

前 言

根据原建设部《关于印发〈2006年工程建设标准规范制订、修订计划（第一批）〉的通知》（建标〔2006〕77号文）要求，本规范由中国建筑科学研究院会同有关单位经调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上修订完成。

本规范的主要内容是：总则、术语和符号、基本设计规定、材料、结构分析、承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算、构造规定、结构构件的基本规定、预应力混凝土结构构件、混凝土结构构件抗震设计以及有关的附录。

本规范修订的主要技术内容是：1. 补充了结构方案、结构防连续倒塌、既有结构设计和无粘结预应力设计的原则规定；2. 修改了正常使用极限状态验算的有关规定；3. 增加了500MPa级带肋钢筋，以300MPa级光圆钢筋取代了235MPa级钢筋；4. 补充了复合受力构件设计的相关规定，修改了受剪、受冲切承载力计算公式；5. 调整了钢筋的保护层厚度、钢筋锚固长度和纵向受力钢筋最小配筋率的有关规定；6. 补充、修改了柱双向受剪、连梁和剪力墙边缘构件的抗震设计相关规定；7. 补充、修改了预应力混凝土构件及板柱节点抗震设计的相关要求。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释，由中国建筑科学研究院负责具体技术内容的解释。执行本规范过程中如有意见或建议，请寄送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（地址：北京市北三环东路30号，邮编：100013）。

本规范主编单位：中国建筑科学研究院

本规范参编单位：清华大学

同济大学

重庆大学

天津大学

东南大学

郑州大学

大连理工大学

哈尔滨工业大学

浙江大学

湖南大学

西安建筑科技大学

河海大学

国家建筑工程质量监督检验中心

中国建筑设计研究院

北京市建筑设计研究院

华东建筑设计研究院有限公司

中国建筑西南设计研究院

南京市建筑设计研究院有限公司

中国航空工业规划设计研究院

国家建筑钢材质量监督检验中心

中建国际建设公司

北京榆构有限公司

本规范主要起草人员：赵基达 徐有邻 黄小坤 陶学康

李云贵 李东彬 叶列平 李杰

傅剑平 王铁成 刘立新 邱洪兴

邸小坛 王晓锋 朱爱萍 宋玉普

郑文忠 金伟良 梁兴文 易伟建

吴胜兴 范重 柯长华 张凤新

左江 贾洁 吴小宾 朱建国

蒋勤俭 邓明胜 刘 刚
本规范主要审查人员：吴学敏 徐永基 白生翔 李明顺
汪大绥 程懋堃 康谷贻 莫 庸
王振华 胡家顺 孙慧中 陈国义
耿树江 赵君黎 刘琼祥 娄 宇
章一萍 李 霆 吴一红

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	基本设计规定	7
3.1	一般规定	7
3.2	结构方案	8
3.3	承载能力极限状态计算	9
3.4	正常使用极限状态验算	10
3.5	耐久性设计	13
3.6	防连续倒塌设计原则	16
3.7	既有结构设计原则	17
4	材料	19
4.1	混凝土	19
4.2	钢筋	21
5	结构分析	28
5.1	基本原则	28
5.2	分析模型	29
5.3	弹性分析	30
5.4	塑性内力重分布分析	31
5.5	弹塑性分析	32
5.6	塑性极限分析	33
5.7	间接作用分析	33
6	承载能力极限状态计算	34
6.1	一般规定	34

6.2	正截面承载力计算	34
6.3	斜截面承载力计算	54
6.4	扭曲截面承载力计算	64
6.5	受冲切承载力计算	73
6.6	局部受压承载力计算	77
6.7	疲劳验算	80
7	正常使用极限状态验算	88
7.1	裂缝控制验算	88
7.2	受弯构件挠度验算	97
8	构造规定	101
8.1	伸缩缝	101
8.2	混凝土保护层	102
8.3	钢筋的锚固	103
8.4	钢筋的连接	106
8.5	纵向受力钢筋的最小配筋率	109
9	结构构件的基本规定	111
9.1	板	111
9.2	梁	115
9.3	柱、梁柱节点及牛腿	123
9.4	墙	131
9.5	叠合构件	133
9.6	装配式结构	135
9.7	预埋件及连接件	137
10	预应力混凝土结构构件	141
10.1	一般规定	141
10.2	预应力损失值计算	150
10.3	预应力混凝土构造规定	155
11	混凝土结构构件抗震设计	162
11.1	一般规定	162
11.2	材料	166

11.3	框架梁	167
11.4	框架柱及框支柱	170
11.5	铰接排架柱	179
11.6	框架梁柱节点	181
11.7	剪力墙及连梁	186
11.8	预应力混凝土结构构件	198
11.9	板柱节点	200
附录 A	钢筋的公称直径、公称截面面积及理论重量	202
附录 B	近似计算偏压构件侧移二阶效应的增大系数法	204
附录 C	钢筋、混凝土本构关系与混凝土多轴强度准则	207
附录 D	素混凝土结构构件设计	221
附录 E	任意截面、圆形及环形构件正截面承载力计算	226
附录 F	板柱节点计算用等效集中反力设计值	232
附录 G	深受弯构件	237
附录 H	无支撑叠合梁板	244
附录 J	后张曲线预应力筋由锚具变形和预应力筋内缩 引起的预应力损失	251
附录 K	与时间相关的预应力损失	257
	本规范用词说明	260
	引用标准名录	261

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	General Requirements	7
3.1	General	7
3.2	Structural Scheme	8
3.3	Ultimate Limit States	9
3.4	Serviceability Limit States	10
3.5	Durability Requirements	13
3.6	Principles for Design of Preventing Progressive Collapse	16
3.7	Principles for Design of Existing Structures	17
4	Materials	19
4.1	Concrete	19
4.2	Steel Reinforcement	21
5	Structural Analysis	28
5.1	General	28
5.2	Analysis Model	29
5.3	Elastic Analysis	30
5.4	Analysis on Plastic Re-distribution of Internal Forces	31
5.5	Elastic-Plastic Analysis	32
5.6	Plastic Limit Analysis	33
5.7	Indirect Action Effect Analysis	33
6	Ultimate Limit States Design	34
6.1	General	34

6.2	Calculation of Flexural and Axial Capacity	34
6.3	Calculation of Shear Capacity	54
6.4	Calculation of Torsional Capacity	64
6.5	Calculation of Punching Shear Capacity	73
6.6	Calculation of Local Compression Capacity	77
6.7	Checking of Fatigue	80
7	Checking of Serviceability Limit States	88
7.1	Checking of Cracks	88
7.2	Checking of Deflection of Flexural Members	97
8	Detailing Requirements	101
8.1	Expansion Joint	101
8.2	Concrete Cover	102
8.3	Anchorage of Steel Reinforcement	103
8.4	Splices of Reinforcement	106
8.5	Minimum Ratio of Reinforcement for Flexural and Axial Loading Members	109
9	Fundamental Requirements for Structural Members	111
9.1	Slabs	111
9.2	Beams	115
9.3	Columns, Joints and Brackets	123
9.4	Walls	131
9.5	Composite Members	133
9.6	Precast Concrete Structures	135
9.7	Embedded Parts and Connecting Pieces	137
10	Prestressed Concrete Structural Members	141
10.1	General	141
10.2	Loss of Prestress	150
10.3	Detailing of Prestressed Concrete Members	155
11	Seismic Design of Reinforced Concrete Structural Members	162

11.1	General	162
11.2	Materials	166
11.3	Frame Beams	167
11.4	Frame Columns and Columns Supporting Structural Transfer Member	170
11.5	Column of Hinged Bent	179
11.6	Joints of Frame	181
11.7	Shear Walls and Coupling Beams	186
11.8	Prestressed Concrete Structural Members	198
11.9	Slab-Column Joints	200
Appendix A	Nominal Diameter, Sectional Areas and Theoretical Weight of Steel Reinforcement	202
Appendix B	Approximate Coefficient Method for Second Order Effect of Sway Structure	204
Appendix C	Constitutive Relations for Steel Reinforcement and Concrete and the Rule of Multi-axial Strength for Concrete	207
Appendix D	Design of Plain Concrete Structural Members	221
Appendix E	Calculation for Flexural and Axial Capacity of Circular, Annular and Arbitrary Cross Sections	226
Appendix F	Design Value of Equivalent Concentrated Reaction Used for Calculation of Slab-Column Joints	232
Appendix G	Deep Flexural Members	237
Appendix H	Composite Beam and Slab Without Shores	244
Appendix J	Loss of Prestress of Curved Post-tensioned-	

Tendons Due to Anchorage Seating and Tendon Shortening	251
Appendix K Time-dependent Loss of Prestress	257
Explanation of Wording in This Code	260
List of Quoted Standards	261

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，做到安全、适用、经济，保证质量，制定本规范。

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结构的设计。本规范不适用于轻骨料混凝土及特种混凝土结构的设计。

1.0.3 本规范依据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 及《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的原则制定。本规范是对混凝土结构设计的基本要求。

1.0.4 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标准的规定。

2 术语和符号

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

无筋或不配置受力钢筋的混凝土结构。

2.1.3 普通钢筋 steel bar

用于混凝土结构构件中的各种非预应力筋的总称。

2.1.4 预应力筋 prestressing tendon and/or bar

用于混凝土结构构件中施加预应力的钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋等的总称。

2.1.5 钢筋混凝土结构 reinforced concrete structure

配置受力普通钢筋的混凝土结构。

2.1.6 预应力混凝土结构 prestressed concrete structure

配置受力的预应力筋，通过张拉或其他方法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

在现场原位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 precast concrete structure

由预制混凝土构件或部件装配、连接而成的混凝土结构。

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，并在连接部位浇筑混凝土而形成整体受力的混凝土结构。

2.1.10 叠合构件 composite member

由预制混凝土构件（或既有混凝土结构构件）和后浇混凝土组成，以两阶段成型的整体受力结构构件。

2.1.11 深受弯构件 deep flexural member

跨高比小于 5 的受弯构件。

2.1.12 深梁 deep beam

跨高比小于 2 的简支单跨梁或跨高比小于 2.5 的多跨连续梁。

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

在台座上张拉预应力筋后浇筑混凝土，并通过放张预应力筋由粘结传递而建立预应力的混凝土结构。

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

浇筑混凝土并达到规定强度后，通过张拉预应力筋并在结构上锚固而建立预应力的混凝土结构。

2.1.15 无粘结预应力混凝土结构 unbonded prestressed concrete structure

配置与混凝土之间可保持相对滑动的无粘结预应力筋的后张法预应力混凝土结构。

2.1.16 有粘结预应力混凝土结构 bonded prestressed concrete structure

通过灌浆或与混凝土直接接触使预应力筋与混凝土之间相互粘结而建立预应力的混凝土结构。

2.1.17 结构缝 structural joint

根据结构设计需求而采取的分割混凝土结构间隔的总称。

2.1.18 混凝土保护层 concrete cover

结构构件中钢筋外边缘至构件表面范围用于保护钢筋的混凝土，简称保护层。

2.1.19 锚固长度 anchorage length

受力钢筋依靠其表面与混凝土的粘结作用或端部构造的挤压作用而达到设计承受应力所需的长度。

2.1.20 钢筋连接 splice of reinforcement

通过绑扎搭接、机械连接、焊接等方法实现钢筋之间内力传递的构造形式。

2.1.21 配筋率 ratio of reinforcement

混凝土构件中配置的钢筋面积（或体积）与规定的混凝土截面面积（或体积）的比值。

2.1.22 剪跨比 ratio of shear span to effective depth

截面弯矩与剪力和有效高度乘积的比值。

2.1.23 横向钢筋 transverse reinforcement

垂直于纵向受力钢筋的箍筋或间接钢筋。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

E_c ——混凝土的弹性模量；

E_s ——钢筋的弹性模量；

C30——立方体抗压强度标准值为 30N/mm^2 的混凝土强度等级；

HRB500——强度级别为 500MPa 的普通热轧带肋钢筋；

HRBF400——强度级别为 400MPa 的细晶粒热轧带肋钢筋；

RRB400——强度级别为 400MPa 的余热处理带肋钢筋；

HPB300——强度级别为 300MPa 的热轧光圆钢筋；

HRB400E——强度级别为 400MPa 且有较高抗震性能 of 普通热轧带肋钢筋；

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_{yk} 、 f_{pyk} ——普通钢筋、预应力筋屈服强度标准值；

f_{stk} 、 f_{ptk} ——普通钢筋、预应力筋极限强度标准值；

f_y 、 f'_y ——普通钢筋抗拉、抗压强度设计值；

f_{py} 、 f'_{py} ——预应力筋抗拉、抗压强度设计值；
 f_{yv} ——横向钢筋的抗拉强度设计值；
 δ_{gt} ——钢筋最大力下的总伸长率，也称均匀伸长率。

2.2.2 作用和作用效应

N ——轴向力设计值；
 N_k 、 N_q ——按荷载标准组合、准永久组合计算的轴向力值；
 N_{u0} ——构件的截面轴心受压或轴心受拉承载力设计值；
 N_{p0} ——预应力构件混凝土法向预应力等于零时的预加力；
 M ——弯矩设计值；
 M_k 、 M_q ——按荷载标准组合、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；
 F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值；
 σ_s 、 σ_p ——正截面承载力计算中纵向钢筋、预应力筋的应力；
 σ_{pe} ——预应力筋的有效预应力；
 σ_l 、 σ'_l ——受拉区、受压区预应力筋在相应阶段的预应力损失值；
 τ ——混凝土的剪应力；
 w_{max} ——按荷载准永久组合或标准组合，并考虑长期作用影响的计算最大裂缝宽度。

2.2.3 几何参数

b ——矩形截面宽度，T形、I形截面的腹板宽度；
 c ——混凝土保护层厚度；
 d ——钢筋的公称直径（简称直径）或圆形截面的直径；
 h ——截面高度；

- h_0 ——截面有效高度；
 l_{ab} 、 l_a ——纵向受拉钢筋的基本锚固长度、锚固长度；
 l_0 ——计算跨度或计算长度；
 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；
 A ——构件截面面积；
 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、受压区纵向预应力筋的截面面积；
 A_l ——混凝土局部受压面积；
 A_{cor} ——箍筋、螺旋筋或钢筋网所围的混凝土核心截面面积；
 B ——受弯构件的截面刚度；
 I ——截面惯性矩；
 W ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；
 W_t ——截面受扭塑性抵抗矩。

2.2.4 计算系数及其他

- α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；
 γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数；
 λ ——计算截面的剪跨比，即 $M/(Vh_0)$ ；
 ρ ——纵向受力钢筋的配筋率；
 ρ_v ——间接钢筋或箍筋的体积配筋率；
 ϕ ——表示钢筋直径的符号， $\phi 20$ 表示直径为 20mm 的钢筋。

3 基本设计规定

3.1 一般规定

3.1.1 混凝土结构设计应包括下列内容：

- 1 结构方案设计，包括结构选型、构件布置及传力途径；
- 2 作用及作用效应分析；
- 3 结构的极限状态设计；
- 4 结构及构件的构造、连接措施；
- 5 耐久性及施工的要求；
- 6 满足特殊要求结构的专门性能设计。

3.1.2 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，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。

3.1.3 混凝土结构的极限状态设计应包括：

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、发生不适于继续承载的变形或因结构局部破坏而引发的连续倒塌；

2 正常使用极限状态：结构或结构构件达到正常使用的某项规定限值或耐久性能的某种规定状态。

3.1.4 结构上的直接作用（荷载）应根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 及相关标准确定；地震作用应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 确定。

间接作用和偶然作用应根据有关的标准或具体情况确定。

直接承受吊车荷载的结构构件应考虑吊车荷载的动力系数。预制构件制作、运输及安装时应考虑相应的动力系数。对现浇结构，必要时应考虑施工阶段的荷载。

3.1.5 混凝土结构的安全等级和设计使用年限应符合现行国家

标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的规定。

混凝土结构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。对于结构中重要构件和关键传力部位，宜适当提高其安全等级。

3.1.6 混凝土结构设计应考虑施工技术水平以及实际工程条件的可行性。有特殊要求的混凝土结构，应提出相应的施工要求。

3.1.7 设计应明确结构的用途；在设计使用年限内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 结构方案

3.2.1 混凝土结构的设计方案应符合下列要求：

- 1 选用合理的结构体系、构件形式和布置；
- 2 结构的平、立面布置宜规则，各部分的质量和刚度宜均匀、连续；
- 3 结构传力途径应简捷、明确，竖向构件宜连续贯通、对齐；
- 4 宜采用超静定结构，重要构件和关键传力部位应增加冗余约束或有多条传力途径；
- 5 宜采取减小偶然作用影响的措施。

3.2.2 混凝土结构中结构缝的设计应符合下列要求：

- 1 应根据结构受力特点及建筑尺度、形状、使用功能要求，合理确定结构缝的位置和构造形式；
- 2 宜控制结构缝的数量，并应采取有效措施减少设缝对使用功能的不利影响；
- 3 可根据需要设置施工阶段的临时性结构缝。

3.2.3 结构构件的连接应符合下列要求：

- 1 连接部位的承载力应保证被连接构件之间的传力性能；
- 2 当混凝土构件与其他材料构件连接时，应采取可靠的措施；
- 3 应考虑构件变形对连接节点及相邻结构或构件造成的影响。

3.2.4 混凝土结构设计应符合节省材料、方便施工、降低能耗

与保护环境的要求。

3.3 承载能力极限状态计算

3.3.1 混凝土结构的承载能力极限状态计算应包括下列内容：

- 1 结构构件应进行承载力（包括失稳）计算；
- 2 直接承受重复荷载的构件应进行疲劳验算；
- 3 有抗震设防要求时，应进行抗震承载力计算；
- 4 必要时尚应进行结构的倾覆、滑移、漂浮验算；

5 对于可能遭受偶然作用，且倒塌可能引起严重后果的重要结构，宜进行防连续倒塌设计。

3.3.2 对持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况，当用内力的形式表达时，结构构件应采用下列承载能力极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (3.3.2-1)$$

$$R = R(f_c, f_s, a_k, \dots) / \gamma_{Rd} \quad (3.3.2-2)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数：在持久设计状况和短暂设计状况下，对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1，对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；对地震设计状况下应取 1.0；

S ——承载能力极限状态下作用组合的效应设计值：对持久设计状况和短暂设计状况应按作用的基本组合计算；对地震设计状况应按作用的地震组合计算；

R ——结构构件的抗力设计值；

$R(\cdot)$ ——结构构件的抗力函数；

γ_{Rd} ——结构构件的抗力模型不定性系数：静力设计取 1.0，对不确定性较大的结构构件根据具体情况取大于 1.0 的数值；抗震设计应采用承载力抗震调整系数 γ_{RE} 代替 γ_{Rd} ；

f_c 、 f_s ——混凝土、钢筋的强度设计值，应根据本规范第

4.1.4 条及第 4.2.3 条的规定取值；

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，应增减一个附加值。

注：公式 (3.3.2-1) 中的 $\gamma_0 S$ 为内力设计值，在本规范各章中用 N 、 M 、 V 、 T 等表达。

3.3.3 对二维、三维混凝土结构构件，当按弹性或弹塑性方法分析并以应力形式表达时，可将混凝土应力按区域等代成内力设计值，按本规范第 3.3.2 条进行计算；也可直接采用多轴强度准则进行设计验算。

3.3.4 对偶然作用下的结构进行承载能力极限状态设计时，公式 (3.3.2-1) 中的作用效应设计值 S 按偶然组合计算，结构重要性系数 γ_0 取不小于 1.0 的数值；公式 (3.3.2-2) 中混凝土、钢筋的强度设计值 f_c 、 f_s 改用强度标准值 f_{ck} 、 f_{yk} (或 f_{pyk})。

当进行结构防连续倒塌验算时，结构构件的承载力函数应按本规范第 3.6 节的原则确定。

3.3.5 对既有结构的承载能力极限状态设计，应按下列规定进行：

1 对既有结构进行安全复核、改变用途或延长使用年限而需验算承载能力极限状态时，应符合本规范第 3.3.2 条的规定；

2 对既有结构进行改建、扩建或加固改造而重新设计时，承载能力极限状态的计算应符合本规范第 3.7 节的规定。

3.4 正常使用极限状态验算

3.4.1 混凝土结构构件应根据其使用功能及外观要求，按下列规定进行正常使用极限状态验算：

1 对需要控制变形的构件，应进行变形验算；

2 对不允许出现裂缝的构件，应进行混凝土拉应力验算；

3 对允许出现裂缝的构件，应进行受力裂缝宽度验算；

4 对舒适度有要求的楼盖结构，应进行竖向自振频率验算。

3.4.2 对于正常使用极限状态，钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件应分别按荷载的准永久组合并考虑长期作用的影响或标准组

合并考虑长期作用的影响，采用下列极限状态设计表达式进行验算：

$$S \leq C \quad (3.4.2)$$

式中：S——正常使用极限状态荷载组合的效应设计值；

C——结构构件达到正常使用要求所规定的变形、应力、裂缝宽度和自振频率等的限值。

3.4.3 钢筋混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的准永久组合，预应力混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的标准组合，并均应考虑荷载长期作用的影响进行计算，其计算值不应超过表 3.4.3 规定的挠度限值。

表 3.4.3 受弯构件的挠度限值

构件类型		挠度限值
吊车梁	手动吊车	$l_0/500$
	电动吊车	$l_0/600$
屋盖、楼盖 及楼梯构件	当 $l_0 < 7\text{m}$ 时	$l_0/200 (l_0/250)$
	当 $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时	$l_0/250 (l_0/300)$
	当 $l_0 > 9\text{m}$ 时	$l_0/300 (l_0/400)$

- 注：1 表中 l_0 为构件的计算跨度；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；
- 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 构件制作时的起拱值和预加力所产生的反拱值，不宜超过构件在相应荷载组合作用下的计算挠度值。

3.4.4 结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为三级，等级划分及要求应符合下列规定：

一级——严格要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，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抗拉强度的标准值。

三级——允许出现裂缝的构件：对钢筋混凝土构件，按荷载

准永久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本规范表 3.4.5 规定的最大裂缝宽度限值。对预应力混凝土构件，按荷载标准组合并考虑长期作用的影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过本规范第 3.4.5 条规定的最大裂缝宽度限值；对二 a 类环境的预应力混凝土构件，尚应按荷载准永久组合计算，且构件受拉边缘混凝土的拉应力不应大于混凝土的抗拉强度标准值。

3.4.5 结构构件应根据结构类型和本规范第 3.5.2 条规定的环境类别，按表 3.4.5 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 3.4.5 结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度的限值 (mm)

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}	裂缝控制等级	w_{lim}
—	三级	0.30 (0.40)	三级	0.20
二 a		0.20		
二 b			二级	—
三 a、三 b			一级	—

- 注：1 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；
- 2 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 0.20mm；对钢筋混凝土屋面梁和托梁，其最大裂缝宽度限值应取为 0.30mm；
- 3 在一类环境下，对预应力混凝土屋架、托架及双向板体系，应按二级裂缝控制等级进行验算；对一类环境下的预应力混凝土屋面梁、托梁、单向板，应按表中二 a 类环境的要求进行验算；在一类和二 a 类环境下需作疲劳验算的预应力混凝土吊车梁，应按裂缝控制等级不低于二级的构件进行验算；
- 4 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 7 章的有关规定；
- 5 对于烟囱、筒仓和处于液体压力下的结构，其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定；
- 6 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；
- 7 表中的最大裂缝宽度限值为用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

3.4.6 对混凝土楼盖结构应根据使用功能的要求进行竖向自振频率验算，并宜符合下列要求：

- 1 住宅和公寓不宜低于 5Hz；
- 2 办公楼和旅馆不宜低于 4Hz；
- 3 大跨度公共建筑不宜低于 3Hz。

3.5 耐久性设计

3.5.1 混凝土结构应根据设计使用年限和环境类别进行耐久性设计，耐久性设计包括下列内容：

- 1 确定结构所处的环境类别；
- 2 提出对混凝土材料的耐久性基本要求；
- 3 确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度；
- 4 不同环境条件下的耐久性技术措施；
- 5 提出结构使用阶段的检测与维护要求。

注：对临时性的混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性要求。

3.5.2 混凝土结构暴露的环境类别应按表 3.5.2 的要求划分。

表 3.5.2 混凝土结构的环境类别

环境类别	条 件
—	室内干燥环境； 无侵蚀性静水浸没环境
二 a	室内潮湿环境； 非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二 b	干湿交替环境； 水位频繁变动环境； 严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境； 海风环境

续表 3.5.2

环境类别	条 件
三 b	盐渍土环境； 受除冰盐作用环境； 海岸环境
四	海水环境
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

- 注：1 室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态的环境；
 2 严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》GB 50176 的有关规定；
 3 海岸环境和海风环境宜根据当地情况，考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响，由调查研究和工程经验确定；
 4 受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境；受除冰盐作用环境是指被除冰盐溶液溅射的环境以及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑；
 5 暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。

3.5.3 设计使用年限为 50 年的混凝土结构，其混凝土材料应符合表 3.5.3 的规定。

表 3.5.3 结构混凝土材料的耐久性基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量 (%)	最大碱含量 (kg/m ³)
一	0.60	C20	0.30	不限制
二 a	0.55	C25	0.20	3.0
二 b	0.50 (0.55)	C30 (C25)	0.15	
三 a	0.45 (0.50)	C35 (C30)	0.15	
三 b	0.40	C40	0.10	

- 注：1 氯离子含量系指其占胶凝材料总量的百分比；
 2 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；其最低混凝土强度等级宜按表中的规定提高两个等级；
 3 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可适当放松；
 4 有可靠工程经验时，二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级；
 5 处于严寒和寒冷地区二 b、三 a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数；
 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。

3.5.4 混凝土结构及构件尚应采取下列耐久性技术措施：

1 预应力混凝土结构中的预应力筋应根据具体情况采取表面防护、孔道灌浆、加大混凝土保护层厚度等措施，外露的锚固端应采取封锚和混凝土表面处理等有效措施；

2 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 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；

4 处于二、三类环境中的悬臂构件宜采用悬臂梁-板的结构形式，或在其上表面增设防护层；

5 处于二、三类环境中的结构构件，其表面的预埋件、吊钩、连接件等金属部件应采取可靠的防锈措施，对于后张预应力混凝土外露金属锚具，其防护要求见本规范第 10.3.13 条；

6 处在三类环境中的混凝土结构构件，可采用阻锈剂、环氧树脂涂层钢筋或其他具有耐腐蚀性能的钢筋、采取阴极保护措施或采用可更换的构件等措施。

3.5.5 一类环境中，设计使用年限为 100 年的混凝土结构应符合下列规定：

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

2 混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；

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

4 混凝土保护层厚度应符合本规范第 8.2.1 条的规定；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小。

3.5.6 二、三类环境中，设计使用年限 100 年的混凝土结构应采取专门的有效措施。

3.5.7 耐久性环境类别为四类和五类的混凝土结构，其耐久性要求应符合有关标准的规定。

3.5.8 混凝土结构在设计使用年限内尚应遵守下列规定：

- 1 建立定期检测、维修制度；
- 2 设计中可更换的混凝土构件应按规定更换；
- 3 构件表面的防护层，应按规定维护或更换；
- 4 结构出现可见的耐久性缺陷时，应及时进行处理。

3.6 防连续倒塌设计原则

3.6.1 混凝土结构防连续倒塌设计宜符合下列要求：

- 1 采取减小偶然作用效应的措施；
- 2 采取使重要构件及关键传力部位避免直接遭受偶然作用的措施；
- 3 在结构容易遭受偶然作用影响的区域增加冗余约束，布置备用的传力途径；
- 4 增强疏散通道、避难空间等重要结构构件及关键传力部位的承载力和变形性能；
- 5 配置贯通水平、竖向构件的钢筋，并与周边构件可靠地锚固；
- 6 设置结构缝，控制可能发生连续倒塌的范围。

3.6.2 重要结构的防连续倒塌设计可采用下列方法：

- 1 局部加强法：提高可能遭受偶然作用而发生局部破坏的竖向重要构件和关键传力部位的安全储备，也可直接考虑偶然作用进行设计。

- 2 拉结构件法：在结构局部竖向构件失效的条件下，可根据具体情况分别按梁-拉结模型、悬索-拉结模型和悬臂-拉结模型进行承载力验算，维持结构的整体稳固性。

- 3 拆除构件法：按一定规则拆除结构的主要受力构件，验算剩余结构体系的极限承载力；也可采用倒塌全过程分析进行设计。

3.6.3 当进行偶然作用下结构防连续倒塌的验算时，作用宜考虑结构相应部位倒塌冲击引起的动力系数。在抗力函数的计算中，混凝土强度取强度标准值 f_{ck} ；普通钢筋强度取极限强度标

准值 f_{stk} ，预应力筋强度取极限强度标准值 f_{ptk} 并考虑锚具的影响。宜考虑偶然作用下结构倒塌对结构几何参数的影响。必要时尚应考虑材料性能在动力作用下的强化和脆性，并取相应的强度特征值。

3.7 既有结构设计原则

3.7.1 既有结构延长使用年限、改变用途、改建、扩建或需要进行加固、修复等，均应对其进行评定、验算或重新设计。

3.7.2 对既有结构进行安全性、适用性、耐久性及抗灾害能力评定时，应符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的原则要求，并应符合下列规定：

1 应根据评定结果、使用要求和后续使用年限确定既有结构的设计方案；

2 既有结构改变用途或延长使用年限时，承载能力极限状态验算应符合本规范的有关规定；

3 对既有结构进行改建、扩建或加固改造而重新设计时，承载能力极限状态的计算应符合本规范和相关标准的规定；

4 既有结构的正常使用极限状态验算及构造要求应符合本规范的规定；

5 必要时可对使用功能作相应的调整，提出限制使用的要求。

3.7.3 既有结构的设计应符合下列规定：

1 应优化结构方案，保证结构的整体稳固性；

2 荷载可按现行规范的规定确定，也可根据使用功能作适当的调整；

3 结构既有部分混凝土、钢筋的强度设计值应根据强度的实测值确定；当材料的性能符合原设计的要求时，可按原设计的规定取值；

4 设计时应考虑既有结构构件实际的几何尺寸、截面配筋、连接构造和已有缺陷的影响；当符合原设计的要求时，可按原设

计的规定取值；

5 应考虑既有结构的承载历史及施工状态的影响；对二阶段成形的叠合构件，可按本规范第 9.5 节的规定进行设计。

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标准方法制作、养护的边长为 150mm 的立方体试件，在 28d 或设计规定龄期以标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度值。

4.1.2 素混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C15；钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C20；采用强度等级 400MPa 及以上的钢筋时，混凝土强度等级不应低于 C25。

预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30。

承受重复荷载的钢筋混凝土构件，混凝土强度等级不应低于 C30。

4.1.3 混凝土轴心抗压强度的标准值 f_{ck} 应按表 4.1.3-1 采用；轴心抗拉强度的标准值 f_{tk} 应按表 4.1.3-2 采用。

表 4.1.3-1 混凝土轴心抗压强度标准值 (N/mm²)

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2

表 4.1.3-2 混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm²)

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11

4.1.4 混凝土轴心抗压强度的设计值 f_c 应按表 4.1.4-1 采用；

轴心抗拉强度的设计值 f_t 应按表 4.1.4-2 采用。

表 4.1.4-1 混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm²)

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9

表 4.1.4-2 混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm²)

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

4.1.5 混凝土受压和受拉的弹性模量 E_c 宜按表 4.1.5 采用。

混凝土的剪切变形模量 G_c 可按相应弹性模量值的 40% 采用。

混凝土泊松比 ν_c 可按 0.2 采用。

表 4.1.5 混凝土的弹性模量 ($\times 10^4$ N/mm²)

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

注：1 当有可靠试验依据时，弹性模量可根据实测数据确定；

2 当混凝土中掺有大量矿物掺合料时，弹性模量可按规定龄期根据实测数据确定。

4.1.6 混凝土轴心抗压疲劳强度设计值 f_c^f 、轴心抗拉疲劳强度设计值 f_t^f 应分别按表 4.1.4-1、表 4.1.4-2 中的强度设计值乘疲劳强度修正系数 γ_p 确定。混凝土受压或受拉疲劳强度修正系数 γ_p 应根据疲劳应力比值 ρ_c^f 分别按表 4.1.6-1、表 4.1.6-2 采用；当混凝土承受拉-压疲劳应力作用时，疲劳强度修正系数 γ_p 取 0.60。

疲劳应力比值 ρ_c^f 应按下列公式计算：

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

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

表 4.1.6-1 混凝土受压疲劳强度修正系数 γ_p

ρ_c^f	$0 \leq \rho_c^f < 0.1$	$0.1 \leq \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leq \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leq \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leq \rho_c^f < 0.5$	$\rho_c^f \geq 0.5$
γ_p	0.68	0.74	0.80	0.86	0.93	1.00

表 4.1.6-2 混凝土受拉疲劳强度修正系数 γ_p

ρ_c^f	$0 < \rho_c^f < 0.1$	$0.1 \leq \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leq \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leq \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leq \rho_c^f < 0.5$
γ_p	0.63	0.66	0.69	0.72	0.74
ρ_c^f	$0.5 \leq \rho_c^f < 0.6$	$0.6 \leq \rho_c^f < 0.7$	$0.7 \leq \rho_c^f < 0.8$	$\rho_c^f \geq 0.8$	—
γ_p	0.76	0.80	0.90	1.00	—

注：直接承受疲劳荷载的混凝土构件，当采用蒸汽养护时，养护温度不宜高于 60℃。

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

强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c^f	1.30	1.40	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90

4.1.8 当温度在 0℃~100℃ 范围内时，混凝土的热工参数可按下列规定取值：

线膨胀系数 α_c ： $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ；

导热系数 λ ：10.6 kJ/(m·h·℃)；

比热容 c ：0.96 kJ/(kg·℃)。

4.2 钢 筋

4.2.1 混凝土结构的钢筋应按下列规定选用：

1 纵向受力普通钢筋可采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500、HRB335、RRB400、HPB300 钢筋；梁、柱和斜撑构件的纵向受力普通钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋。

2 箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HRB335、HPB300、HRB500、HRBF500 钢筋。

3 预应力筋宜采用预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋。

4.2.2 钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。普通钢筋的屈服强度标准值 f_{yk} 、极限强度标准值 f_{stk} 应按表 4.2.2-1 采用；预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋的极限强度标准值 f_{ptk} 及屈服强度标准值 f_{pyk} 应按表 4.2.2-2 采用。

表 4.2.2-1 普通钢筋强度标准值 (N/mm²)

牌号	符号	公称直径 d (mm)	屈服强度标准值 f_{yk}	极限强度标准值 f_{stk}
HPB300	Φ	6~14	300	420
HRB335	Φ	6~14	335	455
HRB400 HRBF400 RRB400	Φ Φ ^F Φ ^R	6~50	400	540
HRB500 HRBF500	Φ Φ ^F	6~50	500	630

表 4.2.2-2 预应力筋强度标准值 (N/mm²)

种类		符号	公称直径 d (mm)	屈服强度标准值 f_{pyk}	极限强度标准值 f_{ptk}
中强度预应力 钢丝	光面	Φ ^{PM}	5、7、9	620	800
				780	970
	螺旋肋	Φ ^{HM}		980	1270

续表 4.2.2-2

种类		符号	公称直径 d (mm)	屈服强度标准值 f_{pyk}	极限强度标准值 f_{ptk}
预应力螺纹 钢筋	螺纹	ϕ^T	18、25、	785	980
			32、40、	930	1080
			50	1080	1230
消除应力钢丝	光面	ϕ^P	5	—	1570
				—	1860
	螺旋肋	ϕ^H	7	—	1570
			9	—	1470
				—	1570
钢绞线	1×3 (三股)	ϕ^S	8.6、10.8、 12.9	—	1570
				—	1860
				—	1960
	1×7 (七股)		9.5、12.7、 15.2、17.8	—	1720
				—	1860
				—	1960
				21.6	—

注：极限强度标准值为 1960N/mm² 的钢绞线作后张预应力配筋时，应有可靠的工程经验。

4.2.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_y 、抗压强度设计值 f'_y 应按表 4.2.3-1 采用；预应力筋的抗拉强度设计值 f_{py} 、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。

对轴心受压构件，当采用 HRB500、HRBF500 钢筋时，钢筋的抗压强度设计值 f'_y 应取 400 N/mm²。横向钢筋的抗拉强度

设计值 f_{yv} 应按表中 f_y 的数值采用；但用作受剪、受扭、受冲切承载力计算时，其数值大于 360N/mm^2 时应取 360N/mm^2 。

表 4.2.3-1 普通钢筋强度设计值 (N/mm^2)

牌 号	抗拉强度设计值 f_y	抗压强度设计值 f'_y
HPB300	270	270
HRB335	300	300
HRB400、HRBF400、RRB400	360	360
HRB500、HRBF500	435	435

表 4.2.3-2 预应力筋强度设计值 (N/mm^2)

种 类	极限强度标准值 f_{ptk}	抗拉强度设计值 f_{py}	抗压强度设计值 f'_{py}
中强度预应力钢丝	800	510	410
	970	650	
	1270	810	
消除应力钢丝	1470	1040	410
	1570	1110	
	1860	1320	
钢绞线	1570	1110	390
	1720	1220	
	1860	1320	
	1960	1390	
预应力螺纹钢筋	980	650	400
	1080	770	
	1230	900	

注：当预应力筋的强度标准值不符合表 4.2.3-2 的规定时，其强度设计值应进行相应的比例换算。

4.2.4 普通钢筋及预应力筋在最大力下的总伸长率 δ_{gt} 不应小于表 4.2.4 规定的数值。

表 4.2.4 普通钢筋及预应力筋在最大力下的总伸长率限值

钢筋品种	普 通 钢 筋			预应力筋
	HPB300	HRB335、HRB400、 HRBF400、HRB500、HRBF500	RRB400	
δ_{gt} (%)	10.0	7.5	5.0	3.5

4.2.5 普通钢筋和预应力筋的弹性模量 E_s 可按表 4.2.5 采用。

表 4.2.5 钢筋的弹性模量 ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)

牌号或种类	弹性模量 E_s
HPB300	2.10
HRB335、HRB400、HRB500 HRBF400、HRBF500、RRB400 预应力螺纹钢筋	2.00
消除应力钢丝、中强度预应力钢丝	2.05
钢绞线	1.95

4.2.6 普通钢筋和预应力筋的疲劳应力幅限值 Δf_y^f 和 Δf_{py}^f 应根据钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 、 ρ_p^f ，分别按表 4.2.6-1、表 4.2.6-2 线性内插取值。

表 4.2.6-1 普通钢筋疲劳应力幅限值 (N/mm^2)

疲劳应力比值 ρ_s^f	疲劳应力幅限值 Δf_y^f	
	HRB335	HRB400
0	175	175
0.1	162	162
0.2	154	156
0.3	144	149
0.4	131	137
0.5	115	123
0.6	97	106
0.7	77	85
0.8	54	60
0.9	28	31

注：当纵向受拉钢筋采用闪光接触对焊连接时，其接头处的钢筋疲劳应力幅限值应按表中数值乘以 0.8 取用。

表 4.2.6-2 预应力筋疲劳应力幅限值 (N/mm²)

疲劳应力比值 ρ_p^f	钢绞线 $f_{ptk} = 1570$	消除应力钢丝 $f_{ptk} = 1570$
0.7	144	240
0.8	118	168
0.9	70	88

- 注：1 当 ρ_p^f 不小于 0.9 时，可不作预应力筋疲劳验算；
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。

普通钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 应按下列公式计算：

$$\rho_s^f = \frac{\sigma_{s,\min}^f}{\sigma_{s,\max}^f} \quad (4.2.6-1)$$

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。

预应力筋疲劳应力比值 ρ_p^f 应按下列公式计算：

$$\rho_p^f = \frac{\sigma_{p,\min}^f}{\sigma_{p,\max}^f} \quad (4.2.6-2)$$

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

4.2.7 构件中的钢筋可采用并筋的配置形式。直径 28mm 及以下的钢筋并筋数量不应超过 3 根；直径 32mm 的钢筋并筋数量宜为 2 根；直径 36mm 及以上的钢筋不应采用并筋。并筋应按单根等效钢筋进行计算，等效钢筋的等效直径应按截面面积相等的原则换算确定。

4.2.8 当进行钢筋代换时，除应符合设计要求的构件承载力、最大力下的总伸长率、裂缝宽度验算以及抗震规定以外，尚应满足最小配筋率、钢筋间距、保护层厚度、钢筋锚固长度、接头面积百分率及搭接长度等构造要求。

4.2.9 当构件中采用预制的钢筋焊接网片或钢筋骨架配筋时，

应符合国家现行有关标准的规定。

4.2.10 各种公称直径的普通钢筋、预应力筋的公称截面面积及理论重量应按本规范附录 A 采用。

5 结构分析

5.1 基本原则

5.1.1 混凝土结构应进行整体作用效应分析，必要时尚应对结构中受力状况特殊部位进行更详细的分析。

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组合。

结构可能遭遇火灾、飓风、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 结构分析的模型应符合下列要求：

1 结构分析采用的计算简图、几何尺寸、计算参数、边界条件、结构材料性能指标以及构造措施等应符合实际工作状况；

2 结构上可能的作用及其组合、初始应力和变形状况等，应符合结构的实际状况；

3 结构分析中所采用的各种近似假定和简化，应有理论、试验依据或经工程实践验证；计算结果的精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 满足力学平衡条件；

2 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 采用合理的材料本构关系或构件单元的受力-变形关系。

5.1.5 结构分析时，应根据结构类型、材料性能和受力特点等选择下列分析方法：

1 弹性分析方法；

2 塑性内力重分布分析方法；

3 弹塑性分析方法；

4 塑性极限分析方法；

5 试验分析方法。

5.1.6 结构分析所采用的计算机软件应经考核和验证，其技术条件应符合本规范和国家现行有关标准的要求。

应对分析结果进行判断和校核，在确认其合理、有效后方可应用于工程设计。

5.2 分析模型

5.2.1 混凝土结构宜按空间体系进行结构整体分析，并宜考虑结构单元的弯曲、轴向、剪切和扭转等变形对结构内力的影响。

当进行简化分析时，应符合下列规定：

1 体形规则的空间结构，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，但应考虑平面结构的空间协同工作；

2 构件的轴向、剪切和扭转变形对结构内力分析影响不大时，可不予考虑。

5.2.2 混凝土结构的计算简图宜按下列方法确定：

1 梁、柱、杆等一维构件的轴线宜取为截面几何中心的连线，墙、板等二维构件的中轴面宜取为截面中心线组成的平面或曲面；

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；非整体浇筑的次梁两端及板跨两端可近似作为铰接；

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

4 梁、柱等杆件间连接部分的刚度远大于杆件中间截面的刚度时，在计算模型中可作为刚域处理。

5.2.3 进行结构整体分析时，对于现浇结构或装配整体式结构，可假定楼盖在其自身平面内为无限刚性。当楼盖开有较大洞口或

其局部会产生明显的平面内变形时，在结构分析中应考虑其影响。

5.2.4 对现浇楼盖和装配整体式楼盖，宜考虑楼板作为翼缘对梁刚度和承载力的影响。梁受压区有效翼缘计算宽度 b'_f 可按表 5.2.4 所列情况中的最小值取用；也可采用梁刚度增大系数法近似考虑，刚度增大系数应根据梁有效翼缘尺寸与梁截面尺寸的相对比例确定。

表 5.2.4 受弯构件受压区有效翼缘计算宽度 b'_f

情 况		T 形、I 形截面		倒 L 形截面
		肋形梁（板）	独立梁	肋形梁（板）
1	按计算跨度 l_0 考虑	$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
2	按梁（肋）净距 s_n 考虑	$b+s_n$	—	$b+s_n/2$
3	按翼缘高度 h'_f 考虑	$h'_f/h_0 \geq 0.1$	—	$b+12h'_f$
		$0.1 > h'_f/h_0 \geq 0.05$	$b+12h'_f$	$b+6h'_f$
		$h'_f/h_0 < 0.05$	$b+12h'_f$	b
				$b+5h'_f$

- 注：1 表中 b 为梁的腹板厚度；
 2 肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时，可不考虑表中情况 3 的规定；
 3 加腋的 T 形、I 形和倒 L 形截面，当受压区加腋的高度 h_h 不小于 h'_f 且加腋的长度 b_h 不大于 $3h_h$ 时，其翼缘计算宽度可按表中情况 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 。

5.2.5 当地基与结构的相互作用对结构的内力和变形有显著影响时，结构分析中宜考虑地基与结构相互作用的影响。

5.3 弹性分析

5.3.1 结构的弹性分析方法可用于正常使用极限状态和承载力极限状态作用效应的分析。

5.3.2 结构构件的刚度可按下列原则确定：

- 1 混凝土的弹性模量可按本规范表 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 端部加腋的杆件，应考虑其截面变化对结构分析的影响；
- 4 不同受力状态下构件的截面刚度，宜考虑混凝土开裂、徐变等因素的影响予以折减。

5.3.3 混凝土结构弹性分析宜采用结构力学或弹性力学等分析方法。体形规则的结构，可根据作用的种类和特性，采用适当的简化分析方法。

5.3.4 当结构的二阶效应可能使作用效应显著增大时，在结构分析中应考虑二阶效应的不利影响。

混凝土结构的重力二阶效应可采用有限元分析方法计算，也可采用本规范附录 B 的简化方法。当采用有限元分析方法时，宜考虑混凝土构件开裂对构件刚度的影响。

5.3.5 当边界支承位移对双向板的内力及变形有较大影响时，在分析中宜考虑边界支承竖向变形及扭转等的影响。

5.4 塑性内力重分布分析

5.4.1 混凝土连续梁和连续单向板，可采用塑性内力重分布方法进行分析。

重力荷载作用下的框架、框架-剪力墙结构中的现浇梁以及双向板等，经弹性分析求得内力后，可对支座或节点弯矩进行适度调幅，并确定相应的跨中弯矩。

5.4.2 按考虑塑性内力重分布分析方法设计的结构和构件，应选用符合本规范第 4.2.4 条规定的钢筋，并应满足正常使用极限状态要求且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三 a、三 b 类环境情况下的结构，不应采用考虑塑性内力重分布的分析方法。

5.4.3 钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面的负弯矩调幅幅度不宜大于 25%；弯矩调整后的梁端截面相对受压区高度不应超过 0.35，且不宜小于 0.10。

钢筋混凝土板的负弯矩调幅幅度不宜大于 20%。

预应力混凝土梁的弯矩调幅幅度应符合本规范第 10.1.8 条的规定。

5.4.4 对属于协调扭转的混凝土结构构件，受相邻构件约束的支承梁的扭矩宜考虑内力重分布的影响。

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。

注：当有充分依据时，也可采用其他设计方法。

5.5 弹塑性分析

5.5.1 重要或受力复杂的结构，宜采用弹塑性分析方法对结构整体或局部进行验算。结构的弹塑性分析宜遵循下列原则：

1 应预先设定结构的形状、尺寸、边界条件、材料性能和配筋等；

2 材料的性能指标宜取平均值，并宜通过试验分析确定，也可按本规范附录 C 的规定确定；

3 宜考虑结构几何非线性的不利影响；

4 分析结果用于承载力设计时，宜考虑抗力模型不定性系数对结构的抗力进行适当调整。

5.5.2 混凝土结构的弹塑性分析，可根据实际情况采用静力或动力分析方法。结构的基本构件计算模型宜按下列原则确定：

1 梁、柱、杆等杆系构件可简化为一维单元，宜采用纤维束模型或塑性铰模型；

2 墙、板等构件可简化为二维单元，宜采用膜单元、板单元或壳单元；

3 复杂的混凝土结构、大体积混凝土结构、结构的节点或局部区域需作精细分析时，宜采用三维块体单元。

5.5.3 构件、截面或各种计算单元的受力-变形本构关系宜符合实际受力情况。某些变形较大的构件或节点进行局部精细分析时，宜考虑钢筋与混凝土间的粘结-滑移本构关系。

钢筋、混凝土材料的本构关系宜通过试验分析确定，也可按

本规范附录 C 采用。

5.6 塑性极限分析

5.6.1 对不承受多次重复荷载作用的混凝土结构，当有足够的塑性变形能力时，可采用塑性极限理论的分析方法进行结构的承载力计算，同时应满足正常使用的要求。

5.6.2 整体结构的塑性极限分析计算应符合下列规定：

1 对可预测结构破坏机制的情况，结构的极限承载力可根据设定的结构塑性屈服机制，采用塑性极限理论进行分析；

2 对难于预测结构破坏机制的情况，结构的极限承载力可采用静力或动力弹塑性分析方法确定；

3 对直接承受偶然作用的结构构件或部位，应根据偶然作用的动力特征考虑其动力效应的影响。

5.6.3 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的分析与设计。

5.7 间接作用分析

5.7.1 当混凝土的收缩、徐变以及温度变化等间接作用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，宜进行间接作用效应的分析，并应采取相应的构造措施和施工措施。

5.7.2 混凝土结构进行间接作用效应的分析，可采用本规范第 5.5 节的弹塑性分析方法；也可考虑裂缝和徐变对构件刚度的影响，按弹性方法进行近似分析。

6 承载能力极限状态计算

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件的承载能力极限状态计算；素混凝土结构构件设计应符合本规范附录 D 的规定。

深受弯构件、牛腿、叠合式构件的承载力计算应符合本规范第 9 章的有关规定。

6.1.2 对于二维或三维非杆系结构构件，当按弹性或弹塑性分析方法得到构件的应力设计值分布后，可根据主拉应力设计值的合力在配筋方向的投影确定配筋量，按主拉应力的分布区域确定钢筋布置，并应符合相应的构造要求；当混凝土处于受压状态时，可考虑受压钢筋和混凝土共同作用，受压钢筋配置应符合构造要求。

6.1.3 采用应力表达式进行混凝土结构构件的承载能力极限状态验算时，应符合下列规定：

1 应根据设计状况和构件性能设计目标确定混凝土和钢筋的强度取值。

2 钢筋应力不应大于钢筋的强度取值。

3 混凝土应力不应大于混凝土的强度取值；多轴应力状态混凝土强度取值和验算可按本规范附录 C.4 的有关规定进行。

6.2 正截面承载力计算

(I) 正截面承载力计算的一般规定

6.2.1 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按下列规定取用：

当 $\epsilon_c \leq \epsilon_0$ 时

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right] \quad (6.2.1-1)$$

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

$$\sigma_c = f_c \quad (6.2.1-2)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (6.2.1-3)$$

$$\epsilon_0 = 0.002 + 0.5 (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (6.2.1-4)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (6.2.1-5)$$

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 4.1.4-1 采用；

ϵ_0 ——混凝土压应力达到 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，当处于非均匀受压且按公式 (6.2.1-5) 计算的值大于 0.0033 时，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 纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01。

5 纵向钢筋的应力取钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其值应符合下列要求：

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (6.2.1-6)$$

$$\sigma_{p0i} - f'_{py} \leq \sigma_{pi} \leq f_{py} \quad (6.2.1-7)$$

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

σ_{p0i} ——第 i 层纵向预应力筋截面重心处混凝土法向应

力等于零时的预应力筋应力，按本规范公式 (10.1.6-3) 或公式 (10.1.6-6) 计算；

f_y 、 f_{py} ——普通钢筋、预应力筋抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.3-1、表 4.2.3-2 采用；

f'_y 、 f'_{py} ——普通钢筋、预应力筋抗压强度设计值，按本规范表 4.2.3-1、表 4.2.3-2 采用；

6.2.2 在确定中和轴位置时，对双向受弯构件，其内、外弯矩作用平面应相互重合；对双向偏心受力构件，其轴向力作用点、混凝土和受压钢筋的合力点以及受拉钢筋的合力点应在同一条直线上。当不符合上述条件时，尚应考虑扭转的影响。

6.2.3 弯矩作用平面内截面对称的偏心受压构件，当同一主轴方向的杆端弯矩比 $\frac{M_1}{M_2}$ 不大于 0.9 且轴压比不大于 0.9 时，若构件的长细比满足公式 (6.2.3) 的要求，可不考虑轴向压力在该方向挠曲杆件中产生的附加弯矩影响；否则应根据本规范第 6.2.4 条的规定，按截面的两个主轴方向分别考虑轴向压力在挠曲杆件中产生的附加弯矩影响。

$$l_c/i \leq 34 - 12(M_1/M_2) \quad (6.2.3)$$

式中： M_1 、 M_2 ——分别为已考虑侧移影响的偏心受压构件两端截面按结构弹性分析确定的对同一主轴的组合弯矩设计值，绝对值较大端为 M_2 ，绝对值较小端为 M_1 ，当构件按单曲率弯曲时， M_1/M_2 取正值，否则取负值；

l_c ——构件的计算长度，可近似取偏心受压构件相应主轴方向上下支撑点之间的距离；

i ——偏心方向的截面回转半径。

6.2.4 除排架结构柱外，其他偏心受压构件考虑轴向压力在挠曲杆件中产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值，应按下列公式计算：

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 \quad (6.2.4-1)$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.2.4-2)$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300(M_2/N + e_a)/h_0} \left(\frac{l_c}{h}\right)^2 \zeta_c \quad (6.2.4-3)$$

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} \quad (6.2.4-4)$$

当 $C_m \eta_{ns}$ 小于 1.0 时取 1.0；对剪力墙及核心筒墙，可取 $C_m \eta_{ns}$ 等于 1.0。

式中： C_m ——构件端截面偏心距调节系数，当小于 0.7 时取 0.7；

η_{ns} ——弯矩增大系数；

N ——与弯矩设计值 M_2 相应的轴向压力设计值；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 6.2.5 条确定；

ζ_c ——截面曲率修正系数，当计算值大于 1.0 时取 1.0；

h ——截面高度；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；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 E.0.3 条和第 E.0.4 条确定；

A ——构件截面面积。

6.2.5 偏心受压构件的正截面承载力计算时，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。

6.2.6 受弯构件、偏心受力构件正截面承载力计算时，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 0.80，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可由混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘

以系数 α_1 确定。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。

6.2.7 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

有屈服点普通钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \epsilon_{cu}}} \quad (6.2.7-1)$$

无屈服点普通钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_y}{E_s \epsilon_{cu}}} \quad (6.2.7-2)$$

2 预应力混凝土构件

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \epsilon_{cu}}} \quad (6.2.7-3)$$

式中: ξ_b ——相对界限受压区高度, 取 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;

E_s ——钢筋弹性模量, 按本规范表 4.2.5 采用;

σ_{p0} ——受拉区纵向预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力, 按本规范公式 (10.1.6-3) 或公式 (10.1.6-6) 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 (6.2.1-5) 计算;

β_1 ——系数, 按本规范第 6.2.6 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。

6.2.8 纵向钢筋应力应按下列规定确定：

1 纵向钢筋应力宜按下列公式计算：

普通钢筋

$$\sigma_{si} = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (6.2.8-1)$$

预应力筋

$$\sigma_{pi} = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) + \sigma_{p0i} \quad (6.2.8-2)$$

2 纵向钢筋应力也可按下列近似公式计算：

普通钢筋

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) \quad (6.2.8-3)$$

预应力筋

$$\sigma_{pi} = \frac{f_{py} - \sigma_{p0i}}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) + \sigma_{p0i} \quad (6.2.8-4)$$

3 按公式 (6.2.8-1) ~ 公式 (6.2.8-4) 计算的纵向钢筋应力应符合本规范第 6.2.1 条第 5 款的相关规定。

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、预应力筋的应力，正值代表拉应力，负值代表压应力；

σ_{p0i} ——第 i 层纵向预应力筋截面重心处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力，按本规范公式 (10.1.6-3) 或公式 (10.1.6-6) 计算。

6.2.9 矩形、I 形、T 形截面构件的正截面承载力可按本节规定计算；任意截面、圆形及环形截面构件的正截面承载力可按本规范附录 E 的规定计算。

(II) 正截面受弯承载力计算

6.2.10 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 6.2.10)：

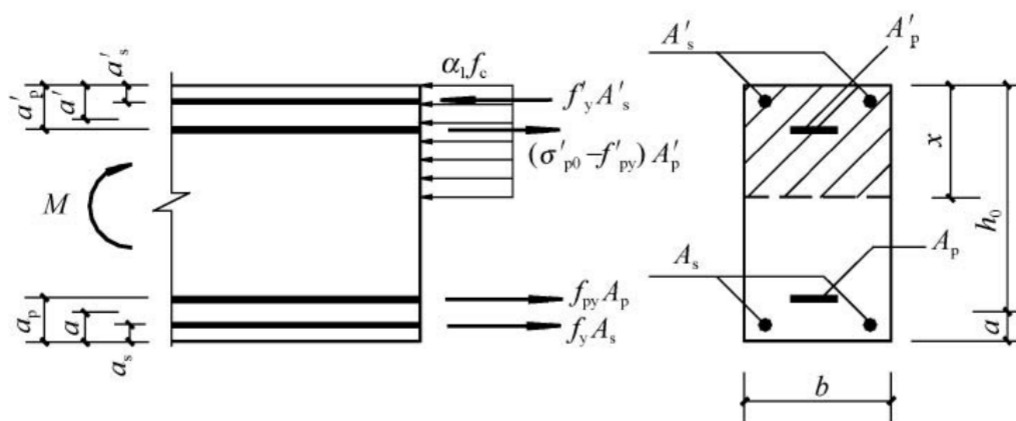


图 6.2.10 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (6.2.10-1)$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (6.2.10-2)$$

混凝土受压区高度尚应符合下列条件：

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (6.2.10-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (6.2.10-4)$$

式中： M ——弯矩设计值；

α_1 ——系数，按本规范第 6.2.6 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 4.1.4-1 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、受压区纵向预应力筋的截面面积；

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

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筋或受压区纵向预应力筋应力 $(\sigma'_{p0} - f'_{py})$ 为拉应力时，公式 (6.2.10-4) 中的 a' 用 a'_s 代替。

6.2.11 翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件 (图 6.2.11)，其正截面受弯承载力计算应符合下列规定：

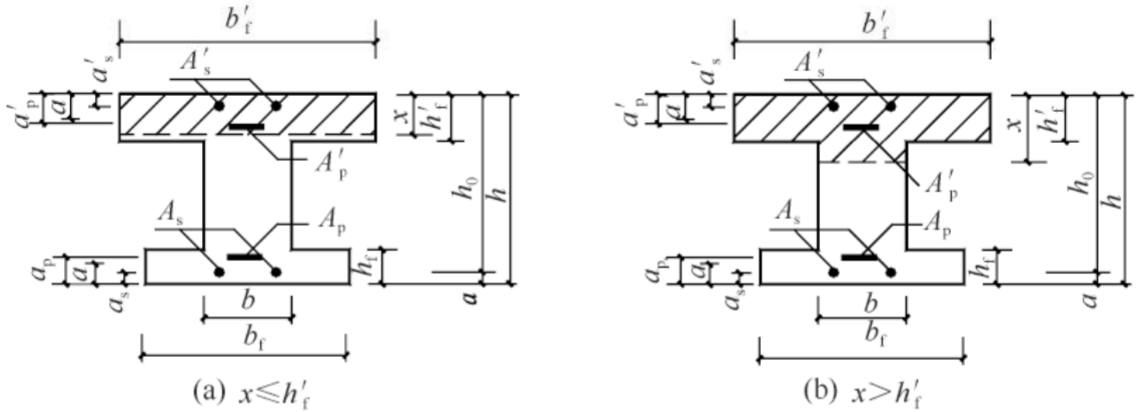


图 6.2.11 I 形截面受弯构件受压区高度位置

1 当满足下列条件时，应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算：

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (6.2.11-1)$$

2 当不满足公式 (6.2.11-1) 的条件时，应按下列公式计算：

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (6.2.11-2)$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c [b x + (b'_f - b) h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (6.2.11-3)$$

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 6.2.12 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 (6.2.10-3) 和公式 (6.2.10-4) 的要求。

6.2.12 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 可按本规范表 5.2.4 所列情况中的最小值取用。

6.2.13 受弯构件正截面受弯承载力计算应符合本规范公式 (6.2.10-3) 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 (6.2.10-2) 或公式 (6.2.11-3) 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。

6.2.14 当计算中计入纵向普通受压钢筋时，应满足本规范公式 (6.2.10-4) 的条件；当不满足此条件时，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq f_{py}A_p(h - a_p - a'_s) + f_yA_s(h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py})A'_p(a'_p - a'_s) \quad (6.2.14)$$

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

(Ⅲ) 正截面受压承载力计算

6.2.15 钢筋混凝土轴心受压构件，当配置的箍筋符合本规范第 9.3 节的规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定 (图 6.2.15)：

$$N \leq 0.9\varphi(f_cA + f'_yA'_s) \quad (6.2.15)$$

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 6.2.15 采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按本规范表 4.1.4-1 采用；

A ——构件截面面积；

A'_s ——全部纵向普通钢筋的截面面积。

当纵向普通钢筋的配筋率大于 3% 时，公式 (6.2.15) 中的 A 应改用 $(A - A'_s)$ 代替。

表 6.2.15 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

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

- 注：1 l_0 为构件的计算长度，对钢筋混凝土柱可按本规范第 6.2.20 条的规定取用；
2 b 为矩形截面的短边尺寸， d 为圆形截面的直径， i 为截面的最小回转半径。

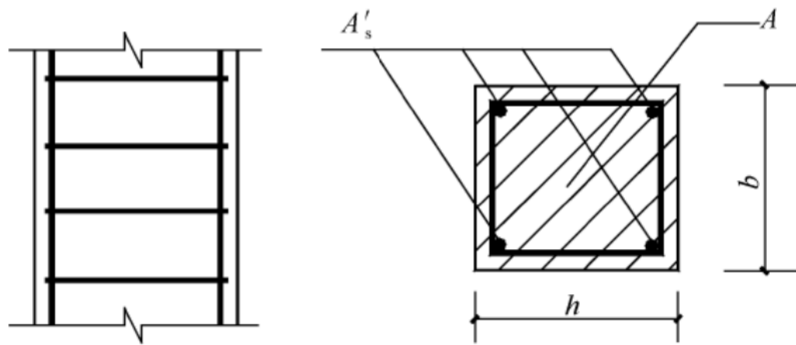


图 6.2.15 配置箍筋的钢筋混凝土轴心受压构件

6.2.16 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 9.3.2 条的规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定（图 6.2.16）：

$$N \leq 0.9(f_c A_{\text{cor}} + f'_y A'_s + 2\alpha f_{yv} A_{\text{ss0}}) \quad (6.2.16-1)$$

$$A_{\text{ss0}} = \frac{\pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} \quad (6.2.16-2)$$

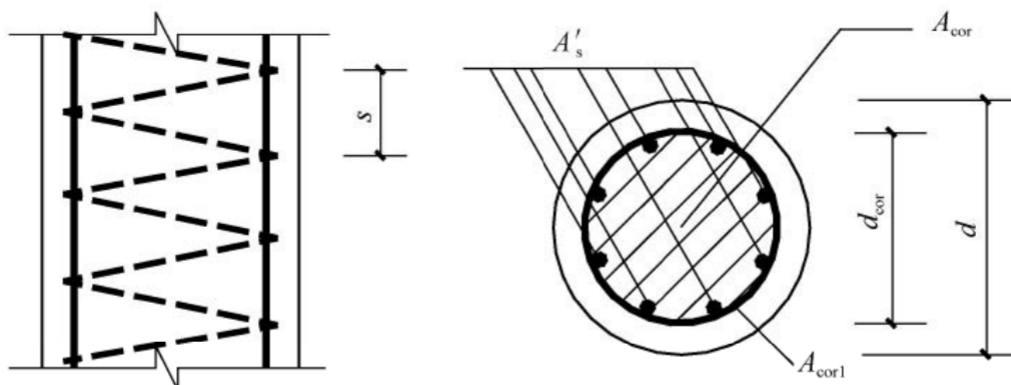


图 6.2.16 配置螺旋式间接钢筋的钢筋混凝土轴心受压构件

式中： f_{yv} ——间接钢筋的抗拉强度设计值，按本规范第 4.2.3 条的规定采用；

A_{cor} ——构件的核心截面面积，取间接钢筋内表面范围内的混凝土截面面积；

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，取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。

注：1 按公式 (6.2.16-1) 算得的构件受压承载力设计值不应大于按本规范公式 (6.2.15) 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 6.2.15 条的规定进行计算：

1) 当 $l_0/d > 12$ 时；

2) 当按公式 (6.2.16-1) 算得的受压承载力小于按本规范公式 (6.2.15) 算得的受压承载力时；

3) 当间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} 小于纵向普通钢筋的全部截面面积的 25% 时。

6.2.17 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 6.2.17):

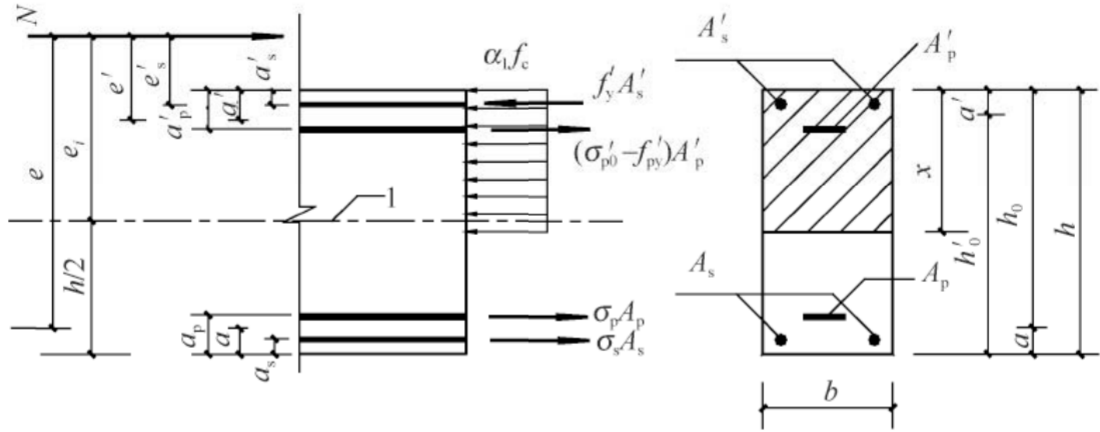


图 6.2.17 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

1—截面重心轴

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (6.2.17-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (6.2.17-2)$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a \quad (6.2.17-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (6.2.17-4)$$

式中: e ——轴向压力作用点至纵向受拉普通钢筋和受拉预应力筋的合力点的距离;

σ_s 、 σ_p ——受拉边或受压较小边的纵向普通钢筋、预应力筋的应力;

e_i ——初始偏心距;

a ——纵向受拉普通钢筋和受拉预应力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，取为 M/N ，当需要考虑二阶效应时， M 为按本规范第 5.3.4 条、第 6.2.4 条规定确定的弯矩设计值；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 6.2.5 条确定。

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 可按下列情况确定：

- 1) 当 ξ 不大于 ξ_b 时为大偏心受压构件，取 σ_s 为 f_y 、 σ_p 为 f_{py} ，此处， ξ 为相对受压区高度，取为 x/h_0 ；
- 2) 当 ξ 大于 ξ_b 时为小偏心受压构件， σ_s 、 σ_p 按本规范第 6.2.8 条的规定进行计算。

2 当计算中计入纵向受压普通钢筋时，受压区高度应满足本规范公式 (6.2.10-4) 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 6.2.14 条的规定进行计算，此时，应将本规范公式 (6.2.14) 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；初始偏心距应按公式 (6.2.17-4) 确定。

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

$$Ne' \leq f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f'_y A_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f'_{py}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (6.2.17-5)$$

$$e' = \frac{h}{2} - a' - (e_0 - e_a) \quad (6.2.17-6)$$

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普通钢筋截面面积：

$$A'_s = \frac{Ne - \xi(1 - 0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (6.2.17-7)$$

此处，相对受压区高度 ξ 可按下列公式计算：

$$\xi = \frac{N - \xi_b \alpha_1 f_c b h_0}{\frac{Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + \alpha_1 f_c b h_0} + \xi_b \quad (6.2.17-8)$$

6.2.18 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 6.2.12 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 不大于 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 大于 h'_f 时（图 6.2.18），应符合下列规定：

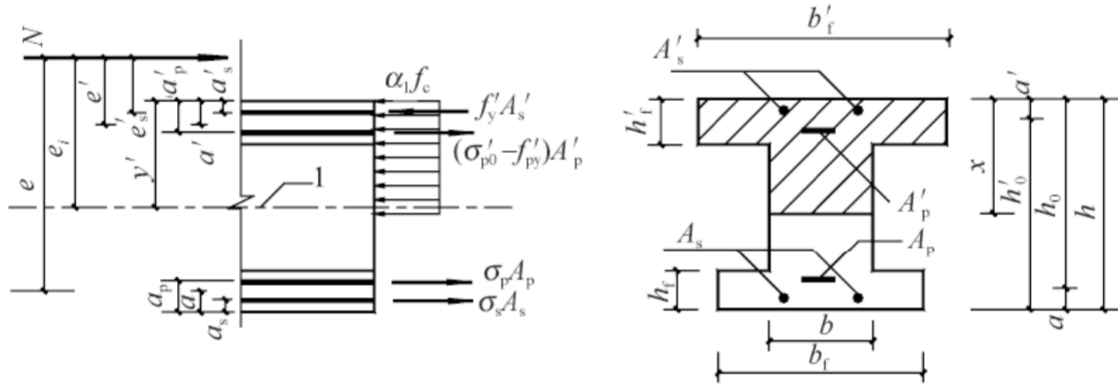


图 6.2.18 I形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

1—截面重心轴

$$N \leq \alpha_1 f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (6.2.18-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (6.2.18-2)$$

公式中的钢筋应力 σ_s 、 σ_p 以及是否考虑纵向受压普通钢筋的作用，均应按本规范第 6.2.17 条的有关规定确定。

3 当 x 大于 $(h - h'_f)$ 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 6.2.12 条确定。

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

$$Ne' \leq f_c \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b_f - b) h_f \left(h'_0 - \frac{h_f}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(\frac{h'_f}{2} - a' \right) \right] + f'_y A_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f'_{py}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (6.2.18-3)$$

$$e' = y' - a' - (e_0 - e_a) \quad (6.2.18-4)$$

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 $h/2$ 。

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 为 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 为 b 。

6.2.19 沿截面腹部均匀配置纵向普通钢筋的矩形、T 形或 I 形截面钢筋混凝土偏心受压构件（图 6.2.19），其正截面受压承载力宜符合下列规定：

$$N \leq \alpha_1 f_c [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (6.2.19-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c \left[\xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (6.2.19-2)$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta_1}{0.5\beta_1\omega} \right) f_{yw} A_{sw} \quad (6.2.19-3)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1\omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (6.2.19-4)$$

式中： A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向普通钢筋截面面积；

f_{yw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向普通钢筋强度设计值，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普通钢筋所承担的轴向压力，当 ξ 大于 β_1 时，取为 β_1 进行计算；

M_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向普通钢筋的内力对 A_s 重心的力矩，当 ξ 大于 β_1 时，取为 β_1 进行计算；

ω ——均匀配置纵向普通钢筋区段的高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值 (h_{sw}/h_0)，宜取 h_{sw} 为 $(h_0 - a'_s)$ 。

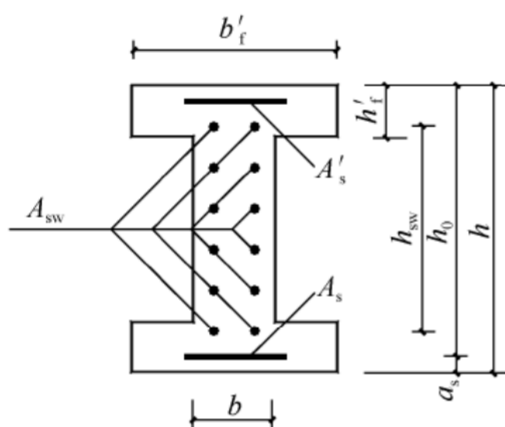


图 6.2.19 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面

受拉边或受压较小边普通钢筋 A_s 中的应力 σ_s 以及在计算中是否考虑受压普通钢筋和受压较小边翼缘受压部分的作用，应按本规范第 6.2.17 条和第 6.2.18 条的有关规定确定。

注：本条适用于截面腹部均匀配置纵向普通钢筋的数量每侧不少于 4 根的情况。

6.2.20 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 6.2.20-1 取用。

表 6.2.20-1 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	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$

续表 6.2.20-1

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
有吊车房屋柱	上柱	$2.0 H_u$	$1.25 H_u$	$1.5 H_u$
	下柱	$1.0 H_l$	$0.8 H_l$	$1.0 H_l$
露天吊车柱和栈桥柱		$2.0 H_l$	$1.0 H_l$	—

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上的计算长度，仅适用于 H_u / H_l 不小于 0.3 的情况；当 H_u / H_l 小于 0.3 时，计算长度宜采用 $2.5 H_u$ 。

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 6.2.20-2 取用。

表 6.2.20-2 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	$1.0 H$
	其余各层柱	$1.25 H$
装配式楼盖	底层柱	$1.25 H$
	其余各层柱	$1.5 H$

注：表中 H 为底层柱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。

6.2.21 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 6.2.21），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 E 的方法计算，此时，附录 E 公式 (E.0.1-7) 和公式 (E.0.1-8) 中的 M_x 、 M_y 应分别用 Ne_{ix} 、 Ne_{iy} 代替，其中，初始偏心距应按下列公式计算：

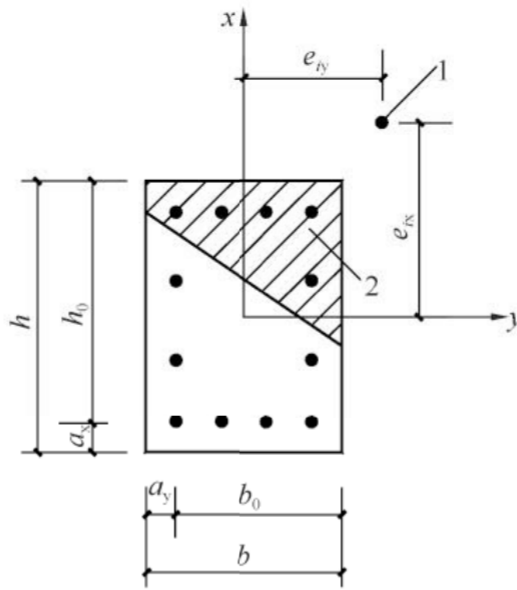


图 6.2.21 双向偏心受压构件截面

1—轴向压力作用点；2—受压区

$$e_{ix} = e_{0x} + e_{ax} \quad (6.2.21-1)$$

$$e_{iy} = e_{0y} + e_{ay} \quad (6.2.21-2)$$

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，即 M_{0x}/N 、 M_{0y}/N ；

M_{0x} 、 M_{0y} ——轴向压力在 x 轴、 y 轴方向的弯矩设计值，为按本规范第 5.3.4 条、6.2.4 条规定确定的弯矩设计值；

e_{ax} 、 e_{ay} —— x 轴、 y 轴方向上的附加偏心距，按本规范第 6.2.5 条的规定确定；

2 按下列近似公式计算：

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (6.2.21-3)$$

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 e_{ix} 后，按全部纵向普通钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值；

N_{uy} ——轴向压力作用于 y 轴并考虑相应的计算偏心距 e_{iy}

后，按全部纵向普通钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值。

构件的截面轴心受压承载力设计值 N_{u0} ，可按本规范公式 (6.2.15) 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) 当纵向普通钢筋沿截面两对边配置时， N_{ux} 可按本规范第 6.2.17 条或第 6.2.18 条的规定进行计算，但应取等号，将 N 以 N_{ux} 代替。
- 2) 当纵向普通钢筋沿截面腹部均匀配置时， N_{ux} 可按本规范第 6.2.19 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。

(IV) 正截面受拉承载力计算

6.2.22 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p \quad (6.2.22)$$

式中： N ——轴向拉力设计值；

A_s 、 A_p ——纵向普通钢筋、预应力筋的全部截面面积。

6.2.23 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 6.2.23a）：

$$Ne \leq f_y A'_s (h_0 - a'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (6.2.23-1)$$

$$Ne' \leq f_y A_s (h'_0 - a_s) + f_{py} A_p (h'_0 - a_p) \quad (6.2.23-2)$$

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 6.2.23b):

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \alpha_1 f_c b x \quad (6.2.23-3)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (6.2.23-4)$$

此时, 混凝土受压区的高度应满足本规范公式 (6.2.10-3) 的要求。当计算中计入纵向受压普通钢筋时, 尚应满足本规范公式 (6.2.10-4) 的条件; 当不满足时, 可按公式 (6.2.23-2) 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 (6.2.23-2) 计算。

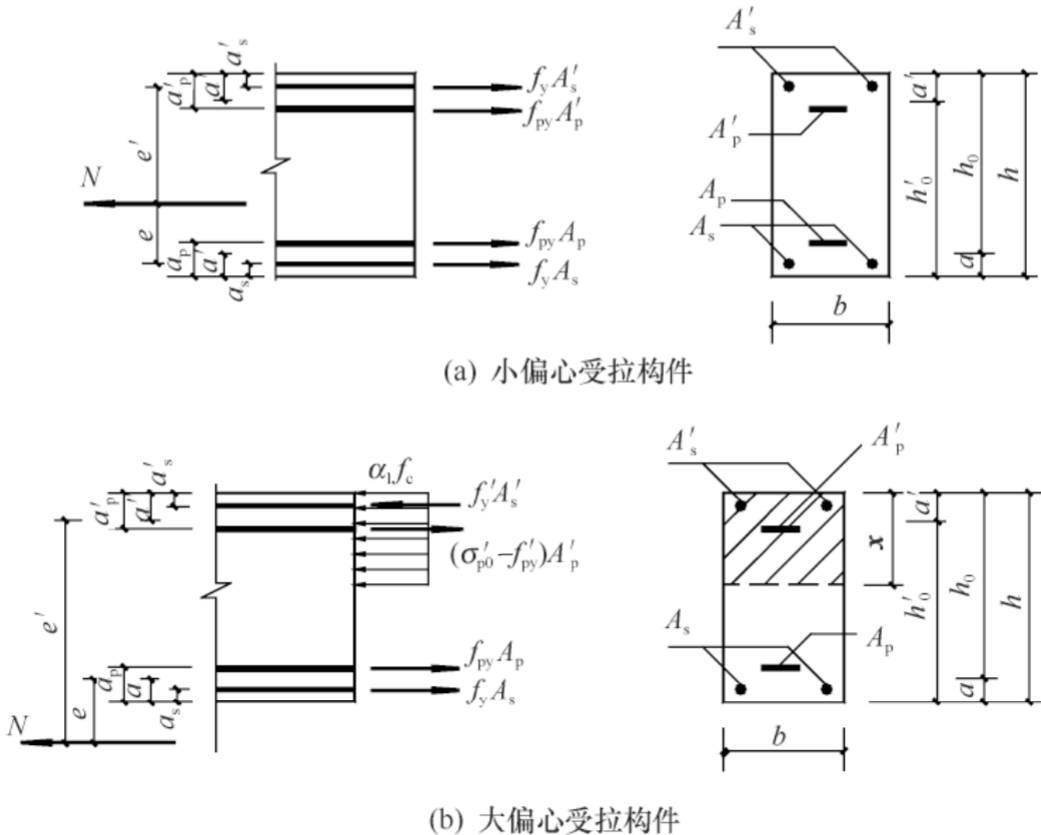


图 6.2.23 矩形截面偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

6.2.24 沿截面腹部均匀配置纵向普通钢筋的矩形、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（6.2.25-1）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（6.2.19-1）和公式（6.2.19-2）进行计算，但应取等号，同时应分别取 N 为 0 和以 M_u 代替 Ne_i 。

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

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{u0}} + \frac{e_0}{M_u}} \quad (6.2.25-1)$$

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（6.2.22）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 6.2 节（I）的有关规定进行计算。

公式（6.2.25-1）中的 e_0/M_u 也可按下列公式计算：

$$\frac{e_0}{M_u} = \sqrt{\left(\frac{e_{0x}}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{e_{0y}}{M_{uy}}\right)^2} \quad (6.2.25-2)$$

式中： e_{0x} 、 e_{0y} ——轴向拉力对截面重心 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 6.2 节（II）的规定计算。

6.3 斜截面承载力计算

6.3.1 矩形、T形和I形截面受弯构件的受剪截面应符合下列条件：

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (6.3.1-1)$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.2\beta_c f_c b h_0 \quad (6.3.1-2)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时，按线性内插法确定。

式中： V ——构件斜截面上的最大剪力设计值；

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

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：矩形截面，取有效高度；T 形截面，取有效高度减去翼缘高度；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 (6.3.1-1) 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。

6.3.2 计算斜截面受剪承载力时，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 6.3.2a、b 截面 1-1）；

2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面（图 6.3.2a 截面 2-2、3-3）；

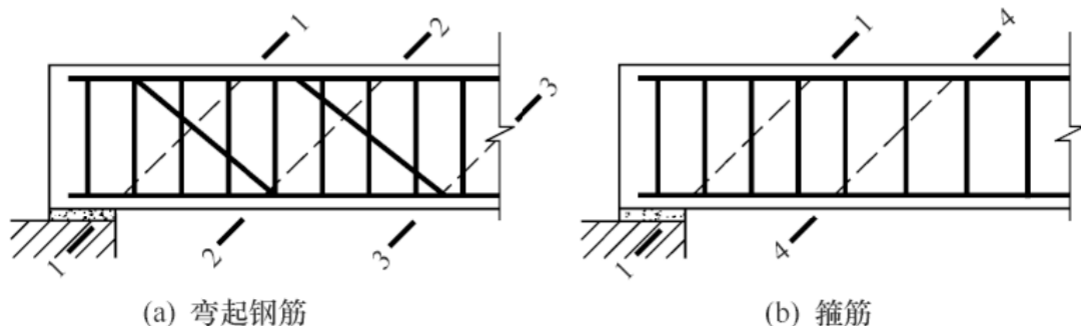


图 6.3.2 斜截面受剪承载力剪力设计值的计算截面

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

3 箍筋截面面积或间距改变处的截面 (图 6.3.2b 截面4-4);

4 截面尺寸改变处的截面。

注: 1 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 9.2.8 条和第 9.2.9 条的构造要求。

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

$$V \leq 0.7\beta_h f_t b h_0 \quad (6.3.3-1)$$

$$\beta_h = \left(\frac{800}{h_0}\right)^{1/4} \quad (6.3.3-2)$$

式中: β_h ——截面高度影响系数: 当 h_0 小于 800mm 时, 取 800mm; 当 h_0 大于 2000mm 时, 取 2000mm。

6.3.4 当仅配置箍筋时, 矩形、T 形和 I 形截面受弯构件的斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq V_{cs} + V_p \quad (6.3.4-1)$$

$$V_{cs} = \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.3.4-2)$$

$$V_p = 0.05 N_{p0} \quad (6.3.4-3)$$

式中: 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;

α_{cv} ——斜截面混凝土受剪承载力系数, 对于一般受弯构件取 0.7; 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的 75% 以上的情况) 的独立梁, 取 α_{cv} 为 $\frac{1.75}{\lambda + 1}$, λ 为计算截面的剪跨比, 可取 λ 等于 a/h_0 , 当 λ 小于 1.5 时, 取 1.5, 当 λ 大于 3 时, 取 3, a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离;

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积，即 nA_{sv1} ，此处， n 为在同一个截面内箍筋的肢数， 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} ——箍筋的抗拉强度设计值，按本规范第 4.2.3 条的规定采用；

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力，按本规范第 10.1.13 条计算；当 N_{p0} 大于 $0.3 f_c A_0$ 时，取 $0.3 f_c A_0$ ，此处， A_0 为构件的换算截面面积。

注：1 对预加力 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 为 0；

2 先张法预应力混凝土构件，在计算预加力 N_{p0} 时，应按本规范第 7.1.9 条的规定考虑预应力筋传递长度的影响。

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

$$V \leq V_{cs} + V_p + 0.8 f_y A_{sb} \sin \alpha_s + 0.8 f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p \quad (6.3.5)$$

式中： V ——配置弯起钢筋处的剪力设计值，按本规范第 6.3.6 条的规定取用；

V_p ——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值，按本规范公式 (6.3.4-3) 计算，但计算预加力 N_{p0} 时不考虑弯起预应力筋的作用；

A_{sb} 、 A_{pb} ——分别为同一平面内的弯起普通钢筋、弯起预应力筋的截面面积；

α_s 、 α_p ——分别为斜截面上弯起普通钢筋、弯起预应力筋的切线与构件纵轴线的夹角。

6.3.6 计算弯起钢筋时，截面剪力设计值可按下列规定取用 (图 6.3.2a)：

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。

6.3.7 矩形、T形和I形截面的一般受弯构件，当符合下式要求时，可不进行斜截面的受剪承载力计算，其箍筋的构造要求应符合本规范第9.2.9条的有关规定。

$$V \leq \alpha_{cv} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \quad (6.3.7)$$

式中： α_{cv} ——截面混凝土受剪承载力系数，按本规范第6.3.4条的规定采用。

6.3.8 受拉边倾斜的矩形、T形和I形截面受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定（图6.3.8）：

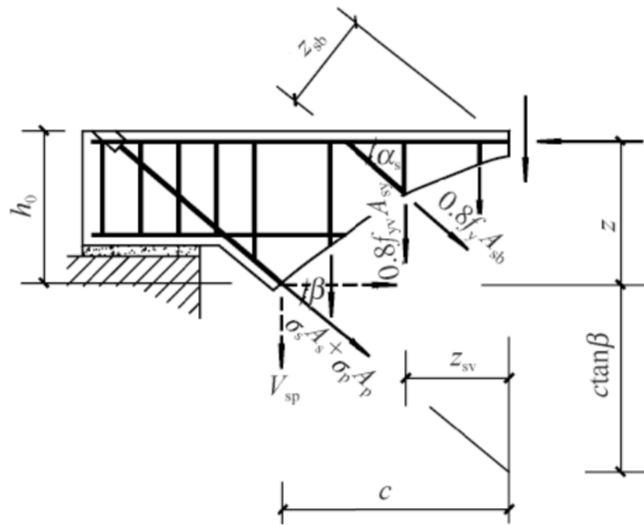


图 6.3.8 受拉边倾斜的受弯构件的斜截面受剪承载力计算

$$V \leq V_{cs} + V_{sp} + 0.8 f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (6.3.8-1)$$

$$V_{sp} = \frac{M - 0.8 (\sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} + \sum f_y A_{sb} z_{sb})}{z + c \tan \beta} \tan \beta \quad (6.3.8-2)$$

式中： 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（6.3.4-2）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的合力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 $f_y A_s \sin \beta$ ；对预应力混凝土受弯构件，其值不应大于 $(f_{py} A_p + f_y A_s) \sin \beta$ ，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普通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，可近似取为 $0.9 h_0$ ；

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，可近似取为 h_0 。

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

6.3.9 受弯构件斜截面的受弯承载力应符合下列规定（图 6.3.9）：

$$M \leq (f_y A_s + f_{py} A_p) z + \sum f_y A_{sb} z_{sb} + \sum f_{py} A_{pb} z_{pb} + \sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} \quad (6.3.9-1)$$

此时，斜截面的水平投影长度 c 可按下列条件确定：

$$V = \sum f_y A_{sb} \sin \alpha_s + \sum f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p + \sum f_{yv} A_{sv} \quad (6.3.9-2)$$

式中： V ——斜截面受压区末端的剪力设计值；

z ——纵向受拉普通钢筋和预应力筋的合力点至受压区合力点的距离，可近似取为 $0.9 h_0$ ；

z_{sb} 、 z_{pb} ——分别为同一弯起平面内的弯起普通钢筋、弯起预应力筋的合力点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点至斜截面受压区合力点

的距离。

在计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的斜截面受弯承载力时，公式中的 f_{py} 应按下列规定确定：锚固区内的纵向预应力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，纵向预应力筋的锚固长度 l_a 应按本规范第 8.3.1 条确定。

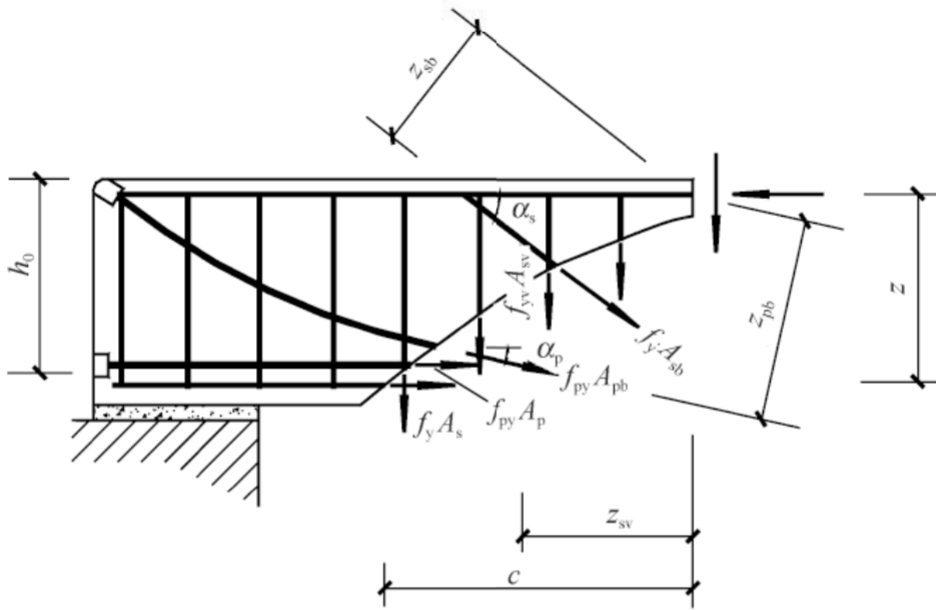


图 6.3.9 受弯构件斜截面受弯承载力计算

6.3.10 受弯构件中配置的纵向钢筋和箍筋，当符合本规范第 8.3.1 条～第 8.3.5 条、第 9.2.2 条～第 9.2.4 条、第 9.2.7 条～第 9.2.9 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。

6.3.11 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 6.3.1 条的规定。

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

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{sv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07N \quad (6.3.12)$$

式中： λ —— 偏心受压构件计算截面的剪跨比，取为 $M/(Vh_0)$ ；

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

计算截面的剪跨比 λ 应按下列规定取用：

1 对框架结构中的框架柱，当其反弯点在层高范围内时，可取为 $H_n/(2h_0)$ 。当 λ 小于 1 时，取 1；当 λ 大于 3 时，取 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 其他偏心受压构件，当承受均布荷载时，取 1.5；当承受符合本规范第 6.3.4 条所述的集中荷载时，取为 a/h_0 ，且当 λ 小于 1.5 时取 1.5，当 λ 大于 3 时取 3。

6.3.13 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，当符合下列要求时，可不进行斜截面受剪承载力计算，其箍筋构造要求应符合本规范第 9.3.2 条的规定。

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07 N \quad (6.3.13)$$

式中：剪跨比 λ 和轴向压力设计值 N 应按本规范第 6.3.12 条确定。

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

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \quad (6.3.14)$$

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 6.3.12 条确定。

当公式 (6.3.14) 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 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

6.3.15 圆形截面钢筋混凝土受弯构件和偏心受压、受拉构件，其截面限制条件和斜截面受剪承载力可按本规范第 6.3.1 条～第 6.3.14 条计算，但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。计算所得的箍筋截面面积应作为圆形箍筋的截面面积。

6.3.16 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要求:

$$V_x \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \cos \theta \quad (6.3.16-1)$$

$$V_y \leq 0.25\beta_c f_c h b_0 \sin \theta \quad (6.3.16-2)$$

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

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

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

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

$$V_x \leq \frac{V_{ux}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux} \tan \theta}{V_{uy}}\right)^2}} \quad (6.3.17-1)$$

$$V_y \leq \frac{V_{uy}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux} \tan \theta}\right)^2}} \quad (6.3.17-2)$$

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

$$V_{ux} = \frac{1.75}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{svx}}{s} h_0 + 0.07N \quad (6.3.17-3)$$

$$V_{uy} = \frac{1.75}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 + f_{yv} \frac{A_{svy}}{s} b_0 + 0.07N \quad (6.3.17-4)$$

式中: λ_x 、 λ_y —— 分别为框架柱 x 轴、 y 轴方向的计算剪跨比, 按本规范第 6.3.12 条的规定确定;

A_{svx} 、 A_{svy} —— 分别为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 大于 $0.3 f_c A$ 时, 取 $0.3 f_c A$, 此处, A 为构件的截面面积。

在计算截面箍筋时, 可在公式 (6.3.17-1)、公式 (6.3.17-2) 中近似取 V_{ux}/V_{uy} 等于 1 计算。

6.3.18 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, 可不进行斜截面受剪承载力计算, 其构造箍筋要求应符合本规范第 9.3.2 条的规定。

$$V_x \leq \left(\frac{1.75}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 + 0.07 N \right) \cos \theta \quad (6.3.18-1)$$

$$V_y \leq \left(\frac{1.75}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 + 0.07 N \right) \sin \theta \quad (6.3.18-2)$$

6.3.19 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱, 当斜向剪力设计值 V 的作用方向与 x 轴的夹角 θ 在 $0^\circ \sim 10^\circ$ 或 $80^\circ \sim 90^\circ$ 时, 可仅按单向受剪构件进行截面承载力计算。

6.3.20 钢筋混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列条件:

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (6.3.20)$$

6.3.21 钢筋混凝土剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.5 f_t b h_0 + 0.13 N \frac{A_w}{A}) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (6.3.21)$$

式中: N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值, 当 N 大于 $0.2 f_c b h$ 时, 取 $0.2 f_c b h$;

A ——剪力墙的截面面积;

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, 取为 A ;

A_{sh} ——配置在同一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, 取为 $M/(Vh_0)$; 当 λ 小于 1.5 时, 取 1.5, 当 λ 大于 2.2 时, 取 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 可按距墙底 $h_0/2$ 处的弯矩值与剪力值计算。

当剪力设计值 V 不大于公式 (6.3.21) 中右边第一项时，水平分布钢筋可按本规范第 9.4.2 条、9.4.4 条、9.4.6 条的构造要求配置。

6.3.22 钢筋混凝土剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.5 f_t b h_0 - 0.13 N \frac{A_w}{A}) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (6.3.22)$$

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 6.3.21 条采用。

6.3.23 剪力墙洞口连梁的受剪截面应符合本规范第 6.3.1 条的规定，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.3.23)$$

6.4 扭曲截面承载力计算

6.4.1 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下， h_w/b 不大于 6 的矩形、T 形、I 形截面和 h_w/t_w 不大于 6 的箱形截面构件（图 6.4.1），其截面应符合下列条件：

当 h_w/b （或 h_w/t_w ）不大于 4 时

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6.4.1-1)$$

当 h_w/b （或 h_w/t_w ）等于 6 时

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.2\beta_c f_c \quad (6.4.1-2)$$

当 h_w/b （或 h_w/t_w ）大于 4 但小于 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形截面取腹板宽度，箱形截面取两侧壁总厚度 $2t_w$ ；

W_t ——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩，按本规范第6.4.3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 大于6或 h_w/t_w 大于6时，受扭构件的截面尺寸要求及扭曲截面承载力计算应符合专门规定。

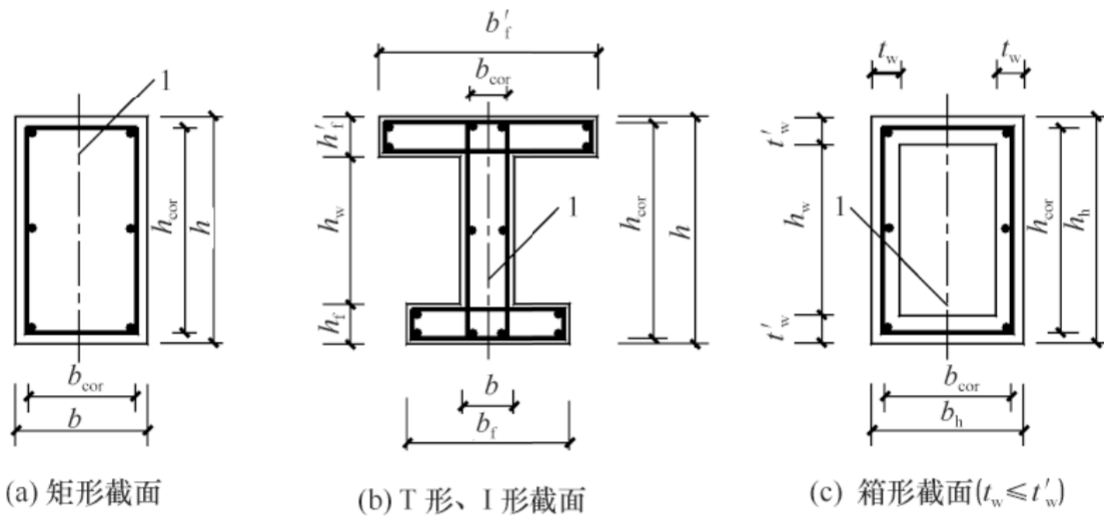


图 6.4.1 受扭构件截面

1—弯矩、剪力作用平面

6.4.2 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的构件，当符合下列要求时，可不进行构件受剪扭承载力计算，但应按本规范第9.2.5条、第9.2.9条和第9.2.10条的规定配置构造纵向钢筋和箍筋。

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{bh_0} \quad (6.4.2-1)$$

或

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.07 \frac{N}{bh_0} \quad (6.4.2-2)$$

式中： N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力，按本规范第 10.1.13 条的规定计算，当 N_{p0} 大于 $0.3f_cA_0$ 时，取 $0.3f_cA_0$ ，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 大于 $0.3f_cA$ 时，取 $0.3f_cA$ ，此处， A 为构件的截面面积。

6.4.3 受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩可按下列规定计算：

1 矩形截面

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b) \quad (6.4.3-1)$$

式中： b 、 h ——分别为矩形截面的短边尺寸、长边尺寸。

2 T形和 I形截面

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (6.4.3-2)$$

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} ，可按下列规定计算：

1) 腹板

$$W_{tw} = \frac{b^2}{6} (3h - b) \quad (6.4.3-3)$$

2) 受压翼缘

$$W'_{tf} = \frac{h'^2_f}{2} (b'_f - b) \quad (6.4.3-4)$$

3) 受拉翼缘

$$W_{tf} = \frac{h^2_f}{2} (b_f - b) \quad (6.4.3-5)$$

式中： b 、 h ——分别为截面的腹板宽度、截面高度；

b'_f 、 b_f ——分别为截面受压区、受拉区的翼缘宽度；

h'_f 、 h_f ——分别为截面受压区、受拉区的翼缘高度。

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

3 箱形截面

$$W_t = \frac{b_h^2}{6}(3h_h - b_h) - \frac{(b_h - 2t_w)^2}{6} [3h_w - (b_h - 2t_w)] \quad (6.4.3-6)$$

式中： b_h 、 h_h ——分别为箱形截面的短边尺寸、长边尺寸。

6.4.4 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：

$$T \leq 0.35f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta}f_{yv} \frac{A_{stl}A_{cor}}{s} \quad (6.4.4-1)$$

$$\zeta = \frac{f_y A_{stl} s}{f_{yv} A_{stl} u_{cor}} \quad (6.4.4-2)$$

偏心距 e_{p0} 不大于 $h/6$ 的预应力混凝土纯扭构件，当计算的 ζ 值不小于 1.7 时，取 1.7，并可在公式 (6.4.4-1) 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 6.4.2 条的规定。

式中： ζ ——受扭的纵向普通钢筋与箍筋的配筋强度比值， ζ 值不应小于 0.6，当 ζ 大于 1.7 时，取 1.7；

A_{stl} ——受扭计算中取对称布置的全部纵向普通钢筋截面面积；

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，按本规范第 4.2.3 条采用；

A_{cor} ——截面核心部分的面积，取为 $b_{cor}h_{cor}$ ，此处， b_{cor} 、 h_{cor} 分别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，取 $2(b_{cor} + h_{cor})$ 。

注：当 ζ 小于 1.7 或 e_{p0} 大于 $h/6$ 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。

6.4.5 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 6.4.4 条进行受扭承载力计算。每个矩形截面的扭矩设计值可按下列规定计算：

1 腹板

$$T_w = \frac{W_{tw}}{W_t} T \quad (6.4.5-1)$$

2 受压翼缘

$$T'_f = \frac{W'_{df}}{W_t} T \quad (6.4.5-2)$$

3 受拉翼缘

$$T_f = \frac{W_{df}}{W_t} T \quad (6.4.5-3)$$

式中： T_w ——腹板所承受的扭矩设计值；

T'_f 、 T_f ——分别为受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值。

6.4.6 箱形截面钢筋混凝土纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：

$$T \leq 0.35\alpha_h f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.4.6-1)$$

$$\alpha_h = 2.5 t_w / b_h \quad (6.4.6-2)$$

式中： α_h ——箱形截面壁厚影响系数，当 α_h 大于 1.0 时，取 1.0。

ζ ——同本规范第 6.4.4 条。

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

$$T \leq \left(0.35 f_t + 0.07 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.4.7)$$

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

ζ ——同本规范第 6.4.4 条。

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

1 一般剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) (0.7 f_t b h_0 + 0.05 N_{p0}) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.8-1)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (6.4.8-2)$$

式中： A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积；

β_t ——一般剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数：当 β_t 小于 0.5 时，取 0.5；当 β_t 大于 1.0 时，取 1.0。

2) 受扭承载力

$$T \leq \beta_t (0.35 f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{A_0}) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6.4.8-3)$$

式中： ζ ——同本规范第 6.4.4 条。

2 集中荷载作用下的独立剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.8-4)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2 (\lambda + 1) \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (6.4.8-5)$$

式中： λ ——计算截面的剪跨比，按本规范第 6.3.4 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 β_t 小于 0.5 时，取 0.5；当 β_t 大于 1.0 时，取 1.0。

2) 受扭承载力

受扭承载力仍应按公式 (6.4.8-3) 计算，但式中的 β_t 应按

公式 (6.4.8-5) 计算。

6.4.9 T形和I形截面剪扭构件的受剪扭承载力应符合下列规定：

1 受剪承载力可按本规范公式 (6.4.8-1) 与公式 (6.4.8-2) 或公式 (6.4.8-4) 与公式 (6.4.8-5) 进行计算，但应将公式中的 T 及 W_t 分别代之以 T_w 及 W_{tw} ；

2 受扭承载力可根据本规范第 6.4.5 条的规定划分为几个矩形截面分别进行计算。其中，腹板可按本规范公式 (6.4.8-3)、公式 (6.4.8-2) 或公式 (6.4.8-3)、公式 (6.4.8-5) 进行计算，但应将公式中的 T 及 W_t 分别代之以 T_w 及 W_{tw} ；受压翼缘及受拉翼缘可按本规范第 6.4.4 条纯扭构件的规定进行计算，但应将 T 及 W_t 分别代之以 T'_f 及 W'_{tf} 或 T_f 及 W_{tf} 。

6.4.10 箱形截面钢筋混凝土剪扭构件的受剪扭承载力可按下列规定计算：

1 一般剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq 0.7 (1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.10-1)$$

2) 受扭承载力

$$T \leq 0.35 \alpha_h \beta_t f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.4.10-2)$$

式中： β_t ——按本规范公式 (6.4.8-2) 计算，但式中的 W_t 应代之以 $\alpha_h W_t$ ；

α_h ——按本规范第 6.4.6 条的规定确定；

ζ ——按本规范第 6.4.4 条的规定确定。

2 集中荷载作用下的独立剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.10-3)$$

式中： β_t ——按本规范公式 (6.4.8-5) 计算，但式中的 W_t 应代

之以 $\alpha_h W_t$ 。

2) 受扭承载力

受扭承载力仍应按公式 (6.4.10-2) 计算, 但式中的 β_t 值应按本规范公式 (6.4.8-5) 计算。

6.4.11 在轴向拉力和扭矩共同作用下的矩形截面钢筋混凝土构件, 其受扭承载力可按下列规定计算:

$$T \leq \left(0.35 f_t - 0.2 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.4.11)$$

式中: ζ ——按本规范第 6.4.4 条的规定确定;

A_{stl} ——受扭计算中沿截面周边配置的箍筋单肢截面面积;

A_{stl} ——对称布置受扭用的全部纵向普通钢筋的截面面积;

N ——与扭矩设计值相应的轴向拉力设计值, 当 N 大于 $1.75 f_t A$ 时, 取 $1.75 f_t A$;

A_{cor} ——截面核心部分的面积, 取 $b_{cor} h_{cor}$, 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, 取 $2(b_{cor} + h_{cor})$ 。

6.4.12 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 不大于 $0.35 f_t b h_0$ 或 V 不大于 $0.875 f_t b h_0 / (\lambda + 1)$ 时, 可仅计算受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力;

2 当 T 不大于 $0.175 f_t W_t$ 或 T 不大于 $0.175 \alpha_h f_t W_t$ 时, 可仅验算受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力。

6.4.13 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。

6.4.14 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土

土矩形截面框架柱，其受剪扭承载力可按下列规定计算：

1 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07N \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.14-1)$$

2 受扭承载力

$$T \leq \beta_t \left(0.35 f_t + 0.07 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.4.14-2)$$

式中： λ ——计算截面的剪跨比，按本规范第 6.3.12 条确定；

β_t ——按本规范第 6.4.8 条计算并符合相关要求；

ζ ——按本规范第 6.4.4 条的规定采用。

6.4.15 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，当 T 不大于 $(0.175 f_t + 0.035 N/A) W_t$ 时，可仅计算偏心受压构件的正截面承载力和斜截面受剪承载力。

6.4.16 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，其纵向普通钢筋截面面积应分别按偏心受压构件的正截面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。

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

1 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 - 0.2N \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.17-1)$$

2 受扭承载力

$$T \leq \beta_t \left(0.35 f_t - 0.2 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.4.17-2)$$

当公式 (6.4.17-1) 右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时, 取 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$; 当公式 (6.4.17-2) 右边的计算值小于 $1.2 \sqrt{\xi} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s}$ 时, 取 $1.2 \sqrt{\xi} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s}$ 。

式中: λ ——计算截面的剪跨比, 按本规范第 6.3.12 条确定;

A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积;

N ——与剪力、扭矩设计值 V 、 T 相应的轴向拉力设计值;

β_t ——按本规范第 6.4.8 条计算并符合相关要求;

ξ ——按本规范第 6.4.4 条的规定采用。

6.4.18 在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱, 当 $T \leq (0.175 f_t - 0.1 N/A) W_t$ 时, 可仅计算偏心受拉构件的正截面承载力和斜截面受剪承载力。

6.4.19 在轴向拉力、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, 其纵向普通钢筋截面面积应分别按偏心受拉构件的正截面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。

6.5 受冲切承载力计算

6.5.1 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的受冲切承载力应符合下列规定 (图 6.5.1):

$$F_l \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 \quad (6.5.1-1)$$

公式 (6.5.1-1) 中的系数 η , 应按下列两个公式计算, 并取其中较小值:

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (6.5.1-2)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4 u_m} \quad (6.5.1-3)$$

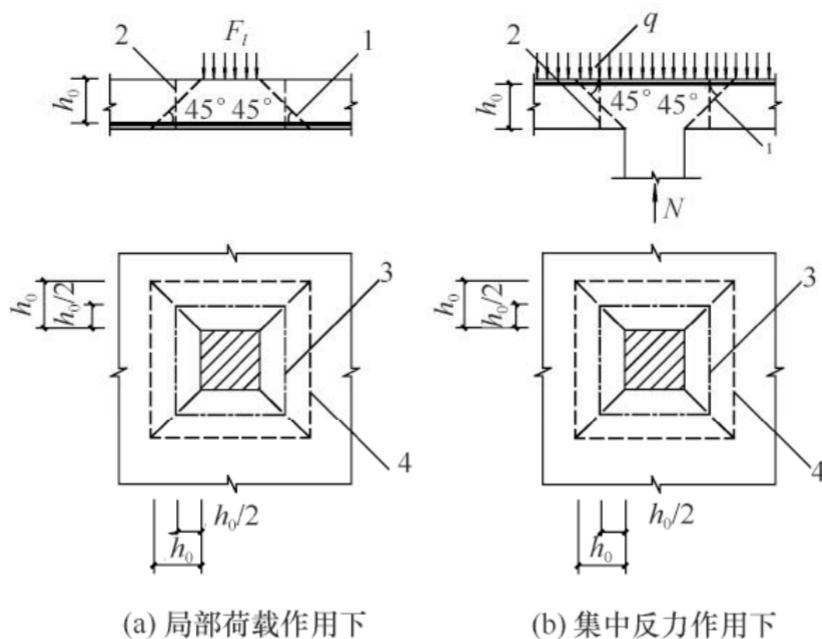


图 6.5.1 板受冲切承载力计算

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—计算截面；
3—计算截面的周长；4—冲切破坏锥体的底面线

式中： F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值；板柱节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去柱顶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 6.5.6 条的规定确定；

β_h ——截面高度影响系数：当 h 不大于 800mm 时，取 β_h 为 1.0；当 h 不小于 2000mm 时，取 β_h 为 0.9，其间接按线性内插法取用；

$\sigma_{pc,m}$ ——计算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 $1.0\text{N/mm}^2 \sim 3.5\text{N/mm}^2$ 范围内；

u_m ——计算截面的周长，取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，取两个方向配筋的截面有效高度平均值；

η_l ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

- η_2 ——计算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 β_s 小于 2 时取 2；对圆形冲切面， β_s 取 2；
- α_s ——柱位置影响系数：中柱， α_s 取 40；边柱， α_s 取 30；角柱， α_s 取 20。

6.5.2 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计算截面周长 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 6.5.2）。

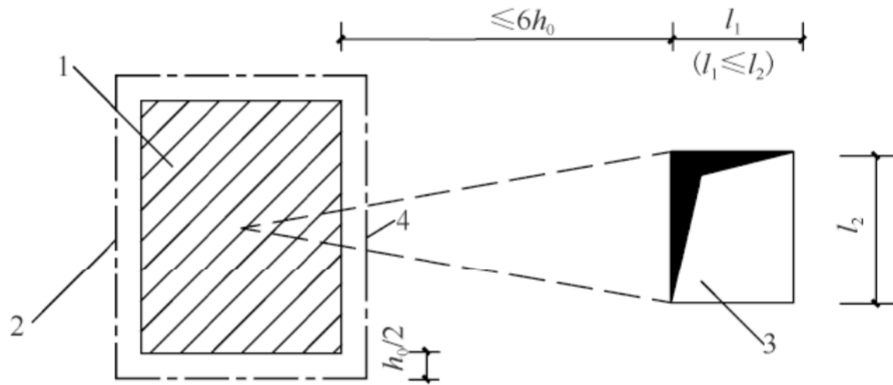


图 6.5.2 邻近孔洞时的计算截面周长

- 1—局部荷载或集中反力作用面；2—计算截面周长；
3—孔洞；4—应扣除的长度

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

6.5.3 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 6.5.1 条的要求且板厚受到限制时，可配置箍筋或弯起钢筋，并应符合本规范第 9.1.11 条的构造规定。此时，受冲切截面及受冲切承载力应符合下列要求：

1 受冲切截面

$$F_l \leq 1.2 f_t \eta u_m h_0 \quad (6.5.3-1)$$

2 配置箍筋、弯起钢筋时的受冲切承载力

$$F_l \leq (0.5 f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} + 0.8 f_y A_{sbu} \sin \alpha \quad (6.5.3-2)$$

式中： f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值，按本规范第 4.2.3 条的规定采用；

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。

注：当有条件时，可采取配置栓钉、型钢剪力架等形式的抗冲切措施。

6.5.4 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 6.5.1 条的规定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。

6.5.5 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 6.5.5）：

$$F_l \leq 0.7\beta_h f_t b_m h_0 \quad (6.5.5-1)$$

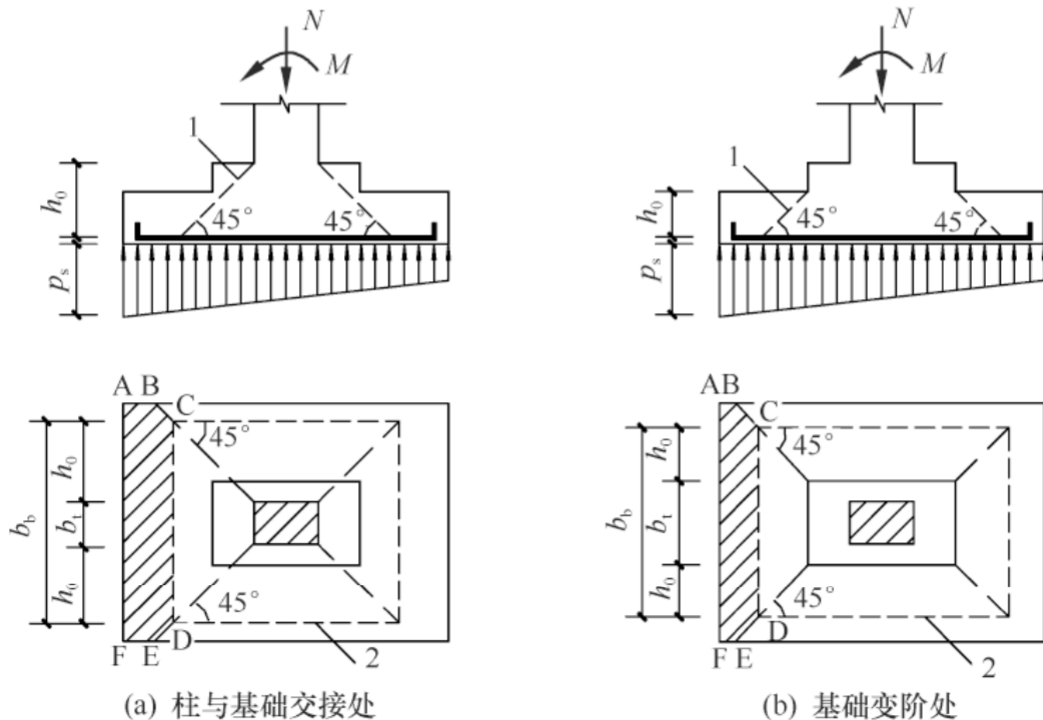


图 6.5.5 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

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

$$F_l = p_s A \quad (6.5.5-2)$$

$$b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (6.5.5-3)$$

式中： h_0 ——柱与基础交接处或基础变阶处的截面有效高度，取两个方向配筋的截面有效高度平均值；

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 6.5.5 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，取 $b_t + 2h_0$ 。

6.5.6 在竖向荷载、水平荷载作用下，当考虑板柱节点计算截面上的剪应力传递不平衡弯矩时，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 F 的规定计算。

6.6 局部受压承载力计算

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

$$F_l \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} \quad (6.6.1-1)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (6.6.1-2)$$

式中： F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值；

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，可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 4.1.4-1 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 6.3.1 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 6.6.2 条确定。

6.6.2 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；常用情况，可按图 6.6.2 取用。

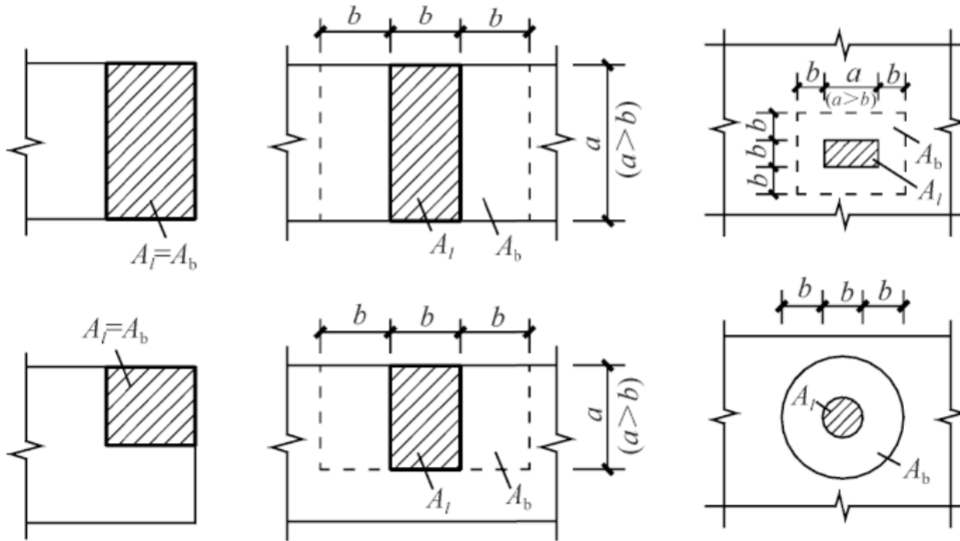


图 6.6.2 局部受压的计算底面积

A_l —混凝土局部受压面积； A_b —局部受压的计算底面积

6.6.3 配置方格网式或螺旋式间接钢筋（图 6.6.3）的局部受压承载力应符合下列规定：

$$F_l \leq 0.9(\beta_c \beta_l f_c + 2\alpha \rho_v \beta_{cor} f_{yv}) A_{ln} \quad (6.6.3-1)$$

当为方格网式配筋时（图 6.6.3a），钢筋网两个方向上单位

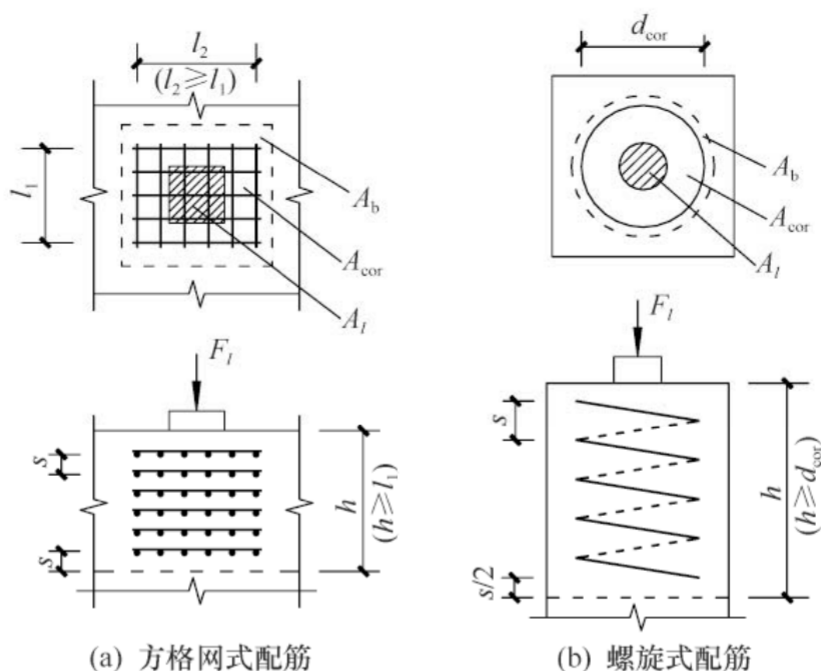


图 6.6.3 局部受压区的间接钢筋

A_l —混凝土局部受压面积； A_b —局部受压的计算底面积；

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

长度内钢筋截面面积的比值不宜大于 1.5，其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (6.6.3-2)$$

当为螺旋式配筋时（图 6.6.3b），其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (6.6.3-3)$$

式中： β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数，可按本规范公式（6.6.1-2）计算，但公式中 A_b 应代之以 A_{cor} ，且当 A_{cor} 大于 A_b 时， A_{cor} 取 A_b ；当 A_{cor} 不大于混凝土局部受压面积 A_l 的 1.25 倍时， β_{cor} 取 1.0；

α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数，按本规范第 6.2.16 条的规定取用；

f_{yv} —— 间接钢筋的抗拉强度设计值，按本规范第 4.2.3 条的规定采用；

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截面面积，应大于混凝土局部受压面积 A_l ，其重心应与 A_l 的重心重合，计算中按同心、对称的原则取值；

ρ_v —— 间接钢筋的体积配筋率；

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

n_2 、 A_{s2} —— 分别为方格网沿 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 30mm~80mm。

间接钢筋应配置在图 6.6.3 所规定的高度 h 范围内，方格网式钢筋，不应少于 4 片；螺旋式钢筋，不应少于 4 圈。柱接头， h 尚不应小于 $15d$ ， d 为柱的纵向钢筋直径。

6.7 疲劳验算

6.7.1 受弯构件的正截面疲劳应力验算时，可采用下列基本假定：

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 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；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。

6.7.2 在疲劳验算中，荷载应取用标准值；吊车荷载应乘以动力系数，并应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规

定。跨度不大于 12m 的吊车梁，可取用一台最大吊车的荷载。

6.7.3 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时，应计算下列部位的混凝土应力和钢筋应力幅：

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：纵向受压普通钢筋可不进行疲劳验算。

6.7.4 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件正截面疲劳应力应符合下列要求：

1 受压区边缘纤维的混凝土压应力

$$\sigma_{cc,max}^f \leq f_c^f \quad (6.7.4-1)$$

2 预应力混凝土构件受拉区边缘纤维的混凝土拉应力

$$\sigma_{ct,max}^f \leq f_t^f \quad (6.7.4-2)$$

3 受拉区纵向普通钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_{si}^f \leq \Delta f_y^f \quad (6.7.4-3)$$

4 受拉区纵向预应力筋的应力幅

$$\Delta\sigma_p^f \leq \Delta f_{py}^f \quad (6.7.4-4)$$

式中： $\sigma_{cc,max}^f$ ——疲劳验算时截面受压区边缘纤维的混凝土压应力，按本规范公式 (6.7.5-1) 计算；

$\sigma_{ct,max}^f$ ——疲劳验算时预应力混凝土截面受拉区边缘纤维的混凝土拉应力，按本规范第 6.7.11 条计算；

$\Delta\sigma_{si}^f$ ——疲劳验算时截面受拉区第 i 层纵向钢筋的应力幅，按本规范公式 (6.7.5-2) 计算；

$\Delta\sigma_p^f$ ——疲劳验算时截面受拉区最外层纵向预应力筋的应力幅，按本规范公式 (6.7.11-3) 计算；

f_c^f 、 f_t^f ——分别为混凝土轴心抗压、抗拉疲劳强度设计值，按本规范第 4.1.6 条确定；

Δf_y^f ——钢筋的疲劳应力幅限值，按本规范表 4.2.6-1 采用；

Δf_{py}^f ——预应力筋的疲劳应力幅限值，按本规范表

4.2.6-2 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。

6.7.5 钢筋混凝土受弯构件正截面的混凝土压应力以及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压应力

$$\sigma_{cc,max}^f = \frac{M_{max}^f x_0}{I_0^f} \quad (6.7.5-1)$$

2 纵向受拉钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_{si}^f = \sigma_{si,max}^f - \sigma_{si,min}^f \quad (6.7.5-2)$$

$$\sigma_{si,min}^f = \alpha_E^f \frac{M_{min}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (6.7.5-3)$$

$$\sigma_{si,max}^f = \alpha_E^f \frac{M_{max}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (6.7.5-4)$$

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

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

α_E^f ——钢筋的弹性模量与混凝土疲劳变形模量的比值；

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

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

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

当弯矩 M_{min}^f 与弯矩 M_{max}^f 的方向相反时，公式 (6.7.5-3) 中 h_{0i} 、 x_0 和 I_0^f 应以截面相反位置的 h'_{0i} 、 x'_0 和 I_0^f 代替。

6.7.6 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时，换算截面的受压区高

度 x_0 、 x'_0 和惯性矩 I_0^f 、 I_0^f 应按下列公式计算：

1 矩形及翼缘位于受拉区的 T 形截面

$$\frac{bx_0^2}{2} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s) - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (6.7.6-1)$$

$$I_0^f = \frac{bx_0^3}{3} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s)^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (6.7.6-2)$$

2 I 形及翼缘位于受压区的 T 形截面

1) 当 x_0 大于 h'_f 时 (图 6.7.6)

$$\frac{b'_f x_0^2}{2} - \frac{(b'_f - b)(x_0 - h'_f)^2}{2} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s) - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (6.7.6-3)$$

$$I_0^f = \frac{b'_f x_0^3}{3} - \frac{(b'_f - b)(x_0 - h'_f)^3}{3} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s)^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (6.7.6-4)$$

2) 当 x_0 不大于 h'_f 时，按宽度为 b'_f 的矩形截面计算。

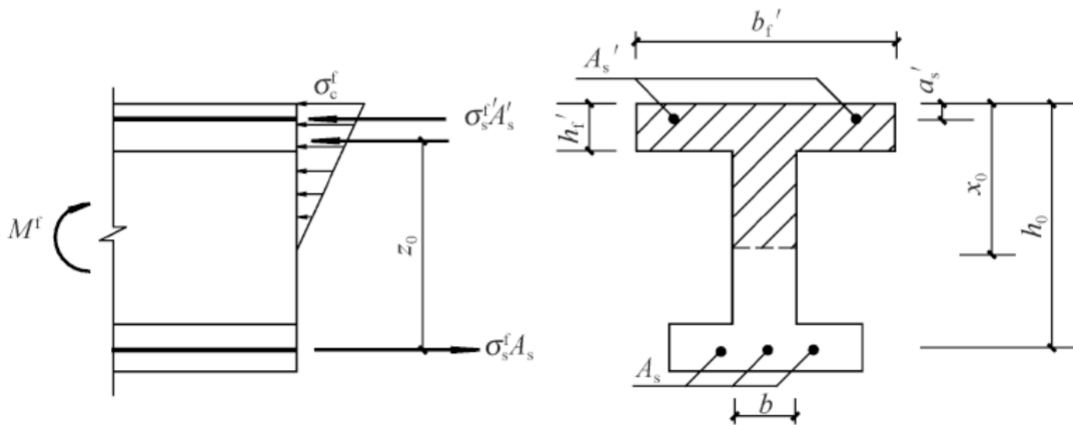


图 6.7.6 钢筋混凝土受弯构件正截面疲劳应力计算

3 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 $x'_0 = x_0$ 、 $I_0^f = I_0$ 。

注：1 当纵向受拉钢筋沿截面高度分多层布置时，公式（6.7.6-1）、

公式（6.7.6-3）中 $a_E^f A_s (h_0 - x_0)$ 项可用 $a_E^f \sum_{i=1}^n A_{si} (h_{0i} - x_0)$

代替，公式（6.7.6-2）、公式（6.7.6-4）中 $a_E^f A_s (h_0 - x_0)^2$

项可用 $a_E^f \sum_{i=1}^n A_{si} (h_{0i} - x_0)^2$ 代替，此处， n 为纵向受拉钢筋的

总层数， A_{si} 为第 i 层全部纵向钢筋的截面面积；

2 纵向受压钢筋的应力应符合 $\alpha_E^f \sigma_c^f \leq f'_y$ 的条件；当 $\alpha_E^f \sigma_c^f > f'_y$

时，本条各公式中 $\alpha_E^f A'_s$ 应以 $f'_y A'_s / \sigma_c^f$ 代替，此处， f'_y 为纵向

钢筋的抗压强度设计值， σ_c^f 为纵向受压钢筋合力点处的混凝土

应力。

6.7.7 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 当截面中和轴处的剪应力符合下列条件时，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；

$$\tau^f \leq 0.6 f_t^f \quad (6.7.7-1)$$

式中： τ^f ——截面中和轴处的剪应力，按本规范第 6.7.8 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（6.7.7-1）的区段，其剪力应由箍筋和混凝土共同承受。此时，箍筋的应力幅 $\Delta\sigma_{sv}^f$ 应符合下列规定：

$$\Delta\sigma_{sv}^f \leq \Delta f_{yv}^f \quad (6.7.7-2)$$

式中： $\Delta\sigma_{sv}^f$ ——箍筋的应力幅，按本规范公式（6.7.9-1）计算；

Δf_{yv}^f ——箍筋的疲劳应力幅限值，按本规范表 4.2.6-1 采用。

6.7.8 钢筋混凝土受弯构件中和轴处的剪应力应按下列公式计算：

$$\tau^f = \frac{V_{\max}^f}{bz_0} \quad (6.7.8)$$

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 (6.7.6-1) 或公式 (6.7.6-3) 计算。

6.7.9 钢筋混凝土受弯构件斜截面上箍筋的应力幅应按下列公式计算：

$$\Delta\sigma_{sv}^f = \frac{(\Delta V_{\max}^f - 0.1\eta f_t^f b h_0)s}{A_{sv} z_0} \quad (6.7.9-1)$$

$$\Delta V_{\max}^f = V_{\max}^f - V_{\min}^f \quad (6.7.9-2)$$

$$\eta = \Delta V_{\max}^f / V_{\max}^f \quad (6.7.9-3)$$

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。

6.7.10 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、应力幅：

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筋、普通钢筋的应力幅；

2 截面重心及截面宽度剧烈改变处的混凝土主拉应力。

注：1 受压区纵向钢筋可不进行疲劳验算；

2 一级裂缝控制等级的预应力混凝土构件的钢筋可不进行疲劳验算。

6.7.11 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、纵向预应力筋和普通钢筋的最小、最大应力和应力幅应

按下列公式计算：

1 受拉区或受压区边缘纤维的混凝土应力

$$\sigma_{c,\min}^f \text{ 或 } \sigma_{c,\max}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{\min}^f}{I_0} y_0 \quad (6.7.11-1)$$

$$\sigma_{c,\max}^f \text{ 或 } \sigma_{c,\min}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_0 \quad (6.7.11-2)$$

2 受拉区纵向预应力筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma_p^f = \sigma_{p,\max}^f - \sigma_{p,\min}^f \quad (6.7.11-3)$$

$$\sigma_{p,\min}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{\min}^f}{I_0} y_{0p} \quad (6.7.11-4)$$

$$\sigma_{p,\max}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_{0p} \quad (6.7.11-5)$$

3 受拉区纵向普通钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma_s^f = \sigma_{s,\max}^f - \sigma_{s,\min}^f \quad (6.7.11-6)$$

$$\sigma_{s,\min}^f = \sigma_{s0} + \alpha_E \frac{M_{\min}^f}{I_0} y_{0s} \quad (6.7.11-7)$$

$$\sigma_{s,\max}^f = \sigma_{s0} + \alpha_E \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_{0s} \quad (6.7.11-8)$$

式中： $\sigma_{c,\min}^f$ 、 $\sigma_{c,\max}^f$ ——疲劳验算时受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最小、最大应力，最小、最大应力以其绝对值进行判别；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后，由预加力在受拉区或受压区边缘纤维处产生的混凝土法向应力，按本规范公式（10.1.6-1）或公式（10.1.6-4）计算；

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

α_{pE} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值： $\alpha_{pE} = E_s/E_c$ ；

I_0 ——换算截面的惯性矩；

- y_0 ——受拉区边缘或受压区边缘至换算截面重心的距离；
- $\sigma_{p,\min}^f$ 、 $\sigma_{p,\max}^f$ ——疲劳验算时受拉区最外层预应力筋的最小、最大应力；
- $\Delta\sigma_p^f$ ——疲劳验算时受拉区最外层预应力筋的应力幅；
- σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后受拉区最外层预应力筋的有效预应力，按本规范公式(10.1.6-2)或公式(10.1.6-5)计算；
- y_{0s} 、 y_{0p} ——受拉区最外层普通钢筋、预应力筋截面重心至换算截面重心的距离；
- $\sigma_{s,\min}^f$ 、 $\sigma_{s,\max}^f$ ——疲劳验算时受拉区最外层普通钢筋的最小、最大应力；
- $\Delta\sigma_s^f$ ——疲劳验算时受拉区最外层普通钢筋的应力幅；
- σ_{s0} ——消压弯矩 M_{p0} 作用下受拉区最外层普通钢筋中产生的应力；此处， M_{p0} 为受拉区最外层普通钢筋重心处的混凝土法向预加应力等于零时的相应弯矩值。

注：公式(6.7.11-1)、公式(6.7.11-2)中的 σ_{pe} 、 $(M_{\min}^f/I_0)y_0$ 、 $(M_{\max}^f/I_0)y_0$ ，当为拉应力时以正值代入；当为压应力时以负值代入；公式(6.7.11-7)、公式(6.7.11-8)中的 σ_{s0} 以负值代入。

6.7.12 预应力混凝土受弯构件斜截面混凝土的主拉应力应符合下列规定：

$$\sigma_{tp}^f \leq f_t^f \quad (6.7.12)$$

式中： σ_{tp}^f ——预应力混凝土受弯构件斜截面疲劳验算纤维处的混凝土主拉应力，按本规范第7.1.7条的公式计算；对吊车荷载，应计入动力系数。

7 正常使用极限状态验算

7.1 裂缝控制验算

7.1.1 钢筋混凝土和预应力混凝土构件，应按下列规定进行受拉边缘应力或正截面裂缝宽度验算：

1 一级裂缝控制等级构件，在荷载标准组合下，受拉边缘应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (7.1.1-1)$$

2 二级裂缝控制等级构件，在荷载标准组合下，受拉边缘应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (7.1.1-2)$$

3 三级裂缝控制等级时，钢筋混凝土构件的最大裂缝宽度可按荷载准永久组合并考虑长期作用影响的效应计算，预应力混凝土构件的最大裂缝宽度可按荷载标准组合并考虑长期作用影响的效应计算。最大裂缝宽度应符合下列规定：

$$w_{max} \leq w_{lim} \quad (7.1.1-3)$$

对环境类别为二 a 类的预应力混凝土构件，在荷载准永久组合下，受拉边缘应力尚应符合下列规定：

$$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (7.1.1-4)$$

式中： σ_{ck} 、 σ_{cq} ——荷载标准组合、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 (10.1.6-1) 和公式 (10.1.6-4) 计算；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按本规范表 4.1.3-2 采用；

w_{max} ——按荷载的标准组合或准永久组合并考虑长期作

用影响计算的最大裂缝宽度，按本规范第 7.1.2 条计算；

w_{lim} ——最大裂缝宽度限值，按本规范第 3.4.5 条采用。

7.1.2 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，按荷载标准组合或准永久组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度可按下列公式计算：

$$w_{\text{max}} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \quad (7.1.2-1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_s} \quad (7.1.2-2)$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \quad (7.1.2-3)$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s + A_p}{A_{\text{te}}} \quad (7.1.2-4)$$

式中： α_{cr} ——构件受力特征系数，按表 7.1.2-1 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 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ；对直接承受重复荷载的构件，取 $\psi = 1.0$ ；

σ_s ——按荷载准永久组合计算的钢筋混凝土构件纵向受拉普通钢筋应力或按标准组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋等效应力；

E_s ——钢筋的弹性模量，按本规范表 4.2.5 采用；

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

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；对无粘结后张构件，仅取纵向受拉普通钢筋计算配筋率；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 ——受拉区纵向普通钢筋截面面积;

A_p ——受拉区纵向预应力筋截面面积;

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径 (mm); 对无粘结后张构件, 仅为受拉区纵向受拉普通钢筋的等效直径 (mm);

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径; 对于有粘结预应力钢绞线束的直径取为 $\sqrt{n_1}d_{p1}$, 其中 d_{p1} 为单根钢绞线的公称直径, n_1 为单束钢绞线根数;

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数; 对于有粘结预应力钢绞线, 取为钢绞线束数;

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数, 按表 7.1.2-2 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 对按本规范第 9.2.15 条配置表层钢筋网片的梁, 按公式 (7.1.2-1) 计算的最大裂缝宽度可适当折减, 折减系数可取 0.7;

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

表 7.1.2-1 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	1.9	1.5
偏心受拉	2.4	—
轴心受拉	2.7	2.2

表 7.1.2-2 钢筋的相对粘结特性系数

钢筋类别	钢筋		先张法预应力筋			后张法预应力筋		
	光圆钢筋	带肋钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	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 80% 取用。

7.1.3 在荷载准永久组合或标准组合下，钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件开裂截面处受压边缘混凝土压应力、不同位置处钢筋的拉应力及预应力筋的等效应力宜按下列假定计算：

- 1 截面应变保持平面；
- 2 受压区混凝土的法向应力图取为三角形；
- 3 不考虑受拉区混凝土的抗拉强度；
- 4 采用换算截面。

7.1.4 在荷载准永久组合或标准组合下，钢筋混凝土构件受拉区纵向普通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也可按下列公式计算：

- 1 钢筋混凝土构件受拉区纵向普通钢筋的应力

- 1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{sq} = \frac{N_q}{A_s} \quad (7.1.4-1)$$

- 2) 偏心受拉构件

$$\sigma_{sq} = \frac{N_q e'}{A_s (h_0 - a'_s)} \quad (7.1.4-2)$$

- 3) 受弯构件

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{0.87 h_0 A_s} \quad (7.1.4-3)$$

- 4) 偏心受压构件

$$\sigma_{sq} = \frac{N_q (e - z)}{A_s z} \quad (7.1.4-4)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12 (1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (7.1.4-5)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (7.1.4-6)$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \quad (7.1.4-7)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (7.1.4-8)$$

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

N_q 、 M_q ——按荷载准永久组合计算的轴向力值、弯矩值；

e' ——轴向拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向普通钢筋合力点的距离；

e ——轴向压力作用点至纵向受拉普通钢筋合力点的距离；

e_0 ——荷载准永久组合下的初始偏心距，取为 M_q/N_q ；

z ——纵向受拉普通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 不大于 14 时，取 1.0；

y_s ——截面重心至纵向受拉普通钢筋合力点的距离；

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 ——分别为受压区翼缘的宽度、高度；在公式 (7.1.4-7) 中，当 h'_f 大于 $0.2h_0$ 时，取 $0.2h_0$ 。

2 预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力

1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k - N_{p0}}{A_p + A_s} \quad (7.1.4-9)$$

2) 受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)z} \quad (7.1.4-10)$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} \quad (7.1.4-11)$$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} \quad (7.1.4-12)$$

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

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力，应按本规范第 10.1.13 条的规定计算；

N_k 、 M_k ——按荷载标准组合计算的轴向力值、弯矩值；

z ——受拉区纵向普通钢筋和预应力筋合力点至截面受压区合力点的距离，按公式 (7.1.4-5) 计算，其中 e 按公式 (7.1.4-11) 计算；

α_1 ——无粘结预应力筋的等效折减系数，取 α_1 为 0.3；对灌浆的后张预应力筋，取 α_1 为 1.0；

e_p ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力筋和普通钢筋合力点的距离；

y_{ps} ——受拉区纵向预应力筋和普通钢筋合力点的偏心距；

e_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力 N_{p0} 作用点的偏心距，应按本规范第 10.1.13 条的规定计算。

7.1.5 在荷载标准组合和准永久组合下，抗裂验算时截面边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算：

1 轴心受拉构件

$$\sigma_{ck} = \frac{N_k}{A_0} \quad (7.1.5-1)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{N_q}{A_0} \quad (7.1.5-2)$$

2 受弯构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \quad (7.1.5-3)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_q}{W_0} \quad (7.1.5-4)$$

3 偏心受拉和偏心受压构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} + \frac{N_k}{A_0} \quad (7.1.5-5)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_q}{W_0} + \frac{N_q}{A_0} \quad (7.1.5-6)$$

式中： 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。

7.1.6 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) 一级裂缝控制等级构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.85f_{tk} \quad (7.1.6-1)$$

2) 二级裂缝控制等级构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.95f_{tk} \quad (7.1.6-2)$$

2 混凝土主压应力

对一、二级裂缝控制等级构件，均应符合下列规定：

$$\sigma_{cp} \leq 0.60f_{ck} \quad (7.1.6-3)$$

式中： σ_{tp} 、 σ_{cp} ——分别为混凝土的主拉应力、主压应力，按本规范第 7.1.7 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突变处进行验算。

注：对允许出现裂缝的吊车梁，在静力计算中应符合公式 (7.1.6-2)

和公式 (7.1.6-3) 的规定。

7.1.7 混凝土主拉应力和主压应力应按下列公式计算：

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{array} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (7.1.7-1)$$

$$\sigma_x = \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad (7.1.7-2)$$

$$\tau = \frac{(V_k - \sum \sigma_{pe} A_{pb} \sin \alpha_p) S_0}{I_0 b} \quad (7.1.7-3)$$

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 和弯起预应力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；对超静定后张法预应力混凝土结构构件，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 (10.1.6-1) 或公式 (10.1.6-4) 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} ——弯起预应力筋的有效预应力；

A_{pb} ——计算截面上同一弯起平面内的弯起预应力筋的截面面积；

α_p ——计算截面上弯起预应力筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

注：公式 (7.1.7-1)、公式 (7.1.7-2) 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。

7.1.8 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 7.1.8 确定，其应力的最大值可按下列公式计算：

$$\sigma_{y,\max} = \frac{0.6F_k}{bh} \quad (7.1.8-1)$$

$$\tau_F = \frac{\tau^l - \tau^r}{2} \quad (7.1.8-2)$$

$$\tau^l = \frac{V_k^l S_0}{I_0 b} \quad (7.1.8-3)$$

$$\tau^r = \frac{V_k^r S_0}{I_0 b} \quad (7.1.8-4)$$

式中： τ^l 、 τ^r ——分别为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 ——分别为集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧截面上的剪力标准值。

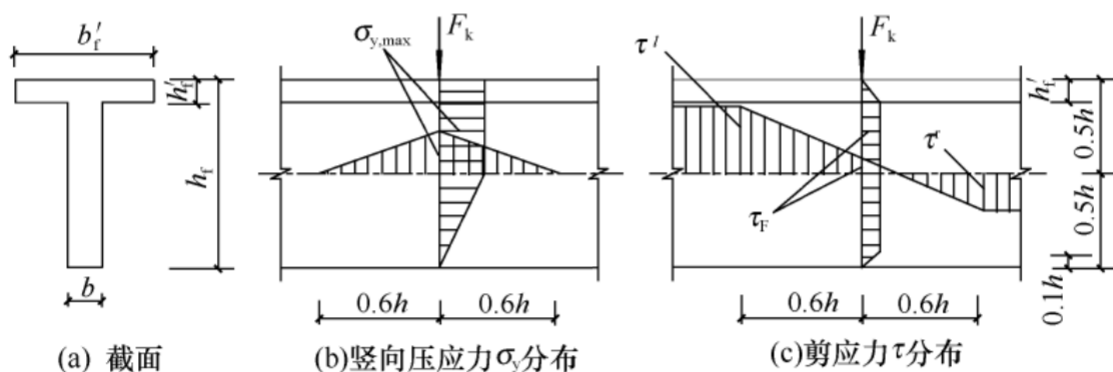


图 7.1.8 预应力混凝土吊车梁集中力作用点附近的应力分布

7.1.9 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。预应力筋的实际应力可考虑为线性分布，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 7.1.9)，预应力筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按本规范第 10.1.9 条确定。

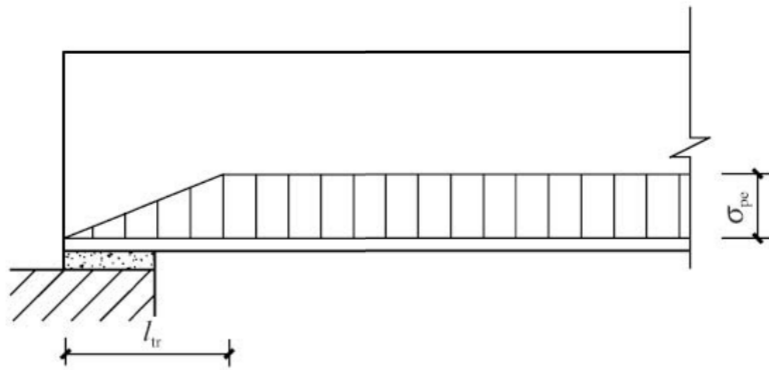


图 7.1.9 预应力传递长度范围内有效预应力值的变化

7.2 受弯构件挠度验算

7.2.1 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件的挠度可按照结构力学方法计算，且不应超过本规范表 3.4.3 规定的限值。

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 2 倍或不小于跨中截面刚度的 1/2 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。

7.2.2 矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面受弯构件考虑荷载长期作用影响的刚度 B 可按下列规定计算：

1 采用荷载标准组合时

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s \quad (7.2.2-1)$$

2 采用荷载准永久组合时

$$B = \frac{B_s}{\theta} \quad (7.2.2-2)$$

式中： M_k ——按荷载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 ——按荷载准永久组合计算的钢筋混凝土受弯构件或

按标准组合计算的预应力混凝土受弯构件的短期刚度，按本规范第 7.2.3 条计算；

θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，按本规范第 7.2.5 条取用。

7.2.3 按裂缝控制等级要求的荷载组合作用下，钢筋混凝土受弯构件和预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_s ，可按下列公式计算：

1 钢筋混凝土受弯构件

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f}} \quad (7.2.3-1)$$

2 预应力混凝土受弯构件

1) 要求不出现裂缝的构件

$$B_s = 0.85E_c I_0 \quad (7.2.3-2)$$

2) 允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85E_c I_0}{\kappa_{cr} + (1 - \kappa_{cr})\omega} \quad (7.2.3-3)$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (7.2.3-4)$$

$$\omega = \left(1.0 + \frac{0.21}{\alpha_E \rho}\right) (1 + 0.45\gamma_f) - 0.7 \quad (7.2.3-5)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (7.2.3-6)$$

$$\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \quad (7.2.3-7)$$

式中： ψ ——裂缝间纵向受拉普通钢筋应变不均匀系数，按本规范第 7.1.2 条确定；

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值，即 E_s/E_c ；

ρ ——纵向受拉钢筋配筋率：对钢筋混凝土受弯构件，取为 $A_s/(bh_0)$ ；对预应力混凝土受弯构件，取为 $(\alpha_1 A_p + A_s)/(bh_0)$ ，对灌浆的后张预应力筋，取 $\alpha_1 = 1.0$ ，对无粘结后张预应力筋，取 $\alpha_1 = 0.3$ ；

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 ——分别为受拉区翼缘的宽度、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 7.2.4 条确定。

注：对预压时预拉区出现裂缝的构件， B_s 应降低 10%。

7.2.4 混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数 γ 可按下列公式计算：

$$\gamma = \left(0.7 + \frac{120}{h} \right) \gamma_m \quad (7.2.4)$$

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 7.2.4 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 7.2.4 截面抵抗矩塑性影响系数基本值 γ_m

项次	1	2	3		4		5
截面形状	矩形截面	翼缘位于受压区的 T 形截面	对称 I 形截面或箱形截面		翼缘位于受拉区的倒 T 形截面		圆形和环形截面
			$b_f/b \leq 2$ 、 h_f/h 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	$b_f/b \leq 2$ 、 h_f/h 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	
γ_m	1.55	1.50	1.45	1.35	1.50	1.40	$1.6 - 0.24r_1/r$

注：1 对 $b'_f > b_f$ 的 I 形截面，可按项次 2 与项次 3 之间的数值采用；对 $b'_f < b_f$ 的 I 形截面，可按项次 3 与项次 4 之间的数值采用；

2 对于箱形截面， b 系指各肋宽度的总和；

3 r_1 为环形截面的内环半径，对圆形截面取 r_1 为零。

7.2.5 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 $\theta = 2.0$ 。

7.2.6 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加力反拱值, 可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算, 并应考虑预压应力长期作用的影响, 计算中预应力筋的应力应扣除全部预应力损失。简化计算时, 可将计算的反拱值乘以增大系数 2.0。

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根据配筋情况采用考虑收缩、徐变影响的计算方法分析确定。

7.2.7 对预应力混凝土构件应采取措施控制反拱和挠度, 并应符合下列规定:

1 当考虑反拱后计算的构件长期挠度不符合本规范第 3.4.3 条的有关规定时, 可采用施工预先起拱等方式控制挠度;

2 对永久荷载相对于可变荷载较小的预应力混凝土构件, 应考虑反拱过大对正常使用的不利影响, 并应采取相应的设计和施工措施。

8 构造规定

8.1 伸缩缝

8.1.1 钢筋混凝土结构伸缩缝的最大间距可按表 8.1.1 确定。

表 8.1.1 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
	现浇式		
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 装配整体式结构的伸缩缝间距，可根据结构的具体情况取表中装配式结构与现浇式结构之间的数值；
- 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、雨罩等外露结构的局部伸缩缝间距不宜大于 12m。

8.1.2 对下列情况，本规范表 8.1.1 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、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 采用滑模类工艺施工的各类墙体结构；

5 混凝土材料收缩较大，施工期外露时间较长的结构。

8.1.3 如有充分依据，对下列情况本规范表 8.1.1 中的伸缩缝最大间距可适当增大：

- 1 采取减小混凝土收缩或温度变化的措施；
- 2 采用专门的预加应力或增配构造钢筋的措施；
- 3 采用低收缩混凝土材料，采取跳仓浇筑、后浇带、控制缝等施工方法，并加强施工养护。

当伸缩缝间距增大较多时，尚应考虑温度变化和混凝土收缩对结构的影响。

8.1.4 当设置伸缩缝时，框架、排架结构的双柱基础可不断开。

8.2 混凝土保护层

8.2.1 构件中普通钢筋及预应力筋的混凝土保护层厚度应满足下列要求。

1 构件中受力钢筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径 d ；

2 设计使用年限为 50 年的混凝土结构，最外层钢筋的保护层厚度应符合表 8.2.1 的规定；设计使用年限为 100 年的混凝土结构，最外层钢筋的保护层厚度不应小于表 8.2.1 中数值的 1.4 倍。

表 8.2.1 混凝土保护层的最小厚度 c (mm)

环境类别	板、墙、壳	梁、柱、杆
一	15	20
二 a	20	25
二 b	25	35
三 a	30	40
三 b	40	50

注：1 混凝土强度等级不大于 C25 时，表中保护层厚度数值应增加 5mm；

2 钢筋混凝土基础宜设置混凝土垫层，基础中钢筋的混凝土保护层厚度应从垫层顶面算起，且不应小于 40mm。

8.2.2 当有充分依据并采取下列措施时，可适当减小混凝土保护层的厚度。

- 1 构件表面有可靠的防护层；
- 2 采用工厂化生产的预制构件；
- 3 在混凝土中掺加阻锈剂或采用阴极保护处理等防锈措施；
- 4 当对地下室墙体采取可靠的建筑防水做法或防护措施时，与土层接触一侧钢筋的保护层厚度可适当减少，但不应小于 25mm。

8.2.3 当梁、柱、墙中纵向受力钢筋的保护层厚度大于 50mm 时，宜对保护层采取有效的构造措施。当在保护层内配置防裂、防剥落的钢筋网片时，网片钢筋的保护层厚度不应小于 25mm。

8.3 钢筋的锚固

8.3.1 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，受拉钢筋的锚固应符合下列要求：

- 1 基本锚固长度应按下列公式计算：

普通钢筋

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (8.3.1-1)$$

预应力筋

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (8.3.1-2)$$

式中： l_{ab} ——受拉钢筋的基本锚固长度；

f_y 、 f_{py} ——普通钢筋、预应力筋的抗拉强度设计值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，当混凝土强度等级高于 C60 时，按 C60 取值；

d ——锚固钢筋的直径；

α ——锚固钢筋的外形系数，按表 8.3.1 取用。

表 8.3.1 锚固钢筋的外形系数 α

钢筋类型	光圆钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	三股钢绞线	七股钢绞线
α	0.16	0.14	0.13	0.16	0.17

注：光圆钢筋末端应做 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。

2 受拉钢筋的锚固长度应根据锚固条件按下列公式计算，且不应小于 200mm：

$$l_a = \zeta_a l_{ab} \quad (8.3.1-3)$$

式中： l_a ——受拉钢筋的锚固长度；

ζ_a ——锚固长度修正系数，对普通钢筋按本规范第 8.3.2 条的规定取用，当多于一项时，可按连乘计算，但不应小于 0.6；对预应力筋，可取 1.0。

梁柱节点中纵向受拉钢筋的锚固要求应按本规范第 9.3 节（II）中的规定执行。

3 当锚固钢筋的保护层厚度不大于 $5d$ 时，锚固长度范围内应配置横向构造钢筋，其直径不应小于 $d/4$ ；对梁、柱、斜撑等构件间距不应大于 $5d$ ，对板、墙等平面构件间距不应大于 $10d$ ，且均不应大于 100mm，此处 d 为锚固钢筋的直径。

8.3.2 纵向受拉普通钢筋的锚固长度修正系数 ζ_a 应按下列规定取用：

- 1 当带肋钢筋的公称直径大于 25mm 时取 1.10；
- 2 环氧树脂涂层带肋钢筋取 1.25；
- 3 施工过程中易受扰动的钢筋取 1.10；

4 当纵向受力钢筋的实际配筋面积大于其设计计算面积时，修正系数取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，不应考虑此项修正；

5 锚固钢筋的保护层厚度为 $3d$ 时修正系数可取 0.80，保护层厚度不小于 $5d$ 时修正系数可取 0.70，中间按内插取值，此处 d 为锚固钢筋的直径。

8.3.3 当纵向受拉普通钢筋末端采用弯钩或机械锚固措施时，

包括弯钩或锚固端头在内的锚固长度（投影长度）可取为基本锚固长度 l_{ab} 的 60%。弯钩和机械锚固的形式（图 8.3.3）和技术要求应符合表 8.3.3 的规定。

表 8.3.3 钢筋弯钩和机械锚固的形式和技术要求

锚固形式	技术要求
90°弯钩	末端 90°弯钩，弯钩内径 $4d$ ，弯后直段长度 $12d$
135°弯钩	末端 135°弯钩，弯钩内径 $4d$ ，弯后直段长度 $5d$
一侧贴焊锚筋	末端一侧贴焊长 $5d$ 同直径钢筋
两侧贴焊锚筋	末端两侧贴焊长 $3d$ 同直径钢筋
焊端锚板	末端与厚度 d 的锚板穿孔塞焊
螺栓锚头	末端旋入螺栓锚头

- 注：1 焊缝和螺纹长度应满足承载力要求；
 2 螺栓锚头和焊接锚板的承压净面积不应小于锚固钢筋截面积的 4 倍；
 3 螺栓锚头的规格应符合相关标准的要求；
 4 螺栓锚头和焊接锚板的钢筋净间距不宜小于 $4d$ ，否则应考虑群锚效应的不利影响；
 5 截面角部的弯钩和一侧贴焊锚筋的布筋方向宜向截面内侧偏置。

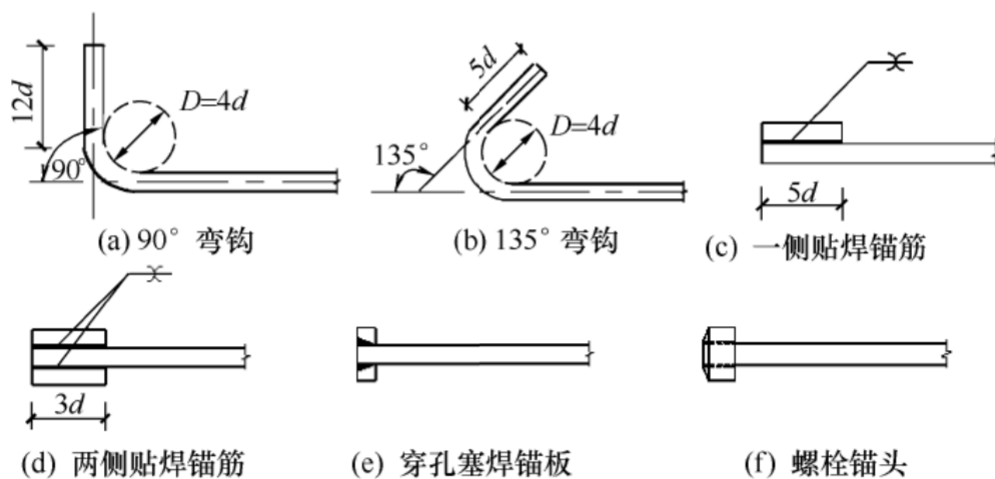


图 8.3.3 弯钩和机械锚固的形式和技术要求

8.3.4 混凝土结构中的纵向受压钢筋，当计算中充分利用其抗压强度时，锚固长度不应小于相应受拉锚固长度的 70%。

受压钢筋不应采用末端弯钩和一侧贴焊锚筋的锚固措施。

受压钢筋锚固长度范围内的横向构造钢筋应符合本规范第

8.3.1 条的有关规定。

8.3.5 承受动力荷载的预制构件，应将纵向受力普通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。

其他构件中受力普通钢筋的末端也可通过焊接钢板或型钢实现锚固。

8.4 钢筋的连接

8.4.1 钢筋连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接。机械连接接头及焊接接头的类型及质量应符合国家现行有关标准的规定。

混凝土结构中受力钢筋的连接接头宜设置在受力较小处。在同一根受力钢筋上宜少设接头。在结构的重要构件和关键传力部位，纵向受力钢筋不宜设置连接接头。

8.4.2 轴心受拉及小偏心受拉杆件的纵向受力钢筋不得采用绑扎搭接；其他构件中的钢筋采用绑扎搭接时，受拉钢筋直径不宜大于 25mm，受压钢筋直径不宜大于 28mm。

8.4.3 同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜互相错开。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（图 8.4.3）。同一连接区段内纵向受力钢筋搭接接头面积百

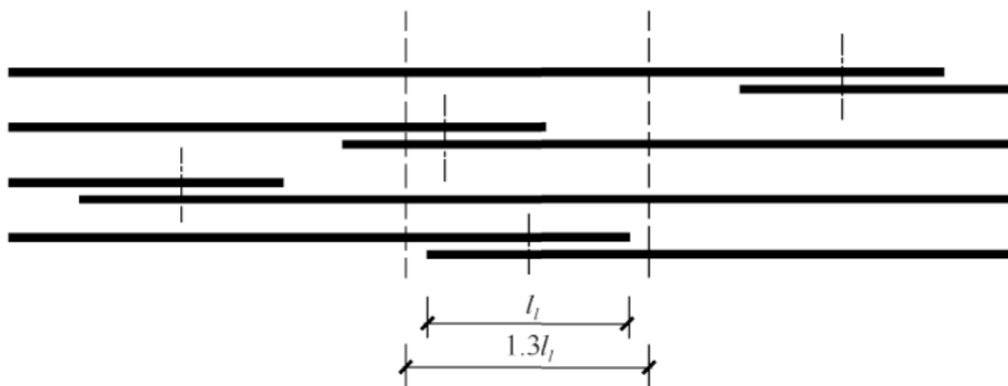


图 8.4.3 同一连接区段内纵向受拉钢筋的绑扎搭接接头

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%。

分率为该区段内有搭接接头的纵向受力钢筋与全部纵向受力钢筋截面面积的比值。当直径不同的钢筋搭接时，按直径较小的钢筋计算。

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，不宜大于 50%；对板、墙、柱及预制构件的拼接处，可根据实际情况放宽。

并筋采用绑扎搭接连接时，应按每根单筋错开搭接的方式连接。接头面积百分率应按同一连接区段内所有的单根钢筋计算。并筋中钢筋的搭接长度应按单筋分别计算。

8.4.4 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，且不应小于 300mm。

$$l_l = \zeta_l l_a \quad (8.4.4)$$

式中： l_l ——纵向受拉钢筋的搭接长度；

ζ_l ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 8.4.4 取用。当纵向搭接钢筋接头面积百分率为表的中间值时，修正系数可按内插取值。

表 8.4.4 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

纵向搭接钢筋接头面积百分率 (%)	≤25	50	100
ζ_l	1.2	1.4	1.6

8.4.5 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 8.4.4 条纵向受拉钢筋搭接长度的 70%，且不应小于 200mm。

8.4.6 在梁、柱类构件的纵向受力钢筋搭接长度范围内的横向构造钢筋应符合本规范第 8.3.1 条的要求；当受压钢筋直径大于 25mm 时，尚应在搭接接头两个端面外 100mm 的范围内各设置两道箍筋。

8.4.7 纵向受力钢筋的机械连接接头宜相互错开。钢筋机械连接区段的长度为 $35d$ ， d 为连接钢筋的较小直径。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。

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%；但对板、墙、柱及预制构件的拼接处，可根据实际情况放宽。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制。

机械连接套筒的保护层厚度宜满足有关钢筋最小保护层厚度的规定。机械连接套筒的横向净间距不宜小于 25mm；套筒处箍筋的间距仍应满足相应的构造要求。

直接承受动力荷载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%。

8.4.8 细晶粒热轧带肋钢筋以及直径大于 28mm 的带肋钢筋，其焊接应经试验确定；余热处理钢筋不宜焊接。

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 $35d$ 且不小于 500mm， d 为连接钢筋的较小直径，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。

纵向受拉钢筋的接头面积百分率不宜大于 50%，但对预制构件的拼接处，可根据实际情况放宽。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制。

8.4.9 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，除端部锚固外不得在钢筋上焊有附件。

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采用焊接接头时，应符合下列规定：

- 1 应采用闪光接触对焊，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%，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，焊接接头应符合本规范第 4.2.6 条疲劳应力幅限值的规定。

8.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

8.5.1 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的配筋百分率 ρ_{\min} 不应小于表 8.5.1 规定的数值。

表 8.5.1 纵向受力钢筋的最小配筋百分率 ρ_{\min} (%)

受 力 类 型		最小配筋百分率	
受压构件	全部纵向钢筋	强度等级 500MPa	0.50
		强度等级 400MPa	0.55
		强度等级 300MPa、335MPa	0.60
	一侧纵向钢筋	0.20	
受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋		0.20 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 C60 以上强度等级的混凝土时，应按表中规定增加 0.10；
- 2 板类受弯构件（不包括悬臂板）的受拉钢筋，当采用强度等级 400MPa、500MPa 的钢筋时，其最小配筋百分率应允许采用 0.15 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值；
- 3 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；
- 4 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均应按构件的全截面面积计算；
- 5 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；
- 6 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一边布置的纵向钢筋。

8.5.2 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%。

8.5.3 对结构中次要的钢筋混凝土受弯构件，当构造所需截面高度远大于承载的需求时，其纵向受拉钢筋的配筋率可按下列公式计算：

$$\rho_s \geq \frac{h_{cr}}{h} \rho_{min} \quad (8.5.3-1)$$

$$h_{cr} = 1.05 \sqrt{\frac{M}{\rho_{min} f_y b}} \quad (8.5.3-2)$$

式中： ρ_s ——构件按全截面计算的纵向受拉钢筋的配筋率；

ρ_{min} ——纵向受力钢筋的最小配筋率，按本规范第 8.5.1 条
取用；

h_{cr} ——构件截面的临界高度，当小于 $h/2$ 时取 $h/2$ ；

h ——构件截面的高度；

b ——构件的截面宽度；

M ——构件的正截面受弯承载力设计值。

9 结构构件的基本规定

9.1 板

(I) 基本规定

9.1.1 混凝土板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不大于 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；
 - 3) 当长边与短边长度之比不小于 3.0 时，宜按沿短边方向受力的单向板计算，并应沿长边方向布置构造钢筋。

9.1.2 现浇混凝土板的尺寸应符合下列规定：

1 板的跨厚比：钢筋混凝土单向板不大于 30，双向板不大于 40；无梁支承的有柱帽板不大于 35，无梁支承的无柱帽板不大于 30。预应力板可适当增加；当板的荷载、跨度较大时宜适当减小。

2 现浇钢筋混凝土板的厚度不应小于表 9.1.2 规定的数值。

表 9.1.2 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

续表 9.1.2

板的类别		最小厚度
双向板		80
密肋楼盖	面板	50
	肋高	250
悬臂板(根部)	悬臂长度不大于 500mm	60
	悬臂长度 1200mm	100
无梁楼板		150
现浇空心楼盖		200

9.1.3 板中受力钢筋的间距，当板厚不大于 150mm 时不宜大于 200mm；当板厚大于 150mm 时不宜大于板厚的 1.5 倍，且不宜大于 250mm。

9.1.4 采用分离式配筋的多跨板，板底钢筋宜全部伸入支座；支座负弯矩钢筋向跨内延伸的长度应根据负弯矩图确定，并满足钢筋锚固的要求。

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钢筋直径的 5 倍，且宜伸过支座中心线。当连续板内温度、收缩应力较大时，伸入支座的长度宜适当增加。

9.1.5 现浇混凝土空心楼板的体积空心率不宜大于 50%。

采用箱形内孔时，顶板厚度不应小于肋间净距的 1/15 且不应小于 50mm。当底板配置受力钢筋时，其厚度不应小于 50mm。内孔间肋宽与内孔高度比不宜小于 1/4，且肋宽不应小于 60mm，对预应力板不应小于 80mm。

采用管形内孔时，孔顶、孔底板厚均不应小于 40mm，肋宽与内孔径之比不宜小于 1/5，且肋宽不应小于 50mm，对预应力板不应小于 60mm。

(II) 构造配筋

9.1.6 按简支边或非受力边设计的现浇混凝土板，当与混凝土

梁、墙整体浇筑或嵌固在砌体墙内时，应设置板面构造钢筋，并符合下列要求：

1 钢筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm，且单位宽度内的配筋面积不宜小于跨中相应方向板底钢筋截面面积的 1/3。与混凝土梁、混凝土墙整体浇筑单向板的非受力方向，钢筋截面面积尚不宜小于受力方向跨中板底钢筋截面面积的 1/3。

2 钢筋从混凝土梁边、柱边、墙边伸入板内的长度不宜小于 $l_0/4$ ，砌体墙支座处钢筋伸入板内的长度不宜小于 $l_0/7$ ，其中计算跨度 l_0 对单向板按受力方向考虑，对双向板按短边方向考虑。

3 在楼板角部，宜沿两个方向正交、斜向平行或放射状布置附加钢筋。

4 钢筋应在梁内、墙内或柱内可靠锚固。

9.1.7 当按单向板设计时，应在垂直于受力的方向布置分布钢筋，单位宽度上的配筋不宜小于单位宽度上的受力钢筋的 15%，且配筋率不宜小于 0.15%；分布钢筋直径不宜小于 6mm，间距不宜大于 250mm；当集中荷载较大时，分布钢筋的配筋面积尚应增加，且间距不宜大于 200mm。

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的限制。

9.1.8 在温度、收缩应力较大的现浇板区域，应在板的表面双向配置防裂构造钢筋。配筋率均不宜小于 0.10%，间距不宜大于 200mm。防裂构造钢筋可利用原有钢筋贯通布置，也可另行设置钢筋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。

楼板平面的瓶颈部位宜适当增加板厚和配筋。沿板的洞边、凹角部位宜加配防裂构造钢筋，并采取可靠的锚固措施。

9.1.9 混凝土厚板及卧置于地基上的基础筏板，当板的厚度大于 2m 时，除应沿板的上、下表面布置的纵、横方向钢筋外，尚宜在板厚度不超过 1m 范围内设置与板面平行的构造钢筋网片，网片钢筋直径不宜小于 12mm，纵横方向的间距不宜大于 300mm。

9.1.10 当混凝土板的厚度不小于 150mm 时，对板的无支承边的端部，宜设置 U 形构造钢筋并与板顶、板底的钢筋搭接，搭接长度不宜小于 U 形构造钢筋直径的 15 倍且不宜小于 200mm；也可采用板面、板底钢筋分别向下、上弯折搭接的形式。

(Ⅲ) 板柱结构

9.1.11 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 9.1.11a)；箍筋直径不应小于 6mm，且应做成封闭式，间距不应大于 $h_0/3$ ，且不应大

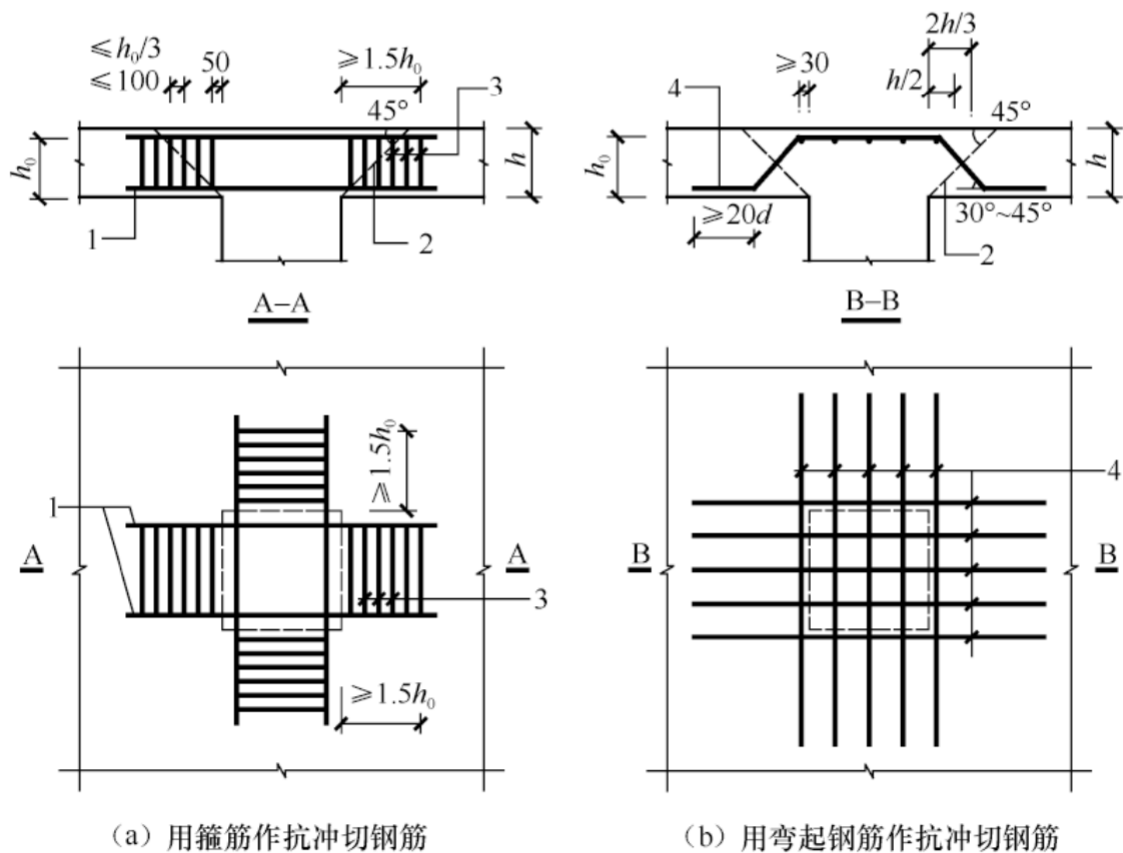


图 9.1.11 板中抗冲切钢筋布置

注：图中尺寸单位 mm。

1—架立钢筋；2—冲切破坏锥面；3—箍筋；4—弯起钢筋

于 100mm;

3 按计算所需弯起钢筋的弯起角度可根据板的厚度在 $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 之间选取;弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏锥面相交(图 9.1.11b),其交点应在集中荷载作用面或柱截面边缘以外 $(1/2\sim 2/3)h$ 的范围内。弯起钢筋直径不宜小于 12mm,且每一方向不宜少于 3 根。

9.1.12 板柱节点可采用带柱帽或托板的结构形式。板柱节点的形状、尺寸应包容 45° 的冲切破坏锥体,并应满足受冲切承载力的要求。

柱帽的高度不应小于板的厚度 h ;托板的厚度不应小于 $h/4$ 。柱帽或托板在平面两个方向上的尺寸均不宜小于同方向上柱截面宽度 b 与 $4h$ 的和(图 9.1.12)。

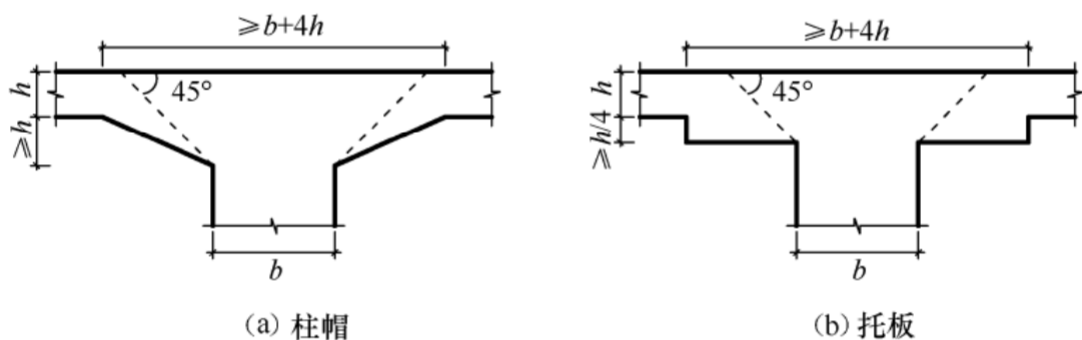


图 9.1.12 带柱帽或托板的板柱结构

9.2 梁

(I) 纵向配筋

9.2.1 梁的纵向受力钢筋应符合下列规定:

- 1 伸入梁支座范围内的钢筋不应少于 2 根。
- 2 梁高不小于 300mm 时,钢筋直径不应小于 10mm;梁高小于 300mm 时,钢筋直径不应小于 8mm。

3 梁上部钢筋水平方向的净间距不应小于 30mm 和 $1.5d$;梁下部钢筋水平方向的净间距不应小于 25mm 和 d 。当下部钢筋

多于 2 层时，2 层以上钢筋水平方向的中距应比下面 2 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 ， d 为钢筋的最大直径。

4 在梁的配筋密集区域宜采用并筋的配筋形式。

9.2.2 钢筋混凝土简支梁和连续梁简支端的下部纵向受力钢筋，从支座边缘算起伸入支座内的锚固长度应符合下列规定：

1 当 V 不大于 $0.7f_tbh_0$ 时，不小于 $5d$ ；当 V 大于 $0.7f_tbh_0$ 时，对带肋钢筋不小于 $12d$ ，对光圆钢筋不小于 $15d$ ， d 为钢筋的最大直径；

2 如纵向受力钢筋伸入梁支座范围内的锚固长度不符合本条第 1 款要求时，可采取弯钩或机械锚固措施，并应满足本规范第 8.3.3 条的规定；

3 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范围内应配置不少于 2 个箍筋，其直径不宜小于 $d/4$ ， d 为纵向受力钢筋的最大直径；间距不宜大于 $10d$ ，当采取机械锚固措施时箍筋间距尚不宜大于 $5d$ ， d 为纵向受力钢筋的最小直径。

注：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 大于 $0.7f_tbh_0$ 时，对带肋钢筋宜采取有效的锚固措施，或取锚固长度不小于 $15d$ ， d 为锚固钢筋的直径。

9.2.3 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，当需要截断时，应符合以下规定：

1 当 V 不大于 $0.7f_tbh_0$ 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 大于 $0.7f_tbh_0$ 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 $1.2l_a$ 与 h_0 之和；

3 若按本条第 1、2 款确定的截断点仍位于负弯矩对应的受

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长度不应小于 $1.2l_a$ 与 $1.7h_0$ 之和。

9.2.4 在钢筋混凝土悬臂梁中，应有不少于 2 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 9.2.8 条规定的弯起点位置向下弯折，并按本规范第 9.2.7 条的规定在梁的下边锚固。

9.2.5 梁内受扭纵向钢筋的最小配筋率 $\rho_{u,\min}$ 应符合下列规定：

$$\rho_{u,\min} = 0.6\sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} \quad (9.2.5)$$

当 $T/(Vb) > 2.0$ 时，取 $T/(Vb) = 2.0$ 。

式中： $\rho_{u,\min}$ ——受扭纵向钢筋的最小配筋率，取 $A_{stl}/(bh)$ ；

b ——受剪的截面宽度，按本规范第 6.4.1 条的规定取用，对箱形截面构件， b 应以 b_h 代替；

A_{stl} ——沿截面周边布置的受扭纵向钢筋总截面面积。

沿截面周边布置受扭纵向钢筋的间距不应大于 200mm 及梁截面短边长度；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。受扭纵向钢筋应接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 8.5.1 条规定的受弯构件受拉钢筋最小配筋率计算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。

9.2.6 梁的上部纵向构造钢筋应符合下列要求：

1 当梁端按简支计算但实际受到部分约束时，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 1/4，且不应少于 2 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 $l_0/5$ ， l_0 为梁的计算跨度。

2 对架立钢筋，当梁的跨度小于 4m 时，直径不宜小于 8mm；当梁的跨度为 4m~6m 时，直径不应小于 10mm；当梁的

跨度大于 6m 时，直径不宜小于 12mm。

(II) 横向配筋

9.2.7 混凝土梁宜采用箍筋作为承受剪力的钢筋。

当采用弯起钢筋时，弯起角宜取 45° 或 60° ；在弯终点外应留有平行于梁轴线方向的锚固长度，且在受拉区不应小于 $20d$ ，在受压区不应小于 $10d$ ， 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。

9.2.8 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 9.2.8）；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 $h_0/2$ 。

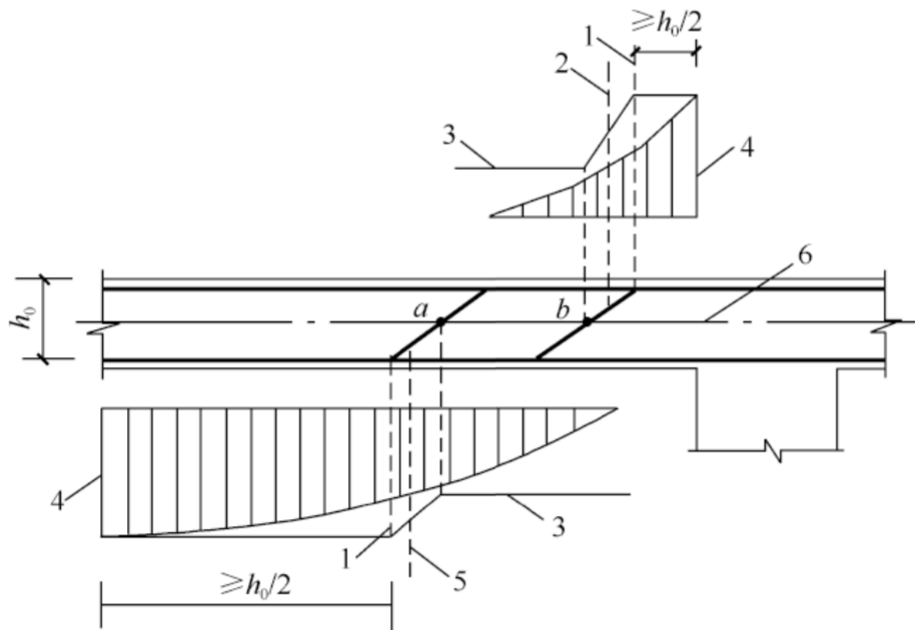


图 9.2.8 弯起钢筋弯起点与弯矩图的关系

- 1—受拉区的弯起点；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

当按计算需要设置弯起钢筋时，从支座起前一排的弯起点至后一排的弯终点的距离不应大于本规范表 9.2.9 中“ $V > 0.7f_t b h_0 + 0.05N_{p0}$ ”时的箍筋最大间距。弯起钢筋不得采用浮筋。

9.2.9 梁中箍筋的配置应符合下列规定：

1 按承载力计算不需要箍筋的梁，当截面高度大于 300mm 时，应沿梁全长设置构造箍筋；当截面高度 $h = 150\text{mm} \sim 300\text{mm}$ 时，可仅在构件端部 $l_0/4$ 范围内设置构造箍筋， l_0 为跨度。但当在构件中部 $l_0/2$ 范围内有集中荷载作用时，则应沿梁全长设置箍筋。当截面高度小于 150mm 时，可以不设置箍筋。

2 截面高度大于 800mm 的梁，箍筋直径不宜小于 8mm；对截面高度不大于 800mm 的梁，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 $d/4$ ， d 为受压钢筋最大直径。

3 梁中箍筋的最大间距应符合表 9.2.9 的规定；当 V 大于 $0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0}$ 时，箍筋的配筋率 ρ_{sv} [$\rho_{sv} = A_{sv}/(bs)$] 尚不应小于 $0.24f_t/f_{yv}$ 。

表 9.2.9 梁中箍筋的最大间距 (mm)

梁高 h	$V > 0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0}$	$V \leq 0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0}$
$150 < h \leq 300$	150	200
$300 < h \leq 500$	200	300
$500 < h \leq 800$	250	350
$h > 800$	300	400

4 当梁中配有按计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋应符合以下规定：

- 1) 箍筋应做成封闭式，且弯钩直线段长度不应小于 $5d$ ， d 为箍筋直径。
- 2) 箍筋的间距不应大于 $15d$ ，并不应大于 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 $10d$ ， d 为纵向受压钢筋的最小直径。
- 3) 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。

9.2.10 在弯剪扭构件中，箍筋的配筋率 ρ_{sv} 不应小于 $0.28f_t/f_{yv}$ 。

箍筋间距应符合本规范表 9.2.9 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 6.4.1 条的规定取用，但对箱形截面构件， b 均应以 b_h 代替。

(Ⅲ) 局部配筋

9.2.11 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承担；附加横向钢筋宜采用箍筋。

箍筋应布置在长度为 $2h_1$ 与 $3b$ 之和的范围内（图 9.2.11）。当采用吊筋时，弯起段应伸至梁的上边缘，且末端水平段长度不应小于本规范第 9.2.7 条的规定。

附加横向钢筋所需的总截面面积应符合下列规定：

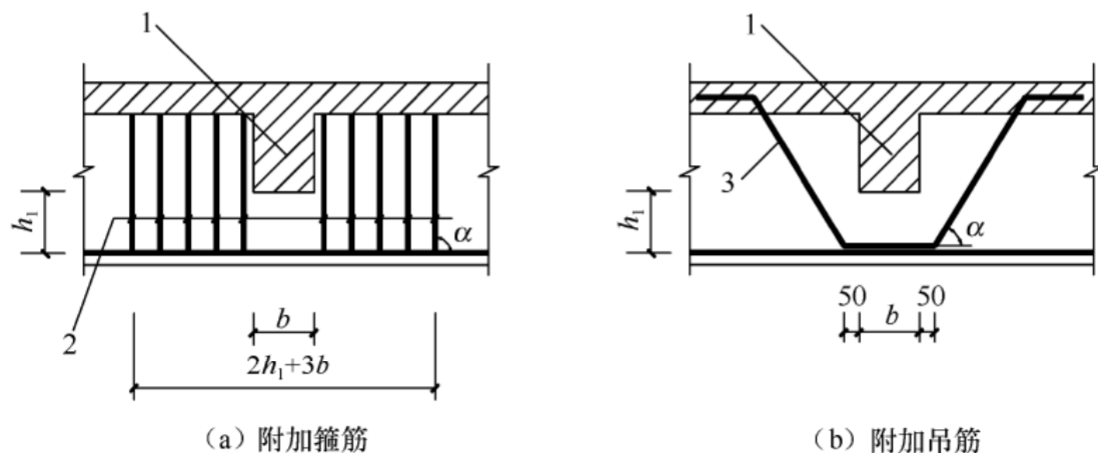


图 9.2.11 梁截面高度范围内有集中荷载作用时附加横向钢筋的布置

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

$$A_{sv} \geq \frac{F}{f_{yv} \sin \alpha} \quad (9.2.11)$$

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。

9.2.12 折梁的内折角处应增设箍筋（图 9.2.12）。箍筋应能承受未在受压区锚固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%。

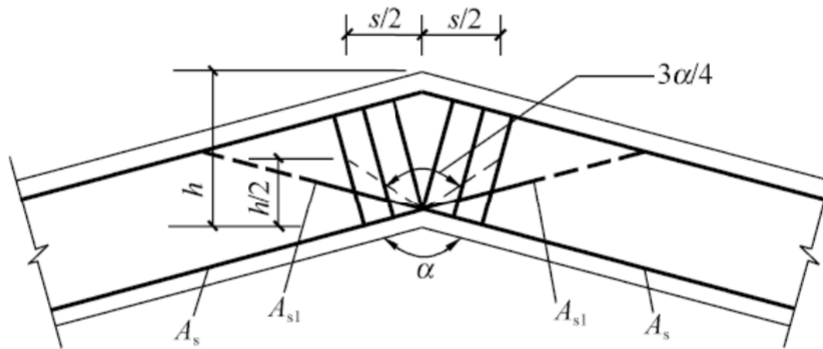


图 9.2.12 折梁内折角处的配筋

由箍筋承受的纵向受拉钢筋的合力按下列公式计算：

未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的合力为：

$$N_{s1} = 2f_y A_{s1} \cos \frac{\alpha}{2} \quad (9.2.12-1)$$

全部纵向受拉钢筋合力的 35% 为：

$$N_{s2} = 0.7f_y A_s \cos \frac{\alpha}{2} \quad (9.2.12-2)$$

式中： A_s ——全部纵向受拉钢筋的截面面积；

A_{s1} ——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 等于 $h \tan(3\alpha/8)$ 的范围内。

9.2.13 梁的腹板高度 h_w 不小于 450mm 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）的间距不宜大于 200mm，截面面积不应小于腹板截面面积（ bh_w ）的 0.1%，但当梁宽较大时可以适当放松。此处，腹板高度 h_w 按本规范第 6.3.1 条的规定取用。

9.2.14 薄腹梁或需作疲劳验算的钢筋混凝土梁，应在下部 1/2 梁高的腹板内沿两侧配置直径 8mm~14mm 的纵向构造钢筋，其间距为 100mm~150mm 并按下密上疏的方式布置。在上部 1/2 梁高的腹板内，纵向构造钢筋可按本规范第 9.2.13 条的规定配置。

9.2.15 当梁的混凝土保护层厚度大于 50mm 且配置表层钢筋网片时，应符合下列规定：

1 表层钢筋宜采用焊接网片，其直径不宜大于 8mm，间距不应大于 150mm；网片应配置在梁底和梁侧，梁侧的网片钢筋应延伸至梁高的 2/3 处。

2 两个方向上层网片钢筋的截面积均不应小于相应混凝土保护层（图 9.2.15 阴影部分）面积的 1%。

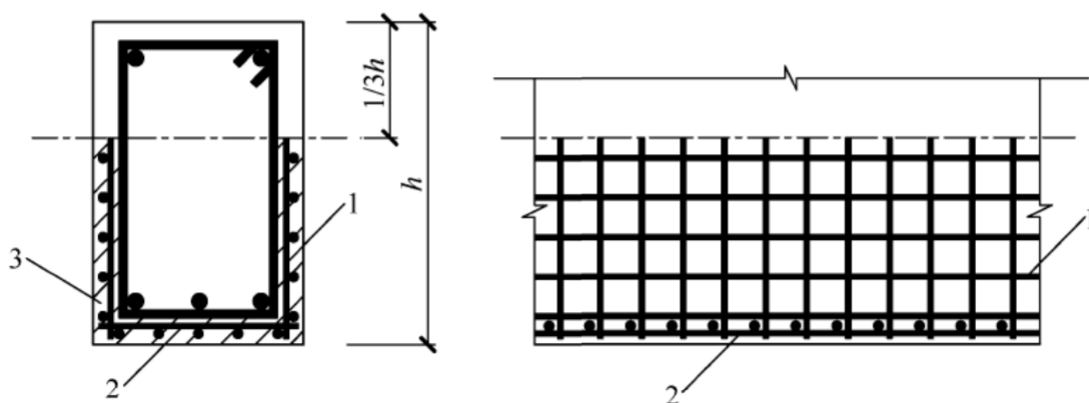


图 9.2.15 配置表层钢筋网片的构造要求

1—梁侧表层钢筋网片；2—梁底表层钢筋网片；3—配置网片钢筋区域

9.2.16 深受弯构件的设计应符合本规范附录 G 的规定。

9.3 柱、梁柱节点及牛腿

(I) 柱

9.3.1 柱中纵向钢筋的配置应符合下列规定：

1 纵向受力钢筋直径不宜小于 12mm；全部纵向钢筋的配筋率不宜大于 5%；

2 柱中纵向钢筋的净间距不应小于 50mm，且不宜大于 300mm；

3 偏心受压柱的截面高度不小于 600mm 时，在柱的侧面上应设置直径不小于 10mm 的纵向构造钢筋，并相应设置复合箍筋或拉筋；

4 圆柱中纵向钢筋不宜少于 8 根，不应少于 6 根，且宜沿周边均匀布置；

5 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。

注：水平浇筑的预制柱，纵向钢筋的最小净间距可按本规范第 9.2.1 条关于梁的有关规定取用。

9.3.2 柱中的箍筋应符合下列规定：

1 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；

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 为纵向钢筋的最小直径；

3 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 8.3.1 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 $5d$ ， d 为箍筋直径；

4 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；

5 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 $10d$ ，且不应大于 200mm， d 为纵向受力钢筋的最小直径。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；

6 在配有螺旋式或焊接环式箍筋的柱中，如在正截面受压承载力计算中考虑间接钢筋的作用时，箍筋间距不应大于 80mm 及 $d_{\text{cor}}/5$ ，且不宜小于 40mm， d_{cor} 为按箍筋内表面确定的核心截面直径。

9.3.3 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 的补强钢筋，每个方向补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。

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。

(II) 梁柱节点

9.3.4 梁纵向钢筋在框架中间层端节点的锚固应符合下列要求：

1 梁上部纵向钢筋伸入节点的锚固：

- 1) 当采用直线锚固形式时，锚固长度不应小于 l_a ，且应伸过柱中心线，伸过的长度不宜小于 $5d$ ， d 为梁上部纵向钢筋的直径。
- 2) 当柱截面尺寸不满足直线锚固要求时，梁上部纵向钢筋可采用本规范第 8.3.3 条钢筋端部加机械锚头的锚固方式。梁上部纵向钢筋宜伸至柱外侧纵向钢筋内边，包括机械锚头在内的水平投影锚固长度不应小于 $0.4l_{\text{ab}}$ (图 9.3.4a)。

- 3) 梁上部纵向钢筋也可采用 90° 弯折锚固的方式, 此时梁上部纵向钢筋应伸至柱外侧纵向钢筋内边并向节点内弯折, 其包含弯弧在内的水平投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$, 弯折钢筋在弯折平面内包含弯弧段的投影长度不应小于 $15d$ (图 9.3.4b)。

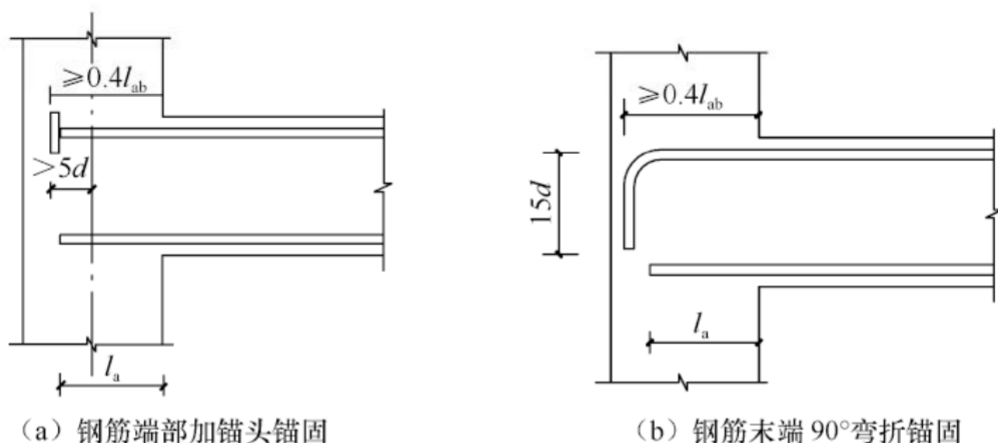


图 9.3.4 梁上部纵向钢筋在中间层端节点内的锚固

2 框架梁下部纵向钢筋伸入端节点的锚固:

- 1) 当计算中充分利用该钢筋的抗拉强度时, 钢筋的锚固方式及长度应与上部钢筋的规定相同。
- 2) 当计算中不利用该钢筋的强度或仅利用该钢筋的抗压强度时, 伸入节点的锚固长度应分别符合本规范第 9.3.5 条中间节点梁下部纵向钢筋锚固的规定。

9.3.5 框架中间层中间节点或连续梁中间支座, 梁的上部纵向钢筋应贯穿节点或支座。梁的下部纵向钢筋宜贯穿节点或支座。当必须锚固时, 应符合下列锚固要求:

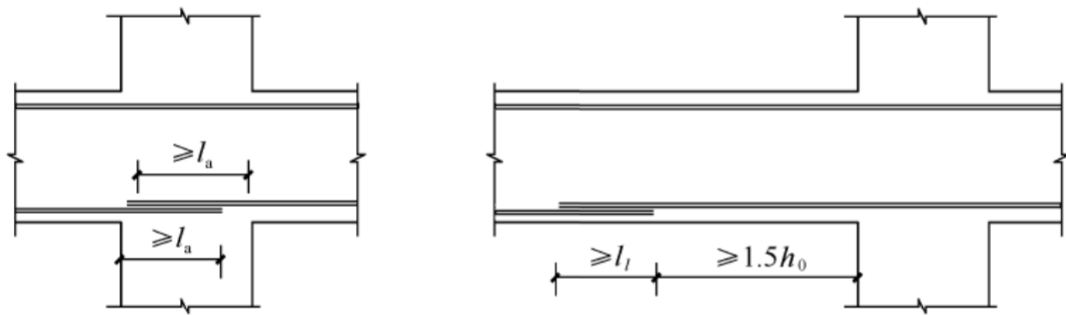
1 当计算中不利用该钢筋的强度时, 其伸入节点或支座的锚固长度对带肋钢筋不小于 $12d$, 对光面钢筋不小于 $15d$, d 为钢筋的最大直径;

2 当计算中充分利用钢筋的抗压强度时, 钢筋应按受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内, 其直线锚固长度不应小于 $0.7l_a$;

3 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，钢筋可采用直线方式锚固在节点或支座内，锚固长度不应小于钢筋的受拉锚固长度 l_a (图 9.3.5a)；

4 当柱截面尺寸不足时，宜按本规范第 9.3.4 条第 1 款的规定采用钢筋端部加锚头的机械锚固措施，也可采用 90° 弯折锚固的方式；

5 钢筋可在节点或支座外梁中弯矩较小处设置搭接接头，搭接长度的起始点至节点或支座边缘的距离不应小于 $1.5h_0$ (图 9.3.5b)。



(a) 下部纵向钢筋在节点中直线锚固

(b) 下部纵向钢筋在节点或支座范围外的搭接

图 9.3.5 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

9.3.6 柱纵向钢筋应贯穿中间层的中间节点或端节点，接头应设在节点区以外。

柱纵向钢筋在顶层中节点的锚固应符合下列要求：

1 柱纵向钢筋应伸至柱顶，且自梁底算起的锚固长度不应小于 l_a 。

2 当截面尺寸不满足直线锚固要求时，可采用 90° 弯折锚固措施。此时，包括弯弧在内的钢筋垂直投影锚固长度不应小于 $0.5l_{ab}$ ，在弯折平面内包含弯弧段的水平投影长度不宜小于 $12d$ (图 9.3.6a)。

3 当截面尺寸不足时，也可采用带锚头的机械锚固措施。此时，包含锚头在内的竖向锚固长度不应小于 $0.5l_{ab}$ (图 9.3.6b)。

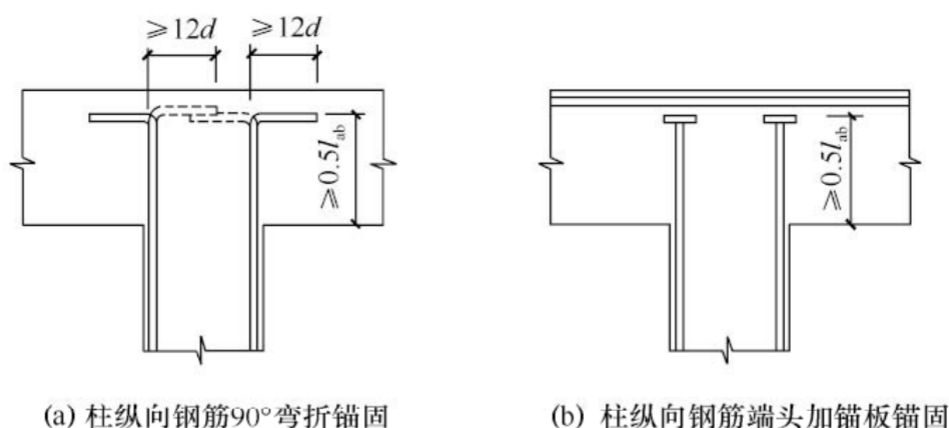
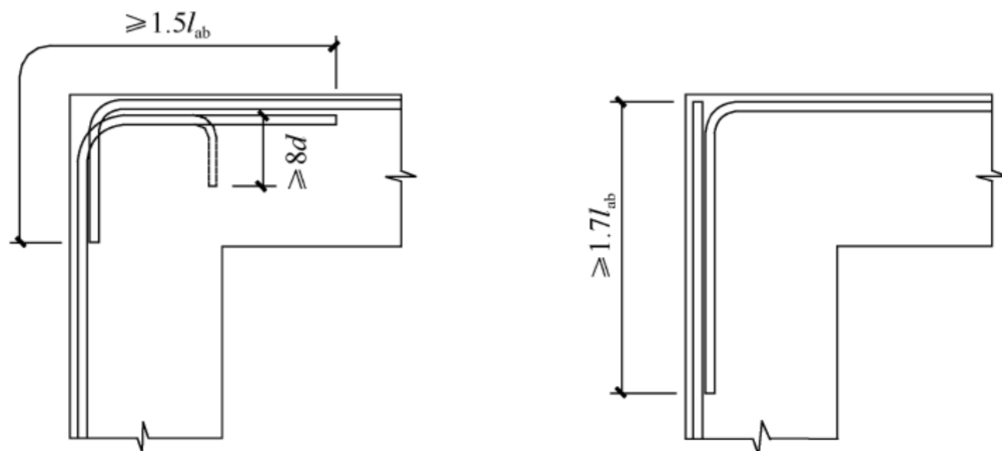


图 9.3.6 顶层节点中柱纵向钢筋在节点内的锚固

4 当柱顶有现浇楼板且板厚不小于 100mm 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 $12d$ 。

9.3.7 顶层端节点柱外侧纵向钢筋可弯入梁内作梁上部纵向钢筋；也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点及附近部位搭接，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，搭接长度不应小于 $1.5l_{ab}$ （图 9.3.7a）。其中，伸入梁内的柱外侧钢筋截面面积不宜小于其全部面积的 65%；梁宽范围以外的柱外侧钢筋宜沿节点顶部伸至柱内边锚固。当柱外侧纵向钢筋位于柱顶第一层时，钢筋伸至柱内边后宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断（图 9.3.7a）， d 为柱纵向钢筋的直径；当柱外侧纵向钢筋位于柱顶



(a) 搭接接头沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置 (b) 搭接接头沿节点外侧直线布置

图 9.3.7 顶层端节点梁、柱纵向钢筋在节点内的锚固与搭接

第二层时，可不向下弯折。当现浇板厚度不小于 100mm 时，梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋也可伸入现浇板内，其长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同。

2 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本条第 1 款规定且宜分两批截断，截断点之间的距离不宜小于 $20d$ ， d 为柱外侧纵向钢筋的直径。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位置截断。

3 纵向钢筋搭接接头也可沿节点柱顶外侧直线布置（图 9.3.7b），此时，搭接长度自柱顶算起不应小于 $1.7l_{ab}$ 。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本条第 1 款规定的搭接长度，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。

4 当梁的截面高度较大，梁、柱纵向钢筋相对较小，从梁底算起的直线搭接长度未延伸至柱顶即已满足 $1.5l_{ab}$ 的要求时，应将搭接长度延伸至柱顶并满足搭接长度 $1.7l_{ab}$ 的要求；或者从梁底算起的弯折搭接长度未延伸至柱内侧边缘即已满足 $1.5l_{ab}$ 的要求时，其弯折后包括弯弧在内的水平段的长度不应小于 $15d$ ， d 为柱纵向钢筋的直径。

5 柱内侧纵向钢筋的锚固应符合本规范第 9.3.6 条关于顶层中节点的规定。

9.3.8 顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s 应符合下列规定：

$$A_s \leq \frac{0.35\beta_c f_c b_b h_0}{f_y} \quad (9.3.8)$$

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，当钢筋直径不大于 25mm 时，不宜小于 $6d$ ；大于 25mm 时，不宜小于 $8d$ 。钢筋弯弧外的混凝土中应配置防裂、防剥落的构造钢筋。

9.3.9 在框架节点内应设置水平箍筋，箍筋应符合本规范第 9.3.2 条柱中箍筋的构造规定，但间距不宜大于 250mm。对四边均有梁的中间节点，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 8.4.6 条的规定。

(Ⅲ) 牛 腿

9.3.10 对于 a 不大于 h_0 的柱牛腿（图 9.3.10），其截面尺寸应符合下列要求：

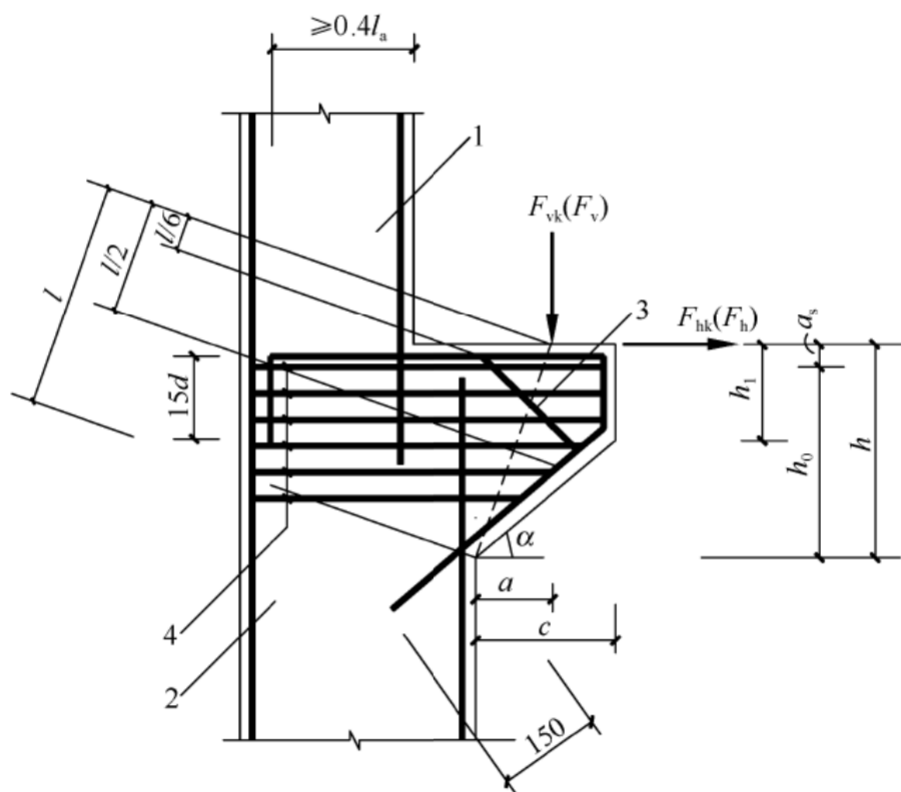


图 9.3.10 牛腿的外形及钢筋配置

注：图中尺寸单位 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

$$F_{vk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (9.3.10)$$

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：支承吊车梁的牛腿取 0.65；其他牛腿取 0.80；

a ——竖向力作用点至下柱边缘的水平距离，应考虑安装偏差 20mm；当考虑安装偏差后的竖向力作用点仍位于下柱截面以内时取等于 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，取 $h_1 - a_s + c \cdot \tan\alpha$ ，当 α 大于 45° 时，取 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 在牛腿顶受压面上，竖向力 F_{vk} 所引起的局部压应力不应超过 $0.75f_c$ 。

9.3.11 在牛腿中，由承受竖向力所需的受拉钢筋截面面积和承受水平拉力所需的锚筋截面面积所组成的纵向受力钢筋的总截面面积，应符合下列规定：

$$A_s \geq \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \quad (9.3.11)$$

当 a 小于 $0.3h_0$ 时，取 a 等于 $0.3h_0$ 。

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。

9.3.12 沿牛腿顶部配置的纵向受力钢筋，宜采用 HRB400 级或 HRB500 级热轧带肋钢筋。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 9.3.10）。

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 8.3.1 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 9.3.4 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不应小于 0.20% 及 $0.45f_t/f_y$ ，也不宜大于 0.60% ，钢筋数量不宜少于 4 根直径 12mm 的钢筋。

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 8.4.4 条有关钢筋搭接的规定。

9.3.13 牛腿应设置水平箍筋，箍筋直径宜为 6mm~12mm，间距宜为 100mm~150mm；在上部 $2h_0/3$ 范围内的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 $1/2$ 。

当牛腿的剪跨比不小于 0.3 时，宜设置弯起钢筋。弯起钢筋宜采用 HRB400 级或 HRB500 级热轧带肋钢筋，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 $l/6 \sim l/2$ 之间的范围内， l 为该连线的长度（图 9.3.10）。弯起钢筋截面面积不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 $1/2$ ，且不宜少于 2 根直径 12mm 的钢筋。纵向受拉钢筋不得兼作弯起钢筋。

9.4 墙

9.4.1 竖向构件截面长边、短边（厚度）比值大于 4 时，宜按墙的要求进行设计。

支撑预制楼（屋面）板的墙，其厚度不宜小于 140mm；对剪力墙结构尚不宜小于层高的 $1/25$ ，对框架-剪力墙结构尚不宜小于层高的 $1/20$ 。

当采用预制板时，支承墙的厚度应满足墙内竖向钢筋贯通的要求。

9.4.2 厚度大于 160mm 的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。

9.4.3 在平行于墙面的水平荷载和竖向荷载作用下，墙体宜根据结构分析所得的内力和本规范第 6.2 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 6.3 节的有关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 6.6 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。

9.4.4 墙水平及竖向分布钢筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 300mm。可利用焊接钢筋网片进行墙内配筋。

墙水平分布钢筋的配筋率 ρ_{sh} ($\frac{A_{sh}}{bs_v}$, s_v 为水平分布钢筋的间距) 和竖向分布钢筋的配筋率 ρ_{sv} ($\frac{A_{sv}}{bs_h}$, s_h 为竖向分布钢筋的间距) 不宜小于 0.20%；重要部位的墙，水平和竖向分布钢筋的配筋率宜适当提高。

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。

9.4.5 对于房屋高度不大于 10m 且不超过 3 层的墙，其截面厚度不应小于 120mm，其水平与竖向分布钢筋的配筋率均不宜小于 0.15%。

9.4.6 墙中配筋构造应符合下列要求：

1 墙竖向分布钢筋可在同一高度搭接，搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。

2 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。

3 墙中水平分布钢筋应伸至墙端，并向内水平弯折 $10d$ ， d 为钢筋直径。

4 端部有翼墙或转角的墙，内墙两侧和外墙内侧的水平分布钢筋应伸至翼墙或转角外边，并分别向两侧水平弯折 $15d$ 。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，并与翼墙外侧的水平分布钢筋搭接。

5 带边框的墙，水平和竖向分布钢筋宜分别贯穿柱、梁或锚固在柱、梁内。

9.4.7 墙洞口连梁应沿全长配置箍筋，箍筋直径不应小于 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，箍筋直径宜与跨内箍筋直径相同。同时，门窗洞边的竖向钢筋应满足受拉钢筋锚固长度的要求。

墙洞口上、下两边的水平钢筋除应满足洞口连梁正截面受弯承载力的要求外，尚不应少于 2 根直径不小于 12mm 的钢筋。对于计算分析中可忽略的洞口，洞边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受拉钢筋的锚固长度。

9.4.8 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 或 2 根直径为 16mm 的钢筋，并宜沿该竖向钢筋方向配置直径不小于 6mm 、间距为 250mm 的箍筋或拉筋。

9.5 叠合构件

(I) 水平叠合构件

9.5.1 二阶段成形的水平叠合受弯构件，当预制构件高度不足全截面高度的 40% 时，施工阶段应有可靠的支撑。

施工阶段有可靠支撑的叠合受弯构件，可按整体受弯构件设

计计算，但其斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力应按本规范附录 H 计算。

施工阶段无支撑的叠合受弯构件，应对底部预制构件及浇筑混凝土后的叠合构件按本规范附录 H 的要求进行二阶段受力计算。

9.5.2 混凝土叠合梁、板应符合下列规定：

1 叠合梁的叠合层混凝土的厚度不宜小于 100mm，混凝土强度等级不宜低于 C30。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。预制梁的顶面应做成凹凸差不小于 6mm 的粗糙面。

2 叠合板的叠合层混凝土厚度不应小于 40mm，混凝土强度等级不宜低于 C25。预制板表面应做成凹凸差不小于 4mm 的粗糙面。承受较大荷载的叠合板以及预应力叠合板，宜在预制底板上设置伸入叠合层的构造钢筋。

9.5.3 在既有结构的楼板、屋盖上浇筑混凝土叠合层的受弯构件，应符合本规范第 9.5.2 条的规定，并按本规范第 3.3 节、第 3.7 节的有关规定进行施工阶段和使用阶段计算。

(II) 竖向叠合构件

9.5.4 由预制构件及后浇混凝土成形的叠合柱和墙，应按施工阶段及使用阶段的工况分别进行预制构件及整体结构的计算。

9.5.5 在既有结构柱的周边或墙的侧面浇筑混凝土而成形的竖向叠合构件，应考虑承载历史以及施工支顶的情况，并按本规范第 3.3 节、第 3.7 节规定的原则进行施工阶段和使用阶段的承载力计算。

9.5.6 依托既有结构的竖向叠合柱、墙在使用阶段的承载力计算中，应根据实测结果考虑既有构件部分几何参数变化的影响。

竖向叠合柱、墙既有构件部分混凝土、钢筋的强度设计值按本规范第 3.7.3 条确定；后浇混凝土部分混凝土、钢筋的强度应

按本规范第 4 章的规定乘以强度利用的折减系数确定，且宜考虑施工时支顶的实际情况适当调整。

9.5.7 柱外二次浇筑混凝土层的厚度不应小于 60mm，混凝土强度等级不应低于既有柱的强度。粗糙结合面的凹凸差不应小于 6mm，并宜通过植筋、焊接等方法设置界面构造钢筋。后浇层中纵向受力钢筋直径不应小于 14mm；箍筋直径不应小于 8mm 且不应小于柱内相应箍筋的直径，箍筋间距应与柱内相同。

墙外二次浇筑混凝土层的厚度不应小于 50mm，混凝土强度等级不应低于既有墙体的强度。粗糙结合面的凹凸差不应小于 4mm，并宜通过植筋、焊接等方法设置界面构造钢筋。后浇层中竖向、水平钢筋直径不宜小于 8mm 且不应小于墙中相应钢筋的直径。

9.6 装配式结构

9.6.1 装配式、装配整体式混凝土结构中各类预制构件及连接构造应按下列原则进行设计：

1 应在结构方案和传力途径中确定预制构件的布置及连接方式，并在此基础上进行整体结构分析和构件及连接设计；

2 预制构件的设计应满足建筑使用功能，并符合标准化要求；

3 预制构件的连接宜设置在结构受力较小处，且宜便于施工；结构构件之间的连接构造应满足结构传递内力的要求；

4 各类预制构件及其连接构造应按从生产、施工到使用过程中可能产生的不利工况进行验算，对预制非承重构件尚应符合本规范第 9.6.8 条的规定。

9.6.2 预制混凝土构件在生产、施工过程中应按实际工况的荷载、计算简图、混凝土实体强度进行施工阶段验算。验算时应将构件自重乘以相应的动力系数：对脱模、翻转、吊装、运输时可取 1.5，临时固定时可取 1.2。

注：动力系数尚可根据具体情况适当增减。

9.6.3 装配式、装配整体式混凝土结构中各类预制构件的连接

构造，应便于构件安装、装配整体式。对计算时不考虑传递内力的连接，也应有可靠的固定措施。

9.6.4 装配整体式结构中框架梁的纵向受力钢筋和柱、墙中的竖向受力钢筋宜采用机械连接、焊接等形式；板、墙等构件中的受力钢筋可采用搭接连接形式；混凝土接合面应进行粗糙处理或做成齿槽；拼接处应采用强度等级不低于预制构件的混凝土灌缝。

装配整体式结构的梁柱节点处，柱的纵向钢筋应贯穿节点；梁的纵向钢筋应满足本规范第 9.3 节的锚固要求。

当柱采用装配式榫式接头时，接头附近区段内截面的轴心受压承载力宜为该截面计算所需承载力的 1.3~1.5 倍。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。

9.6.5 采用预制板的装配整体式楼盖、屋盖应采取下列构造措施：

1 预制板侧应为双齿边；拼缝上口宽度不应小于 30mm；空心板端孔中应有堵头，深度不宜少于 60mm；拼缝中应浇灌强度等级不低于 C30 的细石混凝土；

2 预制板端宜伸出锚固钢筋互相连接，并宜与板的支承结构（圈梁、梁顶或墙顶）伸出的钢筋及板端拼缝中设置的通长钢筋连接。

9.6.6 整体性要求较高的装配整体式楼盖、屋盖，应采用预制构件加现浇叠合层的形式；或在预制板侧设置配筋混凝土后浇带，并在板端设置负弯矩钢筋、板的周边沿拼缝设置拉结钢筋与支座连接。

9.6.7 装配整体式结构中预制承重墙板沿周边设置的连接钢筋应与支承结构及相邻墙板互相连接，并浇筑混凝土与周边楼盖、墙体连成整体。

9.6.8 非承重预制构件的设计应符合下列要求：

1 与支承结构之间宜采用柔性连接方式；

2 在框架内镶嵌或采用焊接连接时，应考虑其对框架抗侧移刚度的影响；

3 外挂板与主体结构的连接构造应具有一定的变形适应性。

9.7 预埋件及连接件

9.7.1 受力预埋件的锚板宜采用 Q235、Q345 级钢，锚板厚度应根据受力情况计算确定，且不宜小于锚筋直径的 60%；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。

受力预埋件的锚筋应采用 HRB400 或 HPB300 钢筋，不应采用冷加工钢筋。

直锚筋与锚板应采用 T 形焊接。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，且对 300MPa 级钢筋不宜小于 $0.5d$ ，对其他钢筋不宜小于 $0.6d$ ， d 为锚筋的直径。

9.7.2 由锚板 and 对称配置的直锚筋所组成的受力预埋件（图 9.7.2），其锚筋的总截面面积 A_s 应符合下列规定：

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：

$$A_s \geq \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-1)$$

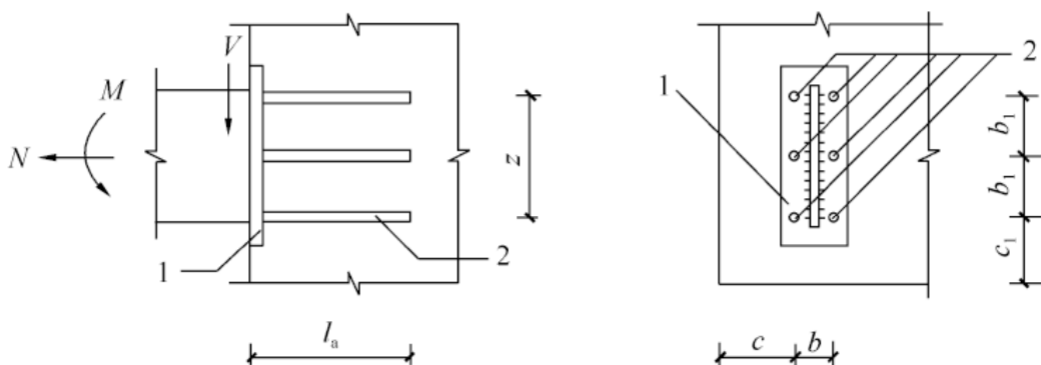


图 9.7.2 由锚板和直锚筋组成的预埋件
1—锚板；2—直锚筋

$$A_s \geq \frac{N}{0.8\alpha_b f_y} + \frac{M}{0.4\alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-2)$$

2 当有剪力、法向压力和弯矩共同作用时，应按下列两个公式计算，并取其中的较大值：

$$A_s \geq \frac{V - 0.3N}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{M - 0.4Nz}{1.3\alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-3)$$

$$A_s \geq \frac{M - 0.4Nz}{0.4\alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-4)$$

当 M 小于 $0.4Nz$ 时，取 $0.4Nz$ 。

上述公式中的系数 α_v 、 α_b ，应按下列公式计算：

$$\alpha_v = (4.0 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \quad (9.7.2-5)$$

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} \quad (9.7.2-6)$$

当 α_v 大于 0.7 时，取 0.7；当采取防止锚板弯曲变形的措施时，可取 α_b 等于 1.0。

式中： f_y ——锚筋的抗拉强度设计值，按本规范第 4.2 节采用，但不应大于 $300\text{N}/\text{mm}^2$ ；

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 $0.5f_c A$ ，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。

9.7.3 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 9.7.3），其弯折锚筋的截面面积 A_{sb} 应符合下列规定：

$$A_{sb} \geq 1.4 \frac{V}{f_y} - 1.25\alpha_v A_s \quad (9.7.3)$$

式中系数 α_v 按本规范第 9.7.2 条取用。当直锚筋按构造要求设置时， A_s 应取为 0。

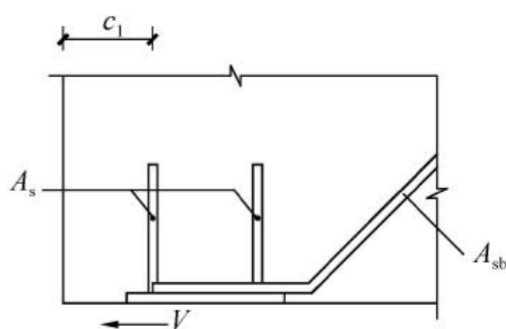


图 9.7.3 由锚板和弯折锚筋及直锚筋组成的预埋件

注：弯折锚筋与钢板之间的夹角不宜小于 15° ，也不宜大于 45° 。

9.7.4 预埋件锚筋中心至锚板边缘的距离不应小于 $2d$ 和 20mm 。预埋件的位置应使锚筋位于构件的外层主筋的内侧。

预埋件的受力直锚筋直径不宜小于 8mm ，且不宜大于 25mm 。直锚筋数量不宜少于 4 根，且不宜多于 4 排；受剪预埋件的直锚筋可采用 2 根。

对受拉和受弯预埋件（图 9.7.2），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 。

对受剪预埋件（图 9.7.2），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 均不应小于 $3d$ 和 45mm 。

受拉直锚筋和弯折锚筋的锚固长度不应小于本规范第 8.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度；当锚筋采用 HPB300 级钢筋时末端还应有弯钩。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。

9.7.5 预制构件宜采用内埋式螺母、内埋式吊杆或预留吊装孔，并采用配套的专用吊具实现吊装，也可采用吊环吊装。

内埋式螺母或内埋式吊杆的设计与构造，应满足起吊方便和吊装安全的要求。专用内埋式螺母或内埋式吊杆及配套的吊具，应根据相应的产品标准和应用技术规定选用。

9.7.6 吊环应采用 HPB300 钢筋或 Q235B 圆钢，并应符合下列规定：

1 吊环锚入混凝土中的深度不应小于 $30d$ 并应焊接或绑扎在钢筋骨架上， d 为吊环钢筋或圆钢的直径。

2 应验算在荷载标准值作用下的吊环应力，验算时每个吊环可按两个截面计算。对 HPB300 钢筋，吊环应力不应大于 65N/mm^2 ；对 Q235B 圆钢，吊环应力不应大于 50N/mm^2 。

3 当在一个构件上设有 4 个吊环时，应按 3 个吊环进行计算。

9.7.7 混凝土预制构件吊装设施的位置应能保证构件在吊装、运输过程中平稳受力。设置预埋件、吊环、吊装孔及各种内埋式预留吊具时，应对构件在该处承受吊装荷载作用的效应进行承载力的验算，并应采取相应的构造措施，避免吊点处混凝土局部破坏。

10 预应力混凝土结构构件

10.1 一般规定

10.1.1 预应力混凝土结构构件，除应根据设计状况进行承载力计算及正常使用极限状态验算外，尚应对施工阶段进行验算。

10.1.2 预应力混凝土结构设计应计入预应力作用效应；对超静定结构，相应的次弯矩、次剪力及次轴力等应参与组合计算。

对承载能力极限状态，当预应力作用效应对结构有利时，预应力作用分项系数 γ_p 应取 1.0，不利时 γ_p 应取 1.2；对正常使用极限状态，预应力作用分项系数 γ_p 应取 1.0。

对参与组合的预应力作用效应项，当预应力作用效应对承载力有利时，结构重要性系数 γ_0 应取 1.0；当预应力作用效应对承载力不利时，结构重要性系数 γ_0 应按本规范第 3.3.2 条确定。

10.1.3 预应力筋的张拉控制应力 σ_{con} 应符合下列规定：

1 消除应力钢丝、钢绞线

$$\sigma_{con} \leq 0.75f_{ptk} \quad (10.1.3-1)$$

2 中强度预应力钢丝

$$\sigma_{con} \leq 0.70f_{ptk} \quad (10.1.3-2)$$

3 预应力螺纹钢筋

$$\sigma_{con} \leq 0.85f_{pyk} \quad (10.1.3-3)$$

式中： f_{ptk} ——预应力筋极限强度标准值；

f_{pyk} ——预应力螺纹钢筋屈服强度标准值。

消除应力钢丝、钢绞线、中强度预应力钢丝的张拉控制应力值不应小于 $0.4f_{ptk}$ ；预应力螺纹钢筋的张拉应力控制值不宜小于 $0.5f_{pyk}$ 。

当符合下列情况之一时，上述张拉控制应力限值可相应提高 $0.05f_{ptk}$ 或 $0.05f_{pyk}$ ：

- 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筋与张拉台座之间的温差等因素产生的预应力损失。

10.1.4 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，但不宜低于设计的混凝土强度等级值的 75%。

注：当张拉预应力筋是为防止混凝土早期出现的收缩裂缝时，可不受上述限制，但应符合局部受压承载力的规定。

10.1.5 后张法预应力混凝土超静定结构，由预应力引起的内力和变形可采用弹性理论分析，并宜符合下列规定：

1 按弹性分析计算时，次弯矩 M_2 宜按下列公式计算：

$$M_2 = M_r - M_1 \quad (10.1.5-1)$$

$$M_1 = N_p e_{pn} \quad (10.1.5-2)$$

式中： N_p ——后张法预应力混凝土构件的预加力，按本规范公式 (10.1.7-3) 计算；

e_{pn} ——净截面重心至预加力作用点的距离，按本规范公式 (10.1.7-4) 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。

次剪力可根据构件次弯矩的分布分析计算，次轴力宜根据结构的约束条件进行计算。

2 在设计中宜采取措施，避免或减少支座、柱、墙等约束构件对梁、板预应力作用效应的不利影响。

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

1 先张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 \quad (10.1.6-1)$$

相应阶段预应力筋的有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l - \alpha_E \sigma_{pc} \quad (10.1.6-2)$$

预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (10.1.6-3)$$

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n + \sigma_{p2} \quad (10.1.6-4)$$

相应阶段预应力筋的有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (10.1.6-5)$$

预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} \quad (10.1.6-6)$$

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、净截面重心至预加力作用点的距离，按本规范第 10.1.7 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 10.2.1 条～第 10.2.7 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 4.2.5 采用， E_c 按本规范表 4.1.5 采用；

N_{p0} 、 N_p ——先张法构件、后张法构件的预加力，按本规范第 10.1.7 条计算；

σ_{p2} ——由预应力次内力引起的混凝土截面法向应力。

注：在公式（10.1.6-1）、公式（10.1.6-4）中，右边第二项与第一项的应力方向相同时取加号，相反时取减号；公式（10.1.6-2）、公式（10.1.6-6）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。

10.1.7 预加力及其作用点的偏心距（图 10.1.7）宜按下列公式计算：

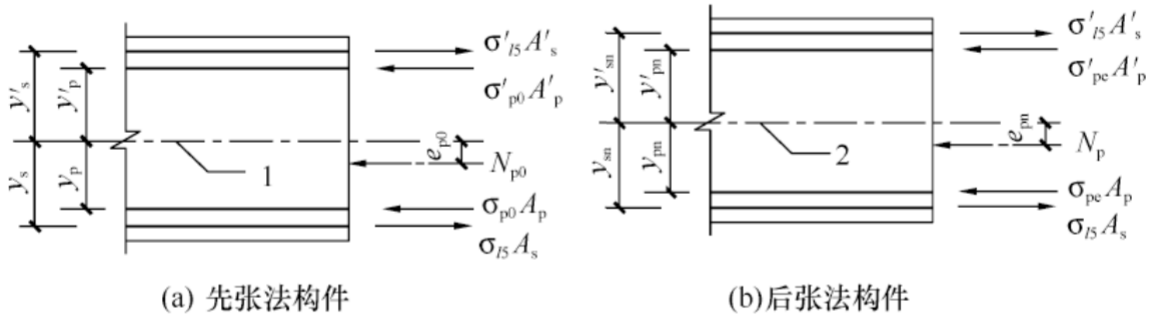


图 10.1.7 预加力作用点位置

1—换算截面重心轴；2—净截面重心轴

1 先张法构件

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s \quad (10.1.7-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma'_{p0} A'_p y'_p - \sigma_{l5} A_s y_s + \sigma'_{l5} A'_s y'_s}{\sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s} \quad (10.1.7-2)$$

2 后张法构件：

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s \quad (10.1.7-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma'_{pe} A'_p y'_{pn} - \sigma_{l5} A_s y_{sn} + \sigma'_{l5} A'_s y'_{sn}}{\sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s} \quad (10.1.7-4)$$

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

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力筋的有效预应力；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力筋的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区预应力筋合力点至换算截面重心的距离；

y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区普通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 10.2.5 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、受压区普通钢筋重心至净截面重心的距离。

注：1 当公式 (10.1.7-1) ~ 公式 (10.1.7-4) 中的 $A'_p = 0$ 时，可取式中 $\sigma'_{l5} = 0$ ；

2 当计算次内力时，公式 (10.1.7-3)、公式 (10.1.7-4) 中的 σ_{l5} 和 σ'_{l5} 可近似取零。

10.1.8 对允许出现裂缝的后张法有粘结预应力混凝土框架梁及连续梁，在重力荷载作用下按承载能力极限状态计算时，可考虑内力重分布，并应满足正常使用极限状态验算要求。当截面相对受压区高度 ξ 不小于 0.1 且不大于 0.3 时，其任一跨内的支座截面最大负弯矩设计值可按下列公式确定：

$$M = (1 - \beta)(M_{GQ} + M_2) \quad (10.1.8-1)$$

$$\beta = 0.2(1 - 2.5\xi) \quad (10.1.8-2)$$

且调幅幅度不宜超过重力荷载下弯矩设计值的 20%。

式中： M ——支座控制截面弯矩设计值；

M_{GQ} ——控制截面按弹性分析计算的重力荷载弯矩设计值；

ξ ——截面相对受压区高度，应按本规范第 6 章的规定计算；

β ——弯矩调幅系数。

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

$$l_{tr} = \alpha \frac{\sigma_{pe}}{f_{tk}} d \quad (10.1.9)$$

式中： σ_{pe} ——放张时预应力筋的有效预应力；

d ——预应力筋的公称直径，按本规范附录 A 采用；

α ——预应力筋的外形系数，按本规范表 8.3.1 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 4.1.3-2 以线性内插法确定。

当采用骤然放张预应力的施工工艺时，对光面预应力钢丝， l_{tr} 的起点应从距构件末端 $l_{tr}/4$ 处开始计算。

10.1.10 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。预应力筋的锚固长度 l_a 应按本规范第 8.3.1 条确定。

当采用骤然放张预应力的施工工艺时，对光面预应力钢丝的锚固长度应从距构件末端 $l_{tr}/4$ 处开始计算。

10.1.11 对制作、运输及安装等施工阶段预拉区允许出现拉应力的构件，或预压时全截面受压的构件，在预加力、自重及施工荷载作用下（必要时应考虑动力系数）截面边缘的混凝土法向应力宜符合下列规定（图 10.1.11）：

$$\sigma_{ct} \leq f'_{tk} \quad (10.1.11-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8f'_{ck} \quad (10.1.11-2)$$

简支构件的端部区段截面预拉区边缘纤维的混凝土拉应力允

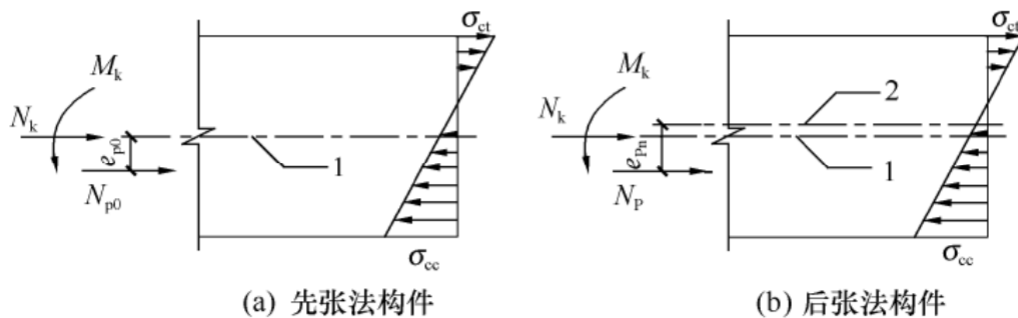


图 10.1.11 预应力混凝土构件施工阶段验算

1—换算截面重心轴；2—净截面重心轴

许大于 f'_{tk} ，但不应大于 $1.2f'_{tk}$ 。

截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = \sigma_{pc} + \frac{N_k}{A_0} \pm \frac{M_k}{W_0} \quad (10.1.11-3)$$

式中： σ_{ct} ——相应施工阶段计算截面预拉区边缘纤维的混凝土拉应力；

σ_{cc} ——相应施工阶段计算截面预压区边缘纤维的混凝土压应力；

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 4.1.3-2、表 4.1.3-1 以线性内插法分别确定；

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。

注：1 预拉区、预压区分别系指施加预应力时形成的截面拉应力区、压应力区；

2 公式 (10.1.11-3) 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；

3 当有可靠的工程经验时，叠合式受弯构件预拉区的混凝土法向拉应力可按 σ_{ct} 不大于 $2f'_{tk}$ 控制。

10.1.12 施工阶段预拉区允许出现拉应力的构件，预拉区纵向钢筋的配筋率 $(A'_s + A'_p)/A$ 不宜小于 0.15%，对后张法构件不应计入 A'_p ，其中， A 为构件截面面积。预拉区纵向普通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。

10.1.13 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加力 N_{p0} 及其作用点的偏心距 e_{p0} ，均应按本规范公式 (10.1.7-1) 及

公式 (10.1.7-2) 计算, 此时, 先张法和后张法构件预应力筋的应力 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 均应按本规范第 10.1.6 条的规定计算。

10.1.14 无粘结预应力矩形截面受弯构件, 在进行正截面承载力计算时, 无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 宜按下列公式计算:

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (10.1.14-1)$$

$$\Delta\sigma_p = (240 - 335\xi_p) \left(0.45 + 5.5 \frac{h}{l_0} \right) \frac{l_2}{l_1} \quad (10.1.14-2)$$

$$\xi_p = \frac{\sigma_{pe}A_p + f_yA_s}{f_c b h_p} \quad (10.1.14-3)$$

对于跨数不少于 3 跨的连续梁、连续单向板及连续双向板, $\Delta\sigma_p$ 取值不应小于 50N/mm^2 。

无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件:

$$\sigma_{pu} \leq f_{py} \quad (10.1.14-4)$$

式中: σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后, 无粘结预应力筋中的有效预应力 (N/mm^2);

$\Delta\sigma_p$ ——无粘结预应力筋中的应力增量 (N/mm^2);

ξ_p ——综合配筋特征值, 不宜大于 0.4; 对于连续梁、板, 取各跨内支座和跨中截面综合配筋特征值的平均值;

h ——受弯构件截面高度;

h_p ——无粘结预应力筋合力点至截面受压边缘的距离;

l_1 ——连续无粘结预应力筋两个锚固端间的总长度;

l_2 ——与 l_1 相关的由活荷载最不利布置图确定的荷载跨长度之和。

翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件, 当受压区高度大于翼缘高度时, 综合配筋特征值 ξ_p 可按下列公式计算:

$$\xi_p = \frac{\sigma_{pe}A_p + f_yA_s - f_c (b'_f - b)h'_f}{f_c b h_p} \quad (10.1.14-5)$$

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。

10.1.15 无粘结预应力混凝土受弯构件的受拉区，纵向普通钢筋截面面积 A_s 的配置应符合下列规定：

1 单向板

$$A_s \geq 0.002bh \quad (10.1.15-1)$$

式中： b ——截面宽度；

h ——截面高度。

纵向普通钢筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm。

2 梁

A_s 应取下列两式计算结果的较大值：

$$A_s \geq \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_{pu} h_p}{f_y h_s} \right) A_p \quad (10.1.15-2)$$

$$A_s \geq 0.003bh \quad (10.1.15-3)$$

式中： h_s ——纵向受拉普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离。

纵向受拉普通钢筋直径不宜小于 14mm，且宜均匀分布在梁的受拉边缘。

对按一级裂缝控制等级设计的梁，当无粘结预应力筋承担不小于 75% 的弯矩设计值时，纵向受拉普通钢筋面积应满足承载力计算和公式 (10.1.15-3) 的要求。

10.1.16 无粘结预应力混凝土板柱结构中的双向平板，其纵向普通钢筋截面面积 A_s 及其分布应符合下列规定：

1 在柱边的负弯矩区，每一方向上纵向普通钢筋的截面面积应符合下列规定：

$$A_s \geq 0.00075hl \quad (10.1.16-1)$$

式中： l ——平行于计算纵向受力钢筋方向上板的跨度；

h ——板的厚度。

由上式确定的纵向普通钢筋，应分布在各离柱边 $1.5h$ 的板宽范围内。每一方向至少应设置 4 根直径不小于 16mm 的钢筋。纵向钢筋间距不应大于 300mm，外伸出柱边长度至少为支座每一边净跨的 $1/6$ 。在承载力计算中考虑纵向普通钢筋的作用时，其伸出柱边的长度应按计算确定，并应符合本规范第 8.3 节对锚固长度的规定。

2 在荷载标准组合下，当正弯矩区每一方向上抗裂验算边缘的混凝土法向拉应力满足下列规定时，正弯矩区可仅按构造配置纵向普通钢筋：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0.4f_{tk} \quad (10.1.16-2)$$

3 在荷载标准组合下，当正弯矩区每一个方向上抗裂验算边缘的混凝土法向拉应力超过 $0.4f_{tk}$ 且不大于 $1.0f_{tk}$ 时，纵向普通钢筋的截面面积应符合下列规定：

$$A_s \geq \frac{N_{tk}}{0.5f_y} \quad (10.1.16-3)$$

式中： N_{tk} ——在荷载标准组合下构件混凝土未开裂截面受拉区的合力；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值，当 f_y 大于 360N/mm^2 时，取 360N/mm^2 。

纵向普通钢筋应均匀分布在板的受拉区内，并应靠近受拉边缘通长布置。

4 在平板的边缘和拐角处，应设置暗圈梁或设置钢筋混凝土边梁。暗圈梁的纵向钢筋直径不应小于 12mm ，且不应少于 4 根；箍筋直径不应小于 6mm ，间距不应大于 150mm 。

注：在温度、收缩应力较大的现浇双向平板区域内，应按本规范第 9.1.8 条配置普通构造钢筋网。

10.1.17 预应力混凝土受弯构件的正截面受弯承载力设计值应符合下列要求：

$$M_u \geq M_{cr} \quad (10.1.17)$$

式中： M_u ——构件的正截面受弯承载力设计值，按本规范公式 (6.2.10-1)、公式 (6.2.11-2) 或公式 (6.2.14) 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 (7.2.3-6) 计算。

10.2 预应力损失值计算

10.2.1 预应力筋中的预应力损失值可按表 10.2.1 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 $100\text{N}/\text{mm}^2$ ；
后张法构件 $80\text{N}/\text{mm}^2$ 。

表 10.2.1 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
张拉端锚具变形和预应力筋内缩		σ_{l1}	按本规范第 10.2.2 条的规定计算	按本规范第 10.2.2 条和第 10.2.3 条的规定计算
预应力筋的摩擦	与孔道壁之间的摩擦	σ_{l2}	—	按本规范第 10.2.4 条的规定计算
	张拉端锚口摩擦		按实测值或厂家提供的数据确定	
	在转向装置处的摩擦		按实际情况确定	
混凝土加热养护时，预应力筋与承受拉力的设备之间的温差		σ_{l3}	$2\Delta t$	—
预应力筋的应力松弛		σ_{l4}	消除应力钢丝、钢绞线 普通松弛： $0.4 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}}$ 低松弛： 当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.7f_{\text{ptk}}$ 时 $0.125 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}}$ 当 $0.7f_{\text{ptk}} < \sigma_{\text{con}} \leq 0.8f_{\text{ptk}}$ 时 $0.2 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}}$ 中强度预应力钢丝： $0.08\sigma_{\text{con}}$ 预应力螺纹钢筋： $0.03\sigma_{\text{con}}$	
混凝土的收缩和徐变		σ_{l5}	按本规范第 10.2.5 条的规定计算	
用螺旋式预应力筋作配筋的环形构件，当直径 d 不大于 3m 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，预应力筋与承受拉力的设备之间的温差 ($^{\circ}\text{C}$)；

2 当 $\sigma_{\text{con}} / f_{\text{ptk}} \leq 0.5$ 时，预应力筋的应力松弛损失值可取为零。

10.2.2 直线预应力筋由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} 应按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_s \quad (10.2.2)$$

式中： a ——张拉端锚具变形和预应力筋内缩值（mm），可按表 10.2.2 采用；

l ——张拉端至锚固端之间的距离（mm）。

表 10.2.2 锚具变形和预应力筋内缩值 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
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8

注：1 表中的锚具变形和预应力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预应力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。

10.2.3 后张法构件曲线预应力筋或折线预应力筋由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} ，应根据曲线预应力筋或折线预应力筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力筋变形值等于锚具变形和预应力筋内缩值的条件确定，反向摩擦系数可按表 10.2.4 中的数值采用。

反向摩擦影响长度 l_f 及常用束形的后张预应力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 J 计算。

10.2.4 预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{l2} ，宜按下列公式计算：

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{\kappa x + \mu \theta}} \right) \quad (10.2.4-1)$$

当 $(\kappa x + \mu \theta)$ 不大于 0.3 时， σ_{l2} 可按下列近似公式计算：

$$\sigma_{l2} = (\kappa x + \mu \theta) \sigma_{\text{con}} \quad (10.2.4-2)$$

注：当采用夹片式群锚体系时，在 σ_{con} 中宜扣除锚口摩擦损失。

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

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道各部分切线的夹角之和（rad）；

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，按表 10.2.4 采用；

μ ——预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数，按表 10.2.4 采用。

表 10.2.4 摩擦系数

孔道成型方式	κ	μ	
		钢绞线、钢丝束	预应力螺纹钢筋
预埋金属波纹管	0.0015	0.25	0.50
预埋塑料波纹管	0.0015	0.15	—
预埋钢管	0.0010	0.30	—
抽芯成型	0.0014	0.55	0.60
无粘结预应力筋	0.0040	0.09	—

注：摩擦系数也可根据实测数据确定。

在公式（10.2.4-1）中，对按抛物线、圆弧曲线变化的空间曲线及可分段后叠加的广义空间曲线，夹角之和 θ 可按下列近似公式计算：

$$\text{抛物线、圆弧曲线：} \theta = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2} \quad (10.2.4-3)$$

$$\text{广义空间曲线：} \theta = \sum \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2} \quad (10.2.4-4)$$

式中： α_v 、 α_h ——按抛物线、圆弧曲线变化的空间曲线预应力筋在竖向、水平向投影所形成抛物线、圆弧曲线的弯转角；

$\Delta\alpha_v$ 、 $\Delta\alpha_h$ ——广义空间曲线预应力筋在竖向、水平向投影所形成分段曲线的弯转角增量。

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

1 一般情况

先张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{60 + 340 \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (10.2.5-1)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{60 + 340 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (10.2.5-2)$$

后张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{55 + 300 \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (10.2.5-3)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{55 + 300 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (10.2.5-4)$$

式中： σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——受拉区、受压区预应力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、受压区预应力筋和普通钢筋的配筋率：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筋和普通钢筋的构件，配筋率 ρ 、 ρ' 应按钢筋总截面面积的一半计算。

受拉区、受压区预应力筋合力点处的混凝土法向压应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 应按本规范第 10.1.6 条及第 10.1.7 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，其普通钢筋中的应力 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（10.2.5-2）、公式（10.2.5-4）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} 和 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、徐变及预应力筋应力松弛预应力损失值时，宜按本规范附录 K 进行计算。

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

10.2.7 预应力混凝土构件在各阶段的预应力损失值宜按表 10.2.7 的规定进行组合。

表 10.2.7 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：先张法构件由于预应力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。

10.3 预应力混凝土构造规定

10.3.1 先张法预应力筋之间的净间距不宜小于其公称直径的 2.5 倍和混凝土粗骨料最大粒径的 1.25 倍，且应符合下列规定：预应力钢丝，不应小于 15mm；三股钢绞线，不应小于 20mm；七股钢绞线，不应小于 25mm。当混凝土振捣密实性具有可靠保证时，净间距可放宽为最大粗骨料粒径的 1.0 倍。

10.3.2 先张法预应力混凝土构件端部宜采取下列构造措施：

1 单根配置的预应力筋，其端部宜设置螺旋筋；

2 分散布置的多根预应力筋，在构件端部 $10d$ 且不小于 100mm 长度范围内，宜设置 3~5 片与预应力筋垂直的钢筋网

片，此处 d 为预应力筋的公称直径；

3 采用预应力钢丝配筋的薄板，在板端 100mm 长度范围内宜适当加密横向钢筋；

4 槽形板类构件，应在构件端部 100mm 长度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。

10.3.3 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。

10.3.4 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，宜将一部分预应力筋弯起配置。

10.3.5 预应力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纵向构造钢筋。

10.3.6 后张法预应力筋所用锚具、夹具和连接器等的形式和质量应符合国家现行有关标准的规定。

10.3.7 后张法预应力筋及预留孔道布置应符合下列构造规定：

1 预制构件中预留孔道之间的水平净间距不宜小于 50mm，且不宜小于粗骨料粒径的 1.25 倍；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 50%。

2 现浇混凝土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宜小于 1.5 倍孔道外径，且不应小于粗骨料粒径的 1.25 倍；从孔道外壁至构件边缘的净间距，梁底不宜小于 50mm，梁侧不宜小于 40mm，裂缝控制等级为三级的梁，梁底、梁侧分别不宜小于 60mm 和 50mm。

3 预留孔道的内径宜比预应力束外径及需穿过孔道的连接器外径大 6mm~15mm，且孔道的截面积宜为穿入预应力束截面积的 3.0~4.0 倍。

4 当有可靠经验并能保证混凝土浇筑质量时，预留孔道可

水平并列贴紧布置，但并排的数量不应超过 2 束。

5 在现浇楼板中采用扁形锚固体体系时，穿过每个预留孔道的预应力筋数量宜为 3~5 根；在常用荷载情况下，孔道在水平方向的净间距不应超过 8 倍板厚及 1.5m 中的较大值。

6 板中单根无粘结预应力筋的间距不宜大于板厚的 6 倍，且不宜大于 1m；带状束的无粘结预应力筋根数不宜多于 5 根，带状束间距不宜大于板厚的 12 倍，且不宜大于 2.4m。

7 梁中集束布置的无粘结预应力筋，集束的水平净间距不宜小于 50mm，束至构件边缘的净距不宜小于 40mm。

10.3.8 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 采用普通垫板时，应按本规范第 6.6 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%，垫板的刚性扩散角应取 45°；

2 局部受压承载力计算时，局部压力设计值对有粘结预应力混凝土构件取 1.2 倍张拉控制力，对无粘结预应力混凝土取 1.2 倍张拉控制力和 $(f_{ptk}A_p)$ 中的较大值；

3 当采用整体铸造垫板时，其局部受压区的设计应符合相关标准的规定；

4 在局部受压间接钢筋配置区以外，在构件端部长度 l 不小于截面重心线上部或下部预应力筋的合力点至邻近边缘的距离 e 的 3 倍、但不大于构件端部截面高度 h 的 1.2 倍，高度为 $2e$ 的附加配筋区范围内，应均匀配置附加防劈裂箍筋或网片（图 10.3.8），配筋面积可按下列公式计算：

$$A_{sb} \geq 0.18 \left(1 - \frac{l_l}{l_b}\right) \frac{P}{f_{yv}} \quad (10.3.8-1)$$

且体积配筋率不应小于 0.5%。

式中： P ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力筋的合力设计值，可按本条第 2 款的规定确定；

l_l 、 l_b ——分别为沿构件高度方向 A_l 、 A_b 的边长或直径， A_l 、

A_b 按本规范第 6.6.2 条确定；

f_{yv} ——附加防劈裂钢筋的抗拉强度设计值，按本规范第 4.2.3 条的规定采用。

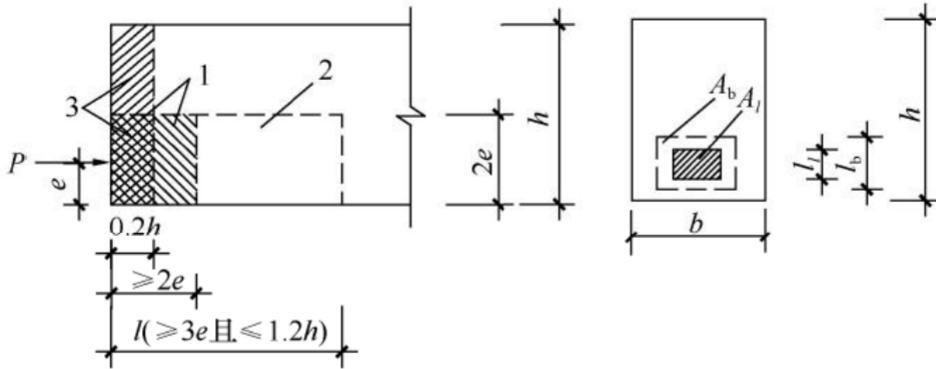


图 10.3.8 防止端部裂缝的配筋范围

1—局部受压间接钢筋配置区；2—附加防劈裂配筋区；
3—附加防端面裂缝配筋区

5 当构件端部预应力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 $0.2h$ 范围内设置附加竖向防端面裂缝构造钢筋（图 10.3.8），其截面面积应符合下列公式要求：

$$A_{sv} \geq \frac{T_s}{f_{yv}} \quad (10.3.8-2)$$

$$T_s = \left(0.25 - \frac{e}{h}\right) P \quad (10.3.8-3)$$

式中： T_s ——锚固端端面拉力；

P ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力筋的合力设计值，可按本条第 2 款的规定确定；

e ——截面重心线上部或下部预应力筋的合力点至截面近边缘的距离；

h ——构件端部截面高度。

当 e 大于 $0.2h$ 时，可根据实际情况适当配置构造钢筋。竖向防端面裂缝钢筋宜靠近端面配置，可采用焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他的形式，且宜采用带肋钢筋。

当端部截面上部和下部均有预应力筋时，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较大值采用。

在构件端面横向也应按上述方法计算抗端面裂缝钢筋，并与上述竖向钢筋形成网片筋配置。

10.3.9 当构件在端部有局部凹进时，应增设折线构造钢筋（图 10.3.9）或其他有效的构造钢筋。

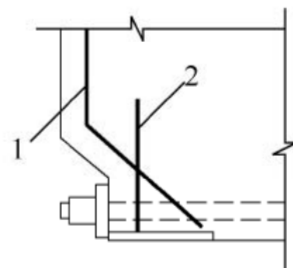


图 10.3.9 端部凹进处构造钢筋
1—折线构造钢筋；2—竖向构造钢筋

10.3.10 后张法预应力混凝土构件中，当采用曲线预应力束时，其曲率半径 r_p 宜按下列公式确定，但不宜小于 4m。

$$r_p \geq \frac{P}{0.35 f_c d_p} \quad (10.3.10)$$

式中： P ——预应力束的合力设计值，可按本规范第 10.3.8 条第 2 款的规定确定；

r_p ——预应力束的曲率半径 (m)；

d_p ——预应力束孔道的外径；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；当验算张拉阶段曲率半径时，可取与施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 对应的抗压强度设计值 f'_c ，按本规范表 4.1.4-1 以线性内插法确定。

对于折线配筋的构件，在预应力束弯折处的曲率半径可适当减小。当曲率半径 r_p 不满足上述要求时，可在曲线预应力束弯折处内侧设置钢筋网片或螺旋筋。

10.3.11 在预应力混凝土结构中，当沿构件凹面布置曲线预应力束时（图 10.3.11），应进行防崩裂设计。当曲率半径 r_p 满足下列公式要求时，可仅配置构造 U 形插筋。

$$r_p \geq \frac{P}{f_t (0.5d_p + c_p)} \quad (10.3.11-1)$$

当不满足时，每单肢 U 形插筋的截面面积应按下列公式

确定：

$$A_{sv1} \geq \frac{Ps_v}{2r_p f_{yv}} \quad (10.3.11-2)$$

式中： P ——预应力束的合力设计值，可按本规范第 10.3.8 条第 2 款的规定确定；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；或与施工张拉阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的抗拉强度设计值 f'_t ，按本规范表 4.1.4-2 以线性内插法确定；

c_p ——预应力束孔道净混凝土保护层厚度；

A_{sv1} ——每单肢插筋截面面积；

s_v ——U 形插筋间距；

f_{yv} ——U 形插筋抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.3-1 采用，当大于 $360\text{N}/\text{mm}^2$ 时取 $360\text{N}/\text{mm}^2$ 。

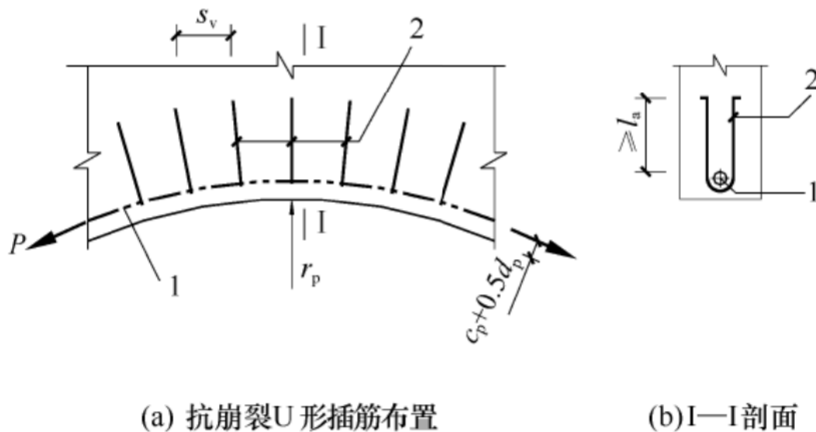


图 10.3.11 抗崩裂 U 形插筋构造示意

1—预应力束；2—沿曲线预应力束均匀布置的 U 形插筋

U 形插筋的锚固长度不应小于 l_a ；当实际锚固长度 l_e 小于 l_a 时，每单肢 U 形插筋的截面面积可按 A_{sv1}/k 取值。其中， k 取 $l_e/15d$ 和 $l_e/200$ 中的较小值，且 k 不大于 1.0。

当有平行的几个孔道，且中心距不大于 $2d_p$ 时，预应力筋的合力设计值应按相邻全部孔道内的预应力筋确定。

10.3.12 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。

10.3.13 后张预应力混凝土外露金属锚具，应采取可靠的防腐及防火措施，并应符合下列规定：

1 无粘结预应力筋外露锚具应采用注有足量防腐油脂的塑料帽封闭锚具端头，并应采用无收缩砂浆或细石混凝土封闭；

2 对处于二 b、三 a、三 b 类环境条件下的无粘结预应力锚固系统，应采用全封闭的防腐蚀体系，其封锚端及各连接部位应能承受 10kPa 的静水压力而不得透水；

3 采用混凝土封闭时，其强度等级宜与构件混凝土强度等级一致，且不应低于 C30。封锚混凝土与构件混凝土应可靠粘结，如锚具在封闭前应将周围混凝土界面凿毛并冲洗干净，且宜配置 1~2 片钢筋网，钢筋网应与构件混凝土拉结；

4 采用无收缩砂浆或混凝土封闭保护时，其锚具及预应力筋端部的保护层厚度不应小于：一类环境时 20mm，二 a、二 b 类环境时 50mm，三 a、三 b 类环境时 80mm。

11 混凝土结构构件抗震设计

11.1 一般规定

11.1.1 抗震设防的混凝土结构，除应符合本规范第1章～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》GB 50011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 抗震设防的混凝土建筑，应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223确定其抗震设防类别和相应的抗震设防标准。

注：本章甲类、乙类、丙类建筑分别为现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223中特殊设防类、重点设防类、标准设防类建筑的简称。

11.1.3 房屋建筑混凝土结构构件的抗震设计，应根据设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按表11.1.3确定。

表 11.1.3 丙类建筑混凝土结构的抗震等级

结构类型		设防烈度									
		6		7		8		9			
框架结构	高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24
	普通框架	四	三	三	二	二	—	—	—	—	
	大跨度框架	三		二		—		—		—	
框架-剪力墙结构	高度 (m)	≤60	>60	≤24	>24 且 ≤60	>60	≤24	>24 且 ≤60	>60	≤24	>24 且 ≤50
	框架	四	三	四	三	二	三	二	—	二	—
	剪力墙	三		三	二		二	—		—	

续表 11.1.3

结构类型		设 防 烈 度											
		6		7			8			9			
剪力墙结构	高度 (m)	≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80	>80	≤24	24~60		
	剪力墙	四	三	四	三	二	三	二	—	二	—		
部分框支剪力墙结构	高度 (m)	≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80					
	剪力墙	一般部位	四	三	四	三	二	三	二				
		加强部位	三	二	三	二	—	二	—				
	框支层框架		二		二			—					
筒体结构	框架-核心筒	框架	三		二			—		—			
		核心筒	二		二			—		—			
	筒中筒	内筒	三		二			—		—			
		外筒	三		二			—		—			
板柱-剪力墙结构	高度 (m)	≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35						
	板柱及 周边框架		三	二	二	二	—						
	剪力墙		二	二	二	—	二	—					
单层厂房结构	铰接排架		四		三			二		—			

- 注：1 建筑场地为 I 类时，除 6 度设防烈度外应允许按表内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；
- 2 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；
- 3 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架；
- 4 表中框架结构不包括异形柱框架；
- 5 房屋高度不大于 60m 的框架-核心筒结构按框架-剪力墙结构的要求设计时，应按表中框架-剪力墙结构确定抗震等级。

11.1.4 确定钢筋混凝土房屋结构构件的抗震等级时，尚应符合下列要求：

1 对框架-剪力墙结构，在规定的水平地震力作用下，框架底部所承担的倾覆力矩大于结构底部总倾覆力矩的 50% 时，其

框架的抗震等级应按框架结构确定。

2 与主楼相连的裙房，除应按裙房本身确定抗震等级外，相关范围不应低于主楼的抗震等级；主楼结构在裙房顶板对应的相邻上下各一层应适当加强抗震构造措施。裙房与主楼分离时，应按裙房本身确定抗震等级。

3 当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下一层的抗震等级应与上部结构相同，地下一层以下确定抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，但不应低于四级。地下室中无上部结构的部分，其抗震构造措施的抗震等级可根据具体情况采用三级或四级。

4 甲、乙类建筑按规定提高一度确定其抗震等级时，如其高度超过对应的房屋最大适用高度，则应采取比相应抗震等级更有效的抗震构造措施。

11.1.5 剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定：

1 底部加强部位的高度应从地下室顶板算起。

2 部分框支剪力墙结构的剪力墙，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 $1/10$ 二者的较大值。其他结构的剪力墙，房屋高度大于 24m 时，底部加强部位的高度可取底部两层和墙肢总高度的 $1/10$ 二者的较大值；房屋高度不大于 24m 时，底部加强部位可取底部一层。

3 当结构计算嵌固端位于地下一层的底板或以下时，按本条第1、2款确定的底部加强部位的范围尚宜向下延伸到计算嵌固端。

11.1.6 考虑地震组合验算混凝土结构构件的承载力时，均应按承载力抗震调整系数 γ_{RE} 进行调整，承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应按表11.1.6采用。

正截面抗震承载力应按本规范第6.2节的规定计算，但应在相关计算公式右端项除以相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 均应取为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	受冲切承载力计算	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		
		轴压比小于 0.15	轴压比不小于 0.15					
γ_{RE}	0.75	0.75	0.8	0.85	0.85	0.85	0.85	1.0

注：预埋件锚筋截面计算的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应取为 1.0。

11.1.7 混凝土结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接除应符合本规范第 8.3 节和第 8.4 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} 应按下式计算：

$$l_{aE} = \zeta_{aE} l_a \quad (11.1.7-1)$$

式中： ζ_{aE} ——纵向受拉钢筋抗震锚固长度修正系数，对一、二级抗震等级取 1.15，对三级抗震等级取 1.05，对四级抗震等级取 1.00；

l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度，按本规范第 8.3.1 条确定。

2 当采用搭接连接时，纵向受拉钢筋的抗震搭接长度 l_{lE} 应按下列公式计算：

$$l_{lE} = \zeta_l l_{aE} \quad (11.1.7-2)$$

式中： ζ_l ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按本规范第 8.4.4 条确定。

3 纵向受力钢筋的连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接。

4 纵向受力钢筋连接的位置宜避开梁端、柱端箍筋加密区；如必须在此连接时，应采用机械连接或焊接。

5 混凝土构件位于同一连接区段内的纵向受力钢筋接头面积百分率不宜超过 50%。

11.1.8 箍筋宜采用焊接封闭箍筋、连续螺旋箍筋或连续复合螺旋箍筋。当采用非焊接封闭箍筋时，其末端应做成 135° 弯钩，

弯钩端头平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍；在纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不宜大于 100mm。

11.1.9 考虑地震作用的预埋件，应满足下列规定：

1 直锚钢筋截面面积可按本规范第 9 章的有关规定计算并增大 25%，且应适当增大锚板厚度。

2 锚筋的锚固长度应符合本规范第 9.7 节的有关规定并增加 10%；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。

3 预埋件不宜设置在塑性铰区；当不能避免时应采取有效措施。

11.2 材 料

11.2.1 混凝土结构的混凝土强度等级应符合下列规定：

1 剪力墙不宜超过 C60；其他构件，9 度时不宜超过 C60，8 度时不宜超过 C70。

2 框支梁、框支柱以及一级抗震等级的框架梁、柱及节点，不应低于 C30；其他各类结构构件，不应低于 C20。

11.2.2 梁、柱、支撑以及剪力墙边缘构件中，其受力钢筋宜采用热轧带肋钢筋；当采用现行国家标准《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB 1499.2 中牌号带“E”的热轧带肋钢筋时，其强度和弹性模量应按本规范第 4.2 节有关热轧带肋钢筋的规定采用。

11.2.3 按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件，其纵向受力普通钢筋应符合下列要求：

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屈服强度标准值的比值不应大于 1.30；

3 钢筋最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

11.3 框 架 梁

11.3.1 梁正截面受弯承载力计算中，计入纵向受压钢筋的梁端混凝土受压区高度应符合下列要求：

一级抗震等级

$$x \leq 0.25h_0 \quad (11.3.1-1)$$

二、三级抗震等级

$$x \leq 0.35h_0 \quad (11.3.1-2)$$

式中： x ——混凝土受压区高度；

h_0 ——截面有效高度。

11.3.2 考虑地震组合的框架梁端剪力设计值 V_b 应按下列规定计算：

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$V_b = 1.1 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-1)$$

2 其他情况

一级抗震等级

$$V_b = 1.3 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-2)$$

二级抗震等级

$$V_b = 1.2 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-3)$$

三级抗震等级

$$V_b = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.3.2-4)$$

四级抗震等级，取地震组合下的剪力设计值。

式中： M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——框架梁左、右端按实配钢筋截面面积（计入受压钢筋及梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋）、材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数的正截面抗震受弯承载力

所对应的弯矩值；

M_b^l 、 M_b^r ——考虑地震组合的框架梁左、右端弯矩设计值；

V_{Gb} ——考虑地震组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值，可按简支梁计算确定；

l_n ——梁的净跨。

在公式 (11.3.2-1) 中， M_{bua}^l 与 M_{bua}^r 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。

公式 (11.3.2-2) ~ 公式 (11.3.2-4) 中， M_b^l 与 M_b^r 之和，应分别取顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震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。

11.3.3 考虑地震组合的矩形、T形和I形截面框架梁，当跨高比大于 2.5 时，其受剪截面应符合下列条件：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b h_0) \quad (11.3.3-1)$$

当跨高比不大于 2.5 时，其受剪截面应符合下列条件：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.3.3-2)$$

11.3.4 考虑地震组合的矩形、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：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.6\alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (11.3.4)$$

式中： α_{cv} ——截面混凝土受剪承载力系数，按本规范第 6.3.4 条取值。

11.3.5 框架梁截面尺寸应符合下列要求：

- 1 截面宽度不宜小于 200mm；
- 2 截面高度与宽度的比值不宜大于 4；
- 3 净跨与截面高度的比值不宜小于 4。

11.3.6 框架梁的钢筋配置应符合下列规定：

- 1 纵向受拉钢筋的配筋率不应小于表 11.3.6-1 规定的数值；

表 11.3.6-1 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 (%)

抗震等级	梁 中 位 置	
	支 座	跨 中
一级	0.40 和 $80 f_t/f_y$ 中的较大值	0.30 和 $65 f_t/f_y$ 中的较大值
二级	0.30 和 $65 f_t/f_y$ 中的较大值	0.25 和 $55 f_t/f_y$ 中的较大值
三、四级	0.25 和 $55 f_t/f_y$ 中的较大值	0.20 和 $45 f_t/f_y$ 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)	最小直径 (mm)
一级	2 倍梁高和 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	1.5 倍梁高和 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：箍筋直径大于 12mm、数量不少于 4 肢且肢距不大于 150mm 时，一、二级的最大间距应允许适当放宽，但不得大于 150mm。

11.3.7 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%。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；各抗震等级下，均不宜大于 300mm。

11.3.9 梁端设置的第一个箍筋距框架节点边缘不应大于 50mm。非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。沿梁全长箍筋的面积配筋率 ρ_{sv} 应符合下列规定：

一级抗震等级

$$\rho_{sv} \geq 0.30 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.9-1)$$

二级抗震等级

$$\rho_{sv} \geq 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.9-2)$$

三、四级抗震等级

$$\rho_{sv} \geq 0.26 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.9-3)$$

11.4 框架柱及框支柱

11.4.1 除框架顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱以及框支梁与框支柱的节点外，框架柱节点上、下端和框支柱的中间层节点上、下端的截面弯矩设计值应符合下列要求：

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (11.4.1-1)$$

2 框架结构

二级抗震等级

$$\sum M_c = 1.5 \sum M_b \quad (11.4.1-2)$$

三级抗震等级

$$\sum M_c = 1.3 \sum M_b \quad (11.4.1-3)$$

四级抗震等级

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (11.4.1-4)$$

3 其他情况

一级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.4 \Sigma M_b \quad (11.4.1-5)$$

二级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_b \quad (11.4.1-6)$$

三、四级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.1 \Sigma M_b \quad (11.4.1-7)$$

式中： ΣM_c ——考虑地震组合的节点上、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（11.4.1-1）～公式（11.4.1-5）计算的弯矩之和，按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震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受弯承载力所对应的弯矩值之和的较大值。当有现浇板时，梁端的实配钢筋应包含梁有效翼缘宽度范围内楼板的纵向钢筋；

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。

11.4.2 一、二、三、四级抗震等级框架结构的底层，柱下端截面组合的弯矩设计值，应分别乘以增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。底层柱纵向钢筋应按柱上、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。

11.4.3 框架柱、框支柱的剪力设计值 V_c 应按下列公式计算：

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (11.4.3-1)$$

2 框架结构

二级抗震等级

$$V_c = 1.3 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.3-2)$$

三级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.3-3)$$

四级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.3-4)$$

3 其他情况

一级抗震等级

$$V_c = 1.4 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.3-5)$$

二级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.3-6)$$

三、四级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (11.4.3-7)$$

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承载力所对应的弯矩值；

M_c^t 、 M_c^b ——考虑地震组合，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(11.4.3-1)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； N 可取重力荷载代表值产生的轴向压力设计值。

在公式(11.4.3-2)～公式(11.4.3-5)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11.4.1条和第11.4.2条的规定。

11.4.4 一、二级抗震等级的框支柱，由地震作用引起的附加轴向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。

11.4.5 各级抗震等级的框架角柱，其弯矩、剪力设计值应在按本规范第 11.4.1 条～第 11.4.3 条调整的基础上再乘以不小于 1.1 的增大系数。

11.4.6 考虑地震组合的矩形截面框架柱和框支柱，其受剪截面应符合下列条件：

剪跨比 λ 大于 2 的框架柱

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (11.4.6-1)$$

框支柱和剪跨比 λ 不大于 2 的框架柱

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.4.6-2)$$

式中： λ ——框架柱、框支柱的计算剪跨比，取 $M/(Vh_0)$ ；此处， M 宜取柱上、下端考虑地震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 λ 等于 $H_n/(2h_0)$ ，此处， H_n 为柱净高。

11.4.7 考虑地震组合的矩形截面框架柱和框支柱，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \right] \quad (11.4.7)$$

式中： λ ——框架柱、框支柱的计算剪跨比；当 λ 小于 1.0 时，取 1.0；当 λ 大于 3.0 时，取 3.0；

N ——考虑地震组合的框架柱、框支柱轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_c A$ 时，取 $0.3f_c A$ 。

11.4.8 考虑地震组合的矩形截面框架柱和框支柱，当出现拉力时，其斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \right] \quad (11.4.8)$$

式中： N ——考虑地震组合的框架柱轴向拉力设计值。

当上式右边括号内的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ ，且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

11.4.9 考虑地震组合的矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，其受剪截面应符合下列条件：

$$V_x \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.2 \beta_c f_c b h_0 \cos \theta \quad (11.4.9-1)$$

$$V_y \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.2 \beta_c f_c h b_0 \sin \theta \quad (11.4.9-2)$$

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，取为 $\arctan (V_y/V_x)$ 。

11.4.10 考虑地震组合时，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条件：

$$V_x \leq \frac{V_{ux}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux} \tan \theta}{V_{uy}} \right)^2}} \quad (11.4.10-1)$$

$$V_y \leq \frac{V_{uy}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux} \tan \theta} \right)^2}} \quad (11.4.10-2)$$

$$V_{ux} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{svx}}{s_x} h_0 + 0.056N \right] \quad (11.4.10-3)$$

$$V_{uy} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 + f_{yv} \frac{A_{svy}}{s_y} b_0 + 0.056N \right] \quad (11.4.10-4)$$

式中： λ_x 、 λ_y ——框架柱的计算剪跨比，按本规范 6.3.12 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 大于 $0.3f_cA$ 时，取 $0.3f_cA$ ，此处， A 为构件的截面面积。

在计算截面箍筋时，在公式 (11.4.10-1)、公式 (11.4.10-2) 中可近似取 V_{ux}/V_{uy} 等于 1 计算。

11.4.11 框架柱的截面尺寸应符合下列要求：

1 矩形截面柱，抗震等级为四级或层数不超过 2 层时，其最小截面尺寸不宜小于 300mm，一、二、三级抗震等级且层数超过 2 层时不宜小于 400mm；圆柱的截面直径，抗震等级为四级或层数不超过 2 层时不宜小于 350mm，一、二、三级抗震等级且层数超过 2 层时不宜小于 450mm；

2 柱的剪跨比宜大于 2；

3 柱截面长边与短边的边长比不宜大于 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，最小配筋百分率应增加 0.1；

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
中柱、边柱	0.9 (1.0)	0.7 (0.8)	0.6 (0.7)	0.5 (0.6)
角柱、框支柱	1.1	0.9	0.8	0.7

注：1 表中括号内数值用于框架结构的柱；

2 采用 335MPa 级、400MPa 级纵向受力钢筋时，应分别按表中数值增加 0.1 和 0.05 采用；

3 当混凝土强度等级为 C60 以上时，应按表中数值增加 0.1 采用。

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：柱根系指底层柱下端的箍筋加密区范围。

3 框支柱和剪跨比不大于 2 的框架柱应在柱全高范围内加密箍筋，且箍筋间距应符合本条第 2 款一级抗震等级的要求；

4 一级抗震等级框架柱的箍筋直径大于 12mm 且箍筋肢距不大于 150mm 及二级抗震等级框架柱的直径不小于 10mm 且箍筋肢距不大于 200mm 时，除底层柱下端外，箍筋间距应允许采用 150mm；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 框架边柱、角柱及剪力墙端柱在地震组合下处于小偏心受拉时，柱内纵向受力钢筋总截面面积应比计算值增加 25%。

框架柱、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，且柱的剪跨比不大于 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。底层柱根箍筋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。

11.4.15 柱箍筋加密区内的箍筋肢距：一级抗震等级不宜大于 200mm；二、三级抗震等级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径中的较大值；四级抗震等级不宜大于 300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束；当采用拉筋且箍筋与纵向钢筋有绑扎时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住箍筋。

11.4.16 一、二、三、四级抗震等级的各类结构的框架柱、框支柱，其轴压比不宜大于表 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 柱轴压比限值

结构体系	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-剪力墙结构、筒体结构	0.75	0.85	0.90	0.95
部分框支剪力墙结构	0.60	0.70	—	

- 注：1 轴压比指柱地震作用组合的轴向压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比；
- 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 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 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，且螺旋净距不大于 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；
- 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截面面积不少于柱截面面积的 0.8% 时，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 仍应按轴压比增加 0.10 的要求确定；
- 6 调整后的柱轴压比限值不应大于 1.05。

11.4.17 箍筋加密区箍筋的体积配筋率应符合下列规定：

1 柱箍筋加密区箍筋的体积配筋率，应符合下列规定：

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (11.4.17)$$

式中： ρ_v ——柱箍筋加密区的体积配筋率，按本规范第 6.6.3 条的规定计算，计算中应扣除重叠部分的箍筋体积；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值；

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；

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	箍筋形式	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、四级	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系数 0.8；
- 3 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 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%；

3 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 采用，且体积配筋率不应小于 1.5%；

4 当剪跨比 λ 不大于 2 时，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 度设防烈度一级抗震等级时，不应小于 1.5%。

11.4.18 在箍筋加密区外，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 节的有关规定计算确定；其构造除应符合本节的有关规定外，尚应符合本规范第 8 章、第 9 章、第 11.1 节以及第 11.2 节的有关规定。

11.5.2 铰接排架柱的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位移受约束的部位，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高度不大于柱截面在该方向边长的 2 倍，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 当柱顶轴向力在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 9.3 节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 9.3.12 条的有关规定，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。

11.5.5 铰接排架柱柱顶预埋件直锚筋除应符合本规范第 11.1.9 条的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 一级抗震等级时，不应小于 4 根直径 16mm 的直锚钢筋；
- 2 二级抗震等级时，不应小于 4 根直径 14mm 的直锚钢筋；
- 3 有柱间支撑的柱子，柱顶预埋件应增设抗剪钢板。

11.6 框架梁柱节点

11.6.1 一、二、三级抗震等级的框架应进行节点核心区抗震受剪承载力验算；四级抗震等级的框架节点可不进行计算，但应符合抗震构造措施的要求。框支柱中间层节点的抗震受剪承载力验算方法及抗震构造措施与框架中间层节点相同。

11.6.2 一、二、三级抗震等级的框架梁柱节点核心区的剪力设计值 V_j ，应按下列规定计算：

1 顶层中间节点和端节点

- 1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{\text{bua}}}{h_{\text{b0}} - a'_s} \quad (11.6.2-1)$$

2) 其他情况：

$$V_j = \frac{\eta_{\text{jb}} \sum M_{\text{b}}}{h_{\text{b0}} - a'_s} \quad (11.6.2-2)$$

2 其他层中间节点和端节点

- 1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{\text{bua}}}{h_{\text{b0}} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{\text{b0}} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (11.6.2-3)$$

2) 其他情况：

$$V_j = \frac{\eta_{\text{jb}} \sum M_{\text{b}}}{h_{\text{b0}} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{\text{b0}} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (11.6.2-4)$$

式中： ΣM_{bua} ——节点左、右两侧的梁端反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实配钢筋面积（计入纵向受压钢筋）和材料强度标准值确定；

ΣM_{b} ——节点左、右两侧的梁端反时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级抗震等级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

η_{jb} ——节点剪力增大系数，对于框架结构，一级取 1.50，二级取 1.35，三级取 1.20；对于其他结构中的框架，一级取 1.35，二级取 1.20，三级取 1.10；

h_{b0} 、 h_{b} ——分别为梁的截面有效高度、截面高度，当节点两侧梁高不相同，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。

11.6.3 框架梁柱节点核心区的受剪水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{\text{RE}}} (0.3\eta_j\beta_c f_c b_j h_j) \quad (11.6.3)$$

式中： h_j ——框架节点核心区的截面高度，可取验算方向的柱截面高度 h_{c} ；

b_j ——框架节点核心区的截面有效验算宽度，当 b_{b} 不小于 $b_{\text{c}}/2$ 时，可取 b_{c} ；当 b_{b} 小于 $b_{\text{c}}/2$ 时，可取 $(b_{\text{b}} + 0.5h_{\text{c}})$ 和 b_{c} 中的较小值；当梁与柱的中线不重合且偏心距 e_0 不大于 $b_{\text{c}}/4$ 时，可取 $(b_{\text{b}} + 0.5h_{\text{c}})$ 、 $(0.5b_{\text{b}} + 0.5b_{\text{c}} + 0.25h_{\text{c}} - e_0)$ 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 $1/2$ ，且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 $3/4$ 时，可取 η_j 为 1.50 ，但对 9 度设防烈度宜取 η_j 为 1.25 ；当不满足上述条件时，应取 η_j 为 1.00 。

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 度设防烈度的一级抗震等级框架

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

2 其他情况

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

式中： N ——对应于考虑地震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 大于 $0.5f_c b_c h_c$ 时，取 $0.5f_c b_c h_c$ ；当 N 为拉力时，取为 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} ——框架梁截面有效高度，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，其受剪水平截面应符合下列条件：

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

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

D ——圆柱截面直径；

b_b ——梁的截面宽度；

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数，按本规范第 11.6.3 条取用。

11.6.6 圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，其抗

震受剪承载力应符合下列规定：

1 9度设防烈度的一级抗震等级框架

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

2 其他情况

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

式中： h_{b0} ——梁截面有效高度；

A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积；

A_{svj} ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积。

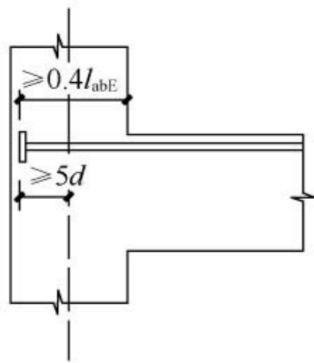
11.6.7 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点区的锚固和搭接应符合下列要求：

1 框架中间层中间节点处，框架梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点。贯穿中柱的每根梁纵向钢筋直径，对于9度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构，当柱为矩形截面时，不宜大于柱在该方向截面尺寸的1/25，当柱为圆形截面时，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的1/25；对一、二、三级抗震等级，当柱为矩形截面时，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。

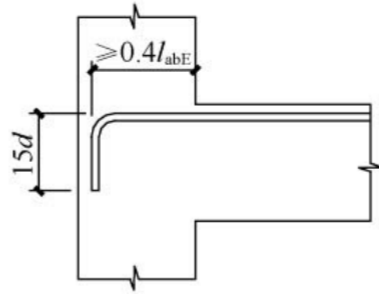
2 对于框架中间层中间节点、中间层端节点、顶层中间节点以及顶层端节点，梁、柱纵向钢筋在节点部位的锚固和搭接，应符合图11.6.7的相关构造规定。图中 l_{aE} 按本规范第11.1.7条规定取用， l_{abE} 按下式取用：

$$l_{abE} = \zeta_{aE} l_{ab} \quad (11.6.7)$$

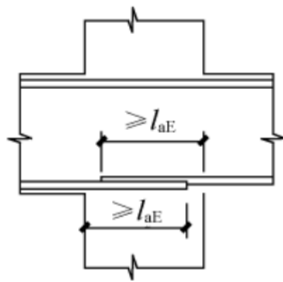
式中： ζ_{aE} ——纵向受拉钢筋锚固长度修正系数，按第11.1.7条规定取用。



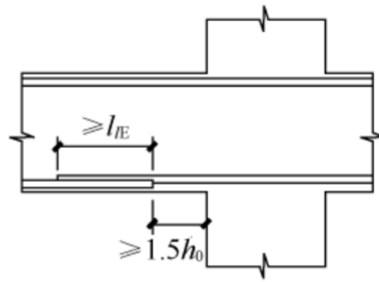
(a) 中间层端节点梁筋加锚头(锚板)锚固



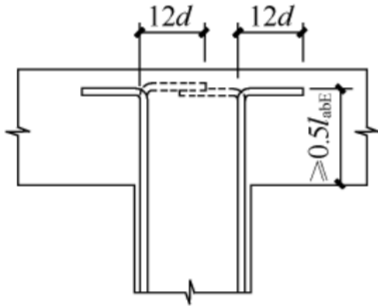
(b) 中间层端节点梁筋90°弯折锚固



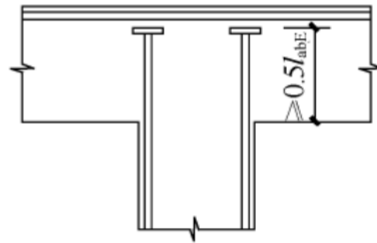
(c) 中间层中间节点梁筋在节点内直锚固



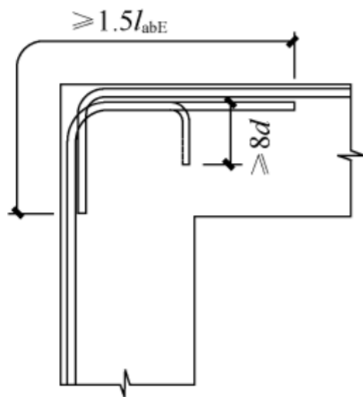
(d) 中间层中间节点梁筋在节点外搭接



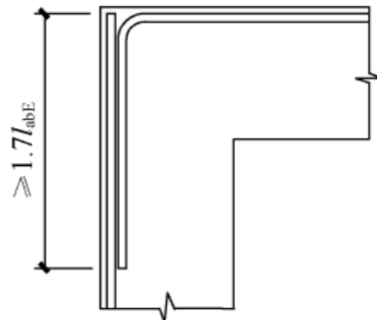
(e) 顶层中间节点柱筋90°弯折锚固



(f) 顶层中间节点柱筋加锚头(锚板)锚固



(g) 钢筋在顶层端节点外侧和梁端顶部弯折搭接



(h) 钢筋在顶层端节点外侧直线搭接

图 11.6.7 梁和柱的纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接

11.6.8 框架节点区箍筋的最大间距、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%。当框架柱的剪跨比不大于 2 时，其节点核心区体积配箍率不宜小于核心区上、下柱端体积配箍率中的较大值。

11.7 剪力墙及连梁

11.7.1 一级抗震等级剪力墙各墙肢截面考虑地震组合的弯矩设计值，底部加强部位应按墙肢截面地震组合弯矩设计值采用，底部加强部位以上部位应按墙肢截面地震组合弯矩设计值乘增大系数，其值可取 1.2；剪力设计值应作相应调整。

11.7.2 考虑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 度设防烈度的一级抗震等级剪力墙

$$V_w = 1.1 \frac{M_{wua}}{M} V \quad (11.7.2-1)$$

2) 其他情况

一级抗震等级

$$V_w = 1.6V \quad (11.7.2-2)$$

二级抗震等级

$$V_w = 1.4V \quad (11.7.2-3)$$

三级抗震等级

$$V_w = 1.2V \quad (11.7.2-4)$$

四级抗震等级取地震组合下的剪力设计值。

2 其他部位

$$V_w = V \quad (11.7.2-5)$$

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 ——考虑地震组合的剪力墙底部截面的弯矩设计值；

V ——考虑地震组合的剪力墙的剪力设计值。

公式 (11.7.2-1) 中, M_{wua} 值可按本规范第 6.2.19 条的规定, 采用本规范第 11.4.3 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。

11.7.3 剪力墙的受剪截面应符合下列要求：

当剪跨比大于 2.5 时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.3-1)$$

当剪跨比不大于 2.5 时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.3-2)$$

式中： V_w ——考虑地震组合的剪力墙的剪力设计值。

11.7.4 剪力墙在偏心受压时的斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b h_0 + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (11.7.4)$$

式中： N ——考虑地震组合的剪力墙轴向压力设计值中的较小者；当 N 大于 $0.2f_c b h$ 时取 $0.2f_c b h$ ；

λ ——计算截面处的剪跨比, $\lambda = M/(Vh_0)$ ；当 λ 小于 1.5 时取 1.5；当 λ 大于 2.2 时取 2.2；此处, M 为与设计剪力值 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, 应按距离墙底 $h_0/2$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算。

11.7.5 剪力墙在偏心受拉时的斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

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

式中：\$N\$——考虑地震组合的剪力墙轴向拉力设计值中的较大值。

当公式(11.7.5)右边方括号内的计算值小于\$0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0\$时，取等于\$0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0\$。

11.7.6 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：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (11.7.6)$$

式中：\$N\$——考虑地震组合的水平施工缝处的轴向力设计值，压力时取正值，拉力时取负值；

\$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。

11.7.7 筒体及剪力墙洞口连梁，当采用对称配筋时，其正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_y A_s (h_0 - a'_s) + f_{yd} A_{sd} z_{sd} \cos\alpha] \quad (11.7.7)$$

式中：\$M_b\$——考虑地震组合的剪力墙连梁梁端弯矩设计值；

\$f_y\$——纵向钢筋抗拉强度设计值；

\$f_{yd}\$——对角斜筋抗拉强度设计值；

\$A_s\$——单侧受拉纵向钢筋截面面积；

\$A_{sd}\$——单向对角斜筋截面面积，无斜筋时取0；

z_{sd} ——计算截面对角斜筋至截面受压区合力点的距离；

α ——对角斜筋与梁纵轴线夹角；

h_0 ——连梁截面有效高度。

11.7.8 筒体及剪力墙洞口连梁的剪力设计值 V_{wb} 应按下列规定计算：

1 9 度设防烈度的一级抗震等级连梁

$$V_{wb} = 1.1 \frac{M_{bua}^l + M_{bua}^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.7.8-1)$$

2 其他情况

$$V_{wb} = \eta_{vb} \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.7.8-2)$$

式中： M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——分别为连梁左、右端顺时针或逆时针方向实配的受弯承载力所对应的弯矩值，应按实配钢筋面积（计入受压钢筋）和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算；

M_b^l 、 M_b^r ——分别为考虑地震组合的剪力墙及筒体连梁左、右梁端弯矩设计值。应分别按顺时针方向和逆时针方向计算 M_b^l 与 M_b^r 之和，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；

l_n ——连梁净跨；

V_{Gb} ——考虑地震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；

η_{vb} ——连梁剪力增大系数。对于普通箍筋连梁，一级抗震等级取 1.3，二级取 1.2，三级取 1.1，四级取 1.0；配置有对角斜筋的连梁 η_{vb} 取 1.0。

11.7.9 各抗震等级的剪力墙及筒体洞口连梁，当配置普通箍筋时，其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定：

1 跨高比大于 2.5 时

1) 受剪截面应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.9-1)$$

2) 连梁的斜截面受剪承载力应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.42 f_t b h_0 + \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_0 \right) \quad (11.7.9-2)$$

2 跨高比不大于 2.5 时

1) 受剪截面应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.9-3)$$

2) 连梁的斜截面受剪承载力应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.38 f_t b h_0 + 0.9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_0 \right) \quad (11.7.9-4)$$

式中： f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值；

A_{sv} ——配置在同一截面内的箍筋截面面积。

11.7.10 对于一、二级抗震等级的连梁，当跨高比不大于 2.5 时，除普通箍筋外宜另配置斜向交叉钢筋，其截面限制条件及斜截面受剪承载力可按下列规定计算：

1 当洞口连梁截面宽度不小于 250mm 时，可采用交叉斜筋配筋（图 11.7.10-1），其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定：

1) 受剪截面应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.25\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.10-1)$$

2) 斜截面受剪承载力应符合下列要求:

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.4f_t b h_0 + (2.0 \sin \alpha + 0.6\eta) f_{yd} A_{sd}] \quad (11.7.10-2)$$

$$\eta = (f_{sv} A_{sv} h_0) / (s f_{yd} A_{sd}) \quad (11.7.10-3)$$

式中: η ——箍筋与对角斜筋的配筋强度比, 当小于 0.6 时取 0.6, 当大于 1.2 时取 1.2;

α ——对角斜筋与梁纵轴的夹角;

f_{yd} ——对角斜筋的抗拉强度设计值;

A_{sd} ——单向对角斜筋的截面面积;

A_{sv} ——同一截面内箍筋各肢的全部截面面积。

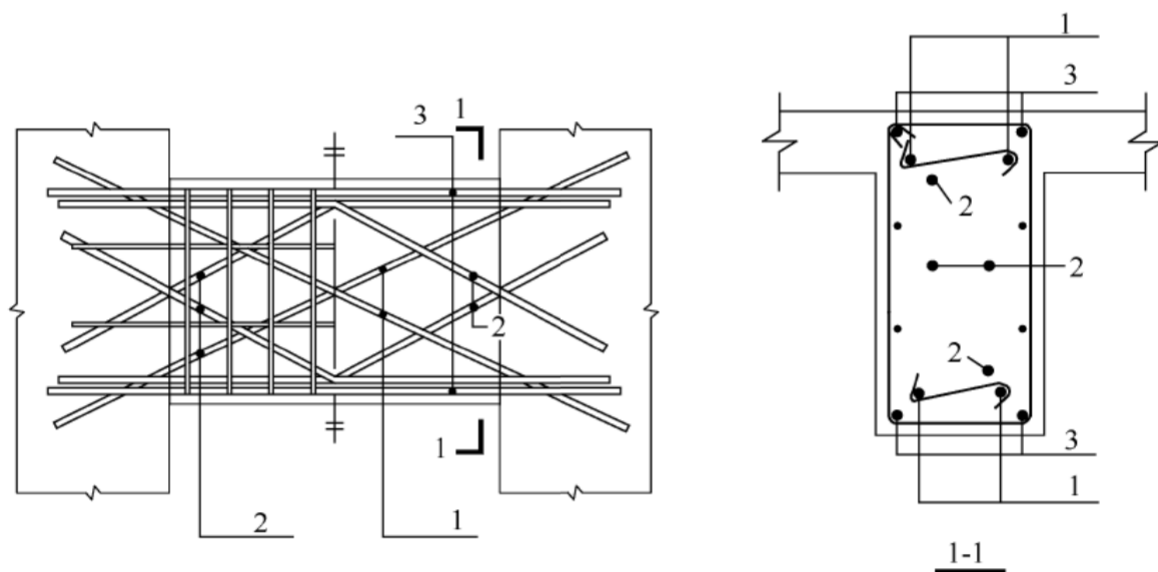


图 11.7.10-1 交叉斜筋配筋连梁

1—对角斜筋; 2—折线筋; 3—纵向钢筋

2 当连梁截面宽度不小于 400mm 时, 可采用集中对角斜筋配筋 (图 11.7.10-2) 或对角暗撑配筋 (图 11.7.10-3), 其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定:

1) 受剪截面应符合式 (11.7.10-1) 的要求。

2) 斜截面受剪承载力应符合下列要求:

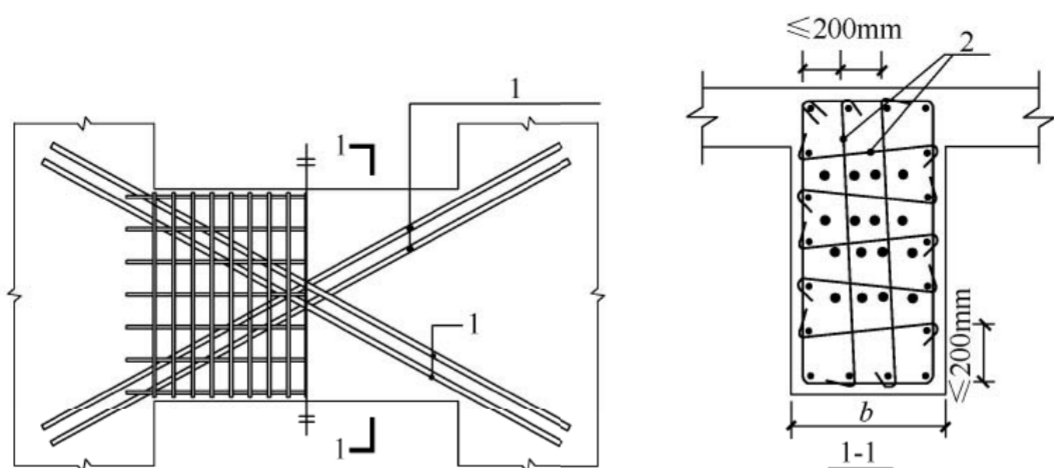


图 11.7.10-2 集中对角斜筋配筋连梁
1—对角斜筋；2—拉筋

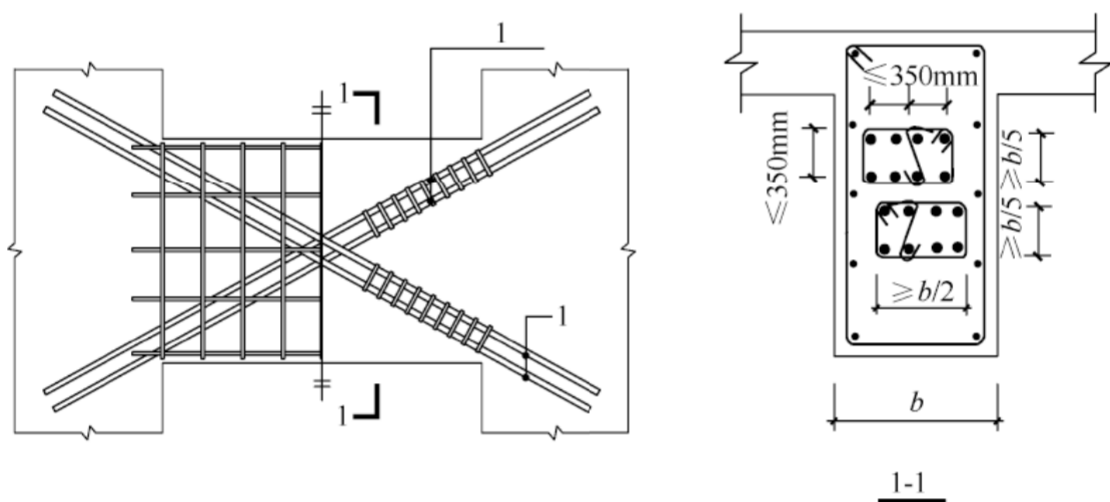


图 11.7.10-3 对角暗撑配筋连梁
1—对角暗撑

$$V_{wb} \leq \frac{2}{\gamma_{RE}} f_{yd} A_{sd} \sin \alpha \quad (11.7.10-4)$$

11.7.11 剪力墙及筒体洞口连梁的纵向钢筋、斜筋及箍筋的构造应符合下列要求：

1 连梁沿上、下边缘单侧纵向钢筋的最小配筋率不应小于 0.15%，且配筋不宜少于 $2\phi 12$ ；交叉斜筋配筋连梁单向对角斜筋不宜少于 $2\phi 12$ ，单组折线筋的截面面积可取为单向对角斜筋

截面面积的一半，且直径不宜小于 12mm；集中对角斜筋配筋连梁和对角暗撑连梁中每组对角斜筋应至少由 4 根直径不小于 14mm 的钢筋组成。

2 交叉斜筋配筋连梁的对角斜筋在梁端部位应设置不少于 3 根拉筋，拉筋的间距不应大于连梁宽度和 200mm 的较小值，直径不应小于 6mm；集中对角斜筋配筋连梁应在梁截面内沿水平方向及竖直方向设置双向拉筋，拉筋应勾住外侧纵向钢筋，间距不应大于 200mm，直径不应小于 8mm；对角暗撑配筋连梁中暗撑箍筋的外缘沿梁截面宽度方向不宜小于梁宽的一半，另一方向不宜小于梁宽的 1/5；对角暗撑约束箍筋的间距不宜大于暗撑钢筋直径的 6 倍，当计算间距小于 100mm 时可取 100mm，箍筋肢距不应大于 350mm。

除集中对角斜筋配筋连梁以外，其余连梁的水平钢筋及箍筋形成的钢筋网之间应采用拉筋拉结，拉筋直径不宜小于 6mm，间距不宜大于 400mm。

3 沿连梁全长箍筋的构造宜按本规范第 11.3.6 条和第 11.3.8 条框架梁梁端加密区箍筋的构造要求采用；对角暗撑配筋连梁沿连梁全长箍筋的间距可按本规范表 11.3.6-2 中规定值的两倍取用。

4 连梁纵向受力钢筋、交叉斜筋伸入墙内的锚固长度不应小于 l_{aE} ，且不应小于 600mm；顶层连梁纵向钢筋伸入墙体的长度范围内，应配置间距不大于 150mm 的构造箍筋，箍筋直径应与该连梁的箍筋直径相同。

5 剪力墙的水平分布钢筋可作为连梁的纵向构造钢筋在连梁范围内贯通。当梁的腹板高度 h_w 不小于 450mm 时，其两侧面沿梁高范围设置的纵向构造钢筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm；对跨高比不大于 2.5 的连梁，梁两侧的纵向构造钢筋的面积配筋率尚不应小于 0.3%。

11.7.12 剪力墙的墙肢截面厚度应符合下列规定：

1 剪力墙结构：一、二级抗震等级时，一般部位不应小于

160mm，且不宜小于层高或无支长度的 $1/20$ ；三、四级抗震等级时，不应小于 140mm，且不宜小于层高或无支长度的 $1/25$ 。一、二级抗震等级的底部加强部位，不应小于 200mm，且不宜小于层高或无支长度的 $1/16$ ，当墙端无端柱或翼墙时，墙厚不宜小于层高或无支长度的 $1/12$ 。

2 框架-剪力墙结构：一般部位不应小于 160mm，且不宜小于层高或无支长度的 $1/20$ ；底部加强部位不应小于 200mm，且不宜小于层高或无支长度的 $1/16$ 。

3 框架-核心筒结构、筒中筒结构：一般部位不应小于 160mm，且不宜小于层高或无支长度的 $1/20$ ；底部加强部位不应小于 200mm，且不宜小于层高或无支长度的 $1/16$ 。筒体底部加强部位及其上一层不宜改变墙体厚度。

11.7.13 剪力墙厚度大于 140mm 时，其竖向和水平向分布钢筋不应少于双排布置。

11.7.14 剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的配筋应符合下列规定：

1 一、二、三级抗震等级的剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋配筋率均不应小于 0.25%；四级抗震等级剪力墙不应小于 0.2%；

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%。

注：对高度小于 24m 且剪压比很小的四级抗震等级剪力墙，其竖向分布筋最小配筋率应允许按 0.15% 采用。

11.7.15 剪力墙水平和竖向分布钢筋的间距不宜大于 300mm，直径不宜大于墙厚的 $1/10$ ，且不应小于 8mm；竖向分布钢筋直径不宜小于 10mm。

部分框支剪力墙结构的底部加强部位，剪力墙水平和竖向分布钢筋的间距不宜大于 200mm。

11.7.16 一、二、三级抗震等级的剪力墙，其底部加强部位的墙肢轴压比不宜超过表 11.7.16 的限值。

表 11.7.16 剪力墙轴压比限值

抗震等级(设防烈度)	一级(9度)	一级(7、8度)	二级、三级
轴压比限值	0.4	0.5	0.6

注：剪力墙肢轴压比指在重力荷载代表值作用下墙的轴压力设计值与墙的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值。

11.7.17 剪力墙两端及洞口两侧应设置边缘构件，并宜符合下列要求：

1 一、二、三级抗震等级剪力墙，在重力荷载代表值作用下，当墙肢底截面轴压比大于表 11.7.17 规定时，其底部加强部位及其以上一层墙肢应按本规范第 11.7.18 条的规定设置约束边缘构件；当墙肢轴压比不大于表 11.7.17 规定时，可按本规范第 11.7.19 条的规定设置构造边缘构件；

表 11.7.17 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(7、8度)	二级、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

2 部分框支剪力墙结构中，一、二、三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两端，宜设置翼墙或端柱，并应按本规范第 11.7.18 条的规定设置约束边缘构件；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、三级抗震等级的剪力墙的一般部位剪力墙以及四级抗震等级剪力墙，应按本规范第 11.7.19 条设置构造边缘构件；

4 对框架-核心筒结构，一、二、三级抗震等级的核心筒角部墙体的边缘构件尚应按下列要求加强：底部加强部位墙肢约束边缘构件的长度宜取墙肢截面高度的 1/4，且约束边缘构件范围内宜全部采用箍筋；底部加强部位以上宜按本规范图 11.7.18 的要求设置约束边缘构件。

11.7.18 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 11.7.18）：

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 11.7.18 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 11.7.18 所示，其体积配筋率 ρ_v 应符合下列要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (11.7.18)$$

式中： λ_v ——配箍特征值，计算时可计入拉筋。

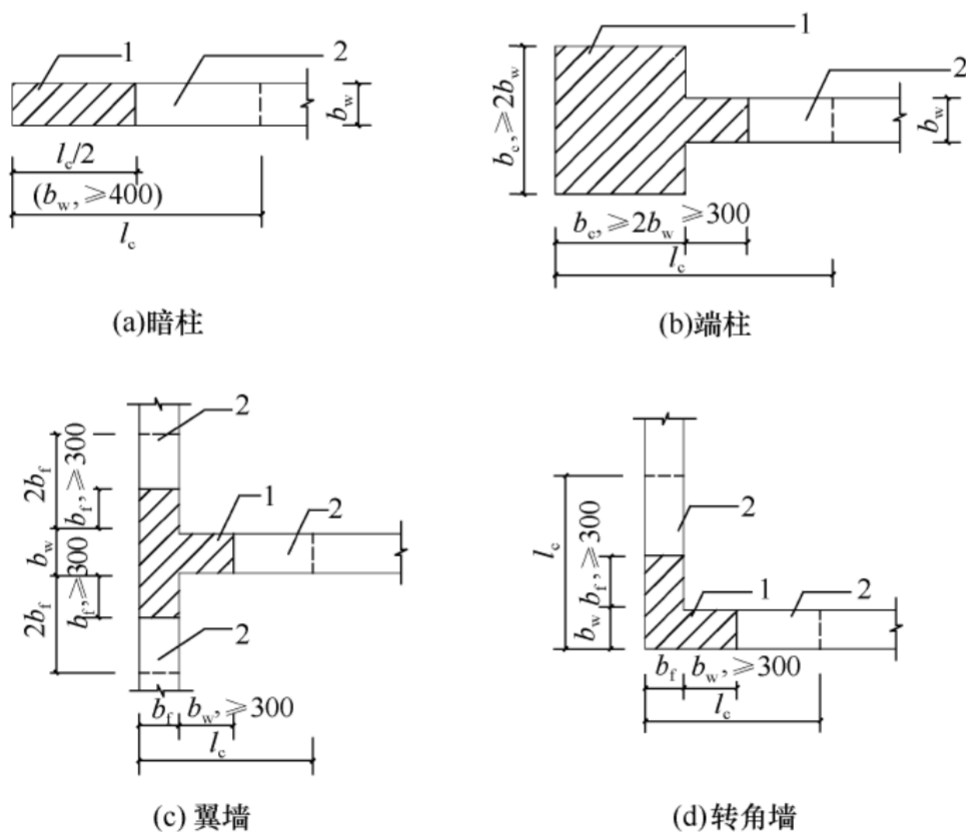


图 11.7.18 剪力墙的约束边缘构件

注：图中尺寸单位为 mm。

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

计算体积配箍率时，可适当计入满足构造要求且在墙端有可靠锚固的水平分布钢筋的截面面积。

2 一、二、三级抗震等级剪力墙约束边缘构件的纵向钢筋

的截面面积，对图 11.7.18 所示暗柱、端柱、翼墙与转角墙分别不应小于图中阴影部分面积的 1.2%、1.0%和 1.0%。

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、三级抗震等级不宜大于 150mm。

表 11.7.18 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(7、8度)		二级、三级	
轴压比		≤ 0.2	> 0.2	≤ 0.3	> 0.3	≤ 0.4	> 0.4
λ_v		0.12	0.20	0.12	0.20	0.12	0.20
l_c (mm)	暗柱	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
	端柱、翼墙或转角墙	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$

- 注：1 两侧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 11.7.18 的要求外，且不宜小于墙厚和 400mm；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 h_w 为剪力墙的墙肢截面高度。

11.7.19 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 11.7.19 确定，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 11.7.19 的要求。

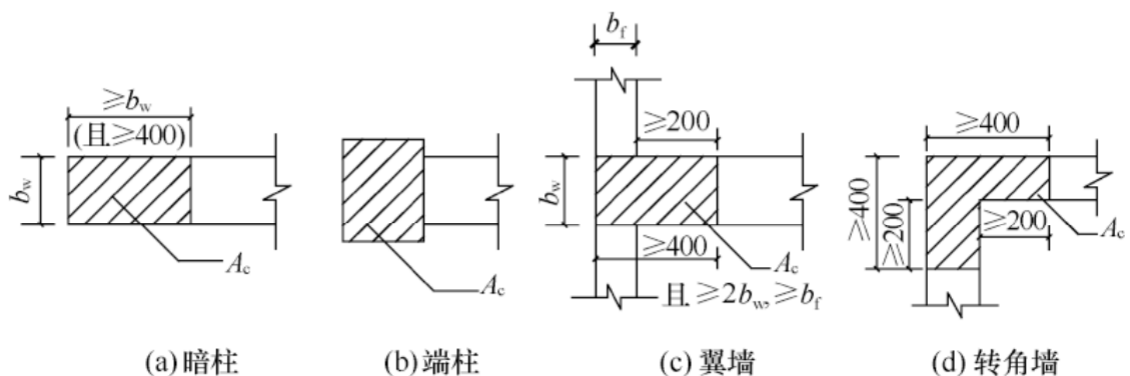


图 11.7.19 剪力墙的构造边缘构件

注：图中尺寸单位为 mm。

表 11.7.19 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 (取较大值)	箍筋、拉筋		纵向钢筋 最小配筋量 (取较大值)	箍筋、拉筋	
		最小直径 (mm)	最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	最大间距 (mm)
一	$0.01A_c$, $6\phi 16$	8	100	$0.008A_c$, $6\phi 14$	8	150
二	$0.008A_c$, $6\phi 14$	8	150	$0.006A_c$, $6\phi 12$	8	200
三	$0.006A_c$, $6\phi 12$	6	150	$0.005A_c$, $4\phi 12$	6	200
四	$0.005A_c$, $4\phi 12$	6	200	$0.004A_c$, $4\phi 12$	6	250

注：1 A_c 为图 11.7.19 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，应满足框架柱的配筋要求。

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。

无粘结预应力混凝土结构的抗震设计，应符合专门规定。

11.8.2 抗震设计时，后张预应力框架、门架、转换层的转换大梁，宜采用有粘结预应力筋；承重结构的预应力受拉杆件和抗震等级为一级的预应力框架，应采用有粘结预应力筋。

11.8.3 预应力混凝土结构的抗震计算，应符合下列规定：

1 预应力混凝土框架结构的阻尼比宜取 0.03；在框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构及板柱-剪力墙结构中，当仅采用预应力混凝土梁或板时，阻尼比应取 0.05；

2 预应力混凝土结构构件截面抗震验算时，在地震组合中，预应力作用分项系数，当预应力作用效应对构件承载力有利时应取用 1.0，不利时应取用 1.2；

3 预应力筋穿过框架节点核心区时，节点核心区的截面抗

震受剪承载力应按本规范第 11.6 节的有关规定进行验算，并可考虑有效预加力的有利影响。

11.8.4 预应力混凝土框架的抗震构造，除应符合钢筋混凝土结构的要求外，尚应符合下列规定：

1 预应力混凝土框架梁端截面，计入纵向受压钢筋的混凝土受压区高度应符合本规范第 11.3.1 条的规定；按普通钢筋抗拉强度设计值换算的全部纵向受拉钢筋配筋率不宜大于 2.5%。

2 在预应力混凝土框架梁中，应采用预应力筋和普通钢筋混合配筋的方式，梁端截面配筋宜符合下列要求。

$$A_s \geq \frac{1}{3} \left(\frac{f_{py} h_p}{f_y h_s} \right) A_p \quad (11.8.4)$$

注：对二、三级抗震等级的框架-剪力墙、框架-核心筒结构中的后张有粘结预应力混凝土框架，式 (11.8.4) 右端项系数 1/3 可改为 1/4。

3 预应力混凝土框架梁梁端截面的底部纵向普通钢筋和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，应符合本规范第 11.3.6 条第 2 款的规定。计算顶部纵向受力钢筋截面面积时，应将预应力筋按抗拉强度设计值换算为普通钢筋截面面积。

框架梁端底面纵向普通钢筋配筋率尚不应小于 0.2%。

4 当计算预应力混凝土框架柱的轴压比时，轴向压力设计值应取柱组合的轴向压力设计值加上预应力筋有效预加力的设计值，其轴压比应符合本规范第 11.4.16 条的相应要求。

5 预应力混凝土框架柱的箍筋宜全高加密。大跨度框架边柱可采用在截面受拉较大的一侧配置预应力筋和普通钢筋的混合配筋，另一侧仅配置普通钢筋的非对称配筋方式。

11.8.5 后张预应力混凝土板柱-剪力墙结构，其板柱柱上板带的端截面应符合本规范第 11.8.4 条对受压区高度的规定和公式 (11.8.4) 对截面配筋的要求。

板柱节点应符合本规范第 11.9 节的规定。

11.8.6 后张预应力筋的锚具、连接器不宜设置在梁柱节点核心

区内。

11.9 板柱节点

11.9.1 对一、二、三级抗震等级的板柱节点，应按本规范第 11.9.3 条及附录 F 进行抗震受冲切承载力验算。

11.9.2 8 度设防烈度时宜采用有托板或柱帽的板柱节点，柱帽及托板的外形尺寸应符合本规范第 9.1.10 条的规定。同时，托板或柱帽根部的厚度（包括板厚）不应小于柱纵向钢筋直径的 16 倍，且托板或柱帽的边长不应小于 4 倍板厚与柱截面相应边长之和。

11.9.3 在地震组合下，当考虑板柱节点临界截面上的剪应力传递不平衡弯矩时，其考虑抗震等级的等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 可按本规范附录 F 的规定计算，此时， F_l 为板柱节点临界截面所承受的竖向力设计值。由地震组合的不平衡弯矩在板柱节点处引起的等效集中反力设计值应乘以增大系数，对一、二、三级抗震等级板柱结构的节点，该增大系数可分别取 1.7、1.5、1.3。

11.9.4 在地震组合下，配置箍筋或栓钉的板柱节点，受冲切截面及受冲切承载力应符合下列要求：

1 受冲切截面

$$F_{l,eq} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (1.2f_t \eta u_m h_0) \quad (11.9.4-1)$$

2 受冲切承载力

$$F_{l,eq} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [(0.3f_t + 0.15\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8f_{yv} A_{svu}] \quad (11.9.4-2)$$

3 对配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按下式进行受冲切承载力验算：

$$F_{l,eq} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.42f_t + 0.15\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 \quad (11.9.4-3)$$

式中： u_m ——临界截面的周长，公式（11.9.4-1）、公式（11.9.4-2）中的 u_m ，按本规范第6.5.1条的规定采用；公式（11.9.4-3）中的 u_m ，应取最外排抗冲切钢筋周边以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。

11.9.5 无柱帽平板宜在柱上板带中设构造暗梁，暗梁宽度可取柱宽加柱两侧各不大于1.5倍板厚。暗梁支座上部纵向钢筋应不小于柱上板带纵向钢筋截面面积的1/2，暗梁下部纵向钢筋不宜少于上部纵向钢筋截面面积的1/2。

暗梁箍筋直径不应小于8mm，间距不宜大于3/4倍板厚，肢距不宜大于2倍板厚；支座处暗梁箍筋加密区长度不应小于3倍板厚，其箍筋间距不宜大于100mm，肢距不宜大于250mm。

11.9.6 沿两个主轴方向贯通节点柱截面的连续预应力筋及板底纵向普通钢筋，应符合下列要求：

1 沿两个主轴方向贯通节点柱截面的连续钢筋的总截面面积，应符合下式要求：

$$f_{py}A_p + f_yA_s \geq N_G \quad (11.9.6)$$

式中： A_s ——贯通柱截面的板底纵向普通钢筋截面面积；对一端在柱截面对边按受拉弯折锚固的普通钢筋，截面面积按一半计算；

A_p ——贯通柱截面连续预应力筋截面面积；对一端在柱截面对边锚固的预应力筋，截面面积按一半计算；

f_{py} ——预应力筋抗拉强度设计值，对无粘结预应力筋，应按本规范第10.1.14条取用无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} ；

N_G ——在本层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值。

2 连续预应力筋应布置在板柱节点上部，呈下凹进入板跨中。

3 板底纵向普通钢筋的连接位置，宜在距柱面 l_{aE} 与2倍板厚的较大值以外，且应避开板底受拉区范围。

附录 A 钢筋的公称直径、 公称截面面积及理论重量

表 A.0.1 钢筋的公称直径、公称截面面积及理论重量

公称直径 (mm)	不同根数钢筋的公称截面面积 (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
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.395
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(2.11)
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(4.10)
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(6.65)
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(10.34)
50	1963.5	3928	5892	7856	9820	11784	13748	15712	17676	15.42(16.28)

注：括号内为预应力螺纹钢筋的数值。

表 A.0.2 钢绞线的公称直径、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	37.7	0.296
	10.8	58.9	0.462
	12.9	84.8	0.666

续表 A. 0. 2

种 类	公称直径 (mm)	公称截面面积 (mm ²)	理论重量 (kg/m)
1×7 标准型	9.5	54.8	0.430
	12.7	98.7	0.775
	15.2	140	1.101
	17.8	191	1.500
	21.6	285	2.237

表 A. 0. 3 钢丝的公称直径、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)
5.0	19.63	0.154
7.0	38.48	0.302
9.0	63.62	0.499

附录 B 近似计算偏压构件侧移 二阶效应的增大系数法

B. 0. 1 在框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构及筒体结构中，当采用增大系数法近似计算结构因侧移产生的二阶效应（ $P-\Delta$ 效应）时，应对未考虑 $P-\Delta$ 效应的一阶弹性分析所得的柱、墙肢端弯矩和梁端弯矩以及层间位移分别按公式（B. 0. 1-1）和公式（B. 0. 1-2）乘以增大系数 η_s ：

$$M = M_{ns} + \eta_s M_s \quad (\text{B. 0. 1-1})$$

$$\Delta = \eta_s \Delta_1 \quad (\text{B. 0. 1-2})$$

式中： M_s ——引起结构侧移的荷载或作用所产生的一阶弹性分析构件端弯矩设计值；

M_{ns} ——不引起结构侧移荷载产生的一阶弹性分析构件端弯矩设计值；

Δ_1 ——一阶弹性分析的层间位移；

η_s —— $P-\Delta$ 效应增大系数，按第 B. 0. 2 条或第 B. 0. 3 条确定，其中，梁端 η_s 取为相应节点处上、下柱端或上、下墙肢端 η_s 的平均值。

B. 0. 2 在框架结构中，所计算楼层各柱的 η_s 可按下列公式计算：

$$\eta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_j}{DH_0}} \quad (\text{B. 0. 2})$$

式中： D ——所计算楼层的侧向刚度。在计算结构构件弯矩增大系数与计算结构位移增大系数时，应分别按本规范第 B. 0. 5 条的规定取用结构构件刚度；

N_j ——所计算楼层第 j 列柱轴力设计值；

H_0 ——所计算楼层的层高。

B. 0. 3 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构中的 η_s 可按下列公式计算：

$$\eta_s = \frac{1}{1 - 0.14 \frac{H^2 \Sigma G}{E_c J_d}} \quad (\text{B. 0. 3})$$

式中： ΣG ——各楼层重力荷载设计值之和；

$E_c J_d$ ——与所设计结构等效的竖向等截面悬臂受弯构件的弯曲刚度，可按该悬臂受弯构件与所设计结构在倒三角形分布水平荷载下顶点位移相等的原则计算。在计算结构构件弯矩增大系数与计算结构位移增大系数时，应分别按本规范第 B. 0. 5 条规定取用结构构件刚度；

H ——结构总高度。

B. 0. 4 排架结构柱考虑二阶效应的弯矩设计值可按下列公式计算：

$$M = \eta_s M_0 \quad (\text{B. 0. 4-1})$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{1500 e_i / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \quad (\text{B. 0. 4-2})$$

$$\zeta_c = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (\text{B. 0. 4-3})$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (\text{B. 0. 4-4})$$

式中： ζ_c ——截面曲率修正系数；当 $\zeta_c > 1.0$ 时，取 $\zeta_c = 1.0$ ；

e_i ——初始偏心距；

M_0 ——一阶弹性分析柱端弯矩设计值；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距， $e_0 = M_0 / N$ ；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 6. 2. 5 条规定确定；

l_0 ——排架柱的计算长度，按本规范表 6. 2. 20-1 取用；

h, h_0 ——分别为所考虑弯曲方向柱的截面高度和截面有效高度；

A ——柱的截面面积。对于 I 形截面取： $A = bh + 2(b_f - b)h'_f$ 。

B. 0. 5 当采用本规范第 B. 0. 2 条、第 B. 0. 3 条计算各类结构中的弯矩增大系数 η_s 时，宜对构件的弹性抗弯刚度 $E_c I$ 乘以折减系数：对梁，取 0. 4；对柱，取 0. 6；对剪力墙肢及核心筒壁墙肢，取 0. 45；当计算各结构中位移的增大系数 η_s 时，不对刚度进行折减。

注：当验算表明剪力墙肢或核心筒壁墙肢各控制截面不开裂时，计算弯矩增大系数 η_s 时的刚度折减系数可取为 0. 7。

附录 C 钢筋、混凝土本构关系与 混凝土多轴强度准则

C.1 钢筋本构关系

C.1.1 普通钢筋的屈服强度及极限强度的平均值 f_{ym} 、 f_{stm} 可按下列公式计算：

$$f_{ym} = f_{yk} / (1 - 1.645\delta_s) \quad (\text{C.1.1-1})$$

$$f_{stm} = f_{stk} / (1 - 1.645\delta_s) \quad (\text{C.1.1-2})$$

式中： f_{yk} 、 f_{ym} ——钢筋屈服强度的标准值、平均值；

f_{stk} 、 f_{stm} ——钢筋极限强度的标准值、平均值；

δ_s ——钢筋强度的变异系数，宜根据试验统计确定。

C.1.2 钢筋单调加载的应力-应变本构关系曲线（图 C.1.2）可按下列规定确定。

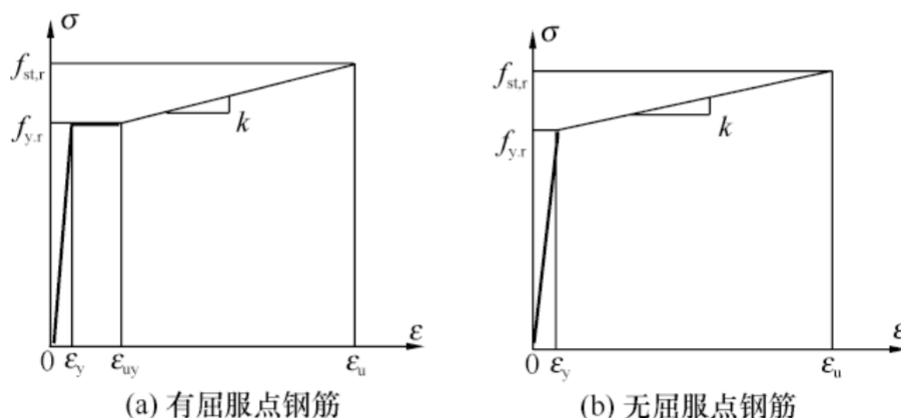


图 C.1.2 钢筋单调受拉应力-应变曲线

1 有屈服点钢筋

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_{y,r} & \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{uy} \\ f_{y,r} + k(\epsilon_s - \epsilon_{uy}) & \epsilon_{uy} < \epsilon_s \leq \epsilon_u \\ 0 & \epsilon_s > \epsilon_u \end{cases} \quad (\text{C.1.2-1})$$

2 无屈服点钢筋

$$\sigma_p = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_{y,r} + k(\epsilon_s - \epsilon_y) & \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_u \\ 0 & \epsilon_s > \epsilon_u \end{cases} \quad (\text{C. 1. 2-2})$$

式中： E_s ——钢筋的弹性模量；

σ_s ——钢筋应力；

ϵ_s ——钢筋应变；

$f_{y,r}$ ——钢筋的屈服强度代表值，其值可根据实际结构分析需要分别取 f_y 、 f_{yk} 或 f_{ym} ；

$f_{st,r}$ ——钢筋极限强度代表值，其值可根据实际结构分析需要分别取 f_{st} 、 f_{stk} 或 f_{stm} ；

ϵ_y ——与 $f_{y,r}$ 相应的钢筋屈服应变，可取 $f_{y,r}/E_s$ ；

ϵ_{uy} ——钢筋硬化起点应变；

ϵ_u ——与 $f_{st,r}$ 相应的钢筋峰值应变；

k ——钢筋硬化段斜率， $k = (f_{st,r} - f_{y,r})/(\epsilon_u - \epsilon_{uy})$ 。

C. 1. 3 钢筋反复加载的应力-应变本构关系曲线（图 C. 1. 3）宜按下列公式确定，也可采用简化的折线形式表达。

$$\sigma_s = E_s(\epsilon_s - \epsilon_a) - \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} \right)^p [E_s(\epsilon_b - \epsilon_a) - \sigma_b] \quad (\text{C. 1. 3-1})$$

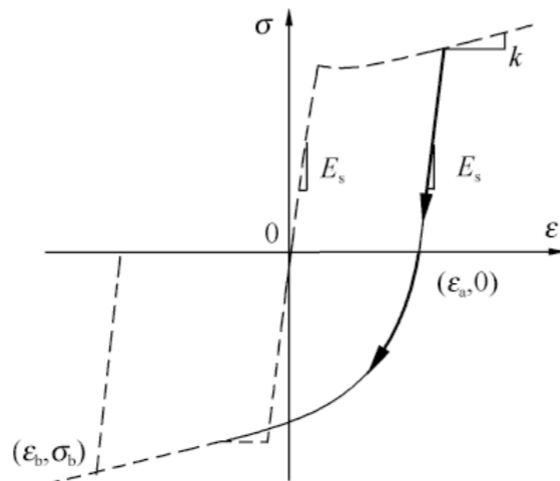


图 C. 1. 3 钢筋反复加载应力-应变曲线

$$p = \frac{(E_s - k)(\epsilon_b - \epsilon_a)}{E_s(\epsilon_b - \epsilon_a) - \sigma_b} \quad (\text{C. 1. 3-2})$$

式中： ϵ_a ——再加载路径起点对应的应变；

σ_b, ϵ_b ——再加载路径终点对应的应力和应变，如再加载方向钢筋未曾屈服过，则 σ_b, ϵ_b 取钢筋初始屈服点的应力和应变。如再加载方向钢筋已经屈服过，则取该方向钢筋历史最大应力和应变。

C. 2 混凝土本构关系

C. 2. 1 混凝土的抗压强度及抗拉强度的平均值 f_{cm} 、 f_{tm} 可按下列公式计算：

$$f_{cm} = f_{ck}/(1 - 1.645\delta_c) \quad (\text{C. 2. 1-1})$$

$$f_{tm} = f_{tk}/(1 - 1.645\delta_c) \quad (\text{C. 2. 1-2})$$

式中： f_{cm} 、 f_{ck} ——混凝土抗压强度的平均值、标准值；

f_{tm} 、 f_{tk} ——混凝土抗拉强度的平均值、标准值；

δ_c ——混凝土强度变异系数，宜根据试验统计确定。

C. 2. 2 本节规定的混凝土本构模型应适用于下列条件：

- 1 混凝土强度等级 C20~C80；
- 2 混凝土质量密度 2200kg/m³~2400kg/m³；
- 3 正常温度、湿度环境；
- 4 正常加载速度。

C. 2. 3 混凝土单轴受拉的应力-应变曲线（图 C. 2. 3）可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_t)E_c\epsilon \quad (\text{C. 2. 3-1})$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t [1.2 - 0.2x^5] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C. 2. 3-2})$$

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{t,r}} \quad (\text{C. 2. 3-3})$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \epsilon_{t,r}} \quad (\text{C. 2. 3-4})$$

式中： α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值，按表 C. 2. 3 取用；

$f_{t,r}$ ——混凝土的单轴抗拉强度代表值，其值可根据实际结构分析需要分别取 f_t 、 f_{tk} 或 f_{tm} ；

$\epsilon_{t,r}$ ——与单轴抗拉强度代表值 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变，按表 C. 2. 3 取用；

d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化参数。

表 C. 2. 3 混凝土单轴受拉应力-应变曲线的参数取值

$f_{t,r}$ (N/mm ²)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$\epsilon_{t,r}$ (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

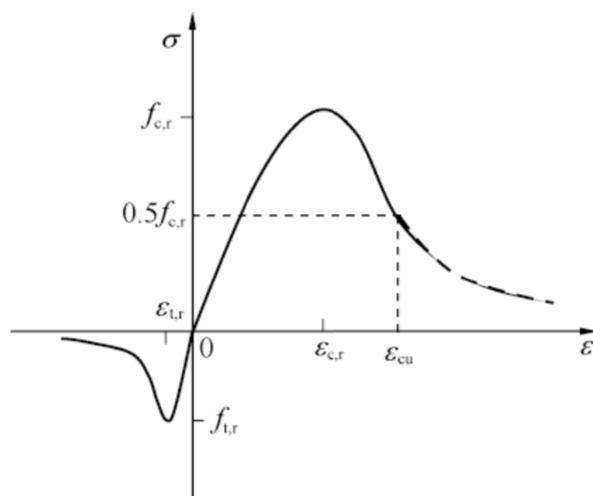


图 C. 2. 3 混凝土单轴应力-应变曲线

注：混凝土受拉、受压的应力-应变曲线示意图绘于同一坐标系中，但取不同的比例。符号取“受拉为负、受压为正”。

C. 2. 4 混凝土单轴受压的应力-应变曲线（图 C. 2. 3）可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \epsilon \quad (\text{C. 2. 4-1})$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n-1+x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C. 2. 4-2})$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \epsilon_{c,r}} \quad (\text{C. 2. 4-3})$$

$$n = \frac{E_c \epsilon_{c,r}}{E_c \epsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (\text{C. 2. 4-4})$$

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{c,r}} \quad (\text{C. 2. 4-5})$$

式中： α_c ——混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段参数值，按表 C. 2. 4 取用；

$f_{c,r}$ ——混凝土单轴抗压强度代表值，其值可根据实际结构分析的需要分别取 f_c 、 f_{ck} 或 f_{cm} ；

$\epsilon_{c,r}$ ——与单轴抗压强度 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变，按表 C. 2. 4 取用；

d_c ——混凝土单轴受压损伤演化参数。

表 C. 2. 4 混凝土单轴受压应力-应变曲线的参数取值

$f_{c,r}$ (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\epsilon_{c,r}$ (10 ⁻⁶)	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030	2080	2130	2190	2240
α_c	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00	3.25	3.50	3.75	3.99
$\epsilon_{cu}/\epsilon_{c,r}$	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.6

注： ϵ_{cu} 为应力应变曲线下降段应力等于0.5 $f_{c,r}$ 时的混凝土压应变。

C. 2. 5 在重复荷载作用下，受压混凝土卸载及再加载应力路径（图 C. 2. 5）可按下列公式确定：

$$\sigma = E_r(\epsilon - \epsilon_z) \quad (\text{C. 2. 5-1})$$

$$E_r = \frac{\sigma_{un}}{\epsilon_{un} - \epsilon_z} \quad (\text{C. 2. 5-2})$$

$$\epsilon_z = \epsilon_{un} - \left[\frac{(\epsilon_{un} + \epsilon_{ca})\sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \epsilon_{ca}} \right] \quad (C. 2.5-3)$$

$$\epsilon_{ca} = \max\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{un}}, \frac{0.09\epsilon_{un}}{\epsilon_c}\right) \sqrt{\epsilon_c \epsilon_{un}} \quad (C. 2.5-4)$$

- 式中：
 σ ——受压混凝土的压应力；
 ϵ ——受压混凝土的压应变；
 ϵ_z ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；
 E_r ——受压混凝土卸载/再加载的变形模量；
 σ_{un} 、 ϵ_{un} ——分别为受压混凝土从骨架线开始卸载时的应力和应变；
 ϵ_{ca} ——附加应变；
 ϵ_c ——混凝土受压峰值应力对应的应变。

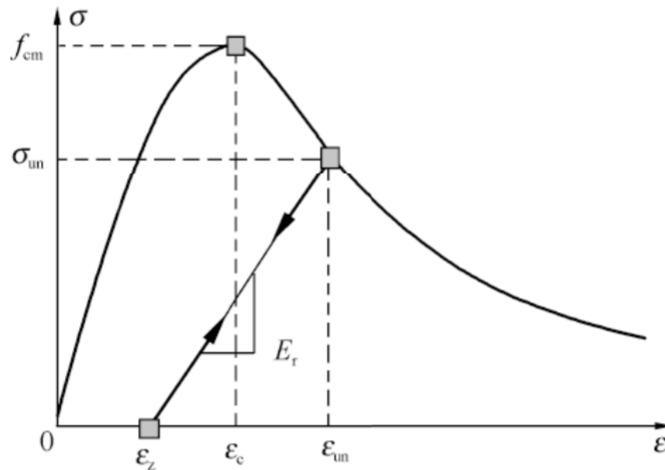


图 C. 2.5 重复荷载作用下混凝土应力-应变曲线

C. 2.6 混凝土在双轴加载、卸载条件下的本构关系可采用损伤模型或弹塑性模型。弹塑性本构关系可采用弹塑性增量本构理论，损伤本构关系按下列公式确定：

1 双轴受拉区 ($\sigma'_1 < 0, \sigma'_2 < 0$)

1) 加载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = (1 - d_t) \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (C. 2.6-1)$$

$$\epsilon_{t,e} = - \sqrt{\frac{1}{1 - \nu^2} [(\epsilon_1)^2 + (\epsilon_2)^2 + 2\nu\epsilon_1\epsilon_2]} \quad (C. 2.6-2)$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} = \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{C. 2. 6-3})$$

式中: d_t ——受拉损伤演化参数, 可由式 (C. 2. 3-2) 计算,

$$\text{其中 } x = \frac{\epsilon_{t,e}}{\epsilon_t};$$

$\epsilon_{t,e}$ ——受拉能量等效应变;

σ'_1, σ'_2 ——有效应力;

ν ——混凝土泊松比, 可取 0.18~0.22。

2) 卸载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 - \sigma_{un,1} \\ \sigma_2 - \sigma_{un,2} \end{Bmatrix} = (1 - d_t) \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_1 - \epsilon_{un,1} \\ \epsilon_2 - \epsilon_{un,2} \end{Bmatrix} \quad (\text{C. 2. 6-4})$$

式中: $\sigma_{un,1}, \sigma_{un,2}, \epsilon_{un,1}, \epsilon_{un,2}$ ——二维卸载点处的应力、应变。

在加载方程中, 损伤演化参数应采用即时应变换算得到的能量等效应变计算; 卸载方程中的损伤演化参数应采用卸载点处的应变换算的能量等效应变计算, 并且在整个卸载和再加载过程中保持不变。

2 双轴受压区 ($\sigma'_1 \geq 0, \sigma'_2 \geq 0$)

1) 加载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = (1 - d_c) \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{C. 2. 6-5})$$

$$\epsilon_{c,e} = \frac{1}{(1-\nu^2)(1-\alpha_s)} [\alpha_s(1+\nu)(\epsilon_1 + \epsilon_2) + \sqrt{(\epsilon_1 + \nu\epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 + \nu\epsilon_1)^2 - (\epsilon_1 + \nu\epsilon_2)(\epsilon_2 + \nu\epsilon_1)}] \quad (\text{C. 2. 6-6})$$

$$\alpha_s = \frac{r-1}{2r-1} \quad (\text{C. 2. 6-7})$$

式中: d_c ——受压损伤演化参数, 可由公式 (C. 2. 4-2) 计算,

$$\text{其中 } x = \frac{\epsilon_{c,e}}{\epsilon_c};$$

$\epsilon_{c,e}$ —— 受压能量等效应变；

α_s —— 受剪屈服参数；

r —— 双轴受压强度提高系数，取值范围 1.15 ~ 1.30，可根据实验数据确定，在缺乏实验数据时可取 1.2。

2) 卸载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 - \sigma_{un,1} \\ \sigma_2 - \sigma_{un,2} \end{Bmatrix} = (1 - \eta_d d_c) \frac{E_c}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_1 - \epsilon_{un,1} \\ \epsilon_2 - \epsilon_{un,2} \end{Bmatrix} \quad (C. 2. 6-8)$$

$$\eta_d = \frac{\epsilon_{c,e}}{\epsilon_{c,e} + \epsilon_{ca}} \quad (C. 2. 6-9)$$

式中： η_d —— 塑性因子；

ϵ_{ca} —— 附加应变，按公式 (C. 2. 5-4) 计算。

3 双轴拉压区 ($\sigma'_1 < 0, \sigma'_2 \geq 0$) 或 ($\sigma'_1 \geq 0, \sigma'_2 < 0$)

1) 加载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (1 - d_t) & 0 \\ 0 & (1 - d_c) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (C. 2. 6-10)$$

$$\epsilon_{t,e} = - \sqrt{\frac{1}{(1 - \nu^2)}} \epsilon_1 (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2) \quad (C. 2. 6-11)$$

式中： d_t —— 受拉损伤演化参数，可由式 (C. 2. 3-2) 计算，

$$\text{其中 } x = \frac{\epsilon_{t,e}}{\epsilon_t};$$

d_c —— 受压损伤演化参数，可由式 (C. 2. 4-2) 计算，

$$\text{其中 } x = \frac{\epsilon_{c,e}}{\epsilon_c};$$

$\epsilon_{t,e}$ 、 $\epsilon_{c,e}$ —— 能量等效应变，其中， $\epsilon_{c,e}$ 按式 (C. 2. 6-6) 计算， $\epsilon_{t,e}$ 可按式 (C. 2. 6-11) 计算。

2) 卸载方程

$$\begin{cases} \sigma_1 - \sigma_{un,1} \\ \sigma_2 - \sigma_{un,2} \end{cases} = \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} (1-d_t) & (1-d_t)\nu \\ (1-\eta_d d_c)\nu & (1-\eta_d d_c) \end{bmatrix} \begin{cases} \epsilon_1 - \epsilon_{un,1} \\ \epsilon_2 - \epsilon_{un,2} \end{cases} \quad (\text{C. 2. 6-12})$$

式中： η_d ——塑性因子。

C. 3 钢筋-混凝土粘结滑移本构关系

C. 3. 1 混凝土与热轧带肋钢筋之间的粘结应力-滑移 ($\tau-s$) 本构关系曲线 (图 C. 3. 1) 可按下列规定确定, 曲线特征点的参数值可按表 C. 3. 1 取用。

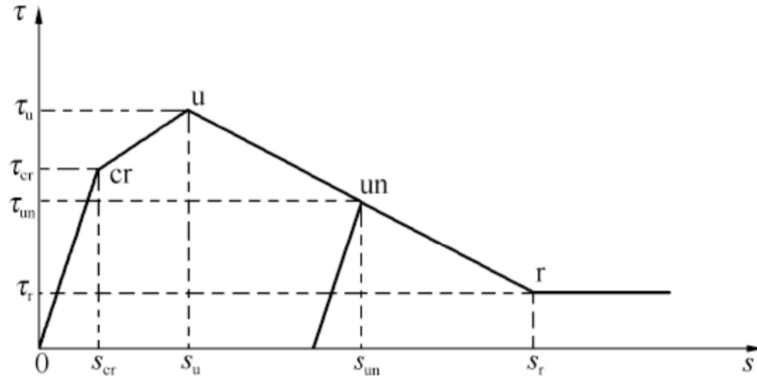


图 C. 3. 1 混凝土与钢筋间的粘结应力-滑移曲线

线性段 $\tau = k_1 s \quad 0 \leq s \leq s_{cr} \quad (\text{C. 3. 1-1})$

劈裂段 $\tau = \tau_{cr} + k_2 (s - s_{cr}) \quad s_{cr} < s \leq s_u \quad (\text{C. 3. 1-2})$

下降段 $\tau = \tau_u + k_3 (s - s_u) \quad s_u < s \leq s_r \quad (\text{C. 3. 1-3})$

残余段 $\tau = \tau_r \quad s > s_r \quad (\text{C. 3. 1-4})$

卸载段 $\tau = \tau_{un} + k_1 (s - s_{un}) \quad (\text{C. 3. 1-5})$

式中： τ ——混凝土与热轧带肋钢筋之间的粘结应力 (N/mm^2)；

s ——混凝土与热轧带肋钢筋之间的相对滑移 (mm)；

k_1 ——线性段斜率， τ_{cr}/s_{cr} ；

k_2 ——劈裂段斜率， $(\tau_u - \tau_{cr})/(s_u - s_{cr})$ ；

k_3 ——下降段斜率， $(\tau_r - \tau_u)/(s_r - s_u)$ ；

τ_{un} ——卸载点的粘结应力 (N/mm^2)；

s_{un} ——卸载点的相对滑移 (mm)。

表 C.3.1 混凝土与钢筋间粘结应力-滑移曲线的参数值

特征点	劈裂 (cr)		峰值 (u)		残余 (r)	
粘结应力 (N/mm ²)	τ_{cr}	$2.5f_{t,r}$	τ_u	$3f_{t,r}$	τ_r	$f_{t,r}$
相对滑移 (mm)	s_{cr}	$0.025d$	s_u	$0.04d$	s_r	$0.55d$

注：表中 d 为钢筋直径 (mm)； $f_{t,r}$ 为混凝土的抗拉强度特征值 (N/mm²)。

C.3.2 除热轧带肋钢筋外，其余种类钢筋的粘结应力-滑移本构关系曲线的参数值可根据试验确定。

C.4 混凝土强度准则

C.4.1 当采用混凝土多轴强度准则进行承载力计算时，材料强度参数取值及抗力计算应符合下列原则：

1 当采用弹塑性方法确定作用效应时，混凝土强度指标宜取平均值；

2 当采用弹性方法或弹塑性方法分析结果进行构件承载力计算时，混凝土强度指标可根据需要，取其强度设计值 (f_c 或 f_t) 或标准值 (f_{ck} 或 f_{tk})。

3 采用弹性分析或弹塑性分析求得混凝土的应力分布和主应力值后，混凝土多轴强度验算应符合下列要求：

$$|\sigma_i| \leq |f_i| \quad (i = 1, 2, 3) \quad (C.4.1)$$

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

f_i ——混凝土多轴强度代表值，受拉为负，受压为正，且 $f_1 \geq f_2 \geq f_3$ 。

C.4.2 在二轴应力状态下，混凝土的二轴强度由下列 4 条曲线连成的封闭曲线 (图 C.4.2) 确定；也可以根据表 C.4.2-1、表 C.4.2-2 和表 C.4.2-3 所列的数值内插取值。

强度包络曲线方程应符合下列公式的规定：

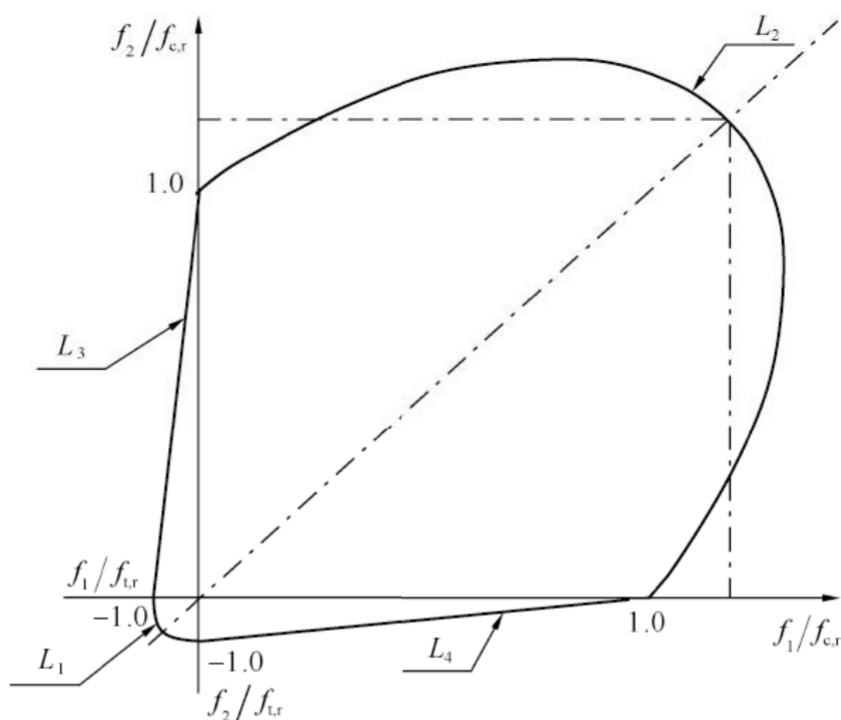


图 C.4.2 混凝土二轴应力的强度包络图

$$\begin{cases}
 L_1: & f_1^2 + f_2^2 - 2\nu f_1 f_2 = (f_{t,r})^2 \\
 L_2: & \sqrt{f_1^2 + f_2^2 - f_1 f_2} - \alpha_s (f_1 + f_2) = (1 - \alpha_s) f_{c,r} \\
 L_3: & \frac{f_2}{f_{c,r}} - \frac{f_1}{f_{t,r}} = 1 \\
 L_4: & \frac{f_1}{f_{c,r}} - \frac{f_2}{f_{t,r}} = 1
 \end{cases}
 \tag{C.4.2}$$

式中： α_s ——受剪屈服参数，由公式 (C.2.6-7) 确定。

表 C.4.2-1 混凝土在二轴拉-压应力状态下的抗拉、抗压强度

$f_2/f_{t,r}$	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0
$f_1/f_{c,r}$	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0

表 C.4.2-2 混凝土在二轴受压状态下的抗压强度

$f_1/f_{c,r}$	1.0	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.29	1.25	1.20	1.16
$f_2/f_{c,r}$	0	0.074	0.16	0.25	0.36	0.50	0.88	1.03	1.11	1.16

表 C.4.2-3 混凝土在二轴受拉状态下的抗拉强度

$f_1/f_{t,r}$	-0.79	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0
$f_2/f_{t,r}$	-0.79	-0.86	-0.93	-0.97	-1.00	-1.02	-1.02	-1.02	-1.00

C.4.3 混凝土在三轴应力状态下的强度可按下列规定确定：

1 在三轴受拉（拉-拉-拉）应力状态下，混凝土的三轴抗拉强度 f_3 均可取单轴抗拉强度的 0.9 倍；

2 三轴拉压（拉-拉-压、拉-压-压）应力状态下混凝土的三轴抗压强度 f_1 可根据应力比 σ_3/σ_1 和 σ_2/σ_1 按图 C.4.3-1 确定，或根据表 C.4.3-1 内插取值，其最高强度不宜超过单轴抗压强度的 1.2 倍；

表 C.4.3-1 混凝土在三轴拉-压状态下抗压强度的调整系数 ($f_1/f_{c,r}$)

σ_2/σ_1 σ_3/σ_1	-0.75	-0.50	-0.25	-0.10	-0.05	0	0.25	0.35	0.36	0.50	0.70	0.75	1.00
-1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.75	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-0.50	—	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
-0.25	—	—	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
-0.12	—	—	—	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
-0.10	—	—	—	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
-0.08	—	—	—	—	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
-0.05	—	—	—	—	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
-0.04	—	—	—	—	—	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
-0.02	—	—	—	—	—	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
-0.01	—	—	—	—	—	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
0	—	—	—	—	—	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

注：正值为压，负值为拉。

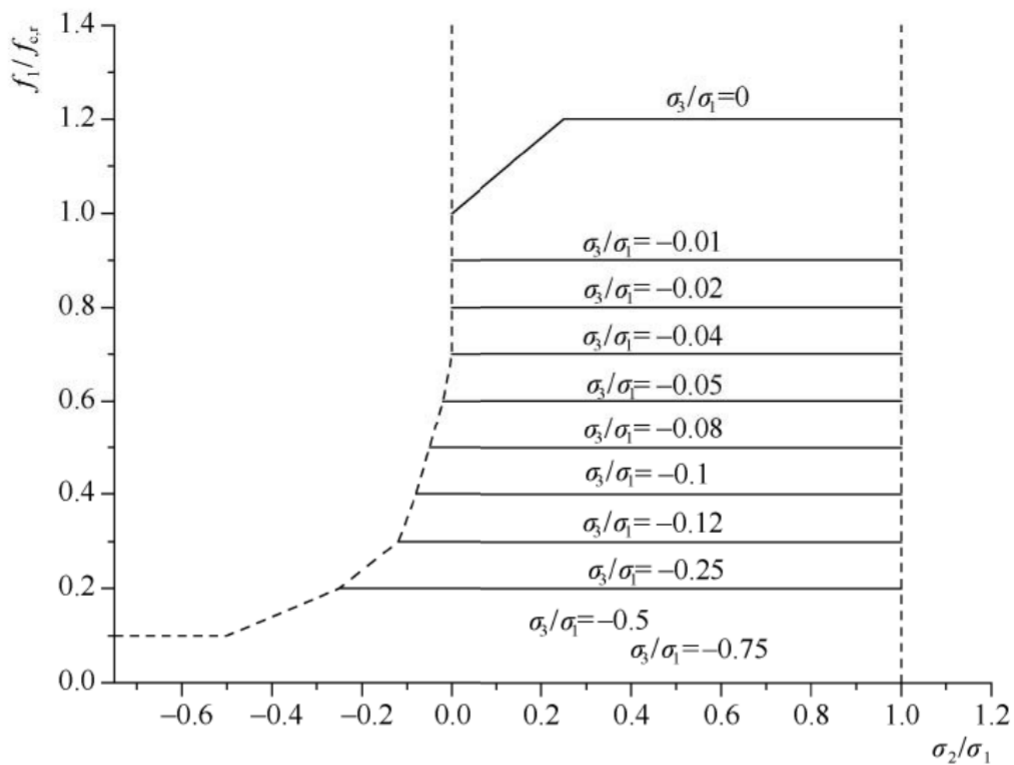


图 C. 4. 3-1 三轴拉-压应力状态下混凝土的三轴抗压强度

3 三轴受压（压-压-压）应力状态下混凝土的三轴抗压强度 f_1 可根据应力比 σ_3/σ_1 和 σ_2/σ_1 按图 C. 4. 3-2 确定，或根据表 C. 4. 3-2 内插取值，其最高强度不宜超过单轴抗压强度的 3 倍。

表 C. 4. 3-2 混凝土在三轴受压状态下抗压强度的提高系数 ($f_1/f_{c,r}$)

$\sigma_2/\sigma_1 \backslash \sigma_3/\sigma_1$	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.60	0.80	1.00
0	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
0.05	—	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
0.08	—	—	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64
0.10	—	—	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
0.12	—	—	—	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
0.15	—	—	—	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
0.18	—	—	—	—	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72
0.20	—	—	—	—	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00

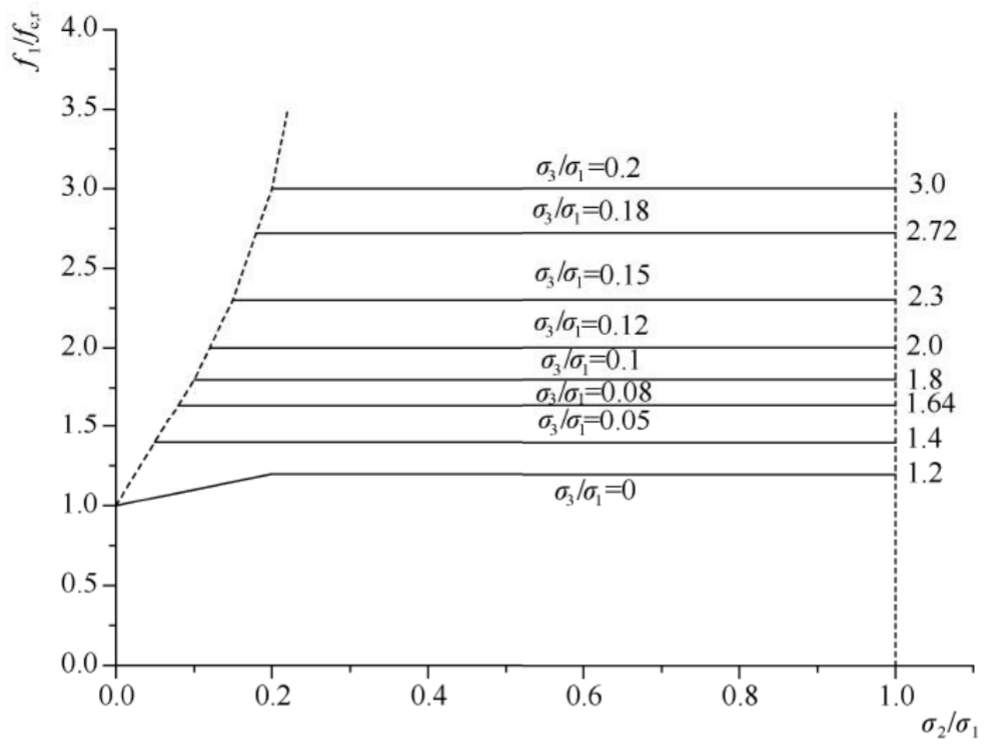


图 C. 4. 3-2 三轴受压状态下混凝土的三轴抗压强度

附录 D 素混凝土结构构件设计

D.1 一般规定

D.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以及不承受活荷载的情况。

D.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。

D.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。

D.1.4 素混凝土结构伸缩缝的最大间距，可按表 D.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 D.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

D.2 受压构件

D.2.1 素混凝土受压构件，当按受压承载力计算时，不考虑受拉区混凝土的工作，并假定受压区的法向应力图形为矩形，其应力值取素混凝土的轴心抗压强度设计值，此时，轴向力作用点与

受压区混凝土合力点相重合。

素混凝土受压构件的受压承载力应符合下列规定：

1 对称于弯矩作用平面的截面

$$N \leq \varphi f_{cc} A'_c \quad (\text{D. 2. 1-1})$$

受压区高度 x 应按下列条件确定：

$$e_c = e_0 \quad (\text{D. 2. 1-2})$$

此时，轴向力作用点至截面重心的距离 e_0 尚应符合下列要求：

$$e_0 \leq 0.9y'_0 \quad (\text{D. 2. 1-3})$$

2 矩形截面 (图 D. 2. 1)

$$N \leq \varphi f_{cc} b (h - 2e_0) \quad (\text{D. 2. 1-4})$$

式中： N ——轴向压力设计值；

φ ——素混凝土构件的稳定系数，按表 D. 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. 4-1 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(D. 2. 1-1)或公式(D. 2. 1-4)计算时，对 e_0 不小于 $0.45y'_0$ 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% 。但当符合本规范公式(D. 2. 2-1)或公式(D. 2. 2-2)的条件时，可不配置此项构造钢筋。

表 D. 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。

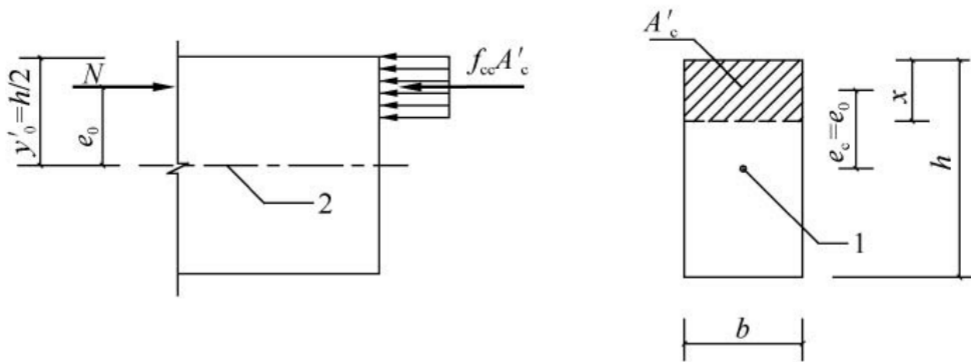


图 D. 2. 1 矩形截面的素混凝土受压构件受压承载力计算

1—重心；2—重心线

D. 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 不小于 $0.45y'_0$ 时，其受压承载力应按下列公式计算：

1 对称于弯矩作用平面的截面

$$N \leq \varphi \frac{\gamma f_{ct} A}{\frac{e_0 A}{W} - 1} \quad (\text{D. 2. 2-1})$$

2 矩形截面

$$N \leq \varphi \frac{\gamma f_{ct} b h}{\frac{6e_0}{h} - 1} \quad (\text{D. 2. 2-2})$$

式中： f_{ct} ——素混凝土轴心抗拉强度设计值，按本规范表 4. 1. 4-2 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 7. 2. 4 条取用；

W ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

A ——截面面积。

D. 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。

D.3 受弯构件

D.3.1 素混凝土受弯构件的受弯承载力应符合下列规定：

1 对称于弯矩作用平面的截面

$$M \leq \gamma f_{ct} W \quad (\text{D. 3. 1-1})$$

2 矩形截面

$$M \leq \frac{\gamma f_{ct} b h^2}{6} \quad (\text{D. 3. 1-2})$$

式中： M ——弯矩设计值。

D.4 局部构造钢筋

D.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 D. 1. 4 中未配构造钢筋的现浇结构采用。

D.5 局部受压

D.5.1 素混凝土构件的局部受压承载力应符合下列规定：

1 局部受压面上仅有局部荷载作用

$$F_l \leq \omega \beta_l f_{cc} A_l \quad (\text{D. 5. 1-1})$$

2 局部受压面上尚有非局部荷载作用

$$F_l \leq \omega \beta_l (f_{cc} - \sigma) A_l \quad (\text{D. 5. 1-2})$$

式中： F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值；

A_l ——局部受压面积；

ω ——荷载分布的影响系数：当局部受压面上的荷载为均

匀分布时，取 $\omega=1$ ；当局部荷载为非均匀分布时（如梁、过梁等的端部支承面），取 $\omega=0.75$ ；

σ ——非局部荷载设计值产生的混凝土压应力；

β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数，按本规范公式（6.6.1-2）计算。

附录 E 任意截面、圆形及环形构件 正截面承载力计算

E. 0. 1 任意截面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、纵向钢筋单元和预应力筋单元（图 E. 0. 1a），并近似取单元内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 6. 2. 1 条的截面应变保持平面的假定由下列公式确定（图 E. 0. 1b）：

$$\epsilon_{ci} = \phi_u [(x_{ci} \sin\theta + y_{ci} \cos\theta) - r] \quad (\text{E. 0. 1-1})$$

$$\epsilon_{sj} = -\phi_u [(x_{sj} \sin\theta + y_{sj} \cos\theta) - r] \quad (\text{E. 0. 1-2})$$

$$\epsilon_{pk} = -\phi_u [(x_{pk} \sin\theta + y_{pk} \cos\theta) - r] + \epsilon_{p0k} \quad (\text{E. 0. 1-3})$$

3 截面达到承载能力极限状态时的极限曲率 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_{s1} 小于 0. 01 时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x_n} \quad (\text{E. 0. 1-4})$$

2) 当截面受拉区最外排钢筋的应变 ϵ_{s1} 达到 0. 01 且受压区外边缘的混凝土压应变 ϵ_c 小于混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{0. 01}{h_{01} - x_n} \quad (\text{E. 0. 1-5})$$

4 混凝土单元的压应力和普通钢筋单元、预应力筋单元的应力应按本规范第 6. 2. 1 条的基本假定确定；

5 构件正截面承载力应按下列公式计算（图 E. 0. 1）：

$$N \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} \quad (\text{E. 0. 1-6})$$

$$M_x \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} x_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} x_{pk} \quad (\text{E. 0. 1-7})$$

$$M_y \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} y_{pk} \quad (\text{E. 0. 1-8})$$

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 ——偏心受力构件截面 x 轴、 y 轴方向的弯矩设计值：当为偏心受压时，应考虑附加偏心距引起的附加弯矩；轴向压力作用在 x 轴的上侧时 M_y 取正值，轴向压力作用在 y 轴的右侧时 M_x 取正值；当为偏心受拉时，不考虑附加偏心的影响；

ϵ_{ci} 、 σ_{ci} ——分别为第 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， \dots ， 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} ——分别为第 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} ——分别为第 j 个普通钢筋单元的应变、应力，受拉时取正值，应力 σ_{sj} 应满足本规范公式 (6. 2. 1-6) 的条件；序号 j 为 1，2， \dots ， m ，此处， m 为钢筋单元数；

A_{sj} ——第 j 个普通钢筋单元面积；

x_{sj} 、 y_{sj} ——分别为第 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} ——分别为第 k 个预应力筋单元的应变、应力，受拉

时取正值，应力 σ_{pk} 应满足本规范公式 (6.2.1-7) 的条件，序号 k 为 1, 2, ..., n ，此处， n 为预应力筋单元数；

ϵ_{p0k} ——第 k 个预应力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} 除以预应力筋的弹性模量，当受拉时取正值； σ_{p0k} 按本规范公式 (10.1.6-3) 或公式 (10.1.6-6) 计算；

A_{pk} ——第 k 个预应力筋单元面积；

x_{pk} 、 y_{pk} ——分别为第 k 个预应力筋单元重心到 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 ——分别为以截面重心为原点的直角坐标系的两个坐标轴；

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。

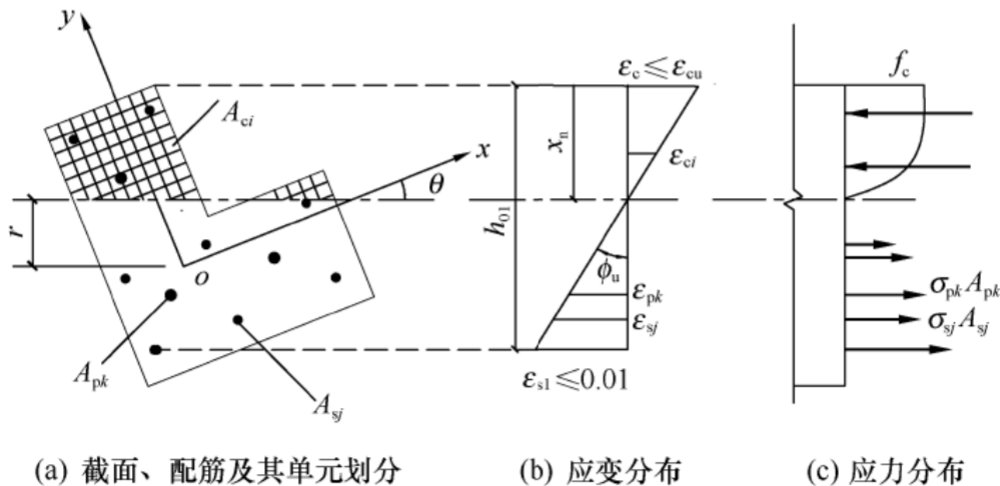


图 E.0.1 任意截面构件正截面承载力计算

E.0.2 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 E.0.3 条和第 E.0.4 条的规定计算。但在计算时，应在

公式 (E. 0. 3-1)、公式 (E. 0. 3-3) 和公式 (E. 0. 4-1) 中取等号, 并取轴向力设计值 $N=0$; 同时, 应将公式 (E. 0. 3-2)、公式 (E. 0. 3-4) 和公式 (E. 0. 4-2) 中 Ne_i 以弯矩设计值 M 代替。

E. 0. 3 沿周边均匀配置纵向钢筋的环形截面偏心受压构件 (图 E. 0. 3), 其正截面受压承载力宜符合下列规定:

1 钢筋混凝土构件

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (\text{E. 0. 3-1})$$

$$Ne_i \leq \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{(\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t)}{\pi} \quad (\text{E. 0. 3-2})$$

2 预应力混凝土构件

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A - \sigma_{p0} A_p + \alpha f'_{py} A_p - \alpha_t (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p \quad (\text{E. 0. 3-3})$$

$$Ne_i \leq \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f'_{py} A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (\text{E. 0. 3-4})$$

在上述各公式中的系数和偏心距, 应按下列公式计算:

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \quad (\text{E. 0. 3-5})$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (\text{E. 0. 3-6})$$

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 6. 2. 5 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 α 大于 $2/3$ 时, 取 α_t 为 0。

3 当 α 小于 $\arccos\left(\frac{2r_1}{r_1+r_2}\right)/\pi$

时, 环形截面偏心受压构件可按本规范第 E.0.4 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 不小于 0.5 的情况。

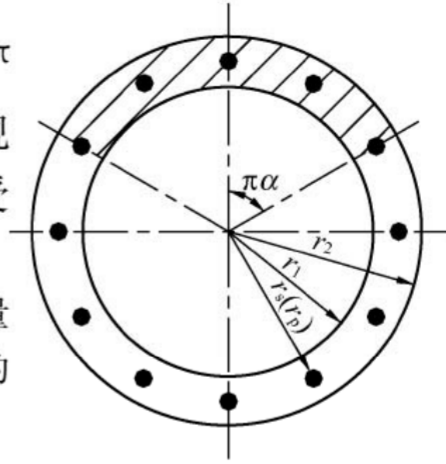


图 E.0.3 沿周边均匀配筋的环形截面

E.0.4 沿周边均匀配置纵向普通钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件 (图 E.0.4), 其正截面受压承载力宜符合下列规定:

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha}\right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (\text{E.0.4-1})$$

$$Ne_i \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (\text{E.0.4-2})$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (\text{E.0.4-3})$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (\text{E.0.4-4})$$

式中: A ——圆形截面面积;

A_s ——全部纵向普通钢筋的截面面积;

r ——圆形截面的半径;

r_s ——纵向普通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 6.2.5 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 ——纵向受拉普通钢筋截面面积与全部纵向普通钢筋截面面积的比值, 当 α 大于 0.625 时, 取 α_t 为 0。

注: 本条适用于截面内纵向普通钢筋数量不少于 6 根的情况。

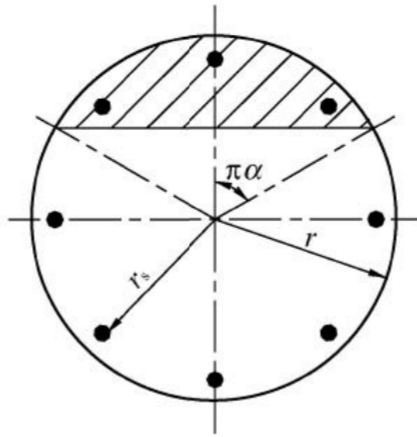


图 E.0.4 沿周边均匀配筋的圆形截面

E.0.5 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（6.2.25-1）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 E.0.2 条的规定进行计算，但应取等号，并以 M_u 代替 Ne_i 。

附录 F 板柱节点计算用等效集中反力设计值

F.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 F.0.1 的 AB 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

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

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

- 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 F.0.1 的 CD 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

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

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

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柱顶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 F.0.2 条计算；

M_{unb} ——竖向荷载、水平荷载引起对临界截面周长重心轴（图 F.0.1 中的轴线 2）处的不平衡弯矩设计值；

$M_{unb,c}$ ——竖向荷载、水平荷载引起对柱截面重心轴（图 F.0.1 中的轴线 1）处的不平衡弯矩设计值；

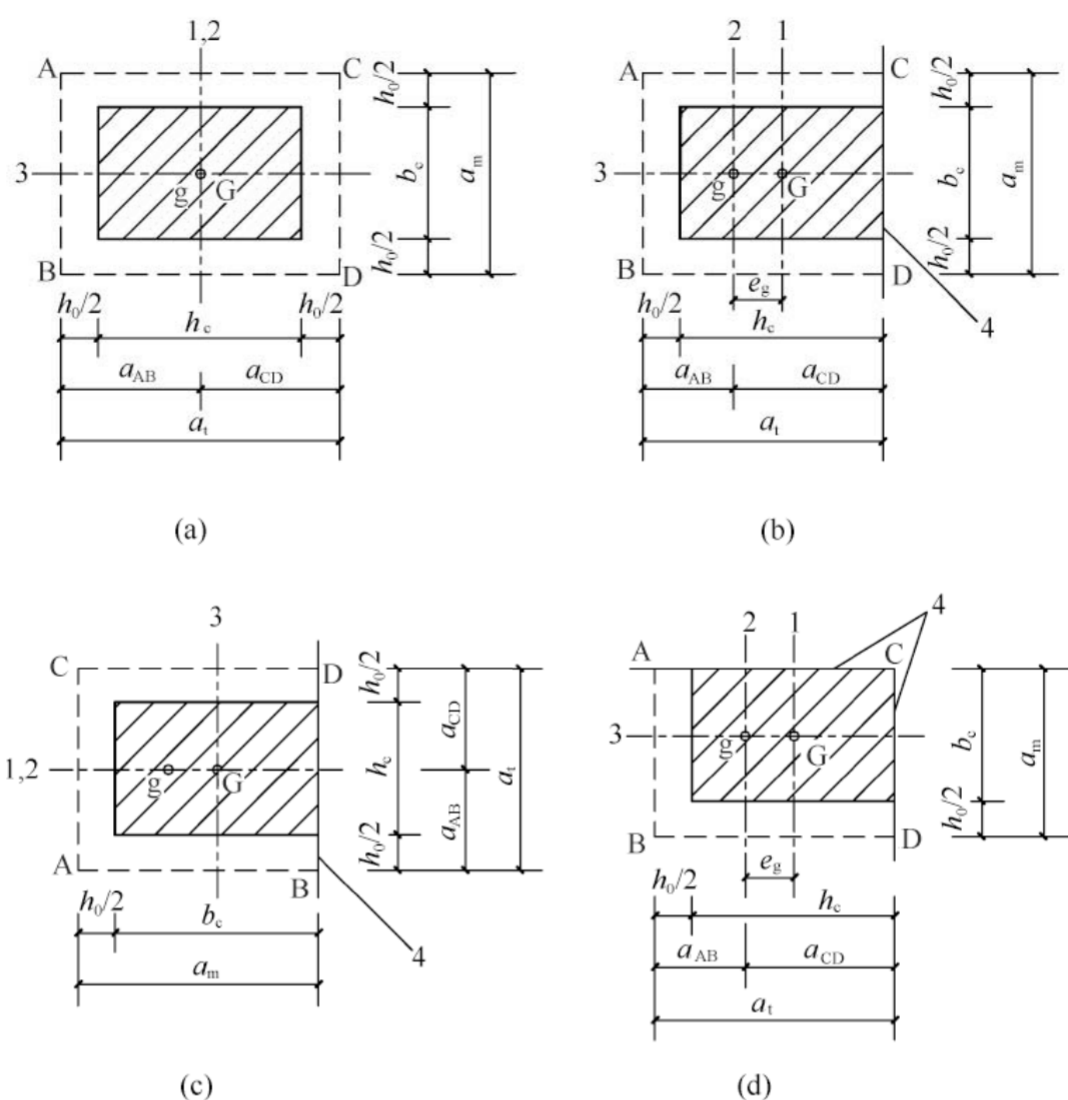


图 F.0.1 矩形柱及受冲切承载力计算的几何参数
 (a) 中柱截面；(b) 边柱截面（弯矩作用平面垂直于自由边）
 (c) 边柱截面（弯矩作用平面平行于自由边）；(d) 角柱截面
 1—柱截面重心 G 的轴线；2—临界截面周长重心 g 的轴线；
 3—不平衡弯矩作用平面；4—自由边

a_{AB} 、 a_{CD} ——临界截面周长重心轴至 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 F.0.2 条计算；

e_g ——在弯矩作用平面内柱截面重心轴至临界截面周长重心轴的距离，按本规范第 F.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，

$$e_g = 0。$$

2 传递双向不平衡弯矩的板柱节点

当节点受剪传递到临界截面周长两个方向的不平衡弯矩为 $\alpha_{0x}M_{\text{unb},x}$ 、 $\alpha_{0y}M_{\text{unb},y}$ 时, 等效集中反力设计值可按下列公式计算:

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

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

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

$M_{\text{unb},x}$ 、 $M_{\text{unb},y}$ ——竖向荷载、水平荷载引起对临界截面周长重心处 x 轴、 y 轴方向的不平衡弯矩设计值, 可按公式 (F.0.1-2) 或公式 (F.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 F.0.2 条和第 F.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 F.0.2 条和第 F.0.3 条确定;

a_x 、 a_y ——最大剪应力 τ_{max} 的作用点至 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。

F.0.2 板柱节点考虑受剪传递单向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中, 与等效集中反力设计值 $F_{l,\text{eq}}$ 有关的参数和本附录图 F.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 F.0.1a):

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

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

$$e_g = 0 \quad (\text{F.0.2-3})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0}}} \quad (\text{F. 0. 2-4})$$

2 边柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算：

1) 弯矩作用平面垂直于自由边 (图 F. 0. 1b)

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + h_0 a_m a_{AB}^2 + 2h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (\text{F. 0. 2-5})$$

$$a_{AB} = \frac{a_t^2}{a_m + 2a_t} \quad (\text{F. 0. 2-6})$$

$$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (\text{F. 0. 2-7})$$

$$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (\text{F. 0. 2-8})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0/2}{b_c + h_0}}} \quad (\text{F. 0. 2-9})$$

2) 弯矩作用平面平行于自由边 (图 F. 0. 1c)

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2 \quad (\text{F. 0. 2-10})$$

$$a_{AB} = a_{CD} = \frac{a_t}{2} \quad (\text{F. 0. 2-11})$$

$$e_g = 0 \quad (\text{F. 0. 2-12})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0/2}}} \quad (\text{F. 0. 2-13})$$

3 角柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算 (图 F. 0. 1d)：

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + h_0 a_m a_{AB}^2 + h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (\text{F. 0. 2-14})$$

$$a_{AB} = \frac{a_t^2}{2(a_m + a_t)} \quad (\text{F. 0. 2-15})$$

$$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (\text{F. 0. 2-16})$$

$$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (\text{F. 0. 2-17})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0/2}{b_c + h_0/2}}} \quad (\text{F. 0. 2-18})$$

F. 0. 3 在按本附录公式 (F. 0. 1-5)、公式 (F. 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 F. 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。

F. 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 F. 0. 2 条和第 F. 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。

附录 G 深受弯构件

G. 0. 1 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。

G. 0. 2 钢筋混凝土深受弯构件的正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq f_y A_s z \quad (\text{G. 0. 2-1})$$

$$z = \alpha_d (h_0 - 0.5x) \quad (\text{G. 0. 2-2})$$

$$\alpha_d = 0.80 + 0.04 \frac{l_0}{h} \quad (\text{G. 0. 2-3})$$

当 $l_0 < h$ 时，取内力臂 $z = 0.6l_0$ 。

式中： x ——截面受压区高度，按本规范第 6.2 节计算；当 $x < 0.2h_0$ 时，取 $x = 0.2h_0$ ；

h_0 ——截面有效高度： $h_0 = h - a_s$ ，其中 h 为截面高度；当 $l_0/h \leq 2$ 时，跨中截面 a_s 取 $0.1h$ ，支座截面 a_s 取 $0.2h$ ；当 $l_0/h > 2$ 时， a_s 按受拉区纵向钢筋截面重心至受拉边缘的实际距离取用。

G. 0. 3 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 不大于 4 时

$$V \leq \frac{1}{60} (10 + l_0/h) \beta_c f_c b h_0 \quad (\text{G. 0. 3-1})$$

当 h_w/b 不小于 6 时

$$V \leq \frac{1}{60} (7 + l_0/h) \beta_c f_c b h_0 \quad (\text{G. 0. 3-2})$$

当 h_w/b 大于 4 且小于 6 时，按线性内插法取用。

式中： V ——剪力设计值；

l_0 ——计算跨度，当 l_0 小于 $2h$ 时，取 $2h$ ；

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：矩形截面，取有效高度 h_0 ；T 形截面，取有效高度减去翼缘高度；I 形和箱形截面，取腹板净高；

β_c ——混凝土强度影响系数，按本规范第 6.3.1 条的规定取用。

G.0.4 矩形、T 形和 I 形截面的深受弯构件，在均布荷载作用下，当配有竖向分布钢筋和水平分布钢筋时，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq 0.7 \frac{(8 - l_0/h)}{3} f_t b h_0 + \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5 - l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (\text{G.0.4-1})$$

对集中荷载作用下的深受弯构件（包括作用有多种荷载，且其中集中荷载对支座截面所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况），其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5 - l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (\text{G.0.4-2})$$

式中： λ ——计算剪跨比：当 l_0/h 不大于 2.0 时，取 $\lambda = 0.25$ ；当 l_0/h 大于 2 且小于 5 时，取 $\lambda = a/h_0$ ，其中， a 为集中荷载到深受弯构件支座的水平距离； λ 的上限值为 $(0.92l_0/h - 1.58)$ ，下限值为 $(0.42l_0/h - 0.58)$ ；

l_0/h ——跨高比，当 l_0/h 小于 2 时，取 2.0；

G.0.5 一般要求不出现斜裂缝的钢筋混凝土深梁，应符合下列条件：

$$V_k \leq 0.5 f_{tk} b h_0 \quad (\text{G.0.5})$$

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 G.0.10 条、第 G.0.12 条的规定配置分布钢筋。

G.0.6 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 6.6 节的规定进行局部受压承载力计算。

G.0.7 深梁的截面宽度不应小于 140mm。当 l_0/h 不小于 1 时， h/b 不宜大于 25；当 l_0/h 小于 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。

G.0.8 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 G.0.8-1 及图 G.0.8-2）。

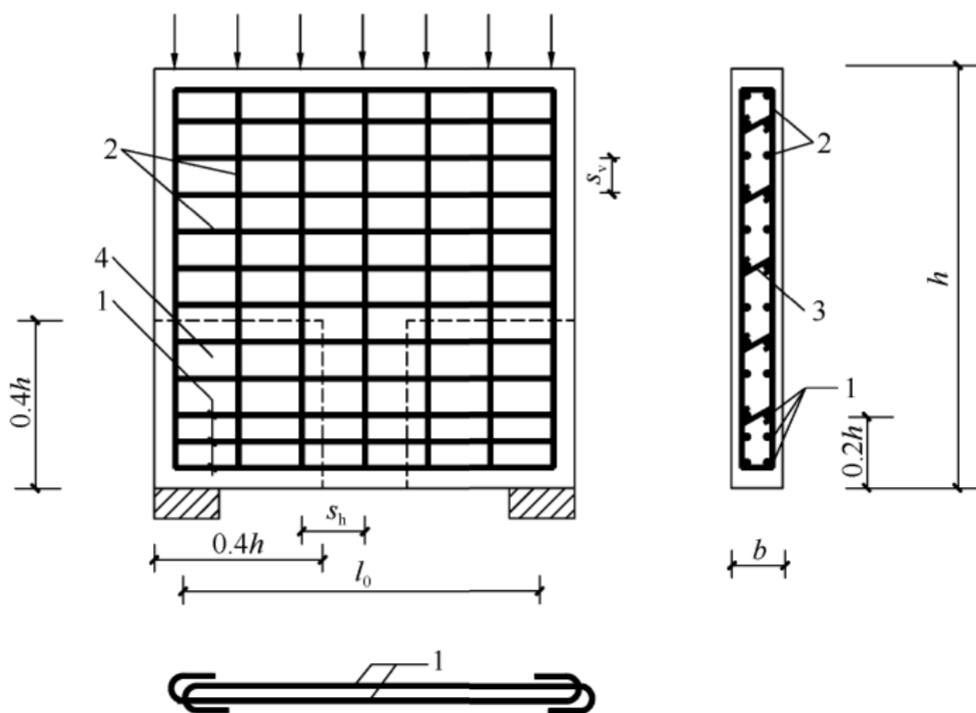


图 G.0.8-1 单跨深梁的钢筋配置

1—下部纵向受拉钢筋及弯折锚固；2—水平及竖向分布钢筋；
3—拉筋；4—拉筋加密区

2 连续深梁中间支座截面的纵向受拉钢筋宜按图 G.0.8-3 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 小于 1 的连续深梁，在中间支座底面以上 $0.2l_0 \sim 0.6l_0$ 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 G.0.8-2)。

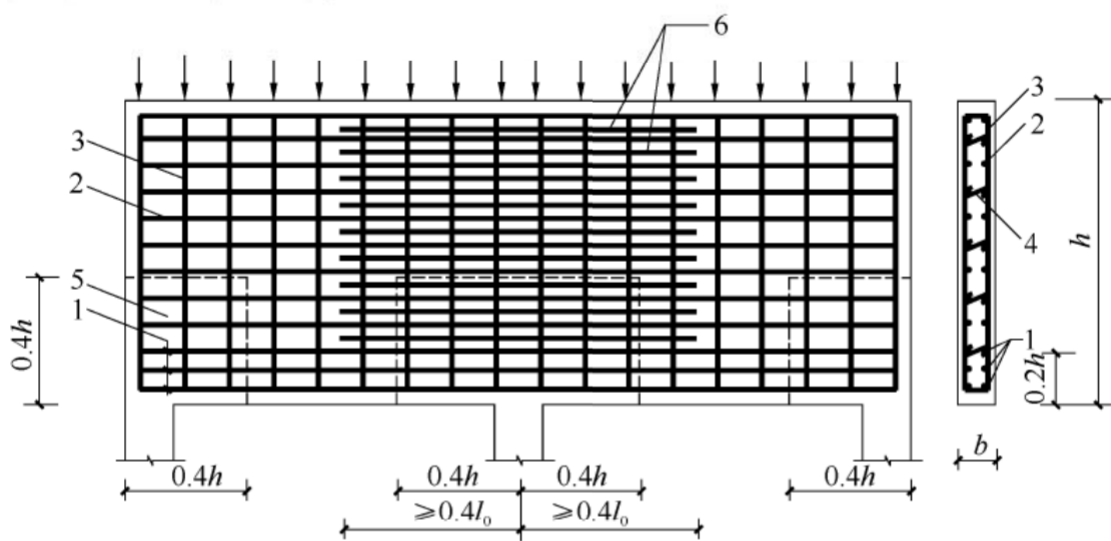


图 G.0.8-2 连续深梁的钢筋配置

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

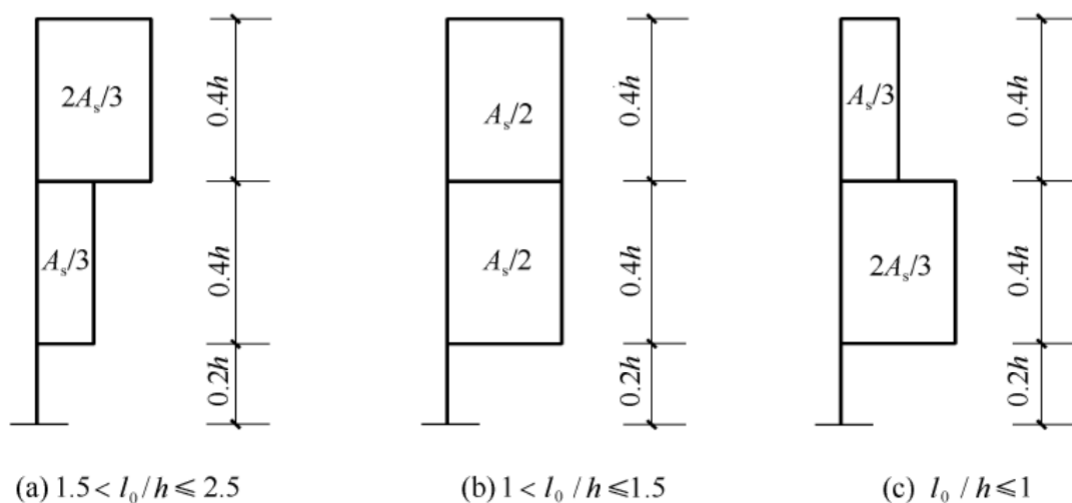


图 G.0.8-3 连续深梁中间支座截面纵向受拉钢筋在不同高度范围内的分配比例

G. 0. 9 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 G. 0. 8-1），其锚固长度应按本规范第 8. 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 。

G. 0. 10 深梁应配置双排钢筋网，水平和竖向分布钢筋直径均不应小于 8mm，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 $0. 4h$ ，宽度为从支座伸出 $0. 4h$ 的范围内（图 G. 0. 8-1 和图 G. 0. 8-2 中的虚线部分），尚应适当增加拉筋的数量。

G. 0. 11 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 G. 0. 11a）：

当 h_1 不大于 $h_b/2$ 时

$$s = b_b + h_b \quad (\text{G. 0. 11-1})$$

当 h_1 大于 $h_b/2$ 时

$$s = b_b + 2h_1 \quad (\text{G. 0. 11-2})$$

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。

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} 应按本规范第 9.2 节进行计算，但吊筋的设计强度 f_{yv} 应乘以承载力计算附加系数 0.8。

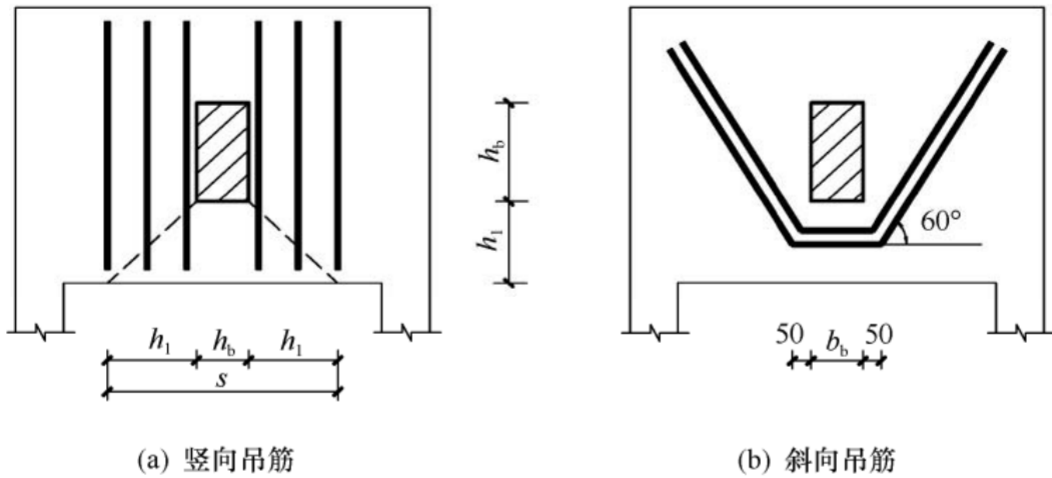


图 G.0.11 深梁承受集中荷载作用时的附加吊筋
注：图中尺寸单位 mm。

G.0.12 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 G.0.12 规定的数值。

表 G.0.12 深梁中钢筋的最小配筋百分率 (%)

钢筋牌号	纵向受拉钢筋	水平分布钢筋	竖向分布钢筋
HPB300	0.25	0.25	0.20
HRB400、HRBF400、 RRB400、HRB335	0.20	0.20	0.15
HRB500、HRBF500	0.15	0.15	0.10

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 大于 1.5 时，竖向分布钢筋最小配筋百分率应增加 0.05。

G. 0. 13 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 1/2 高度范围内和中间支座上部 1/2 高度范围内布置的纵向构造钢筋宜较一般梁适当加强。

附录 H 无支撑叠合梁板

H.0.1 施工阶段不加支撑的叠合受弯构件（梁、板），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：

施工阶段 考虑叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载；

使用阶段 考虑叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及使用阶段的可变荷载。

H.0.2 预制构件和叠合构件的正截面受弯承载力应按本规范第 6.2 节计算，其中，弯矩设计值应按下列规定取用：

预制构件

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \quad (\text{H.0.2-1})$$

叠合构件的正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (\text{H.0.2-2})$$

叠合构件的负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \quad (\text{H.0.2-3})$$

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

M_{2G} ——第二阶段面层、吊顶等自重在设计截面产生的弯矩设计值；

M_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在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。

H. 0.3 预制构件和叠合构件的斜截面受剪承载力，应按本规范第 6.3 节的有关规定进行计算。其中，剪力设计值应按下列规定取用：

预制构件

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (\text{H. 0.3-1})$$

叠合构件

$$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (\text{H. 0.3-2})$$

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

V_{2G} ——第二阶段面层、吊顶等自重在设计截面产生的剪力设计值；

V_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在设计截面产生的剪力设计值；

V_{2Q} ——第二阶段可变荷载产生的剪力设计值，取本阶段施工活荷载和使用阶段可变荷载在设计截面产生的剪力设计值中的较大值。

在计算中，叠合构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 V_{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 $V_p = 0$ 。

H. 0.4 当叠合梁符合本规范第 9.2 节梁的各项构造要求时，其叠合面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq 1.2 f_t b h_0 + 0.85 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (\text{H. 0. 4-1})$$

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，当符合本规范叠合界面粗糙度的构造规定时，其叠合面的受剪强度应符合下列公式的要求：

$$\frac{V}{b h_0} \leq 0.4 (\text{N/mm}^2) \quad (\text{H. 0. 4-2})$$

H. 0. 5 预应力混凝土叠合受弯构件，其预制构件和叠合构件应进行正截面抗裂验算。此时，在荷载的标准组合下，抗裂验算边缘混凝土的拉应力不应大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 。抗裂验算边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算：

预制构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1k}}{W_{01}} \quad (\text{H. 0. 5-1})$$

叠合构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2k}}{W_0} \quad (\text{H. 0. 5-2})$$

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} ——第一阶段荷载标准组合下在计算截面产生的弯矩值，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} ——第二阶段荷载标准组合下在计算截面上产生的弯矩值，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。

H. 0. 6 预应力混凝土叠合构件，应按本规范第 7. 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 7. 1. 6 条的规定计算。

H. 0. 7 钢筋混凝土叠合受弯构件在荷载准永久组合下，其纵向受拉钢筋的应力 σ_{sq} 应符合下列规定：

$$\sigma_{sq} \leq 0.9f_y \quad (\text{H. 0. 7-1})$$

$$\sigma_{sq} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2q} \quad (\text{H. 0. 7-2})$$

在弯矩 M_{1Gk} 作用下，预制构件纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1k} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} \quad (\text{H. 0. 7-3})$$

式中： h_{01} ——预制构件截面有效高度。

在荷载准永久组合相应的弯矩 M_{2q} 作用下，叠合构件纵向受拉钢筋中的应力增量 σ_{s2q} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{s2q} = \frac{0.5\left(1 + \frac{h_1}{h}\right)M_{2q}}{0.87A_s h_0} \quad (\text{H. 0. 7-4})$$

当 $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$ 时，公式 (H. 0. 7-4) 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 6.2 节计算，但式中应取等号，并以 M_{1u} 代替 M 。

H. 0. 8 混凝土叠合构件应验算裂缝宽度，按荷载准永久组合或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} ，不应超过本规范第 3.4 节规定的最大裂缝宽度限值。

按荷载准永久组合或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：

钢筋混凝土构件

$$\omega_{\max} = 2 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2q})}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te1}}} \right) \quad (\text{H. 0. 8-1})$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{\text{tk1}}}{\rho_{\text{te1}}\sigma_{s1k} + \rho_{\text{te}}\sigma_{s2q}} \quad (\text{H. 0. 8-2})$$

预应力混凝土构件

$$\omega_{\max} = 1.6 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2k})}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te1}}} \right) \quad (\text{H. 0. 8-3})$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{\text{tk1}}}{\rho_{\text{te1}}\sigma_{s1k} + \rho_{\text{te}}\sigma_{s2k}} \quad (\text{H. 0. 8-4})$$

式中： d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径，按本规范第 7.1.2 条的规定计算；

ρ_{te1} 、 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 7.1.2 条计算；

f_{tk1} ——预制构件的混凝土抗拉强度标准值。

H. 0. 9 叠合构件应按本规范第 7.2.1 条的规定进行正常使用极限状态下的挠度验算。其中，叠合受弯构件按荷载准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响的刚度可按下列公式计算：

钢筋混凝土构件

$$B = \frac{M_q}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1 \right) M_{1\text{Gk}} + \theta M_q} B_{s2} \quad (\text{H. 0. 9-1})$$

预应力混凝土构件

$$B = \frac{M_k}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1 \right) M_{1\text{Gk}} + (\theta - 1) M_q + M_k} B_{s2} \quad (\text{H. 0. 9-2})$$

$$M_k = M_{1Gk} + M_{2k} \quad (\text{H. 0. 9-3})$$

$$M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2Qk} \quad (\text{H. 0. 9-4})$$

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 7. 2. 5 条采用；

M_k ——叠合构件按荷载标准组合计算的弯矩值；

M_q ——叠合构件按荷载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 H. 0. 10 条取用；

B_{s2} ——叠合构件第二阶段的短期刚度，按本规范第 H. 0. 10 条取用；

ψ_q ——第二阶段可变荷载的准永久值系数。

H. 0. 10 荷载准永久组合或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 (7. 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：

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{45\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f}} \quad (\text{H. 0. 10-1})$$

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 (7. 2. 3-2) 计算。

2) 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算：

$$B_{s2} = 0.7 E_{c1} I_0 \quad (\text{H. 0. 10-2})$$

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。

H. 0. 11 荷载准永久组合或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 (7. 2. 3-1) 计算，其中，弹性模量的比值取 $\alpha_E = E_s / E_{c1}$ 。

H. 0. 12 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；考虑预应力长期影响，可将计算所得的预应力反拱值乘以增大系数 1. 75。

附录 J 后张曲线预应力筋由锚具变形和 预应力筋内缩引起的预应力损失

J. 0. 1 在后张法构件中，应计算曲线预应力筋由锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失。

1 反摩擦影响长度 l_f (mm) (图 J. 0. 1) 可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{a \cdot E_p}{\Delta\sigma_d}} \quad (\text{J. 0. 1-1})$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_0 - \sigma_l}{l} \quad (\text{J. 0. 1-2})$$

式中： a ——张拉端锚具变形和预应力筋内缩值 (mm)，按本规范表 10. 2. 2 采用；

$\Delta\sigma_d$ ——单位长度由管道摩擦引起的预应力损失 (MPa/mm)；

σ_0 ——张拉端锚下控制应力，按本规范第 10. 1. 3 条的规定采用；

σ_l ——预应力筋扣除沿途摩擦损失后锚固端应力；

l ——张拉端至锚固端的距离 (mm)。

2 当 $l_f \leq l$ 时，预应力筋离张拉端 x 处考虑反摩擦后的预应力损失 σ_{l1} ，可按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = \Delta\sigma \frac{l_f - x}{l_f} \quad (\text{J. 0. 1-3})$$

$$\Delta\sigma = 2\Delta\sigma_d l_f \quad (\text{J. 0. 1-4})$$

式中： $\Delta\sigma$ ——预应力筋考虑反向摩擦后在张拉端锚下的预应力损失值。

3 当 $l_f > l$ 时，预应力筋离张拉端 x' 处考虑反向摩擦后的预应力损失 σ'_{l1} ，可按下列公式计算：

$$\sigma'_{l1} = \Delta\sigma' - 2x' \Delta\sigma_d \quad (\text{J. 0. 1-5})$$

式中： $\Delta\sigma'$ ——预应力筋考虑反向摩擦后在张拉端锚下的预应力损失值，可按以下方法求得：在图 J.0.1 中设“ $ca'bd$ ”等腰梯形面积 $A=a \cdot E_p$ ，试算得到 cd ，则 $\Delta\sigma'=cd$ 。

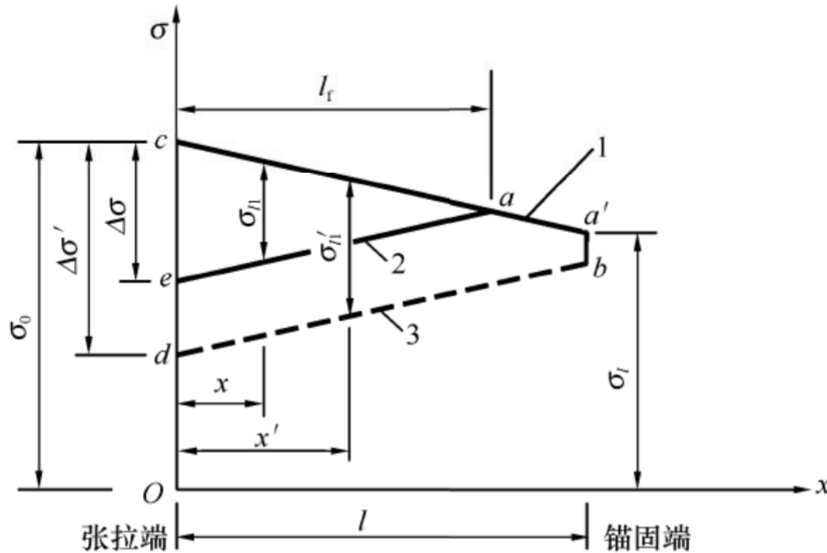


图 J.0.1 考虑反向摩擦后预应力损失计算

- 注：1 caa' 表示预应力筋扣除管道正摩擦损失后的应力分布线；
 2 $ea'a'$ 表示 $l_f \leq l$ 时，预应力筋扣除管道正摩擦和内缩（考虑反摩擦）损失后的应力分布线；
 3 db 表示 $l_f > l$ 时，预应力筋扣除管道正摩擦和内缩（考虑反摩擦）损失后的应力分布线。

J.0.2 两端张拉（分次张拉或同时张拉）且反摩擦损失影响长度有重叠时，在重叠范围内同一截面扣除正摩擦和回缩反摩擦损失后预应力筋的应力可取：两端分别张拉、锚固，分别计算正摩擦和回缩反摩擦损失，分别将张拉端锚下控制应力减去上述应力计算结果所得较大值。

J.0.3 常用束形的后张曲线预应力筋或折线预应力筋，由于锚具变形和预应力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_n ，可按下列公式计算：

1 抛物线形预应力筋可近似按圆弧形曲线预应力筋考虑（图 J.0.3-1）。当其对应的圆心角 $\theta \leq 45^\circ$ 时（对无粘结预应力筋 $\theta \leq 90^\circ$ ），预应力损失值 σ_n 可按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{\text{con}} l_f \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right) \left(1 - \frac{x}{l_f} \right) \quad (\text{J. 0. 3-1})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{\text{con}}(\mu/r_c + \kappa)}} \quad (\text{J. 0. 3-2})$$

式中: r_c ——圆弧形曲线预应力筋的曲率半径 (m);

μ ——预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按本规范表 10. 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 10. 2. 4 采用;

x ——张拉端至计算截面的距离 (m);

a ——张拉端锚具变形和预应力筋内缩值 (mm), 按本规范表 10. 2. 2 采用;

E_s ——预应力筋弹性模量。

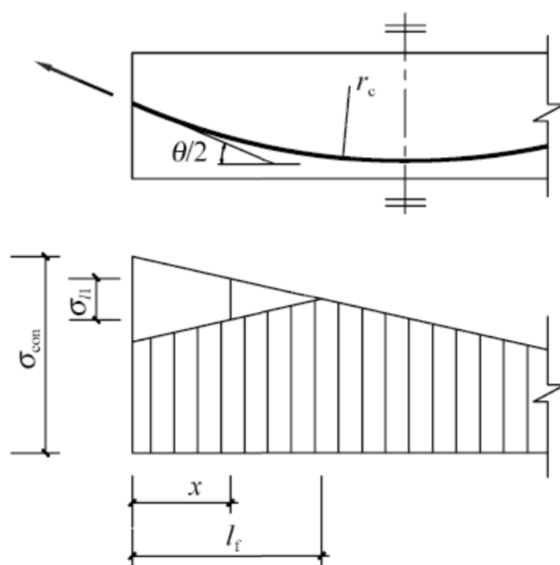


图 J. 0. 3-1 圆弧形曲线预应力筋的预应力损失 σ_{l1}

2 端部为直线 (直线长度为 l_0), 而后由两条圆弧形曲线 (圆弧对应的圆心角 $\theta \leq 45^\circ$, 对无粘结预应力筋取 $\theta \leq 90^\circ$) 组成的预应力筋 (图 J. 0. 3-2), 预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

当 $x \leq l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J. 0. 3-3})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.0.3-4})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{J.0.3-5})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m)可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{J.0.3-6})$$

$$i_1 = \sigma_a(\kappa + \mu/r_{c1}) \quad (\text{J.0.3-7})$$

$$i_2 = \sigma_b(\kappa + \mu/r_{c2}) \quad (\text{J.0.3-8})$$

式中: l_1 ——预应力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筋的曲率半径;

σ_a 、 σ_b ——预应力筋在 a 、 b 点的应力。

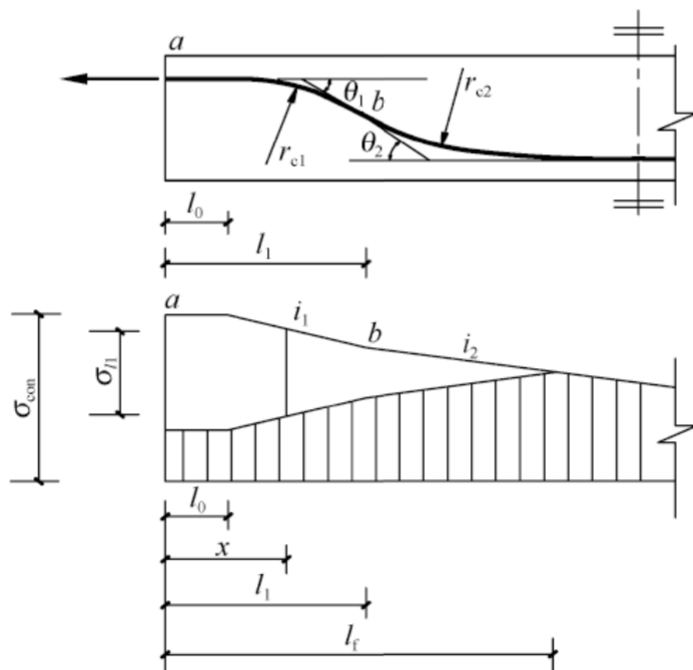


图 J.0.3-2 两条圆弧形曲线组成的预应力筋的预应力损失 σ_{l1}

3 当折线形预应力筋的锚固损失消失于折点 c 之外时 (图 J.0.3-3), 预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

当 $x \leq l_0$ 时

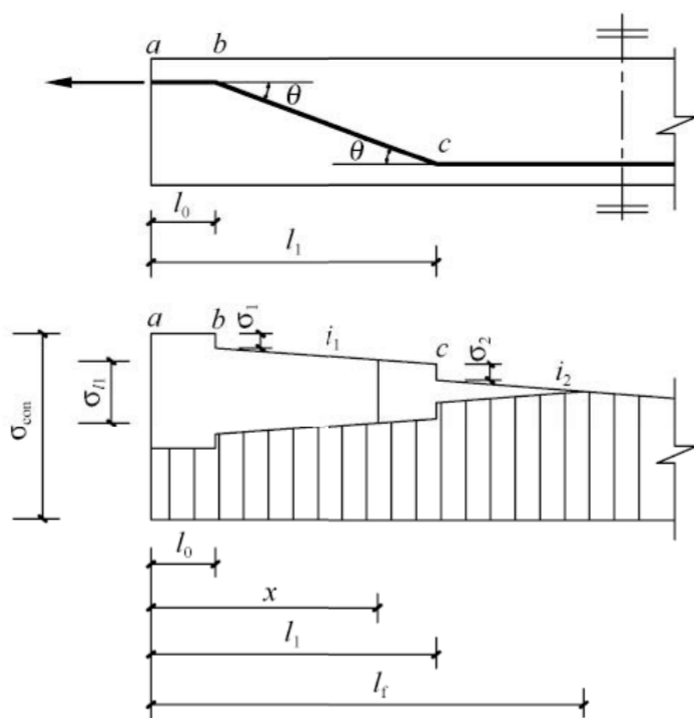


图 J. 0. 3-3 折线形预应力筋的预应力损失 σ_{l1}

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J. 0. 3-9})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J. 0. 3-10})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{J. 0. 3-11})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m)可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2\sigma_1l_0 + 2\sigma_2l_1}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{J. 0. 3-12})$$

$$i_1 = \sigma_{con}(1 - \mu\theta)\kappa \quad (\text{J. 0. 3-13})$$

$$i_2 = \sigma_{con}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)^2\kappa \quad (\text{J. 0. 3-14})$$

$$\sigma_1 = \sigma_{con}\mu\theta \quad (\text{J. 0. 3-15})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\text{con}} [1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)\mu\theta \quad (\text{J. 0. 3-16})$$

式中： i_1 ——预应力筋 bc 段中应力近似直线变化的斜率；
 i_2 ——预应力筋在折点 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筋折点 c 的水平投影长度。

附录 K 与时间相关的预应力损失

K. 0. 1 混凝土收缩和徐变引起预应力筋的预应力损失终极值可按下列规定计算：

1 受拉区纵向预应力筋的预应力损失终极值 σ_{l5}

$$\sigma_{l5} = \frac{0.9\alpha_p\sigma_{pc}\varphi_\infty + E_s\epsilon_\infty}{1 + 15\rho} \quad (\text{K. 0. 1-1})$$

式中： σ_{pc} ——受拉区预应力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 $0.5f'_{cu}$ ；简支梁可取跨中截面与 $1/4$ 跨度处截面的平均值；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 ——预应力筋弹性模量；

α_p ——预应力筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ ——受拉区预应力筋和普通钢筋的配筋率：先张法构件， $\rho = (A_p + A_s)/A_0$ ；后张法构件， $\rho = (A_p + A_s)/A_n$ ；对于对称配置预应力筋和普通钢筋的构件，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 K. 0. 1-1 及表 K. 0. 1-2 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 K.0.1-1 混凝土收缩应变终极值 ε_{∞} ($\times 10^{-4}$)

年平均相对湿度 RH		40% \leq RH<70%				70% \leq RH \leq 99%			
理论厚度 2A/u (mm)		100	200	300	\geq 600	100	200	300	\geq 600
预加应力时的 混凝土龄期 t_0 (d)	3	4.83	4.09	3.57	3.09	3.47	2.95	2.60	2.26
	7	4.35	3.89	3.44	3.01	3.12	2.80	2.49	2.18
	10	4.06	3.77	3.37	2.96	2.91	2.70	2.42	2.14
	14	3.73	3.62	3.27	2.91	2.67	2.59	2.35	2.10
	28	2.90	3.20	3.01	2.77	2.07	2.28	2.15	1.98
	60	1.92	2.54	2.58	2.54	1.37	1.80	1.82	1.80
	\geq 90	1.45	2.12	2.27	2.38	1.03	1.50	1.60	1.68

表 K.0.1-2 混凝土徐变系数终极值 ϕ_{∞}

年平均相对湿度 RH		40% \leq RH<70%				70% \leq RH \leq 99%			
理论厚度 2A/u (mm)		100	200	300	\geq 600	100	200	300	\geq 600
预加应力时的 混凝土龄期 t_0 (d)	3	3.51	3.14	2.94	2.63	2.78	2.55	2.43	2.23
	7	3.00	2.68	2.51	2.25	2.37	2.18	2.08	1.91
	10	2.80	2.51	2.35	2.10	2.22	2.04	1.94	1.78
	14	2.63	2.35	2.21	1.97	2.08	1.91	1.82	1.67
	28	2.31	2.06	1.93	1.73	1.82	1.68	1.60	1.47
	60	1.99	1.78	1.67	1.49	1.58	1.45	1.38	1.27
	\geq 90	1.85	1.65	1.55	1.38	1.46	1.34	1.28	1.17

- 注：1 预加力时的混凝土龄期，先张法构件可取 3d~7d，后张法构件可取 7d~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；当构件为变截面时，A 和 u 均可取其平均值；
- 3 本表适用于由一般的硅酸盐类水泥或快硬水泥配置而成的混凝土；表中数值系按强度等级 C40 混凝土计算所得，对 C50 及以上混凝土，表列数值应乘以 $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$ ，式中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值 (MPa)；
- 4 本表适用于季节性变化的平均温度 $-20^{\circ}\text{C} \sim +40^{\circ}\text{C}$ ；
- 5 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 受压区纵向预应力筋的预应力损失终极值 σ'_{l5}

$$\sigma'_{l5} = \frac{0.9\alpha_p\sigma'_{pc}\varphi_{\infty} + E_s\epsilon_{\infty}}{1 + 15\rho'} \quad (\text{K. 0. 1-2})$$

式中： σ'_{pc} ——受压区预应力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' ——受压区预应力筋和普通钢筋的配筋率：先张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_0$ ；后张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_n$ 。

注：受压区配置预应力筋 A'_p 及普通钢筋 A'_s 的构件，在计算公式 (K. 0. 1-1)、公式 (K. 0. 1-2) 中的 σ_{pc} 及 σ'_{pc} 时，应按截面全部预加力进行计算。

K. 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，可由第 K. 0. 1 条计算的预应力损失终极值 σ_{l5} 、 σ'_{l5} 乘以表 K. 0. 2 中相应的系数确定。

考虑时间影响的预应力筋应力松弛引起的预应力损失值，可由本规范第 10. 2. 1 条计算的预应力损失值 σ_{l4} 乘以表 K. 0. 2 中相应的系数确定。

表 K. 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

注：1 先张法预应力混凝土构件的松弛损失时间从张拉完成开始计算，收缩徐变损失从放张完成开始计算；

2 后张法预应力混凝土构件的松弛损失、收缩徐变损失均从张拉完成开始计算。

本规范用词说明

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：

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：

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：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 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”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 2 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 3 《建筑结构可靠度设计统一标准》 GB 50068
- 4 《工程结构可靠性设计统一标准》 GB 50153
- 5 《民用建筑热工设计规范》 GB 50176
- 6 《建筑工程抗震设防分类标准》 GB 50223
- 7 《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》
GB 1499.2