

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50010—2002

混凝土结构设计规范

Code for design of concrete structures

2002—02—20 发布

2002—04—01 实施

中华人民共和国建设部
国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

混凝土结构设计规范

Code for design of concrete structures

GB 50010—2002

主编部门:中华人民共和国建设部

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:2002年4月1日

条文说明

中国建筑资讯网

2002 北京

目 次

1	总 则	6
2	术语、符号	7
2.1	术语	7
2.2	符号	7
3	基本设计规定	8
3.1	一般规定	8
3.2	承载能力极限状态计算规定	9
3.3	正常使用极限状态验算规定	9
3.4	耐久性规定	11
4	材料	13
4.1	混凝土	13
4.2	钢筋	15
5	结构分析	17
5.1	基本原则	17
5.2	线弹性分析方法	18
5.3	其他分析方法	19
6	预应力混凝土结构构件计算要求	21
6.1	一般规定	21
6.2	预应力损失值计算	23
7	承载能力极限状态计算	25
7.1	正截面承载力计算的一般规定	25
7.2	正截面受弯承载力计算	27
7.3	正截面受压承载力计算	27
7.4	正截面受拉承载力计算	34
7.5	斜截面承载力计算	34
7.6	扭曲截面承载力计算	39
7.7	受冲切承载力计算	41
7.8	局部受压承载力计算	43
7.9	疲劳验算	44

8	正常使用极限状态验算.....	46
8.1	裂缝控制验算.....	46
8.2	受弯构件挠度验算.....	49
9	构造规定.....	52
9.1	伸缩缝.....	52
9.2	混凝土保护层.....	53
9.3	钢筋的锚固.....	54
9.4	钢筋的连接.....	55
9.5	纵向受力钢筋的最小配筋率.....	56
9.6	预应力混凝土构件的构造规定.....	57
10	结构构件的基本规定.....	59
10.1	板.....	59
10.2	梁.....	60
10.3	柱.....	62
10.4	梁柱节点.....	63
10.5	墙.....	64
10.6	叠合式受弯构件.....	65
10.7	深受弯构件.....	67
10.8	牛腿.....	70
10.9	预埋件及吊环.....	71
10.10	预制构件的连接.....	72
11	混凝土结构构件抗震设计.....	74
11.1	一般规定.....	74
11.2	材料.....	75
11.3	框架梁.....	76
11.4	框架柱及框支柱.....	78
11.5	铰接排架柱.....	81
11.6	框架梁柱节点及预埋件.....	82
11.7	剪力墙.....	84
11.8	预应力混凝土结构构件.....	86
附录 A	素混凝土结构构件计算.....	88
附录 B	钢筋的公称截面面积、计算截面面积及理论重量.....	89

附录 C	混凝土的多轴强度和本构关系	90
C.1	总则	90
C.2	单轴应力-应变关系	90
C.3	多轴强度	91
C.4	破坏准则和本构模型	92
附录 D	后张预应力钢筋常用束形的预应力损失.....	93
附录 E	与时间相关的预应力损失.....	94
附录 F	任意截面构件正截面承载力计算.....	95
附录 G	板柱节点计算用等效集中反力设计值	96

1 总 则

1.0.1~1.0.3 为实现房屋、铁路、公路、港口和水利水电工程混凝土结构共性技术问题设计方法的统一，本次修订组的组成包括了各行业的混凝土结构专家，以求相互沟通，使本规范的共性技术问题能为各行业规范认可。实现各行业共性技术问题设计方法统一是必要的，但它是一个过程，本次修订是向这一目标迈出的第一步。根据建设部标准定额司的指示，现阶段各行业混凝土结构设计规范仍保持相对的完整性，以利于平稳过渡。

当结构受力的情况、材料性能等基本条件与本规范的编制依据有出入时，则需根据具体情况，通过专门试验或分析加以解决。

应当指出，对无粘结预应力混凝土结构，其材料及正截面受弯承载力及裂缝宽度计算等均与有粘结预应力混凝土结构有所不同。这些内容由专门规程作出规定。对采用陶粒、浮石、煤矸石等为骨料的混凝土结构，应按有关标准进行设计。

设计下列结构时，尚应符合专门标准的有关规定：

- 1 修建在湿陷性黄土、膨胀土地区或地下采掘区等的结构；
- 2 结构表面温度高于 100°C 或有生产热源且结构表面温度经常高于 60°C 的结构；
- 3 需作振动计算的结构。

2 术语、符号

2.1 术语

术语是本规范新增的内容，主要是根据现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ132、《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T50083、《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068、《建筑结构荷载规范》GB50009 等给出的。

2.2 符号

符号主要是根据《混凝土结构设计规范》GBJ10—89(以下简称原规范)规定的。有些符号因术语的改动而作了相应的修改，例如，本规范将长期效应组合改称为准永久组合，所以原规范符号 N_l 相应改为本规范符号 N_q 。

3 基本设计规定

3.1 一般规定

3.1.1 本规范按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 采用荷载分项系数、材料性能分项系数(为了简便,直接以材料强度设计值表达)、结构重要性系数进行设计。

本规范中的荷载分项系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取用。

3.1.2 对极限状态的分类,系根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定确定。

3.1.3~3.1.5 对结构构件的计算和验算要求,与原规范基本相同。增加了漂浮验算,对疲劳验算修改较大。

《建筑结构荷载规范》GBJ 9—87 中的吊车,分为轻级、中级、重级和超重级工作制。现荷载规范修订组根据国家标准《起重机设计规范》GB 3811 中吊车的利用等级 U 和载荷状态 Q,将吊车分为 A1~A8 八个工作级别,将原荷载规范的四级工作制改为八级工作级别,本规范作了相应的修订。

原规范中有关疲劳问题,包括轻级、中级和重级工作制吊车,不包括超重级工作制吊车。本规范中所述吊车,仍未包括超重级工作制吊车。当设计直接承受超重级工作制吊车的吊车梁时,建议根据工程经验采用钢结构。

在具有荷载效应谱和混凝土及钢筋应力谱的情况下,可按专门标准的有关规定进行疲劳验算。

3.1.6 当结构发生局部破坏时,如不引发大范围倒塌,即认为结构具有整体稳定性。结构的延性、荷载传力途径的多重性以及结构体系的超静定性,均能加强结构的整体稳定性。设置垂直方向和水平方向通长的钢筋系杆将整个结构连系成一个整体,是提供结构整体稳定性的方法之一。另一方面,按特定的局部破坏状态的荷载组合进行设计,也是保证结构整体稳定性的措施之一。

当偶然事件产生特大的荷载时,要求按荷载效应的偶然组合进行设计(见第 3.2.3 条)以保持结构的完整无缺,往往经济上代价太高,有时甚至不现实。此时,可采用允许局部爆炸或撞击引起结构发生局部破坏,但整个结构不发生连续倒塌的原则进行设计。

3.1.7 各类建筑结构设计使用年限是不应统一的，应按《建筑结构可靠度设计统一标准》的规定取用，相应的荷载设计值及耐久性措施均应依据设计使用年限确定。

3.1.8 结构改变用途和使用环境将影响其结构性能及耐久性，因此必须经技术鉴定或设计许可。

3.2 承载能力极限状态计算规定

3.2.1 关于本规范表 3.2.1 建筑结构安全等级选用问题，设计部门可根据工程实际情况和设计传统习惯选用。大多数建筑物的安全等级均属二级。

3.2.2 由于《建筑结构荷载规范》GB 50009 中新增的由永久荷载效应控制的组合，使承受恒载为主的结构构件的安全度有所提高，并且本规范取消了原规范混凝土弯曲抗压强度 f_{cm} ，统一取用抗压强度 f_c ，使以混凝土受压为主的结构构件的安全度有所提高，所以取消了原规范对屋架、托架、承受恒载为主的柱安全等级应提高一级的规定。

工程实践表明，由于混凝土结构在施工阶段容易发生质量问题，因此取消了原规范对施工阶段预制构件安全等级可降低一级的规定。

3.2.3 符号 S 在《建筑结构荷载规范》GB 50009 中为荷载效应组合的设计值；在《建筑抗震设计规范》GB 50011 中为地震作用效应与其他荷载效应的基本组合，又称结构构件内力组合的设计值。

当几何参数的变异性对结构性能有明显影响时，需考虑其不利影响。例如，薄板的截面有效高度的变异性对薄板正截面承载力有明显影响，在计算截面有效高度时宜考虑施工允许偏差带来的不利影响。

3.3 正常使用极限状态验算规定

3.3.1 对正常使用极限状态，原规范规定按荷载的持久性采用两种组合，即荷载的短期效应组合和长期效应组合。本规范根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 的规定，将荷载的短期效应组合、长期效应组合改称为荷载效应的标准组合、准永久组合。在标准组合中，含有起控制作用的一个可变荷载标准值效应；在准永久组合中，含有可变荷载准永久值效应。这就使荷载效应组合的名称与荷载代表值的名称相对应。

对构件裂缝宽度、构件刚度的计算，本规范采用按荷载效应标准组合并考虑长期作用影响进行计算，与原规范的含义相同。

3.3.2 表 3.3.2 中关于受弯构件挠度的限值保持原规范的规定。悬臂构件是工程实践中容易发生事故的构件，设计时对其挠度需从严掌握。

3.3.3~3.3.4 本规范将裂缝控制等级划分为一级、二级和三级。等级是对裂缝控制严格程度而言的，设计人员需根据具体情况选用不同的等级。关于构件裂缝控制等级的划分，国际上一般都根据结构的功能要求、环境条件对钢筋的腐蚀影响、钢筋种类对腐蚀的敏感性和荷载作用的时间等因素来考虑。本规范在裂缝控制等级的划分上考虑了以上因素。

1 本规范在具体划分裂缝控制等级和确定有关限值时，主要参考了下列资料：(1)1974年混凝土结构设计规范及原规范有关规定的历史背景；(2)工程实践经验及国内常用构件的实际设计抗裂度和裂缝宽度的调查统计结果；(3)耐久性专题研究组对国内典型地区工程调查的结果，长期暴露试验与快速试验的结果；(4)国外规范的有关规定。

2 对于采用热轧钢筋配筋的混凝土结构构件的裂缝宽度限值的确定，考虑了现行国内外规范的有关规定，并参考了耐久性专题研究组对裂缝的调查结果。

室内正常环境条件下钢筋混凝土构件最大裂缝剖形观察结果表明，不论其裂缝宽度大小、使用时间长短、地区湿度高低，凡钢筋上不出现结露或水膜，则其裂缝处钢筋基本上未发现明显的锈蚀现象；国外的一些工程调查结果也表明了同样的观点。

对钢筋混凝土屋架、托架、主要屋面承重结构构件，根据以往的工程经验，裂缝宽度限值宜从严控制。

对钢筋混凝土吊车梁的裂缝宽度限值，原规范对重级和中级工作制吊车分别规定为 0.2 和 0.3mm，现在重级和中级的名称已被取消，所以对需作疲劳验算的吊车梁，统一规定为 0.2mm。

对处于露天或室内潮湿环境条件下的钢筋混凝土构件，剖形观察结果表明，裂缝处钢筋都有不同程度的表皮锈蚀，而当裂缝宽度小于或等于 0.2mm 时，裂缝处钢筋上只有轻微的表皮锈蚀。根据上述情况，并参考国内外有关资料，规定最大裂缝宽度限值采用 0.2mm。

对使用除冰盐的环境，考虑到锈蚀试验及工程实践表明，钢筋混凝土结构构件的受力垂直裂缝宽度，对耐久性的影响不是太大，故仍允许存在受力裂缝。参考国内外有关规范，规定最大裂缝宽度限值为 0.2mm。

3 在原规范中，对采用预应力钢丝、钢绞线及热处理钢筋的预应力混凝土构件，考虑到钢丝直径较小和热处理钢筋对锈蚀比较敏感，一旦出现裂缝，会严重影响结构耐久性，故规定在室内正常环境下采用二级裂缝控制，在露天环境下采用一级裂缝控制。鉴于这方面的规定偏严，故在 1993 年原规范的局部修订中提出：各类预应力

混凝土构件,在有可靠工程经验的前提下,对抗裂要求可作适当放宽。

4 根据工程实际设计和使用经验,主要是最近十多年来现浇后张法预应力框架和楼盖结构在我国的大量推广应用的经验,并参考国内外有关规范的规定;同时,还考虑了部分预应力混凝土构件的发展趋势,本次修订对预应力混凝土结构的裂缝控制,着重于考虑环境条件对钢筋腐蚀的影响,并考虑结构的功能要求以及荷载作用时间等因素作出规定。同时,取消了原规范的混凝土拉应力限制系数和受拉区混凝土塑性影响系数,以尽可能简化计算。对原规范室内正常环境下的一般构件,从二级裂缝控制等级放松为三级(楼板、屋面板仍为二级);对原规范露天环境下的构件,从一级裂缝控制等级放松为二级(吊车梁仍为一级);对原规范未涉及三类环境下的构件,新增加规定为一级裂缝控制等级。

3.4 耐久性规定

3.4.1 本条规定了混凝土结构耐久性设计的基本原则,按环境类别和设计使用年限进行设计。表 3.4.1 列出的环境类别与 CEB 模式规范 MC-90 基本相同。表中二类环境 a 与 b 的主要差别在于有无冰冻。三类环境中的使用除冰盐环境是指北方城市依靠喷洒盐水除冰化雪的立交桥及类似环境,滨海室外环境是指在海水浪溅区之外,但其前面没有建筑物遮挡的混凝土结构。四类和五类环境的详细划分和耐久性设计方法由《港口工程技术规范》及《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 等标准解决。

关于严寒和寒冷地区的定义,《民用建筑热工设计规程》JGJ24—86 规定如下:

严寒地区:累年最冷月平均温度低于或等于 -10°C 的地区。

寒冷地区:累年最冷月平均温度高于 -10°C 、低于或等于 0°C 的地区。

累年系指近期 30 年,不足 30 年的取实际年数,但不得少于 10 年。各地可根据当地气象台站的气象参数确定所属气候区域,也可根据《建筑气象参数标准》提供的参数确定所属气候区域。

3.4.2 本条对一类、二类和三类环境中,设计使用年限为 50 年的混凝土结构的混凝土作出了规定。

表 3.4.2 中水泥用量为下限值,适宜的水泥用量应根据施工情况确定。混凝土中碱含量的计算方法参见《混凝土碱含量限值标准》CECS53:93 的规定。

3.4.3 本条对于设计使用年限为 100 年且处于一类环境中的混凝土结构作了专门的规定。

根据国内混凝土结构耐久性状态的调查,一类环境设计使用年限为 50 年基本可

以得到保证。但国内一类环境实际使用年数超过 100 年的混凝土结构极少。耐久性调查发现,实际使用年数在 70~80 年一类环境中的混凝土构件基本完好,这些构件的混凝土立方体抗压强度在 15N/mm^2 左右,保护层厚度 15~20mm。因此,对混凝土中氯离子含量加以限制;适当提高混凝土的强度等级和保护层厚度;特别是规定需定期进行维护,一类环境中的混凝土结构设计使用年限 100 年可得到保证。

3.4.4 二、三类环境的情况比较复杂,要求在设计中:限制混凝土的水灰比;适当提高混凝土的强度等级;保证混凝土抗冻性能;提高混凝土抗渗透能力;使用环氧涂层钢筋;构造上注意避免积水;构件表面增加防护层使构件不直接承受环境作用等,都是可采取的措施,特别是规定维修的年限或局部更换,都可以延长主体结构的实际使用年数。

3.4.5~3.4.6 混凝土的抗冻性能和抗渗性能试验方法、等级划分及配合比限制按有关的规范标准执行。混凝土抗渗和抗冻的设计可参考《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 及《地下工程防水技术规范》GB 50108 的规定。

3.4.7 环氧树脂涂层钢筋是采用静电喷涂环氧树脂粉末工艺,在钢筋表面形成一定厚度的环氧树脂防腐涂层。这种涂层可将钢筋与其周围混凝土隔开,使侵蚀性介质(如氯离子等)不直接接触钢筋表面,从而避免钢筋受到腐蚀。

鉴于建设部已颁布行业标准《环氧树脂涂层钢筋》JG 3042,该产品在工程中应用也已取得了一定的使用经验,故本次修订增加了环氧树脂涂层钢筋应用的规定。

4 材料

4.1 混凝土

4.1.1 混凝土强度等级的确定原则为:混凝土强度总体分布的平均值减法 1.645 倍标准差(保证率 95%)。混凝土强度等级由立方体抗压强度标准值确定,立方体抗压强度标准值是本规范混凝土各种力学指标的基本代表值。

4.1.2 本条对混凝土结构的最低混凝土强度等级作了规定。基础垫层的混凝土强度等级可采用 C10。

4.1.3~4.1.4 我国建筑工程实际应用的混凝土平均强度等级和钢筋的平均强度等级,均低于发达国家。我国结构安全度总体上比国际水平低,但材料用量并不少,其原因在于国际上较高的安全度是靠较高强度的材料实现的。为扭转这种情况,本规范在混凝土方面新增加了有关高强混凝土的内容。

1 混凝土抗压强度

本规范将原规范的弯曲抗压强度 f_{cmk} 、 f_{cm} 取消。

棱柱强度与立方强度之比值 α_{c1} 对普通混凝土为 0.76,对高强混凝土则大于 0.76。本规范对 C50 及以下取 $\alpha_{c1}=0.76$,对 C80 取 $\alpha_{c1}=0.82$,中间按线性规律变化。

本规范对 C40 以上混凝土考虑脆性折减系数 α_{c2} ,对 C40 取 $\alpha_{c2}=1.0$,对 C80 取 $\alpha_{c2}=0.87$,中间按线性规律变化。

考虑到结构中混凝土强度与试件混凝土强度之间的差异,根据以往的经验,并结合试验数据分析,以及参考其他国家的有关规定,对试件混凝土强度修正系数取为 0.88。

本规范的轴心抗压强度标准值与设计值分别按下式计算:

$$f_{ck}=0.88 \alpha_{c1} \alpha_{c2} f_{cu,k}$$

$$f_c=f_{ck}/\gamma_c=f_{ck}/1.4$$

本规范的 f_c 是在下列四项前提下确定的:

- 1)按荷载规范规定,新增由永久荷载效应控制的组合;
- 2)取消原规范对屋架、托架,以及对承受恒载为主的轴压、小偏压柱安全等级提高一级的规定;
- 3)保留附加偏心距 e_a 的规定;
- 4)混凝土材料分项系数 γ_c 取为 1.4。

2 混凝土抗拉强度

本规范的轴心抗拉强度标准值与设计值分别按下式计算:

$$f_{tk} = 0.88 \times 0.395 f_{cu,k}^{0.55} (1 - 1.645\delta)^{0.45} \times \alpha_{c2}$$

$$f_t = f_{tk} / \gamma_c = f_{tk} / 1.4$$

式中, 系数 0.395 和指数 0.55 是根据原规范确定抗拉强度的试验数据再加上我国近年来对高强混凝土研究的试验数据, 统一进行分析后得出的。

基于 1979~1980 年对全国十个省、市、自治区的混凝土强度的统计调查结果, 以及对 C60 以上混凝土的估计判断, 本规范对混凝土立方体强度采用的变异系数如下表:

$f_{cu,k}$	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60~C80
δ	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11	0.10

4.1.5 根据高强混凝土专题研究结果, 高强混凝土弹性模量仍可采用原规范计算公式。本规范的混凝土弹性模量按下式计算:

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

式中 $f_{cu,k}$ 以混凝土强度等级值(按 N/mm^2 计)代入, 可求得与立方体抗压强度标准值相对应的弹性模量。

4.1.6 本规范取消了弯曲抗压强度 f_{cm} , 所以混凝土的疲劳抗压强度修正系数 γ_f 相应提高 10%。但考虑到原规范混凝土疲劳强度修正系数 γ_f 是由考虑将《钢筋混凝土结构设计规范》TJ10—74 中的疲劳强度设计值 $\gamma_f R_f$ 改为 $\gamma_f f_t$, 且 $R_f/f_t \approx 1.5$, 又考虑到《建筑结构荷载规范》GBJ9—87 的吊车动力系数比荷载规范 TJ9—74 约降低 7% 这些因素。因此原规范中的 γ_f 比设计规范 TJ10—74 提高 40%, 即按 $R_f/(f_t \times 1.07) = 1.4$ 进行调整。这仅适用于混凝土抗拉疲劳强度, 而抗压疲劳强度的修正系数也提高到 1.4 倍是不合适的。另外考虑到在正常配筋情况下, 混凝土的抗压疲劳强度一般不起控制作用。所以综合考虑上述因素, 为便于设计, 没有分别给出混凝土抗压和抗拉强度的疲劳强度修正系数, 而仍按原规范规定取用 γ_f 值。

国内疲劳专题研究及国外对高强度混凝土的疲劳强度的试验结果表明, 高强混凝土的疲劳强度折减系数与普通混凝土的疲劳强度折减系数无明显差别, 所以本规范将普通混凝土的疲劳强度修正系数扩大应用于高强混凝土, 且与试验结果符合较好。根据疲劳专题研究的试验结果, 本规范增列了高强混凝土的疲劳变形模量。

疲劳指标(包括混凝土疲劳强度设计值、混凝土疲劳变形模量和钢筋疲劳应力幅

限值)是指等幅疲劳二百万次的指标,不包括变幅疲劳。

4.2 钢筋

4.2.1 本规范在钢筋方面提倡用 HRB400 级(即新Ⅲ级)钢筋作为我国钢筋混凝土结构的主力钢筋;用高强的预应力钢绞线、钢丝作为我国预应力混凝土结构的主力钢筋,推进在我国工程实践中提升钢筋的强度等级。

原规范颁布实施以来,混凝土结构用钢筋、钢丝、钢绞线的品种和性能有了进一步的发展,研制开发成功了一批钢筋新品种,对原有钢筋标准进行修订。主要变动有:以屈服点为 400N/mm^2 的钢筋替代原屈服点为 370N/mm^2 的钢筋;调整了预应力混凝土用钢丝、钢绞线的品种和性能。

本规范所依据的钢筋标准

项次	钢筋种类	标准代号
1	热轧钢筋	GB1499—98 GB13013—91 GB13014—91
2	预应力钢丝	GB/T5223—95
3	预应力钢绞线	GB/T5224—95
4	热处理钢筋	GB4463—84

表中所列预应力钢丝包括了原规范中的消除应力的光面碳素钢丝及新列入的螺旋肋钢丝及三面刻痕钢丝。

近年来,我国强度高、性能好的预应力钢筋(钢丝、钢绞线)已可充分供应,故冷拔低碳钢丝和冷拉钢筋不再列入本规范,冷轧带肋钢筋和冷轧扭钢筋亦因已有专门规程而不再列入本规范。不列入本规范不是不允许使用这些钢筋,而是使用冷拔低碳钢丝、冷轧带肋钢筋、冷轧扭钢筋和焊接钢筋网时,应符合专门规程《冷拔钢丝预应力混凝土构件设计与施工规程》JGJ19、《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》JGJ95、《冷轧扭钢筋混凝土构件技术规程》JGJ115 和《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ/T114 的规定。使用冷拉钢筋时,其冷拉后的钢筋强度采用原规范(1996 局部修订)的规定。

4.2.2 根据 4.2.1 说明中列出的钢筋标准,对钢筋种类,规格和强度标准值相应作了修改。

4.2.3 HPB235 级钢筋、HRB400 级钢筋的设计值按原规范取用。HRB 335 级钢筋的强度设计值改为 300N/m^2 ,使这三个级别钢筋的材料分项系数 γ_s 取值相一致,都取为 1.10。

对预应力用钢丝、钢绞线和热处理钢筋,原规范取用 $0.8\sigma_b$ (σ_b 为钢筋国家标准

的极限抗拉强度)作为条件屈服点,本规范改为 $0.85 \sigma_b$, 以与钢筋的国家标准相一致。钢筋材料分项系数 γ_s 取用 1.2。例如 $f_{ptk}=1770\text{N/mm}^2$ 的预应力钢丝, 强度设计值 $f_{py}=1770 \times 0.85/1.2=1253\text{N/mm}^2$, 取整为 1250N/mm^2 , 较原规范(1996 局部修订)的 1200N/mm^2 提高约 4%。

4.2.5 根据国内外的疲劳试验的资料表明:影响钢筋疲劳强度的主要因素为钢筋疲劳应力幅, 即 $\sigma_{\max}^f - \sigma_{\min}^f$, 所以本规范根据原规范的钢筋疲劳强度设计值, 给出考虑应力比的钢筋疲劳应力幅限值。

钢绞线的疲劳应力幅限值是这次新增加的内容, 主要参考了我国《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB10002.3-99。该规范中规定的疲劳应力幅限值为 140N/mm^2 , 其试验依据为 $f_{ptk}=1860\text{N/mm}^2$ 的高强钢绞线, 考虑到本规范中钢绞线强度还有 $f_{ptk}=1570\text{N/mm}^2$ 的等级以及预应力钢筋在曲线管道中等因素的影响, 故采用偏安全的表中的限值。

普通钢筋疲劳应力幅限值表 4.2.5-1 中的空缺, 是因为尚缺乏有关的试验数据。

5 结构分析

本章为新增内容,弥补了我国历来混凝土结构设计规范中结构分析内容方面的不足。所列条款反映了我国混凝土结构的设计现状、工程经验和试验研究等方面所取得的进展,同时也参考了国外标准规范的相关内容。

本规范只列入了结构分析的基本原则和各种分析方法的应用条件。各种结构分析方法的具体内容在有关标准中有更详尽的规定时,可遵照执行。

5.1 基本原则

5.1.1 在所有的情况下均应对结构的整体进行分析。结构中的重要部位、形状突变部位以及内力和变形有异常变化的部分(例如较大孔洞周围、节点及其附近、支座和集中荷载附近等),必要时应另作更详细的局部分析。

对结构的两种极限状态进行结构分析时,应采取相应的荷载组合。

5.1.2 结构在不同的工作阶段,例如预制构件的制作、运输和安装阶段,结构的施工期、检修期和使用期等,以及出现偶然事故的情况下,都可能出现多种不利的受力状况,应分别进行结构分析,并确定其可能最不利的作用效应组合。

5.1.3 结构分析应以结构的实际工作状况和受力条件为依据。结构分析的结果应有相应的构造措施作保证。例如:固定端和刚节点的承受弯矩能力和对变形的限制;塑性铰的充分转动能力;适筋截面的配筋率或压区相对高度的限制等。

结构分析方法应有可靠的依据和足够的计算准确程度。

5.1.4 所有结构分析方法的建立都基于三类基本方程,即力学平衡方程、变形协调(几何)条件和本构(物理)关系。其中力学平衡条件必须满足;变形协调条件对有些方法不能严格符合,但应在不同程度上予以满足;本构关系则需合理地选用。

5.1.5 现有的结构分析方法可归纳为五类。各类方法的主要特点和应用范围如下:

1 线弹性分析方法是最基本和最成熟的结构分析方法,也是其他分析方法的基础和特例。它适用于分析一切形式的结构和验算结构的两种极限状态。至今,国内外的大部分混凝土结构的设计仍基于此方法。

结构内力的线弹性分析和截面承载力的极限状态设计相结合,实用上简易可行。按此设计的结构,其承载力一般偏于安全。少数结构因混凝土开裂部分的刚度减小而发生内力重分布,可能影响其他部分的开裂和变形状况。

考虑到混凝土结构开裂后的刚度减小,对梁、柱构件分别取用不等的折减刚度

值,但各构件(截面)刚度不随荷载效应的大小而变化,则结构的内力和变形仍可采用线弹性方法进行分析。

2 考虑塑性内力重分布的分析方法设计超静定混凝土结构,具有充分发挥结构潜力、节约材料、简化设计和方便施工等优点。

3 塑性极限分析方法又称塑性分析法或极限平衡法。此法在我国主要用于周边有梁或墙支承的双向板设计。工程设计和施工实践经验证明,按此法进行计算和构造设计简便易行,可保证安全。

4 非线性分析方法以钢筋混凝土的实际力学性能为依据,引入相应的非线性本构关系后,可准确地分析结构受力全过程的各种荷载效应,而且可以解决一切体形和受力复杂的结构分析问题。这是一种先进的分析方法,已经在国内外一些重要结构的设计中采用,并不同程度地纳入国外的一些主要设计规范。但这种分析方法比较复杂,计算工作量大,各种非线性本构关系尚不够完善和统一,至今应用范围仍然有限,主要用于重大结构工程如水坝、核电站结构等的分析和地震下的结构分析。

5 结构或其部分的体形不规则和受力状态复杂,又无恰当的简化分析方法时,可采用试验分析方法。例如剪力墙及其孔洞周围,框架和桁架的主要节点,构件的疲劳,平面应变状态的水坝等。

5.1.6 结构设计中采用电算分析的日益增多,商业的和自编的电算程序都必须保证其运算的可靠性。而且,每一项电算的结果都应作必要的判断和校核。

5.2 线弹性分析方法

5.2.2 由长度大于3倍截面高度的构件所组成的结构,可按杆系结构进行分析。

这里所列的简化假设是多年工程经验证实可行的。有些情况下需另作考虑,例如有些空间结构体系不能或不宜于分解为平面结构分析,高层建筑结构不能忽略轴力、剪力产生的杆件变形对结构内力的影响,细长和柔性的结构或杆件要考虑二阶效应等。

5.2.3 计算图形宜根据结构的实际形状、构件的受力和变形状况、构件间的连接和支承条件以及各种构造措施等,作合理的简化。例如,支座或柱底的固定端应有相应的构造和配筋作保证;有地下室的建筑底层柱,其固定端的位置还取决于底板(梁)的刚度;节点连接构造的整体性决定其按刚接或铰接考虑等。

5.2.4 按构件全截面计算截面惯性矩时,既不计钢筋的换算面积,也不扣除预应力钢筋孔道等的面积。

T形截面梁的惯性矩值按截面矩形部分面积的惯性矩进行修正,比给定翼缘有效

宽度进行计算更为简捷。

计算框架在使用阶段的侧移时,构件刚度折减系数的取值参见《钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程》CECS51:93。

5.2.5 电算程序一般按准确分析方法编制,简化分析方法适合于手算。

5.2.7 各种结构体系和不同支承条件、荷载状况的双向板都可采用线弹性方法分析。结构体系布置规则的双向板,按周边支承板和板柱体系两种情况,分别采用第 5.3.2 条和第 5.3.3 条所列方法进行计算,更为简捷方便。

5.2.8 二维和三维结构通过力学分析或模型试验可获得内部应力分布,但不是截面内力(弯矩、轴力、剪力、扭矩),其承载能力极限状态宜由受拉区配设钢筋和受压区验算混凝土多轴强度作保证。前者参见《水工混凝土结构设计规范》DL/T5057,但一般不考虑混凝土的抗拉强度,后者见本规范附录 C。结构的线弹性应力分析与配筋的极限状态计算相结合,其承载力设计结果偏于安全。

5.3 其他分析方法

5.3.1 弯矩调幅法是钢筋混凝土结构考虑塑性内力重分布分析方法中的一种。该方法计算简便,已在我国广为应用多年。弯矩调幅法的原则、方法和设计参数等参见《钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程》CECS51:93,但应注意应用这种方法的限制条件。

5.3.2 周边有梁或墙支承的钢筋混凝土双向板,可采用塑性铰线法(极限分析的上限解)进行分析,根据板的极限平衡基本方程和两方向单位极限弯矩的比值,依次计算各区格板的弯矩值或者直接利用相应的计算图表确定弯矩值。条带法是极限分析的下限解,已知荷载即可根据平衡条件确定板的弯矩设计值,按此法设计总是偏于安全的。

5.3.3 结构布置规则的板柱体系可直接采用弯矩系数法计算柱上板带和跨中板带的各支座和跨中截面的弯矩值。当结构布置不规则时,可将计算图形取为平面等代框架进行分析,再按柱上板带和跨中板带分配各支座和跨中截面的弯矩值。

5.3.4 杆系(一维)结构和二、三维结构的非线性分析可根据结构的类型和形状,要求的计算精度等,选择分析方法。应根据情况采用不同的离散尺度;确定相应的本构关系,如一点的应力-应变关系、杆件截面的弯矩-曲率关系、杆件的内力-变形关系、不同形状有限单元的本构关系等,并以此为基础推导基本方程和确定计算过程。

进行结构非线性分析时,其各部尺寸和材料性能指标必须预先设定。若采用的混凝土和钢筋的材料性能指标(如强度、弹性模量、峰值应变和屈服应变),或者二者

的性能比与实际结构中的相应值有差别时, 受力全过程的计算结果, 包括结构的应力分布、变形、破坏形态和极限荷载等都会产生不同程度的偏差。

在确定混凝土和钢筋的材料本构关系和强度、变形值时, 宜事先进行试验测定。无试验条件时, 可采用经过验证的数学模型(如附录 C), 其参数值应经过标定或有可靠依据。材料的强度和特征变形值宜取平均值, 可按附录 C 的公式计算或表列值采用。

与材料性能指标的取值相适应, 当验算结构的承载能力极限状态时, 应将荷载效应的基本组合设计值乘以修正系数, 其数值根据结构或构件的受力特点和破坏形态确定, 但不宜小于下值:

受拉钢筋控制破坏(如轴拉、受弯、偏拉、大偏压等) 1.4;

受压混凝土或斜截面控制破坏(如轴压、小偏压、受剪、受扭等) 1.9。

验算正常使用极限状态时, 可取荷载效应的标准组合, 一般不作修正。

结构分析中的应力、应变、曲率、变形、裂缝间距和宽度等都可取为一定长度或面积范围内的平均值, 以简化计算。混凝土受拉开裂后, 在确定构件的变形(曲率)和刚度时, 宜考虑混凝土的受拉刚化效应。

结构非线性分析的电算程序, 除了严格进行理论考证外, 还应有一定的试验验证。

5.3.5 混凝土结构的试验应经专门的设计。对试件的形状、尺寸和数量, 材料的品种和性能指标, 支承和边界条件, 加载的方式、数值和过程, 量测项目和测点布置等作出周密考虑, 以确保试验结果的有效和准确。

在结构的试验过程中, 对量测并记录的各种数据和现象应及时整理和判断。试验结束后应进行分析和计算以确定试件的各项性能指标值和所需的设计参数值, 并对试验的准确度作出估计, 引出合理的结论。

5.3.6 混凝土的温度-湿度变形和收缩、徐变等因素主要影响结构的正常使用极限状态和耐久性, 对结构承载能力极限状态的影响较小, 必要时需加分析和验算。温度应力分析参见《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057。

6 预应力混凝土结构构件计算要求

6.1 一般规定

6.1.1 预应力混凝土构件对于承载能力极限状态下的荷载效应基本组合及对于正常使用极限状态下荷载效应的标准组合(原规范的短期效应组合)和准永久组合(长期效应组合),是根据《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定并加入了预应力效应项而确定的。预应力效应设计值将在本规范有关章节计算公式中具体给出。预应力效应包括预加力产生的次弯矩、次剪力。在承载能力极限状态下,预应力作用分项系数应按预应力作用的有利或不利,分别取 1.0 或 1.2。当不利时,如后张法预应力混凝土构件锚头局压区的张拉控制力,预应力作用分项系数应取 1.2。在正常使用极限状态下,预应力作用分项系数通常取 1.0。以上保留了原规范的规定,并注意了与国外有关规范的协调。

对承载能力极限状态,当预应力效应列为公式左端项参与荷载效应组合时,根据工程经验,对参与组合的预应力效应项,通常取结构重要性系数 $\gamma_0=1.0$ 。

6.1.2 本条采用了配置预应力钢筋及非预应力普通钢筋的混合配筋设计方法,及部分预应力混凝土的设计原理。

6.1.3 后张法预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 的限值对消除应力钢丝、钢绞线比原规范提高了 $0.05f_{\text{ptk}}$ 。原因是张拉过程中的高应力在预应力锚固后降低很快,以及这类钢筋的材质较稳定,因而一般不会引起预应力钢筋在张拉过程中拉断的事故。目前国内已有不少单位采用比原规范限值高的 σ_{con} 。国外一些规范,如美国 ACI318 规范的 σ_{con} 限值也较高。所以为了提高预应力钢筋的经济效益, σ_{con} 的限值可适当提高。但是 σ_{con} 增大后会增加预应力损失值,因此合适的张拉控制应力值应根据构件的具体情况确定。

6.1.5 在后张法预应力混凝土超静定结构中存在支座等多余约束。当预加力对超静定梁引起的结构变形受到支座约束时,将产生支座反力,并由该反力产生次弯矩 M_2 ,使预应力钢筋的轴线与压力线不一致。因此,在计算由预加力在截面中产生的混凝土法向应力时,应考虑该次弯矩 M_2 的影响。

约束构件如柱子或墙对梁、板预应力效果的不利影响,宜在设计中采取适当措施予以解决。

6.1.6 当预应力混凝土构件配置非预应力钢筋时,由于混凝土收缩和徐变的影响,

会在这些非预应力钢筋中产生内力。这些内力减少了受拉区混凝土的法向预压应力,使构件的抗裂性能降低,因而计算时应考虑这种影响。为简化计算,假定非预应力钢筋的应力取等于混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值。但严格地说,这种简化计算当预应力钢筋和非预应力钢筋重心位置不重合时是有一定误差的。

6.1.7~6.1.8 通常对预应力钢筋由于布置上几何偏心引起的内弯矩 $N_p e_{pn}$ 以 M_1 表示,由该弯矩对连续梁引起的支座反力称为次反力,由次反力对梁引起的弯矩称为次弯矩 M_2 。在预应力混凝土超静定梁中,由预加力对任一截面引起的总弯矩 M_r 为内弯矩 M_1 与次弯矩 M_2 之和,即 $M_r=M_1+M_2$ 。

国内外学者对预应力混凝土连续梁的试验研究表明,对预应力混凝土超静定结构,在进行正截面和斜截面抗裂验算时,应计入预应力次弯矩、次剪力对截面内力的影响,次弯矩和次剪力的预应力分项系数取 1.0。在正截面抗裂验算中,为计及次弯矩的作用,可近似取预加力(扣除相应阶段预应力损失后并考虑非预应力钢筋影响)的等效荷载在结构截面引起的总弯矩进行计算。在进行正截面受弯承载力计算时,在弯矩设计值中次弯矩应参与组合;在进行斜截面受剪承载力计算时,在剪力设计值中次剪力应参与组合。当参与组合的次弯矩、次剪力对结构不利时,预应力分项系数取 1.2;对结构有利时取 1.0。

近些年来,国内开展了后张法预应力混凝土连续梁内力重分布的试验研究,并探讨次弯矩存在对内力重分布的影响。这些试验规律为制定本条款提供了依据。

据上述试验研究及有关文献的分析和建议,对存在次弯矩的后张法预应力混凝土超静定结构,其弯矩重分布规律可描述为: $(1-\beta)M_d+\alpha M_2\leq M_u$,其中, α 为次弯矩消失系数。

直接弯矩的调幅系数定义为: $\beta=1-M_a/M_d$,此处, M_a 为调整后的弯矩值, M_d 为按弹性分析算得的荷载弯矩设计值;它的变化幅度是: $0\leq\beta\leq\beta_{max}$,此处, β_{max} 为最大调幅系数。次弯矩随结构构件刚度改变和塑性铰转动而逐步消失,它的变化幅度是: $0\leq\alpha\leq 1.0$,且当 $\beta=0$ 时,取 $\alpha=1.0$;当 $\beta=\beta_{max}$ 时,可取 α 接近为 0。且 β 可取其正值或负值,当取 β 为正值时,表示支座处的直接弯矩向跨中调幅;当取 β 为负值时,表示跨中的直接弯矩向支座处调幅。在上述试验结果与分析研究的基础上,规定对预应力混凝土框架梁及连续梁在重力荷载作用下,当受压区高度 $x\leq 0.30h_0$ 时,可允许有限量的弯矩重分配,其调幅值最大不得超过 10%;同时可考虑次弯矩对截面内力的影响,但总调幅值不宜超过 20%。

6.1.9 对刻痕钢丝、螺旋肋钢丝、三股和七股钢绞线的预应力传递长度,均在原规范规定的预应力传递长度的基础上,根据试验研究结果作了调整,并采用公式由其

有效预应力值计算预应力传递长度。预应力钢筋传递长度的外形系数取决于与锚固有关的钢筋的外形。

6.1.11~6.1.13 为确保预应力混凝土结构在施工阶段的安全,明确规定了在施工阶段应进行承载能力极限状态验算。对截面边缘的混凝土法向应力的限值条件,是根据国内外相关规范校准并吸取国内的工程设计经验而得的。其中,对混凝土法向应力的限值,均按与各施工阶段混凝土抗压强度 f'_{cu} 相应的抗拉强度及抗压强度标准值表示。

对预拉区纵向钢筋的配筋率取值,原则上与本规范第 9.5.1 条的最小配筋率相一致。

6.1.14 对先张法及后张法预应力混凝土构件的受剪承载力、受扭承载力及裂缝宽度计算,均需用到混凝土法向预应力为零时的预应力钢筋合力 N_{p0} , 故此作了规定。

6.2 预应力损失值计算

6.2.1 预应力混凝土用钢丝、钢绞线的应力松弛试验表明,应力松弛损失值与钢丝的初始应力值和极限强度有关。表中给出的普通松弛和低松弛预应力钢丝、钢绞线的松弛损失值计算公式,是按钢筋标准 GB/T 5223 及 GB/T 5224 中规定的数值综合成统一的公式,以便于应用。当 $\sigma_{con}/f_{ptk} \leq 0.5$ 时,实际的松弛损失值已很小,为简化计算取松弛损失值为零。热处理钢筋的应力松弛损失值,根据现有的少量试验资料看,取规范规定的松弛损失值是偏于安全的,待今后进行系统试验后可再作更为精确的规定。

6.2.2 锚固阶段张拉端预应力筋的内缩量允许值,原规范对带螺帽的锚具、钢丝束的镦头锚具、钢丝束的钢质锥形锚具、JM12 锚具及单根冷拔低碳钢丝的锥形锚夹具作了规定,但不能包括所有的锚具。现根据锚固原理的不同,将锚具分为支承式、锥塞式和夹片式三类,对每类作出规定。

在原规范中,未给出 QM、XM、OVM 等群锚的锚具变形和钢筋内缩值。而这些锚具及 JM 锚具均属于夹片式锚具,故本次修订按有顶压或无顶压分别给出了该类锚具的规定值。

6.2.4 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失,包括沿孔道长度上局部位置偏移和曲线弯道摩擦影响两部分。在计算公式中, x 值为从张拉端至计算截面的孔道长度,但在实际工程中,构件的高度和长度相比常很小,为简化计算,可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度代替孔道长度; θ 值应取从张拉端至计算截面的长度上预应力钢筋弯起角(以弧度计)之和。

研究表明，孔道局部偏差的摩擦系数 k 值与下列因素有关：预应力钢筋的表面形状；孔道成型的质量状况；预应力钢筋接头的外形；预应力钢筋与孔壁的接触程度（孔道的尺寸，预应力钢筋与孔壁之间的间隙数值和预应力钢筋在孔道中的偏心距数值情况）等。在曲线预应力钢筋摩擦损失中，预应力钢筋与曲线弯道之间摩擦引起的损失是控制因素。

根据国内的试验研究资料及多项工程的实测数据，并参考国外规范的规定，补充了预埋金属波纹管、预埋钢管孔道的摩擦影响系数。当有可靠的试验数据时，本规范表 6.2.4 所列系数值可根据实测数据确定。

6.2.5 根据国内对混凝土收缩、徐变的试验研究表明，应考虑预应力钢筋和非预应力钢筋配筋率对 σ_{15} 值的影响，其影响可通过构件的总配筋率 ρ ($\rho = \rho_p + \rho_s$) 反映。在公式(6.2.5-1)至(6.2.5-4)中，分别给出先张法和后张法两类构件受拉区及受压区预应力钢筋处的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失。公式中反映了上述各项因素的影响，此计算方法比仅按预应力钢筋合力点处的混凝土法向预应力计算预应力损失的方法更为合理。本次修订考虑到现浇后张预应力混凝土施加预应力的时间比 28d 龄期有所提前等因素，对上述收缩和徐变计算公式中的有关项在数值上作了调整。调整的依据为：预加力时混凝土龄期，先张法取 7d，后张法取 14d；理论厚度均取 200mm；预加力后至使用荷载作用前延续的时间取 1 年，并与附录 E 计算结果进行校核得出。同时，删去了原规范中构件从预加应力时起至承受外荷载的时间对混凝土收缩和徐变损失值影响的系数 β 的计算公式。

7 承载能力极限状态计算

7.1 正截面承载力计算的一般规定

7.1.1 明确指出了本章第 7.1 节至 7.4 节的适用条件,同时,指出了深受弯构件应按本规范第 10.7 节的规定计算。

7.1.2~7.1.3 对正截面承载力计算方法的基本假定作了具体规定:

1 平截面假定

试验表明,在纵向受拉钢筋的应力达到屈服强度之前及达到的瞬间,截面的平均应变基本符合平截面假定。因此,按照平截面假定建立判别纵向受拉钢筋是否屈服的界限条件和确定屈服之前钢筋的应力 σ_s 是合理的。平截面假定作为计算手段,即使钢筋已达屈服,甚至进入强化段时,也还是可行的,计算值与试验值符合较好。

引用平截面假定可以将各种类型截面(包括周边配筋截面)在单向或双向受力情况下的正截面承载力计算贯穿起来,提高了计算方法的逻辑性和条理性,使计算公式具有明确的物理概念。引用平截面假定为利用电算进行全过程分析及非线性分析提供了必不可少的变形条件。

世界上一些主要国家的有关规范,均采用了平截面假定。

2 混凝土的应力-应变曲线

随着混凝土强度的提高,混凝土受压时应力-应变曲线将逐渐变化,其上升段将逐渐趋向线性变化,且对应于峰值应力的应变稍有提高;下降段趋于变陡,极限应变有所减少。为了综合反映低、中强度混凝土和高强混凝土的特性,在原规范的应力-应变曲线的基础上作了修改补充,并参照国外有关规范的规定,本规范采用了如下的表达形式:

$$\text{上升段} \quad \sigma_c = f_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \quad (\varepsilon_c \leq \varepsilon_0)$$

$$\text{下降段} \quad \sigma_c = f_c \quad (\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu})$$

根据国内中低强混凝土和高强混凝土偏心受压短柱的试验结果,在条文中给出了有关参数: n 、 ε_0 、 ε_{cu} , 它们与试验结果较为接近。考虑到与国际规范接轨和与国内规范统一,同时顾及适当提高正截面承载力计算的可靠度,本规范取消了弯曲抗压强度 f_{cm} , 峰值应力 σ_0 取轴心抗压强度 f_c 。

在承载力计算中，可采用合适的压应力图形，只要在承载力计算上能与可靠的试验结果基本符合。为简化计算，本规范采用了等效矩形压应力图形，此时，矩形应力图的应力取 f_c 乘以系数 α_1 ，矩形应力图的高度可取等于按平截面假定所确定的中和轴高度 x_n 乘以系数 β_1 。对中低强混凝土，当 $n=2$ ， $\varepsilon_0=0.002$ ， $\varepsilon_{cu}=0.0033$ 时， $\alpha_1=0.969$ ， $\beta_1=0.824$ ；为简化计算，取 $\alpha_1=1.0$ ， $\beta_1=0.8$ 。对高强混凝土，用随混凝土强度提高而逐渐降低的系数 α_1 、 β_1 值来反映高强混凝土的特点，这种处理方法能适应混凝土强度进一步提高的要求，也是多数国家规范采用的处理方法。上述的简化计算与试验结果对比大体接近。应当指出，将上述简化计算的规定用于三角形截面、圆形截面的受压区，会带来一定的误差。

3 对纵向受拉钢筋的极限拉应变规定为 0.01，作为构件达到承载能力极限状态的标志之一。对有物理屈服点的钢筋，它相当于钢筋应变进入了屈服台阶；对无屈服点的钢筋，设计所用的强度是以条件屈服点为依据的，极限拉应变的规定是限制钢筋的强化强度，同时，它也表示设计采用的钢筋，其均匀伸长率不得小于 0.01，以保证结构构件具有必要的延性。对预应力混凝土结构构件，其极限拉应变应从混凝土消压时的预应力钢筋应力 σ_{p0} 处开始算起。

对非均匀受压构件，混凝土的极限压应变达到 ε_{cu} 或者受拉钢筋的极限拉应变达到 0.01，即这两个极限应变中只要具备其中一个，即标志构件达到了承载能力极限状态。

7.1.4 构件达到界限破坏是指正截面上受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的破坏状态。对应于这一破坏状态，受压边混凝土应变达到 ε_{cu} ；对配置有屈服点钢筋的钢筋混凝土构件，纵向受拉钢筋的应变取 f_y/E_s 。界限受压区高度 x_b 与界限中和轴高度 x_{nb} 的比值为 β_1 ，根据平截面假定，可得截面相对界限受压区高度 ξ_b 的公式(7.1.4-1)。

对配置无屈服点钢筋的钢筋混凝土构件或预应力混凝土构件，根据条件屈服点的定义，应考虑 0.2% 的残余应变，普通钢筋应变取 $(f_y/E_s+0.002)$ 、预应力钢筋应变取 $[(f_{py}-\sigma_{p0})/E_s+0.002]$ 。根据平截面假定，可得公式(7.1.4-2)和公式(7.1.4-3)。

无屈服点的普通钢筋通常是指细规格的带肋钢筋，无屈服点的特性主要取决于钢筋的轧制和调直等工艺。

7.1.5 钢筋应力 σ_s 的计算公式，是以混凝土达到极限压应变 ε_{cu} 作为构件达到承载能力极限状态标志而给出的。

按平截面假定可写出截面任意位置处的普通钢筋应力 σ_{si} 的计算公式(7.1.5-1)和预应力钢筋应力 σ_{pi} 的计算公式(7.1.5-2)。

为了简化计算,根据我国大量的试验资料及计算分析表明,小偏心受压情况下实测受拉边或受压较小边的钢筋应力 σ_s 与 ξ 接近直线关系。考虑到 $\xi = \xi_b$ 及 $\xi = \beta_1$ 作为界限条件,取 σ_s 与 ξ 之间为线性关系,就可得到公式(7.1.5-3)、(7.1.5-4)。

按上述线性关系式,在求解正截面承载力时,一般情况下为二次方程。

分析表明,当用 β_1 代替原规范公式中的系数0.8后,计算钢筋应力的近似公式,对高强混凝土引起的误差与普通混凝土大致相当。

7.2 正截面受弯承载力计算

7.2.1~7.2.6 基本保留了原规范规定的实用计算方法。根据本规范第7.1节的规定,将原规范取用的混凝土弯曲抗压强度设计值 f_{cm} 统一改为混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘以系数 α_1 。

7.3 正截面受压承载力计算

7.3.1 基本保留了原规范的规定。为保持与偏心受压构件正截面承载力计算具有相近的可靠度,在正文公式(7.3.1)右端乘以系数0.9。

当需用公式计算 ϕ 值时,对矩形截面也可近似用 $\phi = \left[1 + 0.002 \left(\frac{l_0}{b} - 8 \right)^2 \right]^{-1}$ 代替查表取值。当 $l_{0/b}$ 不超过40时,公式计算值与表列数值误差不致超过3.5%。对任意截面可取 $b = \sqrt{12}i$,对圆形截面可取 $b = \sqrt{3}d/2$ 。

7.3.2 基本保留了原规范的规定,并根据国内外的试验结果,当混凝土强度等级大于C50时,间接钢筋对混凝土的约束作用将会降低,为此,在 $50\text{N/mm}^2 < f_{cu,k} \leq 80\text{N/mm}^2$ 范围内,给出折减系数 α 值。基于与第7.3.1条相同的理由,在公式(7.3.2-1)右端乘以系数0.9。

7.3.3 由于工程中实际存在着荷载作用位置的不定性、混凝土质量的不均匀性及施工的偏差等因素,都可能产生附加偏心距。很多国家的规范中都有关于附加偏心距的具体规定,因此参照国外规范的经验,规定了附加偏心距 e_a 的绝对值与相对值的要求,并取其较大值用于计算。

7.3.4 矩形截面偏心受压构件

1 对非对称配筋的小偏心受压构件,当偏心距很小时,为了防止 A_s 产生受压破坏,尚应按公式(7.3.4-5)进行验算,此处,不考虑偏心距增大系数,并引进了初始偏心距 $e_i = e_0 - e_a$,这是考虑了不利方向的附加偏心距。计算表明,只有当 $N > f_c b h$ 时,钢筋 A_s 的配筋率才有可能大于最小配筋率的规定。

2 对称配筋小偏心受压的钢筋混凝土构件近似计算方法

当应用偏心受压构件的基本公式(7.3.4-1)、(7.3.4-2)及公式(7.1.5-1)求解对称配筋小偏心受压构件承载力时,将出现 ξ 的三次方程。第 7.3.4 条第 4 款的简化公式是取

$$\xi \left(1 - \frac{1}{2} \xi \right) \frac{\xi_b - \xi}{\xi_b - \beta_1} \approx 0.43 \frac{\xi_b - \xi}{\xi_b - \beta_1},$$

使求解 ξ 的方程降为一次方程,便于直接求得小偏心受压构件所需的配筋面积。把原规范的系数 0.45 改为 0.43 是为了使公式也能适用于高强混凝土。

同理,上述简化方法也可扩展用于 T 形和 I 形截面的构件。

7.3.5 在原规范相应条文的基础上,给出了 I 形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算公式,对 T 形、倒 T 形截面则可按条文注的规定进行计算;同时,对非对称配筋的小偏心受压构件,给出了验算公式及其适用的近似条件。

7.3.6 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋(沿截面腹部配置等直径、等间距的纵向受力钢筋)的矩形、T 形或 I 形截面偏心受压构件,其正截面承载力可根据第 7.1.2 条中一般计算方法的基本假定列出平衡方程进行计算。但由于计算公式较繁,不便于设计应用。为此,作了必要的简化,给出了公式(7.3.6-1)至公式(7.3.6-4)。

根据第 7.1.2 条的基本假定,均匀配筋的钢筋应变到达屈服的纤维距中和轴的距离为 $\beta \xi h_0 / \beta_1$,此处, $\beta = f_{yw} / (E_s \varepsilon_{cu})$ 。分析表明,对常用的钢筋 β 值变化幅度不大,而且对均匀配筋的内力影响很小。因此,将按平截面假定写出的均匀配筋内力 N_{sw} 、 M_{sw} 的表达式分别用直线及二次曲线近似拟合,即给出公式(7.3.6-3)、公式(7.3.6-4)两个简化公式。

计算分析表明,在两对边集中配筋与腹部均匀配筋呈一定比例的条件下,本条的简化计算与精确计算的结果相比误差不大,并可使计算工作量得到很大简化。

7.3.7~7.3.8 环形及圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算。

均匀配筋的环形、圆形截面的偏心受压构件,其正截面承载力计算可采用第 7.1.2 条的基本假定列出平衡方程进行计算,但计算过于繁琐,不便于设计应用。公式(7.3.7-1)至公式(7.3.7-6)及公式(7.3.8-1)至公式(7.3.8-4)是将沿截面梯形应力分布的受压及受拉钢筋应力简化为等效矩形应力图,其相对钢筋面积分别为 α 及 α_t ,在计算时,不需判断大小偏心情况,简化公式与精确计算的结果相比误差不大。对环形截面,当 α 较小时实际受压区为环内弓形面积,简化公式可能会低估了截面承载力,此时可按圆形截面公式计算。

7.3.9 二阶效应泛指在产生了层间位移和挠曲变形的结构构件中由轴向压力引起的附加内力。以框架结构为例,在有侧移框架中,二阶效应主要是指竖向荷载在产生了侧移的框架中引起的附加内力,通常称为 P- Δ 效应。在这类框架的各个柱段中, P- Δ 效应将增大柱端控制截面中的弯矩;在无侧移框架中,二阶效应是指轴向压力在

产生了挠曲变形的柱段中引起的附加内力,通常称为 P- δ 效应,它有可能增大柱段中部的弯矩,但除底层柱底外,一般不增大柱端控制截面的弯矩。由于我国工程中的各类结构通常按有侧移假定设计,故本规范第 7.3.9 条至第 7.3.12 条主要涉及有侧移假定下的二阶效应问题。对于工程中个别情况下出现的无侧移情况,仍可按第 7.3.10 条的规定对其二阶效应进行计算。

二阶效应计算本属结构分析的内容。但因在考虑二阶效应的结构分析中需描述各杆件的挠曲变形状态,在未能形成适用于工程设计的考虑二阶效应的结构内力分析方法之前,只能采用近似方法在偏心受压构件的截面承载力设计中考虑二阶弯矩的不利影响。原规范在偏心受压构件的截面设计中,采用由标准偏心受压柱(两端铰支等偏心距的压杆)求得的偏心距增大系数 η 与结构柱段计算长度 l_0 相结合来估算二阶弯矩的方法就属于这类近似方法,这一方法也称 η - l_0 方法。随着计算机技术的发展,利用结构分析的弹性杆系有限元法,再以构件在所考虑极限状态下的经过折减的弹性刚度近似代替其初始弹性刚度,使之能反映承载能力极限状态下钢筋混凝土结构变形的特点,可以较精确计算出包含二阶内力在内的结构各杆件内力,且可克服采用 η - l_0 法时在相当一部分情况下存在的不准确性。这种方法在本规范中称为考虑二阶效应的弹性分析方法。用这种方法求得在各类荷载组合下的最不利内力值后,可直接用于各构件的截面设计,而不需在截面设计中另行考虑二阶效应问题。

修订后的二阶效应条文(第 7.3.9 条至第 7.3.12 条)与原规范的主要区别是,从只推荐 η - l_0 近似法过渡到同时给出 η - l_0 近似法和较准确的考虑二阶效应的弹性分析法,以供设计选用。

7.3.10 本条对偏心受压构件承载力设计中采用 η - l_0 近似法考虑二阶效应影响时的有关计算内容作出了规定。

在 η - l_0 近似法中, η 定义为标准偏心受压柱高度中点截面的偏心距增大系数,其含义为:

$$\eta = \frac{M + \Delta M}{M} = \frac{M/N + \Delta M/N}{M/N} = \frac{e_0 + a_f}{e_0} = 1 + \frac{a_f}{e_0}$$

其中 M 为不考虑二阶弯矩的柱高中点弯矩,即标准偏心受压柱的轴压力 N 与柱端偏心距 e_0 的乘积; ΔM 是轴向压力在挠曲变形柱的高度中点产生的附加弯矩,即轴压力 N 与柱高度中点侧向挠度 a_f 的乘积。

结构各柱段的计算长度 l_0 则是与所计算的结构柱段实际受力状态相对应的等效标准柱长度。或者说,用一根长度为 l_0 且轴向压力、杆端偏心距和截面特征与所考

虑的结构柱段控制截面完全相同的标准柱计算出的 η ，应能反映所考虑柱段控制截面中 $(M+\Delta M)$ 与 M 的实际比值。因此，计算长度 l_0 相当于一个等效长度。

本条的偏心距增大系数继续沿用原规范的计算公式。该公式反映了与偏心受压构件达到其最大轴向压力时的“极限曲率”所对应的偏心距增大系数，其基本表达式为：

$$\eta = 1 + \frac{1}{e_i} \left(\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right) \xi_1 \xi_2$$

式中， e_i 为初始偏心距，它已由本规范第 7.3.4 条作出了规定； $\left(\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right) \xi_1 \xi_2$ 为与构件极限曲率对应的侧向挠度；其中， β 为与柱挠曲线形状有关的系数，对两端铰支柱，试验挠曲线基本上符合正弦曲线，故可取 $\beta = \pi^2 \approx 10$ 。

分析结果表明，对于偏心距不同的大偏心受压构件，“极限曲率” $\frac{1}{r_c}$ 均可近似取为：

$$\frac{1}{r_c} = \frac{\phi \varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}{h_0}$$

其中， ε_{cu} 和 ε_y 分别为截面受压边缘混凝土的极限压应变和受拉钢筋的屈服应变。为了与原规范保持一致，取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$ ， ε_y 则取与 HRB335 级钢筋抗拉强度标准值对应的应变，此应变值介于 HPB235 级和 HRB400 级钢筋的应变值之间，为简化计算，对钢种不再作出区别规定。上式中的 ϕ 为徐变系数。需要指出的是，在实际工程中，一般有侧移框架的侧向位移是由短期作用的风荷载或地震作用引起的，故在二阶弯矩中不需要考虑水平荷载长期作用使侧移增大的不利影响，即取 $\phi = 1.0$ ；只有当框架侧移是由静水压力或土压力等长期作用的水平荷载引起时，方应考虑大于 1.0 的徐变系数 ϕ 。为了简化计算，修订后的条文不分水平荷载作用时间长短，仍按原规范规定，偏安全地统一取 $\phi = 1.25$ 。将以上数值代入上述 $1/r_c$ 表达式，并取 $\beta = 10$ 和 $h/h_0 = 1.1$ 后，即可由前面给出的 η 基本表达式得到规范公式(7.3.10-1)的实用表达式。

对小偏心受压构件，其纵向受拉钢筋的应力达不到屈服强度，且受压区边缘混凝土的应变值可达到或小于 ε_{cu} ，为此，引进了截面曲率修正系数 ζ_1 ，参考国外规范和试验分析结果，原则上可采用下列表达式：

$$\zeta_1 = \frac{N_b}{N}$$

此处， N_b 为受压区高度 $x = x_b$ 时的构件界限受压承载力设计值；为了实用起见，

本规范近似取 $N_b=0.5f_cA$ ，就可得出公式(7.3.10-2)。

此外，为考虑构件长细比对截面曲率的影响，引入修正系数 ζ_2 ，根据试验结果的分析，给出了公式(7.3.10-3)。

值得指出，公式(7.3.10-1)对 $l_0/h \leq 30$ 时，与试验结果符合较好；当 $l_0/h > 30$ 时，因控制截面的应变值减小，钢筋和混凝土达不到各自的强度设计值，属于细长柱，破坏时接近弹性失稳，采用公式(7.3.10-1)计算，其误差较大；建议采用模型柱法或其他可靠方法计算。

本条的公式曾用国内大量的矩形截面偏心受压构件的试验验证是合适的；对 I 形、T 形截面构件，该公式的计算结果略偏安全；对圆形截面构件，国外已通过模型柱法计算，论证了它也是适用的；对预应力混凝土偏心受压构件，在一般情况下是偏于安全的。

原规范曾规定，当构件长细比 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 8 时，可不考虑二阶效应的影响，即取 $\eta=1.0$ 。本次修订，根据与有关规范的协调，参考国外有关规范的做法，并结合我国规范对 l_0 取值的特点，将不考虑二阶效应的界限条件修改为 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 5.0 ，广义的界限条件取 $l_0/i \leq 17.5$ ，以适应不同的截面形状。经验算表明，当满足这个条件时，构件截面中由二阶效应引起的附加弯矩平均不会超过截面一阶弯矩的 5%。

7.3.11 原规范对排架柱计算长度的规定引自 1974 年的规范(TJ10-74)，其计算长度值是在当时的弹性分析和工程经验基础上确定的。从多年使用情况看，所规定的计算长度值还是可行的。近年对排架柱计算长度取值未做过更精确的校核工作，故本条表 7.3.11-1 继续沿用原规范的规定。

国内外近年来对框架结构中二阶效应规律的分析研究表明，由竖向荷载在发生侧移的框架中引起的 P- Δ 效应只增大由水平荷载在柱端控制截面中引起的一阶弯矩 M_h ，原则上不增大由竖向荷载在该截面中引起的一阶弯矩 M_v 。因此，框架柱端控制截面中考虑了二阶效应后的总弯矩应表示为：

$$M=M_v+\eta_s M_h$$

式中的 η_s 为反映二阶效应增大 M_h 幅度的弯矩增大系数，它所采用的计算长度原则上可以取用由无侧向支点且竖向荷载作用在梁柱节点上的框架在其失稳临界状态下挠曲线反弯点之间的距离，其近似表达式即为本条公式(7.3.11-1)和公式(7.3.11-2)，并取两式中的较小值。但原规范所用的传统 $\eta-l_0$ 法则是用 η 同时增大水平荷载弯矩和竖向荷载弯矩，即

$$M=\eta(M_v+M_h)$$

这表明，要使所求的总弯矩相同，就必然要取为小于 η_s ，与 η 对应的 l_0 也就必

然小于与 η_s 对应的由公式(7.3.11-1)和公式(7.3.11-2)表达的 l_0 。

验算结果表明,当 M_v 与 M_h 的比值为工程中常用多层框架结构中的比例,且框架各节点处的柱梁线刚度比(在节点处交汇的各柱段线刚度之和与交汇的各梁段线刚度之和的比值)为工程中常用的多层框架中常见比值时,用原规范第 7.3.1 条第一款第 1 项给出的一般有侧移框架柱计算长度简化取值方案计算出的 η 和 $M = \eta(M_v + M_h)$ 所求得的总弯矩,与只用 η_s 增大 M_h 时所求得的总弯矩差异不大。因此,为了简化设计,仍继续取用原规范的有侧移框架的计算长度,也就是本条表 7.3.11-2 的计算长度 l_0 来计算 η ,而且仍然采用以 η 统乘 $(M_v + M_h)$ 的方法确定总弯矩。这一做法虽然概念不很准确,但计算简便,而且省去了由于 η_s 只对应于 $\eta_s M_h$ 所引起的截面曲率增量必须按 M_v 与 M_h 的比例来调整偏心距增大系数的烦琐步骤。但是当 M_v 与 M_h 的比值明显小于或明显大于在确定表 7.3.11-2 中的计算长度时所考虑的工程常用的 M_v 与 M_h 的比值时,这种计算总弯矩的方法必然带来过大误差;当 M_v 与 M_h 之比偏小时,误差是偏不安全的。因此,在本条计算长度取值规定中给出第 3 项规定,要求在这种情况下取用公式(7.3.11-1)和公式(7.3.11-2)中的较小值作为计算长度的取值依据,以消除 M_v 与 M_h 比值过小时使用表 7.3.11-2 的计算长度所带来的不安全性。

由于我国钢筋混凝土多层、高层房屋结构在设计中通常均按有侧移假定进行结构分析,故取消了原规范第 7.3.1 条第 2 款第 2 项中对侧向刚度相对较大结构取用更小计算长度的规定,这也是因为这项规定从理论上说是不严密的。

由于规范仍采用 η 统乘 $(M_v + M_h)$ 的做法是不尽合理的,而且在确定 l_0 取值时未考虑柱梁线刚度比的影响,因此采用 $\eta-l_0$ 法在有些情况下会导致较大的误差。除去前述的在 M_v 相对较小时可以通过改用公式(7.3.11-1)和公式(7.3.11-2)确定计算长度 l_0 来减小 $\eta-l_0$ 法在这种情况下导致的不安全性之外,本条的 $\eta-l_0$ 近似法还将在下列情况下产生较明显的误差:

1 因本条表 7.3.11-2 中的计算长度 l_0 取值仅大致适用于一般多层框架常用截面尺寸的情况,当柱梁线刚度比过大或过小时,都会使 l_0 取值不符合实际情况。其中,当柱梁线刚度比过大时,使用 $\eta-l_0$ 法是偏于不安全的。

2 由于 $\eta-l_0$ 法中的 η 是按各柱控制截面分别计算的,未考虑满足同层各柱侧移相等的基本条件,因此在框架各跨跨度不等、荷载不等而导致各柱列竖向荷载之间的比例与常规情况有较大差异时,采用 $\eta-l_0$ 法亦将导致较大误差。

3 在复式框架等复杂框架结构中采用 $\eta-l_0$ 法亦将在部分构件截面中导致较大误差。

4 在框架-剪力墙结构或框架-核心筒结构中,由于框架部分的层间位移沿高度

的分布规律已不同于一般规则框架结构,故采用 $\eta-l_0$ 法亦可能导致较大误差。验算表明,与较精确分析结构相比,用 $\eta-l_0$ 法求得的柱端控制截面总弯矩在部分截面中误差可能会达到 25%以上。

在以上这些误差较大的情况下,采用本规范第 7.3.12 条规定的考虑二阶效应的弹性分析法将是显著减小误差的有效办法。

7.3.12 考虑二阶效应的弹性分析法是近年来美国、加拿大等国规范推荐的一种精度和效率较高的考虑二阶效应的方法。这种考虑了几何非线性的杆系有限元法是一种理论上严密的分析方法,由它算得的各杆件控制截面最不利内力可直接用于截面设计,而不再需要通过偏心距增大系数 η 来增大相应截面的初始偏心距 e_i ,但是在截面设计中仍要另外考虑本规范第 7.3.3 条规定的附加偏心距 e_a 。

由于第 7.3.9 条规定的两种考虑二阶效应的方法均从属于承载能力极限状态,故在考虑二阶效应的弹性分析法中对结构构件应取用与该极限状态相对应的刚度。考虑到钢筋混凝土结构各类构件不同截面中刚度变化规律的复杂性,本方法对所有的框架梁(包括剪力墙洞口连梁)、所有的框架柱、所有的剪力墙肢均分别取用统一的刚度折减系数对其弹性刚度进行折减(弹性刚度中的截面惯性矩仍按不考虑钢筋的混凝土毛截面计算)。对不同类型构件取用不同的刚度折减系数,是为了反映不同类型构件在承载能力极限状态下的不同刚度折减水平。刚度折减系数的确定原则是,使结构在不同的荷载组合方式下用折减刚度的弹性分析求得的各层层间位移值及其沿高度的分布规律与按非线性有限元分析法所得结果相当;同时,用这两种方法求得的内力也应相近。这就保证了这种方法既能反映结构在承载力极限状态下的实际内力分布规律,又能反映结构在该极限状态下的变形规律和二阶效应规律。

由于剪力墙肢在底部截面开裂前和开裂后刚度变化较大,而实际工程中的剪力墙肢在承载能力极限状态下有可能开裂,也有可能不开裂,为了避免每次设计必须验算剪力墙是否开裂,在条文中统一按已开裂剪力墙给出刚度折减系数(取接近开裂后刚度的综合估计值),这样处理从总体上偏于安全。同时在本条注中说明,如验算表明剪力墙肢不开裂,则可改取条注中较大的折减后刚度。

7.3.14 本条对对称双向偏心受压构件正截面承载力的计算作了规定:

- 1 当按本规范附录 F 的一般方法计算时,本条规定了分别按 x 、 y 轴计算 e_i 和 η 的公式;有可靠试验依据时,也可采用更合理的其他公式计算。
- 2 给出了双向偏心受压的倪克勤(N.V.Nikitin)公式,并指明了两种配筋形式的计算原则。

7.4 正截面受拉承载力计算

7.4.1~7.4.4 保留了原规范的相应条文。

对沿截面高度或周边均匀配置的矩形、T形或I形截面以及环形和圆形截面,其正截面承载力基本符合 $\frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{M_u} = 1$ 的变化规律,且略偏于安全;此公式改写后即公式

(7.4.4-1),试验表明,它也适用于对称配筋矩形截面钢筋混凝土双向偏心受拉构件。公式(7.4.4-2)是原规范在条文说明中提出的公式。

7.5 斜截面承载力计算

7.5.1 本规范对受剪截面限制条件仍采用原规范的表达形式,考虑了高强混凝土的特点,引入随混凝土强度提高对受剪截面限制值降低的折减系数 β_c 。

规定受弯构件的截面限制条件,其目的首先是防止发生斜压破坏(或腹板压坏),其次是限制在使用阶段的斜裂缝宽度,同时也是斜截面受剪破坏的最大配箍率条件。

本规范给出了划分普通构件与薄腹构件截面限制条件的界限,以及两个截面限制条件的过渡办法。

7.5.2 本条所指的剪力设计值的计算截面,在一般情况下是较易发生斜截面破坏的位置,它与箍筋和弯起钢筋的布置有关。

7.5.3~7.5.4 由于混凝土受弯构件受剪破坏的影响因素众多,破坏形态复杂,对混凝土构件受剪机理的认识尚不足,至今未能像正截面承载力计算一样建立一套较完整的理论体系。国外各主要规范及国内各行业规范中斜截面承载力计算方法各异,计算模式也不尽相同。

原规范斜截面计算方法形式简单、使用方便,但在斜截面受剪承载力计算中,还存在着如下的问题:首先,混凝土强度设计指标采用 f_c 对高强混凝土构件计算偏不安全,将其改用混凝土抗拉强度 f_t 为主要参数,就可适应从低强到高强混凝土构件受剪承载力的变化;其次,还宜考虑纵向受拉钢筋配筋率、截面高度尺寸效应等因素的影响;此外,原规范公式对连续构件计算取值偏高。

针对上述问题,通过对试验资料的分析以及对剪力传递机理的进一步研究,并考虑到本规范的箍筋抗拉强度设计值提高到 360N/mm^2 的特点,在原规范计算方法的基础上,对混凝土受弯构件斜截面受剪承载力计算方法作了调整,适当地提高了可靠度。

下面对第7.5.3~7.5.4条中进行修订的内容作具体说明:

1 无腹筋受弯构件斜截面承载力计算公式

1)根据收集到大量的均布荷载作用下无腹筋简支浅梁、无腹筋简支短梁、无腹

筋筒支深梁以及无腹筋连续浅梁的试验数据以支座处的剪力值为依据进行分析, 可得到承受均布荷载为主的无腹筋一般受弯构件受剪承载力 V_c 偏下值的计算公式如下:

$$V_c = 0.7\beta_h\beta_\rho f_t b h_0$$

2) 试验表明, 剪跨比对集中荷载作用下无腹筋梁受剪承载力的影响明显。根据收集到在集中荷载作用下的无腹筋筒支浅梁、无腹筋筒支短梁、无腹筋筒支深梁以及无腹筋连续浅梁、无腹筋连续深梁的众多试验数据, 考虑影响无腹筋梁受剪承载力的混凝土抗拉强度 f_t 、剪跨比 a/h_0 、纵向受拉配筋率 ρ 和截面高度尺寸效应等主要因素后, 对原规范的公式作了调整, 提出受剪承载力 V_c 偏下值的计算公式如下:

$$V_c = \frac{1.75}{\lambda + 1} \beta_h \beta_\rho f_t b h_0$$

式中剪跨比的适用范围扩大为: $0.25 \leq \lambda \leq 3.0$, 以适应浅梁和深梁的不同要求。在受弯构件中采用计算截面剪跨比 $\lambda = \frac{a}{h_0}$ 而未采用广义剪跨比 $\lambda = \frac{M}{Vh_0}$, 主要是考虑计算

方便、且偏于安全。对跨高比不小于 5 的受弯构件, 其适用范围为 $1.5 \leq \lambda \leq 3.0$ 。

3) 综合国内外的试验结果和规范规定, 对不配置箍筋和弯起钢筋的钢筋混凝土板的受剪承载力计算中, 合理地反映了截面尺寸效应的影响。在第 7.5.3 条的公式中用系数 $\beta_h = (800/h_0)^{\frac{1}{4}}$ 来表示; 同时给出了截面高度的适用范围, 当截面有效高度超过 2000mm 后, 其受剪承载力还将会有所降低, 但对此试验研究尚不充分, 未能作出进一步规定。

对第 7.5.3 条中的一般板类受弯构件, 主要指受均布荷载作用下的单向板和双向板需按单向板计算的构件。试验研究表明, 对较厚的钢筋混凝土板, 除沿板的上、下表面按计算或构造配置双向钢筋网之外, 如按本规范第 10.1.11 条的规定, 在板厚中间部位配置双向钢筋网, 将会较好地改善其受剪承载性能。

4) 根据试验分析, 纵向受拉钢筋的配筋率 ρ 对无腹筋梁受剪承载力 V_c 的影响可用系数 $\beta_\rho = (0.7 + 20\rho)$ 来表示; 通常在 ρ 大于 1.5% 时, 纵向受拉钢筋的配筋率 ρ 对无腹筋梁受剪承载力的影响才较为明显, 所以, 在公式中未纳入系数 β_ρ 。

5) 这里应当说明, 以上虽然分析了无腹筋梁受剪承载力的计算公式, 但并不表示设计的梁不需配置箍筋。考虑到剪切破坏有明显的脆性, 特别是斜拉破坏, 斜裂缝一旦出现梁即告剪坏, 单靠混凝土承受剪力是不安全的。除了截面高度不大于 150mm 的梁外, 一般梁即使满足 $V \leq V_c$ 的要求, 仍应按构造要求配置箍筋。

2 仅配有箍筋的钢筋混凝土受弯构件的受剪承载力

对仅配有箍筋的钢筋混凝土受弯构件，其斜截面受剪承载力 V_{cs} 计算公式仍采用原规范两项相加的形式表示：

$$V_{cs}=V_c+V_s$$

式中 V_c —混凝土项受剪承载力；

V_s —箍筋项受剪承载力。

由于配置箍筋的构件，混凝土项受剪承载力受截面高度的影响减弱，故在采用无腹筋受弯构件的受剪承载力计算公式 V_c 项时不再考虑 β_h 的影响；为适当提高可靠度，经综合试验分析，并考虑了 f_{yv} 取值可提高到 360N/mm^2 以及在正常使用极限状态下控制斜裂缝宽度的要求，箍筋项受剪承载力 V_s 的系数较原规范的公式降低了约 20%，这项调整对集中荷载作用下的受弯构件，它既考虑了简支梁的计算，也顾及了连续梁的计算；同时， V_s 的系数不是表述斜裂缝水平投影长度大小的参数，而是表示在配有箍筋的条件下，计算受剪承载力可以提高的程度。

3 预应力混凝土受弯构件的受剪承载力

试验研究表明，预应力对构件的受剪承载力起有利作用，这主要是预压应力能阻滞斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区高度，从而提高了混凝土剪压区所承担的剪力。

根据试验分析，预应力混凝土梁受剪承载力的提高主要与预加力的大小及其作用点的位置有关。此外，试验还表明，预加力对梁受剪承载力的提高作用应给予限制。

预应力混凝土梁受剪承载力的计算，可在非预应力梁计算公式的基础上，加上一项施加预应力所提高的受剪承载力设计值 $V_p=0.05N_{p0}$ ，且当 $N_{p0}>0.3f_cA_0$ 时，只取 $N_{p0}=0.3f_cA_0$ ，以达到限制的目的。同时，它仅适用于预应力混凝土简支梁，且只有当 N_{p0} 对梁产生的弯矩与外弯矩相反时才能予以考虑。对于预应力混凝土连续梁，尚未作深入研究；此外，对允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁，考虑到构件达到承载力时，预应力可能消失，在未有充分试验依据之前，暂不考虑预应力的有利作用。

4 公式适用范围

本规范公式(7.5.4-2)适用于矩形、T形和I形截面简支梁、连续梁和约束梁等一般受弯构件；公式(7.5.4-4)适用于集中荷载作用下(包括作用有多种荷载，其中集中荷载对支座边缘截面或节点边缘所产生的剪力值大于总剪力值的75%的情况)的矩形、T形和I形截面的独立梁，而不再仅限于原规范规定的矩形截面独立梁，故本规范公式较原规范公式的适用范围有所扩大。这里所指的独立梁为不与楼板整体浇筑的梁。应当指出，当框架结构承受水平荷载(如风荷载等)时，由其产生的框架独立梁剪力值

也归属于集中荷载作用产生的剪力值。

应当指出，在本规范中，凡采用“集中荷载作用下”的用词时，均表示包括作用有多种荷载，其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的75%以上的情况。

7.5.5~7.5.6 试验表明，与破坏斜截面相交的非预应力弯起钢筋和预应力弯起钢筋可以提高斜截面受剪承载力，因此，除垂直于构件轴线的箍筋外，弯起钢筋也可以作为构件的抗剪钢筋。公式(7.5.5)给出了箍筋和弯起钢筋并用时，斜截面受剪承载力的计算公式。考虑到弯起钢筋与破坏斜截面相交位置的不定性，其应力可能达不到屈服强度，在公式(7.5.5)中引入了弯起钢筋应力不均匀系数 0.8。

由于每根弯起钢筋只能承受一定范围内的剪力，当按第 7.5.6 条的规定确定剪力设计值并按公式(7.5.5)计算弯起钢筋时，其构造应符合本规范第 10.2.8 条的规定。

7.5.7 试验表明，箍筋能抑制斜裂缝的发展，在不配置箍筋的梁中，斜裂缝突然形成可能导致脆性的斜拉破坏。因此，本规范规定当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力时，要求按本规范第 10.2 节的有关规定配置最小用量的箍筋；这些箍筋还能提高构件抵抗超载和承受由于变形所引起应力的能力。

7.5.8 受拉边倾斜的受弯构件，其受剪破坏的形态与等高度的受弯构件相类同；但在受剪破坏时，其倾斜受拉钢筋的应力可能发挥得比较高，它在受剪承载力值中将占有相当的比例。根据试验结果的分析，提出了公式(7.5.8-2)，并与等高度的受弯构件受剪承载力公式相匹配，给出了公式(7.5.8-1)。

7.5.9~7.5.10 受弯构件斜截面的受弯承载力计算是在受拉区纵向受力钢筋达到屈服强度的前提下给出的，此时，在公式(7.5.9-1)中所需的斜截面水平投影长度 c ，可由公式(7.5.9-2)确定。

当遵守本规范第 9~10 章的相关规定时，即可满足第 7.5.9 条的计算要求，因此可不进行斜截面受弯承载力计算。

7.5.11~7.5.14 试验研究表明，轴向压力对构件的受剪承载力起有利作用，这主要是轴向压力能阻滞斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区高度，从而提高混凝土所承担的剪力。在轴压比的限值内，斜截面水平投影长度与相同参数的无轴压力梁相比基本不变，故对箍筋所承担的剪力没有明显的影响。

轴向压力对受剪承载力的有利作用也是有限度的，当轴压比 $N/(f_c b h)=0.3\sim 0.5$ 时，受剪承载力达到最大值；若再增加轴向压力，将导致受剪承载力的降低，并转变为带有斜裂缝的正截面小偏心受压破坏，因此应对轴向压力的受剪承载力提高范围予以限制。

基于上述考虑,通过对偏压构件、框架柱试验资料的分析,对矩形截面的钢筋混凝土偏心构件的斜截面受剪承载力计算,可在集中荷载作用下的矩形截面独立梁计算公式的基础上,加一项轴向压力所提高的受剪承载力设计值: $V_N=0.07N$,且当 $N>0.3f_cA$ 时,只能取 $N=0.3f_cA$,此项取值相当于试验结果的偏下值。

对承受轴向压力的框架结构的框架柱,由于柱两端受到约束,当反弯点在层高范围内时,其计算截面的剪跨比可近似取 $\lambda=H_n/(2h_0)$,而对其他各类结构的框架柱宜取 $\lambda=M/Vh_0$ 。

偏心受拉构件的受力特点是:在轴向拉力作用下,构件上可能产生横贯全截面的初始垂直裂缝;施加横向荷载后,构件顶部裂缝闭合而底部裂缝加宽,且斜裂缝可能直接穿过初始垂直裂缝向上发展,也可能沿初始垂直裂缝延伸再斜向发展。斜裂缝呈现宽度较大,倾角也大,斜裂缝末端剪压区高度减小,甚至没有剪压区,从而它的受剪承载力要比受弯构件的受剪承载力有明显的降低,根据试验结果并从稳妥考虑,减一项轴向拉力所降低的受剪承载力设计值: $V_N=0.2N$ 。此外,对其总的受剪承载力设计值的下限值和箍筋的最小配筋特征值作了规定。

对矩形截面钢筋混凝土偏心受压和偏心受拉构件受剪要求的截面限制条件,取与第7.5.1条的规定相同,这较原规范的规定略为加严。

偏心受力构件斜截面受剪承载力计算公式与原规范公式比较,只对原规范计算公式中的混凝土项作了改变,并将适用范围由矩形截面扩大到T形和I形截面,且箍筋项的系数取为1.0。本规范偏心受压构件受剪承载力计算公式(7.5.12)及偏心受拉构件受剪承载力计算公式(7.5.14)与试验数据的比较,计算值也是取试验结果的偏下值。

7.5.15 在分析了国内外一定数量圆形截面受弯构件试验数据的基础上,借鉴国外规范的相关规定,提出了采用等效惯性矩原则确定等效截面宽度和等效截面高度的取值方法,从而对圆形截面受弯和偏心受压构件,可直接采用配置垂直箍筋的矩形截面受弯和偏心受压构件的受剪承载力计算公式进行计算。

7.5.16~7.5.18 试验表明,矩形截面钢筋混凝土柱在斜向水平荷载作用下的抗剪性能与在单向水平荷载作用下的受剪性能存在着明显的差别,根据国外的研究资料以及国内配置周边箍筋试件的试验结果分析表明,受剪承载力大致服从椭圆规律:

$$\left(\frac{V_x}{V_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{V_y}{V_{uy}}\right)^2 = 1$$

本规范第7.5.17条的公式(7.5.17-1)和公式(7.5.17-2),实质上就是由上面的椭圆

方程式转化成在形式上与单向偏心受压构件受剪承载力计算公式相当的设计表达式。在复核截面时,可直接按公式进行验算;在进行截面设计时,可近似选取公式(7.5.17-1)和公式(7.5.17-2)中的 V_{ux}/V_{uy} 比值等于 1.0,而后再进行箍筋截面面积的计算。设计时宜采用封闭箍筋,必要时也可配置单肢箍筋。当复合封闭箍筋相重叠部分的箍筋长度小于截面周边箍筋长边或短边长度时,不应将该箍筋较短方向上的箍筋截面面积计入 A_{svx} 或 A_{svy} 中。

第 7.5.16 条和第 7.5.18 条同样采用了以椭圆规律的受剪承载力方程式为基础并与单向偏心受压构件受剪的截面要求相衔接的表达式。

7.6 扭曲截面承载力计算

7.6.1~7.6.2 扭曲截面承载力计算的截面限制条件是以 $h_w/b \leq 6$ 的试验为依据的。公式(7.6.1-1)、公式(7.6.1-2)的规定是为了保证构件在破坏时混凝土不首先被压碎。包括高强混凝土构件在内的超配筋纯扭构件试验研究表明,原规范相应公式的安全度略低,为此,在公式(7.6.1-1)、(7.6.1-2)中的纯扭构件截面限制条件取用 $T=(0.16 \sim 0.2)f_c W_t$;当 $T=0$ 的条件下,公式(7.6.1-1)、公式(7.6.1-2)可与本规范第 7.5.1 条的公式相协调。

在原规范规定的基础上,给出了公式(7.6.2-1)、公式(7.6.2-2),其中增加了箱形截面构件截面限制条件以及按构造要求配置纵向钢筋和箍筋的条件等有关内容。

7.6.3 本条对常用的 T 形、I 形和箱形截面受扭塑性抵抗矩的计算方法作了具体规定。

T 形、I 形截面划分成矩形截面的方法是:先按截面总高度确定腹板截面,然后再划分受压翼缘和受拉翼缘。

本条提供的截面受扭塑性抵抗矩公式是近似的,主要是为了方便受扭承载力的计算。

7.6.4 公式(7.6.4-1)是根据试验统计分析后,取用试验数据的偏下值给出的。经对高强混凝土纯扭构件的试验验证,该公式仍然适用。

试验表明,当 ζ 值在 0.5~2.0 范围内,钢筋混凝土受扭构件破坏时其纵筋和箍筋基本能达到屈服强度。为稳妥起见,取限制条件为: $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 。当 $\zeta > 1.7$ 时;取 $\zeta = 1.7$;当 $\zeta = 1.2$ 左右时为钢筋达到屈服的最佳值。因截面内力平衡的需要,对不对称配置纵向钢筋截面面积的情况,在计算中只取对称布置的纵向钢筋截面面积。预应力混凝土纯扭构件的试验表明,预应力提高受扭承载力的前提是纵向钢筋不能屈服,当预加力产生的混凝土法向压应力不超过规定的限值时,纯扭构件受扭承载

力可提高 $0.08 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ 。考虑到实际上应力分布不均匀性等不利影响，在条文中取提

高值为 $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ ，且仅限于偏心距 $e_{p0} \leq h/6$ 的情况；在计算 ζ 时，不考虑预应力钢筋的作用。

试验还表明，预应力对承载力的有利作用，应有所限制，因此当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时，应取 $N_{p0} = 0.3f_c A_0$ 。

7.6.6 对受纯扭作用的箱形截面构件，试验表明，一定壁厚箱形截面的受扭承载力与实心截面是类同的。在公式(7.6.6)中的混凝土项受扭承载力与实心截面的取法相同，即取箱形截面开裂扭矩的 50%，此外，尚应乘以箱形截面壁厚的影响系数 $\alpha_h = 2.5tw/b_h$ ；钢筋项受扭承载力取与实心矩形截面相同。通过国内外试验结果比较，公式(7.6.6)的取值是稳妥的。

7.6.7 试验研究表明，轴向压力对纵筋应变的影响十分显著；由于轴向压力能使混凝土较好地参加工作，同时又能改善混凝土的咬合作用和纵向钢筋的销栓作用，因而提高了构件的受扭承载力。在本条公式中考虑了这一有利因素，它对受扭承载力的提高值偏安全地取为 $0.07NW_t/A$ 。

试验表明，当轴向压力大于 $0.65f_c A$ 时，构件受扭承载力将会逐步下降，因此，在条文中对轴向压力的上限值作了稳妥的规定。

7.6.8 无腹筋剪扭构件试验表明，无量纲剪扭承载力的相关关系可取四分之一圆的规律；对有腹筋剪扭构件，假设混凝土部分对剪扭承载力的贡献与无腹筋剪扭构件一样，也可取四分之一圆的规律。

本条公式适用于钢筋混凝土和预应力混凝土剪扭构件，它是根据有腹筋构件的剪扭承载力为四分之一圆的相关曲线作为校准线，采用混凝土部分相关、钢筋部分不相关的近似拟合公式，此时，可找到剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数 β_t ，其值略大于无腹筋构件的试验结果，采用此 β_t 值后与有腹筋构件的四分之一圆相关曲线较为接近。

经分析表明，在计算预应力混凝土构件的 β_t 时，可近似取与非预应力构件相同的计算公式，而不考虑预应力合力 N_{p0} 的影响。

7.6.9 本条规定了 T 形和 I 形截面剪扭构件承载力计算方法。腹板部分要承受全部剪力和分配给腹板的扭矩，这样的规定可与受弯构件的受剪承载力计算相协调；翼缘仅承受所分配的扭矩，但翼缘中配置的箍筋应贯穿整个翼缘。

7.6.10 根据钢筋混凝土箱形截面纯扭构件受扭承载力计算公式(7.6.6)并借助第

7.6.8 条剪扭构件的相同方法,可导出公式(7.6.10-1)至公式(7.6.10-3),经与箱形截面试件的试验结果比较,所提供的方法是相当稳妥的。

7.6.11 对弯剪扭构件,当 $V \leq 0.35f_tbh_0$ 或 $V \leq 0.875f_tbh_0/(\lambda + 1)$ 时,剪力对构件承载力的影响可不予考虑,此时,构件的配筋由正截面受弯承载力和受扭承载力的计算确定;同理, $T \leq 0.175f_tW_t$ 或 $T \leq 0.175\alpha_h f_tW_t$ 时,扭矩对构件承载力的影响可不予考虑,此时,构件的配筋由正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力的计算确定。

7.6.12 分析表明,按照本条规定的配筋方法,其受弯承载力、受剪承载力与受扭承载力之间具有相关关系,且与试验的结果大致相符。

7.6.13~7.6.15 在钢筋混凝土矩形截面框架柱受剪扭承载力计算中,考虑了轴向压力的有利作用。经分析表明,在 β_t 计算公式中可不考虑轴向压力的影响,仍可按公式(7.6.8-5)进行计算。

当 $T \leq (0.175f_t + 0.035N/A)W_t$ 时,可忽略扭矩对框架柱承载力的影响。

7.6.16 钢筋混凝土结构的扭转,应区分两种不同的类型:

- 1 平衡扭转:由平衡条件引起的扭转,其扭矩在梁内不会产生内力重分布。
- 2 协调扭转:由于相邻构件的弯曲转动受到支承梁的约束,在支承梁内引起的扭转,其扭矩会由于支承梁的开裂产生内力重分布而减小,条文给出了宜考虑内力重分布影响的原则要求。

由试验可知,对独立的支承梁,当取扭矩调幅不超过 40% 时,按承载力计算满足要求且钢筋的构造符合本规范第 10.2.5 条和第 10.2.12 条的规定时,相应的裂缝宽度可满足规范规定的要求。

为了简化计算,国外一些规范常取扭转刚度为零,即取扭矩为零的方法进行配筋。此时,为了保证支承构件有足够的延性和控制裂缝的宽度,就必须至少配置相当于开裂扭矩所需的构造钢筋。

7.7 受冲切承载力计算

7.7.1~7.7.2 原规范的受冲切承载力计算公式,形式简单,计算方便,但与国外规范进行对比,在多数情况下略显保守,且考虑因素不够全面。根据不配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板试验资料的分析,参考国内外有关规范的合理内容,本规范在保留原规范公式形式的基础上,对原规范作了以下几个方面的修订和补充:

- 1 把原规范公式中的系数 0.6 提高到 0.7

对大量的国内外不配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板及基础的试验数据所进行的可靠度分析表明,按公式(7.7.1)计算的效果均比原规范公式有所改进,即将原规

范公式中混凝土项的系数 0.6 提高到 0.7 以后，本规范受冲切承载力公式的可靠指标比原规范有所降低，但仍满足规定的目标可靠指标的要求。

2 对截面高度尺寸效应作了补充

对于厚板来说，本规范补充了截面高度尺寸效应对受冲切承载力的影响。为此，在公式(7.7.1)中引入了截面高度影响系数 β_h ，以考虑这种不利的影响。

3 补充了预应力混凝土板受冲切承载力的计算

试验研究表明，双向预应力对板柱节点的冲切承载力起有利作用，这主要是由于预应力的存在阻滞了斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区的高度。本规范公式(7.7.1)主要是参考美国 ACI318 规范和我国《无粘结预应力混凝土结构技术规程》的作法，对预应力混凝土板受冲切承载力的计算作了规定。与国内外试验数据进行比较表明，公式(7.7.1)的取值是偏于安全的。

对单向预应力混凝土板，由于缺少试验数据，暂不考虑预应力的有利作用。

4 参考美国 ACI318 等有关规范的规定，给出了公式(7.7.1-2)、公式(7.7.1-3)两个调整系数 η_1 、 η_2 。对矩形形状的加载面积边长之比作了限制，因为边长之比大于 2 后，受冲切承载力有所降低，为此，引进了调整系数 η_1 。同时，基于稳妥的考虑，对加载面积边长之比作了不宜大于 4 的必要限制。此外，当临界截面相对周长 u_m/h_0 过大时，同样会引起对受冲切承载力的降低。有必要指出，公式(7.7.1-2)是在美国 ACI 规范的取值基础上略作调整后给出的。公式(7.7.1-1)的系数 η 只能取 η_1 、 η_2 中的较小值，以确保安全。

5 考虑了板中开孔的影响

为满足建筑功能的要求，有时要在柱边附近设置垂直的孔洞，板中开孔会减小冲切的最不利周长，从而降低板的受冲切承载力。在参考了国外规范的基础上给出了本条规定。

应该指出，对非矩形截面柱(异形截面柱)的临界截面周长，宜选取周长 u_m 的形状要呈凸形折线，其折角不能大于 180° ，由此可得到最小的周长，此时在局部周长区段离柱边的距离允许大于 $h_0/2$ 。

本节中所指的临界截面是为了简明表述而设定的截面，它是冲切最不利的破坏锥体底面线与顶面线之间的平均周长 u_m 处板的垂直截面：对等厚板为垂直于板中心平面的截面；对变高度板为垂直于板受拉面的截面。

7.7.3 当混凝土板的厚度不足以保证受冲切承载力时，可配置抗冲切钢筋。试验表明，配有抗冲切钢筋的钢筋混凝土板，其破坏形态和受力特性与有腹筋梁相类似，当抗冲切钢筋的数量达到一定程度时，板的受冲切承载力几乎不再增加。为了使抗

冲切箍筋或弯起钢筋能够充分发挥作用,本规范规定了板的受冲切截面限制条件公式(7.7.3-1),相当于配置抗冲切钢筋后的冲切承载力不大于不配置抗冲切钢筋的混凝土板抗冲切承载力的1.5倍;同时,这实际上也是对抗冲切箍筋或弯起钢筋数量的限制,以避免其不能充分发挥作用和使用阶段在局部荷载附近的斜裂缝过大。由试验结果比较可知,本规范对配置抗冲切钢筋板的受冲切承载力计算公式的取值偏于安全。

试验表明,在冲切荷载作用下,钢筋混凝土板斜裂缝形成的方式与梁基本相同,大约在试验极限荷载的65%左右出现斜裂缝。在配有抗冲切钢筋的钢筋混凝土板中,由于斜向开裂的结果,使混凝土项的受冲切能力有所降低。与原规范相同,公式(7.7.3-2)和(7.7.3-3)中混凝土项的抗冲切承载力取为不配置抗冲切钢筋板极限承载力的一半。

7.7.4 阶形基础的冲切破坏可能会在柱与基础交接处或基础变阶处发生,这与阶形基础的形状、尺寸有关,因此在本条中作出了计算规定。对于阶形基础受冲切承载力计算公式中也引进了第7.7.1条的截面高度影响系数 β_h 。在确定基础的 F_l 时,取用最大的地基反力,这样做是偏于安全的。

7.7.5 对板柱节点存在不平衡弯矩时的受冲切承载力计算,由于板柱节点传递不平衡弯矩时,其受力特性及破坏形态更为复杂。为安全起见,借鉴美国ACI318规范和我国的《无粘结预应力混凝土结构技术规程》的规定,在本条中提出了原则规定,在附录G给出具体规定。

7.8 局部受压承载力计算

7.8.1 本条对配置间接钢筋的混凝土结构构件局部受压区截面尺寸规定了限制条件,因为:

1 试验表明,当局压区配筋过多时,局压板底面下的混凝土会产生过大的下沉变形;当符合公式(7.8.1-1)时,可限制下沉变形不致过大。为适当提高可靠度,将右边抗力项乘以系数0.9,式中系数1.35系由原规范公式中的系数1.5乘以0.9而给出。

2 为了反映混凝土强度等级提高对局部受压的影响,引入了混凝土强度影响系数 β_c 。

3 在计算混凝土局部受压时的强度提高系数 β_l (也包括本规范第7.8.3条的 β_{cor})时,不应扣除孔道面积,经试验校核,此种计算方法比较合适。

4 在预应力锚头下的局部受压承载力的计算中,按本规范第6.1.1条的规定,当预应力作为荷载效应且对结构不利时,其荷载效应的分项系数取为1.2。

7.8.2 计算底面积 A_b 的取值采用了“同心、对称”的原则。要求计算底面积 A_b 与局压面积 A_l 具有相同的重心位置,并呈对称;沿 A_l 各边向外扩大的有效距离不超过受压板短边尺寸 b (对圆形承压板,可沿周边扩大一倍 d),此法便于记忆。

对各类型垫板的局压试件的试验表明,试验值与计算值符合较好,且偏于安全。试验还表明,当构件处于边角局压时, β_l 值在 1.0 上下波动且离散性较大,考虑使用简便、形式统一和保证安全(温度、混凝土的收缩、水平力对边角局压承载力的影响较大),取边角局压时的 $\beta_l=1.0$ 是适当的。

7.8.3 对配置方格网式或螺旋式的间接钢筋的局部受压承载力计算,试验表明,它可由混凝土项承载力和间接钢筋项承载力之和组成。间接钢筋项承载力与其体积配筋率有关;且随混凝土强度等级的提高,该项承载力有降低的趋势,为了反映这个特性,公式中引入了系数 α 。为便于使用且保证安全,系数 α 与本规范第 7.3.2 条的取值相同。基于与本规范第 7.8.1 条同样的理由,在公式(7.8.3-1)也考虑了系数 0.9。

本条还规定了 $A_{cor}>A_b$ 时,在计算中只能取 $A_{cor}=A_l$ 的要求。此规定用以保证充分发挥间接钢筋的作用,且能确保安全。

为避免长、短两个方向配筋相差过大而导致钢筋不能充分发挥强度,对公式(7.8.3-2)规定了配筋量的限制条件。

7.9 疲劳验算

7.9.1 保留了原规范的基本假定,它为试验所证实,并作为第 7.9.5 条和第 7.9.12 条建立钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件正截面承载力疲劳应力公式的依据。

7.9.2 本条是根据本规范第 3.1.4 条和吊车出现在跨度不大于 12m 的吊车梁上的可能情况而作出的规定。

7.9.3 本条明确规定,钢筋混凝土受弯构件正截面和斜截面疲劳验算中起控制的部分需作相应的应力或应力幅计算。

7.9.4 国内外试验研究表明,影响钢筋疲劳强度的主要因素为应力幅,即($\sigma_{max}-\sigma_{min}$),所以在本节中涉及钢筋的疲劳应力时均按应力幅计算。

7.9.5~7.9.6 按照第 7.9.1 条的基本假定,具体给出了钢筋混凝土受弯构件正截面疲劳验算中所需的截面特征值及其相应的应力和应力幅公式。

7.9.7~7.9.9 钢筋混凝土受弯构件斜截面的疲劳验算分为两种情况:第一种情况,当按公式(7.9.8)计算的剪应力 τ^f 符合公式(7.9.7-1)时,表示截面混凝土可全部承担,仅需按构造配置箍筋;第二种情况,当剪应力 τ^f 不符合公式(7.9.7-1)时,该区段的剪应力应由混凝土和垂直箍筋共同承担。试验表明,受压区混凝土所承担的剪应力 τ_c^f

值，与荷载值大小、剪跨比、配筋率等因素有关，在公式(7.9.9-1)中取 $\nu_c^f=0.1 f_t^f$ 是较稳妥的。

对上述两种情况，按照我国以往的经验，对 $(\tau^f - \nu_c^f)$ 部分的剪应力应由垂直箍筋和弯起钢筋共同承担。但国内的试验表明，同时配有垂直箍筋和弯起钢筋的斜截面疲劳破坏，都是弯起钢筋首先疲劳断裂；按照 45° 桁架模型和开裂截面的应变协调关系，可得到密排弯起钢筋应力 σ_{sh} 与垂直箍筋应力 σ_{sv} 之间的关系式：

$$\sigma_{sh} = \sigma_{sv} (\sin \alpha + \cos \alpha)^2$$

此处， α 为弯起钢筋的弯起角。显然，由上式可得 $\sigma_{sh} > \sigma_{sv}$ 的结论。

为了防止配置少量弯起钢筋而引起其疲劳破坏，由此导致垂直箍筋所能承担的剪力大幅度降低，本规范不提倡采用弯起钢筋作为抗疲劳的抗剪钢筋(密排斜向箍筋除外)，所以在第7.9.9条仅提供配有垂直箍筋的应力幅计算公式。

7.9.10~7.9.12 基本保留了原规范对要求不出现裂缝的预应力混凝土受弯构件的疲劳强度验算方法，对非预应力钢筋和预应力钢筋，则改用应力幅的验算方法。由于本规范第3.3.4条规定需进行疲劳验算的预应力混凝土吊车梁应按不出现裂缝的要求设计，故本规范删去了原规范中对允许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件的疲劳强度验算公式。

按条文公式计算的混凝土应力 $\sigma_{c,\min}^f$ 和 $\sigma_{c,\max}^f$ ，是指在截面同一纤维计算点处一次循环过程中的最小应力和最大应力，其最小、最大以其绝对值进行判别，且拉应力为正、压应力为负；在计算 $\sigma_c^f = \sigma_{c,\min}^f / \sigma_{c,\max}^f$ 中，应注意应力的正负号及最大、最小应力的取值。

8 正常使用极限状态验算

8.1 裂缝控制验算

8.1.1 根据本规范第 3.3.4 条的规定，具体给出了钢筋混凝土和预应力混凝土构件裂缝控制的验算公式。

有必要指出，按概率统计的观点，符合公式(8.1.1-2)情况下，并不意味着构件绝对不会出现裂缝；同样，符合公式(8.1.1-4)的情况下，构件由荷载作用而产生的最大裂缝宽度大于最大裂缝限值大致会有 5% 的可能性。

8.1.2 本规范最大裂缝宽度的基本公式仍采用原规范的公式：

$$\omega_{\max} = \tau_l \tau_s a_c \varphi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr}$$

对各类受力构件的平均裂缝间距的试验数据进行了统计分析，当混凝土保护层厚度 c 不大于 65mm 时，对配置带肋钢筋混凝土构件的平均裂缝间距可按下列公式计算：

$$l_{cr} = \beta \left(1.9c + 0.08 \frac{d}{\rho_{te}} \right)$$

此处，对轴心受拉构件，取 $\beta = 1.1$ ；对其他受力构件，均取 $\beta = 1$ 。

当配置不同钢种、不同直径的钢筋时，式中 d 应改为等效直径 d_{eq} ，可按正文公式(8.1.2-3)进行计算确定，其中考虑了钢筋混凝土和预应力混凝土构件配置不同的钢种，钢筋表面形状以及预应力钢筋采用先张法或后张法(灌浆)等不同的施工工艺，它们与混凝土之间的粘结性能有所不同，这种差异将通过等效直径予以反映。为此，对钢筋混凝土用钢筋，根据国内有关试验资料；对预应力钢筋，参照欧洲混凝土桥规范 ENV1992-2(1996)的规定，给出了正文表 8.1.2-2 的钢筋相对粘结特性系数。对有粘结的预应力钢筋 d_i 的取值，可按照 $d_i = 4A_p/u_p$ 求得，其中 u_p 本应取为预应力钢筋与混凝土的实际接触周长；分析表明，按照上述方法求得的 d_i 值与按预应力钢筋的公称直径进行计算，两者较为接近。为简化起见，对 d_i 统一取用公称直径。对环氧树脂涂层钢筋的相对粘结特性系数是根据试验结果确定的。

根据试验规律，给出受弯构件裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数的基本公式：

$$\phi = \omega_1 \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_k} \right)$$

作为规范简化公式的基础，并扩展应用到其他构件。式中系数 ω_1 与钢筋和混凝土的握裹力有一定关系，对光圆钢筋， ω_1 则较接近1.1。根据偏拉、偏压构件的试验资料，以及为了与轴心受拉构件的计算公式相协调，将 ω_1 统一为1.1。同时，为了简化计算，并便于与偏心受力构件的计算相协调，将上式展开并作一定的简化，就可得到以钢筋应力 σ_{sk} 为主要参数的公式(8.1.22)。

反映裂缝间混凝土伸长对裂缝宽度影响的系数 α_c ，根据试验资料分析，统一取 $\alpha_c=0.85$ 。

短期裂缝宽度的扩大系数 τ_s ，根据试验数据分析，对受弯构件和偏心受压构件，取 $\tau_s=1.66$ ；对偏心受拉和轴心受拉构件，取 $\tau_s=1.9$ 。扩大系数 τ_s 的取值的保证率约为95%。

根据试验结果，给出了考虑长期作用影响的扩大系数 $\tau_l=1.5$ 。

试验表明，对偏心受压构件，当 $e_0/h_0 \leq 0.55$ 时，裂缝宽度较小，均能符合要求，故规定不必验算。

在计算平均裂缝间距 l_{cr} 和 ϕ 时引进了按有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉配筋率 ρ_{te} ，其有效受拉混凝土面积取 $A_{te}=0.5bh+(b_f-b)h_f$ ，由此可达到 ϕ 公式的简化，并能适用于受弯、偏心受拉和偏心受压构件。经试验结果校准，尚能符合各类受力情况。

鉴于对配筋率较小情况下的构件裂缝宽度等的试验资料较少，采取当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te}=0.01$ 的办法，限制计算最大裂缝宽度的使用范围，以减少对最大裂缝宽度计算值偏小的情况。

必须指出，当混凝土保护层厚度较大时，虽然裂缝宽度计算值也较大，但较大的混凝土保护层厚度对防止钢筋锈蚀是有利的。因此，对混凝土保护层厚度较大的构件，当在外观的要求上允许时，可根据实践经验，对本规范表3.3.4中所规定的裂缝宽度允许值作适当放大。

对沿截面上下或周边均匀配置纵向钢筋的构件裂缝宽度计算，研究尚不充分，本规范未作明确规定。但必须指出，在荷载的标准组合下，这类构件的受拉钢筋应力很高，甚至可能超过钢筋抗拉强度设计值。为此，当按公式(8.1.21)计算时，关于钢筋应力 σ_{sk} 及 A_{te} 的取用原则等应按更合理的方法计算。

8.1.3 本条给出的钢筋混凝土构件的纵向受拉钢筋应力和预应力混凝土构件的纵向受拉钢筋等效应力，均是指在荷载效应的标准组合下构件裂缝截面上产生的钢筋应力，下面按受力性质分别说明：

1 对钢筋混凝土轴心受拉和受弯构件，钢筋应力 σ_{sk} 仍按原规范的方法计算。

受弯构件裂缝截面的内力臂系数, 仍取 $\eta_b=0.87$ 。

2 对钢筋混凝土偏心受拉构件, 其钢筋应力计算公式(8.1.3-2)是由外力与截面内力对受压区钢筋合力点取矩确定, 此即表示不管轴向力作用在 A_s 和 A'_s 之间或之外, 均近似取内力臂 $z=h_0-\alpha'_s$ 。

3 对预应力混凝土构件的纵向受拉钢筋等效应力, 是指在该钢筋合力点处混凝土预压应力抵消后钢筋中的应力增量, 可视它为等效于钢筋混凝土构件中的钢筋应力 σ_{sk} 。

预应力混凝土轴心受拉构件的纵向受拉钢筋等效应力的计算公式(8.1.3-9)就是基于上述的假定给出的。

4 对钢筋混凝土偏压构件和预应力混凝土受弯构件, 其纵向受拉钢筋的应力和等效应力可根据相同的概念给出。此时, 可把预应力及非预应力钢筋的合力 N_{p0} 作为压力与弯矩值 M_k 一起作用于截面上, 这样, 预应力混凝土受弯构件就等效于钢筋混凝土偏心受压构件。对后张法预应力混凝土超静定结构中的次弯矩 M_2 的影响, 与本规范第 6.1.7 条相协调, 在公式(8.1.310)、(8.1.3-11)中作了反映。

对裂缝截面的纵向受拉钢筋应力和等效应力, 由建立内、外力对受压区合力取矩的平衡条件, 可得公式(8.1.3-4)和公式(8.1.310)。

纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点之间的距离 $z=\eta h_0$, 可近似按第 7 章第 7.1 节的基本假定确定。考虑到计算的复杂性, 通过计算分析, 可采用下列内力臂系数的拟合公式:

$$\eta = \eta_b - (\eta_b - \eta_0) \left(\frac{M_0}{M_e} \right)^2$$

式中 η_b —钢筋混凝土受弯构件在使用阶段的裂缝截面内力臂系数;

η_0 —纵向受拉钢筋截面重心处混凝土应力为零时的截面内力臂系数;

M_0 —受拉钢筋截面重心处混凝土应力为零时的消压弯矩:对偏压构件, 取 $M_0=N_k \eta_0 h_0$; 对预应力混凝土受弯构件, 取 $M_0=N_{p0}(\eta_0 h_0 - e_p)$;

M_e —外力对受拉钢筋合力点的力矩:对偏压构件, 取 $M_e=N_k e$; 对预应力混凝土受弯构件, 取 $M_e=M_k + N_{p0} e_p$ 或 $M_e=N_{p0} e$ 。

上述公式可进一步改写为:

$$\eta = \eta_b - a \left(\frac{h_0}{e} \right)^2$$

通过分析, 适当考虑了混凝土的塑性影响, 并经有关构件的试验结果校核后,

本规范给出了以上述拟合公式为基础的简化公式(8.1.3-5)。当然，本规范不排斥采用更精确的方法计算预应力混凝土受弯构件的内力臂 z 。

对钢筋混凝土偏心受压构件，当 $l_0/h > 14$ 时，试验表明应考虑构件挠曲对轴向力偏心距的影响，近似取第 7 章第 7.3.10 条确定承载力计算用的曲率的 $1/2.85$ ，且不考虑附加偏心距，由此可得公式(8.1.3-8)。

8.1.4 在抗裂验算中，边缘混凝土的法向应力计算公式是按弹性应力给出的。

8.1.5 从裂缝控制要求对预应力混凝土受弯构件的斜截面混凝土主拉应力进行验算，是为了避免斜裂缝的出现，同时按裂缝等级不同予以区别对待；对混凝土主压应力的验算，是为了避免过大的压应力导致混凝土抗拉强度过大地降低和裂缝过早地出现。

8.1.6~8.1.7 在第 8.1.6 条提供了混凝土主拉应力和主压应力的计算方法。在 8.1.7 条提供了考虑集中荷载产生的混凝土竖向压应力及对剪应力分布影响的实用方法，这是依据弹性理论分析加以简化并经试验验证后给出的。

8.1.8 对先张法预应力混凝土构件端部预应力传递长度范围内进行正截面、斜截面抗裂验算时，采用本条对预应力传递长度范围内有效预应力 σ_{pe} 接近似的线性变化规律的假定后，可利于简化计算。

8.2 受弯构件挠度验算

8.2.1 在正常使用极限状态下混凝土受弯构件的挠度，主要取决于构件的刚度。规范假定在同号弯矩区段内的刚度相等，并取该区段内最大弯矩处所对应的刚度；对于允许出现裂缝的构件，它就是该区段内的最小刚度，这样做是偏于安全的。当支座截面刚度与跨中截面刚度之比在规范规定的范围内时，采用等刚度计算构件挠度，其误差不致超过 5%。

8.2.2 在受弯构件短期刚度 B_s 基础上，仅考虑荷载效应准永久组合的长期作用对挠度增大的影响，由此给出公式(8.2.2)。

8.2.3 本条提供的钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件的短期刚度是在理论与试验相结合的基础上提出的。

1 钢筋混凝土受弯构件的短期刚度

截面刚度与曲率的理论关系式为：

$$\frac{M_k}{B_s} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{h_0}$$

式中 ε_{sm} —纵向受拉钢筋的平均应变；

ε_{cm} —截面受压区边缘混凝土的平均应变。

根据裂缝截面受拉钢筋和受压区边缘混凝土各自的应变与相应的平均应变，可建立下列关系：

$$\varepsilon_{sm} = \phi \frac{M_k}{E_s A_s \eta h_0}$$

$$\varepsilon_{cm} = \frac{M_k}{\zeta E_c b h_0^2}$$

将上述平均应变代入前式，即可得短期刚度的基本公式：

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{\frac{\phi}{\eta} + \frac{\alpha E \rho}{\xi}}$$

公式中的系数由试验分析确定：

1) 系数 ϕ ，采用与裂缝宽度计算相同的公式，当 $\phi < 0.2$ 时，取 $\phi = 0.2$ ，这将能更好地符合试验结果。

2) 根据试验资料回归，系数 $\alpha E \rho / \xi$ 可按下列公式计算：

$$\frac{\alpha E \rho}{\xi} = 0.2 + \frac{6\alpha E \rho}{1 + 3.5\gamma'_f}$$

对力臂系数 η ，近似取 $\eta = 0.87$ 。

将上述系数与表达式代入上述 B_s 公式，即得公式(8.2.31)。

2 预应力混凝土受弯构件的短期刚度

1) 不出现裂缝构件的短期刚度，统一取 $0.85E_c I_0$ ，在取值上较稳妥。

2) 允许出现裂缝构件的短期刚度

对使用阶段已出现裂缝的预应力混凝土受弯构件，假定弯矩与曲率(或弯矩与挠度)曲线是由双折直线组成，双折线的交点位于开裂弯矩 M_{cr} 处，则可求得短期刚度的基本公式为：

$$B_s = \frac{E_c I_0}{\frac{1}{\beta_{0.4}} + \frac{\frac{M_{cr}}{M_k} - 0.4}{0.6} \left(\frac{1}{\beta_{cr}} - \frac{1}{\beta_{0.4}} \right)}$$

式中 $\beta_{0.4}$ 和 β_{cr} 分别为 $\frac{M_{cr}}{M_k} = 0.4$ 和 1.0 时的刚度降低系数。对 β_{cr} ，取 $\beta_{cr} = 0.85$ ；对

$\frac{1}{\beta_{0.4}}$ ，根据试验资料分析，取拟合的近似值，可得：

$$\frac{1}{\beta_{0.4}} = \left(0.8 + \frac{0.15}{\alpha_E \rho} \right) (1 + 0.45\gamma_f)$$

将 β_{cr} 和 $\frac{1}{\beta_{0.4}}$ 代入上述公式 B_s ，并经适当调整后即得本规范公式(8.2.3-3)。

8.2.4 对混凝土截面抵抗矩塑性影响系数 γ 值略作了调整，本条与原规范的基本假定不同仅在本条取受拉区混凝土应力图形为梯形而不是矩形，其他均相同。为了简化计算，参照水工结构行业规范的规定并作校准后，给出了常用截面形状的 γ 近似值，以供查用。

8.2.5~8.2.6 钢筋混凝土受弯构件考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数 θ 是根据国内一些单位长期试验结果并参考国外规范的规定而给出。

预应力混凝土受弯构件在使用阶段的反拱计算中，短期反拱值的计算以及考虑预加力长期作用对反拱增大的影响系数仍保留原规范取为 2.0 的规定。由于它未能反映混凝土收缩、徐变损失以及配筋率等因素的影响，因此，对长期反拱值，如有专门的试验分析或根据收缩、徐变理论进行计算分析，则可不遵守条文的规定。

9 构造规定

9.1 伸缩缝

9.1.1 根据多年的工程实践经验,未发现表 9.1.1 的伸缩缝最大间距规定对混凝土结构的承载力和裂缝开展有明显不利影响,故伸缩缝最大间距按原规范未作改动。但根据调研,近年来混凝土强度等级有所提高,流动性加大,混凝土凝固过程具有快硬、早强、发热量大的特点,混凝土体积收缩呈增大趋势,因此对伸缩缝间距的要求由原规范的“可”改为“宜”。

本次修订对原规范的表注作了以下修改:

1 增加了表注 1 关于装配整体式结构房屋和表注 2 关于框架-剪力墙结构和框架-核心筒结构房屋伸缩缝间距的规定。

2 为防止温度裂缝,表注 4 新增增加了对露天挑檐、雨罩等外露结构的伸缩缝间距的要求。

9.1.2 本条列出了温度变化和混凝土收缩对结构产生更不利影响的几种情况,提出了需要在表 9.1.1 规定基础上适当减小伸缩缝间距的要求。

9.1.3 本条为新增内容,指出允许适当增大伸缩缝最大间距的情况、条件和应注意的问题。

在结构施工阶段采取防裂措施是国内外通用的减小混凝土收缩不利影响的有效方法。我国常用的做法是设置后浇带。根据工程实践经验,通常后浇带的间距不大于 30m;浇灌混凝土的间隔时间通常在两个月以上。这里所指的后浇带是将结构构件混凝土全部临时断开的做法。还应注意,合理设置有效的后浇带,并有可靠经验时,可适当增大伸缩缝间距,但不能用后浇带代替伸缩缝。

对结构施加相应的预应力可以减小因温度变化和混凝土收缩而在混凝土中产生的拉应力,以减小或消除混凝土开裂的可能性。本条所指的“预加应力措施”是指专门用于抵消温度、收缩应力的预加应力措施。

本条中的其他措施是指:加强屋盖保温隔热措施,以减小结构温度变形;加强结构的薄弱环节,以提高其抗裂性能;对现浇结构,在施工中切实加强养护以减小收缩变形;采用可靠的滑动措施,以减小约束结构变形的摩擦阻力;合理选择材料以减少混凝土的收缩等。

此外,对墙体还可采用设置控制缝以调节伸缩缝间距的措施。控制缝是在建筑

物的线脚、饰条、凹角等处通过预埋板条等方法引导收缩裂缝出现，并用建筑构造处理从外观上加以遮掩，并做好防渗、防水处理的一种做法。其间距一般在 10m 左右，根据建筑处理设置。对设有控制缝的墙体，伸缩缝间距可适当加大。

本条还特别强调“当增大伸缩缝间距时，尚应考虑温度变化和混凝土收缩对结构的影响”。这是因为温度变化和混凝土收缩这类间接作用引起的变形和位移对于超静定混凝土结构可能引起很大的约束应力，导致结构构件开裂，甚至使结构的受力形态发生变化。设计者不能简单地采取某些措施就草率地增大伸缩缝间距，而应通过有效的分析或计算慎重考虑各种不利因素对结构内力和裂缝的影响，确定合理的伸缩缝间距。

对本条中的“充分依据”，不应仅理解为“已经有了少量未发现问题的工程实例”，而是指对各种有利和不利因素的影响方式和程度作出有科学依据的分析和判断，并由此确定伸缩缝间距的增减。

9.1.4 本条规定，为设置伸缩缝而形成的双柱，因基础受温度收缩影响很小，故其独立基础可以不设缝。工程实践证明这种做法是可行的。

9.2 混凝土保护层

9.2.1 保护层厚度的规定是为了满足结构构件的耐久性要求和对受力钢筋有效锚固的要求。本条对保护层厚度给出了更明确的定义。混凝土保护层厚度的规定比原规范略有增加。

考虑耐久性要求，本条对处于环境类别为一、二、三类的混凝土结构规定了保护层最小厚度。与原规范比较作了以下改动：

1 一类及二 a 类环境分别与原规范中“室内正常环境”及“露天及室内高湿度环境”相近；考虑冻融及轻度腐蚀环境的影响，增加了二 b 类环境及三类环境。

2 表中保护层厚度的数值是参考我国的工程经验以及耐久性要求规定的，要求比原规范稍严；表中相应的混凝土强度等级范围有所扩大。

3 注中增加了基础保护层厚度的规定，这是根据长期工程实践经验确定的。对处于有侵蚀性介质作用环境中的基础，其保护层厚度应符合有关标准的规定。

9.2.2 本条对预制构件中钢筋保护层厚度的规定与原规范相同，多年工程实践证明是可行的。

9.2.3 板、墙、壳中的分布钢筋以及梁、柱中的箍筋及构造钢筋的保护层厚度规定基本同原规范，但根据环境条件稍有加严。构造钢筋是指不考虑受力的架立筋、分布筋、连系筋等。工程实践证明，本条规定对保证结构耐久性是有有效的。

9.2.4 对梁、柱中纵向受力钢筋保护层厚度大于 40mm 的情况，提出应采取有效的防裂构造措施。通常是在混凝土保护层中离构件表面一定距离处全面增配由细钢筋制成的构造钢筋网片。此外，增加了在处于露天环境中悬臂板的上表面采取保护措施的要求，这是由于该处受力钢筋因混凝土开裂更易受腐蚀而提出的。

9.2.5 环境类别为四、五类的情况属非共性问题，港口工程中的这类情况应符合《港口工程混凝土和钢筋混凝土结构设计规范》JTJ 267 的有关规定，工业建筑中的这类情况应符合《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 的有关规定。

为了满足建筑防火要求，保护层厚度还应满足《建筑防火规范》GBJ 16 和《高层民用建筑设计防火规范》GB50045 的要求。

9.3 钢筋的锚固

9.3.1 原规范锚固设计采用查表方法，按以 5d 为间隔取整的方式取值，不能较准确地反映锚固条件变化对锚固强度的影响，且难与国际惯例协调。我国钢筋强度不断提高，外形日趋多样化，结构形式的多样性也使锚固条件有了很大的变化，用表格的方式已很难确切表达。根据近年来系统试验研究及可靠度分析的结果并参考国外标准，规范给出了以简单计算确定锚固长度的方法。应用时，由计算所得基本锚固长度 l_a 应乘以对应于不同锚固条件的修正系数加以修正，且不小于规定的最小锚固长度。

基本锚固长度 l_a 取决于钢筋强度 f_y 及混凝土抗拉强度 f_t ，并与钢筋外形有关，外形影响反映于外形系数 α 中。公式(9.3.1-1)为计算锚固长度的通式，其中分母项反映了混凝土的粘结锚固强度的影响，用混凝土的抗拉强度表示；但混凝土强度等级高于 C40 时，仍按 C40 考虑，以控制高强混凝土中锚固长度不致过短。表 9.3.1 中不同钢筋的外形系数 α 是经对各类钢筋进行系统粘结锚固试验研究及可靠度分析得出的。

为反映带肋钢筋直径较大时相对肋高减小对锚固作用降低的影响，直径大于 25mm 的粗直径钢筋的锚固长度应适度加大，乘以修正系数 1.1。

为反映环氧树脂涂层钢筋表面状态对锚固的不利影响，其锚固长度应乘以修正系数 1.25，这是根据试验分析结果并参考国外标准的有关规定确定的。

施工扰动对锚固的不利影响反映于施工扰动的影响系数中，与原规范数值相当，取 1.1。

带肋钢筋常因外围混凝土的纵向劈裂而削弱锚固作用。当混凝土保护层厚度或钢筋间距较大时，握裹作用加强，锚固长度可适当减短。经试验研究及可靠度分析，

并根据工程实践经验,当保护层厚度大于锚固钢筋直径的3倍且有箍筋约束时,适当减小锚固长度是可行的,此时锚固长度可乘以修正系数0.8。

配筋设计时,实际配筋面积往往因构造原因而大于计算值,故钢筋实际应力小于强度设计值。因此,当有确实把握时,受力钢筋的锚固长度可以缩短,其数值与配筋余量的大小成比例。国外规范也采取同样的方法。但其适用范围有一定限制,即不得用于抗震设计及直接承受动力荷载的构件中。

当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时,其锚固长度起点应考虑端部受损的可能性,内移 $0.25l_{tr}$ 。

上述各项修正系数可以连乘,但出于构造要求,修正后的受拉钢筋锚固长度不能小于最低限度(最小锚固长度),其数值在任何情况下不应小于按公式(9.3.1)计算值的0.7倍及250mm。

9.3.2 机械锚固是减少锚固长度的有效方式。根据试验研究及我国施工习惯,推荐了三种机械锚固形式:加弯钩、焊锚板及贴焊锚筋。机械锚固的总锚固长度修正系数0.7是由试验及可靠度分析确定的,与国外规范的有关取值相当且偏于安全。为了对机械锚固区混凝土提供约束,以维持其锚固能力,增加了对锚固区配箍直径、间距及数量的构造要求。保护层厚度很大时锚固约束作用较强,故可对配箍不作要求。

9.3.3 柱及桁架上弦等构件中受压钢筋也存在锚固问题。受压钢筋的锚固长度为相应受拉锚固长度的0.7倍,这是根据试验研究及可靠度分析并参考国外规范确定的。

9.3.4 根据长期工程实践经验规定了承受重复荷载预制构件中钢筋的锚固措施。

9.4 钢筋的连接

9.4.1 由于钢筋通过连接接头传力的性能总不如整根钢筋,故设置钢筋连接的原则为:接头应设置在受力较小处;同一根钢筋上应少设接头。为了反映技术进步,对原规范的内容进行了补充,增加了机械连接接头。机械连接接头的类型和质量控制要求见《钢筋机械连接通用技术规程》JGJ 107,焊接连接接头的种类和质量控制要求见《钢筋焊接规程》JGJ 18。

9.4.2 根据工程经验及接头性质,本条限定了钢筋绑扎搭接接头的应用范围:受拉构件不应采用绑扎搭接接头,大直径钢筋不宜采用绑扎搭接接头。

9.4.3 用图及文字明确给出了属于同一连接区段钢筋绑扎搭接接头的定义。这比原规范“同一截面的搭接接头”的提法更为准确。搭接钢筋接头中心间距不大于1.3倍搭接长度,或搭接钢筋端部距离不大于0.3倍搭接长度时,均属位于同一连接区段的搭接接头。搭接钢筋错开布置时,接头端面位置应保持一定间距。首尾相接式的布

置会在相接处引起应力集中和局部裂缝,应予以避免。条文对梁、板、墙、柱类构件的受拉钢筋搭接接头面积百分率提出了控制条件。粗、细钢筋搭接时,按粗钢筋截面积计算接头面积百分率,按细钢筋直径计算搭接长度。

本条还规定了受拉钢筋绑扎搭接接头搭接长度的计算方法,其中反映了接头面积百分率的影响。这是根据有关的试验研究及可靠度分析,并参考国外有关规范的做法确定的。搭接长度随接头面积百分率的提高而增大,是因为搭接接头受力后,相互搭接的两根钢筋将产生相对滑移,且搭接长度越小,滑移越大。为了使接头充分受力的同时,刚度不致过差,就需要相应增大搭接长度。本规定解决了原规范对搭接接头面积百分率规定过严的缺陷,对接头面积百分率较大的情况,采用加大搭接长度的方法处理,便于设计和施工。

9.4.4 受压钢筋的搭接长度规定为受拉钢筋的 0.7 倍,解决了梁受压区及柱中受压钢筋的搭接问题。这一规定沿用了原规范的做法。

9.4.5 搭接接头区域的配箍构造措施对保证搭接传力至关重要。本条在原规范条文的基础上,增加了对搭接连接区段箍筋直径的要求。此外提出了在粗钢筋受压搭接接头端部须增加配箍的要求,以防止局部挤压裂缝,这是根据试验研究结果和工程经验提出的。

9.4.6 本条规定了机械连接的连接区段长度为 35d。同时规定了其应用的原则:接头宜互相错开并避开受力较大部位。由于在受力最大处受拉钢筋传力的重要性,机械连接接头在该处的接头面积百分率不宜大于 50%。

9.4.7 本条给出了机械连接接头用于承受疲劳荷载构件时的应用范围及设计原则。

9.4.8 本条为机械连接接头保护层厚度及钢筋间距的要求。由于机械连接套筒直径加大,对保护层厚度及间距的要求作了适当放宽,由一般对钢筋要求的“应”改为对套筒的“宜”。

9.4.9 本条给出了焊接接头连接区段的定义。接头面积百分率的要求同原规范,工程实践证明这些规定是可行的。

9.4.10 本条提出承受疲劳荷载吊车梁等有关构件中受力钢筋焊接的要求,与原规范的有关内容相同,工程实践证明是可行的。

9.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

9.5.1 我国建筑结构混凝土构件的最小配筋率较长时间沿用原苏联 60 年代规范的规定。其中,各类构件受拉钢筋最小配筋率的规定与其他国家相比明显偏低,远未达到受拉区混凝土开裂后受拉钢筋不致立即屈服的水平。原规范虽曾对受拉钢筋最

小配筋率作了小幅度提高，但未能从根本上改变最小配筋率偏低的情况。

本次修订规范适当提高了受弯构件、偏心受拉构件和轴心受拉构件的受拉钢筋最小配筋率，并采用了配筋特征值(f_t/f_y)相关的表达形式，即最小配筋率随混凝土强度等级的提高而相应增大，随钢筋受拉强度的提高而降低；同时规定了受拉钢筋最小配筋率的取值下限。

规定受压构件最小配筋率的目的是改善其脆性特征，避免混凝土突然压溃，并使受压构件具有必要的刚度和抗偶然偏心作用的能力。本次修订规范对受压构件纵向钢筋最小配筋率只作了小幅度上调，即受压构件一侧纵筋最小配筋率保持 0.2% 不变，只将受压构件全部纵向钢筋最小配筋率由 0.4% 上调至 0.6%。对受压构件最小配筋率未采用特征值的表达方式，但考虑到强度等级偏高时混凝土脆性特征更为明显，故规定当混凝土强度等级为 C60 及以上时，最小配筋率上调 0.1%；当纵筋使用 HRB400 级和 RRB400 级钢筋时，最小配筋率下调 0.1%。应注意的是，这种调整只针对截面全部纵向钢筋，受压构件一侧纵向钢筋的最小配筋率仍保持不小于 0.2% 的要求。

9.5.2 卧置于地基上的钢筋混凝土厚板，其配筋量多由最小配筋率控制。根据实际受力情况，最小配筋率可适当降低，但规定了最低限值 0.15%。

9.5.3 本条规定了预应力构件中各类预应力受力钢筋的最小配筋率。其基本思路为“截面开裂后受拉预应力筋不致立即失效”的原则，目的是为了试件具有起码的延性性质，避免无预兆的脆性破坏。

9.6 预应力混凝土构件的构造规定

9.6.1 当先张法预应力构件中的预应力钢丝采用单根配置有困难时，可采用并筋的配筋形式。并筋为国外混凝土结构中常见的配筋形式，一般用于配筋密集区域布筋困难的情况。并筋对锚固及预应力传递性能的影响由等效直径反映。并筋的等效直径取与其截面积相等的圆截面的直径：对双并筋为 $\sqrt{2}d$ ；对三并筋为 $\sqrt{3}d$ ，其中 d 为单根钢丝的直径；取整后近似为 1.4 倍及 1.7 倍单根钢丝直径，即 1.4 d 及 1.7 d 。并筋的保护层厚度、钢筋间距、锚固长度、预应力传递长度、挠度和裂缝宽度验算等均按等效直径考虑。上述简化处理结果与国外标准、规范的数值相当，且计算更为简便。

根据我国的工程实践，预应力钢丝并筋不宜超过 3 根。对热处理钢筋及钢绞线因工程经验不多，需并筋时应采取可靠的措施，如加配螺旋筋或采用缓慢放张预应力的工艺等。

9.6.2 根据先张法预应力钢筋的锚固及预应力传递性能,提出了配筋净间距的要求,其数值是根据试验研究及工程经验确定的。

9.6.3 先张法预应力传递长度范围内局部挤压造成的环向拉应力容易导致构件端部混凝土出现劈裂裂缝。因此端部应采取构造措施,以保证自锚端的局部承载力。本条单根预应力钢筋包括单根钢绞线或单根并筋束所提出的措施为长期工程经验和试验研究结果的总结。

9.6.4~9.6.6 为防止预应力构件端部及预拉区的裂缝,根据多年工程实践经验及原规范的执行情况,这几条对各种预制构件(槽板、肋形板、屋面梁、吊车梁等)提出了配置防裂钢筋的措施。

9.6.7 预应力锚具应根据《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 标准的有关规定选用,并满足相应的质量要求。

9.6.8 为防止后张法预应力构件在施工阶段受力后发生沿孔道的裂缝和破坏,对后张法预制构件及框架梁等提出了相应构造措施。其中规定的控制数值及构造措施为我国多年工程经验的总结。

9.6.9~9.6.10 后张法预应力混凝土构件端部锚固区和构件端面中部在施工张拉后常会出现纵向水平裂缝。为了控制这些裂缝的开展,在试验研究的基础上,在条文中作出了加强配筋的具体规定。其中,要求合理布置预应力钢筋,尽量使锚具沿构件端部均匀布置,以减少横向拉力。当难于做到均匀布置时,为防止端面出现宽度过大的裂缝,根据理论分析和试验结果,提出了限制裂缝的竖向附加钢筋截面面积的计算公式以及相应的构造措施。原规范限定附加钢筋仅用光面钢筋,本次修订允许采用强度较高的热轧带肋钢筋,对计算公式中的钢筋强度设计值及系数作了相应的调整。

9.6.11 为保证端面有局部凹进的后张法预应力混凝土构件端部锚固区的强度和裂缝控制性能,根据试验和工程经验,规定了增设折线构造钢筋的防裂措施。

9.6.12 本条指出了用有限元分析方法作为解决特殊构件端部设计的途径。

9.6.13 曲线预应力布筋的曲率半径不宜小于4m,是根据工程经验给出的。

9.6.14~9.6.15 对后张法预应力构件的预拉区、预压区、预应力转折处、端面预埋钢板及外露锚具等,根据局部挤压,施工工艺及耐久性的要求,提出了相应的构造措施。

10 结构构件的基本规定

10.1 板

10.1.1 本条给出的只是从构造角度要求的现浇板的最小厚度。现浇板的合理厚度应在符合承载力极限状态和正常使用极限状态要求的前提下,按经济合理的原则选定,并考虑防火、防爆等要求,但不应小于表 10.1.1 的规定。

10.1.2 分析结果表明,四边支承板长短边长度比大于等于 3.0 时,板可按沿短边方向受力的单向板计算;此时,沿长边方向配置本规范第 10.1.8 条规定的分布钢筋已经足够。当长短边长度比在 2~3 之间时,板虽仍可按沿短边方向受力的单向板计算,但沿长边方向按分布钢筋配筋尚不足以承担该方向弯矩,应适度增大配筋量。当长短边长度比小于等于 2 时,应按双向板计算和配筋。

10.1.3 单向板和双向板可采用分离式配筋或弯起式配筋。分离式配筋因施工方便,已成为工程中主要采用的配筋方式。本条给出了分离式配筋的构造原则。

10.1.4 本条根据工程经验规定了在一般情况下板中受力钢筋的间距。

10.1.5 本条规定了支座处钢筋的锚固长度。条文强调了当连续板内温度、收缩应力较大时,宜适当加长板下部纵向钢筋伸入支座的长度。

10.1.6 本条根据工程经验规定了梁板交界处构造钢筋的配置方法。

10.1.7 本条规定了当现浇板周边支承在钢筋混凝土梁上、墙上或嵌固在承重砌体墙内时,板边构造钢筋的配置方法。当有截面较大的柱或墙的阳角突出到板内时,亦应沿突出在板内的柱周边和阳角墙边按同样规定设置板边构造钢筋,否则板可能沿柱边或阳角墙边开裂。本条目的是为了控制沿板周边或角部的负弯矩裂缝。

10.1.8 考虑到现浇板中存在温度、收缩应力,根据工程经验将分布钢筋与受力钢筋截面面积之比由原规范的 10%提高到 15%,增加了分布钢筋截面面积不小于板截面面积 0.15%的规定,将分布钢筋的最大间距由 300mm 减为 250mm,增加了分布钢筋直径不宜小于 6mm 的要求。同时提请设计者注意,对集中荷载较大的情况,应适当增加分布钢筋用量。

10.1.9 近年来,现浇板的裂缝问题比较严重。重要原因是混凝土收缩和温度变化在现浇楼板内引起的约束拉应力。设置温度收缩钢筋有助于减少这类裂缝。鉴于受力钢筋和分布钢筋也可以起到一定的抵抗温度、收缩应力的作用,故主要应在未配钢筋的部位或配筋数量不足的部位沿两个正交方向(特别是温度、收缩应力的主要作用

方向)布置温度收缩钢筋。板中温度、收缩应力目前尚不易准确计算。本条根据工程经验给出了配置温度收缩钢筋的原则和最低数量规定。如有计算温度、收缩应力的可靠经验,计算结果亦可作为确定附加钢筋用量的参考。

本规范第 10.1.5 条、第 10.1.7 条、第 10.1.8 条和本条的规定所形成的板的综合构造措施,目的都是为了减少现浇混凝土板因温度、收缩而开裂的可能性。

10.1.10 国内外试验研究结果表明,在与板的冲切破坏面相交的部位配置弯起钢筋或箍筋,能提高板的抗冲切承载力。本条构造规定的目的是为了保证弯起钢筋和箍筋能充分发挥强度。

10.1.11 在混凝土厚板中沿厚度方向以一定间隔配置平行于板面的钢筋网片,不仅可减少大体积混凝土温度收缩的影响,而且有利于提高构件的抗剪承载力。

10.1.12 本次修订规范未列入有关焊接骨架和焊接网的规定。当使用焊接网时,应符合《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ/T 114 的有关规定。

10.2 梁

10.2.1 绑扎骨架梁的配筋构造规定基本同原规范,工程实践证明是有效的。

10.2.2 对混合结构房屋中支承在砖墙、砖柱混凝土垫块上的钢筋混凝土梁简支支座或预制钢筋混凝土梁的简支支座,给出了在支座处锚固长度的要求及在支座范围内配置箍筋的规定。

10.2.3 在连续梁和框架梁的跨内,支座负弯矩受拉钢筋在向跨内延伸时,可根据弯矩图在适当部位截断。当梁端作用剪力较大时,在支座负弯矩钢筋的延伸区段范围内将形成由负弯矩引起的垂直裂缝和斜裂缝,并可能在斜裂缝区前端沿该钢筋形成劈裂裂缝,使纵筋拉应力由于斜弯作用和粘结退化而增大,并使钢筋受拉范围相应向跨中扩展。国内外试验研究结果表明,为了使负弯矩钢筋的截断不影响它在各截面中发挥所需的抗弯能力,应通过两个条件控制负弯矩钢筋的截断点。第一个控制条件(即从不需要该批钢筋的截面伸出的长度)是使该批钢筋截断后,继续前伸的钢筋能保证过截断点的斜截面具有足够的受弯承载力;第二个控制条件(即从充分利用截面向前伸出的长度)是使负弯矩钢筋在梁顶部的特定锚固条件下具有必要的锚固长度。根据近期对分批截断负弯矩纵向钢筋情况下钢筋延伸区段受力状态的实测结果,对原规范规定作了局部调整。

当梁端作用剪力较小($V \leq 0.7f_t b h_0$)时,控制钢筋截断点位置的两个条件仍按原规范取用。

当梁端作用剪力较大($V > 0.7f_t b h_0$),且负弯矩区相对长度不大时,原规范给出的

第二控制条件可继续使用；第一控制条件在原规范从不需要该钢筋截面伸出长度不小于 $20d$ 的基础上，增加了同时不小于 h_0 的要求。

若负弯矩区相对长度较大，按以上二条件确定的截断点仍位于与支座最大负弯矩对应的负弯矩受拉区内时，延伸长度应进一步增大。增大后的延伸长度分别为从充分利用截面伸出的长度及从不需要该批钢筋的截面伸出的长度两者中的较大值。

10.2.4 试验表明，在作用剪力较大的悬臂梁内，因梁全长受负弯矩作用，临界斜裂缝的倾角明显偏小，因此不宜截断负弯矩钢筋。此时，负弯矩钢筋可以按弯矩图分批向下弯折，但必须有不少于两根钢筋伸至梁端，并向下弯折锚固。

10.2.5 受扭纵筋最小配筋率的规定是以纯扭构件受扭承载力计算公式(7.6.4-1)和剪扭条件下不需进行承载力计算而仅按构造配筋的控制条件为基础拟合给出的。本条还给出了受扭纵向钢筋沿截面周边的布置原则和在支座处的锚固要求。对箱形截面构件，偏安全地采用了与实心截面构件相同的构造要求。

10.2.6 本条根据工程经验给出了在按简支计算，但实际受有部分约束的梁端上部配置纵向钢筋的构造规定。

10.2.7~10.2.8 原规范中有关弯起钢筋弯起点或弯终点位置、角度、锚固长度等构造要求是有效的，故维持不变。

10.2.9 对按计算不需要配置箍筋的梁的构造配箍要求作出了规定。本条维持原规范的规定不变。

10.2.10 与本规范第 7.5 节对斜截面受剪承载力计算公式的调整(适度调高抗剪箍筋用量)相适应，梁中受剪箍筋的最小配筋率亦较原规范适度增大。

10.2.11 本条规定了梁中箍筋直径的要求。

10.2.12 与本规范第 10.2.10 条对受剪箍筋最小配筋率的适度提高相呼应，剪扭箍筋的最小配筋率也适度调高。对箱形截面构件，偏安全地采用了与实心截面构件相同的构造要求。

10.2.13 当集中荷载在梁高范围内或梁下部传入时，为防止集中荷载影响区下部混凝土拉脱并弥补间接加载导致的梁斜截面受剪承载力的降低，应在集中荷载影响区 s 范围内加设附加横向钢筋。在设计中，不允许用布置在集中荷载影响区内的受剪箍筋代替附加横向钢筋。此外，当传入集中力的次梁宽度 b 过大时，宜适当减小由 $3b+2h_1$ 所确定的附加横向钢筋布置宽度。当次梁与主梁高度差 h_1 过小时，宜适当增大附加横向钢筋的布置宽度。当主梁、次梁均承担有由上部墙、柱传来的竖向荷载时，附加横向钢筋宜在本条规定的基础上适当增大。

当梁下部作用有均布荷载时，可参照本规范第 10.7.12 条确定深梁悬吊钢筋的方

法确定附加悬吊钢筋的数量。

当有两个沿梁长度方向相互距离较小的集中荷载作用于梁高范围内时，可能形成一个总的拉脱效应和一个总的拉脱破坏面。偏安全的做法是，在不减少两个集中荷载之间应配附加钢筋数量的同时，分别适当增大两个集中荷载作用点以外的附加横向钢筋数量。

本次修订还对原规范规定作了以下补充：

1 当采用弯起钢筋作附加钢筋时，明确规定公式中的 A_{sy} 应为左右弯起段截面面积之和。

2 弯起式附加钢筋的弯起段应伸至梁上边缘，且其尾部应按本规范第 10.2.7 条的规定设置水平锚固段。

10.2.14 对受拉区有内折角的梁的构造规定作了局部调整，将原规范“未伸入受压区的纵向受拉钢筋”改为“未在受压区锚固的纵向受拉钢筋”。这里所指的“在受压区锚固”应是根据钢筋在受压区的锚固方式(直线锚固或带弯折锚固)分别按本规范第 9.3.1 条或 10.4.1 条确定其锚固长度。受压区高度则可取为按计算确定的实际受压区高度。

10.2.15 对梁架立筋的直径作出了规定，这是由工程经验确定的，与原规范相同。

10.2.16 当梁的截面尺寸较大时，有可能在梁侧面产生垂直于梁轴线的收缩裂缝。为此，应在梁两侧沿梁长度方向布置纵向构造钢筋。此次修订规范针对工程中使用大截面尺寸现浇混凝土梁日益增多的情况，根据工程经验对纵向构造钢筋的最大间距和最小配筋率给出了较原规范更为严格的规定。纵向构造钢筋的最小配筋率按扣除了受压及受拉翼缘的梁腹板截面面积确定。

10.2.17 本条对薄腹梁及需作疲劳验算的梁规定了加强下部纵向钢筋的构造措施，与原规范相同。

10.3 柱

10.3.1 本条增加了圆柱纵向钢筋最低根数和圆柱纵向钢筋宜沿截面周边均匀布置的规定。

10.3.2 当柱全部纵向钢筋的配筋率大于 3% 时，箍筋建议采用与抗震柱中箍筋末端相同的做法(135° 弯钩，弯钩末端平直段长度不小于 10d)或采用焊接封闭环式箍筋；但对焊接封闭环式箍筋，应避免在施工现场焊接而伤及受力钢筋，宜采用闪光接触对焊等可靠的焊接方法，以确保焊接质量。

10.3.3 当采用螺旋箍时，考虑其间接作用，对相应的构造措施作出了规定。具体规

定同原规范。

10.3.4 增大了 I 形截面柱翼缘和腹板的最小厚度。当腹板开孔时,对孔边附加钢筋最小截面面积作了规定。

10.3.5 对腹板开孔的 I 型截面柱根据开孔大小给出了不同的设计计算原则,与原规范相同。

10.4 梁柱节点

10.4.1 在框架中间层端节点处,根据柱截面高度和钢筋直径,梁上部纵向钢筋可采用直线锚固或端部带 90° 弯折段的锚固方式。当柱截面不足以设置直线锚固段,而采用带 90° 弯折段的锚固方式时,强调梁筋应伸到柱对边再向下弯折。试验研究表明,这种锚固端的锚固能力由水平段的粘结能力和弯弧与垂直段的弯折锚固作用所组成。在承受静力荷载为主的情况下,水平段的粘结能力起主导作用。国内外试验结果表明,当水平段投影长度不小于 $0.4l_a$,垂直段投影长度为 $15d$ 时,已能可靠保证梁筋的锚固强度和刚度,故取消了要满足总锚长不小于受拉锚固长度的要求。

在原规范的 1992 年局部修订内容中,曾允许当在 90° 弯弧内侧设置横向短钢筋时,可将水平投影长度减小 15%。但近期试验表明,该横向短钢筋在弯弧段钢筋未明显变形的一般受力情况下并不起作用,故本规范不再采用这种在 90° 弯弧内侧设置横向短钢筋以减小水平锚固段长度的做法。

当框架中间层端节点有悬臂梁外伸,且悬臂顶面与框架梁顶面处在同一标高时,可将需要用作悬臂梁负弯矩钢筋使用的部分框架梁钢筋直接伸入悬臂梁,其余框架梁钢筋仍按 10.4.1 条的规定锚固在端节点内。当在其他标高处有悬臂梁或短悬臂(牛腿)自框架柱伸出时,悬臂梁或短悬臂(牛腿)的负弯矩钢筋亦应按框架梁上部钢筋在中间层端节点处的锚固规定锚入框架柱内,即水平段投影长度不小于 $0.4l_a$,弯后垂直段投影长度取 $15d$ 。

10.4.2 中间层中间节点和中间层端节点处的下部梁筋,以及顶层中间节点和顶层端节点处的下部梁筋,其在相应节点中的锚固要求仍基本沿用原规范有关梁纵向钢筋在不同受力情况下的规定。当梁下部钢筋根数较多,且分别从两侧锚入中间节点时,将造成节点下部钢筋拥挤,故增加了中间节点下部梁筋贯穿节点,并在节点以外梁弯矩较小处搭接的做法。

当中间层中间节点左、右跨梁的上表面不在同一标高时,左、右跨梁的上部钢筋可分别按第 10.4.1 条的规定锚固在节点内。

当中间层中间节点左、右梁端上部钢筋用量相差较大时,除左、右数量相同的

部分贯穿节点外，多余的梁筋亦可按第 10.4.1 条的规定锚固在节点内。

10.4.3 伸入顶层中间节点的全部柱筋及伸入顶层端节点的内侧柱筋应可靠锚固在节点内。同时强调柱筋应伸至柱顶。当顶层节点高度不足以容下柱筋直线锚固长度时，柱筋可在柱顶向节点内弯折，或在有现浇板时向节点外弯折。当充分利用柱筋的受拉强度时，试验表明，其锚固条件不如水平钢筋，因此弯折前柱筋锚固段的竖向投影长度不应小于 $0.5/a$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ ，以保证可靠受力。

10.4.4 在承受以静力荷载为主的框架中，顶层端节点处的梁、柱端均主要受负弯矩作用，相当于一段 90° 的折梁。当梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量匹配时，可将柱外侧处于梁截面宽度内的纵向钢筋直接弯入梁上部，作梁负弯矩钢筋使用。亦可使梁上部钢筋与柱外侧钢筋在顶层端节点附近搭接。规范推荐了两种搭接方案。其中设在节点外侧和梁端顶面的带 90° 弯折搭接做法(规范图 10.4.4a)适用于梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量不致过多的民用或公共建筑框架，其优点是梁上部钢筋不伸入柱内，有利于在梁底标高设置柱混凝土施工缝。但当梁上部和柱外侧钢筋数量过多时，该方案将造成节点顶部钢筋拥挤，不利于自上而下浇注混凝土。此时，宜改用梁、柱筋直线搭接，接头位于柱顶部外侧的搭接做法(规范图 10.4.4b)。

在顶层端节点处不允许采用将柱筋伸至柱顶，将梁上部钢筋按本规范第 10.4.1 条的规定锚入节点的做法，因这种做法无法保证梁、柱筋在节点区的搭接传力，使梁、柱端无法发挥出所需的正截面受弯承载力。

10.4.5 试验表明，当梁上部和柱外侧钢筋配筋率过高时，将引起顶层端节点核心区混凝土的斜压破坏，故应通过本条规定对相应的配筋率作出限制。

试验表明，当梁上部钢筋和柱外侧钢筋在顶层端节点外上角的弯弧半径过小时，弯弧下的混凝土可能发生局部受压破坏，故对钢筋的弯弧半径最小值做了相应规定。

10.4.6 非抗震框架梁柱节点配置水平箍筋的构造规定是根据我国工程经验并参考国外有关规范给出的。当节点四边有梁时，由于除四角以外的节点周边柱纵向钢筋不存在过早压屈的危险，故可不设复合箍筋。

10.5 墙

10.5.1 本条规定截面长度大于其厚度 4 倍的构件方按“墙”进行截面设计和考虑配筋构造；否则应按柱进行截面设计和考虑配筋构造。本条规定是根据工程经验并参照国外有关规范给出的。

10.5.2~10.5.7 原规范的这部分规定，其中包括剪力墙最小厚度、剪力墙截面设计规定和剪力墙洞口连梁的截面设计规定都是参照《钢筋混凝土高层建筑设计规范》

施工规程》JGJ 3-79 根据试验结果作出的规定,并吸取国内设计经验制订的,本次修订未作变动。因仍缺乏足够的跨高比不大于 2.5 的洞口连梁的试验研究结果,其受剪承载力计算公式、受剪截面限制条件及配筋构造等均只能继续空缺,在注中作了说明。

10.5.8 本条规定了墙两端纵向钢筋及沿该纵向钢筋设置拉筋的构造要求,还给出了洞口上、下纵向钢筋的最低配置数量和锚固要求。

10.5.9~10.5.11 这里规定的剪力墙水平和竖向分布钢筋最小配筋率仅为按构造要求配置的最小配筋率。对以下两种情况宜分别适度提高剪力墙分布钢筋的配筋率:

1 结构重要部位的剪力墙 主要指框架-剪力墙结构中的剪力墙和框架-核心筒结构中的核心筒墙体,宜根据工程经验适度提高墙体分布钢筋的配筋率。

2 温度、收缩应力 这是造成墙体开裂的主要原因。对于温度、收缩应力可能较大的剪力墙或剪力墙的某些部位,应根据工程经验提高墙体分布钢筋,特别是水平分布钢筋的配筋率。

本条还对水平和竖向分布钢筋的直径、间距和配筋方式等作出了具体规定。

10.5.12 对剪力墙水平分布钢筋在墙端和墙角翼墙内的锚固或搭接做出了规定。具体做法和要求是根据工程经验和有关试验结果确定的。

10.5.13~10.5.14 本条给出了剪力墙水平和竖向分布钢筋搭接连接的方法和对剪力墙洞口连梁的构造规定。

10.5.15 当采用钢筋焊接网片配筋时,应符合现行标准《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ/T 114 的有关规定。

10.6 叠合式受弯构件

10.6.1 叠合式受弯构件主要用于装配整体式结构。依施工和受力特点的不同可分为在施工阶段加设可靠支撑的叠合式受弯构件(亦称“一阶段受力叠合构件”)和在施工阶段不设支撑的叠合式受弯构件(亦称“二阶段受力叠合构件”)两类。

一阶段受力叠合构件除应按叠合式受弯构件进行斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力计算和使其叠合面符合本节第 10.6.14 条和第 10.6.15 条的构造要求外,其余设计内容与一般受弯构件相同。二阶段受力叠合构件则应按本规范第 10.6.2 条到第 10.6.15 条的规定进行设计。

预制构件高度与叠合构件高度之比 $h_p/h < 0.4$ 的二阶段受力叠合构件,受力性能和经济效果均较差,不建议采用。

10.6.2 本条给出“二阶段受力叠合式受弯构件”在叠合层混凝土达到设计强度前的

第一阶段和达到设计强度后的第二阶段所应考虑荷载。在第二阶段，因为叠合层混凝土达到设计强度后仍可能存在施工活荷载，且其产生的荷载效应可能大于使用阶段可变荷载产生的荷载效应，故应按这两种荷载效应中的较大值进行设计。

10.6.3 本条给出了预制构件和叠合构件的正截面受弯承载力计算方法。当预制构件高度与叠合构件高度之比 h_1/h 较小时，预制构件正截面受弯承载力计算中可能出现 $\xi > \xi_b$ 的情况，此时纵向受拉钢筋的 f_y 、 f_{py} 应用 σ_s 、 σ_p 代替。 σ_s 、 σ_p 应按本规范第 7.1.5 条计算，也可取 $\xi = \xi_b$ 进行计算。

10.6.4 由于二阶段受力叠合梁的斜截面受剪承载力试验研究尚不够充分，本规范规定叠合梁斜截面受剪承载力仍按普通钢筋混凝土梁受剪承载力公式计算。在预应力混凝土叠合梁中，因预应力效应只影响预制构件，故在斜截面受剪承载力计算中暂不考虑预应力的有利影响。在受剪承载力计算中，混凝土强度偏安全地取预制梁与叠合层中的较低者；同时，受剪承载力应不低于预制梁的受剪承载力。

10.6.5 叠合构件叠合面有可能先于斜截面达到其受剪承载能力极限状态。叠合面受剪承载力计算公式是以剪摩擦传力模型为基础，根据叠合构件试验结果和剪摩擦试件试验结果给出的。叠合式受弯构件的箍筋应按斜截面受剪承载力计算和叠合面受剪承载力计算得出的较大值配置。

不配筋叠合面的受剪承载力离散性较大，故本规范用于这类叠合面的受剪承载力计算公式暂不与混凝土强度等级挂钩，这与国外规范的处理手法类似。

10.6.6~10.6.7 考虑到叠合式受弯构件经受施工阶段和使用阶段的不同受力状态，本次修订适度提高了预应力混凝土叠合式受弯构件的抗裂要求，即规定应分别对预制构件和叠合构件进行抗裂验算，要求其抗裂验算边缘的混凝土应力不大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值。由于预制构件和叠合层可能选用强度等级不同的混凝土，故在正截面抗裂验算和斜截面抗裂验算中应按折算截面确定叠合后构件的弹性抵抗矩、惯性矩和面积矩。

10.6.8 由于叠合构件在施工阶段先以截面高度小的预制构件承担该阶段全部荷载，使得受拉钢筋中的应力比假定用叠合构件全截面承担同样荷载时大。这一现象通常称为“受拉钢筋应力超前”。当叠合层混凝土达到强度从而形成叠合构件后，整个截面在使用阶段荷载作用下除去在受拉钢筋中产生应力增量和在受压区混凝土中首次产生压应力外，还会由于抵消预制构件受压区原有的压应力而在该部位形成附加拉力。该附加拉力虽然会在一定程度上减小受力钢筋中的应力超前现象，但仍将使叠合构件与同样截面普通受弯构件相比钢筋拉应力及曲率偏大，并有可能使受拉钢筋在弯矩标准值 $M_k = M_{1Gk} + M_{2k}$ 作用下过早达到屈服。这种情况在设计中应予以防止。

为此,根据试验结果给出了公式(10.6.8-1)的受拉钢筋应力控制条件。该条件属叠合式受弯构件正常使用极限状态的附加验算条件。该验算条件与裂缝宽度控制条件和变形控制条件不能相互取代。

10.6.9 以普通钢筋混凝土受弯构件裂缝宽度计算公式为基础,结合二阶段受力叠合式受弯构件的特点,经局部调整,提出了用于钢筋混凝土叠合式受弯构件的裂缝宽度计算公式。其中考虑到若第一阶段预制构件所受荷载相对较小,受拉区弯曲裂缝在第一阶段不一定出齐;在随后由叠合截面承受 M_{2k} 时,由于叠合截面的 ρ_{te} 相对偏小,有可能使最终的裂缝间距偏大。因此当计算叠合式受弯构件的裂缝间距时,应对裂缝间距乘以扩大系数 1.05。这相当于将本规范公式(8.1.2-1)中的 α_{cr} 由普通钢筋混凝土梁的 2.1 增大到 2.2。此外,还要用 $\rho_{te}/\sigma_{sk} + \rho_{te}\sigma_{s2k}$ 取代普通钢筋混凝土梁 ϕ 计算公式中的 $\rho_{te}\sigma_{sk}$,以近似考虑叠合构件二阶段受力特点。

10.6.10 叠合式受弯构件的挠度应采用公式(10.6.10-1)给出的考虑了二阶段受力特征的当量刚度 B 、按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响进行计算。当量刚度 B 的公式是在假定荷载对挠度的长期影响均发生在受力第二阶段的前提下,根据第一阶段和第二阶段的弯矩曲率关系导出的。

10.6.11~10.6.13 钢筋混凝土二阶段受力叠合式受弯构件第二阶段短期刚度,是在一般钢筋混凝土受弯构件短期刚度计算公式的基础上,考虑了二阶段受力对叠合截面的受压区混凝土应力形成的滞后效应后经简化得出的。对要求不出现裂缝的预应力混凝土二阶段受力叠合式受弯构件,第二阶段短期刚度公式中的系数 0.7 是根据试验结果确定的。

给出了负弯矩区段内的第二阶段短期刚度以及使用阶段预应力反拱值的计算原则。

10.6.14~10.6.15 叠合式受弯构件的叠合面受剪承载力是通过叠合面的骨料咬合效应和穿过叠合面的箍筋在叠合面产生滑动后对叠合面形成的张紧力来保证的。为此,要求预制构件上表面混凝土振捣后不经抹平而形成自然粗糙面,且应选择骨料粒径,以形成本条规定的凹凸程度。在配有横向钢筋的叠合面处,应通过箍筋伸入叠合层的长度以及叠合层混凝土的必要厚度和强度等级保证箍筋有效地锚固在叠合层混凝土内。

10.7 深受弯构件

10.7.1 根据分析及试验结果,国内外均将 $l_0/h \leq 2.0$ 的简支梁和 $l_0/h \leq 2.5$ 的连续梁视为深梁,并对其截面设计方法和配筋构造给出了专门规定。近期试验结果表明, l_0/h

大于深梁但小于 5.0 的梁(国内习惯称为“短梁”),其受力特点也与 $l_0/h \geq 5.0$ 的一般梁有一定区别,它相当于深梁与一般梁之间的过渡状态,也需要对其截面设计方法作出不同于深梁和一般梁的专门规定。

本条将 $l_0/h < 5.0$ 的受弯构件统称为“深受弯构件”,其中包括深梁和“短梁”。在本节各条中,凡冠有“深受弯构件”的条文,均同时适用于深梁和“短梁”,而冠有“深梁”的条文则不适用于“短梁”。

在本规范第 10.7.3 条至第 10.7.5 条中,为了简化计算,在计算公式中一律取深梁与“短梁”的界限为 $l_0/h = 2.0$ 。第 10.7.1 条规定的 $l_0/h \leq 2.0$ 的简支梁和 $l_0/h \leq 2.5$ 的连续梁为深梁的定义只在第 10.7.2 条选择内力分析方法时和在第 10.7.6 条到第 10.7.13 条中界定深梁时使用。

10.7.2 简支深梁的内力计算与一般梁相同,连续深梁的内力值及其沿跨度的分布规律与一般连续梁不同,其跨中正弯矩比一般连续梁偏大,支座负弯矩偏小,且随跨高比和跨数而变化。在工程设计中,连续深梁的内力应由二维弹性分析确定,且不宜考虑内力重分布。具体内力值可采用弹性有限元方法或查根据二维弹性分析结果制作的连续深梁内力表确定。

10.7.3 深受弯构件的正截面受弯承载力计算采用内力臂表达式,该式在 $l_0/h = 5.0$ 时能与一般梁计算公式衔接。试验表明,水平分布筋对受弯承载力的贡献约占 10%~30%。在正截面计算公式中忽略了这部分钢筋的作用。这样处理偏安全。

10.7.4 本条给出了适用于 $l_0/h < 5.0$ 的全部深受弯构件的受剪截面控制条件。该条件在 $l_0/h = 5$ 时与一般受弯构件受剪截面控制条件相衔接。

10.7.5 在深受弯构件受剪承载力计算公式中,混凝土项反映了随 l_0/h 的减小,剪切破坏模式由剪压型向斜压型过渡,且混凝土项在受剪承载力中所占的比重不断增大的变化规律。而竖向分布筋和水平分布筋项则分别反映了从 $l_0/h = 5.0$ 时只有竖向分布筋(箍筋)参与受剪,过渡到 l_0/h 较小时只有水平分布筋能发挥有限受剪作用的变化规律。在 $l_0/h = 5.0$ 时,该式与一般梁受剪承载力计算公式相衔接。

在主要承受集中荷载的深受弯构件的受剪承载力计算公式中,含有跨高比 l_0/h 和计算剪跨比 λ 两个参数。对于 $l_0/h \leq 2.0$ 的深梁,统一取 $\lambda = 0.25$ 。但在 $l_0/h \geq 5.0$ 的一般受弯构件中剪跨比上、下限值分别为 3.0 和 1.5。为了使深梁、短梁、一般梁的受剪承载力计算公式连续过渡,本条给出了深受弯构件在 2.0

应注意的是,由于深梁中水平及竖向分布钢筋对受剪承载力的作用有限,当深梁受剪承载力不足时,应主要通过调整截面尺寸或提高混凝土强度等级来满足受剪承载力要求。

10.7.6 试验表明,随着跨高比的减小,深梁斜截面抗裂能力有一定提高。为了简化计算,本条防止深梁出现斜裂缝的验算条件是按试验结果偏下限给出的,与修订前的规定相比作了合理的放宽。当满足本条公式(10.7.6)的要求时,可不再按本规范第10.7.5条进行受剪承载力计算。

10.7.7 深梁支座的支承面和深梁顶集中荷载作用面的混凝土都有发生局部受压破坏的可能性,应进行局部受压承载力验算,在必要时还应配置间接钢筋。按本规范第10.7.8条的规定,将支承深梁的柱伸到深梁顶能有效降低深梁支座传力面发生局部受压破坏的可能性。

10.7.8 为了保证深梁出平面稳定性,本条对深梁的高厚比(h/b)或跨厚比(l_0/b)作了限制。此外,简支深梁在顶部、连续深梁在顶部和底部应尽可能与其他水平刚度较大的构件(如楼盖)相连接,以进一步加强其出平面稳定性。

10.7.9 在弹性受力阶段,连续深梁支座截面中的正应力分布规律随深梁的跨高比变化。当 $l_0/h > 1.5$ 时,受压区约在梁底以上 $0.2h$ 的高度范围内,再向上为拉应力区,最大拉应力位于梁顶;随着 l_0/h 的减小,最大拉应力下移;到 $l_0/h = 1.0$ 时,较大拉应力位于从梁底算起 $0.2h$ 到 $0.6h$ 的范围内,梁顶拉应力相对偏小。达到承载力极限状态时,支座截面因开裂导致的应力重分布使深梁支座截面上部钢筋拉力增大。本条图10.7.9-3给出的支座截面负弯矩受拉钢筋沿截面高度的分区布置规定,比较符合正常使用极限状态支座截面的受力特点。水平钢筋数量的这种分区布置规定,虽未充分反映承载力极限状态下的受力特点,但更有利于正常使用极限状态下支座截面的裂缝控制,同时也不影响深梁在承载力极限状态下的安全性。本条保留了原规范对从梁底算起 $0.2h$ 到 $0.6h$ 范围内水平钢筋最低用量的控制条件,以减少支座截面在这一高度范围内过早开裂的可能性。

10.7.10 深梁在垂直裂缝以及斜裂缝出现后将形成拉杆拱传力机制,此时下部受拉钢筋直到支座附近仍拉力较大,应在支座中妥善锚固。鉴于在“拱肋”压力的协同作用下,钢筋锚固端的竖向弯钩很可能引起深梁支座区沿深梁中面的劈裂,故钢筋锚固端的弯折建议改为平放,并按弯折 180° 的方式锚固。

10.7.11 试验表明,当仅配有两层钢筋网,而网与网之间未设拉筋时,由于钢筋网在深梁出平面方向的变形未受到专门约束,当拉杆拱拱肋内斜向压力较大时,有可能发生沿深梁中面劈开的侧向劈裂型斜压破坏。故应在双排钢筋网之间配置拉筋。而且,在本规范第10.7.9条图10.7.9-1和图10.7.9-2深梁支座附近由虚线标示的范围内应适当增配拉筋。

10.7.12 深梁下部作用有集中荷载或均布荷载时,吊筋的受拉能力不宜充分利用,

其目的是为了控制悬吊作用引起的裂缝宽度。当作用在深梁下部的集中荷载的计算剪跨比 $\lambda > 0.7$ 时，按本条规定设置的吊筋和按本规范第 10.7.13 条规定设置的竖向分布钢筋仍不能完全防止斜拉型剪切破坏的发生，故应在剪跨内适度增大竖向分布钢筋数量。

10.7.13 深梁的水平 and 竖向分布钢筋对受剪承载力所起的作用虽然有限，但能限制斜裂缝的开展。当分布钢筋采用较小直径和较小间距时，这种作用就越发明显。此外，分布钢筋对控制深梁中温度、收缩裂缝的出现也起作用。本条给出的分布钢筋最小配筋率是构造要求的最低数量，设计者应根据具体情况合理选择分布筋的配置数量。

10.7.14 本条给出了对介于深梁和浅梁之间的“短梁”的一般性构造规定。

10.8 牛腿

10.8.1 牛腿(短悬臂)的受力特征可以用由顶部水平纵向受力钢筋形成的拉杆和牛腿内的混凝土斜压杆组成的简单桁架模型描述。竖向荷载将由水平拉杆拉力和斜压杆压力承担；作用在牛腿顶部向外的水平拉力则由水平拉杆承担。

因牛腿中要求不致因斜压杆压力较大而出现平行于斜压杆方向的斜裂缝，故牛腿截面尺寸通常以不出现斜裂缝为条件，即由本条公式(10.8.1)控制，并通过公式中的 β 系数考虑不同使用条件对牛腿的不同抗裂要求。公式中的 $(1-0.5F_{hk}/F_{vk})$ 项是按牛腿在竖向力和水平拉力共同作用下斜裂缝宽度不超过 0.1mm 为条件确定的。

符合公式(10.8.1)要求的牛腿不需再作受剪承载力验算，这是因为通过在 $a/h_0 < 0.3$ 时取 $a/h_0 = 0.3$ ，以及控制牛腿上部水平钢筋的最小配筋率，已能保证牛腿具有足够的受剪承载力。

在公式(10.8.1)中还对沿下柱边的牛腿截面有效高度 h_0 作了限制，这是考虑到当 α 大于 45° 时，牛腿的实际有效高度不会随 α 的增大而进一步增大。

10.8.2 本条规定了承受竖向力的受拉钢筋截面面积及承受水平力的锚固钢筋截面面积的计算方法，同原规范。

10.8.3 与原规范相比，本条更明确规定了牛腿上部纵向受拉钢筋伸入柱内的锚固要求，以及当牛腿设在柱顶时，为了保证牛腿顶面受拉钢筋与柱外侧纵向钢筋的可靠传力而应采取的构造措施。

10.8.4 牛腿中配置水平箍筋，特别是在牛腿上部配置一定数量的水平箍筋，能有效减少在该部位过早出现斜裂缝的可能性。在牛腿内设置一定数量的弯起钢筋是我国工程界的传统做法。但试验表明，它对提高牛腿的受剪承载力和减少斜向开裂的可

能性都不起明显作用。此次修订规范决定仍保留在牛腿中按构造布置弯起钢筋的做法，但适度减少了弯起钢筋的数量。

10.9 预埋件及吊环

10.9.1 预埋件的锚筋计算公式及构造要求，经工程实践证明是有效的，本次修订未作改动。

承受剪力的预埋件，其受剪承载力与混凝土强度等级、锚筋抗拉强度、锚筋截面面积和直径等有关。在保证锚筋锚固长度和锚筋到构件边缘合理距离的前提下，根据试验结果提出了确定锚筋截面面积的半理论半经验公式。其中通过系数 α_r 考虑了锚筋排数的影响；通过系数 α_v 考虑了锚筋直径以及混凝土抗压强度与锚筋抗拉强度比值 f_c/f_y 的影响。承受法向拉力的预埋件，其钢板一般都将产生弯曲变形。这时，锚筋不仅承受拉力，还承受钢板弯曲变形引起的剪力，使锚筋处于复合受力状态。通过折减系数 α_b 考虑了锚板弯曲变形的影响。

承受拉力和剪力以及拉力和弯矩的预埋件，根据试验结果，锚筋承载力均可按线性相关关系处理。

只承受剪力和弯矩的预埋件，根据试验结果，当 $V/V_{u0}>0.7$ 时，取剪弯承载力线性相关；当 $V/V_{u0}\leq 0.7$ 时，可按受剪承载力与受弯承载力不相关处理。其中 V_{u0} 为预埋件单独受剪时的承载力。

承受剪力、压力和弯矩的预埋件，其锚筋截面面积计算公式偏于安全。由于当 $N<0.5f_cA$ 时，可近似取 $M-0.4Nz=0$ 作为压剪承载力和压弯剪承载力计算的界限条件，故本条相应计算公式即以 $N\leq 0.5f_cA$ 为前提条件。本条公式(10.9.1-3)不等式右侧第一项中的系数0.3反映了压力对预埋件抗剪能力的影响程度。与试验结果相比，其取值偏安全。

承受剪力、法向拉力和弯矩的预埋件，其锚筋截面面积计算公式中拉力项的抗力均乘了折减系数0.8，这是考虑到预埋件的重要性和受力复杂性，而对承受拉力这种更不利的受力状态采取的提高安全储备的措施。

10.9.2 当预埋件由对称于受力方向布置的直锚筋和弯折锚筋共同承受剪力时，所需弯折锚筋的截面面积可由下式计算：

$$A_{sb} \geq (1.1V - \alpha_v f_y A_s) / 0.8f_y$$

上式意味着从作用剪力中减去由直锚筋承担的剪力即为需要由弯折锚筋承担的剪力。上式经调整后即为本条公式(10.9.2)。根据国外有关规范和国内对钢与混凝土组合结构中弯折锚筋的试验结果，弯折锚筋的角度对受剪承载力影响不大。考虑到工

程中的一般做法,在本条注中给出了弯折锚筋的角度宜取为 15° 到 45° 。在这一弯折角度范围内,可按上式计算锚筋截面面积,而不需对锚筋抗拉强度作进一步折减。上式中乘在作用剪力项上的系数1.1是直锚筋与弯折锚筋共同工作时的不均匀系数0.9的倒数。预埋件也可以只设弯折钢筋来承担剪力,此时可不设或只按构造设置直锚筋,并在计算公式中取 $A_s=0$ 。

10.9.3~10.9.6 针对常用的预埋件形式,根据工程经验给出了预埋件的构造要求。这些构造规定也是建立预埋件锚筋截面面积计算公式的基本前提。

10.9.7 对于同时承受拉力、剪力和弯矩作用的预埋件,当其锚筋的锚固长度按本规范第9.3.1条的受拉锚固长度设置确有困难时,允许采用其他有效锚固措施。当采用较小的锚固长度时,可将本规范第10.9.1条公式(10.9.1-1)和公式(10.9.1-2)不等式右端 N 、 M 项分母中的 f_y 改用 $\alpha_a f_y$ 代替,其中 α_a 为锚固折减系数(取实际锚固长度与本规范第9.3.1条规定的受拉钢筋锚固长度的比值),其值不应小于0.5,且锚固长度不得小于本条规定的受剪和受压直锚筋的锚固长度 $15d$ 。但此方法不得用于直接承受动力作用或地震作用的预埋件。

10.9.8 确定吊环钢筋所需面积时,钢筋的抗拉强度设计值应乘以折减系数。在折减系数中考虑的因素有:构件自重荷载分项系数取为1.2,吸附作用引起的超载系数取为1.2,钢筋弯折后的应力集中对强度的折减系数取为1.4,动力系数取为1.5,钢丝绳角度对吊环承载力的影响系数取为1.4,于是,当取HPB235级钢筋的抗拉强度设计值为 $f_y=210\text{N/mm}^2$ 时,吊环钢筋实际取用的允许拉应力值为: $210/(1.2\times 1.2\times 1.4\times 1.5\times 1.4)=210/4.23\approx 50\text{N/mm}^2$ 。

10.10 预制构件的连接

10.10.1~10.10.6 根据我国工程经验给出了预制构件连接接头的原则性规定。多年来的工程实践证明,这些构造措施是有效的,故仍按原规范规定采用。其中装配整体式接头处的钢筋连接宜采用传力比较可靠的机械连接形式。而当采用焊接连接形式时,应考虑焊接应力对接头的不利影响。

10.10.7 根据试验研究及工程实践经验,并参考了国外类似结构的成功设计方法,提出了增强预制装配式楼盖整体性的配套措施。这些措施包括:在板侧边形式中淘汰斜平边和单齿边而改用双齿边或其他能够有效传递剪力的形式;板间拼缝灌筑材料淘汰水泥砂浆而采用强度不低于C20的细石混凝土;适当加大拼缝宽度并采用微膨胀混凝土灌缝;在拼缝内配置构造钢筋;板端伸出锚固钢筋与周边支承结构实现可靠连接或锚固;在板面上增设现浇层并铺设钢筋网片以增加板与周边构件及互相之

间的连接等。采取这些措施后，预制装配式楼盖的整体性可以得到显著加强。

11 混凝土结构构件抗震设计

11.1 一般规定

11.1.1 我国是多地震国家,需对建筑结构考虑抗震设防的地域较广。混凝土结构是我国建筑结构中应用最广的结构类型,应充分重视其抗震设计。

本规范第 11 章主要用于抗震设防烈度 6 度~9 度地区的混凝土结构主要构件类型的抗震承载力计算和抗震构造措施做出规定,其中包括钢筋混凝土结构中的框架梁、框架柱、梁柱节点、剪力墙、单层房屋排架柱以及预应力混凝土梁。在进行钢筋混凝土结构的抗震设计时,尚应遵守现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定。

11.1.2 《建筑抗震设计规范》规定,对抗震设防烈度为 6 度的建筑结构,只需满足抗震措施要求,不需进行结构抗震验算。但对于 6 度设防烈度Ⅳ类场地上的较高的高层建筑,其地震影响系数有可能高于同一结构在 7 度设防烈度Ⅱ类场地条件下的地震影响系数,因此要求对这类条件下的建筑结构仍应进行结构抗震验算和构件的抗震承载力计算。为此,在本章各类结构构件的抗震承载力计算规定中考虑了这种情况的需要。

11.1.3 本次修订给出了不同抗震设防烈度下现浇钢筋混凝土房屋最大适用高度的规定。所规定的房屋高度限值是该结构的抗震设计符合《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定,且结构构件承载力计算及构造措施符合本章要求时房屋允许达到的最大高度。当所设计的房屋高度超过本条规定时,其设计方法应符合有关标准的规定或经专门研究确定。

11.1.4 根据设防烈度、结构类型和房屋高度将各类抗震建筑结构划分为一级、二级、三级、四级四个抗震等级。根据抗震等级不同,对不同类型结构中的各类构件提出了相应的抗震性能要求,其中主要是延性要求,同时也考虑了耗能能力的要求。一级抗震等级的要求最严,四级抗震等级的要求最轻。各抗震等级所提要求的差异主要体现在“强柱弱梁”措施中柱和剪力墙弯矩增大系数的取值和确定方法的不同、“强剪弱弯”措施中梁、柱、墙及节点中剪力增大措施的不同以及保证各类结构构件延性和塑性耗能能力构造措施的不同。

不同抗震等级的具体要求是根据我国和国外历年来的地震灾害经验、研究成果和工程经验,并参考国外有关规范制定的。

本次修订在现浇钢筋混凝土结构的抗震等级表中增加了筒体结构的抗震等级规定。

11.1.5 本条对各种结构体系中的剪力墙,以及部分框支剪力墙结构中落地剪力墙底部加强部位的高度做出了规定。为简化规定,其中只考虑了高度因素。规范除规定底部加强部位的高度可取墙肢总高度的 $1/8$ 外,考虑到层数较少的结构,其加强部位的高度不宜过小,因此,对各种结构体系中的剪力墙,还规定需不小于底部两层的高度。对部分框支剪力墙结构的落地剪力墙还需满足加强部位高度不小于框支层加框支层以上两层高度的要求。另外,考虑到高层建筑的特点,还增加了底部加强部位的高度不超过 15m 的规定。

11.1.6 表 11.1.6 中各类构件的承载力抗震调整系数是根据《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定给出的。表中各类构件的承载力抗震调整系数是在该规范采用的常遇地震下的地震作用取值和地震作用分项系数取值的前提下,使考虑常遇地震作用组合的各类构件承载力具有适宜的安全性水准而采取的对抗力项进行必要调整的措施。

11.1.7 在较强地震作用过程中,梁、柱端截面和剪力墙肢底部截面中的纵向受力钢筋可能处于交替拉、压的状态下。根据试验结果,这时钢筋与其周围混凝土的粘结锚固性能将比单调受拉时不利。因此,根据不同的抗震等级给出了增大钢筋受拉锚固长度的规定。受拉钢筋搭接长度也相应增大。

由于梁、柱端和剪力墙肢底部截面可能出现塑性铰的部位纵向受力钢筋在屈服后可能产生很大的塑性变形,且拉、压屈服可能交替出现,加之塑性铰区受力比较复杂,在强震下可能形成一定损伤,因此建议钢筋的各类连接接头应尽量避免构件端部的箍筋加密区。当出于工程原因不能避开时,仅允许采用机械连接接头,且应对该接头提出严格质量要求,同时规定在同一连接区段内有接头钢筋的截面面积不应大于全部钢筋截面面积的 50% 。

11.1.8 对箍筋末端弯钩的构造要求,是保证箍筋对混凝土核心起到有效约束作用的必要条件。

11.2 材料

11.2.1 根据混凝土的基本材料性能,提出构件抗震要求的最高和最低混凝土强度等级的限制条件,以保证构件在地震力作用下有必要的承载力和延性。近年来国内对高强混凝土完成了较多的试验研究,也积累了一定的工程经验。基于高强度混凝土的脆性性质,对地震高烈度区高强混凝土的应用应有所限制。

11.2.2 结构构件中纵向受力钢筋的变形性能直接影响结构构件在地震力作用下的延性。本条规定有抗震设防要求的框架梁、框架柱、剪力墙等结构构件的纵向受力钢筋宜选用 HRB400 级、HRB335 级热轧钢筋；箍筋宜选用 HRB335 级、HRB400 级、HPB235 级热轧钢筋。

11.2.3 按一、二级抗震等级设计的各类框架，当采用普通钢筋配筋时，要求按纵向受力钢筋检验所得的强度实测值确定的强屈比不应小于 1.25，目的是使结构某个部位出现塑性铰以后有足够的转动能力；同时，要求钢筋屈服强度实测值与钢筋的强度标准值的比值不应大于 1.3，不然，“强柱弱梁”、“强剪弱弯”的设计要求不易保证。

11.3 框架梁

11.3.1 试验资料表明，在低周反复荷载作用下，框架梁的正截面受弯承载力与一次加载的正截面受弯承载力相近，因此，地震作用组合的正截面受弯承载力可按静力公式除以相应的承载力抗震调整系数计算。

设计框架梁时，控制混凝土受压区高度的目的是控制梁端塑性铰区有较大的塑性转动能力，以保证框架梁有足够的曲率延性。根据国内的试验结果和参考国外经验，当相对受压区高度控制在 0.25 至 0.35 时，梁的位移延性系数可达到 3~4。在确定混凝土受压区高度时，可把截面内的受压钢筋计算在内。

11.3.2 框架结构设计中，应力求做到在罕遇地震作用下的框架中形成以梁端塑性铰为主的塑性耗能机构。这就需要尽可能避免梁端塑性铰区在充分塑性转动之前发生脆性剪切破坏。为此，对框架梁提出了“强剪弱弯”的设计概念。

为了实现以上要求，首先是在剪力设计值的确定中，考虑了梁端弯矩的增大。同时，对 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构，还考虑了工程设计中梁端纵向受拉钢筋有超配的可能，要求梁左、右端取用实配钢筋截面面积和强度标准值。考虑承载力抗震调整系数的受弯承载力值所对应的弯矩值 M_{bu} 则可按下式计算：

$$M_{bu} = \frac{M_{buk}}{\gamma_{RE}} \approx \frac{1}{\gamma_{RE}} f_{yk} A_s^a (h_0 - a_s')$$

其他抗震等级框架梁剪力设计值的确定，则直接取用梁端考虑地震作用组合的弯矩设计值的平衡剪力值，并乘以不同的增大系数。

11.3.3 矩形、T 形和 I 形截面框架梁，其受剪要求的截面控制条件是在静力受剪要求的基础上，考虑反复荷载作用的不利影响确定的。在截面控制条件中还对较高强

度的混凝土考虑了混凝土强度影响系数。

11.3.4 国内外低周反复荷载作用下钢筋混凝土连续梁和悬臂梁受剪承载力试验表明，低周反复荷载作用使梁的斜截面受剪承载力降低，其主要原因是混凝土剪压区剪切强度降低，以及斜裂缝间混凝土咬合力及纵向钢筋暗销力的降低。箍筋项承载力降低不明显。为此，仍以截面总受剪承载力试验值的下包线作为计算公式的取值标准，其中将混凝土项取为非抗震情况下混凝土受剪承载力的 60%，而箍筋项则不考虑反复荷载作用的降低。同时，为便于设计应用，对各抗震等级均取用相同的抗震受剪承载力计算公式。

11.3.5 为了保证框架梁对框架节点的约束作用，框架梁的截面宽度不宜过小。为了减少在非线性反应时，框架梁发生侧向失稳的危险，对梁的截面高宽比作了限制。

考虑到净跨与梁高的比值小于 4 的梁，适应较大塑性变形的能力较差，因此，对框架梁的跨高比作了限制。

11.3.6 本次规范修订，对非抗震设计的受弯构件提高了纵向受拉钢筋最小配筋率的取值，并引入了与混凝土抗拉强度设计值和钢筋抗拉强度设计值相关的特征值参数 (f_t/f_y)。由此，抗震设计按纵向受拉钢筋在梁中的不同位置和不同抗震等级，给出了相对于非抗震设计留有不同裕度的纵向受拉钢筋最小配筋率的规定。

在梁端箍筋加密区内，下部纵向钢筋不宜过少，下部和上部钢筋的截面面积应符合一定的比例。这是考虑由于地震作用的随机性，在较强地震下梁端可能出现较大的正弯矩，该正弯矩有可能明显大于考虑常遇地震作用的梁端组合正弯矩。若梁端下部纵向钢筋配置过少，将可能发生下部钢筋的过早屈服甚至拉断。提高梁端下部纵向钢筋的数量，也有助于改善梁端塑性铰区在负弯矩作用下的延性性能。本条规定的梁端下部钢筋的最小配置比例是根据我国试验结果及设计经验并参考国外规范规定确定的。

框架梁的抗震设计除应满足计算要求外，梁端塑性铰区箍筋的构造要求极其重要。本规范对梁端箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径的要求作了规定，其目的是从构造上对框架梁塑性铰区的受压混凝土提供约束，并约束纵向受压钢筋，防止它在保护层混凝土剥落后过早压屈，以保证梁端具有足够的塑性铰转动能力。

11.3.7~11.3.9 沿梁全长需配置一定数量的通长钢筋是考虑框架梁在地震作用过程中反弯点位置可能变化。这里“通长”的含义是保证梁各个部位的这部分钢筋都能发挥其受拉承载力。

考虑到梁端箍筋过密，难于施工，本次规范修订对梁箍筋加密区长度内的箍筋肢距规定作了适当放松，且考虑了箍筋直径与肢距的相关性。

沿梁全长箍筋的配筋率 ρ_{sv} ，在原规范 1993 年局部修订中解释为“承受地震作用为主的框架梁，应满足配筋率 ρ_{sv} 的规定”。考虑到此规定在概念上不太明确，本次规范修订规定沿梁全长箍筋的配筋率 ρ_{sv} 应符合规范要求，其值在非抗震设计要求基础上适当增加。

11.4 框架柱及框支柱

11.4.1 考虑地震作用的框架柱，与框架梁在正截面计算上采用相同的处理方法，即其正截面偏心受压、偏心受拉承载力计算方法与不考虑地震作用的框架柱相同，但在计算公式右边均应除以承载力抗震调整系数。

11.4.2 由于框架柱受轴向压力作用，其延性通常比梁的延性小，如果不采取“强柱弱梁”的措施，柱端不仅可能提前出现塑性铰，而且有可能塑性转动过大，甚至形成同层各柱上、下端同时出现塑性铰的“柱铰机构”，从而危及结构承受竖向荷载的能力。因此，在框架柱的设计中，有目的地增大柱端弯矩设计值，降低柱屈服的可能性，是保证框架抗震安全性的关键措施。

考虑到原规范给出的柱弯矩增大措施偏弱，本次修订适度提高了各类抗震等级的柱弯矩增大系数。但因 8 度设防烈度框架柱未按梁端实际配筋截面面积确定 M_{bua} 和柱端调整后的弯矩，而是用考虑地震作用梁端弯矩设计值直接乘以增大系数的方法确定调整后的柱端弯矩，因此，当梁端出于构造原因实际配筋数量比计算需要超出较多时，实现“强柱弱梁”的柱弯矩增大系数应取用进一步适当增大的数值。

考虑到高层建筑底部柱的弯矩设计值的反弯点可能不在柱的层高范围内，柱端弯矩设计值可直接按考虑地震作用组合的弯矩设计值乘以增大系数确定。

11.4.3 为了推迟框架结构底层柱下端截面、框支柱顶层柱上端和底层柱下端截面出现塑性铰，在设计中，对此部位柱的弯矩设计值采用直接乘以增大系数的方法，以增大其正截面承载力。

11.4.4 由于按我国设计规范规定的柱弯矩增大措施，只能适度推迟柱端塑性铰的出现，而不能避免出现柱端塑性铰，因此，对柱端也应提出“强剪弱弯”要求，以保证在柱端塑性铰达到预期的塑性转动之前，柱端塑性铰区不出现剪切破坏。对 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构，考虑了柱端纵向钢筋的实配情况和材料强度标准值，要求柱上、下端取用考虑承载力抗震调整系数的正截面抗震受弯承载力值所对应的弯矩值 M_{cua} ， $M_{cua} = \frac{1}{\gamma_{RE}} M_{cuk}$ 。 M_{cuk} 为柱的正截面受弯承载力标准值，取实配钢筋截面面积和材料强度标准值并按第 7 章的有关公式计算。

对称配筋矩形截面大偏心受压柱柱端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承

载力值 M_{cua} ，可按下列公式计算：

由 $\Sigma x=0$ 的条件，得出

$$N = \frac{1}{\gamma_{RE}} \alpha_1 f_c b x$$

由 $\Sigma M=0$ 的条件，得出

$$\begin{aligned} N_e &= N[\eta e_i + 0.5(h_0 - a'_s)] \\ &= \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_{ck} b_x (h_0 - 0.5x) + f'_{yk} A'_s (h_0 - a'_s)] \end{aligned}$$

以上二式消除 x ，并取 $h=h_0+a_s$ ， $a_s=a'_s$ ，可得

$$M_{cua} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.5\gamma_{RE} N h \left(1 - \frac{\gamma_{RE} N}{\alpha_1 f_{ck} b h} \right) + f'_{yk} A'_s (h_0 - a'_s) \right]$$

式中 N —考虑地震作用组合的柱轴向压力设计值；

f_{ck} —混凝土轴心受压强度标准值；

f'_{yk} —普通受压钢筋强度标准值；

A'_s —普通受压钢筋实配截面面积。

对其他配筋形式或截面形状的框架柱，其 M_{cua} 值可参照上述方法确定。

11.4.5~11.4.6 为保证框支柱能承受一定量的地震剪力，规定了框支柱承受的最小地震剪力应满足的条件。同时对一、二级抗震等级的框支柱，规定由地震作用引起的附加轴力应乘以增大系数，以保证框支柱的受压承载力。

11.4.7 对框架角柱，考虑到在历次强震中其震害相对较重，加之，角柱还受有扭转、双向剪切等不利影响，在设计中，其弯矩、剪力设计值应取经调整后的弯矩、剪力设计值乘以不小于 1.1 的增大系数。

11.4.8 本条规定了框架柱的受剪承载力上限值，也就是从受剪的要求提出了截面尺寸的限制条件，它是在非抗震受剪要求基础上考虑反复荷载影响得出的。

11.4.9 国内有关反复荷载作用下偏压柱塑性铰区的受剪承载力试验表明，反复加载使构件的受剪承载力比单调加载降低约 10%~30%，这主要是由于混凝土受剪承载力降低所致。为此，按框架梁相同的处理原则，给出了混凝土项抗震受剪承载力相当于非抗震情况下混凝土受剪承载力的 60%，而箍筋项受剪承载力与非震情况相比不予降低的考虑地震作用组合的框架柱受剪承载力计算公式。

11.4.10 框架柱出现拉力时，斜截面承载力计算中，考虑了拉力的不利作用。

11.4.11 从抗震性能考虑，给出了框架柱合理的截面尺寸限制条件。

11.4.12 框架柱纵向钢筋最小配筋率是工程设计中较重要的控制指标。此次修订适当提高了框架柱纵向受力钢筋最小配筋率的取值。同时，考虑到高强混凝土对柱抗震性能的不利影响，规范规定对高于 C60 的混凝土，最小配筋百分率应提高 0.1；对 HRB400 级钢筋，最小配筋百分率应降低 0.1。但为防止每侧的配筋过少，故要求每侧钢筋配筋百分率不小于 0.2。

为了提高柱端塑性铰区的延性、对混凝土提供约束、防止纵向钢筋压屈和保证受剪承载力，对柱上、下端箍筋加密区的箍筋最大间距、箍筋最小直径做出了规定。

11.4.13 为防止纵筋配置过多，对框架柱的全部纵向受力钢筋的最大配筋率根据工程经验做出了规定。

柱净高与截面高度的比值为 3~4 的短柱试验表明，此类框架柱易发生粘结型剪切破坏和对角斜拉型剪切破坏。为减少这种脆性破坏，柱中纵向钢筋的配筋率不宜过大。因此，对一级抗震等级，且剪跨比不大于 2 的框架柱，规定其每侧的纵向受拉钢筋配筋率不大于 1.2%。对其他抗震等级虽未作此规定，但也宜适当控制。

11.4.14~11.4.15 框架柱端箍筋加密区的长度，是根据试验及震害所获得的柱端塑性铰区的长度适当增大后确定的，在此范围内箍筋需加密。同时，对箍筋肢距也做出了规定，以提高塑性铰区箍筋对混凝土的约束作用。

11.4.16 国内外的试验研究表明，受压构件的位移延性随轴压比增加而减小。为了满足不同结构类型的框架柱、框支柱在地震作用组合下位移延性的要求，本章规定了不同结构体系的柱轴压比限值要求。

在结构设计中，轴压比直接影响柱截面尺寸。本次修订以原规范的限值为依据，根据不同结构体系进行适当调整。考虑到框架-剪力墙结构、筒体结构，主要依靠剪力墙和内筒承受水平地震作用，因此，作为第二道防线的框架，反映延性要求的轴压比可适度放宽；而框支剪力墙结构中的框支柱则必须提高延性要求，其轴压比应加严。

近年来，国内外的试验研究表明，通过增加柱的配箍率、采用复合箍筋、螺旋箍筋、连续复合矩形螺旋箍筋以及在截面中设置矩形核心柱，都能增加柱的位移延性。这是因为配置复合箍筋、螺旋箍筋、连续复合矩形螺旋箍筋加强了箍筋对混凝土的约束作用，提高了柱核心混凝土的抗压强度，增大了其极限压应变，从而改善了柱的延性和耗能能力。而柱截面中设置矩形核心柱不仅增加了柱的受压承载力，也可提高柱的变形能力，且有利于在大变形情况下防止倒塌，在某种程度上类似于型钢混凝土结构中型钢的作用。为此，本次规范修订考虑了这些改善柱延性的有效措施，在原则上不降低柱的延性要求的基础上，对柱轴压比限值适当给予放宽。但

其箍筋加密区的最小体积配筋率，应满足放宽后轴压比的箍筋配筋率要求。

对 6 度设防烈度的一般建筑，规范允许不进行截面抗震验算，其轴压比计算中的轴向力，可取无地震作用组合的轴力设计值；对于 6 度设防烈度，建造于 IV 类场地上较高的的高层建筑，在进行柱的抗震设计时，轴压比计算则应采用考虑地震作用组合的轴向力设计值。

11.4.17 为增加柱端加密区箍筋对混凝土的约束作用，对其最小体积配筋率做出了规定。本次规范修订给出了柱轴压比在 0.3~1.05 范围内的箍筋最小配箍特征值再按下式，即 $\rho_v = \lambda_v f_c / f_{yv}$ ，计算箍筋的最小体积配筋率，以考虑不同强度等级的混凝土和不同等级钢筋的影响。

11.4.18 本条规定了框架柱箍筋非加密区的箍筋配置要求。

11.5 铰接排架柱

11.5.1~11.5.2 国内的地震震害调查表明，单层厂房屋架或屋面梁与柱连接的柱顶和高低跨厂房交接处柱牛腿损坏较多，阶形柱上柱的震害往往发生在上下柱变截面处(上柱根部)和与吊车梁上翼缘连接的部位。为了避免排架柱在上述区段内产生剪切破坏并使排架柱在形成塑性铰后有足够的延性，在这些区段内的箍筋应加密。按此构造配箍后，铰接排架柱在一般情况下可不进行抗震受剪承载力计算。

根据排架结构的受力特点，对排架结构柱不需要考虑“强柱弱梁”措施和“强剪弱弯”措施。对设有工作平台等特殊情况，剪跨比较小的铰接排架柱，斜截面受剪承载力可能起控制作用。此时，可按本规范公式(11.4.9)进行抗震受剪承载力计算。

11.5.3 震害调查表明，排架柱头损坏最多的是侧向变形受到限制的柱，如靠近生活间或披屋的柱、或有横隔墙的柱。这种情况改变了柱的侧移刚度，使柱头处于短柱的受力状态。由于该柱的侧移刚度大于相邻各柱，当受水平地震作用的屋盖发生整体侧移时，该柱实际上承受了比相邻各柱大得多的水平剪力，使柱顶产生剪切破坏。对屋架与柱顶连接节点进行的抗震性能试验结果表明，不同的柱顶连接型式仅对节点的延性产生影响，不影响柱头本身的受剪承载力；柱顶预埋钢板的大小和其在柱顶的位置对柱头的水平承载力有一定影响。当柱顶预埋钢板长度与柱截面高度相等时，水平受剪承载力大约是柱顶预埋钢板长度为柱截面高度一半时的 1.65 倍。故在条文中规定了对柱顶预埋钢板长度和直锚筋的要求。试验结果还表明，沿水平剪力方向的轴向力偏心距对受剪承载力亦有影响，要求不得大于 $h/4$ 。当 $h/6 \leq e_0 \leq h/4$ 时，一般要求柱头配置四肢箍，并按不同的抗震等级，规定不同的体积配箍率，以此来满足受剪承载力要求。

11.5.4 不等高厂房支承低跨屋盖的柱牛腿(柱肩梁)亦是震害较重的部位之一,最常见的是支承低跨的牛腿被拉裂。试验结果与工程实践均证明,为了改善牛腿和肩梁抵抗水平地震作用的能力,可在其顶面钢垫板下设水平锚筋,直接承受并传递水平力,这是一种比较好的构造措施。承受竖向力所需的纵向受拉钢筋和承受水平拉力的水平锚筋的截面面积,仍按公式(10.8.2)计算;其锚固长度及锚固构造可按本规范第 10.8 节的规定取用,但应以受拉钢筋抗震锚固长度 l_{aE} 代替 l_a 。

11.6 框架梁柱节点及预埋件

11.6.1~11.6.2 地震震害分析表明,不同烈度地震作用下,钢筋混凝土框架节点的破坏程度不同。对于未按抗震要求进行设计的节点,在 7 度地震作用下,破坏较少;在 8 度地震作用下,部分节点尤其是角柱节点发生程度不同的破坏;在 9 度以上地震作用下,多数框架节点震害严重。因此,对节点应提出不同的抗震受剪承载力要求以使其适应与其相连接的梁端和柱端塑性铰区的塑性转动要求。条文规定,对一、二级抗震等级的框架节点必须进行抗震受剪承载力计算,而三、四级抗震等级的框架节点按照规定配置构造箍筋,不再进行抗震受剪承载力计算。

对于纵横向框架共同交汇的节点,可以按各自方向分别进行节点计算。

地震作用对节点产生的剪力与框架的延性及耗能程度有关。对于延性要求很严格的 9 度设防烈度的各类框架以及一级抗震等级的框架结构,考虑到节点侧边梁端已出现塑性铰,节点的剪力应完全由梁端实际的屈服弯矩所决定,在其剪力设计值的计算中梁端弯矩应取实际的抗震受弯承载力所对应的弯矩值。

11.6.3~11.6.6 规定节点截面限制条件,是为了防止节点截面太小,核心区混凝土承受过大的斜压应力,致使节点混凝土首先被压碎而破坏。

框架节点的抗震受剪承载力由混凝土斜压杆和水平箍筋两部分受剪承载力组成。

依据试验,节点核心区内混凝土斜压杆截面面积虽然可随柱端轴力的增加而稍有增加,使得在节点剪力较小时,柱轴压力的增大对节点抗震性能起一定有利作用;但当节点剪力较大时,因核心区混凝土斜向压应力已经较高,轴压力的增大反而会对节点抗震性能产生不利影响。本次修订综合考虑上述因素后,适度降低了轴压力的有利作用。

节点在两个正交方向有梁时,增加了对核心区混凝土的约束,因而提高了节点的受剪承载力。但若两个方向的梁截面较小,则其约束影响就不明显。因此,规定在两个正交方向有梁,梁的宽度、高度都能满足一定要求且有现浇板时,才可考虑

梁与现浇板对节点的约束影响，并对节点的抗震受剪能力乘以大于 1.0 的约束系数。对于梁截面较小或只有一个方向有直交梁的中间节点以及边节点、角节点均不考虑梁对节点的约束影响。

根据国外资料，对圆柱截面框架节点提出了抗震受剪承载力计算方法。

11.6.7 本条对抗震框架节点的配筋构造规定作了如下修改和补充：

1 近期国内足尺节点试验表明，当非弹性变形较大时，仍不能避免梁端的钢筋屈服区向节点内渗透，贯穿节点的梁筋粘结退化与滑移加剧，从而使框架刚度和耗能性能进一步退化。这一结论与国外试验结果相符。为此，要求贯穿节点的每根梁筋直径不宜大于柱截面高度的 $1/20$ 。同时补充了圆柱节点纵筋直径与贯穿长度比值的限制条件。

2 原规范对伸入框架中间层端节点的梁上部钢筋建议当水平锚固长度不足时，可以在 90° 弯弧内侧加设横向短粗钢筋。经近期国内试验证明，这种钢筋只能在水平锚固段发生较大粘结滑移时方能发挥部分作用，故取消。另经国内近期试验证实，水平锚固长度取为 $0.4l_{aE}$ 能够满足对抗震锚固端的承载力和刚度要求，故将水平锚固长度由不小于 $0.45l_{aE}$ 改为不小于 $0.4l_{aE}$ 。

3 在顶层中间节点处，塑性铰亦允许且极有可能出在柱端(因顶层中间柱上端轴压力小而弯矩相对较大)。故根据近期国内试验结果给出了柱筋在顶层中间节点处的锚固规定，要求柱纵向钢筋宜伸到柱顶，当采用直线锚固方式时，自梁底边算起，满足 l_{aE} 要求；当直线锚固长度不足时，要求柱纵向钢筋伸至柱顶，且满足 $0.5l_{aE}$ 要求后可向内弯折 $12d$ ；当楼板为现浇混凝土，且混凝土强度等级不低于 C20，板厚不小于 80mm 时，可向外弯折 $12d$ 。

经近期国内顶层中间节点试验证明，贯穿顶层中间节点的上部梁筋较之贯穿中间层中间节点的上部梁筋更易发生粘结退化和滑移，在地震引起的结构非弹性变形较大时，将明显降低节点区的耗能能力。为此采用比中间层中间节点更严的限制钢筋直径的办法。

4 根据国内足尺顶层端节点抗震性能试验结果，给出了对顶层端节点的相应构造措施。当梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点处搭接时，提出两种做法供工程设计应用。一种做法是将梁上部钢筋伸到节点外边，向下弯折到梁下边缘，同时将不少于外侧柱筋的 65% 的柱筋伸到柱顶并水平伸入梁上边缘。从梁下边缘经节点外边到梁内的折线搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$ 。此处为钢筋 100% 搭接，其搭接长度之所以较小，是因为梁柱搭接钢筋在搭接长度内均有 90° 弯折，这种弯折对搭接传力的有效性发挥了较重要作用。采用这种搭接做法时，节点处的负弯矩塑性铰将出在

柱端。这种搭接做法梁筋不伸入柱内,有利于施工。另一种做法是将外侧柱筋伸到柱顶,并向内水平弯折不小于 $12d$,梁上部纵筋伸到节点外边向下弯折,与柱外侧钢筋形成足够的直线搭接长度后截断。试验证明,此处直线搭接长度应取为不小于 $1.7l_{aE}$ 。这一方案的优点是,柱顶水平纵向钢筋数量较少(只有梁筋),便于自上向下浇筑混凝土。顶层端节点内侧柱筋和下部梁筋在节点中的锚固做法与顶层中间节点处相同。另外,需要强调的是,在顶层端节点处不能采用如同上部梁筋在中间层端节点处的锚固做法,因为这种做法不能满足顶层端节点处抗震受弯承载力的要求。

11.6.8 本条对节点核心区的箍筋最大间距和箍筋最小直径以及节点箍筋的配箍特征值和最小配筋率做了规定,其目的是从构造上保证在地震和竖向荷载作用下节点核心区剪压比偏低时为节点核心区提供必要的约束,以及在未预计的不利情况使节点保持基本抗剪能力。

11.6.9 预埋件反复荷载作用试验表明,弯剪、拉剪、压剪情况下锚筋的受剪承载力降低的平均值在20%左右。对预埋件,规定取 $\gamma_{RE}=1.0$,故考虑地震作用组合的预埋件的锚筋截面积应比本规范第10章的计算值增大25%。构造上要求在靠近锚板的锚筋周围设置一根直径不小于10mm的封闭箍筋,以起到约束端部混凝土、提高受剪承载力的作用。

11.7 剪力墙

11.7.1 剪力墙结构的试验研究表明:反复荷载作用下大偏心受压剪力墙的正截面受压承载力与单调荷载作用下的正截面受压承载力比较接近,因此,考虑地震作用组合的剪力墙,其正截面抗震承载力和局部受压承载力仍按本规范第7章有关公式计算,但应除以相应的承载力抗震调整系数。

11.7.2 规范规定对一级抗震等级剪力墙墙肢截面组合弯矩设计值应进行调整,其目的是通过配筋迫使塑性铰区位于墙肢的底部。以往要求底部加强部位以上的剪力墙肢截面组合弯矩设计值按线性变化。这种做法对于较高的房屋会导致一部分剪力墙截面的弯矩值增加过多。为简化设计,本次修订规定,底部加强部位及以上一层的弯矩设计值均取墙底部截面的组合弯矩设计值,其他部位均采用墙肢截面组合弯矩设计值乘以增大系数1.2。

11.7.3 基于剪力墙“强剪弱弯”的要求,底部加强部位的剪力设计值应予以增大。9度设防烈度,除考虑弯矩增大系数外,并取墙底部出现塑性铰时受弯承载力所对应的弯矩值 M_{wua} 与弯矩设计值的比值来增大剪力设计值。对不同抗震等级的非9度设防烈度的情况,底部加强部位的剪力设计值,取地震作用组合的剪力设计值 V 乘以

不同的增大系数。

11.7.4 剪力墙的受剪承载力应该有一个上限值。国内外剪力墙承载力试验表明，剪跨比 λ 大于 2.5 时，大部分墙的受剪承载力上限接近于 $0.25f_cbh_0$ ，在反复荷载作用下，考虑受剪承载力上限下降 20%。

11.7.5 通过剪力墙的反复和单调加载受剪承载力对比试验表明，反复加载的受剪承载力比单调加载降低 15%~20%。因此，将非抗震受剪承载力计算公式乘以降低系数 0.8，作为抗震设计中偏心受压剪力墙的斜截面受剪承载力计算公式。鉴于对高轴压力作用下的受剪承载力缺乏试验研究，公式中对轴压力的有利作用给予必要的限制，即当 $N > 0.2f_cbh$ 时，取 $N = 0.2f_cbh$ 。

11.7.6 偏心受拉剪力墙的抗震受剪承载力未进行试验，根据受力特性，参照偏心受压剪力墙的受剪承载力计算公式，给出了偏心受拉剪力墙的抗震承载力计算公式。

11.7.7 水平施工缝处的竖向钢筋配置数量需满足受剪要求。根据水平缝剪摩擦理论，及对剪力墙施工缝滑移问题的试验研究，参照国外有关规范的规定提出本条要求。

11.7.8 多肢剪力墙的承载力和延性与洞口连梁的承载力和延性有很大关系。为了避免连梁产生受剪破坏后导致剪力墙延性降低，规定跨高比大于 2.5 的连系梁，除应满足正截面抗震承载力要求外，还必须满足抗震受剪承载力的要求。对跨高比不大于 2.5 的连系梁，因目前试验研究成果不够充分，其计算和构造要求可暂按专门标准采用。

试验表明，在剪力墙洞口连梁中配置斜向交叉钢筋对提高连梁的抗震性能效果较为明显。对一、二级抗震等级的筒体结构，当连梁跨高比不大于 2.0，而连梁截面宽度不小于 400mm 时，宜设置斜向交叉暗柱配筋，全部剪力由暗柱承担；而对一、二级抗震等级的一般剪力墙，当连梁跨高比不大于 2.0 时，也可配置斜向交叉构造钢筋，以改善连梁的抗剪性能。

11.7.9 为保证剪力墙的承载力和侧向稳定要求，给出了各种结构体系的剪力墙厚度的规定。

端部无端柱或翼墙的剪力墙相对于端部有端柱或翼墙的剪力墙在正截面受力性能、变形能力以及侧向稳定上减弱很多，试验表明，极限位移将减小一半，耗能能力降低 20%左右，因此，此次修订适度加大了一、二级抗震等级墙端无端柱或翼墙的剪力墙底部加强部位的墙厚，规定不小于层高的 1/12。

11.7.10 为了提高剪力墙侧向稳定和受弯承载力，规定剪力墙厚度大于 140mm 时，应采用双排钢筋。

11.7.11 根据试验研究和设计经验,并参考国外有关规范的规定,按不同的结构体系和不同的抗震等级规定了水平和竖向分布钢筋最小配筋率的限值。本次修订,适度增大了剪力墙分布钢筋的最小配筋率。对框架-剪力墙结构取 0.25%。

11.7.12~11.7.16 试验表明,剪力墙在周期反复荷载作用下的塑性变形能力,与截面纵向钢筋的配筋、端部边缘构件范围、端部边缘构件内纵向钢筋及箍筋的配置,以及截面形状、截面轴压比大小等因素有关,而墙肢的轴压比则是更重要的影响因素。当轴压比较小时,即使在墙端部不设约束边缘构件,剪力墙也具有较好的延性和耗能能力;而当轴压比超过一定值时,不设约束边缘构件的剪力墙,其延性和耗能能力降低。因此,对一、二级抗震等级的各种结构体系中的剪力墙,在塑性较可能出现的底部加强部位,规定了在重力荷载代表值作用下的墙肢轴压比限值。

为了保证剪力墙肢底部塑性铰区的延性性能以及耗能能力,规定了一、二级抗震等级下,当剪力墙底部可能出现塑性铰的区域内轴压比较大时,应通过约束边缘构件为墙肢两端的混凝土提供足够的约束。而墙肢的其他部位及三、四级抗震等级的剪力墙肢,则可通过构造边缘构件对墙肢两端混凝土提供适度约束。

由于内筒或核心筒的角部在地震斜向作用下处在更为不利的受力状态,其四角的约束边缘构件的尺度应比一般墙肢更大,箍筋所提供的约束也应更强。

11.7.17 框架-剪力墙结构中的带边框剪力墙是该类结构中的主要抗侧力构件,它承受着大部分地震作用。为保证其延性和承载力,对边框柱和边框梁的截面尺寸作了规定。并给出了墙身洞口周边的构造措施。

11.8 预应力混凝土结构构件

11.8.1 原规范中未曾提及地震区使用预应力混凝土结构问题。

随着近年来对预应力结构抗震性能的研究,以及对震害的调查证明,预应力混凝土结构只要设计得当,仍可获得较好的抗震性能。采用部分预应力混凝土;选择合理的预应力强度比和构造;重视概念设计;有保证延性的措施;精心施工,预应力混凝土结构就可以在地震区使用。因此,此次修订增加了抗震预应力结构构件的设计内容,规定预应力混凝土结构可用于设防烈度为 6 度、7 度、8 度地区。考虑到 9 度设防烈度地区,地震反应强烈,对预应力结构使用应慎重对待。故当 9 度地震区需要采用预应力混凝土结构时,应专门研究,采取保证结构具有必要延性的有效措施。

11.8.2 框架梁是框架结构的主要承重构件,应保证其必要的承载力和延性。同时,试验表明,在预应力混凝土框架梁中采用配置一定数量非预应力钢筋的混合配筋方

式，对改善裂缝分布，提高承载力和延性的作用是明显的。为此规定地震区的框架梁，宜采用后张有粘结预应力，且应配置一定数量的非预应力钢筋。

11.8.3 为保证预应力混凝土框架梁在抗震设计中的延性要求，根据试验研究结果，应对梁的混凝土截面相对受压区高度 x 和纵向受拉钢筋配筋率作一定的限制。纵向受拉钢筋配筋率限值的规定是根据 HRB400 级钢筋的抗拉强度设计值折算得出的；当采用 HRB335 级钢筋时，其限值可放松到 3.0%。

11.8.4 预应力强度比对框架梁的抗震性能有重要影响，对其选择要结合工程具体条件，全面考虑使用阶段和抗震性能两方面要求。从使用阶段看，该比值大一些好；从抗震角度，其值不宜过大。研究表明：采用中等预应力强度比(0.5~0.7)，梁的抗震性能与使用性能较为协调。因此，建议对一级抗震等级，该比值不大于 0.55，二、三级抗震等级不大于 0.75。本条要求是在相对受压区高度、配箍率、非预应力筋面积 A_s 、 A'_s 等得到满足的情况下得出的。

11.8.5 梁端箍筋加密区内，梁端下部纵向非预应力钢筋和上部非预应力钢筋的截面面积应符合一定的比例，其理由同非预应力抗震框架。规范对预应力混凝土框架梁端下部非预应力钢筋和上部非预应力钢筋的面积比限值的规定，是参考了已有的试验研究和本规范有关钢筋混凝土框架梁的规定，经综合分析后确定的。

附录 A 素混凝土结构构件计算

本附录的内容与原规范附录二基本相同，但对素混凝土轴心抗压和轴心抗拉强度设计值作了修改。

原规范钢筋混凝土偏心受压构件正截面承载力计算中用 f_{cm} ，本规范改用 f_c ；原规范钢筋混凝土轴心受压构件正截面承载力计算中用 f_c ，本规范也用 f_c 且在计算公式中乘系数 0.9；这些修改提高了钢筋混凝土结构的安全度。素混凝土结构的安全度也作了相应提高，原规范 f_{cc} 取 $0.95f_c$ ，本规范 f_{cc} 取 $0.85f_c$ 等修改，使素混凝土结构与钢筋混凝土结构的安全度的提高幅度相当。

附录 B 钢筋的公称截面面积、计算截面面积及理论重量

本附录根据现行国家标准增加了预应力钢绞线和钢丝方面的内容。

附录 C 混凝土的多轴强度和本构关系

本附录为新增内容，专用于混凝土结构的非线性分析和二维、三维结构的承载力验算。所给的计算方程和参数值，以我国的试验研究成果为依据，也与国外的试验结果相符合。

C.1 总则

C.1.1 由于混凝土材料的地方性、现场进行配制，以及其强度和变形性能的离散性较大，确定其强度和本构关系的方法宜按本条所列先后作为优选次序。

C.1.2 混凝土的强度和本构关系都是基于正常环境下的短期试验结果。若结构混凝土的材料种类、环境和受力条件等与标准试验条件相差悬殊，例如采用轻混凝土或重混凝土、全级配或大骨料的大体积混凝土、龄期变化、高温、截面非均匀受力、荷载长期持续、快速加载或冲击荷载作用等情况，混凝土的强度和本构关系都将发生不同程度的变化。应自行试验测定或参考有关文献做相应的修正。

C.1.3 采用线弹性方法进行分析的结构，在验算承载能力极限状态或正常使用极限状态时，混凝土的强度和变形指标可按本规范第 5.2.8 条取值。

在结构的非线性分析中，为了保证计算的准确性，混凝土的强度和变形指标宜取为实测值或平均值，详见本规范第 5.3.4 条和相应的条文说明。

C.2 单轴应力-应变关系

本节的内容主要用于杆系结构的非线性分析，也可作为混凝土多轴本构关系中的等效单轴应力-应变关系。

C.2.1 混凝土单轴受压应力-应变曲线分作上升段和下降段，二者在峰点连续。理论曲线的几何特征与试验曲线的完全符合。两段曲线方程中各有一个参数，可适合不同强度等级混凝土的曲线形状变化。

曲线的参数值，即峰值压应变(ε_c)、上升段和下降段参数(α_a 、 α_d)、下降段应变(ε_u)等都随混凝土的单轴抗压强度值(f_c^* ，N/mm²)而变化，计算式如下：

$$\varepsilon_c = (700 + 172\sqrt{f_c^*}) \times 10^{-6}$$

$$\alpha_a = 2.4 - 0.0125f_c^*$$

$$\alpha_d = 0.157f_c^{*0.785} - 0.905$$

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_c} = \frac{1}{2\alpha_d} (1 + 2\alpha_d + \sqrt{1 + 4\alpha_d})$$

结构中的混凝土常受到横向和纵向应变梯度、箍筋约束作用、纵筋联系变形等因素的影响，其应力-应变关系与混凝土棱柱体轴心受压试验结果有差别，可根据构件或结构的力学性能试验结果对混凝土的抗压强度和峰值应变值以及曲线形状(α_a 、 α_d)作适当修正。

C.2.2 混凝土单轴受拉应力应变曲线也分上升段和下降段给出。峰值拉应变(ε_t)和下降段参数(α_t)的计算式如下:

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= f_t^{*0.54} \times 65 \times 10^{-6} \\ \alpha_t &= 0.312 f_t^{*2}\end{aligned}$$

式中 f_t^* 为混凝土的单轴抗拉强度(N/mm²)。

C.3 多轴强度

C.3.1 混凝土的多轴强度(f_i , $i=1\sim 3$)按其与单轴强度(f_c^* 或 f_t^*)的比值给出,单轴强度的取值见本规范第 C.1.3 条。

结构按线弹性或非线性方法分析的结果,均可采用本规范公式(C.3.1)进行验算。

C.3.2 混凝土的二轴强度包络图确定为简单的折线形,取值比试验结果偏低,可保证安全。包络图的压-压区和拉-拉区与 Tasuji-Slate-Nilson 准则相同,拉-压区的强度稍作调整,与 Kupfer-Gerstle 准则相近。

C.3.3 混凝土三轴抗压强度(f_3 , 图 C.3.3)的取值显著低于试验值,且略低于一些国外设计规范所规定的值,又有最高强度($5f_c^*$)的限制,用于承载力验算可确保结构安全。

为了简化计算,三轴抗压强度未计及中间主应力(σ_2)的影响。如需更充分地利用混凝土的三轴抗压强度,可按本规范第 C.4.1 条所列破坏准则另行计算。

混凝土的三轴抗压强度也可按下列公式计算:

$$\frac{-f_3}{f_c^*} = 1.2 + 33 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^{1.8}$$

C.3.4 混凝土的三轴拉-拉压和拉-压-压强度受中间主应力(σ_2)的影响不大(<10%),可按二轴拉-压强度($\sigma_2=0$)、即本规范图 C.3.2 的拉-压区计算。

混凝土的三轴受拉应力状态在实际结构中罕见,试验数据也极少,取 $f_1=0.9f_t^*$ 约为试验平均值。

C.4 破坏准则和本构模型

C.4.1 所列混凝土破坏准则(本规范公式 C.4.1)的几何特征与试验包络曲面一致, 建议的参数值系依据国内外的、全应力范围内大量试验数据所标定。对于特定的混凝土材料、或者结构的应力范围较窄时, 可根据混凝土的多轴强度试验值或给定的特征强度值用迭代法另行计算其中的参数值、以提高计算的准确度。

此混凝土破坏准则计算式为一超越方程, 难有显式解, 可用计算机计算多轴强度。

C.4.2 混凝土的非线性本构模型见诸文献者种类多样、概念和形式迥异、简繁程度悬殊、计算结果的差别不小, 难以求得统一。至今, 各国的设计规范中、惟有 CEB-FIP MC90 模式规范给出了具体的混凝土本构模型, 即 Ottosen(三维)和 DarwinPecknold(二维)模型, 二者均属非线性弹性类模型。此类模型比较简明实用, 但有一定局限性, 在某些应力范围内有一定误差。

本条文原则上建议采用非线性弹性的正交异性类本构模型, 其优点是以试验结果为依据、概念简明、符合混凝土的材性和受力特点。其他本构模型可由设计和分析人员研究选用。

附录 D 后张预应力钢筋常用束形的预应力损失

后张法构件的曲线预应力钢筋放张时，由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值，必须考虑曲线预应力钢筋受到曲线孔道上反摩擦力的阻止，按变形协调原理，取张拉端锚具的变形和预应力钢筋内缩值等于反摩擦力引起的钢筋变形值，求出预应力损失值 σ_{l1} 的范围和数值。在不同条件下，同一根曲线预应力钢筋不同位置处的 σ_{l1} 各不相同。在原规范中，仅对常用的圆弧形曲线预应力钢筋给出了计算公式。该公式在推导时，假定正向摩擦与反向摩擦系数相等，并且未考虑在预应力钢筋张拉端有一直线段的情况。

本次修订增补了预应力钢筋在端部为直线、直线长度等于 l_0 而后由两条圆弧形曲线组成的曲线筋及折线筋的预应力损失 σ_{l1} 的计算公式。该计算公式适用于忽略长度 l_0 中摩擦损失影响的情况。

附录 E 与时间相关的预应力损失

考虑预加力时的龄期、理论厚度等多因素影响的混凝土收缩、徐变引起的预应力损失计算方法，是参考“部分预应力混凝土结构设计建议”的计算方法，并经过与本规范公式(6.2.51)至(6.2.5-4)计算结果分析比较后给出的。所采用的方法考虑了非预应力钢筋对混凝土收缩、徐变所引起预应力损失的影响，考虑预应力钢筋松弛对徐变损失计算值的影响，将徐变损失项按 0.9 折减。考虑预加力时的龄期、理论厚度影响的混凝土收缩应变和徐变系数终极值，以及松弛损失和收缩、徐变中间值系数取自《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB10002.3。一般适用于水泥用量为 $400\sim 500\text{kg/m}^3$ 、水灰比为 $0.34\sim 0.42$ 、周围空气相对湿度为 $60\%\sim 80\%$ 的情况。在年平均相对湿度低于 40% 的条件下使用的结构，收缩应变和徐变系数终极值应增加 30% 。当无可靠资料时，混凝土收缩应变和徐变系数终极值可按表 E.0.1 采用。对坍落度大的泵送混凝土，或周围空气相对湿度为 $40\%\sim 60\%$ 的情况，宜根据实际情况考虑混凝土收缩和徐变引起预应力损失值增大的影响，或采用其他可靠数据。

对受压区配置预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 的构件，可近似地按公式 (E.0.1-1) 计算，此时，取 $A'_p=A'_s=0$ ； σ'_{l5} 则按公式 (E.0.12) 求出。在计算公式 (E.0.1-1)、(E.0.1-2) 中的 σ_{pc} 及 σ'_{pc} 时，应采用全部预加力值。本附录 E 所列混凝土收缩和徐变引起的预应力损失计算方法，供需要考虑施加预应力时混凝土龄期、理论厚度影响，以及需要计算松弛及收缩、徐变损失随时间变化中间值的重要工程设计使用。

附录 F 任意截面构件正截面承载力计算

本附录给出了任意截面任意配筋的构件正截面承载力计算的一般公式。

随着计算机的普遍使用，对任意截面、外力和配筋的构件，正截面承载力的一般计算方法，可按第 7.1.2 条的基本假定，用数值积分通过反复迭代进行计算。在计算各单元的应变时，通常应通过混凝土极限压应变为 ε_{cu} 的受压区顶点作一与中和轴平行的直线；在另一种情况下，尚应通过最外排纵向受拉钢筋极限拉应变 0.01 为顶点作一与中和轴平行的直线，然后再作一与中和轴垂直的直线，以此直线作为基准线按平截面假定确定各单元的应变及相应的应力。

在建立公式时，为使公式形式简单，坐标原点取在截面重心处；在具体进行计算或编制计算程序时，可根据计算的需要，选择合适的坐标系。

附录 G 板柱节点计算用等效集中反力设计值

G.0.1 在垂直荷载、水平荷载作用下，板柱结构节点传递不平衡弯矩时，其等效集中反力设计值由两部分组成：

1 由柱所承受的轴向压力设计值减去冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值，即 F_t ；

2 由节点受剪传递不平衡弯矩而在临界截面上产生的最大剪应力经折算而得的附加集中反力设计值，即 $\tau_{\max} u_m h_0$ 。

本条的公式(G.0.1-1)、公式(G.0.1-3)、公式(G.0.1-5)就是根据上述方法给出的。

竖向荷载、水平荷载对图 G.0.1 中的轴线 2 产生的不平衡弯矩，取等于竖向荷载、水平荷载产生的对轴线 1 的不平衡弯矩与 $F_t e_g$ 之代数和，此处 e_g 是轴线 1 与轴线 2 的距离。本条的公式(G.0.1-2)、公式(G.0.1-4)就是按此原则给出的；在应用上述公式中应注意两个弯矩的作用方向，当两者相同时，应取加号，当两者相反时，应取减号。

G.0.2~G.0.3 条文中提供了图 G.0.1 所示的中柱、边柱和角柱处临界截面的几何参数计算公式。这些参数是按《无粘结预应力混凝土结构技术规程》的规定给出的，其中对类似惯性矩的计算公式中，忽略了 h^3 项的影响，即在公式(G.0.2-1)、公式(G.0.2-5)中略去了 $\alpha_t h_0^3/6$ 项；在公式(G.0.2-10)、公式(G.0.2-14)中略去了 $\alpha_t h_0^3/12$ 项，这表示忽略了临界截面上水平剪应力的作用，对通常的板柱结构的板厚而言，这样近似处理是可以的。

G.0.4 当边柱、角柱部位有悬臂板时，在受冲切承载力计算中，可能是取边柱、角柱的临界截面周长，也可能是如中柱的冲切破坏而形成的临界截面周长，应通过计算比较，以取其不利者作为设计计算的依据。