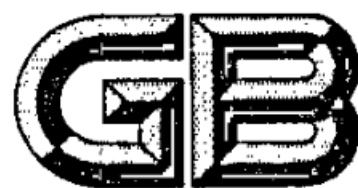


UDC

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

中国建筑工业出版社

2002 北 京

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

*

中国建筑工业出版社出版、发行（北京西郊百万庄）
新华书店经销
北京密云红光印刷厂印刷

*

开本：850×1168 毫米 1/32 印张：11¼ 字数：300 千字

2002 年 3 月第一版 2002 年 3 月第一次印刷

印数：1—120000 册

统一书号：15112·10648

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题，可寄本社退换

（邮政编码 100037）

本社网址：<http://www.china-abp.com.cn>

网上书店：<http://www.china-building.com.cn>

关于发布国家标准 《混凝土结构设计规范》的通知

建标〔2002〕47号

根据我部《关于印发〈一九九七年工程建设标准制订、修订计划〉的通知》（建标〔1997〕108号）的要求，由建设部会同有关部门共同修订的《混凝土结构设计规范》，经有关部门会审，批准为国家标准，编号为GB 50010—2002，自2002年4月1日起施行。其中，3.1.8、3.2.1、4.1.3、4.1.4、4.2.2、4.2.3、6.1.1、9.2.1、9.5.1、10.9.3、10.9.8、11.1.2、11.1.4、11.3.1、11.3.6、11.4.12、11.7.11为强制性条文，必须严格执行。原《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89于2002年12月31日废止。

本规范由建设部负责管理和对强制性条文的解释，中国建筑科学研究院负责具体技术内容的解释，建设部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国建设部

2002年2月20日

前 言

本标准是根据建设部建标[1997]108号文的要求,由中国建筑科学研究院会同有关的高等院校及科研、设计、企业单位共同修订而成。

在修订过程中,规范修订组开展了各类专题研究,进行了广泛的调查分析,总结了近年来我国混凝土结构设计的实践经验,与相关的标准规范进行了协调,与国际先进的标准规范进行了比较和借鉴。在此基础上以多种方式广泛征求了全国有关单位的意见并进行了试设计,对主要问题进行了反复修改,最后经审查定稿。

本规范主要规定的内容有:混凝土结构基本设计规定、材料、结构分析、承载力极限状态计算及正常使用极限状态验算、构造及构件、结构构件抗震设计及有关的附录。

本规范将来可能需要进行局部修订,有关局部修订的信息和条文内容将刊登在《工程建设标准化》杂志上。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

为提高规范的质量,请各单位在执行本规范过程中,结合工程实践,认真总结经验,并将意见和建议寄交北京市北三环东路30号中国建筑科学研究院国家标准《混凝土结构设计规范》管理组(邮编:100013,E-mail:code-ibs-cabr@263.net.cn)。

本标准主编单位:中国建筑科学研究院

参加单位:清华大学、天津大学、重庆建筑大学、湖南大学、东南大学、河海大学、大连理工大学、哈尔滨建筑大学、西安建筑科技大学、建设部建筑设计院、北京市建筑设计研究院、首都工程有限公司、中国轻工业北京设计院、铁道部专业设计院、交通部水运规划设计院、西北水电勘测设计院、冶金材料行业协会预应力委员会。

本规范主要起草人：

李明顺 徐有邻

白生翔 白绍良 孙慧中 沙志国 吴学敏 陈 健

胡德炘 程懋堃 王振东 王振华 过镇海 庄崖屏

朱 龙 邹银生 宋玉普 沈聚敏 邸小坛 吴佩刚

周 氏 姜维山 陶学康 康谷贻 蓝宗建 干 城

夏琪俐

目 次

1	总则	1
2	术语、符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	基本设计规定	9
3.1	一般规定	9
3.2	承载能力极限状态计算规定	10
3.3	正常使用极限状态验算规定	12
3.4	耐久性规定	14
4	材料	16
4.1	混凝土	16
4.2	钢筋	18
5	结构分析	23
5.1	基本原则	23
5.2	线弹性分析方法	24
5.3	其他分析方法	25
6	预应力混凝土结构构件计算要求	28
6.1	一般规定	28
6.2	预应力损失值计算	35
7	承载能力极限状态计算	41
7.1	正截面承载力计算的一般规定	41
7.2	正截面受弯承载力计算	44
7.3	正截面受压承载力计算	48
7.4	正截面受拉承载力计算	63
7.5	斜截面承载力计算	65
7.6	扭曲截面承载力计算	75
7.7	受冲切承载力计算	83

7.8	局部受压承载力计算	87
7.9	疲劳验算	90
8	正常使用极限状态验算	99
8.1	裂缝控制验算	99
8.2	受弯构件挠度验算	108
9	构造规定	112
9.1	伸缩缝	112
9.2	混凝土保护层	113
9.3	钢筋的锚固	114
9.4	钢筋的连接	116
9.5	纵向受力钢筋的最小配筋率	119
9.6	预应力混凝土构件的构造规定	120
10	结构构件的基本规定	125
10.1	板	125
10.2	梁	129
10.3	柱	136
10.4	梁柱节点	137
10.5	墙	141
10.6	叠合式受弯构件	145
10.7	深受弯构件	152
10.8	牛腿	158
10.9	预埋件及吊环	160
10.10	预制构件的连接	163
11	混凝土结构构件抗震设计	165
11.1	一般规定	165
11.2	材料	169
11.3	框架梁	169
11.4	框架柱及框支柱	173
11.5	铰接排架柱	181
11.6	框架梁柱节点及预埋件	183
11.7	剪力墙	189
11.8	预应力混凝土结构构件	197
附录 A	素混凝土结构构件计算	199

附录 B	钢筋的公称截面面积、计算截面面积及理论重量	204
附录 C	混凝土的多轴强度和本构关系	206
附录 D	后张预应力钢筋常用束形的预应力损失	212
附录 E	与时间相关的预应力损失	216
附录 F	任意截面构件正截面承载力计算	219
附录 G	板柱节点计算用等效集中反力设计值	223
本规范用词用语说明		228
条文说明		229

1 总 则

1.0.1 为了在混凝土结构设计中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、安全适用、经济合理、确保质量，制订本规范。

1.0.2 本规范适用于房屋和一般构筑物的钢筋混凝土、预应力混凝土以及索混凝土承重结构的设计。本规范不适用于轻骨料混凝土及其他特种混凝土结构的设计。

1.0.3 混凝土结构的设计，除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 术语、符号

2.1 术 语

2.1.1 混凝土结构 concrete structure

以混凝土为主制成的结构,包括素混凝土结构、钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构等。

2.1.2 素混凝土结构 plain concrete structure

由无筋或不配置受力钢筋的混凝土制成的结构。

2.1.3 钢筋混凝土结构 reinforced concrete structure

由配置受力的普通钢筋、钢筋网或钢筋骨架的混凝土制成的结构。

2.1.4 预应力混凝土结构 prestressed concrete structure

由配置受力的预应力钢筋通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土制成的结构。

2.1.5 先张法预应力混凝土结构 pretensioned prestressed concrete structure

在台座上张拉预应力钢筋后浇筑混凝土,并通过粘结力传递而建立预加应力的混凝土结构。

2.1.6 后张法预应力混凝土结构 post-tensioned prestressed concrete structure

在混凝土达到规定强度后,通过张拉预应力钢筋并在结构上锚固而建立预加应力的混凝土结构。

2.1.7 现浇混凝土结构 cast-in-situ concrete structure

在现场支模并整体浇筑而成的混凝土结构。

2.1.8 装配式混凝土结构 prefabricated concrete structure

由预制混凝土构件或部件通过焊接、螺栓连接等方式装配而成的混凝土结构。

2.1.9 装配整体式混凝土结构 assembled monolithic concrete structure

由预制混凝土构件或部件通过钢筋、连接件或施加预应力加以连接并现场浇筑混凝土而形成整体的结构。

2.1.10 框架结构 frame structure

由梁和柱以刚接或铰接相连接而构成承重体系的结构。

2.1.11 剪力墙结构 shearwall structure

由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.12 框架-剪力墙结构 frame-shearwall structure

由剪力墙和框架共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.13 深受弯构件 deep flexural member

跨高比小于5的受弯构件。

2.1.14 深梁 deep beam

跨高比不大于2的单跨梁和跨高比不大于2.5的多跨连续梁。

2.1.15 普通钢筋 ordinary steel bar

用于混凝土结构构件中的各种非预应力钢筋的总称。

2.1.16 预应力钢筋 prestressing tendon

用于混凝土结构构件中施加预应力的钢筋、钢丝和钢绞线的总称。

2.1.17 可靠度 degree of reliability

结构在规定的时间内，在规定的条件下，完成预定功能的概率。

2.1.18 安全等级 safety class

根据破坏后果的严重程度划分的结构或结构构件的等级。

2.1.19 设计使用年限 design working life

设计规定的结构或结构构件不需进行大修即可按其预定目的使用的时期。

2.1.20 荷载效应 load effect

由荷载引起的结构或结构构件的反应，例如内力、变形和裂

缝等。

2.1.21 荷载效应组合 load effect combination

按极限状态设计时，为保证结构的可靠性而对同时出现的各种荷载效应设计值规定的组合。

2.1.22 基本组合 fundamental combination

承载能力极限状态计算时，永久荷载和可变荷载的组合。

2.1.23 标准组合 characteristic combination

正常使用极限状态验算时，对可变荷载采用标准值、组合值为荷载代表值的组合。

2.1.24 准永久组合 quasi-permanent combination

正常使用极限状态验算时，对可变荷载采用准永久值为荷载代表值的组合。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

E_c ——混凝土弹性模量；

E_c^f ——混凝土疲劳变形模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

C20——表示立方体强度标准值为 20N/mm^2 的混凝土强度等级；

f_{cu}' ——边长为 150mm 的施工阶段混凝土立方体抗压强度；

$f_{cu,k}$ ——边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值；

f_{ck} 、 f_c ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_t ——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f_{ck}' 、 f_{tk}' ——施工阶段的混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值；

f_{yk} 、 f_{ptk} ——普通钢筋、预应力钢筋强度标准值；

f_y 、 f'_y ——普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

f_{py} 、 f'_{py} ——预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值。

2.2.2 作用、作用效应及承载力

N ——轴向力设计值；

N_k 、 N_q ——按荷载效应的标准组合、准永久组合计算的轴向力值；

N_p ——后张法构件预应力钢筋及非预应力钢筋的合力；

N_{p0} ——混凝土法向预应力等于零时预应力钢筋及非预应力钢筋的合力；

N_{u0} ——构件的截面轴心受压或轴心受拉承载力设计值；

N_{ux} 、 N_{uy} ——轴向力作用于 x 轴、 y 轴的偏心受压或偏心受拉承载力设计值；

M ——弯矩设计值；

M_k 、 M_q ——按荷载效应的标准组合、准永久组合计算的弯矩值；

M_u ——构件的正截面受弯承载力设计值；

M_{cr} ——受弯构件的正截面开裂弯矩值；

T ——扭矩设计值；

V ——剪力设计值；

V_{cs} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值；

F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值；

σ_{ck} 、 σ_{cq} ——荷载效应的标准组合、准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

σ_{pc} ——由预加力产生的混凝土法向应力；

σ_{tp} 、 σ_{cp} ——混凝土中的主拉应力、主压应力；

$\sigma_{c,max}^f$ 、 $\sigma_{c,min}^f$ ——疲劳验算时受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大应力、最小应力；

- σ_s 、 σ_p ——正截面承载力计算中纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力；
- σ_{sk} ——按荷载效应的标准组合计算的纵向受拉钢筋应力或等效应力；
- σ_{con} ——预应力钢筋张拉控制应力；
- σ_{p0} ——预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力；
- σ_{pe} ——预应力钢筋的有效预应力；
- σ_l 、 σ'_l ——受拉区、受压区预应力钢筋在相应阶段的预应力损失值；
- τ ——混凝土的剪应力；
- w_{lmax} ——按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度。

2.2.3 几何参数

- a 、 a' ——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；
- a_s 、 a'_s ——纵向非预应力受拉钢筋合力点、纵向非预应力受压钢筋合力点至截面近边的距离；
- a_p 、 a'_p ——受拉区纵向预应力钢筋合力点、受压区纵向预应力钢筋合力点至截面近边的距离；
- b ——矩形截面宽度，T形、I形截面的腹板宽度；
- b_f 、 b'_f ——T形或I形截面受拉区、受压区的翼缘宽度；
- d ——钢筋直径或圆形截面的直径；
- c ——混凝土保护层厚度；
- e 、 e' ——轴向力作用点至纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点的距离；
- e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距；
- e_a ——附加偏心距；
- e_i ——初始偏心距；

- h ——截面高度；
- h_0 ——截面有效高度；
- h_f 、 h'_f ——T形或I形截面受拉区、受压区的翼缘高度；
- i ——截面的回转半径；
- r_c ——曲率半径；
- l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度；
- l_0 ——梁板的计算跨度或柱的计算长度；
- s ——沿构件轴线方向上横向钢筋的间距、螺旋筋的间距或箍筋的间距；
- x ——混凝土受压区高度；
- y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维的距离；
- z ——纵向受拉钢筋合力至混凝土受压区合力点之间的距离；
- A ——构件截面面积；
- A_0 ——构件换算截面面积；
- A_n ——构件净截面面积；
- A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积；
- A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；
- A_{svl} 、 A_{stl} ——在受剪、受扭计算中单肢箍筋的截面面积；
- A_{stl} ——受扭计算中取用的全部受扭纵向非预应力钢筋的截面面积；
- A_{sv} 、 A_{sh} ——同一截面内各肢竖向、水平箍筋或分布钢筋的全部截面面积；
- A_{sb} 、 A_{pb} ——同一弯起平面内非预应力、预应力弯起钢筋的截面面积；
- A_l ——混凝土局部受压面积；
- A_{cor} ——钢筋网、螺旋筋或箍筋内表面范围内的混凝土

核心面积;

B ——受弯构件的截面刚度;

W ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩;

W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩;

W_n ——净截面受拉边缘的弹性抵抗矩;

W_t ——截面受扭塑性抵抗矩;

I ——截面惯性矩;

I_0 ——换算截面惯性矩;

I_n ——净截面惯性矩。

2.2.4 计算系数及其他

α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值;

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

β_c ——混凝土强度影响系数;

β_1 ——矩形应力图受压区高度与中和轴高度(中和轴到受压区边缘的距离)的比值;

β_l ——局部受压时的混凝土强度提高系数;

γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数;

η ——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向力偏心距增大系数;

λ ——计算截面的剪跨比;

μ ——摩擦系数;

ρ ——纵向受力钢筋的配筋率;

ρ_{sv} 、 ρ_{sh} ——竖向箍筋、水平箍筋或竖向分布钢筋、水平分布钢筋的配筋率;

ρ_v ——间接钢筋或箍筋的体积配筋率;

φ ——轴心受压构件的稳定系数;

θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数;

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数。

3 基本设计规定

3.1 一般规定

3.1.1 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，采用分项系数的设计表达式进行设计。

3.1.2 整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求，此特定状态称为该功能的极限状态。极限状态分为以下两类：

1 承载力极限状态：结构或结构构件达到最大承载力、出现疲劳破坏或不适于继续承载的变形；

2 正常使用极限状态：结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值。

3.1.3 结构构件应根据承载力极限状态及正常使用极限状态的要求，分别按下列规定进行计算和验算：

1 承载力及稳定：所有结构构件均应进行承载力（包括失稳）计算；在必要时尚应进行结构的倾覆、滑移及漂浮验算；

有抗震设防要求的结构尚应进行结构构件抗震的承载力验算；

2 疲劳：直接承受吊车的构件应进行疲劳验算；但直接承受安装或检修用吊车的构件，根据使用情况和设计经验可不作疲劳验算；

3 变形：对使用上需要控制变形值的结构构件，应进行变形验算；

4 抗裂及裂缝宽度：对使用上要求不出现裂缝的构件，应进行混凝土拉应力验算；对使用上允许出现裂缝的构件，应进行裂缝宽度验算；对叠合式受弯构件，尚应进行纵向钢筋拉应力验

算。

3.1.4 结构及结构构件的承载力（包括失稳）计算和倾覆、滑移及漂浮验算，均应采用荷载设计值；疲劳、变形、抗裂及裂缝宽度验算，均应采用相应的荷载代表值；直接承受吊车的结构构件，在计算承载力及验算疲劳、抗裂时，应考虑吊车荷载的动力系数。

预制构件尚应按制作、运输及安装时相应的荷载值进行施工阶段的验算。预制构件吊装的验算，应将构件自重乘以动力系数，动力系数可取 1.5，但可根据构件吊装时的受力情况适当增减。

对现浇结构，必要时应进行施工阶段的验算。

当结构构件进行抗震设计时，地震作用及其他荷载值均应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定确定。

3.1.5 钢筋混凝土及预应力混凝土结构构件受力钢筋的配筋率应符合本规范第 9 章、第 10 章有关最小配筋率的规定。

素混凝土结构构件应按本规范附录 A 的规定进行计算。

3.1.6 结构应具有整体稳定性，结构的局部破坏不应导致大范围倒塌。

3.1.7 在设计使用年限内，结构和结构构件在正常维护条件下应能保持其使用功能，而不需进行大修加固。设计使用年限应按现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068 确定。若建设单位提出更高要求，也可按建设单位的要求确定。

3.1.8 未经技术鉴定或设计许可，不得改变结构的用途和使用环境。

3.2 承载能力极限状态计算规定

3.2.1 根据建筑结构破坏后果的严重程度，建筑结构划分为三个安全等级。设计时应根据具体情况，按照表 3.2.1 的规定选用相应的安全等级。

表 3.2.1 建筑结构的等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的建筑物
二级	严重	一般的建筑物
三级	不严重	次要的建筑物

注：对有特殊要求的建筑物，其安全等级应根据具体情况另行确定。

3.2.2 建筑物中各类结构构件的安全等级，宜与整个结构的安全等级相同，对其中部分结构构件的安全等级，可根据其重要程度适当调整，但不得低于三级。

3.2.3 对于承载力极限状态，结构构件应按荷载效应的基本组合或偶然组合，采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (3.2.3-1)$$

$$R = R(f_c, f_s, a_k, \dots) \quad (3.2.3-2)$$

式中 γ_0 ——重要性系数：对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件，不应小于 1.1；对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件，不应小于 1.0；对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年及以下的结构构件，不应小于 0.9；在抗震设计中，不考虑结构构件的重要性系数；

S ——承载力极限状态的荷载效应组合的设计值，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定进行计算；

R ——结构构件的承载力设计值；在抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} ；

$R(\cdot)$ ——结构构件的承载力函数；

f_c 、 f_s ——混凝土、钢筋的强度设计值；

a_k ——几何参数的标准值；当几何参数的变异性对结构性能有明显的不利影响时，可另增减一个附加值。

公式 (3.2.3-1) 中的 $\gamma_0 S$ ，在本规范各章中用内力设计值

(N 、 M 、 V 、 T 等) 表示; 对预应力混凝土结构, 尚应按本规范第 6.1.1 条的规定考虑预应力效应。

3.3 正常使用极限状态验算规定

3.3.1 对于正常使用极限状态, 结构构件应分别按荷载效应的标准组合、准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响, 采用下列极限状态设计表达式:

$$S \leq C \quad (3.3.1)$$

式中 S ——正常使用极限状态的荷载效应组合值;

C ——结构构件达到正常使用要求所规定的变形、裂缝宽度和应力等的限值。

荷载效应的标准组合和准永久组合应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定进行计算。

3.3.2 受弯构件的最大挠度应按荷载效应的标准组合并考虑荷载长期作用影响进行计算, 其计算值不应超过表 3.3.2 规定的挠度限值。

表 3.3.2 受弯构件的挠度限值

构 件 类 型	挠 度 限 值
吊车梁: 手动吊车	$l_0/500$
电动吊车	$l_0/600$
屋盖、楼盖及楼梯构件:	
当 $l_0 < 7\text{m}$ 时	$l_0/200$ ($l_0/250$)
当 $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时	$l_0/250$ ($l_0/300$)
当 $l_0 > 9\text{m}$ 时	$l_0/300$ ($l_0/400$)

注: 1 表中 l_0 为构件的计算跨度;

2 表中括号内的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件;

3 如果构件制作时预先起拱, 且使用上也允许, 则在验算挠度时, 可将计算所得的挠度值减去起拱值; 对预应力混凝土构件, 尚可减去预加力所产生的反拱值;

4 计算悬臂构件的挠度限值时, 其计算跨度 l_0 按实际悬臂长度的 2 倍取用。

3.3.3 结构构件正截面的裂缝控制等级分为三级。裂缝控制等级的划分应符合下列规定:

一级——严格要求不出现裂缝的构件，按荷载效应标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力；

二级——一般要求不出现裂缝的构件，按荷载效应标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土轴心抗拉强度标准值；按荷载效应准永久组合计算时，构件受拉边缘混凝土不宜产生拉应力，当有可靠经验时可适当放松；

三级——允许出现裂缝的构件，按荷载效应标准组合并考虑长期作用影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 3.3.4 规定的最大裂缝宽度限值。

3.3.4 结构构件应根据结构类别和本规范表 3.4.1 规定的环境类别，按表 3.3.4 的规定选用不同的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值 w_{lim} 。

表 3.3.4 结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值

环境类别	钢筋混凝土结构		预应力混凝土结构	
	裂缝控制等级	w_{lim} (mm)	裂缝控制等级	w_{lim} (mm)
一	三	0.3 (0.4)	三	0.2
二	三	0.2	二	—
三	三	0.2	一	—

- 注：1 表中的规定适用于采用热轧钢筋的钢筋混凝土构件和采用预应力钢丝、钢绞线及热处理钢筋的预应力混凝土构件；当采用其他类别的钢丝或钢筋时，其裂缝控制要求可按专门标准确定；
- 2 对处于年平均相对湿度小于 60% 地区一类环境下的受弯构件，其最大裂缝宽度限值可采用括号内的数值；
- 3 在一类环境下，对钢筋混凝土屋架、托架及需作疲劳验算的吊车梁，其最大裂缝宽度限值应取为 0.2mm；对钢筋混凝土屋面梁和托梁，其最大裂缝宽度限值应取为 0.3mm；
- 4 在一类环境下，对预应力混凝土屋面梁、托梁、屋架、托架、屋面板和楼板，应按二级裂缝控制等级进行验算；在一类和二类环境下，对需作疲劳验算的预应力混凝土吊车梁，应按一级裂缝控制等级进行验算；
- 5 表中规定的预应力混凝土构件的裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算；预应力混凝土构件的斜截面裂缝控制验算应符合本规范第 8 章的要求；
- 6 对于烟囱、筒仓和处于液体压力下的结构构件，其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定；
- 7 对于处于四、五类环境下的结构构件，其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定；
- 8 表中的最大裂缝宽度限值用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

3.4 耐久性规定

3.4.1 混凝土结构的耐久性应根据表 3.4.1 的环境类别和设计使用年限进行设计。

表 3.4.1 混凝土结构的环境类别

环境类别		条 件
—		室内正常环境
二	a	室内潮湿环境；非严寒和非寒冷地区的露天环境、与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
	b	严寒和寒冷地区的露天环境、与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三		使用除冰盐的环境；严寒和寒冷地区冬季水位变动的环境；滨海室外环境
四		海水环境
五		受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

注：严寒和寒冷地区的划分应符合国家现行标准《民用建筑热工设计规程》JGJ 24 的规定。

3.4.2 一类、二类和三类环境中，设计使用年限为 50 年的结构混凝土应符合表 3.4.2 的规定。

表 3.4.2 结构混凝土耐久性的基本要求

环境类别	最大水灰比	最小水泥用量 (kg/m ³)	最低混凝土 强度等级	最大氯 离子含量 (%)	最大碱含量 (kg/m ³)
—	0.65	225	C20	1.0	不限制
二	a	0.60	250	C25	0.3
	b	0.55	275	C30	0.2
三	0.50	300	C30	0.1	3.0

- 注：1 氯离子含量系指其占水泥用量的百分率；
 2 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%，最小水泥用量为 300kg/m³；最低混凝土强度等级应按表中规定提高两个等级；
 3 素混凝土构件的最小水泥用量不应少于表中数值减 25 kg/m³；
 4 当混凝土中加入活性掺合料或能提高耐久性的外加剂时，可适当降低最小水泥用量；
 5 当有可靠工程经验时，处于一类和二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级；
 6 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

3.4.3 一类环境中，设计使用年限为 100 年的结构混凝土应符合

合下列规定：

1 钢筋混凝土结构的最低混凝土强度等级为 C30；预应力混凝土结构的最低混凝土强度等级为 C40；

2 混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；

3 宜使用非碱活性骨料；当使用碱活性骨料时，混凝土中的最大碱含量为 $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ ；

4 混凝土保护层厚度应按本规范表 9.2.1 的规定增加 40%；当采取有效的表面防护措施时，混凝土保护层厚度可适当减少；

5 在使用过程中，应定期维护。

3.4.4 二类和三类环境中，设计使用年限为 100 年的混凝土结构，应采取专门有效措施。

3.4.5 严寒及寒冷地区的潮湿环境中，结构混凝土应满足抗冻要求，混凝土抗冻等级应符合有关标准的要求。

3.4.6 有抗渗要求的混凝土结构，混凝土的抗渗等级应符合有关标准的要求。

3.4.7 三类环境中的结构构件，其受力钢筋宜采用环氧树脂涂层带肋钢筋；对预应力钢筋、锚具及连接器，应采取专门防护措施。

3.4.8 四类和五类环境中的混凝土结构，其耐久性要求应符合有关标准的规定。

对临时性混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性要求。

4 材 料

4.1 混 凝 土

4.1.1 混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值确定。立方体抗压强度标准值系指按照标准方法制作养护的边长为 150mm 的立方体试件，在 28d 龄期用标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度。

4.1.2 钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C15；当采用 HRB335 级钢筋时，混凝土强度等级不宜低于 C20；当采用 HRB400 和 RRB400 级钢筋以及承受重复荷载的构件，混凝土强度等级不得低于 C20。

预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C30；当采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作预应力钢筋时，混凝土强度等级不宜低于 C40。

注：当采用山砂混凝土及高炉矿渣混凝土时，尚应符合专门标准的规定。

4.1.3 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值 f_{ck} 、 f_{tk} 应按表 4.1.3 采用。

表 4.1.3 混凝土强度标准值 (N/mm²)

强度 种类	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
f_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11

4.1.4 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度设计值 f_c 、 f_t 应按表 4.1.4 采用。

表 4.1.4 混凝土强度设计值 (N/mm^2)

强度 种类	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

注: 1 计算现浇钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件时, 如截面的长边或直径小于 300mm, 则表中混凝土的强度设计值应乘以系数 0.8; 当构件质量 (如混凝土成型、截面和轴线尺寸等) 确有保证时, 可不受此限制;

2 离心混凝土的强度设计值应按专门标准取用。

4.1.5 混凝土受压或受拉的弹性模量 E_c 应按表 4.1.5 采用。

表 4.1.5 混凝土弹性模量 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)

混凝土 强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

4.1.6 混凝土轴心抗压、轴心抗拉疲劳强度设计值 f_c^f 、 f_t^f 应按表 4.1.4 中的混凝土强度设计值乘以相应的疲劳强度修正系数 γ_p 确定。修正系数 γ_p 应根据不同的疲劳应力比值 ρ_c^f 按表 4.1.6 采用。

混凝土疲劳应力比值 ρ_c^f 应按下列公式计算:

$$\rho_c^f = \frac{\sigma_{c,\min}^f}{\sigma_{c,\max}^f} \quad (4.1.6)$$

式中 $\sigma_{c,\min}^f$ 、 $\sigma_{c,\max}^f$ ——构件疲劳验算时, 截面同一纤维上的混凝土最小应力、最大应力。

表 4.1.6 混凝土疲劳强度修正系数

ρ_c^f	$\rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leq \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leq \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leq \rho_c^f < 0.5$	$\rho_c^f \geq 0.5$
γ_p	0.74	0.80	0.86	0.93	1.0

当采用蒸气养护时, 养护温度不宜超过 60℃; 超过时, 计算需要的混凝土强度设计值应提高 20%。

4.1.7 混凝土疲劳变形模量 E_c^f 应按表 4.1.7 采用。

表 4.1.7 混凝土疲劳变形模量 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)

混凝土 强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c^f	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.55	1.6	1.65	1.7	1.75	1.8	1.85	1.9

4.1.8 当温度在 0°C 到 100°C 范围内时, 混凝土线膨胀系数 α_c 可采用 $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ 。

混凝土泊松比 ν_c 可采用 0.2。

混凝土剪变模量 G_c 可按表 4.1.5 中混凝土弹性模量的 0.4 倍采用。

4.2 钢 筋

4.2.1 钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构的钢筋, 应按下列规定选用:

1 普通钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB335 级钢筋, 也可采用 HPB235 级和 RRB400 级钢筋;

2 预应力钢筋宜采用预应力钢绞线、钢丝, 也可采用热处理钢筋。

注: 1 普通钢筋系指用于钢筋混凝土结构中的钢筋和预应力混凝土结构中的非预应力钢筋;

2 HRB400 级和 HRB335 级钢筋系指现行国家标准《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》GB1499 中的 HRB400 和 HRB335 钢筋; HPB235 级钢筋系指现行国家标准《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》GB13013 中的 Q235 钢筋; RRB400 级钢筋系指现行国家标准《钢筋混凝土用余热处理钢筋》GB13014 中的 KL400 钢筋;

3 预应力钢丝系指现行国家标准《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223 中的光面、螺旋肋和三面刻痕的消除应力的钢丝;

4 当采用本条未列出但符合强度和伸长率要求的冷加工钢筋及其他钢筋时, 应符合专门标准的规定。

4.2.2 钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

热轧钢筋的强度标准值系根据屈服强度确定, 用 f_{yk} 表示。
 预应力钢绞线、钢丝和热处理钢筋的强度标准值系根据极限抗拉强度确定, 用 f_{ptk} 表示。

普通钢筋的强度标准值应按表 4.2.2-1 采用; 预应力钢筋的强度标准值应按表 4.2.2-2 采用。

各种直径钢筋、钢绞线和钢丝的公称截面面积、计算截面面积及理论重量应按附录 B 采用。

表 4.2.2-1 普通钢筋强度标准值 (N/mm^2)

种 类		符号	d (mm)	f_{yk}
热轧钢筋	HPB235 (Q235)	Φ	8~20	235
	HRB335 (20MnSi)	Φ	6~50	335
	HRB400 (20MnSiV、20MnSiNb、20MnTi)	Φ	6~50	400
	RRB400 (K20MnSi)	Φ^R	8~40	400

注: 1 热轧钢筋直径 d 系指公称直径;

2 当采用直径大于 40mm 的钢筋时, 应有可靠的工程经验。

表 4.2.2-2 预应力钢筋强度标准值 (N/mm^2)

种 类		符号	d (mm)	f_{ptk}
钢绞线	1×3	Φ _S	8.6、10.8	1860、1720、1570
			12.9	1720、1570
	1×7		9.5、11.1、12.7	1860
			15.2	1860、1720
消除应力钢丝	光面 螺旋肋	Φ ^P	4、5	1770、1670、1570
		Φ ^H	6	1670、1570
			7、8、9	1570
	刻痕	Φ ^I	5、7	1570
热处理钢筋	40Si2Mn	Φ ^{HT}	6	1470
	48Si2Mn		8.2	
	45Si2Cr		10	

注: 1 钢绞线直径 d 系指钢绞线外接圆直径, 即现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中的公称直径 D_g , 钢丝和热处理钢筋的直径 d 均指公称直径;

2 消除应力光面钢丝直径 d 为 4~9mm, 消除应力螺旋肋钢丝直径 d 为 4~8mm。

4.2.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_y 及抗压强度设计值 f_y 应按表 4.2.3-1 采用；预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{py} 及抗压强度设计值 f_{py} 应按表 4.2.3-2 采用。

当构件中配有不同种类的钢筋时，每种钢筋应采用各自的强度设计值。

表 4.2.3-1 普通钢筋强度设计值 (N/mm^2)

种 类		符 号	f_y	f_y
热轧钢筋	HPB 235 (Q235)	Φ	210	210
	HRB 335 (20MnSi)	Φ	300	300
	HRB 400 (20MnSiV、20MnSiNb、20MnTi)	Φ	360	360
	RRB 400 (K20MnSi)	Φ^R	360	360

注：在钢筋混凝土结构中，轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 $300N/mm^2$ 时，仍应按 $300N/mm^2$ 取用。

表 4.2.3-2 预应力钢筋强度设计值 (N/mm^2)

种 类		符 号	f_{pk}	f_{py}	f_{py}
钢绞线	1×3	ΦS	1860	1320	390
			1720	1220	
			1570	1110	
	1×7		1860	1320	390
			1720	1220	
消除应力钢丝	光面 螺旋肋	ΦP ΦH	1770	1250	410
			1670	1180	
			1570	1110	
	刻痕	ΦI	1570	1110	410
热处理钢筋	40Si2Mn	ΦHT	1470	1040	400
	48Si2Mn				
	45Si2Cr				

注：当预应力钢绞线、钢丝的强度标准值不符合表 4.2.2-2 的规定时，其强度设计值应进行换算。

4.2.4 钢筋弹性模量 E_s 应按表 4.2.4 采用。

表 4.2.4 钢筋弹性模量 ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)

种 类	E_s
HPB 235 级钢筋	2.1
HRB 335 级钢筋、HRB 400 级钢筋、RRB 400 级钢筋、热处理钢筋	2.0
消除应力钢丝 (光面钢丝、螺旋肋钢丝、刻痕钢丝)	2.05
钢绞线	1.95

注：必要时钢绞线可采用实测的弹性模量。

4.2.5 普通钢筋和预应力钢筋的疲劳应力幅限值 Δf_y^f 和 Δf_{py}^f 应由钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 、 ρ_p^f 分别按表 4.2.5-1 及表 4.2.5-2 采用。

普通钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 应按下列公式计算：

$$\rho_s^f = \frac{\sigma_{s,\min}^f}{\sigma_{s,\max}^f} \quad (4.2.5-1)$$

式中 $\sigma_{s,\min}^f$ 、 $\sigma_{s,\max}^f$ ——构件疲劳验算时，同一层钢筋的最小应力、最大应力。

预应力钢筋疲劳应力比值 ρ_p^f 应按下列公式计算：

$$\rho_p^f = \frac{\sigma_{p,\min}^f}{\sigma_{p,\max}^f} \quad (4.2.5-2)$$

式中 $\sigma_{p,\min}^f$ 、 $\sigma_{p,\max}^f$ ——构件疲劳验算时，同一层预应力钢筋的最小应力、最大应力。

表 4.2.5-1 普通钢筋疲劳应力幅限值 (N/mm^2)

疲劳应力比值	Δf_y^f		
	HPB 235 级钢筋	HRB 335 级钢筋	HRB 400 级钢筋
$-1.0 \leq \rho_s^f < -0.6$	160		
$-0.6 \leq \rho_s^f < -0.4$	155		
$-0.4 \leq \rho_s^f < 0$	150		
$0 \leq \rho_s^f < 0.1$	145	165	165
$0.1 \leq \rho_s^f < 0.2$	140	155	155

续表

疲劳应力比值	Δf_y^f		
	HPB 235 级钢筋	HRB 335 级钢筋	HRB 400 级钢筋
$0.2 \leq \rho_s^f < 0.3$	130	150	150
$0.3 \leq \rho_s^f < 0.4$	120	135	145
$0.4 \leq \rho_s^f < 0.5$	105	125	130
$0.5 \leq \rho_s^f < 0.6$		105	115
$0.6 \leq \rho_s^f < 0.7$		85	95
$0.7 \leq \rho_s^f < 0.8$		65	70
$0.8 \leq \rho_s^f < 0.9$		40	45

注：1 当纵向受拉钢筋采用闪光接触对焊接头时，其接头处钢筋疲劳应力幅限值应按表中数值乘以系数 0.8 取用；

2 RRB400 级钢筋应经试验验证后，方可用于需作疲劳验算的构件。

表 4.2.5-2 预应力钢筋疲劳应力幅限值 (N/mm^2)

种 类			Δf_{py}^f	
			$0.7 \leq \rho_p^f < 0.8$	$0.8 \leq \rho_p^f < 0.9$
消除应力钢丝	光 面	$f_{ptk} = 1770、1670$	210	140
		$f_{ptk} = 1570$	200	130
	刻 痕	$f_{ptk} = 1570$	180	120
钢绞线			120	105

注：1 当 $\rho_p^f \geq 0.9$ 时，可不作钢筋疲劳验算；

2 当有充分依据时，可对表中规定的疲劳应力幅限值作适当调整。

5 结构分析

5.1 基本原则

5.1.1 结构按承载能力极限状态计算和按正常使用极限状态验算时，应按国家现行有关标准规定的作用（荷载）对结构的整体进行作用（荷载）效应分析；必要时，尚应对结构中受力状况特殊的部分进行更详细的结构分析。

5.1.2 当结构在施工和使用期的不同阶段有多种受力状况时，应分别进行结构分析，并确定其最不利的作用效应组合。

结构可能遭遇火灾、爆炸、撞击等偶然作用时，尚应按国家现行有关标准的要求进行相应的结构分析。

5.1.3 结构分析所需的各种几何尺寸，以及所采用的计算图形、边界条件、作用的取值与组合、材料性能的计算指标、初始应力和变形状况等，应符合结构的实际工作状况，并应具有相应的构造保证措施。

结构分析中所采用的各种简化和近似假定，应有理论或试验的依据，或经工程实践验证。计算结果的准确程度应符合工程设计的要求。

5.1.4 结构分析应符合下列要求：

- 1 应满足力学平衡条件；
- 2 应在不同程度上符合变形协调条件，包括节点和边界的约束条件；

- 3 应采用合理的材料或构件单元的本构关系。

5.1.5 结构分析时，宜根据结构类型、构件布置、材料性能和受力特点等选择下列方法：

- 线弹性分析方法；
- 考虑塑性内力重分布的分析方法；

——塑性极限分析方法；

——非线性分析方法；

——试验分析方法。

5.1.6 结构分析所采用的电算程序应经考核和验证，其技术条件应符合本规范和有关标准的要求。

对电算结果，应经判断和校核；在确认其合理有效后，方可用于工程设计。

5.2 线弹性分析方法

5.2.1 线弹性分析方法可用于混凝土结构的承载能力极限状态及正常使用极限状态的作用效应分析。

5.2.2 杆系结构宜按空间体系进行结构整体分析，并宜考虑杆件的弯曲、轴向、剪切和扭转变形对结构内力的影响。

当符合下列条件时，可作相应简化：

1 体形规则的空间杆系结构，可沿柱列或墙轴线分解为不同方向的平面结构分别进行分析，但宜考虑平面结构的协同工作；

2 杆件的轴向、剪切和扭转变形对结构内力的影响不大时，可不计及；

3 结构或杆件的变形对其内力的二阶效应影响不大时，可不计及。

5.2.3 杆系结构的计算图形宜按下列方法确定：

1 杆件的轴线宜取截面几何中心的连线；

2 现浇结构和装配整体式结构的梁柱节点、柱与基础连接处等可作为刚接；梁、板与其支承构件非整体浇筑时，可作为铰接；

3 杆件的计算跨度或计算高度宜按其两端支承长度的中心距或净距确定，并根据支承节点的连接刚度或支承反力的位置加以修正；

4 杆件间连接部分的刚度远大于杆件中间截面的刚度时，

可作为刚域插入计算图形。

5.2.4 杆系结构中杆件的截面刚度应按下列方法确定：

- 1 混凝土的弹性模量应按本规范表 4.1.5 采用；
- 2 截面惯性矩可按匀质的混凝土全截面计算；
- 3 T 形截面杆件的截面惯性矩宜考虑翼缘的有效宽度进行计算，也可由截面矩形部分面积的惯性矩作修正后确定；
- 4 端部加腋的杆件，应考虑其刚度变化对结构分析的影响；
- 5 不同受力状态杆件的截面刚度，宜考虑混凝土开裂、徐变等因素的影响予以折减。

5.2.5 杆系结构宜采用解析法、有限元法或差分法等分析方法。对体形规则的结构，可根据其受力特点和作用的种类采用有效的简化分析方法。

5.2.6 对与支承构件整体浇筑的梁端，可取支座或节点边缘截面的内力值进行设计。

5.2.7 各种双向板按承载能力极限状态计算和按正常使用极限状态验算时，均可采用线弹性方法进行作用效应分析。

5.2.8 非杆系的二维或三维结构可采用弹性理论分析、有限元分析或试验方法确定其弹性应力分布，根据主拉应力图形的面积确定所需的配筋量和布置，并按多轴应力状态验算混凝土的强度。混凝土的多轴强度和破坏准则可按附录 C 的规定计算。

结构按承载能力极限状态计算时，其荷载和材料性能指标可取为设计值；按正常使用极限状态验算时，其荷载和材料性能指标可取为标准值。

5.3 其他分析方法

5.3.1 房屋建筑中的钢筋混凝土连续梁和连续单向板，宜采用考虑塑性内力重分布的分析方法，其内力值可由弯矩调幅法确定。

框架、框架-剪力墙结构以及双向板等，经过弹性分析求得内力后，也可对支座或节点弯矩进行调幅，并确定相应的跨中弯

矩。

按考虑塑性内力重分布的分析方法设计的结构和构件，尚应满足正常使用极限状态的要求或采取有效的构造措施。

对于直接承受动力荷载的构件，以及要求不出现裂缝或处于侵蚀环境等情况下的结构，不应采用考虑塑性内力重分布的分析方法。

5.3.2 承受均布荷载的周边支承的双向矩形板，可采用塑性铰线法或条带法等塑性极限分析方法进行承载能力极限状态设计，同时应满足正常使用极限状态的要求。

5.3.3 承受均布荷载的板柱体系，根据结构布置和荷载的特点，可采用弯矩系数法或等代框架法计算承载能力极限状态的内力设计值。

5.3.4 特别重要的或受力状况特殊的大型杆系结构和二维、三维结构，必要时尚应对结构的整体或其部分进行受力全过程的非线性分析。

结构的非线性分析宜遵循下列原则：

1 结构形状、尺寸和边界条件，以及所用材料的强度等级和主要配筋量等应预先设定；

2 材料的性能指标宜取平均值；

3 材料的、截面的、构件的或各种计算单元的非线性本构关系宜通过试验测定；也可采用经过验证的数学模型，其参数值应经过标定或有可靠的依据。混凝土的单轴应力-应变关系、多轴强度和破坏准则也可按附录 C 采用；

4 宜计入结构的几何非线性对作用效应的不利影响；

5 承载能力极限状态计算时应取作用效应的基本组合，并根据结构构件的受力特点和破坏形态作相应的修正；正常使用极限状态验算时可取作用效应的标准组合和准永久组合。

5.3.5 对体形复杂或受力状况特殊的结构或其部分，可采用试验方法对结构的正常使用极限状态和承载能力极限状态进行分析或复核。

5.3.6 当结构所处环境的温度和湿度发生变化,以及混凝土的收缩和徐变等因素在结构中产生的作用效应可能危及结构的安全或正常使用时,应进行专门的结构分析。

6 预应力混凝土结构构件计算要求

6.1 一般规定

6.1.1 预应力混凝土结构构件,除应根据使用条件进行承载力计算及变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算外,尚应按具体情况对制作、运输及安装等施工阶段进行验算。

当预应力作为荷载效应考虑时,其设计值在本规范有关章节计算公式中给出。对承载能力极限状态,当预应力效应对结构有利时,预应力分项系数应取 1.0;不利时应取 1.2。对正常使用极限状态,预应力分项系数应取 1.0。

6.1.2 当通过对一部分纵向钢筋施加预应力已能使构件符合裂缝控制要求时,承载力计算所需的其余纵向钢筋可采用非预应力钢筋。非预应力钢筋宜采用 HRB400 级、HRB335 级钢筋,也可采用 RRB400 级钢筋。

6.1.3 预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 不宜超过表 6.1.3 规定的张拉控制应力限值,且不应小于 $0.4f_{ptk}$ 。

当符合下列情况之一时,表 6.1.3 中的张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{ptk}$:

- 1 要求提高构件在施工阶段的抗裂性能而在使用阶段受压区内设置的预应力钢筋;
- 2 要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉以及预应力钢筋与张拉台座之间的温差等因素产生的预应力损失。

表 6.1.3 张拉控制应力限值

钢筋种类	张拉方法	
	先张法	后张法
消除应力钢丝、钢绞线	$0.75f_{ptk}$	$0.75f_{ptk}$
热处理钢筋	$0.70f_{ptk}$	$0.65f_{ptk}$

6.1.4 施加预应力时, 所需的混凝土立方体抗压强度应经计算确定, 但不宜低于设计混凝土强度等级值的 75%。

6.1.5 由预加力产生的混凝土法向应力及相应阶段预应力钢筋的应力, 可分别按下列公式计算:

1 先张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0}e_{p0}}{I_0} y_0 \quad (6.1.5-1)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l - \alpha_E \sigma_{pc} \quad (6.1.5-2)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (6.1.5-3)$$

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_2}{I_n} y_n \quad (6.1.5-4)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (6.1.5-5)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} \quad (6.1.5-6)$$

式中 A_n ——净截面面积, 即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外

的混凝土全部截面面积及纵向非预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和；对由不同混凝土强度等级组成的截面，应根据混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积；

A_0 ——换算截面面积：包括净截面面积以及全部纵向预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积；

I_0 、 I_n ——换算截面惯性矩、净截面惯性矩；

e_{p0} 、 e_{pn} ——换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离，按本规范第 6.1.6 条的规定计算；

y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维处的距离；

σ_l ——相应阶段的预应力损失值，按本规范第 6.2.1 条至 6.2.7 条的规定计算；

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值： $\alpha_E = E_s/E_c$ ，此处， E_s 按本规范表 4.2.4 采用， E_c 按本规范表 4.1.5 采用；

N_{p0} 、 N_p ——先张法构件、后张法构件的预应力钢筋及非预应力钢筋的合力，按本规范第 6.1.6 条计算；

M_2 ——由预加力 N_p 在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩，按本规范第 6.1.7 条的规定计算。

注：1 在公式 (6.1.5-1)、(6.1.5-4) 中，右边第二、第三项与第一项的应力方向相同时取加号，相反时取减号；公式 (6.1.5-2)、(6.1.5-6) 适用于 σ_{pc} 为压应力的情况，当 σ_{pc} 为拉应力时，应以负值代入；

2 在设计中宜采取措施避免或减少柱和墙等约束构件对梁、板预应力效果的不利影响。

6.1.6 预应力钢筋及非预应力钢筋的合力以及合力点的偏心距 (图 6.1.6) 宜按下列公式计算：

1 先张法构件

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s \quad (6.1.6-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma'_{p0} A'_p y'_p - \sigma_{l5} A_s y_s + \sigma'_{l5} A'_s y'_s}{\sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s} \quad (6.1.6-2)$$

2 后张法构件

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s \quad (6.1.6-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma'_{pe} A'_p y'_{pn} - \sigma_{l5} A_s y_{sn} + \sigma'_{l5} A'_s y'_{sn}}{\sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s} \quad (6.1.6-4)$$

式中 σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力；

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋的有效预应力；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积；

y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区预应力合力点至换算截面重心的距离；

y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区非预应力钢筋重心至换算截面重心的距离；

σ_{l5} 、 σ'_{l5} ——受拉区、受压区预应力钢筋在各自合力点处混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，按本规范第 6.2.5 条的规定计算；

y_{pn} 、 y'_{pn} ——受拉区、受压区预应力合力点至净截面重心的距离；

y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区非预应力钢筋重心至净截面重心的距离。

注：当公式 (6.1.6-1) 至公式 (6.1.6-4) 中的 $A'_p = 0$ 时，可取式中 $\sigma'_{l5} = 0$ 。

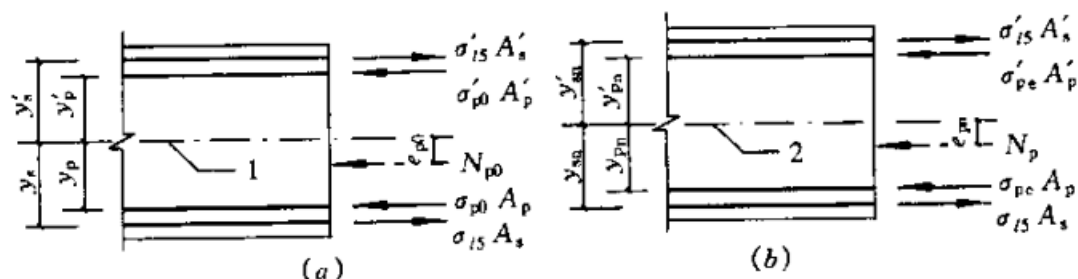


图 6.1.6 预应力钢筋及非预应力钢筋合力位置

(a) 先张法构件; (b) 后张法构件

1—换算截面重心轴; 2—净截面重心轴

6.1.7 后张法预应力混凝土超静定结构, 在进行正截面受弯承载力计算及抗裂验算时, 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及抗裂验算时, 在剪力设计值中次剪力应参与组合。

次弯矩、次剪力及其参与组合的计算应符合下列规定:

1 按弹性分析计算时, 次弯矩 M_2 宜按下列公式计算:

$$M_2 = M_r - M_1 \quad (6.1.7-1)$$

$$M_1 = N_p e_{pn} \quad (6.1.7-2)$$

式中 N_p ——预应力钢筋及非预应力钢筋的合力, 按本规范公式 (6.1.6-3) 计算;

e_{pn} ——净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离, 按本规范公式 (6.1.6-4) 计算;

M_1 ——预加力 N_p 对净截面重心偏心引起的弯矩值;

M_r ——由预加力 N_p 的等效荷载在结构构件截面上产生的弯矩值。

次剪力宜根据构件各截面次弯矩的分布按结构力学方法计算。

2 在对截面进行受弯及受剪承载力计算时, 当参与组合的次弯矩、次剪力对结构不利时, 预应力分项系数应取 1.2; 有利时应取 1.0。

3 在对截面进行受弯及受剪的抗裂验算时,参与组合的次弯矩和次剪力的预应力分项系数应取 1.0。

6.1.8 对后张法预应力混凝土框架梁及连续梁,在满足本规范第 9.5 节纵向受力钢筋最小配筋率的条件下,当截面相对受压区高度 $\xi \leq 0.3$ 时,可考虑内力重分布,支座截面弯矩可按 10% 调幅,并应满足正常使用极限状态验算要求;当 $\xi > 0.3$ 时,不应考虑内力重分布。此处, ξ 应按本规范第 7 章的规定计算。

6.1.9 先张法构件预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按下列公式计算:

$$l_{tr} = \alpha \frac{\sigma_{pe}}{f'_{tk}} d \quad (6.1.9)$$

式中 σ_{pe} ——放张时预应力钢筋的有效预应力;

d ——预应力钢筋的公称直径,按本规范附录 B 采用;

α ——预应力钢筋的外形系数,按本规范表 9.3.1 采用;

f'_{tk} ——与放张时混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的轴心抗拉强度标准值,按本规范表 4.1.3 以线性内插法确定。

当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, l_{tr} 的起点应从距构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始计算。

6.1.10 计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的正截面和斜截面受弯承载力时,锚固长度范围内的预应力钢筋抗拉强度设计值在锚固起点处应取为零,在锚固终点处应取为 f_{py} ,两点之间可按线性内插法确定。预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按本规范第 9.3.1 条确定。

6.1.11 预应力混凝土结构构件的施工阶段,除应进行承载能力极限状态验算外,对预拉区不允许出现裂缝的构件或预压时全截面受压的构件,在预加力、自重及施工荷载(必要时应考虑动力系数)作用下,其截面边缘的混凝土法向应力尚应符合下列规定(图 6.1.11):

$$\sigma_{ct} \leq f'_{tk} \quad (6.1.11-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8 f'_{ck} \quad (6.1.11-2)$$

截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = \sigma_{pc} + \frac{N_k}{A_0} \pm \frac{M_k}{W_0} \quad (6.1.11-3)$$

式中 σ_{cc} 、 σ_{ct} ——相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土压应力、拉应力；

f'_{tk} 、 f'_{ck} ——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的抗拉强度标准值、抗压强度标准值，按本规范表 4.1.3 以线性内插法确定；

N_k 、 M_k ——构件自重及施工荷载的标准组合在计算截面产生的轴向力值、弯矩值；

W_0 ——验算边缘的换算截面弹性抵抗矩。

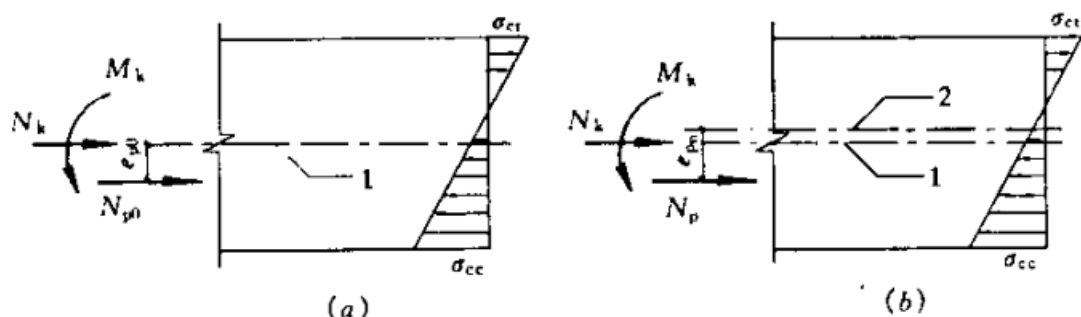


图 6.1.11 预应力混凝土构件施工阶段验算

(a) 先张法构件；(b) 后张法构件

1—换算截面重心轴；2—净截面重心轴

注：1 预拉区系指施加预应力时形成的截面拉应力区；

2 公式 (6.1.11-3) 中，当 σ_{pc} 为压应力时，取正值；当 σ_{pc} 为拉应力时，取负值；当 N_k 为轴向压力时，取正值，当 N_k 为轴向拉力时，取负值；当 M_k 产生的边缘纤维应力为压应力时式中符号取加号，拉应力时式中符号取减号。

6.1.12 预应力混凝土结构构件的施工阶段，除应进行承载能力极限状态验算外，对预拉区允许出现裂缝而在预拉区不配置纵向预应力钢筋的构件，其截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ct} \leq 2f'_{tk} \quad (6.1.12-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8f'_{ck} \quad (6.1.12-2)$$

此处 σ_{ct} 、 σ_{cc} 仍按本规范第 6.1.11 条的规定计算。

6.1.13 预应力混凝土结构构件预拉区纵向钢筋的配筋应符合下列要求：

1 施工阶段预拉区不允许出现裂缝的构件，预拉区纵向钢筋的配筋率 $(A'_s + A'_p)/A$ 不应小于 0.2%，对后张法构件不应计入 A'_p ，其中， A 为构件截面面积；

2 施工阶段预拉区允许出现裂缝而在预拉区不配置纵向预应力钢筋的构件，当 $\sigma_{ct} = 2f'_{tk}$ 时，预拉区纵向钢筋的配筋率 A'_s/A 不应小于 0.4%；当 $f'_{tk} < \sigma_{ct} < 2f'_{tk}$ 时，则在 0.2% 和 0.4% 之间按线性内插法确定；

3 预拉区的纵向非预应力钢筋的直径不宜大于 14mm，并应沿构件预拉区的外边缘均匀配置。

注：施工阶段预拉区不允许出现裂缝的板类构件，预拉区纵向钢筋的配筋可根据具体情况按实践经验确定。

6.1.14 对先张法和后张法预应力混凝土结构构件，在承载力和裂缝宽度计算中，所用的混凝土法向预应力等于零时的预应力钢筋及非预应力钢筋合力 N_{p0} 及相应的合力点的偏心距 e_{p0} ，均应按本规范公式 (6.1.6-1) 及 (6.1.6-2) 计算，此时，先张法和后张法构件预应力钢筋的应力 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 均应按本规范第 6.1.5 条的规定计算。

6.2 预应力损失值计算

6.2.1 预应力钢筋中的预应力损失值可按表 6.2.1 的规定计算。

当计算求得的预应力总损失值小于下列数值时，应按下列数值取用：

先张法构件 100N/mm^2 ；

后张法构件 80N/mm^2 。

表 6.2.1

预应力损失值 (N/mm^2)

引起损失的因素		符号	先张法构件	后张法构件
张拉端锚具变形和钢筋内缩		σ_{l1}	按本规范第 6.2.2 条的规定计算	按本规范第 6.2.2 条和第 6.2.3 条的规定计算
预应力钢筋的摩擦	与孔道壁之间的摩擦	σ_{l2}	—	按本规范第 6.2.4 条的规定计算
	在转向装置处的摩擦		按实际情况确定	
混凝土加热养护时, 受张拉的钢筋与承受拉力的设备之间的温差		σ_{l3}	$2\Delta t$	—
预应力钢筋的应力松弛		σ_{l4}	预应力钢丝、钢绞线 普通松弛: $0.4\psi\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.5\right)\sigma_{con}$ 此处, 一次张拉 $\psi = 1$, 超张拉 $\psi = 0.9$ 低松弛: 当 $\sigma_{con} \leq 0.7f_{pk}$ 时 $0.125\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.5\right)\sigma_{con}$ 当 $0.7f_{pk} < \sigma_{con} \leq 0.8f_{pk}$ 时 $0.2\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.575\right)\sigma_{con}$	
			热处理钢筋 一次张拉 $0.05\sigma_{con}$ 超张拉 $0.035\sigma_{con}$	
混凝土的收缩和徐变		σ_{l5}	按本规范第 6.2.5 条的规定计算	
用螺旋式预应力钢筋作配筋的环形构件, 当直径 $d \leq 3\text{m}$ 时, 由于混凝土的局部挤压		σ_{l6}	—	30

注: 1 表中 Δt 为混凝土加热养护时, 受张拉的预应力钢筋与承受拉力的设备之间的温差 ($^{\circ}\text{C}$);

2 表中超张拉的张拉程序为从应力为零开始张拉至 $1.03\sigma_{con}$; 或从应力为零开始张拉至 $1.05\sigma_{con}$, 持荷 2min 后, 卸载至 σ_{con} ;

3 当 $\sigma_{con}/f_{pk} \leq 0.5$ 时, 预应力钢筋的应力松弛损失值可取为零。

6.2.2 预应力直线钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_s \quad (6.2.2)$$

式中 a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值(mm),可按表 6.2.2 采用;

l ——张拉端至锚固端之间的距离 (mm)。

表 6.2.2 锚具变形和钢筋内缩值 a (mm)

锚具类别		a
支承式锚具 (钢丝束墩头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
锥塞式锚具 (钢丝束的钢质锥形锚具等)		5
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8

注: 1 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数据确定;

2 其他类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。

块体拼成的结构,其预应力损失尚应计及块体间填缝的预压变形。当采用混凝土或砂浆为填缝材料时,每条填缝的预压变形值可取为 1mm。

6.2.3 后张法构件预应力曲线钢筋或折线钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} ,应根据预应力曲线钢筋或折线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力钢筋变形值等于锚具变形和钢筋内缩值的条件确定,反向摩擦系数可按本规范表 6.2.4 中的数值采用。

常用束形的后张预应力钢筋在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按本规范附录 D 计算。

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值 σ_{l2} (图 6.2.4),宜按下列公式计算:

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{\mu\alpha + \mu\theta}} \right) \quad (6.2.4-1)$$

当 $(\kappa x + \mu\theta) \leq 0.2$ 时, σ_{l2} 可按下列近似公式计算:

$$\sigma_{l2} = (\kappa x + \mu\theta) \sigma_{con} \quad (6.2.4-2)$$

式中 x ——张拉端至计算截面的孔道长度 (m), 可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度;

θ ——张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角 (rad);

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 6.2.4 采用;

μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按表 6.2.4 采用。

表 6.2.4 摩擦系数

孔道成型方式	κ	μ
预埋金属波纹管	0.0015	0.25
预埋钢管	0.0010	0.30
橡胶管或钢管抽芯成型	0.0014	0.55

注: 1 表中系数也可根据实测数据确定;

2 当采用钢丝束的钢质锥形锚具及类似形式锚具时, 尚应考虑锚环口处的附加摩擦损失, 其值可根据实测数据确定。

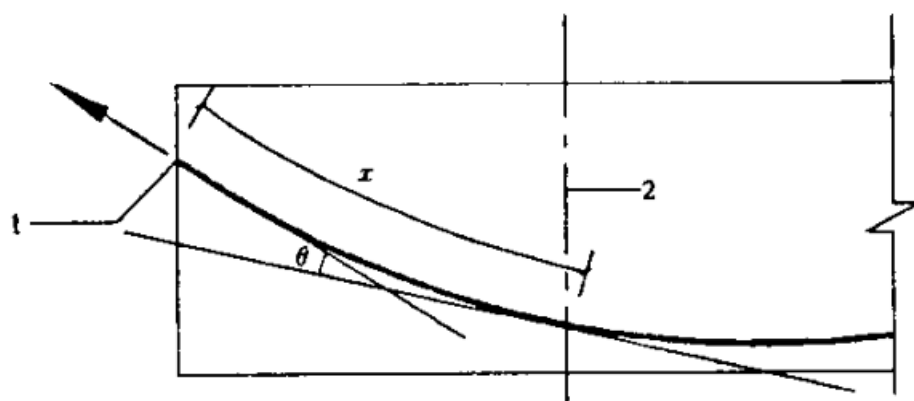


图 6.2.4 预应力摩擦损失计算

1—张拉端; 2—计算截面

6.2.5 混凝土收缩、徐变引起受拉区和受压区纵向预应力钢筋的预应力损失值 σ_{l5} 、 σ'_{l5} 可按下列方法确定:

1 对一般情况

先张法构件

$$\sigma_{ls} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (6.2.5-1)$$

$$\sigma'_{ls} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (6.2.5-2)$$

后张法构件

$$\sigma_{ls} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (6.2.5-3)$$

$$\sigma'_{ls} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (6.2.5-4)$$

式中 σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——在受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力；

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度；

ρ 、 ρ' ——受拉区、受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率；对先张法构件， $\rho = (A_p + A_s)/A_0$ ， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_0$ ；对后张法构件， $\rho = (A_p + A_s)/A_n$ ， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_n$ ；对于对称配置预应力钢筋和非预应力钢筋的构件，配筋率 ρ 、 ρ' 应按钢筋总截面面积的一半计算。

在受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 应按本规范第 6.1.5 条及第 6.1.6 条的规定计算。此时，预应力损失值仅考虑混凝土预压前（第一批）的损失，其非预应力钢筋中的应力 σ_{ls} 、 σ'_{ls} 值应取为零； σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{cu}$ ；当 σ'_{pc} 为拉应力时，公式 (6.2.5-2)、(6.2.5-4) 中的 σ'_{pc} 应取为零。计算混凝土法向应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时，可根据构件制作情况考虑自重的影响。

当结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下, σ_{l5} 及 σ'_{l5} 值应增加 30%。

2 对重要的结构构件, 当需要考虑与时间相关的混凝土收缩、徐变及钢筋应力松弛预应力损失值时, 可按本规范附录 E 进行计算。

注: 当采用泵送混凝土时, 宜根据实际情况考虑混凝土收缩、徐变引起预应力损失值的增大。

6.2.6 后张法构件的预应力钢筋采用分批张拉时, 应考虑后批张拉钢筋所产生的混凝土弹性压缩 (或伸长) 对先批张拉钢筋的影响, 将先批张拉钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 增加 (或减小) $\alpha_E \sigma_{pci}$ 。此处, σ_{pci} 为后批张拉钢筋在先批张拉钢筋重心处产生的混凝土法向应力。

6.2.7 预应力构件在各阶段的预应力损失值宜按表 6.2.7 的规定进行组合。

表 6.2.7 各阶段预应力损失值的组合

预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
混凝土预压前 (第一批) 的损失	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4}$	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$
混凝土预压后 (第二批) 的损失	σ_{l5}	$\sigma_{l4} + \sigma_{l5} + \sigma_{l6}$

注: 先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值 σ_{l4} 在第一批和第二批损失中所占的比例, 如需区分, 可根据实际情况确定。

7 承载力极限状态计算

7.1 正截面承载力计算的一般规定

7.1.1 本章第 7.1 节至第 7.4 节规定的正截面承载力极限状态计算,适用于钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件、受压构件和受拉构件。

对跨高比小于 5 的钢筋混凝土深受弯构件,其承载力应按本规范第 10 章第 10.7 节的规定进行计算。

7.1.2 正截面承载力应按下列基本假定进行计算:

- 1 截面应变保持平面;
- 2 不考虑混凝土的抗拉强度;
- 3 混凝土受压的应力与应变关系曲线按下列规定取用:

当 $\epsilon_c \leq \epsilon_0$ 时

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right] \quad (7.1.2-1)$$

当 $\epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ 时

$$\sigma_c = f_c \quad (7.1.2-2)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60}(f_{cu,k} - 50) \quad (7.1.2-3)$$

$$\epsilon_0 = 0.002 + 0.5(f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (7.1.2-4)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (7.1.2-5)$$

式中 σ_c ——混凝土压应变为 ϵ_c 时的混凝土压应力;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值,按本规范表 4.1.4 采用;

ϵ_0 ——混凝土压应力刚达到 f_c 时的混凝土压应变,当计算的 ϵ_0 值小于 0.002 时,取为 0.002;

ϵ_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变,当处于非均匀受压

时,按公式(7.1.2-5)计算,如计算的 ϵ_{cu} 值大于0.0033,取为0.0033;当处于轴心受压时取为 ϵ_0 ;

$f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值,按本规范第4.1.1条确定;

n ——系数,当计算的 n 值大于2.0时,取为2.0。

4 纵向钢筋的应力取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积,但其绝对值不应大于其相应的强度设计值。纵向受拉钢筋的极限拉应变取为0.01。

7.1.3 受弯构件、偏心受力构件正截面受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图。

矩形应力图的受压区高度 x 可取等于按截面应变保持平面的假定所确定的中和轴高度乘以系数 β_1 。当混凝土强度等级不超过C50时, β_1 取为0.8,当混凝土强度等级为C80时, β_1 取为0.74,其间按线性内插法确定。

矩形应力图的应力值取为混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘以系数 α_1 。当混凝土强度等级不超过C50时, α_1 取为1.0,当混凝土强度等级为C80时, α_1 取为0.94,其间按线性内插法确定。

7.1.4 纵向受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区高度 ξ_b 应按下列公式计算:

1 钢筋混凝土构件

有屈服点钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \epsilon_{cu}}} \quad (7.1.4-1)$$

无屈服点钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_y}{E_s \epsilon_{cu}}} \quad (7.1.4-2)$$

2 预应力混凝土构件

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \epsilon_{cu}}} \quad (7.1.4-3)$$

- 式中 ξ_b ——相对界限受压区高度： $\xi_b = x_b/h_0$ ；
 x_b ——界限受压区高度；
 h_0 ——截面有效高度：纵向受拉钢筋合力点至截面受压边缘的距离；
 f_y ——普通钢筋抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.3-1 采用；
 f_{py} ——预应力钢筋抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.3-2 采用；
 E_s ——钢筋弹性模量，按本规范表 4.2.4 采用；
 σ_{p0} ——受拉区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力，按本规范公式 (6.1.5-3) 或公式 (6.1.5-6) 计算；
 ϵ_{cu} ——非均匀受压时的混凝土极限压应变，按本规范公式 (7.1.2-5) 计算；
 β_1 ——系数，按本规范第 7.1.3 条的规定计算。

注：当截面受拉区内配置有不同种类或不同预应力值的钢筋时，受弯构件的相对界限受压区高度应分别计算，并取其较小值。

7.1.5 纵向钢筋应力应按下列规定确定：

1 纵向钢筋应力宜按下列公式计算：

普通钢筋

$$\sigma_{si} = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (7.1.5-1)$$

预应力钢筋

$$\sigma_{pi} = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) + \sigma_{p0i} \quad (7.1.5-2)$$

2 纵向钢筋应力也可按下列近似公式计算：

普通钢筋

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) \quad (7.1.5-3)$$

预应力钢筋

$$\sigma_{pi} = \frac{f_{py} - \sigma_{p0i}}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) + \sigma_{p0i} \quad (7.1.5-4)$$

3 按公式 (7.1.5-1) 至公式 (7.1.5-4) 计算的纵向钢筋应力应符合下列条件:

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (7.1.5-5)$$

$$\sigma_{p0i} - f'_{py} \leq \sigma_{pi} \leq f_{py} \quad (7.1.5-6)$$

当计算的 σ_{si} 为拉应力且其值大于 f_y 时, 取 $\sigma_{si} = f_y$; 当 σ_{si} 为压应力且其绝对值大于 f'_y 时, 取 $\sigma_{si} = -f'_y$ 。当计算的 σ_{pi} 为拉应力且其值大于 f_{py} 时, 取 $\sigma_{pi} = f_{py}$; 当 σ_{pi} 为压应力且其绝对值大于 $(\sigma_{p0i} - f'_{py})$ 的绝对值时, 取 $\sigma_{pi} = \sigma_{p0i} - f'_{py}$ 。

式中 h_{0i} ——第 i 层纵向钢筋截面重心至截面受压边缘的距离;

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度;

σ_{si} 、 σ_{pi} ——第 i 层纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力, 正值代表拉应力, 负值代表压应力;

f'_y 、 f'_{py} ——纵向普通钢筋、预应力钢筋的抗压强度设计值, 按本规范表 4.2.3-1、表 4.2.3-2 确定;

σ_{p0i} ——第 i 层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力, 按本规范公式 (6.1.5-3) 或公式 (6.1.5-6) 计算。

7.1.6 对任意截面构件的正截面承载力, 可按本规范附录 F 的方法计算。

7.2 正截面受弯承载力计算

7.2.1 矩形截面或翼缘位于受拉边的倒 T 形截面受弯构件, 其正截面受弯承载力应符合下列规定 (图 7.2.1):

$$M \leqslant \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') - (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' (h_0 - a_p') \quad (7.2.1-1)$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f_y' A_s' + f_{py} A_p + (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' \quad (7.2.1-2)$$

混凝土受压区高度尚应符合下列条件：

$$x \leqslant \xi_b h_0 \quad (7.2.1-3)$$

$$x \geqslant 2a' \quad (7.2.1-4)$$

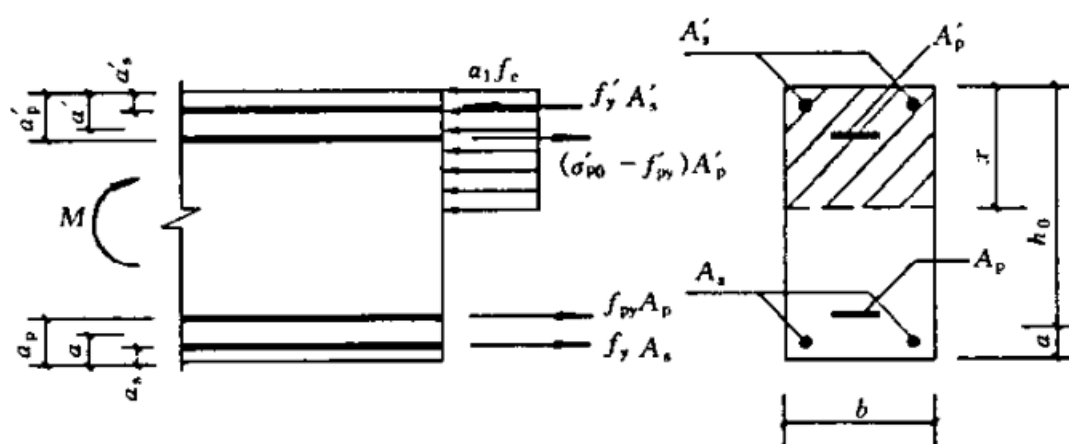


图 7.2.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

式中 M ——弯矩设计值；

α_1 ——系数，按本规范第 7.1.3 条的规定计算；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按本规范表 4.1.4 采用；

A_s 、 A_s' ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

A_p 、 A_p' ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

σ_{p0}' ——受压区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力；

b ——矩形截面的宽度或倒 T 形截面的腹板宽度；

h_0 ——截面有效高度；

a_s' 、 a_p' ——受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合

力点至截面受压边缘的距离；

a' ——受压区全部纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离，当受压区未配置纵向预应力钢筋或受压区纵向预应力钢筋应力 $(\sigma'_{p0} - f'_{py})$ 为拉应力时，公式(7.2.1-4)中的 a' 用 a'_s 代替。

7.2.2 翼缘位于受压区的T形、I形截面受弯构件（图7.2.2），其正截面受弯承载力应分别符合下列规定：

1 当满足下列条件时

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (7.2.2-1)$$

应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算；

2 当不满足公式(7.2.2-1)的条件时

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.2.2-2)$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (7.2.2-3)$$

式中 h'_f ——T形、I形截面受压区的翼缘高度；

b'_f ——T形、I形截面受压区的翼缘计算宽度，按本规范第7.2.3条的规定确定。

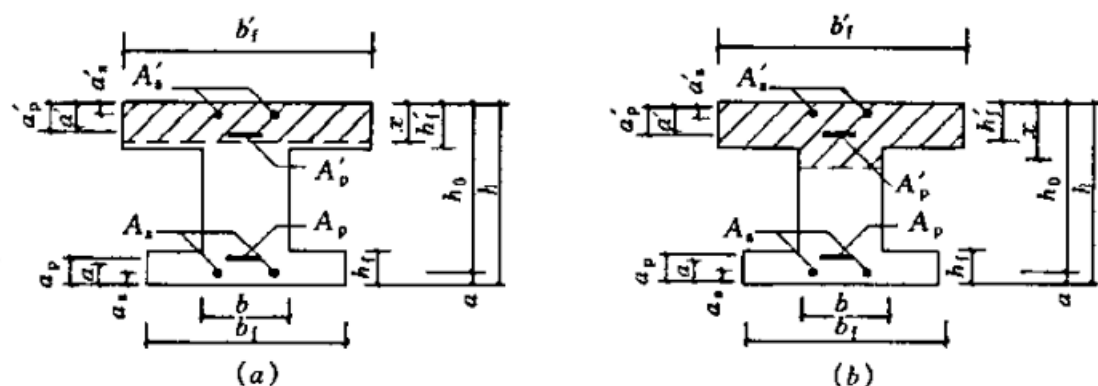


图 7.2.2 I形截面受弯构件受压区高度位置

(a) $x \leq h'_f$; (b) $x > h'_f$

按上述公式计算 T 形、I 形截面受弯构件时,混凝土受压区高度仍应符合本规范公式 (7.2.1-3) 和公式 (7.2.1-4) 的要求。

7.2.3 T 形、I 形及倒 L 形截面受弯构件位于受压区的翼缘计算宽度 b'_f 应按表 7.2.3 所列情况中的最小值取用。

表 7.2.3 T 形、I 形及倒 L 形截面受弯构件翼缘计算宽度 b'_f

情 况		T 形、I 形截面		倒 L 形截面
		肋形梁、肋形板	独立梁	肋形梁、肋形板
1	按计算跨度 l_0 考虑	$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
2	按梁 (纵肋) 净距 s_n 考虑	$b + s_n$	—	$b + s_n/2$
3	按翼缘高度 h'_f 考虑	$h'_f/h_0 \geq 0.1$	—	$b + 12h'_f$
		$0.1 > h'_f/h_0 \geq 0.05$	$b + 12h'_f$	$b + 6h'_f$
		$h'_f/h_0 < 0.05$	$b + 12h'_f$	b

注: 1 表中 b 为腹板宽度;

2 如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时, 则可不遵守表列情况 3 的规定;

3 对加腋的 T 形、I 形和倒 L 形截面, 当受压区加腋的高度 $h_h \geq h'_f$ 且加腋的宽度 $b_h \leq 3h_h$ 时, 其翼缘计算宽度可按表列情况 3 的规定分别增加 $2b_h$ (T 形、I 形截面) 和 b_h (倒 L 形截面);

4 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时, 其计算宽度应取腹板宽度 b 。

7.2.4 受弯构件正截面受弯承载力的计算, 应符合本规范公式 (7.2.1-3) 的要求。当由构造要求或按正常使用极限状态验算要求配置的纵向受拉钢筋截面面积大于受弯承载力要求的配筋面积时, 按本规范公式 (7.2.1-2) 或公式 (7.2.2-3) 计算的混凝土受压区高度 x , 可仅计入受弯承载力条件所需的纵向受拉钢筋截面面积。

7.2.5 当计算中计入纵向普通受压钢筋时, 应满足本规范公式 (7.2.1-4) 的条件; 当不满足此条件时, 正截面受弯承载力应符合下列规定:

$$M \leq f_{py} A_p (h - a_p - a'_s) + f_y A_s (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (a'_p - a'_s) \quad (7.2.5)$$

式中 a_s 、 a_p ——受拉区纵向普通钢筋、预应力钢筋至受拉边缘的距离。

7.2.6 环形和圆形截面受弯构件的正截面受弯承载力,应按本规范第 7.3.7 条和第 7.3.8 条的规定计算。但在计算时,应在公式(7.3.7-1)、公式(7.3.7-3)和公式(7.3.8-1)中取等号,并取轴向力设计值 $N=0$;同时,应将公式(7.3.7-2)、公式(7.3.7-4)和公式(7.3.8-2)中 $N\eta e_i$ 以弯矩设计值 M 代替。

7.3 正截面受压承载力计算

7.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件,当配置的箍筋符合本规范第 10.3 节的规定时,其正截面受压承载力应符合下列规定(图 7.3.1):

$$N \leq 0.9\varphi(f_c A + f_y' A_s') \quad (7.3.1)$$

式中 N ——轴向压力设计值;

φ ——钢筋混凝土构件的稳定系数,按表 7.3.1 采用;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值,按本规范表 4.1.4 采用;

A ——构件截面面积;

A_s' ——全部纵向钢筋的截面面积。

当纵向钢筋配筋率大于 3% 时,公式(7.3.1)中的 A 应改用 $(A - A_s')$ 代替。

表 7.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注:表中 l_0 为构件的计算长度,对钢筋混凝土柱可按本规范第 7.3.11 条的规定取用; b 为矩形截面的短边尺寸; d 为圆形截面的直径; i 为截面的最小回转半径。

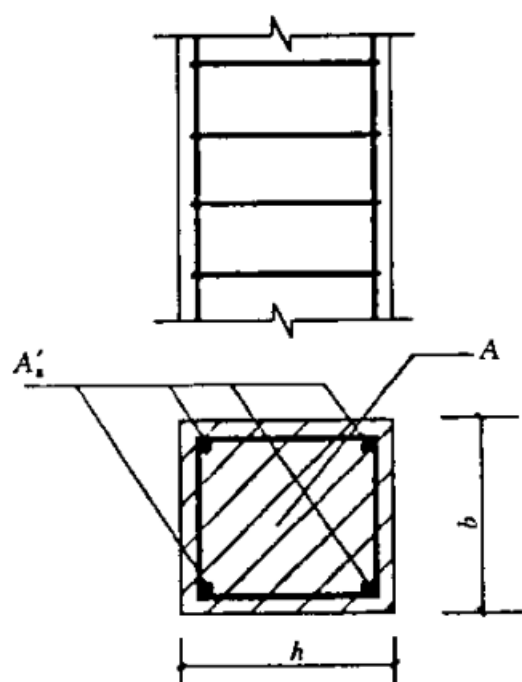


图 7.3.1 配置箍筋的钢筋混凝土
轴心受压构件

7.3.2 钢筋混凝土轴心受压构件，当配置的螺旋式或焊接环式间接钢筋符合本规范第 10.3 节的规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定（图 7.3.2）：

$$N \leqslant 0.9(f_c A_{\text{cor}} + f_y' A_s' + 2\alpha f_y A_{\text{ss0}}) \quad (7.3.2-1)$$

$$A_{\text{ss0}} = \frac{\pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} \quad (7.3.2-2)$$

式中 f_y ——间接钢筋的抗拉强度设计值；

A_{cor} ——构件的核心截面面积：间接钢筋内表面范围内的混凝土面积；

A_{ss0} ——螺旋式或焊接环式间接钢筋的换算截面面积；

d_{cor} ——构件的核心截面直径：间接钢筋内表面之间的距离；

- A_{ssl} ——螺旋式或焊接环式单根间接钢筋的截面面积；
 s ——间接钢筋沿构件轴线方向的间距；
 α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时，取 0.85，其间按线性内插法确定。

- 注：1 按公式 (7.3.2-1) 算得的构件受压承载力设计值不应大于按本规范公式 (7.3.1) 算得的构件受压承载力设计值的 1.5 倍；
 2 当遇到下列任意一种情况时，不应计入间接钢筋的影响，而应按本规范第 7.3.1 条的规定进行计算：
 1) 当 $l_0/d > 12$ 时；
 2) 当按公式 (7.3.2-1) 算得的受压承载力小于按本规范公式 (7.3.1) 算得的受压承载力时；
 3) 当间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} 小于纵向钢筋的全部截面面积的 25% 时。

7.3.3 在偏心受压构件的正截面承载力计算中，应计入轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距 e_a ，其值应取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值。

7.3.4 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力应符合下列规定 (图 7.3.4)：

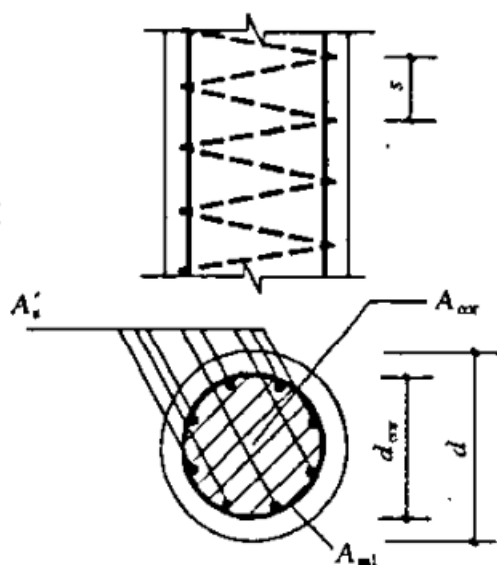


图 7.3.2 配置螺旋式间接钢筋的钢筋混凝土轴心受压构件

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f_y A'_s - \sigma_s A_s$$

$$- (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p - \sigma_p A_p$$

$$(7.3.4-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$- (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.3.4-2)$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a \quad (7.3.4-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.3.4-4)$$

式中 e ——轴向压力作用点至纵向普通受拉钢筋和预应力受拉钢筋的合力点的距离；

η ——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数，按本规范第 7.3.10 条的规定计算；

σ_s 、 σ_p ——受拉边或受压较小边的纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力；

e_i ——初始偏心距；

a ——纵向普通受拉钢筋和预应力受拉钢筋的合力点至截面近边缘的距离；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距： $e_0 = M/N$ ；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 7.3.3 条确定。

在按上述规定计算时，尚应符合下列要求：

1 钢筋的应力 σ_s 、 σ_p 可按下列情况计算：

1) 当 $\xi \leq \xi_b$ 时为大偏心受压构件，取 $\sigma_s = f_y$ 及 $\sigma_p = f_{py}$ ，此处， ξ 为相对受压区高度， $\xi = x/h_0$ ；

2) 当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件， σ_s 、 σ_p 按本规范第 7.1.5 条的规定进行计算。

2 当计算中计入纵向普通受压钢筋时，受压区高度应满足本规范公式 (7.2.1-4) 的条件；当不满足此条件时，其正截面受压承载力可按本规范第 7.2.5 条的规定进行计算，此时，应将本规范公式 (7.2.5) 中的 M 以 Ne'_s 代替，此处， e'_s 为轴向压力作用点至受压区纵向普通钢筋合力点的距离；在计算中应计入偏心距增大系数，初始偏心距应按公式 (7.3.4-4) 确定。

3 矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件，当 $N > f_c b h$ 时，尚应按下列公式进行验算：

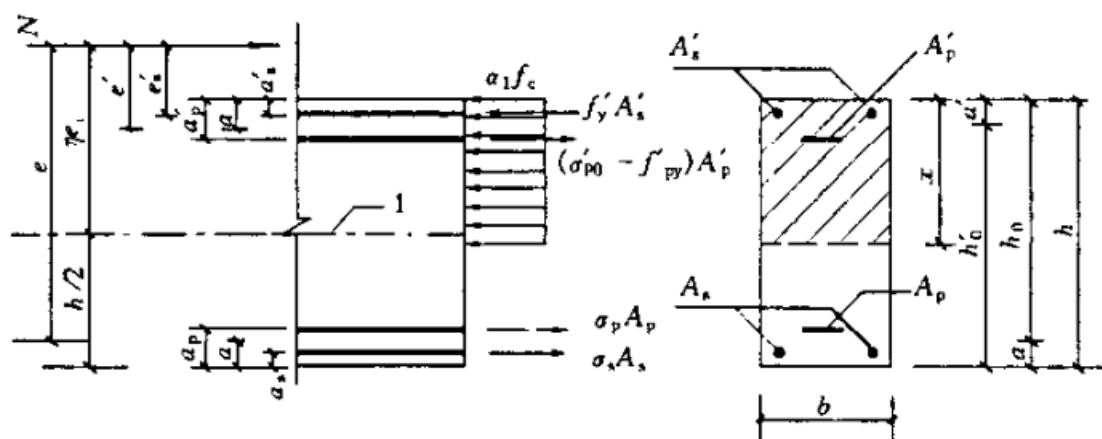


图 7.3.4 矩形截面偏心受压构件正截面
受压承载力计算
1—截面重心轴

$$Ne' \leq f_c b h \left(h_0' - \frac{h}{2} \right) + f_y A_s (h_0' - a_s) - (\sigma_{p0} - f_{py}) A_p (h_0' - a_p) \quad (7.3.4-5)$$

$$e' = \frac{h}{2} - a' - (e_0 - e_a) \quad (7.3.4-6)$$

式中 e' ——轴向压力作用点至受压区纵向普通钢筋和预应力钢筋的合力点的距离；

h_0' ——纵向受压钢筋合力点至截面远边的距离。

4 矩形截面对称配筋 ($A_s' = A_s$) 的钢筋混凝土小偏心受压构件，也可按下列近似公式计算纵向钢筋截面面积：

$$A_s' = \frac{Ne - \xi(1 - 0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f_y (h_0 - a_s')} \quad (7.3.4-7)$$

此处，相对受压区高度 ξ 可按下列公式计算：

$$\xi = \frac{N - \xi_b \alpha_1 f_c b h_0}{\frac{Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a_s')} + \alpha_1 f_c b h_0} + \xi_b \quad (7.3.4-8)$$

7.3.5 I 形截面偏心受压构件的受压翼缘计算宽度 b_f' 应按本规

范第 7.2.3 条确定, 其正截面受压承载力应符合下列规定:

1 当受压区高度 $x \leq h'_f$ 时, 应按宽度为受压翼缘计算宽度 b'_f 的矩形截面计算。

2 当受压区高度 $x > h'_f$ 时 (图 7.3.5), 应符合下列规定:

$$N \leq \alpha_1 f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] + f_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (7.3.5-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) + \sigma_p A_p (h_0 - a_p) - \sigma_s A_s (h_0 - a_s) \quad (7.3.5-2)$$

公式中的钢筋应力 σ_s 、 σ_p 以及是否考虑纵向普通受压钢筋的作用, 均应按本规范第 7.3.4 条的有关规定确定。

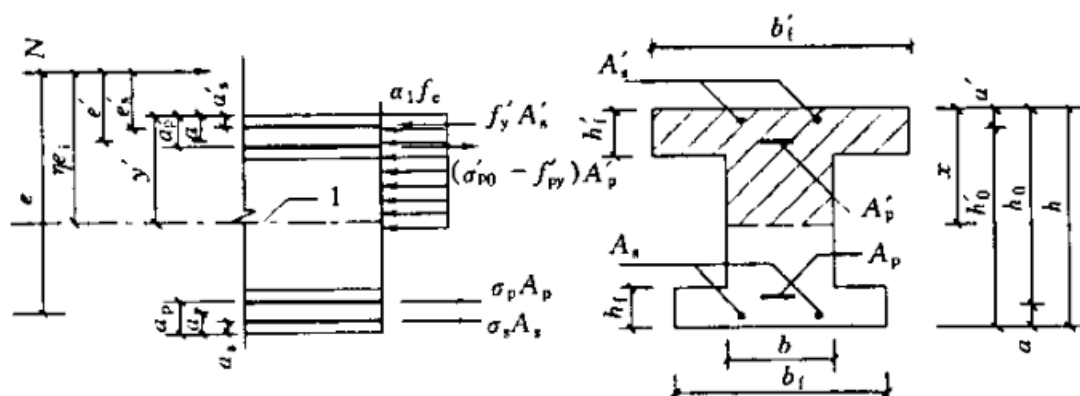


图 7.3.5 I 形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

1—截面重心轴

3 当 $x > (h - h'_f)$ 时, 其正截面受压承载力计算应计入受压较小边翼缘受压部分的作用, 此时, 受压较小边翼缘计算宽度 b_f 应按本规范第 7.2.3 条确定。

4 对采用非对称配筋的小偏心受压构件, 当 $N > f_c A$ 时, 尚应按下列公式进行验算:

$$Ne' \leq f_c \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b_f - b) h_f \left(h'_0 - \frac{h_f}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(\frac{h'_f}{2} - a' \right) \right] + f_y A_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f_{py}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (7.3.5-3)$$

$$e' = y' - a' - (e_0 - e_a) \quad (7.3.5-4)$$

式中 y' ——截面重心至离轴向压力较近一侧受压边的距离，当截面对称时，取 $y' = h/2$ 。

注：对仅在离轴向压力较近一侧有翼缘的 T 形截面，可取 $b_f = b$ ；对仅在离轴向压力较远一侧有翼缘的倒 T 形截面，可取 $b'_f = b$ 。

7.3.6 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的矩形、T 形或 I 形截面钢筋混凝土偏心受压构件（图 7.3.6），其正截面受压承载力宜符合下列规定：

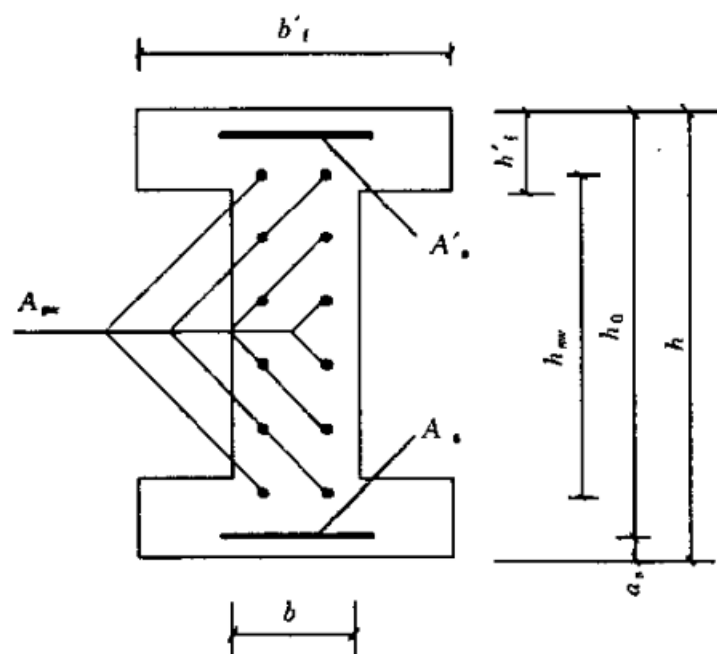


图 7.3.6 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面

$$N \leq \alpha_1 f_c [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + f_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (7.3.6-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c \left[\xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (7.3.6-2)$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta_1}{0.5\beta_1\omega} \right) f_{yw} A_{sw} \quad (7.3.6-3)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1\omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (7.3.6-4)$$

- 式中 A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积；
 f_{yw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋强度设计值，按本规范表 4.2.3-1 采用；
 N_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向压力，当 $\xi > \beta_1$ 时，取 $\xi = \beta_1$ 计算；
 M_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对 A_s 重心的力矩，当 $\xi > \beta_1$ 时，取 $\xi = \beta_1$ 计算；
 ω ——均匀配置纵向钢筋区段的高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值， $\omega = h_{sw}/h_0$ ，宜选取 $h_{sw} = h_0 - a'_s$ 。

受拉边或受压较小边钢筋 A_s 中的应力 σ_s 以及在计算中是否考虑受压钢筋和受压较小边翼缘受压部分的作用，应按本规范第 7.3.4 条和第 7.3.5 条的有关规定确定。

注：本条适用于截面腹部均匀配置纵向钢筋的数量每侧不少于 4 根的情况。

7.3.7 沿周边均匀配置纵向钢筋的环形截面偏心受压构件（图 7.3.7），其正截面受压承载力宜符合下列规定：

1 钢筋混凝土构件

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (7.3.7-1)$$

$$N \eta e_i \leq \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{(\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t)}{\pi} \quad (7.3.7-2)$$

2 预应力混凝土构件

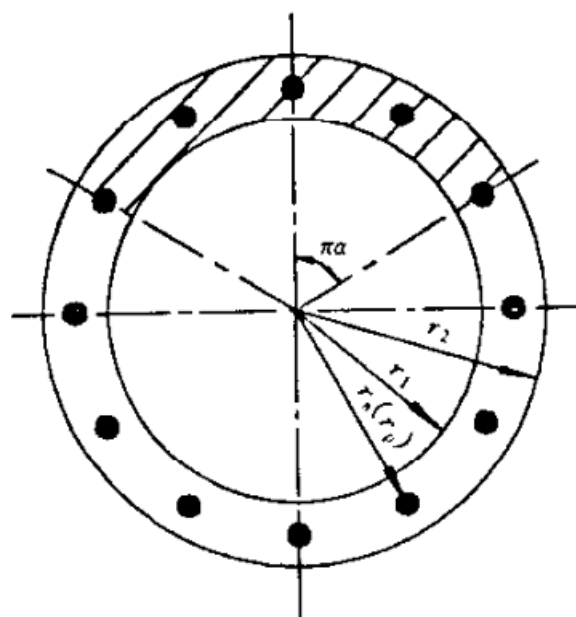


图 7.3.7 沿周边均匀配筋的环形截面

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A - \sigma_{p0} A_p + \alpha f_{py} A_p - \alpha_1 (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p \quad (7.3.7-3)$$

$$N \eta e_i \leq \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_{py} A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha_1}{\pi} \quad (7.3.7-4)$$

在上述各公式中的系数和偏心距，应按下列公式计算：

$$\alpha_1 = 1 - 1.5\alpha \quad (7.3.7-5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.3.7-6)$$

式中 A ——环形截面面积；

A_s ——全部纵向普通钢筋的截面面积；

A_p ——全部纵向预应力钢筋的截面面积；

r_1 、 r_2 ——环形截面的内、外半径；

r_s ——纵向普通钢筋重心所在圆周的半径；

r_p ——纵向预应力钢筋重心所在圆周的半径；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 7.3.3 条确定；

α ——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值;

α_t ——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值, 当 $\alpha > 2/3$ 时, 取 $\alpha_t = 0$ 。

3 当 $\alpha < \arccos\left(\frac{2r_2}{r_1 + r_2}\right) / \pi$ 时, 环形截面偏心受压构件可按本规范第 7.3.8 条规定的圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力公式计算。

注: 本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根且 $r_1/r_2 \geq 0.5$ 的情况。

7.3.8 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件 (图 7.3.8), 其正截面受压承载力宜符合下列规定:

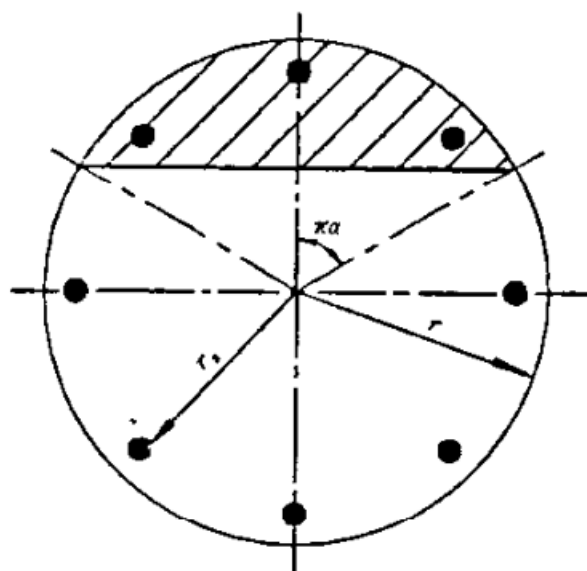


图 7.3.8 沿周边均匀配筋的圆形截面

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (7.3.8-1)$$

$$N \eta e_i \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (7.3.8-2)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (7.3.8-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.3.8-4)$$

式中 A ——圆形截面面积;

- A_s ——全部纵向钢筋的截面面积；
 r ——圆形截面的半径；
 r_s ——纵向钢筋重心所在圆周的半径；
 e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距；
 e_a ——附加偏心距，按本规范第 7.3.3 条确定；
 α ——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角 (rad) 与 2π 的比值；
 α_t ——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值，当 $\alpha > 0.625$ 时，取 $\alpha_t = 0$ 。

注：本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根的情况。

7.3.9 各类混凝土结构中的偏心受压构件，均应在其正截面受压承载力计算中考虑结构侧移和构件挠曲引起的附加内力。

在确定偏心受压构件的内力设计值时，可近似考虑二阶弯矩对轴向压力偏心距的影响，将轴向压力对截面重心的初始偏心距 e_i 乘以本规范第 7.3.10 条规定的偏心距增大系数 η ；也可根据本规范第 7.3.12 条规定的构件修正抗弯刚度，用考虑二阶效应的弹性分析方法，直接计算出结构构件各控制截面包括弯矩设计值在内的内力设计值，并按相应的内力设计值进行各构件的截面设计。

7.3.10 对矩形、T 形、I 形、环形和圆形截面偏心受压构件，其偏心距增大系数可按下列公式计算：

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (7.3.10-1)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N} \quad (7.3.10-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (7.3.10-3)$$

式中 l_0 ——构件的计算长度，按本规范第 7.3.11 条确定；

h ——截面高度；其中，对环形截面，取外直径；对圆形截面，取直径；

h_0 ——截面有效高度；其中，对环形截面，取 $h_0 = r_2 + r_s$ ；对圆形截面，取 $h_0 = r + r_s$ ；此处， r 、 r_2 和 r_s 按本规范第 7.3.7 条和第 7.3.8 条的规定取用；

ζ_1 ——偏心受压构件的截面曲率修正系数，当 $\zeta_1 > 1.0$ 时，取 $\zeta_1 = 1.0$ ；

A ——构件的截面面积；对 T 形、I 形截面，均取 $A = bh + 2(b'_f - b)h'_f$ ；

ζ_2 ——构件长细比对截面曲率的影响系数，当 $l_0/h < 15$ 时，取 $\zeta_2 = 1.0$ 。

注：当偏心受压构件的长细比 $l_0/i \leq 17.5$ 时，可取 $\eta = 1.0$ 。

7.3.11 轴心受压和偏心受压柱的计算长度 l_0 可按下列规定确定：

1 刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱，其计算长度 l_0 可按表 7.3.11-1 取用。

表 7.3.11-1 刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱的计算长度

柱 的 类 别		l_0		
		排架方向	垂直排架方向	
			有柱间支撑	无柱间支撑
无吊车房屋柱	单 跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
	两跨及多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$
有吊车房屋柱	上 柱	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$1.5H_u$
	下 柱	$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$
露天吊车柱和栈桥柱		$2.0H_l$	$1.0H_l$	—

注：1 表中 H 为从基础顶面算起的柱子全高； H_l 为从基础顶面至装配式吊车梁底面或现浇式吊车梁顶面的柱子下部高度； H_u 为从装配式吊车梁底面或从现浇式吊车梁顶面算起的柱子上部高度；

2 表中有吊车房屋排架柱的计算长度，当计算中不考虑吊车荷载时，可按无吊车房屋柱的计算长度采用，但上柱的计算长度仍可按有吊车房屋采用；

3 表中有吊车房屋排架柱的上柱在排架方向的计算长度，仅适用于 $H_u/H_l \geq 0.3$ 的情况；当 $H_u/H_l < 0.3$ 时，计算长度宜采用 $2.5H_u$ 。

2 一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构, 各层柱的计算长度 l_0 可按表 7.3.11-2 取用。

表 7.3.11-2 框架结构各层柱的计算长度

楼 盖 类 型	柱 的 类 别	l_0
现 浇 楼 盖	底 层 柱	$1.0H$
	其余各层柱	$1.25H$
装 配 式 楼 盖	底 层 柱	$1.25H$
	其余各层柱	$1.5H$

注: 表中 H 对底层柱为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度; 对其余各层柱为上、下两层楼盖顶面之间的高度。

3 当水平荷载产生的弯矩设计值占总弯矩设计值的 75% 以上时, 框架柱的计算长度 l_0 可按下列两个公式计算, 并取其中的较小值:

$$l_0 = [1 + 0.15(\psi_u + \psi_l)]H \quad (7.3.11-1)$$

$$l_0 = (2 + 0.2\psi_{\min})H \quad (7.3.11-2)$$

式中 ψ_u 、 ψ_l ——柱的上端、下端节点处交汇的各柱线刚度之和与交汇的各梁线刚度之和的比值;

$\psi_{\min}$ ——比值 ψ_u 、 ψ_l 中的较小值;

H ——柱的高度, 按表 7.3.11-2 的注采用。

7.3.12 当采用考虑二阶效应的弹性分析方法时, 宜在结构分析中对构件的弹性抗弯刚度 $E_c I$ 乘以下列折减系数: 对梁, 取 0.4; 对柱, 取 0.6; 对剪力墙及核心筒壁, 取 0.45。此时, 在按本规范第 7.3 节进行正截面受压承载力计算的有关公式中, ηe_i 均应以 $(M/N + e_a)$ 代替, 此处, M 、 N 为按考虑二阶效应的弹性分析方法直接计算求得的弯矩设计值和相应的轴向力设计值。

注: 当验算表明剪力墙或核心筒底部正截面不开裂时, 其刚度折减系数可取 0.7。

7.3.13 偏心受压构件除应计算弯矩作用平面的受压承载力外,

尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的受压承载力，此时，可不计入弯矩的作用，但应考虑稳定系数 φ 的影响。

7.3.14 对截面具有两个互相垂直的对称轴的钢筋混凝土双向偏心受压构件（图 7.3.14），其正截面受压承载力可选用下列两种方法之一进行计算：

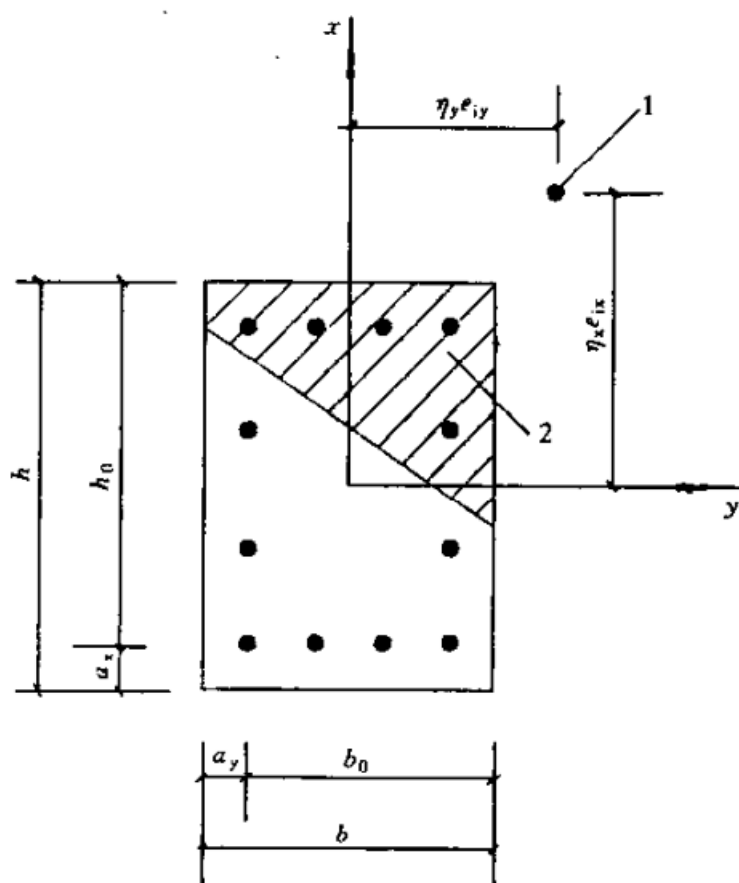


图 7.3.14 双向偏心受压构件截面

1—轴向压力作用点；2—受压区

1 按本规范附录 F 的方法计算，此时，附录 F 公式(F.0.1-7)和公式(F.0.1-8)中的 M_x 、 M_y 应分别用 $N\eta_x e_{ix}$ 、 $N\eta_y e_{iy}$ 代替，其中，初始偏心距应按下列公式计算：

$$e_{ix} = e_{0x} + e_{ax} \quad (7.3.14-1)$$

$$e_{iy} = e_{0y} + e_{ay} \quad (7.3.14-2)$$

式中 e_{0x} 、 e_{0y} ——轴向压力对通过截面重心的 y 轴、 x 轴的偏心距： $e_{0x} = M_{0x}/N$ 、 $e_{0y} = M_{0y}/N$ ；

M_{0x} 、 M_{0y} ——未考虑附加弯矩时轴向压力在 x 轴、 y 轴方向的弯矩设计值；

e_{ax} 、 e_{ay} —— x 轴、 y 轴方向上的附加偏心距，按本规范第 7.3.3 条的规定确定；

η_x 、 η_y —— x 轴、 y 轴方向上的偏心距增大系数，按本规范第 7.3.10 条的规定确定。

2 按下列近似公式计算：

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (7.3.14-3)$$

式中 N_{u0} ——构件的截面轴心受压承载力设计值；

N_{ux} ——轴向压力作用于 x 轴并考虑相应的计算偏心距 $\eta_x e_{ix}$ 后，按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值，此处， η_x 应按本规范第 7.3.10 条的规定计算；

N_{uy} ——轴向压力作用于 y 轴并考虑相应的计算偏心距 $\eta_y e_{iy}$ 后，按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值，此处， η_y 应按本规范第 7.3.10 条的规定计算。

构件的截面轴心受压承载力设计值 N_{u0} ，可按本规范公式 (7.3.1) 计算，但应取等号，将 N 以 N_{u0} 代替，且不考虑稳定系数 φ 及系数 0.9。

构件的偏心受压承载力设计值 N_{ux} ，可按下列情况计算：

- 1) 当纵向钢筋沿截面两对边配置时， N_{ux} 可按本规范第 7.3.4 条或第 7.3.5 条的规定进行计算，但应取等号，将 N 以 N_{ux} 代替。
- 2) 当纵向钢筋沿截面腹部均匀配置时， N_{ux} 可按本规范第 7.3.6 条的规定进行计算，但应取等号，将 N 以 N_{ux} 代替。

构件的偏心受压承载力设计值 N_{uy} 可采用与 N_{ux} 相同的方法计算。

7.4 正截面受拉承载力计算

7.4.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p \quad (7.4.1)$$

式中 N ——轴向拉力设计值；

A_s 、 A_p ——纵向普通钢筋、预应力钢筋的全部截面面积。

7.4.2 矩形截面偏心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

1 小偏心受拉构件

当轴向拉力作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A'_s 与 A'_p 的合力点之间时 (图 7.4.2a)：

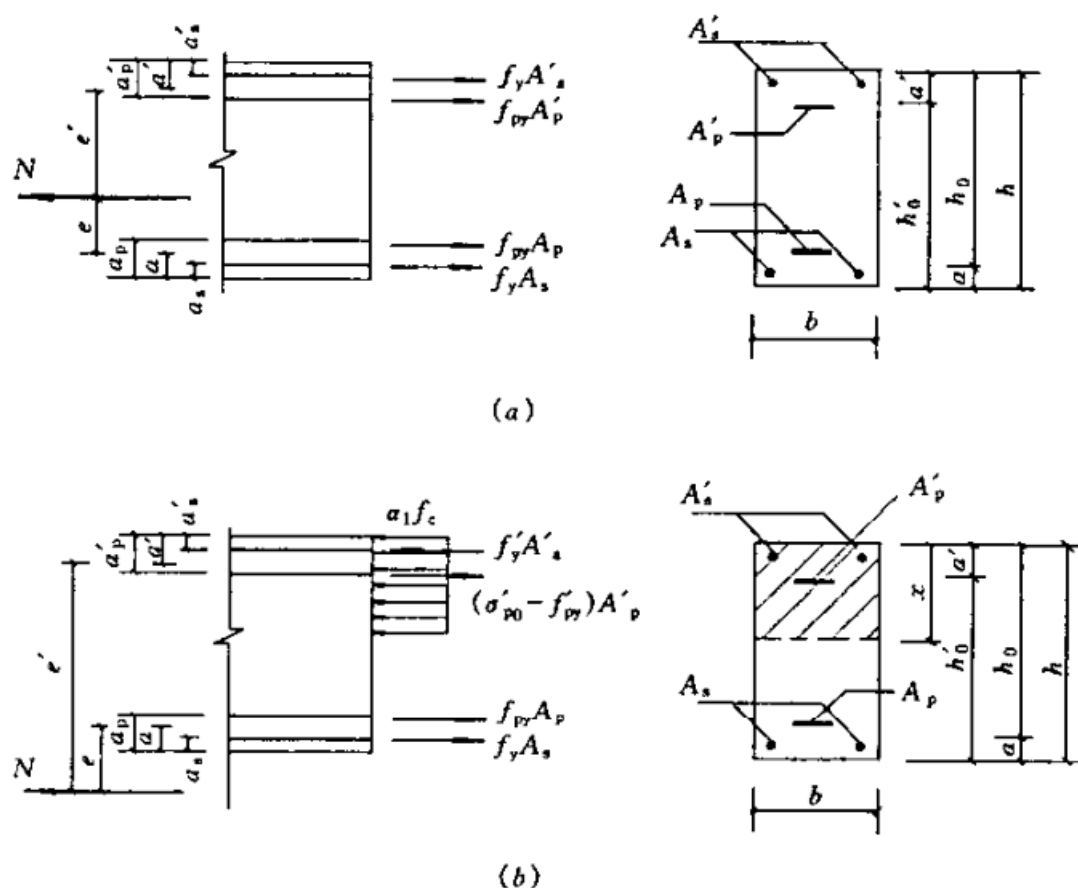


图 7.4.2 矩形截面偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

(a) 小偏心受拉构件；(b) 大偏心受拉构件

$$Ne \leq f_y A'_s (h_0 - a'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.4.2-1)$$

$$Ne' \leq f_y A_s (h'_0 - a_s) + f_{py} A_p (h'_0 - a_p) \quad (7.4.2-2)$$

2 大偏心受拉构件

当轴向拉力不作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A'_s 与 A'_p 的合力点之间时 (图 7.4.2b):

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \alpha_1 f_c b x \quad (7.4.2-3)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.4.2-4)$$

此时, 混凝土受压区的高度应满足本规范公式 (7.2.1-3) 的要求。当计算中计入纵向普通受压钢筋时, 尚应满足本规范公式 (7.2.1-4) 的条件; 当不满足时, 可按公式 (7.4.2-2) 计算。

3 对称配筋的矩形截面偏心受拉构件, 不论大、小偏心受拉情况, 均可按公式 (7.4.2-2) 计算。

7.4.3 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的矩形、T 形或 I 形截面钢筋混凝土偏心受拉构件, 其正截面受拉承载力应符合本规范公式 (7.4.4-1) 的规定, 式中正截面受弯承载力设计值 M_u 可按本规范公式 (7.3.6-1) 和公式 (7.3.6-2) 进行计算, 但应取等号, 同时应分别取 $N=0$ 和以 M_u 代替 Ne 。

沿周边均匀配置纵向钢筋的环形和圆形截面偏心受拉构件, 其正截面受拉承载力应符合本规范公式 (7.4.4-1) 的规定, 式中的正截面受弯承载力设计值 M_u 可按本规范第 7.2.6 条的规定进行计算, 但应取等号, 并以 M_u 代替 $N\eta e_i$ 。

7.4.4 对称配筋的矩形截面钢筋混凝土双向偏心受拉构件, 其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{u0}} + \frac{e_0}{M_u}} \quad (7.4.4-1)$$

式中 N_{u0} ——构件的轴心受拉承载力设计值；
 e_0 ——轴向拉力作用点至截面重心的距离；
 M_u ——按通过轴向拉力作用点的弯矩平面计算的正截面受弯承载力设计值。

构件的轴心受拉承载力设计值 N_{u0} ，按本规范公式 (7.4.1) 计算，但应取等号，并以 N_{u0} 代替 N 。按通过轴向拉力作用点的弯矩平面计算的正截面受弯承载力设计值 M_u ，可按本规范第 7.1 节的规定进行计算。

公式 (7.4.4-1) 中的 e_0/M_u 也可按下列公式计算：

$$\frac{e_0}{M_u} = \sqrt{\left(\frac{e_{0x}}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{e_{0y}}{M_{uy}}\right)^2} \quad (7.4.4-2)$$

式中 e_{0x} 、 e_{0y} ——轴向拉力对通过截面重心的 y 轴、 x 轴的偏心距；

M_{ux} 、 M_{uy} —— x 轴、 y 轴方向的正截面受弯承载力设计值，按本规范第 7.2 节的规定计算。

7.5 斜截面承载力计算

7.5.1 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件，其受剪截面应符合下列条件：

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (7.5.1-1)$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.2\beta_c f_c b h_0 \quad (7.5.1-2)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时，按线性内插法确定。

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值；

β_c ——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$ ；其间按线性内插法确定；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按本规范表 4.1.4 采用；

b ——矩形截面的宽度，T形截面或I形截面的腹板宽度；

h_0 ——截面的有效高度；

h_w ——截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度；对T形截面，取有效高度减去翼缘高度；对I形截面，取腹板净高。

注：1 对T形或I形截面的简支受弯构件，当有实践经验时，公式(7.5.1-1)中的系数可改用0.3；

2 对受拉边倾斜的构件，当有实践经验时，其受剪截面的控制条件可适当放宽。

7.5.2 在计算斜截面的受剪承载力时，其剪力设计值的计算截面应按下列规定采用：

1 支座边缘处的截面（图7.5.2a、b截面1-1）；

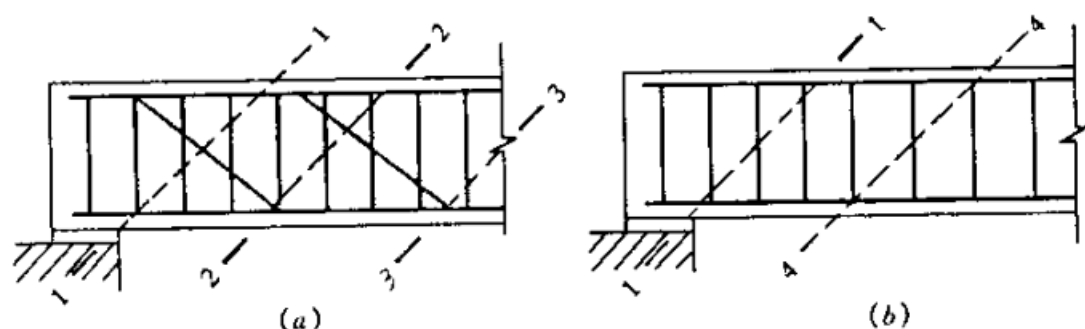


图 7.5.2 斜截面受剪承载力剪力设计值的计算截面

(a) 弯起钢筋；(b) 箍筋

1-1 支座边缘处的斜截面；2-2、3-3 受拉区弯起钢筋弯起点的斜截面；4-4 箍筋截面面积或间距改变处的斜截面

2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面（图7.5.2a 截面2-2、3-3）；

3 箍筋截面面积或间距改变处的截面（图7.5.2b 截面4-4）；

4 腹板宽度改变处的截面。

注：1 对受拉边倾斜的受弯构件，尚应包括梁的高度开始变化处、集中荷载作用处和其他不利的截面；

- 2 箍筋的间距以及弯起钢筋前一排（对支座而言）的弯起点至后一排的弯终点的距离，应符合本规范第 10.2.10 条和第 10.2.8 条的构造要求。

7.5.3 不配置箍筋和弯起钢筋的一般板类受弯构件，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leqslant 0.7\beta_h f_t b h_0 \quad (7.5.3-1)$$

$$\beta_h = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{1/4} \quad (7.5.3-2)$$

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值；

β_h ——截面高度影响系数：当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 800\text{mm}$ ；当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 2000\text{mm}$ ；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，按本规范表 4.1.4 采用。

7.5.4 矩形、T 形和 I 形截面的一般受弯构件，当仅配置箍筋时，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leqslant V_{cs} + V_p \quad (7.5.4-1)$$

$$V_{cs} = 0.7f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (7.5.4-2)$$

$$V_p = 0.05N_{p0} \quad (7.5.4-3)$$

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值；

V_{cs} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值；

V_p ——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积： $A_{sv} = nA_{sv1}$ ，此处， n 为在同一截面内箍筋的肢数， A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积；

s ——沿构件长度方向的箍筋间距；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.3-1 中的 f_y 值采用；

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应

力钢筋及非预应力钢筋的合力，按本规范第 6.1.14 条计算；当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时，取 $N_{p0} = 0.3f_c A_0$ ，此处， A_0 为构件的换算截面面积。

对集中荷载作用下（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）的独立梁，当按公式 (7.5.4-1) 计算时，应将公式 (7.5.4-2) 改为下列公式：

$$V_{cs} = \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (7.5.4-4)$$

式中 λ ——计算截面的剪跨比，可取 $\lambda = a/h_0$ ， a 为集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离；当 $\lambda < 1.5$ 时，取 $\lambda = 1.5$ ，当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ ；集中荷载作用点至支座之间的箍筋，应均匀配置。

注：1 对合力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况，以及预应力混凝土连续梁和允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁，均应取 $V_p = 0$ ；

2 对先张法预应力混凝土构件，在计算合力 N_{p0} 时，应按本规范第 6.1.9 条和第 8.1.8 条的规定考虑预应力钢筋传递长度的影响。

7.5.5 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件，当配置箍筋和弯起钢筋时，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq V_{cs} + V_p + 0.8f_y A_{sb} \sin \alpha_s + 0.8f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p \quad (7.5.5)$$

式中 V ——配置弯起钢筋处的剪力设计值，按本规范第 7.5.6 条的规定取用；

V_p ——由预加力所提高的构件的受剪承载力设计值，按本规范公式 (7.5.4-3) 计算，但计算合力 N_{p0} 时不考虑预应力弯起钢筋的作用；

A_{sb} 、 A_{pb} ——同一弯起平面内的非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积；

α_s 、 α_p ——斜截面上非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

7.5.6 计算弯起钢筋时，其剪力设计值可按下列规定取用（图 7.5.2a）：

1 计算第一排（对支座而言）弯起钢筋时，取支座边缘处的剪力值；

2 计算以后的每一排弯起钢筋时，取前一排（对支座而言）弯起钢筋弯起点处的剪力值。

7.5.7 矩形、T形和I形截面的一般受弯构件，当符合下列公式的要求时：

$$V \leq 0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0} \quad (7.5.7-1)$$

集中荷载作用下的独立梁，当符合下列公式的要求时：

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_tbh_0 + 0.05N_{p0} \quad (7.5.7-2)$$

均可不进行斜截面的受剪承载力计算，而仅需根据本规范第 10.2.9 条、第 10.2.10 条和第 10.2.11 条的有关规定，按构造要求配置箍筋。

7.5.8 受拉边倾斜的矩形、T形和I形截面的受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定（图 7.5.8）：

$$V \leq V_{cs} + V_{sp} + 0.8f_yA_{sb}\sin\alpha_s \quad (7.5.8-1)$$

$$V_{sp} = \frac{M - 0.8(\sum f_{yv}A_{sv}z_{sv} + \sum f_yA_{sb}z_{sb})}{z + c\tan\beta} \tan\beta \quad (7.5.8-2)$$

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值；

M ——构件斜截面受压区末端的弯矩设计值；

V_{cs} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值，按本规范公式（7.5.4-2）或公式（7.5.4-4）计算，其中， h_0 取斜截面受拉区始端的垂直截面有效高度；

V_{sp} ——构件截面上受拉边倾斜的纵向非预应力和预应力受

注：在梁截面高度开始变化处，斜截面的受剪承载力应按等截面高度梁和变截面高度梁的有关公式分别计算，并按其中不利者配置箍筋和弯起钢筋。

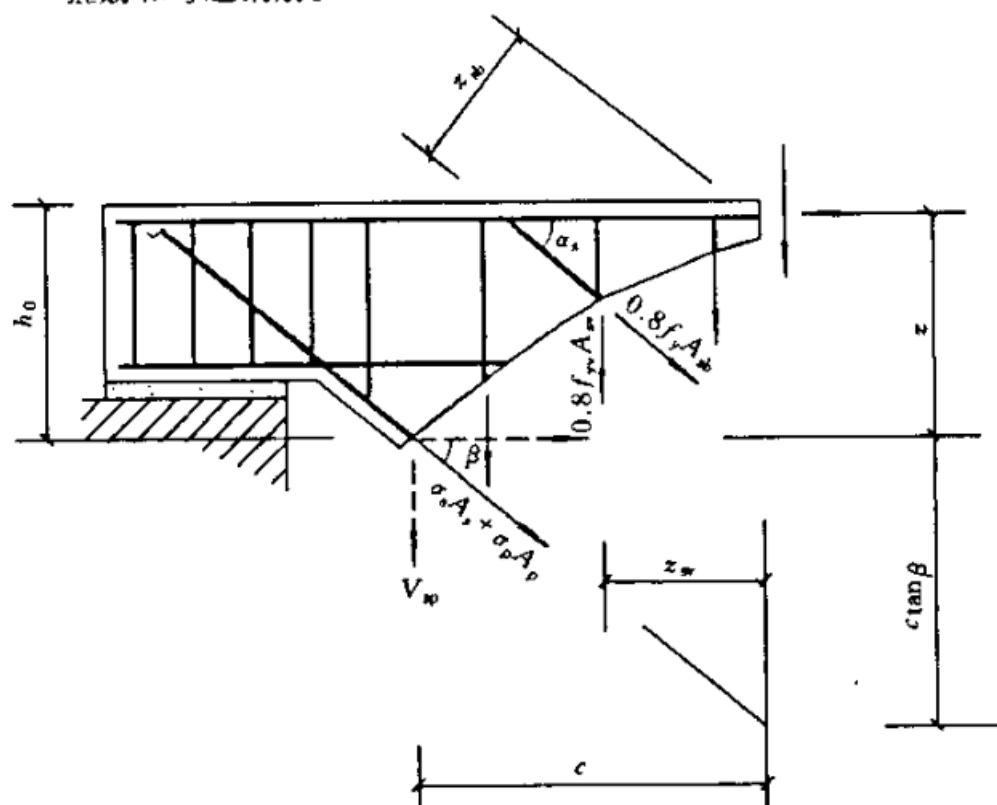


图 7.5.8 受拉边倾斜的受弯构件斜截面受剪承载力计算

7.5.9 受弯构件斜截面的受弯承载力应符合下列规定 (图 7.5.9):

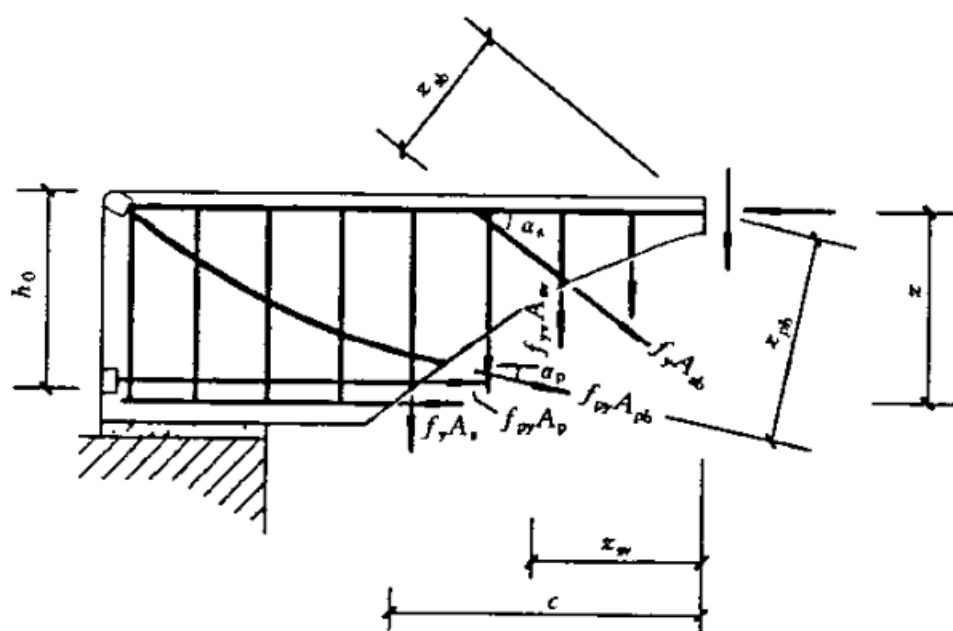


图 7.5.9 受弯构件斜截面受弯承载力计算

$$M \leq (f_y A_s + f_{py} A_p) z + \sum f_y A_{sb} z_{sb} + \sum f_{py} A_{pb} z_{pb} + \sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} \quad (7.5.9-1)$$

此时, 斜截面的水平投影长度 c 可按下列条件确定:

$$V = \sum f_y A_{sb} \sin \alpha_s + \sum f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p + \sum f_{yv} A_{sv} \quad (7.5.9-2)$$

式中 V ——斜截面受压区末端的剪力设计值;

z ——纵向非预应力和预应力受拉钢筋的合力至受压区合力点的距离, 可近似取 $z = 0.9h_0$;

z_{sb} 、 z_{pb} ——同一弯起平面内的非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的合力至斜截面受压区合力点的距离;

z_{sv} ——同一斜截面上箍筋的合力至斜截面受压区合力点的距离。

在计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的斜截面受弯承载力时, 公式中的 f_{py} 应按下列规定确定:

锚固区内的纵向预应力钢筋抗拉强度设计值在锚固起点处应取为零, 在锚固终点处应取为 f_{py} , 在两点之间可按线性内插法

确定。此时，纵向预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按本规范第 9.3.1 条确定。

7.5.10 受弯构件中配置的纵向钢筋和箍筋，当符合本规范第 9.3.1 条至第 9.3.3 条、第 10.2.2 条至第 10.2.4 条、第 10.2.7 条和第 10.2.10 条规定的构造要求时，可不进行构件斜截面的受弯承载力计算。

7.5.11 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受压构件和偏心受拉构件，其受剪截面应符合本规范第 7.5.1 条的规定。

7.5.12 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07N \quad (7.5.12)$$

式中 λ ——偏心受压构件计算截面的剪跨比；

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.3f_c A$ 时，取 $N = 0.3f_c A$ ，此处， A 为构件的截面面积。

计算截面的剪跨比应按下列规定取用：

1 对各类结构的框架柱，宜取 $\lambda = M / (Vh_0)$ ；对框架结构中的框架柱，当其反弯点在层高范围内时，可取 $\lambda = H_n / (2h_0)$ ；当 $\lambda < 1$ 时，取 $\lambda = 1$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ ；此处， M 为计算截面上与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值， H_n 为柱净高。

2 对其他偏心受压构件，当承受均布荷载时，取 $\lambda = 1.5$ ；当承受符合本规范第 7.5.4 条规定的集中荷载时，取 $\lambda = a / h_0$ ，当 $\lambda < 1.5$ 时，取 $\lambda = 1.5$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ ；此处， a 为集中荷载至支座或节点边缘的距离。

7.5.13 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，当符合下列公式的要求时：

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07N \quad (7.5.13)$$

可不进行斜截面受剪承载力计算,而仅需根据本规范第 10.3.2 条的规定,按构造要求配置箍筋。式中的剪跨比和轴向压力设计值应按本规范第 7.5.12 条确定。

7.5.14 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受拉构件,其斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (7.5.14)$$

式中 N ——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值;

λ ——计算截面的剪跨比,按本规范第 7.5.12 条确定。

当公式 (7.5.14) 右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时,应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$,且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不得小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

7.5.15 圆形截面的钢筋混凝土受弯构件和偏心受压构件,其斜截面受剪承载力可按本规范第 7.5.1 至第 7.5.13 条计算,此时,上述条文公式中的截面宽度 b 和截面有效高度 h_0 应分别以 $1.76r$ 和 $1.6r$ 代替,此处, r 为圆形截面的半径。

7.5.16 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱,其受剪截面应符合下列条件:

$$V_x \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \cos \theta \quad (7.5.16-1)$$

$$V_y \leq 0.25 \beta_c f_c h b_0 \sin \theta \quad (7.5.16-2)$$

式中 V_x —— x 轴方向的剪力设计值,对应的截面有效高度为 h_0 ,截面宽度为 b ;

V_y —— y 轴方向的剪力设计值,对应的截面有效高度为 b_0 ,截面宽度为 h ;

θ ——斜向剪力设计值 V 的作用方向与 x 轴的夹角,
 $\theta = \arctan(V_y/V_x)$ 。

7.5.17 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱,其斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V_x \leq \frac{V_{ux}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux} \tan \theta}{V_{uy}} \right)^2}} \quad (7.5.17-1)$$

$$V_y \leq \frac{V_{uy}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux} \tan \theta} \right)^2}} \quad (7.5.17-2)$$

在 x 轴、 y 轴方向的斜截面受剪承载力设计值 V_{ux} 、 V_{uy} 应按下列公式计算：

$$V_{ux} = \frac{1.75}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{svx}}{s} h_0 + 0.07N \quad (7.5.17-3)$$

$$V_{uy} = \frac{1.75}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 + f_{yv} \frac{A_{svy}}{s} b_0 + 0.07N \quad (7.5.17-4)$$

式中 λ_x 、 λ_y ——框架柱的计算剪跨比，按本规范 7.5.12 条的规定确定；

A_{svx} 、 A_{svy} ——配置在同一截面内平行于 x 轴、 y 轴的箍筋各肢截面面积的总和；

N ——与斜向剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.3f_c A$ 时，取 $N = 0.3f_c A$ ，此处， A 为构件的截面面积。

在设计截面时，可在公式 (7.5.17-1)、公式 (7.5.17-2) 中近似取 $V_{ux}/V_{uy} = 1$ 后直接进行计算。

7.5.18 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，当符合下列要求时：

$$V_x \leq \left(\frac{1.75}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 + 0.07N \right) \cos \theta \quad (7.5.18-1)$$

$$V_y \leq \left(\frac{1.75}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 + 0.07N \right) \sin \theta \quad (7.5.18-2)$$

可不进行斜截面受剪承载力计算，而仅需根据本规范第 10.3.2 条的规定，按构造要求配置箍筋。

7.6 扭曲截面承载力计算

7.6.1 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下, 对 $h_w/b \leq 6$ 的矩形、T形、I形截面和 $h_w/t_w \leq 6$ 的箱形截面构件 (图 7.6.1), 其截面应符合下列条件:

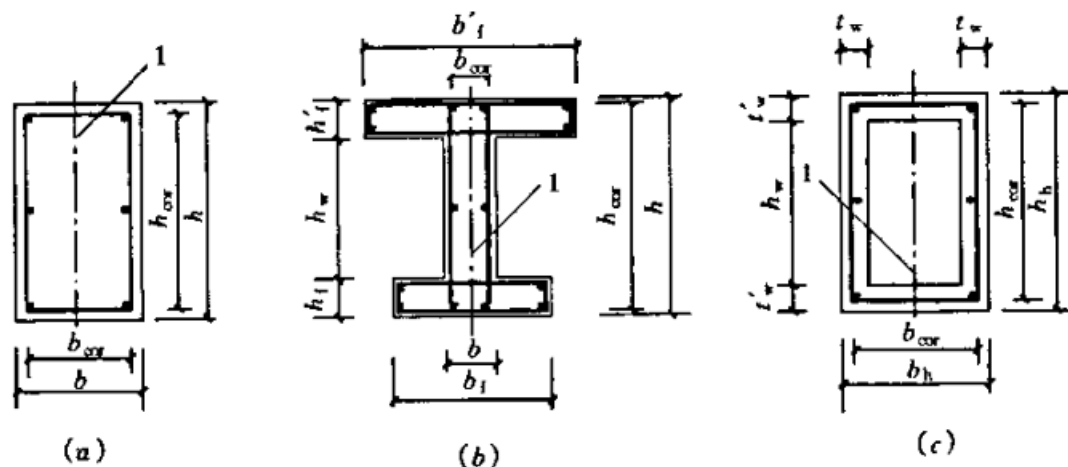


图 7.6.1 受扭构件截面

(a) 矩形截面; (b) T形、I形截面; (c) 箱形截面 ($t_w \leq t'_w$)

1—弯矩、剪力作用平面

当 h_w/b (或 h_w/t_w) ≤ 4 时

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (7.6.1-1)$$

当 h_w/b (或 h_w/t_w) = 6 时

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.2\beta_c f_c \quad (7.6.1-2)$$

当 $4 < h_w/b$ (或 h_w/t_w) < 6 时, 按线性内插法确定。

式中 T ——扭矩设计值;

b ——矩形截面的宽度, T形或I形截面的腹板宽度, 箱形截面的侧壁总厚度 $2t_w$;

h_0 ——截面的有效高度;

W_t ——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩, 按本规范第 7.6.3 条的规定计算;

h_w ——截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度 h_0 ；
对 T 形截面，取有效高度减去翼缘高度；对 I 形和箱形截面，取腹板净高；

t_w ——箱形截面壁厚，其值不应小于 $b_h/7$ ，此处， b_h 为箱形截面的宽度。

注：当 h_w/b （或 h_w/t_w ） >6 时，受扭构件的截面尺寸条件及扭曲截面承载力计算应符合专门规定。

7.6.2 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的构件（图 7.6.1），当符合下列公式的要求时：

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{bh_0} \quad (7.6.2-1)$$

或

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.07 \frac{N}{bh_0} \quad (7.6.2-2)$$

均可不进行构件受剪扭承载力计算，仅需根据本规范第 10.2.5 条、第 10.2.11 条和第 10.2.12 条的规定，按构造要求配置纵向钢筋和箍筋。

式中 N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应力钢筋及非预应力钢筋的合力，按本规范第 6.1.14 条的规定计算，当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时，取 $N_{p0} = 0.3f_c A_0$ ，此处， A_0 为构件的换算截面面积；

N ——与剪力、扭矩设计值 V 、 T 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.3f_c A$ 时，取 $N = 0.3f_c A$ ，此处， A 为构件的截面面积。

7.6.3 受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩应按下列规定计算：

1 矩形截面

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (7.6.3-1)$$

式中 b 、 h ——矩形截面的短边尺寸、长边尺寸。

2 T 形和 I 形截面

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (7.6.3-2)$$

对腹板、受压翼缘及受拉翼缘部分的矩形截面受扭塑性抵抗矩 W_{tw} 、 W'_{tf} 和 W_{tf} 应按下列规定计算:

1) 腹板

$$W_{tw} = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (7.6.3-3)$$

2) 受压翼缘

$$W'_{tf} = \frac{h_f'^2}{2}(b_f' - b) \quad (7.6.3-4)$$

3) 受拉翼缘

$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b_f - b) \quad (7.6.3-5)$$

式中 b 、 h ——腹板宽度、截面高度;

b_f' 、 b_f ——截面受压区、受拉区的翼缘宽度;

h_f' 、 h_f ——截面受压区、受拉区的翼缘高度。

计算时取用的翼缘宽度尚应符合 $b_f' \leq b + 6h_f'$ 及 $b_f \leq b + 6h_f$ 的规定。

3 箱形截面

$$W_t = \frac{b_h^2}{6}(3h_h - b_h) - \frac{(b_h - 2t_w)^2}{6}[3h_w - (b_h - 2t_w)] \quad (7.6.3-6)$$

式中 b_h 、 h_h ——箱形截面的短边尺寸、长边尺寸。

7.6.4 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定:

$$T \leq 0.35f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta}f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (7.6.4-1)$$

$$\zeta = \frac{f_y A_{stl} s}{f_{yv} A_{stl} u_{cor}} \quad (7.6.4-2)$$

对钢筋混凝土纯扭构件, 其 ζ 值应符合 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求, 当 $\zeta > 1.7$ 时, 取 $\zeta = 1.7$ 。

对偏心距 $e_{p0} \leq h/6$ 的预应力混凝土纯扭构件, 当符合 $\zeta \geq$

1.7 时, 可在公式 (7.6.4-1) 的右边增加预加力影响项 $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$, 此处, N_{p0} 的取值应符合本规范第 7.6.2 条的规定; 在公式 (7.6.4-1) 中取 $\zeta = 1.7$ 。

式中 ζ ——受扭的纵向钢筋与箍筋的配筋强度比值;

A_{stl} ——受扭计算中取对称布置的全部纵向非预应力钢筋截面面积;

A_{stl} ——受扭计算中沿截面周边配置的箍筋单肢截面面积;

f_{yv} ——受扭箍筋的抗拉强度设计值, 按本规范表 4.2.3-1 中的 f_y 值采用;

f_y ——受扭纵向钢筋的抗拉强度设计值, 按本规范表 4.2.3-1 采用;

A_{cor} ——截面核心部分的面积: $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$, 此处, b_{cor} 、 h_{cor} 为箍筋内表面范围内截面核心部分的短边、长边尺寸;

u_{cor} ——截面核心部分的周长: $u_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor})$ 。

注: 当 $\zeta < 1.7$ 或 $e_{p0} > h/6$ 时, 不应考虑预加力影响项, 而应按钢筋混凝土纯扭构件计算。

7.6.5 T 形和 I 形截面纯扭构件, 可将其截面划分为几个矩形截面, 分别按本规范第 7.6.4 条进行受扭承载力计算。

每个矩形截面的扭矩设计值应按下列规定计算:

1 腹板

$$T_w = \frac{W_{tw}}{W_t} T \quad (7.6.5-1)$$

2 受压翼缘

$$T'_f = \frac{W'_{tf}}{W_t} T \quad (7.6.5-2)$$

3 受拉翼缘

$$T_f = \frac{W_{tf}}{W_t} T \quad (7.6.5-3)$$

式中 T ——构件截面所承受的扭矩设计值；

T_w ——腹板所承受的扭矩设计值；

T'_f 、 T_f ——受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值。

7.6.6 箱形截面钢筋混凝土纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：

$$T \leq 0.35\alpha_h f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (7.6.6)$$

式中 α_h ——箱形截面壁厚影响系数： $\alpha_h = 2.5t_w/b_h$ ，当 $\alpha_h > 1.0$ 时，取 $\alpha_h = 1.0$ 。

此处， ζ 值应按本规范公式 (7.6.4-2) 计算，且应符合 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求，当 $\zeta > 1.7$ 时，取 $\zeta = 1.7$ 。

7.6.7 在轴向压力和扭矩共同作用下的矩形截面钢筋混凝土构件，其受扭承载力应符合下列规定：

$$T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} + 0.07 \frac{N}{A} W_t \quad (7.6.7)$$

式中 N ——与扭矩设计值 T 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.3f_c A$ 时，取 $N = 0.3f_c A$ ；

A ——构件截面面积。

此处， ζ 值应按本规范第 7.6.4 条的规定确定。

7.6.8 在剪力和扭矩共同作用下的矩形截面剪扭构件，其受剪扭承载力应符合下列规定：

1 一般剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t)(0.7 f_t b h_0 + 0.05 N_{p0}) + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (7.6.8-1)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (7.6.8-2)$$

式中 A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积；

β_t ——一般剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数：当 $\beta_t <$

0.5 时, 取 $\beta_t = 0.5$; 当 $\beta_t > 1$ 时, 取 $\beta_t = 1$ 。

2) 受扭承载力

$$T \leq \beta_t \left(0.35 f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (7.6.8-3)$$

此处, ζ 值应按本规范第 7.6.4 条的规定确定。

2 集中荷载作用下的独立剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (7.6.8-4)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (7.6.8-5)$$

式中 λ ——计算截面的剪跨比, 按本规范第 7.5.4 条的规定取用;

β_t ——集中荷载作用下剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数: 当 $\beta_t < 0.5$ 时, 取 $\beta_t = 0.5$; 当 $\beta_t > 1$ 时, 取 $\beta_t = 1$ 。

2) 受扭承载力

受扭承载力仍应按公式 (7.6.8-3) 计算, 但式中的 β_t 应按公式 (7.6.8-5) 计算。

7.6.9 T 形和 I 形截面剪扭构件的受剪扭承载力应按下列规定计算:

1 剪扭构件的受剪承载力, 按本规范公式 (7.6.8-1) 与 (7.6.8-2) 或公式 (7.6.8-4) 与 (7.6.8-5) 进行计算, 但计算时应将 T 及 W_t 分别以 T_w 及 W_{tw} 代替;

2 剪扭构件的受扭承载力, 可根据本规范第 7.6.5 条的规定划分为几个矩形截面分别进行计算; 腹板可按本规范公式 (7.6.8-3)、公式 (7.6.8-2) 或公式 (7.6.8-3)、公式 (7.6.8-5)

进行计算,但计算时应将 T 及 W_t 分别以 T_w 及 W_{tw} 代替;受压翼缘及受拉翼缘可按本规范第 7.6.4 条纯扭构件的规定进行计算,但计算时应将 T 及 W_t 分别以 T'_f 及 W'_f 或 T_f 及 W_f 代替。

7.6.10 箱形截面钢筋混凝土剪扭构件的受剪扭承载力应符合下列规定:

1 一般剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq 0.7(1.5 - \beta_t)f_tbh_0 + 1.25f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 \quad (7.6.10-1)$$

2) 受扭承载力

$$T \leq 0.35\alpha_h\beta_tf_tW_t + 1.2\sqrt{\zeta}f_{yv}\frac{A_{stl}A_{cor}}{s} \quad (7.6.10-2)$$

以上两个公式中的 β_t 值应按本规范公式 (7.6.8-2) 计算,但式中的 W_t 应以 $\alpha_h W_t$ 代替; α_h 值和 ζ 值应按本规范第 7.6.6 条的规定确定。

2 集中荷载作用下的独立剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t)\frac{1.75}{\lambda + 1}f_tbh_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 \quad (7.6.10-3)$$

式中的 β_t 值应按本规范公式 (7.6.8-5) 计算,但式中的 W_t 应以 $\alpha_h W_t$ 代替。

2) 受扭承载力

受扭承载力仍应按公式 (7.6.10-2) 计算,但式中的 β_t 值应按本规范公式 (7.6.8-5) 计算,但式中的 W_t 应以 $\alpha_h W_t$ 代替。

7.6.11 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T 形、I 形和箱形截面的弯剪扭构件,可按下列规定进行承载力计算:

1 当 $V \leq 0.35f_tbh_0$ 或 $V \leq 0.875f_tbh_0/(\lambda + 1)$ 时,可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力分别

进行计算;

2 当 $T \leq 0.175 f_t W_t$ 或 $T \leq 0.175 \alpha_h f_t W_t$ 时, 可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力分别进行计算。

7.6.12 矩形、T形、I形和箱形截面弯剪扭构件, 其纵向钢筋截面面积应分别按受弯构件的正截面受弯承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置; 箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置。

7.6.13 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱, 其受剪扭承载力应符合下列规定:

1 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07 N \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (7.6.13-1)$$

2 受扭承载力

$$T \leq \beta_t \left(0.35 f_t + 0.07 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\xi} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (7.6.13-2)$$

式中 λ ——计算截面的剪跨比, 按本规范第 7.5.12 条确定。

以上两个公式中的 β_t 值应按本规范公式 (7.6.8-5) 计算, ξ 值应按本规范第 7.6.4 条的规定确定。

7.6.14 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱, 当 $T \leq (0.175 f_t + 0.035 N/A) W_t$ 时, 可仅按偏心受压构件的正截面受压承载力和框架柱斜截面受剪承载力分别进行计算。

7.6.15 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱, 其纵向钢筋截面面积应分别按偏心受压构件的正截面受压承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置; 箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置。

7.6.16 对属于协调扭转的钢筋混凝土结构构件, 受相邻构件

约束的支承梁的扭矩宜考虑内力重分布。

考虑内力重分布后的支承梁，应按弯剪扭构件进行承载力计算，配置的纵向钢筋和箍筋尚应符合本规范第 10.2.5 条、第 10.2.11 条和第 10.2.12 条的规定。

注：当有充分依据时，也可采用其他设计方法。

7.7 受冲切承载力计算

7.7.1 在局部荷载或集中反力作用下不配置箍筋或弯起钢筋的板，其受冲切承载力应符合下列规定（图 7.7.1）：

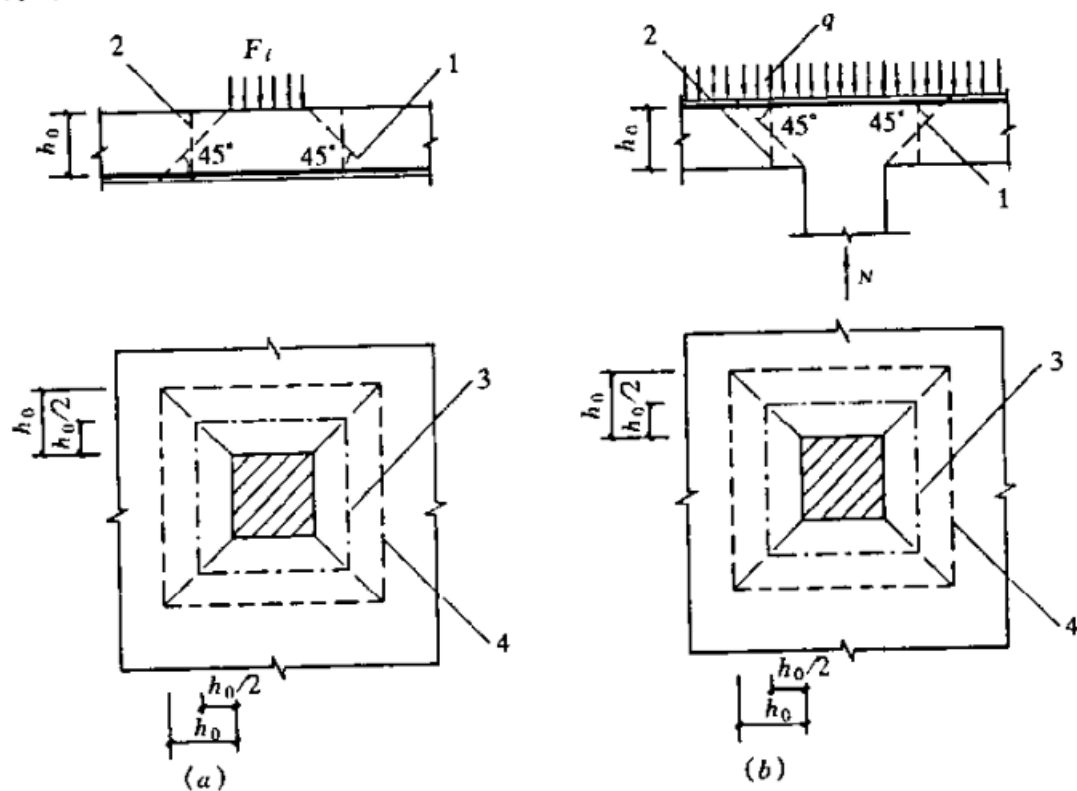


图 7.7.1 板受冲切承载力计算

(a) 局部荷载作用下；(b) 集中反力作用下

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—临界截面；

3—临界截面的周长；4—冲切破坏锥体的底面线

$$F_l \leq (0.7\beta_h f_t + 0.15\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 \quad (7.7.1-1)$$

公式 (7.7.1-1) 中的系数 η ，应按下列两个公式计算，并取其中较小值：

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (7.7.1-2)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (7.7.1-3)$$

式中 F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值；对板柱结构的节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；当有不平衡弯矩时，应按本规范第 7.7.5 条的规定确定；

β_h ——截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ，其间按线性内插法取用；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

$\sigma_{pc,m}$ ——临界截面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值宜控制在 $1.0 \sim 3.5\text{N/mm}^2$ 范围内；

u_m ——临界截面的周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长；

h_0 ——截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

η_1 ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

η_2 ——临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数；

β_s ——局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值， β_s 不宜大于 4；当 $\beta_s < 2$ 时，取 $\beta_s = 2$ ；当面积为圆形时，取 $\beta_s = 2$ ；

α_s ——板柱结构中柱类型的影响系数：对中柱，取 $\alpha_s = 40$ ；对边柱，取 $\alpha_s = 30$ ；对角柱，取 $\alpha_s = 20$ 。

7.7.2 当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的临界截面周

长 u_m ，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度（图 7.7.2）。

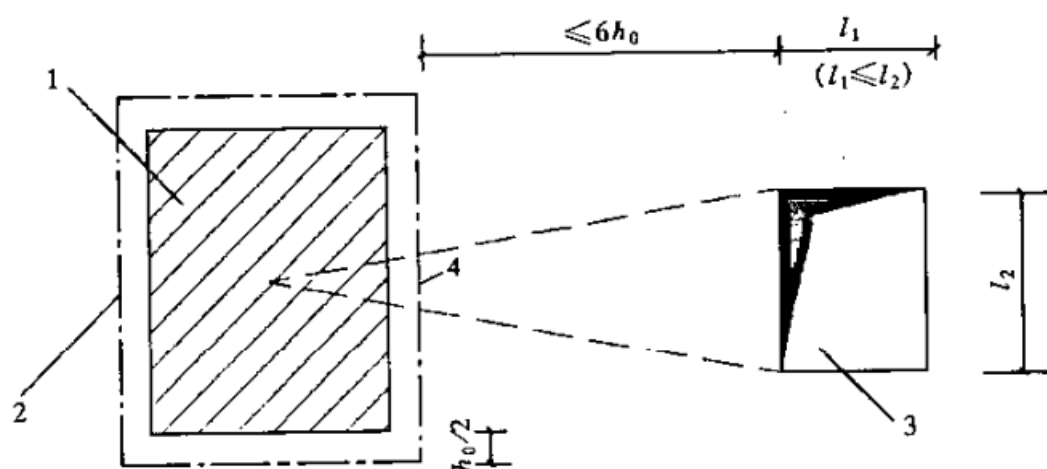


图 7.7.2 邻近孔洞时的临界截面周长

1—局部荷载或集中反力作用面；2—临界截面周长；3—孔洞；4—应扣除的长度

注：当图中 $l_1 > l_2$ 时，孔洞边长 l_2 用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替

7.7.3 在局部荷载或集中反力作用下，当受冲切承载力不满足本规范第 7.7.1 条的要求且板厚受到限制时，可配置箍筋或弯起钢筋。此时，受冲切截面应符合下列条件：

$$F_l \leq 1.05 f_t \eta u_m h_0 \quad (7.7.3-1)$$

配置箍筋或弯起钢筋的板，其受冲切承载力应符合下列规定：

1 当配置箍筋时

$$F_l \leq (0.35 f_t + 0.15 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} \quad (7.7.3-2)$$

2 当配置弯起钢筋时

$$F_l \leq (0.35 f_t + 0.15 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_y A_{sbu} \sin \alpha \quad (7.7.3-3)$$

式中 A_{svu} ——与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积；

A_{sbu} ——与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积；

α ——弯起钢筋与板底面的夹角。

板中配置的抗冲切箍筋或弯起钢筋,应符合本规范第 10.1.10 条的构造规定。

对配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面,尚应按本规范第 7.7.1 条的要求进行受冲切承载力计算,此时, u_m 应取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。

注:当有可靠依据时,也可配置其他有效形式的抗冲切钢筋(如工字钢、槽钢、抗剪锚栓和扁钢 U 形箍等)。

7.7.4 对矩形截面柱的阶形基础,在柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力应符合下列规定(图 7.7.4):

$$F_l \leq 0.7\beta_h f_t b_m h_0 \quad (7.7.4-1)$$

$$F_l = p_s A \quad (7.7.4-2)$$

$$b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (7.7.4-3)$$

式中 h_0 ——柱与基础交接处或基础变阶处的截面有效高度,取两个配筋方向的截面有效高度的平均值;

p_s ——按荷载效应基本组合计算并考虑结构重要性系数的基础底面地基反力设计值(可扣除基础自重及其上的土重),当基础偏心受力时,可取用最大的地基反力设计值;

A ——考虑冲切荷载时取用的多边形面积(图 7.7.4 中的阴影面积 ABCDEF);

b_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长:当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时,取柱宽;当计算基础变阶处的受冲切承载力时,取上阶宽;

b_b ——柱与基础交接处或基础变阶处的冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长, $b_b = b_t + 2h_0$ 。

7.7.5 板柱结构在竖向荷载、水平荷载作用下,当考虑板柱节点临界截面上的剪应力传递不平衡弯矩、并按本规范第 7.7.1 条

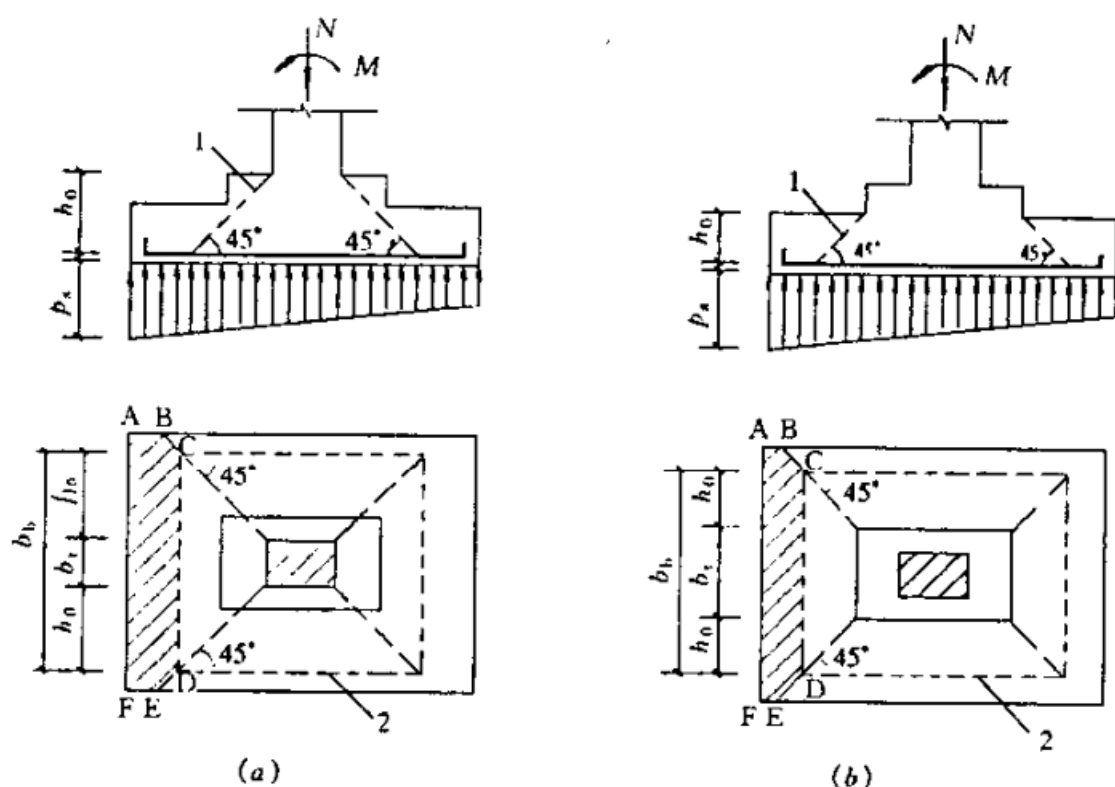


图 7.7.4 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

(a) 柱与基础交接处；(b) 基础变阶处

1—冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面；2—冲切破坏锥体的底面线

或第 7.7.3 条进行受冲切承载力计算时，其集中反力设计值 F_l 应以等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 代替， $F_{l,eq}$ 可按本规范附录 G 的规定计算。

7.8 局部受压承载力计算

7.8.1 配置间接钢筋的混凝土结构构件，其局部受压区的截面尺寸应符合下列要求：

$$F_l \leq 1.35 \beta_c \beta_l f_c A_{ln} \quad (7.8.1-1)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (7.8.1-2)$$

式中 F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值；
对后张法预应力混凝土构件中的锚头局压区的压力设计值，应取 1.2 倍张拉控制力；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；在后张法预应力混凝土构件的张拉阶段验算中，应根据相应阶段的混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 值按本规范表 4.1.4 的规定以线性内插法确定；

β_c ——混凝土强度影响系数，按本规范第 7.5.1 条的规定取用；

β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数；

A_l ——混凝土局部受压面积；

A_{ln} ——混凝土局部受压净面积；对后张法构件，应在混凝土局部受压面积中扣除孔道、凹槽部分的面积；

A_b ——局部受压的计算底面积，按本规范第 7.8.2 条确定。

7.8.2 局部受压的计算底面积 A_b ，可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定；对常用情况，可按图 7.8.2 取用。

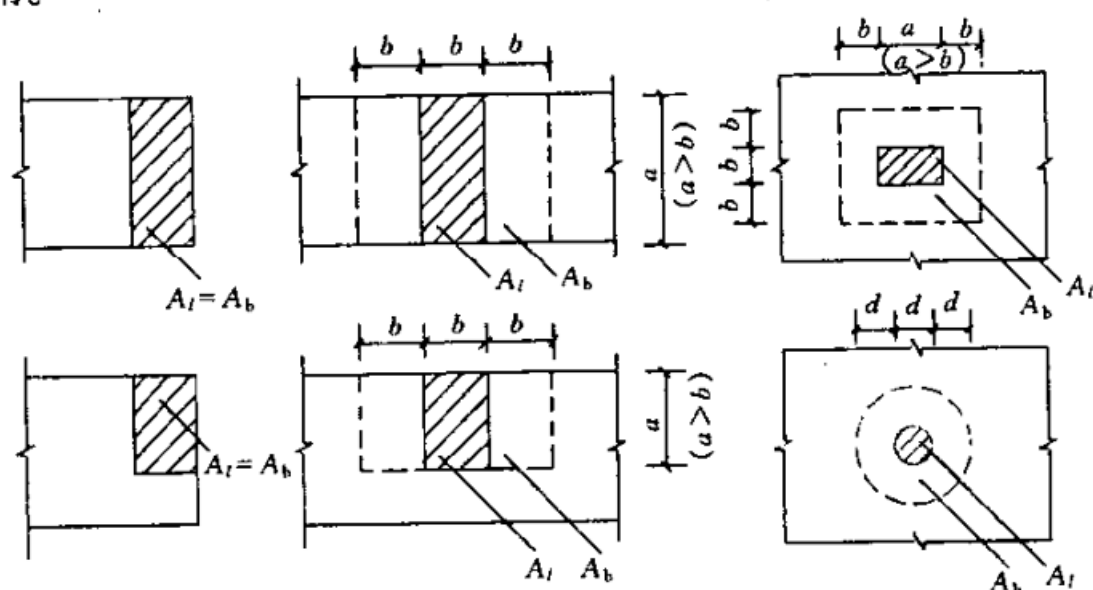


图 7.8.2 局部受压的计算底面积

7.8.3 当配置方格网式或螺旋式间接钢筋且其核心面积 $A_{cor} \geq A_l$ 时 (图 7.8.3)，局部受压承载力应符合下列规定：

$$F_l \leq 0.9(\beta_c \beta_l f_c + 2\alpha \rho_v \beta_{cor} f_y) A_{ln} \quad (7.8.3-1)$$

当为方格网式配筋时 (图 7.8.3a)，其体积配筋率 ρ_v 应按

下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (7.8.3-2)$$

此时，钢筋网两个方向上单位长度内钢筋截面面积的比值不宜大于 1.5。

当为螺旋式配筋时（图 7.8.3b），其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{4 A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (7.8.3-3)$$

式中 β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数，仍按本规范公式 (7.8.1-2) 计算，但 A_b 以 A_{cor} 代替，当 $A_{cor} > A_b$ 时，应取 $A_{cor} = A_b$ ；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.3-1 采用；

α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数，按本规范第 7.3.2 条的规定取用；

A_{cor} ——方格网式或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心面积，其重心应与 A_l 的重心重合，计算中仍按同心、对称的原则取值；

ρ_v ——间接钢筋的体积配筋率（核心面积 A_{cor} 范围内单位混凝土体积所含间接钢筋的体积）；

n_1 、 A_{s1} ——方格网沿 l_1 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积；

n_2 、 A_{s2} ——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积；

A_{ss1} ——单根螺旋式间接钢筋的截面面积；

d_{cor} ——螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土截面直径；

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距，宜取 30～80mm。

间接钢筋应配置在图 7.8.3 所规定的高度 h 范围内, 对方格网式钢筋, 不应少于 4 片; 对螺旋式钢筋, 不应少于 4 圈。对柱接头, h 尚不应小于 $15d$, d 为柱的纵向钢筋直径。

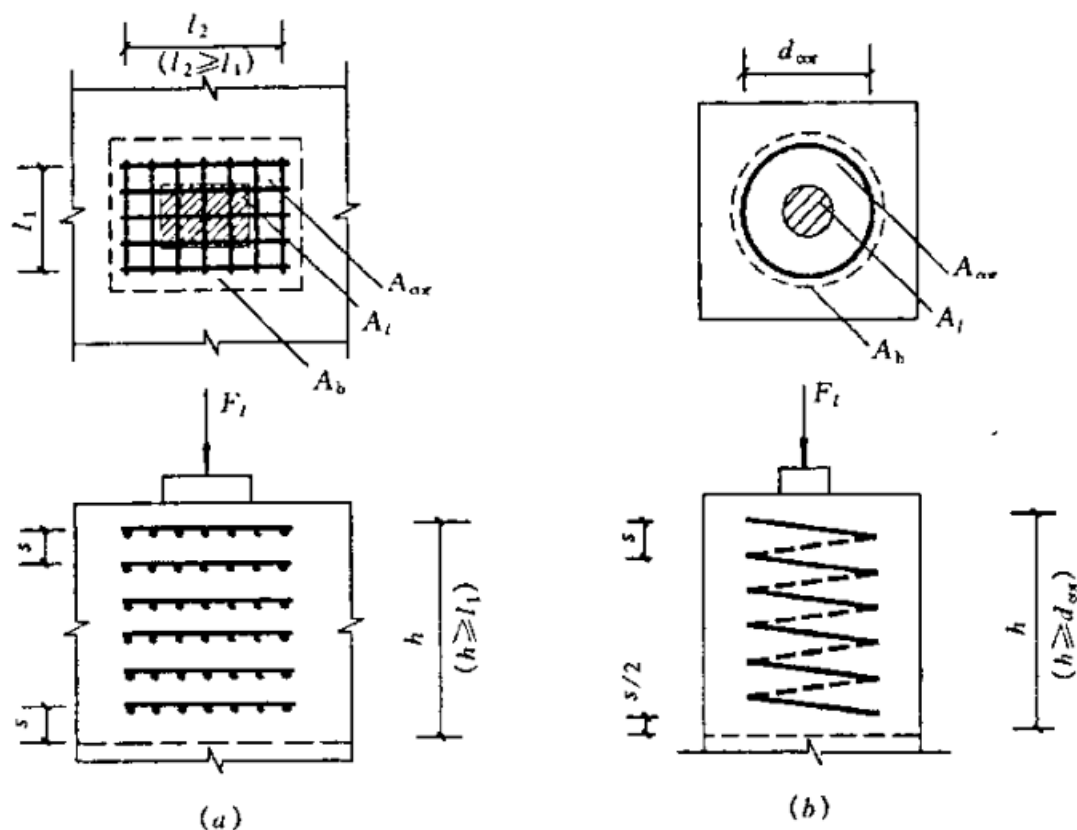


图 7.8.3 局部受压区的间接钢筋
(a) 方格网式配筋; (b) 螺旋式配筋

7.9 疲劳验算

7.9.1 需作疲劳验算的受弯构件, 其正截面疲劳应力应按下列基本假定进行计算:

- 1 截面应变保持平面;
- 2 受压区混凝土的法向应力图形取为三角形;
- 3 对钢筋混凝土构件, 不考虑受拉区混凝土的抗拉强度, 拉力全部由纵向钢筋承受; 对要求不出现裂缝的预应力混凝土构件, 受拉区混凝土的法向应力图形取为三角形;
- 4 采用换算截面计算。

7.9.2 在疲劳验算中,荷载应取用标准值;对吊车荷载应乘以动力系数,吊车荷载的动力系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取用。对跨度不大于 12m 的吊车梁,可取用一台最大吊车荷载。

7.9.3 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时,应计算下列部位的应力:

1 正截面受压区边缘纤维的混凝土应力和纵向受拉钢筋的应力幅;

2 截面中和轴处混凝土的剪应力和箍筋的应力幅。

注:纵向受压钢筋可不进行疲劳验算。

7.9.4 钢筋混凝土受弯构件正截面的疲劳应力应符合下列要求:

$$\sigma_{c,\max}^f \leq f_c^f \quad (7.9.4-1)$$

$$\Delta\sigma_{si}^f \leq \Delta f_y^f \quad (7.9.4-2)$$

式中 $\sigma_{c,\max}^f$ ——疲劳验算时截面受压区边缘纤维的混凝土压应力,按本规范公式 (7.9.5-1) 计算;

$\Delta\sigma_{si}^f$ ——疲劳验算时截面受拉区第 i 层纵向钢筋的应力幅,按本规范公式 (7.9.5-2) 计算;

f_c^f ——混凝土轴心抗压疲劳强度设计值,按本规范第 4.1.6 条确定;

Δf_y^f ——钢筋的疲劳应力幅限值,按本规范表 4.2.5-1 采用。

注:当纵向受拉钢筋为同一钢种时,可仅验算最外层钢筋的应力幅。

7.9.5 钢筋混凝土受弯构件正截面的混凝土压应力和钢筋的应力幅应按下列公式计算:

1 受压区边缘纤维的混凝土应力

$$\sigma_{c,\max}^f = \frac{M_{\max}^f x_0}{I_0^f} \quad (7.9.5-1)$$

2 纵向受拉钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_{si}^f = \sigma_{si,\max}^f - \sigma_{si,\min}^f \quad (7.9.5-2)$$

$$\sigma_{si,\min}^f = \alpha_E^f \frac{M_{\min}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (7.9.5-3)$$

$$\sigma_{si,\max}^f = \alpha_E^f \frac{M_{\max}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (7.9.5-4)$$

式中 $M_{\max}^f$ 、 $M_{\min}^f$ ——疲劳验算时同一截面上在相应荷载组合下产生的最大弯矩值、最小弯矩值；

$\sigma_{si,\min}^f$ 、 $\sigma_{si,\max}^f$ ——由弯矩 $M_{\min}^f$ 、 $M_{\max}^f$ 引起相应截面受拉区第 i 层纵向钢筋的应力；

α_E^f ——钢筋的弹性模量与混凝土疲劳变形模量的比值： $\alpha_E^f = E_s/E_c^f$ ；

I_0^f ——疲劳验算时相应于弯矩 $M_{\max}^f$ 与 $M_{\min}^f$ 为相同方向时的换算截面惯性矩；

x_0 ——疲劳验算时相应于弯矩 $M_{\max}^f$ 与 $M_{\min}^f$ 为相同方向时的换算截面受压区高度；

h_{0i} ——相应于弯矩 $M_{\max}^f$ 与 $M_{\min}^f$ 为相同方向时的截面受压区边缘至受拉区第 i 层纵向钢筋截面重心的距离。

当弯矩 $M_{\min}^f$ 与弯矩 $M_{\max}^f$ 的方向相反时，公式 (7.9.5-3) 中 h_{0i} 、 x_0 和 I_0^f 应以截面相反位置的 h'_{0i} 、 x'_0 和 I_0^f 代替。

7.9.6 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时，换算截面的受压区高度 x_0 、 x'_0 和惯性矩 I_0^f 、 I_0^f 应按下列公式计算：

1 矩形及翼缘位于受拉区的 T 形截面

$$\frac{bx_0^2}{2} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s) - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (7.9.6-1)$$

$$I_0^f = \frac{bx_0^3}{3} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s)^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (7.9.6-2)$$

2 I 形及翼缘位于受压区的 T 形截面

1) 当 $x_0 > h'_f$ 时 (图 7.9.6)

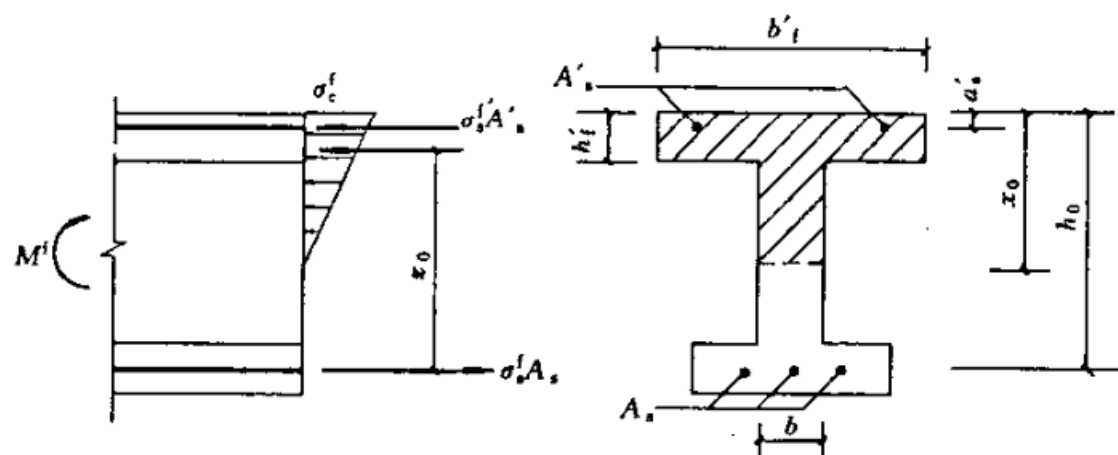


图 7.9.6 钢筋混凝土受弯构件正截面疲劳应力计算

$$\frac{b_f' x_0^2}{2} - \frac{(b_f' - b)(x_0 - h_f')^2}{2} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s') - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (7.9.6-3)$$

$$I_0^f = \frac{b_f' x_0^3}{3} - \frac{(b_f' - b)(x_0 - h_f')^3}{3} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s')^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (7.9.6-4)$$

2) 当 $x_0 \leq h_f'$ 时, 按宽度为 b_f' 的矩形截面计算。

3 对 x_0' 、 I_0^f 的计算, 仍可采用上述 x_0 、 I_0^f 的相应公式; 当弯矩 $M_{\min}^f$ 与 $M_{\max}^f$ 的方向相反时, 与 x_0' 、 x_0 相应的受压区位置分别在该截面的下侧和上侧; 当弯矩 $M_{\min}^f$ 与 $M_{\max}^f$ 的方向相同时, 可取 $x_0' = x_0$ 、 $I_0^f = I_0^f$ 。

注: 1 当纵向受拉钢筋沿截面高度分多层布置时, 上述公式中的 A_s 及 h_0 应分别按分层的 A_{si} 及 h_{0i} 进行计算。

2 纵向受压钢筋的应力应符合 $\alpha_E^f \sigma_c^f \leq f_y$ 的条件; 当 $\alpha_E^f \sigma_c^f > f_y$ 时, 本条各公式中 $\alpha_E^f A_s'$ 应以 $f_y A_s' / \sigma_c^f$ 代替, 此处, f_y 为纵向钢筋的抗压强度设计值, σ_c^f 为纵向受压钢筋合力点处的混凝土应力。

7.9.7 钢筋混凝土受弯构件斜截面的疲劳验算及剪力的分配应符合下列规定:

1 截面中和轴处的剪应力, 当符合下列条件时:

$$\tau^f \leq 0.6 f_t^f \quad (7.9.7-1)$$

该区段的剪力全部由混凝土承受,此时,箍筋可按构造要求配置。

式中 τ^f ——截面中和轴处的剪应力,按本规范第7.9.8条计算;

f_t^f ——混凝土轴心抗拉疲劳强度设计值,按本规范第4.1.6条确定。

2 截面中和轴处的剪应力不符合公式(7.9.7-1)的区段,其剪力应由箍筋和混凝土共同承受。此时,箍筋的应力幅 $\Delta\sigma_{sv}^f$ 应符合下列规定:

$$\Delta\sigma_{sv}^f \leq \Delta f_{yv}^f \quad (7.9.7-2)$$

式中 $\Delta\sigma_{sv}^f$ ——箍筋的应力幅,按本规范公式(7.9.9-1)计算;

Δf_{yv}^f ——箍筋的疲劳应力幅限值,按本规范表4.2.5-1中的 Δf_y^f 采用。

7.9.8 钢筋混凝土受弯构件中和轴处的剪应力应按下列公式计算:

$$\tau^f = \frac{V_{\max}^f}{bz_0} \quad (7.9.8)$$

式中 $V_{\max}^f$ ——疲劳验算时在相应荷载组合下构件验算截面的最大剪力值;

b ——矩形截面宽度,T形、I形截面的腹板宽度;

z_0 ——受压区合力点至受拉钢筋合力点的距离,此时,受压区高度 x_0 按本规范公式(7.9.6-1)或(7.9.6-3)计算。

7.9.9 钢筋混凝土受弯构件斜截面上箍筋的应力幅应按下列公式计算:

$$\Delta\sigma_{sv}^f = \frac{(\Delta V_{\max}^f - 0.1\eta f_t^f b h_0)s}{A_{sv} z_0} \quad (7.9.9-1)$$

$$\Delta V_{\max}^f = V_{\max}^f - V_{\min}^f \quad (7.9.9-2)$$

$$\eta = \Delta V_{\max}^f / V_{\max}^f \quad (7.9.9-3)$$

式中 $\Delta V_{\max}^f$ ——疲劳验算时构件验算截面的最大剪力幅值；
 $V_{\min}^f$ ——疲劳验算时在相应荷载组合下构件验算截面的最小剪力值；
 η ——最大剪力幅相对值；
 s ——箍筋的间距；
 A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积。

7.9.10 预应力混凝土受弯构件疲劳验算时，应计算下列部位的应力：

- 1 正截面受拉区和受压区边缘纤维的混凝土应力及受拉区纵向预应力钢筋、非预应力钢筋的应力幅；
- 2 截面重心及截面宽度剧烈改变处的混凝土主拉应力。

注：受压区纵向预应力钢筋可不进行疲劳验算。

7.9.11 预应力混凝土受弯构件正截面的疲劳应力应符合下列规定：

- 1 受拉区或受压区边缘纤维的混凝土应力

- 1) 当为压应力时

$$\sigma_{cc, \max}^f \leq f_c^f \quad (7.9.11-1)$$

- 2) 当为拉应力时

$$\sigma_{ct, \max}^f \leq f_t^f \quad (7.9.11-2)$$

- 2 受拉区纵向预应力钢筋的应力幅

$$\Delta \sigma_p^f \leq \Delta f_{py}^f \quad (7.9.11-3)$$

- 3 受拉区纵向非预应力钢筋的应力幅

$$\Delta \sigma_s^f \leq \Delta f_y^f \quad (7.9.11-4)$$

式中 $\sigma_{cc, \max}^f$ ——受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大压应力（取绝对值），按本规范公式（7.9.12-1）或公式（7.9.12-2）计算确定；

$\sigma_{ct, \max}^f$ ——受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大拉应力，按本规范公式（7.9.12-1）或公式（7.9.12-2）计算确定；

$\Delta\sigma_p^f$ ——受拉区纵向预应力钢筋的应力幅,按本规范公式 (7.9.12-3) 计算;

Δf_{py}^f ——预应力钢筋疲劳应力幅限值,按本规范表 4.2.5-2 采用;

$\Delta\sigma_s^f$ ——受拉区纵向非预应力钢筋的应力幅,按本规范公式 (7.9.12-6) 计算;

Δf_y^f ——非预应力钢筋疲劳应力幅限值,按本规范表 4.2.5-1 采用。

注:当受拉区纵向预应力钢筋、非预应力钢筋各为同一钢种时,可仅各验算最外层钢筋的应力幅。

7.9.12 对要求不出现裂缝的预应力混凝土受弯构件,其正截面的混凝土、纵向预应力钢筋和非预应力钢筋的最小、最大应力和应力幅应按下列公式计算:

1 受拉区或受压区边缘纤维的混凝土应力

$$\sigma_{c,\min}^f \text{ 或 } \sigma_{c,\max}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{\min}^f}{I_0} y_0 \quad (7.9.12-1)$$

$$\sigma_{c,\max}^f \text{ 或 } \sigma_{c,\min}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_0 \quad (7.9.12-2)$$

2 受拉区纵向预应力钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma_p^f = \sigma_{p,\max}^f - \sigma_{p,\min}^f \quad (7.9.12-3)$$

$$\sigma_{p,\min}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{\min}^f}{I_0} y_{0p} \quad (7.9.12-4)$$

$$\sigma_{p,\max}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_{0p} \quad (7.9.12-5)$$

3 受拉区纵向非预应力钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma_s^f = \sigma_{s,\max}^f - \sigma_{s,\min}^f \quad (7.9.12-6)$$

$$\sigma_{s,\min}^f = \sigma_{se} + \alpha_E \frac{M_{\min}^f}{I_0} y_{0s} \quad (7.9.12-7)$$

$$\sigma_{s,\max}^f = \sigma_{se} + \alpha_E \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_{0s} \quad (7.9.12-8)$$

- 式中 $\sigma_{c,\min}^f$ 、 $\sigma_{c,\max}^f$ ——疲劳验算时受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最小、最大应力，最小、最大应力以其绝对值进行判别；
- σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后，由预加力在受拉区或受压区边缘纤维处产生的混凝土法向应力，按本规范公式 (6.1.5-1) 或公式 (6.1.5-4) 计算；
- $M_{\max}^f$ 、 $M_{\min}^f$ ——疲劳验算时同一截面上在相应荷载组合下产生的最大、最小弯矩值；
- α_{pE} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值： $\alpha_{pE} = E_s/E_c$ ；
- I_0 ——换算截面的惯性矩；
- y_0 ——受拉区边缘或受压区边缘至换算截面重心的距离；
- $\sigma_{p,\min}^f$ 、 $\sigma_{p,\max}^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力钢筋的最小、最大应力；
- $\Delta\sigma_p^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力钢筋的应力幅；
- σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后所计算的受拉区一层预应力钢筋的有效预应力，按本规范公式 (6.1.5-2) 或公式 (6.1.5-5) 计算；
- y_{0s} 、 y_{0p} ——所计算的受拉区一层非预应力钢筋、预应力钢筋截面重心至换算截面重心的距离；
- $\sigma_{s,\min}^f$ 、 $\sigma_{s,\max}^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层非预应力钢筋的最小、最大应力；
- $\Delta\sigma_s^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层非预应力钢筋的应力幅；

σ_{se} ——消压弯矩 M_{p0} 作用下所计算的受拉区一层非预应力钢筋中产生的应力；此处， M_{p0} 为受拉区一层非预应力钢筋截面重心处的混凝土法向预应力等于零时的相应弯矩值。

注：公式(7.9.12-1)、(7.9.12-2)中的 σ_{pe} 、 $(M_{min}^f/I_0)y_0$ 、 $(M_{max}^f/I_0)y_0$ ，当为拉应力时以正值代入；当为压应力时以负值代入；公式(7.9.12-7)、(7.9.12-8)中的 σ_{se} 以负值代入。

7.9.13 预应力混凝土受弯构件斜截面混凝土的主拉应力应符合下列规定：

$$\sigma_{tp}^f \leq f_t^f \quad (7.9.13)$$

式中 σ_{tp}^f ——预应力混凝土受弯构件斜截面疲劳验算纤维处的混凝土主拉应力，按本规范第 8.1.6 条的公式计算（对吊车荷载，尚应计入动力系数）。

8 正常使用极限状态验算

8.1 裂缝控制验算

8.1.1 钢筋混凝土和预应力混凝土构件,应根据本规范第3.3.4条的规定,按所处环境类别和结构类别确定相应的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值,并按下列规定进行受拉边缘应力或正截面裂缝宽度验算:

- 1 一级——严格要求不出现裂缝的构件
在荷载效应的标准组合下应符合下列规定:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (8.1.1-1)$$

- 2 二级——一般要求不出现裂缝的构件
在荷载效应的标准组合下应符合下列规定:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (8.1.1-2)$$

在荷载效应的准永久组合下应符合下列规定:

$$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (8.1.1-3)$$

- 3 三级——允许出现裂缝的构件

按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度,应符合下列规定:

$$w_{\max} \leq w_{\lim} \quad (8.1.1-4)$$

式中 σ_{ck} 、 σ_{cq} ——荷载效应的标准组合、准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘混凝土的预压应力,按本规范公式(6.1.5-1)或公式(6.1.5-4)计算;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按本规范表 4.1.3 采用；

$w_{\max}$ ——按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度，按本规范第 8.1.2 条计算；

$w_{\lim}$ ——最大裂缝宽度限值，按本规范第 3.3.4 条采用。

注：对受弯和大偏心受压的预应力混凝土构件，其预拉区在施工阶段出现裂缝的区段，公式 (8.1.1-1) 至公式 (8.1.1-3) 中的 σ_{pc} 应乘以系数 0.9。

8.1.2 在矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面的钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件及预应力混凝土轴心受拉和受弯构件中，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 (mm) 可按下列公式计算：

$$w_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (8.1.2-1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (8.1.2-2)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \quad (8.1.2-3)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}} \quad (8.1.2-4)$$

式中 α_{cr} ——构件受力特征系数，按表 8.1.2-1 采用；

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ；当 $\psi > 1$ 时，取 $\psi = 1$ ；对直接承受重复荷载的构件，取 $\psi = 1$ ；

σ_{sk} ——按荷载效应的标准组合计算的钢筋混凝土构件纵向受拉钢筋的应力或预应力混凝土构件纵向受拉

钢筋的等效应力,按本规范第 8.1.3 条计算;

E_s ——钢筋弹性模量,按本规范表 4.2.4 采用;

c ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 (mm);当 $c < 20$ 时,取 $c = 20$;当 $c > 65$ 时,取 $c = 65$;

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率;在最大裂缝宽度计算中,当 $\rho_{te} < 0.01$ 时,取 $\rho_{te} = 0.01$;

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积:对轴心受拉构件,取构件截面面积;对受弯、偏心受压和偏心受拉构件,取 $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$,此处, b_f 、 h_f 为受拉翼缘的宽度、高度;

A_s ——受拉区纵向非预应力钢筋截面面积;

A_p ——受拉区纵向预应力钢筋截面面积;

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径 (mm);

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径 (mm);

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数;

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数,按表 8.1.2-2 采用。

注:1 对承受吊车荷载但不需作疲劳验算的受弯构件,可将计算求得的最大裂缝宽度乘以系数 0.85;

2 对 $e_0/h_0 \leq 0.55$ 的偏心受压构件,可不验算裂缝宽度。

表 8.1.2-1 构件受力特征系数

类 型	α_{cr}	
	钢筋混凝土构件	预应力混凝土构件
受弯、偏心受压	2.1	1.7
偏 心 受 拉	2.4	—
轴 心 受 拉	2.7	2.2

表 8.1.2-2

钢筋的相对粘结特性系数

钢筋类别	非预应力钢筋		先张法预应力钢筋			后张法预应力钢筋		
	光面钢筋	带肋钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	刻痕钢丝、钢绞线	带肋钢筋	钢绞线	光面钢丝
ν_s	0.7	1.0	1.0	0.8	0.6	0.8	0.5	0.4

注：对环氧树脂涂层带肋钢筋，其相对粘结特性系数应按表中系数的 0.8 倍取用。

8.1.3 在荷载效应的标准组合下，钢筋混凝土构件受拉区纵向钢筋的应力或预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力可按下列公式计算：

1 钢筋混凝土构件受拉区纵向钢筋的应力

1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \quad (8.1.3-1)$$

2) 偏心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k e'}{A_s (h_0 - a_s')} \quad (8.1.3-2)$$

3) 受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87 h_0 A_s} \quad (8.1.3-3)$$

4) 偏心受压构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k (e - z)}{A_s z} \quad (8.1.3-4)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma_f') \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (8.1.3-5)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (8.1.3-6)$$

$$\gamma_f' = \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} \quad (8.1.3-7)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (8.1.3-8)$$

式中 A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积：对轴心受拉构件，取全部纵向钢筋截面面积；对偏心受拉构件，取受拉较大边的纵向钢筋截面面积；对受弯、偏心受压构件，取受拉区纵向钢筋截面面积；

e' ——轴向拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向钢筋合力点的距离；

e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；

z ——纵向受拉钢筋合力点至截面受压区合力点的距离，且不大于 $0.87h_0$ ；

η_s ——使用阶段的轴向压力偏心距增大系数，当 $l_0/h \leq 14$ 时，取 $\eta_s = 1.0$ ；

y_s ——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离；

γ_f' ——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

b_f' 、 h_f' ——受压区翼缘的宽度、高度；在公式 (8.1.3-7) 中，当 $h_f' > 0.2h_0$ 时，取 $h_f' = 0.2h_0$ ；

N_k 、 M_k ——按荷载效应的标准组合计算的轴向力值、弯矩值。

2 预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力

1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k - N_{p0}}{A_p + A_s} \quad (8.1.3-9)$$

2) 受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 - N_{p0}(z - e_p)}{(A_p + A_s)z} \quad (8.1.3-10)$$

$$e = e_p + \frac{M_k \pm M_2}{N_{p0}} \quad (8.1.3-11)$$

式中 A_p ——受拉区纵向预应力钢筋截面面积：对轴心受拉构件，取全部纵向预应力钢筋截面面积；对受弯构

件, 取受拉区纵向预应力钢筋截面面积;

z ——受拉区纵向非预应力钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区合力点的距离, 按公式 (8.1.3-5) 计算, 其中 e 按公式 (8.1.3-11) 计算;

e_p ——混凝土法向预应力等于零时全部纵向预应力和非预应力钢筋的合力 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点的距离;

M_2 ——后张法预应力混凝土超静定结构构件中的次弯矩, 按本规范第 6.1.7 条的规定确定。

注: 在公式 (8.1.3-10)、(8.1.3-11) 中, 当 M_2 与 M_k 的作用方向相同时, 取加号; 当 M_2 与 M_k 的作用方向相反时, 取减号。

8.1.4 在荷载效应的标准组合和准永久组合下, 抗裂验算边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算:

1 轴心受拉构件

$$\sigma_{ck} = \frac{N_k}{A_0} \quad (8.1.4-1)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{N_q}{A_0} \quad (8.1.4-2)$$

2 受弯构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \quad (8.1.4-3)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_q}{W_0} \quad (8.1.4-4)$$

3 偏心受拉和偏心受压构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \pm \frac{N_k}{A_0} \quad (8.1.4-5)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_q}{W_0} \pm \frac{N_q}{A_0} \quad (8.1.4-6)$$

式中 N_q 、 M_q ——按荷载效应的准永久组合计算的轴向力值、弯矩值；

A_0 ——构件换算截面面积；

W_0 ——构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩。

注：在公式 (8.1.4-5)、(8.1.4-6) 中右边项，当轴向力为拉力时取加号，为压力时取减号。

8.1.5 预应力混凝土受弯构件应分别对截面上的混凝土主拉应力和主压应力进行验算：

1 混凝土主拉应力

1) 一级——严格要求不出现裂缝的构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.85 f_{tk} \quad (8.1.5-1)$$

2) 二级——一般要求不出现裂缝的构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.95 f_{tk} \quad (8.1.5-2)$$

2 混凝土主压应力

对严格要求和一般要求不出现裂缝的构件，均应符合下列规定：

$$\sigma_{cp} \leq 0.6 f_{ck} \quad (8.1.5-3)$$

式中 σ_{tp} 、 σ_{cp} ——混凝土的主拉应力、主压应力，按本规范第 8.1.6 条确定。

此时，应选择跨度内不利位置的截面，对该截面的换算截面重心处和截面宽度剧烈改变处进行验算。

注：对允许出现裂缝的吊车梁，在静力计算中应符合公式 (8.1.5-2) 和公式 (8.1.5-3) 的规定。

8.1.6 混凝土主拉应力和主压应力应按下列公式计算:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{\text{tp}} \\ \sigma_{\text{cp}} \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right]^2 + \tau^2} \quad (8.1.6-1)$$

$$\sigma_x = \sigma_{\text{pc}} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad (8.1.6-2)$$

$$\tau = \frac{(V_k - \sum \sigma_{\text{pe}} A_{\text{pb}} \sin \alpha_p) S_0}{I_0 b} \quad (8.1.6-3)$$

式中 σ_x ——由预加力和弯矩值 M_k 在计算纤维处产生的混凝土法向应力;

σ_y ——由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力;

τ ——由剪力值 V_k 和预应力弯起钢筋的预加力在计算纤维处产生的混凝土剪应力;当计算截面上有扭矩作用时,尚应计入扭矩引起的剪应力;对后张法预应力混凝土超静定结构构件,在计算剪应力时,尚应计入预加力引起的次剪力;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后,在计算纤维处由预加力产生的混凝土法向应力,按本规范公式 (6.1.5-1) 或 (6.1.5-4) 计算;

y_0 ——换算截面重心至计算纤维处的距离;

I_0 ——换算截面惯性矩;

V_k ——按荷载效应的标准组合计算的剪力值;

S_0 ——计算纤维以上部分的换算截面面积对构件换算截面重心的面积矩;

σ_{pe} ——预应力弯起钢筋的有效预应力;

A_{pb} ——计算截面上同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面面积;

α_p ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线

的夹角。

注：公式 (8.1.6-1)、(8.1.6-2) 中的 σ_x 、 σ_y 、 σ_x 和 $M_k y_0 / I_0$ ，当为拉应力时，以正值代入；当为压应力时，以负值代入；

8.1.7 对预应力混凝土吊车梁，在集中力作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内，由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力和剪应力的简化分布，可按图 8.1.7 确定，其应力的最大值可按下列公式计算：

$$\sigma_{y,\max} = \frac{0.6F_k}{bh} \quad (8.1.7-1)$$

$$\tau_F = \frac{\tau^l - \tau^r}{2} \quad (8.1.7-2)$$

$$\tau^l = \frac{V_k^l S_0}{I_0 b} \quad (8.1.7-3)$$

$$\tau^r = \frac{V_k^r S_0}{I_0 b} \quad (8.1.7-4)$$

式中 τ^l 、 τ^r ——位于集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧 $0.6h$ 处截面上的剪应力；

τ_F ——集中荷载标准值 F_k 作用截面上的剪应力；

V_k^l 、 V_k^r ——集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧截面上的剪力标准值。

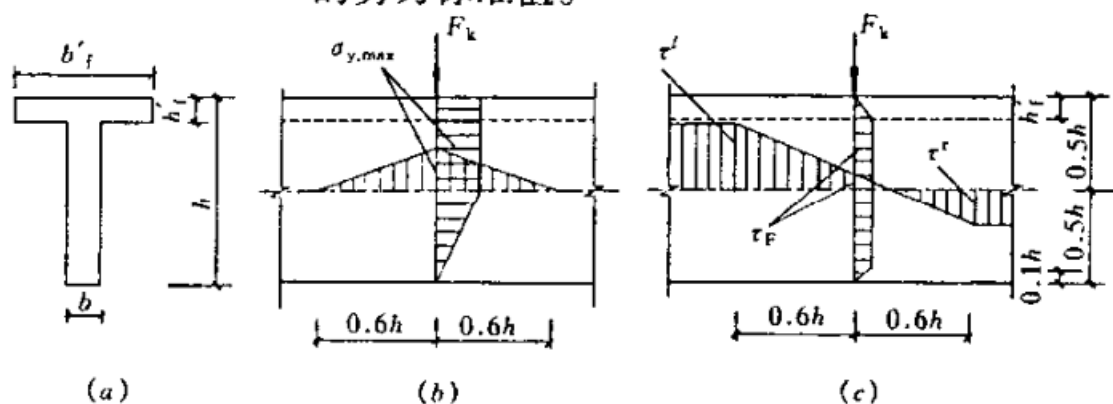


图 8.1.7 预应力混凝土吊车梁集中力作用点附近的应力分布

(a) 截面；(b) 竖向压应力 σ_y 分布；(c) 剪应力 τ 分布

8.1.8 对先张法预应力混凝土构件端部进行正截面、斜截面抗裂验算时,应考虑预应力钢筋在其预应力传递长度 l_{tr} 范围内实际应力值的变化。预应力钢筋的实际应力按线性规律增大,在构件端部取为零,在其预应力传递长度的末端取有效预应力值 σ_{pe} (图 8.1.8),预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按本规范第 6.1.9 条确定。

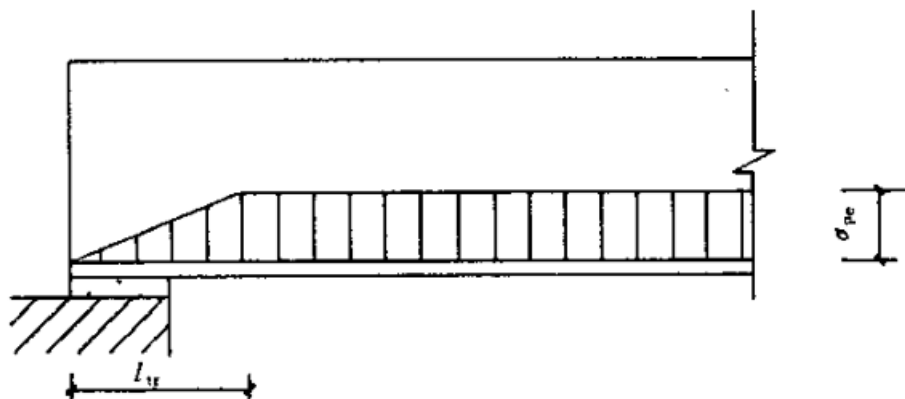


图 8.1.8 预应力传递长度范围内有效预应力值的变化

8.2 受弯构件挠度验算

8.2.1 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度,可根据构件的刚度用结构力学方法计算。

在等截面构件中,可假定各同号弯矩区段内的刚度相等,并取用该区段内最大弯矩处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍或不小于跨中截面刚度的二分之一时,该跨也可按等刚度构件进行计算,其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度。

受弯构件的挠度应按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度 B 进行计算,所求得的挠度计算值不应超过本规范表 3.3.2 规定的限值。

8.2.2 矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面受弯构件的刚度 B ,可按下列公式计算:

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s \quad (8.2.2)$$

- 式中 M_k ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；
 M_q ——按荷载效应的准永久组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；
 B_s ——荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度，按本规范第 8.2.3 条的公式计算；
 θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，按本规范第 8.2.5 条取用。

8.2.3 在荷载效应的标准组合作用下，受弯构件的短期刚度 B_s 可按下列公式计算：

1 钢筋混凝土受弯构件

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f}} \quad (8.2.3-1)$$

2 预应力混凝土受弯构件

1) 要求不出现裂缝的构件

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (8.2.3-2)$$

2) 允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85 E_c I_0}{\kappa_{cr} + (1 - \kappa_{cr}) \omega} \quad (8.2.3-3)$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (8.2.3-4)$$

$$\omega = \left(1.0 + \frac{0.21}{\alpha_E \rho} \right) (1 + 0.45 \gamma_f) - 0.7 \quad (8.2.3-5)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (8.2.3-6)$$

$$\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \quad (8.2.3-7)$$

式中 ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,按本规范第 8.1.2 条确定;

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值: $\alpha_E = E_s/E_c$;

ρ ——纵向受拉钢筋配筋率:对钢筋混凝土受弯构件,取 $\rho = A_s/(bh_0)$;对预应力混凝土受弯构件,取 $\rho = (A_p + A_s)/(bh_0)$;

I_0 ——换算截面惯性矩;

γ_f ——受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值;

b_f 、 h_f ——受拉区翼缘的宽度、高度;

κ_{cr} ——预应力混凝土受弯构件正截面的开裂弯矩 M_{cr} 与弯矩 M_k 的比值,当 $\kappa_{cr} > 1.0$ 时,取 $\kappa_{cr} = 1.0$;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后,由预加力在抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力;

γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数,按本规范第 8.2.4 条确定。

注:对预压时预拉区出现裂缝的构件, B_s 应降低 10%。

8.2.4 混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数 γ 可按下列公式计算:

$$\gamma = \left(0.7 + \frac{120}{h}\right) \gamma_m \quad (8.2.4)$$

式中 γ_m ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数基本值,可按正截面应变保持平面的假定,并取受拉区混凝土应力图形为梯形、受拉边缘混凝土极限拉应变为 $2f_{tk}/E_c$ 确定;对常用的截面形状, γ_m 值可按表 8.2.4 取用;

h ——截面高度 (mm):当 $h < 400$ 时,取 $h = 400$;当 $h > 1600$ 时,取 $h = 1600$;对圆形、环形截面,

取 $h = 2r$ ，此处， r 为圆形截面半径或环形截面的外环半径。

表 8.2.4 截面抵抗矩塑性影响系数基本值 γ_m

项次	1	2	3		4		5
截面形状	矩形截面	翼缘位于受压区的 T 形截面	对称 I 形截面或箱形截面		翼缘位于受拉区的倒 T 形截面		圆形和环形截面
			$b_f/b \leq 2$ 、 h_f/h 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	$b_f/b \leq 2$ 、 h_f/h 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	
γ_m	1.55	1.50	1.45	1.35	1.50	1.40	$1.6 - 0.24r_1/r$

注：1 对 $b'_f > b_f$ 的 I 形截面，可按项次 2 与项次 3 之间的数值采用；对 $b'_f < b_f$ 的 I 形截面，可按项次 3 与项次 4 之间的数值采用；

2 对于箱形截面， b 系指各肋宽度的总和；

3 r_1 为环形截面的内环半径，对圆形截面取 r_1 为零。

8.2.5 考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数 θ 可按下列规定取用：

1 钢筋混凝土受弯构件

当 $\rho' = 0$ 时，取 $\theta = 2.0$ ；当 $\rho' = \rho$ 时，取 $\theta = 1.6$ ；当 ρ' 为中间数值时， θ 按线性内插法取用。此处， $\rho' = A'_s / (bh_0)$ ， $\rho = A_s / (bh_0)$ 。

对翼缘位于受拉区的倒 T 形截面， θ 应增加 20%。

2 预应力混凝土受弯构件，取 $\theta = 2.0$ 。

8.2.6 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加力反拱值，可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算，并应考虑预压应力长期作用的影响，将计算求得的预加力反拱值乘以增大系数 2.0；在计算中，预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失。

注：1 对重要的或特殊的预应力混凝土受弯构件的长期反拱值，可根据专门的试验分析确定或采用合理的收缩、徐变计算方法经分析确定；

2 对恒载较小的构件，应考虑反拱过大对使用的不利影响。

9 构造规定

9.1 伸 缩 缝

9.1.1 钢筋混凝土结构伸缩缝的最大间距应符合表 9.1.1 的规定。

表 9.1.1 钢筋混凝土结构伸缩缝最大间距 (m)

结构类别		室内或土中	露天
排架结构	装配式	100	70
框架结构	装配式	75	50
	现浇式	55	35
剪力墙结构	装配式	65	40
	现浇式	45	30
挡土墙、地下室墙壁等类结构	装配式	40	30
	现浇式	30	20

- 注：1 装配整体式结构房屋的伸缩缝间距宜按表中现浇式的数值取用；
2 框架-剪力墙结构或框架-核心筒结构房屋的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值；
3 当屋面无保温或隔热措施时，框架结构、剪力墙结构的伸缩缝间距宜按表中露天栏的数值取用；
4 现浇挑檐、雨罩等外露结构的伸缩缝间距不宜大于 12m。

9.1.2 对下列情况，本规范表 9.1.1 中的伸缩缝最大间距宜适当减小：

- 1 柱高（从基础顶面算起）低于 8m 的排架结构；
- 2 屋面无保温或隔热措施的排架结构；
- 3 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构或经常处于高温作用下的结构；
- 4 采用滑模类施工工艺的剪力墙结构；
- 5 材料收缩较大、室内结构因施工外露时间较长等。

9.1.3 对下列情况，如有充分依据和可靠措施，本规范表 9.1.1 中的伸缩缝最大间距可适当增大：

- 1 混凝土浇筑采用后浇带分段施工；

- 2 采用专门的预加应力措施；
- 3 采取能减小混凝土温度变化或收缩的措施。

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。

9.1.4 具有独立基础的排架、框架结构，当设置伸缩缝时，其双柱基础可不断开。

9.2 混凝土保护层

9.2.1 纵向受力的普通钢筋及预应力钢筋，其混凝土保护层厚度（钢筋外边缘至混凝土表面的距离）不应小于钢筋的公称直径，且应符合表 9.2.1 的规定。

表 9.2.1 纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度 (mm)

环境类别	板、墙、壳			梁			柱		
	≤C20	C25~C45	≥C50	≤C20	C25~C45	≥C50	≤C20	C25~C45	≥C50
一	20	15	15	30	25	25	30	30	30
二	a	20	20	—	30	30	—	30	30
	b	25	20	—	35	30	—	35	30
三	—	30	25	—	40	35	—	40	35

注：基础中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 40mm；当无垫层时不应小于 70mm。

9.2.2 处于一类环境且由工厂生产的预制构件，当混凝土强度等级不低于 C20 时，其保护层厚度可按本规范表 9.2.1 中规定减少 5mm，但预应力钢筋的保护层厚度不应小于 15mm；处于二类环境且由工厂生产的预制构件，当表面采取有效保护措施时，保护层厚度可按本规范表 9.2.1 中一类环境数值取用。

预制钢筋混凝土受弯构件钢筋端头的保护层厚度不应小于 10mm；预制肋形板主肋钢筋的保护层厚度应按梁的数值取用。

9.2.3 板、墙、壳中分布钢筋的保护层厚度不应小于本规范表 9.2.1 中相应数值减 10mm，且不应小于 10mm；梁、柱中箍筋和构造钢筋的保护层厚度不应小于 15mm。

9.2.4 当梁、柱中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度大于

40mm 时, 应对保护层采取有效的防裂构造措施。

处于二、三类环境中的悬臂板, 其上表面应采取有效的保护措施。

9.2.5 对有防火要求的建筑物, 其混凝土保护层厚度尚应符合国家现行有关标准的要求。

处于四、五类环境中的建筑物, 其混凝土保护层厚度尚应符合国家现行有关标准的要求。

9.3 钢筋的锚固

9.3.1 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时, 受拉钢筋的锚固长度应按下列公式计算:

普通钢筋

$$l_a = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (9.3.1-1)$$

预应力钢筋

$$l_a = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (9.3.1-2)$$

式中 l_a ——受拉钢筋的锚固长度;

f_y 、 f_{py} ——普通钢筋、预应力钢筋的抗拉强度设计值, 按本规范表 4.2.3-1、4.2.3-2 采用;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值, 按本规范表 4.1.4 采用; 当混凝土强度等级高于 C40 时, 按 C40 取值;

d ——钢筋的公称直径;

α ——钢筋的外形系数, 按表 9.3.1 取用。

表 9.3.1 钢筋的外形系数

钢筋类型	光面钢筋	带肋钢筋	刻痕钢丝	螺旋肋钢丝	三股钢绞线	七股钢绞线
α	0.16	0.14	0.19	0.13	0.16	0.17

注: 光面钢筋系指 HPB235 级钢筋, 其末端应做 180°弯钩, 弯后平直段长度不应小于 3d, 但作受压钢筋时可不做弯钩; 带肋钢筋系指 HRB335 级、HRB400 级钢筋及 RRB400 级余热处理钢筋。

当符合下列条件时, 计算的锚固长度应进行修正:

1 当 HRB335、HRB400 和 RRB400 级钢筋的直径大于 25mm 时, 其锚固长度应乘以修正系数 1.1;

2 HRB335、HRB400 和 RRB400 级的环氧树脂涂层钢筋, 其锚固长度应乘以修正系数 1.25;

3 当钢筋在混凝土施工过程中易受扰动 (如滑模施工) 时, 其锚固长度应乘以修正系数 1.1;

4 当 HRB335、HRB400 和 RRB400 级钢筋在锚固区的混凝土保护层厚度大于钢筋直径的 3 倍且配有箍筋时, 其锚固长度可乘以修正系数 0.8;

5 除构造需要的锚固长度外, 当纵向受力钢筋的实际配筋面积大于其设计计算面积时, 如有充分依据和可靠措施, 其锚固长度可乘以设计计算面积与实际配筋面积的比值。但对有抗震设防要求及直接承受动力荷载的结构构件, 不得采用此项修正。

6 当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, 先张法预应力钢筋的锚固长度应从距构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始计算, 此处 l_{tr} 为预应力传递长度, 按本规范第 6.1.9 条确定。

经上述修正后的锚固长度不应小于按公式 (9.3.1-1)、(9.3.1-2) 计算锚固长度的 0.7 倍, 且不应小于 250mm。

9.3.2 当 HRB335 级、HRB400 级和 RRB400 级纵向受拉钢筋末端采用机械锚固措施时, 包括附加锚固端头在内的锚固长度可取为按本规范公式 (9.3.1-1) 计算的锚固长度的 0.7 倍。

机械锚固的形式及构造要求宜按图 9.3.2 采用。

采用机械锚固措施时, 锚固长度范围内的箍筋不应少于 3

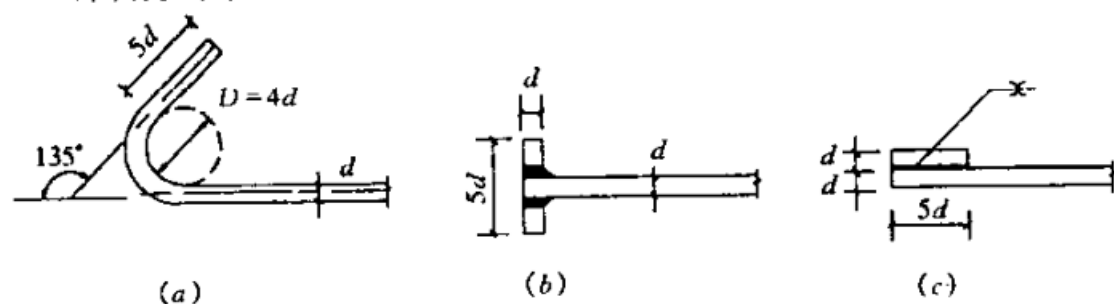


图 9.3.2 钢筋机械锚固的形式及构造要求

(a) 末端带 135°弯钩; (b) 末端与钢板穿孔塞焊; (c) 末端与短钢筋双面贴焊

个,其直径不应小于纵向钢筋直径的 0.25 倍,其间距不应大于纵向钢筋直径的 5 倍。当纵向钢筋的混凝土保护层厚度不小于钢筋公称直径的 5 倍时,可不配置上述箍筋。

9.3.3 当计算中充分利用纵向钢筋的抗压强度时,其锚固长度不应小于本规范第 9.3.1 条规定的受拉锚固长度的 0.7 倍。

9.3.4 对承受重复荷载的预制构件,应将纵向非预应力受拉钢筋末端焊接在钢板或角钢上,钢板或角钢应可靠地锚固在混凝土中。钢板或角钢的尺寸应按计算确定,其厚度不宜小于 10mm。

9.4 钢筋的连接

9.4.1 钢筋的连接可分为两类:绑扎搭接;机械连接或焊接。机械连接接头和焊接接头的类型及质量应符合国家现行有关标准的规定。

受力钢筋的接头宜设置在受力较小处。在同一根钢筋上宜少设接头。

9.4.2 轴心受拉及小偏心受拉杆件(如桁架和拱的拉杆)的纵向受力钢筋不得采用绑扎搭接接头。

当受拉钢筋的直径 $d > 28\text{mm}$ 及受压钢筋的直径 $d > 32\text{mm}$ 时,不宜采用绑扎搭接接头。

9.4.3 同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜相互错开。

钢筋绑扎搭接接头连接区段的长度为 1.3 倍搭接长度,凡搭接接头中点位于该连接区段长度内的搭接接头均属于同一连接区段。同一连接区段内纵向钢筋搭接接头面积百分率为该区段内有搭接接头的纵向受力钢筋截面面积与全部纵向受力钢筋截面面积的比值(图 9.4.3)。

位于同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率:对梁类、板类及墙类构件,不宜大于 25%;对柱类构件,不宜大于 50%。当工程中确有必要增大受拉钢筋搭接接头面积百分率时,对梁类构件,不应大于 50%;对板类、墙类及柱类构件,可根

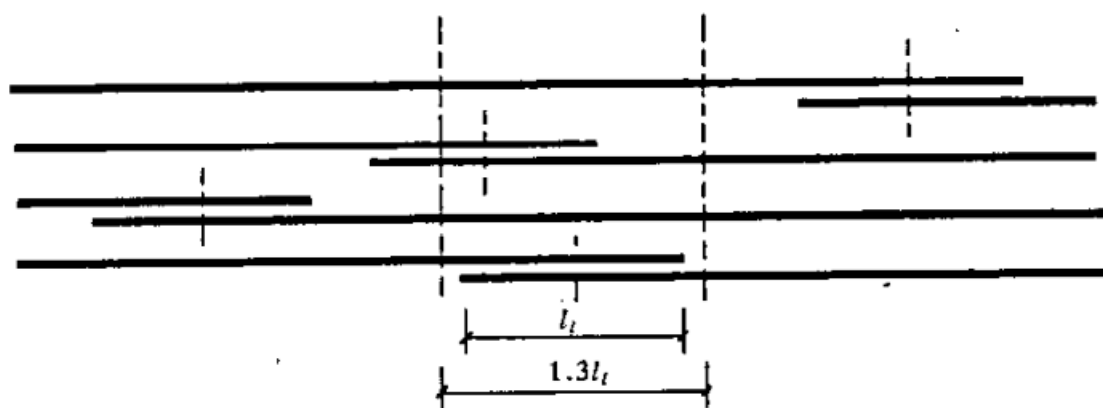


图 9.4.3 同一连接区段内的纵向受拉钢筋绑扎搭接接头

注：图中所示同一连接区段内的搭接接头钢筋为两根，当钢筋直径相同时，钢筋搭接接头面积百分率为 50%。

据实际情况放宽。

纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率按下列公式计算：

$$l_l = \zeta l_a \quad (9.4.3)$$

式中 l_l ——纵向受拉钢筋的搭接长度；

l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度，按本规范第 9.3.1 条确定；

ζ ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 9.4.3 取用。

在任何情况下，纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度均不应小于 300mm。

表 9.4.3 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

纵向钢筋搭接接头面积百分率 (%)	≤25	50	100
ζ	1.2	1.4	1.6

9.4.4 构件中的纵向受压钢筋，当采用搭接连接时，其受压搭接长度不应小于本规范第 9.4.3 条纵向受拉钢筋搭接长度的 0.7 倍，且在任何情况下不应小于 200mm。

9.4.5 在纵向受力钢筋搭接长度范围内应配置箍筋，其直径不

应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍。当钢筋受拉时，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不应大于 100mm；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍，且不应大于 200mm。当受压钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，尚应在搭接接头两个端面外 100mm 范围内各设置两个箍筋。

9.4.6 纵向受力钢筋机械连接接头宜相互错开。钢筋机械连接接头连接区段的长度为 $35d$ (d 为纵向受力钢筋的较大直径)，凡接头中点位于该连接区段长度内的机械连接接头均属于同一连接区段。

在受力较大处设置机械连接接头时，位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋接头面积百分率不宜大于 50%。纵向受压钢筋的接头面积百分率可不受限制。

9.4.7 直接承受动力荷载的结构构件中的机械连接接头，除应满足设计要求的抗疲劳性能外，位于同一连接区段内的纵向受力钢筋接头面积百分率不应大于 50%。

9.4.8 机械连接接头连接件的混凝土保护层厚度宜满足纵向受力钢筋最小保护层厚度的要求。连接件之间的横向净间距不宜小于 25mm。

9.4.9 纵向受力钢筋的焊接接头应相互错开。钢筋焊接接头连接区段的长度为 $35d$ (d 为纵向受力钢筋的较大直径) 且不小于 500mm，凡接头中点位于该连接区段长度内的焊接接头均属于同一连接区段。

位于同一连接区段内纵向受力钢筋的焊接接头面积百分率，对纵向受拉钢筋接头，不应大于 50%。纵向受压钢筋的接头面积百分率可不受限制。

注：1 装配式构件连接处的纵向受力钢筋焊接接头可不受以上限制；

2 承受均布荷载作用的屋面板、楼板、檩条等简支受弯构件，如在受拉区内配置的纵向受力钢筋少于 3 根时，可在跨度两端各四分之一跨度范围内设置一个焊接接头。

9.4.10 需进行疲劳验算的构件，其纵向受拉钢筋不得采用绑扎

搭接接头,也不宜采用焊接接头,且严禁在钢筋上焊有任何附件(端部锚固除外)。

当直接承受吊车荷载的钢筋混凝土吊车梁、屋面梁及屋架下弦的纵向受拉钢筋必须采用焊接接头时,应符合下列规定:

- 1 必须采用闪光接触对焊,并去掉接头的毛刺及卷边;
- 2 同一连接区段内纵向受拉钢筋焊接接头面积百分率不应大于25%,此时,焊接接头连接区段的长度应取为 $45d$ (d 为纵向受力钢筋的较大直径);
- 3 疲劳验算时,应按本规范第4.2.5条的规定,对焊接接头处的疲劳应力幅限值进行折减。

9.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

9.5.1 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的配筋百分率不应小于表9.5.1规定的数值。

表 9.5.1 钢筋混凝土结构构件中
纵向受力钢筋的最小配筋百分率 (%)

受力类型		最小配筋百分率
受压构件	全部纵向钢筋	0.6
	一侧纵向钢筋	0.2
受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋		0.2 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值

注: 1 受压构件全部纵向钢筋最小配筋百分率,当采用 HRB400 级、RRB400 级钢筋时,应按表中规定减小 0.1;当混凝土强度等级为 C60 及以上时,应按表中规定增大 0.1;

2 偏心受拉构件中的受压钢筋,应按受压构件一侧纵向钢筋考虑;

3 受压构件的全部纵向钢筋和一侧纵向钢筋的配筋率以及轴心受拉构件和小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按构件的全截面面积计算;受弯构件、大偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积 $(b'_f - b)h'_f$ 后的截面面积计算;

4 当钢筋沿构件截面周边布置时,“一侧纵向钢筋”系指沿受力方向两个对边中的一边布置的纵向钢筋。

9.5.2 对卧置于地基上的混凝土板,板中受拉钢筋的最小配筋

率可适当降低,但不应小于0.15%。

9.5.3 预应力混凝土受弯构件中的纵向受拉钢筋配筋率应符合下列要求:

$$M_u \geq M_{cr} \quad (9.5.3)$$

式中 M_u ——构件的正截面受弯承载力设计值,按本规范公式(7.2.1-1)、(7.2.2-2)或公式(7.2.5)计算,但应取等号,并将 M 以 M_u 代替;

M_{cr} ——构件的正截面开裂弯矩值,按本规范公式(8.2.3-6)计算。

9.6 预应力混凝土构件的构造规定

9.6.1 当先张法预应力钢丝按单根方式配筋困难时,可采用相同直径钢丝并筋的配筋方式。并筋的等效直径,对双并筋应取为单筋直径的1.4倍,对三并筋应取为单筋直径的1.7倍。

并筋的保护层厚度、锚固长度、预应力传递长度及正常使用极限状态验算均应按等效直径考虑。

注:当预应力钢绞线、热处理钢筋采用并筋方式时,应有可靠的构造措施。

9.6.2 先张法预应力钢筋之间的净间距应根据浇筑混凝土、施加预应力及钢筋锚固等要求确定。预应力钢筋之间的净间距不应小于其公称直径或等效直径的1.5倍,且应符合下列规定:对热处理钢筋及钢丝,不应小于15mm;对三股钢绞线,不应小于20mm;对七股钢绞线,不应小于25mm。

9.6.3 对先张法预应力混凝土构件,预应力钢筋端部周围的混凝土应采取下列加强措施:

1 对单根配置的预应力钢筋,其端部宜设置长度不小于150mm且不少于4圈的螺旋筋;当有可靠经验时,亦可利用支座垫板上的插筋代替螺旋筋,但插筋数量不应少于4根,其长度不宜小于120mm;

2 对分散布置的多根预应力钢筋,在构件端部 $10d$ (d 为

预应力钢筋的公称直径), 范围内应设置 3~5 片与预应力钢筋垂直的钢筋网;

3 对采用预应力钢丝配筋的薄板, 在板端 100mm 范围内应适当加密横向钢筋。

9.6.4 对槽形板类构件, 应在构件端部 100mm 范围内沿构件板面设置附加横向钢筋, 其数量不应少于 2 根。

对预制肋形板, 宜设置加强其整体性和横向刚度的横肋。端横肋的受力钢筋应弯入纵肋内。当采用先张长线法生产有端横肋的预应力混凝土肋形板时, 应在设计和制作上采取防止放张预应力时端横肋产生裂缝的有效措施。

9.6.5 在预应力混凝土屋面梁、吊车梁等构件靠近支座的斜向主拉应力较大部位, 宜将一部分预应力钢筋弯起。

9.6.6 对预应力钢筋在构件端部全部弯起的受弯构件或直线配筋的先张法构件, 当构件端部与下部支承结构焊接时, 应考虑混凝土收缩、徐变及温度变化所产生的不利影响, 宜在构件端部可能产生裂缝的部位设置足够的非预应力纵向构造钢筋。

9.6.7 后张法预应力钢筋所用锚具的形式和质量应符合国家现行有关标准的规定。

9.6.8 后张法预应力钢丝束、钢绞线束的预留孔道应符合下列规定:

1 对预制构件, 孔道之间的水平净间距不宜小于 50mm; 孔道至构件边缘的净间距不宜小于 30mm, 且不宜小于孔道直径的一半;

2 在框架梁中, 预留孔道在竖直方向的净间距不应小于孔道外径, 水平方向的净间距不应小于 1.5 倍孔道外径; 从孔壁算起的混凝土保护层厚度, 梁底不宜小于 50mm, 梁侧不宜小于 40mm;

3 预留孔道的内径应比预应力钢丝束或钢绞线束外径及需穿过孔道的连接器外径大 10~15mm;

4 在构件两端及跨中应设置灌浆孔或排气孔, 其孔距不宜

大于 12m;

5 凡制作时需要预先起拱的构件,预留孔道宜随构件同时起拱。

9.6.9 对后张法预应力混凝土构件的端部锚固区,应按下列规定配置间接钢筋:

1 应按本规范第 7.8 节的规定进行局部受压承载力计算,并配置间接钢筋,其体积配筋率不应小于 0.5%;

2 在局部受压间接钢筋配置区以外,在构件端部长度 l 不小于 $3e$ (e 为截面重心线上部或下部预应力钢筋的合力点至邻近边缘的距离) 但不大于 $1.2h$ (h 为构件端部截面高度)、高度为 $2e$ 的附加配筋区范围内,应均匀配置附加箍筋或网片,其体积配筋率不应小于 0.5% (图 9.6.9)。

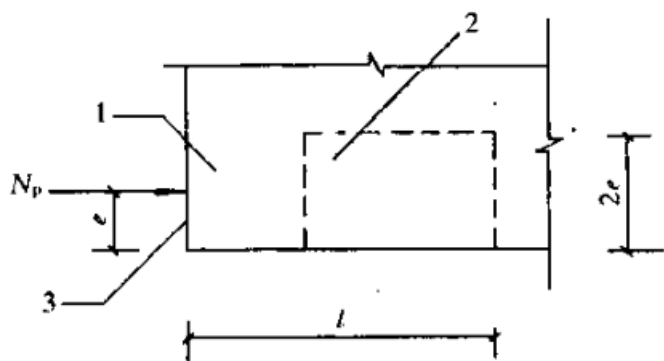


图 9.6.9 防止沿孔道劈裂的配筋范围

1—局部受压间接钢筋配置区; 2—附加配筋区; 3—构件端面

9.6.10 在后张法预应力混凝土构件端部宜按下列规定布置钢筋:

1 宜将一部分预应力钢筋在靠近支座处弯起,弯起的预应力钢筋宜沿构件端部均匀布置;

2 当构件端部预应力钢筋需集中布置在截面下部或集中布置在上部和下部时,应在构件端部 $0.2h$ (h 为构件端部截面高度) 范围内设置附加竖向焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他形式的构造钢筋;

3 附加竖向钢筋宜采用带肋钢筋,其截面面积应符合下列

要求:

当 $e \leq 0.1h$ 时

$$A_{sv} \geq 0.3 \frac{N_p}{f_y} \quad (9.6.10-1)$$

当 $0.1h < e \leq 0.2h$ 时

$$A_{sv} \geq 0.15 \frac{N_p}{f_y} \quad (9.6.10-2)$$

当 $e > 0.2h$ 时, 可根据实际情况适当配置构造钢筋。

式中 N_p ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力钢筋的合力, 可按本规范第 6 章的有关规定进行计算, 但应乘以预应力分项系数 1.2, 此时, 仅考虑混凝土预压前的预应力损失值;

e ——截面重心线上部或下部预应力钢筋的合力点至截面近边缘的距离;

f_y ——附加竖向钢筋的抗拉强度设计值, 按本规范表 4.2.3-1 采用。

当端部截面上部和下部均有预应力钢筋时, 附加竖向钢筋的总截面面积应按上部和下部的预应力合力分别计算的数值叠加后采用。

9.6.11 当构件在端部有局部凹进时, 应增设折线构造钢筋 (图 9.6.11) 或其他有效的构造钢筋。

9.6.12 当对后张法预应力混凝土构件端部有特殊要求时, 可通过有限元分析方法进行设计。

9.6.13 后张法预应力混凝土构件中, 曲线预应力钢丝束、钢绞线束的曲率半径不宜小于 4m; 对折线配筋的构件, 在预应力钢筋弯折处的曲率半径可适当减小。

9.6.14 在后张法预应力混凝土构件的预拉区和预压区中, 应设

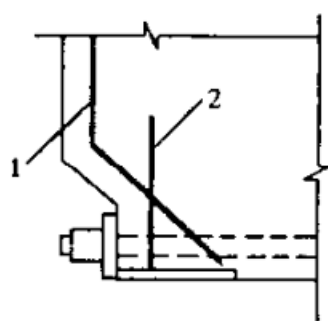


图 9.6.11 端部凹进处构造配筋
1—折线构造钢筋;
2—竖向构造钢筋

置纵向非预应力构造钢筋；在预应力钢筋弯折处，应加密箍筋或沿弯折处内侧设置钢筋网片。

9.6.15 构件端部尺寸应考虑锚具的布置、张拉设备的尺寸和局部受压的要求，必要时应适当加大。

在预应力钢筋锚具下及张拉设备的支承处，应设置预埋钢垫板并按本规范第 9.6.9 条及第 9.6.10 条的规定设置间接钢筋和附加构造钢筋。

对外露金属锚具，应采取可靠的防锈措施。

10 结构构件的基本规定

10.1 板

10.1.1 现浇钢筋混凝土板的厚度不应小于表 10.1.1 规定的数值。

表 10.1.1 现浇钢筋混凝土板的最小厚度 (mm)

板的类别		最小厚度
单向板	屋面板	60
	民用建筑楼板	60
	工业建筑楼板	70
	行车道下的楼板	80
双向板		80
密肋板	肋间距小于或等于 700mm	40
	肋间距大于 700mm	50
悬臂板	板的悬臂长度小于或等于 500mm	60
	板的悬臂长度大于 500mm	80
无梁楼板		150

10.1.2 混凝土板应按下列原则进行计算：

- 1 两对边支承的板应按单向板计算；
- 2 四边支承的板应按下列规定计算：
 - 1) 当长边与短边长度之比小于或等于 2.0 时，应按双向板计算；
 - 2) 当长边与短边长度之比大于 2.0，但小于 3.0 时，宜按双向板计算；当按沿短边方向受力的单向板计算时，应沿长边方向布置足够数量的构造钢筋；

3) 当长边与短边长度之比大于或等于 3.0 时, 可按沿短边方向受力的单向板计算。

10.1.3 当多跨单向板、多跨双向板采用分离式配筋时, 跨中正弯矩钢筋宜全部伸入支座; 支座负弯矩钢筋向跨内的延伸长度应覆盖负弯矩图并满足钢筋锚固的要求。

10.1.4 板中受力钢筋的间距, 当板厚 $h \leq 150\text{mm}$ 时, 不宜大于 200mm; 当板厚 $h > 150\text{mm}$ 时, 不宜大于 $1.5h$, 且不宜大于 250mm。

10.1.5 简支板或连续板下部纵向受力钢筋伸入支座的锚固长度不应小于 $5d$, d 为下部纵向受力钢筋的直径。当连续板内温度、收缩应力较大时, 伸入支座的锚固长度宜适当增加。

10.1.6 当现浇板的受力钢筋与梁平行时, 应沿梁长度方向配置间距不大于 200mm 且与梁垂直的上部构造钢筋, 其直径不宜小于 8mm, 且单位长度内的总截面面积不宜小于板中单位宽度内受力钢筋截面面积的三分之一。该构造钢筋伸入板内的长度从梁边算起每边不宜小于板计算跨度 l_0 的四分之一 (图 10.1.6)。

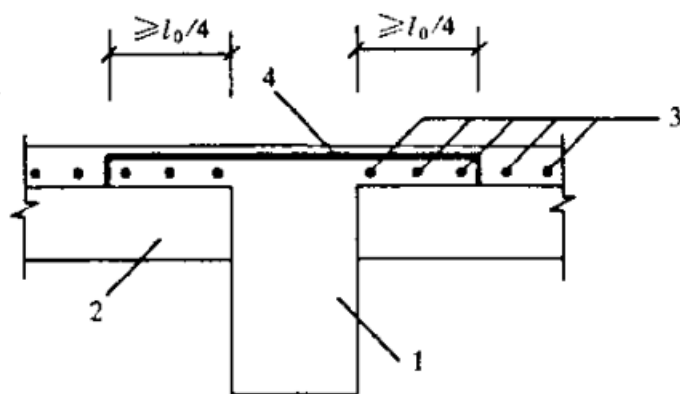


图 10.1.6 现浇板中与梁垂直的构造钢筋

1—主梁; 2—次梁;

3—板的受力钢筋; 4—上部构造钢筋

10.1.7 对与支承结构整体浇筑或嵌固在承重砌体墙内的现浇混凝土板, 应沿支承周边配置上部构造钢筋, 其直径不宜小于 8mm, 间距不宜大于 200mm, 并应符合下列规定:

1 现浇楼盖周边与混凝土梁或混凝土墙整体浇筑的单向板或双向板，应在板边上部设置垂直于板边的构造钢筋，其截面面积不宜小于板跨中相应方向纵向钢筋截面面积的三分之一；该钢筋自梁边或墙边伸入板内的长度，在单向板中不宜小于受力方向板计算跨度的五分之一，在双向板中不宜小于板短跨方向计算跨度的四分之一；在板角处该钢筋应沿两个垂直方向布置或按放射状布置；当柱角或墙的阳角突出到板内且尺寸较大时，亦应沿柱边或墙阳角边布置构造钢筋，该构造钢筋伸入板内的长度应从柱边或墙边算起。上述上部构造钢筋应按受拉钢筋锚固在梁内、墙内或柱内；

2 嵌固在砌体墙内的现浇混凝土板，其上部与板边垂直的构造钢筋伸入板内的长度，从墙边算起不宜小于板短边跨度的七分之一；在两边嵌固于墙内的板角部分，应配置双向上部构造钢筋，该钢筋伸入板内的长度从墙边算起不宜小于板短边跨度的四分之一；沿板的受力方向配置的上部构造钢筋，其截面面积不宜小于该方向跨中受力钢筋截面面积的三分之一；沿非受力方向配置的上部构造钢筋，可根据经验适当减少。

10.1.8 当按单向板设计时，除沿受力方向布置受力钢筋外，尚应在垂直受力方向布置分布钢筋。单位长度上分布钢筋的截面面积不宜小于单位宽度上受力钢筋截面面积的 15%，且不宜小于该方向板截面面积的 0.15%；分布钢筋的间距不宜大于 250mm，直径不宜小于 6mm；对集中荷载较大的情况，分布钢筋的截面面积应适当增加，其间距不宜大于 200mm。

注：当有实践经验或可靠措施时，预制单向板的分布钢筋可不受本条限制。

10.1.9 在温度、收缩应力较大的现浇板区域内，钢筋间距宜取为 150~200mm，并应在板的未配筋表面布置温度收缩钢筋。板的上、下表面沿纵、横两个方向的配筋率均不宜小于 0.1%。

温度收缩钢筋可利用原有钢筋贯通布置，也可另行设置构造钢筋网，并与原有钢筋按受拉钢筋的要求搭接或在周边构件中锚

固。

10.1.10 混凝土板中配置抗冲切箍筋或弯起钢筋时，应符合下列构造要求：

1 板的厚度不应小于 150mm；

2 按计算所需的箍筋及相应的架立钢筋应配置在与 45° 冲切破坏锥面相交的范围内，且从集中荷载作用面或柱截面边缘向外的分布长度不应小于 $1.5h_0$ (图 10.1.10a)；箍筋应做成封闭式，直径不应小于 6mm，间距不应大于 $h_0/3$ ；

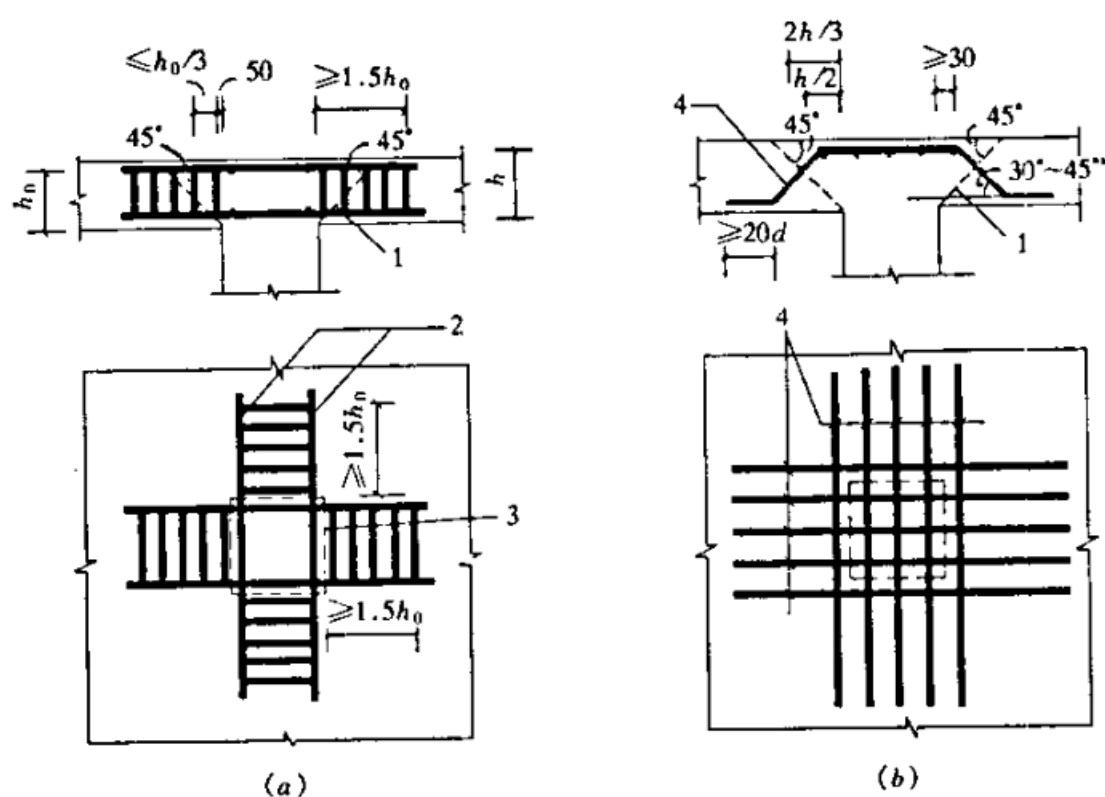


图 10.1.10 板中抗冲切钢筋布置

(a) 用箍筋作抗冲切钢筋；(b) 用弯起钢筋作抗冲切钢筋

注：图中尺寸单位 mm。

1—冲切破坏锥面；2—架立钢筋；3—箍筋；4—弯起钢筋

3 按计算所需弯起钢筋的弯起角度可根据板的厚度在 $30^\circ \sim 45^\circ$ 之间选取；弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏锥面相交 (图 10.1.10b)，其交点应在集中荷载作用面或柱截面边缘以外 $(1/2 \sim 2/3)h$ 的范围内。弯起钢筋直径不宜小于 12mm，且每一

方向不宜少于3根。

10.1.11 对卧置于地基上的基础筏板,当板的厚度 $h > 2\text{m}$ 时,除应沿板的上、下表面布置纵、横方向的钢筋外,尚宜沿板厚度方向间距不超过 1m 设置与板面平行的构造钢筋网片,其直径不宜小于 12mm ,纵横方向的间距不宜大于 200mm 。

10.1.12 当板中采用钢筋焊接网片配筋时,应符合国家现行有关标准的规定。

10.2 梁

10.2.1 钢筋混凝土梁纵向受力钢筋的直径,当梁高 $h \geq 300\text{mm}$ 时,不应小于 10mm ;当梁高 $h < 300\text{mm}$ 时,不应小于 8mm 。梁上部纵向钢筋水平方向的净间距(钢筋外边缘之间的最小距离)不应小于 30mm 和 $1.5d$ (d 为钢筋的最大直径);下部纵向钢筋水平方向的净间距不应小于 25mm 和 d 。梁的下部纵向钢筋配置多于两层时,两层以上钢筋水平方向的中距应比下面两层的中距增大一倍。各层钢筋之间的净间距不应小于 25mm 和 d 。

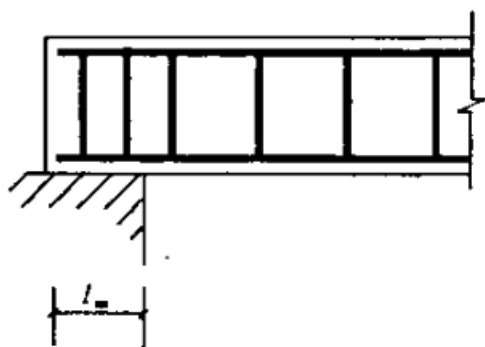


图 10.2.2 纵向受力钢筋
伸入梁简支支座的锚固

伸入梁支座范围内的纵向受力钢筋根数,当梁宽 $b \geq 100\text{mm}$ 时,不宜少于两根;当梁宽 $b < 100\text{mm}$ 时,可为一根。

10.2.2 钢筋混凝土简支梁和连续梁简支端的下部纵向受力钢筋,其伸入梁支座范围内的锚固长度 l_{as} (图 10.2.2) 应符合下列规定:

1 当 $V \leq 0.7f_1bh_0$ 时

$$l_{as} \geq 5d$$

2 当 $V > 0.7f_1bh_0$ 时

带肋钢筋

$$l_{as} \geq 12d$$

光面钢筋 $l_{as} \geq 15d$

此处, d 为纵向受力钢筋的直径。

如纵向受力钢筋伸入梁支座范围内的锚固长度不符合上述要求时, 应采取在钢筋上加焊锚固钢板或将钢筋端部焊接在梁端预埋件上等有效锚固措施。

支承在砌体结构上的钢筋混凝土独立梁, 在纵向受力钢筋的锚固长度 l_{as} 范围内应配置不少于两个箍筋, 其直径不宜小于纵向受力钢筋最大直径的 0.25 倍, 间距不宜大于纵向受力钢筋最小直径的 10 倍; 当采取机械锚固措施时, 箍筋间距尚不宜大于纵向受力钢筋最小直径的 5 倍。

注: 对混凝土强度等级为 C25 及以下的简支梁和连续梁的简支端, 当距支座边 $1.5h$ 范围内作用有集中荷载, 且 $V > 0.7f_t b h_0$ 时, 对带肋钢筋宜采取附加锚固措施, 或取锚固长度 $l_{as} \geq 15d$ 。

10.2.3 钢筋混凝土梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋不宜在受拉区截断。当必须截断时, 应符合以下规定:

1 当 $V \leq 0.7f_t b h_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a$;

2 当 $V > 0.7f_t b h_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 h_0 且不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a + h_0$;

3 若按上述规定确定的截断点仍位于负弯矩受拉区内, 则应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $1.3h_0$ 且不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的延伸长度不应小于 $1.2l_a + 1.7h_0$ 。

10.2.4 在钢筋混凝土悬臂梁中, 应有不少于两根上部钢筋伸至悬臂梁外端, 并向下弯折不小于 $12d$; 其余钢筋不应在梁的上部截断, 而应按本规范第 10.2.8 条规定的弯起点位置向下弯折, 并按本规范第 10.2.7 条的规定在梁的下边锚固。

10.2.5 梁内受扭纵向钢筋的配筋率 ρ_{tl} 应符合下列规定:

$$\rho_{tl} \geq 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} \quad (10.2.5)$$

当 $T/(Vb) > 2.0$ 时, 取 $T/(Vb) = 2.0$ 。

式中 ρ_{tl} ——受扭纵向钢筋的配筋率: $\rho_{tl} = \frac{A_{stl}}{bh}$;

b ——受剪的截面宽度, 按本规范第 7.6.1 条的规定取用;

A_{stl} ——沿截面周边布置的受扭纵向钢筋总截面面积。

沿截面周边布置的受扭纵向钢筋的间距不应大于 200mm 和梁截面短边长度; 除应在梁截面四角设置受扭纵向钢筋外, 其余受扭纵向钢筋宜沿截面周边均匀对称布置。受扭纵向钢筋应按受拉钢筋锚固在支座内。

在弯剪扭构件中, 配置在截面弯曲受拉边的纵向受力钢筋, 其截面面积不应小于按本规范第 9.5.1 条规定的受弯构件受拉钢筋最小配筋率计算出的钢筋截面面积与按本条受扭纵向钢筋配筋率计算并分配到弯曲受拉边的钢筋截面面积之和。

对箱形截面构件, 本条中的 b 均应以 b_h 代替。

10.2.6 当梁端实际受到部分约束但按简支计算时, 应在支座区上部设置纵向构造钢筋, 其截面面积不应小于梁跨中下部纵向受力钢筋计算所需截面面积的四分之一, 且不应少于两根; 该纵向构造钢筋自支座边缘向跨内伸出的长度不应小于 $0.2l_0$, 此处, l_0 为该跨的计算跨度。

10.2.7 在混凝土梁中, 宜采用箍筋作为承受剪力的钢筋。

当采用弯起钢筋时, 其弯起角宜取 45° 或 60° ; 在弯起钢筋的弯终点外应留有平行于梁轴线方向的锚固长度, 在受拉区不应小于 $20d$, 在受压区不应小于 $10d$, 此处, d 为弯起钢筋的直径; 梁底层钢筋中的角部钢筋不应弯起, 顶层钢筋中的角部钢筋不应弯下。

10.2.8 在混凝土梁的受拉区中, 弯起钢筋的弯起点可设在按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面之前, 但弯起钢筋与梁

中心线的交点应位于不需要该钢筋的截面之外 (图 10.2.8); 同时, 弯起点与按计算充分利用该钢筋的截面之间的距离不应小于 $h_0/2$ 。

当按计算需要设置弯起钢筋时, 前一排 (对支座而言) 的弯起点至后一排的弯终点的距离不应大于本规范表 10.2.10 中 $V > 0.7f_t b h_0 + 0.05N_{p0}$ 一栏规定的箍筋最大间距。

弯起钢筋不应采用浮筋。

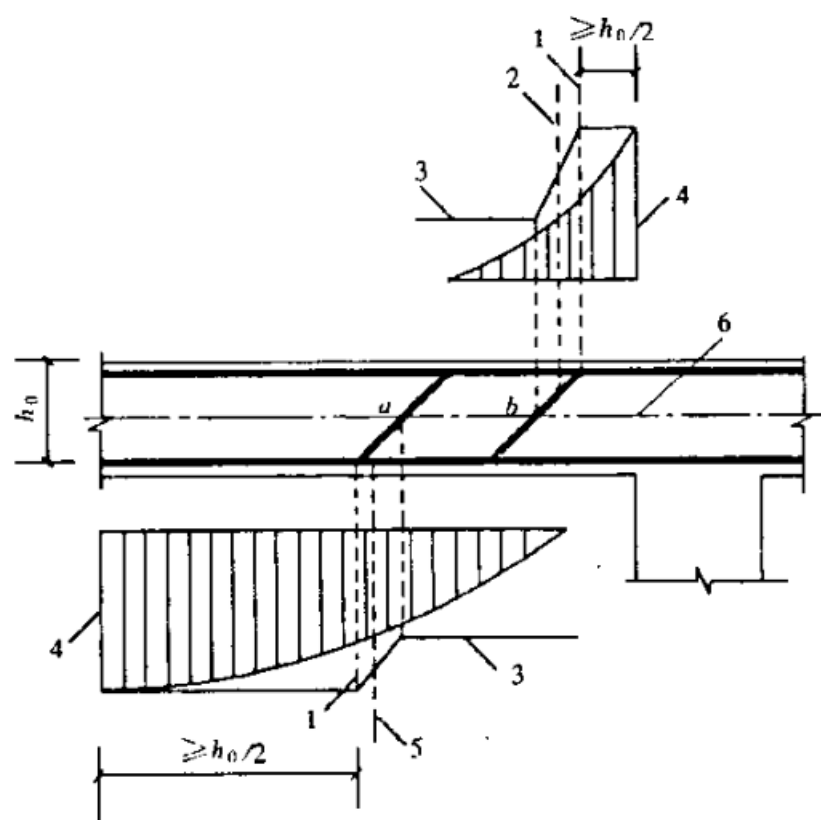


图 10.2.8 弯起钢筋弯起点与弯矩图的关系

1—在受拉区中的弯起截面; 2—按计算不需要钢筋“b”的截面; 3—正截面受弯承载力图; 4—按计算充分利用钢筋“a”或“b”强度的截面; 5—按计算不需要钢筋“a”的截面; 6—梁中心线

10.2.9 按计算不需要箍筋的梁, 当截面高度 $h > 300\text{mm}$ 时, 应沿梁全长设置箍筋; 当截面高度 $h = 150 \sim 300\text{mm}$ 时, 可仅在构件端部各四分之一跨度范围内设置箍筋; 但当在构件中部二分之一跨度范围内有集中荷载作用时, 则应沿梁全长设置箍筋; 当

截面高度 $h < 150\text{mm}$ 时, 可不设箍筋。

10.2.10 梁中箍筋的间距应符合下列规定:

1 梁中箍筋的最大间距宜符合表 10.2.10 的规定, 当 $V > 0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0}$ 时, 箍筋的配筋率 ρ_{sv} ($\rho_{sv} = A_{sv}/(bs)$) 尚不应小于 $0.24f_t/f_{yv}$;

2 当梁中配有按计算需要的纵向受压钢筋时, 箍筋应做成封闭式; 此时, 箍筋的间距不应大于 $15d$ (d 为纵向受压钢筋的最小直径), 同时不应大于 400mm ; 当一层内的纵向受压钢筋多于 5 根且直径大于 18mm 时, 箍筋间距不应大于 $10d$; 当梁的宽度大于 400mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时, 或当梁的宽度不大于 400mm 但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时, 应设置复合箍筋;

3 梁中纵向受力钢筋搭接长度范围内的箍筋间距应符合本规范第 9.4.5 条的规定。

表 10.2.10 梁中箍筋的最大间距 (mm)

梁高 h	$V > 0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0}$	$V \leq 0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0}$
$150 < h \leq 300$	150	200
$300 < h \leq 500$	200	300
$500 < h \leq 800$	250	350
$h > 800$	300	400

10.2.11 对截面高度 $h > 800\text{mm}$ 的梁, 其箍筋直径不宜小于 8mm ; 对截面高度 $h \leq 800\text{mm}$ 的梁, 其箍筋直径不宜小于 6mm 。梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时, 箍筋直径尚不应小于纵向受压钢筋最大直径的 0.25 倍。

10.2.12 在弯剪扭构件中, 箍筋的配筋率 ρ_{sv} ($\rho_{sv} = A_{sv}/(bs)$) 不应小于 $0.28f_t/f_{yv}$ 。箍筋间距应符合本规范表 10.2.10 的规定, 其中受扭所需的箍筋应做成封闭式, 且应沿截面周边布置; 当采用复合箍筋时, 位于截面内部的箍筋不应计入受扭所需的箍

筋面积；受扭所需箍筋的末端应做成 135° 弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于 $10d$ (d 为箍筋直径)。

在超静定结构中，考虑协调扭转而配置的箍筋，其间距不宜大于 $0.75b$ ，此处， b 按本规范第 7.6.1 条的规定取用。

对箱形截面构件，本条中的 b 均应以 b_h 代替。

10.2.13 位于梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载，应全部由附加横向钢筋（箍筋、吊筋）承担，附加横向钢筋宜采用箍筋。箍筋应布置在长度为 s 的范围内，此处， $s = 2h_1 + 3b$ （图 10.2.13）。当采用吊筋时，其弯起段应伸至梁上边缘，且末端水平段长度不应小于本规范第 10.2.7 条的规定。

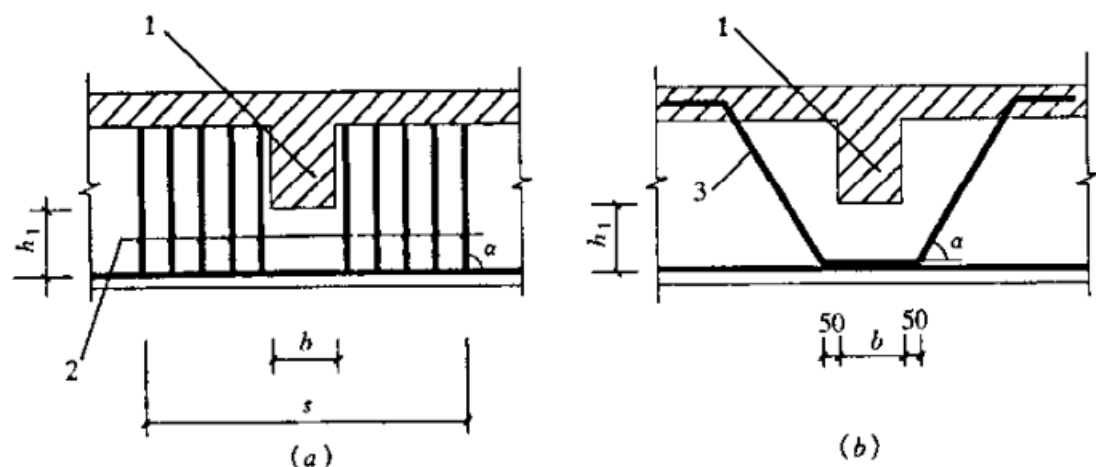


图 10.2.13 梁截面高度范围内有集中荷载作用时附加横向钢筋的布置

(a) 附加箍筋；(b) 附加吊筋

注：图中尺寸单位 mm。

1—传递集中荷载的位置；2—附加箍筋；3—附加吊筋

附加横向钢筋所需的总截面面积应符合下列规定：

$$A_{sv} \geq \frac{F}{f_{yv} \sin \alpha} \quad (10.2.13)$$

式中 A_{sv} ——承受集中荷载所需的附加横向钢筋总截面面积；
当采用附加吊筋时， A_{sv} 应为左、右弯起段截面面积之和；

F ——作用在梁的下部或梁截面高度范围内的集中荷载

设计值；

α ——附加横向钢筋与梁轴线间的夹角。

10.2.14 当构件的内折角处于受拉区时，应增设箍筋（图 10.2.14）。该箍筋应能承受未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的合力，且在任何情况下不应小于全部纵向钢筋合力的 35%。由箍筋承受的纵向受拉钢筋的合力可按下列公式计算：

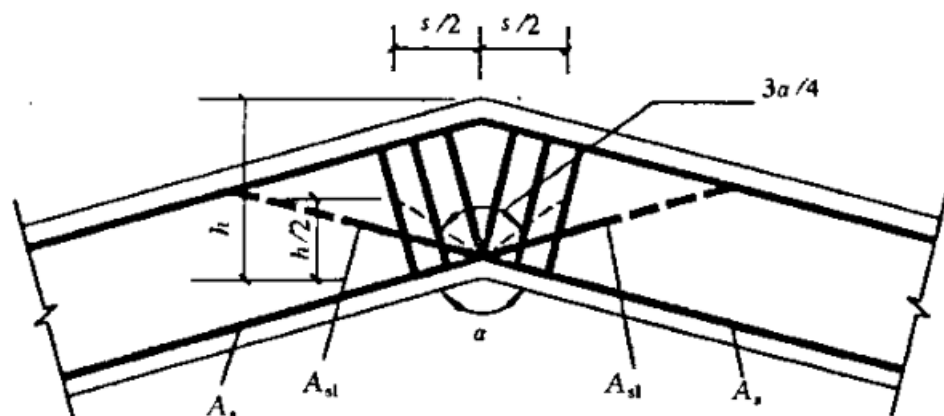


图 10.2.14 钢筋混凝土梁内折角处配筋

1 未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的合力为：

$$N_{s1} = 2f_y A_{sl} \cos \frac{\alpha}{2} \quad (10.2.14-1)$$

2 全部纵向受拉钢筋合力的 35% 为：

$$N_{s2} = 0.7f_y A_s \cos \frac{\alpha}{2} \quad (10.2.14-2)$$

式中 A_s ——全部纵向受拉钢筋的截面面积；

A_{sl} ——未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的截面面积；

α ——构件的内折角。

按上述条件求得的箍筋应设置在长度 s 范围内，此处， $s = h \tan (3\alpha/8)$ 。

10.2.15 梁内架立钢筋的直径，当梁的跨度小于 4m 时，不宜小于 8mm；当梁的跨度为 4~6m 时，不宜小于 10mm；当梁的跨度大于 6m 时，不宜小于 12mm。

10.2.16 当梁的腹板高度 $h_w \geq 450\text{mm}$ 时，在梁的两个侧面应

沿高度配置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋（不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋）的截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1%，且其间距不宜大于 200mm。此处，腹板高度 h_w 按本规范第 7.5.1 条的规定取用。

10.2.17 对钢筋混凝土薄腹梁或需作疲劳验算的钢筋混凝土梁，应在下部二分之一梁高的腹板内沿两侧配置直径为 8~14mm、间距为 100~150mm 的纵向构造钢筋，并应按下密上疏的方式布置。在上部二分之一梁高的腹板内，纵向构造钢筋可按本规范第 10.2.16 条的规定配置。

10.3 柱

10.3.1 柱中纵向受力钢筋应符合下列规定：

1 纵向受力钢筋的直径不宜小于 12mm，全部纵向钢筋的配筋率不宜大于 5%；圆柱中纵向钢筋宜沿周边均匀布置，根数不宜少于 8 根，且不应少于 6 根；

2 当偏心受压柱的截面高度 $h \geq 600\text{mm}$ 时，在柱的侧面上应设置直径为 10~16mm 的纵向构造钢筋，并相应设置复合箍筋或拉筋；

3 柱中纵向受力钢筋的净间距不应小于 50mm；对水平浇筑的预制柱，其纵向钢筋的最小净间距可按本规范第 10.2.1 条关于梁的有关规定取用；

4 在偏心受压柱中，垂直于弯矩作用平面的侧面上的纵向受力钢筋以及轴心受压柱中各边的纵向受力钢筋，其中距不宜大于 300mm。

10.3.2 柱中箍筋应符合下列规定：

1 柱及其他受压构件中的周边箍筋应做成封闭式；对圆柱中的箍筋，搭接长度不应小于本规范第 9.3.1 条规定的锚固长度，且末端应做成 135°弯钩，弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 5 倍；

2 箍筋间距不应大于 400mm 及构件截面的短边尺寸，且不

应大于 $15d$ ， d 为纵向受力钢筋的最小直径；

3 箍筋直径不应小于 $d/4$ ，且不应小于 6mm ， d 为纵向钢筋的最大直径；

4 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率大于 3% 时，箍筋直径不应小于 8mm ，间距不应大于纵向受力钢筋最小直径的 10 倍，且不应大于 200mm ；箍筋末端应做成 135° 弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍；箍筋也可焊成封闭环式；

5 当柱截面短边尺寸大于 400mm 且各边纵向钢筋多于 3 根时，或当柱截面短边尺寸不大于 400mm 但各边纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋；

6 柱中纵向受力钢筋搭接长度范围内的箍筋间距应符合本规范第 $9.4.5$ 条的规定。

10.3.3 在配有螺旋式或焊接环式间接钢筋的柱中，如计算中考虑间接钢筋的作用，则间接钢筋的间距不应大于 80mm 及 $d_{\text{cor}}/5$ (d_{cor} 为按间接钢筋内表面确定的核心截面直径)，且不宜小于 40mm ；间接钢筋的直径应符合本规范第 $10.3.2$ 条的规定。

10.3.4 I 形截面柱的翼缘厚度不宜小于 120mm ，腹板厚度不宜小于 100mm 。当腹板开孔时，宜在孔洞周边每边设置 $2\sim 3$ 根直径不小于 8mm 的加强钢筋，每个方向加强钢筋的截面面积不宜小于该方向被截断钢筋的截面面积。

10.3.5 腹板开孔的 I 形截面柱，当孔的横向尺寸小于柱截面高度的一半、孔的竖向尺寸小于相邻两孔之间的净间距时，柱的刚度可按实腹 I 形截面柱计算，但在计算承载力时应扣除孔洞的削弱部分。当开孔尺寸超过上述规定时，柱的刚度和承载力应按双肢柱计算。

10.4 梁 柱 节 点

10.4.1 框架梁上部纵向钢筋伸入中间层端节点的锚固长度，当采用直线锚固形式时，不应小于 l_a ，且伸过柱中心线不宜小于 $5d$ ， d 为梁上部纵向钢筋的直径。当柱截面尺寸不足时，梁上

部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，其包含弯弧段在内的水平投影长度不应小于 $0.4l_a$ ，包含弯弧段在内的竖直投影长度应取为 $15d$ (图 10.4.1)， l_a 为本规范第 9.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度。

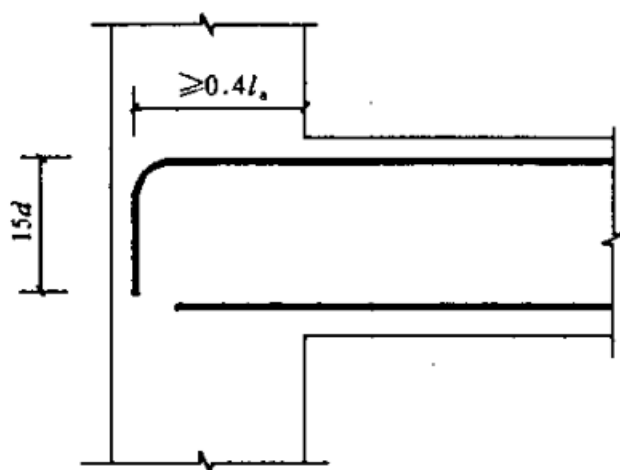


图 10.4.1 梁上部纵向钢筋
在框架中间层端节点内的锚固

框架梁下部纵向钢筋在端节点处的锚固要求与本规范第 10.4.2 条中间节点处梁下部纵向钢筋的锚固要求相同。

10.4.2 框架梁或连续梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点或中间支座范围 (图 10.4.2)，该钢筋自节点或支座边缘伸向跨中的截断位置应符合本规范第 10.2.3 条的规定。

框架梁或连续梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座处应满足下列锚固要求：

1 当计算中不利用该钢筋的强度时，其伸入节点或支座的锚固长度应符合本规范第 10.2.2 条中 $V > 0.7f_t b h_0$ 时的规定；

2 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，下部纵向钢筋应锚固在节点或支座内。此时，可采用直线锚固形式 (图 10.4.2a)，钢筋的锚固长度不应小于本规范第 9.3.1 条确定的受拉钢筋锚固长度 l_a ；下部纵向钢筋也可采用带 90° 弯折的锚固形式 (图 10.4.2b)。其中，竖直段应向上弯折，锚固端的水平投影长度及竖直投影长度不应小于本规范第 10.4.1 条对端节点

处梁上部钢筋带 90° 弯折锚固的规定；下部纵向钢筋也可伸过节点或支座范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头（图 10.4.2c）。

3 当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，下部纵向钢筋应按受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内，此时，其直线锚固长度不应小于 $0.7l_a$ ；下部纵向钢筋也可伸过节点或支座范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头。

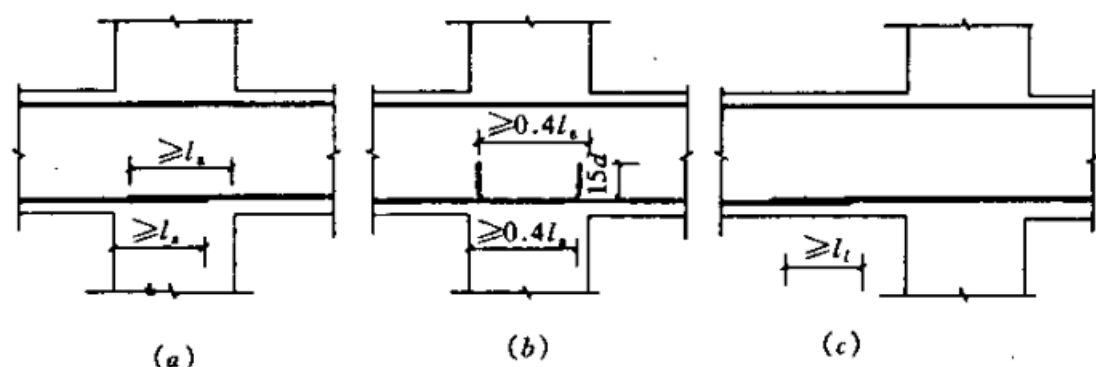


图 10.4.2 梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座范围的锚固与搭接
(a) 节点中的直线锚固；(b) 节点中的弯折锚固；(c) 节点或支座范围外的搭接

10.4.3 框架柱的纵向钢筋应贯穿中间层中间节点和中间层端节点，柱纵向钢筋接头应设在节点区以外。

顶层中间节点的柱纵向钢筋及顶层端节点的内侧柱纵向钢筋可用直线方式锚入顶层节点，其自梁底标高算起的锚固长度不应小于本规范第 9.3.1 条规定的锚固长度 l_a ，且柱纵向钢筋必须伸至柱顶。当顶层节点处梁截面高度不足时，柱纵向钢筋应伸至柱顶并向节点内水平弯折。当充分利用柱纵向钢筋的抗拉强度时，柱纵向钢筋锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_a$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。当柱顶有现浇板且板厚不小于 80mm 、混凝土强度等级不低于 C20 时，柱纵向钢筋也可向外弯折，弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。此处， d 为纵向钢筋的直径。

10.4.4 框架顶层端节点处, 可将柱外侧纵向钢筋的相应部分弯入梁内作梁上部纵向钢筋使用, 也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点及其附近部位搭接。搭接可采用下列方式:

1 搭接接头可沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置 (图 10.4.4a), 搭接长度不应小于 $1.5l_a$, 其中, 伸入梁内的外侧柱纵向钢筋截面面积不宜小于外侧柱纵向钢筋全部截面面积的 65%; 梁宽范围以外的外侧柱纵向钢筋宜沿节点顶部伸至柱内边, 当柱纵向钢筋位于柱顶第一层时, 至柱内边后宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断; 当柱纵向钢筋位于柱顶第二层时, 可不向下弯折。当有现浇板且板厚不小于 80mm、混凝土强度等级不低于 C20 时, 梁宽范围以外的外侧柱纵向钢筋可伸入现浇板内, 其长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同。当外侧柱纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时, 伸入梁内的柱纵向钢筋应满足以上规定, 且宜分两批截断, 其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ 。梁上部纵向钢筋应伸至节点外侧并向下弯至梁下边缘高度后截断。此处, d 为柱外侧纵向钢筋的直径。

2 搭接接头也可沿柱顶外侧布置 (图 10.4.4b), 此时, 搭接长度竖直段不应小于 $1.7l_a$ 。当梁上部纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时, 弯入柱外侧的梁上部纵向钢筋应满足以上规定的搭接长度, 且宜分两批截断, 其截断点之间的距离不宜小于 $20d$, d 为梁上部纵向钢筋的直径。柱外侧纵向钢筋伸至柱顶后宜向节点内水平弯折, 弯折段的水平投影长度不宜小于 $12d$, d 为柱外侧纵向钢筋的直径。

10.4.5 框架顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s 应符合下列规定:

$$A_s \leq \frac{0.35\beta_c f_c b_b h_0}{f_y} \quad (10.4.5)$$

式中 b_b ——梁腹板宽度;

h_0 ——梁截面有效高度。

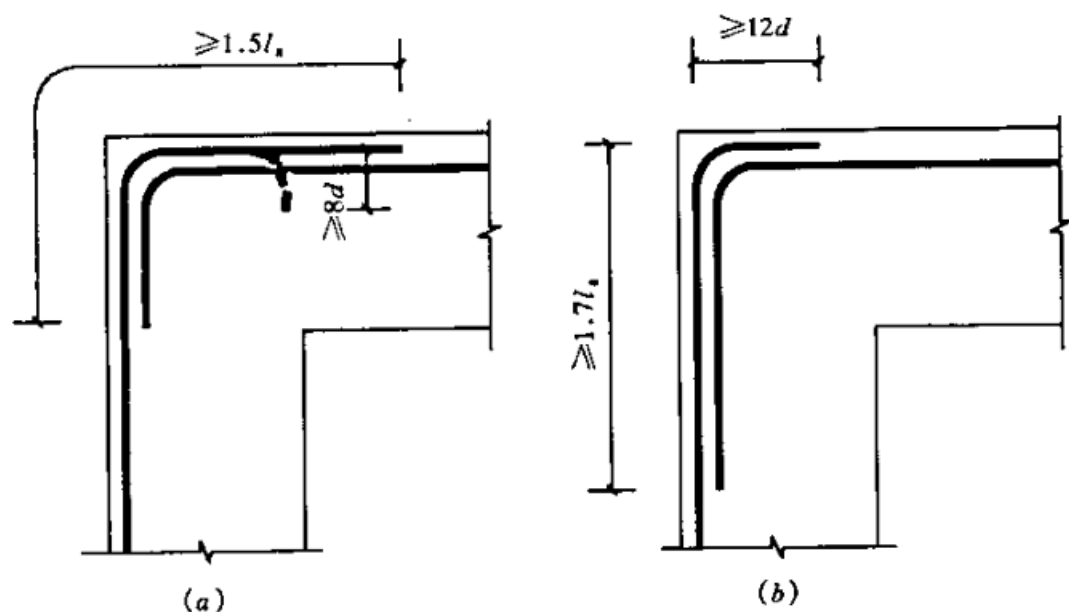


图 10.4.4 梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点的搭接

(a) 位于节点外侧和梁端顶部的弯折搭接接头；
(b) 位于柱顶部外侧的直线搭接接头

梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点角部的弯弧内半径，当钢筋直径 $d \leq 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $6d$ ；当钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $8d$ 。

10.4.6 在框架节点内应设置水平箍筋，箍筋应符合本规范第 10.3.2 条对柱中箍筋的构造规定，但间距不宜大于 250mm 。对四边均有梁与之相连的中间节点，节点内可只设置沿周边的矩形箍筋。当顶层端节点内设有梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接接头时，节点内水平箍筋应符合本规范第 9.4.5 条的规定。

10.5 墙

10.5.1 当构件截面的长边（长度）大于其短边（厚度）的 4 倍时，宜按墙的要求进行设计。

墙的混凝土强度等级不宜低于 C20。

10.5.2 钢筋混凝土剪力墙的厚度不应小于 140mm ；对剪力墙结构，墙的厚度尚不宜小于楼层高度的 $1/25$ ；对框架—剪力墙

结构, 墙的厚度尚不宜小于楼层高度的 $1/20$ 。

当采用预制楼板时, 墙的厚度尚应考虑预制板在墙上的搁置长度以及墙内竖向钢筋贯通的要求。

10.5.3 在平行于墙面的水平荷载和竖向荷载作用下, 钢筋混凝土剪力墙宜根据结构分析所得的内力和本规范第 7.3 节、第 7.4 节的有关规定, 分别按偏心受压或偏心受拉进行正截面承载力计算, 并按本规范第 10.5.4~10.5.6 条的规定进行斜截面受剪承载力计算。在集中荷载作用处, 尚应按本规范第 7.8 节进行局部受压承载力计算。

在承载力计算中, 剪力墙的翼缘计算宽度可取剪力墙的间距、门窗洞间翼墙的宽度、剪力墙厚度加两侧各 6 倍翼墙厚度、剪力墙墙肢总高度的 $1/10$ 四者中的最小值。

10.5.4 钢筋混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列条件:

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b h \quad (10.5.4)$$

式中 V ——剪力设计值;

β_c ——混凝土强度影响系数, 按本规范第 7.5.1 条确定;

b ——矩形截面的宽度或 T 形、I 形截面的腹板宽度 (墙的厚度);

h ——截面高度 (墙的长度)。

10.5.5 钢筋混凝土剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b h_0 + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (10.5.5)$$

式中 N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值, 当 $N > 0.2 f_c b h$ 时, 取 $N = 0.2 f_c b h$;

A ——剪力墙的截面面积, 其中, 翼缘的有效面积可按本规范第 10.5.3 条规定的翼缘计算宽度确定;

A_w ——T 形、I 形截面剪力墙腹板的截面面积, 对矩形截面剪力墙, 取 $A_w = A$;

A_{sh} ——配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积；

s_v ——水平分布钢筋的竖向间距；

λ ——计算截面的剪跨比： $\lambda = M / (Vh_0)$ ；当 $\lambda < 1.5$ 时，取 $\lambda = 1.5$ ，当 $\lambda > 2.2$ 时，取 $\lambda = 2.2$ ；此处， M 为与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值；当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_0/2$ 时， λ 应按距墙底 $h_0/2$ 处的弯矩值与剪力值计算。

当剪力设计值 V 不大于公式 (10.5.5) 中右边第一项时，水平分布钢筋应按本规范第 10.5.10 至第 10.5.12 条的构造要求配置。

10.5.6 钢筋混凝土剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5f_t b h_0 - 0.13N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (10.5.6)$$

当上式右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$ 时，取等于 $f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$ 。

式中 N ——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值；

λ ——计算截面的剪跨比，按本规范第 10.5.5 条取用。

10.5.7 钢筋混凝土剪力墙中的洞口连梁，其正截面受弯承载力可按本规范第 7.2 节计算。

剪力墙洞口连梁的受剪截面应符合本规范第 7.5.1 条的规定。当跨高比 $l_n/h > 2.5$ 时，其斜截面受剪承载力宜符合下列规定：

$$V \leq 0.7f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (10.5.7)$$

注：对跨高比 $l_n/h \leq 2.5$ 的洞口连梁，其受剪截面控制条件、斜截面受剪承载力计算方法和配筋构造要求可按专门规定确定。

10.5.8 剪力墙墙肢两端应配置竖向受力钢筋，并与墙内的竖向

分布钢筋共同用于墙的正截面受弯承载力计算。每端的竖向受力钢筋不宜少于4根直径为12mm的钢筋或2根直径为16mm的钢筋；沿该竖向钢筋方向宜配置直径不小于6mm、间距为250mm的拉筋。

剪力墙洞口上、下两边的水平纵向钢筋除应满足洞口连梁正截面受弯承载力要求外，尚不应少于2根直径不小于12mm的钢筋；钢筋截面面积分别不宜小于洞口截断的水平分布钢筋总截面面积的一半。纵向钢筋自洞口边伸入墙内的长度不应小于本规范第9.3.1条规定的受拉钢筋锚固长度。

10.5.9 钢筋混凝土剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的配筋率 ρ_{sh}

($\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_v}$, s_v 为水平分布钢筋的间距) 和 ρ_{sv} ($\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_h}$, s_h 为竖向分布钢筋的间距) 不应小于0.2%。结构中重要部位的剪力墙，其水平和竖向分布钢筋的配筋率宜适当提高。

剪力墙中温度、收缩应力较大的部位，水平分布钢筋的配筋率宜适当提高。

10.5.10 钢筋混凝土剪力墙水平及竖向分布钢筋的直径不应小于8mm，间距不应大于300mm。

10.5.11 厚度大于160mm的剪力墙应配置双排分布钢筋网；结构中重要部位的剪力墙，当其厚度不大于160mm时，也宜配置双排分布钢筋网。

双排分布钢筋网应沿墙的两个侧面布置，且应采用拉筋连系；拉筋直径不宜小于6mm，间距不宜大于600mm。

10.5.12 剪力墙水平分布钢筋应伸至墙端，并向内水平弯折10d后截断，其中d为水平分布钢筋直径。

当剪力墙端部有翼墙或转角墙时，内墙两侧的水平分布钢筋和外墙内侧的水平分布钢筋应伸至翼墙或转角墙外边，并分别向两侧水平弯折后截断，其水平弯折长度不宜小于15d。在转角墙处，外墙外侧的水平分布钢筋应在墙端外角处弯入翼墙，并与翼墙外侧水平分布钢筋搭接。搭接长度应符合本规范第10.5.13条的规定。

带边框的剪力墙，其水平和竖向分布钢筋宜分别贯穿柱、梁或锚固在柱、梁内。

10.5.13 剪力墙水平分布钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。同排水平分布钢筋的搭接接头之间以及上、下相邻水平分布钢筋的搭接接头之间沿水平方向的净间距不宜小于 500mm。

剪力墙竖向分布钢筋可在同一高度搭接，搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。

10.5.14 剪力墙洞口连梁应沿全长配置箍筋，箍筋直径不宜小于 6mm，间距不宜大于 150mm。

在顶层洞口连梁纵向钢筋伸入墙内的锚固长度范围内，应设置间距不大于 150mm 的箍筋，箍筋直径宜与该连梁跨内箍筋直径相同。同时，门窗洞边的竖向钢筋应按受拉钢筋锚固在顶层连梁高度范围内。

10.5.15 当墙中采用焊接钢筋网片配筋时，应符合国家现行有关标准的规定。

10.6 叠合式受弯构件

10.6.1 施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件，应对叠合构件及其预制构件部分分别进行计算；预制构件部分应按本规范第 7 章和第 8 章对受弯构件的规定计算；叠合构件应按本规范第 10.6.2 条至 10.6.13 条计算。

施工阶段设有可靠支撑的叠合式受弯构件，可按普通受弯构件计算，但叠合构件斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力应按本规范第 10.6.4 条和第 10.6.5 条计算。当 $h_1/h < 0.4$ 时，应在施工阶段设置可靠支撑，此处， h_1 为预制构件的截面高度， h 为叠合构件的截面高度。

10.6.2 施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件，其内力应分别按下列两个阶段计算：

1 第一阶段 后浇的叠合层混凝土未达到强度设计值之前的阶段。荷载由预制构件承担，预制构件按简支构件计算；荷载

包括预制构件自重、预制楼板自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载。

2 第二阶段 叠合层混凝土达到设计规定的强度值之后的阶段。叠合构件按整体结构计算；荷载考虑下列两种情况并取较大值：

- 1) 施工阶段 计入叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载；
- 2) 使用阶段 计入叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及使用阶段的可变荷载。

10.6.3 预制构件和叠合构件的正截面受弯承载力应按本规范第7.2.1条或第7.2.2条计算，其中，弯矩设计值应按下列规定取用：

预制构件

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \quad (10.6.3-1)$$

叠合构件的正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (10.6.3-2)$$

叠合构件的负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \quad (10.6.3-3)$$

式中 M_{1G} ——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重在设计截面产生的弯矩设计值；

M_{2G} ——第二阶段面层、吊顶等自重在设计截面产生的弯矩设计值；

M_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在设计截面产生的弯矩设计值；

M_{2Q} ——第二阶段可变荷载在设计截面产生的弯矩设计值，取本阶段施工活荷载和使用阶段可变荷载在设计截面产生的弯矩设计值中的较大值。

在计算中，正弯矩区段的混凝土强度等级，按叠合层取用；负弯矩区段的混凝土强度等级，按设计截面受压区的实际情况取

用。

10.6.4 预制构件和叠合构件的斜截面受剪承载力,应按本规范第 7.5 节的有关规定进行计算,其中,剪力设计值应按下列规定取用:

预制构件

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (10.6.4-1)$$

叠合构件

$$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (10.6.4-2)$$

式中 V_{1G} ——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重在设计截面产生的剪力设计值;

V_{2G} ——第二阶段面层、吊顶等自重在设计截面产生的剪力设计值;

V_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在设计截面产生的剪力设计值;

V_{2Q} ——第二阶段可变荷载在设计截面产生的剪力设计值,取本阶段施工活荷载和使用阶段可变荷载在设计截面产生的剪力设计值中的较大值。

在计算中,叠合构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 V_c 应取叠合层和预制构件中较低的混凝土强度等级进行计算,且不低于预制构件的受剪承载力设计值;对预应力混凝土叠合构件,不考虑预应力对受剪承载力的有利影响,取 $V_p = 0$ 。

10.6.5 当叠合梁符合本规范第 10.2.10 条、第 10.2.11 条和第 10.6.14 条的各项构造要求时,其叠合面的受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq 1.2f_t b h_0 + 0.85f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (10.6.5-1)$$

此处,混凝土的抗拉强度设计值 f_t 取叠合层和预制构件中的较低值。

对不配箍筋的叠合板,当符合本规范第 10.6.15 条的构造规定时,其叠合面的受剪强度应符合下列公式的要求:

$$\frac{V}{bh_0} \leq 0.4 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (10.6.5-2)$$

10.6.6 预应力混凝土叠合式受弯构件，其预制构件和叠合构件应进行正截面抗裂验算。此时，在荷载效应的标准组合下，抗裂验算边缘混凝土的拉应力不应大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 。抗裂验算边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算：

预制构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1k}}{W_{01}} \quad (10.6.6-1)$$

叠合构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2k}}{W_0} \quad (10.6.6-2)$$

式中 M_{1Gk} ——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{1k} ——第一阶段荷载效应标准组合下在计算截面的弯矩值，取 $M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk}$ ，此处， M_{1Qk} 为第一阶段施工活荷载标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{2k} ——第二阶段荷载效应标准组合下在计算截面上的弯矩值，取 $M_{2k} = M_{2Gk} + M_{2Qk}$ ，此处 M_{2Gk} 为面层、吊顶等自重标准值在计算截面产生的弯矩值； M_{2Qk} 为使用阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值；

W_{01} ——预制构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_0 ——叠合构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩，此时，叠合层的混凝土截面面积应按弹性模量比换算成预制构件混凝土的截面面积。

10.6.7 预应力混凝土叠合构件，应按本规范第 8.1.5 条的规定进行斜截面抗裂验算；混凝土的主拉应力及主压应力应考虑叠合构件受力特点，并按本规范第 8.1.6 条的规定计算。

10.6.8 钢筋混凝土叠合式受弯构件在荷载效应的标准组合下，其纵向受拉钢筋的应力应符合下列规定：

$$\sigma_{sk} \leq 0.9f_y \quad (10.6.8-1)$$

$$\sigma_{sk} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2k} \quad (10.6.8-2)$$

在弯矩 M_{1Gk} 作用下，预制构件纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1k} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} \quad (10.6.8-3)$$

式中 h_{01} ——预制构件截面有效高度。

在弯矩 M_{2k} 作用下，叠合构件纵向受拉钢筋中的应力增量 σ_{s2k} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{s2k} = \frac{0.5 \left(1 + \frac{h_1}{h} \right) M_{2k}}{0.87A_s h_0} \quad (10.6.8-4)$$

当 $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$ 时，公式 (10.6.8-4) 中的 0.5 $\left(1 + \frac{h_1}{h} \right)$ 值应取等于 1.0；此处， M_{1u} 为预制构件正截面受弯承载力设计值，应按本规范第 7.2.1 条计算，但式中应取等号，并以 M_{1u} 代替 M 。

10.6.9 钢筋混凝土叠合构件应验算裂缝宽度，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响所计算的最大裂缝宽度 w_{max} 不应超过本规范表 3.3.4 规定的最大裂缝宽度限值。

按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{max} 可按下列公式计算：

$$w_{max} = 2.2 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2k})}{E_s} \left(1.9c + 0.8 \frac{d_{eq}}{\rho_{te1}} \right) \quad (10.6.9-1)$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk1}}{\rho_{te1}\sigma_{s1k} + \rho_{te}\sigma_{s2k}} \quad (10.6.9-2)$$

式中 d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径，按本规范第 8.1.2

条的规定计算;

ρ_{tel} 、 ρ_{te} ——按预制构件、叠合构件的有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,按本规范第8.1.2条计算;

f_{tk1} ——预制构件的混凝土抗拉强度标准值,按本规范表4.1.3采用。

10.6.10 叠合构件应按本规范第8.2.1条的规定进行正常使用极限状态下的挠度验算,其中,叠合式受弯构件按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度可按下列公式计算:

$$B = \frac{M_k}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right)M_{1Gk} + (\theta - 1)M_q + M_k} B_{s2} \quad (10.6.10-1)$$

$$M_k = M_{1Gk} + M_{2k} \quad (10.6.10-2)$$

$$M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2Qk} \quad (10.6.10-3)$$

式中 θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数,按本规范第8.2.5条采用;

M_k ——叠合构件按荷载效应的标准组合计算的弯矩值;

M_q ——叠合构件按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值;

B_{s1} ——预制构件的短期刚度,按本规范第10.6.11条取用;

B_{s2} ——叠合构件第二阶段的短期刚度,按本规范第10.6.11条取用;

ψ_q ——第二阶段可变荷载的准永久值系数。

10.6.11 荷载效应标准组合下叠合式受弯构件正弯矩区段内的短期刚度,可按下列规定计算:

1 钢筋混凝土叠合构件

1) 预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按本规范公式(8.2.3-1)计算;

2) 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算:

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{4.5 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma'_f}} \quad (10.6.11-1)$$

式中 α_E ——钢筋弹性模量与叠合层混凝土弹性模量的比值:

$$\alpha_E = E_s / E_{c2}$$

2 预应力混凝土叠合构件

1) 预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按本规范公式 (8.2.3-2) 计算;

2) 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算:

$$B_{s2} = 0.7 E_{c1} I_0 \quad (10.6.11-2)$$

式中 E_{c1} ——预制构件的混凝土弹性模量;

I_0 ——叠合构件换算截面的惯性矩, 此时, 叠合层的混凝土截面面积应按弹性模量比换算成预制构件混凝土的截面面积。

10.6.12 荷载效应标准组合下叠合式受弯构件负弯矩区段内第二阶段的短期刚度 B_{s2} 可按本规范公式 (8.2.3-1) 计算, 其中, 弹性模量的比值取 $\alpha_E = E_s / E_{c1}$ 。

10.6.13 预应力混凝土叠合构件在使用阶段的预应力反拱值可用结构力学方法按预制构件的刚度进行计算。在计算中, 预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失; 考虑预应力长期作用影响, 可将计算所得的预应力反拱值乘以增大系数 1.75。

10.6.14 叠合梁除应符合普通梁的构造要求外, 尚应符合下列规定:

1 预制梁的箍筋应全部伸入叠合层, 且各肢伸入叠合层的直线段长度不宜小于 $10d$ (d 为箍筋直径);

2 在承受静力荷载为主的叠合梁中, 预制构件的叠合面可采用凹凸不小于 6mm 的自然粗糙面;

3 叠合层混凝土的厚度不宜小于 100mm, 叠合层的混凝土强度等级不应低于 C20。

10.6.15 叠合板的预制板表面应做成凹凸不小于4mm的人工粗糙面。叠合层的混凝土强度等级不应低于C20。承受较大荷载的叠合板，宜在预制板内设置伸入叠合层的构造钢筋。

10.7 深受弯构件

10.7.1 $l_0/h < 5.0$ 的简支钢筋混凝土单跨梁或多跨连续梁宜按深受弯构件进行设计。其中， $l_0/h \leq 2$ 的简支钢筋混凝土单跨梁和 $l_0/h \leq 2.5$ 的简支钢筋混凝土多跨连续梁称为深梁，深梁除应符合深受弯构件的一般规定外，尚应符合本规范第10.7.6条到第10.7.13条的规定。此处， h 为梁截面高度； l_0 为梁的计算跨度，可取支座中心线之间的距离和 $1.15l_n$ (l_n 为梁的净跨) 两者中的较小值。

10.7.2 简支钢筋混凝土单跨深梁可采用由一般方法计算的内力进行截面设计；钢筋混凝土多跨连续深梁应采用由二维弹性分析求得的内力进行截面设计。

10.7.3 钢筋混凝土深受弯构件的正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq f_y A_s z \quad (10.7.3-1)$$

$$z = \alpha_d (h_0 - 0.5x) \quad (10.7.3-2)$$

$$\alpha_d = 0.80 + 0.04 \frac{l_0}{h} \quad (10.7.3-3)$$

当 $l_0 < h$ 时，取内力臂 $z = 0.6l_0$ 。

式中 x ——截面受压区高度，按本规范公式 (7.2.1-2) 计算；当 $x < 0.2h_0$ 时，取 $x = 0.2h_0$ ；

h_0 ——截面有效高度： $h_0 = h - a_s$ ，其中 h 为截面高度；当 $l_0/h \leq 2$ 时，跨中截面 a_s 取 $0.1h$ ，支座截面 a_s 取 $0.2h$ ；当 $l_0/h > 2$ 时， a_s 按受拉区纵向钢筋截面重心至受拉边缘的实际距离取用。

10.7.4 钢筋混凝土深受弯构件的受剪截面应符合下列条件：

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq \frac{1}{60}(10 + l_0/h)\beta_c f_c b h_0 \quad (10.7.4-1)$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq \frac{1}{60}(7 + l_0/h)\beta_c f_c b h_0 \quad (10.7.4-2)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时, 按线性内插法取用。

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值;

l_0 ——计算跨度, 当 $l_0 < 2h$ 时, 取 $l_0 = 2h$;

b ——矩形截面的宽度以及 T 形、I 形截面的腹板厚度;

h 、 h_0 ——截面高度、截面有效高度;

h_w ——截面的腹板高度: 对矩形截面, 取有效高度 h_0 ;
对 T 形截面, 取有效高度减去翼缘高度; 对 I 形截面, 取腹板净高;

β_c ——混凝土强度影响系数, 按本规范第 7.5.1 条的规定取用。

10.7.5 矩形、T 形和 I 形截面的深受弯构件, 在均布荷载作用下, 当配有竖向分布钢筋和水平分布钢筋时, 其斜截面的受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq 0.7 \frac{(8 - l_0/h)}{3} f_t b h_0 + 1.25 \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5 - l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (10.7.5-1)$$

对集中荷载作用下的深受弯构件 (包括作用有多种荷载, 且其中集中荷载对支座截面所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况), 其斜截面的受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5 - l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (10.7.5-2)$$

式中 λ ——计算剪跨比: 当 $l_0/h \leq 2.0$ 时, 取 $\lambda = 0.25$; 当 $2.0 < l_0/h < 5.0$ 时, 取 $\lambda = a/h_0$, 其中, a 为集中

荷载到深受弯构件支座的水平距离； λ 的上限值为 $(0.92l_0/h - 1.58)$ ，下限值为 $(0.42l_0/h - 0.58)$ ；

l_0/h ——跨高比，当 $l_0/h < 2.0$ 时，取 $l_0/h = 2.0$ 。

10.7.6 一般要求不出现斜裂缝的钢筋混凝土深梁，应符合下列条件：

$$V_k \leq 0.5f_{tk}bh_0 \quad (10.7.6)$$

式中 V_k ——按荷载效应的标准组合计算的剪力值。

此时可不进行斜截面受剪承载力计算，但应按本规范第 10.7.11 条、第 10.7.13 条的规定配置分布钢筋。

10.7.7 钢筋混凝土深梁在承受支座反力的作用部位以及集中荷载作用部位，应按本规范第 7.8 节的规定进行局部受压承载力计算。

10.7.8 深梁的截面宽度不应小于 140mm。当 $l_0/h \geq 1$ 时， h/b 不宜大于 25；当 $l_0/h < 1$ 时， l_0/b 不宜大于 25。深梁的混凝土强度等级不应低于 C20。当深梁支承在钢筋混凝土柱上时，宜将柱伸至深梁顶。深梁顶部应与楼板等水平构件可靠连接。

10.7.9 钢筋混凝土深梁的纵向受拉钢筋宜采用较小的直径，且宜按下列规定布置：

1 单跨深梁和连续深梁的下部纵向钢筋宜均匀布置在梁下边缘以上 $0.2h$ 的范围内（图 10.7.9-1 及图 10.7.9-2）。

2 连续深梁中间支座截面的纵向受拉钢筋宜按图 10.7.9-3 规定的高度范围和配筋比例均匀布置在相应高度范围内。对于 $l_0/h \leq 1.0$ 的连续深梁，在中间支座底面以上 $0.2l_0$ 到 $0.6l_0$ 高度范围内的纵向受拉钢筋配筋率尚不宜小于 0.5%。水平分布钢筋可用作支座部位的上部纵向受拉钢筋，不足部分可由附加水平钢筋补足，附加水平钢筋自支座向跨中延伸的长度不宜小于 $0.4l_0$ （图 10.7.9-2）。

10.7.10 深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸入支座，不应在跨中弯起或截断。在简支单跨深梁支座及连续深梁梁端的简支支座

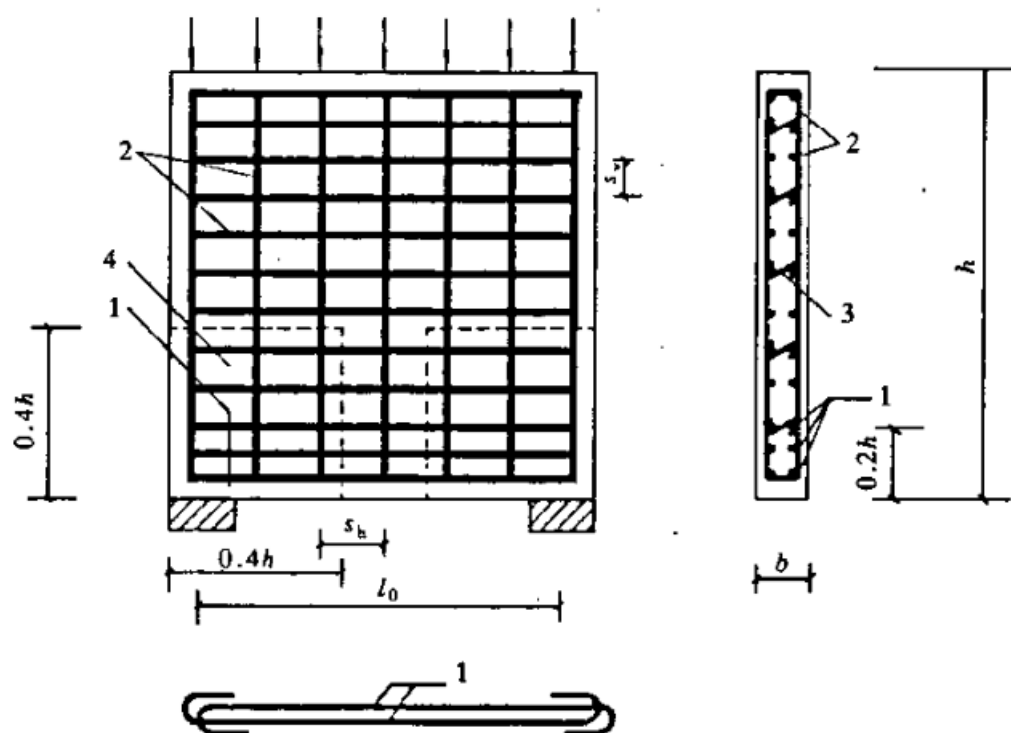


图 10.7.9-1 单跨深梁的钢筋配置

1—下部纵向受拉钢筋及其弯折锚固；2—水平及竖向分布钢筋；3—拉筋；4—拉筋加密区

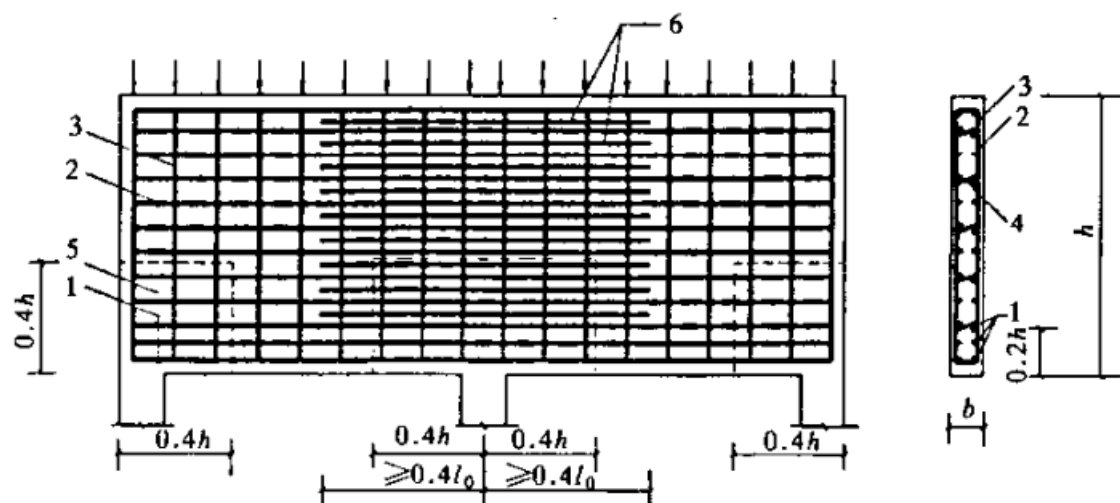


图 10.7.9-2 连续深梁的钢筋配置

1—下部纵向受拉钢筋；2—水平分布钢筋；3—竖向分布钢筋；
4—拉筋；5—拉筋加密区；6—支座截面上部的附加水平钢筋

处，纵向受拉钢筋应沿水平方向弯折锚固（图 10.7.9-1），其锚固长度应按本规范第 9.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度 l_a 乘

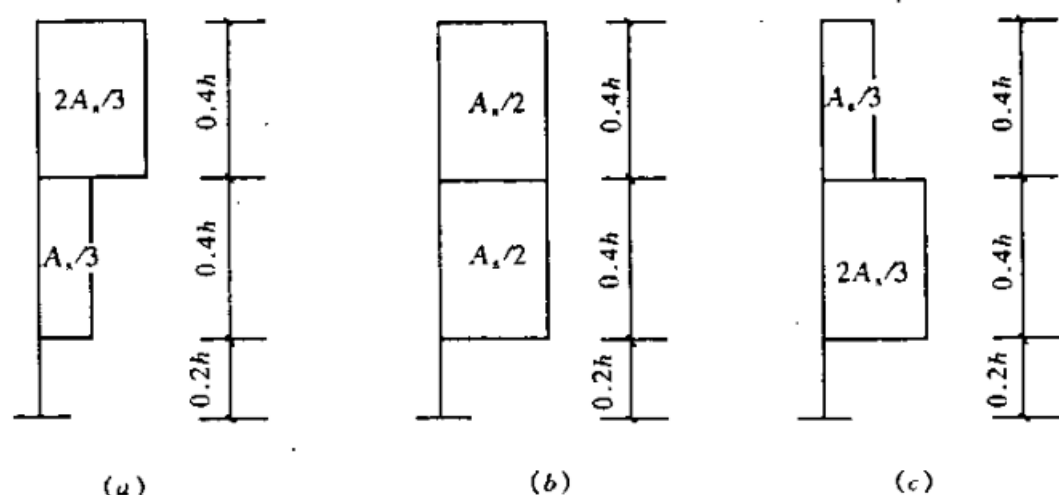


图 10.7.9-3 连续深梁中间支座截面纵向受拉钢筋在不同高度范围内的分配比例

(a) $1.5 < l_0/h \leq 2.5$; (b) $1 < l_0/h \leq 1.5$; (c) $l_0/h \leq 1$

以系数 1.1 采用；当不能满足上述锚固长度要求时，应采取在钢筋上加焊锚固钢板或将钢筋末端焊成封闭式等有效的锚固措施。连续深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸过中间支座的中心线，其自支座边缘算起的锚固长度不应小于 l_a 。

10.7.11 深梁应配置双排钢筋网，水平和竖向分布钢筋的直径均不应小于 8mm，其间距不应大于 200mm。

当沿深梁端部竖向边缘设柱时，水平分布钢筋应锚入柱内。在深梁上、下边缘处，竖向分布钢筋宜做成封闭式。

在深梁双排钢筋之间应设置拉筋，拉筋沿纵横两个方向的间距均不宜大于 600mm，在支座区高度为 $0.4h$ ，长度为 $0.4h$ 的范围内（图 10.7.9-1 和图 10.7.9-2 中的虚线部分），尚应适当增加拉筋的数量。

10.7.12 当深梁全跨沿下边缘作用有均布荷载时，应沿梁全跨均匀布置附加竖向吊筋，吊筋间距不宜大于 200mm。

当有集中荷载作用于深梁下部 $3/4$ 高度范围内时，该集中荷载应全部由附加吊筋承受，吊筋应采用竖向吊筋或斜向吊筋。竖向吊筋的水平分布长度 s 应按下列公式确定（图 10.7.12a）；

当 $h_1 \leq h_b/2$ 时

$$s = b_b + h_b \quad (10.7.12-1)$$

当 $h_1 > h_b/2$ 时

$$s = b_b + 2h_1 \quad (10.7.12-2)$$

式中 b_b ——传递集中荷载构件的截面宽度；
 h_b ——传递集中荷载构件的截面高度；
 h_1 ——从深梁下边缘到传递集中荷载构件底边的高度。

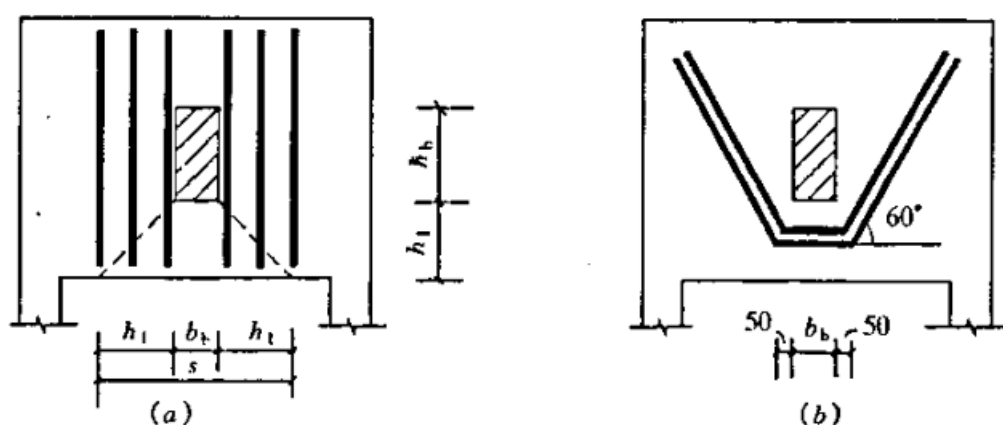


图 10.7.12 深梁承受集中荷载作用时的附加吊筋

(a) 竖向吊筋；(b) 斜向吊筋

注：图中尺寸按 mm 计。

竖向吊筋应沿梁两侧布置，并从梁底伸到梁顶，在梁顶和梁底应做成封闭式。

附加吊筋总截面面积 A_{sv} 应按本规范公式 (10.2.13) 进行计算，但吊筋的设计强度 f_{yv} 应乘以承载力计算附加系数 0.8。

10.7.13 深梁的纵向受拉钢筋配筋率 ρ ($\rho = \frac{A_s}{bh}$)、水平分布钢筋配筋率 ρ_{sh} ($\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_v}$ ， s_v 为水平分布钢筋的间距) 和竖向分布钢筋配筋率 ρ_{sv} ($\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_h}$ ， s_h 为竖向分布钢筋的间距) 不宜小于表 10.7.13 规定的数值。

表 10.7.13 深梁中钢筋的最小配筋百分率 (%)

钢筋种类	纵向受拉钢筋	水平分布钢筋	竖向分布钢筋
HPB235	0.25	0.25	0.20
HRB335、HRB400、RRB400	0.20	0.20	0.15

注：当集中荷载作用于连续深梁上部 $1/4$ 高度范围内且 $l_0/h > 1.5$ 时，竖向分布钢筋最小配筋百分率应增加 0.05。

10.7.14 除深梁以外的深受弯构件，其纵向受力钢筋、箍筋及纵向构造钢筋的构造规定与一般梁相同，但其截面下部二分之一高度范围内和中间支座截面上部二分之一高度范围内布置的纵向构造钢筋宜较一般梁适当加强。

10.8 牛 腿

10.8.1 柱牛腿（当 $a \leq h_0$ 时）的截面尺寸应符合下列要求（图 10.8.1）：

1 牛腿的裂缝控制要求

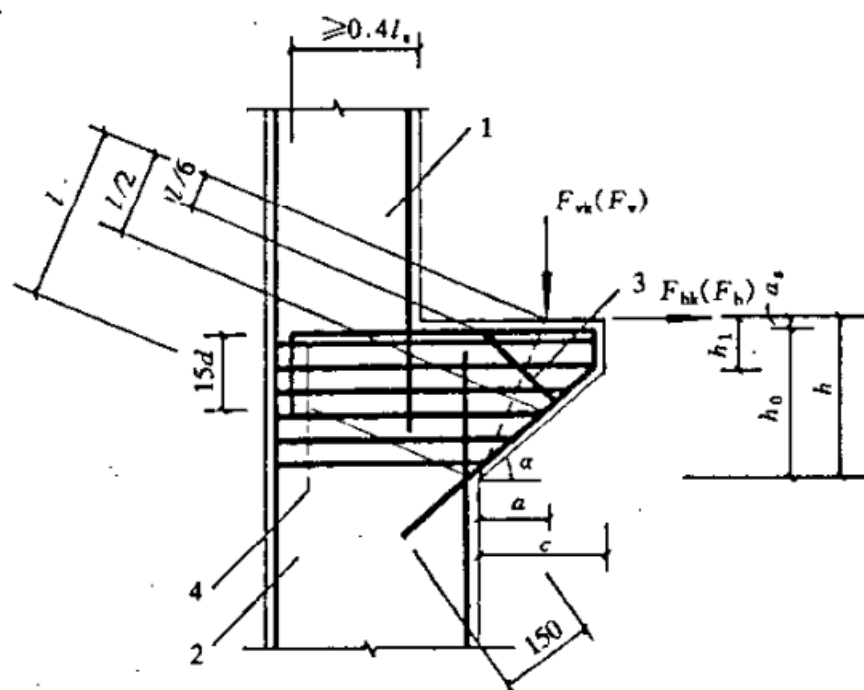


图 10.8.1 牛腿的外形及钢筋配置

注：图中尺寸单位为 mm。

1—上柱；2—下柱；3—弯起钢筋；4—水平箍筋

$$F_{vk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (10.8.1)$$

式中 F_{vk} ——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的竖向力值；

F_{hk} ——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的水平拉力值；

β ——裂缝控制系数：对支承吊车梁的牛腿，取 0.65；对其他牛腿，取 0.80；

a ——竖向力的作用点至下柱边缘的水平距离，此时应考虑安装偏差 20mm；当考虑 20mm 安装偏差后的竖向力作用点仍位于下柱截面以内时，取 $a=0$ ；

b ——牛腿宽度；

h_0 ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度： $h_0 = h_1 - a_s + c \cdot \tan \alpha$ ，当 $\alpha > 45^\circ$ 时，取 $\alpha = 45^\circ$ ， c 为下柱边缘到牛腿外边缘的水平长度。

2 牛腿的外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$ ，且不应小于 200mm。

3 在牛腿顶面的受压面上，由竖向力 F_{vk} 所引起的局部压应力不应超过 $0.75f_c$ 。

10.8.2 在牛腿中，由承受竖向力所需的受拉钢筋截面面积和承受水平拉力所需的锚筋截面面积所组成的纵向受力钢筋的总截面面积，应符合下列规定：

$$A_s \geq \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \quad (10.8.2)$$

此处，当 $a < 0.3h_0$ 时，取 $a = 0.3h_0$ 。

式中 F_v ——作用在牛腿顶部的竖向力设计值；

F_h ——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值。

10.8.3 沿牛腿顶部配置的纵向受力钢筋，宜采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋。全部纵向受力钢筋及弯起钢筋宜沿牛腿外边缘

向下伸入下柱内 150mm 后截断 (图 10.8.1)。纵向受力钢筋及弯起钢筋伸入上柱的锚固长度, 当采用直线锚固时不应小于本规范第 9.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度 l_a ; 当上柱尺寸不足时, 钢筋的锚固应符合本规范第 10.4.1 条梁上部钢筋在框架中间层端节点中带 90° 弯折的锚固规定。此时, 锚固长度应从上柱内边算起。

承受竖向力所需的纵向受力钢筋的配筋率, 按牛腿有效截面计算不应小于 0.2% 及 $0.45f_t/f_y$, 也不宜大于 0.6% , 钢筋数量不宜少于 4 根, 直径不宜小于 12mm。

当牛腿设于上柱柱顶时, 宜将牛腿对边的柱外侧纵向受力钢筋沿柱顶水平弯入牛腿, 作为牛腿纵向受拉钢筋使用; 当牛腿顶面纵向受拉钢筋与牛腿对边的柱外侧纵向钢筋分开配置时, 牛腿顶面纵向受拉钢筋应弯入柱外侧, 并应符合本规范第 10.4.4 条有关搭接的规定 (图 10.4.4b)。

10.8.4 牛腿应设置水平箍筋, 水平箍筋的直径宜为 6~12mm, 间距宜为 100~150mm, 且在上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的二分之一。

当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时, 宜设置弯起钢筋。弯起钢筋宜采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋, 并宜使其与集中荷载作用点到牛腿斜边下端点连线的交点位于牛腿上部 $l/6$ 至 $l/2$ 之间的范围内, l 为该连线的长度 (图 10.8.1), 其截面面积不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的二分之一, 根数不宜少于 2 根, 直径不宜小于 12mm。纵向受拉钢筋不得兼作弯起钢筋。

10.9 预埋件及吊环

10.9.1 由锚板和对称配置的直锚筋所组成的受力预埋件, 其锚筋的总截面面积 A_s 应符合下列规定 (图 10.9.1):

1 当有剪力、法向拉力和弯矩共同作用时, 应按下列两个公式计算, 并取其中的较大值:

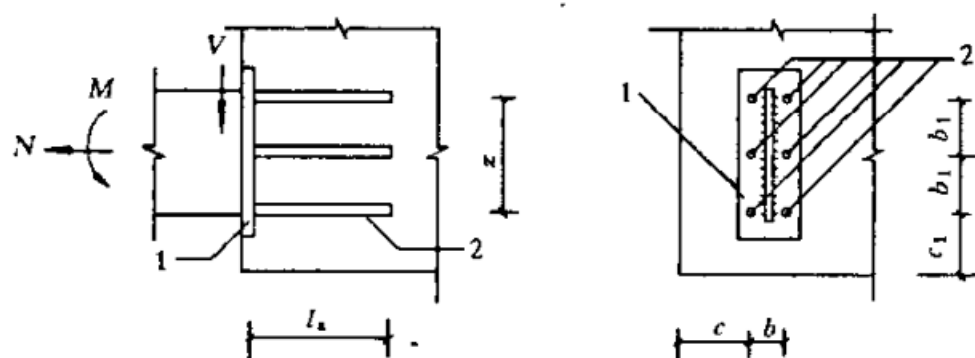


图 10.9.1 由锚板和直锚筋组成的预埋件

1—锚板；2—直锚筋

$$A_s \geq \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (10.9.1-1)$$

$$A_s \geq \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{0.4 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (10.9.1-2)$$

2 当有剪力、法向压力和弯矩共同作用时，应按下列两个公式计算，并取其中的较大值：

$$A_s \geq \frac{V - 0.3N}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{M - 0.4Nz}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (10.9.1-3)$$

$$A_s \geq \frac{M - 0.4Nz}{0.4 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (10.9.1-4)$$

当 $M < 0.4Nz$ 时，取 $M = 0.4Nz$ 。

上述公式中的系数 α_v 、 α_b 应按下列公式计算：

$$\alpha_v = (4.0 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \quad (10.9.1-5)$$

当 $\alpha_v > 0.7$ 时，取 $\alpha_v = 0.7$ 。

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} \quad (10.9.1-6)$$

当采取防止锚板弯曲变形的措施时，可取 $\alpha_b = 1.0$ 。

式中 f_y ——锚筋的抗拉强度设计值，按本规范表4.2.3-1采用，但不应大于 300N/mm^2 ；

V ——剪力设计值；

N ——法向拉力或法向压力设计值，法向压力设计值不应大于 $0.5f_cA$ ，此处， A 为锚板的面积；

M ——弯矩设计值；

α_r ——锚筋层数的影响系数；当锚筋按等间距布置时：两层取 1.0；三层取 0.9；四层取 0.85；

α_v ——锚筋的受剪承载力系数；

d ——锚筋直径；

α_b ——锚板的弯曲变形折减系数；

t ——锚板厚度；

z ——沿剪力作用方向最外层锚筋中心线之间的距离。

10.9.2 由锚板 and 对称配置的弯折锚筋及直锚筋共同承受剪力的预埋件（图 10.9.2），其弯折锚筋的截面面积 A_{sb} 应符合下列规定：

$$A_{sb} \geq 1.4 \frac{V}{f_y} - 1.25\alpha_v A_s$$

(10.9.2)

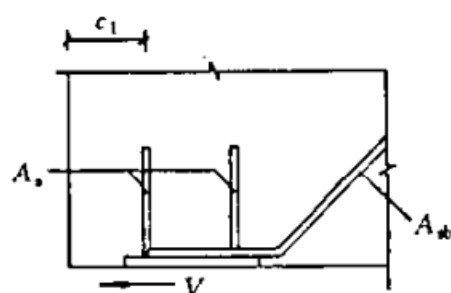


图 10.9.2 由锚板和弯折锚筋及直锚筋组成的预埋件

式中系数 α_v 按本规范第 10.9.1 条
取用。当直锚筋按构造要求设置时，取 $A_s=0$ 。

注：弯折锚筋与钢板之间的夹角不宜小于 15° ，也不宜大于 45° 。

10.9.3 受力预埋件的锚筋应采用 HPB235 级、HRB335 级或 HRB400 级钢筋，严禁采用冷加工钢筋。

10.9.4 预埋件的受力直锚筋不宜少于 4 根，且不宜多于 4 层；其直径不宜小于 8mm，且不宜大于 25mm。受剪预埋件的直锚筋可采用 2 根。

预埋件的锚筋应位于构件的外层主筋内侧。

10.9.5 受力预埋件的锚板宜采用 Q235 级钢。直锚筋与锚板应采用 T 形焊。当锚筋直径不大于 20mm 时，宜采用压力埋弧焊；当锚筋直径大于 20mm 时，宜采用穿孔塞焊。当采用手工焊时，焊缝高度不宜小于 6mm 和 $0.5d$ （HPB235 级钢筋）或 $0.6d$

(HRB335 级、HRB400 级钢筋), d 为锚筋直径。

10.9.6 锚板厚度宜大于锚筋直径的 0.6 倍。受拉和受弯预埋件的锚板厚度尚宜大于 $b/8$, b 为锚筋的间距 (图 10.9.1)。锚筋中心至锚板边缘的距离不应小于 $2d$ 和 20mm。

对受拉和受弯预埋件, 其锚筋的间距 b 、 b_1 和锚筋至构件边缘的距离 c 、 c_1 , 均不应小于 $3d$ 和 45mm (图 10.9.1)。

对受剪预埋件, 其锚筋的间距 b 及 b_1 不应大于 300mm, 且 b_1 不应小于 $6d$ 和 70mm; 锚筋至构件边缘的距离 c_1 不应小于 $6d$ 和 70mm, b 、 c 不应小于 $3d$ 和 45mm (图 10.9.1)。

10.9.7 受拉直锚筋和弯折锚筋的锚固长度不应小于本规范第 9.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度; 当锚筋采用 HPB235 级钢筋时, 尚应符合本规范表 9.3.1 注中关于弯钩的规定。当无法满足锚固长度的要求时, 应采取其他有效的锚固措施。

受剪和受压直锚筋的锚固长度不应小于 $15d$, d 为锚筋的直径。

10.9.8 预制构件的吊环应采用 HPB235 级钢筋制作, 严禁使用冷加工钢筋。吊环埋入混凝土的深度不应小于 $30d$, 并应焊接或绑扎在钢筋骨架上。在构件的自重标准值作用下, 每个吊环按 2 个截面计算的吊环应力不应大于 50N/mm^2 ; 当在一个构件上设有 4 个吊环时, 设计时应仅取 3 个吊环进行计算。

10.10 预制构件的连接

10.10.1 预制构件连接接头的形式应根据结构的受力性能和施工条件进行设计, 且应构造简单、传力直接。

对能够传递弯矩及其他内力的刚性接头, 设计时应使接头部位的截面刚度与邻近接头的预制构件的刚度相接近。

10.10.2 当柱与柱、梁与柱、梁与梁之间的接头按刚性设计时, 钢筋宜采用机械连接的或焊接连接的装配整体式接头。装配式结构在安装过程中应考虑施工和使用过程中的温差和混凝土收缩等不利影响, 宜较现浇结构适当增加构造配筋, 并应避免由构件局

部削弱所引起的应力集中。当钢筋采用焊接接头时,还应注意焊接程序并选择合理的构造形式,以减少焊接应力的影响。当接头的构造和施工措施能保证连接接头传力性能要求时,装配整体式接头的钢筋也可采用其他的连接方法。

10.10.3 装配整体式接头的设计应满足施工阶段和使用阶段的承载力、稳定性和变形的要求。

10.10.4 当柱采用装配式榫式接头时,接头附近区段内截面的承载力宜为该截面计算所需承载力的 1.3~1.5 倍(均按轴心受压承载力计算)。此时,可采取在接头及其附近区段的混凝土内加设横向钢筋网、提高后浇混凝土强度等级和设置附加纵向钢筋等措施。

10.10.5 在装配整体式节点处,柱的纵向钢筋应贯穿节点,梁的纵向钢筋应按本规范第 10.4.1 条的规定在节点内锚固。

10.10.6 计算时考虑传递内力的装配式构件接头,其灌注接缝的细石混凝土强度等级不宜低于 C30,并应采取措施减少灌缝混凝土的收缩。梁与柱之间的接缝宽度不宜小于 80mm。计算时不考虑传递内力的构件接头,应采用不低于 C20 的细石混凝土灌注。

10.10.7 单层房屋或高度不大于 20m 的多层房屋,其装配式楼盖的预制板、屋面板的板侧边宜做成双齿边或其他能够传递剪力的形式。板间的拼缝应采用不低于 C20 的细石混凝土灌注,缝的上口宽度不宜小于 30mm。对要求传递水平荷载的装配式楼盖、屋盖以及高度大于 20m 多层房屋的装配式楼盖、屋盖,应采取提高其整体性的措施。

11 混凝土结构构件抗震设计

11.1 一般规定

11.1.1 有抗震设防要求的混凝土结构构件，除应符合本规范第1章至第10章的要求外，尚应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011规定的抗震设计原则，按本章的规定进行结构构件的抗震设计。

11.1.2 结构的抗震验算，应符合下列规定：

1 6度设防烈度时的建筑（建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外），应允许不进行截面抗震验算，但应符合有关的抗震措施要求；

2 6度设防烈度时建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑，7度和7度以上的建筑结构，应进行多遇地震作用下的截面抗震验算。

11.1.3 现浇钢筋混凝土房屋适用的最大高度应符合表11.1.3的要求。对平面和竖向均不规则的结构或Ⅳ类场地上的结构，房屋适用的最大高度应适当降低。

表 11.1.3 现浇钢筋混凝土房屋适用的最大高度 (m)

结构体系		设 防 烈 度			
		6	7	8	9
框架结构		60	55	45	25
框架-剪力墙结构		130	120	100	50
剪力墙结构	全部落地剪力墙结构	140	120	100	60
	部分框支剪力墙结构	120	100	80	不应采用

续表

结构体系		设 防 烈 度			
		6	7	8	9
筒体结构	框架-核心筒结构	150	130	100	70
	筒中筒结构	180	150	120	80

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

2 框架-核心筒结构指周边稀柱框架与核心筒组成的结构；

3 部分框支剪力墙结构指首层或底部两层为框架和落地剪力墙组成的框支剪力墙结构；

4 甲类建筑应按本地区的设防烈度提高一度确定房屋最大高度，9度设防烈度时应专门研究；乙、丙类建筑应按本地区的设防烈度确定房屋最大高度；

5 超过表内高度的房屋结构，应按有关标准进行设计，采取有效的加强措施。

11.1.4 混凝土结构构件的抗震设计，应根据设防烈度、结构类型、房屋高度，按表 11.1.4 采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算要求和抗震构造措施。

表 11.1.4 混凝土结构的抗震等级

结构体系与类型		设 防 烈 度							
		6		7		8		9	
框架结构	高度 (m)	≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤25	
	框架	四	三	三	二	二	—	—	
	剧场、体育馆等大跨度公共建筑	三		二		—		—	
框架-剪力墙结构	高度 (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50	
	框架	四	三	三	二	二	—	—	
	剪力墙	三	三	二	二	—	—	—	
剪力墙结构	高度 (m)	≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80	≤60	
	剪力墙	四	三	三	二	二	—	—	

续表

结构体系与类型			设 防 烈 度						
			6		7		8		9
部分框支剪力墙结构	框支层框架		二	二	二	一	一	不应采用	不应采用
	剪力墙		三	二	二	二	一		
筒体结构	框架-核心筒结构	框架	三		二		一		一
		核心筒	二		二		一		一
	筒中筒结构	内筒	三		二		一		一
		外筒	三		二		一		一
单层厂房结构	铰接排架		四		三		二		一

注：1 丙类建筑应按本地区的设防烈度直接由本表确定抗震等级；其他设防类别的建筑，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的规定调整设防烈度后，再按本表确定抗震等级；

2 建筑场地为Ⅰ类时，除6度设防烈度外，应允许按本地区设防烈度降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；

3 框架—剪力墙结构，当按基本振型计算地震作用时，若框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的50%，框架部分应按表中框架结构相应的抗震等级设计；

4 部分框支剪力墙结构中，剪力墙加强部位以上的一般部位，应按剪力墙结构中的剪力墙确定其抗震等级。

11.1.5 部分框支剪力墙结构的剪力墙，其底部加强部位的高度，可取框支层加框支层以上两层的高度和落地剪力墙总高度的1/8中的较大值，但不大于15m；其他结构的剪力墙，其底部加强部位的高度，可取墙肢总高度的1/8和底部两层高度中的较大值，但不大于15m。

11.1.6 考虑地震作用组合的混凝土结构构件，其截面承载力应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} ，承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应按表11.1.6采用。

当仅考虑竖向地震作用组合时，各类结构构件均应取 $\gamma_{RE} = 1.0$ 。

表 11.1.6

承载力抗震调整系数

结构构件类别	正截面承载力计算				斜截面承载力计算	局部受压承载力计算
	受弯构件	偏心受压柱	偏心受拉构件	剪力墙	各类构件及框架节点	
γ_{RE}	0.75	0.8	0.85	0.85	0.85	1.0

注：1. 轴压比小于 0.15 的偏心受压柱的承载力抗震调整系数应取 $\gamma_{RE}=0.75$ 。

2. 预埋件锚筋截面计算的承载力抗震调整系数应取 $\gamma_{RE}=1.0$ 。

11.1.7 有抗震设防要求的混凝土结构构件，其纵向受力钢筋的锚固和连接接头除应符合本规范第 9.3 节和第 9.4 节的有关规定外，尚应符合下列要求：

1 纵向受拉钢筋的抗震锚固长度 l_{aE} 应按下列公式计算：

一、二级抗震等级

$$l_{aE} = 1.15l_a \quad (11.1.7-1)$$

三级抗震等级

$$l_{aE} = 1.05l_a \quad (11.1.7-2)$$

四级抗震等级

$$l_{aE} = l_a \quad (11.1.7-3)$$

式中 l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度，按本规范第 9.3.1 条确定。

2 当采用搭接接头时，纵向受拉钢筋的抗震搭接长度 l_{lE} 应按下列公式计算：

$$l_{lE} = \zeta l_{aE} \quad (11.1.7-4)$$

式中 ζ ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按本规范第 9.4.3 条确定。

3 钢筋混凝土结构构件的纵向受力钢筋的连接可分为两类：绑扎搭接；机械连接或焊接。宜按不同情况选用合适的连接方式；

4 纵向受力钢筋连接接头的位置宜避开梁端、柱端箍筋加密区；当无法避开时，应采用满足等强度要求的高质量机械连接

接头,且钢筋接头面积百分率不应超过 50%;

11.1.8 箍筋的末端应做成 135°弯钩,弯钩端头平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍;在纵向受力钢筋搭接长度范围内的箍筋,其直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍,其间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍,且不应大于 100mm。

11.2 材 料

11.2.1 有抗震设防要求的混凝土结构的混凝土强度等级应符合下列要求:

1 设防烈度为 9 度时,混凝土强度等级不宜超过 C60;设防烈度为 8 度时,混凝土强度等级不宜超过 C70;

2 框支梁、框支柱以及一级抗震等级的框架梁、柱、节点,混凝土强度等级不应低于 C30;其他各类结构构件,混凝土强度等级不应低于 C20。

11.2.2 结构构件中的普通纵向受力钢筋宜选用 HRB400、HRB335 级钢筋;箍筋宜选用 HRB335、HRB400、HPB235 级钢筋。在施工中,当需要以强度等级较高的钢筋代替原设计中的纵向受力钢筋时,应按钢筋受拉承载力设计值相等的原则进行代换,并应满足正常使用极限状态和抗震构造措施的要求。

11.2.3 按一、二级抗震等级设计的各类框架中的纵向受力钢筋,当采用普通钢筋时,其检验所得的强度实测值应符合下列要求:

1 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25;

2 钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于 1.3。

11.3 框 架 梁

11.3.1 考虑地震作用组合的框架梁,其正截面抗震受弯承载力应按本规范第 7.2 节的规定计算,但在受弯承载力计算公式右边

应除以相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

在计算中,计入纵向受压钢筋的梁端混凝土受压区高度应符合下列要求:

一级抗震等级

$$x \leq 0.25h_0 \quad (11.3.1-1)$$

二、三级抗震等级

$$x \leq 0.35h_0 \quad (11.3.1-2)$$

且梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%。

11.3.2 考虑地震作用组合的框架梁端剪力设计值 V_b 应按下列规定计算:

1 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构

$$V_b = 1.1 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-1)$$

且不小于按公式 (11.3.2-2) 求得的 V_b 值。

2 其他情况

一级抗震等级

$$V_b = 1.3 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-2)$$

二级抗震等级

$$V_b = 1.2 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-3)$$

三级抗震等级

$$V_b = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-4)$$

四级抗震等级,取地震作用组合下的剪力设计值。

式中 M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——框架梁左、右端按实配钢筋截面面积、材料强度标准值,且考虑承载力抗震调整系数的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值;

M_b^l 、 M_b^r ——考虑地震作用组合的框架梁左、右端弯

矩设计值；

V_{Gb} ——考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值，可按简支梁计算确定；

l_n ——梁的净跨。

在公式 (11.3.2-1) 中， M'_{bua} 与 M''_{bua} 之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。每端的 M_{bua} 值可按本规范第 7.2 节中有关公式计算，但在计算中应将材料强度设计值以强度标准值代替，并取实配的纵向钢筋截面面积，不等式改为等式，并在等式右边除以梁的正截面承载力抗震调整系数。

公式 (11.3.2-2) 至公式 (11.3.2-4) 中， M'_b 与 M''_b 之和，应分别按顺时针方向和逆时针方向进行计算，并取其较大值。对一级抗震等级，当两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩值应取零。

11.3.3 考虑地震作用组合的框架梁，当跨高比 $l_0/h > 2.5$ 时，其受剪截面应符合下列条件：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 \beta_c f_c b h_0) \quad (11.3.3)$$

式中 β_c ——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$ ；其间按线性内插法确定。

11.3.4 考虑地震作用组合的矩形、T 形和 I 形截面的框架梁，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

1 一般框架梁

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.42 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (11.3.4-1)$$

2 集中荷载作用下（包括有多种荷载，其中集中荷载对节点边缘产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况）的框架梁

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (11.3.4-2)$$

式中 λ ——计算截面的剪跨比, 可取 $\lambda = a/h_0$, a 为集中荷载作用点至节点边缘的距离; 当 $\lambda < 1.5$ 时, 取 $\lambda = 1.5$; 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$ 。

11.3.5 框架梁截面尺寸应符合下列要求:

- 1 截面宽度不宜小于 200mm;
- 2 截面高度与宽度的比值不宜大于 4;
- 3 净跨与截面高度的比值不宜小于 4。

11.3.6 框架梁的钢筋配置应符合下列规定:

- 1 纵向受拉钢筋的配筋率不应小于表 11.3.6-1 规定的数值;

表 11.3.6-1 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 (%)

抗震等级	梁 中 位 置	
	支 座	跨 中
一 级	0.4 和 $80f_t/f_y$ 中的较大值	0.3 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值
二 级	0.3 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值
三、四级	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值	0.2 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值

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

- 3 梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径, 应按表 11.3.6-2 采用; 当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2% 时, 表中箍筋最小直径应增大 2mm。

表 11.3.6-2 框架梁梁端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	加密区长度 (mm)	箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	2h 和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的 6 倍, 梁高的 1/4 和 100 中的最小值	10

续表

抗震等级	加密区长度 (mm)	最大间距 (mm)	最小直径 (mm)
二级	1.5h 和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的 8 倍, 梁高的 1/4 和 100 中的最小值	8
三级		纵向钢筋直径的 8 倍, 梁高的 1/4 和 150 中的最小值	8
四级		纵向钢筋直径的 8 倍, 梁高的 1/4 和 150 中的最小值	6

注: 表中 h 为截面高度。

11.3.7 沿梁全长顶面和底面至少应各配置两根通长的纵向钢筋, 对一、二级抗震等级, 钢筋直径不应小于 14mm, 且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向受力钢筋中较大截面面积的 1/4; 对三、四级抗震等级, 钢筋直径不应小于 12mm。

11.3.8 梁箍筋加密区长度内的箍筋肢距: 一级抗震等级, 不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值; 二、三级抗震等级, 不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值; 四级抗震等级, 不宜大于 300mm。

11.3.9 梁端设置的第一个箍筋应距框架节点边缘不大于 50mm。非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。沿梁全长箍筋的配筋率 ρ_{sv} 应符合下列规定:

$$\text{一级抗震等级} \quad \rho_{sv} \geq 0.30 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.9-1)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad \rho_{sv} \geq 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.9-2)$$

$$\text{三、四级抗震等级} \quad \rho_{sv} \geq 0.26 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.9-3)$$

11.4 框架柱及框支柱

11.4.1 考虑地震作用组合的框架柱和框支柱, 其抗震正截面承载力应按本规范第 7 章的规定计算, 但在承载力计算公式的右边, 均应除以相应的正截面承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

11.4.2 考虑地震作用组合的框架柱，其节点上、下端和框支柱的中间层节点上、下端的截面内力设计值应按下列公式计算：

1 节点上、下柱端的弯矩设计值

1) 9度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_{bua} \quad (11.4.2-1)$$

且不应小于按公式 (11.4.2-2) 求得的 ΣM_c 值。

2) 其他情况

一级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.4 \Sigma M_b \quad (11.4.2-2)$$

二级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_b \quad (11.4.2-3)$$

三级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.1 \Sigma M_b \quad (11.4.2-4)$$

四级抗震等级，柱端弯矩设计值取地震作用组合下的弯矩设计值。

式中 ΣM_c ——考虑地震作用组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之和；柱端弯矩设计值的确定，在一般情况下，可将公式 (11.4.2-1) 至公式 (11.4.2-4) 计算的弯矩之和，按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震作用组合的弯矩比进行分配；

ΣM_{bua} ——同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋截面面积和材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和的较大值；其中梁端的 M_{bua} 应按本规范第 11.3.2 条的有关规定计算；

ΣM_b ——同一节点左、右梁端，按顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值；一级抗震等级，当两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩值应取零。

当反弯点不在柱的层高范围内时，一、二、三级抗震等级的框架柱端弯矩设计值应按考虑地震作用组合的弯矩设计值分别直接乘以系数 1.4、1.2、1.1 确定；框架顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱，柱端弯矩设计值可取地震作用组合下的弯矩设计值。

2 节点上、下柱端的轴向力设计值，应取地震作用组合下各自的轴向力设计值。

11.4.3 考虑地震作用组合的框架结构底层柱下端截面和框支柱的顶层柱上端和底层柱下端截面的弯矩设计值，对一、二、三级抗震等级应按考虑地震作用组合的弯矩设计值分别乘以系数 1.5、1.25 和 1.15 确定。底层柱纵向钢筋宜按柱上、下端的不利情况配置。

注：底层指无地下室的基础以上或地下室以上的首层。

11.4.4 考虑地震作用组合的框架柱、框支柱的剪力设计值 V_c 应按下列公式计算：

1 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (11.4.4-1)$$

且不应小于按公式 (11.4.4-2) 求得的 V_c 值。

2 其他情况

一级抗震等级

$$V_c = 1.4 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.4-2)$$

二级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.4-3)$$

三级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.4-4)$$

四级抗震等级，取地震作用组合下的剪力设计值。

式中 M_{cua}^t 、 M_{cua}^b ——框架柱上、下端按实配钢筋截面面积和材

料强度标准值,且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值;

M_c^t 、 M_c^b ——考虑地震作用组合,且经调整后的框架柱上、下端弯矩设计值;

H_n ——柱的净高。

在公式(11.4.4-1)中, M_{cua}^t 与 M_{cua}^b 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算,并取其较大值。 M_{cua}^t 和 M_{cua}^b 的值可按本规范11.4.1条的规定进行计算,但在计算中应将材料的强度设计值以强度标准值代替,并取实配的纵向钢筋截面面积,不等式改为等式,并在等式右边除以相应的承载力抗震调整系数;此时, N 可取重力荷载代表值产生的轴向压力设计值。

在公式(11.4.4-2)至公式(11.4.4-4)中, M_c^t 与 M_c^b 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算,并取其较大值。 M_c^t 、 M_c^b 的取值应符合本规范第11.4.2条和第11.4.3条的规定。

11.4.5 框支柱中线宜与框支梁重合。当框支柱的数目多于10根时,框支柱承受的地震剪力之和不应小于该楼层地震剪力的20%;当不多于10根时,每根柱承受的地震剪力不应小于该楼层地震剪力的2%。

11.4.6 一、二级抗震等级的框支柱,由地震作用引起的附加轴力应分别乘以增大系数1.5、1.2;计算轴压比时,可不考虑增大系数。

11.4.7 一、二、三级抗震等级的框架角柱,其弯矩、剪力设计值应按本规范第11.4.2条至第11.4.4条经调整后的弯矩、剪力设计值乘以不小于1.1的增大系数。

11.4.8 考虑地震作用组合的框架柱和框支柱的受剪截面应符合下列条件:

剪跨比 $\lambda > 2$ 的框架柱

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (11.4.8-1)$$

框支柱和剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架柱

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b h_0) \quad (11.4.8-2)$$

11.4.9 考虑地震作用组合的框架柱和框支柱的斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定:

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056 N \right] \quad (11.4.9)$$

式中 λ ——框架柱和框支柱的计算剪跨比, 取 $\lambda = M / (V h_0)$; 此处, M 宜取柱上、下端考虑地震作用组合的弯矩设计值的较大值, V 取与 M 对应的剪力设计值, h_0 为柱截面有效高度; 当框架结构中的框架柱的反弯点在柱层高范围内时, 可取 $\lambda = H_n / (2h_0)$, 此处, H_n 为柱净高; 当 $\lambda < 1.0$ 时, 取 $\lambda = 1.0$; 当 $\lambda > 3.0$ 时, 取 $\lambda = 3.0$;

N ——考虑地震作用组合的框架柱和框支柱轴向压力设计值, 当 $N > 0.3 f_c A$ 时, 取 $N = 0.3 f_c A$ 。

11.4.10 当考虑地震作用组合的框架柱和框支柱出现拉力时, 其斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定:

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \right] \quad (11.4.10)$$

当上式右边括号内的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时, 取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$,

且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

式中 N ——考虑地震作用组合的框架柱轴向拉力设计值。

11.4.11 框架柱的截面尺寸应符合下列要求:

- 1 柱的截面宽度和高度均不宜小于 300mm; 圆柱的截面直径不宜小于 350mm;
- 2 柱的剪跨比宜大于 2;
- 3 柱截面高度与宽度的比值不宜大于 3。

11.4.12 框架柱和框支柱的钢筋配置,应符合下列要求:

1 框架柱和框支柱中全部纵向受力钢筋的配筋百分率不应小于表 11.4.12-1 规定的数值,同时,每一侧的配筋百分率不应小于 0.2;对 IV 类场地上较高的高层建筑,最小配筋百分率应按表中数值增加 0.1 采用;

表 11.4.12-1 柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率 (%)

柱 类 型	抗 震 等 级			
	一级	二级	三级	四级
框架中柱、边柱	1.0	0.8	0.7	0.6
框架角柱、框支柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注:柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率,当采用 HRB400 级钢筋时,应按表中数值减小 0.1;当混凝土强度等级为 C60 及以上时,应按表中数值增加 0.1。

2 框架柱和框支柱上、下两端箍筋应加密,加密区的箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 11.4.12-2 的规定;

表 11.4.12-2 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	纵向钢筋直径的 6 倍和 100 中的较小值	10
二级	纵向钢筋直径的 8 倍和 100 中的较小值	8
三级	纵向钢筋直径的 8 倍和 150 (柱根 100) 中的较小值	8
四级	纵向钢筋直径的 8 倍和 150 (柱根 100) 中的较小值	6 (柱根 8)

注:底层柱的柱根系指地下室的顶面或无地下室情况的基础顶面;柱根加密区长度应取不小于该层柱净高的 1/3;当有刚性地面时,除柱端箍筋加密区外尚应在刚性地面上、下各 500mm 的高度范围内加密箍筋。

3 框支柱和剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架柱应在柱全高范围内加密箍筋,且箍筋间距不应大于 100mm;

4 二级抗震等级的框架柱,当箍筋直径不小于 10mm、肢距不大于 200mm 时,除柱根外,箍筋间距应允许采用 150mm;三级抗震等级框架柱的截面尺寸不大于 400mm 时,箍筋最小直径应允许采用 6mm;四级抗震等级框架柱剪跨比不大于 2 时,箍筋直径不应小于 8mm。

11.4.13 框架柱和框支柱中全部纵向受力钢筋配筋率不应大于

5%。柱的纵向钢筋宜对称配置。截面尺寸大于400mm的柱，纵向钢筋的间距不宜大于200mm。当按一级抗震等级设计，且柱的剪跨比 $\lambda \leq 2$ 时，柱每侧纵向钢筋的配筋率不宜大于1.2%。

11.4.14 框架柱的箍筋加密区长度，应取柱截面长边尺寸（或圆形截面直径）、柱净高的 $1/6$ 和500mm中的最大值。一、二级抗震等级的角柱应沿柱全高加密箍筋。

11.4.15 柱箍筋加密区内的箍筋肢距：一级抗震等级不宜大于200mm；二、三级抗震等级不宜大于250mm和20倍箍筋直径中的较大值；四级抗震等级不宜大于300mm。此外，每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束；当采用拉筋时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍筋。

11.4.16 一、二、三级抗震等级的各类结构的框架柱和框支柱，其轴压比 $N/(f_c A)$ 不宜大于表11.4.16规定的限值。对Ⅳ类场地上较高的高层建筑，柱轴压比限值应适当减小。

表 11.4.16 框架柱轴压比限值

结构体系	抗 震 等 级		
	一级	二级	三级
框架结构	0.7	0.8	0.9
框架-剪力墙结构、筒体结构	0.75	0.85	0.95
部分框支剪力墙结构	0.6	0.7	—

- 注：1 轴压比 $N/(f_c A)$ 指考虑地震作用组合的框架柱和框支柱轴向压力设计值 N 与柱全截面面积 A 和混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘积之比值；对不进行地震作用计算的结构，取无地震作用组合的轴力设计值；
- 2 当混凝土强度等级为C65~C70时，轴压比限值宜按表中数值减小0.05；混凝土强度等级为C75~C80时，轴压比限值宜按表中数值减小0.10；
- 3 剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的柱，其轴压比限值应按表中数值减小0.05；对剪跨比 $\lambda < 1.5$ 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施；
- 4 沿柱全高采用井字复合箍，且箍筋间距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍，且螺距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍，且螺距不大于80mm、肢距不大于200mm、直径不小于10mm时，轴压比限值均可按表中数值增加0.10；上述三种箍筋的配箍特征值 λ_v 均应按增大的轴压比由表11.4.17确定；
- 5 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的0.8%时，其轴压比限值可按表中数值增加0.05。此项措施与注4的措施同时采用时，轴压比限值可按表中数值增加0.15，但箍筋的配箍特征值 λ_v 仍可按轴压比增加0.10的要求确定；
- 6 柱经采用上述加强措施后，其最终的轴压比限值不应大于1.05。

11.4.17 柱箍筋加密区箍筋的体积配筋率应符合下列规定:

1 柱箍筋加密区箍筋的体积配筋率,应符合下列规定:

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (11.4.17)$$

式中 ρ_v ——柱箍筋加密区的体积配筋率,按本规范第 7.8.3 条的规定计算,计算中应扣除重叠部分的箍筋体积;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;当强度等级低于 C35 时,按 C35 取值;

f_{yv} ——箍筋及拉筋抗拉强度设计值;

λ_v ——最小配箍特征值,按表 11.4.17 采用。

表 11.4.17 柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值 λ_v

抗震等级	箍筋型式	轴 压 比								
		≤ 0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一级	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
二级	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三级	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注: 1 普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋;螺旋箍指单个螺旋箍筋;复合箍指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋;复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋;连续复合矩形螺旋箍指全部螺旋箍为同一根钢筋加工成的箍筋;

2 在计算复合螺旋箍的体积配筋率时,其中非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数 0.8;

3 对一、二、三、四级抗震等级的柱,其箍筋加密区的箍筋体积配筋率分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4% 和 0.4%;

4 混凝土强度等级高于 C60 时,箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍;当轴压比不大于 0.6 时,其加密区的最小配箍特征值宜按表中数值增加 0.02;当轴压比大于 0.6 时,宜按表中数值增加 0.03。

2 框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍,其最小配箍特征值应按表 11.4.17 中的数值增加 0.02 取用,且体积配筋率不应小于 1.5%;

3 当剪跨比 $\lambda \leq 2$ 时,一、二、三级抗震等级的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍,其箍筋体积配筋率不应小于 1.2%;9 度设防烈度时,不应小于 1.5%。

11.4.18 在柱箍筋加密区外,箍筋的体积配筋率不宜小于加密区配筋率的一半;对一、二级抗震等级,箍筋间距不应大于 $10d$;对三、四级抗震等级,箍筋间距不应大于 $15d$,此处, d 为纵向钢筋直径。

11.5 铰接排架柱

11.5.1 铰接排架柱的纵向受力钢筋和箍筋,应按地震作用组合下的弯矩设计值及剪力设计值,并根据本规范第 11.4 节的规定计算确定,其构造应符合本规范第 9 章、第 10 章、第 11.1 节、第 11.2 节及本节的有关规定。

11.5.2 有抗震设防要求的铰接排架柱,其箍筋加密区应符合下列规定:

1 箍筋加密区长度

- 1) 对柱顶区段,取柱顶以下 500mm,且不小于柱顶截面高度;
- 2) 对吊车梁区段,取上柱根部至吊车梁顶面以上 300mm;
- 3) 对柱根区段,取基础顶面至室内地坪以上 500mm;
- 4) 对牛腿区段,取牛腿全高;
- 5) 对柱间支撑与柱连接的节点和柱变位受约束的部位,取节点上、下各 300mm。

2 箍筋加密区内的箍筋最大间距为 100mm;箍筋的直径应符合表 11.5.2 的规定。

表 11.5.2 铰接排架柱箍筋加密区的箍筋最小直径 (mm)

加密区区段	抗震等级和场地类别					
	一级	二级	二级	三级	三级	四级
	各类场地	Ⅲ、Ⅳ类 场地	I、II类 场地	Ⅲ、Ⅳ类 场地	I、II类 场地	各类场地
一般柱顶、柱根区段	8 (10)		8		6	
角柱柱顶	10		10		8	
吊车梁、牛腿区段 有支撑的柱根区段	10		8		8	
有支撑的柱顶区段 柱变位受约束的部位	10		10		8	

注：表中括号内数值用于柱根。

11.5.3 当铰接排架侧向受约束且约束点至柱顶的长度 l 不大于柱截面在该方向边长的两倍（排架平面： $l \leq 2h$ ，垂直排架平面： $l \leq 2b$ ）时，柱顶预埋钢板和柱顶箍筋加密区的构造尚应符合下列要求：

1 柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度，宜取柱顶的截面高度 h ，但在任何情况下不得小于 $h/2$ 及 300mm；

2 柱顶轴向力排架平面内的偏心距 e_0 在 $h/6 \sim h/4$ 范围内时，柱顶箍筋加密区的箍筋体积配筋率：一级抗震等级不宜小于 1.2%；二级抗震等级不宜小于 1.0%；三、四级抗震等级不宜小于 0.8%。

11.5.4 在地震作用组合的竖向力和水平拉力作用下，支承不等高厂房低跨屋面梁、屋架等屋盖结构的柱牛腿，除应按本规范第 10 章的规定进行计算和配筋外，尚应符合下列要求：

1 承受水平拉力的锚筋：一级抗震等级不应少于 2 根直径为 16mm 的钢筋；二级抗震等级不应少于 2 根直径为 14mm 的钢筋；三、四级抗震等级不应少于 2 根直径为 12mm 的钢筋；

2 牛腿中的纵向受拉钢筋和锚筋的锚固措施及锚固长度应符合本规范第 10.8 节的规定，但其中的受拉钢筋锚固长度 l_a 应

以 l_{aE} 代替。

3 牛腿水平箍筋最小直径为 8mm, 最大间距为 100mm。

11.6 框架梁柱节点及预埋件

11.6.1 一、二级抗震等级的框架应进行节点核心区抗震受剪承载力计算。三、四级抗震等级的框架节点核心区可不进行计算, 但应符合抗震构造措施的要求。框支层中间层节点的抗震受剪承载力计算方法及抗震构造措施与框架中间层节点相同。

11.6.2 框架梁柱节点核心区考虑抗震等级的剪力设计值 V_j , 应按下列规定计算:

1 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构

1) 顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{(M'_{bua} + M''_{bua})}{h_{b0} - a'_s} \quad (11.6.2-1)$$

且不应小于按公式 (11.6.2-3) 求得的 V_j 值;

2) 其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{(M'_{bua} + M''_{bua})}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (11.6.2-2)$$

且不应小于按公式 (11.6.2-4) 求得的 V_j 值;

2 其他情况

1) 一级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{(M'_b + M''_b)}{h_{b0} - a'_s} \quad (11.6.2-3)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{(M'_b + M''_b)}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (11.6.2-4)$$

2) 二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.2 \frac{(M'_b + M''_b)}{h_{b0} - a'_s} \quad (11.6.2-5)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.2 \frac{(M'_b + M''_b)}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (11.6.2-6)$$

式中 M'_{bua} 、 M''_{bua} ——框架节点左、右两侧的梁端按实配钢筋截面面积、材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值；

M'_b 、 M''_b ——考虑地震作用组合的框架节点左、右两侧的梁端弯矩设计值；

h_{b0} 、 h_b ——梁的截面有效高度、截面高度，当节点两侧梁高不相同时，取其平均值；

H_c ——节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

a'_s ——梁纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离。

公式 (11.6.2-1)、公式 (11.6.2-2) 中的 $(M'_{bua} + M''_{bua})$ ，以及公式 (11.6.2-3) 至公式 (11.6.2-6) 中的 $(M'_b + M''_b)$ ，均应按本规范第 11.3.2 条的规定采用。

11.6.3 框架梁柱节点核心区受剪的水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3 \eta_j \beta_c f_c b_j h_j) \quad (11.6.3)$$

式中 h_j ——框架节点核心区的截面高度，可取验算方向的柱截面高度，即 $h_j = h_c$ ；

b_j ——框架节点核心区的截面有效验算宽度，当 $b_b \geq b_c/2$ 时，可取 $b_j = b_c$ ；当 $b_b < b_c/2$ 时，可取 $(b_b + 0.5 h_c)$ 和 b_c 中的较小值。当梁与柱的中线不重合，且偏心距 $e_0 \leq b_c/4$ 时，可取 $(0.5b_b + 0.5 b_c + 0.25h_c - e_0)$ 、 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 三者中的最小值；此

处, b_b 为验算方向梁截面宽度, b_c 为该侧柱截面宽度。

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数: 当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 $1/2$, 且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 $3/4$ 时, 可取 $\eta_j = 1.5$, 对 9 度设防烈度, 宜取 $\eta_j = 1.25$; 当不满足上述约束条件时, 应取 $\eta_j = 1.0$ 。

11.6.4 框架梁柱节点的抗震受剪承载力, 应符合下列规定:

1 9 度设防烈度

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.9 \eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right] \quad (11.6.4-1)$$

2 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.1 \eta_j f_t b_j h_j + 0.05 \eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right] \quad (11.6.4-2)$$

式中 N ——对应于考虑地震作用组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值: 当 N 为压力时, 取轴向压力设计值的较小值, 且当 $N > 0.5 f_c b_c h_c$ 时, 取 $N = 0.5 f_c b_c h_c$; 当 N 为拉力时, 取 $N = 0$;

A_{svj} ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积;

h_{b0} ——梁截面有效高度, 节点两侧梁截面高度不等时取平均值。

11.6.5 圆柱框架的梁柱节点, 当梁中线与柱中线重合时, 受剪的水平截面应符合下列条件:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3 \eta_j \beta_c f_c A_j) \quad (11.6.5)$$

式中 A_j ——节点核心区有效截面面积: 当梁宽 $b_b \geq 0.5D$ 时,

取 $A_j = 0.8D^2$; 当 $0.4D \leq b_b < 0.5D$ 时, 取 $A_j = 0.8D(b_b + 0.5D)$;

D ——圆柱截面直径;

b_b ——梁的截面宽度;

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数, 按本规范第 11.6.3 条取用。

11.6.6 圆柱框架的梁柱节点, 当梁中线与柱中线重合时, 其抗震受剪承载力应符合下列规定:

1 9 度设防烈度

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.2 \eta_j f_t A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (11.6.6-1)$$

2 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.5 \eta_j f_t A_j + 0.05 \eta_j \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (11.6.6-2)$$

式中 h_{b0} ——梁截面有效高度;

A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积;

A_{svj} ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积。

11.6.7 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点区的锚固和搭接应符合下列要求:

1 框架中间层的中间节点处, 框架梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点; 对一、二级抗震等级, 梁的下部纵向钢筋伸入中间节点的锚固长度不应小于 l_{aE} , 且伸过中心线不应小于 $5d$ (图 11.6.7a)。梁内贯穿中柱的每根纵向钢筋直径, 对一、二级抗震等级, 不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/20$; 对圆柱截面,

不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 $1/20$ 。

2 框架中间层的端节点处，当框架梁上部纵向钢筋用直线锚固方式锚入端节点时，其锚固长度除不应小于 l_{aE} 外，尚应伸过柱中心线不小于 $5d$ ，此处， d 为梁上部纵向钢筋的直径。当水平直线段锚固长度不足时，梁上部纵向钢筋应伸至柱外边并向下弯折。弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$ ，弯折后的竖直投影长度取 $15d$ （图 11.6.7b）。梁下部纵向钢筋在中间层端节点中的锚固措施与梁上部纵向钢筋相同，但竖直段应向上弯入节点。

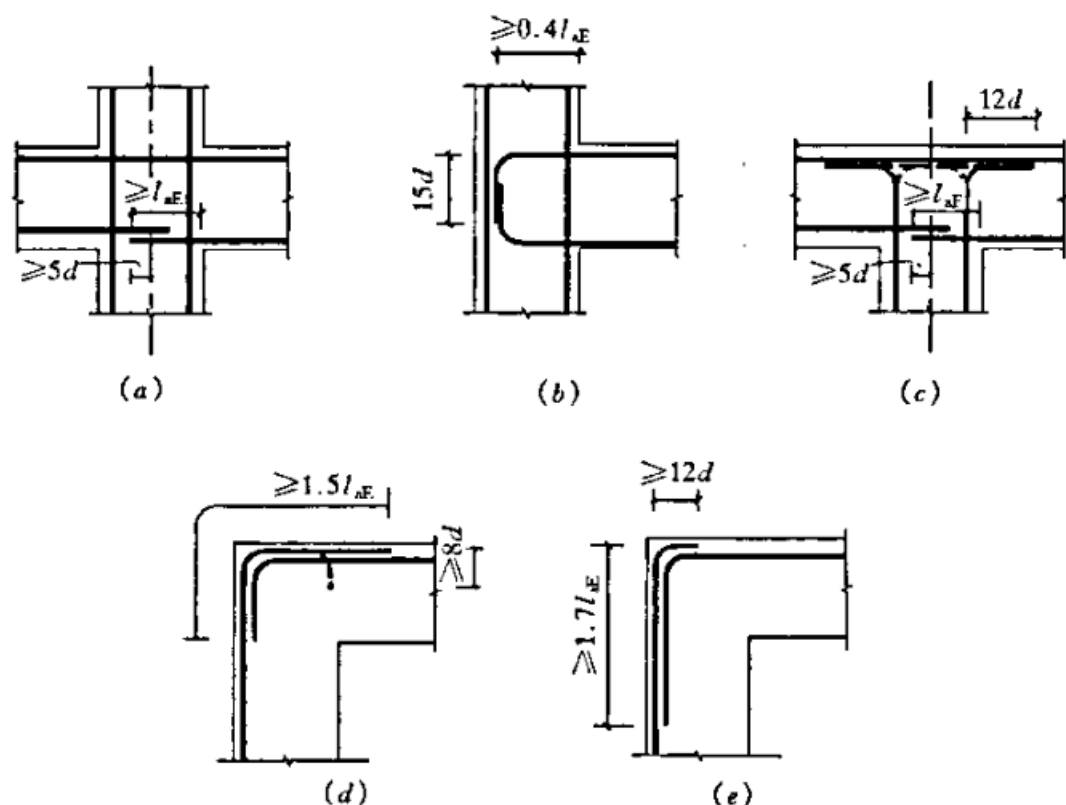


图 11.6.7 框架梁和框架柱的纵向受力
钢筋在节点区的锚固和搭接

(a) 中间层中间节点；(b) 中间层端节点；(c) 顶层中间节点；
(d) 顶层端节点（一）；(e) 顶层端节点（二）

3 框架顶层中间节点处，柱纵向钢筋应伸至柱顶。当采用直线锚固方式时，其自梁底边算起的锚固长度应不小于 l_{aE} ，当直线段锚固长度不足时，该纵向钢筋伸到柱顶后可向内弯折，弯

折前的锚固段竖向投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$ ，弯折后的水平投影长度取 $12d$ ；当楼盖为现浇混凝土，且板的混凝土强度不低于 C20、板厚不小于 80mm 时；也可向外弯折，弯折后的水平投影长度取 $12d$ （图 11.6.7c）。对一、二级抗震等级，贯穿顶层中间节点的梁上部纵向钢筋的直径，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/25$ 。梁下部纵向钢筋在顶层中间节点中的锚固措施与梁下部纵向钢筋在中间层中间节点处的锚固措施相同。

4 框架顶层端节点处，柱外侧纵向钢筋可沿节点外边和梁上边与梁上部纵向钢筋搭接连接（图 11.6.7d），搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$ ，且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜少于柱外侧全部柱纵向钢筋截面面积的 65%，其中不能伸入梁内的外侧柱纵向钢筋，宜沿柱顶伸至柱内边；当该柱筋位于顶部第一层时，伸至柱内边后，宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断；当该柱筋位于顶部第二层时，可伸至柱内边后截断；此处， d 为外侧柱纵向钢筋直径；当有现浇板时，且现浇板混凝土强度等级不低于 C20、板厚不小于 80mm 时，梁宽范围外的柱纵向钢筋可伸入板内，其伸入长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同。梁上部纵向钢筋应伸至柱外边并向下弯折到梁底标高。当柱外侧纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向钢筋应满足以上规定，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ 。 d 为梁上部纵向钢筋的直径。

当梁、柱配筋率较高时，顶层端节点处的梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接连接也可沿柱外边设置（图 11.6.7e），搭接长度不应小于 $1.7l_{aE}$ ，其中，柱外侧纵向钢筋应伸至柱顶，并向内弯折，弯折段的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。

梁上部纵向钢筋及柱外侧纵向钢筋在顶层端节点上角处的弯弧内半径，当钢筋直径 $d \leq 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $6d$ ；当钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $8d$ 。当梁上部纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时，弯入柱外侧的梁上部纵向钢筋除应满足以上搭接长度外，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ ， d 为

梁上部纵向钢筋直径。

梁下部纵向钢筋在顶层端节点中的锚固措施与中间层端节点处梁上部纵向钢筋的锚固措施相同。柱内侧纵向钢筋在顶层端节点中的锚固措施与顶层中间节点处柱纵向钢筋的锚固措施相同。当柱为对称配筋时,柱内侧纵向钢筋在顶层端节点中的锚固要求可适当放宽,但柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。

5 柱纵向钢筋不应在中间各层节点内截断。

11.6.8 框架节点核心区箍筋的最大间距、最小直径宜按本规范表 11.4.12-2 采用。对一、二、三级抗震等级的框架节点核心区,配箍特征值 λ_v 分别不宜小于 0.12、0.10 和 0.08,且其箍筋体积配筋率分别不宜小于 0.6%、0.5% 和 0.4%。框架柱的剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架节点核心区配箍特征值不宜小于核心区上、下柱端配箍特征值中的较大值。

11.6.9 考虑地震作用组合的预埋件,直锚钢筋截面面积可按本规范第 10 章规定计算,但实配的锚筋截面面积应比计算值增大 25%,且应相应调整锚板厚度。锚筋的锚固长度应按本规范第 10 章的规定采用;当不能满足时,应采取有效措施。在靠近锚板处,宜设置一根直径不小于 10mm 的封闭箍筋。

铰接排架柱柱顶预埋件直锚筋应符合下列要求:当为一级抗震等级时,取 4 根直径 16mm 的直锚筋;当为二级抗震等级时,取 4 根直径 14mm 的直锚筋。

11.7 剪 力 墙

11.7.1 考虑地震作用组合的剪力墙,其正截面抗震承载力应按本规范第 7 章和第 10.5.3 条的规定计算,但在其正截面承载力计算公式的右边,应除以相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

11.7.2 剪力墙各墙肢截面考虑地震作用组合的弯矩设计值:对一级抗震等级剪力墙的底部加强部位及以上一层,应按墙肢底部截面考虑地震作用组合弯矩设计值采用,其他部位可采用考虑地震作用组合弯矩设计值乘以增大系数 1.2。

11.7.3 考虑地震作用组合的剪力墙的剪力设计值 V_w 应按下列规定计算:

1 底部加强部位

1) 9 度设防烈度

$$V_w = 1.1 \frac{M_{wua}}{M} V \quad (11.7.3-1)$$

且不应小于按公式 (11.7.3-2) 求得的剪力设计值 V_w

2) 其他情况

一级抗震等级

$$V_w = 1.6V \quad (11.7.3-2)$$

二级抗震等级

$$V_w = 1.4V \quad (11.7.3-3)$$

三级抗震等级

$$V_w = 1.2V \quad (11.7.3-4)$$

四级抗震等级取地震作用组合下的剪力设计值

2 其他部位

$$V_w = V \quad (11.7.3-5)$$

式中 M_{wua} ——剪力墙底部截面按实配钢筋截面面积、材料强度标准值且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值;有翼墙时应计入墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的纵向钢筋;

M ——考虑地震作用组合的剪力墙底部截面的弯矩设计值;

V ——考虑地震作用组合的剪力墙的剪力设计值。

公式 (11.7.3-1) 中, M_{wua} 值可按本规范第 7.3.6 条的规定, 采用本规范第 11.4.4 条有关计算框架柱端 M_{cua} 值的相同方法确定, 但其 γ_{RE} 值应取剪力墙的正截面承载力抗震调整系数。

11.7.4 考虑地震作用组合的剪力墙的受剪截面应符合下列条件:

当剪跨比 $\lambda > 2.5$ 时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.4-1)$$

当剪跨比 $\lambda \leq 2.5$ 时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.4-2)$$

11.7.5 考虑地震作用组合的剪力墙在偏心受压时的斜截面抗震受剪承载力，应符合下列规定：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b h_0 + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (11.7.5)$$

式中 N ——考虑地震作用组合的剪力墙轴向压力设计值中的较小值；当 $N > 0.2f_c b h$ 时，取 $N = 0.2f_c b h$ ；

λ ——计算截面处的剪跨比 $\lambda = M / (Vh_0)$ ；当 $\lambda < 1.5$ 时，取 $\lambda = 1.5$ ；当 $\lambda > 2.2$ 时，取 $\lambda = 2.2$ ；此处， M 为与剪力设计值 V 对应的弯矩设计值；当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_0/2$ 时， λ 应按距墙底 $h_0/2$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算。

11.7.6 剪力墙在偏心受拉时的斜截面抗震受剪承载力，应符合下列规定：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b h_0 - 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (11.7.6)$$

当公式 (11.7.6) 右边方括号内的计算值小于 $0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0$ 时，取等于 $0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0$ 。

式中 N ——考虑地震作用组合的剪力墙轴向拉力设计值中的较大值。

11.7.7 一级抗震等级的剪力墙，其水平施工缝处的受剪承载力

应符合下列规定:

当施工缝承受轴向压力时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (11.7.7-1)$$

当施工缝承受轴向拉力时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s - 0.8N) \quad (11.7.7-2)$$

式中 N ——考虑地震作用组合的水平施工缝处的轴向力设计值;

A_s ——剪力墙水平施工缝处全部竖向钢筋截面面积,包括竖向分布钢筋、附加竖向插筋以及边缘构件(不包括两侧翼墙)纵向钢筋的总截面面积。

11.7.8 剪力墙洞口连梁的承载力应符合下列规定:

1 连梁的正截面抗震受弯承载力应按本规范第 7.2 节的规定计算,但在公式的右边应除以相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE} ;

2 跨高比 $l_0/h > 2.5$ 的连梁

1) 连梁的受剪截面应符合下列条件:

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2f_c\beta_c b h_0) \quad (11.7.8-1)$$

2) 剪力墙连梁的斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定:

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.42f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right) \quad (11.7.8-2)$$

式中 V_{wb} ——连梁的剪力设计值,按本规范第 11.3.2 条对框架梁的规定计算。

注:对跨高比 $l_0/h \leq 2.5$ 的连梁,其抗震受剪截面控制条件、斜截面抗震受剪承载力计算应按专门标准确定;

3 对一、二级抗震等级各类结构中的剪力墙连梁,当跨高

比 $l_0/h \leq 2.0$, 且连梁截面宽度不小于 200mm 时, 除普通箍筋外, 宜另设斜向交叉构造钢筋;

4 对一、二级抗震等级筒体结构内筒及核心筒连梁, 当其跨高比不大于 2 且截面宽度不小于 400mm 时, 宜采用斜向交叉暗柱配筋, 全部剪力均由暗柱纵向钢筋承担, 并应按框架梁构造要求设置箍筋。

11.7.9 剪力墙的厚度应符合下列规定:

1 剪力墙结构

一、二级抗震等级的剪力墙厚度, 不应小于 160mm, 且不应小于层高的 $1/20$; 底部加强部位的墙厚, 不宜小于 200mm, 且不宜小于层高的 $1/16$; 当墙端无端柱或翼墙时, 墙厚不宜小于层高的 $1/12$ 。对三、四级抗震等级, 不应小于 140mm, 且不应小于层高的 $1/25$ 。

2 框架-剪力墙结构及筒体结构

剪力墙的厚度不应小于 160mm, 且不应小于层高的 $1/20$, 其底部加强部位的墙厚, 不应小于 200mm, 且不应小于层高的 $1/16$ 。筒体底部加强部位及其以上一层不应改变墙体厚度。

11.7.10 剪力墙厚度大于 140mm 时, 其竖向和水平分布钢筋应采用双排钢筋; 双排分布钢筋间拉筋的间距不应大于 600mm, 且直径不应小于 6mm。在底部加强部位, 边缘构件以外的墙体中, 拉筋间距应适当加密。

11.7.11 剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的配置, 应符合下列规定:

1 一、二、三级抗震等级的剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋配筋率均不应小于 0.25%; 四级抗震等级剪力墙不应小于 0.2%, 分布钢筋间距不应大于 300mm; 其直径不应小于 8mm;

2 部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位, 水平和竖向分布钢筋配筋率不应小于 0.3%, 钢筋间距不应大于 200mm。

11.7.12 剪力墙水平和竖向分布钢筋的直径不宜大于墙厚的

1/10。

11.7.13 一、二级抗震等级的剪力墙底部加强部位在重力荷载代表值作用下，墙肢的轴压比 $N/(f_c A)$ 不宜超过表 11.7.13 的限值。

表 11.7.13 墙肢轴压比限值

抗震等级 (设防烈度)	一级 (9 度)	一级 (8 度)	二级
轴压比限值	0.4	0.5	0.6

注：剪力墙墙肢轴压比 $N/(f_c A)$ 中的 A 为墙肢截面面积。

11.7.14 剪力墙两端及洞口两侧应设置边缘构件，并应符合下列要求：

1 一、二级抗震等级的剪力墙结构和框架-剪力墙结构中的剪力墙，在重力荷载代表值作用下，当墙肢底截面轴压比大于表 11.7.14 规定时，其底部加强部位及其以上一层墙肢应按本规范 11.7.15 条的规定设置约束边缘构件；当小于表 11.7.14 规定时，宜按本规范第 11.7.16 条的规定设置构造边缘构件。

表 11.7.14 剪力墙设置构造边缘构件的最大轴压比

抗震等级 (设防烈度)	一级 (9 度)	一级 (8 度)	二级
轴压比	0.1	0.2	0.3

2 部分框支剪力墙结构中，一、二级抗震等级落地剪力墙的底部加强部位及以上一层的墙肢，剪力墙的两端应按本规范第 11.7.15 条的规定设置符合约束边缘构件要求的翼墙或端柱，且洞口两侧应设置约束边缘构件；不落地的剪力墙，应在底部加强部位及以上一层剪力墙的墙肢两端设置约束边缘构件；

3 一、二级抗震等级的剪力墙结构和框架-剪力墙结构中的一般部位剪力墙以及三、四级抗震等级剪力墙结构和框架-剪力墙结构中的剪力墙，应按本规范 11.7.16 条设置构造边缘构件；

4 框架-核心筒结构的核心筒、筒中筒结构的内筒，除应符合本条第 1 款和第 3 款的要求外，一、二级抗震等级筒体角部的边缘构件应按下列要求加强：底部加强部位，约束边缘构件沿

墙肢的长度应取墙肢截面高度的 $1/4$ ，且约束边缘构件范围内应全部采用箍筋；底部加强部位以上的全高范围内宜按本规范图 11.7.15 的转角墙设置约束边缘构件，约束边缘构件沿墙肢的长度仍取墙肢截面高度的 $1/4$ 。

11.7.15 剪力墙端部设置的约束边缘构件（暗柱、端柱、翼墙和转角墙）应符合下列要求（图 11.7.15）：

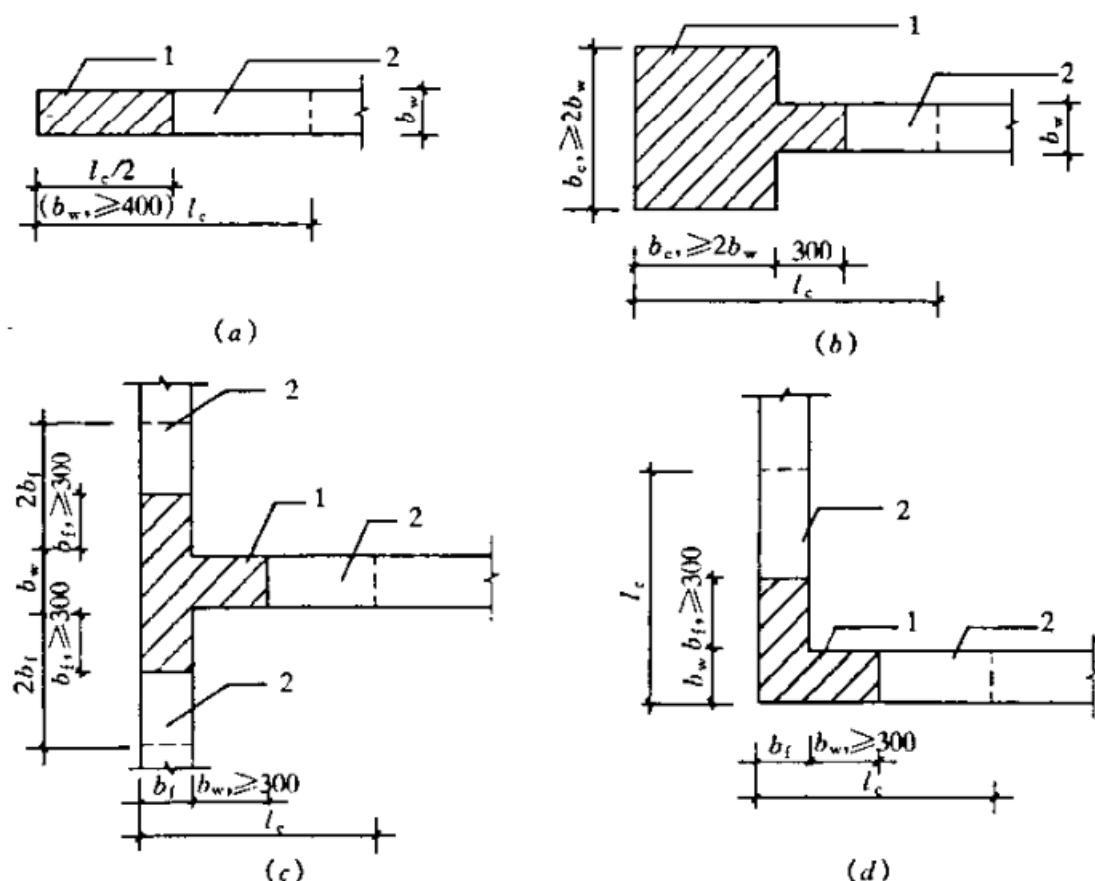


图 11.7.15 剪力墙的约束边缘构件

注：图中尺寸单位为 mm。

(a) 暗柱；(b) 端柱；(c) 翼墙；(d) 转角墙

1—配箍特征值为 λ_v 的区域；2—配箍特征值为 $\lambda_v/2$ 的区域

1 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及配箍特征值 λ_v 宜满足表 11.7.15 的要求，箍筋的配置范围及相应的配箍特征值 λ_v 和 $\lambda_v/2$ 的区域如图 11.7.15 所示，其体积配筋率 ρ_v 应按下式计算：

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (11.7.15)$$

式中 λ_v ——配箍特征值, 对图 11.7.15 中 $\lambda_v/2$ 的区域, 可计入拉筋。

2 一、二级抗震等级剪力墙约束边缘构件的纵向钢筋的截面面积, 对暗柱, 分别不应小于约束边缘构件沿墙肢长度 l_c 和墙厚 b_w 乘积的 1.2%、1.0%; 对端柱、翼墙和转角墙分别不应小于图 11.7.15 中阴影部分面积的 1.2%、1.0%;

表 11.7.15 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

抗震等级 (设防烈度)		一级 (9 度)	一级 (8 度)	二级
λ_v		0.2	0.2	0.2
l_c (mm)	暗柱	$0.25h_w$ 、 $1.5b_w$ 、 450 中的最大值	$0.2h_w$ 、 $1.5b_w$ 、 450 中的最大值	$0.2h_w$ 、 $1.5b_w$ 、 450 中的最大值
	端柱、翼墙或 转角墙	$0.2h_w$ 、 $1.5b_w$ 、 450 中的最大值	$0.15h_w$ 、 $1.5b_w$ 、 450 中的最大值	$0.15h_w$ 、 $1.5b_w$ 、 450 中的最大值

注: 1 翼墙长度小于其厚度 3 倍时, 视为无翼墙剪力墙; 端柱截面边长小于墙厚 2 倍时, 视为无端柱剪力墙;

2 约束边缘构件沿墙肢长度 l_c 除满足表 11.7.15 的要求外, 当有端柱、翼墙或转角墙时, 尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm;

3 约束边缘构件的箍筋或拉筋沿竖向的间距, 对一级抗震等级不宜大于 100mm, 对二级抗震等级不宜大于 150mm;

4 h_w 为剪力墙墙肢的长度。

11.7.16 剪力墙端部设置的构造边缘构件 (暗柱、端柱、翼墙和转角墙) 的范围, 应按图 11.7.16 采用, 构造边缘构件的纵向钢筋除应满足计算要求外, 尚应符合表 11.7.16 的要求。

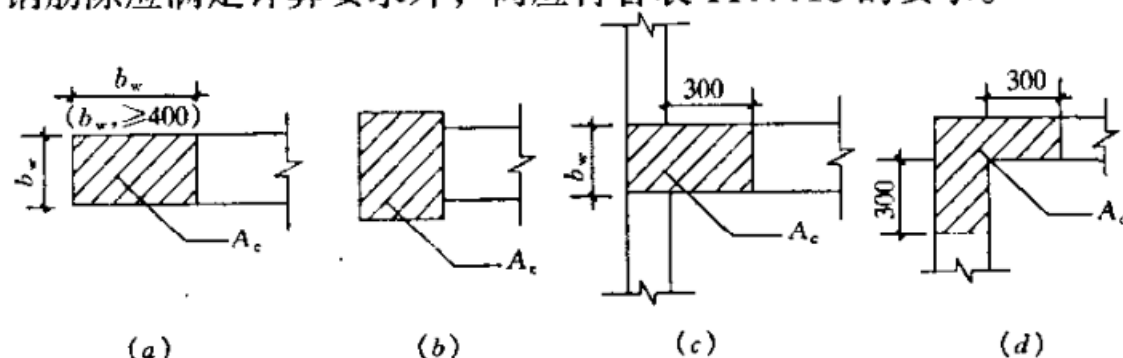


图 11.7.16 剪力墙的构造边缘构件

(a) 暗柱; (b) 端柱; (c) 翼墙; (d) 转角墙

注: 图中尺寸单位为 mm。

表 11.7.16

构造边缘构件的构造配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其 他 部 位		
	纵向钢筋 最小配筋量	箍筋、拉筋		纵向钢筋 最小配筋量	箍筋、拉筋	
		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)
一	$0.01A_c$ 和 6 根直径为 16mm 的钢筋中的较大值	8	100	$0.008A_c$ 和 6 根直径为 14mm 的钢筋中的较大值	8	150
二	$0.008A_c$ 和 6 根直径为 14mm 的钢筋中的较大值	8	150	$0.006A_c$ 和 6 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	8	200
三	$0.005A_c$ 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	150	$0.004A_c$ 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	200
四	$0.005A_c$ 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	200	$0.004A_c$ 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	250

注：1 A_c 为图 11.7.16 中所示的阴影面积；

2 对其他部位，拉筋的水平间距不应大于纵向钢筋间距的 2 倍，转角处宜设置箍筋；

3 当端柱承受集中荷载时，应满足框架柱配筋要求。

11.7.17 框架-剪力墙结构中的剪力墙应符合下列构造要求：

1 剪力墙周边应设置端柱和梁作为边框，端柱截面尺寸宜与同层框架柱相同，且应满足框架柱的要求；当墙周边仅有柱而无梁时，应设置暗梁，其高度可取 2 倍墙厚；

2 剪力墙开洞时，应在洞口两侧配置边缘构件，且洞口上、下边缘宜配置构造纵向钢筋。

11.8 预应力混凝土结构构件

11.8.1 预应力混凝土结构可用于抗震设防烈度 6 度、7 度、8 度区，当 9 度区需采用预应力混凝土结构时，应有充分依据，并采取可靠措施。

11.8.2 框架梁宜采用后张有粘结预应力钢筋和非预应力钢筋的混合配置方式。

11.8.3 对后张有粘结预应力混凝土框架梁，其考虑受压钢筋的梁端受压区高度应符合下列要求：

一级抗震等级

$$x \leq 0.25h_0 \quad (11.8.3-1)$$

二、三级抗震等级

$$x \leq 0.35h_0 \quad (11.8.3-2)$$

且纵向受拉钢筋按非预应力钢筋抗拉强度设计值折算的配筋率不应大于 2.5%（HRB400 级钢筋）或 3.0%（HRB335 级钢筋）。

11.8.4 对后张有粘结预应力混凝土框架梁，其梁端的配筋强度比宜符合下列要求：

一级抗震等级

$$\frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s} \leq 0.55 \quad (11.8.4-1)$$

二、三级抗震等级

$$\frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s} \leq 0.75 \quad (11.8.4-2)$$

11.8.5 在后张有粘结预应力混凝土框架梁的端截面中，底面和顶面纵向非预应力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，对一、二、三级抗震等级均不应小于 1.0；且纵向受压非预应力钢筋的配筋率不应小于 0.2%。

附录 A 素混凝土结构构件计算

A.1 一般规定

A.1.1 素混凝土构件主要用于受压构件。素混凝土受弯构件仅允许用于卧置在地基上的情况以及不承受活荷载的情况。

A.1.2 素混凝土结构构件应进行正截面承载力计算；对承受局部荷载的部位尚应进行局部受压承载力计算。

A.1.3 素混凝土墙和柱的计算长度 l_0 可按下列规定采用：

- 1 两端支承在刚性的横向结构上时，取 $l_0 = H$ ；
- 2 具有弹性移动支座时，取 $l_0 = 1.25H \sim 1.50H$ ；
- 3 对自由独立的墙和柱，取 $l_0 = 2H$ 。

此处， H 为墙或柱的高度，以层高计。

A.1.4 素混凝土结构伸缩缝的最大间距，可按表 A.1.4 的规定采用。

整片的素混凝土墙壁式结构，其伸缩缝宜做成贯通式，将基础断开。

表 A.1.4 素混凝土结构伸缩缝最大间距 (m)

结构类别	室内或土中	露天
装配式结构	40	30
现浇结构（配有构造钢筋）	30	20
现浇结构（未配构造钢筋）	20	10

A.2 受压构件

A.2.1 素混凝土受压构件，当按受压承载力计算时，不考虑受拉区混凝土的工作，并假定受压区的法向应力图形为矩形，其应力值取素混凝土的轴心抗压强度设计值，此时，轴向力作用点与受压区混凝土合力点相重合。

素混凝土受压构件的受压承载力应符合下列规定：

1 对称于弯矩作用平面的截面

$$N \leq \varphi f_{cc} A'_c \quad (\text{A.2.1-1})$$

受压区高度 x 应按下列条件确定：

$$e_c = e_0 \quad (\text{A.2.1-2})$$

此时，轴向力作用点至截面重心的距离 e_0 尚应符合下列要求：

$$e_0 \leq 0.9 y'_0 \quad (\text{A.2.1-3})$$

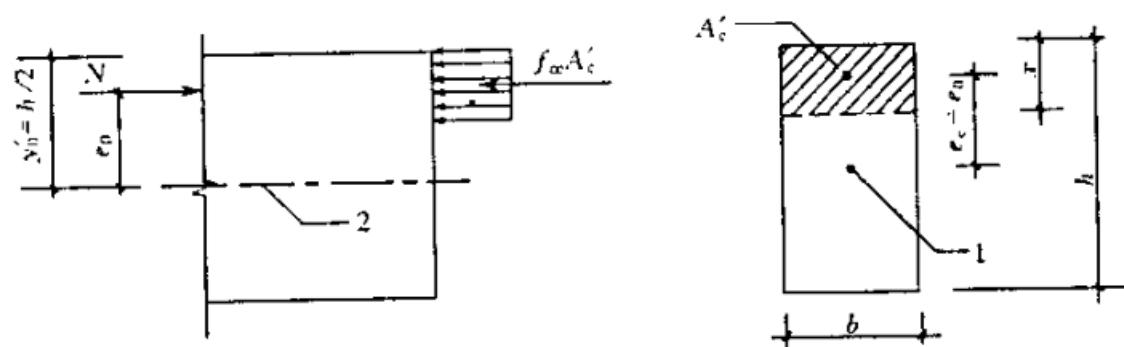


图 A.2.1 矩形截面的素混凝土受压构件受压承载力计算

1—截面重心；2—截面重心轴

2 矩形截面 (图 A.2.1)

$$N \leq \varphi f_{cc} b (h - 2e_0) \quad (\text{A.2.1-4})$$

式中 N ——轴向压力设计值；

φ ——素混凝土构件的稳定系数，按表 A.2.1 采用；

f_{cc} ——素混凝土的轴心抗压强度设计值，按本规范表 4.1.4 规定的混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 值乘以系数 0.85 取用；

A'_c ——混凝土受压区的面积；

e_c ——受压区混凝土的合力点至截面重心的距离；

y'_0 ——截面重心至受压区边缘的距离；

b ——截面宽度；

h ——截面高度。

当按公式 (A.2.1-1) 或公式 (A.2.1-4) 计算时，对

$e_0 \geq 0.45y'_0$ 的受压构件，应在混凝土受拉区配置构造钢筋。其配筋率不应少于构件截面面积的 0.05%。但符合本规范公式 (A.2.2-1) 或 (A.2.2-2) 的条件时，可不配置此项构造钢筋。

表 A.2.1 素混凝土构件的稳定系数 φ

l_0/b	<4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/i	<14	14	21	28	35	42	49	56	63	70	76	83	90	97	104
φ	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63	0.59	0.55	0.51	0.47	0.44

注：在计算 l_0/b 时， b 的取值：对偏心受压构件，取弯矩作用平面的截面高度；对轴心受压构件，取截面短边尺寸。

A.2.2 对不允许开裂的素混凝土受压构件（如处于液体压力下的受压构件、女儿墙等），当 $e_0 \geq 0.45y'_0$ 时，其受压承载力应按下列公式计算：

1 对称于弯矩作用平面的截面

$$N \leq \varphi \frac{\gamma f_{ct} A}{\frac{e_0 A}{W} - 1} \quad (\text{A.2.2-1})$$

2 矩形截面

$$N \leq \varphi \frac{\gamma f_{ct} b h}{\frac{6e_0}{h} - 1} \quad (\text{A.2.2-2})$$

式中 f_{ct} ——素混凝土轴心抗拉强度设计值，按本规范表 4.1.4 规定的混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 值乘以系数 0.55 取用；

γ ——截面抵抗矩塑性影响系数，按本规范第 8.2.4 条取用；

W ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

A ——截面面积。

A.2.3 素混凝土偏心受压构件，除应计算弯矩作用平面的受压承载力外，尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的受压

承载力。此时,不考虑弯矩作用,但应考虑稳定系数 φ 的影响。

A.3 受弯构件

A.3.1 素混凝土受弯构件的受弯承载力应符合下列规定:

- 1 对称于弯矩作用平面的截面

$$M \leq \gamma f_{ct} W \quad (\text{A.3.1-1})$$

- 2 矩形截面

$$M \leq \frac{\gamma f_{ct} b h^2}{6} \quad (\text{A.3.1-2})$$

式中 M ——弯矩设计值。

A.4 局部构造钢筋

A.4.1 素混凝土结构在下列部位应配置局部构造钢筋:

- 1 结构截面尺寸急剧变化处;
- 2 墙壁高度变化处 (在不小于 1m 范围内配置);
- 3 混凝土墙壁中洞口周围。

注:在配置局部构造钢筋后,伸缩缝的间距仍应按本规范表 A.1.4 中未配构造钢筋的现浇结构采用。

A.5 局部受压

A.5.1 素混凝土构件的局部受压承载力应符合下列规定:

- 1 局部受压面上仅有局部荷载作用

$$F_l \leq \omega \beta_l f_{cc} A_l \quad (\text{A.5.1-1})$$

- 2 局部受压面上尚有非局部荷载作用

$$F_l \leq \omega \beta_l (f_{cc} - \sigma) A_l \quad (\text{A.5.1-2})$$

式中 F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值;

A_l ——局部受压面积;

ω ——荷载分布的影响系数:当局部受压面上的荷载为均匀分布时,取 $\omega = 1$;当局部荷载为非均匀分布时(如梁、过梁等的端部支承面),取 $\omega = 0.75$;

σ ——非局部荷载设计值产生的混凝土压应力；
 β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数，按本规范公式
(7.8.1-2) 计算。

附录 B 钢筋的公称截面面积、 计算截面面积及理论重量

表 B.1 钢筋的计算截面面积及理论重量

公称直径 (mm)	不同根数钢筋的计算截面面积 (mm ²)									单根钢筋 理论重量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	28.3	57	85	113	142	170	198	226	255	0.222
6.5	33.2	66	100	133	166	199	232	265	299	0.260
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.395
8.2	52.8	106	158	211	264	317	370	423	475	0.432
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	0.617
12	113.1	226	339	452	565	678	791	904	1017	0.888
14	153.9	308	461	615	769	923	1077	1231	1385	1.21
16	201.1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1.58
18	254.5	509	763	1017	1272	1527	1781	2036	2290	2.00
20	314.2	628	942	1256	1570	1884	2199	2513	2827	2.47
22	380.1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2.98
25	490.9	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3.85
28	615.8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4.83
32	804.2	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6.31
36	1017.9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7.99
40	1256.6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9.87
50	1964	3928	5892	7856	9820	11784	13748	15712	17676	15.42

注：表中直径 $d=8.2\text{mm}$ 的计算截面面积及理论重量仅适用于有纵肋的热处理钢筋。

表 B.2

钢绞线公称直径、公称
截面面积及理论重量

种类	公称直径 (mm)	公称截面面积 (mm ²)	理论重量 (kg/m)
1×3	8.6	37.4	0.295
	10.8	59.3	0.465
	12.9	85.4	0.671
1×7 标准型	9.5	54.8	0.432
	11.1	74.2	0.580
	12.7	98.7	0.774
	15.2	139	1.101

表 B.3

钢丝公称直径、公称截
面面积及理论重量

公称直径 (mm)	公称截面面积 (mm ²)	理论重量 (kg/m)
4.0	12.57	0.099
5.0	19.63	0.154
6.0	28.27	0.222
7.0	38.48	0.302
8.0	50.26	0.394
9.0	63.62	0.499

附录 C 混凝土的多轴强度和本构关系

C.1 总 则

C.1.1 混凝土的多轴强度和本构关系可采用下列方法确定:

- 1 制作试件并通过试验测定;
- 2 选择合理形式的数学模型, 由试验标定其中所需的参数值;
- 3 采用经过试验验证或工程经验证明可行的数学模型。

C.1.2 本附录中所给出的各种数学模型适用于下述条件: 混凝土强度等级 C20~C80; 混凝土质量密度 $2200 \sim 2400 \text{kg/m}^3$; 正常温度、湿度环境; 正常加载速度。

C.1.3 本附录中, 混凝土的应力-应变曲线和多轴强度均按相对值 σ/f_c^* 、 ϵ/ϵ_c 、 σ/f_t^* 、 ϵ/ϵ_t 、 f_3/f_c^* 和 f_1/f_t^* 等给出。其中, 分母为混凝土的单轴强度 (f_c^* 或 f_t^*) 和相应的峰值应变 (ϵ_c 或 ϵ_t)。

根据结构分析方法和极限状态验算的需要, 单轴强度 (f_c^* 或 f_t^*) 可分别取为标准值 (f_{ck} 或 f_{tk})、设计值 (f_c 或 f_t) 或平均值 (f_{cm} 或 f_{tm})。其中, 平均值应按下列公式计算:

$$f_{cm} = f_{ck} / (1 - 1.645\delta_c) \quad (\text{C.1.3-1})$$

$$f_{tm} = f_{tk} / (1 - 1.645\delta_t) \quad (\text{C.1.3-2})$$

式中 δ_c 、 δ_t ——混凝土抗压强度、抗拉强度的变异系数, 宜根据试验统计确定。

C.2 单轴应力-应变关系

C.2.1 混凝土单轴受压的应力-应变曲线方程可按下列公式确定 (图 C.2.1):

当 $x \leq 1$ 时

$$y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 \quad (\text{C.2.1-1})$$

当 $x > 1$ 时

$$y = \frac{x}{\alpha_d(x-1)^2 + x} \quad (\text{C.2.1-2})$$

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_c} \quad (\text{C.2.1-3})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_c^*} \quad (\text{C.2.1-4})$$

式中 α_a 、 α_d ——单轴受压应力-应变曲线上、下降段的参数值，按表 C.2.1 采用；

f_c^* ——混凝土的单轴抗压强度 (f_{ck} 、 f_c 或 f_{cm})；

ϵ_c ——与 f_c^* 相应的混凝土峰值压应变，按表 C.2.1 采用。

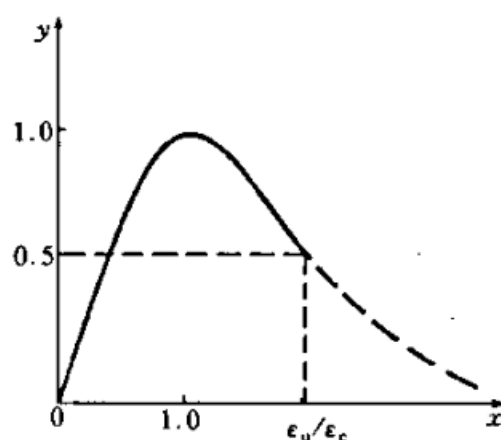


图 C.2.1 单轴受压的应力-应变曲线

表 C.2.1 混凝土单轴受压应力-应变曲线的参数值

f_c^* (N/mm ²)	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
ϵ_c ($\times 10^{-6}$)	1370	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030
α_a	2.21	2.15	2.09	2.03	1.96	1.90	1.84	1.78	1.71	1.65
α_d	0.41	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00
ϵ_u/ϵ_c	4.2	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8

注： ϵ_u 为应力-应变曲线下降段上应力等于 $0.5f_c^*$ 时的混凝土压应变。

C.2.2 混凝土单轴受拉的应力-应变曲线方程可按下列公式确定 (图 C.2.2):

当 $x \leq 1$ 时

$$y = 1.2x - 0.2x^6 \quad (\text{C.2.2-1})$$

当 $x > 1$ 时

$$y = \frac{x}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x} \quad (\text{C.2.2-2})$$

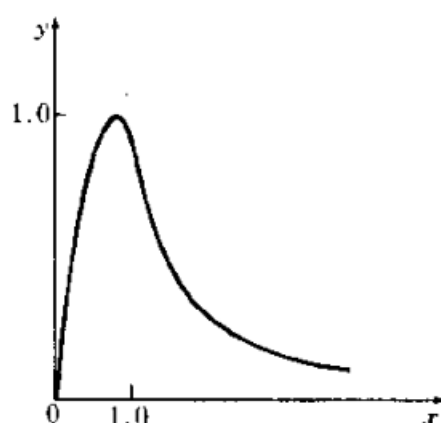


图 C.2.2 单轴受拉的应力-应变曲线

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_t} \quad (\text{C.2.2-3})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_t^*} \quad (\text{C.2.2-4})$$

式中 α_t ——单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值, 按表 C.2.2 取用;

f_t^* ——混凝土的单轴抗拉强度 (f_{tk} 、 f_t 或 f_m);

ϵ_t ——与 f_t^* 相应的混凝土峰值拉应变, 按表 C.2.2 取用。

表 C.2.2 混凝土单轴受拉应力-应变曲线的参数值

f_t^* (N/mm ²)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
ϵ_t ($\times 10^{-6}$)	65	81	95	107	118	128	137
α_t	0.31	0.70	1.25	1.95	2.81	3.82	5.00

C.3 多轴强度

C.3.1 二维、三维结构或处于多维应力状态的杆系结构的局部, 由线弹性分析、非线性分析或试验方法求得应力分布和混凝土主应力值 σ_i 后, 混凝土多轴强度验算应符合下列要求:

$$|\sigma_i| \leq |f_i| \quad (i = 1, 2, 3) \quad (\text{C.3.1})$$

式中 σ_i ——混凝土主应力值：受拉为正，受压为负，且 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ；

f_i ——混凝土多轴强度：受拉为正，受压为负，且 $f_1 \geq f_2 \geq f_3$ ，宜按第 C.3.2 至 C.3.4 条的混凝土多轴强度相对值 (f_i/f_t^* 或 f_i/f_c^*) 计算。

C.3.2 在二轴（压-压、拉-压、拉-拉）应力状态下，混凝土的二轴强度可按图 C.3.2 所示的包络图确定。

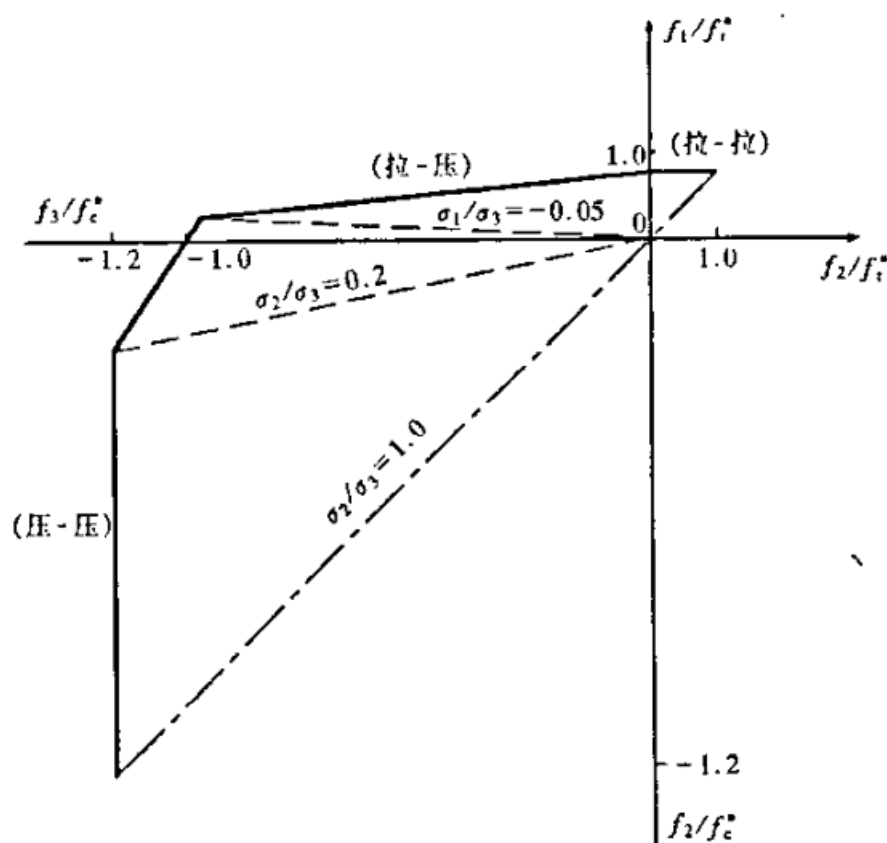


图 C.3.2 混凝土的二轴强度包络图

C.3.3 在三轴受压（压-压-压）应力状态下，混凝土的抗压强度 (f_3) 可根据应力比 σ_1/σ_3 按图 C.3.3 插值确定，其最高强度值不宜超过 $5f_c^*$ 。

C.3.4 在三轴拉-压（拉-拉-压、拉-压-压）应力状态下，混凝土的多轴强度可不计 σ_2 的影响，按二轴拉-压强度取值（图 C.3.2）。

在三轴受拉（拉-拉-拉）应力状态下，混凝土的抗拉强度

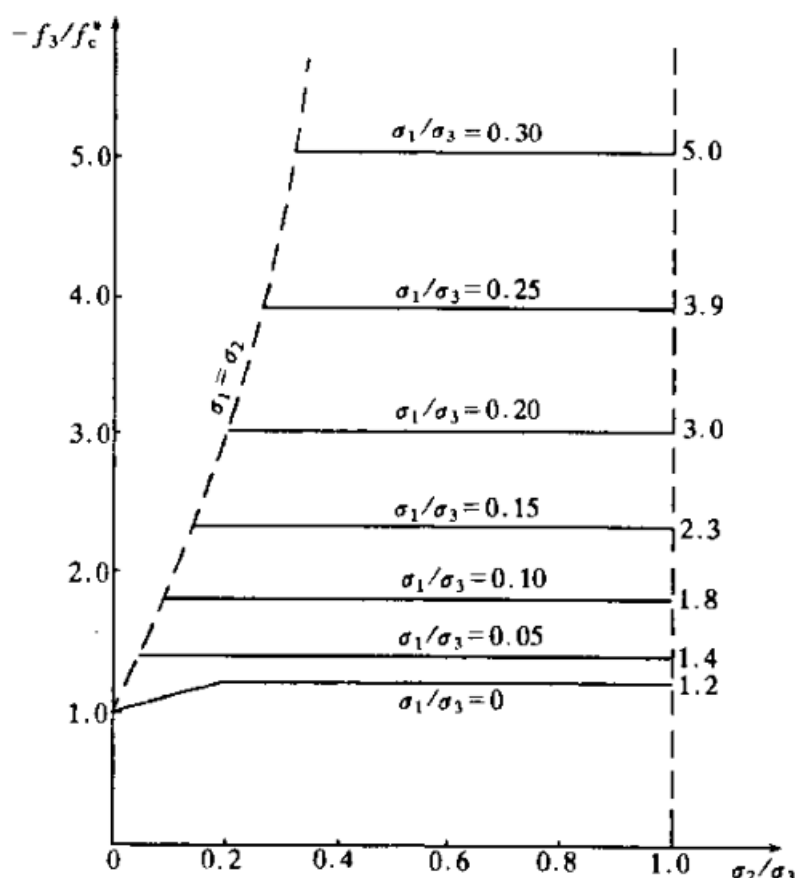


图 C.3.3 混凝土的三轴抗压强度

(f_1) 可取 $0.9f_t^*$ 。

C.4 破坏准则和本构模型

C.4.1 混凝土在多轴应力状态下的破坏准则可采用下列一般方程表达:

$$\frac{\tau_{\text{oct}}}{f_c^*} = a \left(\frac{b - \sigma_{\text{oct}}/f_c^*}{c - \sigma_{\text{oct}}/f_c^*} \right)^d \quad (\text{C.4.1-1})$$

$$c = c_t \left(\cos \frac{3}{2} \theta \right)^{1.5} + c_c \left(\sin \frac{3}{2} \theta \right)^2 \quad (\text{C.4.1-2})$$

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{f_1 + f_2 + f_3}{3} \quad (\text{C.4.1-3})$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{(f_1 - f_2)^2 + (f_2 - f_3)^2 + (f_3 - f_1)^2} \quad (\text{C.4.1-4})$$

$$\theta = \arccos \frac{2f_1 - f_2 - f_3}{3\sqrt{2}\tau_{\text{oct}}} \quad (\text{C.4.1-5})$$

式中

σ_{oct} ——按混凝土多轴强度计算的八面体正应力；

τ_{oct} ——按混凝土多轴强度计算的八面体剪应力；

a 、 b 、 d 、 c_t 、 c_c ——参数值，宜由试验标定；无试验依据时可按下列数值取用： $a = 6.9638$ ， $b = 0.09$ ， $d = 0.9297$ ， $c_t = 12.2445$ ， $c_c = 7.3319$ 。

C.4.2 混凝土的本构关系可采用非线性弹性的正交异性模型，也可采用经过验证的其他本构模型。

附录 D 后张预应力钢筋常用束形的预应力损失

D.0.1 抛物线形预应力钢筋可近似按圆弧形曲线预应力钢筋考虑。当其对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$ 时 (图 D.0.1), 由于锚具变形和钢筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

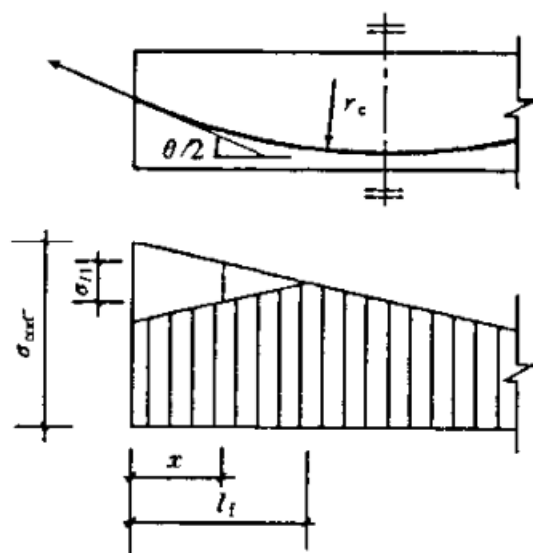


图 D.0.1 圆弧形曲线预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{con}l_f\left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa\right)\left(1 - \frac{x}{l_f}\right) \quad (D.0.1-1)$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{con}(\mu/r_c + \kappa)}} \quad (D.0.1-2)$$

式中 r_c ——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径 (m);

μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按本规范表 6.2.4 采用;

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按本规范表 6.2.4 采用;

x ——张拉端至计算截面的距离 (m);

a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值 (mm), 按本规范表 6.2.2 采用;

E_s ——预应力钢筋弹性模量。

D.0.2 端部为直线 (直线长度为 l_0), 而后由两条圆弧形曲线 (圆弧对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$) 组成的预应力钢筋 (图 D.0.2), 由于锚具变形和钢筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

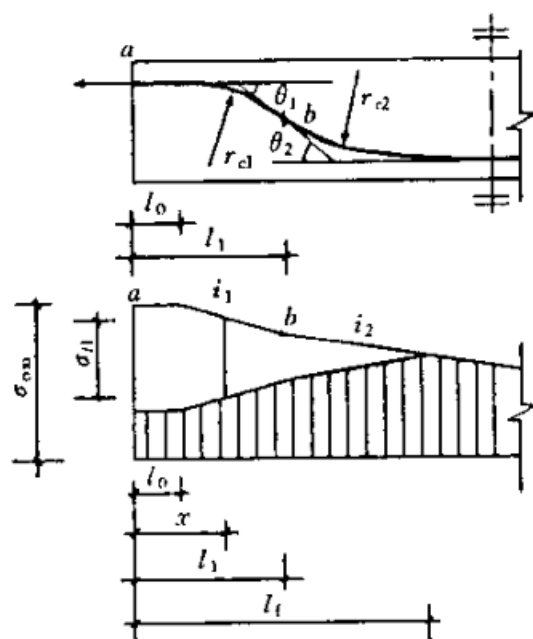


图 D.0.2 两条圆弧形曲线组成的预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

当 $x \leq l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{D.0.2-1})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{D.0.2-2})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{D.0.2-3})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_t = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{D.0.2-4})$$

$$i_1 = \sigma_a(\kappa + \mu/r_{c1}) \quad (\text{D.0.2-5})$$

$$i_2 = \sigma_b(\kappa + \mu/r_{c2}) \quad (\text{D.0.2-6})$$

式中 l_1 ——预应力钢筋张拉端起点至反弯点的水平投影长度；
 i_1 、 i_2 ——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋中应力近似直线变化的斜率；
 r_{c1} 、 r_{c2} ——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径；
 σ_a 、 σ_b ——预应力钢筋在 a 、 b 点的应力。

D.0.3 当折线形预应力钢筋的锚固损失消失于折点 c 之外时 (图 D.0.3)，由于锚具变形和钢筋内缩，在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算：

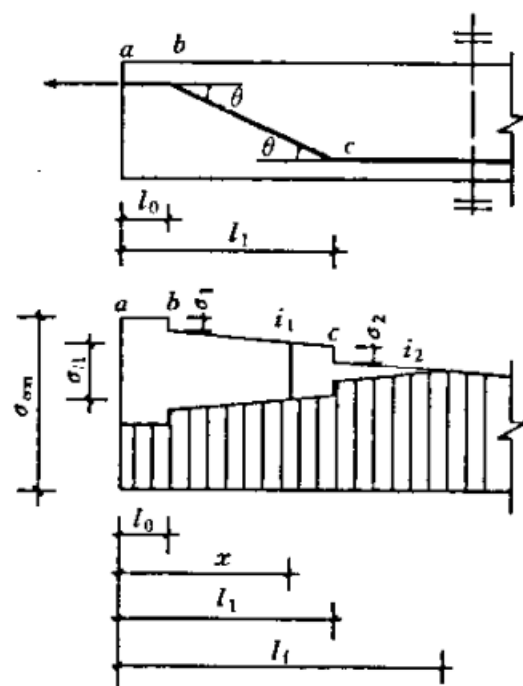


图 D.0.3 折线形预应力钢筋的
 预应力损失 σ_{l1}

当 $x \leq l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{D.0.3-1})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{D.0.3-2})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{D.0.3-3})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2\sigma_1l_0 + 2\sigma_2l_1}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{D.0.3-4})$$

$$i_1 = \sigma_{\text{con}}(1 - \mu\theta)\kappa \quad (\text{D.0.3-5})$$

$$i_2 = \sigma_{\text{con}}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)^2\kappa \quad (\text{D.0.3-6})$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\text{con}}\mu\theta \quad (\text{D.0.3-7})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\text{con}}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)\mu\theta \quad (\text{D.0.3-8})$$

式中 i_1 ——预应力钢筋在 bc 段中应力近似直线变化的斜率;
 i_2 ——预应力钢筋在折点 c 以外应力近似直线变化的斜率;
 l_1 ——张拉端起点至预应力钢筋折点 c 的水平投影长度。

附录 E 与时间相关的预应力损失

E.0.1 混凝土收缩和徐变引起预应力钢筋的预应力损失终极值可按下列规定计算:

1 受拉区纵向预应力钢筋应力损失终极值 σ_{l5}

$$\sigma_{l5} = \frac{0.9\alpha_p\sigma_{pc}\varphi_{\infty} + E_s\epsilon_{\infty}}{1 + 15\rho} \quad (\text{E.0.1-1})$$

式中 σ_{pc} ——受拉区预应力钢筋合力点处由预加力(扣除相应阶段预应力损失)和梁自重产生的混凝土法向压应力,其值不得大于 $0.5f'_{cu}$;对简支梁可取跨中截面与四分之一跨度处截面的平均值;对连续梁和框架可取若干有代表性截面的平均值;

φ_{∞} ——混凝土徐变系数终极值;

ϵ_{∞} ——混凝土收缩应变终极值;

E_s ——预应力钢筋弹性模量;

α_p ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

ρ ——受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率:对先张法构件, $\rho = (A_p + A_s)/A_0$;对后张法构件, $\rho = (A_p + A_s)/A_n$;对于对称配置预应力钢筋和非预应力钢筋的构件,配筋率 ρ 取钢筋总截面面积的一半。

当无可靠资料时, φ_{∞} 、 ϵ_{∞} 值可按表 E.0.1 采用。如结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下,表列数值应增加 30%。

表 E.0.1 混凝土收缩应变和徐变系数终极值

终极值		收缩应变终极值 $\epsilon_{\infty} (\times 10^{-4})$				徐变系数终极值 φ_{∞}			
理论厚度 $\frac{2A}{u}$ (mm)		100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加力时的 混凝土龄期 (d)	3	2.50	2.00	1.70	1.10	3.0	2.5	2.3	2.0
	7	2.30	1.90	1.60	1.10	2.6	2.2	2.0	1.8
	10	2.17	1.86	1.60	1.10	2.4	2.1	1.9	1.7
	14	2.00	1.80	1.60	1.10	2.2	1.9	1.7	1.5
	28	1.70	1.60	1.50	1.10	1.8	1.5	1.4	1.2
	≥ 60	1.40	1.40	1.30	1.00	1.4	1.2	1.1	1.0

注：1 预加力时的混凝土龄期，对先张法构件可取 3~7d，对后张法构件可取 7~28d；

2 A 为构件截面面积，u 为该截面与大气接触的周边长度；

3 当实际构件的理论厚度和预加力时的混凝土龄期为表列数值的中间值时，可按线性内插法确定。

2 受压区纵向预应力钢筋应力损失终极值 σ'_{l5}

$$\sigma'_{l5} = \frac{0.9\alpha_p\sigma'_{pc}\varphi_{\infty} + E_s\epsilon_{\infty}}{1 + 15\rho'} \quad (\text{E.0.1-2})$$

式中 σ'_{pc} ——受压区预应力钢筋合力点处由预加力（扣除相应阶段预应力损失）和梁自重产生的混凝土法向压应力，其值不得大于 $0.5f'_{cu}$ ，当 σ'_{pc} 为拉应力时，取 $\sigma'_{pc} = 0$ ；

ρ' ——受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率：对先张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_0$ ；对后张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_n$ 。

注：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，在计算公式 (E.0.1-1)、(E.0.1-2) 中的 σ_{pc} 及 σ'_{pc} 时，应按截面全部预加力进行计算。

E.0.2 考虑时间影响的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，可由本附录 E.0.1 条计算的预应力损失终极值 σ'_{l5} 、 σ'_{l5} 乘以

表 E.0.2 中相应的系数确定。

考虑时间影响的预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失值，可由本规范第 6.2.1 条计算的预应力损失值 σ_{l4} 乘以表 E.0.2 中相应的系数确定。

表 E.0.2 随时间变化的预应力损失系数

时间 (d)	松弛损失系数	收缩徐变损失系数
2	0.50	—
10	0.77	0.33
20	0.88	0.37
30	0.95	0.40
40	1.00	0.43
60		0.50
90		0.60
180		0.75
365		0.85
1095		1.00

附录 F 任意截面构件正截面承载力计算

F.0.1 任意截面的钢筋混凝土和预应力混凝土构件，其正截面承载力可按下列方法计算：

1 将截面划分为有限多个混凝土单元、纵向普通钢筋单元和预应力钢筋单元（图 F.0.1a），并近似取单元内的应变和应力为均匀分布，其合力点在单元重心处；

2 各单元的应变按本规范第 7.1.2 条的截面应变保持平面的假定由下列公式确定（图 F.0.1b）：

$$\epsilon_{ci} = \phi_u [(x_{ci} \sin \theta + y_{ci} \cos \theta) - r] \quad (\text{F.0.1-1})$$

$$\epsilon_{sj} = -\phi_u [(x_{sj} \sin \theta + y_{sj} \cos \theta) - r] \quad (\text{F.0.1-2})$$

$$\epsilon_{pk} = -\phi_u [(x_{pk} \sin \theta + y_{pk} \cos \theta) - r] + \epsilon_{p0k} \quad (\text{F.0.1-3})$$

3 截面达到承载能力极限状态时的极限转角 ϕ_u 应按下列两种情况确定：

1) 当截面受压区外边缘的混凝土压应变 ϵ_c 达到混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 且受拉区最外排钢筋的应变 ϵ_{sl} 小于 0.01 时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x_n} \quad (\text{F.0.1-4})$$

2) 当截面受拉区最外排钢筋的应变 ϵ_{sl} 达到 0.01 且受压区外边缘的混凝土压应变 ϵ_c 小于混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{0.01}{h_{01} - x_n} \quad (\text{F.0.1-5})$$

4 混凝土单元的压应力和普通钢筋单元、预应力钢筋单元的应力应按本规范第 7.1.2 条的基本假定确定；

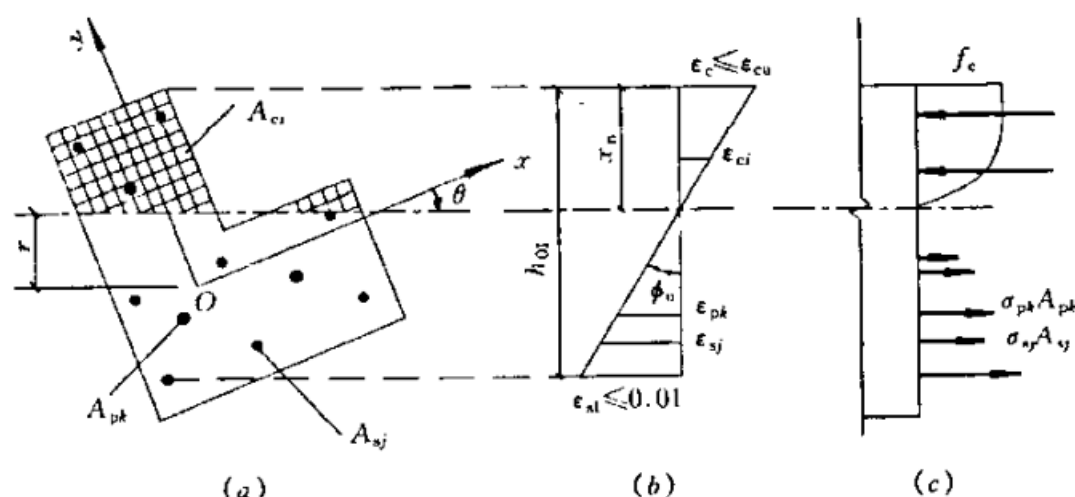


图 F.0.1 任意截面构件正截面承载力计算

(a) 截面、配筋及其单元划分; (b) 应变分布; (c) 应力分布

5 构件正截面承载力应按下列公式计算 (图 F.0.1):

$$N \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} \quad (\text{F.0.1-6})$$

$$M_x \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} x_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} x_{pk} \quad (\text{F.0.1-7})$$

$$M_y \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} y_{pk} \quad (\text{F.0.1-8})$$

式中 N ——轴向力设计值, 当为压力时取正值, 当为拉力时取负值;

M_x 、 M_y ——考虑结构侧移、构件挠曲和附加偏心距引起的附加弯矩后, 在截面 x 轴、 y 轴方向的弯矩设计值; 由压力产生的偏心在 x 轴的上侧时 M_y 取正值, 由压力产生的偏心在 y 轴的右侧时 M_x 取正值;

ϵ_{ci} 、 σ_{ci} ——第 i 个混凝土单元的应变、应力, 受压时取正值, 受拉时取应力 $\sigma_{ci} = 0$; 序号 i 为 1, 2, ..., l , 此处, l 为混凝土单元数;

- A_{ci} ——第 i 个混凝土单元面积;
- x_{ci} 、 y_{ci} ——第 i 个混凝土单元重心到 y 轴、 x 轴的距离, x_{ci} 在 y 轴右侧及 y_{ci} 在 x 轴上侧时取正值;
- ε_{sj} 、 σ_{sj} ——第 j 个普通钢筋单元的应变、应力, 受拉时取正值, 应力 σ_{sj} 应满足本规范公式 (7.1.5-5) 的条件; 序号 j 为 1, 2, $\dots$, m , 此处, m 为普通钢筋单元数;
- A_{sj} ——第 j 个普通钢筋单元面积;
- x_{sj} 、 y_{sj} ——第 j 个普通钢筋单元重心到 y 轴、 x 轴的距离, x_{sj} 在 y 轴右侧及 y_{sj} 在 x 轴上侧时取正值;
- ε_{pk} 、 σ_{pk} ——第 k 个预应力钢筋单元的应变、应力, 受拉时取正值, 应力 σ_{pk} 应满足本规范公式 (7.1.5-6) 的条件, 序号 k 为 1, 2, $\dots$, n , 此处, n 为预应力钢筋单元数;
- ε_{p0k} ——第 k 个预应力钢筋单元在该单元重心处混凝土法向应力等于零时的应变, 其值取 σ_{p0k} 除以预应力钢筋的弹性模量, 当受拉时取正值; σ_{p0k} 按本规范公式 (6.1.5-3) 或公式 (6.1.5-6) 计算;
- A_{pk} ——第 k 个预应力钢筋单元面积;
- x_{pk} 、 y_{pk} ——第 k 个预应力钢筋单元重心到 y 轴、 x 轴的距离, x_{pk} 在 y 轴右侧及 y_{pk} 在 x 轴上侧时取正值;
- x 、 y ——以截面重心为原点的直角坐标轴;
- r ——截面重心至中和轴的距离;
- h_{01} ——截面受压区外边缘至受拉区最外排普通钢筋之间垂直于中和轴的距离;

θ —— x 轴与中和轴的夹角，顺时针方向取正值；

x_n ——中和轴至受压区最外侧边缘的距离。

F.0.2 在确定中和轴位置时，应要求双向受弯构件的内、外弯矩作用平面相重合；应要求双向偏心受力构件的轴向力作用点、混凝土和受压钢筋的合力点以及受拉钢筋的合力点在同一条直线上。当不符合以上条件时，尚应考虑扭转的影响。

附录 G 板柱节点计算用等效集中反力设计值

G.0.1 在竖向荷载、水平荷载作用下的板柱节点，其受冲切承载力计算中所用的等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 可按下列情况确定：

1 传递单向不平衡弯矩的板柱节点

当不平衡弯矩作用平面与柱矩形截面两个轴线之一相重合时，可按下列两种情况进行计算：

- 1) 由节点受剪传递的单向不平衡弯矩 $\alpha_0 M_{unb}$ ，当其作用的方向指向图 G.0.1 的 AB 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,eq} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{unb} a_{AB}}{I_c} u_m h_0 \quad (G.0.1-1)$$

$$M_{unb} = M_{unb,c} - F_l e_g \quad (G.0.1-2)$$

- 2) 由节点受剪传递的单向不平衡弯矩 $\alpha_0 M_{unb}$ ，当其作用的方向指向图 G.0.1 的 CD 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,eq} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{unb} a_{CD}}{I_c} u_m h_0 \quad (G.0.1-3)$$

$$M_{unb} = M_{unb,c} + F_l e_g \quad (G.0.1-4)$$

式中 F_l ——在竖向荷载、水平荷载作用下，柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；

α_0 ——计算系数，按本规范第 G.0.2 条计算；

M_{unb} ——竖向荷载、水平荷载对轴线 2 (图 G.0.1) 产生的不平衡弯矩设计值；

$M_{unb,c}$ ——竖向荷载、水平荷载对轴线 1 (图 G.0.1) 产生的不平衡弯矩设计值；

a_{AB} 、 a_{CD} ——轴线 2 至 AB、CD 边缘的距离；

I_c ——按临界截面计算的类似极惯性矩，按本规范第 G.0.2 条计算；

e_g ——在弯矩作用平面内轴线 1 至轴线 2 的距离，按本规范第 G.0.2 条计算；对中柱截面和弯矩作用平面平行于自由边的边柱截面， $e_g=0$ 。

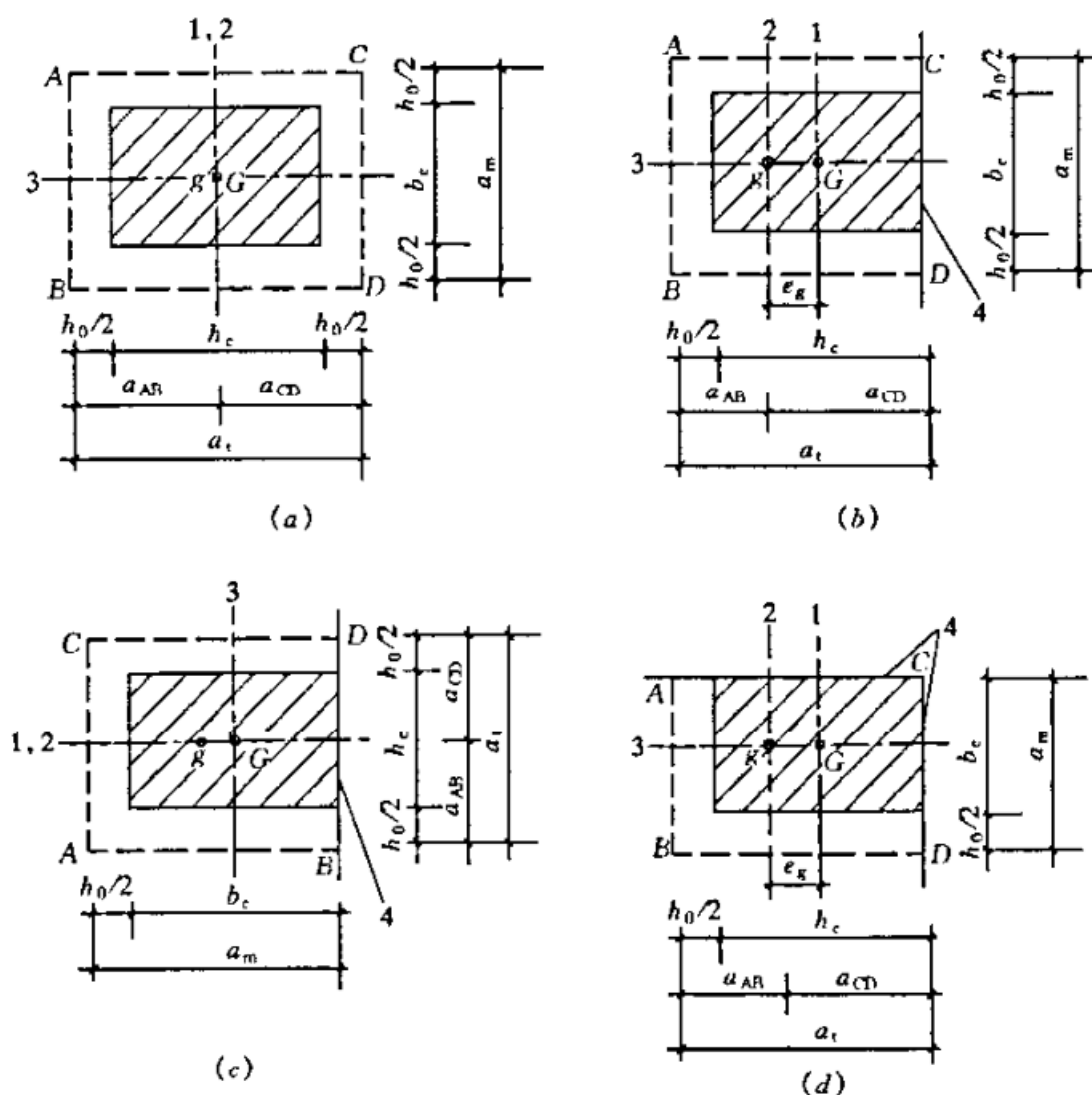


图 G.0.1 矩形柱及受冲切承载力计算的几何参数
(a) 中柱截面；(b) 边柱截面（弯矩作用平面垂直于自由边）；
(c) 边柱截面（弯矩作用平面平行于自由边）；(d) 角柱截面
1—通过柱截面重心 G 的轴线；2—通过临界截面周长
重心 g 的轴线；3—不平衡弯矩作用平面；4—自由边

2 传递双向不平衡弯矩的板柱节点

当节点受剪传递的两个方向不平衡弯矩为 $\alpha_{0x} M_{\text{unb},x}$ 、 $\alpha_{0y} M_{\text{unb},y}$ 时, 等效集中反力设计值可按下列公式计算:

$$F_{l,\text{eq}} = F_l + \tau_{\text{unb},\text{max}} u_m h_0 \quad (\text{G.0.1-5})$$

$$\tau_{\text{unb},\text{max}} = \frac{\alpha_{0x} M_{\text{unb},x} a_x}{I_{\text{cx}}} + \frac{\alpha_{0y} M_{\text{unb},y} a_y}{I_{\text{cy}}} \quad (\text{G.0.1-6})$$

式中 $\tau_{\text{unb},\text{max}}$ ——双向不平衡弯矩在临界截面上产生的最大剪应力设计值;

$M_{\text{unb},x}$ 、 $M_{\text{unb},y}$ ——竖向荷载、水平荷载引起对临界截面周长重心处 x 轴、 y 轴方向的不平衡弯矩设计值, 可按公式 (G.0.1-2) 或公式 (G.0.1-4) 同样的方法确定;

α_{0x} 、 α_{0y} —— x 轴、 y 轴的计算系数, 按本规范第 G.0.2 条和第 G.0.3 条确定;

I_{cx} 、 I_{cy} ——对 x 轴、 y 轴按临界截面计算的类似极惯性矩, 按本规范第 G.0.2 条和第 G.0.3 条确定;

a_x 、 a_y ——最大剪应力 τ_{max} 作用点至 x 轴、 y 轴的距离。

3 当考虑不同的荷载组合时, 应取其中的较大值作为板柱节点受冲切承载力计算用的等效集中反力设计值。

G.0.2 板柱节点考虑受剪传递单向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中, 与等效集中反力设计值 $F_{l,\text{eq}}$ 有关的参数和本附录图 G.0.1 中所示的几何尺寸, 可按下列公式计算:

1 中柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算 (图 G.0.1a):

$$I_c = \frac{h_0 a_1^3}{6} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_1}{2} \right)^2 \quad (\text{G.0.2-1})$$

$$a_{\text{AB}} = a_{\text{CD}} = \frac{a_1}{2} \quad (\text{G.0.2-2})$$

$$e_g = 0 \quad (\text{G.0.2-3})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0}}} \quad (\text{G.0.2-4})$$

2 边柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算:

1) 弯矩作用平面垂直于自由边 (图 G.0.1b)

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + h_0 a_m a_{AB}^2 + 2h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (\text{G.0.2-5})$$

$$a_{AB} = \frac{a_t^2}{a_m + 2a_t} \quad (\text{G.0.2-6})$$

$$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (\text{G.0.2-7})$$

$$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (\text{G.0.2-8})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0/2}{b_c + h_0}}} \quad (\text{G.0.2-9})$$

2) 弯矩作用平面平行于自由边 (图 G.0.1c)

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2 \quad (\text{G.0.2-10})$$

$$a_{AB} = a_{CD} = \frac{a_t}{2} \quad (\text{G.0.2-11})$$

$$e_g = 0 \quad (\text{G.0.2-12})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0/2}}} \quad (\text{G.0.2-13})$$

3 角柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算 (图 G.0.1d):

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + h_0 a_m a_{AB}^2 + h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (\text{G.0.2-14})$$

$$a_{AB} = \frac{a_t^2}{2(a_m + a_t)} \quad (\text{G.0.2-15})$$

$$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (\text{G.0.2-16})$$

$$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (\text{G.0.2-17})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0/2}{b_c + h_0/2}}} \quad (\text{G.0.2-18})$$

G.0.3 在按本附录公式 (G.0.1-5)、公式 (G.0.1-6) 进行板柱节点考虑传递双向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中, 如将本附录第 G.0.2 条的规定视作 x 轴 (或 y 轴) 的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数, 则与其相应的 y 轴 (或 x 轴) 的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数, 可将前述的 x 轴 (或 y 轴) 的相应参数进行置换确定。

G.0.4 当边柱、角柱部位有悬臂板时, 临界截面周长可计算至垂直于自由边的板端处, 按此计算的临界截面周长应与按中柱计算的临界截面周长相比较, 并取两者中的较小值。在此基础上, 应按本规范第 G.0.2 条和第 G.0.3 条的原则, 确定板柱节点考虑受剪传递不平衡弯矩的受冲切承载力计算所用等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 的有关参数。

本规范用词用语说明

1 为了便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件允许时首先这样做的词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规范中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国国家标准

混凝土结构设计规范

GB 50010 — 2002

条文说明

目 次

1 总则	231
2 术语、符号	232
3 基本设计规定	233
4 材料	239
5 结构分析	244
6 预应力混凝土结构构件计算要求	250
7 承载能力极限状态计算	255
8 正常使用极限状态验算	283
9 构造规定	291
10 结构构件的基本规定	301
11 混凝土结构构件抗震设计	320
附录 A 素混凝土结构构件计算	339
附录 B 钢筋的公称截面面积、计算截面面积及 理论重量	340
附录 C 混凝土的多轴强度和本构关系	341
附录 D 后张预应力钢筋常用束形的预应力损失	345
附录 E 与时间相关的预应力损失	346
附录 F 任意截面构件正截面承载力计算	347
附录 G 板柱节点计算用等效集中反力设计值	348

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。设置竖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》JGJ 24—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_p 相应提高 10%。但考虑到原规范混凝土疲劳

强度修正系数 γ_p 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 $\gamma_p R_f$ 改为 $\gamma_p f_t$ ，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_p 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_p 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 400 N/mm² 的钢筋替代原屈服点为 370 N/mm² 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 $300\text{N}/\text{mm}^2$,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 $f_{ptk}=1770\text{N}/\text{mm}^2$ 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 1250 N/mm^2 ，较原规范（1996 局部修订）的 1200 N/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》TB 10002.3-99。该规范中规定的疲劳应力幅限值为 140 N/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》CECS 51:93。

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/T 5057，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》CECS 51:93，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，以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 $0.05f_{ptk}$ 。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 ACI 318 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 $N_{pe}e_{pn}$ 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, $\beta_{\max}$ 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 κ 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_{ls} 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:

$$\text{上升段} \quad \sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right] \quad (\epsilon_c \leq \epsilon_0)$$

$$\text{下降段} \quad \sigma_c = f_c \quad (\epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu})$$

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 $n=2$ ， $\epsilon_0=0.002$ ， $\epsilon_{cu}=0.0033$ 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 $\varphi = \left[1 + 0.002 \left(\frac{l_0}{b} - 8 \right)^2 \right]^{-1}$ 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 $\beta_1 h_0 / \beta$, 此处, $\beta = f_{yw} / (E_s \epsilon_{cu})$ 。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 $P-\Delta$ 效应。在这类框架的各个柱段中， $P-\Delta$ 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 $P-\delta$ 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 $\eta-l_0$ 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 $\eta-l_0$ 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 $\eta-l_0$ 近似法过渡到同时给出 $\eta-l_0$ 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 $\eta-l_0$ 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 $\eta-l_0$ 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：

$$\eta = 1 + \frac{1}{e_i} \left(\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right) \zeta_1 \zeta_2$$

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；

$\left(\frac{l_0^2}{\beta r_c}\right) \zeta_1 \zeta_2$ 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：

$$\frac{1}{r_c} = \frac{\phi \epsilon_{cu} + \epsilon_y}{h_0}$$

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 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ ， 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 $N_b = 0.5f_c A$ ，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 $P-\Delta$ 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, η 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各构件内力也应相近。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; 此公式改写后即为公式 (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、无腹筋简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简支浅梁、无腹筋简支短梁、无腹筋简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:

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

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 $\beta_p = (0.7 + 20\rho)$ 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_p 。
- 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 $N > 0.3f_c A$ 时,只能取 $N = 0.3f_c A$,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 $N_{p0} > 0.3 f_c A_0$ 时, 应取 $N_{p0} = 0.3 f_c A_0$ 。

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 $\alpha_h = 2.5 t_w / b_h$; 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 $0.07 N W_t / A$ 。

试验表明,当轴向压力大于 $0.65f_cA$ 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位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^l 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 $\tau_c^f = 0.1f_t^f$ 是较稳妥的。

对上述两种情况, 按照我国以往的经验, 对 $(\tau^f - \tau_c^f)$ 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_{sb} 与垂直箍筋应力 σ_{sv} 之间的关系式:

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

此处, α 为弯起钢筋的弯起角。显然, 由上式可得 $\sigma_{sb} > \sigma_{sv}$ 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 $\rho_c^f = \sigma_{c,\min}^f / \sigma_{c,\max}^f$ 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:

$$w_{\max} = \tau_l \tau_s \alpha_c \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr}$$

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 ENV 1992—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:

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

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 (8.1.2-2)。

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 ψ 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 ψ 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 (8.1.2-1) 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 $z = h_0 - \alpha'_{s0}$ 。

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 (8.1.3-10)、(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 (8.1.3-10)。

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 $M_e = N_{p0} e_0$ 。

上述公式可进一步改写为:

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

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} 按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:

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

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:

$$\epsilon_{sm} = \psi \frac{M_k}{E_s A_s \eta h_0}$$

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

将上述平均应变代入前式,即可得短期刚度的基本公式:

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{\frac{\psi}{\eta} + \frac{\alpha_E \rho}{\zeta}}$$

公式中的系数由试验分析确定:

- 1) 系数 ψ , 采用与裂缝宽度计算相同的公式, 当 $\psi < 0.2$ 时, 取 $\psi = 0.2$, 这将能更好地符合试验结果。
- 2) 根据试验资料回归, 系数 $\alpha_E \rho / \zeta$ 可按下列公式计算:

$$\frac{\alpha_E \rho}{\zeta} = 0.2 + \frac{6 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma_f}$$

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 (8.2.3-1)。

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 $0.85E_cI_0$ ，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

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 $1.4d$ 及 $1.7d$ 。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（ $V \leq 0.7f_tbh_0$ ）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（ $V > 0.7f_tbh_0$ ），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_{sv} 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 $0.4l_a$,弯后竖直段投影长度取 $15d$ 。

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 $0.5l_a$,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,相当于一端 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结构设计与施工规程》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 $h_1/h < 0.4$ 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 $\rho_{tel}\sigma_{slk} + \rho_{te}\sigma_{s2k}$ 取代普通钢筋混凝土梁 ψ 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 $2.0 < l_0/h < 5.0$ 时, λ 的上、下限值的线性过渡规律。

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 $V/V_{\text{wo}} > 0.7$ 时，取剪弯承载力线性相关；当 $V/V_{\text{wo}} \leq 0.7$ 时，可按受剪承载力与受弯承载力不相关处理。其中 V_{wo} 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 $N < 0.5f_c A$ 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 $N \leq 0.5f_c A$ 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章主要对用于抗震设防烈度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_{bua} 则可按式计算:

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

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。为了减少在非线形反应时,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 and 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} ，

$M_{\text{cua}} = \frac{1}{\gamma_{\text{RE}}} M_{\text{cuk}}$ 。 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 $\sum x = 0$ 的条件，得出

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

由 $\sum M = 0$ 的条件，得出

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

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

$$M_{\text{cua}} = \frac{1}{\gamma_{\text{RE}}} \left[0.5 \gamma_{\text{RE}} N h \left(1 - \frac{\gamma_{\text{RE}} N}{\alpha_1 f_{\text{ck}} b h} \right) + f_{\text{yk}} A_s' (h_0 - a_s') \right]$$

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), 便于自上向下浇注混凝土。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_{wuz} 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 $0.25f_c b h_0$, 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,在塑性铰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 $0.95 f_c$ ，本规范 f_{cc} 取 $0.85 f_c$ 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：

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

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

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

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_c} = \frac{1}{2\alpha_d}(1 + 2\alpha_d + \sqrt{1 + 4\alpha_d})$$

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：

$$\epsilon_t = f_t^{*0.54} \times 65 \times 10^{-6}$$

$$\alpha_t = 0.312f_t^{*2}$$

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 Darwin - Pecknold（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(6.2.5-1)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.0.1-2)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_l ;

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 $F_l e_g$ 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_0^3 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。



统一书号：15112·10648