—后张法中预应力筋的锚固区

## 注释

的分析。分析中的平均系数法不适用于预应力混凝土板系。

**R18.12.2**—试验表明: 预应力板的弯矩与抗剪强度, 由总预压钢筋的强度, 数量及无预压力钢筋的位置决定, 不是由钢筋的分布决定 (参照 18.11 到 18.13 及 18.20 到 18.22)

**R18.12.3**—对预应力多跨板的各个方向, 跨厚比不应超过 42 (地板) 与 48 (楼板), 如果经过核实短期与长期挠度, 曲率, 振动频率, 振幅不满足要求, 上述的限定值可分别增至 48 与 52。

由于结构正常使用的要求, 短期与长期的挠度与曲率应该计算与核实。

两连接处间板的最大长度在 30 到 46 之间, 减小了板件收缩效应, 避免由于摩擦而产生的过多的应力损失。

**R18.12.4**—这一部分对钢绞线的分布给出了具体的要求, 在同一方向也允许使用钢丝束, 对结构研究分析证明这种分布方法保证了构件的正常使用。

**R18.13**—后张法中预应力筋的锚固区

在 1999 年规范中 18.13 已全面修订并且与 1996 的公路桥梁标准和 NCHRP 报告所重新规定得相一致。

## 规范

**18.13.1-锚固区**

锚固区分为两个区域:

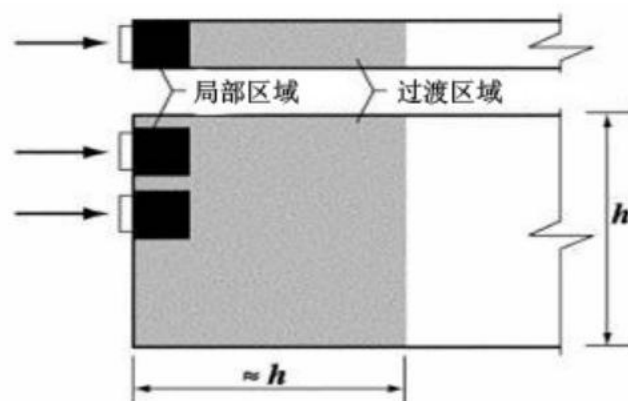
- (a) 局部区, 局部区是一个矩形的棱柱体 (或者等效成圆形或椭圆形的区域), 此处的混凝土将锚具及控制钢筋包裹其中。
- (b) 过渡区, 2.2 中有所规定并包括了局部区。

## 注释

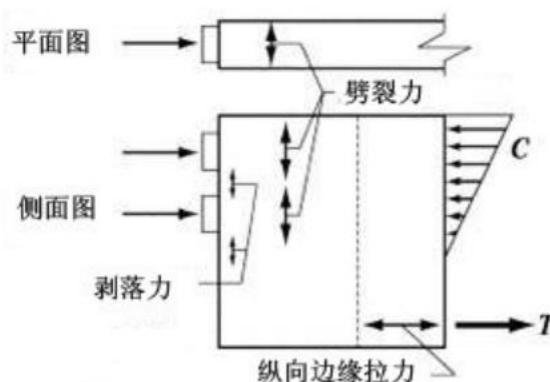
按照 1994 年公路桥梁标准对后张法锚固区的修正, ACI-Committee318 修订规范并与公路桥梁标准的要求一致, AASHTO 对钢筋更详细的分析与 ACI-Committee318 规范的有益补充。对锚固设备的采用与要求 ACI-Committee318 相对 AASHTO 条款还有不足之处。

**R18.13.1-说明:** 按照圣维楠原理, 锚固区长度可以近似按照断面的最大尺寸考虑。局部区与过渡区在图 R18.13.1

(a) 中标明。锚件在离开构件端部布置, 当施加拉力时, 再安置处前后产生较大的拉应力。这些拉应力是由于前后应变不一致而产生的。整个阴影区都应考虑在内。见图 (R18.13.1(b))



(a) 过渡区与局部区指示图



(c) 拉应力区

## 规范

## 18.13.2- 局部区

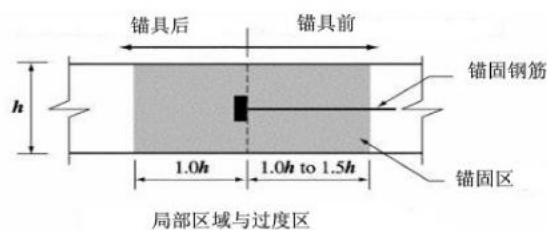
**18.13.2.1** 局部区设计应按照极限预压设计值  $p_{pu}$  及 9.2.5 与 9.3.2.2 中规定进行。

**18.13.2.2**—需要配置钢筋的局部区应按照锚具正常功能发挥的前提下配置。

**18.13.2.3**—对局部区的要求在 18.14.1 或 18.15.1 与 18.15.2 中得到满足。

## 18.13.3-- 过渡区

## 注释



**R18.13.2**—局部区承受了极大的有锚具引起的压应力并且将他们传到过渡区的其他位置。局部区的受力特性与锚具的具体特点和其处的限制钢筋有密切关系，而与整个结构的几何特性与加载情况无太大关系。局部区涉及不能全部完成直到在设计阶段能够确定具体的锚具设备。当采用具体的锚具设备，厂家应提供相关资料来证明设备满足 AASHTO 的规定，并且提供相应的使用信息。在设计过程中的重点是要承受较大的压力及需要有足够的限制钢筋来提高混凝土的受压强度。

极限预压力  $p_{pu}$  是由最大允许预压力强度与荷载系数 (1.2, 9.2.5 中规定) 经过计算得到的，按照 18.5.1 所规定的，最大预压力强度与  $0.94 f_{py}$  相比比较大，但不超过  $0.8 f_{pu}$ ，但更适用于短期作用的情况。

$$p_{pu} = (1.2)(0.80)f_{pu}A_{ps} = 0.96f_{pu}A_{ps}$$

**R18.13.3**—过渡区内平面假定不再适用。

设计应考虑由钢绞线锚件引起的受拉区，包括劈裂力，剥落力及边缘拉力所引起的受拉（见图 R18.13.1 (b)）。局部区前的压力应该进行检验与校核。有时钢筋要求不能确

## 规范

**18.13.3.1**—过渡区的设计按照极限预应力  $p_{pu}$  及 9.2.5 与 9.3.2.5 的规定进行。

**18.13.3.2**—过渡区应配筋来承受劈裂力,剥落力及由锚具设备引起的竖向边缘拉力。断面的突变也要考虑在内。

**18.13.3.3**—到 18.13.4, 18.13.5, 18.13.6 的规定已满足 18.13.3.2 所涉及过渡区的要求, 18.14.2, 18.14.3, 18.15.3 的任何一条都是适用的。

#### 18.13.4- 材料的标准强度

**18.13.4.1**—有粘结力钢筋的标准拉应力对无预压力的钢筋是  $f_y$ , 对有预压力的钢筋是  $f_{py}$ 。在锚固区抵抗拉力的无粘结预应力钢筋的标准拉应力为  $f_{ps} = f_{se} + 70$ 。

**18.13.4.2**—除了与公式 (10-5) 一致的配有螺旋筋与箍筋的混凝土之外, 混凝土标准抗压强度在过渡区应限定为  $0.7\lambda f'_{cf}$ 。

**18.13.4.3**—在设计图纸上, 应该指定后张法混凝土抗压强度, 除非采用大型锚固设备补偿了低的抗压强度或者预应力钢筋受压强度不仅仅是最终压压强度的 50%, 预应力钢筋不能受压直到混凝土抗压强度与构件的最终变形相一致, 并且对多股钢绞线为 28Mpa, 单股钢绞线为 17Mpa。

#### 18.13.5-- 设计方法

## 注释

定直到在设计阶段具体钢绞线及锚固设备得到确定。设计与应用的过程应在设计图纸上说明中明确指出。断面的突变会对应力轨迹引起较大的偏差, 这种偏差会引起较大的拉力增加。(见图 18.13.3)

**R18.13.4**—一定的混凝土塑性变形是希望发生的, 因为锚固区的设计基点是强度满足要求, 没有合理配置的混凝土, 标准抗压强度的低值反映其特性, 对合理配置的混凝土, 有效抗压强度能够提高 (见 18.24)。有粘结应力的钢筋并不能达到其屈服强度, 因为公式 (18-3) 不适用于无弯曲的变形。无粘结预应力的钢筋的强度值可通过 18.7.2 (b) 与 (c) 所规定的值来确定, 但是有时不适用此种短距离无弯曲的变形。18.24 所给的实验结果表明由辅助预压力产生的应力应用到与主要钢丝的轴向垂直的方向上可以有效提高锚固区的能力与性能。

对轻型混凝土系数  $\lambda$  的引入反映了其较低的抗拉强度, 在轻型混凝土锚固区的实验中, 在限制抗压强度以及分散性与脆性方面, 这是一个间接的因素。

设计者在设计图纸与说明中应该指定混凝土的抗压强度。为了预防过早的收缩开裂, 在混凝土强度小于 17Mpa 时可采用单股钢绞线来承受压力。这种情况下, 尺寸较大的单股钢绞线锚固或者多股钢绞线锚固, 可以达到最终压力的 1/3 到 1/2。

**R18.13.5**—18.13.5.1 的设计方法包括了 18.23 与 18.24 规范中要求的具体步骤。这些操作方法给定了一个相对保守的强度值。柱连接模型的采用对过渡区的设计是尤其有利



## 规范

**18.13.5.1**—具体的操作与理论分析所得出的强度是一致的情况下, 可采用下列方法去设计过渡区

- (a) 塑性模型平衡法
- (b) 线性应力分析法 (包括有限元分析或等效法)
- (c) 应用简化方程方法
- (d) 18.13.5.2

## 注释

的。在很多锚固的应用中, 包含在锚固区中的混凝土, 除 18.13.5.2 规定的情况外, 均可采用简化的方法。

很多情况下, 均可采用 18.23 与 18.24 所提的简化方法, 劈裂区的高度  $T_{burst}$  与劈裂区的长度可用式 (R18-1) 与

(R18-2) 分别计算,  $T_{burst}$  与  $d_{burst}$  的位置见图 (R18.13.5).

图示预压力有偏心距, 在 (R18-1) 与 (R18-2) 应用中, 如果配有多股钢丝, 具体的压力情况应该考虑在内。

$$T_{burst} = \sum p_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e_{anc})$$

$\sum p_{pu}$ —钢丝所提供的  $p_{pu}$  的和, 单位 N

$h_{anc}$ —锚固局部区高度, 单位 mm

$e_{anc}$ — $p_{pu}$  与形心之间的距离, 单位 mm

$h$ —断面高度, 单位 mm

在方向上, 如果一对一锚固间距不超过 1.5 倍锚具宽度, 则锚具可视为紧密布置。除多个锚具对称布置间距大于 0.4 倍的断面尺寸以外, 对于中心线在断面核心内, 钢丝的剥落力可以按极限预压力的 2% 来估计。对于大间距布置与钢丝中心线在核心外的情况, 应进行详细的研究。

除此之外, 对狭长区的后张, 翼缘部分和不规则断面的后张, 或者钢丝在过渡区有明显的屈曲时, 应采用 AASHTO (9.21.4 与 9.21.5) 所规定的方法, AASHTO 文件 18.23 中 9.21.3.4 部分给出了设计方法中的设计原则的更详细的补充。

## 规范

(e) 在断面为非矩形, 过渡区内或附近不连续引起应力轨迹偏差, 最小边缘尺寸在此方向上小于  $1-1/2$  的锚具横向尺寸, 或者多台锚具设备分别在不同的间距区工作的情况下, 不应采用简化方法。

**18.13.5.3**—受压结果应在设计图中指定, 并且在设计中采用。

**18.13.5.4**—设计中三维的影响应该考虑在内, 并且用三维的方法或通过近似代替的方法来分析。

**18.13.5.5**—对设置在构件中的锚件来说, 锚件后的混凝土能够承受由粘结力钢筋传来的至少  $0.35 p_{pu}$  的力, 此种钢筋围绕锚具对称布置并且应能在锚具前后能充分发挥其功能。

**18.13.5.6**—板中在过渡区有弯曲钢绞线的区域, 单股钢绞线除外, 或者分析表明钢筋不需要的区域, 有粘结力的钢筋应布置来承受径向力与劈裂力。

**18.13.5.7**—除了板中单股钢绞线和经分析不需要配置钢筋的区域外, 在反方向的正交方向上必须配置标准抗拉强度为极限预压力 2% 的最小钢筋量来限制剥落。

**18.13.5.8**—配筋时, 混凝土的抗拉强度不予考虑。

**18.13.5.6**—对锚固区钢筋的尺寸的选择, 布置方式, 保护层厚度的选择以及其他细节问题, 应考虑到混凝土的制作, 屈曲能力, 安置, 锚具尺寸和混凝土浇筑场所及凝固的问题。

**18.14**—单股钢绞线或单根 16mm 直径钢筋的锚固区设计

**18.14.1**—局部区域设计

## 注释

**R18.13.5.3**—锚具预压对过渡区有重要影响, 因此, 不但考虑所有钢丝预压的最终结果, 还要考虑到加载过程中的每个瞬时阶段。后张法中每根钢丝产生的剥落力与总断面的剥落力都应考虑在内。

**R18.13.5.4**—三维影响的条款意在提醒设计者, 构件主要平面对于其垂直的面会有影响, 例如腹板狭窄方向上的剥落力。很多情况下, 不能单方向确定这种效应, 而需要进行三维分析 (例如内部钢丝锚固图的绘制)

**R18.13.5.5**—当锚件安置后, 锚件后部获得局部拉应力, 锚固区需要配置有粘结力的锚固钢筋来控制裂缝的伸展, 规范中  $0.35 p_{pu}$  就是因为钢筋所产生的  $0.6 f_y$  降低了非极限压力的 25% 而作的规定。

**R18.14**—单股钢绞线或单根 16mm 直径钢筋的锚固区设计

## 规范

单股钢绞线或单根 16mm 或直径更小的钢筋的锚具和局部区的钢筋应该满足 ACI 432.6 或者 18.15.2 中的特殊锚固设备的要求。

### 18.14.2—对于板筋的过渡区设计

**18.14.2.1**—对于普通混凝土直径 13mm 或更小直径钢绞线的锚固，最小钢筋用量应满足 18.14.2.2 与 18.14.2.3，除非按照 18.13.5 经过详细分析，不需要钢筋，这种情况可不要求。

**18.14.2.2**—在平行板边缘应布置 2 根 13 号或者 13 号以上的纵向钢筋，这些钢筋应与锚固构件前端相连接，并深入锚具 0.5h 的长度，还应在每个锚具的外边缘至少深处 150mm。

**18.14.2.3**—如果一对一锚固的间距等于或少于 300mm，锚具应该分组工作。一组可以包括 6 个或更多的锚具设备，每一组应该设置  $n+1$  个发卡式或 u 形连接件，其中  $n$  为锚具设备数，其应设置在两个设备间，在另一面同样设置使之成组。连接件应与板缘成 90 度放置，所在的平面与板面正交，其中心应位于构件的  $3/8h$  到  $1/2h$ 。

**18.14.2.4**—对不满足 18.14.2.1 的锚固构件，最小钢筋量应根据 18.13.5 的要求来处理。

## 注释

**R18.14.2**—对于单股钢绞线板的过渡区的最小钢筋用量应根据 ACI-ASCE Committee 423 的要求来确定，其对此作了详细的说明。在 18.14.22 中要求的平行于板缘的纵向钢筋应尽可能的连续布置。

根据 18.24 的补充说明，不必对普通混凝土中 13mm 直径，1860Mpa 的成股钢丝和无粘结力的钢绞线的锚具设备进行要求。轻型混凝土中多股钢绞线的锚固，ACI-ASCE Committee 423 建议钢筋的数量和间距应进行安全调整，以承受巨大锚固压力和较小的剥落力。

规范 18.24 和 18.25 要求，为了锚固而布置的连接件应布置在板 300mm 范围内抵抗边缘拉力。对于 18.14.2.3 中的 ahead of 在图 R18.13.1 中有述，对于板筋 18.15。

## 规范

### 18.14.3 一单股钢绞线组梁和行架过度区设计

梁，桁架中的单股钢绞线组的设计应满足 18.13.3 到 18.13.5 的要求

### 18.5 一多股钢绞线锚固区设计

#### 18.15.1 一局部区域设计

最基本的多股钢绞线锚具和局部区域钢筋应满足 AASHTO 标准，分卷 9.21.7.2.2 到 9.21.7.2.4 的要求，特殊锚具应满足 AASHTO 标准规定的要求。

#### 18.15.2 一特殊锚具的使用

特殊锚具使用的情况下，辅助钢筋应布置在锚固区的相应位置，除非已有相应的钢筋与其配套。这种辅助钢筋在形状，至少容积比率上应与在测试阶段使用的辅助钢筋相一致。

### 18.16 一无粘结预应力钢筋的防腐

**18.16.1** 一无粘结力的预应力钢材应被保护层包裹，保护层应选区合适的材料来抗蚀

**18.16.2** 一无粘结预应力钢筋的保护层应防水并覆盖钢筋全长

**18.16.3** 一用于抗蚀的保护层，在与锚具接触中，承受应力过程中，多应是不透水的。

**18.16.4** 一无粘结单股钢绞线的抗蚀要求，遵守 ACI423.6

## 注释

**R18.14.3** 一单股钢绞线组的的锚固在梁与行架中经常用到，如果锚具间隔不超过锚具本身宽度的 1.5 倍，则可视为锚具组。如果梁或行架只有一个锚固设备或单组锚具，除 18.13.5.2 的要求，可采用在 18.13.5 说明中所给出的简化方法来处理。更为复杂的情况可用支架模型来设计，对于模型详见 18.25 和 18.26 的说明。

### R18.5 一多股钢绞线锚固区设计

**R18.15.1** 参考 R18.13.2

**R18.15.2** 一表面筋一般布置在锚固区外表面附近，用于限制局部横向裂缝和裂缝间距。在过渡区，为满足弯矩应力，剪应力，收缩应力，温度应力以及类似的影响条件，需要设置的钢筋也同样起到辅助钢筋的作用，表面筋的确定取决于锚具本身，通常在图纸绘制之前不能确定。

### R18.16 一无粘结预应力钢筋的防腐

**R18.16.1** 一无粘结预应力的钢材抗蚀材料的选择在规范 18.26.5.1 中已规定

**R18.16.2** 一典型的保护层是连续的，高密度的，高密实聚乙烯材料，应该涂在钢筋全长上

**R18.16.4** 一在 1989 年的规范中，按照后张法预应力研究所对无粘结单股钢绞线的规定，增加无粘结单股钢绞线的抗蚀要求，在 2002 年改为 ACI423.6.

## 规范

## 18.17—后张法预应力筋孔道

**18.17.1**--预应力筋孔道填充浆液时应不与水泥，水泥浆，防腐剂反应。

**18.17.2**--单筋孔道应比所填物直径大约 6mm。

**18.17.4**--在灌浆前，如果灌浆的构件暴露在 0 度以下，那么孔道应能够保证积水的排出，不结冰。

## 18.18—有粘结力钢筋的灌浆

正确的灌浆和灌浆程序对于后张法施工来说是至关重要，灌浆是为预应力钢材料和孔道提供粘结力，并保护预应力筋，防止锈蚀。

以往成功的有粘结力的灌浆均使用了波兰特水泥，认为所有的胶结材料均使用与这种灌浆是不正确的。因为与波兰特水泥相比缺少足够的实验研究，甚至有的胶结材料会产生 R18.18.2 所提到的化学物质对钢筋起到锈蚀，因此 R18.18.1 中的波兰特水泥和 18.18.3.2 中的水灰比在规范中保持。

**18.18.1**--水泥浆应有波兰特水泥和水组成，也可由波兰特水泥，砂，水组成。

**18.18.2**--所有的灌浆材料应遵循 18.18.2.1 到 18.18.2.4 的要求：

**18.18.2.1**--波兰特水泥应遵循 3.2

**18.18.2.2**--水应遵循 3.4 的要求。

**18.18.2.3**--掺合料遵循 3.6，并要求对灌浆钢材料或混凝

## 注释

**R18.17**—后张法预应力筋孔道

**R18.17.4**--0 摄氏度以上时，积水可能会对周围的混凝土造成危害，当放入钢绞线后，孔道内的积水应排出，如果预应力钢材料在灌浆前长期暴露于湿度比较大的地方，那么就要使用防腐剂来防止侵蚀。

**R18.18**—有粘结力钢筋的灌浆

**R18.18.2**—在 3.6 中对于混合物的限制满足灌浆要求，对于钢筋，水泥，或水泥浆，有害的已知物质有氯化物，氟化物，硫酸盐和硝酸盐。铝粉或者其它膨胀物。一旦使用会产生 5%到 10%的体积变化。纯水泥浆用于所有建筑物的构造，大孔道应用级配良好的砂。

## 规范

土无不利的影响，不能使用氯化钙。

**18.18.3—水灰比选择****18.18.3.1 水泥浆的配比应按照 (a) 或 (b) 的要求进行**

- (a) 在灌浆以前对新鲜水泥和硬化水泥做试验
- (b) 参考以前类似材料和设备在类似的条件下的灌浆的成功资料

**18.18.3.2—施工中用的水泥应与水灰比选择时的品种一致。****18.18.3.3—水的用量应该至少能够让水泥是流态的形式，便于泵送，但（重量的比值）水灰比不能超过 0.45****18.18.3.4—因推迟使用而降低了灰浆的流动性，不能用加水的方法来提高其流动性。****18.18.4—灰浆的搅拌与运送**

在周围温度为 2 摄氏度时，以 16 摄氏度为起始温度的水泥可能需要 5 天时间，强度达到 5.5，以 16 摄氏度为灌浆的初始温度是因为它与混凝土于 2 摄氏度环境中的最低温度一致。速凝水泥可能需要较短时间养护，试验立方体应在接近构件工作温度下进行养护，超过 32 摄氏度很难运送。

**18.18.4.1—水泥的搅拌应用连续的搅拌机，能够使材料充分掺合，使之均匀，能够充满孔道的整个空间，使之密实性良好。****18.18.4.2 构件温度在灌浆时应高于 2 摄氏度，而且应该维持在 2 摄氏度以上直到现场养护 50mm 立方体达到 5.5Mpa 的最小抗压强度。****18.18.4.3 在混合搅拌过程中水泥浆温度不应高于 32 摄氏度**

## 注释

**R18.18.3—**按照这些条款配制的水泥，做成的 50mm 的立方体试件，7 天养护强度应达到 17Mpa，28 天养护的强度应达到 28Mpa。在配制水泥时，应合理选择水灰比及养护方法，这样才能得到满意的强度值。



## 规范

### 18.19—预应力钢材的保护

预应力钢材附近的焊接操作应进行有效的控制避免预应力钢材受到高温焊接溅射物以及接地电流的影响。

### 18.20—预应力的施加与量测

#### 18.20.1—预应力大小由 (a) 与 (b) 两种方法确定

(a) 测定预应力筋伸长量, 所需的伸长量应由预应力钢材的平均荷载——伸长曲线来计算。

(b) 通过测定标准压力盒或压力计等装置对钢材的张拉力观测

由 (a) 与 (b) 在计算预应力时, 对先张法, 误差超过 5%; 后张法构件超过 7%, 则应进行校核与修正。

**18.20.2**—从台座的端横梁到混凝土构件的预应力转移是通过高温截断的钢材实现的, 截断点和截断顺序要事先决定, 避免出现非正常的短期应力。

**18.20.3**—先张法中的钢绞线如有长的外露部分, 应在构件附近截断以减少对混凝土的震动。

**18.20.4**—由于预应力钢筋破坏未更换引起的预应力总损失不可超过总预加应力的 20%。

### 18.21—后张法的锚具和连接件

**18.21.1**—在无粘结条件下测试且在不超过预计变形的条件下, 粘结或无粘结钢筋的锚具和连接件的强度应至少达到预应力钢筋 95% 的设计破坏强度。对于有粘结钢筋, 在预应力筋粘结在构件上之后, 应该设置锚具和连接件, 这样在最危险截面它们的强度达到 100% 的额定破坏强度。

## 注释

### R18.19—预应力钢材的保护

### R18.20—预应力的施加与量测

**R18.20.1**—预应力筋的应变测量按照《〈预压混凝土机械设备质量控制手册〉》来进行。

1989 规范中 18.18.1 部分中, 后张法预应力构件的标准压力和伸长量计算的容许误差修改为 7%, 后张法构件的变形测定受一些非重要因素的影响, 有些因素在先张法中是不存在的。制作误差和由于混凝土安置产生的钢筋断面的误差会使后张法构件的钢材的摩擦程度不同。预应力钢材和孔道间的摩擦系数也会改变。5% 的容许误差 1958 年由 ACI-ASCE Committee 423 建议使用并在 1963 年的规范中也得到了体现, 同时也反映了预应力先张法的制造误差。因为先张法的钢筋在空气中拉伸时会产生摩擦, 因此 5% 的误差得以采用。

**R18.20.4**—这一条款适用于所有预应力混凝土构件。对于现浇后张板系。在设计中, 一个构件应该作为一个单元, 就像在单向梁板系里梁和有效板宽或在双向平板体系中的柱条和中间地带。

(刘洪庆)

### R18.21—后张法的锚具和连接件

**R18.21.1**—1986 年的临时规范把 1983 年规范 18.19.1 和 18.19.2 分别单独介绍的无粘结和有粘结钢筋强度条款结合在一起成的改进了的 18.19.1, 同时补充了无粘结和有粘结钢筋的锚具和连接件。从 1989 年规范开始, 在无粘结状态下测试, 适用于无粘结和有粘结钢筋锚具和连接件

## 规范

**18.21.2**—连接件应设置在工程师同意的地方,并且封入一个足够长的屏蔽管,允许它有必要的移动。

**18.21.3**—当无粘结结构承受反复荷载,应该对锚具和连接件的疲劳度给与特别的注意。

**18.21.4**—应该考虑永久的防腐保护措施。

## 18.22—体外后张法

**18.22.1**—后张钢筋允许放置于任何混凝土构件截面的外部,评价混凝土结构体外钢筋应力效应应该使用本规范的强度和耐久性设计方法。

**18.22.2**—当计算体外钢筋弯曲强度时,应把它当作无粘结钢筋,除非按规范条款把体外钢筋沿它的长度全部粘结在混凝土上。

**18.22.3**—体外钢筋应按一种方式附着于混凝土构件中,这种方式就是保证预计的偏心位于钢筋和混凝土的重心之间,并始终位于构件预期挠度的整个范围内。

**18.22.4**—体外钢筋和连接件区域应该采取防腐保护措施。具体的保护方法应在图纸上的工程详细说明上指出。

## 注释

的强度至少是基于试验的预应力筋 95% 的设计破坏强度。预应力筋必须符合适用的 ASTM 规程 (如 3.5.5 所述) 的最低规定。锚具和连接件的额定强度超过由于考虑富裕储备的预应力钢筋最大设计强度,与此同时认识到与最合适的张锚具和连接件有关联的应力提升装置。锚具和连接件强度应产生一个最小的永久变形和后续残余变形量,认识到变形和后续残余变形会在实验的破坏的整个过程中发生。钢筋应该遵照 ACI301<sup>18.31</sup> 和工厂规范<sup>18.14</sup> 中的 2% 伸长率要求。当钢筋的锚具和连接件未达到 100% 的预应力钢筋的额定破坏强度,这种情况只有用在锚具或连接件和最危险剖面之间粘结传递长度等于或大于预应力钢筋发挥强度的长度。这一粘结长度应利用未张拉预应力钢筋钢丝束的粘结特性的测试<sup>18.32</sup> 或其他预应力钢筋材料的粘结测试的结果计算得到。

**R18.21.3**—对于疲劳荷载的讨论见参考文献 18.33。

对于静载和周期荷载情况下钢筋和无粘结钢筋连接件测试的详细规则见参考文献 18.9 的 4.1.3, 和 18.31 的 15.2.2。

**R18.21.4**—关于保护的规定见文献 18.9 的 4.2 和 4.2, 文献 18.26 的 3.4、3.6 和 8.3。

## R18.22—体外后张法

体外钢筋是一种能为现有结构提供附加强度或耐久性或两种都有的多用途方法。它能很好的使用于维修、重建已有结构,并且允许钢筋排列具有广泛的多样性。

关于体外后张法的其他信息在文献 18.34 中给出。

**R18.22.3**—由于考虑体外钢筋理想荷载平衡效应、钢筋对中、或钢筋振动的相关问题这些原因,常常把体外钢筋附着于混凝土构件支座间不同的地方 (如中间跨、四分点或三等分点)。应该对由于钢筋位置相对混凝土重心改变引起的影响给与关注,如后张和体外负载效应引起的变形。

**R18.22.4**—永久的防腐保护可以通过各种各样的方法做到。防腐保护应适应钢筋所处的环境。一些情况下需要通过混凝土覆盖或聚乙烯水泥灌浆或金属管保护钢筋。其他

## 规范

## 注释

情况下允许通过如油漆或油泥这样的涂层保护。防腐措施应满足普通建筑规范的防火要求，除非体外后张钢筋只用于提高耐久性。

## 第 19 章 壳体 and 折板

### 规范

#### 19.1—范围和定义

**19.1.1**—19 章的条款适用于薄壳和折板混凝土结构，包括肋板和边缘构件。

**19.1.2**—本规范的所有条款没有特别注明排除的，没有与 19 章条款冲突的都可以适用于薄壳结构。

**19.1.3**—薄壳——立体空间结构，由一个或多个曲线板或折板组成，与其他维数的结构相比它们的厚度要小。三向承载能力决定了薄壳的特征，这种承载行为由它们的几何形状，它们的支撑方式，加载的性质来确定。

**19.1.4**—折板——是一种特殊的壳板结构，由平薄板沿着它边缘结合构成立体空间结构。

### 注释

#### R19.1—范围和定义

本规范和注解提供了关于混凝土薄壳和折板的设计，分析和施工的资料。这一工艺开始于 1964 年 ACI 334 委员会发表的一篇关于混凝土壳体结构操作和说明的论文，之后在 1971 年规范的第 19 章中得到延续。在 1982 年 ACI.344 R.1 的修订中反映出 1964 年开始以来设计，分析和施工的增加的经验。并受到(IASS)国际壳板和特种结构协会发表的“关于混凝土壳板和折板的建议”的影响。因为 19 章适用于所有形式的混凝土薄壳和折板，所以对他们的设计，分析和施工进行全面的讨论是不可能的。额外的信息可以在文献里得到。对于壳板和折板的性能需要特别关注至细节。

**R19.1.1**—薄壳在特种结构如冷却塔和圆形预应力混凝土容器的使用的讨论可以在 ACI 委员会 33419.4，37319.5 的报告中找到。

**R19.1.3**—薄壳的普通类型是拱形结构<sup>19.6、19.7</sup>（旋转的表面），柱状壳<sup>19.7</sup>，筒形拱顶壳<sup>19.8</sup>，双曲抛物面壳<sup>19.8</sup>，椭圆抛物面壳<sup>19.8</sup>，弯棱拱顶壳<sup>19.8</sup>。

**R19.1.4**—折板可能是棱形的<sup>19.6、19.7</sup>，变截面<sup>19.7</sup>的或小平面的。前两种类型通常由平面薄壳沿纵向边缘联接形成一个跨越支撑的梁式结构。小平面的折板由三角形或多边形平面薄板沿它们边缘联接形成立体空间结构。

## 规范

**19.1.5**—带肋薄壳——空间结构材料主要沿着某特定肋条线放置，在肋条间填上薄板或者留出空洞。

**19.1.6**—辅助构件——肋条或边梁，这样的辅助构件能增强，加劲，或支撑壳板；通常辅助构件与壳板共同工作。

**19.1.7**—弹性分析——是一种用于变形和内力的分析方法，是根据平衡、应变协调，假设为弹性制定的分析方法，它能对壳板和辅助构件共同的立体作用量用一个适当的近似值表现。

**19.1.8**—非弹性分析——是一种用于变形和内力的分析方法，根据平衡和钢筋与混凝土非线性应力-应变关系，并考虑开裂和含时效效应，应变协调的一种方法。它能对壳板和辅助构件共同的立体作用量用一个适当的近似值表现。

**19.1.9**—实验分析——实验分析的结果是建立在对结构或它模型的实测应变或（和）变形的基础上。实验分析方法可以根据弹性和非弹性分析制定。

## 注释

**R19.1.5**—带肋薄壳<sup>19.8、19.9</sup>通常用于大跨结构，对于大跨结构如果只单独增加板厚会使板厚变得过大或不经济的，带肋薄壳应用同样还由于施工技术和增强已建结构的美学效果。

**R19.1.6**—大部分薄壳结构在他们的边缘需要肋条和边缘梁来承担壳体边界力，帮助传递边缘力到支撑结构并且可以容纳在这个范围内增加的钢筋量。

**R19.1.7**—薄壳和折板的弹性分析是基于对结构立体性给出适当近似值的假设的结构分析方法。这种方法必须能给壳板，肋条或边缘构件和支撑构件设计时需要的应力和位移。内力和外部荷载的平衡和变形协调都应满足。

基于经典的壳板理论，简化数学，解析模型，用有限元<sup>19.10</sup>、有限差分法<sup>19.8</sup>的数学方法或数学积分技术<sup>19.8、19.11</sup>。这些方法都在引用的文献中作了说明。

分析方法和精确度的选择应基于某些关键因素。包括结构尺寸，薄壳或折板的几何形式，结构支撑形式，加载的性质以及个人和文件经验的程度（这些经验是关于反映壳板和折板特殊类型性能时的可靠性）。

**R19.1.8**—薄壳和折板的非弹性性分析是一种改进的基于特殊非线性材料性质的分析方法，这种非线性是由于混凝土开裂，含时效效应如徐变、收缩、温度和加载时间的影响。把这些效应加在一起考虑是为了描述钢筋混凝土在弹性、非弹性、最后破坏几个阶段的反应特性曲线和裂缝延伸情况。这种分析通常需要分级加载和逐次求近法收敛得出一个即满足平衡有满足应变协调的解。<sup>19.12、19.13</sup>

## 规范

### 19.2—分析和设计

**19.2.1**—弹性性能应该成为一种已认可的决定壳体内力 and 位移的基本原理。这种性质建立在未开裂混凝土结构分析计算的基础上，这未开裂混凝土假设是弹性，均质和各向同性的。混凝土的波松比容许等于零。

**19.2.2**—当非弹性分析用于设计是安全的，它就是容许使用的。

**19.2.3**—用内部抗力与外部荷载的平衡校验来确保结果的一致性。

**19.2.4**—当实验或数学分析用于设计是安全的，它就是容许使用的。

**19.2.5**—当近似分析方法用于设计是安全的，它就是容许使用的。

**19.2.6**—在预应力壳板中，分析应考虑预拉伸引起的荷载，开裂荷载和设计极限荷载的作用。当预应力钢筋被包裹于壳板时，设计应考虑在壳板中由于预应力钢筋轮廓线没有在同一平面引起的分力。

## 注释

### R19.2—分析和设计

**R19.2.1**—对于壳板结构的各种类型，经验、实验和分析表明这些类型的结构能在不发生脆性破坏情况下承受合理的过载，弹性分析是一种可接受的方法。设计者可以假设钢筋混凝土是理想弹性，各向同性，均质，在所有方向有相同的性质。应对工作荷载情况下荷载加以分析。对通常尺寸，形状和复杂性的壳板，分析应考虑其在弹性，带裂缝和非线弹性阶段的工作性能。

**R19.2.2**—许多非弹性分析结果包含了许多可能的解决方法<sup>19.12,19.13</sup>。

**R19.2.4**—使用弹性模型实验分析来代替复杂壳板结构的解析方法。一般尺寸，形状和复杂性的重要壳板应该考虑经历弹性、开裂、非弹性和破坏阶段的钢筋混凝土模型的实验分析。

对于模型分析，只有当那部分结构对研究内容显著影响的才需要进行模拟。应该努力确保每个实验能表现模型结构量化的工作性能。

按比例缩小的模型风洞试验并不需要提供可用的结果。结构模型风洞试验应该在一个被认可的专家的指导下进行。

**R19.2.5**—如果近似分析方法包括薄膜和弯矩效应和满足平衡和协调的情况，那么这种方法是鼓励的。对满足静力但无法满足应变协调的近似方法，只有当经验证明用这些方法设计的建筑是安全的，才能使用这种方法。

**R19.2.6**—如果壳板是预应力的，其分析应该考虑在设计极限荷载下的强度，同样应该考虑在工作荷载，引起裂缝的荷载和施加预应力引起的荷载下具有的强度。由于包裹的钢筋可能没有放置在同一平面引起轴力，所以应适当考虑会出现的分力。还有壳板支撑结构的后张效应也应该考虑。



## 规范

**19.2.7**—由于强度和耐久性需要的原因,壳板的厚度和壳板钢筋应按需要设计,可利用 8.1.1 的强度设计方法或 8.1.2 的设计方法。

**19.2.8**—壳板的不稳定性应在研究之后,通过设计排除。

**19.2.9**—辅助构件应按可用的规范条款设计。就像 8.10 给出的条款一样,规范允许等于翼缘宽的那段壳板与辅助构件共同工作。那段壳板中垂直于辅助构件的钢筋至少应满足 8.10.5 中 T 型梁翼缘部分对钢筋数量的要求。

## 注释

**R19.2.7**—薄壳的厚度和钢筋需要按要求设计以满足规范强度条款,抵抗通过分析、试验模型的研究或综合它们得到的内力。应该提供充足的钢筋用于减小在工作荷载情况下的裂缝。壳板的厚度常常应根据所需要的钢筋量和施工条件制约它的厚度,还有根据本规范<sup>19.2.8</sup>或关于减小裂缝要求条款规定它的厚度。

**R19.2.8**—薄壳像其他受平面压力的构件一样,当外荷载达到极限值时就会屈曲。由于壳板的外表面几何形状,计算压曲临界荷载的问题是复杂的。如果主要薄膜力的一种是拉力,相比两种主要薄膜力都是压力的情况,壳板压屈曲的可能性要小。在壳板中发展的薄膜力取决于壳板的原始形状和壳板支撑和加载方式。某些类型的壳板在确定稳定安全度时必须考虑压曲后的情况。

对薄壳的稳定性研究应考虑以下效应:(1)所建壳体表面几何形状与理想正确的几何形状的预期偏差;(2)大挠度;(3)混凝土徐变和收缩;(4)材料非线性;(5)混凝土开裂;(6)钢筋的放置位置,方向和数量;(7)支撑结构的可能变形。

以往成功地用于提高屈曲能力的方法,它们是:布置两张钢筋网—在靠近壳体每一外表面设置一层,局部增加壳板曲率,使用带肋壳板,使用高张拉强度低徐变的混凝土。

IASS 推荐的规则给出了决定壳板屈曲的主要荷载。文献<sup>19.5</sup>和<sup>19.15</sup>给出了在工业中使用的圆拱顶压屈曲设计的一些措施。

## 规范

**19.2.10**—膜片和弯曲力壳板强度设计按弹性或非弹性分析确定的应力-应变分布情况为基础。

**19.2.11**—发生膜破裂的区域是可以预先知道的，平行于裂缝的额定抗压强度应该取  $0.4f_c'$ 。

### 19.3—材料的设计强度

**19.3.1**—混凝土 28 天后的额定抗压强度不应少于 21MPa。

**19.3.2**—非预应力钢筋的额定屈服强度不应超过 420MPa。

### 19.4—壳体钢筋

**19.4.1**—壳板钢筋应起到抵抗薄膜内力产生的拉应力的作用，应起到抵抗弯矩和扭矩产生的拉应力的作用，应起到限制收缩和温度裂缝的宽度和间距，并且在壳板边缘荷载集中处和壳板开孔处设置专门钢筋。

**19.4.2**—拉筋应放置两个或多个方向，并按需要放置，这样在任意方向的抵抗力都大于或等于任意方向的内力组合。

在壳板中对抵抗薄膜力的钢筋可选择两种方式中的一种计算。一种是抵抗轴力和剪力效应引起的拉应力；另一种是传递剪切穿过薄膜的任意横截面。这里假设的摩擦系数不应大于  $1.0\lambda$ ，对于普通混凝土  $\lambda$  取 1.0，对于轻质砂骨料混凝土取 0.85，轻骨料混凝土取 0.75。对于替换部分砂的轻质混凝土，可以使用线性差值法。

## 注释

**R19.2.10**—壳板中用于设计的应力和应变是考虑适当的荷载因素，分析（弹或非弹性）确定的。因为膜片破裂带来的有害影响，在设计极限荷载控制下，所计算的钢筋拉伸应变应该受到限制。

**R19.2.11**—当主拉应力在壳板中引起膜破坏时，实验显示在平行裂缝方向的抗压强度降低了。

### R19.4—壳板钢筋

**R19.4.1**—在壳板的任何一点，可能同时发生两种不同的内力：与薄膜效应有关，与壳板弯曲相有关。薄膜力假设作用在壳板两外表面间的中间切平面，并且两个轴力和薄膜剪切力。壳板受到的复杂效应有弯矩，扭矩和相应的横向剪力。限制收缩、温度和工作荷载引起的裂缝的宽度和间距是一项主要的设计原则。

**R19.4.2**—确保各个方向的强度是建立在安全性考虑基础上。任何方法只要能确保有足够的并符合平衡的强度，便是容许使用的。任意点主要薄膜拉力的方向取决于各种外加荷载的方向，大小和组合。

作用在任意点上的薄膜内力的大小取决于一个额定荷载。它的计算大致是以假定壳板未开裂的弹性理论为基础。抵抗薄膜内力所需要钢筋数量的计算传统上是建立在混凝土不参与抵抗拉力的基础上。设计保证期内发生相关的变形和开裂的可能性应经过调查研究。

在主拉方向不放置钢筋，并且在工作荷载下不允许开裂的地方，钢筋应以一个改进的方法计算，这种方法考虑裂缝的存在。在开裂状态，混凝土假定不能抵抗拉力或剪力。因此是以钢筋中拉力抵抗力和混凝土的压力抵抗力相等达到平衡。

两者选一的方法计算相正交的钢筋应选择剪切摩擦方

## 规范

**19.4.3**—两个正交方向上壳体任意截面测量得到的壳板钢筋的面积都不应小于 7.12 要求的抵抗壳板收缩或温度应力变化的钢筋截面积。

**19.4.4**—壳板平面中轴向抵抗剪力矩和弯矩的钢筋计算与 10.11 和 13 章一致。

**19.4.5**—限制壳板拉力钢筋的面积,使钢筋在混凝土压破或壳板发生弯曲之前发生屈服。

**19.4.6**—在高张力区域,如果可能壳体钢筋一般放在主拉力的方向上,如果不可能,钢筋允许在两个或多个方向上放置。

**19.4.7**—如果钢筋相对拉伸膜力的方向改变超过 10 度,应对工作荷载下针对开裂的钢筋数量进行复查。

**19.4.8**—壳板薄膜主拉内部应力数值在壳板表面的某个区域的变化非常大,当可以证明抵抗主拉力的钢筋集中布置在最大拉应力的位置是安全的,就可以这么做。但是在受拉区任何位置的壳板配筋率不应小于壳板毛面积的 0.0035。

## 注释

法,它是以假设在设计极限荷载下一块壳板保持剪切完整性。同时没有必要计算主应力。

**R19.4.3**—即使计算的膜力在一个或多个方向上的压力,抵抗壳板收缩和温度所配的最少的薄膜钢筋至少应放置在两个近似正交的方向上。

**R19.4.5**—拉筋在混凝土压坏前屈服的要求与 10.3.3 相同。这种压坏同样可以发生在两个主要薄膜力近似相等且正负号相反的某些壳体的某些部位。

**R19.4.6**—通常对于所有壳板,特别是在富裕张拉力区域内,钢筋朝向应近似主拉膜力方向。但是在一些结构中钢筋不可能完全沿着应力径迹。对这些情况允许使用正交组合钢筋。

**R19.4.7**—当钢筋方向偏离主膜力方向非常厉害(大于 10 度)时,在壳板中发生的高应变使钢筋承载量得到发挥<sup>19,44</sup>,这会导致不可接受的宽裂缝的发展。必须对这些裂缝的宽度加以控制。在不同环境里工作荷载使用允许的裂缝宽度在 ACI 委员会 224<sup>19,20</sup> 报告中已给出。可以通过增加钢筋数量,降低工作荷载下的应力,在壳体平面三个或多个方向上布置钢筋、或使用间距小直径较细的钢筋,来限制这些裂缝宽度。

**R19.4.8**—在最大拉应力范围内布置集中拉力筋的方法已有大量成功且经济的设计,主要是长的折板,长筒形拱顶和圆顶。最小配筋的要求在特殊的张拉区是为限制裂缝宽度和间距。

## 规范

**19.4.9**—考虑抵抗壳板弯矩的钢筋时,应在同一地方配制钢筋来承受共同作用的薄膜轴力。当壳板钢筋只需配置一面来抵抗弯矩,即使是分析表明不会存在反向弯矩的地方,也应在壳板两个表面附近配置相同数量的钢筋。

**19.4.10**—壳板钢筋间距在任何方向不应超过 450mm 或超过壳板的 5 倍厚度。当由于设计极限荷载产生的主拉应力在混凝土毛面积超过  $0.33\phi\sqrt{f'_c}$ , 壳板钢筋间距不应超过 3 倍壳板厚。

**19.4.11**—壳体钢筋在壳板和支撑构件的连接处应根据 12 章的要求锚固或延伸到这些构件。除此之外最小锚固长度为  $1.2l_d$  且不应小于 450mm。

**19.4.12**—壳板钢筋拼接长度按 12 章条款决定。除此之外拉筋最小接头长度根据 12 章要求为 1.2 倍值,且不应小于 450mm。主拉应力钢筋拼接个数应保持最小量。在拼接处它们应错开至少  $l_d$  并且在任一截面拼接面积不能多于钢筋面积的 1/3。

## 19.5—施工

**19.5.1**—由于考虑稳定和变形,模板的拆除是以具体混凝土弹模为基础的。弹模值  $E_c$  由现场养护的试验梁受弯测验来决定。测验试件的数量,测量梁试件的尺寸和测试方法应由注册设计专业人员确定。

**19.5.2**—工程师应规定壳体外形尺寸的容许偏差,如果施工后尺寸偏离规定容许量很大,需要对偏移的影响进行分析,并且采取补救措施保证其能安全工作。

## 注释

**R19.4.9**—设计方法应根据平衡方程的要求确保混凝土截面和钢筋具有发展的内力。弯矩的正负号从壳板一点到另一点可以变化非常快。由于这个原因在需要布置抗弯钢筋的地方,抗弯钢筋应布置在靠近壳板两个表面处。在许多情况,需要提供合适的保护层厚度并且多层钢筋间距决定了壳板厚度设计。

**R19.4.10**— $\phi$  值的利用在介绍 9.3.2.1 轴向拉力时已表述过。

**R19.4.11 和 R19.4.12**—在弯曲壳体表面很难控制预制钢筋对齐。这就需要考虑避免连接和锚固长度的不足。19.4.11 和 19.4.10 规定的额外钢筋长度应确保在曲面上的最小长度。

## R19.5—施工

**R19.5.1**—当有必要在早期将模板拆除,模板拆除时混凝土的弹模值应经过研究确保壳体受弯的安全并限制变形。弹模  $E_c$  的值应通过现场养护的试验梁受弯测验得到。所以即使混凝土的抗压强度也由试验确定,只由 8.5.1 的公式决定模量是不够的。

**R19.5.2**—一些壳体形状相对原来形状发生小的局部偏移,能使局部应力和总体稳定安全发生相当大的变化。这些变化能引起局部开裂和屈曲,可能导致结构不安全或者对造成失稳的极限荷载产生非常大的影响。应该对这些偏移的影响进行评估并且采取任何必要的补救措施。当使用滑模时更应引起注意。

# 第 20 章 已建结构强度评估

## 规范

### 20.1—强度评估—概要

**20.1.1**—如果怀疑整个结构或结构一部分不满足本规范的安全要求，就需要有工程师或建设管理当局对其进行强度评估。

**20.1.2**—如果对强度的影响不好了解，且不易测得分析要求的尺寸和材料性质，那么建立在测量基础上的强度评估应满足 20.2 所需要的数据。

**20.1.3**—如果造成强度不足的影响因素不好了解或不易通过测量得到需要的尺寸和材料性质，那么就要对继续工作的结构进行荷载测试。

## 注释

### R20.1—强度评估—概要

20 章不包括用已批准的设计和施工方法建造的结构的荷载测试。（关于预制混凝土构件的强度评估件文献 16.10）20 章的条款能评估已个结构或结构一部分是否满足规范的安全要求。如果有以下情况需要进行强度评估：材料在质量上不满足；有证据表明结构存在缺陷；结构受到侵蚀；结构将赋予新的功能；由于任何原因，整个结构或一部分不再满足规范的要求。在这些情况下，20 章给出了安全调查的结果。

如果是关于一个构件集合或整个结构的安全评估，就不能对每个最大受力构件或截面进行荷载测试。在这种情况下，赞成制定一个对应特定安全事项的调查方案。如果一个荷载测试作为强度评估过程的一部分，在任何荷载测试开始前对所有项目达成一个共识：被加载的区域；加载大小；和在测试结果和验收标准。

**R20.1.2**—在轴力荷载、弯矩、轴力荷载与弯矩组合这些情况下影响强度的因素都很好了解。在结构尺寸和材料性能方面，与强度和短期位移的荷载可靠度方法有关。

以准确的结构尺寸、特定位置材料的性能和所有相关细节为基础，通过分析和计算得到结构强度。数据采集的要求见 20.2。

**R20.1.3**—如果对安全性怀疑最主要表现为对单元的剪切或连接强度的怀疑，那么进行一次测试可能是最有效消除或肯定怀疑的方法。对分析试件所需要的材料和尺寸性能不能确定，此时进行测试是合理的，即使是由于弯曲或轴向荷载引起的。

即使在可能的和合理的地方，都应通过分析确定荷载测试的结果。

## 规范

**20.1.4**—如果怀疑整个结构或结构的一部分的安全性不满足与侵蚀有关，但荷载测试中观察的读数满足验收标准，结构的一部分或结构在规定时期内仍然允许使用。如果工程师认为必要，可以进行周期的估计。

## 20.2—所需尺寸和材料性质的确定

**20.2.1**—应在主要截面确定结构单元尺寸。

**20.2.2**—配筋，焊接钢筋或钢筋的位置和尺寸应由测量确定。如在图纸上抽查需要的信息就应在图纸上标上钢筋位置。

**0.2.3**—如果需要，结构强度受到怀疑的那部分混凝土取出一点进行圆柱体试验和性质试验，以测得的强度为准。

**20.2.4**—如果需要，普通钢筋或预应力钢筋强度应以构件中材料的替代样本的拉力试验为基础。

## 注释

**R20.1.4**—对一个受侵蚀结构，通过荷载测试提供的验收值不能假设没有时间限制。在这种情况下，一个周期性的调查程序很有用（包括物理测试和周期校验的程序），能判断结构长时间工作下的情况。周期校验程序进行的同时，另一种保证结构安全工作方法是限制活荷载到达一个合理的等级。

额定周期时间的长度应以以下情况为基础：a) 问题的性质；b) 加载环境；c) 结构的工作历史；和 d) 周期校验程序的范围。如果在额定时间末期，需要结构继续工作就需要进行进一步的强度评估。

随着对所有问题达成的共识，周期测试设计的特殊结果也产生，它并不需要遵照 20 章规定的荷载标准和验收标准。

## R20.2—所需尺寸和材料性质的确定

如果决定进行分解评估，这部分内容在这给于介绍。

**R20.2.1**—最重要截面是在荷载下计算得到各种应力达到最大的截面。

**R20.2.2**—如分析构件数量，尺寸排列和在最重要截面设计抵抗极限荷载的钢筋，可以采用非破坏性研究方法。大型结构中，如果在施工图中给出了测量确定的数据，在重要区域可能确定 5% 的钢筋数据就足够了。

**R20.2.3**—质加强截面（对矩形截面  $\rho f_y / f_c \leq 0.15$ ），测试的次数可能取决于结构的尺寸和混凝土强度的结构安全敏感度。这种情况，潜在的问题只包括弯曲，此时除了轻其余地方可以减少混凝土强度研究。

**R20.2.4**—测试需要的次数取决于材料的统一性，最好由工程师确定具体的应用。



规范

**20.2.5**—如果需要的尺寸和材料性质通过测试确定，并且计算可以根据 20.1.2 得出，9.3 中规定的直径允许增大。

20.3—荷载检验法

**20.3.1**—荷载分布

受载跨或面板数和分布均采用结构构件强度不确定的临界区域最大挠度和应力。如果单个试验荷载不能同时引发其最大作用效果（如挠度，旋转，或应力）来证明结构适用性，则应使用多个试验荷载分布。

**20.3.2**—荷载强度

试验荷载（包括适当的恒荷载）应不少于 $0.85(1.4D + 1.7L)$ 。根据一般建筑《规范》要求，允许减少 $L$ 。2002年版本《规范》第20.2.5节通过对强度折减系数进行修正，来与第9章荷载组合和强度折减系数协调一致。

**20.3.3**—结构承受荷载的那部分至少要在加载56天后才能开始荷载试验。若要提前进行试验需经得这栋建筑的承包商以及所有相关部门批准。

20.4—荷载标准

**20.4.1**—为使结构或者结构中被测试的部位的传递荷载分布能统一，应选择统一的测试荷载。试验中应避免荷载发生拱形作用。

**20.4.2**—在实行荷载分级加载并且在总荷载作用在结构上长达至少 24 小时后，方可进行一系列的结构反应测量。

注释

**R20.2.5**—在 20.2.5 中给出的强度减小因素大于在第 9 章中规定的。增长值通过利用准确的屈服获得材料的性质，实际的尺寸和利用成熟的分析方法判断得到。

**R20.3**—荷载检验法

**R20.3.1**—荷载分布

施加荷载对疑似缺陷最大处和无载构件承受外加荷载最小可能是很有影响的。相邻的无载构件承受部分荷载情况下，其荷载放置产生的作用应与荷载系数一致。

**R20.3.2**—荷载强度

所需荷载强度应遵循以往荷载试验。若一般建筑《规范》结构安全等级允许，可减少活荷载 $L$ 。通过增加活荷载来补偿疑似无荷载结构部分的阻力。活荷载的增长则由选择荷载试验的有效/无效标准分析来决定。

虽然2002年版本规范对第九章荷载组合和强度折减系数进行了修订，但试验荷载强度仍保持不变。第9章或附录C的组合荷载和强度折减系数的使用符合设计要求。

**R20.4**—荷载标准

**R20.4.3**—拱作用是指测试的受弯构件上的荷载传递趋向不一致而引起的。例如：采用砖块叠加布置对板加载时，由于拱作用的影响，在板跨中附近测得的荷载结果会偏小。

## 规范

**20.4.3**—在 20.4.4 规定的所有反应测量都做好时, 应立即卸除结构的总的试验荷载。

**20.4.4**—在完全卸载 24 小时后, 再对结构进行一系列的最后反应测量。

## 20.5—验收标准

**20.5.1**—测试的结构部位应不被损坏。在受压混凝土发生局部破碎和剥落时, 应考虑使用破坏指示。

**20.5.2**—实测挠度应该满足下列条件之一:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t^2}{20000h} \quad (20-1)$$

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \quad (20-2)$$

除第一次荷载超过 72 小时以后加载, 如果重新获得的  $\Delta_r$  满足下列条件, 那么认为在重复测试中的试件是满足要求的:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (20-3)$$

这里  $\Delta_2$  是在第二次测试中的最大挠度实测值, 其与第一次测试的初始结构位置有关。

**20.5.3**—结构构件试验不应出现 (或暗示) 剪切破坏危机的裂缝。

## 注释

## R20.5—验收标准

**R20.5.2**—挠度限值和重复测试选项都遵循先前的规律。如果没有证据显示结构破坏, 卸除荷载后的挠度恢复值被用来确定结构的强度是否恰当。如果是完全刚性结构, 现场条件下测量的误差可能具有与实际挠度和恢复值相同的规则。为了杜绝在这种情况下使结构处于不利立场, 如果挠度最大值小于  $l_t^2/(20000h)$ , 将放弃恢复值的测量。

对于加载测试或重复加载测试, 残余挠度  $\Delta_r$  是与初始和最终 (卸载以后) 挠度不同。

**R20.5.3**—作用力穿过剪切裂缝平面传递。在裂缝分界面上通过骨料的组合体使其联结, 这种结合通过横向钢筋的夹紧作用和穿过斜裂缝箍筋的销钉作用实现。当裂缝长度增长到接近于水平投影长度, 等价于构件高度并且同时放宽到使骨料的联结作用不能起作用的长度, 作为箍筋, 如果现在开始屈服或显示出锚固的丧失, 以致威胁其整体性, 假定该构件即将发生剪切破坏。

规范

**20.5.4**—在没有横向钢筋的结构构件区域，应该评估结构斜裂缝的出现，其斜向纵轴并且水平投影高于在裂缝重点的构件高度。

**20.5.5**—在锚固或搭接连接区域，应该评估沿钢筋线的一系列短裂缝和水平裂缝

20.6—低荷载等级的规定

如果结构经过调查不能满足 20.1.2、20.5.2 或 20.5.3 的标准，只有在建设管理当局根据荷载和测试分析结果批准的条件下，结构才允许在一个低荷载等级下使用。

20.7—安全

**20.7.1**—在整个荷载测试中，应保证人身安全和结构安全。

**20.7.2**—任何安全措施不应干扰荷载测试数据，影响进程。

注释

**R20.5.4**—20.5.4 的目的是使负责试验的专业人员，注意结构隐藏的可观测到的裂缝，这些裂缝将在无横向钢筋的构件中导致脆性破坏。

**R20.5.5**—在非锚固区，沿着钢筋轴向的裂缝开展，其相关因素包括与钢筋和混凝土间应力的传递相应的高应力。如果这些裂缝与主要钢筋有关，那么它们将是脆性破坏的征兆。对它们起因和结果的评估是很重要的。

**R20.6**—低荷载等级条款

如果荷载测试的构件在测试时没有可见的破坏（见 20.5），建设管理当局可能允许结构或构件在低荷载等级下使用，这个荷载等级根据实验结果被评定是安全的、合适的。

（陆峰）

## 第 21 章 抗震设计的专门规定

### 规范

#### 21.1—定义

结构基础——假定地震运动在该水平线处分配给建筑物。这一水平线没有必要和地平线一致。

边界构件——沿着结构墙或者结构隔板边缘，通过纵横钢筋加固的部分。边界构件没有必要要求增加墙或者隔板的厚度。墙或者隔板的洞口边缘应该按照本规范第 21.7.6 或者 21.9.5.3 条的要求设置边界构件。

汇集构件——用于把结构隔板内的惯性力传递给抗侧力系统的构件。

连接——两个或更多构件相交的区域，这些构件当中有一个或多个是预制构件。

塑性连接——在设计位移作用下能够产生变形的连接。

刚性连接——其邻接构件在设计位移作用下产生变形时，仍然保持弹性的连接。

横向拉筋——一根连续的钢筋，其一端有一抗震弯钩，另一端有一不小于  $90^\circ$  的弯钩，弯钩末端平直段长度至少为 6 倍直径。这些弯钩应该钩住周围的纵向钢筋。衔接相同纵向钢筋的两个相邻横向拉筋，其  $90^\circ$  弯钩应交错布置。

设计位移——与抗震设计控制条款所要求的一样，设计位移是设计基准地震预期侧向位移的总和。

设计荷载组合——本规范第 9.2 条中的设计极限荷载和作用力的组合。

设计层间侧移率——按层高分配的楼层顶部和底部之间设计位移的相对差异。

带标准弯钩钢筋的锚固长度——从临界断面（钢筋将发生硬化的位置）到  $90^\circ$  弯钩外侧的最短距离。

### 注释

#### R21.1—定义

设计位移是最大侧向位移的标志，侧向位移是在设计中针对设计基准地震所预期的位移。在一些规范中，例如《国家地震减灾规范》(NEHRP)，<sup>21.1</sup> ASCE 7-95 (ASCE 指 The American Society of Civil Engineers，美国土木工程师学会)，《统一建筑法规》(UBC)，<sup>21.2</sup> 由建筑官员和国际规范管理员发布的 BOCA/《国家建筑规范》(BOCA)，<sup>21.3</sup> 或者有南方建筑规范国际专业会议发布的《标准建筑规范》(SBC)，<sup>21.4</sup> 设计基准地震在 50 年内大概有 90% 的可能性不被超过。在这些规范当中，设计位移是采用静力和动力线弹性分析方法计算的，并考虑开裂断面影响、扭转影响、沿着侧向位移作用的剪力影响，以及计算预期非弹性响应的修正系数。设计位移一般大于将设计水准力作用于线弹性建筑模型而计算得出的位移。

## 规范

设计极限荷载和作用力——用适当的荷载因数乘以荷载和作用力。

箍筋——箍筋有闭口箍筋和螺旋箍筋，闭口箍筋由若干个两端带抗震弯钩的钢筋元件构成。螺旋箍筋的两端也应该带有抗震弯钩。

节点——结构当中相交各构件所共有的部分。用于抗剪强度计算的节点有效断面积， $A_j$ ，将在本规范第 21.5.3.1 条中给出定义。

抗侧力系统——是结构的一部分，其组成构件能够按照一定比例来抵抗与地震效应相关的作用力。

轻骨料混凝土——按照本规范第 3.3 条的规定由轻骨料制成的完全轻骨料混凝土和砂轻骨料混凝土。

抗力矩框架——其组成构件和节点通过弯曲、剪切和轴向力抵抗作用力的框架。抗力矩框架分类如下：

中等抗力矩框架——满足本规范第 21.2.2.3 和 21.12 条之要求的现浇框架，另外还要满足普通抗力矩框架的要求。

普通抗力矩框架——满足本规范第 1 至 18 章之要求的现浇或预制混凝土框架。

特殊抗力矩框架——满足本规范第 21.2.2.3，21.2.3 至 21.2.7 条，以及第 21.3 至 21.5 条之要求的现浇框架；或者满足本规范第 21.2.2.3，21.2.3 至 21.2.7 条，以及第 21.3 至 21.6 条之要求的预制框架。另外，还要满足普通抗力矩框架的要求。

塑性铰区——框架构件按照设计位移预计可能发生弯曲变形的区域，其长度增长不应低于  $h$ ， $h$  从弯曲变形起始处的临界断面开始算起。

抗震弯钩——弯箍、箍筋或者拉筋上的弯钩至少应弯曲  $135^\circ$ ，除了带有弯曲不小于  $90^\circ$  弯钩的圆形箍筋。钩住纵向钢筋的抗震弯钩末端平直段长度应为 6 倍的直径（但不小于 75mm），并且弯向弯箍或箍筋的内部。

## 注释

本规范第 21.6 条的规定是希望使用最低强度的预制混凝土构成特殊抗力矩框架，并使其韧性等同于现浇特殊抗力矩框架。

## 规范

特殊边界构件——本规范第 21.7.6.2 或 21.7.6.3 条所要求的边缘构件。

设计侧向力——抗震设计硬性规范规定了设计基础剪力的适当分布，与此分布一致的侧向力即设计侧向力。

结构隔板——将惯性力传递给抗侧力构件的结构组成部分，例如楼面板或屋面板。

结构桁架——由主要承受轴向力的钢筋混凝土构件组成的组合构件。

结构墙——按比例抵抗地震运动引起的剪力、弯矩以及轴向力组合作用的墙。剪力墙属于结构墙。结构墙分类如下：

中等预制结构墙——满足本规范第 1 至 18 章以及第 21.13 条之可适用要求的墙。

普通钢筋混凝土结构墙——满足本规范第 1 至 18 章之要求的墙。

普通素混凝土结构墙——满足本规范第 22 章之要求的墙。

特殊预制结构墙——满足本规范第 21.8 条的预制墙。另外，还要满足普通钢筋混凝土结构墙以及本规范第 21.2.2.3，第 21.2.3 至 21.2.7 条，以及第 21.7 条的要求。

特殊钢筋混凝土结构墙——满足本规范第 21.2.2.3，第 21.2.3 至 21.2.7 条，第 21.7 条以及普通钢筋混凝土结构墙之要求的现浇钢筋混凝土墙。

支撑——在结构隔板上用来使隔板围绕开孔处的作用得以连续的构件。

联结构件——用来传递惯性力并且阻止建筑组成部分（例如基础和墙）分离的构件。

### 21.2——一般规定

#### 21.2.1——范围

21.2.1.1——本规范第 21 章包括结构上钢筋混凝土构件设计以及构造的专门规定，结构上与地震相关的设计作

## 注释

本规范第 21.13 条的规定是希望构造一种具有最低强度的中等预制结构墙，并使其韧性等同于现浇普通钢筋混凝土结构墙。对于只满足本规范第 1 至 18 章要求，而不满足第 21.13 或 21.8 条的预制混凝土墙，一般认为其延性和结构完整性低于中等预制结构墙。

本规范第 21.8 条的规定是希望构造一种具有最低强度的特殊预制结构墙，并使其韧性等同于现浇特殊钢筋混凝土结构墙。

### R21.2——一般规定

#### R21.2.1——范围

本规范第 21 章所包含的规定被认为是对于现浇或预制混凝土结构的最低要求，这些结构在一系列振动作用下能够



## 规范

用力是在地震响应的非线性范围内以能量耗散为基础来确定的。对于可适用的混凝土强度见本规范第 1.1.1 和 21.2.4.1 条。

**21.2.1.2**——在低地震危险区，或者对于低抗震性能、低抗震设计的结构，应该满足本规范第 1 至 18 章以及第 22 章的要求。使用关于中等或特殊混凝土系统的规定计算抗震设计荷载时，应该满足本规范第 21 章中关于中等或特殊混凝土系统的相关规定。

**21.2.1.3**——在中等地震危险区，或者对于中等抗震性能、中等抗震设计的结构，中等或特殊抗力矩框架，普通、中等或特殊结构墙应该用来抵抗地震运动引起的作用力。应该满足本规范第 1 至 18 章以及第 22 章的要求。使用关于特殊混凝土系统的规定计算抗震设计荷载时，应该满足本规范第 21 章中关于特殊混凝土系统的相关规定。

**21.2.1.4**——在高地震危险区，或者对于高抗震性能、高抗震设计的结构，特殊抗力矩框架、特殊结构墙以及满足本规范第 21.2.2 至 21.2.8 条和第 21.3 至 21.10 条的隔板和桁架应该用来抵抗地震运动所引起的作用力。不用来抵抗地震作用力的构件应该满足本规范第 21.11 条。

**21.2.1.5**——对于不满足本章要求的钢筋混凝土结构系统，如果经试验证明和理论分析，能够说明该建议系统的强度和韧性等同于或超过满足本章要求的整体参照钢筋混凝土结构，那么允许其使用。

## 注释

保持持久性而产生非弹性范围的响应，并且不发生强度上的临界破坏。在响应的非弹性范围内，应该保持结构的完整性，因为各种规范，例如 IBC，<sup>21.5</sup>UBC，<sup>21.2</sup>以及 NEHRP<sup>21.1</sup>，中定义的设计作用力被认为小于那些在预计地震强度下的相应线性响应。<sup>21.1, 21.6-21.8</sup>

当正确细部设计的现浇和预制混凝土结构遭遇强烈的地表运动时，其有效刚度降低，能量耗散增加。结构保持线弹性和弱阻尼性是有益处的，而上述变化将趋向于减少与这种可能发生的益处相关的加速度响应和侧向惯性力。<sup>21.8</sup>这样，在使用设计作用力表征如参考文献第 21.2 条所规定的地震作用时，应该使得抗侧力系统在往复地震条件下，在非弹性范围内保持坚固。

本规范第 21 章的规定使得详细设计规范与结构框架的类型，当地地震危险等级，结构设计预期的非弹性变形等级，以及结构的使用和年限产生了紧密的联系。地震危险等级习惯上被分为低级、中级和高级。某一地区的抗震危险等级，抗震性能，以及结构设计分类受法律上采用的《普通建筑规范》控制，或者由当地政府确定。（见本规范第 1.1.8.3，R1.1.8.3 条，以及表格 R1.1.8.3）。规范 2000 IBC<sup>21.5</sup>和 2000 NEHRP<sup>21.9</sup>使用了与规范 1997 NEHRP<sup>21.1</sup>相同的专门术语。

结构抗震设计和详细的规范条文，应该与计算抗震设计荷载时所假定的能量耗散（韧性）等级协调一致。普通、中等和特殊这些词汇就是具体用来促进这一协调性的。规定的韧性等级，以及规定的详细设计等级，都随着结构从普通到中等再到特殊的分类上的提高而提高。在较高的抗震地带的结构，或者属于较高抗震变形或设计分类的结构，具有较高的韧性是必要的。但是，在低抗震地带或抗震分类中设计采用较高的韧性，利用较低的设计作用力等级都是允许的。

本规范第 1 至 18 章和第 22 章的规定是希望为低抗震危险区的结构提供足够的韧性，或将其归于普通的分类。因此，由普通结构墙组成的抗侧力系统不要求满足本规范第 21 章的规定。

本规范第 21 章规定，在中等抗震危险区的，或者属于中等抗震变形或设计的钢筋混凝土结构需要特殊的细部设计。本规范第 21.2.1.3，21.12 和 21.13 条中包含上述规定。

## 规范

## 注释

虽然在本规范第 21.13 条中为中等预制结构墙的设计提供了新的规定,但是最近描述抗震变形和设计分类的《普通建筑规范》并不包含中等结构墙。

在高地震危险区,或者属于高抗震变形或设计分类的结构有可能遭受较强的地面震动。使用地震作用力设计的结构,当设计地震的地面震动发生,将易于遭受使钢筋远远超过屈服点的多旋回侧向位移,其地震作用力是基于特殊抗力矩框架或特殊钢筋混凝土结构墙的响应修正系数的。本规范第 21.2.2 至 21.2.8 条和第 21.3 至 21.11 条中的规定已经进行了改进,从而使结构在这种特殊响应下具有足够的韧性。

在中等或高等地震危险区,或者属于中等或高等抗震变形或设计分类的结构,适用于其各种组成构件的本规范第 21 和 22 章中的规定,被概括于表格 R21.2.1。

本规范第 21 章中的专门配比和详细设计规定主要是以野外和实验室针对整体钢筋混凝土建筑结构和预制混凝土建筑结构的试验为基础的,此处的预制混凝土建筑结构经过设计和详细设计使其表现与整体建筑结构相似。以这些规定为基础,推广到其它类型的现浇或预制混凝土结构的推断应该以野外试验、测试和分析所提供的数据为基础。ACI T1.1-01,“基于结构测试的抗力矩框架验收条件,”可以与本规范第 21 章的规定结合起来,用以说明所推荐的框架体系在强度和韧性方面是等同于还是超过用来比较的整体混凝土体系。

在本规范第 21.2.1.5 条中的韧性要求提到了对整个抗侧力表 R21.2.1——第 21、22 章中应满足的条款\*

除有特殊规定的抵抗地震作用的构件	地震危险等级,或者所属抗震变形或设计分类 (与规范中规定的一样)	
	中等 (21.2.1.3)	高等 (21.2.1.4)
框架构件	21.12	21.2, 21.3, 21.4, 21.5
结构墙和连梁	无	21.2, 21.7
预制结构墙	21.13	21.2, 21.8
结构隔板和桁架	无	21.2, 21.9
基础	无	21.2, 21.10
不承担地震运动所引起作用力的框架构件	无	2.11
素混凝土	22.4	22.4, 22.10.1

\*还要满足第 1 至 18 章的规定,但除去第 21 章中所作改进。

## 规范

### 21.2.2—结构构件的分析和配比

**21.2.2.1**——在结构的分析中应该考虑所有结构和非结构构件的相互作用，这种相互作用将显著影响结构对地震运动的线性和非线性响应。

**21.2.2.2**——假定不作为抗侧力系统的组成部分，而应该允许对抗侧力系统的响应提供影响的刚性构件，在设计中是考虑的而且是容许的。非抗侧力系统组成部分的结构和非结构构件，其失效的影响也应该被考虑。

**21.2.2.3**——结构基础以下的结构构件应该将地震作用引起的作用力传递给地基，还应该满足本规范第 21 章的规定。

**21.2.2.4**——所有假定不作为抗侧力系统组成部分的结构构件应该满足本规范第 21.11 条的规定。

### 21.2.3—强度折减系数

强度折减系数应按本规范第 9.3.4 条取用。

## 注释

系统的结构整体性的关注，该抗侧力系统在发生与设计地震相一致的地面运动时产生预期的侧向位移。这种位移取决于所使用结构体系的能量耗散特性，而且有可能大于整个钢筋混凝土结构。

### R21.2.2—结构构件的分析和配比

假定抗侧力系统中各种组成构件的规定强度的分布，以依据的规范规定的设计作用力作用在抗侧力系统的线弹性模型上得出的分析结论为导向。如果采用了非线性响应的过程分析，那么应该在详细的研究了当地的场地状况和地震过程之后再来确定基础运动。

因为设计依据承认非线性相应，所以，在实际位移大于线性分析所得结论时，有必要研究抗侧力系统的动力稳定性，以及抗侧力系统与结构和非结构构件的相互作用。不必依赖非线性响应分析来解决上述问题，一个选择是在使用设计侧向力的线性分析所得位移上乘以一个至少为 2 的系数，除非所依据的规范指定了应该使用的系数，例如参考文献 21.1 和 21.2。对于侧向位移的计算，假定所有横向结构构件都完全裂化，与假定对所有构件使用不裂的刚度相比，将会得到可能滑移的一个较好的估计。

本规范第 21 章主要关注的是结构的安全性。第 21.2.2.1 和 21.2.2.2 条的目的是把注意力引到非结构构件对结构响应的影响和掉落物体引起损伤的可能性上来。

本规范第 21.2.2.3 条告诫设计者，分析中定义的结构基础没有必要与地基或地面一致。

在选择抗震结构构件尺寸时，考虑涉及钢筋稠密度的问题是很重要的。设计者应该确保所有钢筋都能够装配和放置，而且混凝土能够适当的浇注和振捣密实。使用允许的配筋率上限值将很有可能发生难以避免的施工问题，特别是在框架结点处。

## 规范

### 21.2.4—抗震构件中的混凝土

21.2.4.1——混凝土设计抗压强度  $f_c'$  应该不低于 21MPa。

21.2.4.2——轻质混凝土设计抗压强度  $f_c'$  应该不超过 35MPa，除非有实验数据证明，用轻质混凝土制成的结构构件能够提供的强度和韧性等同于或超过用同等强普通混凝土制成的对比构件。

### 21.2.5—抗震构件中的钢筋

在框架构件和结构墙边界构件中，用以抵抗地震所引起之挠曲力和轴向力的钢筋，应该满足 ASTM A 706M。ASTM A 615M280 和 420 级钢筋是可以使用的，但要满足下列条件：

- (1) 基于工厂测试的实际屈服强度超过  $f_y$  的部分不大于 125MPa（再次测试的超过部分不大于 146MPa）；而且
  - (2) 实际抗拉强度与实际屈服强度的比值不低于 1.25。
- 包括螺旋钢筋的横向钢筋，其  $f_{yt}$  值不应该超过 420MPa。

### 21.2.6—机械连接

21.2.6.1——机械连接应该分成类型 1 和类型 2 两种，如下所示：

- (1) 类型 1 机械连接应该满足本规范第 12.14.3.2 条的规定；
- (2) 类型 2 机械连接应该满足本规范第 12.14.3.2 条的规定，并且应该增加连接件的抗拉强度。

## 注释

### R21.2.4—抗震构件中的混凝土

本节的规定涉及到用以抵抗地震所引起作用力的框架、桁架或者墙中混凝土的质量。在结构设计计算中使用的轻质混凝土规定最大抗压强度被限制在 35MPa 范围内，主要因为轻骨料混凝土制成的构件在非线性范围内承受往复位移的表现缺乏实验或野外试验数据。如果对特殊的应用能提供有说服力的证据，那么轻质混凝土抗压强度的最大规定值将可以增加到所证明可行的等级。

### R21.2.5—抗震构件中的钢筋

使用实际强度高于设计中假定值的纵向钢筋，将会在屈服弯矩增加时带来较高的剪切和粘着应力。这些情况将会在剪切和粘结方面导致脆形破坏，因而应该避免，即使这种破坏在荷载大于预期设计荷载时才会发生。因此，最高限度取决于钢筋的实际屈服强度[见 21.2.5(1)]。

在[21.2.5(2)]中规定钢筋的抗拉强度大于其屈服强度，其依据是假定：结构构件增进非弹性转动能力的潜能是沿弯矩轴向屈服区长度的函数。在阐释实验结果时，屈服区长度被认为与极限弯矩和屈服弯矩的相对大小相关。<sup>21.10</sup> 根据这一解释，极限弯矩与屈服弯矩的比值越大，屈服区越长。本规范第 21 章规定实际抗拉强度与实际屈服强度的比值不低于 1.25。不满足这一规定的含有钢筋的构件也可以增进非弹性转动，但它们的表现过于不同，以至从直接考虑的构件中将它们剔除，这样做的依据是形变硬化钢加固构件的实验结论。

### R21.2.6—机械连接

地震发生时，在承受非弹性变形的结构内部，钢筋的拉应力将接近钢筋的抗拉强度。针对类型 2 机械连接的规定，其目的是在屈服区钢筋承受预期应力等级时避免连接破坏。不要求类型 1 连接满足类型 2 连接比较苛刻的规定，并且类型 1 连接可能没有能力抵抗屈服区预期的应力等

## 规范

**21.2.6.2**——类型 1 机械连接不应该用在等同于两倍构件深度的范围内,从特殊抗力矩框架的柱端或梁端算起,或者从可能发生由非弹性侧向位移引起钢筋屈服的截面算起。类型 2 机械连接在任何位置都可以使用。

### 21.2.7—焊接连接

**21.2.7.1**——抵抗地震所引起作用力的钢筋,其焊接连接应该满足本规范第 12.14.3.4 条的规定,并且,不应该用在等同于两倍构件深度的范围内,从特殊抗力矩框架的柱端或梁端算起,或者从可能发生由非弹性侧向位移引起之钢筋屈服的截面算起。

**21.2.7.2**——箍筋、拉筋、插筋或其它类似的构件与设计要求的纵筋焊接是不允许的。

### 21.2.8—钢筋锚固

**21.2.8.1**——在中等或高等抗震危险区,或者属于中等或高等抗震变形或设计分类的结构,抵抗其内部由地震引起作用力的锚件应该满足附录 D 中 D.3.3 的额外规定。

## 21.3—特殊抗力矩框架的受弯构件

### 21.3.1—范围

本规范第 21.3 条的规定适用于特殊抗力矩框架中 (1)抵抗地震作用所引起作用力的构件和(2)主要承受弯矩的构件。这些框架构件还应满足本规范第 21.3.1.1 至 21.3.1.4 条的规定。

**21.3.1.1**——构件上设计轴向压力,  $P_u$ , 不应该超过  $A_g f_c' / 10$ 。

**21.3.1.2**——构件净跨,  $l_n$ , 不应该低于其有效高度的 4 倍。

## 注释

级。类型 1 连接的位置是受限制的,因为屈服区钢筋的拉应力可能超过本规范第 12.14.3.2 条中规定的强度。

推荐的详细设计准则将避免在构件抵抗地震作用时可能屈服的区域使用连接。如果在可能的屈服区域不能避免使用机械连接,那么设计者就要掌握被连接件实际的强度特性和连接件实际的力和形变关系特性,以及类型 2 连接应付指定变形要求的能力。

### R21.2.7—焊接连接

**R21.2.7.1**——按照第 3 章的规定,钢筋焊接应该以 ANSI/AWS D1.4 为根据。焊接连接件的位置是受限制的,因为屈服区钢筋抗拉应力有可能会超过本规范第 12.14.3.4 条的规定。

**R21.2.7.2**——交叉钢筋的焊接可能会导致钢筋局部变脆。如果采用横向钢筋的焊接是为了使钢筋的组建或安置变得容易,那么为了这一目的,应该仅可以对附加钢筋采用。焊接钢筋,如果焊接过程受到像在焊接钢丝工厂里一样连续、充分的控制,将不再受禁止横向钢筋焊接的限制。

## R21.3—特殊抗力矩框架的受弯构件

### R21.3.1—范围

抵抗由地震运动所引起侧向荷载的特殊抗力矩框架,其中的梁在本节当中被涉及。任何承受超过  $(A_g f_c' / 10)$  的设计轴向压力的框架构件,将在本规范第 21.4 条中配比和详细说明。

实验数据<sup>21.11</sup>表明,在非线性范围内往复位移作用下,长高比小于 4 的连续构件,其响应与相对狭长构件的响应显著不同。由相对狭长构件的实验所得出的设计准则,并不



## 规范

**21.3.1.3**——构件的宽度， $b_w$ ，不应该低于  $0.3h$  和 250mm 两者中的较小值。

**21.3.1.4**——构件的宽度， $b_w$ ，不应该超过支撑构件的宽度（在垂直于受弯构件纵轴的平面上量测）加上支撑构件两边不超过受弯构件高度四分之三的距离。

### 21.3.2—纵向钢筋

**21.3.2.1**——在受弯构件的任何截面，除了本规范第 10.5.3 条中所规定的，对于顶部和底部的钢筋，钢筋用量不应低于按公式(10-3)计算的结果且不低于  $1.4b_w d / f_y$ ，另外，配筋率， $\rho$ ，不应超过 0.025。在构件顶部和底部至少应该有两条贯穿钢筋。

**21.3.2.2**——节点端面抵抗正弯矩的强度不应低于该节点端面抵抗负弯矩强度的二分之一。沿着构件长度，不论是抵抗正弯矩强度还是抵抗负弯矩强度，都应该低于两节点端面最大抗弯强度的四分之一。

**21.3.2.3**——受弯钢筋的搭接连接只有在搭接段提供箍筋或螺旋箍筋时，才应该被允许。围着搭接钢筋的横向钢筋的间距不应该超过  $d/4$  和 100mm 两者中的较小值。搭接钢筋不能使用在：

- (1)节点内；
- (2)从节点端面算起，两倍构件高度的范围内；以及

## 注释

能直接适用于长高比小于 4 的构件，特别是在剪切强度方面。

本规范第 21.3.1.3 和 21.3.1.4 条中指出的几何尺寸限制，是从抵抗地震引起作用力之钢筋混凝土框架的实践中获得的。

### R21.3.2—纵向钢筋

本规范第 10.3.5 条中限制了净拉伸应变， $\varepsilon_t$ ，从而限制了受弯构件中受拉钢筋的配筋率，使之限制到能产生界限条件的数量分数。对于纯弯和单调加载至屈服的截面，这种方法是可行的，因为受压破坏的可能性可以通过试验模型得到可靠的评估，该模型的配筋率是假定与临界破坏的配筋率一致的。同样的试验模型（由于不正确的假定，例如线性应变分布，定义明确的钢材屈服点，混凝土的极限压应变为 0.003，以及混凝土外壳中的抗压应力）不能正确描述在往复位移作用下完全进入非弹性阶段的受弯构件的真实状况。这样，在钢筋混凝土抗震设计中，持续保持临界状态的基本理论几乎没有。

**R21.3.2.1**——0.025 这一极限配筋率是主要根据对钢筋集束的考虑，并且直接以限制典型比例大梁的剪切应力为基础。在顶部和底部至少两根钢筋的规定，也是考虑了构造要求而不是性能要求。

**R21.3.2.3**——钢筋的搭接连接在预期的弯曲屈服区是被禁止使用的，因为这种连接在周期性荷载作用下进入非弹性范围是不可靠的。由于损失外壳混凝土的可能性，搭接的横向钢筋在任何位置都是禁止的。



## 规范

(3)由分析指出,因框架非弹性侧向位移引起的弯曲屈服处。

**21.3.2.4**——机械连接应该满足本规范第 21.2.6 条的规定,而焊接连接应该满足第 21.2.7 条的规定。

### 21.3.3—横向钢筋

**21.3.3.1**——在下列框架构件的位置应该放置箍筋:

(1)在受弯构件的两端,从支撑构件的端面向跨中计算,等同于两倍结构高度的长度范围内;

(2)与框架非弹性侧向位移的作用有关,易于发生弯曲屈服的断面,在其两侧等同于两倍结构高度的长度范围内。

**21.3.3.2**——第一道箍筋应该放置在距离支撑构件端面不超过 50mm 的位置。箍筋间距不应该超过(1)、(2)、(3)和(4)当中的最小值:

- (1)  $d/4$ ;
- (2)纵向钢筋直径最小值的八倍;
- (3)箍筋直径的 24 倍; 以及
- (4)300mm。

**21.3.3.3**——在要求有箍筋的位置,周边的纵向钢筋应该按照本规范 7.10.5.3 条的规定设置侧向支撑。

**21.3.3.4**——在不要求有箍筋的位置,两端带抗震弯钩的蹬形箍筋应该以不超过  $d/2$  的间距遍布构件全长。

**21.3.3.5**——在本规范第 21.3.3 条,第 21.4.4 和 21.5.2 条中,要求抵抗剪切的蹬形箍筋或拉筋应该沿构件全长加箍。

**21.3.3.6**——受弯构件中的箍筋,用两条钢筋组成是允许的:两端带抗震弯钩的蹬形箍筋和用以封闭蹬形箍筋的横向拉筋。受弯构件中,与相同纵向钢筋衔接的相邻横向拉筋,其  $90^\circ$  弯钩应相对布置。如果用横向拉筋扎结的纵向钢筋,仅在该受弯构件的一侧受板的约束,那么,横向拉筋的  $90^\circ$  弯钩就应该布置在这一侧。

## 注释

### R21.3.3—横向钢筋

横向钢筋主要是用来在预期的屈服区限制混凝土和保持钢筋的侧向支撑。适合于框架中受弯构件的箍筋实例如图 R21.3.3 所示。

至于强度沿跨度或其自身变化的构件,其永久荷载代表了总设计荷载的很大一部分,集中的非弹性转动将发生在跨内。如果这种情况是预期发生的,那么在预期的屈服区也应该布置横向钢筋。

由于在强烈地震运动时混凝土外壳剥落是预计之内的,特别是在弯曲屈服区或者靠近弯曲屈服区,所以,所有梁腹钢筋都应该按照本规范第 21.3.3.5 条所定义的封闭箍筋的形式配置。

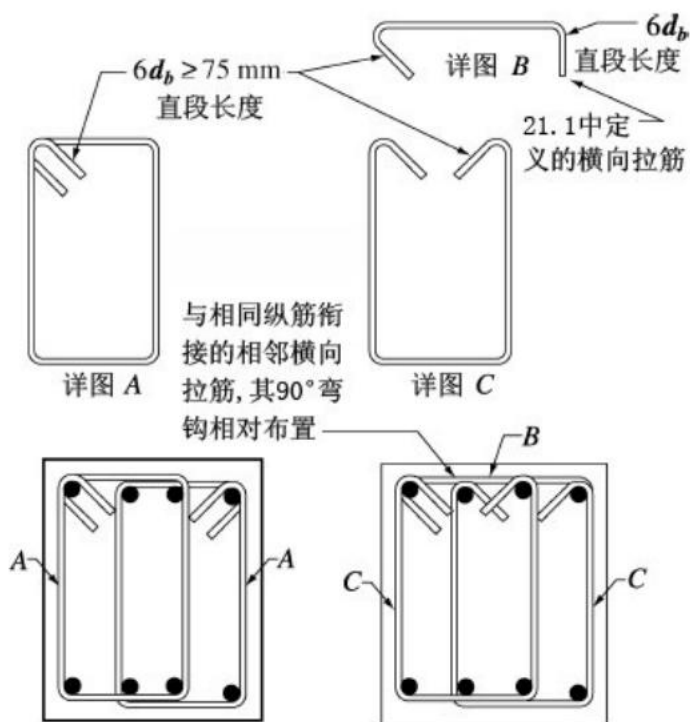


图 R21.3.3——复合箍筋示例

## 规范

### 21.3.4—剪切强度规定

#### 21.3.4.1——设计作用力

设计剪力,  $V_e$ , 应该通过考虑作用在构件节点端面之间的静态作用力来确定。应该假定, 对应于可能发生之挠曲力矩强度  $M_{pr}$  的反号弯矩作用在节点端面, 另外, 该弯矩是与设计附属重力荷载一起加载的。

#### 21.3.4.2——横向钢筋

在本规范第 21.3.3.1 条中确定的布置长度上, 横向钢筋应该按比例来承担剪力, 当(1)和(2)同时发生时, 假定  $V_c = 0$ :

(1)根据本规范第 21.3.4.1 条计算的地震所引起的剪切作用力, 代表了在该长度内最大剪切强度的一半或更多;

(2)包含地震作用效果的设计轴向压力,  $P_u$ , 不超过  $A_g f_c' / 20$ 。

## 21.4—特殊抗力矩框架的压弯构件

### 21.4.1—范围

本节的规定适用于特殊抗力矩框架中(1)抵抗地震引起之作用力的构件和(2)承受超过  $A_g f_c' / 10$  的设计轴向压力  $P_u$ 。

## 注释

### R21.3.4—剪切强度规定

#### R21.3.4.1——设计作用力

在确定代表了地震对于所考虑框架类型之影响的等价侧向力时, 假定框架构件将在非线性响应范围内耗散能量。除非框架构件的强度相当于 3~4 倍的设计作用力, 否则应该假定, 如果发生较大地震, 构件将屈服。设计剪切作用力应该很好的接近构件中可能发展的最大剪力。因此, 框架构件规定的剪切强度与设计构件的弯曲强度有关, 与通过测向荷载分析得出的设计剪切作用力无关。本规范第 21.3.4.1 条所描述的情形如图 R21.3.4 所示。

由于纵向钢筋实际的屈服强度可能会超过规定的屈服强度, 还由于在承受较大转动的节点, 钢筋容易发生应变硬化, 所以, 规定的剪切强度用纵向钢筋中至少  $1.25 f_y$  的应力来确定。

#### R21.3.4.2——横向钢筋

对承受周期荷载的钢筋混凝土构件的研究<sup>21.13, 21.14</sup>, 已经证明, 确保承受往复非线性位移的构件发生弯曲破坏所需要的抗剪切钢筋较多, 如果构件只在一个方向承载, 确保其发生弯曲破坏所需要的抗剪切钢筋较少: 在没有轴向荷载的情况下, 抗剪切钢筋必要的增加较高。这一结论, 在本规范(见 21.3.4.2)中是通过忽略代表混凝土对抗剪强度的贡献来反映的。通常认为在可能发生塑性铰的位置, 在抗剪切方面增加这种保守性是有必要的。但是, 使用这种简化的策略, 并不能理解成为就意味着不需要混凝土来抗剪。相反, 存在着这样的争议, 通过抗剪(横向)钢筋约束和加强的混凝土核心部分将抵抗所有的剪切作用。受约束的混凝土核心部分, 在梁的特性方面起着非常重要的作用, 不应该减小到最小值, 因为设计表达式对其还没有明确认可。

## R21.4—特殊抗力矩框架的压弯构件

### R21.4.1—范围

本规范第 21.4.1 条主要是用于特殊抗力矩框架的柱。除了框架柱, 其它不满足本规范第 21.3.1 条规定的框架构件应该按照本节的规定进行配比和详细设计。

## 规范

这些框架构件应满足本规范第 21.4.1.1 和 21.4.1.2 条的规定。

**21.4.1.1**——沿穿过几何重心的直线测量的，最短的横截面尺寸，应该不小于 300mm。

**21.4.1.2**——最短的横截面尺寸，与其垂直的横截面尺寸之间的比值应该不小于 0.4。

## 注释

在本规范第 21.4.1.1 和 21.4.1.2 条中的几何约束遵循先前的惯例。<sup>21.12</sup>

图 R21.3.4 注释：

1. 剪力  $V_e$  的方向取决于重力荷载和端弯矩产生的剪力之间的相对大小。

2. 端弯矩  $M_{pr}$  是基于钢材抗拉强度为  $1.25f_y$  的，这里  $f_y$  是规定的屈服强度（两个端弯矩应从顺时针和逆时针两个方向分别考虑）。

3. 柱端弯矩  $M_{pr}$  不需要大于通过  $M_{pr}$  计算的梁端的弯矩，该梁参与构造梁柱节点。 $V_e$  不应该小于结构分析所要求的值。

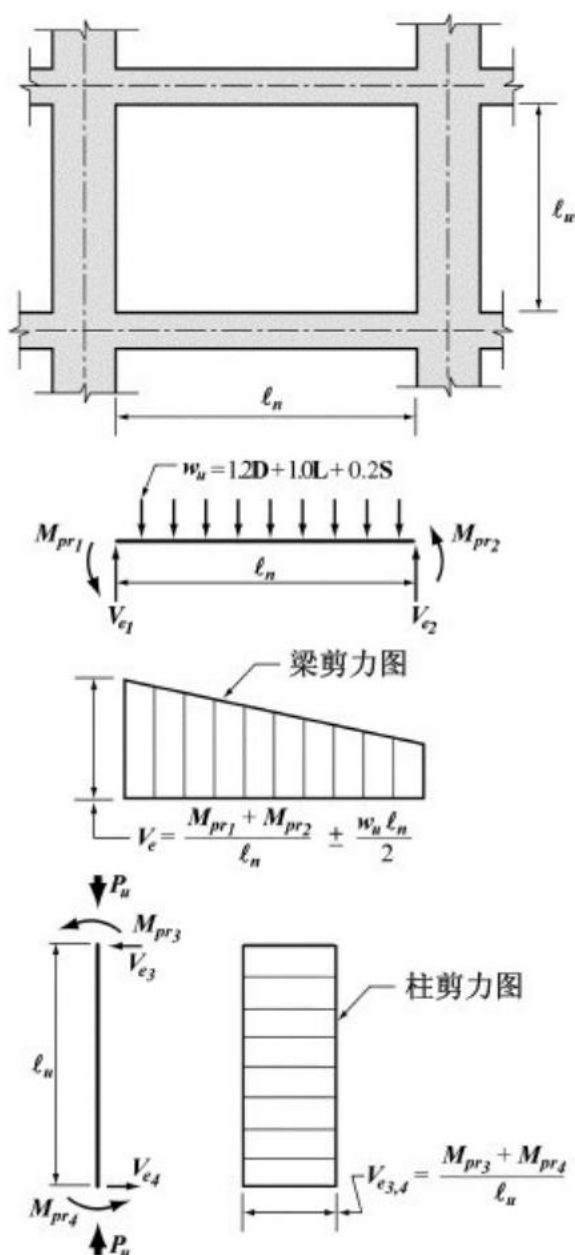


图 R21.3.4——梁柱设计剪力

## 规范

### 21.4.2—柱最小抗弯强度

**21.4.2.1**——按比例分配，来抵抗  $P_u$  的任何柱子都应该满足本规范第 21.4.2.2 或 21.4.2.3 条，其中  $P_u$  超过  $A_g f_c' / 10$ 。

在确定结构的计算强度和刚度时，应该忽略不满足本规范第 21.4.2.2 条的柱的测向强度和刚度，但是这种柱应该满足本规范第 21.11 条的规定。

### 21.4.2.2——柱的抗弯强度应该满足公式(21-1)

$$\sum M_{nc} \geq (1.2) \sum M_{nb} \quad (21-1)$$

$\sum M_{nc}$  = 在节点端面计算的柱子名义抗弯强度之和。柱子的抗弯强度应按设计轴向力计算，与侧向力的方向相对应计算出最小的抗弯强度。

$\sum M_{nb}$  = 在节点端面计算的梁名义抗弯强度之和。在 T 形梁中，板在节点端面弯矩作用下受拉，如果板钢筋在弯曲临界断面被强化，那么应该假定在有效板宽中的板钢筋对  $M_{nb}$  是有贡献的，其中有效板宽定义于本规范第 8.10 条。

应该这样假定抗弯强度，即柱的弯矩与梁的弯矩符号相反。在所考虑框架的垂直平面上，作用在两个方向的梁弯矩都应该满足公式(21-1)。

**21.4.2.3**——如果在节点不能满足本规范第 21.4.2.2 条，那么该节点上柱的支撑反力应该按照第 21.4.4.1 至 21.4.4.3 条的规定，由沿其全高布置的横向钢筋提供。

### 21.4.3—纵向钢筋

**21.4.3.1**——纵向钢筋的面积， $A_{st}$ ，不应该小于  $0.01A_g$  或大于  $0.06A_g$ 。

**21.4.3.2**——机械连接应该满足本规范第 21.2.6 条的规定，而焊接连接应该满足第 21.2.7 条的规定。搭接连接只有在构件中部一半构件长度的范围内允许使用，而且要作为抗拉搭接连接进行设计，还要按照本规范第 21.4.4.2 和 21.4.4.3 条的规定封闭在横向钢筋内部。

## 注释

### R21.4.2—柱最小抗弯强度

本规范第 21.4.2.2 条的目的是减小柱发生屈服的可能性，这里的柱是作为抗侧力系统的一部分来考虑的。构造在同一节点的梁和柱，如果柱不比梁坚固，那么将会有非弹性响应的可能性。在弱柱这种最坏的情况下，在任一楼层，弯曲屈服可能发生在所有柱的两端，导致能够引起坍塌的柱破坏机构。

在本规范第 21.4.2.2 条中，梁和柱的名义强度是在节点端面上计算的，而且这些强度是直接运用公式(21-1)进行比较的。规范 1995 要求设计强度应该在节点中心位置进行比较，虽然具有代表性的得到了相似的结果，却带来了计算上的繁琐。

在确定梁负弯曲截面（上部受拉）上的名义抗弯强度时，纵向钢筋布置在梁顶板的有效翼缘宽度内，该顶板与梁整体工作，增加了梁的强度。侧向荷载作用下梁柱组合构件的研究<sup>21.15</sup>表明，使用本规范第 8.10 条中定义的有效翼缘宽度，在层间位移水平接近层高的百分之二时，能够提供内部连接的梁抵抗负弯曲强度的合理评估。这一有效宽度以弱拱支撑的形式在板的末端提供保护。

如果在某个节点上不能满足本规范第 21.4.2.2 条的规定，那么与结构抗侧强度和刚度有关的柱或柱群的任何有利影响将被忽略。该柱或柱群的不利影响不应被忽略。例如，忽略柱的刚度应该作为一种用来减少设计基础剪力的依据来使用。如果建筑分析模型中关于这种柱的结论表明扭矩的影响将增加，那么这一增加应该按照所依据规范的要求来考虑。

### R21.4.3—纵向钢筋

纵向钢筋面积的下限用来控制时效变形，并且使屈服弯矩大于开裂弯矩。本节中的上限反映了对钢筋拥塞，荷载传递，以及高剪切应力发展的关注，其中荷载传递尤指在低层结构中荷载从楼层构件到柱的传递。

典型框架结构中的柱，邻近其柱端容易发生的混凝土外壳剥落，导致在这些位置的搭接连接易于破坏。如果所有钢筋都使用了搭接连接，那么接头应该放置在邻近腰部的位置，因为，与节点附近相比，腰部的应力往复易被限制在

## 规范

### 21.4.4—横向钢筋

**21.4.4.1**——应该按照(1)到(5)中的规定布置横向钢筋,除非本规范第 21.4.3.2 或 21.4.5 条规定布置更多的横向钢筋。

(1)螺旋箍筋或环形箍筋的体积配筋率,  $\rho_s$ , 应该不小于公式(21-2)的要求

$$\rho_s = 0.12 f_c' / f_{yt} \quad (21-2)$$

而且不小于公式(10-5)的要求。

(2)长方形箍筋总的横截面积,  $A_{sh}$ , 应该不小于公式(21-3)和(21-4)的要求。

$$A_{sh} = 0.3 (s b_c f_c' / f_{yt}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \quad (21-3)$$

$$A_{sh} = 0.09 s b_c f_c' / f_{yt} \quad (21-4)$$

(3)横向钢筋可以使用单个箍筋或复合箍筋。允许使用与箍筋相同直径和间距的横向拉筋。横向钢筋的两端都应该钩住周边的纵向钢筋。相邻横向拉筋的端部应该沿着纵筋交错布置。

(4)构件核心的设计强度如果能满足包含  $E$  以及地震效应的设计荷载组合的规定,那么,公式(21-3)和(10-5)的要求就不必满足。

(5)如果起约束作用的横向钢筋外部的混凝土厚度超过 100mm,那么附加横向钢筋应该以不超过 300mm 的间距进行布置。附加钢筋的混凝土保护层厚度不应该超过 100mm。

**21.4.4.2**——横向钢筋间距不应超过(1)、(2)以及(3)中的最小值:

- (1)最小构件尺寸的四分之一;
- (2)6 倍纵向钢筋的直径;以及
- (3)公式(21-5)所确定的  $s_0$

## 注释

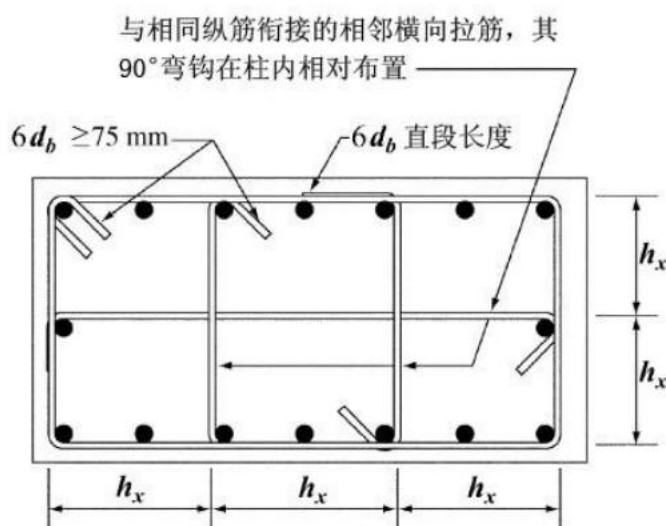
一个较小的范围。由于弯矩沿高度分布的不确定性和承受往复应力的搭接连接的限制需要,沿搭接连接的长度应该布置特殊横向钢筋。<sup>21.16</sup>

### R21.4.4—横向钢筋

本节的规定是关于受限混凝土,以及为纵向钢筋布置侧向支撑。

螺旋箍筋和足够的长方形箍筋在强度和延性方面的作用已经得到证实。<sup>21.17</sup>虽然在地震加载期间,对轴向荷载和变形的需要没有足够精确的了解,来证明规定的横向钢筋计算结果是设计地震要求的函数,但是,用来计算在反复轴向力和弯矩作用下柱的强度和延性能力的解析方法仍然存在<sup>21.18</sup>。相反,规定的公式(10-5)和(21-3),其目的是在混凝土外壳有可能剥落的条件下,保证柱轴向承载强度不会丧失。公式(21-2)和(21-4)用于大直径柱,目的是确保在屈服区具有足够的弯曲能力。

图 R21.4.4 所示为具有一个箍筋和三个拉筋的横向钢筋的实例。在提供约束方面,带有 90° 弯钩的拉筋不如带有 135° 弯钩的拉筋或者箍筋那么有效。实验证明,只要端部带有 90° 弯钩的拉筋是间隔交错布置,那么其约束作用是足够的。



注释:  $h_x \leq 350\text{mm}$

$h_x$  = 柱子各面上  $h_x$  的最大值

图 R21.4.4——柱中横向钢筋示意图



## 规范

$$s_0 = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (21-5)$$

$s_0$  的值不应超过 150mm, 而且不应小于 100mm。

21.4.4.3——拉筋或复合箍筋的肢, 其水平中心间距,  $h_x$ , 不应超过 350mm。

21.4.4.4——本规范第 21.4.4.1 条至第 21.4.4.3 条中规定的横向钢筋, 应该在长度为  $l_0$  的范围内布置,  $l_0$  从每个节点端面算起, 或者从框架非弹性侧向位移容易导致弯曲屈服的任何断面向两边计算。长度  $l_0$  不应小于(1)、(2)以及(3)中的最大值:

- (1)节点端面或可能发生弯曲屈服的断面上构件的高度;
- (2)构件净跨的六分之一; 以及
- (3)450mm。

21.4.4.5——支撑来自不连续刚性构件(例如墙)的反作用力的柱子, 如果这些柱子中与地震作用相关的设计轴向压力超过  $A_g f_c' / 10$ , 那么, 在不连续性发生的所在层以下, 应该按照本规范第 21.4.4.1 至 21.4.4.3 条的规定在其全高范围内布置横向钢筋。第 21.4.4.1 至 21.4.4.3 条所规定的横向钢筋, 至少应伸入不连续构件  $l_d$ , 其中  $l_d$  是抗拉钢筋锚固长度, 与本规范第 21.5.4 条的规定一致, 用柱中最大的纵向钢筋来确定。如果柱的下端在墙上截止, 那么, 本规范第 21.4.4.1 至 21.4.4.3 条所规定的横向钢筋至少应该伸入墙内  $l_d$ ,  $l_d$  为截止处柱中最大纵向钢筋的锚固长度。如果柱子在基脚或底板处截止, 那么, 本规范第 21.4.4.1 至 21.4.4.3 条所规定的横向钢筋至少应该伸入基脚或底板 300mm。

21.4.4.6——没有沿全长满布本规范第 21.4.4.1 至 21.4.4.3 条所规定横向钢筋的柱, 其剩余部分应该包含中心间距为  $s$  的螺旋箍筋或箍筋,  $s$  不应超过柱子纵向钢筋直径的 6 倍和 150mm 中的较小值。

## 注释

本规范第 21.4.4.2 和 21.4.4.3 条是关于长方形箍筋构成的相关的规定。间距不超过最小构件尺寸四分之一的规定是为了获得足够的混凝土约束。间距不超过 6 倍直径的规定是为了在混凝土剥落后抑制纵向钢筋屈曲。100mm 间距是为了混凝土约束; 如果拉筋或复合箍筋的肢的间距被限制在 200mm, 那么 21.4.4.2 准许 100mm 的规定放大到 150mm 这一最大值。

当柱子通过变形来抵抗地震作用时, 混凝土外壳将会剥落。局部剥落引起的部分混凝土外壳与其核心部分的分离, 将会引起坠落的危险。附加钢筋用来减小部分混凝土外壳从柱上坠落的危险。

本规范第 21.4.4.4 条确定了在容易发生弯曲屈服的构件端部布置加密横向钢筋的最小长度。有研究结果显示, 在轴向荷载和弯曲需求特别大的部位, 加密区长度应该上浮 50% 或者更多, 例如在结构的基础处。

支撑不连续刚性构件(例如墙或桁架)的柱, 将会产生相当大的非弹性响应。因此, 规定沿这些柱子的全长满布特殊横向钢筋。这包括刚性构件发生不连续的所在层以下的所有柱, 除非相应于地震作用的设计作用力很小(见 21.4.4.5)。

现场观测已经揭示了在接近柱子腰部的非限制区域发生的严重破坏。本规范第 21.4.4.6 条的规定是为了确保柱子沿其全高具有相对一致的韧性。

**R21.4.4.6**——本规范第 21.4.4.6 条的规定是为了提供给横向钢筋之间的柱子腰部以合理的保护和延性, 而编入 1989 年版规范的。震后观测已经揭示了柱子非限制区的严重破坏, 而且规定的最小的拉筋或螺旋箍筋应该为柱子沿其全高提供更一致的韧性。



## 规范

### 21.4.5—剪切强度规定

#### 21.4.5.1——设计作用力

设计剪力,  $V_e$ , 应该通过考虑在构件两端节点端面上可能产生的最大作用力来确定。应该采用在构件每个端部的最大可能抗弯强度  $M_{pr}$ , 并且与作用在该构件上的一系列  $P_u$  联系在一起, 来确定这些节点力。构件剪力不必超过按节点强度确定的剪力, 该节点强度基于与该节点构造在一起的横向构件的  $M_{pr}$ 。无论如何,  $V_e$  都不应该小于通过结构分析确定的设计剪力。

**21.4.5.2——**在本规范第 21.4.4.4 条中所确定的, 布置在长度  $l_0$  上的横向钢筋, 应该按比例分配来抵抗剪力, 并且当 (1) 和 (2) 同时发生时, 假定  $V_e = 0$  :

- (1) 根据本规范第 21.4.5.1 条计算的地震引起的剪切作用力代表  $l_0$  范围内最大规定剪切强度的一半或者更多;
- (2) 包含地震作用的设计轴向压力  $P_u$  小于  $A_g f_c' / 20$ 。

### 21.5—特殊抗力矩框架的节点

#### 21.5.1——一般规定

**21.5.1.1——**在节点端面, 纵梁钢筋的力应该通过假定弯曲受拉钢筋的应力为  $1.25 f_y$  来确定。

**21.5.1.2——**节点的强度应该受本规范第 9.3.4 条中适当的强度折减系数  $\phi$  控制。

**21.5.1.3——**在柱内截断的梁纵向钢筋, 应该伸到柱受约束核心的远端面, 并且锚固, 受拉锚固根据本规范第 21.5.4 条, 受压锚固根据本规范第 12 章。

**21.5.1.4——**纵梁钢筋穿过梁柱节点处, 对于普通混凝土, 平行于梁钢筋的柱尺寸不应小于 20 倍的梁中最大纵筋的直径。对于轻质混凝土, 该尺寸不应小于 26 倍的梁中最大纵筋的直径。

## 注释

### R21.4.5—剪切强度规定

#### R21.4.5.1——设计作用力

本规范第 21.3.4.1 条中的规定也适用于承受轴向荷载的构件 (例如柱)。首层以上节点处的弯矩可能受与节点构造在一起的梁的抗弯强度限制。梁构造在节点两个相对表面处, 组合结构的强度为节点一侧负的梁抗弯强度和节点另一侧正的梁抗弯强的之和。抗弯强度应该用值为 1.0 的强度折减系数和至少等价于  $1.25 f_y$  的钢筋应力来确定。梁的组合抗弯强度对节点以上和以下柱的分配应根据分析确定。图 R21.3.4 中的  $M_{pr}$  值可根据在梁柱节点处的受弯构件强度进行计算。

### R21.5—特殊抗力矩框架的节点

#### R21.5.1——一般规定

钢筋混凝土框架中节点端面处的非弹性转动开展, 与远远超过屈服应变的受弯钢筋的应变有关。因此, 由受弯钢筋产生的节点剪力, 应该按钢筋中的应力为  $1.25 f_y$  来计算 (见 21.5.1.1)。对梁受拉钢筋中应力发展超过屈服强度的可能性的详细解释, 见参考文献 21.10。

**R21.5.1.4——**有研究<sup>21.20-21.24</sup>表明, 在一系列大的弯矩反复期间, 直梁钢筋将在梁柱节点处滑脱。这些直钢筋上的粘结应力可能很大。为了在相邻梁塑性铰形成时显著的减少滑脱, 使钢筋直径与柱尺寸之比约为 1/32 是有必要的, 但会导致节点过大。重新探讨已有的实验, 对于普通混凝土, 选定梁中最大钢筋尺寸, 与加载方向上柱高的

## 规范

### 21.5.2—横向钢筋

**21.5.2.1**——在节点内部应该配置本规范第 21.4.4 条中所述横向箍筋，除非该节点通过本规范第 21.5.2.2 条中规定的构件进行了约束。

**21.5.2.2**——当节点的四个侧面都与梁构造在一起，而且每根梁的宽度不小于四分之三柱宽，在高度最小的梁高  $h$  范围内至少应配置本规范第 21.4.4.1 条所规定横向钢筋数量的一半。在这些位置，本规范第 21.4.4.2 条所规定的间距可放宽到 150mm。

**21.5.2.3**——如果与节点构造在一起的梁不能够为柱核心外部的纵梁钢筋提供约束，那么就要沿节点布置本规范第 21.4.4 条所规定的横向钢筋来提供这种约束。

### 21.5.3—剪切强度

**21.5.3.1**——对于普通混凝土，节点的  $V_n$  不应大于下列规定值：

四面约束节点…………… $1.7\sqrt{f'_c}'A_j$ ；

两对面或三面

约束节点…………… $1.2\sqrt{f'_c}'A_j$ ；

其它节点…………… $1.0\sqrt{f'_c}'A_j$ ；

与节点的一个侧面构造在一起的构件，如果该构件覆盖了该侧面至少四分之三的面积，那就可以认为该构件为节点提供了一个约束。如果在节点所有侧面都构造有这样的构件，那就可以认为节点是被约束的。

$A_j$  是节点内有效节点高度与有效节点宽度相乘得到的节点有效横截面面积，节点高度应该取柱的全高。有效节点宽度应取柱的全宽，除非梁与更宽的柱构造在一起，有效节点宽度不应超过(1)和(2)中的较小值：

## 注释

比例限值为 1/20，对于轻质混凝土，选定为 1/26。由于缺乏具体的数据，根据第 12 章，使用值为 1.3 的修正系数对轻质混凝土进行修正。这些限制对梁柱节点内可能发生滑脱的钢筋的数量提供了合理的控制，并且考虑了较大地震发生时，预计发生非弹性移动的结构框架数量。关于这一课题的完善处理方法见参考文献 21.25。

### R21.5.2—横向钢筋

不管框架节点抵抗地震引起作用力的计算剪力多么低，都要沿节点在柱钢筋（见 21.5.2.1）周围布置约束钢筋（见 21.4.4）。在本规范第 21.5.2.2 条中，如果在节点的四个侧面都有水平构件与之构造在一起，那么约束钢筋可适当减少。1989 年规范根据已有的数据给出了在这些面积上最大的间距限值。

本规范第 21.5.2.3 条涉及到梁的宽度超过柱的节点。在这种情况下，应该由在该节点的梁或横向钢筋，为没有被柱钢筋约束的梁钢筋提供侧向支撑。

### R21.5.3—剪切强度

本规范第 21 章对设计节点的规定，其依据是参考文献 21.10，其中节点内的性能现象是用节点的名义抗剪强度来解释的。因为节点试验<sup>21.20</sup>和深梁试验<sup>21.11</sup>揭示出，抗剪强度对节点（抗剪）钢筋的敏感性不如对 ACI Committee 326<sup>21.30</sup>针对梁提出的表达式的敏感性强，该表达式被 ACI Committee 352<sup>21.10</sup>采纳用于节点，318 委员会选定节点强度仅为混凝土抗压强度的函数（见 21.5.3）并且规定节点中横向钢筋的最低用量（见 21.5.2）。节点的有效面积  $A_j$  如图 R21.5.3 所示。无论如何， $A_j$  都不应超过柱的横截面积。

本规范第 21.5.3.1 条所规定的三水准抗剪强度，其依据是 ACI Committee 352<sup>21.10</sup>的建议。该委员会重新探讨的试验数据<sup>21.28</sup>揭示，当应用于角节点时，1983 年规范给出的该规范第 21.5.3.1 条中的下限值是不保守的。

## 规范

- (1)梁宽与节点高之和;
- (2)梁纵轴到柱侧边较小垂直距离的两倍。

**21.5.3.2**——对于轻骨料混凝土,节点的名义剪切强度不应超过本规范第 21.5.3.1 条所规定限值的四分之三。

### 21.5.4—受拉钢筋的锚固长度

21.5.4.1—在普通混凝土中,带有标准 90 度弯钩的钢筋的锚固长度按公式 21—6 确定;但锚固长度不应小于  $8d_b$  和 150mm 的较大值:

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \sqrt{f'_c}) \quad (21-6)$$

以上公式适用于 10 号到 36 号钢筋

对于轻骨料混凝土,带有标准 90 度弯钩钢筋的锚固长度  $l_d$  不小于  $10d_b$ , 190mm, 及按公式 21-6 确定的长度的 1.25 倍三者的最大值。

90 度弯钩应在柱截面或周边构件核芯内。

21.5.4.2—10 号到 36 号的受拉直钢筋的锚固长度不小于 (a)、(b) 项中规定的较大值。

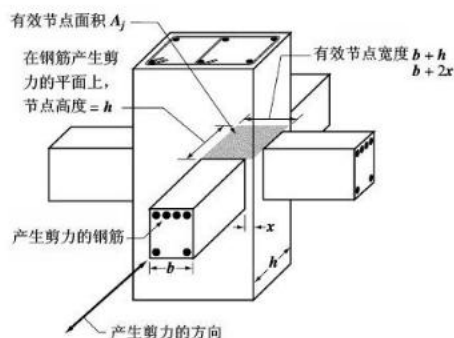
(a) 若钢筋下方浇筑一层混凝土保护厚度不超过 300mm, 则取 21.5.4.1 条中规定长度的 2.5 倍。

(b) 若钢筋下方浇筑一层混凝土保护厚度超过 300mm, 则取 21.5.4.1. 条规定长度的 3.25 倍。

21.5.4.3—锚固在节点里的直钢筋应穿过柱或周边构件的核芯, 未埋入核芯内的那部分钢筋长度, 其长度  $l_d$  应乘以系数 1.6 增大。

21.5.4.4—若钢筋外使用环氧涂层保护时, 21.5.4.1 到 21.5.4.3 中的钢筋锚固长度应乘以 12.2.4 或 12.5.2 中相应系数。

## 注释



注释: 对于每个构造方向上的作用力, 节点的有效面积是各自单独考虑的。图示节点不符合本规范第 21.5.2.3 和 21.5.3.1 条中需要考虑约束的条件, 因为该构造构件没有覆盖节点面积的 3/4。

图 R21.5.3——有效节点面积

(王云极)

### R21.5.4—受拉钢筋的锚固长度

张拉变形钢筋的标准弯钩应埋入在普通混凝土中的, 其最小锚固长度应按公式 (21-6) 确定。公式 (21-6) 是建立在 12.5 条规定的基础上。21 章规定对弯钩嵌在受约束混凝土, 公式 (21-6) 中的常数已综合考虑了系数 0.7 (对混凝土保护层) 和 0.8 (对钢筋箍), 直接由公式 12.5 得出锚固长度计算公式是增大了以反映荷载反复作用的影响。

带标准弯钩的张拉变形钢筋的锚固长度设定为平行于钢筋方向, 从临界截面 (钢筋锚固处) 到弯钩外边缘的距离。切线方向应垂直于钢筋轴线方向。

公式 21-6 所给出的锚固长度的基本表达式隐含了诸如钢筋的实际应力大于屈服应力及钢筋的有效锚固长度不是从钢筋端结点表面为起始点等因素。

对于轻骨料混凝土, 为了补偿不同规格钢筋在不同类型的轻骨料混凝土之间粘结力的变异性, 公式 21-6 中要求的长度需增加 25%。

由于 21.5.4.2 规定的张拉直钢筋的最小锚固长度是 21.5.4.1 部分规定的长度的倍数。21.5.4.2 (b) 主要对上部钢筋而言。

如果要求的加固钢筋直线埋入长度升过受约束混凝土体积 (如, 21.3.3, 21.4.4, 或 21.5.2 所规定), 则要求的锚固长度在约束区外的钢筋与混凝土的极限粘结应力小于在受限区域内的粘结应力的前提下增大

## 规范

## 21.6—预制混凝土特殊抗力矩框架

21.6.1——使用预制混凝土构件的特殊抗力矩框架,用延性连接构造时应满足(a)和(b)两点,并满足使用现浇混凝土建造(特殊抗力矩框架)时的所有要求。

(a) 根据 11.7.4 所计算的连结点的  $V_n$  不小于  $2V_e$ , 此处  $V_e$  根据 21.3.4.1 或者 21.4.5.1 计算。

(b) 梁钢筋采用机械连接时,接头距端点表面的距离应不小于  $h/2$ , 并且满足 21.2.6 中规定的要求。

21.6.2——用预制混凝土强结点构造特殊抗力矩框架应满足其用现浇混凝土构造下的各项要求,同时满足(a)、(b)、(c)、(d)

(a) 对于因设计位移而发生弯曲屈服的部位可按 21.3.1.2 中的条款设计。

(b) 强节点的设计强度  $\phi S_n$ , 不小于  $S_e$

(c) 主要纵向钢筋应贯穿结点并延伸到结点和塑性铰区域之外。

(d) 对于柱与柱连接节点,  $\phi S_n$  不小于  $1.4 S_e$ , 在柱与柱连接节点处, 对于楼层重包括柱的情况,  $\Phi M_n$  不小于  $0.4 M_{pr}$ , 连接节点的  $\phi V_n$  不小于 21.4.5.1 规定的  $V_e$ 。

## 注释

$$l_{dm} = 1.6(l_d - l_{dcc}) + l_{dcc}$$

或者

$$l_{dm} = 1.6l_d - 0.6l_{dcc}$$

其中:

$l_{dm}$  = 钢筋未全埋入侧限混凝土时的变形长度。

$l_d$  = 埋入混凝土中的条纹钢筋张拉时的变形长度;

$l_{dcc}$  = 埋入混凝土中的钢筋长度。

21.5.4 条中缺乏 43 号和 57 号钢筋是因为关于用模拟地震作用时反复荷载这两种钢筋关于锚固方面的资料还很少。

## R21.6—预制混凝土特殊抗力矩框架

21.6.1 和 21.6.2 中的细节规定设计类似于单片特种延性框架的位移设计的框架

在结点连接区,组成预制框架系统的各混凝土构件按弯曲屈服的的经验设计成延性连接.延性连接节点的钢筋按 2 类机械连接或者用其他技术使钢筋在张拉或压缩时至少能承受钢筋屈服强度  $f_y$  和规定的张拉强度的 125% . 21.31-21.34 对机械连接要求是对 21.2.6 中相关规定的补充,是为了避免在相邻钢筋的端点连接设备在短长度上的应力集中.为了防止连接节点表面发生滑移,21.6.1 还对剪力强度做了相关要求.按延性连接设计的预制框架混凝土构件其屈服部位应设计在不靠近节点处.因此,按 21.3.4 或 21.4.5.1 设计的剪力强度,  $V_e$  偏于保守.

预制混凝土框架系统中,用强连接的构件应在连接节点外部经历弯曲屈服.强连接包含了连接器的长度,如图 R21.6.2 所示. 21.6.2(b)中使用的能量设计技术能确保强连接节点保持弹性塑性铰.另增的柱要求主要为了避免柱与柱结点处塑性铰能量和强度损耗.

试验证明了预制梁柱连接节点处采用机械连接的钢筋应变集中会导致钢筋的脆性断裂.设计人员应仔细选择强节点部位或采取其他措施,如在应力较大的区段分离钢筋,避免因应变集中产生的钢筋混凝土早期裂缝.

## 规范

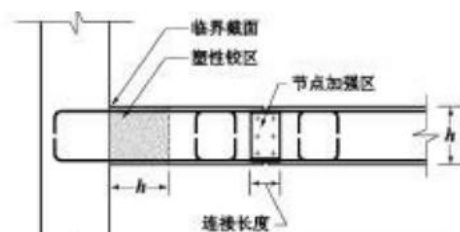
21.6.3 预制混凝土特种延性框架结构不能满足 21.6.1 或者 21.6.2 中的各项要求时,应满足 ACI T1.1 中的要求。

“延性框架结构测试的验收标准”,并满足(a)、(b)两项:

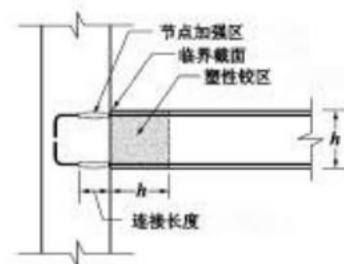
(a) 试验样品使用的材料是结构中使用的具有代表性的材料

(b) 按比例试验样品,确立试验设计规程确定承重和抗震作用下机械装置,,确定出符合这种机理的验收值.试验样品中应包含与规范要求有点出入的装置部分,这部分应经过试验并确定出其可行上限值

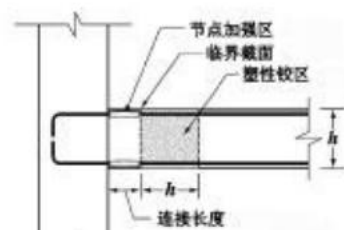
## 注释



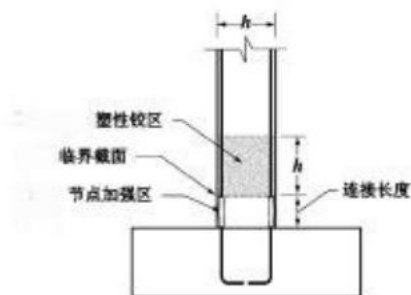
(a) 梁—梁连接节点



(b) 梁—柱连接节点



(c) 梁—柱连接节点



(d) 柱—基础连接节点

R21.6.3—不满足 21 章规定的时效要求的预制框架系统,已经通过符合要求的地震性能特征研究试验所论证.对于此类框架, ACI T1.1 记录了关于设计方法规程的确立,并通过了理论分析和试验验证.该设计规程通过承重和抗震作用能辨别加载路径和加载方式.试验应能够反映出构件的临界状态,并且能测量参数确立加载路径组成可行值的上限值,这些参量可能涉及极限应力,集中力,极限应变或者其他工程量.结构设计规程不应偏离试验样品的设计规程,实际采用验收值不应超过试验测出的可行值。



## 规范

## 21.7—特种钢筋混凝土结构墙及连梁

## 21.7.1—范围

这节要求主要适用整个抗地震力体系中的特种钢筋混凝土结构墙和连梁。

## 21.7.2—配筋

21.7.2.1—结构墙腹筋的配筋率,  $\rho_l$  和  $\rho_t$ , 不应小于 0.0025, 若剪力  $V_u$  不超过时  $0.83A_{cw}\sqrt{f_c'}$ , 则  $\rho_l$  和  $\rho_t$  允许减小到 14.3 中规定值。结构墙的钢筋间距不超过 450mm, 承受剪力  $V_n$  的钢筋必须连续, 并且沿着剪力区布置。

21.7.2.2—若墙中剪力  $V_u$  超过  $0.17A_{cw}\sqrt{f_c'}$  时, 必须布置至少 2 层钢筋

21.7.2.3—结构墙中的钢筋应根据 12 章中规定进行张拉, 以下情况除外

- (a) 12.10.3 中提到的各个量的有效高度对墙可允许至  $0.8l_w$
- (b) 12.11, 12.12, 12.13 中的要求不必满足。
- (c) 在纵向钢筋因发生侧向位移而屈服的位置, 纵筋受拉时其锚固长度达到张拉钢筋计算值  $f_y$  时长度的 1.25 倍。
- (d) 对于机械连接的钢筋接头, 遵 21.2.6 规定, 对于焊接连接的钢筋接头遵守 21.2.7。

## 21.7.3—剪力设计值

剪力设计值  $V_d$  应由侧向荷载分析得到, 并与极限荷载组合值一致。

## 注释

试验所使用的材料和试件应能模拟实际结构. 在工程师能合理解释出试验偏差不会对框架结构系统产生不利作用时, 可允许有试验偏差。

## R21.7—特种钢筋混凝土结构墙及连梁

## R21.7.1—范围

这个部分包括了特种钢筋混凝土结构墙及连梁的尺寸和细部要求。在 1995 年规范, 21.6 和 21.9 包含了各项对中间隔板的规定。

## R21.7.2—钢筋

最低配筋率要求 (21.7.2.1) 采用了以前的规范。为了控制斜裂缝的宽度, 抗剪切钢筋要求均匀分布。考虑到, 在普通建设条件下, 在墙中间部分的钢筋保持单层面的可能性很小, 墙中钢筋都双层布置以富裕抗剪能力。而且, , 由于靠近表面的钢筋的存在、在发生地震使混凝土严重开裂时可以阻止混凝土破碎。

R21.7.2.3 —2005 规范做了修改, 删去了 21.5.4 中关于梁柱节点的参考资料, 因为对墙来说, 21.5.4 的适用性并不清晰。由于结构墙中纵筋的实际应力可能超过设计计算的作用力, 应事先张拉钢筋, 使之变形后的强度达到钢筋的屈服强度。12.11, 12.12 和 12.13 条中所做的规定主要是对梁, 对墙并不适用。在预计纵筋屈服的部位, 考虑到钢筋实际屈服强度高于给定的钢筋屈服强度的可能性以及钢筋在反复荷载作用和钢筋冷加工硬化的影响, 此处将系数扩大到 1.25 倍。在使用横向钢筋时, 直钢筋和带弯钩钢筋的锚固长度应根据 12.2 和 12.5 中允许适当减少, 因为横向钢筋分布很能改善发生非弹性变化的钢筋接头和弯钩的性能。

## R21.7.3 — 剪力设计值

结构墙的剪力设计是考虑了各种相关荷载因素后由横向荷载分析得到的。但是, 设计人员应考虑到结构发生局部构件屈服的可能性, 例如, 两个窗户中间的那部分墙体, 在一定条件下其实际剪力就会超过根据极限外力设计横向荷载分析得到的设计值。



## 规范

## 21.7.4—剪力强度

21.7.4.1— 结构墙剪力  $V_n$  不应超过:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) \quad (21-7)$$

此处, 系数当  $h_w/l_w \leq 1.5$ ,  $\alpha_c$  取 0.25, 当  $\geq 2.0$ ,  $\alpha_c$  取 0.17, 当  $h_w/l_w$  在 1.5 和 2.0 之间时,  $\alpha_c$  值按线性插值计算。

21.7.4.2 — 在 21.7.4.1 中, 用来计算剪力  $V_n$  的  $h_w/l_w$  的比值应取考虑整片墙  $h_w/l_w$  的比值和部分墙体中  $h_w/l_w$  的比值较大者计算。

21.7.4.3——在墙平面的纵横两个方向都应布置抗剪钢筋。如果  $h_w/l_w$  不超过 2.0, 则配筋率  $\rho_t$  不小于配筋率  $\rho_l$ 。

21.7.4.4——对于所有墙墩共同承当横向作用力时,  $V_n$  不应大于  $0.66A_{cv}\sqrt{f_c'}$ , 此处  $A_{cv}$  是墙厚和长度边界围成的混凝土的总面积。对于任意一独立受力的墙墩,  $V_n$  应大于  $0.83A_{cw}\sqrt{f_c'}$ , 此处  $A_{cw}$  是考虑墙墩的混凝土部分的面积。

21.7.4.5——对于水平墙肢和连梁,  $V_n$  不应大于  $0.83A_{cw}\sqrt{f_c'}$ , 此处  $A_{cw}$  是水平墙肢或者连梁混凝土部分的面积。

## 注释

## R21.7.4—剪力强度

公式 21-7 考虑到墙的高剪力强度和大剪弯比值。额定剪力强度以抗剪部分墙的净面积给出。对于不开洞的矩形墙, 式中  $A_{cv}$  不是宽与有效高度的乘积而是十字形部分的总面积。公式 21-7 中  $A_{cv}$  的定义主要是为了钢筋均匀分布的墙和开洞墙体的设计计算方便。

一个墙肢指墙上两个洞口之间的或者是洞口到墙体一边缘的那部分墙。传统的, 铅垂方向的两个开窗洞内边界的窗间墙可以视为一墙墩。在独立墙体设计或者铅垂向窗间墙设计时,  $\rho_t$  指水平向钢筋配筋率,  $\rho_l$  指铅垂向钢筋配筋率。

比值  $h_w/l_w$  是指一片墙体的外围尺寸, 或者是两个墙洞之间或者洞与墙边界的墙肢的尺寸。21.7.4.2 的目的是着重说明墙肢的单位(剪力)强度并不比整墙的单位(剪力)强度大。但是, 对于比值  $h_w/l_w$  大于整个墙的墙肢, 应按该墙肢的  $h_w/l_w$  比值计算墙体的段位强度。

为了有效的控制斜裂缝, 墙体中的钢筋包括  $\rho_t$  和  $\rho_l$  应沿墙长方向和高方向均匀布置。在确定  $\rho_t$  和  $\rho_l$  时不包括为承受弯矩而集中设置在靠近墙体边缘附近的弦钢筋。在实际界限范围内时, 抗剪钢筋的布置应尽量均匀且间距小。

假如在一结构的给定标高处的剪力设计值是由几个墙或者多窗洞墙的几个窗间墙来承受, 则假定对全部可用横截面积的均平单位抗剪强度限制在  $0.66\sqrt{f_c'}$ , 还要赋予任一窗间墙的单位剪力不超过  $0.83\sqrt{f_c'}$ , 赋予任一构件的强度上限是为了对剪力重分配程度施加限制。

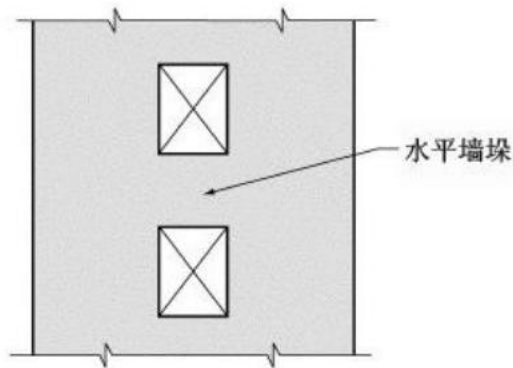


Fig. R21.7.4.5—开洞墙体

## 规范

## 21.7.5 ——轴弯荷载设计

21.7.5.1—— 结构墙和墙断受到弯矩和轴力共同作用时应按照10.2及10.3中规定设计,当10.3.6和10.2.2中要求的非线性应变不再适用时除外.应充分考虑有效翼缘宽度,周边构件,墙腹中的混凝土和纵向钢筋同时还要考虑墙体开洞的影响.

21.7.5.2 ——在没有细部分析翼缘到腹板的距离时,翼缘面到腹板边缘的距离应取两相邻腹板距离的1/2和墙总高25%二者的较小值.

## 21.7.6——特种钢筋混凝土结构墙的周边构件

21.7.6.1——结构墙边缘的特殊周边构件要求应与21.7.6.2和21.7.6.3的规定一致,同时还应满足21.6.4和21.7.6.5中的要求..

21.7.6.2——这部分适用于从结构基础到墙的顶部都有效连续的墙或墙肢.墙和墙肢都按弯曲和轴向荷载设计成单一临界界面.对于不满足这些条件的墙体应按21.7.6.3条设计.

## 注释

21.7.4.5中提到的“水平墙断”指在同一铅垂线的两个墙洞之间的墙体部分(如图21.47.4.5),实际上,它就是旋转了90度后的墙肢.水平墙断也指当墙洞沿着建筑物铅垂方向对齐时的连梁.在水平墙断或者是连梁的设计时,用 $\rho_v$ 指铅垂向的钢筋和 $\rho_h$ 指水平向的钢筋.

## R21.7.5——轴弯荷载设计

按规范确定的墙或墙肢的弯曲强度主要针对柱.考虑相应的轴力和水平力荷载来确定强度.在变形协调分析的基础上计算强度时应考虑集中在周边构件上的钢筋以及分布在翼缘和腹板上钢筋的作用.墙基的设计应能承受墙边界和腹板上的作用力.对于开洞墙体,应考虑开洞后造成对弯曲和剪力强度的影响,对洞口周围的荷载传递途径加以验证.具体设计时可参考能量设计思想和拉压杆模型.

R21.7.5.2——在墙体相交处常形成L型,T型,C型或其他相交型式,这时翼缘对墙体影响应通过采用合适翼缘宽度加以考虑.试验表明,随着水平位移增加,翼缘的有效宽度亦增大,并且压缩和张拉条件下其对翼缘影响的不同的.在压缩时,有效翼缘宽度值对墙体的强度和变形的影响都很小.因此,为了简化设计,采用张拉条件下的有效翼缘宽度值作为张拉和压缩两种条件下的计算值.

## R21.7.6——特种钢筋混凝土结构墙的周边构件

R21.7.6.1——21.7.6.1包含了两种评定墙体边界细部要求的办法,21.7.6.2条款允许对墙体使用基本位移设计法,这种设计方法主要是建立在对墙体的水平侧移预计的基础上.21.7.6.3中的规定与1995年规范类似,因为对很多墙体其边界所需的横向钢筋的确定都很保守.21.7.6.4和21.7.6.5的规定适用于按21.7.6.2或21.7.6.3设计的结构墙.

R21.7.6.2 ——21.7.6.2条规定是建立在在当墙体临界截面发生屈服时,墙体非弹性变化起控制作用的假定基础上.墙体设计的比例应得当,这样才能使得墙体的临界截面发生在预计处.公式21-8来自基本位移法,该方法假定混凝土特殊边缘构件能约束住混凝土

## 规范

(a) 压缩区的加强特殊周边构件, 此处:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}$$

公式中的 $c$ 指中性轴的最大深度,  $\delta u$ 用来计算轴力系数与与设计偏移对应的额定强度. 公式21-8中比值 $\delta_u / h_w$ 不小于0.007.

(b) 在21.7.6.2(a)中要求的特殊周边构件处, 特殊应力周边构件内的钢筋应从临界区垂直向下延伸, 延伸的距离不小于 $l_w$ 和 $M_u / 4V_u$ 二者的较大值.

21.7.6.3——未按21.7.6.2条款进行计算的结构墙, 在墙洞口周围处的特殊周边构件处, 对应于设计极限作用力包括地震荷载作用效应E产生的最大纤维压应力, 超过 $0.2f_c'$ . 在计算压应力小于 $0.15f_c'$ 处, 特殊周边构件允许不连续, 应力可用线弹性模型和总截面的比例计算成集中力形式. 对于带有翼缘的墙, 应采用21.7.5.2中规定的有效翼缘宽度.

21.7.6.4——21.7.6.2或21.7.6.3要求的特殊周边构件应满足(a)至(e)

(a) 周边构件应力应从极限受压纤维处开始水平延伸, 距离不小于 $c - 0.1l_w$ 与 $c/2$ 二者的较大值, 此处 $c$ 是最大中性轴高度, 用来计算设计极限轴力及其在 $\delta u$ 上的额定力矩强度.

(b) 在翼缘处, 周边构件应包含受压翼缘的有效宽度并且至少深入腹板300mm

(c) 特殊周边构件横向钢筋应满足21.4.4.1.到21.4.4.3.中的要求, 可不满足公式21—3.

## 注释

当墙体位移达到设计位移时, 高度压缩纤维处的应变大于其临界应变值. 特殊周边构件的水平尺寸至少要大于压应变值超过临界应变值处的长度. 特种周边构件高度规定在塑性绞上限长度和混凝土开裂区的延伸基础上. 对刚性建筑等墙体的变形能力要求 $\delta_u / h_w$ 不小于0.007

公式21-8中性轴高度 $c$ 是根据10.2条中计算得出, 除非10.22中的非线性应变不适用. 在相同方向发生位移 $\delta u$ 时, 墙产生的额定弯曲强度的发展. 轴向荷载是考虑了产生位移 $\delta u$ 的设计荷载组合.

R21.7.6.3——通过这方法, 墙体考虑了在重力荷载以及给定方向上地震作用引起的最大剪力和最大弯矩. 在这种荷载作用下, 由临界截面上的受压边界抵抗其从属重力荷载和相关弯矩的合成力.

认识到在强烈震动时, 这种加载条件可能多次反复, 在计算压应力超过临界值,  $0.2f_c'$ , 处的混凝土应加以约束. 混凝土总截面上的应力可按线性假定计算成极限设计力. 压应力 $0.2f_c'$ 用作指标值别不必用于描述世纪应力状态, 在提前地震强度下的实际惯性力的作用下, 实际应力状态在临界截面可能进一步发展.

R21.7.6.4——21.7.6.4(a)中的值 $c/2$ 表明了特殊周边构件的最小长度. 受压时翼缘处产生高应力, 若特殊周边构件钢筋未深入腹板中, 则在腹板与翼缘交界面极易产生高应力可能导致局部被压碎, 公式21-3对墙体不适用.

由于水平钢筋很可能被作为墙中周边构件的腹板钢筋. 水平钢筋应起到翼缘筋的作用, 并完全锚固在周边构件中. 当周边构件发生很大横向裂缝时, 锚具很难完成这项工作, 因此, 建议使用标准90度弯钩或机械锚具而不用直钢筋.

## 规范

(d) 特殊周边构件横向钢筋应深入支承, 深入长度至少为特殊周边构件最大纵筋的锚固长度, 但特殊周边构件端接在基脚或基脚垫层的情况除外。特殊周边构件横向钢筋应深入基脚或基脚垫层至少 300mm。

(e) 墙腹板中的水平钢筋锚固在受约束的周边构件核心, 钢筋强度应达  $f_y$ 。

21.7.6.5——不在 21.7.6.2 和 21.7.6.3 规定范围内的特殊周边构件, 应满足 (a)、(b):

(a) 如果墙体边界条件的纵筋配筋率高于  $2.8/f_y$ , 则 21.4.4.1(c)、21.4.4.3 和 21.7.6.4(a)。边界横向钢筋的最大纵间距不大于 200mm。

(b) 除了隔墙上的剪力  $V_n$  小于  $0.083A_{cv}\sqrt{f'_c}$  情况外, 端接在无周边构件的结构墙边缘的水平钢筋标准弯钩应与边缘钢筋相啮合, 或者边缘钢筋用与水平钢筋有相同尺寸和间距的 U 型箍筋相封闭。U 型箍筋的端部连接在水平钢筋上。

## 21.7.7——连梁

21.7.7.1——长高比  $(l_n/h) \geq 4$  的连梁应满足 21.3 中要求, 如果通过分析梁有足够稳定时则可不满足 21.3.1.3 和 21.3.1.4 中各条款的规定。

21.7.7.2——长高比,  $(l_n/h) < 4$  的连梁, 允许用跨中对称交叉放置的对角钢筋加以加固。

21.7.7.3——长高比  $(l_n/h) < 2$  的以及  $V_u$  超过  $0.33\sqrt{f'_c}A_{cw}$  应用两组跨中对称交叉放置的对角钢筋加以加固, 当结构的竖向负载容量, 或者结构出口, 或者非结构性构件及其与结构的连接的完整性, 都不因连梁的强度和刚度降低而损伤的情况除外。

## 注释

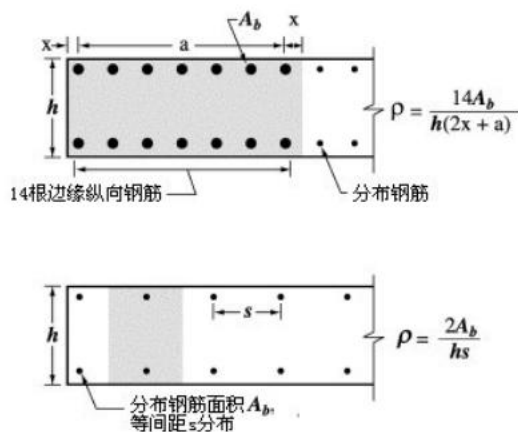


Fig. R21.7.6.5—典型边界条件墙的总筋配筋率

R21.7.6.5——在墙体边界不满足特殊边界条件单元要求的情况下, 变向周期荷载将使边界纵向钢筋产生扭曲。对于配有中等数量边界纵向钢筋的墙体, 应设置拉杆以阻止其扭曲。纵筋配筋率仅含墙体边界部分的钢筋。如图 R21.7.6.5 所示。为墙体的小变形要求, 拉杆间距可比 21.7.6.4(c) 中的规定值大些。

在墙体水平钢筋端部增加弯钩或 U 型箍筋能起到锚固作用, 使钢筋能有效地抵抗剪力, 还能阻止边缘铅锤钢筋的扭曲。在剪力较小的截面, 钢筋可不进行锚固。

## R21.7.7——连梁

连接结构墙体的连梁能提供刚度以及损耗能量, 在多数情况下, 连梁的极限几何高度与他们的净跨有关。深连梁可能由剪切荷载控制破坏, 在地震荷载下结构刚度和强度都很容易降低。试验结构表明在深连梁中受限对角钢筋能提供足够的抗力。

试验表明对角钢筋只有在其放置的钢筋倾角较大时才能产生有效作用。因此, 对角加固的连梁应对梁的长高比加以限制  $(l_n/h) < 4$ 。

## 规范

21.7.7.4—两组跨中对称交叉配置对角钢筋加固连梁时应满足(a)到(f):

(a) 每组对角钢筋最少应包含 4 根, 集中放置在混凝土核心区, 使得横向钢筋外部到梁断面距离不小于, 垂直到梁表面时  $b_w/2$ , 垂直于对角钢筋或在梁平面上时  $b_w/5$ .

(b)  $V_n$  应按下式确定

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (21-9)$$

此处  $\alpha$  是对角钢筋与连梁纵筋的夹角。

(c) 每组对角钢筋应满足 21.4.4.1 到 21.4.4.3 规定, 包围在横向钢筋中。为了计算公式 10-5 和 21-3 中的  $A_g$ , 每组对角钢筋四周的混凝土保护层最小厚度应满足 7.7 中要求。

(d) 墙中对角配置钢筋应经过张拉强化。

(e) 对角配置钢筋应考虑承担连梁中  $M_n$  的作用

(f) 平行或垂直于纵轴线的钢筋最低配置要求应遵守 11.8.4 和 11.8.5。

### 21.7.8—施工缝

结构墙的所有施工缝应遵守 6.4, 接触面应按 11.7.9 规定弄粗糙。

### 21.7.9—不连续墙

支承不连续墙的柱应满足 21.4.4.5 中配筋规定。

## 21.8—预制混凝土的特种结构墙体建造

21.8.1——预制混凝土的特种结构墙体建造应满足 21.7 中对所有现场浇注特种结构墙的所有要求, 同时还要满足 21.13.2 和 21.13.3 规定。

## 注释

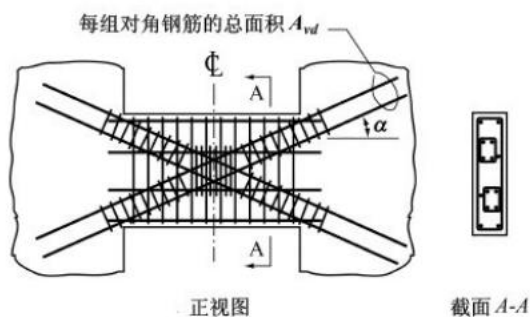


Fig. R21.7.7—对角配筋连梁

每组对角钢筋包括纵向和横向钢筋, 组合成笼子状, 如图 R21.7.7 所示。该笼子包含至少四根纵筋和约束一混凝土核心。钢筋笼及其核心的外包尺寸要求是为了保证横断面钢筋屈服时, 危险断面仍有足够的韧性和稳定性。墙体宽度可由最小尺寸和所需的最小钢筋间距确定。

当连梁不用做侧力抵抗系统时, 可不进行对角配筋。对于不会因为连梁破坏而造成对竖向负载容量, 结构出口, 非承重构件的完整性及非承重构件与结构的连结点的完整性造成损伤的结构部位允许使用非预应力连梁。

参考文献 21.45 中试验说明了按 21.7.7 条描述的配筋的梁在剪力超过  $0.83\sqrt{f'_c}b_wd$  时仍有足够的延性。因此, 可将  $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$  作为允许的上限

在使用对角放置钢筋, 21.7.7.4 (f) 中增加的钢筋是为了在地震破坏时限制对角区外的混凝土破坏 (Fig. R21.7.7)。

## 规范

## 21.9—结构隔板和桁架

## 21.9.1—范围

作为结构隔板的楼板,屋面板传递由地震场运动引起的设计力作用,应按本章节规定设计。本章还适用于压杆、拉杆、弦杆以及传递地震作用力的汇集构件,还有作为抗震系统的组成部分的桁架。

## 21.9.2——现浇复合上层隔板

在预制混凝土楼面板或屋面板上现浇复合上层板,复合顶板可作为结构隔板使用,只要现浇层板经过配筋,并且复合顶板的粘结按比例或细节设计将作用力传递到弦杆、汇集构件和侧力抵抗系统。作为放置顶板的预制混凝土的表面应清洁的、能自由泛沫(混凝土)的、并经过打毛过的。

## 21.9.3——现浇上层隔板

在预制混凝土楼面板或屋面板上现浇非复合上层板,只要现浇上层板单独抵抗相应比例的设计作用力,则允许用之作结构隔板使用。

## 21.9.4——隔板的最小厚度

混凝土板和复合上层隔板用作传递地震作用力的结构隔板,其最小厚度为 50 mm。置于预制混凝土楼板和屋面板上层板,当将其用作结构隔板时,且不考虑上层板与预制混凝土板之间的复合作用进行地震抗力设计时,隔板的最小厚度应为 65 mm。

## 21.9.5——钢筋

## 21.9.5.1——结构隔板的最小配筋率根据 7.12 中规定。

## 注释

## R21.9—结构隔板和桁架

## R21.9.1—范围

隔板作为建筑结构的结构构件(如楼面板和屋面板)具有以下部分或所有作用:

(a)作为建筑构件支承(如墙、隔墙、和外墙)抵抗水平力作用。但隔板并不属于建筑物竖向侧力抵抗系统。

(b)将节点的水平力传递到建筑物的竖向侧力抵抗系统。

(c)作为建筑物竖向的侧力抵抗系统各构件之间的连接,使整个系统具有设计预想中的强度、刚度、和柔韧度。

## R21.9.2——现浇复合上层隔板

粘结顶板是必要的,它在楼面板和屋面板系统中能有效地约束板的膨胀。要求配置钢筋以确保剪切传向预制节点的连续性。对节点要求的介绍是为了改善必要的剪力传递的系统。

## R21.9.3——现浇上层隔板

上层板是为抗震作用力设计的,对上层板与预制板之间的复合作用不做要求。

## R21.9.4——隔板的最小厚度

混凝土隔板的最小厚度反映了目前在托梁,网格体系、预制混凝土板上复合上层板的系统。当上层板与预制板之间的复合作用不用作抵抗地震力设计时,板要求更厚些。

## R21.9.5——钢筋

隔板的最小配筋率与需求的温度收缩钢筋的数量相一致。



## 规范

非后张拉楼面板与屋面板系统中的钢筋间距不应超过 450mm, 预制混凝土楼板或屋面板的上层板的分布抗剪钢筋采用焊接时, 平行于预制板板跨方向的钢丝的中心距不小于 250mm。抗剪钢筋应在相应的剪切平面上均匀分布。

21.9.5.2——粘结钢筋束用作隔板弦杆、汇集构件的主要钢筋应按比例分配, 以便抗震设计作用力不超过 420Mpa。在承载路径明确时, 允许用预压粘结钢筋来抵抗板的设计作用力。

21.9.5.3——结构桁架构件、压杆、拉杆、弦杆和汇集构件, 当某一截面上的压应力超过  $0.2f_c'$  时, 应按 21.4.4.1 至 21.4.4.3 的规定要求在构件长度方向配置横向钢筋。在计算压应力小于  $c$  的截面上, 特殊横向钢筋允许不连续。集中力计算成应力时应采用线弹性模型及考虑构件的整体性质。考虑到抗震体系中竖向构件可能发生强度超额的原因, 设计时将设计力放大, 将极限为  $0.2f_c'$  放大至  $0.5f_c'$ , 将极限为  $0.15f_c'$  放大至  $0.4f_c'$

21.9.5.4——在隔墙、桁架、压杆、拉杆、弦杆及汇集构件中的所有连续钢筋应锚固或叠接  $f_y$  长度。

21.9.5.5——用于传递个板与水平抗力系统中的竖向构件之间作用力的钢筋连接应用 2 类机械连接。

21.9.6——设计作用力

结构隔墙的地震作用力设计值可由侧向荷载分析及设计荷载组合得到。

## 注释

腹板钢筋的最大间距主要用于控制斜裂缝宽度。在后张拉楼板系统中, 7.12.3 中要求的最小平均应力能够得到有效限制, 因此, 最大间距要求不适用此类系统。

预制混凝土上层板内焊接钢丝的最小间距要求是为了避免在地震中分布钢筋的断裂。预制构件在相邻的翼缘之间边界上方的上层板产生裂缝会受到贯穿这些裂缝的钢筋张拉和横向钢筋的约束。因此, 所有由裂缝而引起的变形应控制在不大于横向钢筋间距的长度范围内, 为降低地震作用下贯穿临界裂缝的钢丝断裂的概率, 21.9.5.1 要求横向钢筋的最小间距为 250mm。最小钢筋间距要求并不适用于配置有独立钢筋的隔板, 因为对于隔板而言, 应变分布区长度要比钢筋间距大。

在 2000 NEHRP, SEI/ASCE 7-02, 2003 国际建筑规范 IBC, 及 1997 统一建筑规范 UBC 等文献中, 隔板的汇集构件设计时, 考虑到抗震体系中竖向构件强度可能超出, 将设计作用力放大一系数  $\Omega$ 。依据选择的文献及地震体系模型的选择, 放大系数  $\Omega$  可在 2 到 3 之间取值。在一些文献中, 该系数的计算是基于竖向抗震体系中构件可能达到的最大作用力选定的。该系数不适用隔板的弦杆。

由结构隔板毛截面上线弹性模型集中压力计算值决定是否使用约束钢筋。整体结构依赖构件性能来承受周期荷载作用下的实际压力。因此, 对于此类构件, 第 21.4.4 节要求限制混凝土的横向钢筋。

典型结构隔墙的尺寸能减少, 沿弦杆方向上的横向钢筋的使用, 通过减小隔墙的跨度能有效降低计算应力。钢筋锚固和互搭接头的设计依据 12 章中对钢筋张拉的要求。在节约钢筋的搭接或锚固长度时, 应保证其计算应力不低于  $f_y$ , 如 12.25 中说明。

## 规范

## 21.9.7——剪切强度

21.9.7.1——结构隔板的剪力  $V_n$  不超过

$$V_n = A_{cv}(0.17\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) \quad (21-10)$$

21.9.7.2——对于预制混凝土板上现浇的复合上层板和非复合上层板上的剪力  $V_n$  不超过:

$$V_n = A_{cv}\rho_t f_y \quad (21-11)$$

此外,  $A_{cv}$  是依据隔板的厚度而定的, 梁腹筋应均匀分布在两个方向上。

21.9.7.3——额定剪力强度不超过  $0.66A_{cv}\sqrt{f_c'}$ ,  $A_{cv}$  是隔板横截面的总面积。

## 21.9.8——结构隔板的周边构件

21.9.8.1——结构隔板的周边构件用以抵抗作用在隔板上的轴向集中力和该截面分离弯矩  $M_u$  除以隔板的周边构件之间的距离得到的截面作用力的和。

21.9.8.2——隔板弦杆和汇集构件中的受拉钢筋的接头应锚固  $f_y$ 。机械连接与焊接应分别遵守 21.2.6 和 21.2.7

21.9.8.3——弦杆、汇集构件弯矩的区的钢筋的端接点和锚固区应满足 (a)、(b) 中的一项。

(a) 最小中心距为 3 倍的纵直径, 但不小于 40mm。最小混凝土净混凝土保护层厚度 2.5 倍纵筋直径, 但不小于 50mm。

(b) 横向钢筋根据 11.5.6.3 要求定。21.9.5.3 规定的横向钢筋不在本条款的考虑范围内。

## 21.9.9——节点构造

隔板中的所有构造节点应遵守 6.4, 并且接触表面应按 11.7.9 所规定进行打毛。

## 注释

## R21.9.7——剪切强度

21.9.7 中单片隔板剪切强度设计的计算公式与薄长的结构墙一样。 $A_{cv}$  项指隔板的宽与厚度的乘积, 对于起隔板作用的深梁,  $A_{cv}$  取总面积。抗剪钢筋应垂直于隔板净跨长方向。

隔板上层抗剪切强度基于剪切摩擦模型得出的, 预制混凝土板上层板混凝土对额定剪切强度的分担额未计入公式 21—9 中。实际建设经验中, 上层板在预制混凝土考虑到收缩裂缝, 相邻翼缘之间的边界上, 保持粗糙度。结构, 隔板的临界截面在工作荷载时开裂, 有混凝土分担的隔板剪力在地震发生前就已经经过降低。

## R21.9.8——结构隔板的周边构件

对结构隔板, 设计弯矩假定全由弦杆力来承担。定位在汇集构件边缘的钢筋应根据其屈服强度进行充分锚固。对搭接接头应有足够的约束。若弦杆钢筋配置在墙体中, 则隔板与墙体的结点应有足够的抗剪强度以传递剪力。

21.9.8.3 条是为了降低弦杆接点相邻区和锚固区上弦杆弯曲的可能性。

规范	注释
21. 10—基础	R21. 10—基础
21. 10. 1——范围	R21. 10. 1——范围
21. 10. 1. 1——基础起着抵抗地震力或者将地震力从结构传递到地基。基础设计应遵守 21. 10 或其他相应规范规定。	跟 1999 规范相比, 新增了建筑支承基础的强震影响或地震分类设计的规定要求。这些都是从设计桩, 钻孔支柱、沉箱等混凝土基础良好经验中得出的最低水准要求。 由于基础的修复相当困难而且非常昂贵, 设计时期望地震过程中基础上的地基震动为非弹性的。
21. 10. 1. 2——本章节关于桩、钻孔支柱、沉箱和定坡板的规定应参考其他相关的设计规范及建筑标准。见 1. 1. 5 和 1. 1. 6	
21. 10. 2. 1——基脚、基础垫层及桩帽	R21. 10. 2. 1——基脚、基础垫层及桩帽
21. 10. 2. 2——将柱与基础连接假定为固定端连接进行柱设计时, 应遵守 21. 10. 2. 1。如果使用弯钩时, 抗弯纵筋一端应在基础底部附近做成 90 度弯钩, 另一端应伸向柱中心。	R21. 10. 2. 2——试验表明基脚、板和梁 (T 型节点) 的受弯构件的钢筋弯钩应弯向构件轴心内, 因为 T 形节点能够有效抵抗构件中的弯矩
21. 10. 2. 3——对于一端边缘在基脚深度 1/2 处的特种配筋混凝土结构墙的周边构件或柱在基脚顶部应按 21. 4. 4 规定配置横向钢筋。该钢筋应伸入基脚不小于基脚深度与垫层深度的较小值或桩帽深度或受拉纵筋的锚固长度。	R21. 10. 2. 3_柱或支承在基础边缘附近的边缘构件, 如地界线, 在设计时, 应防止基脚, 桩帽, 或垫层边缘破坏。
21. 10. 2. 4——特种配筋混凝土结构墙的周边构件或柱在因地震作用效应产生的基础反力处, 受弯纵筋应配置在基脚, 桩帽、垫层的上部以抵抗设计的组合荷载, 并且不少于按 10. 5 种的规定要求。	R21. 10. 2. 4——21. 10. 2. 的目的是提醒设计人员采用顶部配筋或者其他加固措施。
21. 10. 2. 5——基础及墙基使用素混凝土时参照 21. 10。	R21. 10. 2. 5——在高地震区域, 要对地基进行加固。318 委员会建议在高地震区基础或墙基应加固配筋。

## 规范

## 21. 10. 3——地基梁和放坡板

21. 10. 3. 1——地基梁作为桩帽或者基脚之间的水平拉杆，在所有过度处应配置连续纵向钢筋。纵向钢筋应伸入支承柱、桩帽或基脚内。

21. 10. 3. 2——地基梁作为桩帽或基脚之间的水平拉杆，其最小横截面尺寸应大于或等于交接柱的净间距除以 20，但不大于 450mm。临近拉杆的间距不超过最小截面垂直高度和 300mm 中的较小值。

21. 10. 3. 3——地基梁和作为地基垫层一部分的受水平抗力系统的弯曲支配的梁应遵守 21. 3。

21. 10. 3. 4——放坡板，用来抵抗水平抗力柱或墙传来的地震作用力应在内 21. 9 规定作为结构隔板设计，设计图上层清楚注明放坡板是结构隔板及水平抗力系统的一部分。

## 21. 10. 4——桩、支柱、和沉箱

21. 10. 4. 1——21. 10. 4 中的条款应对混凝土结构支承构建桩、支柱、何沉箱的抗震设计均适用。

21. 10. 4. 2——桩、支柱、或沉箱为抵抗设计张力应沿全长配置连续纵向钢筋。纵向钢筋应能承受结构构件与桩帽之间的张力。

21. 10. 4. 3——地震效应引起的张力，在桩帽与预制桩或垫层与预制桩之间通过对桩顶部配筋灌浆，或后装配钢筋，灌浆系统经过试验证明锚固长度至少要  $1.25f_y$ 。

21. 10. 4. 4——桩、支柱或沉箱应在 (a)、(b) 位置根据 21. 4. 4 配置横向钢筋。

(a) 构件顶部以上至少 5 倍构件横截面尺寸，但桩帽底部以下不少于 1. 8m。

## 注释

## R21. 10. 3——地基梁和放坡板

在地震情况下，放坡板（土支承板）是水平抗力系统的一部分，应根据本规范或其他相关规范标准或准则进行设计。见 1. 1. 6。

R21. 10. 3. 2——桩帽或基脚之间的地基梁可作为放坡板下的独立梁，也可作为放坡板的增厚部分。横截面极限或拉杆的最低要求提供合理比例。

R21. 10. 3. 3——抵抗地基梁的由柱弯矩引起的地震弯曲应力应配置钢筋，类似于基础上不框架的梁。

R21. 10. 3. 4——放坡板常作为支承地下层的隔板使用，能有效减少在建筑地基沉降。在这些情况，要求放坡板有足够的加固措施，设计图纸上应清楚注明放坡板作为结构构件使用，以防施工时将板锯解。

## R21. 10. 4——桩、支柱、和沉箱

桩、支柱和沉箱对地震荷载的影响，除了在这几条规定外还有其他合适的标准或准则，见 R1. 15

R21. 10. 4. 2——桩帽将柱或边缘构件上钢筋受到的拉力传递到桩或沉箱上钢筋需要一个荷载传递途径。

R21. 10. 4. 3——对预制混凝土桩上部预留孔的连接筋应进行锚固，试验是一个可行的办法。另一种办法，将桩上部的加固筋锚固，采用机械连接或者延伸补焊到混凝土切片外侧。

R21. 10. 4. 4——发生地震时，桩的不连续接点处易受到较大弯曲，尤其是桩帽下和软土地基或松散土壤沉积地基上的桩。1999 年规范中对桩顶部的约束钢筋的要求是依据近年来地震观察易发生破坏的界面，为使结构具有延性，需要配置横向钢筋。设计人员还应考虑桩可能存在的土壤沉积上的非突变的非弹性作用。例如，从软土层到硬土层，或者从松散土层到密实土层的突然变化。

## 规范

(b) 对于埋在不能用于侧向支撑的土中或暴露在空气中, 或者置在水中的桩, 应按 21.10.4.4 (a) 要求的长度再加上不能起侧向支承作用的那部分长度。

21.10.4.5——对于预制混凝土桩, 考虑到桩顶上伸时可能的潜在变化, 配置的横向钢筋应具有足够的长度。

21.10.4.6——对混凝土桩、支柱、或沉箱作为支承一至二层结构墙基础时, 可不考虑 21.10.4.4 和 21.10.4.5 种要求配置的横向钢筋。

21.10.4.7——桩帽和斜桩合并使用, 对起短柱作用的斜桩应有足够的抗拉强度。对于斜桩埋在没有水平支承能力土壤的部分, 或者浸在水中或者暴露在空气中的部分应考虑斜桩的长细比效应。

## 21.11—无侧向承载反力系统杆件的设计

21.11.1——没有侧向反力的框架杆件, 除了双向无梁板外, 应当根据条款 21.11.2 或 21.11.3 细明, 以上条款是根据当有位移  $\delta_u$  时这些杆件的地震弯矩而定的。如果  $\delta_u$  的作用没有给出, 那么就应当允许应用 21.11.3 的要求。双向无梁板, 板柱结合处应满足 21.11.5 的要求。

21.11.2——当设计位移  $\delta_u$  引起的弯矩与剪力加上有重力引起的弯矩与剪力的和没有超过框架杆件设计弯矩值和剪力值, 21.11.1, 21.11.2 和 21.11.3 的条件应被满足。重力荷载的组合值 1.2D+1.0L+0.2S 或 0.9D, 用其最危险值。荷载因素中的活载 L, 应被允许减少 0.5 倍, 但除了车库, 公共集合区域和 L 大于 4.8kN/m<sup>2</sup> 的区域的情况外。

21.11.2.1——杆件的重力方向设计极限值没有超过  $A_g f_c' / 10$  时, 应当满足条款 21.3.2.1。箍筋间距在杆件通长方向都应超过 d/2。

21.11.2.2——杆件的重力方向设计极限值超过  $A_g f_c' / 10$  时, 应当满足条款 21.4.3, 21.4.4.1 (c), 21.4.4.3 和 21.4.5。柱筋的最大纵向间距应在全柱取  $s_o$ 。 $s_o$  的摆放不应超过六倍最大纵筋或 150mm。

21.11.2.3——杆件的重力方向设计极限值超过  $0.35P_o$  时, 应当满足条款 21.11.2.2, 横向加筋数目应是 21.4.4.1 要求的 1.5 倍, 但在柱全高方向摆放的间距应

## 注释

预制桩时, 桩顶端位与总图纸规定不同而需要提伸位置的地方, 或者桩打到很浅的位置就无法往下继续时, 需切除较长的一部分。如果这些可能性未在设计时考虑到, 则在多出的斜桩应被切除, 21.10.44 种规定的横向钢筋亦不准确。

R21.10.4.7——观察了建筑物与斜桩的节点大规模结构破坏。桩帽及周围结构的设计应考虑斜桩中潜在的最大力。

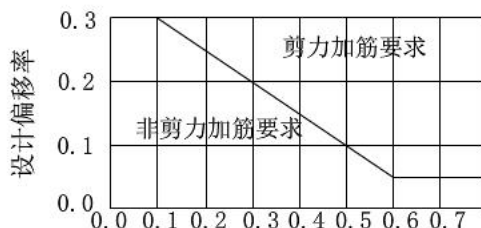
(吴龙强)

## R21.11—无侧向承载反力系统杆件的设计

这些部分仅适用于地震危险高的地区的结构或高地震设防设计的结构。建筑规范模型, 如 2003BC 和 1997UBS 要求所有结构组成当有设计位移时不能设计成侧向反力系统的一个部分来支撑重力荷载。因为混凝土结构中, 条款 21.11 满足重力系统中柱, 梁和板的要求, 设计位移在 21.1 中定义。

21.11 中所提供的背后的原则是允许柱, 梁, 板在设计位移下弯曲屈服, 提供从在屈服因素下足够的限制和剪力值。条款 21.11.1 到 21.11.3 中如果重力极限荷载组合效应和设计位移超过相应的值或设计位移未经计算, 柱和梁就允许屈服。横向加筋和剪力值的要求随杆件的轴向荷载和杆件在设计位移下是否屈服而变化。

用来决定建筑物设计位移的模型应在设计可能地震评价时取保守的上下限, 并且要尽可能包括混凝土裂缝效应, 地基的复杂形态和楼层, 屋顶隔板的变形。



图R21.11.5—是对21.11.5 (b) 的说明



## 规范

超过  $s_o$ 。

21.11.3——如果 21.11.1 中的设计位移  $\delta_u$  对应的弯矩和剪力超过框架杆件的  $\phi M_n$  或  $\phi V_n$ ，或者如果对应的弯矩没有计入，那么 21.11.3.1，21.11.3.2 和 21.11.3.3 的条件应被满足。

21.11.3.1——材料应满足 21.2.4 和 21.2.5，机械接头应满足 21.2.6，焊接接头应满足 21.2.7.1。

21.11.3.2——杆件重力方向的设计极限值没有超过  $A_g f'_c / 10$ ，应满足 21.3.2.1 和 21.3.4。箍筋在杆件通长方向间距不超过  $d/2$ 。

21.11.3.3——杆件重力方向的设计极限值超过  $A_g f'_c / 10$ ，应满足 21.4.3.1 和 21.4.4，21.4.5 和 21.5.2.1。

21.11.4——预制混凝土框架杆件包括杆件接点如果没有侧向抵抗力，应满足以下 (a) (b) (c) 和从 21.11.1 到 21.11.3 的条件。

(a) 21.11.2.2 规定的拉杆应用到整个柱高，包括梁高。

(b) 结构完整性的加筋应满足 16.5 中规定应用。

(c) 梁端的支撑长度应比由 10.17 计算所得的支撑长度值长 50mm。

21.11.5——双向无梁板的梁柱接点处，板剪力加筋应满足 11.12.3 的要求， $V_s$  不少于  $0.29 \sqrt{f'_c} b_o d$  在表面支撑处应至少超过四倍板厚，但除非满足 (a) 或 (b) 外。

(a) 11.12.6 中用于设计剪力  $V_u$  和相应设计位移内板柱间弯矩变换要满足要求。

(b) 设计偏移率不应超过 0.005 和  $[0.035 - 0.05(V_u / \phi V_c)]$  中的大者，

设计偏移率应取相邻上下楼层板柱接点设计偏移率的大者。 $V_c$  由 11.12.2 中规定， $V_u$  是由板双向作用下危险部位的极限设计剪力，由  $1.2D + 1.0L + 0.2S$  组合而来。根据 9.2.1 (a) 荷载因素中的 L 应被允许减少 0.5 倍。

## 注释

R21.11.4——在 Northridge 地震中，预制混凝土承重系统建筑物的损伤是由在 21.11.4 中的一系列因素导致的。柱应包括全部高度内的受拉杆，框架杆件应用于作为在震动中维持重力系统的整体性。在支撑方向增加 50mm 是基于 4% 的偏离和 1.3m 梁高，并且是对除了高烈度地震区域的地基移动的一种保守考虑。另外在 21.11.4 中，没有侧向反力的预制框架杆件应同时满足 21.11.1 到 21.11.3。

R21.11.5——板柱结合处剪力加筋的条款是在 2005 规范中加入的，目的是减少类似的板冲切剪力是失效概率。剪力加筋是要满足要求的除非已满足 21.11.5 (a) 或 21.11.5 (b)。

21.11.5 (a) 部分要求基于剪力因素的计算和对应的 11.12.6.2 中的弯矩的计算。对应的弯矩是当有设计位移板柱结合处计算而来的。13.5.1.2 部分和相应的平述提供了计算时板柱结合处刚度的指导。

21.11.5 (b) 部分没有要求计算相应的弯矩，它是基于 21.51，21.52 的研究基础上的。21.51，21.52 说明了偏移和重力荷载剪力导致冲切剪力失效的可能性。图 R21.11.5 说明了这一要求。要求说明通过增加板的剪力加筋增加板厚，改变设计或组合其中项来减小设计偏移率。



## 规范

## 21.12—框架跨中弯矩的要求

21.12.1——这些部分的要求适用于框架的中弯矩

21.12.2——如果设计极限轴向受压荷载  $P_u$  加载时, 框架杆件的加筋应参照 21.12.4 中加以细明, 因为  $P_u$  未超过  $A_g f_c' / 10$ 。如  $P_u$  更大的话, 框架加筋应参照 21.12.5 中细明, 除非杆件有如 Eq(10-5) 中的螺旋加筋。如果一块双向无梁板用来抵抗框架地震荷载效应 E, 加筋在由侧向引起的任何跨度的弯矩都应如 21.12.6 中细明。

21.12.3——承受地震荷载效应 E 的梁, 柱, 双向板的  $\phi V_n$ , 都不应该超过 (a) 或 (b) 中的较小值。

(a) 与杆件净跨的每个约束端额定弯矩值相连的剪力和由计算得来的重力荷载设计剪力值的总和。

(b) 包括 E 在内的设计荷载组合值中的最大剪力值。E 取由抗震设计规范而来的规定的两倍。

21.12.4——梁

21.12.4.1 接点表面的正弯矩值不应小于接点表面提供的负弯矩值的 1/3, 杆件长度方向的任何部分的正弯矩或负弯矩都不应小于任一节点表面的最大弯矩值的 1/5。

21.12.4.2 杆件的两端都应有从支撑杆件的表面向中跨的  $2h$  长度值的环箍, 第一道环箍应摆放在距支撑杆件的表面不超过 50mm 处, 环箍间距不应超过 (a) (b) (c) (d) 中的最小值。

(a)  $d/4$

(b) 杆纵筋中最小直径的 8 倍

(c) 环箍直径的 24 倍

(d) 300mm

21.12.4.3——箍筋在杆全长间距不应超过  $d/2$ 。

## 注释

如果柱顶, 板底或在板厚方面等有变化, 21.11.5 的要求同 11.12.1.2 的要求一样, 是用来评价所有可能危险部分。

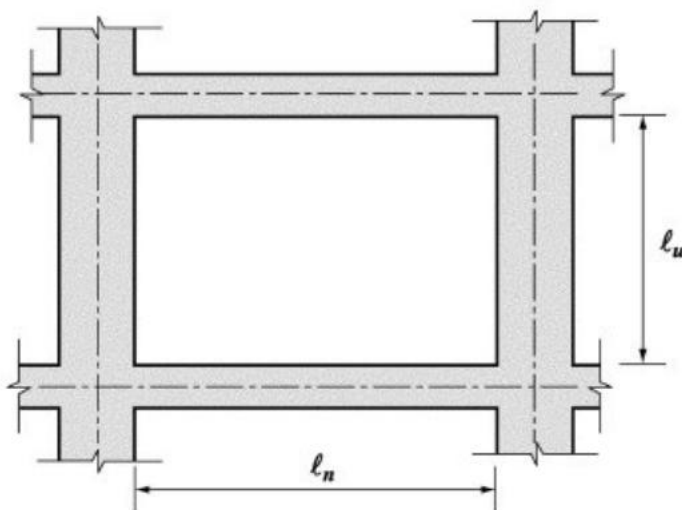
## R21.12—框架跨中弯矩的要求

21.12.3 要求的目的是减少在地震中剪力失效的危险性。有两种决定剪力极限设计的选择给予了设计者。

根据 21.12.3 (a) 中的选择, 剪力极限设计是由杆件的额定弯矩值和其上的重力荷载决定的。在图 R21.12.3 中梁和柱的例子就说明了这一点。

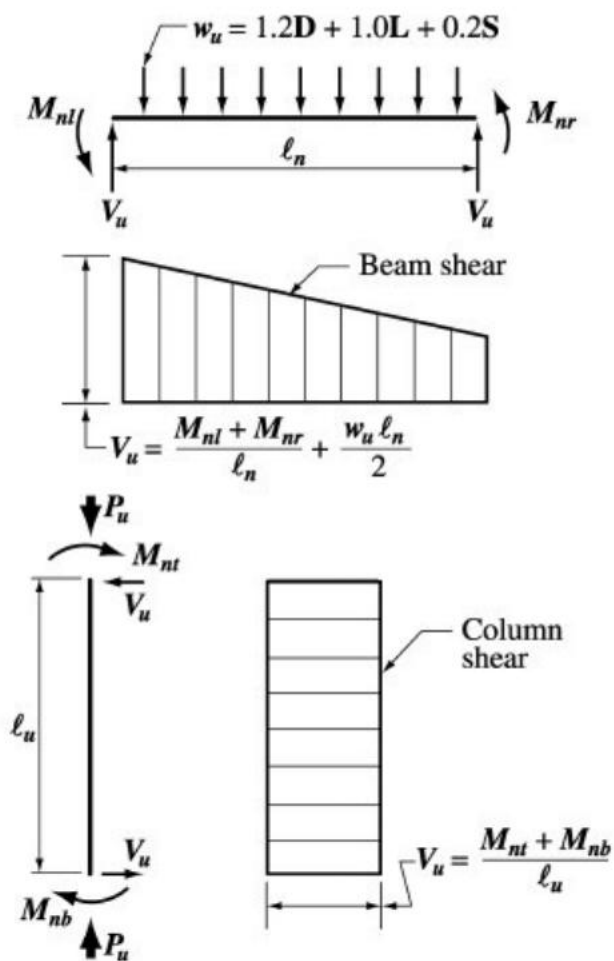
为了决定梁剪力的最大值, 它的两端净跨额定弯矩值要同时出现。如同 R21.12.3 中表明的, 在极限设计重力荷载效应下的  $[(M_{nl} + M_{nr})/\ell_n]$  所得的剪力表明了该梁的设计剪力。这个例子中, 横载  $w_D$  和活载  $w_L$  都被认为是一致分布的。柱的剪力的决定也是由 R21.12.3 的一个特殊例子来说明的。设计极限轴力  $P_u$  应看作为柱的最大弯矩值。

21.12.3 (a) 选项的所有应用中, 剪力都被要求正负弯矩。示图 R21.12.3 仅是每个杆件两个条件中的一种, 选项 (b) 把  $V_u$  基于包括地震效应 E 的组合, 其中 E 应加倍。例如, 由 Eq(9-5) 定义的荷载组合应为  $U=1.2D+2.0E+1.0L+0.2S$  其中 E 值由政府规范特别规定



规范

注释



(图 R-21. 12. 3)

21. 12. 4 部分包括了提供梁延性上下限的要求。在梁的两端的横向加筋应为环行。大部分情况，在 21. 12. 3 抗剪箍筋应超过 21. 12. 4 的要求。21. 12. 5 的要求为柱提供了同样的目的。

21. 12. 6 部分介绍了双向无梁板，如平板。

在 Eq (9-5) 和 (9-7) 中荷载组合的应用可求出支撑处柱顶和柱底加筋的弯矩。

一个给定的包括一个水平方向作用的地震因素  $E$  在内的设计荷载组合，弯矩  $M_{slab}$  涉及部分用来平衡节点处支撑弯矩的设计极限板弯矩没有必要与支撑处包括地震效应的荷载组合的总设计弯矩相等。根据 13. 5. 3. 2,  $M_{slab}$  中仅有一部分弯矩与板有效宽度一致。边界和角结合处，垂

## 规范

## 21.12.5——柱

21.12.5.1——柱配螺旋加筋时应参照 7.10.4 或 21.12.5.2 至 21.12.5.4, 21.12.5.5 适用于全部柱。

21.12.5.2——杆的两端, 环箍应放在节点表面间距为  $s_o$  处, 伸长量为  $l_o$ 。间距  $s_o$  不应超过 (a) (b) (c) (d) 中的最小值。

(a) 内部最小长度钢筋直径的 8 倍

(b) 环箍筋的 24 倍直径

(c) 框架杆件最小剖面周长的一半

(d) 300mm

$l_o$  的长度不应超过 (e) (f) (g)

(e) 杆件净跨的 1/6

(f) 杆件剖面周长的最大值

(g) 450mm

21.12.5.3——第一道环箍应放在不超过节点表面  $s_o/2$  处

21.12.5.4—— $l_o$  外, 横向跨度的加筋应符合 7.10 和 11.5.5.1。

21.12.5.5——节点横向加筋应符合 11.11.2。

## 21.12.6——双向无梁板

21.12.6.1——与地震荷载效应  $E$  相关的板的设计极限弯矩应由在  $E_q$  (9-5) 和 (9-7) 的荷载组合而定。用来抵抗  $M_{slab}$  的加筋应按柱的条款 13.2.1 中的摆放。

21.12.6.2——13.5.3.2 中有效宽度摆放的加筋应用来抵抗  $\gamma_f M_{slab}$ , 外部和角落的有效板宽不应超过柱面到板的垂直距离  $C_t$ 。

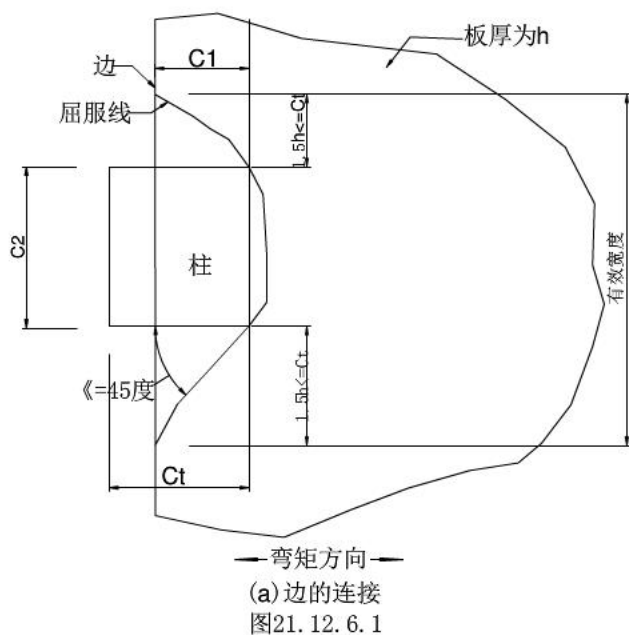
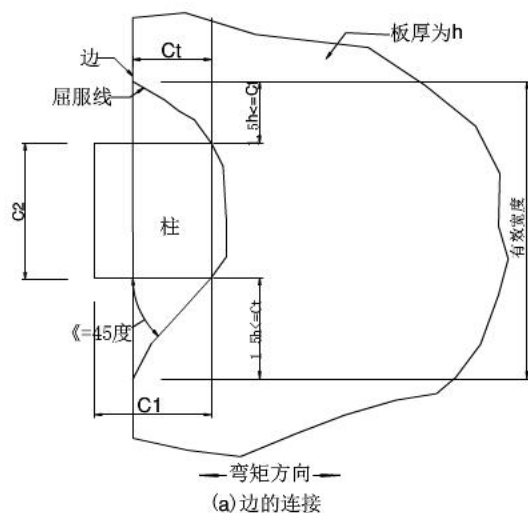
21.12.6.3——在柱条支撑处不少于 1/2 的加筋应按 13.5.3.2 在有效板宽内摆放。

21.12.6.4——超过柱条支撑处峰值的 1/4 的加筋应贯穿全跨。

## 注释

直于边界方向的曲向加筋没有考虑全部发挥作用, 除非他们摆放在有效板宽内。

条款 21.12.6.1 的应用由 R21.12.6.2 和 R21.12.6.3 来说明。



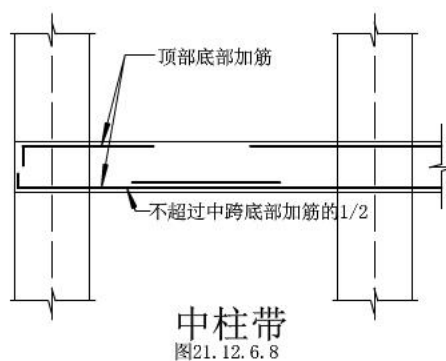
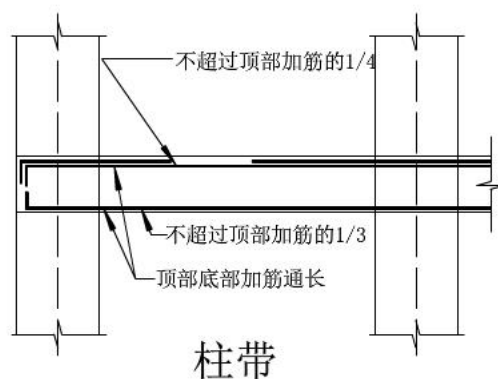
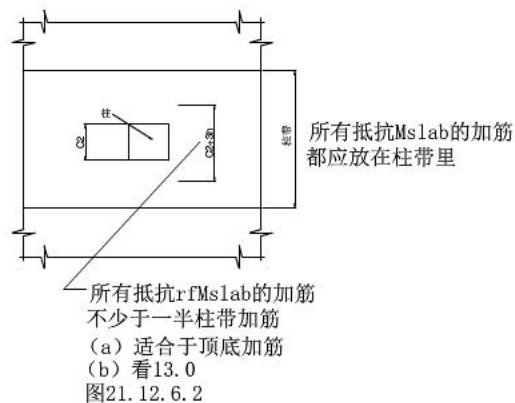
## 规范

21. 12. 6. 5——柱的连续的底部加筋不应少于  $1/3$  柱支撑处的加筋最大值。

21. 12. 6. 6——不少于  $1/2$  的所有柱的中下处的加筋和柱底加筋应是连续的，而且应按 13. 6. 2. 5 定义的在表面支撑有  $f_y$ 。

21. 12. 6. 7——支撑处所有板的不连续边缘的上下加筋应按 13. 6. 2. 5 规定的配在表面支撑处。

## 注释



21. 12. 6. 8——在 11. 12. 12 定义的柱的危险部位处，由重力极限设计荷载导致的双向剪力不应超过  $0.4\phi V_c$ ， $V_c$  在

R21. 12. 6. 8——这些要求适用于部分一次侧向承载力系统的双向板。在实验室测试 (21. 54) 的展出在柱节点处剪力超过推荐限制时对应的侧向位移的延性。

## 规范

预应力板中应由 11.12.12.1 定义计算而来,在非预应力板中应由 11.12.12.2 定义计算而来。如果在节点最大内力根据 11.12.6.1 和 11.12.6.2 传递偏心剪力传递的地震感应双向设计极限应力值没有超过 1.5 倍的 11.12.6.2 中允许的  $\phi V_n$  值,那么以上要求可以允许不采用。

## 21.13—跨间预制结构墙

21.13.1——这些要求适用于跨间预制的结构墙来抵抗由地震因素引起的力。

21.13.2——在墙板间或墙板与基础间的连接,应避免铁构件或加筋的屈服。

21.13.3——没有设计屈服的结合处的屈服值应至少取  $1.5S_y$ 。

## 注释

## R21.13—跨间预制结构墙

预制板的板底之间或板底和基础之间的结合处,要求能够承载由地震和节点近处屈服导致的内力,当型号 2 机械接头直接连接最初的加筋时,接头处的应力力应至少 1 到 0.5 倍的规定的加筋的屈服值。

(徐林刚)

## 第 22 章 素混凝土结构

### 规范

#### 22.1—范围

22.1.1—这一章节主要介绍了现浇和预制的素混凝土构件在设计和施工阶段的最小要求,其中 22.1.1.1 和 22.1.1.2 有些例外.

22.1.1.1—素混凝土结构的基础墙不应考虑 4.2.2 所述的特殊的暴露在外的情形.

22.1.1.2—象人行道和混凝土路基路面等级的设计和施工,当只有从其他构件传来的垂直荷载和横向荷载,最终传给地面,应该符合相应的混凝土规范.

22.1.2—对于特种结构如拱,地下公共建筑,重力墙和屏蔽板结构都应该符合这个章节的相应规定.

#### 22.2—边界

22.2.1—混凝土结构构件的设计应符合这一章节的相应规定(见 2.2)

22.2.2—使用素混凝土构件应该局限于一下三种情况:

(a) 一直支撑在土壤上或者其他建筑结构上的构件,有能力持续提供纵向承载力

(b) 一拱结构可以提供各种形式的荷载所引起的压力.

(c) 一墙和基础的相应规定见 22.6 和 22.7  
因此上述这些构件不能使用素混凝土结构.

R22.2.3—这个章节的相关内容不适用现浇混凝土管和预埋柱的设计和安装

#### R22.1—范围

早在 1995 年规范之前,1992 年对素混凝土的一些要求就已经被列出了,现在在美国混凝土规范 318.1-89 中已经把素混凝土的要求写进了规范

### 注释

R22.1.1.1—素混凝土墙构件不应考虑特殊暴露在外的情形是因为不满足 4.2.2 图表的强度要求的住宅和其他小型结构的地下墙受到 17mpa 到 20mpa 之间的压力的情形,现在已经普及了.

#### R22.2—边界

R22.2.2 和 R22.2.3 素混凝土构件的整体性能仅仅取决于混凝土本身的特性,素混凝土结构构件应该被限制在处于受压状态的构件,这样的构件能承受任意形式的裂缝,并不由结构的整体性能控制,构件的可塑性也就不是结构的本质特征,混凝土的抗拉强度可以从每个构件的设计中知道,抗拉强度主要限制由于混凝土徐变,收缩或者温度变化等非荷载因素引起的裂缝降低非荷载因素对裂缝的影响,一旦非荷载因素已经导致裂缝的出现,它将意味着结构的失效.

素混凝土墙没有一个高度限制而允许使用(见 22.6),然而,对于多层结构和一些重要的建筑结构,美国混凝土结构委员会提倡素混凝土墙的设计应该符合第十四章的相关规定(见 R22.6)

### 规范



#### 22. 2. 4—最小强度

过去用于结构的素混凝土的抗压强度不应小于 1. 1. 1 中所给的规定

#### 22. 3—连接件

22. 3. 1— 根据连接处的收缩和分离可以把素混凝土构件分成易弯曲的和连续的两类. 每个组成构件的大小尺寸应该进行限制, 控制, 以防由于混凝土的徐变, 收缩或者温度变化产生变形, 而变形受到限制产生内部应力超出了建筑物所能承受的范围.

22. 3. 2— 在决定收缩件和独立件的数量和位置的时候, 应该考虑如下影响因素: 气候环境条件的影响, 各部分材料比例的影响, 混凝土的搅拌, 场所和养护的影响, 约束变形程度的影响, 其中加载应力和施工技术是最最主要的.

#### 22. 4—设计方法

22. 4. 1— 根据规范素混凝土结构构件应用负载系数和抗力设计保证其有足够的强度.

22. 4. 2— 负载系数和加载系数应该按照 9. 2 中的相应规定综合考虑.

22. 4. 3— 当构件的设计强度不满足构件的要求强度时, 可以改用强度高的构件来代替, 为了满足规范要求, 构件应该设计成加强混凝土构件.

### 注释

素混凝土柱必须拥有一定的延性, 对于素混凝土柱一旦出现裂缝将影响到整个结构的安全, 规范规定不允许使用素混凝土柱, 但是可以用高厚比小于 3 的柱基 (见 22. 8. 2) 结

### 规范

22. 4. 4— 在弯曲应力和轴向应力的作用下, 素混凝土构件的强度设计时应该基于应力和应变关系是线性的.

构单体如现浇混凝土管和地下现浇混凝土墩和其他有足够刚性的构件充分提供横向承载力抵抗弯曲, 这一点规范没有详细列出, 但是可以从建筑规范的相关条例中查到.

#### R22. 2. 4—最小强度

考虑素混凝土的最小抗压承载力是必要的, 因为安全很大程度上取决于普通混凝土的强度等级和质量, 劣质混凝土原料不能生产出足够均匀的表面光滑的混凝土.

#### R22. 3—连接件

素混凝土构件的连接设计相当重要, 在加强混凝土中, 加强构件可以提供抗力来限制混凝土的徐变, 收缩和温度变化引起的应力, 在素混凝土中, 连接仅仅是一种控制和传递集中应力的方式, 一个素混凝土构件应该设计成足够的小或者是有几个小构件通过连接而成, 来缓解建筑物的内部应力, 连接件可以是一种收缩件或者是独立件, 考虑到构件收缩的充分作用, 可以减小构件的四分之一厚度, 连接件应该如此: 裂缝开展后, 轴向应力和弯曲应力应由连接件承担, 裂缝一旦发生, 构件就会出现不连续的弯曲变形, 由于混凝土的徐变, 收缩和温度变化导致的任何裂缝都不会影响结构的整体性, 另外 2 向地基连续墙上的横梁发生裂缝不需在横梁上设收缩连接件和独立连接件.

#### R22. 4—设计方法

通过考虑负载和加载效应, 素混凝土应该具有足够的强度, 当构件的设计强度不足时, 应该考虑加大截面尺寸或者提高混凝土的强度等级, 或者一起实施, 或者按照规范把这个构件按加强混凝土构件设计, 这一点, 设计者必须注意, 然而这些加强混凝土构件可能会产生一些负面效应, 由于荷载引起的应力会降低, 但是由于混凝土徐变, 收缩, 温度变化引起的应力可能会加大.

22. 4. 5— 当素混凝土构件符合 22. 3 中的保证措施时, 素混凝土构件的设计强度可以取混凝土的应力强度.

22.4.6—后期强度不足的构件可以通过外包钢法进行加固,提高其强度。

22.4.7—应力不应贯穿素混凝土整个构件的各个部分,如边缘,建筑连接件包括收缩连接件和独立连接件,还应该考虑周边构件对其产生弯曲应力的影响 22.4.8 在进行素混凝土结构构件设计时,当计算构件的弯曲强度应该综合考虑弯曲应力,轴向应力和剪力的影响,但是现浇混凝土构件可以适当把其厚度比正常构件小 50 毫米。

## 22.5—设计强度

22.5.1—受弯构件的公式应按如下进行计算:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (22-1)$$

这里

$$M_n = 0.42 \sqrt{f'_c} S_m \quad (22-2)$$

当拉应力控制时:

$$M_n = 0.85 f'_c S_m \quad (22-3)$$

假如是压应力控制时,这里的  $S_m$  应该按弹性模型进行计算。

22.5.2—计算受压构件承载力时应按如下公式进行:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (22-4)$$

其中  $P_n$  应该这样计算:

$$P_n = 0.60 f'_c \left[ 1 - \left( \frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] A_1 \quad (22-5)$$

**注释** R22.4.4—在进行素混凝土

土构件设计时应该考虑恒荷载所产生的弯曲应力,提供的计算应力不应超过构件的容许应力,此时,建筑连接件,收

## 规范

22.5.3—受到弯曲应力和轴向荷载联合作用的构件在受压表面的参数选择应该符合:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (22-6)$$

在受拉表面上:

$$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq 0.42 \phi \sqrt{f'_c} \quad (22-7)$$

缩连接件和独立连接件所承受的应力都是由于混凝土的徐变,收缩和温度变化导致的变形受到约束所引起的。

R22.4.8—接触到地基的现浇混凝土构件对于总体厚度  $h$  的减小是由于挖掘的不均匀性以及临近混凝土中杂质的影响。

## R22.5—设计强度

22.5.4—矩形横截面受剪的设计应该满足

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22-8)$$

这里的  $V_n$  的计算公式如下:

$$V_n = 0.11 \sqrt{f'_c} b_w h \quad (22-9)$$

对于梁的计算公式:

$$V_n = 0.11 \left[ 1 + \frac{2}{\beta} \right] \sqrt{f'_c} b_0 h \quad (22-10) \text{ 对 不 大 于}$$

$0.22\sqrt{f'_c}b_0h$  In Eq. (22-10) 的双向反应  $\beta$  对应于集中荷载轴从长端到短端的比例或者反应区域的比率.

22. 5. 5—受压承压区的设计应该基于:

$$\phi B_n \geq B_u \quad (22-11)$$

这里的  $B_n$  是轴承负载因素,  $B_n$  是名义上由负压强度的负载面积计算的:

$$B_n = 0.85 f'_c A_1 \quad (22-12)$$

### 注释

R22. 5. 3—受弯曲应力和轴向应力联合作用的素混凝土构件在受压表面上应该符合:

$$\frac{P_u}{0.60 \phi f'_c \left[ 1 - \left( \frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] A_1} + \frac{M_u}{0.85 \phi f'_c S_m} \leq 1$$

那些只是发生在应力表面.

$$(\text{计算弯曲应力}) - (\text{计算轴向应力}) \leq 0.42 \phi f'_c$$

### 规范

#### 22. 5. 6—轻质混凝土

22. 5. 6. 1—条款 22. 5 应用于普通混凝土, 使用轻质混凝土时, 应该考虑 (a) 和 (b) 的条件:

(a) 当  $f_{ct}$  值且混凝土的参数对应于 5. 2 时, 公式中

$\sqrt{f'_c}$  被修正 1. 8 倍  $f_{ct}$  的代替之, 但是 1. 8 倍的

$f_{ct}$  不应该超过.

R22. 5. 4—素混凝土构件的面积通常由抗拉强度确定, 而不是抗剪强度, 剪应力 (作为主拉应力的替代) 很少起控制作用, 但是很难预见所有剪应力应被观测到的条件 (如抗剪键), 条款 378 保证了可以观测这个基本应力的条件, 有经验的设计人员, 应该很快就能发现那些部位的剪切应力不会对素混凝土构件造成影响, 并对设计过程作出相应的改进.

素混凝土构件的剪切要求, 假设存在一个开裂的部位, 素混凝土中的剪切破坏应该是斜拉破坏, 当素混凝土的形心主轴的应力达到混凝土的极限抗拉强度的时候, 就会发生破坏, 由于拉应力大部分来自剪切, 为保证安全, 规范要求制定质心的容许剪力值来防止剪切破坏的发生相同性质材料的计算公式如下:

$$v = VQ/Ib$$

$v$  和  $V$  分别为剪应力和剪切力, 相对来说这部分已经被考虑.  $Q$  是被观测部分重心轴毛截面上统计力矩,  $I$  是这部分截面的惯性矩,  $b$  是受剪应力影响的范围的宽度.

(b) 当  $f_{ct}$  值没有给出时, 轻质混凝土中所有 22. 5 中

$\sqrt{f'_c}$  应该乘以 0. 75, 对于砂质轻质混凝土, 应该

乘以 0. 85, 当使用砂质材料时, 可以按线性插值取用.

#### 22. 6—墙

22. 6. 1—素混凝土结构墙应用连续的土, 支座, 基础墙, 地基梁或者其他能够能够提供连续支撑的结构构件来支撑.

22. 6. 2—素混凝土结构的构件的设计应该考虑可能受到的垂直, 水平或者其他方向的荷载.

22. 6. 3—素混凝土结构的构件的设计应该考虑伴随轴向荷载产生的最大力矩带来的离心率影响, 如果所有计算的荷载作用在三分之一的墙体厚度的范围内, 设计应该按照 22. 5. 3 或者 22. 6. 5, 反之, 设计应该一句 22. 5. 3

22. 6. 4—抗剪切的素混凝土构件的设计应该依 22. 5. 4.

22. 6. 5—经验设计方法

22. 6. 5. 1—如果所有计算荷载作用在三分之一的墙体厚度, 素混凝土结构构件的矩形横截面设计应该满足公式 (22-13).

## 注释

22. 5. 6—轻质混凝土

## 规范

22. 6. 5. 2—在轴向荷载的情况下, 墙体材料应该依据公式:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (22-13) \text{ 来设计}$$

其中  $P_n$  为轴向计算压力,  $P_u$  为正常轴向强度, 计算公式如下:

$$P_n = 0.45 f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (22-14)$$

22. 6. 6—局限性

22. 6. 6. 1—除非有具体的要求, 否则墙的水平长度不应超

## R22. 6—墙

素混凝土墙在低抗震区或者非地震区, 经常用于住宅或者商业建筑的地下室中, 尽管规范中没有明确规定, 素混凝土墙的最大使用高度, 设计者在设计过程中应该注意, 在多层建筑的次要建筑和其他主要建筑中受到不同的沉降, 风力, 地震和其他未知荷载作用需要的墙体, 具有足够的延性, 美国混凝土协会提出强烈建议墙体的设计一定要符合规范要求.

素混凝土墙的相关规定只适用墙体的顶部或底部横向上的限制, 在横向位移的条件下 (见 22. 6. 6. 4) 规范未涉及墙体在顶部和底部限制水平向位移的情况. 侧向未受支撑的墙体应该作为加强混凝土构件处理设计, 同时符合相关规范的规定.

22. 6. 5—经验设计方法

当荷载作用在三分之一的墙体厚度时, 素混凝土墙的设计应该依据公式 (22-14), 偏心荷载和侧向压力用于确定计

过荷载间中心轴线之间的距离.

22. 6. 6. 2—除了 22. 6. 6. 3 的条件, 承重墙的厚度不应小于支撑高度和长度的 1/24, 任何一种情况, 不应小于 140mm

22. 6. 6. 3—外部地下室和基础墙的厚度不应小于 190mm.

22. 6. 6. 4—墙体应能抵抗侧向应变, 见 22. 3 和 22. 4. 7.

22. 6. 6. 5—窗与门的使用钢筋不应小于 16 号, 这些钢筋的延展性应满足距窗口中心 600mm 弯曲.

## 22. 7—基础

22. 7. 1—素混凝土基础设计应该考虑负荷效应, 合理设计,

相关规定见 22.7.2 到 22.7.8

22.7.2—支座的底部断面面积应由底座传递到土体来确定力与力矩和容许土压力来确定。

22.7.3—素混凝土不应用于桩基的支座中

22.7.4—素混凝土支座的宽度不应小于 200mm, 具体见 22.4.8

## 注释

算轴向压力  $p_n$  产生的总离心率, 当离心率未超过  $h/6$  时, 应该按照公式 (22-14) 设计计算,  $p_n$  作为偏心荷载, 计算荷载  $B_u$  及受荷面积  $A_1$ , 横向荷载  $P_u$  不应该超过设计的轴向强度  $\phi P_n$ , 公式位于 (22.14). 它反应墙体设计中涉及的连接和限制条件的范围. 关于 22.6.6 中的限制条件的设计方法见 22.5.3 或 22.6.5

## 规范

22.7.5—在 (a) (b) (c) 所示的三种情况下计算最大计算力矩:

(a) 支柱, 基础, 墙的表面, 用于支持混凝土的立柱, 基础墙.

(b) 墙体中心与表面的中间用于支撑砌筑墙.

(c) 支柱表面与钢板的中间用来支撑墙下柱的钢垫板.

22.7.6—素混凝土底部的剪切

## R22.7—基础

R22.7.4—素混凝土的厚度由弯曲强度 (最外纤维应力的拉力不大于  $0.42 \phi$ ) 而由正常比例的混凝土支座的剪应

22.7.6.1— $V_n$  的计算位置位于支柱的关键部分, 用于支撑支柱的基础, 墙体. 对于支撑立柱的带钢板底座的支座, 关键部分可以参照 22.7.5(c) 中的定义

22.7.6.2—平面混凝土底部结构在集中荷载附近, 受力  $\phi V_n$  由以下两个条件控制:

(a) 底脚支座梁的作用, 作用于一个关键部位的平面贯穿整个支座的横截面, 与集中荷载或反应区域的距离为  $h$ , 在这种情况下, 支座设计应该按照  $E_q$  来计算, 见 (22-9)

(b) 支座的双向反应是垂直于支座平面的关键部位, 它处于周长  $b_0$  最小的位置, 但它与集中荷载反应区域的距离不应小于  $h/2$ , 对于这种情况, 支座设计应该按照  $E_q$  来计算, 见 (22-10)

22. 7. 7—圆形或者常规多边形截面的混凝土支座或者基础, 应该能和方形基础柱在同种条件下承担相同的弯矩和剪力.

22. 7. 8—在支撑和被支撑体的连接表面, 计算承载荷载  $B_u$  时, 其值不应超过设计的承载强度.

### 注释

力控制, 对挡土墙支座而言, 混凝土板的厚度应该比实际的厚度小 50mm, 来保证开挖的不均匀性以及混凝土边界土体的污染, 见 22. 4. 8 因此, 支座的最小厚度为 200mm, 弯曲应力和剪应力的计算时, 总厚度不小于 150mm。

### 规范 22. 8—基座

22. 8. 1—素混凝土基础设计时应该考虑其能够承受垂直, 侧向和其他方面的承载力.

22. 8. 2—素混凝土基础的自由高度与平均最小侧向尺度的比例不超过 3.

22. 8. 3. 6—最大轴向荷载  $P_u$ , 应用于素混凝土基础不超过 22. 5. 5 中给出的设计轴向承压强度  $\phi B_n$ .

### 22. 9—预制构件

22. 9. 1—预制素混凝土构件的设计应考虑从最初的制作到建筑完成过程中所有的负荷状态, 包括模板拆除、存储、运输和安装.

22. 9. 2—22. 2 的限制条件适用于素混凝土预制构件, 不

仅用于最终受荷状态, 也适用于制作、运输和安装过程.

22. 9. 3—预制构件应被安全地连接以将所有侧力传递到一个可以抵抗这样的压力的结构体系.

22. 9. 4—预制构件在安装过程中应被充分地拉紧和支撑以确保结构轴线连续和结构的整体性直至固定连接完成

### 22. 10—抗震结构中的素混凝土

22. 10. 1—为抵抗地震荷载设计的结构, 在强烈地震的地区或分配到强烈地震区的性能设计或设计类别, 不应用结构的素混凝土基本原理, 除了以下情况:

(a) 对于独立的一个或两个家庭住所, 高度在三层以下且有轴向承载墙, 无纵向支撑墙的无筋混凝土地基和独立无筋混凝土地基的支撑柱或基架是可行的;

(b) 如果基础用不少于两根的连续配筋纵向加固, 对于所有其他结构, 支撑现浇钢筋混凝土的无筋混凝土地基或增强的砌体墙是可行的. 配筋不应小于 13 号筋, 且总面积不小于基础计算面积的 0. 002 倍. 拐角和交叉点应连续加固;

### 注释



### R22.8—基座

素混凝土基础的高厚限制不包含基础埋入可提供侧向支撑的土壤部分

### R22.9—预制构件

预制结构混凝土构件受限于这一章中关于混凝土浇筑的所有限制条件和规定。

由于收缩应力的主要部分发生在安装之前, 预制构件收缩或孤立节点的途径应与现浇混凝土有所不同。为保证稳定性, 预制构件应与其他构件相连接, 且连接不传递压力

**规范** (c) 对于独立的一个或两

个家庭住所, 高度在三层以下且有轴向承载墙, 素混凝土基础或地下室围墙是可行的如果墙体厚度不小于 190 mm

且保持不大于 1.2m 的不均衡填充物。**注释**

## 附录 A 拉压杆模型

## 规范 A. 1—定义

B-区域——10.2.2 中弯曲理论的平面假定适用的构件部分。

不连续性——几何形态和荷载的剧烈变化发生在结构部件的几何变化或集中荷载或反作用处。

D-区域——小于  $h$  的构件的部分,  $h$  源自力的不连续性或几何不连续性。

深梁——参阅 10.7.1 和 11.8.1

节点——拉压模型连接处的点, 作用有拉压杆的轴力和作用于交点处的集中力。

注释

## RA. 1 — 定义

B-区域——一般而言构件上任何 D 区域之外的部分就是 B 区域。

不连续性——荷载分配中的不连续

圣维南原理指出轴向荷载引起的压力和挠度接近线性分布逼近于构件上的最大值  $h$  远离不连续性。因此, 不连续假设用来扩充来自荷载或几何变化部分  $h$ 。图表 RA. 1. 1 (a) 为典型的几何不连续性, 图表. RA. 1. 1 (b) 为将几何和荷载不连续性结合起来。

D-区域——图表. RA. 1. 1 (a) 和 (b) 的渐变部分显示典型的 D - 区域。<sup>A.1</sup> 10.2.2 的平面假定不适用于这样的区域。

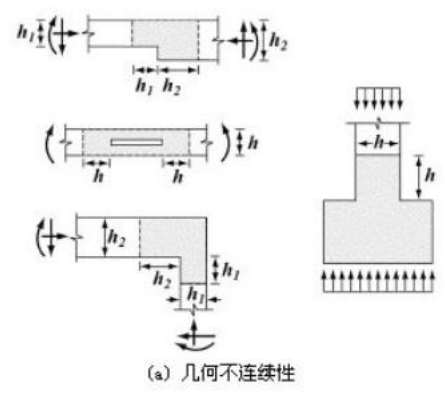
图表 RA. 1. 2 (a) 梁的剪切跨度属 D 区域。如果两个 D 区域重叠或接触如图表. RA. 1. 2 (b) 所示, 在设计中他们可作为一个 D 区域来考虑。D 区域的长厚比最大值接近于两者之和。因而, D 区域中拉压杆之间的最小角度  $\arctan 1/2 = 26.5^\circ$ , 略大于  $25^\circ$ 。

如果剪跨内 D 区域之间存在 B 区域, 如图表. RA. 1. 2 (c) 所示, 如果 B 区域和 D 区域有相似的几何形状和加固条件, 剪跨强度受 B 区域强度控制。<sup>A.2</sup> 这是因为 B 区域的抗剪强度小于相同条件下的 D 区域的抗剪强度。包含 B 区域的剪跨—梁设计中的正常情况—按常规抗剪设计即从 11.1 到 11.5, 不考虑 D 区域的影响。

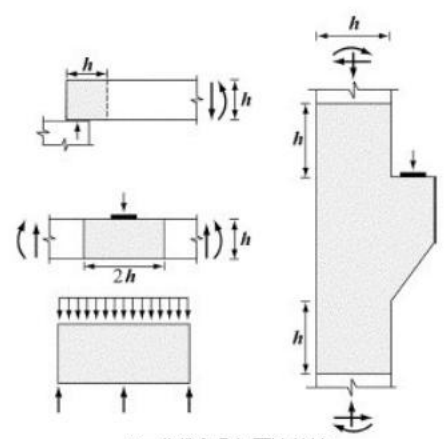
深梁——查看图表. RA. 1. 2 (a), RA. 1. 2 (b), 和 RA. 1. 3, 10.7 和 11.8 部分。

节点——拉压模型的节点处至少作用有三个力才能保持平衡, 如图表. RA. 1. 4 所示。节点按这些力的特征分类, 一个 C-C-C 节点承受三个压力, 一个 C-C-T 节点承受两个压力和一个张力, 等等。

规范

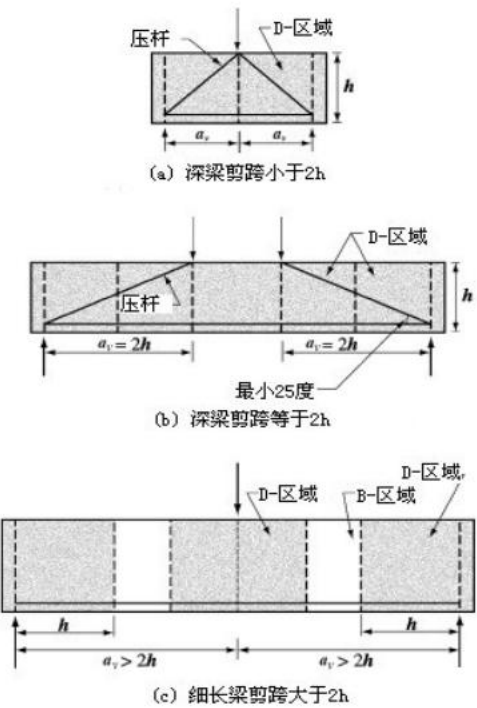


(a) 几何不连续性



(b) 荷载和几何不连续性

图.RA. 1.1 D-区域和区域不连续性



(c) 细长梁剪跨大于2h

图.RA. 1.2 深梁、细长梁的D-区域和B-区域

注释

规范

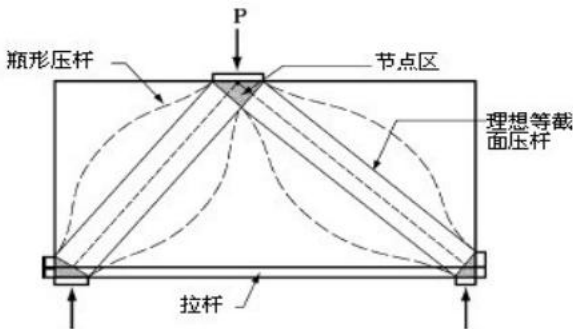


图.RA. 1. 3 拉压杆模型

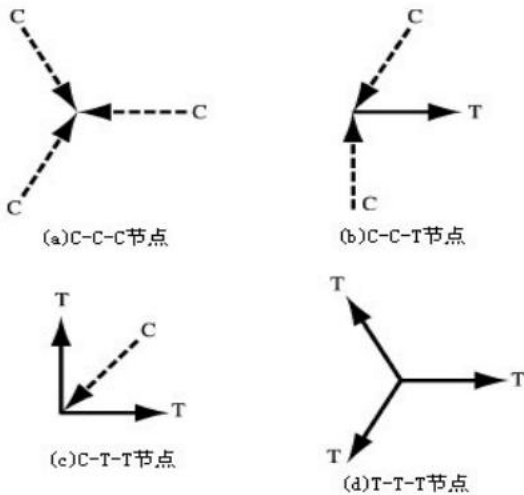


图.RA. 1. 4 节点类型

节点区——节点周围的混凝土假定为可以通过节点传递拉压力。

节点区——按传统做法，采用流体静力学的节点区域，如图表.RA. 1. 5 所示. 这些已被我们称之为放大节点区的模型大量取代，如图表.RA. 1. 6 所示。

流体静力学节点区域含有垂直于作用于节点处的杆轴线的承载面并在承载面上受均部力。图表 RA. 1. 5 (a) 显示一个 C-C-C 节点模型。如果节点区表面的压力等于三个压杆中的合力, 节点区域三边的长度比例  $w_{n1} : w_{n2} : w_{n3}$  的值应与  $C_1 : C_2 : C_3$  的值相同. 流体静力学节点区域表面垂直于作用于节点处的杆轴线。

这些节点区流体静力学节点区的原因是同一平面内的作用力在任何方向的作用都是相同的。严格来说，这一术语是不正确的，因为同一平面内的作用力并不等效于非同一平面的作用力。

如果约束被假设为可通过节点延伸到节点的远侧, 尺寸适于模型，如图表.RA. 1. 5 (b) 所示。一个 C-C-T 节点区域可以被描述为流体静力学节点区域一个压杆描述平行或扇形的压缩区域。

(邹玉广)

注释

## 规范

压杆——拉压杆模型中的压缩构件。压杆由平行的或扇形的压缩区域组成。

瓶形压杆——瓶形压杆是一种中间横截面高度大于两端的一种压杆。

## 注释

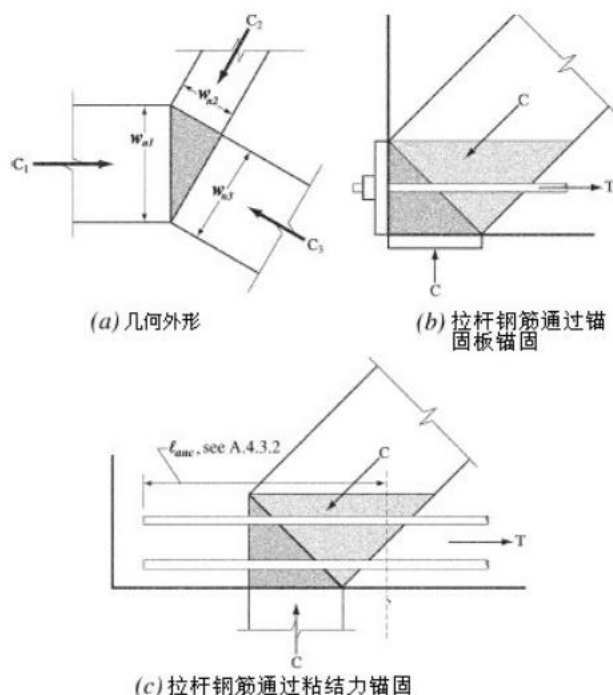


图.RA.1.5—节点区示意图

图.RA.1.5(b)构件左边的附加锚固板用做拉杆的一般锚固。拉杆的锚固形式除可以用锚固板外，也可以通过直钢筋或弯曲钢筋，如图.RA.1.5(c)。

图.RA.1.6(a)和(b)中所示阴影部分面积代表扩展节点区。扩展节点区是由压杆有效宽度和拉杆有效宽度相交组成而组成的区域。

图.RA.1.7(a)中的节点区，反力  $R$  与力  $C_1$  和  $C_2$  的垂直分量平衡。通常为简化计算，将  $R$  分解为  $R_1$  和  $R_2$ ，其中  $R_1$  与  $C_1$  的垂直分量平衡， $R_2$  与  $C_2$  的垂直分量平衡，如图.RA.1.7(b)。

压杆——在设计中，压杆通常被理想化为等截面的压缩构件，如图.RA.1.2 和 RA.1.3 所示的直线外形轮廓压杆。若压杆两端节点区强度不同或有不同的支撑长度引起两端抗压强度  $f_{ce}$  不同时，压杆可理想化为一均匀的变截面压缩构件。

瓶形压杆——瓶形压杆是一种压杆中间段的受压混凝土产生了横向变形的压杆。

## 规范

## 注释

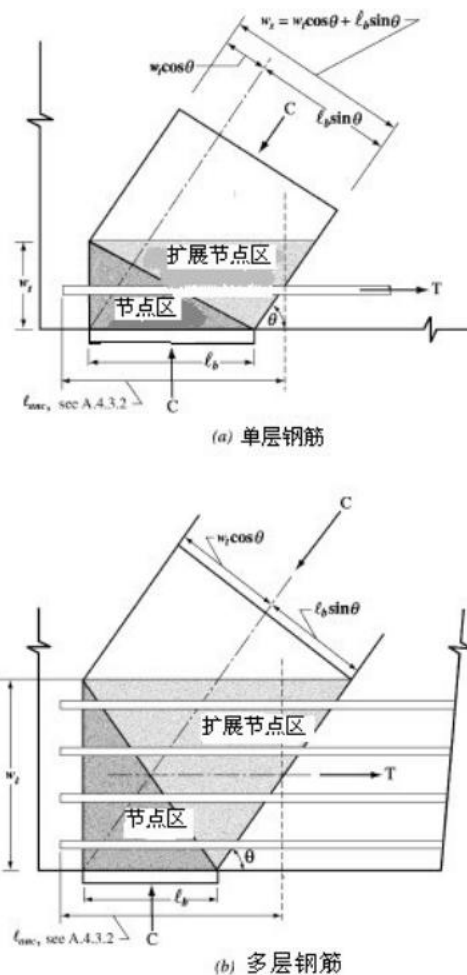


图.RA.1.6—扩展节点区表示分布力的影响

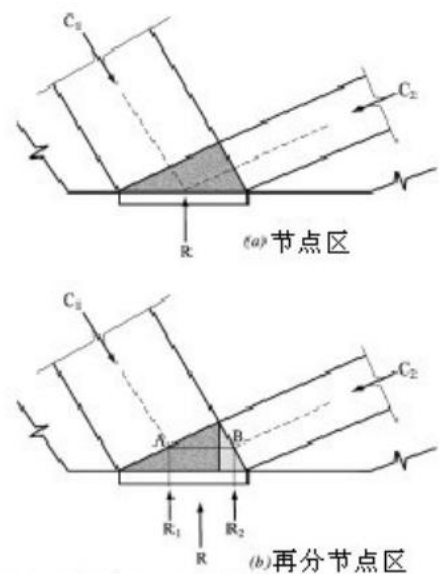
图.RA.1.3 弧形阴影轮廓压杆和图.RA.1.8 中的弧形固体均为瓶形压杆。如劈裂实验中所用的即为瓶形压杆。实验中构件在压力作用下，横向变形产生横向拉力，直接导致实验对象劈裂破坏。

为简化计算，瓶形压杆可简化为等截面或均匀变截面，按规范 A.3.3 配置裂缝控制钢筋抵抗横向拉力。横向约束钢筋数量可用拉压杆模型计算，如图.RA.1.8(b)，计算时取横向拉力与压缩力比值为 1:2。当  $f'_c \leq 40\text{MPa}$  时，可采用公式 (A-4)。瓶形压杆的横截面积  $A_c$  取压杆两端较小者。如图.RA.1.8(a)。

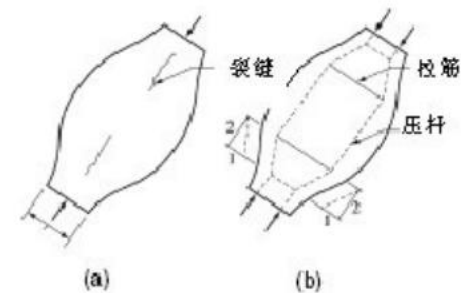


规范

注释



图RA.1.7再分节点区模型



图RA.1.8 瓶形压杆：(a)瓶形压杆裂缝；  
(b)瓶形压杆拉压杆模型

拉压杆模型——拉压杆是一结构构件或结构构件 D 区域的桁架模型，由连接于节点的拉杆和压杆组成，能够将设计极限荷载传递到支座或临近的 B 区域。

拉压杆模型——如图.RA.1.3 是一单跨深梁受集中荷载的拉压杆模型。拉杆或压杆的几何尺寸主要包括厚度和宽度，两者匀于拉杆或压杆主轴垂直。其中，厚度是与桁架模型投影面垂直的尺寸，宽度是桁架模型投影面上与主轴垂直的尺寸。

拉杆——拉压杆模型中的张拉构件。

拉杆——拉杆由钢筋或预应力钢筋及外包的与拉杆主轴同心的混凝土组成。外包混凝土也包括以上定义的用于拉压杆力锚固的节点区混凝土部分，拉杆中混凝土不参与拉杆受力。尽管在设计中不予考虑，外包的混凝土却能够减少荷载作用下特别是工作荷载作用下的拉杆延长率。

## 规范

## A.2—拉压杆模型设计步骤

**A.2.1**—设计混凝土结构构件或构件中的 D 区域，通常将这类构件或区域建立成理想化的桁架。理想化的桁架应包括拉杆，压杆和节点区，具体见 A.1。桁架模型应能将设计极限荷载转移至支座或相邻的 B 区域。

**A.2.2**——拉压杆模型应保持使用荷载和反作用力平衡。

**A.2.3**——选择桁架几何形状时，应综合考虑压杆，拉杆和节点区的尺寸大小。

## 注释

**RA.2**—拉压杆模型设计步骤

**RA.2.1**—拉压杆模型可以简化为 A.2.1 所述的桁架模型。拉压杆模型的具体应用见 RA.1 至 RA.7。结构构件中 D 区域的设计主要包括以下四个步骤：

- 1、定义并规定 D 区域范围；
- 2、计算 D 区域所有边界上所受合力；
- 3、选择合理的桁架模型承受 D 区域所受合力。拉杆和压杆的主轴应分别近似的与压缩和张拉区域主轴重合。计算拉杆和压杆受力。
- 4、应用第 3 步计算出的各杆件受力与 A.3.2 和 A.5.2 中定义的有效混凝土强度，可计算压杆和节点区的有效宽。应用 A.4.1 中定义的拉杆区钢筋强度，可计算拉杆钢筋用量。

拉压杆模型考虑强度极限状态，但设计中也应考虑规范中对耐久性的规定。用弹性法分析拉压杆模型，可计算出深梁或相似结构的挠度。此外，根据规范 10.4.2 的相关规定，采用 RA.4.2 规定的拉杆区柱体混凝土的面积，可计算出拉杆区的裂缝宽度。

**RA.2.3**——选择桁架模型时，应综合考虑拉压杆模型中压杆，拉杆和节点区的有限宽度，如图 RA.2.3 (a) 表示一节点及相应的节点区。水平力和垂直力应与倾斜压杆力平衡。当三个压杆受力平衡时，可根据压杆中力的大小设计压杆宽度。

若超过三个外力作用在二维结构中，如图 RA.2.3 (b)，一般须将所有外力合成为三个作用于一点的力。如图 RA.2.3 (b) 中压杆力 A-E 和 C-E 合成为一个作用于节点区表面的力 A-C，此力通过节点区作用在 D 点。

如图 RA.2.3 (c) 所示，拉压杆模型可以通过将所有外力作用于 D 点的方法分析。在这种情况下，如图 RA.2.3 (c) 所示，节点区右侧两压杆力可以合成为一个作用在 D 点的力。

## 规范

**A.2.4**——拉杆可以允许通过压杆，但压杆只可以交于或部分交于节点区。

**A.2.5**——任何交于一节点区的拉杆和压杆的主轴所成角度  $\theta$  应满足： $\theta \geq 25^\circ$ 。

**A.2.6**——设计压杆，拉杆和节点区应满足

$$\phi F_n \geq F_u \quad (\text{A-1})$$

其中  $F_u$  为压杆，拉杆或节点区的设计极限荷载； $F_n$  为压杆，拉杆或节点区的标准强度； $\phi$  按规范 9.3.2.6 规定取值。

### A.3—压杆强度

**A.3.1**——无纵向钢筋的压杆标准强度应取压杆两端较小的  $F_{ns}$ ，且

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (\text{A-2})$$

## 注释

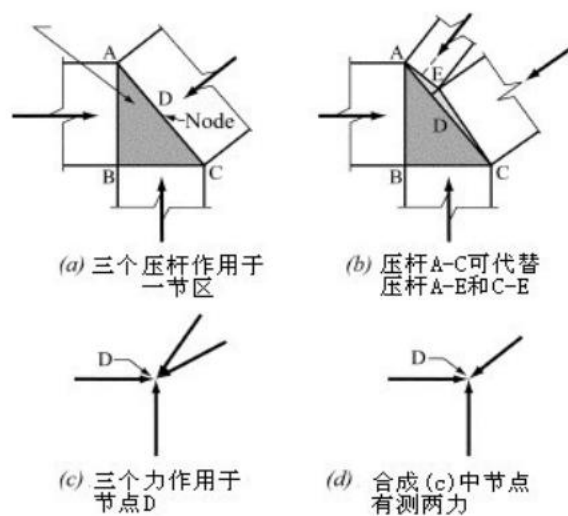


图 RA.2.3 求一节点区合成力

如果垂直于构件方向的支座宽度小于构件宽度时，应配置横向钢筋限制节点区纵向裂缝开展。这可用横向拉压杆模型模拟。

**RA.2.5**——作用于同一节点区的拉压杆主轴所成角度应足够大，主要为防止裂缝和避免由于压杆缩短和拉杆伸长带来的问题。这种限制也禁止了在压杆倾斜角度小于  $25^\circ$  的细长梁的剪跨区配置纵向钢筋，见 A.6。

**RA.2.6**——在拉压杆模型中采用设计极限荷载，可计算出拉杆，压杆和节点区的所有外力。若存在几种荷载作用的情况，也可以逐一求出。建立拉压杆模型主要为分析荷载，对于给定的拉杆，压杆和节点区  $F_u$  取所有荷载中最大值。

### RA.3—压杆强度

**RA.3.1**——计算  $A_{cs}$  时所取的压杆宽度  $W_s$ ，应为压杆两端垂直于主轴方向的较小者。压杆宽度示意图见 RA.1.5(a)，RA.1.6(a) 和 (b)。在二维结构中，如深梁，压杆厚度可作为构件宽度。

规范	注释
<p>其中, <math>A_{cs}</math> 为压杆端部横截面积, <math>f_{ce}</math> 为按 (a) 和 (b) 计算中的较小者:</p>	
(a) A.3.2 中混凝土有效抗压强度;	
(b) A.5.2 中节点区混凝土有效抗压强度。	
<p><b>A.3.2</b>——压杆混凝土有效抗压强度 <math>f_{ce}</math> 取</p> $f_{ce} = 0.85\beta_s f_c' \quad (\text{A-3})$	<p><b>RA.3.2</b>——公式(A-3)中 <math>0.85 f_c'</math> 表示长期受压下混凝土的有效强度, 类似于公式 10-1 和 10-2。</p>
<p><b>A.3.2.1</b>——等截面压杆取 <math>\beta_s = 1.0</math></p>	<p><b>RA.3.2.1</b>——A.3.2.1 中 <math>\beta_s</math> 值用于梁或柱中的矩形压缩区段。</p>
<p><b>A.3.2.2</b>——中间截面面积大于两端截面面积的压杆 (瓶形压杆)</p>	<p><b>RA.3.2.2</b>——A.3.2.2 中 <math>\beta_s</math> 值用于图 RA.1.3 中的瓶形压杆。如图 RA.1.8, 压杆受压作用下产生的横向拉应力, 使压杆产生平行于主轴方向的裂缝。配置钢筋可有效的限制裂缝宽度, 允许压杆承担更多轴向力和分布力。</p>
(a) 钢筋满足 A.3.3 规定取 $\beta_s = 0.75$	
<p>(b) 钢筋不满足 A.3.3 规定取 <math>\beta_s = 0.60\lambda</math></p> <p>其中 <math>\lambda</math> 见规范 11.7.4.3。</p>	<p>A.3.2.2 (b) 中 <math>\beta_s</math> 包含修正值 <math>\lambda</math>, 对于轻质混凝土, 因为构件产生纵向裂缝时所受荷载大于无横向钢筋时的压杆强度。</p>
<p><b>A.3.2.3</b>——受拉构件压杆取 <math>\beta_s = 0.40</math></p>	<p><b>RA.3.2.3</b>——A.3.2.3 中 <math>\beta_s</math> 值用于设计梁, 箱形梁或墙的拉力凸缘处配置纵向和横向钢筋的拉压杆模型的压杆。取较低的 <math>\beta_s</math> 主要反映了压杆需通过拉应力区裂缝传递压力。</p>
<p><b>A.3.2.4</b>——其余构件 <math>\beta_s = 0.60</math></p>	<p><b>RA.3.2.4</b>——A.3.2.2 中 <math>\beta_s</math> 值用于 A.3.2.1, A.3.2.2 和 A.3.2.3 中未包括的压杆。例如, 图 RA.3.2 (a) 和 (b) 中, 梁腹部混凝土受压, 产生平行的对角裂缝, 在梁腹部形成许多压杆, 裂缝的也可继续以一定角度开展穿过压杆。A.3.2.4 给出了合理的 <math>\beta_s</math> 值应用与此种类的情况。</p>

## 规范

**A.3.3**——若采用 A.3.2.2 (a) 中  $\beta_s$  值, 在压杆中应配置一定的交叉钢筋抵抗由于压力引起的横向拉力。纵向压力与横向拉力按比例取纵向与横向 2:1。

**A.3.3.1**——因  $f_c' \leq 40\text{MPa}$ , 故允许配置多层交叉钢筋, 钢筋满足公式(A-4):

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s S_i} \sin \partial_i \geq 0.003 \quad (\text{A-4})$$

其中  $A_{si}$  为  $S_i$  宽度内  $i$  方向通过压杆的钢筋总截面面积,  $i$  方向与压杆主轴成角度  $\partial_i$ 。

**A.3.3.2**——A.3.3 规定, 压杆中可以配置与压杆主轴分别成角度  $\partial_1$  和  $\partial_2$  的正交方向的双层钢筋, 也可配置单层钢筋, 与压杆主轴成角度  $\partial$  应满足:  $\partial \geq 40^\circ$ 。

## 注释

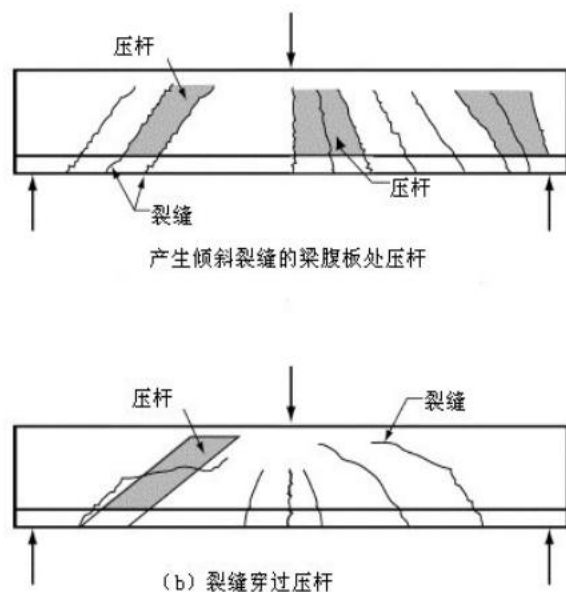


图 RA.3.2 压杆种类

**RA.3.3**——如图 RA.1.8(b)所示拉压杆模型, A.3.3 规定的钢筋主要是为了抵抗压杆的横向拉力, 设计时可采用局部的拉压杆模型计算压杆中所需的横向钢筋数量, 按图 RA.1.8(b)指出的取纵向压力与横向拉力 2:1。对于混凝土抗压强度  $f_c' \leq 40\text{MPa}$  时, 采用公式(A-4)计算出的钢筋数量可满足 A.3.3 要求。

图 RA.3.3 为配置双层钢筋的有裂缝压杆, 若裂缝开展处无剪切滑移时,  $i$  方向钢筋承担垂直于压杆的力为

$$\frac{A_{si} f_{si}}{b_s S_i} \sin \partial_i$$

其中下标  $i$  针对垂直和水平方向分别取 1 和 2。公式(A-4)用于计算配筋率, 一般不用于计算力。

通常 A.3.3 规定限制的钢筋对于三维构件难以应用, 若钢筋不满足 A.3.3 规定,  $f_{ce}$  取 A.3.3.2(a)规定的数值。

**RA.3.3.2**——对剪跨与高度比小于 1.0 的托梁, 如图.11.9.2, 在倾斜压杆水平方向配置抗拉钢筋, 可满足 A.3.3 对配筋的要求。

## 规范

**A.3.4**——试验和分析研究表明，封闭钢筋可提高压杆的有效抗压强度。

**A.3.5**——压杆中配置抗压钢筋可提高压杆抗压强度。抗压钢筋应沿压杆主轴方向配置，最终锚固于拉杆中或按规范 7.10 规定盘旋。这种情况下，配筋压杆纵向标准抗压强度为：

$$F_{ns} = f_{cu} A_c + A_c' f_s' \quad (\text{A-5})$$

## A. 4—拉杆强度

**A.4.1**——拉杆标准强度  $F_{nt}$  为：

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p) \quad (\text{A-6})$$

其中  $(f_{se} + \Delta f_p) \leq f_{tp}$ ，对非预应力构件  $A_{tp} = 0$ 。

在公式(A-6)中，当构件采用粘结预应力钢筋时， $\Delta f_p = 420 \text{ MPa}$ ，当构件采用无粘结预应力钢筋时， $\Delta f_p = 70 \text{ MPa}$ ，其余  $\Delta f_p$  情况根据实验分析确定。

**A.4.2**——拉压杆模型中拉杆主轴方向应与拉杆中钢筋主轴方向重合。

## 注释

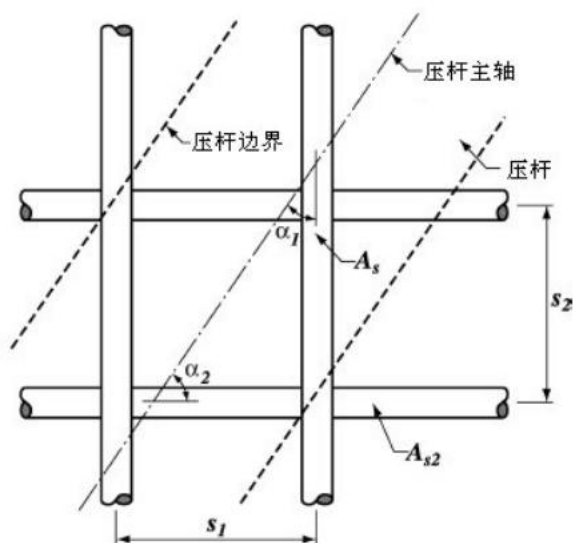


图 RA.3.2 压杆配筋示意图

**RA.3.4**——对预应力混凝土构件锚固区钢筋的设计可增强局部区域内压杆的抗压强度。具体规定见 A. 4 和 A.8。

**RA.3.5**——抗压钢筋可增强的抗压强度见公式(A-5)。压杆中钢筋的应力可通过压杆压碎时压杆应变求得，对于 280 和 420 级钢筋，取  $f_s' = f_y$ 。

## RA.4—拉杆强度

**RA.4.2**——设计拉杆有效宽度  $W_t$  时，可根据受拉钢筋的分布，采用以下规定：



## 规范

**A.4.3**——拉杆中钢筋可采用机械设备，后张拉锚具设备，弯钩型锚具或直钢筋锚具等方式锚固，具体规定见 A.4.3.1 到 A.4.3.4。

**A.4.3.1**——节点区不同方向拉杆中钢筋的锚固应采用不同的形式。

**A.4.3.2**——节点区锚固一拉杆时，拉杆钢筋应在拉杆钢筋主轴离开扩展节点区进入主跨处锚固。

**A.4.3.3**——节点区锚固二个或更多拉杆时，任一拉杆钢筋均应在拉杆钢筋离开扩展节点区处锚固。

**A.4.3.4**——A.3.3 规定的横向钢筋锚固应满足 12.13 规定。

## A. 5——节点区强度

**A.5.1**——节点区标准抗压强度  $F_{nn}$  为

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (\text{A-7})$$

其中  $f_{ce}$  为 A.5.2 规定的节点区混凝土有效抗压强度， $A_{nz}$  为(a)和(b)规定中的较小者：

## 注释

(a)若拉杆配置单层钢筋，拉杆有效宽度取 5 倍钢筋直径，见图.RA.1.6(a)；

(b)拉杆宽度的最大值可取为与节点区相对应的宽度：

$$W_{t,\max} = F_{nt} / (f_{ce} b_s)$$

其中， $f_{ce}$  取值按规范 A.5.2。若拉杆宽度超过(a)计算值，拉杆钢筋应均匀分布在拉杆宽度和厚度范围内，见图.RA.1.6(b)。

**RA.4.3**——在悬臂梁节点区或深梁外部支座节点区的拉杆锚固应特别注意。钢筋的锚固应从钢筋质量中心线与扩展节点区边界相交处开始，长度为  $l_{anc}$ 。如图.RA.1.6(a)和(b)，锚固点为钢筋质量中心线与扩展节点区边界相交点，而图.RA.1.5(c)为钢筋穿过节点区在节点区外的锚固。若采用 90°弯钩锚固，弯钩应从支座构件延伸至梁中，避免支座区域裂缝沿弯钩向外开展。

在深梁中，梁宽足够时，拼接钢筋可用做外部支座拉杆钢筋的锚固。

图.RA.4.3 表示锚固在同一节点区的两个拉杆，规范要求拉杆钢筋在拉杆主轴与扩展节点区边界相交处锚固。

拉杆钢筋的锚固长度可通过弯钩，机械设备，附加约束等适当减少。

## RA.5——节点区强度

**RA.5.1**——若交于同一节点区的压杆应力相同，可采用静力节点区模型。节点区外表面与压杆主轴垂直，表面宽度与压杆中受力大小成比例。

## 规范

- (a) 与  $F_u$  作用线正交的节点区外表面积；  
 (b) 与合力作用线正交的节点区部分外表面积。

**A.5.2**——除采用被实验分析研究证实的约束钢筋，拉压杆模型中节点区的任意表面积有效抗压强度  $f_{ce}$  不应超过下述规定：

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_c' \quad (\text{A-8})$$

其中  $\beta_n$  值根据 A.5.2.1 至 A.5.2.3。

**A.5.2.1**——全表面受压节点区

$$\beta_n = 1.0;$$

## 注释

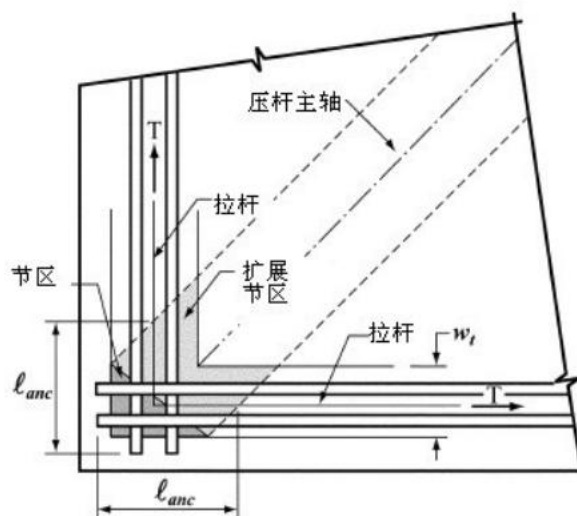


图 RA.3.2 锚固两个压杆的扩展节点区

假设拉杆和压杆中主应力分别与拉杆和压杆的主轴平行，若主应力作用线垂直于节点区表面时， $A_{nz}$  取 A.5.1(a) 规定值；若主应力作用线不垂直于节点区表面时，如图 RA.1.6(b)，则在节点区表面存在剪应力和正应力，此时，可用作用在压杆横截面积  $A_c$  上的主应力代替剪应力和正应力，同样  $A_n$  按 A.5.1(a) 规定取值。

某些情况下，A.5.1(b) 要求通过节点区的再分解验证部分节点区的应力，通常取节点区中垂直于合力作用线面积最小的部分验证。在设计中取 A.5.1(a) 和 A.5.1(b) 中计算出的产生最大应力的关键节点区面积。

**RA.5.2**——对于二维结构构件的节点区，如深梁，若交于节点区的构件均受压时，则采用 C-C-C 模型；只有一个构件受拉时，则采用 C-C-T 模型，具体见图 RA.1.4。针对 C-C-C 节点，C-C-T 节点，C-T-T 节点和 T-T-T 节点，分别应用 A.5.2.1 和 A.5.2.3 规定值修正用公式 A-8 计算出的节点区有效抗压强度。

$\beta_n$  反映了由于拉杆拉应变和压杆压应变产生的裂缝的增长程度。用 A.5.2.1 和 A.5.2.3 规定值修正得出的节点区应力应低于公式 A-8 计算结果。

规范		注释
<b>A.5.2.2</b> ——锚固一拉杆的节点区	$\beta_n=0.80$ ;	
<b>A.5.2.3</b> ——锚固两个或更多拉杆的节点区	$\beta_n=0.60$ 。	
<b>A.5.3</b> ——在三维拉压杆模型中，节点区任意表面积不应低于 A.5.1 规定值。节点区表面尺寸对应于压杆在节点区表面的投影尺寸。		<b>RA.5.3</b> ——节点区外表面尺寸和方向的规定主要是为了简化三维拉压杆几何模型的计算。

## 附录 B 钢筋砼和预应力钢筋砼压弯构件的备用条款

## 规范

## B.1—范围

附录 B 适用于弯曲和轴向荷载作用下的构件设计。当采用附录 B 时, B.4, B.8.4.1, B.8.4.2 和 B.8.4.3 应取代第 8 章相应内容。除保留 10.3.5.1, B.10.3.3 应取代 10.3.3, 10.3.4 和 10.3.5。B.18.1.3, B.18.8.1, B.18.8.2 和 B.18.8.3 应取代 18.10.4, 18.10.4.1 和 18.10.4.2。附录 B 中的任何条款, 不适用与规范正文, 其他未涉及的章节仍采用正文规定。

## B.8.4——连续非预应力受弯构件的负弯矩重分配

对预应力混凝土构件的弯矩重分配见 B.18.10.4。

B.8.4.1——对任意荷载情况下, 应用弹性理论计算的连续受弯构件支座处负弯矩, 除非可采用近似弯矩值时, 上下调整幅度应不超过

$$20(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b})\%$$

B.8.4.2——调整后的负弯矩应作为构件跨内的设计弯矩。

B.8.4.3——弯矩减少区段的  $\rho$  或  $\rho - \rho'$  小于  $0.50 \rho_b$  时, 将采用弯矩重分布, 其中

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{B-1})$$

## 注释

## RB.1—范围

附录 B 中对钢筋限制, 强度减少因子  $\phi$  和弯矩重分布的规定与规范正文不同, 且此规定已使用多年, 附录 B 的各项条款均满足规范要求, 设计中同样适用。

附录相应章节适用, 其中对极限荷载和强度减少的规定同样适用于第 9 章和附录 C。

## RB.8.4——连续非预应力受弯构件的负弯矩重分配

弯矩重分布主要取决于出现塑性铰区域的延性情况。塑性铰区域出现在弯矩最大处, 可在弯矩作用下发生一定的转动。通过弹性分析计算, 塑性铰区域的负弯矩应被减少而正弯矩应适当增大。其中, 正负均由一种荷载情况产生, 构件任意区域对任何一种荷载应具有一定的安全储备。产生塑性铰的区域在最大荷载情况下, 能充分发挥性能。采用根据广泛实验得出的最大混凝土应变和塑性铰长度的保守值, 受弯构件的转动能力在弯矩重分布后可以提高 20%, 这其中配筋率起重要作用。Cohn 和 Mattock 的研究也证实了这一结论并指出用弯矩重分布设计的梁产生的裂缝和挠度并不明显大于用弹性弯矩分布理论设计下的梁。同时, 也表明, 用在规定下设计的构件, 用弯矩重分布设计将实现足够的转动能力。本附录与以前版本对弯矩重分布采用同样的限制。

弯矩重分布不适用于用直接设计方法设计的板, 见 13.6.1.7。

## 规范

**B.10.3**——一般原理和要求

**B.10.3.3**——承受弯曲和压力荷载，且  $\phi P_n$  小于  $\min \{ 0.10f_c'A_g, \phi P_b \}$  的受弯构件和一般构件，配筋率  $\rho$  不应超过  $0.75\rho_b$ 。此时，在纯受弯构件中将产生对称的应变情况。构件配抗压钢筋时，配筋率  $\rho_b$  不用系数 0.75 折减。

## 注释

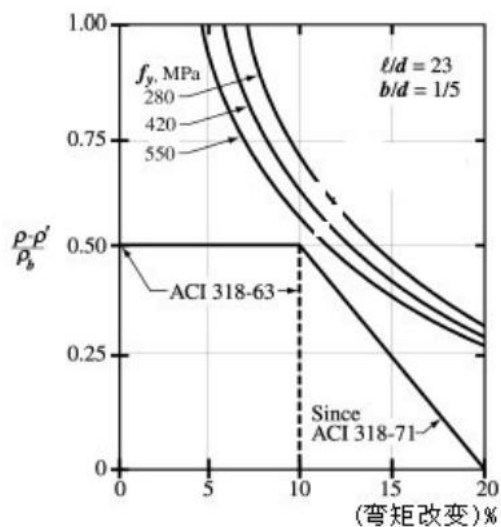


图 RB.8.4 最小转动要求下的允许弯矩分布

**RB.10.3**——一般原理和要求

**RB.10.3.3**——针对受弯构件最大受拉钢筋数量的限制主要是保证构件有一定的延性。

当混凝土达到其极限压缩应变时，构件即达到极限弯曲强度。混凝土达到极限应变时，抗拉钢筋可能未达到屈服应变（弹性状态）或已超过屈服应变（非弹性状态）。混凝土中钢筋的应变取决于混凝土与钢筋的比例以及材料强度  $f_y$  和  $f_c$ 。 $\rho = f_y/f_c$  较小时，当混凝土达到其极限应变时，抗拉钢筋已超过其屈服应变，此时构件挠度较大，破坏前有明显的征兆（延性破坏）。 $\rho = f_y/f_c$  较大时，当混凝土达到其极限应变时，抗拉钢筋未达到其屈服应变，构件挠度较小，破坏前无明显的征兆（脆性破坏）。在设计中，通常以延性破坏为标准，在强度上采用保守的方法加以限制。

除有特殊的延性要求外，构件设计中采用的  $0.75\rho_b$  可保证足够的延性。在设计需弯矩重分配的连续构件或框架时应考虑足够的延性。弯矩重分配见 B.8.4。既然弯矩重分配取决于塑性铰区域有足够的延性，那么此区域的受拉钢筋的数量应限制在  $0.5\rho_b$ 。

## 规范

**B.18.1——范围**

**B.18.1.3**——以下规范中的条款除有特殊规定外，不适用于预应力混凝土构件：6.4.4，7.6.5，B.8.4，8.10.2，8.10.3，8.10.4，8.11，B.10.3.3，10.5，10.6，10.9.1 和 10.9.2 以及第 13 章，14.3，14.5 和 14.6。

## 注释

**RB.18.1——范围**

**RB.18.1.3**——规范中相应的章节不适用于预应力混凝土构件的设计，以下将对此作出相应的解释：

6.4.4 节——后张拉连续梁和板的钢筋束在跨内通常配置在横截面积的型心上或者型心附近。因此，6.4.4 规定，内部接缝应设置在跨两端的三段而不是在中间三段。后张拉连续梁和板的接缝满足长期使用要求，故 6.4.4 不适用于预应力混凝土构件。

7.6.5 节——因规范 18.9 和 18.12 中分别针对现浇构件的粘接钢筋和非粘接钢筋作出的规定，故 7.6.5 不适用于预应力混凝土构件。

B.8.4 节——对预应力混凝土构件弯矩重分布相关规定见规范 B.8.10.4。

8.10.2，8.10.3 和 8.10.4——规范中对 T 形梁的经验性条文 8.10.2，8.10.3 和 8.10.4，主要适用于普通的钢筋混凝土，如果应用于预应力混凝土构件，许多预应力产品将不满足使用要求，同时，相关实验也证实了这种变化。

不采用 8.10.2，8.10.3 和 8.10.4 的规定，规范对预应力混凝土 T 形梁无特殊的规定。因此，翼缘的有效宽度将取决于工程设计人员的经验判断。若经验证实上述变化是安全可靠的，可采用规范 8.10.2，8.10.3 和 8.10.4 对翼缘宽度的规定。针对 8.10.2 对翼缘最大宽度的规定，在弹性分析和具体设计中不必过于保守。

8.10.1 和 8.10.5 对 T 形梁的一般规定也适用于预应力混凝土构件。对钢筋间距的限制取决于翼缘宽度，对于非等截面翼缘取平均厚度。

8.11 节——规范 R.8.11 中，针对普通钢筋混凝土地板托梁建立了经验性的限制，以采用标准托梁体系的建筑物在使用中良好的性能为基础。对预应力混凝土托梁，也是根据经验和判断，8.11 可以作为指导。



## 规范

**B.18.8**——受弯构件配筋限制

**B.18.8.1**——除 18.8.2 中的规定外, 其余用于构件弯矩计算的预应力和非预应力构件的配筋率  $\omega_p$  满足:

$$\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega') \leq 0.36\beta_1$$

$$\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w) \leq 0.36\beta_1$$

其中  $\omega_p = \rho_p f_{ps} / f_c'$

$\omega_w$  和  $\omega_{pw}$  分别于  $\omega$  和  $\omega_p$  的计算相似; 但当计算  $\rho$  和  $\rho_p$  时,  $b_w$  应取代  $b$ , 用于提高压缩强度的钢筋或预应力筋应取代  $A_s$  或  $A_{ps}$ 。  $\omega'_w$  与  $\omega'$  的计算相似, 但当计算  $\rho'$  时,  $b_w$  应取代  $b$ 。

**B.18.8.2**——当配筋率超过 B.18.8.1 限时, 设计弯矩强度不应超过压缩区段的弯矩强度。

## 注释

B.10.3.3, 10.5, 10.6, 10.9.1 和 10.9.2——对预应力混凝土, B.18.8, 18.9 和 18.11.2 中对钢筋的限制将取代 B.10.3.3, 10.5, 10.6, 10.9.1 和 10.9.2 的规定。

10.6 节——规范 10.6 中对于弯曲钢筋的配置不适用于预应力混凝土构件。预应力混凝土构件的性状与非预应力混凝土构件的性状不同, 对于钢筋的配置, 预应力混凝土构件主要根据经验判断。

第 13 章——预应力混凝土板的设计, 要求考虑由于预应力的波状侧面分布而产生的二阶弯矩。同时, 13 章也未包括由于预应力使构件体积改变而产生的附加荷载。因为预应力构件的独特性质, 许多 13 章的设计程序对预应力混凝土构件将不适用, 设计中应满足 18.12 的有关规定。

14.5 和 14.6 节——对墙的设计大多根据经验, 许多不适用于预应力混凝土构件。

**RB.18.8**——受弯构件配筋限制

**RB.18.8.1**——当  $a$  为需考虑区段的等值矩形应力分布图高度时,  $\omega_p$ ,  $\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')$  和  $\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)$  均等于  $0.85a/d_p$ , 具体定义见 10.2.7.1。用这种关系可以简化计算。

**RB.18.8.2**——超筋区段弯矩强度的计算采用与非预应力混凝土构件相似的公式。1983 规范对正交和凸缘段有相应的强度公式。

## 规范

**B.18.8.3**——规范 9.5.2.3 中，以构件开裂为标准的基础上计算出的开裂荷载，必须放大至少 1.2 倍才能应用于预应力和非应力的配筋计算的设计极限荷载。此规定不适用于下列两种情况：

(a)双向未灌浆固结的后张法预应力混凝土板；

(b)剪切和弯曲强度至少为规范 9.2 要求强度 2 倍的受弯构件。

**B.18.10**——静力超静定结构

**B.18.10.1**——预应力混凝土框架和连续型建筑物的设计应满足工作荷载的情况下的正常使用，并具有足够的强度。

**B.18.10.2**——工作荷载下的正常使用应采用弹性的分析方法，综合考虑反力，弯矩，剪力，预应力产生的轴力，徐变，收缩，温度应变，轴向变形，约束及基础沉降。

**B.18.10.3**——用于计算强度的弯矩应综合计算由预应力产生的反力的弯矩和由设计极限荷载产生的弯矩。对以上两种弯矩之和的调整应满足 B.18.10.4。

## 注释

**RB.18.8.3**——此条款主要是为了预防由于裂缝的开展而产生的构件突然的弯曲破坏。根据规范设计的受弯构件，从产生裂缝到达到其弯曲强度，应能承受足够的附加荷载。当构件达到其标准强度时，其挠度十分明显，给人们提出警告，若构件产生裂缝后很快达到弯曲强度，就不会产生这种明显的挠度变形。

由于这种对双向平板支座负弯矩区初始裂缝的限制，达到混凝土破坏标准时，荷载作用下的挠度将不会发生突然的强度改变。

构件在大于设计极限荷载的作用下，裂缝开展到一定程度将产生突然的破坏。试验表明，在双向板柱冲切破坏之前，无粘结后张拉钢筋不可能断裂，故在 18.9.3 和 18.9.4 规定的最少粘结钢筋中的非粘结钢筋能确保后期裂缝的延性和初裂缝开展下不发生脆性破坏。

**RB.18.10**——静力超静定结构

**RB.18.10.3**——对超静定结构，由于预应力产生的次弯矩，在弹性和非弹性的状态下均较大。当弯矩重分布和塑性铰使构件变成静定结构时，次弯矩将消失。然而，弹性变形将改变弯矩重分布要求下的非弹性转动角度。相反的对于有非弹性转动能力的梁，支座处弯矩改变的数量等于支座处预应力产生的次弯矩。因此，规范要求在设计中要考虑次弯矩。

## 规范

**B.18.10.4**——连续预应力受弯构件的负弯矩重分配

**B.18.10.4.1**——用 18.9 规定的对任何荷载作用下的通过弹性理论计算的负弯矩, 支座处粘结钢筋的配置上下调整不能超过

$$20\left(1 - \frac{w_p + \frac{d}{d_p}(w - w')}{0.36\beta_1}\right)\%$$

**B.18.10.4.2**——修改的负弯矩可以用于受同样荷载情况下的区段的弯矩计算。

**B.18.10.4.3**——当弯矩需被减少时, 才能运用负弯矩重分配, 设计中的,  $\omega_p$ ,  $\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')$  和  $\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega_w')$  均应不大于  $0.24\beta_1$ 。

## 注释

计算设计中的弯矩的顺序为:(a)计算恒荷载和活荷载的弯矩;(b)利用次弯矩的代数和进行修改;(c)进行有效的分配。由于支座处钢筋从侧面向下变形引起的次弯矩将减少支座附近的负弯矩和增加中间区段的正弯矩。相反, 向上变形的钢筋将产生相反的影响。

**RB.18.10.4**——连续预应力受弯构件的负弯矩重分配

随着构件达到承载强度, 预应力混凝土梁和板的某些区段的非弹性性状导致弯矩重分布。对这种性状的认识对某些环境下的设计有一定优势。弯矩重分配的严格设计方法是复杂的, 然而, 弯矩重分配可通过对用弹性计算的极限重力荷载弯矩和由预应力产生的未修正的次弯矩之和的合理调整实现。调整的数量应该在安全允许的限制内。

弯矩重分配的数量取决于构件区段的非弹性变形能力, 可靠性分析见 18.4。取  $0.24\beta_1$  作为弯矩重分配的  $\omega_p$ ,

$\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')$  和  $\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega_w')$  的最大拉应力指标, 与 B.8.4 中作为非预应力混凝土的指标  $0.5\rho_b$  相对应。

若  $a$  为需考虑区段的等值矩形应力分布图高度时, 规范 B.18.10.4.1 和 B.10.4.3 出现的  $\omega_p$ ,  $\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')$

和  $\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega_w')$  均等于  $0.85a/d_p$ , 用这种关系可以简化 B.18.10.4.1 中规定的弯矩重分配数量的计算和检验是否符合 B.18.10.4.3 对弯曲钢筋的限制。

B.18.10.4.4 规定的弯矩重分配原理, 适用于无粘结钢筋的梁和板, 对于有足够粘结钢筋的梁和板, 必须在产生裂缝后能象受弯构件一样工作。18.9 中对配置最少数量的粘结钢筋的规定正是出于这点考虑。

(余亮)

## 附录 C 荷载与强度的折减系数

## 规范

## C. 1—概述

C. 1. 1——结构混凝土应该采用附录 C 中的荷载组合与强度折减系数来设计。

## C. 2—需要强度

C. 2. 1 一承受静荷载 D 和活荷载 L 的需要强度 U 不应该小于

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (C-1)$$

C. 2. 2 一对于承受风荷载 W, 或者地震荷载 U 的结构的需要荷载应该不小于公式 (C-1), (C-2), 和 (C-3) 中的较大值。

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) + (1.6W \text{ 或者 } 1.0E) \quad (C-2)$$

$$\text{和 } U = 0.9D + (1.6W \text{ 或者 } 1.0E) \quad (C-3)$$

W (风荷载) 如果没有因为方向性而减小时, 应该把公式 (C-2) 和 (C-3) 中的 1.6W 改为 1.3W。当 E (地震荷载) 取决于地震工作等级时, 要把公式 (C-2) 和 (C-3) 中的 1.0W 改为 1.4E。

C. 2. 3 一对于承受由于重力、土压力、土中或者其他材料中的水压力而产生的荷载 H 的结构, U 不应该小于公式 (C-1) 和 (C-4) 中的较大值。:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H \quad (C-4)$$

在公式 (C-4) 中, 由于 D 或者 L 使得 H 减少的时候, 公式中的 1.4D 应该换为 0.9D, L 的值应该换为 0, 以便确定 U 的最大要求荷载。

C. 2. 4 一对于承受由于具有明确密度的流体重力以及流体压力 F 的结构, 荷载 F 的因素系数应该为 1.4, 所有包括 L 的组合荷载都应该加上 F。

## 注释

## RC. 1—概述

RC. 1. 1 一在本附录中把 2002 年的规范第九章中的荷载与强度折减系数挪了过来并且进行了修正。从 20 世纪六十年代开始就把折减系数进行了逐步改善, 对混凝土结构可以认为是可靠的。

## RC. 2 一需要强度

美国土木工程师协会 7-98 和 IBC2000C. 1 中的风荷载公式就考虑了风向这个因素, 对于建筑物乘以 0.85 的系数。因此在复合荷载的公式中相应的风荷载就提高了。(1.3/0.85 = 1.53, 集中取为 1.6)。当设计风荷载是由未曾考虑风向因素的条件得到的时候规范允许使用先前公式中 1.3 的系数。

模型结构规范和设计荷载参考书中已经把地震力转变成强度等级来算, 把地震荷载系数减少系数为 1.0。(美国土木工程师协会 7-93C. 2; BOCA/NBC93C. 3; SBC 94C. 4; UBC 97C. 5; 和 IBC 2000C. 1)。当采用较早版本的参考书的地震工作等级的力的时候, 本规范要求采用先前使用的地震荷载影响因素 1.4。

RC. 2. 3 一如果系数 H 是由于土压力, 地下水压力, 或者由设计的时候包括的颗粒材料引起的压力因素引起的时候, 需要强度的公式变为  $U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$ , 当 D 或者 L 削减 H 的时候, 公式变为  $U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$ , 对于 D, L, H 的任意组合, 公式变为  $U = 1.4D + 1.7L$ 。

RC. 2. 4 一这一部分讲述了考虑流体重力或流体压力时的要求。它详细阐述了与具有明确的密度和可控最大高度等同静荷载时候的荷载系数。当对于如地下水压力等压力有很大程度上不确定或者对于可能的流体如水池的深度不确定的时候采用上述的减少因素就显得不恰当。见 R8. 2。

对于明确的流体压力, 要求强度的公式应该为:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.4F$$

当 D 和 L 使得 F 减少的时候, 公式变为:

## 规范

C. 2. 5 —如果在设计的时候考虑冲击荷载的作用, 这种作用应该计算在 L 之内。

C. 2. 6 —在微小的沉降, 徐变, 收缩, 补偿收缩的混凝土的膨胀, 或者温度 T 变化对于结构的影响是重要的时候, U 不应该小于公式 (C-5) 和 (C-6) 中的较大值。

$$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L) \quad (C-5)$$

$$U = 1.4(D + T) \quad (C-6)$$

对于微小的沉降, 徐变, 收缩, 补偿收缩的混凝土的膨胀, 或者温度 T 变化的估计应该建立在对于实际工作期间作用的估计的基础上。

C. 2. 7 —对于后张法的锚座附近区域的设计, 应该在预应力钢筋最大作用力前乘以 1.2 的荷载影响系数。

## C. 3—设计强度

C. 3. 1 —由构件, 以及与其它构件相连的连接件, 横截面, 以及在屈曲, 横向荷载, 剪力, 扭矩等方面所决定的设计强度应该看作计算所得的名义强度且应该和这个规范中所要求与假定的一致, 并且应该乘以在 C. 3. 2, C. 3. 4, 和 C. 3. 5. 中规定的因素  $\phi$

C. 3. 2 —强度折减系数  $\phi$  应该如下:

C. 3. 2. 1 受拉控制区域, 在 10. 3. 4 中有所定义 (同样在 C3. 2. 7 也有所讲述 )

## 注释

$$U = 0.9D + 1.4F$$

当考虑 D 和 L 或者 F 的任意复合作用的时候, 公式为:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

RC. 2. 5 —如果如在停车场, 码头, 码头, 电梯等等活荷载很快施加的情况下, 应该考虑冲击效应。当必须考虑冲击时候, 应该在全部的公式中用 L+冲击荷载取代 L

RC. 2. 6 —设计者应该考虑微小的沉降, 徐变, 收缩, 补偿收缩的混凝土的膨胀, 或者温度 T 变化。“实际估计”这句术语是用来说是使用变量最可能发生的值, 而不是最大值。

当活荷载可以忽略不计的时候, 公式 (C-6) 是为了防止公式  $U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L)$

接近  $U = 1.05(D + T)$ 。

RC. 2. 7 —在预应力钢筋最大作用力前乘以 1.2 的荷载影响系数使得设计荷载达到预应力钢筋指定屈服强度百分之 113 的设计荷载, 但是并不多于锚索的名义最终强度的百分之 96。这与实际得到的由锚件的工作效率所决定的最大插孔强度很好的相符

## RC. 3 —设计强度

RC. 3. 1 —构件的“设计强度”这个术语, 指的是同本规范规定的要求一致由计算得到的名义强度, 应该乘以一个值应该小于 1 的强度减少系数  $\phi$ 。

强度减少系数  $\phi$  的目的是 (1) 考虑到材料强度和尺寸的变化而使得构件强度变小的可能性 (2) 考虑到设计公式的不准确性 (3) 反映在荷载作用下构件的延性程度和安全等级 (4) 反映结构中构件的重要性。比如, 柱子的减少系数  $\phi$  比梁的小, 因为柱子一般来说延展性很差, 而且对于混凝土的强度变化很敏感, 一般柱子有比梁更大的承载面积。而且, 螺旋形柱与普通的混凝土系柱相比要求一个比较大的  $\phi$  因为他们有比较大的延性和韧性。

RC. 3. 2. 1 —根据 C. 3. 2. 1 和 C. 3. 2. 2, 轴向拉伸与收缩被认为是由外力所引起的, 可预应力的作用不考虑在内。

## 规范

C. 3. 2. 2 —受压控制区域, 在 10. 3. 3 中有所定义

(a) 按照 10. 9. 3 中讲述的具有螺旋钢筋的构件——0. 75

(b) 其他加固构件——0. 70

承受净抗拉应变的区域, 极限抗拉钢筋的名义强度  $\epsilon_t$  在压力控制部分和拉力控制部分的限值之间,  $\phi$  应该从拉力控制部分的  $\epsilon_t$  为 0. 9 时线性增长, 并且把抗拉控制应变限制在 0. 005。

另外, 当采用附录 B 的对于  $f_y$  未超过 420 MPa, 对称配筋, 而且  $(d - d')/h$  不小于 0. 70 的构件,  $\phi$  应该线性增长到 0. 9, 而且  $\phi P_n$  应该从  $0. 10fc' A_g$  减少为 0. 对于其他的加固构件,  $\phi$  应该线性增长至 0. 90 而  $\phi P_n$  从  $0. 10fc' A_g$  或者  $\phi P_b$  这种较小的数减少为 0。

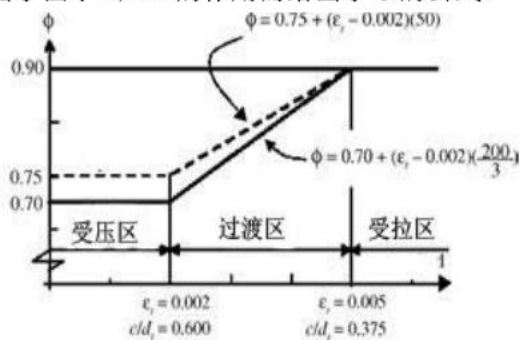
## 注释

RC. 3. 2. 2—在 2002 年的版本之前, 规范中针对这种形式的荷载条件下轴向荷载或者弯曲应力的影响系数  $\phi$  给出了数值。在这种情况下, 系数  $\phi$  是由应变条件下的横截面上和名义强度来限制的。

对于影响系数  $\phi$ , 受压部分比受拉部分的小, 因为受压部分的延性很低, 对混凝土的强度变化不明显, 而且受压部件具有比受拉部件具有更大的承载力。螺旋形筋部件与普通的混凝土部件相比要求一个比较大的  $\phi$ 。因为他们有比较大的延性和韧性。

对于承受弯曲轴向荷载的部件, 设计强度是通过各自的  $P_n$  和  $M_n$  乘以相应的  $\phi$  值。抗压与抗拉区域分别在 10. 3. 3 和 10. 3. 4 中有所定义, 在名义强度的极限张拉应变情况下, 净抗拉应变值应该小于或者等于抗拉应变极限值, 而且应该大于或者等于 0. 005。在名义强度的极限张拉应变的净抗拉应变  $\epsilon_t$  在上述限值之间的区域,  $\phi$  值应该照图 RC. 3. 2 显示的按照线性内插法来确定。净抗拉应变  $\epsilon_t$  的概念在 R10. 3. 3 中有所讨论

在混凝土的名义强度下的压应变在 10. 2. 3 中假定为 0. 003, 在抗压构件中的净抗拉应变值规定为  $c/d_t$  的比值。这里  $c$  指的是在名义强度下, 从极限抗压纤维的位置到中性轴的距离,  $d_t$  指的是从极限抗压纤维的位置到外层纵向受拉钢筋的质心位置的距离。  $c/d_t$  的比值对于抗压区域和抗拉区域的限值分别为 0. 6 和 0. 375。0. 6 的限值适用于 420 级的钢筋和预应力区域。图 RC. 3. 2 也同样给出了由于  $c/d_t$  的作用而给出了  $\phi$  的公式。



对于  $c/d_t$  采用线性内差法

$$\text{螺旋} \phi = 0.75 + 0.15\left(\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3}\right) \quad \text{其他的: } \phi = 0.70 + 0.20\left(\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3}\right)$$

图 R. 3. 2 420 级钢筋和预应力钢中随着净弹性应变  $\epsilon_t$  和  $c/d_t$  的变化而引起的  $\phi$  的变化



## 规范

C. 3. 2. 3—剪切和扭转..... 0. 85

C. 3. 2. 4—混凝土受压（除了后张法锚件区域和斜拉构件）..... 0. 70

C. 3. 2. 5 —后张法锚件区域..... 0. 85

C. 3. 2. 6 —斜拉模型（附录 A）和在这些模型中的压杆，拉杆，节点，以及支撑面积..... 0. 85

C. 3. 2. 7 —在先张法德构件中没有轴向荷载的弯曲部分，其中钢丝绳埋置深度小于 12. 9. 1 种所讲述的发展长度..... 0. 85

C. 3. 3 —在第十二章专门讲述的锚固强度不需要乘以一个  $\phi$  的减少系数

C. 3. 4 —对于倚赖特殊支撑框架或者特殊加固混凝土构造墙来抵抗 E 的结构， $\phi$  的修正应该如下从（a）到（c）

（a）对于任何设计来抵抗 E 的结构构件，如果构件的名义抗剪强度比相应的构件发展的名义挠曲强度小的时候，剪力折减系数  $\phi$  应该为 0. 6. 名义弯曲强度应该通过考虑包括地震荷载在内的主要的临界轴向荷载来确定。

（b）对于隔板，剪力折减系数  $\phi$  不应该超过主要侧向支撑系统中垂直部件的剪力折减系数  $\phi$  的最小值。

## 注释

抗拉控制区域的净张拉应变的值以  $\rho / \rho_b$  的方式确定，在 1999 年以及以前版本的规范中有所规定。在具有 420 级钢筋的矩形截面中，与  $\rho / \rho_b$  的比值为 0. 63 相对应的抗拉应变限值为 0. 005，可以对照 1999 年美国混凝土规范中 9. 3 中的相关部分的规定，见参考书 C. 6 。

RC. 3. 2. 5 —0. 85  $\phi$  系数反映了实验时锚固区域的研究中最广泛出现的结果。由于 18. 13. 4. 2 把不受约束的混凝土一般区域的名义抗压强度限制为  $0. 7 \lambda f'_{ci}$ ，对于不受约束的混凝土有效设计强度为  $0. 85 \times 0. 7 \lambda f'_{ci} \approx 0. 6 \lambda f'_{ci}$ 。

RC. 3. 2. 7 —如果临界断面发生在钢绞线没有充分发挥作用而破坏是由粘结滑移产生的这样的区域。这样的破坏类似于脆性剪切破坏，因此要求乘以一个减少系数  $\phi$ 。

RC. 3. 4 —C3. 4 中讲述的强度减少系数是为了补偿在确定建筑物结构构件强度时的不确定性。主要是通过实验得到不变的或者稳定增长的施加荷载来确定的。在高地震危险区域，一些强度减少系数在 C3. 4 中做了一定的修改以便解释由于结构强度非线性分布产生的位移作用。

C. 3. 4(a) 部分主要说的是脆性构件，比如：在相关荷载作用下，对于承受名义抗剪强度超过名义挠曲强度是不可能的在窗口或者隔板之间的低层建筑的墙或者墙的一部分。

结构短墙是在一些在停车场结构中的侧向支撑系统中的主要垂直构件，在 1994 年诺斯瑞地震中依然承受荷载。C. 3. 4(b) 部分要求如果墙的抗剪折减系数为 0. 60 的话那

规范	注释
C. 3. 5 一在第 22 章中，结构素混凝土中的支座、受弯、受压、受剪的时候， $\phi$ 应该为 0. 65。	<p>样隔板的强度折减系数为 0. 60 。</p> <p>RC. 3. 5 一素混凝土结构设计的强度减少系数 <math>\phi</math> 在所有强度情况下都是相同的。因为素混凝土的挠曲强度和抗剪强度主要靠的是混凝土的抗拉强度特征，由于钢筋的存在使得可能的强度和延性都无所保留，因此对于挠度和剪力都恰当的考虑在内的强度减少系数是相同的</p>

附录 D 混凝土的锚固

规范

注释

D. 1—定义

锚件-就是现浇到混凝土中或者等混凝土硬化后再安装到混凝土中并可以传递作用荷载的钢构件,它的形式有撑帽式螺栓,带弯钩的螺栓(J 形或者 L 形),以及撑帽式短柱,扩膨锚件和后切式螺栓

螺栓群—就是由一系列具有相同的埋置深度而且小于与它们临近的锚件三倍距离的锚件组合而成。

锚件的抗拉强度---锚件周围的混凝土没有发生实质的破坏而锚件设备或者设备的主要部分从混凝土中滑落出来的强度。

连接锚件——在混凝土表面,可以从锚件中获得荷载或者把荷载传递给锚件的组装式构件

脆性钢构件——在抗拉实验中单位面积的伸长率超过百分之 14 而减小率少于百分 30 或者两者共有的构件。

现浇锚件——在混凝土浇注前安装的撑帽式螺栓,撑帽式短柱,或者带弯钩的螺栓。

混凝土破碎强度——在锚件或者锚件群周围的混凝土从构件中分离出来的强度。

混凝土的撬拔强度——在剪力荷载作用的方向下,在短而硬的锚件后面的混凝土形成一个破碎面需要的强度。

定距套筒——可以把底部切削的螺栓,抗扭胀接锚件,或者可以控制位移胀接但却不膨胀的锚件的中间部分包住的套筒。

塑性钢部件——在抗拉实验中单位面积的伸长率超过百分之 14 而减小率少于百分 30 的构件。满足美国材料实验协会 A307 要求的钢构件可视为塑性构件

RD.1 — 定义

塑性钢构件和脆性钢构件——构件中百分之 14 的伸长值是按照美国实验与材料学会中相应的关于钢的设计标准来测得的。

## 规范

边距——从混凝土表面的边缘到最近的锚件中心的距离。

有效埋入深度——可以把荷载传递给周围混凝土或者可以从周围混凝土获得荷载的锚件总深度。有效埋入深度一般来说是指施加张拉荷载作用的时候混凝土破坏面的深度。对于后装式锚件螺栓和撑帽式螺栓，有效埋入深度要从可以承受荷载的螺帽位置算起。

扩膨锚件——通过直接承受荷载或者通过摩擦或者两种方式并存的情方式下把荷载传递给混凝土或者可以从混凝土中传来荷载的安装在硬化混凝土中的后装式锚件。扩膨锚件可以是控制扭矩，膨胀作用是由作用在螺丝或者螺杆上的扭矩来获得的；也可以是控制位移，这种膨胀作用是由作用在套筒或者螺塞上的冲击力来获得的，且膨胀作用的大小是由套筒或者螺塞的行程来控制的。

扩膨套筒——是通过在中间部位施加作用扭矩或者冲击强度来抵住预钻孔边界的扩膨锚件的外部构件

5 百分位点——是一个统计学术语，是指可以保证实际强度超过名义强度 95 % 的概率为 90 %。

带弯钩的螺栓——只是通过锚件较短的一头（取  $e_h$  和 3d 的较小值）弯一个 90 度的弯钩（L 形螺栓）或者 180 度的弯钩（J 形螺栓）进行机械连接的后装式锚件。

撑帽式短柱——满足 AWS D1.1 的要求的钢锚件，在浇注前通过短柱焊接到钢板或者类似的钢部件上。

后装式锚件——安装到硬化混凝土中的一种锚件。扩膨锚件和底部切削的螺栓是后装式锚件的代表。

投影面——用于表示以假定的线性破坏面为基准的混凝土构件的自由面。

## 注释

图 RD.1 显示了不同种类的锚件的有效埋入深度。

5 百分位点——系数  $K_{0.5}$  的测定是同 5 百分位点相联系的。 $\bar{X} - K_{0.5} S_s$ ，取决于实验的数目  $n$ ， $\bar{X}$  通常是样本的平均数， $S_s$  样本的标准差。 $K_{0.5}$  的数值 如对于  $n$  取  $\infty$  为 1.645，而对于  $n$  取 40 为 2.010，对于  $n$  取 10 为 2.568，。如果采用对 5 百分位点的这种定义则 D4.2 中的名义强度同 ACI 355.2 的特征强度是一致的。

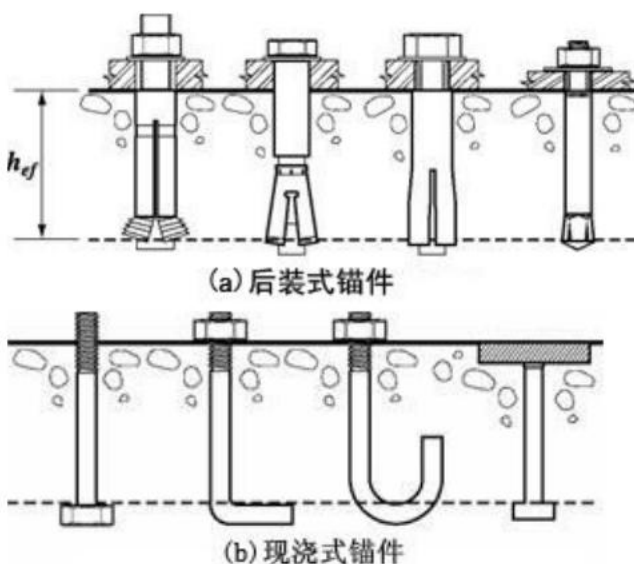


图 RD.1——各种形式的锚件

## 规范

混凝土的侧面破裂强度——由于锚件的埋置深度比较深但是混凝土保护层比较薄从而在混凝土外表面没有发生主要破坏之前由于锚件的强度导致了在锚件侧面的混凝土发生剥落。

特殊插件——事先设计好的或者装配好了的专门为销栓式连接或者插槽式连接的现浇式锚件。特殊插件通常用来装卸，运输或者装配，但是也可以用于连接结构构件。特殊插件在本附录中没有叙述。

加筋——可以把可能发生的混凝土破坏棱柱体连接到结构构件上的相应的钢筋。

后切式锚件——是一种后装式的锚件。它通过螺栓底部切削混凝土产生的机械咬合来获得抗拉强度。这种切削方式是通过在安装锚件之前特意钻一个孔或者完全在安装的时候由锚件自身来实现。

### D. 2—范围

**D.2.1**—附录 D 主要是讲述了在 (a) 结构连接件或者 (b) 与安全有关的连接件或者结构构件之间传递拉力，剪力，或者同时承受拉力和剪力的埋置在混凝土中的锚件应该满足的要求。安全等级主要是应用与实际使用情况下，而不是短期安装和施工情况下

**D.2.2** —附录 D 适用于现浇到混凝土中的锚件或者后安装的锚件。在锚件头部，把螺栓、多个锚件连接到一块钢板上的特殊插件如粘性锚，灌浆锚，以及像发射或者气动的锚钉或螺栓不包括在内。作为埋入件一部份的钢筋应该按照本规范相应的部分一致。

**D.2.3** —通过几何论证可以使得无缝混凝土的抗拉强度大于或者等于  $1.4N_p$  ( $N_p$  在公式(D-15)中有所讲述) 的撑帽式螺栓和撑帽式短柱包括在内。通过几何论证可以导致无缝混凝土由于摩擦产生的抗拉强度等于或者大于  $1.4V_p$  ( $V_p$  在公式(D-16)中有所讲述) 的带弯钩的螺栓包括在

## 注释

### RD.2—范围

**RD.2.1**—附录 D 把范围限制在用以传递与结构的强度，稳定性或者结构安全有关的荷载的结构锚件。讲述了两种常用的形式。一种锚件用于结构构件处的连接，在这里的作为连接件的锚件或者锚群的破坏会导致结构中的一部分丧失平衡或者稳定性。第二种是与安全有关的锚件，它并不是结构构件的一部份，而只是连接到构件上比如：喷水消防系统，悬挂式重管，或者栏杆扶手。由强度和因素  $\Phi$  共同所确定的安全级别对于结构的使用是恰当的，而当临时装卸的时候应该采取更加严格的安全级别。

**RD.2.2**——特殊构件由于形式与构造的多样性使得为它们规定一个标准的实验与设计公式变得很难。因此在本附录 D 中就不包括它们。粘性锚应用广泛并且可以很好的承受作用荷载。这种锚件在本附录 D 中也没有叙述。

**RD.2.3** —美国国家标准协会/美国机械工程师协会 B1.1,<sup>D1.1</sup> B18.2.1,<sup>d.2</sup> 和 B18.2.6D.3 中几种具有代表性的撑帽式螺栓和撑帽式短柱几何形状一致，经过实验论证而且证明可以很好的工作，因此计算出抗拉强度的值是

## 规范

内。后装式锚件中满足 ACI 355.2 的包括在内。在混凝土中使用的后装式锚件应该通过 ACI 355.2 的资格预审。

**D.2.4** —作用荷载主要为高强循环荷载或者冲击荷载的不包括在此附录中

### D.3——一般要求

**D.3.1** —螺栓和螺栓群应该按照弹性分析方法所决定的多种因素共同作用时的临界荷载来设计。当名义强度是由塑性钢构件所控制同时将变形协调性考虑在内的时候采用弹性分析的方法

**D.3.2** —锚件的设计强度应该大于或者等于通过 9.2 所计算得到的荷载组合值的大小。

**D.3.3** —考虑地震荷载的锚件设计时应该额外满足 D.3.3.1——D.3.3.5 的要求。

## 注释

可能的。后装的锚件不具有提前预知抗拉强度的能力因此需要进行实验。对于满足此附录要求的后装式锚件，从 ACI 355.2 的实验结果来看，抗拉破坏实验显示了一种可以接受的荷载转移的特性或者是拉坏形式被另一种破坏形式所阻止。

**RD.2.4** —附录中不包括高强循环荷载和非常短的荷载（比如爆炸或者冲击波）等应用荷载但是不排除地震荷载作用。D.3.3 讲述了考虑地震荷载作用时的特殊要求。

### RD.3 — 一般要求

**RD.3.1**——当锚件的承载力是由混凝土的脆性破坏所控制的时候，高强度的锚件和低强度的锚件之间的应力重分配是有限的。在这种情况下，弹性力学的理论假定把荷载传递到锚件上的连接件是完全刚性的。锚件所能承受的荷载应该与外荷载的大小以及锚件到锚群中性轴的距离成正比。

如果锚件的承载力是由锚件中钢部件的塑性屈服所决定的，就会在锚件中产生力的重分配。在这种情况下，弹性力学分析得到的结果就会很保守。参考书目 D.4 —D.6 讨论了通过弹性力学中的非线性分析来考虑决定塑性锚群的承载力。

**RD.3.3** —后装式锚件应根据所处的中等或者高等地震等级区域来验算是否合格，具体方法是：按照 ACI 355.2.中所要求的地震模拟实验做几个循环实验，从而验证可以承受最大位移的能力。因为在 ACI 355.2.中塑性铰区域排除在外，因此附录 D 不适用于在地震荷载作用下塑性铰区域锚件的设计。此外在中高等地震危险区域锚件的设计采用了比较保守的方法：即在设计强度  $\Phi N_n$  和  $\Phi V_n$  前乘以

了 0.75 的系数，而且还需要整个系统有充分的延性。锚件锚固的能力应该由钢构件的塑性屈服能力来衡量。如果锚件不能满足这些延性要求，应该使用连接锚件其设计荷载应该在没有达到锚件的承载力时屈服。为了获得延性而使用连接锚件的时候应该考虑屈服强度占最大承载力的比例。当与屈服强度相比最大荷载过大的时候，连接件就会屈服从而导致二次失效破坏即一个或者多个构件的应



## 规范

**D.3.3.1** —附录 D 中的条款并不适用于在地震荷载作用下,混凝土结构中存在塑性铰的时候锚件的设计。

**D.3.3.2** —在中高等地震危险区或者要求具有中高等地震作用性能或者设计种类的结构,在 D.2.3 条件下使用后装式锚件应该满足 ACI 355.2 中的地震模拟实验要求。

**D.3.3.3** —在中高等地震危险区或者要求具有中高等地震作用性能或者设计种类的结构,锚件的设计强度应该采用  $0.75 \phi N_n$  和  $0.75 \phi V_n$ ,  $\phi$  在 D.4.4 和 D.4.5 给出,  $N_n$  和  $V_n$  按照 D.4.1 的要求获得。

**D.3.3.4** —在中高等地震危险区或者要求具有中高等地震作用的性能或者设计种类的结构,锚件的强度如果不满足 D.3.3.5 的要求应该按照锚件中塑性钢部件的抗拉和抗剪承载力来设计。

**D.3.3.5** —与 D.3.3.4 不同,把锚件连接到结构上的连接锚件应该设计为要经过塑性屈服阶段并且所承受的荷载小于或者等于在 D.3.3.3 中特别指出的锚件的设计荷载。

**D.3.4** —上述对于锚件的轴向抗拉强度和抗剪强度适用于普通混凝土。如果采用轻型混凝土的话,  $N_n$  和  $V_n$  应

乘以  $\sqrt{f'_c}$  的影响系数,全轻混凝土为 0.75,轻集料混凝土应该乘以 0.85 的系数,当采用部分灌砂法的时候,用该采用线性插值的方法。

**D.3.5** —在本附录中  $f'_c$  的计算值,对于现浇锚件不应该超过 70 MPa,而对于后装式锚件,不应该超过 55 MPa。对于后装式的锚件当其承受的计算强度  $f'_c$  大于 55 MPa 的时候应该进行一定的实验

## 注释

变强化后又丧失。在地震荷载作用下,直接承受的剪力是不可预知的。为安全考虑在设计的时候应该使用每个方向的剪力荷载。

**RD.3.3.1** —ACI 355.2 中特别讲述地震荷载实验方法的 3.1 节中并没有提到处在塑性铰区域中的锚件。本附录 D 中讲述的破坏形式不包括在塑性铰区域中可能发生的较高程度的破裂或者胀坏。

。

**RD.3.5** —在本附录中,有一部分的现浇和后装的锚件的设计强度在高性能混凝土 D.7 中给出的试验方法都是相对保守的,尤其是对于抗拉强度为 75 —85MPa 的现浇式锚件。在现浇式锚件的设计中,如果不作进一步的实验,对  $f'_c$  应该有一个 70MPa 的上限值。这同第十一章、第十二章的叙述是一致的。对于 ACI 355.2 中的连接锚件,对于  $f'_c$  大于 55MPa 的后装式锚件并不要求实验,这是因为在高性能混凝土中一些后装式锚件很难产生膨胀。有鉴于

## 规范

## D. 4—锚件强度的一般要求

**D.4.1** 一锚件的设计强度应该按照 D.4.2 中所要求的设计方法来计算荷载或者按照以下所述的照实验得到的 5 百分位点来计算:

- (a) 锚件中钢的受拉承载力(D.5.1);
- (b) 锚件中钢的抗剪承载力 (D.6.1);
- (c) 锚件受拉时混凝土的破坏强度(D.5.2);
- (d) 锚件受剪时混凝土的破坏强度(D.6.2);
- (e) 锚件受拉时的抗拉强度(D.5.3);
- (f) 锚件受拉时混凝土的侧面破坏强度(D.5.4);
- (g) 锚件受剪时混凝土的撬拔强度(D.6.3);

而且锚件应该按照 D.8.中为了防止混凝土发生劈裂破坏应该满足的间距, 边距, 以及厚度要求。

**D.4.1.1** 一除了在 D.3.3 中所要求的, 对于锚件的设计应该满足:

$$\phi N_n \geq N_{ua} \quad (D-1)$$

$$\phi V_n \geq V_{ua} \quad (D-2)$$

**D.4.1.2** 一在公式(D-1)和(D-2)中,  $\phi N_n$  和  $\phi V_n$  是从所有可能的破坏形式中所得到的最低设计强度值。 $\phi N_n$  是在考虑到  $\phi N_{sa}$ ,  $\phi N_{nps}$ ,  $\phi N_{sb}$  或者  $\phi N_{sbg}$ ,  $\phi N_{cb}$  或者  $\phi N_{cbg}$  后从螺栓或者螺栓群中所得到的最小抗拉设计强度。 $\phi V_n$  是在考虑到  $\phi V_{sa}$ ,  $\phi V_{cb}$  或者  $\phi V_{cbg}$ ,  $\phi N_{cp}$  或者  $\phi N_{cpg}$  后从螺栓或者螺栓群中所得到的最小抗剪设计强度。

**D.4.1.3** 一 $N_{ua}$  和  $V_{ua}$  并存的时候, 应该按照 D.4.3.考虑到两者的相互作用。

**D.4.2** 一锚件或者锚群的强度应该建立在富余强度与通过充足的实验所得的结果相一致的设计模式之上。实验中所应用的材料应该与结构中应用的材料相符。名义强度应该建立在单独锚件强度 5 百分位点的基础之上。

## 注释

此, 后装式锚件的设计荷载除非做实验否则就应该限制到 55MPa。

**RD.4** 一锚件强度的一般要求

**D.4.1** 一本条规定是为了建立混凝土中锚件的强度。在图 RD.4.1(a) 和 RD.4.1(b)中显示了各种形式的钢部件和混凝土的破坏形式。更加详尽的混凝土试件破坏形式在参考书 D.8 到 D.10 中有所讲述。任何满足 D.4.2 和 D.4.3 要求的模式都可以用来求得混凝土的破坏强度。对于撑帽式螺栓, 撑帽式短柱以及后装式锚件应该照 D.5.2 和 D.6.2 的设计方法进行。设计锚件时应该按照 D.5.3 要求的混凝土抗拉强度, D.5.4 要求的侧面破坏强度, 以及 D.8 要求的最小间距和边距来进行。在进行锚件设计的时候也应该注意到对于安装也有一定的要求, 安装要求在 D.9 中有所讲述。一些后装式的锚件对于安装失误和安装偏差是不敏感的, 在 ACI 355.2 中的评价标准中对于  $\phi$  因素的影响有所考虑。

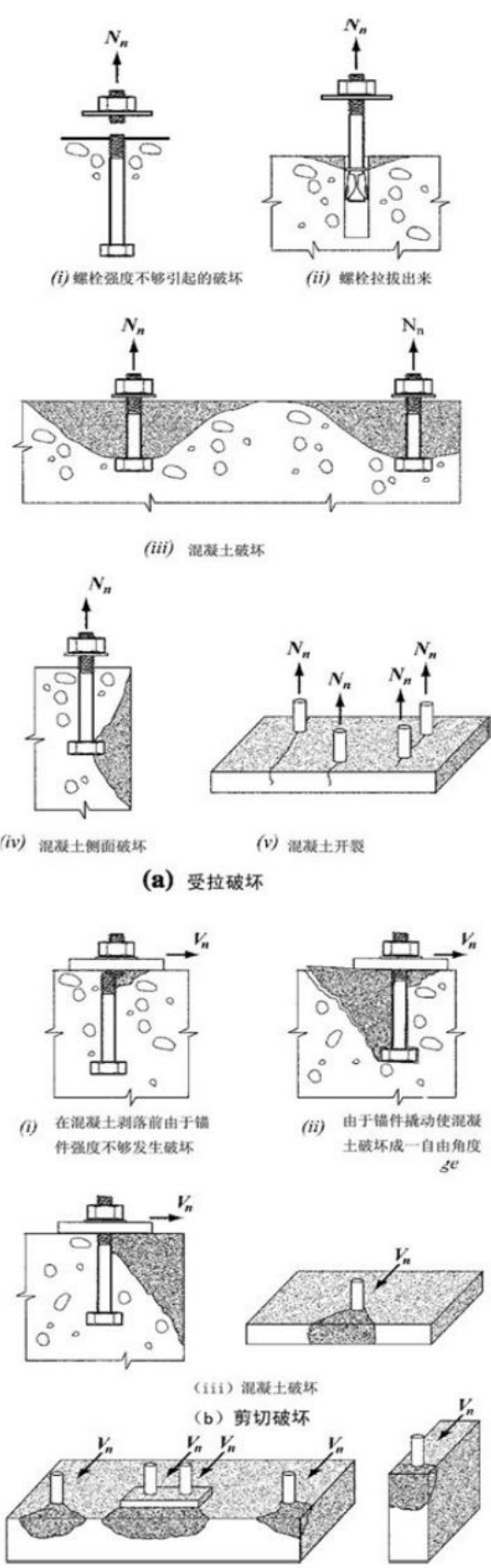
按照实验步骤可以测试出单个锚件受拉和受剪时候的破坏强度。实验结果应该满足在 D.4.2 中叙述的“认定混凝土已经破坏的方法”中做出的规定, 在此基础上做出正确的评价。基础强度不应大于 5 百分位点。为了得到 5 百分位点, 考虑到数据的有效性必须保证一定的实验数目。

**RD.4.2 和 RD.4.3** 一D.4.2 和 D.4.3 讲的是锚件设计的时候应该考虑的因素。存在许多可行的设计方法, 只要有充足的实验数据来验证, 设计者通常就可以应用 D.4.2 中“通过实验来设计”的方法来设计。

规范

与混凝土强度有关的名义强度应该考虑尺寸效应的修正，锚件的数目，混凝土构件的厚度，相邻锚件的影响，近边的影响，锚件群的偏心荷载，裂缝的存在与否有关等因素。在设计的时候边距和间距应该与实验结果很好的相符为止。

注释



## 规范

**D4.2.1-**辅助钢筋的作用是为了限制或约束混凝土的破坏或两者共有时,应该满足 D4.2 中所要求的设计模式。

**D4.2.2-**对于直径不超过 50mm 的锚件,以及抗拉嵌入件的埋入深度不超过 635mm,混凝土的破坏强度要求应该按照 D5.2 及 D6.2 中的设计步骤来进行。

**D4.3-**承受拉力和剪力组合荷载设计的时候应该采用两者荷载相互作用的表达式,这个表达式应该得使得通过计算得到强度应该与充足试验的结果相一致。这应该满足 D.7 中的要求。

## 注释

**RD.4.2.1-**在强度的方向或者箍筋的方向或者两个方向都应用辅助钢筋能够大大提高锚件连接的强度和稳定性,这在一些现浇式锚件的现浇部分中这种提高是很实用的。

适当的加入一些辅助钢筋,对于撑帽式锚件构件边界部分的受剪承载力将会有很大的提高。参考书目 D.8,D.11 及 D.12 对于这种钢筋的设计提供了详尽的说明。在 ACI355.2 锚件试验或者 D5.2 和 D6.2 中所述的混凝土破坏计算方法中对于这种辅助钢筋的作用没有提及。设计者应该根据其它的测试数据和设计理论来设计以便考虑包括辅助钢筋的作用。

对于超过 D4.2.2 中的限制或者当几何尺寸的限制超过破坏能力或者两者共有的时候;应该使用在荷载方向的钢筋以及可以成比例的抵抗破坏柱体上的总体荷载的钢筋,以及锚固在破坏平面两侧的钢筋而不需要计算破坏承载力。

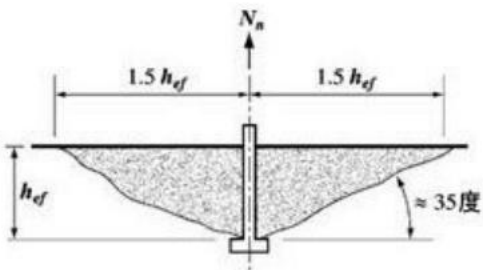
无筋连接件的破坏强度预示着此处即将产生主要的裂缝。如果不加控制的话,这种裂缝就有可能成为可靠性的问题。(见 RD.6.2.1)。

**RD4.2.2-**包括 D4.2 中所述的认定满足的混凝土破坏的设计方法由根据混凝土承载力设计方法(D.9,D.10)发展而来,是对 K 方法的改变,可以更加准确,相对来说很容易实施,而且很容易把范围扩充到毫无规则可言的设计中来。混凝土承载力设计方法是通过开裂混凝土中单个锚件受拉或受剪的基本方程式乘以由锚件数目、边距、间距、偏心距,以及裂缝存在等一系列因素的影响。应该根据试验数据的范围对锚件尺寸及埋入深度进行限制。

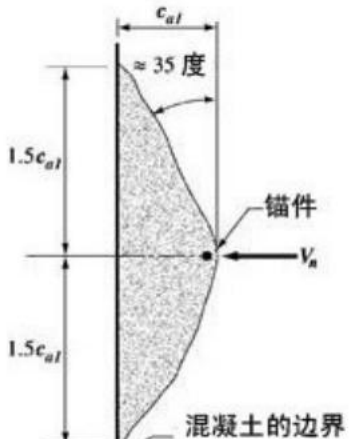
破坏强度的计算方法是以前 K 方法为样本。破坏棱柱体通常有一个近似 35 度的角[RD4.2.2(a)和(b)]。

规范

注释



图RD. 4. 2. 2 (a) 受拉断开区域



图RD. 4. 2. 2 (b) 受剪断开区域

**D4.4**—当荷载如 9.2 中所述的组合荷载时,混凝土锚件中的强度减少因素  $\phi$  应该考虑如下:

- a) 锚件的强度由塑性钢部件所控制的时候
  - 1) 拉力---0.75
  - 2) 剪力---0.65
  
- b) 锚件的强度由脆性钢材部件所控制的时候:
  - 1) 拉力---0.65
  - 2) 剪力---0.60
  
- c) 锚件的强度是由混凝土破坏,侧向破碎,抗拉强度或者撬拔强度所控制的时候:

	情况 A	情况 B
1)剪力	0.75	0.70
2)拉力		
现浇撑帽式螺栓 ,		
撑帽式短粗桩 ,	0.75	0.70
或者弯沟式螺栓		

**RD4.4**—钢的设计强度的影响因素应该按照  $f_{uta}$  来确定混凝土锚件的名义强度(D5.1 及 D6.1)而不是钢筋混凝土构件中的设计强度  $f_y$ 。使用  $f_{uta}$  与采用  $f_y$  相比获得的影响因素  $\phi$  来很低,可以获得较高的安全性。与受剪相比具有较小的受拉因素  $\phi$  显示的并不是基本材料的不同而是说明多个螺栓在一起时分配剪力不一的可能性。如果连接件的设计为它承受塑性屈服不超过锚件的最小荷载的 0.75(见 D3.3.4)时,在附件中的连接件发生延性破坏。对于承受更为脆性混凝土或者涌动破坏的锚件,可以区分为两种情况.如果辅助钢筋可以把破坏柱体连接到结构构件(情况 A),没有辅助钢筋而有更好的延性(情况 B).辅助钢筋的设计在 RD.4.2.1 及参考书 D.8,D.11, D.12,D.15 中讨论。强度减少因素在 RD.4.5 中进一步讨论。

通过 ACI355.2 中对于安装时灵敏性的测试步骤就可以把一个特定的锚件设备进行适当的分类.在 ACI355.2 的试验中,安装时锚件扭矩的可变性作用,钻孔大小的偏差,安装锚件时的能量等级,以及开裂混凝土中应用的锚件,裂缝的增长宽度应该考虑在内。后装式锚件的三种分类方式:

## 规范

ACI335.2 中对后装式螺栓的分类

## 类型 1

(安装时低灵敏性高可靠性) 0.75 0.65

## 类型 2

(安装时中灵敏性中可靠性) 0.65 0.55

## 分类 3

(安装时低灵敏性高可靠性) 0.55 0.45

情况 A 适用于潜在的混凝土破坏面通过交叉的辅助钢筋可以把混凝土破坏柱体连接到结构构件上。

情况 B 适用于没有辅助钢筋或者由抗拉强度或者由撬拔强度控制的地方。

**D4.5**—当附录 C 中所述的复合荷载的时候,在混凝土中锚件的强度减少因素  $\phi$  应该采用如下:

a) 锚件的强度由塑性钢构件的强度决定时:

1) 拉力----0.80

2) 剪力-----0.75

b) 锚件的强度由脆性钢构件的强度所决定时:

1) 拉力----0.70

2) 剪力-----0.65

c) 锚件的强度由混凝土破坏,侧向破碎,抗拉强度或者撬拔强度所控制的时候:

	情况 A	情况 B
1)剪力	0.85	0.75
2)拉力		

现浇撑帽式螺栓

撑帽式短粗桩, 0.85 0.75

弯钩式螺栓

## 注释

类型 1: 安装时低灵敏性高可靠性

类型 2: 安装时中灵敏性中可靠性

类型 3: 安装时低灵敏性高可靠性

在剪力荷载作用下锚件承载力对于安装失误和安装偏差是不敏感的。因此对于所有锚件的剪力计算,对于情况 A 采用  $\phi=0.75$ ,情况 B 采用  $\phi=0.70$

**RD 4.5**—如 R9.1 中所述,2002 年的规范综合考虑了美国土木工程协会 7-98 的荷载因素以及在 1999 年附录 C 中 9.2 和 9.3 的相应的强度减少因素,除了弯曲因素得到极大的提高。附录 D 中对因素  $\phi$  的进一步研究是建立在 1999 年 9.2 和 9.3 中荷载与强度减少因素的基础上。D4.5 中所述的因素  $\phi$  是应用的是 2002 附录 C 中所述的荷载影响因素。1999 年附录 C 所用的荷载因素  $\phi$ ,同 1999 年附录 C 中的其他影响因素  $\phi$  是通过相同的方式得到的。D4.4 中所述的  $\phi$  因素是应用的 2002.9.2 中的荷载影响因素,因此在附录 D 中应用了附录 C 中列出的荷载和强度的减少因素并且对于脆性混凝土的破坏形式进行进一步对研究,在本附录 D 中对于影响因素  $\phi$  进行了讨论。

虽然在附录 C 中对素混凝土的影响因素  $\phi$  采用了一个 0.65 的值,对脆性材料的破坏因素  $\phi=0.75$  其中  $\phi$  是对概率论方法 D.16 来得到的,使用  $\phi=0.65$  使混凝土自身控制破坏的产生从而获得充足的安全等级。这附录中所述讲述的名义抵抗强度公式在试验中要求要建立在 0.05 分位上,这个  $\phi=0.65$  相对来说就比较保守。与其他设计方法及概率论相比,选择  $\phi=0.75$  是比较适当的。对于应用辅助钢筋和一些塑性破坏形式(情况 A)的时候,因素  $\phi$  应该有所提高。在混凝土深梁的剪切破坏时(周边元件扩展接口的设计手册和 ACI349D.15 中推荐使用的)采用  $\phi=0.85$  的值可以和安全等级很好的一致。



规范	注释
如 ACI335.2 中对后装式螺栓的分类	
类型 1	
(安装时低灵敏性高可靠性)      0.85                      0.75	
类型 2	
(安装时中灵敏性中可靠性)      0.75                      0.65	
分类 3	
(安装时低灵敏性高可靠性)      0.65                      0.55	
情况 A 适用于潜在的混凝土破坏面通过交叉的辅助钢筋 可以把混凝土破坏柱体连接到结构构件上	
情况 B 适用于没有辅助钢筋或者有抗拉强度或者撬拔强度控制的地方。	
	(张军)
D.5—承受拉力荷载时的设计要求	RD.5—承受拉力荷载时的设计要求
D.5.1—受拉锚件中钢构件强度	RD5.1—受拉锚件中钢构件强度
D5.1.1—锚件受拉时由钢构件控制的名义强度, $N_{sa}$ , 应该考虑锚件材料的属性和锚件的物理直径后得出。	
D.5.1.2—单个锚件或锚群受拉时的名义应力 $N_{sa}$ 不应该大于 :	RD5.1.2—锚件的名义抗拉强度应该采用 $A_{se}f_{uta}$ 而不是采用 $A_{se}f_{ya}$ , 因为绝大多数的锚件材料没有一个明确的屈服点,, 美国钢结构研究中心 1986 年规范就锚件的抗拉强度 $A_{se}f_{uta}$ (D-3) 这个公式应用 9.2 中所述的荷载因素和 D4.4 中所得到的 $\phi$ 因素而得到的。设计强度应该与美国钢结构研究中心的荷载和抵抗因素的设计规范相一致。
$N_{sa} = nA_{se}f_{uta} \quad (D-3)$	$f_{uta}$ 中对于 $1.9f_{ya}$ 的限制是为了保证在正常使用荷载情况下, 锚件的强度不应超过 $f_{ys}$ , $f_{uta}$ 中对于 $1.9f_{ya}$ 的限制是通过把 LRFO 中的相关规定转变为相应的耐用等级来实现的, 对于 9.2 中平均荷载考虑到较高的 $\phi$ 因素 $f_{uta} / f_{ya}$ 的大小限制为 $1.4/0.75=1.87$ , 对于附录 C 中, 考虑到较高的 $\phi$ 因素(受拉为 0.75)而得到的平均荷载, 影响
n—锚群中锚件的数目, 而 $f_{uts}$ 应该不应该大于 $1.9f_{ya}$ 和 860MPa 中的较小值.	

## 规范

## D.5.2—受拉的锚固区混凝土破坏强度

D. 5. 2. 1— 通常受拉的单个锚或群锚区的混凝土破坏强度 $N_{cb}$ 或者 $N_{cbg}$ , 不该超过:

(a)对单个锚

$$N_{cb} = \frac{A_{nc}}{A_{nco}} \varphi_{ed,n} \varphi_{c,n} \varphi_{cp,n} N_b \quad (D-4)$$

(b)对多个锚

$$N_{cbg} = \frac{A_{nc}}{A_{nco}} \varphi_{ec,n} \varphi_{ed,n} \varphi_{c,n} \varphi_{cp,n} N_b \quad (D-5)$$

系数 $\psi_{ec,N}$ ,  $\psi_{ed,N}$ ,  $\psi_{c,N}$ 和 $\psi_{cp,N}$ 已经在 D. 5. 2. 4, D. 5. 2. 5, D. 5. 2. 6, 和 D. 5. 2. 7 分别定义过了。

$A_{nc}$  是单个锚具或多个锚具的投影面积, 这是实际的破坏面从单个或多个锚具的中心往外  $1.5h_{ef}$  的距离的投影的近似。 $A_{nc}$  不能超过  $nA_{nco}$ ,  $n$  是锚群中受拉的锚的个数。 $A_{nco}$  是单锚实际混凝土破坏面积的投影。它到边缘的距离等于或者大于  $1.5h_{ef}$ :

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 \quad (D-6)$$

## 注释

因素 1.55(1.4D+1.6L 得到的),把  $f_{uta} / f_{ya}$  的大小限制为 1.55/0.8=1.94.为了得到相容的结果,对  $f_{uta}$  的使用可靠性限制为 1.9 $f_{ya}$ .如果  $f_{uta}$  与  $f_{ya}$  的比值超过这个值, 锚件就有可能在工作时承受的荷载超过  $f_{ya}$ 。尽管没有考虑到标准的钢结构锚件(美国材料实验学会中  $f_{uta} / f_{ya}$  的值为 1.6)可是这些限制同样适用于一些不锈钢。

锚件的有效横截面面积应该从膨胀锚件的供应商处来得到的,并考虑到由于膨胀机械而产生的损失,对于螺纹的螺栓,美国国家标准协会和美国机械工程师协会,把  $A_{se}$  定

$$\text{义为 } A_{se} = \frac{\pi}{4} \left( d_0 - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

在这里  $n_t$  指的是每 mm 的螺纹数。

(张军)

## RD.5.2—受拉的锚固区混凝土破坏强度

RD. 5. 2. 1— 多锚, 间距, 边缘距离等在混凝土受拉破坏中的影响将应用下列的修正系数

$A_{nc}/A_{nco}$  和  $\psi_{ed}$ ,  $N$  分别在公式 (D-4) and (D-5)。

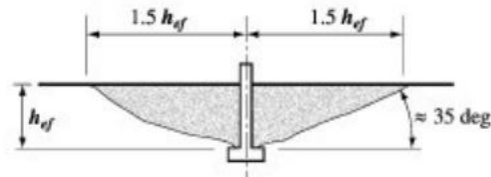
Figure RD. 5. 2. 1 (a) 表明  $A_{nco}$  和 Eq. (D-6) 的发展。 $A_{nco}$  是最大的单个锚具的投影面积。

Figure RD. 5. 2. 1 (b) 列举了各种单个锚具和多个锚具的投影面积的例子。因为  $A_{nc}$  是对单个或多个锚具总的投影面积, 而  $A_{nco}$  是单个锚具的面积, 所以没有必要去包括  $n$ , 锚具的个数, 在 Eq (D-4) 或(D-5)。如果锚群是以这种方式排列, 以至于它们中间有了重叠的部分, 那么的  $A_{nc}$  的值必须相应的减少。

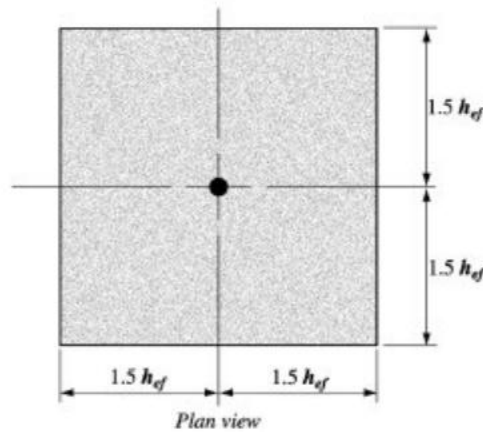
## 规范

## 注释

The critical edge distance for headed studs, headed bolts, expansion anchors, and undercut anchors is  $1.5h_{ef}$



Section through failure cone

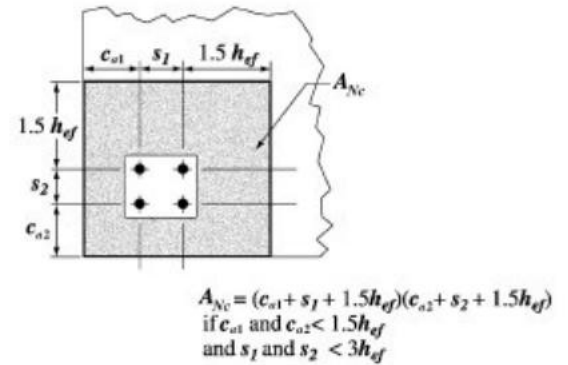
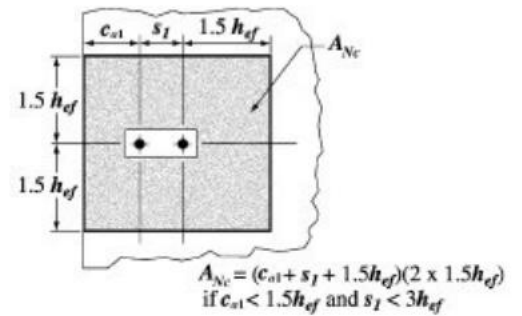
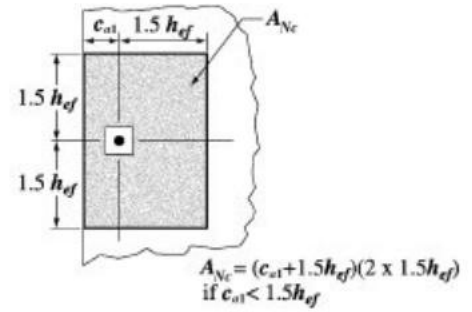


Plan view

$$A_{Nco} = [2(1.5) h_{ef}] [2(1.5) h_{ef}]$$

$$= 9h_{ef}^2$$

(a)



(b)

Fig. RD.5.2.1(a) — Calculation of  $A_{Nco}$  and (b) projected areas for single anchors and groups of anchors and calculation of  $A_{Nc}$ .

## 规范

**D.5.2.2**—基本的受拉单锚混凝土破坏强度，不应该超过

$$Nb = k_c \sqrt{f_c'} h_{ef}^{1.5} \quad (D-7)$$

这里的  $k_c=10$  是现浇；

$k_c=7$  是后安装

后安装的锚具的  $k_c$  的值允许在 ACI 355.2 特别工程测试的基础上高 7，但不能超出 10。

相应的，对现浇的撑帽式的螺栓， $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$ ，则  $Nb$  不该超过：

$$Nb = 3.9 \sqrt{f_c'} h_{ef}^{5/3} \quad (D-8)$$

**D.5.2.3**—当锚具被安装在离三个或者更多的边缘处少于  $1.5h_{ef}$  的时候，运用在公式 Eq. (D-4)到(D-11)的  $h_{ef}$  的值应该是  $c_{a,max}/1.5$  和锚群间最大间距的三分之一中的最大值。

## 注释

**RD.5.2.2**—基本的锚具承载力的方程的 D. 9-D. 11, D. 14，假设了混凝土破坏时产生 35 度的三棱柱，考虑了混凝土破碎机理的概念。

公式中  $k_c$  的值是由大量的混凝土实验，这些未被破坏的混凝土 D. 9 在百分之五。这些值是调整到相应的混凝土破坏时  $k_c$ 。D. 10, D. 19 如果是根据 ACI 355.2 的工程测试所决定的，那么在后安装的锚具中  $k_c$  的值高一点是允许的。对于埋的比较深的锚具 ( $h_{ef} > 280 \text{ mm}$ )，测试的数据表明运用  $h_{ef}^{1.5}$  在一些情况下是偏于保守的。为了一些特别的情况，通常一些测试被选出来。一个替代的表达公式 (Eq. (D-8))

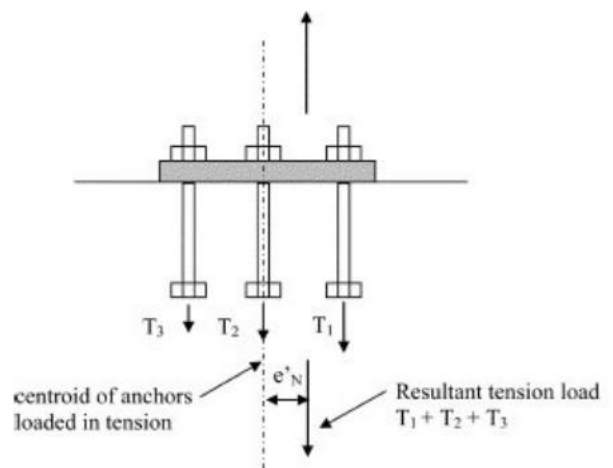
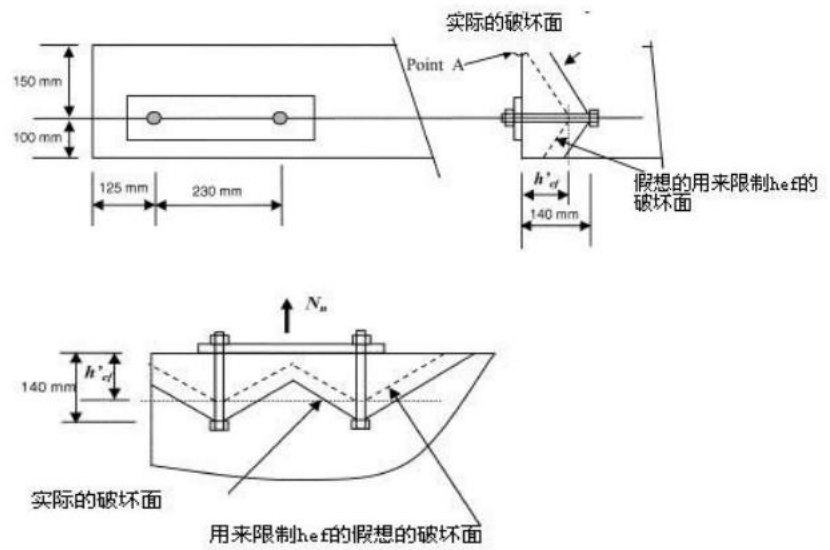
是用  $h_{ef}^{5/3}$  来计算  $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$  的现浇锚。635mm 的限制是根据实验结果的上限值。这个表达式也可以近似的用来求倒凹的锚。但是对于这些锚用公式 Eq. (D-8) 计算，需要根据和 D. 4. 2. 相对应的实验的结果来判别是否正确。

是用  $h_{ef}^{5/3}$  来计算  $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$  的现浇锚。635mm 的限制是根据实验结果的上限值。这个表达式也可以近似的用来求倒凹的锚。但是对于这些锚用公式 Eq. (D-8) 计算，需要根据和 D. 4. 2. 相对应的实验的结果来判别是否正确。

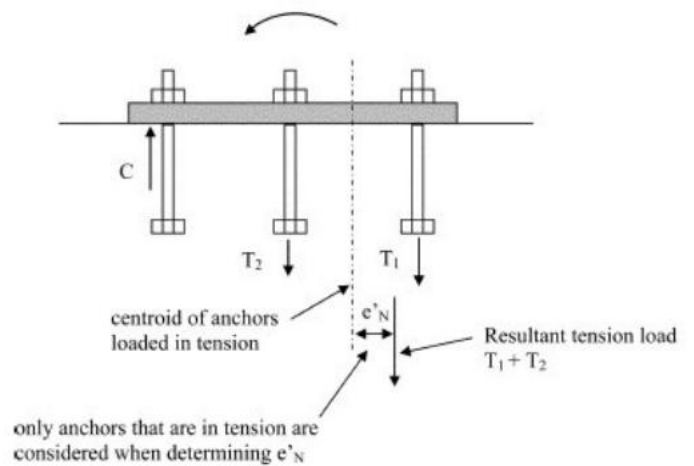
**RD.5.2.3**—对那些离三个或者更多的边缘处少于  $1.5h_{ef}$  的锚具，以 Eq. (D-4 和 (D-11) 为基础，由 CCD 方法计算所得到的拉力破坏强度给出了更为保守的结果。D. 20 这种情况的出现是因为  $A_{Nc}/A_{Nco}$  通常的定义没有能够正确的反映边缘的效应。这种问题可以通过限制公式中  $h_{ef}$  的值来修正。(D-4) 到 (D-11)， $c_{a,max}/1.5$  是最大的影响边缘的距离，它小于或等于实际的  $1.5h_{ef}$ 。在任何情况下， $c_{a,max}$  必须取不超过三分之一的群锚之间最大间距。最少的三分之一的群锚之间的距离  $h_{ef}$  的限制避免了设计者应用基于锚具轮廓单独破坏棱柱计算出来的强度。这种方法在 Fig. RD. 5. 2. 3 已经介绍了。在这个例子中，运用在当  $h_{ef} = c_{a,max}/1.5$  的计算中的  $h_{ef}$  的值的预期限制导致  $h_{ef} = h_{ef}' = 100 \text{ mm}$ 。对这个例子，这是应用  $h_{ef}$  在计算抗力中比较合适的值，即使真实的埋深度大一点。通过移走真实的混凝土破坏面，D. 5. 2. 3 中的要求可能是直观的。这种要求从真实的  $h_{ef}$  到平行与施加拉力混凝土的表面。在公式 Eq. (D-4, D-11) 中  $h_{ef}$  的值是由以下任一种情况决定的：1 破坏面的最外边界首先交于自由边界 2 最先交于自由边界的锚群中的破坏面。对在 Fig. RD. 5. 2. 3 中的例子，点“A”假想的破坏面的交点用来限制实际破坏面的  $h_{ef}$ 。

## 规范

## 注释



(a) When all anchors in a group are in tension



(b) When only some anchors in a group are in tension

## 规范

**D.5.2.4**—一对偏心受拉的锚群的修正:

$$\varphi_{ec,n} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'N}{3hef}\right)} \leq 1.0$$

如果锚群上的力只是使部分锚受拉,那么只有这部分受拉的锚需要在公式计算中考虑偏心  $eN'$  和  $N_{cbg}$ 。

当偏心力偏心超过两个轴时,则修正系数  $\psi_{ec,N}$  需要对每个轴分别计算。

**D.5.2.5**—对受拉的单锚或群锚边缘效应的修正:

$$\varphi_{ed,n} = 1 \quad \text{当 } c_{a,min} > 1.5hef \quad (D-10)$$

$$\varphi_{ed,n} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5hef}$$

$$\text{当 } c_{a,min} > 1.5hef \quad (D-11)$$

**D.5.2.6**—如果锚是安装在分析表明混凝土受力不超过它的工作水平的区域,那么下列的修正是允许的:

$\psi_{c,N} = 1.25$  对现浇的

$\psi_{c,N} = 1.4$  对后安装的

这里 Eq. (D-7) 的  $k_c$  值是 17。Eq. (D-7) 中  $k_c$  的值是取自自由针对后安装的应用在未开裂的混凝土锚的 ACI 355.2 工程评估报告,  $\psi_{c,N}$  需要取 1.0。

当分析表明混凝土在工作水平开裂,对现浇的和后安装的  $\psi_{c,N}$  的值取 1.0。后安装的锚需要符合 ACI 355.2 关于开裂的混凝土的说明。混凝土的开裂是由钢筋的弯曲 (10.6.4) 控制的,或者等效的开裂由增强钢筋控制。

**D5.2.7**—对应于 D.5.2.6, 设计为混凝土未开裂的, 没有辅助钢筋去控制裂缝的, 后安装的锚的修正系数是:

$$\varphi_{cp,n} = 1 \quad \text{当 } c_{a,min} > c_{ac} \quad (D-12)$$

$$\varphi_{cp,n} = \frac{C_{a,min}}{C_{ac}} > \frac{1.5hef}{C_{ac}}$$

$$\text{当 } c_{a,min} > c_{ac} \quad (D-13)$$

## 注释

**RD.5.2.4**—图片 RD.5.2.4(a) 表示了一个受拉力但合力相对于群锚中心是偏心的群锚。群锚受这样的力,它只使部分锚受拉[图片 RD.5.2.4(b)]。在这种情况下,只有受拉的锚需要考虑偏心距  $eN$ 。锚的受力需要由它所受的合力并考虑到相对于重心的偏心。

**RD.5.2.5**—如果锚是在靠近一个边缘的位置以至于没有足够的空间形成完整的破坏棱柱,那么锚的承压能力被减少了,这反映在  $A_{Nc}/A_{Nco}$ 。

如果一边最小的保护层的距离大于或者等于  $1.5hef$ ,那么完整的破坏棱柱可以形成,不用折减 ( $\psi_{ed,N} = 1$ )。如果一边的保护层的距离小于  $1.5hef$ ,系数  $\psi_{ed,N}$  需要根据相应的边缘效应调整。

**RD.5.2.6**—现浇的和后安装的锚,如果不能满足 ACI 355.2 关于开裂的混凝土要求,那么只能用在不开裂的地方。关于混凝土开裂形成机理的分析必须包括收缩的作用(见 7.12.1.2)。ACI 355.2 关于锚的测试要求在裂缝 0.3 mm 宽时表现良好。如果裂缝超过,那么需要有保证裂缝 0.3 mm 宽的增强钢筋。

在公式 Eq. (D-7) and (D-8) 给出的混凝土的破坏强度考虑了混凝土的裂缝 ( $\psi_{c,N} = 1.0$ ),  $\psi_{c,N} k_c = 10$ 。对现浇的,而 7 针对后安装的(现浇的百分之四十高一点)。当运用未开裂的混凝土的系数  $\psi_{c,N}$  时(1.25 对现浇的,而 1.4 后安装的),结果是  $\psi_{c,N} k_c = 13$  对现浇的,而 10 针对后安装的(现浇的百分之二十五高一点)。这和实验一致表明现浇的在未开裂和开裂混凝土中均比后安装的高。

**RD5.2.7**—D.5 设计 requirements 是建立在这样的假设的基础上的。假设是:如果最小的边缘距离,  $c_{a,min}$ , 小于  $1.5hef$ ,那么混凝土的基本破坏强度是可以达到的。然而在当未开裂混凝土,没有辅助钢筋去控制裂缝的时候,测试的结果表明许多扭矩或位移起控制作用的锚要求最小边缘距离超过  $1.5hef$ ,以达到基本的混凝土破坏强度。当加上拉力时,在锚的尾部产生的拉应力将和锚安装时产生的拉应力叠加,开裂将在没有达到 D.5.2.1 定义的混凝土的破坏强度之前产生。为了解释这种潜在的裂缝破坏模型,混凝土



## 规范

$C_{ac}$  定义在 D. 8. 6。

对所有的其它情况，包括现浇的， $\psi_{cp, N}$  需要取 1. 0。

### D.5.3—在拉力作用下的锚的抗拔强度

**D.5.3.1**—通常受拉的单个锚的抗拔强度， $N_{pn}$ ，不应该超过：

$$N_{pn} = \psi_{c, P} N_p$$

$\psi_{c, P}$  定义在 D. 5. 3. 6。

**D.5.3.2**—对后安装的，扩展的和倒凹的锚， $N_p$  的值是基于百分之五的实验和根据 ACI 355. 2 计算的结果。对这些锚是不允许计算它们的抗拔强度的。

**D.5.3.3**—对单个的撑帽式杆柱和螺杆，用 D. 5. 3. 4. 计算抗拔强度是允许的。对单个的 J, L 螺杆，用 D. 5. 3. 5 计算抗拔强度是允许的。对基于百分之五的实验和根据 ACI 355. 2 计算的结果除去摩擦的有利影响，用  $N_p$  的值计算是可以的。

**D.5.3.4**—计算单独的受拉的螺栓或螺杆，对 (D-14) 公式中用到的  $N_p$ ，不应该超过：

$$N_p = 8A_{brg} f'_c \quad (D-15)$$

**D.5.3.5**—单个的有弯起的螺栓， $N_p$  用 (D-14) 公式不应该超过：

$$N_p = 0.9 f'_c e_h d_o \quad (D-16)$$

**D.5.3.6**—对安装在按分析表明混凝土在工作水平不会开裂的位置，下列的修正系数是允许的

$$\psi_{c, P} = 1.4$$

如果按分析表明混凝土在工作水平会开裂， $\psi_{c, P} = 1.0$

## 注释

土的基本破坏强度必须通过一个系数予以折减。如果  $c_{a, min}$  小于  $c_{ac}$ ，这个系数是  $\psi_{cp, N}$ 。如果有辅助钢筋去控制裂缝或者锚是安装在理论分析混凝土的开裂在它的工作水平，那么这个系数可以取 1. 0。去控制裂缝的辅助钢筋不会影响条件 A 或 B 在 D. 4. 4 或 D. 4. 5. 的选择。

### RD.5.3—在拉力作用下的锚的抗拔强度

**RD.5.3.2**—在 D. 5. 3. 4 D. 5. 3. 5 给出的计算抗拔强度的公式只允许用在现浇的和有弯起的锚的计算中。它们不允许用在扩展的和倒凹的锚，因为这些锚对于锚座尾部是不同的机理，除非根据抗拔强度公式的计算的结果的真实性经过实验证实。

**RD.5.3.3**—通过提供加强钢筋，对单个的撑帽式杆柱和螺杆的抗拔强度是可以增加的，如密排的螺杆。这种作用是可以通过实验证明的。

**RD.5.3.4**—公式 (D-15) 对应于这样的荷载。在这种荷载作用下锚头部的混凝土开始破碎。D. 8, D. 1 它不是这样的能把锚完全拔出混凝土的荷载，以至公式不必考虑锚的埋深。设计者需要注意到在头部的破碎大大减少连接的刚度和抗拔强度。

**RD.5.3.5**—对有弯起的螺栓的公式 (D-16) 是 Lutz 基于 D. 22 发展的。只有在受弯的部分是可靠的。没有考虑有摩擦的部分，因为在弯钩的部分的内部会大大减少连接的刚度，会导致抗拔破坏的开始。关于  $e_h$  的限制是基于在 D. 22. 提到的三种实验方案。

## 规范

**D.5.4—受拉的撑帽式的锚接触面混凝土的抗爆裂强度**

注释：受拉的撑帽式的锚接触面混凝土的抗爆裂设计要求基于对 Reference D. 23.

的参考。这种要求经常用在撑帽式现浇的锚。在后安装的锚中，由于安装过程中产生的破裂通常是起控制作用。它可以根据 ACI355. 2 计算。

**D.5.4.1—**对一个埋深接近边缘 ( $ca1 < 0.4hef$ ) 的撑帽式的锚，混凝土通常的爆裂强度， $Nsb$ ，不超过：

$$Nsb = 13C_{a1}\sqrt{A_{brg}}\sqrt{fc'} \quad (D-17)$$

如果对撑帽式的锚的  $ca2$  少于  $3ca1$ ， $Nsb$  的值，需要乘上系数  $(1 + ca2/ca1)/4$ ， $1.0 \leq ca2/ca1 \leq 3.0$ 。

**D.5.4.2—**对多个埋深接近边缘 ( $ca1 < 0.4hef$ ) 的撑帽式的锚和间距少于  $6ca1$ ，通常接触面混凝土的抗爆裂强度  $Nsbg$  不应该超过：

$$Nsbg = (1 + \frac{S}{6C_{a1}})Nsb \quad (D-18)$$

$S$  是沿着边缘最外边锚的间距， $Nsb$  是来自公式 (D-17)，没有垂直边缘距离的修正。

**D. 6—关于剪力的设计要求****D.6.1—受剪的锚的钢材的强度**

D. 6. 1. 1—通常锚的受剪强度是由钢控制的， $Vsa$ ，是基于锚的材料性质和物理尺寸而计算出来的。

D. 6. 1. 2—通常受剪的单个锚和群锚的强度， $Vsa$ ，不应该超过：

(a) 对现浇的撑帽式的锚

$$Vsa = nAsefuta \quad (D-19)$$

$N$  是锚的个数， $futa$  不该超过  $1.9fya$  和  $860MPa$  中最小的一个。

(b) 对现浇的撑帽式的螺栓和有弯钩螺栓的锚，对后安装的锚的螺母不通过剪切面

$$Vsa = n0.6Asefuta \quad (D-20)$$

$N$  是锚的个数， $futa$  不该超过  $1.9fya$  和  $860MPa$  中最小的一个。

## 注释

D. 6. 1. 2—通常的锚的剪切强度对撑帽式的用  $Ase futa$  表示是最合适的。其他的没有  $Ase fya$  作用的锚用  $0.6Ase futa$  表示，因为一般的锚的材料不会超过屈服点的强度。公式 Eq. (D-19) 和 (D-20) 和  $\phi$  的系数给出的设计强度对应于 AISC Load and Resistance Factor Design Specification。  $1.9fya$ ， $futa$  的限制是为了确保在受力条件下，锚的应力不超过  $futa$ 。  $1.9fya$ ， $futa$  的限制是由 LRFD 的要求转为对应于工作水平的条件 RD. 5. 1. 2。锚的横截面的作用由生产商提供。对带螺纹的螺栓，ANSI/ASME B1. 1D. 1 定义  $Ase$  是：

$$Ase = \frac{\pi}{4} (d_0 - \frac{0.9743}{n_t})^2, \text{ 其中 } n_t \text{ 是每 mm. 螺纹的数目。}$$

## 规范

(c) 对后安装的锚的螺母通过剪切面,  $V_{sa}$  是基于根据 ACI 355. 2. 设计和计算的实验的结果。同时公式 D-20 是可以使用的。

**D.6.1.3**—在带垫圈的锚, 通常 D.6.1.2 的强度是要乘以系数 0.80。

### D.6.2—受剪锚的混凝土的破坏强度

**D.6.2.1**—在单个锚和群锚受剪, 通常的混凝土的破坏强度,  $V_{cb}$  和  $V_{cbg}$ , 不超过:

(a) 在单个锚, 剪力垂直于边缘:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \varphi_{ed,v} \varphi_{ec,v} V_b \quad (D-21)$$

(b) 在多个锚, 剪力垂直于边缘:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \varphi_{ed,v} \varphi_{ec,v} \varphi_{c,v} V_b \quad (D-22)$$

(c) 剪力平行于边缘,  $V_{cb}$  和  $V_{cbg}$  的值可以是两倍的按公式 Eq. (D-21) (D-22) 计算的剪力, 同时认为剪力是垂直于边缘,  $\varphi_{ed,v}$  取 1.0;

(d) 对于在边角处的锚, 通常的混凝土破坏强度的限制是由每个边决定的, 而且要用上最小的值。

$\varphi_{ec,v}$ ,  $\varphi_{ed,v}$ ,  $\varphi_{c,v}$  分别定义在 D.6.2.5, D.6.2.6, 和 D.6.2.7。  $V_b$  是对单个锚具基本的混凝土破坏强度的值。对单个锚和群锚来说,  $A_{vc}$  是混凝土一侧破坏面的投影面积。基于半椎体的投影来计算  $A_{vc}$  是允许的。  $ca_1$  的值是从边缘到这个轴的距离。

$A_{vc}$  不能超过  $nA_{vco}$  的值, 其中  $n$  是锚的个数。

$A_{vco}$  是到边缘的距离等于和大于  $1.5ca_1$  的锚的投影面积, 方向垂直于剪力方向。

基于半椎体的投影, 边平行于  $3ca_1$ ,  $1.5ca_1$  的边来计算  $A_{vco}$  是允许的。

$$A_{vco} = 4.5(ca_1)^2 \quad (D-23)$$

当锚在到边缘的距离是变化的地方和锚被焊在连接件上以至力传递到所有的锚上, 那么基于到边缘最远的那排锚的距离来计算强度是允许的。在这种情况下,  $ca_1$  的值是从边缘到被认为最关键的离边缘最远的那排锚的轴的距离。所有的剪力将被认为被这排关键锚单独承担。

## 注释

### RD.6.2—受剪锚的混凝土的破坏强度

**RD.6.2.1**—剪切强度的方程是通过 CCD 方法发展起来的。它假设破坏的椎体的角度是大概是 35 度 (见 Fig. RD.4.2.2(b)), 和考虑了破坏机理的理论。多锚, 间距, 边缘距离, 通常混凝土受剪破坏时候的厚度的作用已经通过折减系数  $A_{vc}/A_{vco}$ ,  $\varphi_{ec,v}$  在公式中 (D-21) and (D-22Eq). (D-22). 考虑了。对于远离边缘的锚, 通常 D.6.2 不起控制作用。这些情况通常由 D.6.1, D.6.3 控制。 Fig. RD.6.2.1(a) 表明了  $A_{vco}$  和公式 (D-23) 的发展。  $A_{vco}$  是不受边缘距离影响的单个锚近似的破坏锥体的最大的投影面积。 RD.6.2.1(b) 列举了一些单锚和群锚的投影面积. 和多锚的连接件。对有特别的连接件的锚来说, 是近似的破坏棱锥的面积。因为  $A_{vc}$  是对群锚来说整个的投影, 而  $A_{vco}$  是对单个锚来说的, 这里没有必要在公式里去算上锚的个数。

当用 (D-22) 来计算受剪的群锚时, 在 Fig. RD.6.2.1(b) 介绍的关于力传递的假设必须考虑, 因为靠近边缘的锚可能第一个破坏, 或者离边缘最远的锚的破坏面的连接使用得锚群发生破坏。如果锚被焊在普通的板上, 当靠近边缘的锚开始形成破坏棱锥, 剪力量将被传递到刚度和强度相对大的锚上。原因是, 焊接在普通板上的锚不必去考虑 Fig. RD.6.2.1(b). 的破坏模型。 PCI Design Handbook approach D.17 方法建议远离边缘的锚的承载力需要考虑。因为这个合理的方法, 这个方法考虑到锚的间距大到不至于破坏面相互重叠, D.11 D.6.2 同意这个规范。如果破坏面不相互重叠, 锚的间距等于或者大于  $1.5ca_1$ , 那么在靠近边缘的破坏面的形成后, 相对远一点的锚将承担大部分剪力。 Fig. RD.6.2.1(b) 中的介绍, 可以近似的认为抵抗破坏最大的锚的承担了全部剪力。这里没有考虑靠近边缘的锚的贡献。检查边缘的锚的条件是为了防止在混凝土工作水平下不确定裂缝的形成。更多的关于多锚的讨论 Reference D.8 给出。

## 规范

**D.6.2.2** 一在带裂缝的混凝土中的受剪的单个锚，通常的混凝土的破坏强度， $V_b$  不超过：

$$V_b = 0.6 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_c'} (Ca1)^{1.5} \quad (D-24)$$

$l_e$  是锚的受剪区的长度：

对整个埋入长度内刚度是常数的锚，如一些撑冒式的螺栓作为后安装的锚，整个埋入长度内只有一个管状截面，那么  $l_e = h_{ef}$ 。

对扭矩控制的有一定长度螺冒的锚， $l_e = 2d_o$

在任何情况下， $l_e$  不超过  $8d_o$ 。

**D.6.2.3** 一对现浇的撑冒式的螺栓或者有弯曲部分的螺栓，它们是焊接在最小的厚度等于 10mm 和锚的直径的一半的的连接件上，那么基本的破坏强度， $V_b$  不能超过：

$$V_b = 0.7 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_c'} (Ca1)^{1.5} \quad (D-25)$$

$l_e$  在 D. 6. 2. 2. 定义过。

如果：

(a) 对群锚来说，强度是由距离边缘最远的那排锚的强度确定的。

(b) 锚的间距,  $s$ , 不小于 65mm；

(c) 如果  $ca2 \leq 1.5h_{ef}$ ，那么在角边必须有附属的加强钢筋。

## 注释

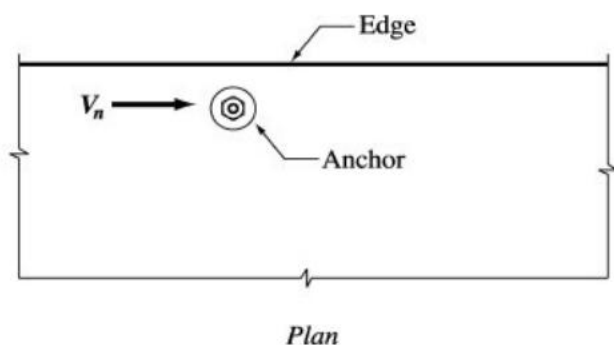
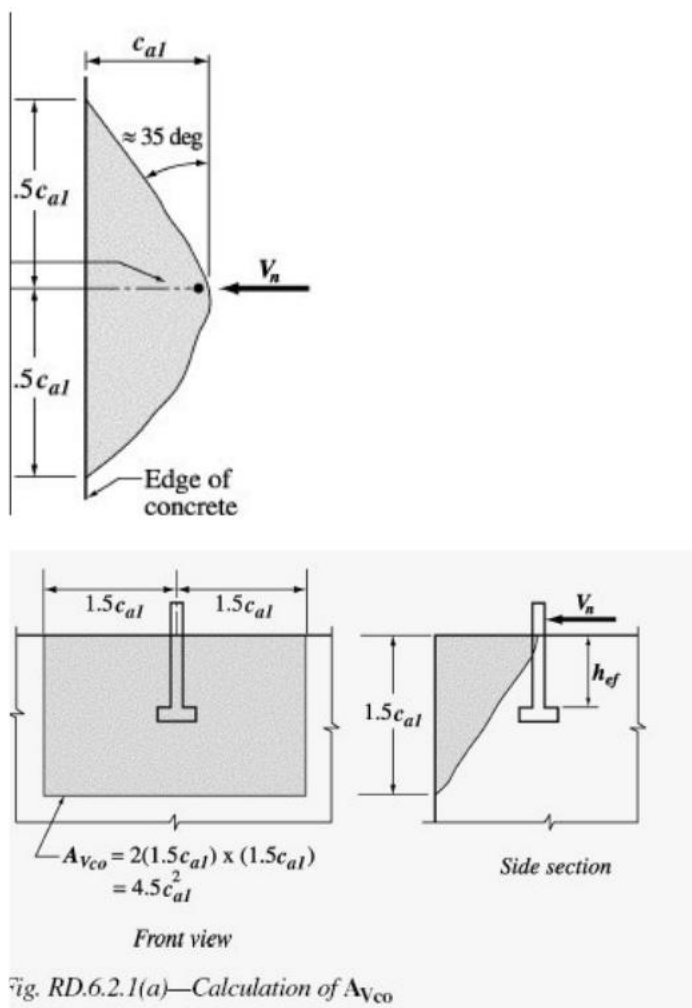
对受剪力的，在边角的，到各个边的距离相等的锚的情况，一种符合规范的做法是分别检查受剪的各个部分。其它一些情况，如到各个边的距离不同的群锚的抗剪将在中 Reference D. 11 介绍。

D. 6. 2. 1(a) 具体的应用了剪力指向边缘的例子。当剪力不指向边缘，强度将由 D. 6. 1D. 6. 3 控制。剪力平行于边缘的例子在 Fig. RD. 6. 2. 1(c) 介绍。一个特别的例子是剪力平行于边角的边缘。在 Fig. RD. 6. 2. 1(d) 这个例子中需要注意剪力平行和垂直于边缘的情况

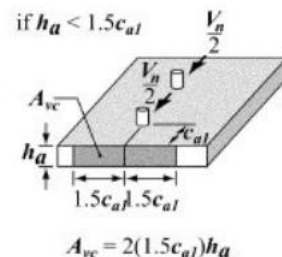
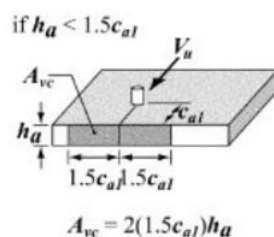
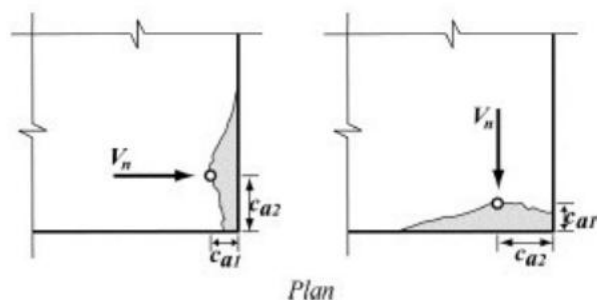
**RD.6.2.2**—混凝土的受拉承载力，混凝土的抗剪承载力不会和破坏表面一起增长。原来它是和  $(ca1)^2$  成比例。用  $(ca1)^{1.5}$  来替代是因为有尺寸效应。承载力同时受到锚的刚度和直径的影响。抗剪强度公式中的常数 0.6 是由的实验数据得出的。

**RD.6.2.3**—对现浇的撑冒式的，焊接在附属物上的螺栓，这种情况，实验表明，如果抗剪能力进一步提高，可能由于刚性的连接件比有空隙的连接件更有效的卡住锚具。由于这个原因，这样的锚的抗剪承载力提高了。前提是保证足够的刚性。附属的混凝土构件的设计在 References D. 8, D. 11, 和 D. 12 中讨论。

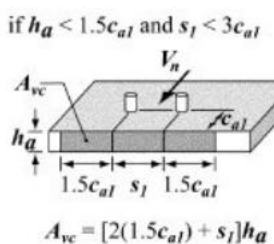
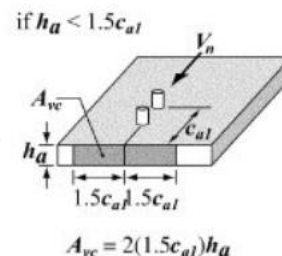
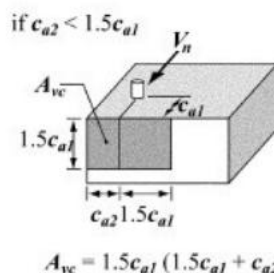
## 规范



## 注释



**Note:** One assumption of the distribution of forces indicates that half the shear would be critical on front anchor and its projected area.



**Note:** Another assumption of the distribution of forces indicates that the total shear would be critical on the rear anchor and its projected area. Only this assumption needs to be considered when anchors are rigidly connected to the attachment.

**D.6.2.4**—在锚受到三个或更多的边影响的地方，Eq. (D-23) 到 (D-28) 公式  $c_{al}$  的值在每个方向上不能超过  $c_{a2} / 1.5$ ， $h_a / 1.5$ ，和锚间最大间距三分之一。

**RD.6.2.4**—受到三个或更多的边影响的锚，到任何一个边的距离不超过  $1.5c_{al}$ ，根据 CCD 方法计算出来的剪力破坏强度是安全的，但太保守了。这些情况被  $\kappa$  方法研究。这种问题是由 Lutz 提出来的。同样的，这种方法运用在受拉破坏，如果 Eq. (D-21) 到 (D-28) 公式中  $c_{al}$  的值在每个方向上不能超过  $c_{a2} / 1.5$ ， $h_a / 1.5$ ，和锚间最大间距三分之一。

## 规范

## D.6.2.5-受偏心的剪力的群锚的修正系数:

$$\varphi_{ec,v} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2ev'}{3eal}\right)} \quad (D-26)$$

如果群锚上的力在同一个方向只使得部分锚受剪,那么在同一个方向只有这些受剪的锚需要考虑确定公式中的偏心  $ev'$  和计算公式 Eq. (D-22). 中的  $V_{cbg}$ 。

## 注释

距三分之一,那么正确的承载力计算是可以确定的。锚间最大间距的三分之一的限制是为了防止设计人员对基于对整个群锚的外形的单个的破坏锥体来计算强度。这种方法在 Fig. RD. 6. 2. 4. 介绍了。在这个例子中,  $ca1$  的值是  $ca2 / 1.5$ ,  $ha / 1.5$ , 和锚间最大间距三分之一中的最大的值。对这个例子来说,如果实际的到剪力所在方向边缘的距离很大,用  $ca1$  去计算  $V_{cb}$  or  $V_{cbg}$ ,是合理的。如果移走实际的开始于  $ca1$  到剪力施加方向的混凝土破坏面,那么 D. 6. 2. 4 中的要求是很明显的。公式 Eq. (D-21) to (D-28) 的  $ca1$  值是这样确定的:

(a) 破坏面的最外的边界首先和自由边缘相交

(b) 最先和破坏面相交的群锚中的锚破坏面的相交。在图中的例子,点“A”表示了通过  $ca1$  为了限制实际的破坏面而假想的破坏面的交点。

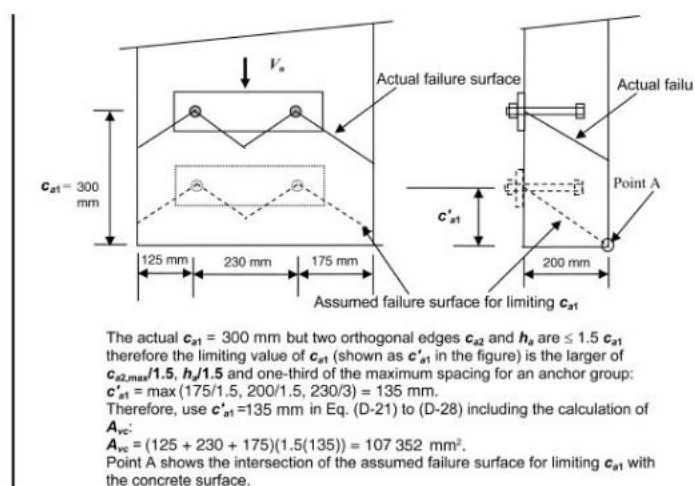


Fig. RD.6.2.4—Shear when anchors are influenced by three or more degrees.

**RD.6.2.5**这个部分为群锚受偏心剪力提供了一个修正系数。如果这个剪力是在混凝土破坏面的平面之上,那么这个剪力需要作为在混凝土破坏面内的剪力处理,再加上一个引起锚受拉或不受拉的弯矩,这要看这个力的情况。Figure RD. 6. 2. 5 定义了参数  $ev'$  来就计算修正系数  $\varphi_{ec,v}$ 。这是为了说明剪力是加在一个锚不是其它的,它会使靠近边缘的混凝土拉裂的一个事实。



## 规范

**D.6.2.6** 一受剪力的锚和群锚的边缘效应的修正系数:

$$\varphi_{ed,v} = 1.0 \quad Ca2 > 1.5ca1 \quad (D-27)$$

$$\varphi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{Ca2}{1.5Ca1} \quad Ca2 < 1.5ca1 \quad (D-27)$$

**D.6.2.7** 一对处在分析认为在工作水平状态不会发生开裂的混凝土的位置的锚, 下列的修正系数是允许的:

$$\varphi_{ec,v} = 1.4$$

对处在分析认为在工作水平状态会发生开裂的混凝土的位置的锚, 下列的修正系数是允许的:

$\psi_{c,V} = 1.0$  对没有辅助钢筋或者边缘加强措施钢筋比 No. 13 钢筋小一点, 同时混凝土有裂缝的锚的修正,

$\psi_{c,V} = 1.2$  对在边缘和锚之间有辅助 No. 13 钢筋或更大的钢筋, 混凝土有裂缝的锚的修正

$\psi_{c,V} = 1.4$  对在边缘和锚之间有辅助 No. 13 钢筋或更大的钢筋, 同时钢筋是闭合的, 间距不超过 100mm。

**D.6.3** 一受剪的锚的混凝土的抗冲切强度

**D.6.3.1** 一通常的锚的抗剪强度,  $V_{cp}$  or  $V_{cpg}$ , 不该超过:

(a) 对单锚:

$$V_{cp} = K_{cp} N_{cb} \quad (D-29)$$

(b) 对群锚:

$$V_{cpg} = K_{cp} N_{cbg} \quad (D-30)$$

## 注释

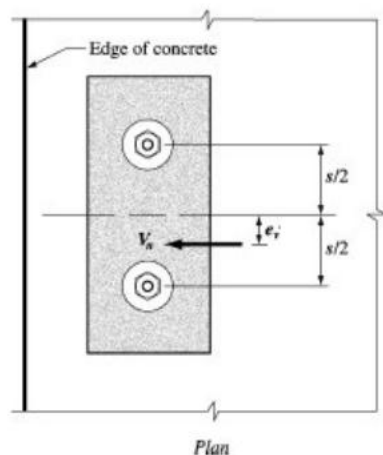


Fig. RD.6.2.5 — Definition of dimensions  $e_v$ .

**RD.6.3** 一受剪的锚的混凝土的抗冲切强度

Reference D. 9 认为抗剪强度近似的是和  $hef$  不超过 65 mm 相适当的值的锚的抗拉的一到两倍。

## 规范

其中:

$$K_{cp} = 1 \quad h_{ef} \leq 65\text{mm}$$

$$K_{cp} = 2 \quad h_{ef} > 65\text{mm}$$

$N_{cb}$  和  $N_{cbg}$  的值由公式 Eq. (D-4) 和 (D-5) 分别确定。

## D. 7—剪力和拉力的相关性

除非是根据 D. 4. 3, 确定, 否则同时受剪力和拉力的单锚和群锚的设计要满足 D. 7. 1 到 D. 7. 3 的要求。 $\phi N_n$ ,  $\phi V_n$  的值分别由 D. 4. 1. 2. 确定。

D. 7. 1—如果  $V_{ua} \leq 0.2 \phi V_n$ , 那么整个拉力允许在:  
 $\phi N_n > N_{ua}$ .

D. 7. 2—如果  $N_{ua} \leq 0.2 \phi N_n$ , 那么整个剪力允许在:  
 $\phi V_n > V_{ua}$ .

D. 7. 3—如果  $V_{ua} > 0.2 \phi V_n$  和  $N_{ua} > 0.2 \phi N_n$ , 那么:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

## D. 8—防止劈裂破坏的边缘距离, 间距和厚度的要求

最小的距离, 间距和厚度的要求需要满足, 除非有构造钢筋来控制裂缝。

根据 ACI 355.2 测的稍小的值是允许的。

## 注释

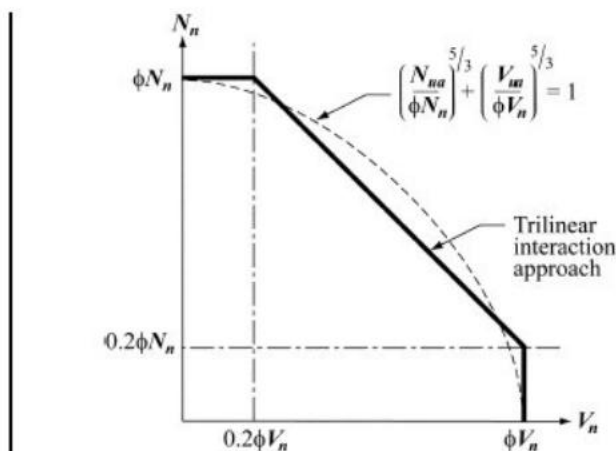


Fig. RD.7 — Shear and tensile load interaction equation.

## 剪力和拉力相关方程

## RD.7—剪力和拉力的相关性

剪力和拉力的相关性通常由下列公式表示:

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n}\right)^{\zeta} + \left(\frac{V_{ua}}{V_n}\right)^{\zeta} \leq 1.0$$

其中  $\zeta$  是在 1 到 2 中变化. 这种三线性的准则当  $\zeta = 5/3$  (Fig. RD. 7) 的时候表达的一个简化. 这个限制是用来除去当有第二种很小的力的相关性计算的要求。

任何其他的受数据变化的相关性计算的表达式是可以用来满足 D. 4. 3

## RD.8—防止劈裂破坏的边缘距离, 间距和厚度的要求

最小的距离, 间距和厚度的要求是根锚的性质相关的. 后安装的锚在安装时产生的力和力矩可以产生周围混凝土的开裂. 这种开裂可以由后续的力矩产生. 最小的距离, 间距和厚度的要求主要来源于 ACI 355.2 相关的测试. 在一些情况下, 在设计阶段不知道特殊工程的具体情况, 在设计时近似的值是允许的。

## 规范

**D.8.1**—除非根据 D. 8. 4 确定, 否则锚中心到中心的最小距离对不受扭的现浇的锚是  $4d_o$ , 受扭的现浇的锚和后安装的锚是  $6d_o$ 。

**D.8.2**—除非根据 D. 8. 4 确定, 否则对现浇的撑冒式的, 不受扭的锚的最小的边缘距离需要满足对 7. 7 的要求。对现浇的撑冒式的受扭的锚的最小的边缘距离是  $6d_o$ 。

**D.8.3**—除非根据 D. 8. 4 确定, 否则对后安装的锚的最小的边缘距离需要是 7. 7 要求的最小距离和根据 ACI 355. 2 工程规范要求的最小距离中的最大值, 而且不小于两倍的骨料尺寸。在 ACI 355. 2 工程规范中没提到的, 最小距离不能少于:

倒凹的锚	.....	$6d_o$
扭矩控制的锚	.....	$8d_o$
挠度控制的锚	.....	$10d_o$

**D.8.4**—对那些安装时不产生劈裂的力和不受扭的锚, 如果边缘距离少于规定的距离, 通过用  $d_o$  替换满足 D. 8. 1 到 D. 8. 3 的最小的  $d_o'$  来计算也是允许的。加在锚上的计算的力需要根据相应的锚的直径  $d_o'$  来限制。

**D.8.5**—后安装的锚的  $h_{ef}$  值不该超过厚度的  $2/3$  和厚度不该小于 100 mm 中的最大值。

**D.8.6**—除非是根据 ACI 355.2 相应的拉力测试决定, 否则关键的边缘距离不能小于

倒凹的锚	.....	$2.5h_{ef}$
扭矩控制的锚	.....	$4h_{ef}$
挠度控制的锚	.....	$4h_{ef}$

**D.8.7**—工程图纸, 规范规定在设计中最小边缘距离的锚的使用

## 注释

**RD.8.2**—因为在靠近锚的安装位置的边会有明显的爆裂效应 D.5.4, 除了满足通常的对混凝土的要求, 设计人员还要将值取大一点来增强抗爆裂强度

**RD.8.3**—对后安装的锚安装时的打孔会导致微小的裂缝。最小距离不小于两倍的骨料尺寸的要求就是为了减小这种微小的裂缝的效应。

**RD.8.4**—在一些情况下, 可能要用比 D.8.1 到 D.8.3 允许的直径更大的锚。在这些情况, 如果设计的锚的强度是基于相对小一点的直径设计的, 那么用稍大直径的锚是允许的。

**RD.8.5**—最小厚度的要求不应该用在贯空的螺栓, 因为它们不在 Appendix D 的范围。此外, 撕裂破坏是由螺栓和混凝土之间力的传递所引起的。因为贯空的螺栓力的传递不同于现浇的等其它的锚, 所以它们不能用同样的厚度要求。后安装的锚的埋深必须要超过厚度的  $2/3$ 。

**RD.8.6**—关键的边缘距离  $c_{ac}$  是由 ACI 355.2 的边角的测试决定的。实验表明边角的测试要求对许多扩开的锚和倒凹的锚是不满足  $c_{a,min}=1.5h_{ef}$ , 因为这些锚的安装给受力的混凝土带来了附加的内力, 这会产生撕裂破坏。为了防止在一些特殊工程的情况没有提供的时候设计这些锚, 那么可以用保守的缺省的  $c_{ac}$  值。

规范

D. 9—锚的安装

D.9.1—锚的安装需要根据工程图纸和规范的要求

注释

RD.9—锚的安装

RD.9.1—许多锚的性能指标依赖与它的正确安装。锚的承载力和变形是根据 ACI355. 2. 相应的测试来的。这些测试是假设了根据厂商的安装指南下做出的。有一些锚对洞口的直径的变化，干净程度，轴的方向，安装时扭矩的大小，裂缝的宽度和其它一些变量很敏感。这些敏感度间接地表现在不同锚的预先的认为的直径。这些依赖于安装的安全的测试结果。如果锚的部件没有正确的转换过来或者锚的安装条件和程序不同于所建议的要求，那么来源于根据 ACI 355. 2 认可的测试结果的偏差可能产生。工程规范要求根据厂商的建议安装锚。

（赵敏）

## 附录 E 钢筋表

作为对使用 ACI 规范人员的帮助，本书列出了各种钢筋的尺寸、截面积、重量等信息。

## 美国材料实验协会标准配筋

钢筋尺码*	名义直径 mm	名义面积 mm <sup>2</sup>	名义质量 kg/m
10	9.5	71	0.56
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.38
57	57.3	2581	20.24

\*钢筋尺码为钢筋公称直径的近似值。

## 美国材料实验协会标准预应力钢筋

类 型*	名义直径 mm	名义面积 mm <sup>2</sup>	名义质量 kg/m	标准指代 编号
1×7 钢绞丝 (等级 1725)	6.4	23.2	0.182	6
	7.9	37.4	0.294	8
	9.5	51.6	0.405	9
	11.1	69.7	0.548	11
	12.7	92.9	0.730	13
	15.2	139.4	1.094	15
1×7 钢绞丝 (等级 1860)	9.53	54.8	0.432	9
	11.11	74.2	0.582	11
	12.70	98.7	0.775	13
	15.24	140.0	1.102	15
预应力钢丝	4.88	18.7	0.146	NA
	4.98	19.5	0.149	NA
	6.35	31.7	0.253	NA
	7.01	38.6	0.298	NA
预应力钢筋 (光面)	19	284	2.23	NA
	22	387	3.04	NA
	25	503	3.97	NA
	29	639	5.03	NA
	32	794	6.21	NA
	35	955	7.52	NA

预应力钢筋 (变形)	15	181	1.46	NA
	20	271	2.22	NA
	26	548	4.48	NA
	32	806	6.54	NA
	36	1019	8.28	NA
	46	1664	13.54	NA
	65	3331	27.10	NA

\*部分钢筋的可用尺寸应预先进行调查。

NA=不可用。

### 美国材料实验协会标准钢丝强度

W&D 尺寸		名义 直径 mm	名义 质量 kg/m	不同间距每米宽度内的钢筋 面积, mm <sup>2</sup> /m						
				对心间距, mm						
光面	变形			50	75	100	150	200	250	300
MW290	MD290	19.22	2.27	5800	3900	2900	1900	1450	1160	970
MW200	MD200	15.95	1.5700	4000	2700	2000	1300	1000	800	670
MW130	MD130	12.90	1.0204	2600	1700	1300	870	650	520	430
MW120	MD120	12.40	0.9419	2400	1600	1200	800	600	480	400
MW100	MD100	11.30	0.7849	2000	1300	1000	670	500	400	330
MW90	MD90	10.70	0.7064	1800	1200	900	600	450	360	300
MW80	MD80	10.10	0.6279	1600	1100	800	530	400	320	270
MW70	MD70	9.40	0.5464	1400	930	700	470	350	280	230
MW65	MD65	9.10	0.5102	1300	870	650	430	325	260	220
MW60	MD60	8.70	0.4709	1200	800	600	400	300	240	200
MW55	MD55	8.40	0.4317	1100	730	550	370	275	220	180
MW50	MD50	8.00	0.3925	1000	670	500	330	250	200	170
MW45	MD45	7.60	0.3532	900	600	450	300	225	180	150
MW40	MD40	7.10	0.3140	800	530	400	270	150	120	130
MW35	MD35	6.70	0.2747	700	470	350	230	175	140	120
MW30	MD30	6.20	0.2355	600	400	300	200	150	120	100
MW25	MD25	5.60	0.1962	500	330	250	170	125	100	83
MW20	—	5.00	0.1570	400	270	200	130	100	80	67
MW15	—	4.40	0.1177	300	200	150	100	75	60	50
MW10	—	3.60	0.0785	200	130	100	70	50	40	33
MW5	—	2.50	0.0392	100	67	50	33	25	20	17



## 附录 F 国际单位制，米千克单位制，美国习惯单位制在数值上的等价关系

	国际单位制 压力 MPa	米千克秒制 压力 Kgf/cm <sup>2</sup>	美国习惯单位制 压力 磅/英寸 (psi)
	1 MPa	10Kgf/cm <sup>2</sup>	psi
	$f'_c=21\text{MPa}$	$f'_c=210\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=3000\text{psi}$
	$f'_c=28\text{MPa}$	$f'_c=280\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=4000\text{psi}$
	$f'_c=35\text{MPa}$	$f'_c=350\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=5000\text{psi}$
	$f'_c=40\text{MPa}$	$f'_c=420\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=6000\text{psi}$
	$f_y=280\text{MPa}$	$f'_c=2800\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=40000\text{psi}$
	$f_y=420\text{MPa}$	$f'_c=4200\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=60000\text{psi}$
	$f_{pu}=1725\text{MPa}$	$f'_c=17600\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=250000\text{psi}$
	$f_{pu}=1860\text{MPa}$	$f'_c=19000\text{Kgf/cm}^2$	$f'_c=270000\text{psi}$
	$\sqrt{f'_c}$ in MPa	$3.18 \sqrt{f'_c}$ in Kgf/cm <sup>2</sup>	$1.2 \sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.313 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$\sqrt{f'_c}$ in Kgf/cm <sup>2</sup>	$3.77 \sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.083 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$0.27 \sqrt{f'_c}$ in Kgf/cm <sup>2</sup>	$\sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.17 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$0.53 \sqrt{f'_c}$ in Kgf/cm <sup>2</sup>	$2 \sqrt{f'_c}$ in psi
(5-2)	$f'_{cr} = f'_c + 2.33 s_s - 3.5$	$f'_{cr} = f'_c + 2.33 s_s - 35$	$f'_{cr} = f'_c + 2.33 s_s - 500$
Table 5.3.2.2	$f'_{cr} = f'_c + 7.0$	$f'_{cr} = f'_c + 70$	$f'_{cr} = f'_c + 1000$
	$f'_{cr} = f'_c + 8.3$	$f'_{cr} = f'_c + 84$	$f'_{cr} = f'_c + 1200$
	$f'_{cr} = 1.10 f'_c + 5.0$	$f'_{cr} = 1.10 f'_c + 50$	$f'_{cr} = f'_c + 700$

Section 7.12.2.1(c) )	$\frac{0.0018.420}{f_y}$	$\frac{0.0018.4200}{f_y}$	$\frac{0.0018.60000}{f_y}$
Section 8.5.1	$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c}$
Section 8.5.1	$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 57000 \sqrt{f'_c}$
(9-10)	$f_r = 0.62 f_r$	$f_r = 2 \sqrt{f'_c}$	$f_r = 7.5 \sqrt{f'_c}$
(9-12)	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125 \text{ m}$ m	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm}$	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{200000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 5 \text{ i}$ n
(9-13)	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{200000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 3.5 \text{ in}$
(10-3)	$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$	$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$	$A_{s,\min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{200}{f_y} b_w d$
(10-4)	$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$	$s = 38 \left( \frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c \leq 30 \left( \frac{2800}{f_s} \right)$	$s = 15 \left( \frac{40000}{f_s} \right) - 2.5c_c \leq 12 \left( \frac{40000}{f_s} \right)$
Section 10.12.3.2	$M_{2,\min} = p_u (15 + 0.03h)$	$M_{2,\min} = p_u (15 + 0.03h)$	$M_{2,\min} = p_u (0.6 + 0.03h)$
Section 11.1.2	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
(11-3)	$v_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$	$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$	$v_c = 2 \sqrt{f'_c} b_w d$
(11-4)	$v_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$	$v_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$	$v_c = 2 \left( 1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$
(11-5)	$v_c = \left( 0.16 \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$ $\leq 0.29 \sqrt{f'_c} b_w d$	$v_c = \left( 0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$ $\leq 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d$	$v_c = \left( 1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$ $\leq 3.5 \sqrt{f'_c} b_w d$
(11-7)	$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.29 N_u}{A_g}}$	$v_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}}$	$v_c = 3.5 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{500 A_g}}$
(11-8)	$v_c = 0.17 \left( 1 + \frac{0.29 N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$ $\geq 0$	$v_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$ $\geq 0$	$v_c = 2 \left( 1 + \frac{N_u}{500 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$ $\geq 0$

(11-9)	$v_c = \left( 0.05\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$	$v_c = \left( 0.16\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$	$v_c = \left( 0.6\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$
(11-10)	$v_{ci} = 0.05\sqrt{f'_c} b_w d_p + v_d + \frac{v_i M_{cre}}{M_{\max}}$ $\geq 0.14\sqrt{f'_c} b_w d$	$v_{ci} = 0.05\sqrt{f'_c} b_w d_p + v_d + \frac{v_i M_{cre}}{M_{\max}}$ $\geq 0.14\sqrt{f'_c} b_w d$	$v_{ci} = 0.05\sqrt{f'_c} b_w d_p + v_d + \frac{v_i M_{cre}}{M_{\max}}$ $\geq 0.14\sqrt{f'_c} b_w d$
(11-11)	$M_{cre} = \left( \frac{I}{y_t} \right) (0.5\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$	$M_{cre} = \left( \frac{I}{y_t} \right) (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$	$M_{cre} = \left( \frac{I}{y_t} \right) (6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$
(11-12)	$v_{cw} = (0.29\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d_p$ $+ v_p 0.33\sqrt{f'_c}$	$v_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d_p$ $+ v_p 1.1\sqrt{f'_c}$	$v_{cw} = (3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d_p$ $+ v_p 4\sqrt{f'_c}$
Section 11.5.5.3	$0.33\sqrt{f'_c} b_w d$	$1.1\sqrt{f'_c} b_w d$	$4\sqrt{f'_c} b_w d$
(11-13)	$A_{v,\min} = 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,\min} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,\min} = 0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\geq 50 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
(11-17)	$v_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.25\sqrt{f'_c} b_w d$	$v_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.8\sqrt{f'_c} b_w d$	$v_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 3\sqrt{f'_c} b_w d$
Section 11.5.7.9	$0.66\sqrt{f'_c} b_w d$	$2.2\sqrt{f'_c} b_w d$	$8\sqrt{f'_c} b_w d$
Section 11.6.1(a)	$T_u < \phi 0.083\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$	$T_u < \phi 0.27\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$	$T_u < \phi \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$
Section 11.6.1(b)	$T_u < \phi 0.083\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi 0.27\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\sqrt{f'_c}}}$
Section 11.6.1(c)	$T_u < \phi 0.083\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g \sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi 0.27\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4A_g}}$
Section 11.6.2.2(a) )	$T_u = \phi 0.33\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$	$T_u = \phi \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$	$T_u = \phi 4\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$
Section 11.6.2.2(b) )	$T_u < \phi 0.33\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi 4\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{4\sqrt{f'_c}}}$

Section 11.6.2.2(c)	$T_u < \phi 0.33 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi 4 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{4 A_g \sqrt{f'_c}}}$
(11-18)	$\sqrt{\left( \frac{v_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2}$ $\leq \phi \left( \frac{v_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right)$	$\sqrt{\left( \frac{v_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2}$ $\leq \phi \left( \frac{v_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right)$	$\sqrt{\left( \frac{v_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2}$ $\leq \phi \left( \frac{v_c}{b_w d} + 8 \sqrt{f'_c} \right)$
(11-19)	$\left( \frac{v_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)$ $\leq \phi \left( \frac{v_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right)$	$\left( \frac{v_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)$ $\leq \phi \left( \frac{v_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right)$	$\left( \frac{v_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)$ $\leq \phi \left( \frac{v_c}{b_w d} + 8 \sqrt{f'_c} \right)$
(11-23)	$(A_v + 2 A_t) = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\geq \frac{0.35 b_w s}{f_{yt}}$	$(A_v + 2 A_t) = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$	$(A_v + 2 A_t) = 0.4 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $\geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$
(11-24)	$A_{l,min} = \frac{0.42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $\frac{A_t}{s} > \frac{0.175 b_w}{f_{yt}}$	$A_{l,min} = \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $\frac{A_t}{s} > \frac{1.75 b_w}{f_{yt}}$	$A_{l,min} = \frac{5 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $\frac{A_t}{s} > \frac{25 b_w}{f_{yt}}$
Section 11.7.5	$5.5 A_c$	$5.5 A_c$	$800 A_c$
Section 11.8.3	$0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$	$2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$	$10 \sqrt{f'_c} b_w d$
Section 11.10.3	$0.83 \sqrt{f'_c} h d$	$2.65 \sqrt{f'_c} h d$	$10 \sqrt{f'_c} h d$
Section 11.10.5	$0.17 \sqrt{f'_c} h d$	$0.53 \sqrt{f'_c} h d$	$2 \sqrt{f'_c} h d$
(11-29)	$v_c = 0.27 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N u d}{4 l_w}$	$v_c = 0.88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N u d}{4 l_w}$	$v_c = 3.3 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N u d}{4 l_w}$

(11-30)	$v_c = \left( 0.05\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.1\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d$	$v_c = \left( 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.33\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d$	$v_c = \left( 0.6\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 1.25\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d$
(11-33)	$v_c = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$
(11-34)	$v_c = 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$
(11-35)	$v_c = 0.33\sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = 4\sqrt{f'_c} b_o d$
(11-36)	$v_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_o d + v_p$ 注意: $\beta_p$ 有单位。	$v_c = (3.16 \beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_o d + v_p$ 注意: $\beta_p$ 与国际标准制有相同的单位	$v_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_o d + v_p$ 注意: $\beta_p$ 有单位
Section 11.12.3.1	$0.17\sqrt{f'_c} b_o d$	$0.53\sqrt{f'_c} b_o d$	$2\sqrt{f'_c} b_o d$
Section 11.12.3.2	$0.5\sqrt{f'_c} b_o d$	$1.6\sqrt{f'_c} b_o d$	$6\sqrt{f'_c} b_o d$
Section 12.2.2	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2.1\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6.6\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{25\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Section 12.2.2	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{1.7\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{5.3\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{20\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Section 12.2.2	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{1.4\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{4.4\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{50\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Section 12.2.2	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{1.1\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{3.5\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$t_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{40\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
(12-1)	$t_d = \frac{f_y}{1.1\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} d_b$	$t_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} d_b$	$t_d = \frac{3f_y}{40\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} d_b$

(12-2)	$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10sn}$	$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105sn}$	$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1500sn}$
Section 12.3.2	$\left( \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq (0.044 f_y) d_b$	$\left( \frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq (0.0044 f_y) d_b$	$\left( \frac{0.02 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq (0.0003 f_y) d_b$
Section 12.5.2	$l_{dh} = \left( \frac{0.24 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$l_{dh} = \left( \frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$l_{dh} = \left( \frac{0.02 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Section 12.7.2	$\left( \frac{f_y - 240}{f_y} \right)$	$\left( \frac{f_y - 2460}{f_y} \right)$	$\left( \frac{f_y - 35000}{f_y} \right)$
(12-3)	$l_d = 3.3 \left( \frac{A_b}{s} \right) \left( \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda$	$l_d = \left( \frac{A_b}{s} \right) \left( \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda$	$l_d = 0.27 \left( \frac{A_b}{s} \right) \left( \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda$
(12-4)	$l_d = \left( \frac{f_{se}}{21} \right) d_b + \left( \frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) d_b$	$l_d = \left( \frac{f_{se}}{210} \right) d_b + \left( \frac{f_{ps} - f_{se}}{70} \right) d_b$	$l_d = \left( \frac{f_{se}}{3000} \right) d_b + \left( \frac{f_{ps} - f_{se}}{1000} \right) d_b$
Section 12.13.2.2	$0.17 \frac{d_b f_{yt}}{\sqrt{f'_c}}$	$0.053 \frac{d_b f_{yt}}{\sqrt{f'_c}}$	$0.014 \frac{d_b f_{yt}}{\sqrt{f'_c}}$
Section 12.16.1	$0.073 f_y d_b$ $(0.13 f_y - 24) d_b$	$0.0073 f_y d_b$ $(0.013 f_y - 24) d_b$	$0.0005 f_y d_b$ $(0.0009 f_y - 24) d_b$
Section 17.5.3.3	$(1.8 + 0.6 p_v f_y) \lambda b_v d \leq 3.5 b_v d$	$(1.8 + 0.6 p_v f_y) \lambda b_v d \leq 35 b_v d$	$(260 + 0.6 p_v f_y) \lambda b_v d \leq 500 b_v d$
Section 18.3.3	(a)U级: $f_t \leq 0.62 \sqrt{f'_c}$ (b)T级: $0.62 \sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 1.0 \sqrt{f'_c}$ (c)C级: $f_t > 1.0 \sqrt{f'_c}$	(a)U级: $f_t \leq 2 \sqrt{f'_c}$ (b)T级: $2 \sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 3.2 \sqrt{f'_c}$ (c)C级: $f_t > 3.2 \sqrt{f'_c}$	(a)U级: $f_t \leq 7.5 \sqrt{f'_c}$ (b)T级: $7.5 \sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 12 \sqrt{f'_c}$ (c)C级: $f_t > 12 \sqrt{f'_c}$
Section 18.3.3	$f_t \leq 0.50 \sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 1.6 \sqrt{f'_{ci}}$	$f_t \leq 6 \sqrt{f'_{ci}}$
Sention 18.4.1(b)	$0.25 \sqrt{f'_{ci}}$	$0.8 \sqrt{f'_{ci}}$	$3 \sqrt{f'_{ci}}$
Sention 18.4.1(c)	$0.50 \sqrt{f'_{ci}}$	$1.6 \sqrt{f'_{ci}}$	$6 \sqrt{f'_{ci}}$
(18-4)	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100 \rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 10000 + \frac{f'_c}{100 \rho_p}$



(18-5)	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 10000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$
Section 18.13.4.1	$f_{ps} = f_{se} + 70$	$f_{ps} = f_{se} + 700$	$f_{ps} = f_{se} + 10000$
Section 21.3.2.1	$\frac{1.4b_w d}{f_y}$	$\frac{14b_w d}{f_y}$	$\frac{200b_w d}{f_y}$
(21-5)	$s_0 = 100 \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$	$s_0 = 10 \left( \frac{35 - h_x}{3} \right)$	$s_0 = 0 \left( \frac{35 - h_x}{3} \right)$
Section 21.5.3.1	$1.7\sqrt{f'_c} A_j$	$5.3\sqrt{f'_c} A_j$	$20\sqrt{f'_c} A_j$
Section 21.5.3.1	$1.2\sqrt{f'_c} A_j$	$4\sqrt{f'_c} A_j$	$15\sqrt{f'_c} A_j$
Section 21.5.3.1	$1.0\sqrt{f'_c} A_j$	$3.2\sqrt{f'_c} A_j$	$12\sqrt{f'_c} A_j$
(21-6)	$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4\sqrt{f'_c}}$	$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2\sqrt{f'_c}}$	$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{65\sqrt{f'_c}}$
(21-7)	$v_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\alpha_c = 0.25 \text{ 当 } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.17 \text{ 当 } \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$	$v_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\alpha_c = 0.5 \text{ 当 } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.17 \text{ 当 } \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$	$v_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\alpha_c = 3.0 \text{ 当 } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 2.0 \text{ 当 } \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$
Section 21.7.4.4	$0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$	$2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c}$	$8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$
Section 21.7.4.4	$0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$2.65 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$10 A_{cw} \sqrt{f'_c}$
Section 21.7.4.5	$0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$2.65 A_{cw} \sqrt{f'_c}$	$10 A_{cw} \sqrt{f'_c}$
Section 21.7.6.5(a)	$\frac{2.8}{f_y}$	$\frac{28}{f_y}$	$\frac{400}{f_y}$
Section 21.7.6.5(b)	$0.083 A_{cv} \sqrt{f'_c}$	$0.27 A_{cv} \sqrt{f'_c}$	$A_{cv} \sqrt{f'_c}$
Section 21.7.7.3	$0.33 \sqrt{f'_c} A_{cw}$	$\sqrt{f'_c} A_{cw}$	$4 \sqrt{f'_c} A_{cw}$
(21-9)	$v_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$	$v_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw}$	$v_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 10 \sqrt{f'_c} A_{cw}$

(21-10)	$v_n = A_{cv} (0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$	$v_n = A_{cv} (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$	$v_n = A_{cv} (2\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$
Section 21.11.5	$0.29\sqrt{f'_c} b_o d$	$0.93\sqrt{f'_c} b_o d$	$3.5\sqrt{f'_c} b_o d$
(22-2)	$M_n = 0.42\sqrt{f'_c} S_m$	$M_n = 1.33\sqrt{f'_c} S_m$	$M_n = 5\sqrt{f'_c} S_m$
(22-7)	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 0.42\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 1.33\sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 5\sqrt{f'_c}$
(22-9)	$V_n = 0.11\sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = 0.35\sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = \frac{4\sqrt{f'_c}}{3} b_w h$
(22-10)	$V_n = 0.11 \left[ 1 + \frac{2}{\beta} \right] \sqrt{f'_c} b_o h$ $\leq 0.22\sqrt{f'_c} b_o h$	$V_n = 0.35 \left[ 1 + \frac{2}{\beta} \right] \sqrt{f'_c} b_o h$ $\leq 0.71\sqrt{f'_c} b_o h$	$V_n = \left[ \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta} \right] \sqrt{f'_c} b_o h$ $\leq 2.66\sqrt{f'_c} b_o h$
附录 B B.81	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{87000}{87000 + f_y} \right)$
(D-7)	$N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{er}^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ 或 } 7$	$N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{er}^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ 或 } 7$	$N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{er}^{1.5}$ $k_c = 24 \text{ 或 } 17$
(D-8)	$N_b = 3.9\sqrt{f'_c} h_{er}^{5/3}$	$N_b = 5.8\sqrt{f'_c} h_{er}^{5/3}$	$N_b = 16\sqrt{f'_c} h_{er}^{5/3}$
(D-17)	$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 42.5c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$	$N_{sb} = 160c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$
(D-24)	$v_b = 0.6 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$v_b = 1.9 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$v_b = 7 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
(D-25)	$v_b = 0.66 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$v_b = 2.1 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$v_b = 8 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$

(赵明凯)