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

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 …… 3—1—4
2　术语、符号 …… 3—1—4
2.1　术语 …… 3—1—4
2.2　符号 …… 3—1—4
3　基本设计规定 …… 3—1—6
3.1　一般规定 …… 3—1—6
3.2　承载能力极限状态计算规定 …… 3—1—7
3.3　正常使用极限状态验算规定 …… 3—1—7
3.4　耐久性规定 …… 3—1—8
4　材料 …… 3—1—9
4.1　混凝土 …… 3—1—9
4.2　钢筋 …… 3—1—9
5　结构分析 …… 3—1—11
5.1　基本原则 …… 3—1—11
5.2　线弹性分析方法 …… 3—1—11
5.3　其他分析方法 …… 3—1—12
6　预应力混凝土结构构件计算要求 …… 3—1—12
6.1　一般规定 …… 3—1—12
6.2　预应力损失值计算 …… 3—1—15
7　承载能力极限状态计算 …… 3—1—17
7.1　正截面承载力计算的一般规定 …… 3—1—17
7.2　正截面受弯承载力计算 …… 3—1—18
7.3　正截面受压承载力计算 …… 3—1—20
7.4　正截面受拉承载力计算 …… 3—1—25
7.5　斜截面承载力计算 …… 3—1—26
7.6　扭曲截面承载力计算 …… 3—1—29
7.7　受冲切承载力计算 …… 3—1—32
7.8　局部受压承载力计算 …… 3—1—34
7.9　疲劳验算 …… 3—1—35
8　正常使用极限状态验算 …… 3—1—37
8.1　裂缝控制验算 …… 3—1—37
8.2　受弯构件挠度验算 …… 3—1—41
9　构造规定 …… 3—1—42
9.1　伸缩缝 …… 3—1—42
9.2　混凝土保护层 …… 3—1—42
9.3　钢筋的锚固 …… 3—1—43
9.4　钢筋的连接 …… 3—1—44
9.5　纵向受力钢筋的最小配筋率 …… 3—1—45
9.6　预应力混凝土构件的构造规定 …… 3—1—45
10　结构构件的基本规定 …… 3—1—47
10.1　板 …… 3—1—47
10.2　梁 …… 3—1—48
10.3　柱 …… 3—1—51
10.4　梁柱节点 …… 3—1—51
10.5　墙 …… 3—1—52
10.6　叠合式受弯构件 …… 3—1—54
10.7　深受弯构件 …… 3—1—56
10.8　牛腿 …… 3—1—58
10.9　预埋件及吊环 …… 3—1—59
10.10　预制构件的连接 …… 3—1—60
11　混凝土结构构件抗震设计 …… 3—1—61
11.1　一般规定 …… 3—1—61
11.2　材料 …… 3—1—62
11.3　框架梁 …… 3—1—62
11.4　框架柱及框支柱 …… 3—1—64
11.5　铰接排架柱 …… 3—1—67
11.6　框架梁柱节点及预埋件 …… 3—1—67
11.7　剪力墙 …… 3—1—70
11.8　预应力混凝土结构构件 …… 3—1—72
附录A　素混凝土结构构件计算 …… 3—1—73
附录B　钢筋的公称截面面积、计算截面面积及理论重量 …… 3—1—74
附录C　混凝土的多轴强度和本构关系 …… 3—1—75
附录D　后张预应力钢筋常用束形的预应力损失 …… 3—1—77
附录E　与时间相关的预应力损失 …… 3—1—78
附录F　任意截面构件正截面承载力计算 …… 3—1—79
附录G　板柱节点计算用等效集中反力设计值 …… 3—1—80
本规范用词用语说明 …… 3—1—82

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、预应力混凝土以及素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/mm² 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；

$\sigma^f_{c,max}$、$\sigma^f_{c,min}$——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_{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。

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 承载能力极限状态：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能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《建筑结构可靠度设计统一标准》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 建筑结构的安全等级

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 对于承载能力极限状态，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：

$$\gamma_0 S \leqslant R \tag{3.2.3-1}$$

$$R = R(f_c, f_s, a_k, \cdots\cdots) \tag{3.2.3-2}$$

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——承载能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：

$$S \leqslant C \tag{3.3.1}$$

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 $l_0<7$m 时	$l_0/200(l_0/250)$
当 7m$\leqslant l_0\leqslant$9m 时	$l_0/250(l_0/300)$
当 $l_0>9$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
一		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)
一		0.65	225	C20	1.0	不限制
二	a	0.60	250	C25	0.3	3.0
	b	0.55	275	C30	0.2	3.0
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/m^3；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/m^3；

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 3.0kg/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/mm^2)

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

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

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($\times 10^4 N/mm^2$)

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

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_ρ 确定。修正系数 γ_ρ 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：

$$\rho_c^f = \frac{\sigma_{c,min}^f}{\sigma_{c,max}^f} \tag{4.1.6}$$

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	$\rho_c^f<0.2$	$0.2\leqslant\rho_c^f<0.3$	$0.3\leqslant\rho_c^f<0.4$	$0.4\leqslant\rho_c^f<0.5$	$\rho_c^f\geqslant0.5$
γ_ρ	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($\times 10^4 N/mm^2$)

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

4.1.8 当温度在0℃到100℃范围内时，混凝土线膨胀系数 α_c 可采用 1×10^{-5}/℃。

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	ΦS	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	ΦP ΦH	4、5	1770、1670、1570
			6	1670、1570
			7、8、9	1570
	刻痕	ΦI	5、7	1570
热处理钢筋	40Si2Mn	ΦHT	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_{ptk}	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（$\times 10^5 N/mm^2$）

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^f_y 和 Δf^f_{py} 应由钢筋疲劳应力比值 ρ^f_s、ρ^f_p 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：

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

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：

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

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
$-1.0 \leqslant \rho_s^f < -0.6$	160		
$-0.6 \leqslant \rho_s^f < -0.4$	155		
$-0.4 \leqslant \rho_s^f < 0$	150		
$0 \leqslant \rho_s^f < 0.1$	145	165	165
$0.1 \leqslant \rho_s^f < 0.2$	140	155	155
$0.2 \leqslant \rho_s^f < 0.3$	130	150	150
$0.3 \leqslant \rho_s^f < 0.4$	120	135	145
$0.4 \leqslant \rho_s^f < 0.5$	105	125	130
$0.5 \leqslant \rho_s^f < 0.6$		105	115
$0.6 \leqslant \rho_s^f < 0.7$		85	95
$0.7 \leqslant \rho_s^f < 0.8$		65	70
$0.8 \leqslant \rho_s^f < 0.9$		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	
			$0.7 \leqslant \rho_p^f < 0.8$	$0.8 \leqslant \rho_p^f < 0.9$
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 $\rho_p^f \geqslant 0.9$ 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空间协同工作；

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，并应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

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

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

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

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

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

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

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

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

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

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

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

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

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

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

2 后张法构件

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

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

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$\sigma'_{l5}=0$。

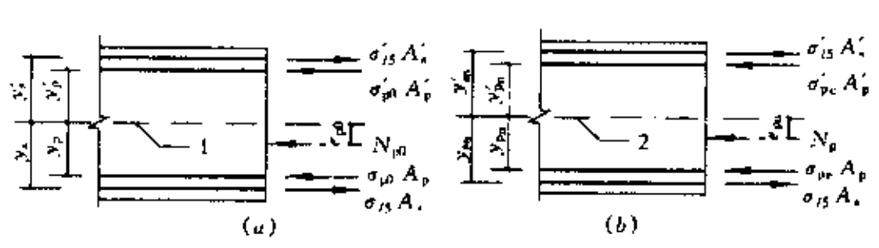


图6.1.6 预应力钢筋及非预应力钢筋合力位置

（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：

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

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

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$\xi \leqslant 0.3$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)：

$$\sigma_{ct} \leqslant f'_{tk} \qquad (6.1.11\text{-}1)$$

$$\sigma_{cc} \leqslant 0.8 f'_{ck} \qquad (6.1.11\text{-}2)$$

截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算：

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

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。

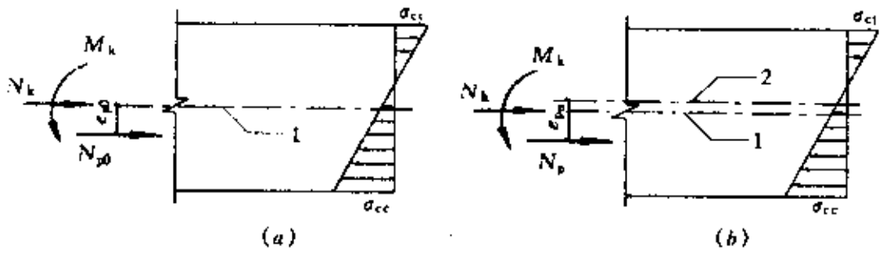


图 6.1.11 预应力混凝土构件施工阶段验算

（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：

$$\sigma_{ct} \leqslant 2 f'_{tk} \qquad (6.1.12\text{-}1)$$

$$\sigma_{cc} \leqslant 0.8 f'_{ck} \qquad (6.1.12\text{-}2)$$

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条和第6.2.3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： $0.4\psi\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{ptk}} - 0.5\right)\sigma_{con}$ 此处，一次张拉 $\psi = 1$，超张拉 $\psi = 0.9$ 低松弛： 当 $\sigma_{con} \leqslant 0.7 f_{ptk}$ 时 $0.125\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{ptk}} - 0.5\right)\sigma_{con}$ 当 $0.7 f_{ptk} < \sigma_{con} \leqslant 0.8 f_{ptk}$ 时 $0.2\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{ptk}} - 0.575\right)\sigma_{con}$	
			热处理钢筋 一次张拉 $0.05\sigma_{con}$ 超张拉 $0.035\sigma_{con}$	

续表

引起损失的因素	符号	先张法构件	后张法构件
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 $d\leqslant 3$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（℃）；

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 $\sigma_{con}/f_{ptk}\leqslant 0.5$ 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：

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

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（钢丝束镦头锚具等）	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：

$$\sigma_{l2}=\sigma_{con}\left(1-\frac{1}{e^{\kappa x+\mu\theta}}\right) \qquad (6.2.4\text{-}1)$$

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

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

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。

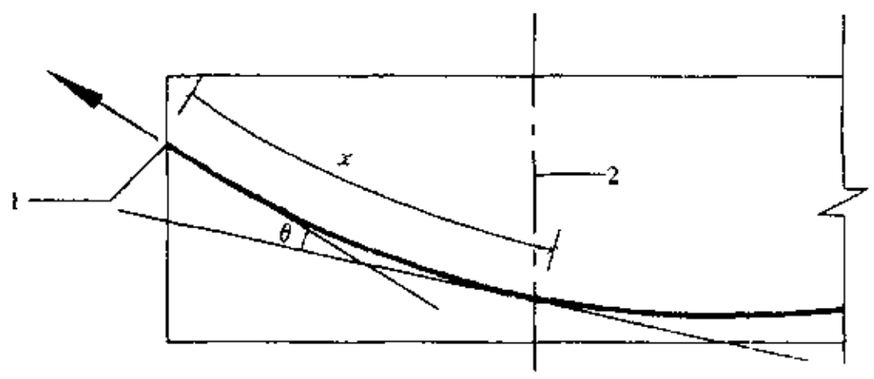


图 6.2.4 预应力摩擦损失计算

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

$$\sigma_{l5}=\frac{45+280\dfrac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho} \qquad (6.2.5\text{-}1)$$

$$\sigma'_{l5}=\frac{45+280\dfrac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho'} \qquad (6.2.5\text{-}2)$$

后张法构件

$$\sigma_{l5}=\frac{35+280\dfrac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho} \qquad (6.2.5\text{-}3)$$

$$\sigma'_{l5}=\frac{35+280\dfrac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho'} \qquad (6.2.5\text{-}4)$$

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_{l5}、σ'_{l5} 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 本章第7.1节至第7.4节规定的正截面承载能力极限状态计算，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 $\varepsilon_c\leqslant\varepsilon_0$ 时

$$\sigma_c=f_c\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^n\right] \qquad (7.1.2\text{-}1)$$

当 $\varepsilon_0<\varepsilon_c\leqslant\varepsilon_{cu}$时

$$\sigma_c=f_c \qquad (7.1.2\text{-}2)$$

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

$$\varepsilon_0=0.002+0.5(f_{cu,k}-50)\times10^{-5} \qquad (7.1.2\text{-}4)$$

$$\varepsilon_{cu}=0.0033-(f_{cu,k}-50)\times10^{-5} \qquad (7.1.2\text{-}5)$$

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

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \tag{7.1.4-1}$$

无屈服点钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \tag{7.1.4-2}$$

2 预应力混凝土构件

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \varepsilon_{cu}}} \tag{7.1.4-3}$$

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

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

预应力钢筋

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

2 纵向钢筋应力也可按下列近似公式计算：

普通钢筋

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

预应力钢筋

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

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：

$$-f'_y \leqslant \sigma_{si} \leqslant f_y \tag{7.1.5-5}$$

$$\sigma_{p0i} - f'_{py} \leqslant \sigma_{pi} \leqslant f_{py} \tag{7.1.5-6}$$

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）：

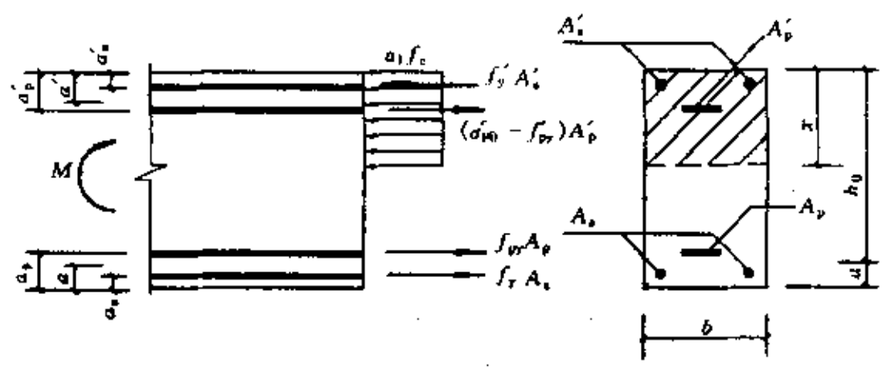


图 7.2.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

$$M \leqslant a_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \tag{7.2.1-1}$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (7.2.1\text{-}2)$$

混凝土受压区高度尚应符合下列条件：

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

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

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：

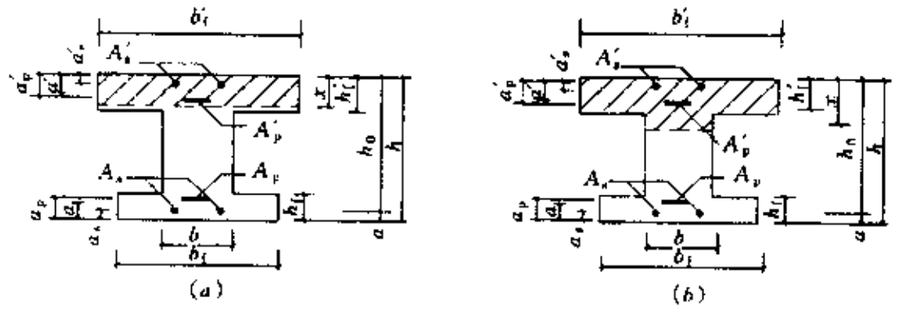


图 7.2.2 I 形截面受弯构件受压区高度位置

（a）$x \leqslant h'_f$；（b）$x > h'_f$

1 当满足下列条件时

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

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

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

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

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

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。

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	$h'_f/h_0 \geqslant 0.1$	—	$b + 12h'_f$	—
		$0.1 > h'_f/h_0 \geqslant 0.05$	$b + 12h'_f$	$b + 6h'_f$	$b + 5h'_f$
		$h'_f/h_0 < 0.05$	$b + 12h'_f$	b	$b + 5h'_f$

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 $h_h \geqslant h'_f$ 且加腋的宽度 $b_h \leqslant 3h_h$ 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：

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

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）：

$$N \leqslant 0.9\varphi(f_cA+f'_yA'_s) \quad (7.3.1)$$

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 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。

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）：

$$N \leqslant 0.9(f_cA_{cor}+f'_yA'_s+2\alpha f_yA'_{ss0}) \quad (7.3.2\text{-}1)$$

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

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_{ss1}——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。

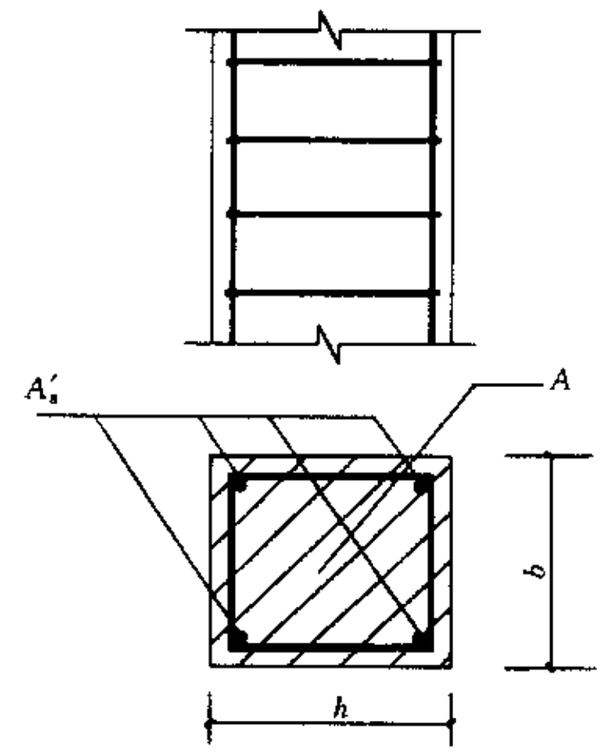


图 7.3.1 配置箍筋的钢筋混凝土轴心受压构件

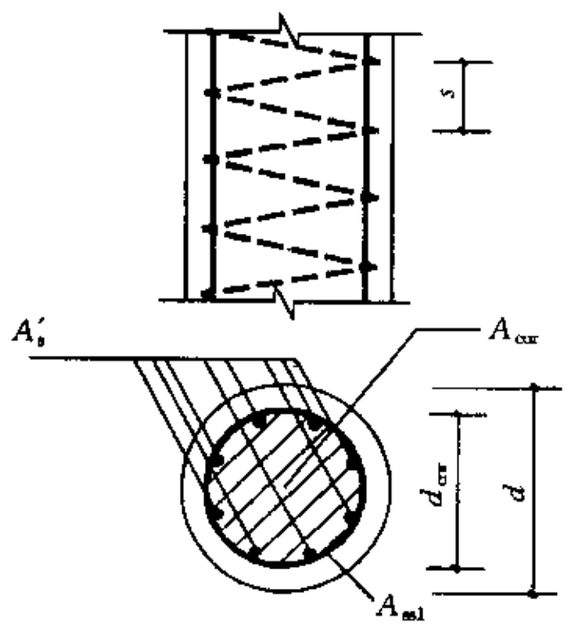


图 7.3.2 配置螺旋式间接钢筋的钢筋混凝土轴心受压构件

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）：

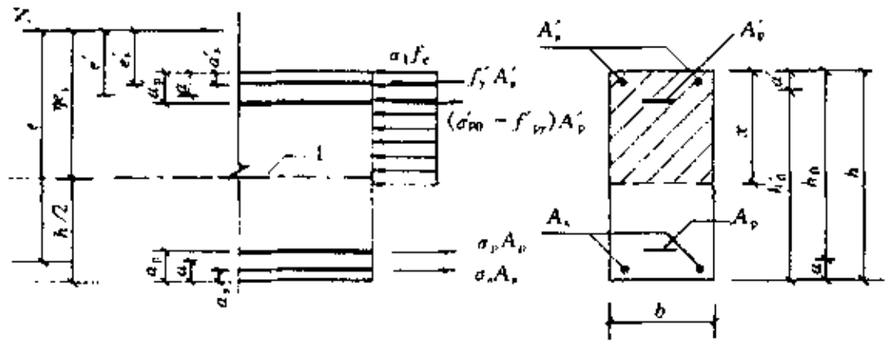


图 7.3.4 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

1—截面重心轴

$$N \leqslant \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (7.3.4\text{-}1)$$

$$Ne \leqslant \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.3.4\text{-}2)$$

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

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

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 $\xi \leqslant \xi_b$ 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：

$$Ne' \leqslant f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2}\right) + f'_y A_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f'_{py}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (7.3.4\text{-}5)$$

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

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：

$$A'_s = \frac{Ne - \xi(1 - 0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (7.3.4\text{-}7)$$

此处，相对受压区高度 ξ 可按下列公式计算：

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

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 $x \leqslant h'_f$ 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：

$$N \leqslant \alpha_1 f_c [b x + (b'_f - b) h'_f] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (7.3.5\text{-}1)$$

$$Ne \leqslant \alpha_1 f_c \left[b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2}\right)\right] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$-(\sigma'_{p0}-f'_{py})A'_p(h_0-a'_p)$$

(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。

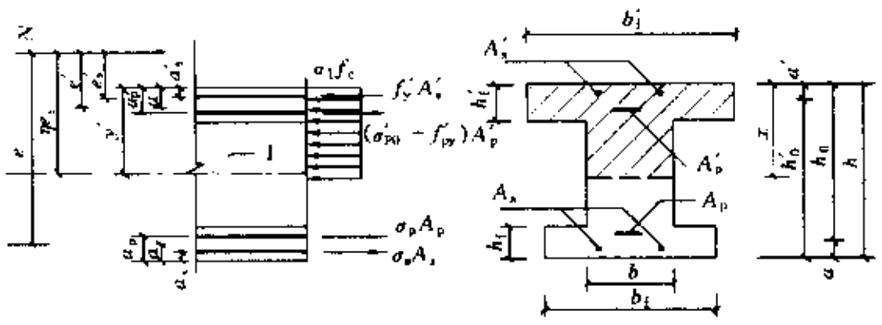


图 7.3.5 I形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

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 $N>f_cA$ 时，尚应按下列公式进行验算：

$$Ne' \leqslant f_c\left[bh\left(h'_0-\frac{h}{2}\right)+(b_f-b)h_f\left(h'_0-\frac{h_f}{2}\right)+(b'_f-b)h'_f\left(\frac{h'_f}{2}-a'\right)\right]+f'_yA_s(h'_0-a_s)-(\sigma_{p0}-f'_{py})A_p(h'_0-a_p) \quad (7.3.5\text{-}3)$$

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

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：

$$N \leqslant \alpha_1 f_c[\xi bh_0+(b'_f-b)h'_f]+f'_yA'_s-\sigma_sA_s+N_{sw} \quad (7.3.6\text{-}1)$$

$$Ne \leqslant \alpha_1 f_c\left[\xi(1-0.5\xi)bh_0^2+(b'_f-b)h'_f\left(h_0-\frac{h'_f}{2}\right)\right]+f'_yA'_s(h_0-a'_s)+M_{sw} \quad (7.3.6\text{-}2)$$

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

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

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 $h_{sw}=h_0-a'_s$。

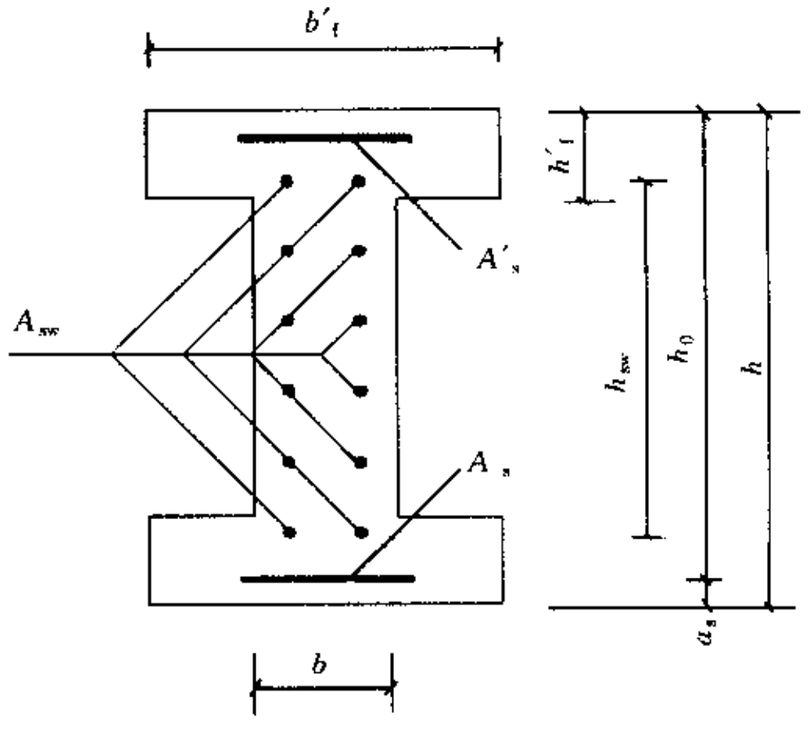


图 7.3.6 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面

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

$$N \leqslant \alpha\alpha_1 f_cA+(\alpha-\alpha_t)f_yA_s \quad (7.3.7\text{-}1)$$

$$N\eta e_i \leqslant \alpha_1 f_cA(r_1+r_2)\frac{\sin\pi\alpha}{2\pi}+f_yA_sr_s\frac{(\sin\pi\alpha+\sin\pi\alpha_t)}{\pi} \quad (7.3.7\text{-}2)$$

2 预应力混凝土构件

$$N \leqslant \alpha\alpha_1 f_cA-\sigma_{p0}A_p+\alpha f'_{py}A_p-\alpha_t(f_{py}-\sigma_{p0})A_p \quad (7.3.7\text{-}3)$$

$$N\eta e_i \leqslant \alpha_1 f_cA(r_1+r_2)\frac{\sin\pi\alpha}{2\pi}+f'_{py}A_pr_p\frac{\sin\pi\alpha}{\pi}+(f_{py}-\sigma_{p0})A_pr_p\frac{\sin\pi\alpha_t}{\pi} \quad (7.3.7\text{-}4)$$

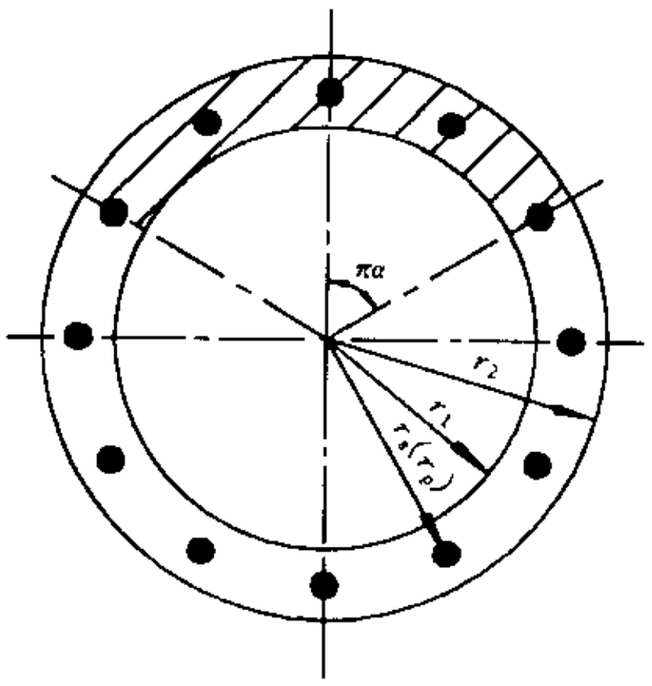


图 7.3.7　沿周边均匀配筋的环形截面

在上述各公式中的系数和偏心距，应按下列公式计算：

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \qquad (7.3.7\text{-}5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \qquad (7.3.7\text{-}6)$$

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 $\alpha < \arccos\left(\dfrac{2r_2}{r_1 + r_2}\right)\Big/\pi$ 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 $r_1/r_2 \geqslant 0.5$ 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：

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

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

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \qquad (7.3.8\text{-}3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \qquad (7.3.8\text{-}4)$$

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 $\alpha_t = 0$。

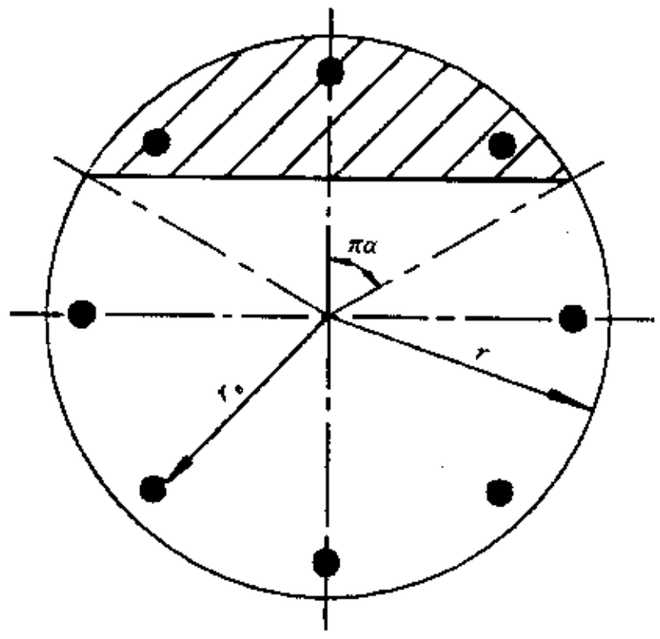


图 7.3.8　沿周边均匀配筋的圆形截面

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：

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

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

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

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 $l_0/i\leqslant 17.5$ 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 $H_u/H_l\geqslant 0.3$ 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：

$$l_0=[1+0.15(\psi_u+\psi_l)]H \qquad (7.3.11\text{-}1)$$

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

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；

ψ_{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_cI 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：

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：

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

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

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。

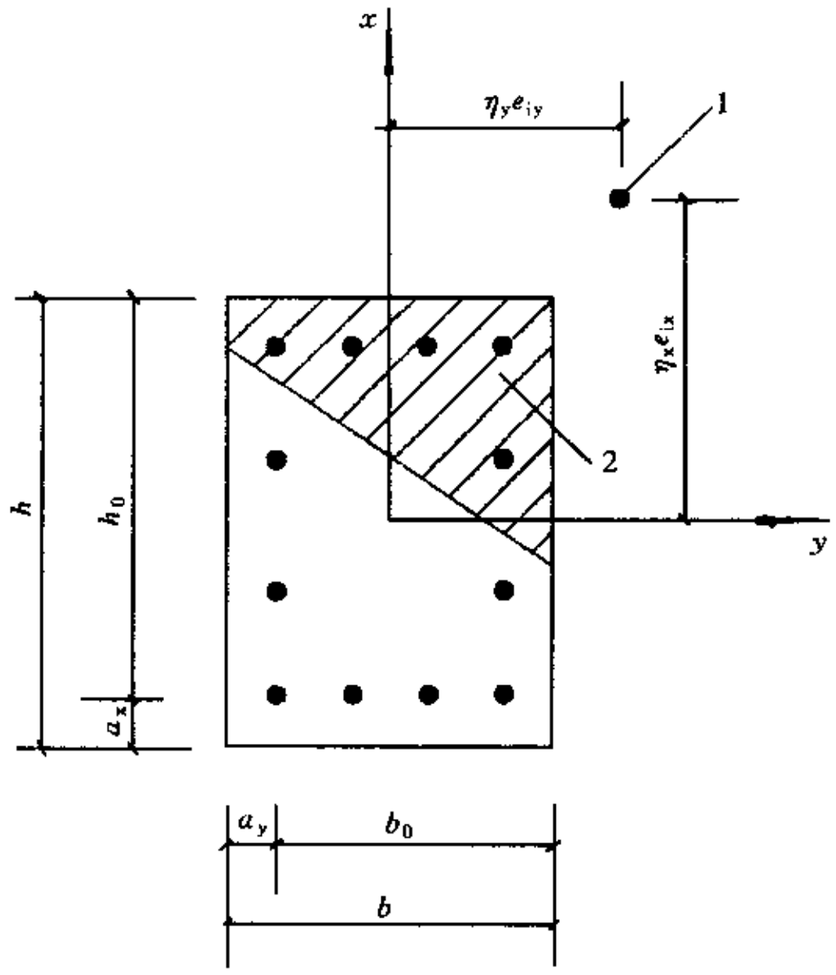


图 7.3.14　双向偏心受压构件截面

1—轴向压力作用点；2—受压区

2　按下列近似公式计算：

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \qquad (7.3.14\text{-}3)$$

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：

$$N \leqslant f_y A_s + f_{py} A_p \qquad (7.4.1)$$

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）：

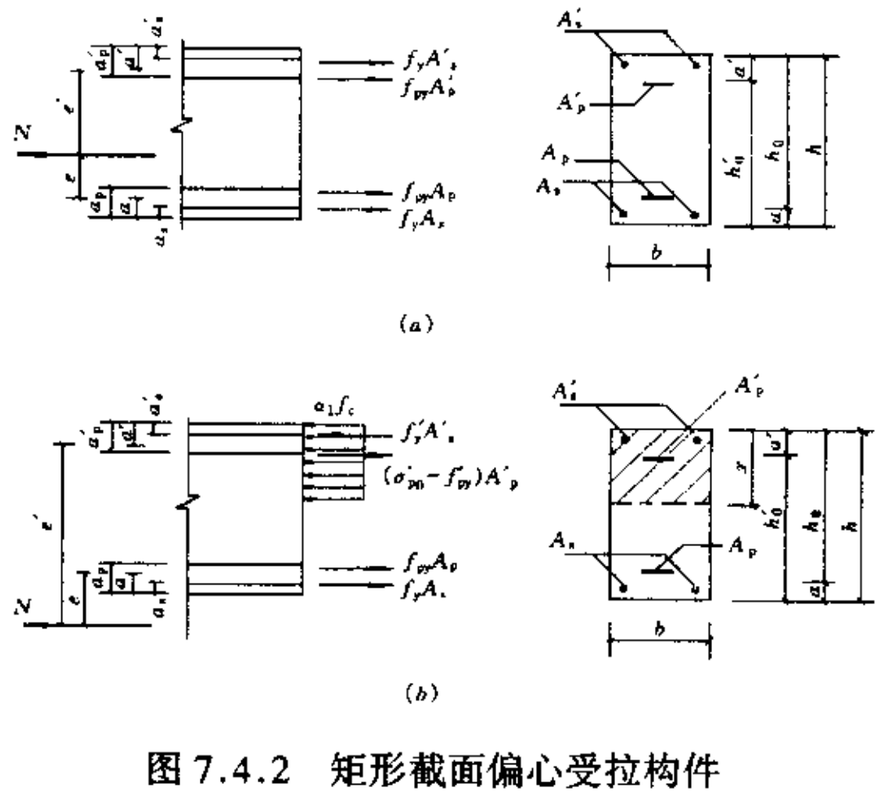


图 7.4.2　矩形截面偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

（a）小偏心受拉构件；（b）大偏心受拉构件

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

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

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）：

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

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

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：

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_{u0}} + \frac{e_0}{M_u}} \qquad (7.4.4\text{-}1)$$

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：

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

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 $h_w/b \leqslant 4$ 时

$$V \leqslant 0.25\beta_c f_c b h_0 \qquad (7.5.1\text{-}1)$$

当 $h_w/b \geqslant 6$ 时

$$V \leqslant 0.2\beta_c f_c b h_0 \qquad (7.5.1\text{-}2)$$

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；

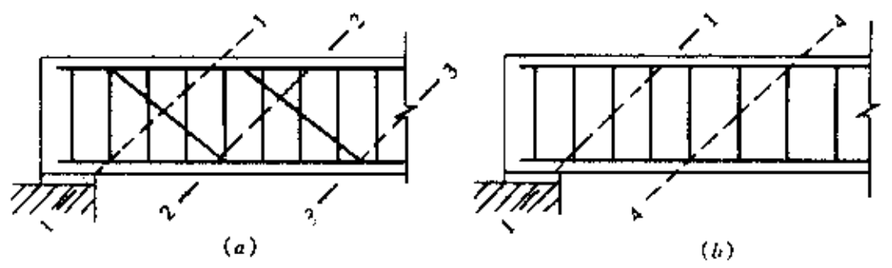
h_w——截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度；对T形截面，取有效高度减去翼缘高度；对I形截面，取腹板净高。

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 7.5.2*a*、*b* 截面 1-1）；



(*a*) (*b*)

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 7.5.2*a* 截面 2-2、3-3）；

3 箍筋截面面积或间距改变处的截面（图 7.5.2*b* 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：

$$V \leqslant 0.7\beta_h f_t b h_0 \qquad (7.5.3\text{-}1)$$

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

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：

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

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

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

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 $N_{p0}>0.3f_cA_0$ 时，取 $N_{p0}=0.3f_cA_0$，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：

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

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：

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

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：

$$V \leqslant 0.7 f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \qquad (7.5.7\text{-}1)$$

集中荷载作用下的独立梁，当符合下列公式的要求时：

$$V \leqslant \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \qquad (7.5.7\text{-}2)$$

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）：

$$V \leqslant V_{cs} + V_{sp} + 0.8 f_y A_{sb} \sin\alpha_s \qquad (7.5.8\text{-}1)$$

$$V_{sp} = \frac{M - 0.8(\Sigma f_{yv} A_{sv} z_{sv} + \Sigma f_y A_{sb} z_{sb})}{z + c\tan\beta} \tan\beta \qquad (7.5.8\text{-}2)$$

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拉钢筋合力的设计值在垂直方向的投影：对钢筋混凝土受弯构件，其值不应大于 $f_yA_s\sin\beta$；对预应力混凝土受弯构件，其值不应大于 $(f_{py}A_p + f_yA_s)\sin\beta$，且不应小于 $\sigma_{pe}A_p\sin\beta$；

z_{sv}——同一截面内箍筋的合力至斜截面受压区合力点的距离；

z_{sb}——同一弯起平面内的弯起钢筋的合力至斜截面受压区合力点的距离；

z——斜截面受拉区始端处纵向受拉钢筋合力的水平分力至斜截面受压区合力点的距离，可近似取 $z=0.9h_0$；

β——斜截面受拉区始端处倾斜的纵向受拉钢筋的倾角；

c——斜截面的水平投影长度，可近似取 $c=h_0$。

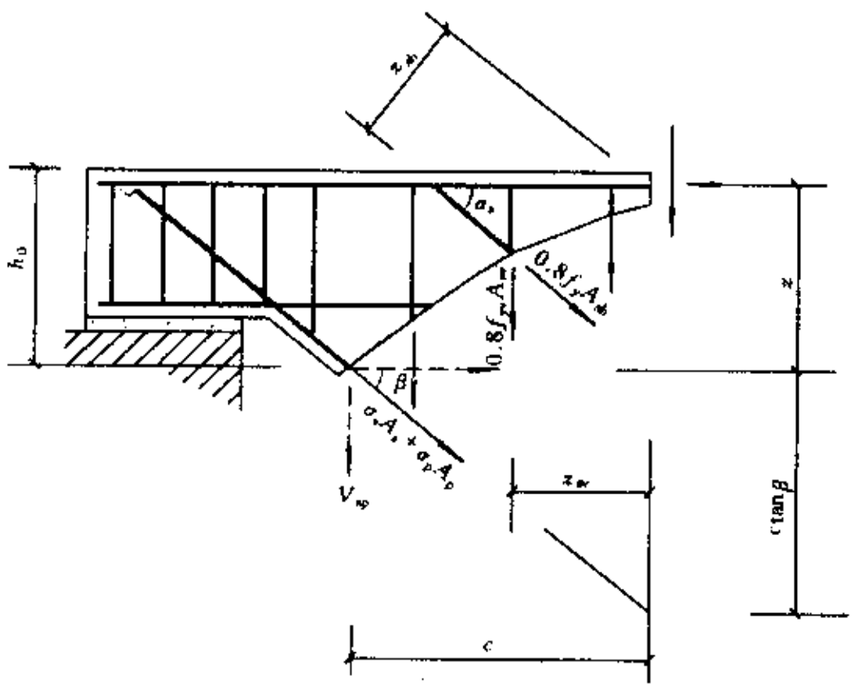


图 7.5.8　受拉边倾斜的受弯构件斜截面受剪承载力计算

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，并应按其中不利者配置箍筋和弯起钢筋。

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）：

$$M \leqslant (f_yA_s + f_{py}A_p)z + \Sigma f_yA_{sb}z_{sb} + \Sigma f_{py}A_{pb}z_{pb} + \Sigma f_{yv}A_{sv}z_{sv} \quad (7.5.9\text{-}1)$$

此时，斜截面的水平投影长度 c 可按下列条件确定：

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

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。

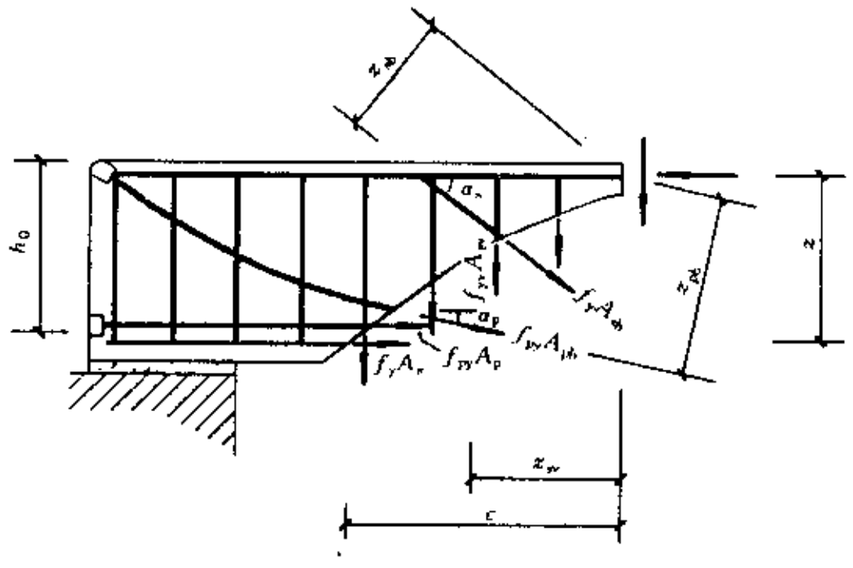


图 7.5.9　受弯构件斜截面受弯承载力计算

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：

$$V \leqslant \frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + 0.07N \quad (7.5.12)$$

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 $N>0.3f_cA$ 时，取 $N=0.3f_cA$，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：

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

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：

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

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：

$$V_x \leqslant 0.25 \beta_c f_c b h_0 \cos\theta \qquad (7.5.16\text{-}1)$$

$$V_y \leqslant 0.25 \beta_c f_c h b_0 \sin\theta \qquad (7.5.16\text{-}2)$$

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：

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

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

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：

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

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

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 $N > 0.3 f_c A$ 时，取 $N = 0.3 f_c A$，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：

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

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

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 $h_w/b \leqslant 6$ 的矩形、T 形、I 形截面和 $h_w/t_w \leqslant 6$ 的箱形截面构件（图 7.6.1），其截面应符合下列条件：

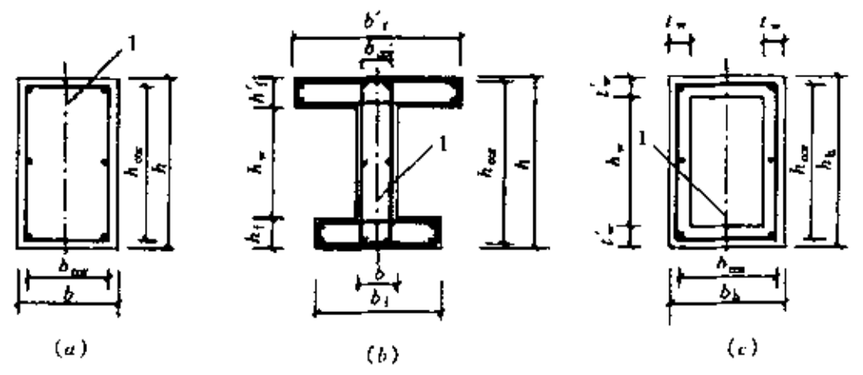


图 7.6.1 受扭构件截面

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

1—弯矩、剪力作用平面

当 h_w/b（或 h_w/t_w）$\leqslant 4$ 时

$$\frac{V}{b h_0} + \frac{T}{0.8 W_t} \leqslant 0.25 \beta_c f_c \qquad (7.6.1\text{-}1)$$

当 h_w/b（或 h_w/t_w）$= 6$ 时

$$\frac{V}{b h_0} + \frac{T}{0.8 W_t} \leqslant 0.2 \beta_c f_c \qquad (7.6.1\text{-}2)$$

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：

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

或

$$\frac{V}{bh_0}+\frac{T}{W_t}\leqslant 0.7f_t+0.07\frac{N}{bh_0} \qquad (7.6.2\text{-}2)$$

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 $N_{p0}>0.3f_cA_0$ 时，取 $N_{p0}=0.3f_cA_0$，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 $N>0.3f_cA$ 时，取 $N=0.3f_cA$，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

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

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

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

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

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

2）受压翼缘

$$W'_{tf}=\frac{h'^2_f}{2}(b'_f-b) \qquad (7.6.3\text{-}4)$$

3）受拉翼缘

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

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 $b'_f\leqslant b+6h'_f$ 及 $b_f\leqslant b+6h_f$ 的规定。

3 箱形截面

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

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：

$$T\leqslant 0.35f_tW_t+1.2\sqrt{\zeta}f_{yv}\frac{A_{stl}A_{cor}}{s} \qquad (7.6.4\text{-}1)$$

$$\zeta=\frac{f_yA_{stl}s}{f_{yv}A_{stl}u_{cor}} \qquad (7.6.4\text{-}2)$$

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

对偏心距 $e_{p0}\leqslant h/6$ 的预应力混凝土纯扭构件，当符合 $\zeta\geqslant 1.7$ 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

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

2 受压翼缘

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

3 受拉翼缘

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

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：

$$T \leqslant 0.35\alpha_h f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \qquad (7.6.6)$$

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 $0.6 \leqslant \zeta \leqslant 1.7$ 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：

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

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

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

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

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \dfrac{VW_t}{Tbh_0}} \qquad (7.6.8\text{-}2)$$

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

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

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

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

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \dfrac{VW_t}{Tbh_0}} \qquad (7.6.8\text{-}5)$$

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'_{tf} 或 T_f 及 W_{tf} 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

$$V \leqslant 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \qquad (7.6.10\text{-}1)$$

2）受扭承载力

$$T \leqslant 0.35\alpha_h \beta_t f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \qquad (7.6.10\text{-}2)$$

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

$$V \leqslant (1.5 - \beta_t) \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \tag{7.6.10-3}$$

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 $V \leqslant 0.35 f_t b h_0$ 或 $V \leqslant 0.875 f_t b h_0 / (\lambda + 1)$ 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 $T \leqslant 0.175 f_t W_t$ 或 $T \leqslant 0.175 \alpha_h f_t W_t$ 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

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

2 受扭承载力

$$T \leqslant \beta_t \left(0.35 f_t + 0.07 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \tag{7.6.13-2}$$

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，ζ 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 $T \leqslant (0.175 f_t + 0.035 N/A) W_t$ 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）：

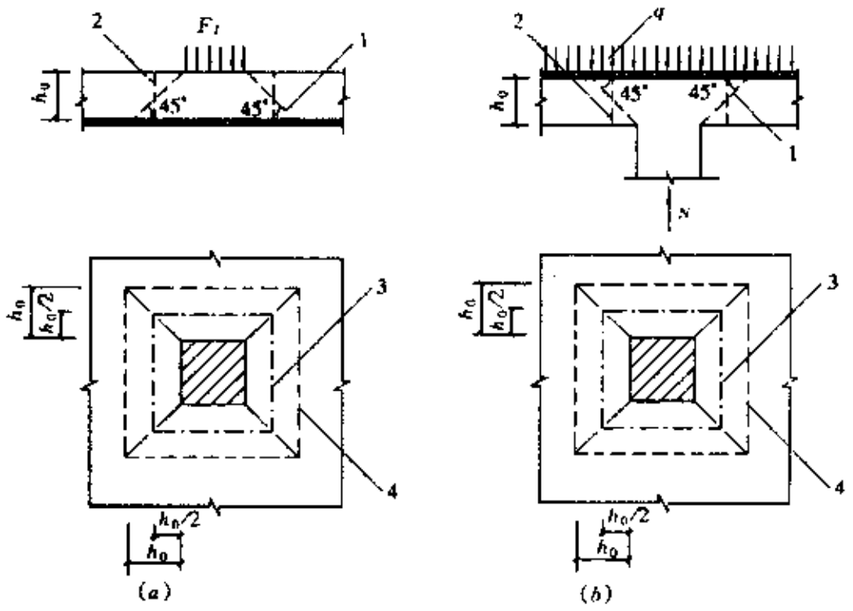


图 7.7.1 板受冲切承载力计算

（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

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

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：

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \tag{7.7.1-2}$$

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

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 $h \leqslant 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$；当 $h \geqslant 2000\text{mm}$ 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 1.0～3.5N/mm² 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）。

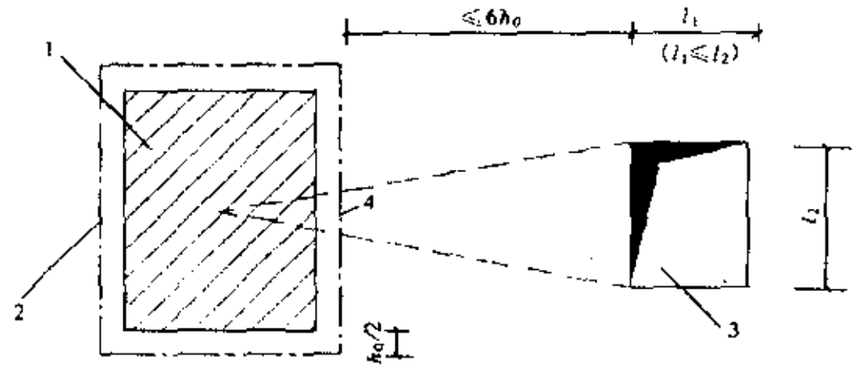


图 7.7.2 邻近孔洞时的临界截面周长

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：

$$F_l \leqslant 1.05 f_t \eta u_m h_0 \qquad (7.7.3\text{-}1)$$

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

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

2 当配置弯起钢筋时

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

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）：

$$F_l \leqslant 0.7\beta_h f_t b_m h_0 \qquad (7.7.4\text{-}1)$$

$$F_l = p_s A \qquad (7.7.4\text{-}2)$$

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

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。

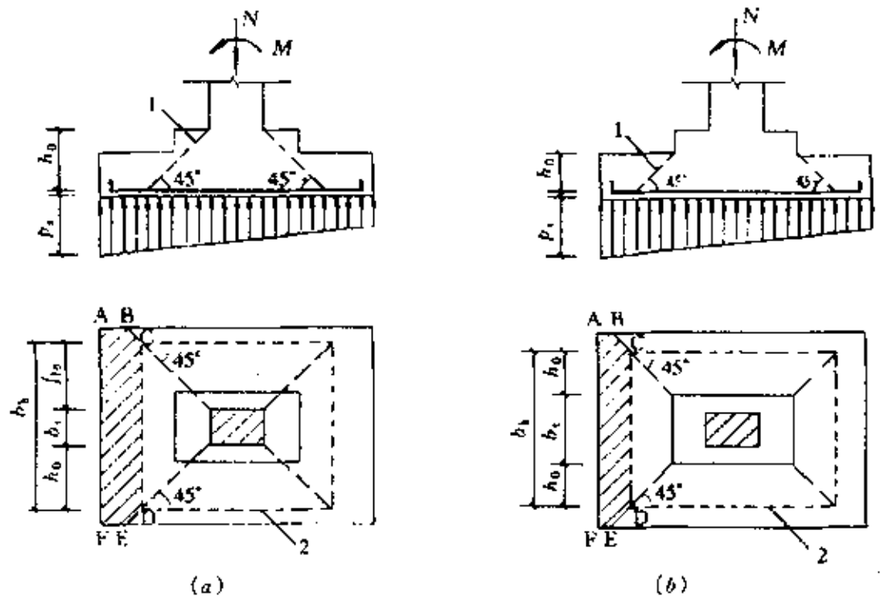


图 7.7.4　计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

（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

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：

$$F_l \leqslant 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} \qquad (7.8.1\text{-}1)$$

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

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。

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

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

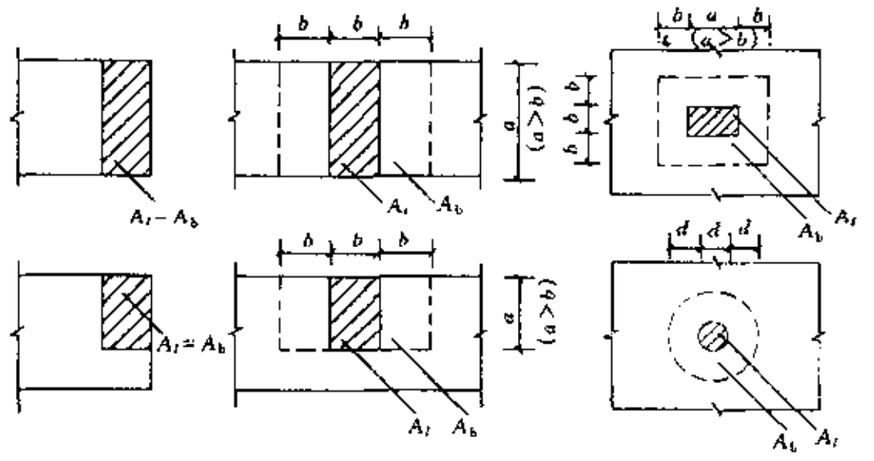


图 7.8.2　局部受压的计算底面积

当为方格网式配筋时（图 7.8.3*a*），其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算：

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

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 7.8.3*b*），其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算：

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

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。

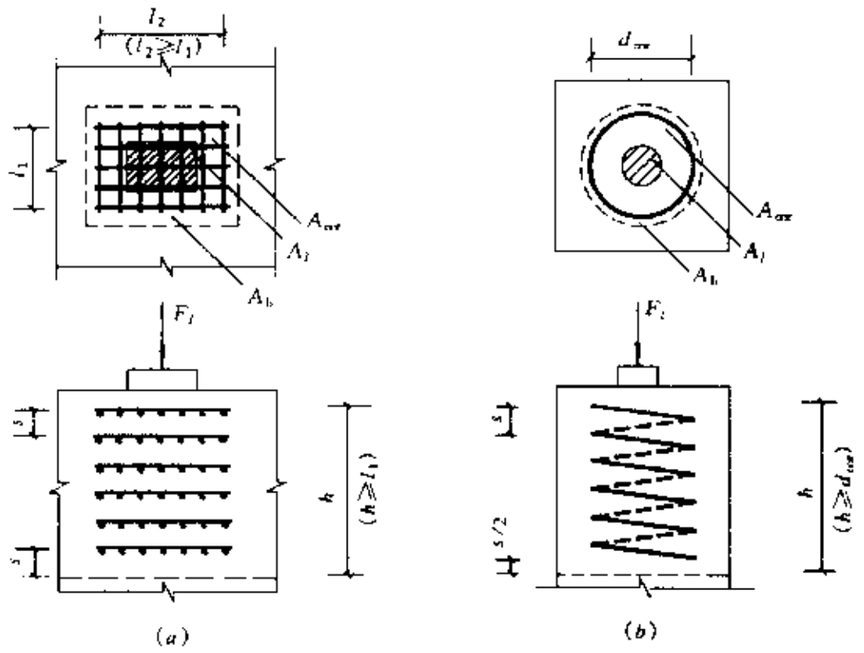


图 7.8.3 局部受压区的间接钢筋

（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：

$$\sigma^{f}_{c,max} \leqslant f^{f}_{c} \qquad (7.9.4\text{-}1)$$

$$\Delta\sigma^{f}_{si} \leqslant \Delta f^{f}_{y} \qquad (7.9.4\text{-}2)$$

式中 $\sigma^{f}_{c,max}$——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；

$\Delta\sigma^{f}_{si}$——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^{f}_{c}——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^{f}_{y}——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

$$\sigma^{f}_{c,max} = \frac{M^{f}_{max} x_0}{I^{f}_{0}} \qquad (7.9.5\text{-}1)$$

2 纵向受拉钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma^{f}_{si} = \sigma^{f}_{si,max} - \sigma^{f}_{si,min} \qquad (7.9.5\text{-}2)$$

$$\sigma^{f}_{si,min} = \alpha^{f}_{E} \frac{M^{f}_{min}(h_{0i} - x_0)}{I^{f}_{0}} \qquad (7.9.5\text{-}3)$$

$$\sigma^{f}_{si,max} = \alpha^{f}_{E} \frac{M^{f}_{max}(h_{0i} - x_0)}{I^{f}_{0}} \qquad (7.9.5\text{-}4)$$

式中 M^{f}_{max}、M^{f}_{min}——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；

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

α^{f}_{E}——钢筋的弹性模量与混凝土疲劳变形模量的比值：$\alpha^{f}_{E} = E_s / E^{f}_{c}$；

I^{f}_{0}——疲劳验算时相应于弯矩 M^{f}_{max} 与 M^{f}_{min} 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^{f}_{max} 与 M^{f}_{min} 为相同方向时的换算截面受压区高度；

h_{0i}——相应于弯矩 M^{f}_{max} 与 M^{f}_{min} 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^{f}_{min} 与弯矩 M^{f}_{max} 的方向相反时，公式（7.9.5-3）中 h_{0i}、x_0 和 I^{f}_{0} 应以截面相反位置的 h'_{0i}、x'_0 和 I^{f}_{0} 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^{f}_{0}、I^{f}_{0} 应按下列公式计算：

1 矩形及翼缘位于受拉区的 T 形截面

$$\frac{bx_0^2}{2} + \alpha^{f}_{E} A'_s (x_0 - a'_s) - \alpha^{f}_{E} A_s (h_0 - x_0) = 0 \qquad (7.9.6\text{-}1)$$

$$I^{f}_{0} = \frac{bx_0^3}{3} + \alpha^{f}_{E} A'_s (x_0 - a'_s)^2 + \alpha^{f}_{E} A_s (h_0 - x_0)^2 \qquad (7.9.6\text{-}2)$$

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）

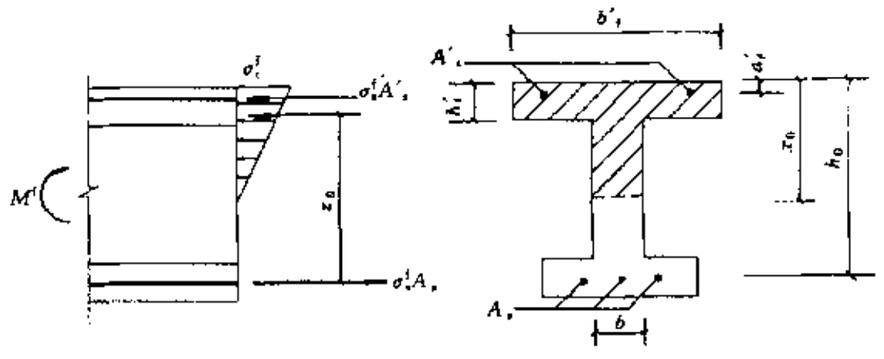


图7.9.6 钢筋混凝土受弯构件正截面疲劳应力计算

$$\frac{b'_f x_0^2}{2} - \frac{(b'_f - b)(x_0 - h'_f)^2}{2} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s) - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \qquad (7.9.6\text{-}3)$$

$$I_0^f = \frac{b'_f x_0^3}{3} - \frac{(b'_f - b)(x_0 - h'_f)^3}{3} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s)^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \qquad (7.9.6\text{-}4)$$

2）当 $x_0 \leqslant h'_f$ 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 $\alpha_E^f \sigma_c^f \leqslant f'_y$ 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：

$$\tau^f \leqslant 0.6 f_t^f \qquad (7.9.7\text{-}1)$$

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：

$$\Delta\sigma_{sv}^f \leqslant \Delta f_{yv}^f \qquad (7.9.7\text{-}2)$$

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：

$$\tau^f = \frac{V_{max}^f}{b z_0} \qquad (7.9.8)$$

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：

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

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

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

式中 ΔV_{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

$$\sigma_{cc,max}^f \leqslant f_c^f \qquad (7.9.11\text{-}1)$$

2）当为拉应力时

$$\sigma_{ct,max}^f \leqslant f_t^f \qquad (7.9.11\text{-}2)$$

2 受拉区纵向预应力钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_p^f \leqslant \Delta f_{py}^f \qquad (7.9.11\text{-}3)$$

3 受拉区纵向非预应力钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_s^f \leqslant \Delta f_y^f \qquad (7.9.11\text{-}4)$$

式中 $\sigma^{f}_{cc,max}$——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；

$\sigma^{f}_{ct,max}$——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；

$\Delta\sigma^{f}_{p}$——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^{f}_{py}——预应力钢筋疲劳应力幅限值，按本规范表4.2.5-2采用；

$\Delta\sigma^{f}_{s}$——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^{f}_{y}——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

$$\sigma^{f}_{c,min}\text{或}\sigma^{f}_{c,max}=\sigma_{pc}+\frac{M^{f}_{min}}{I_0}y_0 \tag{7.9.12-1}$$

$$\sigma^{f}_{c,max}\text{或}\sigma^{f}_{c,min}=\sigma_{pc}+\frac{M^{f}_{max}}{I_0}y_0 \tag{7.9.12-2}$$

2 受拉区纵向预应力钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma^{f}_{p}=\sigma^{f}_{p,max}-\sigma^{f}_{p,min} \tag{7.9.12-3}$$

$$\sigma^{f}_{p,min}=\sigma_{pe}+\alpha_{pE}\frac{M^{f}_{min}}{I_0}y_{0p} \tag{7.9.12-4}$$

$$\sigma^{f}_{p,max}=\sigma_{pe}+\alpha_{pE}\frac{M^{f}_{max}}{I_0}y_{0p} \tag{7.9.12-5}$$

3 受拉区纵向非预应力钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma^{f}_{s}=\sigma^{f}_{s,max}-\sigma^{f}_{s,min} \tag{7.9.12-6}$$

$$\sigma^{f}_{s,min}=\sigma_{se}+\alpha_{E}\frac{M^{f}_{min}}{I_0}y_{0s} \tag{7.9.12-7}$$

$$\sigma^{f}_{s,max}=\sigma_{se}+\alpha_{E}\frac{M^{f}_{max}}{I_0}y_{0s} \tag{7.9.12-8}$$

式中 $\sigma^{f}_{c,min}$、$\sigma^{f}_{c,max}$——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^{f}_{max}、M^{f}_{min}——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；

$\sigma^{f}_{p,min}$、$\sigma^{f}_{p,max}$——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；

$\Delta\sigma^{f}_{p}$——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；

$\sigma^{f}_{s,min}$、$\sigma^{f}_{s,max}$——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；

$\Delta\sigma^{f}_{s}$——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_{pc}、$(M^{f}_{min}/I_0)y_0$、$(M^{f}_{max}/I_0)y_0$，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：

$$\sigma^{f}_{tp}\leqslant f^{f}_{t} \tag{7.9.13}$$

式中 σ^{f}_{tp}——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：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leqslant 0 \qquad (8.1.1\text{-}1)$$

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：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leqslant f_{tk} \qquad (8.1.1\text{-}2)$$

在荷载效应的准永久组合下宜符合下列规定：

$$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leqslant 0 \qquad (8.1.1\text{-}3)$$

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：

$$w_{max} \leqslant w_{lim} \qquad (8.1.1\text{-}4)$$

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：

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

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

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

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

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 $e_0/h_0 \leqslant 0.55$ 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_i	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

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \tag{8.1.3-1}$$

2）偏心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k e'}{A_s(h_0 - a'_s)} \tag{8.1.3-2}$$

3）受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87 h_0 A_s} \tag{8.1.3-3}$$

4）偏心受压构件

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

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

$$e = \eta_s e_0 + y_s \tag{8.1.3-6}$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{b h_0} \tag{8.1.3-7}$$

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

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 $l_0/h \leqslant 14$ 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

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

2）受弯构件

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

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

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

$$\sigma_{ck} = \frac{N_k}{A_0} \tag{8.1.4-1}$$

$$\sigma_{cq} = \frac{N_q}{A_0} \tag{8.1.4-2}$$

2　受弯构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \tag{8.1.4-3}$$

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

3 偏心受拉和偏心受压构件

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

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

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：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.85 f_{tk} \qquad (8.1.5\text{-}1)$$

2）二级——一般要求不出现裂缝的构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.95 f_{tk} \qquad (8.1.5\text{-}2)$$

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：

$$\sigma_{cp} \leqslant 0.6 f_{ck} \qquad (8.1.5\text{-}3)$$

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：

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

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

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

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_{pc} 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：

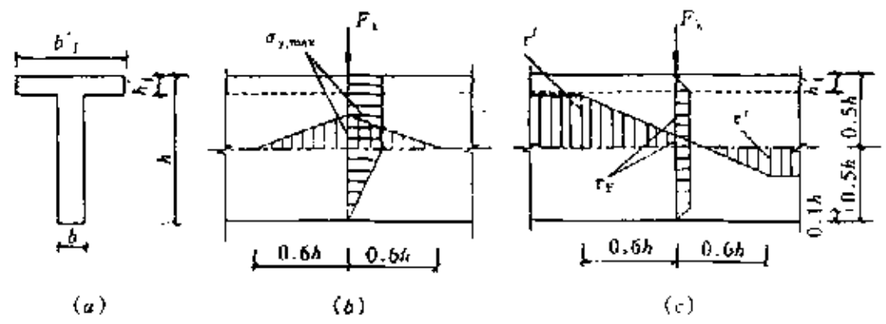


图 8.1.7 预应力混凝土吊车梁集中力作用点附近的应力分布

（a）截面；（b）竖向压应力 σ_y 分布；（c）剪应力 τ 分布

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

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

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

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

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。

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。

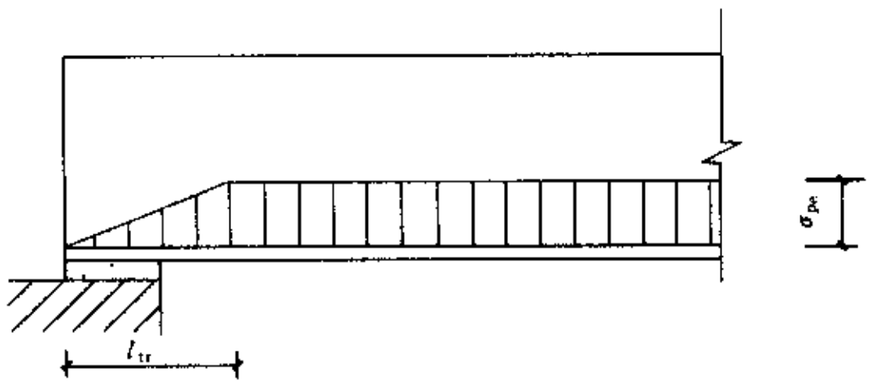


图 8.1.8 预应力传递长度范围内有效预应力值的变化

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：

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s \qquad (8.2.2)$$

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

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \dfrac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f'}} \qquad (8.2.3\text{-}1)$$

2 预应力混凝土受弯构件

1） 要求不出现裂缝的构件

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \qquad (8.2.3\text{-}2)$$

2） 允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85 E_c I_0}{\kappa_{cr} + (1 - \kappa_{cr})\omega} \qquad (8.2.3\text{-}3)$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \qquad (8.2.3\text{-}4)$$

$$\omega = \left(1.0 + \frac{0.21}{\alpha_E \rho}\right)(1 + 0.45\gamma_f) - 0.7 \qquad (8.2.3\text{-}5)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \qquad (8.2.3\text{-}6)$$

$$\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \qquad (8.2.3\text{-}7)$$

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：

$$\gamma = \left(0.7 + \frac{120}{h}\right)\gamma_m \qquad (8.2.4)$$

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
			$b_f/b\leqslant 2$、h_f/h 为任意值	$b_f/b>2$、$h_f/h<0.2$	$b_f/b\leqslant 2$、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_cI_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宜符合表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

$$l_a = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \qquad (9.3.1\text{-}1)$$

预应力钢筋

$$l_a = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \qquad (9.3.1\text{-}2)$$

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 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。

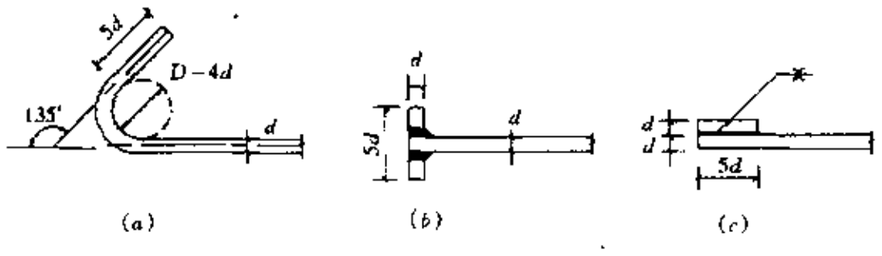


图 9.3.2 钢筋机械锚固的形式及构造要求

（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

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 $d>28$mm 及受压钢筋的直径 $d>32$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）。

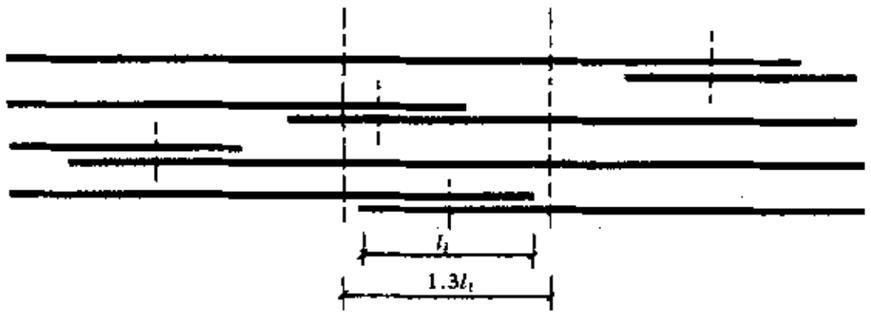


图 9.4.3 同一连接区段内的纵向受拉钢筋绑扎搭接接头

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%。

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：

$$l_l = \zeta l_a \tag{9.4.3}$$

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 $d>25$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：

$$M_u \geqslant M_{cr} \tag{9.5.3}$$

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）。

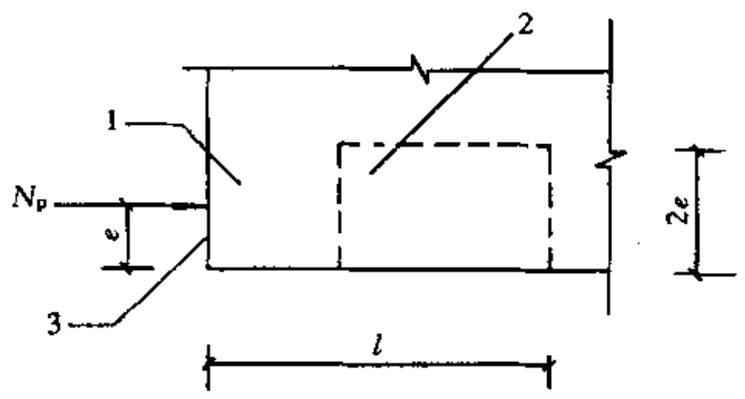


图9.6.9 防止沿孔道劈裂的配筋范围

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 $e \leqslant 0.1h$ 时

$$A_{sv} \geqslant 0.3 \frac{N_p}{f_y} \qquad (9.6.10\text{-}1)$$

当 $0.1h < e \leqslant 0.2h$ 时

$$A_{sv} \geqslant 0.15 \frac{N_p}{f_y} \qquad (9.6.10\text{-}2)$$

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。

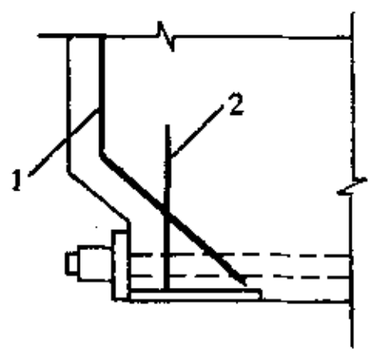


图9.6.11 端部凹进处构造配筋

1—折线构造钢筋；2—竖向构造钢筋

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 $h \leqslant 150$mm 时，不宜大于200mm；当板厚 $h > 150$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）。

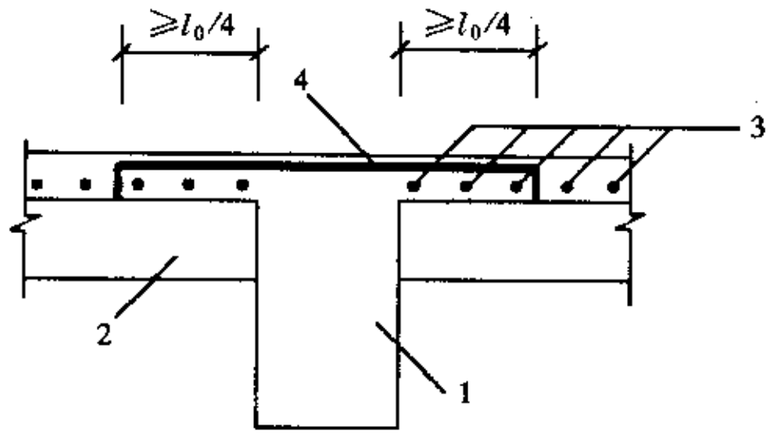


图 10.1.6 现浇板中与梁垂直的构造钢筋

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 10.1.10*a*）；箍筋应做成封闭式，直径不应小于 6mm，间距不应大于 $h_0/3$；

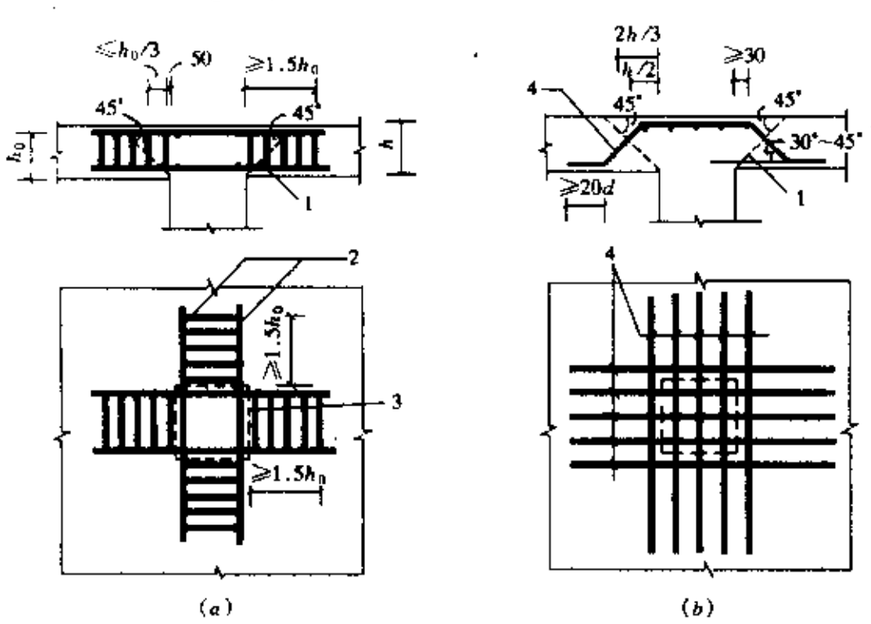


图 10.1.10 板中抗冲切钢筋布置

（*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°～45°之间选取；弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏锥面相交（图 10.1.10*b*），其交点应在集中荷载作用面或柱截面边缘以外（1/2～2/3）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 $h>2$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 $h\geqslant 300$mm 时，不应小于 10mm；当梁高 $h<300$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。

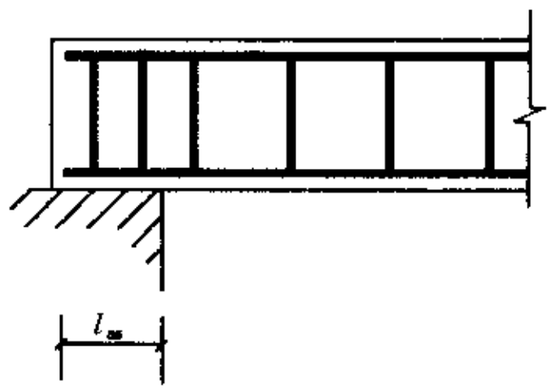


图 10.2.2 纵向受力钢筋伸入梁简支支座的锚固

伸入梁支座范围内的纵向受力钢筋根数，当梁宽 $b\geqslant 100$mm 时，不宜少于两根；当梁宽 $b<100$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 $V\leqslant 0.7f_tbh_0$ 时

$$l_{as}\geqslant 5d$$

2 当 $V>0.7f_tbh_0$ 时

带肋钢筋　　$l_{as}\geqslant 12d$

光面钢筋　　$l_{as}\geqslant 15d$

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 $V>0.7f_tbh_0$ 时，对带肋钢筋宜采取附加锚固措施，或取锚固长度 $l_{as}\geqslant 15d$。

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 $V\leqslant 0.7f_tbh_0$ 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 $V>0.7f_tbh_0$ 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：

$$\rho_{tl}\geqslant 0.6\sqrt{\frac{T}{Vb}}\frac{f_t}{f_y} \qquad (10.2.5)$$

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：$\rho_{tl}=\dfrac{A_{stl}}{bh}$；

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 $V>0.7f_tbh_0+0.05N_{p0}$ 一栏规定的箍筋最大间距。

弯起钢筋不应采用浮筋。

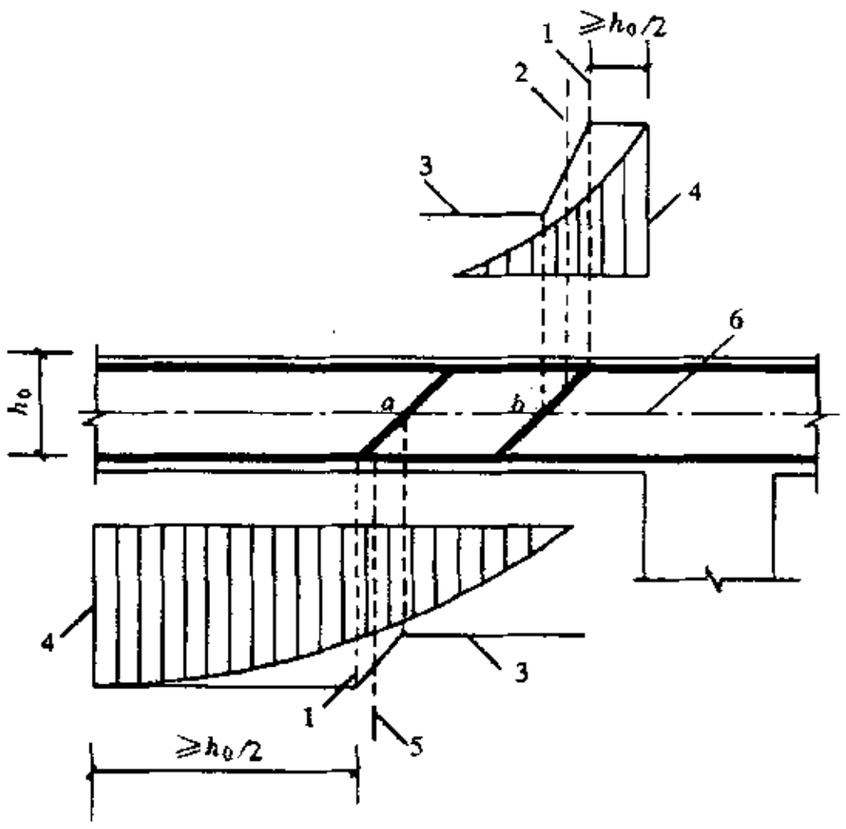


图 10.2.8 弯起钢筋弯起点与弯矩图的关系

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 $h>300$mm 时，应沿梁全长设置箍筋；当截面高度 $h=150\sim300$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 $h<150$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	$V>0.7f_tbh_0+0.05N_{p0}$	$V\leqslant 0.7f_tbh_0+0.05N_{p0}$
$150<h\leqslant 300$	150	200
$300<h\leqslant 500$	200	300
$500<h\leqslant 800$	250	350
$h>800$	300	400

10.2.11 对截面高度 $h>800$mm 的梁，其箍筋直径不宜小于 8mm；对截面高度 $h\leqslant 800$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。

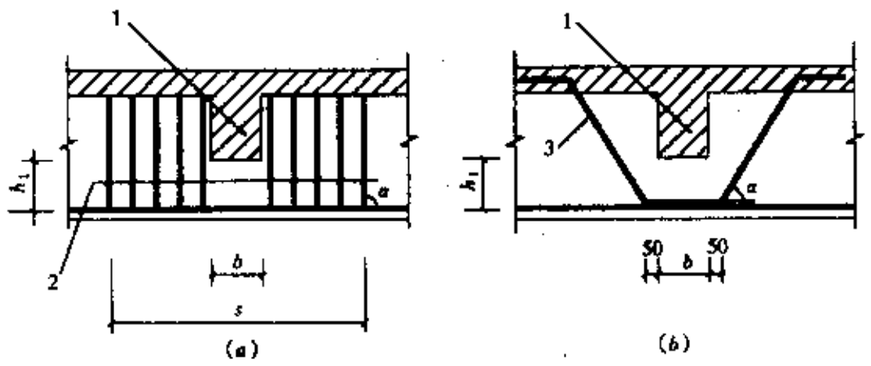


图 10.2.13 梁截面高度范围内有集中荷载作用时附加横向钢筋的布置

（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：

$$A_{sv}\geqslant\frac{F}{f_{yv}\sin\alpha}\qquad(10.2.13)$$

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：

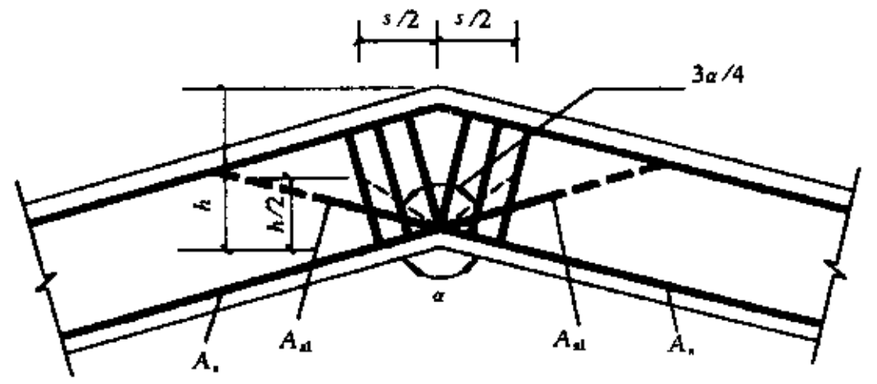


图 10.2.14 钢筋混凝土梁内折角处配筋

1 未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的合力为：

$$N_{s1}=2f_yA_{sl}\cos\frac{\alpha}{2}\qquad(10.2.14\text{-}1)$$

2 全部纵向受拉钢筋合力的 35%为：

$$N_{s2}=0.7f_yA_s\cos\frac{\alpha}{2}\qquad(10.2.14\text{-}2)$$

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 $h_w\geqslant 450$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 $h \geqslant 600$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 $d_{cor}/5$（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2～3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。

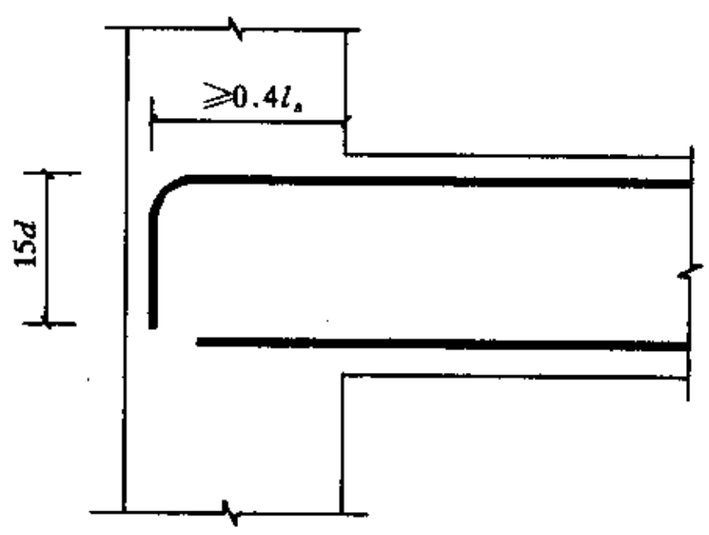


图10.4.1 梁上部纵向钢筋在框架中间层端节点内的锚固

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 $V > 0.7f_tbh_0$ 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。

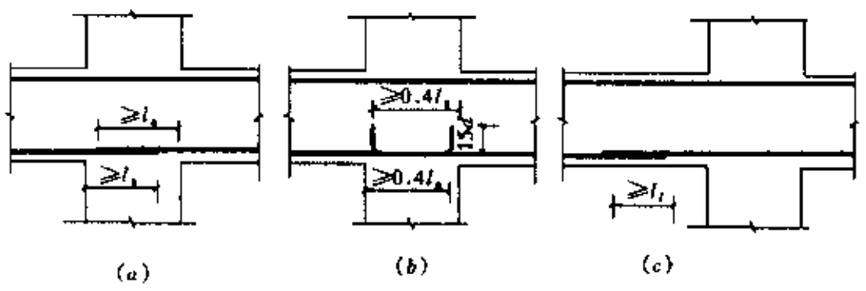


图 10.4.2　梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座范围的锚固与搭接

（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。

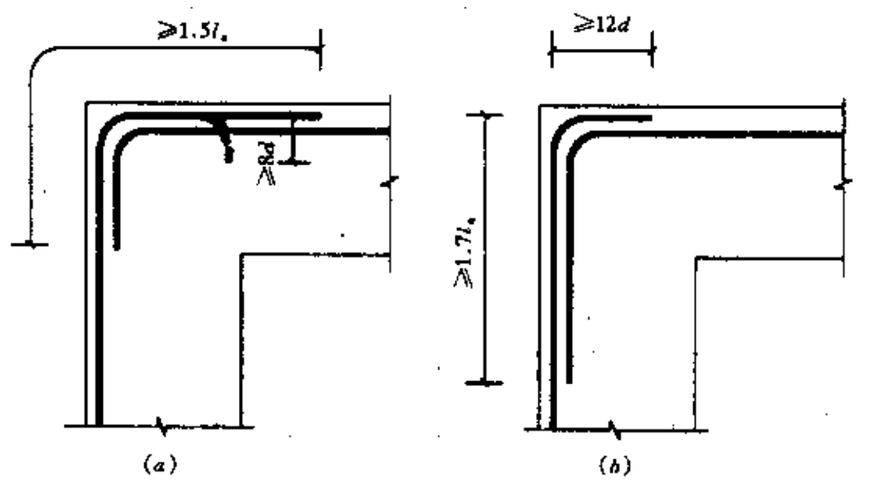


图 10.4.4　梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点的搭接

（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

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：

$$A_s \leqslant \frac{0.35\beta_c f_c b_b h_0}{f_y} \qquad (10.4.5)$$

式中　b_b——梁腹板宽度；

h_0——梁截面有效高度。

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 $d \leqslant 25$mm 时，不宜小于 $6d$；当钢筋直径 $d > 25$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：

$$V \leqslant 0.25\beta_c f_c bh \tag{10.5.4}$$

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：

$$V \leqslant \frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.5 f_t bh_0 + 0.13N\frac{A_w}{A}\right) + f_{yv}\frac{A_{sh}}{s_v}h_0 \tag{10.5.5}$$

式中 N——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.2f_c bh$ 时，取 $N = 0.2f_c bh$；

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：

$$V \leqslant \frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.5 f_t bh_0 - 0.13N\frac{A_w}{A}\right) + f_{yv}\frac{A_{sh}}{s_v}h_0 \tag{10.5.6}$$

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：

$$V \leqslant 0.7 f_t bh_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 \tag{10.5.7}$$

注：对跨高比 $l_n/h \leqslant 2.5$ 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和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

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \qquad (10.6.3\text{-}1)$$

叠合构件的正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \qquad (10.6.3\text{-}2)$$

叠合构件的负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \qquad (10.6.3\text{-}3)$$

式中 M_{1G}——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{2G}——第二阶段面层、吊顶等自重在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{1Q}——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{2Q}——第二阶段可变荷载在计算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计算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，按计算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

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \qquad (10.6.4\text{-}1)$$

叠合构件

$$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \qquad (10.6.4\text{-}2)$$

式中 V_{1G}——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重在计算截面产生的剪力设计值；

V_{2G}——第二阶段面层、吊顶等自重在计算截面产生的剪力设计值；

V_{1Q}——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的剪力设计值；

V_{2Q}——第二阶段可变荷载在计算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计算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_{cs} 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：

$$V \leqslant 1.2 f_t b h_0 + 0.85 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \qquad (10.6.5\text{-}1)$$

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：

$$\frac{V}{b h_0} \leqslant 0.4 \quad (\mathrm{N/mm^2}) \qquad (10.6.5\text{-}2)$$

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

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1k}}{W_{01}} \qquad (10.6.6\text{-}1)$$

叠合构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2k}}{W_0} \qquad (10.6.6\text{-}2)$$

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：

$$\sigma_{sk} \leqslant 0.9 f_y \qquad (10.6.8\text{-}1)$$

$$\sigma_{sk} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2k} \qquad (10.6.8\text{-}2)$$

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：

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87 A_s h_{01}} \qquad (10.6.8\text{-}3)$$

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：

$$\sigma_{s2k} = \frac{0.5\left(1 + \frac{h_1}{h}\right) M_{2k}}{0.87 A_s h_0} \qquad (10.6.8\text{-}4)$$

当 $M_{1Gk} < 0.35 M_{1u}$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：

$$w_{max} = 2.2 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2k})}{E_s}\left(1.9c + 0.8\frac{d_{eq}}{\rho_{tel}}\right) \qquad (10.6.9\text{-}1)$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk1}}{\rho_{tel}\sigma_{s1k} + \rho_{te}\sigma_{s2k}} \qquad (10.6.9\text{-}2)$$

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：

$$B = \frac{M_k}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right) M_{1Gk} + (\theta - 1) M_q + M_k} B_{s2} \qquad (10.6.10\text{-}1)$$

$$M_k = M_{1Gk} + M_{2k} \qquad (10.6.10\text{-}2)$$

$$M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2Qk} \qquad (10.6.10\text{-}3)$$

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：

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6\frac{h_1}{h} + \frac{4.5\alpha_E\rho}{1 + 3.5\gamma'_f}} \quad (10.6.11\text{-}1)$$

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：

$$B_{s2} = 0.7E_{c1}I_0 \quad (10.6.11\text{-}2)$$

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，$l_0/h \leqslant 2$ 的简支钢筋混凝土单跨梁和 $l_0/h \leqslant 2.5$ 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：

$$M \leqslant f_y A_s z \quad (10.7.3\text{-}1)$$

$$z = \alpha_d(h_0 - 0.5x) \quad (10.7.3\text{-}2)$$

$$\alpha_d = 0.80 + 0.04\frac{l_0}{h} \quad (10.7.3\text{-}3)$$

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 $l_0/h \leqslant 2$ 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 $h_w/b \leqslant 4$ 时

$$V \leqslant \frac{1}{60}(10 + l_0/h)\beta_c f_c b h_0 \quad (10.7.4\text{-}1)$$

当 $h_w/b \geqslant 6$ 时

$$V \leqslant \frac{1}{60}(7 + l_0/h)\beta_c f_c b h_0 \quad (10.7.4\text{-}2)$$

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：

$$V \leqslant 0.7 \frac{(8 - l_0/h)}{3} f_t b h_0 + 1.25 \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5 - l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (10.7.5\text{-}1)$$

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：

$$V \leqslant \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5 - l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (10.7.5\text{-}2)$$

式中 λ——计算剪跨比：当 $l_0/h \leqslant 2.0$ 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 $(0.92 l_0/h - 1.58)$，下限值为 $(0.42 l_0/h - 0.58)$；

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：

$$V_k \leqslant 0.5 f_{tk} b h_0 \quad (10.7.6)$$

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 $l_0/h \geqslant 1$ 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 $l_0/h \leqslant 1.0$ 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）。

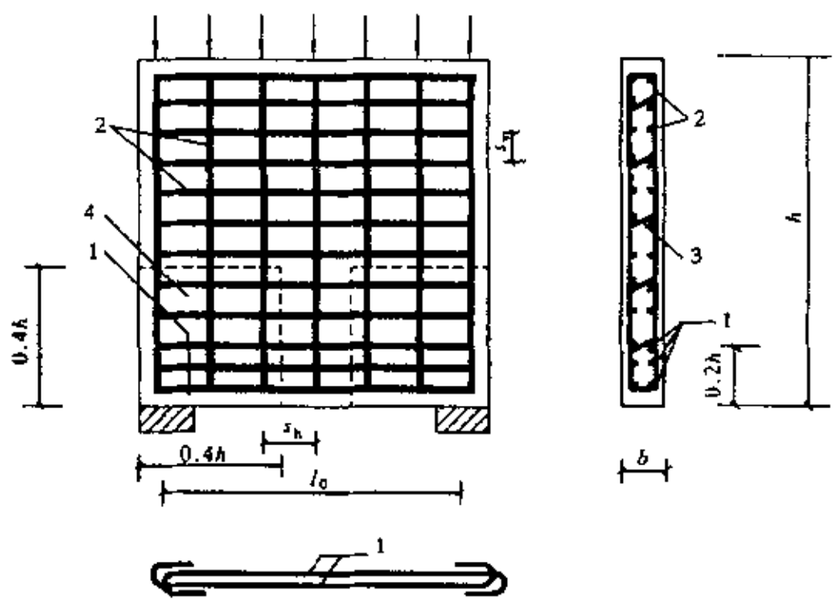


图 10.7.9-1 单跨深梁的钢筋配置

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

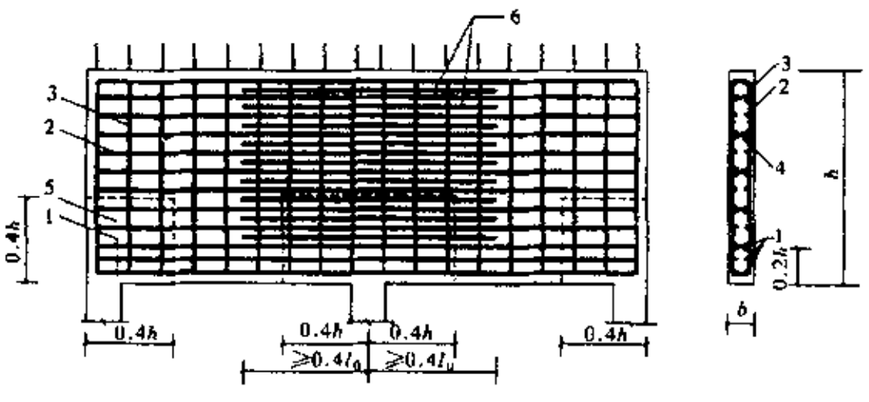


图 10.7.9-2 连续深梁的钢筋配置

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

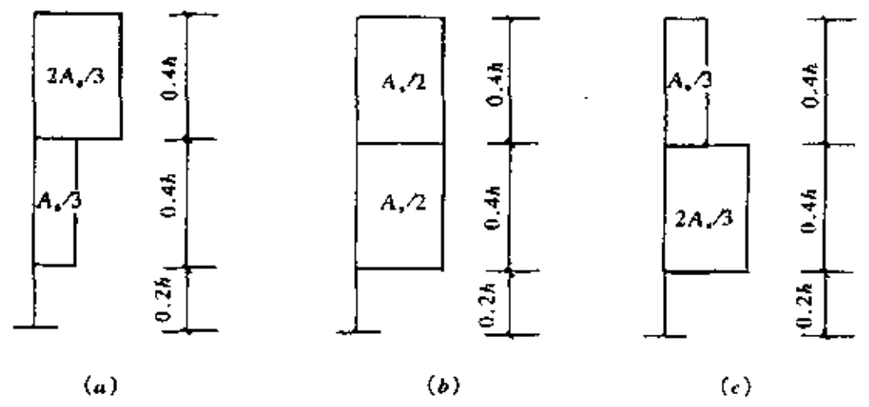


图 10.7.9-3 连续深梁中间支座截面纵向受拉钢筋在不同高度范围内的分配比例

(a) $1.5 < l_0/h \leqslant 2.5$；(b) $1 < l_0/h \leqslant 1.5$；(c) $l_0/h \leqslant 1$

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 $h_1 \leqslant h_b/2$ 时

$$s = b_b + h_b \qquad (10.7.12\text{-}1)$$

当 $h_1 > h_b/2$ 时

$$s = b_b + 2h_1 \qquad (10.7.12\text{-}2)$$

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。

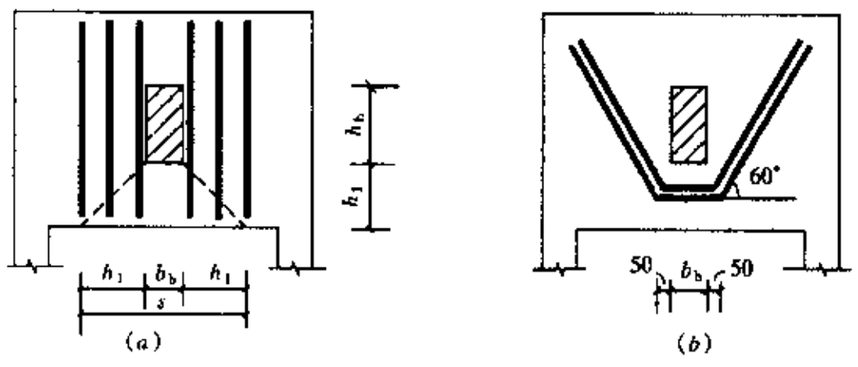


图 10.7.12 深梁承受集中荷载作用时的附加吊筋

（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 $a \leqslant h_0$ 时）的截面尺寸应符合下列要求（图 10.8.1）：

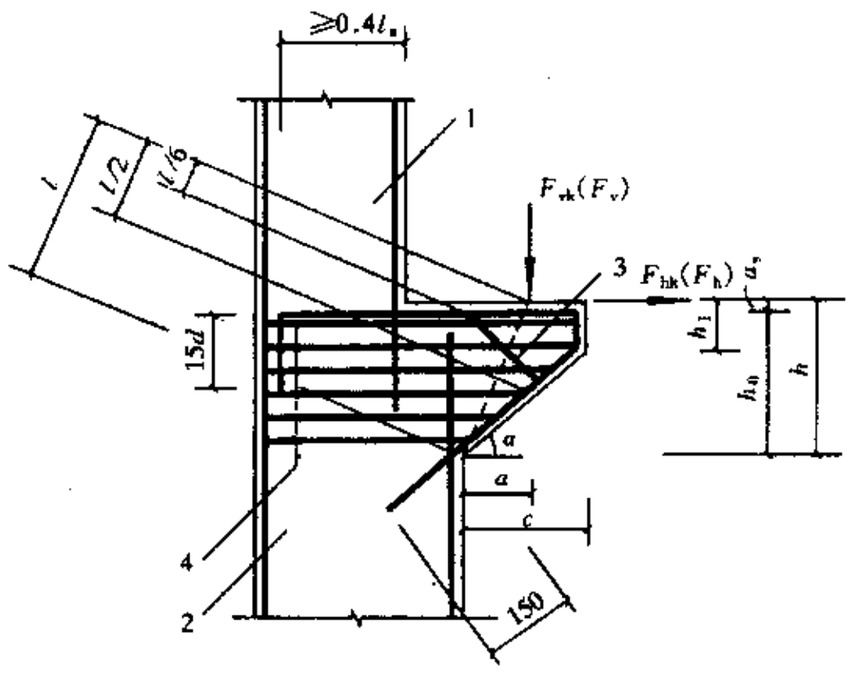


图 10.8.1 牛腿的外形及钢筋配置

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

1 牛腿的裂缝控制要求

$$F_{vk} \leqslant \beta\left(1 - 0.5\frac{F_{hk}}{F_{vk}}\right)\frac{f_{tk}bh_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \qquad (10.8.1)$$

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 $\alpha>45°$ 时，取 $\alpha=45°$，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：

$$A_s\geqslant\frac{F_v a}{0.85f_y h_0}+1.2\frac{F_h}{f_y}\qquad(10.8.2)$$

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 $a/h_0\geqslant0.3$ 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）：

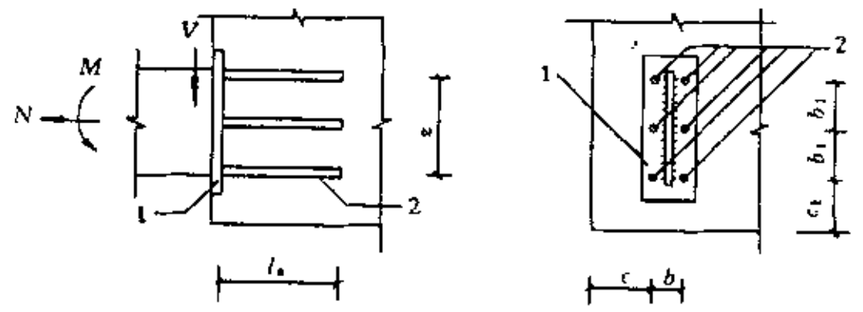


图 10.9.1 由锚板和直锚筋组成的预埋件

1—锚板；2—直锚筋

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：

$$A_s\geqslant\frac{V}{\alpha_r\alpha_v f_y}+\frac{N}{0.8\alpha_b f_y}+\frac{M}{1.3\alpha_r\alpha_b f_y z}\qquad(10.9.1\text{-}1)$$

$$A_s\geqslant\frac{N}{0.8\alpha_b f_y}+\frac{M}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z}\qquad(10.9.1\text{-}2)$$

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：

$$A_s\geqslant\frac{V-0.3N}{\alpha_r\alpha_v f_y}+\frac{M-0.4Nz}{1.3\alpha_r\alpha_b f_y z}\qquad(10.9.1\text{-}3)$$

$$A_s\geqslant\frac{M-0.4Nz}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z}\qquad(10.9.1\text{-}4)$$

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：

$$\alpha_v=(4.0-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}\qquad(10.9.1\text{-}5)$$

当 $\alpha_v>0.7$ 时，取 $\alpha_v=0.7$。

$$\alpha_b=0.6+0.25\frac{t}{d}\qquad(10.9.1\text{-}6)$$

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。

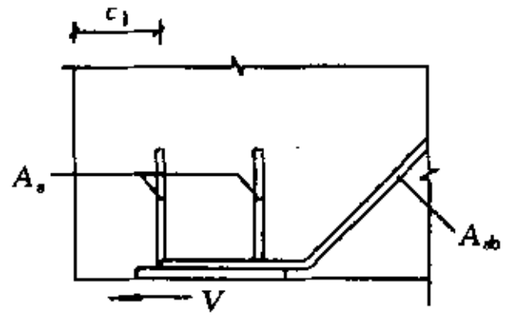


图 10.9.2　由锚板和弯折锚筋及直锚筋组成的预埋件

10.9.2　由锚板和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：

$$A_{sb} \geqslant 1.4\frac{V}{f_y} - 1.25\alpha_v A_s \qquad (10.9.2)$$

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/mm²；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，其灌筑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 的细石混凝土灌筑。

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 的细石混凝土灌筑，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
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	一	一
	剧场、体育馆等大跨度公共建筑		三		二		一		一
框架-剪力墙结构	高度（m）		≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50
	框架		四	三	三	二	二	一	一
	剪力墙		三	三	二	二	一	一	一
剪力墙结构	高度（m）		≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80	≤60
	剪力墙		四	三	三	二	二	一	一
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

$$l_{aE}=1.15l_a \qquad (11.1.7\text{-}1)$$

三级抗震等级

$$l_{aE}=1.05l_a \qquad (11.1.7\text{-}2)$$

四级抗震等级

$$l_{aE}=l_a \qquad (11.1.7\text{-}3)$$

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：

$$l_{lE}=\zeta l_{aE} \qquad (11.1.7\text{-}4)$$

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

$$x\leqslant 0.25h_0 \qquad (11.3.1\text{-}1)$$

二、三级抗震等级

$$x\leqslant 0.35h_0 \qquad (11.3.1\text{-}2)$$

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

$$V_b=1.1\frac{(M^l_{bua}+M^r_{bua})}{l_n}+V_{Gb} \qquad (11.3.2\text{-}1)$$

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

$$V_b=1.3\frac{(M^l_b+M^r_b)}{l_n}+V_{Gb} \qquad (11.3.2\text{-}2)$$

二级抗震等级

$$V_b=1.2\frac{(M^l_b+M^r_b)}{l_n}+V_{Gb} \qquad (11.3.2\text{-}3)$$

三级抗震等级

$$V_b=1.1\frac{(M^l_b+M^r_b)}{l_n}+V_{Gb} \qquad (11.3.2\text{-}4)$$

四级抗震等级，取地震作用组合下的剪力设计值。

式中 M^{l}_{bua}、M^{r}_{bua}——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^{l}_{b}、M^{r}_{b}——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^{l}_{bua}与M^{r}_{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^{l}_{b}与M^{r}_{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：

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20\beta_c f_c b h_0) \qquad (11.3.3)$$

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

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.42 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0\right] \qquad (11.3.4\text{-}1)$$

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

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0\right] \qquad (11.3.4\text{-}2)$$

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 框架梁截面尺寸宜符合下列要求：

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
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：

一级抗震等级 $\rho_{sv} \geqslant 0.30 \frac{f_t}{f_{yv}}$ (11.3.9-1)

二级抗震等级 $\rho_{sv} \geqslant 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}}$ (11.3.9-2)

三、四级抗震等级 $\rho_{sv} \geqslant 0.26 \frac{f_t}{f_{yv}}$ (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

$$\Sigma M_c = 1.2\Sigma M_{bua} \quad (11.4.2\text{-}1)$$

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

$$\Sigma M_c = 1.4\Sigma M_b \quad (11.4.2\text{-}2)$$

二级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.2\Sigma M_b \quad (11.4.2\text{-}3)$$

三级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.1\Sigma M_b \quad (11.4.2\text{-}4)$$

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

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (11.4.4\text{-}1)$$

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

$$V_c = 1.4 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.4\text{-}2)$$

二级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.4\text{-}3)$$

三级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.4\text{-}4)$$

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

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.2\beta_c f_c b h_0) \qquad (11.4.8\text{-}1)$$

框支柱和剪跨比 $\lambda \leqslant 2$ 的框架柱

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b h_0) \qquad (11.4.8\text{-}2)$$

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：

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + 0.056N\right] \qquad (11.4.9)$$

式中 λ——框架柱和框支柱的计算剪跨比，取 $\lambda = M/(Vh_0)$；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 $N>0.3f_cA$ 时，取 $N=0.3f_cA$。

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：

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 - 0.2N\right] \qquad (11.4.10)$$

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 $0.36f_t b h_0$。

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 框架柱的截面尺寸宜符合下列要求：

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 $\lambda \leqslant 2$ 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 $\lambda \leqslant 2$ 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 倍箍筋直径中的较小值；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 $N/(f_cA)$ 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 $N/(f_cA)$ 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 $\lambda \leqslant 2$ 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：

$$\rho_v \geqslant \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \tag{11.4.17}$$

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 $\lambda \leqslant 2$ 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：$l \leqslant 2h$，垂直排架平面：$l \leqslant 2b$）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

$$V_j = 1.15 \frac{(M^l_{bua} + M^r_{bua})}{h_{b0} - a'_s} \quad (11.6.2\text{-}1)$$

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

$$V_j = 1.15 \frac{(M^l_{bua} + M^r_{bua})}{h_{b0} - a'_s}\left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (11.6.2\text{-}2)$$

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

$$V_j = 1.35 \frac{(M^l_b + M^r_b)}{h_{b0} - a'_s} \quad (11.6.2\text{-}3)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{(M^l_b + M^r_b)}{h_{b0} - a'_s}\left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (11.6.2\text{-}4)$$

2）二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.2\frac{(M_b^r + M_b^l)}{h_{b0} - a'_s} \qquad (11.6.2\text{-}5)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.2\frac{(M_b^r + M_b^l)}{h_{b0} - a'_s}\left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \qquad (11.6.2\text{-}6)$$

式中 M_{bua}^r、M_{bua}^l——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^r、M_b^l——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（$M_{bua}^r + M_{bua}^l$），以及公式（11.6.2-3）至公式（11.6.2-6）中的（$M_b^r + M_b^l$），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：

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.3\eta_j\beta_c f_c b_j h_j) \qquad (11.6.3)$$

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 $b_b \geqslant b_c/2$ 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 $e_0 \leqslant b_c/4$ 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

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv}A_{svj}\frac{h_{b0} - a'_s}{s}\right] \qquad (11.6.4\text{-}1)$$

2 其他情况

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N\frac{b_j}{b_c} + f_{yv}A_{svj}\frac{h_{b0} - a'_s}{s}\right] \qquad (11.6.4\text{-}2)$$

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 $N > 0.5f_c b_c h_c$ 时，取 $N = 0.5f_c b_c h_c$；当 N 为拉力时，取 $N = 0$；

A_{svj}——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积；

h_{b0}——梁截面有效高度，节点两侧梁截面高度不等时取平均值。

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：

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.3\eta_j\beta_c f_c A_j) \qquad (11.6.5)$$

式中 A_j——节点核心区有效截面面积：当梁宽 $b_b \geqslant 0.5D$ 时，取 $A_j = 0.8D^2$；当 $0.4D \leqslant b_b < 0.5D$ 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

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(1.2\eta_j f_t A_j + 1.57f_{yv}A_{sh}\frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv}A_{svj}\frac{h_{b0} - a'_s}{s}\right) \qquad (11.6.6\text{-}1)$$

2 其他情况

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(1.5\eta_j f_t A_j + 0.05\eta_j\frac{N}{D^2}A_j + 1.57f_{yv}A_{sh}\frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv}A_{svj}\frac{h_{b0} - a'_s}{s}\right) \qquad (11.6.6\text{-}2)$$

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 11.6.7*a*）。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 11.6.7*b*）。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。

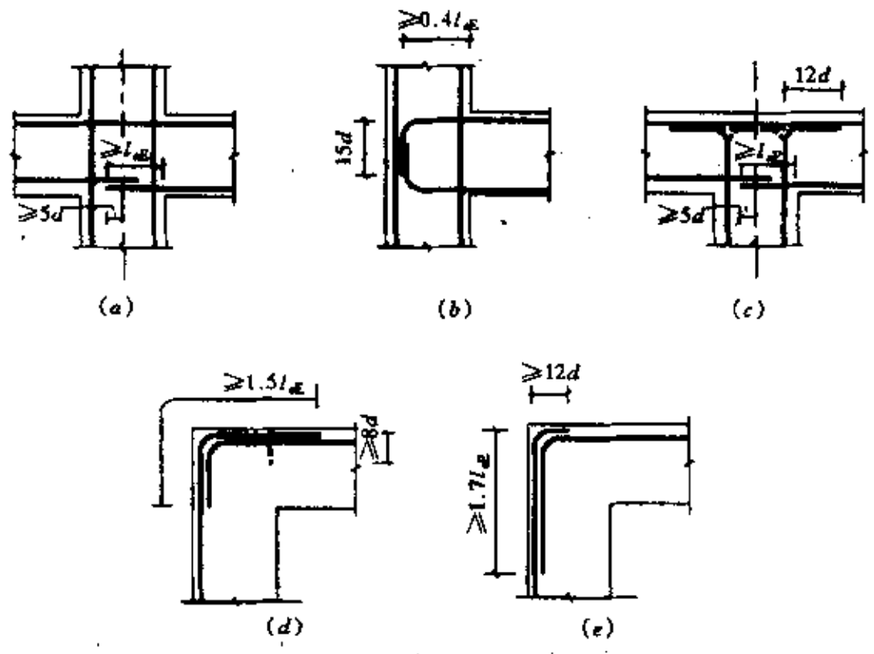


图 11.6.7 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接

（*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 11.6.7*c*）。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 11.6.7*d*），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 11.6.7*e*），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 $d \leqslant 25$mm 时，不宜小于 $6d$；当钢筋直径 $d > 25$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 $\lambda \leqslant 2$ 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。

铰接排架柱柱顶顶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

$$V_w = 1.1\frac{M_{wua}}{M}V \qquad (11.7.3\text{-}1)$$

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

$$V_w = 1.6V \qquad (11.7.3\text{-}2)$$

二级抗震等级

$$V_w = 1.4V \qquad (11.7.3\text{-}3)$$

三级抗震等级

$$V_w = 1.2V \qquad (11.7.3\text{-}4)$$

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

$$V_w = V \qquad (11.7.3\text{-}5)$$

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

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.2\beta_c f_c b h_0) \qquad (11.7.4\text{-}1)$$

当剪跨比 $\lambda \leqslant 2.5$ 时

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b h_0) \qquad (11.7.4\text{-}2)$$

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：

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.4 f_t b h_0 + 0.1N\frac{A_w}{A}\right) + 0.8 f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_0\right] \qquad (11.7.5)$$

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 $N > 0.2 f_c b h$ 时，取 $N = 0.2 f_c b h$；

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：

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.4 f_t b h_0 - 0.1N\frac{A_w}{A}\right) + 0.8 f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_0\right] \qquad (11.7.6)$$

当公式（11.7.6）右边方括号内的计算值小于 $0.8 f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_0$ 时，取等于 $0.8 f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_0$。

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

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.6 f_y A_s + 0.8N) \qquad (11.7.7\text{-}1)$$

当施工缝承受轴向拉力时

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.6 f_y A_s - 0.8N) \qquad (11.7.7\text{-}2)$$

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：

$$V_{wb} \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.2 f_c \beta_c b h_0) \quad (11.7.8\text{-}1)$$

2）剪力墙连梁的斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_{wb} \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(0.42 f_t b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0\right) \quad (11.7.8\text{-}2)$$

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 $l_0/h \leqslant 2.5$ 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 $l_0/h \leqslant 2.0$，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 剪力墙的水平和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和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 $N/(f_cA)$ 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 $N/(f_cA)$ 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):

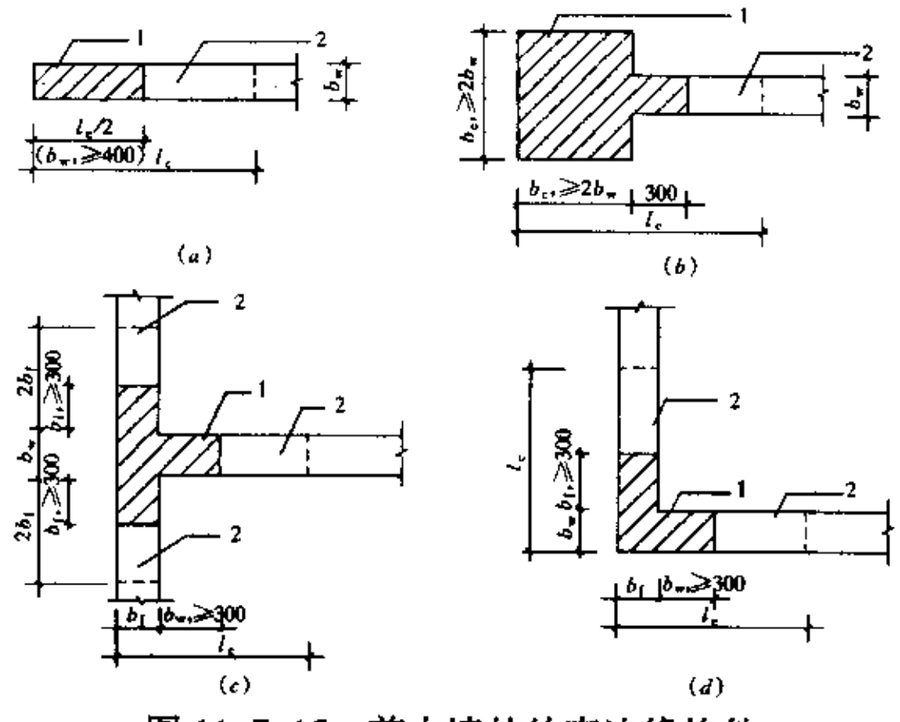


图 11.7.15 剪力墙的约束边缘构件

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：

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \tag{11.7.15}$$

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。

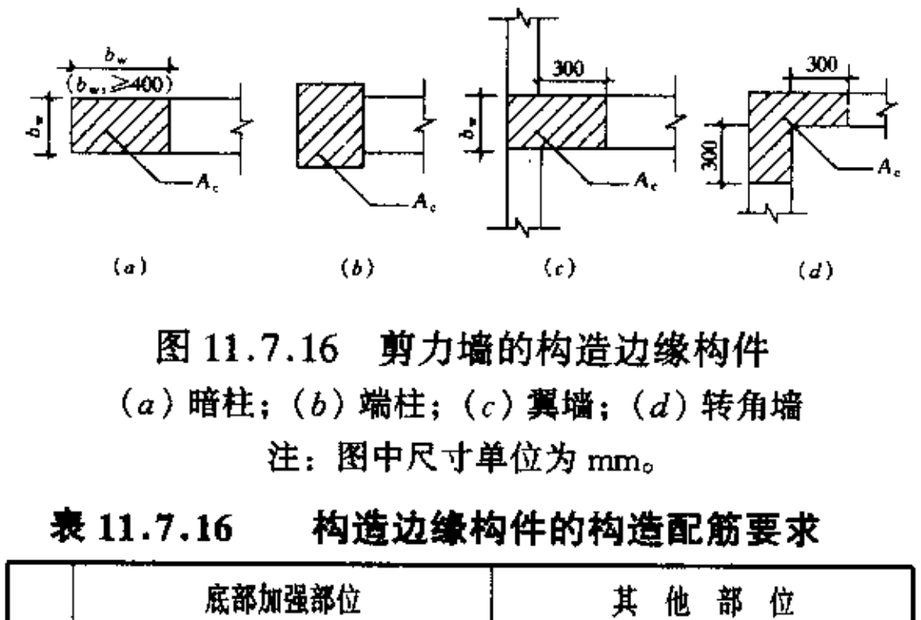


图 11.7.16 剪力墙的构造边缘构件

(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

$$x \leqslant 0.25h_0 \qquad (11.8.3\text{-}1)$$

二、三级抗震等级

$$x \leqslant 0.35h_0 \qquad (11.8.3\text{-}2)$$

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

$$\frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s} \leqslant 0.55 \qquad (11.8.4\text{-}1)$$

二、三级抗震等级

$$\frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s} \leqslant 0.75 \qquad (11.8.4\text{-}2)$$

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

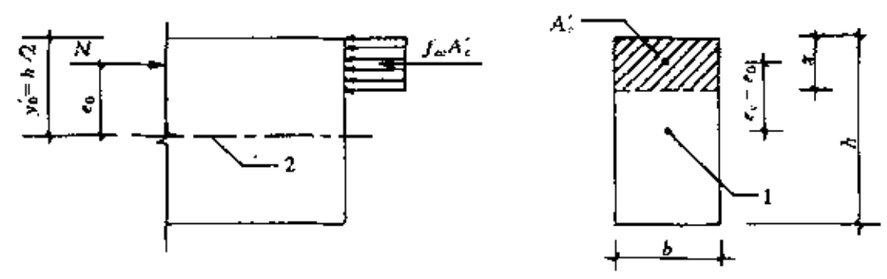
$$N \leqslant \varphi f_{cc} A'_c \qquad (A.2.1\text{-}1)$$

受压区高度 x 应按下列条件确定：

$$e_c = e_0 \qquad (A.2.1\text{-}2)$$

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：

$$e_0 \leqslant 0.9y'_0 \qquad (A.2.1\text{-}3)$$



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）

$$N \leqslant \varphi f_{cc} b(h - 2e_0) \qquad (A.2.1\text{-}4)$$

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 $e_0 \geqslant 0.45y'_0$ 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 $e_0 \geqslant 0.45y'_0$ 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

$$N \leqslant \varphi \frac{\gamma f_{ct} A}{\frac{e_0 A}{W} - 1} \qquad (A.2.2\text{-}1)$$

2 矩形截面

$$N \leqslant \varphi \frac{\gamma f_{ct} bh}{\frac{6e_0}{h} - 1} \qquad (A.2.2\text{-}2)$$

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

$$M \leqslant \gamma f_{ct} W \qquad (A.3.1\text{-}1)$$

2 矩形截面

$$M \leqslant \frac{\gamma f_{ct} bh^2}{6} \qquad (A.3.1\text{-}2)$$

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

$$F_l \leqslant \omega \beta_l f_{cc} A_l \qquad (A.5.1\text{-}1)$$

2 局部受压面上尚有非局部荷载作用

$$F_l \leqslant \omega \beta_l (f_{cc} - \sigma) A_l \qquad (A.5.1\text{-}2)$$

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 $d = 8.2$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 2200～2400kg/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^*、$\varepsilon/\varepsilon_c$、$\sigma/f_t^*$、$\varepsilon/\varepsilon_t$、$f_3/f_c^*$ 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：

$$f_{cm} = f_{ck}/(1 - 1.645\delta_c) \qquad \text{(C.1.3-1)}$$

$$f_{tm} = f_{tk}/(1 - 1.645\delta_t) \qquad \text{(C.1.3-2)}$$

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 $x \leqslant 1$ 时

$$y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 \qquad \text{(C.2.1-1)}$$

当 $x > 1$ 时

$$y = \frac{x}{\alpha_d(x-1)^2 + x} \qquad \text{(C.2.1-2)}$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \qquad \text{(C.2.1-3)}$$

$$y = \frac{\sigma}{f_c^*} \qquad \text{(C.2.1-4)}$$

式中　α_a、α_d——单轴受压应力 - 应变曲线上升段、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。

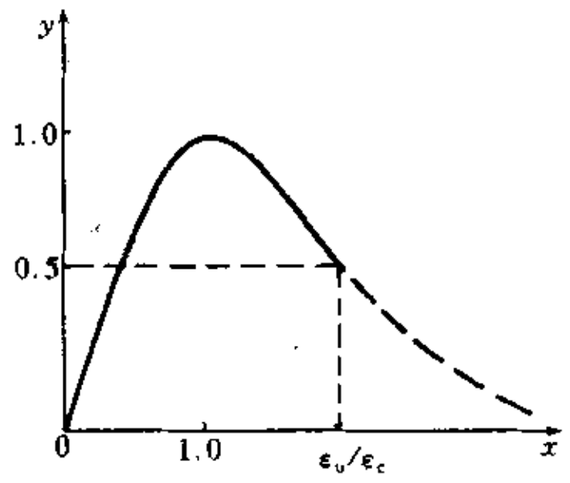


图 C.2.1　单轴受压的应力 - 应变曲线

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
$\varepsilon_u/\varepsilon_c$	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 $x \leqslant 1$ 时

$$y = 1.2x - 0.2x^6 \qquad \text{(C.2.2-1)}$$

当 $x > 1$ 时

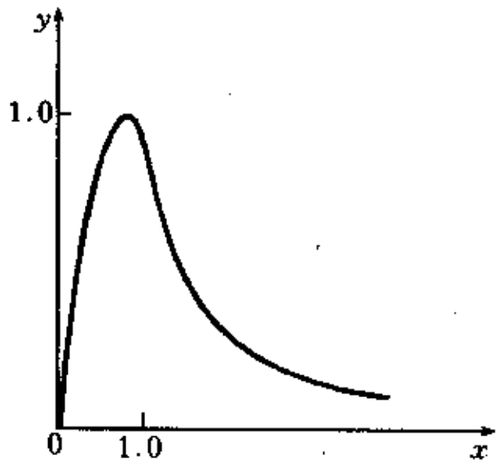


图 C.2.2　单轴受拉的应力 - 应变曲线

$$y = \frac{x}{\alpha_t (x-1)^{1.7} + x} \qquad \text{(C.2.2-2)}$$

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_t} \qquad \text{(C.2.2-3)}$$

$$y = \frac{\sigma}{f_t^*} \qquad \text{(C.2.2-4)}$$

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_{tm}）；

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/mm²)	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：

$$|\sigma_i| \leqslant |f_i| \quad (i = 1,2,3) \qquad \text{(C.3.1)}$$

式中　σ_i——混凝土主应力值：受拉为正，受压为负，且 $\sigma_1 \geqslant \sigma_2 \geqslant \sigma_3$；

f_i——混凝土多轴强度：受拉为正，受压为负，且 $f_1 \geqslant f_2 \geqslant f_3$，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。

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（f_1）可取 $0.9f_t^*$。

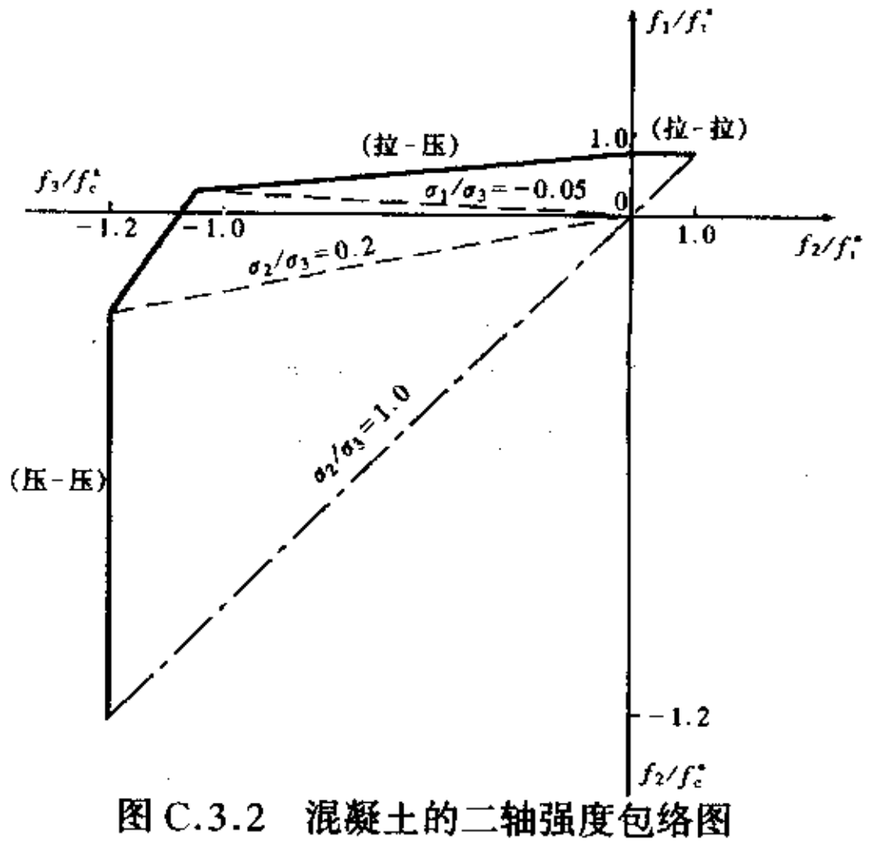


图 C.3.2　混凝土的二轴强度包络图

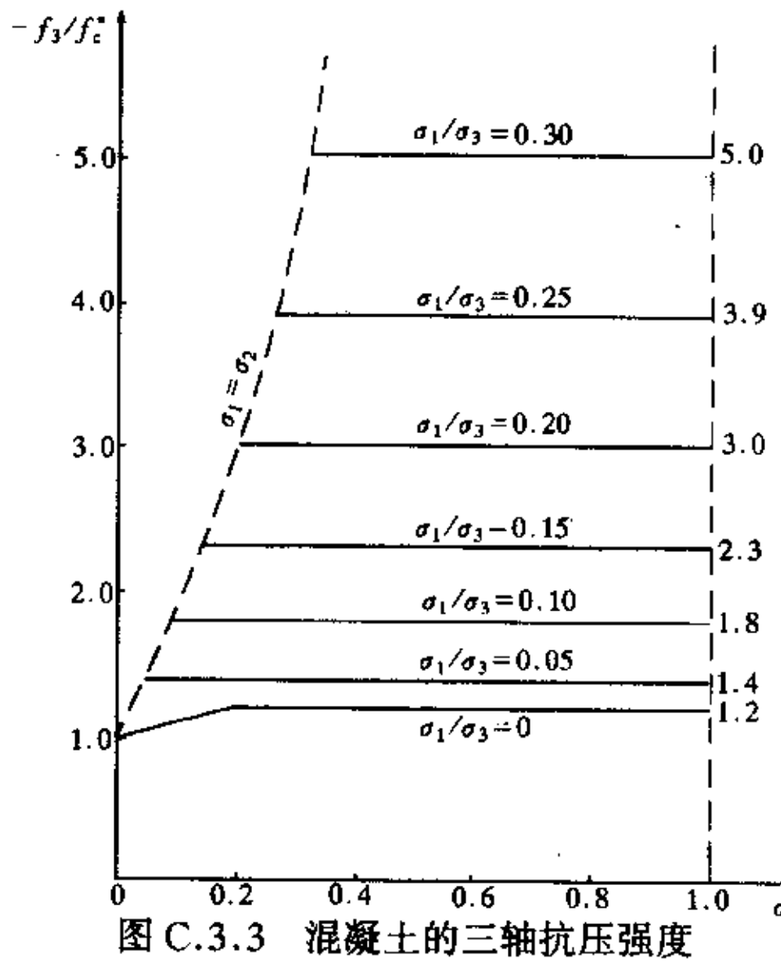


图 C.3.3　混凝土的三轴抗压强度

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：

$$\frac{\tau_{oct}}{f_c^*} = a\left(\frac{b - \sigma_{oct}/f_c^*}{c - \sigma_{oct}/f_c^*}\right)^d \qquad \text{(C.4.1-1)}$$

$$c = c_t\left(\cos\frac{3}{2}\theta\right)^{1.5} + c_c\left(\sin\frac{3}{2}\theta\right)^2 \qquad \text{(C.4.1-2)}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{f_1 + f_2 + f_3}{3} \qquad \text{(C.4.1-3)}$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(f_1 - f_2)^2 + (f_2 - f_3)^2 + (f_3 - f_1)^2} \tag{C.4.1-4}$$

$$\theta = \arccos\frac{2f_1 - f_2 - f_3}{3\sqrt{2}\tau_{oct}} \tag{C.4.1-5}$$

式中 σ_{oct}——按混凝土多轴强度计算的八面体正应力；

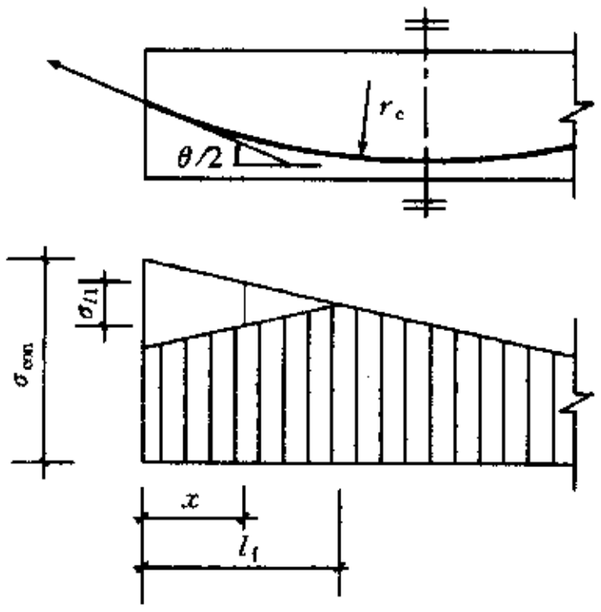
τ_{oct}——按混凝土多轴强度计算的八面体剪应力；

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 $\theta \leqslant 30°$ 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}

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{con} l_f\left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa\right)\left(1 - \frac{x}{l_f}\right) \tag{D.0.1-1}$$

反向摩擦影响长度 l_f（m）可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{con}(\mu/r_c + \kappa)}} \tag{D.0.1-2}$$

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；

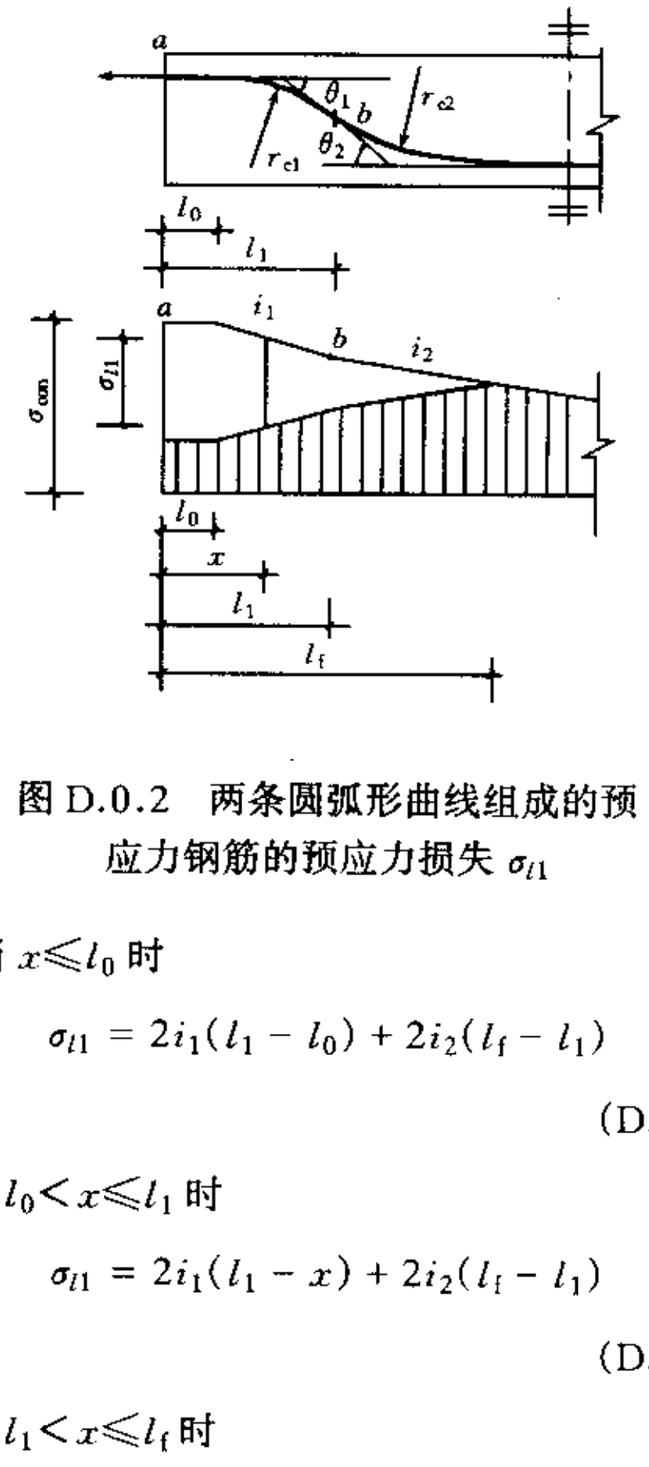
κ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，按本规范表6.2.4采用；

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 $\theta \leqslant 30°$）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 $x \leqslant l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_f - l_1) \tag{D.0.2-1}$$

当 $l_0 < x \leqslant l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \tag{D.0.2-2}$$

当 $l_1 < x \leqslant l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \tag{D.0.2-3}$$

反向摩擦影响长度 l_f（m）可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2} + l_1^2} \tag{D.0.2-4}$$

$$i_1 = \sigma_a(\kappa + \mu/r_{c1}) \tag{D.0.2-5}$$

$$i_2 = \sigma_b(\kappa + \mu/r_{c2}) \qquad \text{(D.0.3-6)}$$

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：

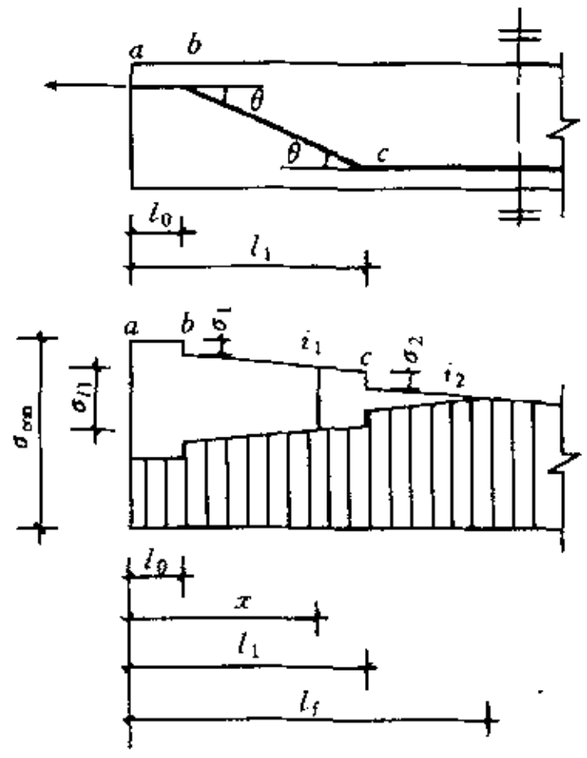


图 D.0.3 折线形预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

当 $x \leqslant l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \qquad \text{(D.0.3-1)}$$

当 $l_0 < x \leqslant l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \qquad \text{(D.0.3-2)}$$

当 $l_1 < x \leqslant l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \qquad \text{(D.0.3-3)}$$

反向摩擦影响长度 l_f（m）可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2\sigma_1l_0 + 2\sigma_2l_1}{i_2} + l_1^2} \qquad \text{(D.0.3-4)}$$

$$i_1 = \sigma_{con}(1 - \mu\theta)\kappa \qquad \text{(D.0.3-5)}$$

$$i_2 = \sigma_{con}[1 - \kappa(l_1 - l_0)]$$

$$(1 - \mu\theta)^2\kappa$$

$$\sigma_1 = \sigma_{con}\mu\theta \qquad \text{(D.0.3-7)}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{con}[1 - \kappa(l_1 - l_0)]$$

$$(1 - \mu\theta)\mu\theta \qquad \text{(D.0.3-8)}$$

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}

$$\sigma_{l5} = \frac{0.9\alpha_p\sigma_{pc}\varphi_\infty + E_s\epsilon_\infty}{1 + 15\rho} \qquad \text{(E.0.1-1)}$$

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 ϵ_∞ ($\times 10^{-4}$)				徐变系数终极值 φ_∞			
理论厚度 $\frac{2A}{u}$ (mm)	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600

续表

终极值		收缩应变终极值 ε_{∞} ($\times 10^{-4}$)				徐变系数终极值 φ_{∞}			
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}

$$\sigma'_{l5} = \frac{0.9\alpha_p\sigma'_{pc}\varphi_{\infty} + E_s\varepsilon_{\infty}}{1 + 15\rho'} \qquad (E.0.1\text{-}2)$$

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.0.1*a*），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.0.1*b*）：

$$\varepsilon_{ci} = \phi_u[(x_{ci}\sin\theta + y_{ci}\cos\theta) - r] \qquad (F.0.1\text{-}1)$$

$$\varepsilon_{sj} = -\phi_u[(x_{sj}\sin\theta + y_{sj}\cos\theta) - r] \qquad (F.0.1\text{-}2)$$

$$\varepsilon_{pk} = -\phi_u[(x_{pk}\sin\theta + y_{pk}\cos\theta) - r] + \varepsilon_{p0k} \qquad (F.0.1\text{-}3)$$

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：

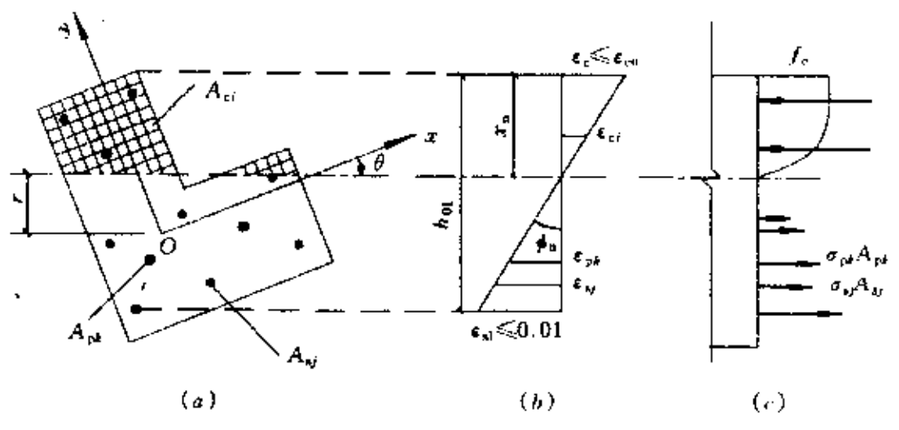
1）当截面受压区外边缘的混凝土压应变 ε_c 达到混凝土极限压应变 ε_{cu} 且受拉区最外排钢筋的应变 ε_{sl} 小于0.01时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} \qquad (F.0.1\text{-}4)$$

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：

$$\phi_u = \frac{0.01}{h_{01} - x_n} \qquad (F.0.1\text{-}5)$$

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）：

$$N \leqslant \sum_{i=1}^{l} \sigma_{ci} A_{ci} - \sum_{j=1}^{m} \sigma_{sj} A_{sj} - \sum_{k=1}^{n} \sigma_{pk} A_{pk} \quad \text{(F.0.1-6)}$$

$$M_x \leqslant \sum_{i=1}^{l} \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} - \sum_{j=1}^{m} \sigma_{sj} A_{sj} x_{sj} - \sum_{k=1}^{n} \sigma_{pk} A_{pk} x_{pk} \quad \text{(F.0.1-7)}$$

$$M_y \leqslant \sum_{i=1}^{l} \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} - \sum_{j=1}^{m} \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} - \sum_{k=1}^{n} \sigma_{pk} A_{pk} y_{pk} \quad \text{(F.0.1-8)}$$

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_{si} 应满足本规范公式（7.1.5-5）的条件；序号 j 为 1，2，…，m，此处，m 为普通钢筋单元数；

A_{sj}——第 j 个普通钢筋单元面积；

x_{sj}、y_{sj}——第 j 个普通钢筋单元重心到 y 轴、x 轴的距离，x_{sj} 在 y 轴右侧及 y_{sj} 在 x 轴上侧时取正值；

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,…,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：

$$F_{l,eq} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{unb} a_{AB}}{I_c} u_m h_0 \quad \text{(G.0.1-1)}$$

$$M_{unb} = M_{unb,c} - F_l e_g \quad \text{(G.0.1-2)}$$

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：

$$F_{l,eq} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{unb} a_{CD}}{I_c} u_m h_0 \quad \text{(G.0.1-3)}$$

$$M_{unb} = M_{unb,c} + F_l e_g \quad \text{(G.0.1-4)}$$

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，$e_g=0$。

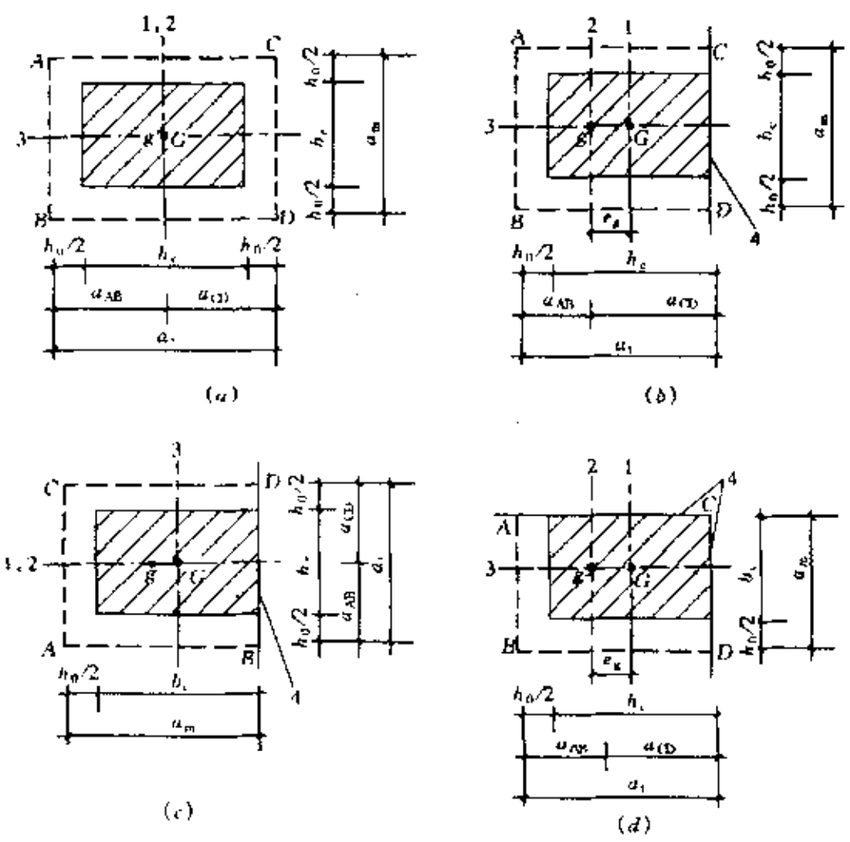


图 G.0.1 矩形柱及受冲切承载力计算的几何参数

（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 $\alpha_{0x}M_{unb,x}$、$\alpha_{0y}M_{unb,y}$时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,eq}=F_l+\tau_{unb,max}u_m h_0 \qquad (G.0.1\text{-}5)$$

$$\tau_{unb,max}=\frac{\alpha_{0x}M_{unb,x}a_x}{I_{cx}}+\frac{\alpha_{0y}M_{unb,y}a_y}{I_{cy}} \qquad (G.0.1\text{-}6)$$

式中 $\tau_{unb,max}$——双向不平衡弯矩在临界截面上产生的最大剪应力设计值；

$M_{unb,x}$、$M_{unb,y}$——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 $F_{l,eq}$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）：

$$I_c=\frac{h_0 a_t^3}{6}+2h_0 a_m\left(\frac{a_t}{2}\right)^2 \qquad (G.0.2\text{-}1)$$

$$a_{AB}=a_{CD}=\frac{a_t}{2} \qquad (G.0.2\text{-}2)$$

$$e_g=0 \qquad (G.0.2\text{-}3)$$

$$\alpha_0=1-\frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{h_c+h_0}{b_c+h_0}}} \qquad (G.0.2\text{-}4)$$

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）

$$I_c=\frac{h_0 a_t^3}{6}+h_0 a_m a_{AB}^2+2h_0 a_t\left(\frac{a_t}{2}-a_{AB}\right)^2 \qquad (G.0.2\text{-}5)$$

$$a_{AB}=\frac{a_t^2}{a_m+2a_t} \qquad (G.0.2\text{-}6)$$

$$a_{CD}=a_t-a_{AB} \qquad (G.0.2\text{-}7)$$

$$e_g=a_{CD}-\frac{h_c}{2} \qquad (G.0.2\text{-}8)$$

$$\alpha_0=1-\frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{h_c+h_0/2}{b_c+h_0}}} \qquad (G.0.2\text{-}9)$$

2）弯矩作用平面平行于自由边（图 G.0.1c）

$$I_c=\frac{h_0 a_t^3}{12}+2h_0 a_m\left(\frac{a_t}{2}\right)^2 \qquad (G.0.2\text{-}10)$$

$$a_{AB}=a_{CD}=\frac{a_t}{2} \qquad (G.0.2\text{-}11)$$

$$e_g=0 \qquad (G.0.2\text{-}12)$$

$$\alpha_0=1-\frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{h_c+h_0}{b_c+h_0/2}}} \qquad (G.0.2\text{-}13)$$

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）：

$$I_c=\frac{h_0 a_t^3}{12}+h_0 a_m a_{AB}^2+h_0 a_t\left(\frac{a_t}{2}-a_{AB}\right)^2 \qquad (G.0.2\text{-}14)$$

$$a_{AB} = \frac{a_t^2}{2(a_m + a_t)} \qquad \text{(G.0.2-15)}$$

$$a_{CD} = a_t - a_{AB} \qquad \text{(G.0.2-16)}$$

$$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \qquad \text{(G.0.2-17)}$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{h_c + h_0/2}{b_c + h_0/2}}} \qquad \text{(G.0.2-18)}$$

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”。