

ICS 27.140

P 59

备案号: J896—2009

DL

中华人民共和国电力行业标准

P

DL/T 5057 — 2009

代替 DL/T 5057 — 1996

水工混凝土结构设计规范

Design specification for hydraulic concrete structures



2009-07-22 发布

2009-12-01 实施

中华人民共和国国家能源局 发布

目 次

前言	V
1 范围	1
2 规范性引用文件	2
3 术语、符号	3
3.1 术语	3
3.2 材料性能符号	8
3.3 作用（荷载）和作用（荷载）效应及承载力符号	8
3.4 几何参数符号	9
3.5 计算系数及其他符号	12
4 总则	14
5 基本设计规定	15
5.1 一般规定	15
5.2 承载能力极限状态计算规定	18
5.3 正常使用极限状态验算规定	19
5.4 结构耐久性要求	22
6 材料	31
6.1 混凝土	31
6.2 钢筋	33
7 结构分析	38
7.1 基本原则	38
7.2 线弹性分析方法	39
7.3 非线性分析方法	40
7.4 基于试验模型的结构设计	42
7.5 其他分析方法	42

DL/T 5057 — 2009

8	素混凝土结构构件承载能力极限状态计算	44
8.1	一般规定	44
8.2	受压构件	44
8.3	受弯构件	47
8.4	局部受压	48
8.5	素混凝土结构构造钢筋	49
9	钢筋混凝土结构构件承载能力极限状态计算	50
9.1	正截面承载力计算的一般规定	50
9.2	正截面受弯承载力计算	52
9.3	正截面受压承载力计算	55
9.4	正截面受拉承载力计算	67
9.5	斜截面承载力计算	68
9.6	受扭承载力计算	73
9.7	受冲切承载力计算	78
9.8	局部受压承载力计算	83
10	钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算	86
10.1	正截面抗裂验算	86
10.2	正截面裂缝宽度控制验算	88
10.3	非杆件体系结构裂缝控制验算	91
10.4	受弯构件挠度验算	93
11	预应力混凝土结构构件计算	95
11.1	计算规定	95
11.2	正截面承载力计算的一般规定	109
11.3	正截面受弯承载力计算	111
11.4	正截面受拉承载力计算	113
11.5	斜截面承载力计算	115
11.6	抗裂验算	117
11.7	裂缝宽度验算	122

11.8	受弯构件挠度验算	125
12	一般构造规定	127
12.1	永久缝和临时缝	127
12.2	混凝土保护层	128
12.3	钢筋的锚固	129
12.4	钢筋的接头	132
12.5	纵向受力钢筋的最小配筋率	133
12.6	预制构件的接头、吊环与预埋件	135
13	结构构件的基本规定	138
13.1	板	138
13.2	梁	142
13.3	柱	149
13.4	梁、柱节点	150
13.5	墙	154
13.6	叠合式受弯构件	157
13.7	深受弯构件	163
13.8	立柱独立牛腿	169
13.9	壁式连续牛腿	173
13.10	弧形闸门支座	176
13.11	弧形闸门预应力混凝土闸墩	179
13.12	钢筋混凝土蜗壳	188
13.13	钢筋混凝土尾水管	189
13.14	坝体内孔洞	190
13.15	平面闸门门槽	190
14	温度作用设计原则	191
14.1	一般规定	191
14.2	大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制	192
14.3	考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算	195

DL/T 5057 — 2009

15 钢筋混凝土结构构件抗震设计	196
15.1 一般规定	196
15.2 框架梁	198
15.3 框架柱	200
15.4 框架梁柱节点	204
15.5 铰接排架柱	207
15.6 桥跨结构	209
附录 A (资料性附录) 混凝土不同龄期的抗压强度比值	213
附录 B (资料性附录) 混凝土的热学指标	214
附录 C (资料性附录) 钢筋、钢绞线、钢棒的公称截面 面积、计算截面面积及理论质量	217
附录 D (规范性附录) 非杆件体系钢筋混凝土结构的线弹性 应力图形法配筋计算原则	221
附录 E (资料性附录) 混凝土的多轴强度和本构关系	223
附录 F (规范性附录) 截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值	229
附录 G (规范性附录) 钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面 承载力计算方法	231
附录 H (规范性附录) 钢筋混凝土双向受弯构件正截面受弯 承载力近似计算方法	234
附录 J (规范性附录) 后张预应力钢筋常用束形的 预应力损失	236
附录 K (规范性附录) 与时间相关的预应力损失	240
附录 L (资料性附录) 弧形闸门预应力混凝土闸墩颈部应力 计算的应力修正法	243
条文说明	247

前 言

根据《国家发展和改革委员会办公厅关于印发 2007 年行业标准修订、制定计划的通知》（发改办工业〔2007〕1415 号）的要求，对 DL/T 5057—1996《水工混凝土结构设计规范》进行修订。

《水工混凝土结构设计规范》（DL/T 5057—1996）（以下简称原标准）于 1996 年 9 月 5 日发布，至今已实施 10 余年，它对保证我国水工混凝土结构设计质量，推动技术发展，发挥了重要的指导作用。为了总结水工混凝土结构设计经验，吸收近年来水工混凝土结构研究方面所取得的科技成果，对原标准进行修订。

本次修订在深入研究原标准的基础上，广泛收集各种资料、意见、建议，认真吸收全国有关单位和专家的有益建议和宝贵经验，并进行了“国内外混凝土结构设计规范安全度设置水平的比较研究”、“水工混凝土结构设计规范的可靠度校准分析”、“按可靠度分析法确定分项系数的取值方案”、“材料性能设计指标取值的修订方案”、“预应力闸墩设计方法研究”、“牛腿试验与牛腿配筋计算公式改进的研究”、“大体积混凝土结构裂缝宽度与钢筋应力的关系研究”、“非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则研究”、“大保护层钢筋混凝土梁正截面裂缝宽度的试验研究”、“钢筋混凝土裂缝开展宽度与钢筋应力之间关系的试验”、“配置抗冲切钢筋混凝土板受冲切承载力试验研究”、“无抗冲切钢筋混凝土板受冲切承载力计算方法改进的研究”、“钢筋混凝土梁斜截面受剪承载力计算方法改进的研究”、“国内外混凝土结构耐久性研究”、“水工钢筋混凝土结构构件的最小配筋率”等 20 多项专题研究工作，为标准的修订奠定了坚实的基础。

本次修订的标准与原标准相比，增加、修改的主要内容如下：

- 1 增加了《范围》、《规范性引用文件》、《结构分析》、《弧形

闸门预应力混凝土闸墩》、《钢筋混凝土蜗壳》、《钢筋混凝土尾水管》和《平面闸门门槽》等章节的内容。

2 承载能力极限状态计算规定中,采用5个分项系数[结构重要性系数、设计状况系数、材料性能分项系数、作用(荷载)分项系数、结构系数]的设计表达式,对分项系数取值进行了优化调整。

正常使用极限状态验算规定中,将术语“短期组合”改为“标准组合”,并取消“长期组合”的验算要求。

3 对环境类别进行了更符合实际的划分,同时对结构设计的耐久性要求进行了一定的补充。

4 增补了新的钢筋品种,并采用了新的材料设计指标。

5 对大坝混凝土的强度等级换算系数进行了说明;根据国内近年来的试验资料,对混凝土不同龄期的抗压强度增长系数进行了局部调整。

6 增加《结构分析》一章,把原标准列在附录中的有关非线性有限元计算原则的内容加以充实并列入本标准正文,明确了分析材料取值的标准。

7 非杆件体系钢筋混凝土结构按线弹性应力图形法配筋时,明确按截面主拉应力在配筋方向投影图形计算钢筋截面面积 A_s ,比原标准的表达更符合实际。

8 斜截面承载力计算公式由原标准的随荷载形式不同而不同的两个计算公式,取消了剪跨比参数,调整了抗剪钢筋系数,使计算合理、简化。

9 通过试验对板受冲切承载力计算公式进行了修订。

10 通过混凝土简支梁大保护层试验以及国内外研究成果分析,对裂缝宽度计算公式进行了修订。

11 通过试验研究和数值分析,规定在非杆件体系结构中可采用钢筋应力来间接控制裂缝宽度,使非杆件体系的设计方法趋于完整。

12 为了简化钢筋混凝土构件挠度验算中的长期刚度的繁琐计算，将长期刚度简化为短期刚度的 0.65 倍。

13 通过研究对钢筋混凝土构件特别是受压构件，适当增加其最小配筋率，缩小了与国际主流标准的差距。对于具有水工特点的截面厚度大于 2.5m 的受弯构件（底板）和偏心受压构件（墩墙），可按本标准规定的方法直接算出最低配筋用量。

14 结构构件的设计构造规定：

- 1) 增加了梁柱节点章节；
- 2) 通过试验研究，增加了小剪跨比时立柱独立牛腿配筋计算公式；
- 3) 通过研究对壁式连续牛腿吊车轮压的分布宽度进行了调整和完善；
- 4) 通过研究增加了具有水工特点的弧形闸门预应力混凝土闸墩设计以及钢筋混凝土蜗壳、尾水管、坝体内孔洞、平面闸门门槽等结构计算和设计构造要求；

15 混凝土结构构件抗震设计，增加了框架梁柱节点章节。

16 增加了《附录 E 混凝土的多轴强度和本构关系》、《附录 J 后张预应力钢筋常用束形的预应力损失》、《附录 K 与时间相关的预应力损失》和《附录 L 弧形闸门预应力混凝土闸墩颈部应力计算的应力修正法》；删除原标准《附录 B 作用（荷载）分项系数》（其内容列入 5.1.7 中）、《附录 E 钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件配筋计算的简化方法》和《附录 F 对称配筋矩形截面双向偏心受压构件正截面承载力近似计算方法》。

本标准的附录 A、附录 B、附录 C、附录 E、附录 L 为资料性附录。

本标准的附录 D、附录 F、附录 G、附录 H、附录 J、附录 K 为规范性附录。

本标准由中国电力企业联合会提出。

DL / T 5057 — 2009

本标准由电力行业水电规划设计标准化技术委员会归口并负责解释。

本标准负责起草单位：中国水电顾问集团西北勘测设计研究院。

本标准参加起草单位：郑州大学、河海大学、武汉大学、大连理工大学。

本标准主要起草人：魏坚政、石广斌、侯建国、汪基伟、李平先、魏彩章、杨经会、余培琪、石波、韩菊红、贡金鑫、陈礼和、安旭文、冯兴中、张尚信、张曼曼、费秉宏、何亚伯、宋玉普、何英明、曾又林、丁晓唐、郭进军。

本标准在执行过程中的意见或建议反馈至中国电力企业联合会标准化中心（北京市白广路二条一号，100761）。

1 范 围

本标准规定了水工混凝土结构设计的基本原则。

本标准适用于水电水利工程中的素混凝土、钢筋混凝土及预应力混凝土结构的设计，但不适用于混凝土坝（不含坝内孔洞、闸门门槽等）、轻骨料混凝土及其他特种混凝土结构的设计。

2 规范性引用文件

下列文件中的条款通过本标准中的引用而成为本标准的条款。凡是注日期的引用文件，其随后所有修改单（不包括勘误的内容）或修订版均不适用于本标准，然而，鼓励根据本标准达成协议的各方研究是否可以使用这些文件的最新版本。凡是不注日期的引用文件，其最新版本适用于本标准。

- GB 1499.1 钢筋混凝土用钢（第1部分：热轧光圆钢筋）
- GB 1499.2 钢筋混凝土用钢（第2部分：热轧带肋钢筋）
- GB/T 5223 预应力混凝土用钢丝
- GB/T 5223.3 预应力混凝土用钢棒
- GB/T 5224 预应力混凝土用钢绞线
- GB 13014 钢筋混凝土用余热处理钢筋
- GB/T 20065 预应力混凝土用螺纹钢
- GB 50010 混凝土结构设计规范
- GB 50199 水利水电工程结构可靠度设计统一标准
- GB 50201 防洪标准
- GB 50287 水力发电工程地质勘察规范
- DL 5073 水工建筑物抗震设计规范
- DL 5077 水工建筑物荷载设计规范
- DL/T 5082 水工建筑物抗冰冻设计规范
- DL/T 5144 水工混凝土施工规范
- DL/T 5169 水工混凝土钢筋施工规范
- DL 5180 水电枢纽工程等级划分及设计安全标准
- JTJ 275 海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范

3 术语、符号

3.1 术语

3.1.1

概率极限状态设计 **probability-based design of ultimate limit state**

以影响结构可靠度的基本变量（包括附加变量）作为随机变量，根据极限状态方程计算结构的失效概率或可靠指标的设计方法。

3.1.2

分项系数设计表达式 **partial factor design format**

以代表值和分项系数反映极限状态方程中各基本变量（包括附加变量）的不定性和变异性，并与目标可靠指标相联系的结构设计表达方法。

3.1.3

承载能力极限状态 **ultimate limit state**

结构或构件达到最大承载能力，或达到不适于继续承载的变形的极限状态。

3.1.4

正常使用极限状态 **serviceability limit state**

结构或构件达到使用功能上允许的某一规定限值的极限状态。

3.1.5

设计基准期 **design reference period**

为确定可变作用及与时间有关的材料性能等取值而选用的时间参数。

3.1.6

设计使用年限 design working life

设计规定的结构或构件不需进行大修即可按其预定目的使用的时期。

3.1.7

作用（荷载） action (load)

施加在结构上的集中或分布力，或引起结构外加变形、约束变形的原因。前者称直接作用（或荷载），后者称间接作用。

3.1.8

永久作用（荷载） permanent action (load)

在设计基准期内量值不随时间变化，或其变化与平均值相比可以忽略不计的作用（荷载）。永久作用（荷载）中的直接作用也称恒荷载。

3.1.9

可变作用（荷载） variable action (load)

在设计基准期内量值随时间变化，且其变化与平均值相比不可忽略的作用（荷载）。可变作用（荷载）中的直接作用也称活荷载。

3.1.10

可控制的可变作用（荷载） governable variable action (load)

在作用过程中可严格控制使其不超出规定限值的可变作用（荷载）。

3.1.11

偶然作用（荷载） accidental action (load)

在设计基准期内出现的概率很小，而一旦出现，其量值很大且持续时间很短的作用（荷载）。

3.1.12

作用（荷载）效应 effect of action (load)

作用（荷载）引起的结构或构件的内力、变形等。

3.1.13

设计状况 design situation

结构在施工、安装、运行、检修各个时期可能出现的不同结构体系、环境和作用（荷载）等构成的设计条件。

3.1.14

持久状况 persistent design situation

在结构正常使用过程中，一定出现且持续时间很长，一般与结构设计基准期为同一量级的设计状况。

3.1.15

短暂状况 transient design situation

在结构施工、安装、检修或使用过程中，短暂出现的设计状况。

3.1.16

偶然状况 accidental design situation

在结构使用过程中，出现概率很低、持续期很短的设计状况。

3.1.17

基本组合 fundamental combination

按承载能力极限状态设计时，持久状况或短暂状况下，永久作用（荷载）与可变作用（荷载）效应的组合。

3.1.18

偶然组合 accidental combination

按承载能力极限状态设计时，永久作用（荷载）、可变作用（荷载）与一种偶然作用（荷载）效应的组合。

3.1.19

标准组合 characteristic combination

按正常使用极限状态验算时，对永久作用（荷载）、可变作用（荷载）均采用标准值为作用（荷载）代表值的组合。

3.1.20

作用（荷载）标准值 characteristic value of action (load)

结构或构件设计时，采用的各种作用（荷载）的基本代表值。

DL/T 5057 — 2009

按基准期作用（荷载）最大值的概率分布的某一分位值确定。

3.1.21

作用（荷载）设计值 design value of action (load)

作用（荷载）标准值乘以作用（荷载）分项系数后的值。

3.1.22

材料强度标准值 characteristic value of material strength

结构或构件设计时，采用的材料强度的基本代表值。按符合规定质量的材料强度的概率分布的某一分位值确定。

3.1.23

材料强度设计值 design value of material strength

材料强度标准值除以材料性能分项系数后的值。

3.1.24

结构重要性系数 importance factor of structure

用来考虑水电水利工程结构或构件的结构安全级别的系数。

3.1.25

设计状况系数 factor of design situation

用来考虑在不同设计状况下可以有不同的可靠度水平的系数。

3.1.26

材料性能分项系数 partial factor of material property

用来考虑材料性能对其标准值的不利变异的系数。

3.1.27

作用（荷载）分项系数 partial factor of action (load)

用来考虑作用（荷载）对其标准值的不利变异的系数。

3.1.28

结构系数 structural factor

在分项系数设计表达式中，用来考虑作用（荷载）效应计算和抗力计算不定性以及作用（荷载）分项系数、材料性能分项系数未能考虑到的其他各种因素的变异性的系数。

3.1.29

耐久性 durability

在设计使用年限内，结构在正常使用和维护条件下，随时间变化而仍能满足预定功能要求的能力。

3.1.30

相对界限受压区计算高度 ratio of rectangular stress block calculated depth to effective depth in balanced condition

纵向受拉钢筋屈服和受压区混凝土破坏同时发生时的混凝土受压区计算高度与截面有效高度的比值。

3.1.31

剪跨比 shear span to depth ratio

集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离与截面有效高度的比值。

3.1.32

截面抵抗矩的塑性系数 ratio of plastic moment to elastic moment

正截面塑性抵抗矩与弹性抵抗矩之比。

3.1.33

深受弯构件 deep flexural member

跨高比 $l_0/h < 5$ 的钢筋混凝土深梁、短梁和厚板的统称。

3.1.34

深梁 deep beam

跨高比 $l_0/h \leq 2$ 的简支梁和跨高比 $l_0/h \leq 2.5$ 的连续梁。

3.1.35

短梁 short beam

跨高比 $l_0/h < 5$ 但大于深梁范畴的梁。

3.1.36

厚板 thick slab

跨高比 $l_0/h < 5$ 的板。

3.1.37

预应力混凝土结构 **prestressed concrete structure**

由配置受力的预应力钢筋通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土制成的结构。

3.2 材料性能符号

E_c —— 混凝土弹性模量；

E_s —— 钢筋弹性模量；

G_c —— 混凝土剪变模量；

ν_c —— 混凝土泊松比；

C20 —— 表示边长为 150mm 的立方体抗压强度标准值为 20N/mm^2 的混凝土强度等级；

F100 —— 表示抗冻级别为 100 的混凝土抗冻等级；

W2 —— 表示抗渗级别为 2 的混凝土抗渗等级；

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} —— 普通钢筋强度标准值；

f_{ptk} —— 钢棒、钢丝、钢绞线、螺纹钢筋作为预应力钢筋时的强度标准值；

f_y 、 f'_y —— 普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

f_{py} 、 f'_{py} —— 预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

f_{yv} 、 f_{yh} —— 竖向、水平箍筋抗拉强度设计值。

3.3 作用（荷载）和作用（荷载）效应及承载力符号

M 、 N 、 T 、 V —— 由各作用（荷载）标准值乘以相应的作用分项系数后所产生的效应总和并再乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 后的弯矩、轴向力、扭矩、剪力设计值；

M_k 、 N_k —— 由各作用（荷载）标准值所产生的效应总和并

- 乘以结构重要性系数 γ_0 后的弯矩、轴向力；
- N_p ——后张法构件预应力钢筋及非预应力钢筋的合力；
- N_{p0} ——混凝土法向应力等于零时预应力钢筋及非预应力钢筋的合力；
- V_c ——混凝土的受剪承载力；
- V_{sv} 、 V_{sh} ——竖向、水平箍筋的受剪承载力；
- V_{sb} ——弯起钢筋的受剪承载力；
- σ_{ck} ——在作用（荷载）效应的标准组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；
- σ_{pc} ——由预加应力产生的混凝土法向应力；
- σ_{tp} 、 σ_{cp} ——混凝土中的主拉应力、主压应力；
- σ_s 、 σ_p ——正截面承载力计算中纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力；
- σ_{sk} ——按作用（荷载）效应的标准组合计算的构件的纵向受拉钢筋应力；
- σ_{con} ——预应力钢筋张拉控制应力；
- σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力；
- σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋的有效预应力；
- σ_l 、 σ'_l ——受拉区、受压区预应力钢筋在相应阶段的预应力损失值；
- τ ——混凝土的剪应力。

3.4 几何参数符号

- a 、 a' ——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；
- a_s 、 a'_s ——纵向非预应力受拉钢筋合力点、受压钢筋合力点至截面近边的距离；

- a_p 、 a'_p ——受拉区纵向预应力钢筋合力点、受压区纵向预应力钢筋合力点至截面近边的距离；
- b ——矩形截面宽度，T形、I形截面腹板的宽度；
- b_f 、 b'_f ——T形或I形截面受拉区、受压区翼缘的计算宽度；
- c ——混凝土保护层厚度；
- d ——钢筋直径；
- e 、 e' ——轴向力作用点至纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点的距离；
- e_c ——混凝土受压区的合力点至截面重心的距离；
- e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距；
- e_{p0} 、 e_{pn} ——换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离；
- h ——截面高度；
- h_0 ——截面有效高度，即受拉钢筋的重心至截面受压边缘的距离；
- h_f 、 h'_f ——T形或I形截面受拉区、受压区翼缘的高度；
- h_w ——截面腹板的高度；
- i ——回转半径；
- l_a ——纵向受拉钢筋的最小锚固长度；
- l_0 ——计算跨度或计算长度；
- r_c ——曲率半径；
- s ——箍筋或分布钢筋的间距；
- x ——混凝土受压区计算高度；
- x_b ——界限受压区计算高度；
- y'_c ——混凝土截面重心至受压区边缘的距离；
- y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维的距离；
- y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区的预应力合力点至换算截面重心的距离；
- y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区的非预应力钢筋重心至换算截面重

心的距离；

z ——纵向受拉钢筋合力点至混凝土受压区合力点之间的距离；

A ——构件截面面积；

A_c ——混凝土截面面积；

A'_c ——混凝土受压区的截面面积；

A_0 ——构件换算截面面积；

A_n ——构件净截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积；

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

A_{st} ——抗扭纵向钢筋的全部截面面积；

A_{sv1} 、 A_{st1} ——受剪、受扭计算中单肢箍筋的截面面积；

A_{sv} 、 A_{sh} ——同一截面内各肢竖向箍筋、水平箍筋的全部截面面积；

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

A_l ——混凝土局部受压面积；

B_s ——受弯构件的短期刚度；

B ——受弯构件按标准组合并考虑长期作用影响的刚度；

W_t ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩或受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩；

W_c ——截面受压边缘的弹性抵抗矩；

W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

I_c ——混凝土截面对于其本身重心轴的惯性矩；

I_0 ——换算截面惯性矩；

I_n ——净截面惯性矩；

w_{\max} ——最大裂缝宽度；

w_{\lim} ——最大裂缝宽度限值。

3.5 计算系数及其他符号

- α —— 混凝土的导温系数；
 c —— 混凝土的比热；
 α_{cr} —— 裂缝宽度验算时考虑构件受力特征的系数；
 α_c —— 混凝土线热胀系数；
 α_{ct} —— 混凝土拉应力限制系数；
 α_E —— 钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；
 β —— 混凝土的放热系数；
 β_1 —— 混凝土局部受压时的强度提高系数；
 β_t —— 剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数；
 γ —— 受拉区混凝土塑性影响系数；
 γ_m —— 截面抵抗矩的塑性系数；
 γ_d —— 结构系数；
 γ_G —— 永久作用（荷载）分项系数；
 γ_Q —— 可变作用（荷载）分项系数；
 γ_A —— 偶然作用（荷载）分项系数；
 γ_0 —— 结构重要性系数；
 η —— 偏心受压构件考虑二阶效应影响的轴向压力偏心距增大系数；局部荷载或集中反力作用面的形状系数；
 λ —— 剪跨比；混凝土的导热系数；
 ξ —— 相对受压区计算高度；
 ξ_b —— 相对界限受压区计算高度，即纵向受拉钢筋屈服和受压区混凝土破坏同时发生时的相对受压区计算高度；
 ρ —— 纵向钢筋配筋率；
 ρ_{min} —— 最小配筋率；
 ρ_{sv} —— 竖向箍筋或竖向分布钢筋的配筋率；
 ρ_{sh} —— 水平箍筋或水平分布钢筋的配筋率；
 ρ_{te} —— 纵向受拉钢筋的有效配筋率；

- ρ_v ——间接钢筋的体积配筋率；箍筋的体积配筋率；
 φ ——轴心受压构件的稳定系数；
 ψ ——设计状况系数；裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数；
 ω ——荷载分布的影响系数。

4 总 则

- 4.0.1 为了在水工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、技术先进、经济合理、确保质量，特制订本标准。
- 4.0.2 本标准是根据 GB 50199 规定的原则制订的。
- 4.0.3 采用本标准设计时，水工建筑物级别应按 DL 5180 的规定执行，施工质量应符合 DL/T 5144 和 DL/T 5169 的要求。
- 4.0.4 采用本标准设计时，作用（荷载）代表值（标准值）可按 DL 5073 和 DL 5077 的规定取用，但作用分项系数应按本标准的规定取用。
- 4.0.5 水工混凝土结构的设计，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。
- 4.0.6 当水工建筑物有专门的设计标准时，尚应符合专门标准的有关规定。

5 基本设计规定

5.1 一般规定

5.1.1 本标准采用概率极限状态设计原则，以分项系数设计表达式进行设计。

5.1.2 水工混凝土结构的极限状态可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。

设计时，应根据承载能力极限状态及正常使用极限状态的要求，分别按下列规定进行计算和验算：

1 承载能力及稳定：所有结构构件均应进行承载能力计算；必要时尚应进行结构的抗倾、抗滑及抗浮稳定验算；需要抗震设防的结构，尚应进行结构构件的抗震承载能力验算或采取抗震构造设防措施。

2 变形：使用上需要控制变形值的结构构件，应进行变形验算。

3 抗裂或裂缝宽度：使用上要求进行裂缝控制的结构构件，应进行抗裂或裂缝宽度控制验算。

5.1.3 水工混凝土结构设计时，应根据 GB 50201 和 DL 5180 的规定，按水工建筑物的级别采用不同的结构安全级别。结构安全级别与水工建筑物级别的对应关系应按表 5.1.3 采用。不同结构安全级别的结构重要性系数 γ_0 不应小于表 5.1.3 所列的相应数值。

表 5.1.3 水工建筑物结构安全级别及结构重要性系数 γ_0

水工建筑物级别	水工建筑物结构安全级别	结构重要性系数 γ_0
1	I	1.1
2、3	II	1.0
4、5	III	0.9

对有特殊安全要求的水工建筑物，其结构安全级别应经专门研究确定。结构及结构构件的结构安全级别，应根据其在水工建筑物中的部位、本身破坏对水工建筑物安全影响的大小，采用与水工建筑物的结构安全级别相同或降低一级，但不得低于Ⅲ级。

5.1.4 结构设计时，应根据结构在施工、安装、运行、检修等不同时期可能出现的不同作用（荷载）、结构体系和环境条件，按以下三种设计状况进行设计：① 持久状况；② 短暂状况；③ 偶然状况。

三种设计状况均应进行承载能力极限状态设计。对于持久状况尚应进行正常使用极限状态设计，对于短暂状况可根据需要进行正常使用极限状态设计，对于偶然状况可不进行正常使用极限状态设计。

5.1.5 按承载能力极限状态设计时，应采用下列两种作用（荷载）效应组合：① 基本组合；② 偶然组合。

按正常使用极限状态设计时，应采用标准组合（用于抗裂验算）或标准组合并考虑长期作用的影响（用于裂缝宽度和挠度验算）。

5.1.6 水工混凝土结构设计时，作用（荷载）的代表值应按 DL 5073 和 DL 5077 的有关规定确定，但作用（荷载）分项系数的取值应按 5.1.7 的规定确定。

5.1.7 按承载能力极限状态设计时，作用（荷载）分项系数应按 DL 5077 的规定采用，但不应小于表 5.1.7 中的数值；按正常使用极限状态设计时，作用（荷载）分项系数均应取为 1.0。

表 5.1.7 作用（荷载）分项系数

作用类型	永久作用	一般可变作用	可控制的可变作用	偶然作用
	γ_G	γ_{Q1}	γ_{Q2}	γ_A
作用分项系数	1.05 (0.95)	1.2	1.1	1.0
注 1：当永久作用效应对结构有利时， γ_G 应按括号内数值取用。 注 2：可控制的可变作用是指可以严格控制使其不超出规定限值，如在水电站厂房设计中，由制造厂家提供的吊车最大轮压值，设备重量按实际铭牌确定、堆放位置有严格规定并加设垫木的安装间楼面堆放设备荷载等。				

5.1.8 预制构件施工阶段的验算应包括制作、运输、吊装时相应荷载的作用。吊装验算时，构件自重应计入动力系数，动力系数可取为 1.5，根据构件吊装时的实际受力情况，也可适当增减。

5.1.9 无法按杆件结构力学方法求得截面内力的钢筋混凝土结构，可按弹性力学分析方法求得的截面应力图形面积确定配筋数量；对特别重要的结构还宜采用钢筋混凝土有限元方法进行分析。

5.1.10 建筑物在施工和运行期间，如温度的变化对建筑物有较大影响时，应进行温度应力计算，并宜采用构造措施和施工措施以消除或减少温度应力。允许出现裂缝的钢筋混凝土结构构件，在计算温度应力时，应考虑裂缝开展对构件刚度降低和温度应力减小的影响。

5.1.11 在水工建筑物设计中，应考虑作用在构件截面上的渗透压力，并宜采用专门的排水、防渗、止水措施，以降低渗透压力。

5.1.12 水工混凝土结构所处的环境条件可按表 5.1.12 分为五个类别。

表 5.1.12 环境条件类别

环境类别	环境条件
一	室内正常环境
二	露天环境；室内潮湿环境；长期处于地下或淡水水下环境
三	淡水水位变动区；弱腐蚀环境；海水水下环境
四	海上大气区；海水水位变动区；轻度盐雾作用区；中等腐蚀环境
五	海水浪溅区及重度盐雾作用区；使用除冰盐的环境；强腐蚀环境
注 1：大气区与浪溅区的分界线为设计最高水位加 1.5m；浪溅区与水位变动区的分界线为设计最高水位减 1.0m；水位变动区与水下区的分界线为设计最低水位减 1.0m。 注 2：重度盐雾作用区为离涨潮岸线 50m 内的陆上室外环境；轻度盐雾作用区为离涨潮岸线 50m~500m 的陆上室外环境。 注 3：环境水对混凝土腐蚀程度分级规定见 5.4.10，腐蚀性判别标准见表 5.4.11。 注 4：冻融比较严重的三、四类环境条件的建筑物，可将其环境类别提高一类。	

5.2 承载能力极限状态计算规定

5.2.1 结构构件的承载能力极限状态，应按作用效应的基本组合或偶然组合，采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 \psi S \leq \frac{1}{\gamma_d} R \quad (5.2.1-1)$$

$$R = R(f_d, a_k) \quad (5.2.1-2)$$

式中：

S ——承载能力极限状态的作用效应组合的设计值，应按 5.2.2 和 5.2.3 确定；

R ——结构构件的抗力设计值，应按各种结构构件的承载力计算公式确定；

γ_0 ——结构重要性系数，应按 5.1.3 确定；

ψ ——设计状况系数，对应于持久状况、短暂状况、偶然状况，应分别取为 1.0、0.95 及 0.85；

γ_d ——结构系数，应按表 5.2.1 采用；

$R(\cdot)$ ——结构构件的抗力函数；

f_d ——材料强度设计值，应按 6.1.4 和 6.2.3 确定；

a_k ——结构构件几何参数的标准值。

表 5.2.1 承载能力极限状态计算时的结构系数 γ_d 值

素混凝土结构		钢筋混凝土及预应力混凝土结构
受拉破坏	受压破坏	
2.0	1.3	1.2
注 1：承受永久作用（荷载）为主的构件，结构系数 γ_d 应按表中数值增加 0.05。		
注 2：对于新型结构或荷载不能准确估计，结构系数 γ_d 应适当提高。		

5.2.2 对于基本组合，作用效应组合的设计值 S 应按下列公式计算：

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \gamma_{Q2} S_{Q2k} \quad (5.2.2)$$

式中：

S_{Gk} ——永久作用效应的标准值；

S_{Q1k} ——一般可变作用效应的标准值；

S_{Q2k} ——可控制的可变作用效应的标准值；

γ_G 、 γ_{Q1} 、 γ_{Q2} ——永久作用、一般可变作用、可控制的可变作用的分项系数，应按 5.1.7 采用。

注：本标准的承载能力极限状态计算的有关条文中，所有内力设计值（ N 、 M 、 V 、 T 等）系指由各作用（荷载）标准值乘以相应的作用（荷载）分项系数后所产生的效应总和，并再乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 后的值。

5.2.3 对于偶然组合，作用效应组合的设计值 S 应按下列公式计算，其中与偶然作用同时出现的某些可变作用，可对其标准值作适当折减；偶然组合中每次只考虑一种偶然作用：

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \gamma_{Q2} S_{Q2k} + \gamma_A S_{Ak} \quad (5.2.3)$$

式中：

S_{Ak} ——偶然作用的代表值产生的效应，偶然作用的代表值可按 DL 5073 和 DL 5077 的规定确定；

γ_A ——偶然作用分项系数，应按 5.1.7 采用。

5.3 正常使用极限状态验算规定

5.3.1 结构构件的正常使用极限状态，应采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 S_k \leq C \quad (5.3.1)$$

式中：

S_k ——正常使用极限状态的作用效应组合值，按标准组合（用于抗裂验算）或标准组合并考虑长期作用的影响（用于裂缝宽度和挠度验算）进行计算；

C ——结构构件达到正常使用要求所规定的变形、裂缝宽度或应力等的限值。

注：本标准的正常使用极限状态计算的有关条文中，标准组合时的内力值（ N_k 、 M_k 等）系指由各作用（荷载）标准值所产生的效应总和，并乘以结构重要性系数 γ_0 后的值。

5.3.2 钢筋混凝土结构构件设计时，应根据使用要求进行不同的裂缝控制验算。

1 抗裂验算：承受水压的轴心受拉构件、小偏心受拉构件以及发生裂缝后会引引起严重渗漏的其他构件，应进行抗裂验算。如有可靠防渗措施或不影响正常使用时，也可不进行抗裂验算。

抗裂验算时，结构构件受拉边缘的拉应力不应超过以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值，对于标准组合， $\alpha_{ct}=0.85$ 。

2 裂缝宽度控制验算：需控制裂缝宽度的结构构件，应根据5.1.12规定的环境条件类别，按标准组合并考虑长期作用的影响进行裂缝宽度或钢筋应力的验算，构件正截面的最大裂缝宽度计算值不应超过表5.3.2所规定的最大裂缝宽度限值。

表 5.3.2 钢筋混凝土结构构件的最大裂缝宽度限值 mm

环境类别	w_{lim}
一	0.40
二	0.30
三	0.25
四	0.20
五	0.15

注1：当结构构件承受水压且水力梯度 $i>20$ 时，表列数值宜减小0.05。
 注2：结构构件的混凝土保护层厚度大于50mm时，表列数值可增加0.05。
 注3：结构构件表面设有专门的防渗面层等防护措施时，最大裂缝宽度限值可适当加大。

5.3.3 预应力混凝土结构构件设计时，应按表5.3.3根据环境条件类别选用不同的裂缝控制等级：

一级——严格要求不出现裂缝的构件，按标准组合计算时，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，按标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土允许产生拉应力，但拉应力不应超过以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值。 α_{ct} 取值见表 5.3.3。

三级——允许出现裂缝的构件，按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计算值不应超过表 5.3.3 规定的限值。

表 5.3.3 预应力混凝土构件裂缝控制等级、混凝土拉应力限制系数及最大裂缝宽度限值

环境类别	裂缝控制等级	w_{lim} 或 α_{ct}
—	三级	$w_{lim} = 0.2\text{mm}$
二	二级	$\alpha_{ct} = 0.7$
三、四、五	一级	$\alpha_{ct} = 0.0$

注 1: 表中规定适用于采用预应力钢丝、钢绞线、钢棒及螺纹钢筋的预应力混凝土构件，当采用其他类别的钢丝或钢筋时，其裂缝控制要求可按专门标准确定。
 注 2: 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裂缝控制验算；预应力混凝土构件的斜截面裂缝控制验算应符合第 11 章的要求。
 注 3: 当有可靠的论证时，预应力混凝土构件的抗裂要求可适当放宽。

5.3.4 受弯构件的最大挠度应按标准组合并考虑长期作用的影响进行计算，其计算值不应超过表 5.3.4 规定的挠度限值。

表 5.3.4 受弯构件的挠度限值

项次	构件类型	挠度限值（以计算跨度 l_0 计算）	
1	吊车梁	手动吊车	$l_0/500$
		电动吊车	$l_0/600$
2	渡槽槽身和架空管道	当 $l_0 \leq 10\text{m}$ 时	$l_0/400$
		当 $l_0 > 10\text{m}$ 时	$l_0/500$ ($l_0/600$)

表 5.3.4 (续)

项次	构件类型		挠度限值 (以计算跨度 l_0 计算)
3	工作桥及启闭机下大梁		$l_0/400$
4	屋盖、楼盖	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: 如果构件制作时预先起拱, 则在验算最大挠度值时, 可将计算所得的挠度减去起拱值; 预应力混凝土构件尚可减去预加应力所产生的反拱值。 注 2: 悬臂构件的挠度限值可按表中相应数值乘 2 取用。 注 3: 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。			

5.4 结构耐久性要求

5.4.1 设计永久性建筑物时, 应满足结构的耐久性要求。

设计时可按结构所处的环境条件类别和设计使用年限提出相应的耐久性要求。使用的混凝土掺合料、外加剂及提高耐久性的其他材料, 质量应符合国家相关标准。

设计使用年限为 50 年的结构, 其耐久性要求应符合 5.4.2~5.4.18 的规定。设计使用年限低于 50 年的结构, 其耐久性要求可将环境条件类别降低一类, 但不可低于一类环境条件。

设计使用年限为 100 年的水工结构, 应符合 5.4.19 的规定。

临时性建筑物可不提出耐久性要求。

5.4.2 混凝土强度等级不宜低于表 5.4.2 所列数值。

表 5.4.2 混凝土最低强度等级

环境类别	素混凝土	钢筋混凝土		预应力混凝土	
		HPB235、HPB300	HRB335、HRB400、RRB400、HRB500	钢棒、螺纹钢	钢绞线、消除应力钢丝
—	C15	C20	C20	C30	C40
二	C15	C20	C25	C30	C40

表 5.4.2 (续)

环境类别	素混凝土	钢筋混凝土		预应力混凝土	
		HPB235、HPB300	HRB335、HRB400、RRB400、HRB500	钢棒、 螺纹钢	钢绞线、消除 应力钢丝
三	C15	C20	C25	C35	C40
四	C20	C25	C30	C35	C40
五	C25	C30	C35	C35	C40

注 1: 桥面及处于露天的梁、柱结构, 混凝土强度等级不宜低于 C25。
注 2: 有抗冲耐磨要求的部位, 其混凝土强度等级应进行专门研究确定, 且不宜低于 C30。
注 3: 承受重复荷载的钢筋混凝土构件, 混凝土强度等级不宜低于 C25。
注 4: 大体积预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C30。

5.4.3 钢筋混凝土和预应力混凝土结构的混凝土水灰比不宜大于表 5.4.3 所列数值。素混凝土结构的最大水灰比可按表 5.4.3 所列数值增大 0.05。

表 5.4.3 混凝土最大水灰比

环境类别	一	二	三	四	五
最大水灰比	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40

注 1: 结构类型为薄壁或薄腹构件时, 最大水灰比宜适当减小。
注 2: 处于三、四、五类环境条件又受冻严重或受冲刷严重的结构, 最大水灰比应按照 DL/T 5082 的规定执行。
注 3: 承受水力梯度较大的结构, 最大水灰比宜适当减小。

5.4.4 混凝土的水泥用量不宜少于表 5.4.4 所列数值。

表 5.4.4 混凝土的最小水泥用量 kg/m^3

环境类别	最小水泥用量		
	素混凝土	钢筋混凝土	预应力混凝土
一	200	220	280
二	230	260	300

表 5.4.4 (续)

环境类别	最小水泥用量		
	素混凝土	钢筋混凝土	预应力混凝土
三	260	300	340
四	280	340	360
五	300	360	380

注：当混凝土中加入活性掺合料或能提高耐久性的外加剂时，可适当降低最小水泥用量。

5.4.5 混凝土中最大氯离子含量和最大碱含量不宜超过表 5.4.5 所列数值。

表 5.4.5 混凝土中最大氯离子和最大碱含量

环境类别	最大氯离子含量		最大碱含量 kg/m ³
	钢筋混凝土 %	预应力混凝土 %	
一	1.0	0.06	不限制
二	0.3	0.06	3.0
三	0.2	0.06	3.0
四	0.1	0.06	2.5
五	0.06	0.06	2.5

注 1：氯离子含量是指水溶性氯离子占水泥用量的百分比。
注 2：碱含量为可溶性碱在混凝土原材料中含量以 Na₂O 当量。

5.4.6 混凝土抗冻等级按 28d 龄期的试件用快冻试验方法测定，分为 F400、F300、F250、F200、F150、F100 和 F50 七级。经论证，也可用 60d 或 90d 龄期的试件测定。

对有抗冻要求的水工结构，应按表 5.4.6 根据气候分区、冻融

循环次数、表面局部小气候条件、水分饱和程度、结构重要性和检修条件等选定抗冻等级。在不利因素较多时，可选用提高一级的抗冻等级。

表 5.4.6 混凝土抗冻等级

项次	气候分区	严寒		寒冷		温和
	年冻融循环次数	≥100	<100	≥100	<100	—
1	受冻严重且难于检修的部位： 1) 水电站尾水部位、蓄能电站进出口的冬季水位变化区的构件、闸门槽二期混凝土、轨道基础； 2) 冬季通航或受电站尾水位影响的不通航船闸的水位变化区的构件、二期混凝土； 3) 流速大于 25m/s、过冰、多沙或多推移质的溢洪道，深孔或其他输水部位的过水面及二期混凝土； 4) 冬季有水的露天钢筋混凝土压力水管、渡槽、薄壁充水闸门井	F400	F300	F300	F200	F100
2	受冻严重但有检修条件的部位： 1) 大体积混凝土结构上游面冬季水位变化区； 2) 水电站或船闸的尾水渠，引航道的挡墙、护坡； 3) 流速小于 25m/s 的溢洪道、输水洞（孔）、引水系统的过水面； 4) 易积雪、结霜或饱和的路面、平台栏杆、挑檐、墙、梁、板、柱、墩、廊道或竖井的薄壁等构件	F300	F250	F200	F150	F50
3	受冻较重部位： 1) 大体积混凝土结构外露的阴面部位； 2) 冬季有水或易长期积雪结冰的渠系建筑物	F250	F200	F150	F150	F50
4	受冻较轻部位： 1) 大体积混凝土结构外露的阳面部位； 2) 冬季无水干燥的渠系建筑物； 3) 水下薄壁构件； 4) 水下流速大于 25m/s 的过水面	F200	F150	F100	F100	F50

表 5.4.6 (续)

项次	气候分区	严寒		寒冷		温和
	年冻融循环次数	≥100	<100	≥100	<100	—
5	水下、土中及大体积内部混凝土	F50	F50	F50	F50	F50
<p>注 1: 年冻融循环次数分别按一年内气温从+3℃以上降至-3℃以下, 然后回升到+3℃以上的交替次数和一年中日平均气温低于-3℃期间设计预定水位的涨落次数统计, 并取其中的大值。</p> <p>注 2: 气候分区划分标准为: 严寒: 最冷月平均气温低于-10℃; 寒冷: 最冷月平均气温高于或等于-10℃、低于或等于-3℃; 温和: 最冷月平均气温高于-3℃。</p> <p>注 3: 冬季水位变化区是指运行期内可能遇到的冬季最低水位以下 0.5m~1m 至冬季最高水位以上 1m (阴面)、2m (阴面)、4m (水电站尾水区) 的部位。</p> <p>注 4: 阴面指冬季大多为晴天, 平均每天有 4h 阳光照射, 不受山体或建筑物遮挡的表面, 否则均按阴面考虑。</p> <p>注 5: 最冷月平均气温低于-25℃地区的混凝土抗冻等级宜根据具体情况研究确定。</p>						

5.4.7 抗冻混凝土应掺加外加剂。其水泥、掺合料、外加剂的品种和数量、配合比及含气量等应通过试验确定或按照 DL/T 5082 选用。

海洋环境中的混凝土即使没有抗冻要求也宜掺用引气剂。

5.4.8 海洋环境中混凝土的材料选取、配合比设计及混凝土质量可按照 JTJ 275 的规定执行。环境条件类别为三、四、五类地区宜采用高性能混凝土。

5.4.9 在海洋环境中, 重要水工结构或设计使用年限大于 50 年的水工结构, 混凝土抗氯离子侵入性指标宜符合表 5.4.9 所列数值。

表 5.4.9 混凝土抗氯离子侵入性指标

抗侵入性指标	环境类别	三	四	五
	电量指标 (56d 龄期) C		<1500	<1200

表 5.4.9 (续)

抗侵入性指标	环境类别	三	四	五
氯离子扩散系数 D_{RCM} (28d 龄期) $\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$		<10	<7	<4
注 1: 表中的混凝土抗氯离子侵入性指标可根据钢筋保护层厚度和混凝土水灰比的具体特点对表中数据作适当调整。 注 2: 表中的 D_{RCM} 值, 仅适用于较大或大掺量矿物掺和料混凝土; 对于胶凝材料中主要成分为硅酸盐水泥熟料的混凝土则适当降低。				

当不能满足表 5.4.9 中的要求时, 可采取下列一项或多项措施:

① 混凝土表面涂层; ② 混凝土表面硅烷浸渍; ③ 环氧涂层钢筋; ④ 钢筋阻锈剂; ⑤ 阴极保护。

5.4.10 环境水对混凝土的腐蚀程度分级, 应按照 GB 50287 的规定执行。

5.4.11 化学腐蚀环境中宜测定水中 SO_4^{2-} 、 M_g^{2+} 和 CO_2 的含量及水的 pH 值, 根据其含量和水的酸性按表 5.4.11 所列数值范围确定化学腐蚀程度。

表 5.4.11 环境水腐蚀判别标准

腐蚀性类型	腐蚀性特征判定依据	腐蚀程度	界限指标	
分解类	HCO_3^- 含量 mmol/L	无腐蚀	$\text{HCO}_3^- > 1.07$	
		弱腐蚀	$1.07 \geq \text{HCO}_3^- > 0.70$	
		中等腐蚀	$\text{HCO}_3^- \leq 0.7$	
		强腐蚀	—	
	一般酸性型	pH 值	无腐蚀	$\text{pH} > 6.5$
			弱腐蚀	$6.5 \geq \text{pH} > 6.0$
			中等腐蚀	$6.0 \geq \text{pH} > 5.5$
			强腐蚀	$\text{pH} \leq 5.5$

表 5.4.11 (续)

腐蚀性类型		腐蚀性特征判定依据	腐蚀程度	界限指标	
分解类	碳酸 性型	游离 CO ₂ mg/L	无腐蚀	CO ₂ < 15	
			弱腐蚀	15 ≤ CO ₂ < 30	
			中等腐蚀	30 ≤ CO ₂ < 60	
			强腐蚀	CO ₂ ≥ 60	
分解 结晶 复合类	硫酸 镁型	Mg ²⁺ 含量 mg/L	无腐蚀	Mg ²⁺ < 1000	
			弱腐蚀	1000 ≤ Mg ²⁺ < 1500	
			中等腐蚀	1500 ≤ Mg ²⁺ < 2000	
			强腐蚀	2000 ≤ Mg ²⁺ < 3000	
结晶类	硫酸 盐型	SO ₄ ²⁻ 含量 mg/L		普通水泥	抗硫酸盐水泥
			无腐蚀	SO ₄ ²⁻ < 250	SO ₄ ²⁻ < 3000
			弱腐蚀	250 ≤ SO ₄ ²⁻ < 400	3000 ≤ SO ₄ ²⁻ < 4000
			中等腐蚀	400 ≤ SO ₄ ²⁻ < 500	4000 ≤ SO ₄ ²⁻ < 5000
			强腐蚀	SO ₄ ²⁻ ≥ 500	SO ₄ ²⁻ ≥ 5000
<p>注 1: 当采用表 5.4.11 进行环境水对混凝土腐蚀性判别时, 应符合下列要求:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 所屬場地應是不具有干湿交替或冻融交替作用的地区和具有干湿交替或冻融交替作用的半湿润、湿润地区。 2) 混凝土一侧承受静水压力, 另一侧暴露于大气中, 最大作用水头与混凝土壁厚之比大于 5。 3) 混凝土建筑物所采用的混凝土抗渗等级不应小于 W4, 水灰比不应大于 0.6。 4) 混凝土建筑物不应直接接触污染源。有关污染源对混凝土的直接腐蚀作用应专门研究。 <p>注 2: 当所屬場地為具有干湿交替或冻融交替作用的干旱、半干旱地区以及高程 3000m 以上的高寒地区, 应进行专门论证。</p>					

5.4.12 对处于化学腐蚀性环境中的混凝土, 应采用抗腐蚀性水泥, 并掺用优质活性掺合料, 或同时采用特殊的表面涂层等防护措施。

5.4.13 对于有抗渗性要求的结构, 混凝土应满足有关抗渗等级

的规定。

混凝土抗渗等级按 28d 龄期的标准试件测定，混凝土抗渗等级分为 W2、W4、W6、W8、W10 和 W12 六级。

根据建筑物开始承受水压力的时间，也可利用 60d 或 90d 龄期的试件测定抗渗等级。

结构所需的混凝土抗渗等级应根据所承受的水头、水力梯度以及下游排水条件、水质条件和渗透水的危害程度等因素确定，并不应低于表 5.4.13 的规定值。

表 5.4.13 混凝土抗渗等级的最小允许值

项次	结构类型及运用条件		抗渗等级
1	大体积混凝土结构的下游面及建筑物内部		W2
2	大体积混凝土结构的挡水面	$H < 30$	W4
		$30 \leq H < 70$	W6
		$70 \leq H < 150$	W8
		$H \geq 150$	W10
3	素混凝土及钢筋混凝土结构构件的背水面能自由渗水者	$i < 10$	W4
		$10 \leq i < 30$	W6
		$30 \leq i < 50$	W8
		$i \geq 50$	W10
注 1: 表中 H 为水头 (m), i 为水力梯度。 注 2: 当结构表层设有专门可靠的防渗层时, 表中规定的混凝土抗渗等级可适当降低。 注 3: 承受腐蚀性水作用的结构, 混凝土抗渗等级应进行专门的试验研究, 但不应低于 W4。 注 4: 埋置在地基中的结构构件 (如基础防渗墙等), 可按照表中项次 3 的规定选择混凝土抗渗等级。 注 5: 对背水面能自由渗水的素混凝土及钢筋混凝土结构构件, 当水头小于 10m 时, 其混凝土抗渗等级可按表中项次 3 的规定降低一级。 注 6: 对严寒、寒冷地区且水力梯度较大的结构, 其抗渗等级应按表中的规定提高一级。			

5.4.14 对遭受高速水流空蚀的部位, 应采用合理的结构型式,

改善通气条件，提高混凝土密实度，严格控制结构表面的平整度或设置专门防护面层等措施。在有泥沙磨蚀的部位，应采用质地坚硬的骨料，降低水灰比，提高混凝土强度等级，改进施工方法，必要时还应采用耐磨护面材料。

5.4.15 结构的型式应有利于排去积水，避免水汽凝聚和有害物质积聚。当环境类别为四、五类时，不宜采用薄壁和薄腹的结构型式。

5.4.16 结构构件正截面最大裂缝宽度应不超过表 5.3.2 和表 5.3.3 规定的限值。钢筋混凝土保护层厚度应不小于表 12.2.2 的规定。

5.4.17 当构件处于强腐蚀环境时，普通受力钢筋直径不宜小于 16mm，预应力混凝土构件宜采用密封和防腐性能良好的孔道管，不宜采用抽孔法形成的孔道。如不采用密封护套或孔道管，则不应采用细钢丝作为预应力钢筋。

5.4.18 处于强腐蚀环境的构件，暴露在混凝土外的吊环、紧固件、连接件等铁件应与混凝土中的钢筋隔离。预应力锚具与孔道管或护套之间需有防腐连接套管。预应力钢筋的锚头应采用无收缩高性能细石混凝土或水泥基聚合物混凝土封端。

5.4.19 设计使用年限为 100 年的水工结构，耐久性要求除应符合 5.4.2~5.4.18 的规定外，还应符合下列要求：

- 1 混凝土强度等级宜按表 5.4.2 中规定提高一级。
- 2 混凝土中的氯离子含量不大于 0.06%。
- 3 未经充分论证，混凝土不应采用碱活性骨料。
- 4 混凝土保护层厚度应比表 12.2.2 所规定的适当增加。

6 材 料

6.1 混 凝 土

6.1.1 混凝土应满足强度要求，并应根据建筑物的工作条件、地区气候等具体情况，分别满足抗渗、抗冻、抗腐蚀、抗冲刷等耐久性要求。对于防止温度裂缝有较高要求的大体积混凝土结构，设计时应针对混凝土提出高延伸率和低热性要求，宜选用低热水泥或掺加合适的掺合料与外加剂。

6.1.2 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 龄期用标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度。

注 1：混凝土强度等级用符号 C 和立方体抗压强度标准值（以 N/mm^2 计）表示。

注 2：大坝混凝土中的局部构件，若采用大坝混凝土时，其结构计算应进行混凝土强度等级换算。

6.1.3 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值 f_{ck} 、 f_{tk} 应按表 6.1.3 采用。

表 6.1.3 混凝土强度标准值 N/mm^2

强度种类	符号	混凝土强度等级										
		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_{ck}	6.7	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5
轴心抗拉	f_{tk}	0.9	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85

6.1.4 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度设计值 f_c 、 f_t 应按表 6.1.4 采用。

表 6.1.4 混凝土强度设计值 N/mm^2

强度种类	符号	混凝土强度等级										
		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_c	4.8	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5
轴心抗拉	f_t	0.64	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04
注：计算现浇钢筋混凝土轴心受压和偏心受压构件时，如截面的长边或直径小于 300mm，则表中的混凝土强度设计值应乘以系数 0.8。												

6.1.5 在混凝土结构构件设计中，不宜利用混凝土的后期强度。但经过充分论证后，也可根据建筑物的型式、地区的气候条件以及开始承受荷载的时间，采用 60d 或 90d 龄期的抗压强度。

混凝土不同龄期的抗压强度增长率，应通过试验确定。当无试验资料时，可参见附录 A。

6.1.6 28d 龄期时混凝土受压或受拉的弹性模量 E_c 应按表 6.1.6 采用。

混凝土的泊松比 ν_c 可取为 0.167。

混凝土的剪变模量 G_c 可按表 6.1.6 中混凝土弹性模量 E_c 的 0.4 倍采用。

混凝土的线热胀系数 α_c 可参见附录 B，无详细资料时可采用 $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ 。

表 6.1.6 混凝土弹性模量 E_c $\times 10^4 \text{N/mm}^2$

混凝土强度等级	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
E_c	1.75	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60

6.1.7 混凝土的重力密度（重度）可由试验确定。当无试验资料时，素混凝土可取 24kN/m^3 ，钢筋混凝土可取 25kN/m^3 。

6.2 钢 筋

6.2.1 钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构的钢筋，应按下列规定选用：

1 普通钢筋宜采用 HRB335 级和 HRB400 级钢筋，也可采用 HPB235 级、HPB300 级、RRB400 级和 HRB500 级钢筋。

2 预应力钢筋宜采用钢绞线、钢丝，也可采用螺纹钢和钢棒。

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

注 2：HRB335 级、HRB400 级和 HRB500 级钢筋系指 GB 1499.2—2007 中的 HRB335、HRB400 和 HRB500 钢筋；HPB235 级、HPB300 级钢筋系指 GB 1499.1—2008 中的 HPB235 和 HPB300 钢筋；RRB400 级钢筋系指 GB 13014—1991 中的 KL400 余热处理钢筋。

注 3：钢丝系指 GB/T 5223—2002 中的光圆、螺旋肋和三面刻痕的消除应力的钢丝。消除应力钢丝包括低松弛和普通松弛两种，GB/T 5223—2002 不推荐采用普通松弛级钢丝。

注 4：螺纹钢系指 GB/T 20065—2006 中的 PSB785、PSB830、PSB930 和 PSB1080 钢筋。

注 5：钢棒系指 GB/T 5223.3—2005 中的螺旋槽钢棒和螺旋肋钢棒。

注 6：当采用本条未列出但符合强度和伸长率要求的冷加工钢筋及其他钢筋时，应符合专门标准的规定。

6.2.2 钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

热轧钢筋的强度标准值系根据屈服强度确定，用 f_{yk} 表示；预应力钢绞线、钢丝、钢棒和螺纹钢的强度标准值系根据极限抗拉强度确定，用 f_{ptk} 表示。

普通钢筋的强度标准值 f_{yk} 应按表 6.2.2-1 采用；预应力钢筋的强度标准值 f_{ptk} 应按表 6.2.2-2 采用。

DL/T 5057—2009

各种直径钢筋、钢绞线、螺纹钢、钢丝和钢棒的公称直径、公称截面面积及理论质量参见附录 C。

表 6.2.2-1 普通钢筋强度标准值

种 类		符 号	d mm	f_{yk} N/mm ²
热轧 钢筋	HPB235	Φ	6~22	235
	HPB300	Φ	6~22	300
	HRB335	Φ	6~50	335
	HRB400	Φ	6~50	400
	RRB400	Φ ^R	8~40	400
	HRB500	Φ	6~50	500
注 1: 热轧钢筋直径 d 系指公称直径。				
注 2: 当采用直径大于 40mm 的钢筋时, 应有可靠的工程经验。				

表 6.2.2-2 预应力钢筋强度标准值

种 类		符 号	公称直径 d mm	f_{ptk} N/mm ²
钢绞线	1×2	Φ ^S	5, 5.8	1570, 1720, 1860, 1960
			8, 10	1470, 1570, 1720, 1860, 1960
			12	1470, 1570, 1720, 1860
	1×3		6.2, 6.5	1570, 1720, 1860, 1960
			8.6	1470, 1570, 1720, 1860, 1960
			8.74	1570, 1670, 1860
	1×3 I		10.8, 12.9	1470, 1570, 1720, 1860, 1960
	1×7		8.74	1570, 1670, 1860
			9.5, 11.1, 12.7	1720, 1860, 1960
			15.2	1470, 1570, 1670, 1720, 1860, 1960
			15.7	1770, 1860
			17.8	1720, 1860

表 6.2.2-2 (续)

种类		符号	公称直径 d mm	f_{pk} N/mm ²
钢绞线	(1×7) C	Φ^S	12.7	1860
			15.2	1820
			18.0	1720
消除应力钢丝	光圆螺旋肋	Φ^P	4, 4.8, 5	1470, 1570, 1670, 1770, 1860
			6, 6.25, 7	1470, 1570, 1670, 1770
		Φ^H	8, 9	1470, 1570
			10, 12	1470
	刻痕	Φ^I	≤5	1470, 1570, 1670, 1770, 1860
			>5	1470, 1570, 1670, 1770
钢棒	螺旋槽	Φ^{HG}	7.1, 9, 10.7, 12.6	1080, 1230, 1420, 1570
	螺旋肋	Φ^{HR}	6, 7, 8, 10, 12, 14	
螺纹钢筋	PSB785	Φ^{PS}	18, 25, 32, 40, 50	980
	PSB830			1030
	PSB930			1080
	PSB1080			1230
注 1: 钢绞线直径 d 系指钢绞线外接圆直径, 即 GB/T 5224 中的公称直径 D_n ; 钢丝、钢棒和螺纹钢筋的直径 d 均指公称直径。 注 2: 1×3I 为三根刻痕钢丝捻制的钢绞线; (1×7) C 为七根钢丝捻制又经模拔的钢绞线。 注 3: 根据国家标准, 同一规格的钢丝(钢绞线、钢棒)有不同的强度级别, 因此表中对同一规格的钢丝(钢绞线、钢棒)列出了相应的 f_{pk} 值, 在设计中可自行选用。				

6.2.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_y 及抗压强度设计值 f'_y 应按表 6.2.3-1 采用; 预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{py} 及抗压强度设计值 f'_{py} 应按表 6.2.3-2 采用。

当构件中配有不同种类的钢筋时, 每种钢筋应采用各自的强度设计值。

表 6.2.3-1 普通钢筋强度设计值

N/mm²

种 类		符号	f_y	f'_y
热轧钢筋	HPB235	Φ	210	210
	HPB300	Φ	270	270
	HRB335	Φ	300	300
	HRB400	Φ	360	360
	RRB400	Φ ^R	360	360
	HRB500	纵筋	Φ	420
箍筋		360		

注：在钢筋混凝土结构中，轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 300N/mm² 时，仍应按 300N/mm² 取用。

表 6.2.3-2 预应力钢筋强度设计值

N/mm²

种 类		符号	f_{pk}	f_{py}	f'_{py}
钢绞线	1×2 1×3 1×3 I 1×7 (1×7) C	Φ ^S	1470	1040	390
			1570	1110	
			1670	1180	
			1720	1220	
			1770	1250	
			1820	1290	
			1860	1320	
			1960	1380	
消除应力钢丝	光圆 螺旋肋 刻痕	Φ ^P Φ ^H Φ ^I	1470	1040	410
			1570	1110	
			1670	1180	
			1770	1250	
			1860	1320	
钢棒	螺旋槽	Φ ^{HG}	1080	760	400
			1230	870	
	螺旋肋	Φ ^{HR}	1420	1005	
			1570	1110	

表 6.2.3-2 (续)

种 类		符号	f_{pk}	f_{py}	f'_{py}
螺纹钢	PSB785	Φ^{PS}	980	650	400
	PSB830		1030	685	
	PSB930		1080	720	
	PSB1080		1230	820	
注 1: 当预应力钢绞线、钢丝、钢棒的强度标准值不符合表 6.2.2-2 的规定时, 其强度设计值应进行换算。					
注 2: 表中消除应力钢丝的抗拉强度设计值 f_{py} 仅适用于低松弛钢丝。					

6.2.4 钢筋弹性模量 E_s 应按表 6.2.4 采用。表 6.2.4 钢筋弹性模量 E_s N/mm²

钢筋种类	E_s
HPB235、HPB300 级钢筋	2.1×10^5
HRB335、HRB400、RRB400、HRB500 级钢筋	2.0×10^5
消除应力钢丝 (光圆钢丝、螺旋肋钢丝、刻痕钢丝)	2.05×10^5
钢绞线	1.95×10^5
钢棒 (螺旋槽钢棒、螺旋肋钢棒)、螺纹钢	2.0×10^5
注: 必要时钢绞线可采用实测的弹性模量。	

7 结 构 分 析

7.1 基 本 原 则

7.1.1 结构按承载能力极限状态计算和按正常使用极限状态验算时，应首先确定合理的结构方案，并按现行有关标准规定的作用（荷载）对结构的整体进行作用（荷载）效应分析。必要时，尚应对结构中受力状况特殊的局部进行更详细的结构分析。

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

结构可能遭遇地震等偶然作用时，尚应按国家现行有关标准的要求进行相应的结构分析。

7.1.3 在结构分析中，结构模型所采用的计算图形、几何尺寸、边界条件、作用取值与组合、材料性能计算指标、初始应力和变形状况等，应符合结构的实际工作状况，并应具有相应的构造保证措施。

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

7.1.4 结构分析应符合下列要求：

- 1 应满足力学平衡条件。
- 2 应在不同程度上符合变形协调条件，包括节点和边界的约束条件。
- 3 应采用合理的材料或构件单元的本构关系。

7.1.5 结构分析时应根据结构类型、材料性能和受力特点等因素，选择采用线弹性、非线性、塑性理论计算方法或试验分析方法。

7.1.6 结构分析所采用的计算软件应经考核和验证，其技术条件应符合本标准和有关标准的要求。

对计算结果，应经判断和校核，在确认其合理有效后，方可用于工程设计。

7.2 线弹性分析方法

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

7.2.2 杆件体系结构宜按空间体系进行结构整体分析。对体形规则的空间杆件体系结构，可沿柱列或墙轴线分解为不同方向的平面结构分别进行分析，但宜考虑平面结构的协同工作。

当杆件的轴向、剪切和扭转变形对结构内力的影响不大时，可不考虑其对结构内力的影响。当结构或杆件的变形对其内力的二阶效应影响不大时，可不考虑二阶效应。

7.2.3 结构分析方法一般包括解析法与数值方法，数值方法以有限元法为主。对体形规则的结构，可根据其受力特点和荷载种类采用有效的简化分析方法。

7.2.4 杆件体系结构的计算图形宜按下列方法确定：

- 1 杆件的轴线宜取截面几何中心的连线。
- 2 现浇结构和装配整体式结构的梁柱节点、柱与基础连接处等可作为刚接；梁、板与其支承构件非整体浇筑时，可根据受力状况确定为铰接或固接。
- 3 杆件的计算跨度或计算高度宜按其两端支承长度的中心距或净距确定，并根据支承节点的连接刚度或支承反力的位置加以修正。
- 4 当杆件间连接部分的刚度远大于杆件中间截面的刚度时，应作为刚域插入计算图形。

7.2.5 杆件体系结构分析时，杆件的截面刚度应按下列方法确定：

- 1 混凝土弹性模量可按表 6.1.6 采用。
- 2 构件截面刚度可按均质的混凝土全截面计算,但宜考虑混凝土开裂、徐变等因素的影响予以折减。
- 3 T 形截面杆件的截面惯性矩宜考虑翼缘的有效宽度进行计算,也可由截面矩形部分面积的惯性矩作修正后确定。
- 4 端部加腋较大的杆件,应考虑其刚度变化对结构分析的影响。

7.2.6 对与支承构件整体浇筑的梁端,可取支座或节点边缘截面的内力值进行配筋计算。

7.2.7 非杆件体系钢筋混凝土结构,承载力所需的钢筋用量可由弹性理论分析方法求得的弹性应力图形面积确定,并按多轴应力状态验算混凝土的强度。由弹性应力图形面积确定钢筋用量的方法应按照附录 D 进行,混凝土多轴强度参见附录 E。

7.2.8 用线弹性分析方法进行钢筋混凝土结构承载能力极限状态计算时,永久作用取其标准值乘以 $\gamma_0\psi\gamma_G$, 可变作用取其标准值乘以 $\gamma_0\psi\gamma_Q$; 正常使用极限状态验算时,永久作用和可变作用均取荷载的标准值乘以 γ_0 。

7.2.9 结构分析时,混凝土弹性模量可按下列方法取用:

- 1 计算承载能力极限状态配筋所需的内力或应力时,混凝土弹性模量可按表 6.1.6 采用。

- 2 计算正常使用极限状态的变形时,混凝土弹性模量可视混凝土开裂的程度作适当折减。

7.3 非线性分析方法

7.3.1 对混凝土开裂前后受力状态有显著变化的非杆件体系结构,承载力所需钢筋用量按弹性应力图形面积确定后,还宜用非线性方法分析与调整。

对特别重要的大型杆件体系结构,必要时尚应对结构的整体或其局部进行受力全过程的非线性分析。

7.3.2 非线性分析时，结构形状、尺寸和边界条件，以及所用材料的强度等级和主要配筋量等应预先设定。

材料、截面、构件的非线性本构关系宜通过试验测定，也可采用经过验证的数学模型，其参数值应经过标定或有可靠的依据。混凝土的单轴应力—应变关系、多轴强度和破坏准则也可参见附录 E。

7.3.3 对非杆件体系结构，按钢筋混凝土有限元法进行非线性分析时，宜采用分离式或组合式单元模型及相应的材料本构关系。

对杆件体系结构，按杆件有限元法进行非线性分析时，可采用杆件单元及截面或构件的本构关系，必要时也可采用钢筋混凝土有限元法进行更详细的分析。当几何非线性效应不可忽略时，应计入它对作用效应的不利影响。

7.3.4 当按钢筋混凝土有限元法对结构进行分析时，可按下列原则进行：

1 裂缝控制验算时应考虑钢筋和混凝土之间的黏结滑移。在裂缝形成之前，钢筋和混凝土之间可认为完全黏结，不发生黏结滑移。裂缝形成之后，裂缝模型可取为离散式或涂抹（分布）式。如需模拟钢筋与混凝土之间黏结滑移，可在钢筋与混凝土之间设置黏结单元或黏结结合面单元。

2 裂缝控制验算时，宜用钢筋混凝土有限元程序直接得出裂缝的分布与裂缝的宽度；对可事先确定裂缝间距的结构，裂缝宽度也可由裂缝区域中一个裂缝间距两端的相对位移确定。

3 结构设计时，无论承载力计算与裂缝控制验算，材料强度均可取为标准值。裂缝控制验算时，永久作用和可变作用均取荷载的标准值乘以 γ_0 。承载力验算时，荷载取作用效应组合设计值与增大系数的乘积。当结构为钢筋受拉破坏时，增大系数取为 $1.1\gamma_0\gamma_d\psi$ ；当结构为混凝土受压破坏时，增大系数取为 $1.4\gamma_0\gamma_d\psi$ 。

4 对特别重要的结构，宜配合进行专门的模型试验，与钢筋混凝土有限元分析计算相互验证。对结构试验进行对比性验算时，

材料强度应取为实测值。

7.4 基于试验模型的结构设计

7.4.1 基于试验模型的结构设计适用于下列情况：

- 1 规范没有规定或超出规范的适用范围。
- 2 计算参数不能正确反映工程的实际情况。
- 3 对计算模型有怀疑，计算模型可能导致不利设计的结果。
- 4 使用新型结构（构件）或新材料。
- 5 设计中的特定情况。

7.4.2 试验前应制定一个符合相关技术标准的试验方案。

7.4.3 试验应考虑与真实条件的符合性。对于原型试验，应使试件的尺寸、材料、加载方式、受力状态、边界条件与结构的实际状况相符；对于物理模型试验，模型的相似性和边界条件，应能较确切地反映所考虑的极限状况和符合相关规范的规定。

7.4.4 选择的试验环境和加载顺序应能代表结构的工作状况。

7.4.5 当将试验结果用于实际设计时，应考虑可能存在的各种差别；当应用于其他情况时，应做必要的理论分析或补充试验。

7.4.6 根据试验确定标准值时，应考虑试验结果的统计不定性。对于材料性能或结构抗力，按相关的统计方法确定其标准值。

7.4.7 材料性能或抗力的设计值可根据试验确定的标准值除以材料性能分项系数或抗力分项系数得到，必要时要乘以一个转换系数，也可根据试验结果直接确定。

7.4.8 转换系数应通过试验并结合理论分析确定，考虑的影响因素包括尺寸效应、时间效应、边界条件、影响材料性能的环境条件、工艺条件等。

7.5 其他分析方法

7.5.1 对于直接承受水压或动力荷载的结构，或处于腐蚀环境对裂缝宽度有严格要求的结构，或对安全储备有较高要求的结构，

不应采用考虑塑性内力重分布、塑性铰线法及条带法等塑性分析方法。

7.5.2 采用考虑塑性内力重分布、塑性铰线法或条带法等塑性分析方法进行承载能力极限状态设计的结构，同时应满足正常使用极限状态的要求。

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

8 素混凝土结构构件承载能力极限状态计算

8.1 一般规定

8.1.1 素混凝土不应用于受拉构件。当裂缝形成会导致破坏、不允许的变形或破坏结构的抗渗性能时，不应采用素混凝土受弯构件或合力作用点超出截面范围的偏心受压构件。

经论证，围岩中的隧洞衬砌等可不受上述规定的限制。

8.1.2 素混凝土结构构件应进行正截面承载能力计算，包括结构稳定性验算；承受局部荷载的部位尚应进行局部受压承载力计算。

8.2 受压构件

8.2.1 素混凝土受压构件的承载力计算，应根据结构的工作条件及轴向力至截面重心的距离 e_0 值的大小，选择下列两种方法之一进行：

- 1 不考虑混凝土受拉区作用，仅对受压区承载力进行计算。
- 2 考虑混凝土受拉区作用，对受拉区和受压区承载力同时进行计算。

对于没有抗裂要求的构件，当 $e_0 < 0.4y'_c$ 时，可按第一种方法计算；当 $0.4y'_c \leq e_0 \leq 0.8y'_c$ 时，也可按第一种方法进行计算，并应在混凝土受拉区配置构造钢筋，其配筋量不少于构件截面面积的 0.05%，但每米宽度内的钢筋截面面积不大于 1500mm^2 。如能满足第二种计算方法的要求，则可不配置此项构造钢筋。

对于有抗裂要求的构件（例如承受水压的构件）或没有抗裂要求而 $e_0 > 0.8y'_c$ 的构件，应按第二种方法计算。

y'_c 为截面重心至受压区边缘的距离。

8.2.2 当计算素混凝土受压构件的正截面承载力而不考虑混凝土受拉区作用时，假定受压区的法向应力图形为矩形，其应力值等于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。对称于弯矩作用平面的任意截面的受压构件，其受压承载力应符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \varphi f_c A'_c \quad (8.2.2-1)$$

受压区高度 x 应按下列条件确定：

$$e_c = e_0 \quad (8.2.2-2)$$

此时， e_0 尚应符合下列规定：

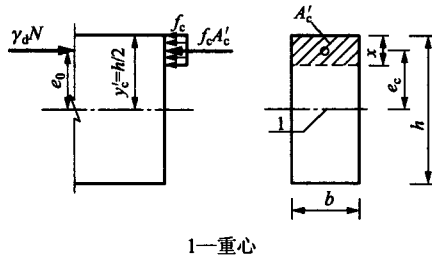
$$e_0 \leq 0.8y'_c \quad (8.2.2-3)$$

矩形截面的受压构件，其受压承载力应符合下列规定（如图 8.2.2 所示）：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \varphi f_c b(h - 2e_0) \quad (8.2.2-4)$$

式中：

- N ——构件正截面承受轴向力设计值，按 5.2.1 的规定计算；
- φ ——素混凝土构件的稳定系数，按表 8.2.2-1 采用；
- f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 6.1.4 采用；
- A'_c ——混凝土受压区的截面面积；
- γ_d ——素混凝土结构受压破坏的结构系数，按表 5.2.1 采用；
- e_c ——混凝土受压区的合力点至截面重心的距离；
- e_0 ——轴向力作用点至截面重心的距离；
- y'_c ——截面重心至受压区边缘的距离；
- b ——矩形截面宽度；
- h ——矩形截面高度。



1—重心

图 8.2.2 矩形截面的素混凝土受压构件受压承载力计算图

表 8.2.2-1 素混凝土受压构件的稳定系数 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： l_0 为构件计算长度，按表 8.2.2-2 采用； b 为矩形截面的边长，对轴心受压构件取短边尺寸，对偏心受压构件取弯矩作用平面的截面高度； i 为任意截面的回转半径，对轴心受压构件为最小回转半径，对偏心受压构件为弯矩作用平面的回转半径。

表 8.2.2-2 构件的计算长度

构件及两端约束情况		计算长度 l_0
直杆	两端固定	$0.5l$
	一端固定，一端为不移动铰	$0.7l$
	两端均为不移动铰	$1.0l$
	一端固定，一端自由	$2.0l$
拱	三铰拱	$0.58S$
	双铰拱	$0.54S$
	无铰拱	$0.36S$

注： l 为构件支点间长度； S 为拱轴线长度。

8.2.3 当计算素混凝土受压构件的正截面承载力，考虑混凝土受拉区的作用时，受拉区和受压区承载力应分别符合下列要求。

受拉区承载力应符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi \gamma_m f_t W_t}{e_0 - \frac{W_t}{A}} \right] \quad (8.2.3-1)$$

受压区承载力应符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi f_c W_c}{e_0 + \frac{W_c}{A}} \right] \quad (8.2.3-2)$$

对矩形截面，受拉区和受压区承载力应分别符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi \gamma_m f_t b h}{\frac{6e_0}{h} - 1} \right] \quad (8.2.3-3)$$

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi f_c b h}{\frac{6e_0}{h} + 1} \right] \quad (8.2.3-4)$$

式中：

W_t 、 W_c ——截面受拉边缘和受压边缘的弹性抵抗矩；

γ_d ——素混凝土结构的结构系数，根据受拉破坏、受压破坏分别采用表 5.2.1 中的有关值；

A ——构件截面面积；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，按表 6.1.4 采用；

γ_m ——截面抵抗矩的塑性系数，按照附录 F 取值。

8.2.4 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，还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。

8.3 受弯构件

8.3.1 素混凝土受弯构件的正截面承载力应符合下列规定：

对称于弯矩作用平面的任意截面：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_m f_t W_t \quad (8.3.1-1)$$

矩形截面:

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{1}{6} \gamma_m f_t b h^2 \right) \quad (8.3.1-2)$$

式中:

M —— 弯矩设计值;

γ_d —— 素混凝土结构受拉破坏的结构系数, 按表 5.2.1 采用。

8.4 局 部 受 压

8.4.1 素混凝土构件的局部受压承载力应符合下列规定:

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} \omega \beta_l f_c A_l \quad (8.4.1-1)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (8.4.1-2)$$

如果在局部受压区还有非局部荷载作用时, 则应符合下列规定:

$$F_l + \omega \beta_l \sigma A_l \leq \frac{1}{\gamma_d} \omega \beta_l f_c A_l \quad (8.4.1-3)$$

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, 按 5.2.1 的规定计算;

A_l —— 局部受压面积;

γ_d —— 素混凝土结构受压破坏的结构系数, 按表 5.2.1 采用;

ω —— 荷载分布的影响系数: 当局部受压区内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、过梁的端部支承面), 取 $\omega = 0.75$;

σ ——非局部荷载设计值所产生的压应力；
 β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数；
 A_b ——混凝土局部受压时的计算底面积，可根据局部受压面积与计算底面积同心对称的原则确定，对常用情况可按图 8.4.1 取用。

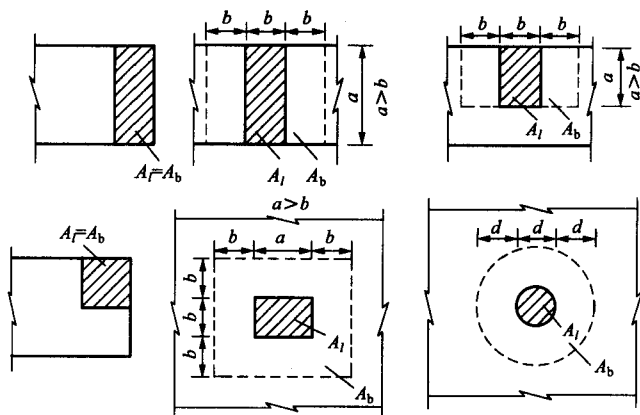


图 8.4.1 确定局部受压计算底面积 A_b

8.5 素混凝土结构构造钢筋

8.5.1 素混凝土结构在截面尺寸急剧变化处、孔口周围、立墙高度变化处，应设置局部构造钢筋；遭受高速水流冲刷的表面，应配置构造钢筋网。

8.5.2 对于遭受剧烈温度或湿度变化作用的素混凝土结构表面，宜配置构造钢筋网，其主要受约束方向的钢筋数量可取为构件截面面积的 0.04%，但每米内不多于 1200mm^2 ；钢筋以小直径的为宜，间距不宜大于 250mm。

9 钢筋混凝土结构构件承载能力极限状态计算

9.1 正截面承载力计算的一般规定

9.1.1 本章所规定的承载能力极限状态计算公式，适用于混凝土强度等级不大于 C60 的钢筋混凝土构件。

对跨高比 (l_0/h) 小于 5 的钢筋混凝土深受弯构件，其承载力应按 13.7 的规定计算。

9.1.2 正截面承载力计算应按下列基本假定进行计算：

- 1 截面应变保持为平面。
- 2 不考虑混凝土的抗拉强度。
- 3 混凝土受压的应力与应变关系曲线按下列公式取用：

当 $\varepsilon_c \leq 0.002$ 时：

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (9.1.2-1)$$

当 $0.002 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 时：

$$\sigma_c = f_c \quad (9.1.2-2)$$

式中：

- σ_c ——混凝土压应变为 ε_c 时的混凝土应力；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 6.1.4 采用；
 ε_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变，当处于非均匀受压时取为 0.0033；当处于轴心受压时取为 0.002。

4 纵向钢筋的应力取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其绝对值不应大于相应的强度设计值。

9.1.3 受弯构件、偏心受力构件正截面受压区混凝土的应力图形

可简化为等效的矩形应力图，其高度 x 可取为按平截面假定所确定的中和轴高度乘以系数 0.8，矩形应力图的应力取为 f_c 。

9.1.4 纵向受拉钢筋屈服和受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区计算高度 ξ_b ，按下列公式计算：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033E_s}} \quad (9.1.4)$$

式中：

ξ_b —— 相对界限受压区计算高度；

f_y —— 受拉钢筋的强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

E_s —— 钢筋弹性模量，按表 6.2.4 采用；

h_0 —— 截面的有效高度；

x_b —— 界限受压区计算高度。

注：在截面受拉区内配置有不同种类的钢筋时，构件的相对界限受压区计算高度应分别计算，并取其较小值。

9.1.5 纵向钢筋应力应按下列规定确定：

1 纵向钢筋应力宜按下列公式计算：

$$\sigma_{si} = 0.0033E_s \left(\frac{0.8h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (9.1.5-1)$$

2 纵向钢筋应力也可按下列近似公式计算：

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0i}} - 0.8 \right) \quad (9.1.5-2)$$

此时，钢筋应力应符合下列条件：

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (9.1.5-3)$$

式中：

h_{0i} —— 第 i 层纵向钢筋截面重心至混凝土受压区边缘的距离；

x —— 混凝土受压区计算高度；

σ_{si} —— 第 i 层纵向钢筋的应力，正号代表拉应力，负号代表

压应力；

f'_y —— 钢筋的抗压强度设计值，按表 6.2.3-1 采用。

9.2 正截面受弯承载力计算

9.2.1 矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面受弯构件，其正截面受弯承载力应符合下列规定（如图 9.2.1 所示）：

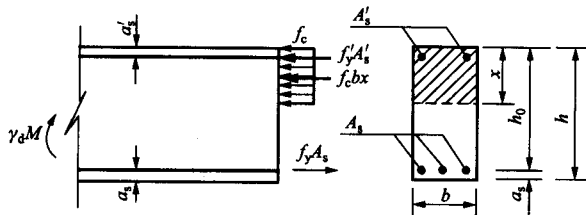


图 9.2.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (9.2.1-1)$$

此时，受压区计算高度 x 按下列公式计算：

$$f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (9.2.1-2)$$

混凝土受压区计算高度 x 尚应符合下列规定：

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (9.2.1-3)$$

$$x \geq 2a'_s \quad (9.2.1-4)$$

式中：

M —— 弯矩设计值；

f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值，按表 6.1.4 采用；

γ_d —— 钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用；

A_s 、 A'_s —— 纵向受拉及受压钢筋的截面面积；

f_y —— 受拉钢筋的强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

f'_y —— 受压钢筋的强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

h_0 ——截面的有效高度；

b ——矩形截面的宽度或 T 形截面的腹板宽度；

a'_s ——受压区钢筋合力点至受压区边缘的距离；

a_s ——受拉区钢筋合力点至受拉区边缘的距离；

ξ_b ——相对界限受压区计算高度，按式 (9.1.4) 计算。

注：当矩形截面仅配有纵向受拉钢筋时，其钢筋的截面面积可按照附录 G 计算。

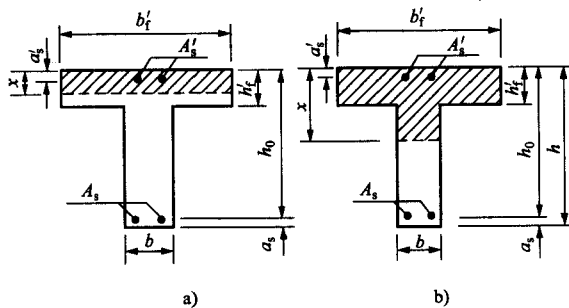
9.2.2 翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件，其正截面受弯承载力应分别符合下列规定：

1 当符合下列条件时：

$$f_y A_s \leq f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s \quad (9.2.2-1)$$

则按宽度为 b'_f 的矩形截面计算，如图 9.2.2 (a) 所示。

2 当不符合式 (9.2.2-1) 的条件时，计算中应考虑截面腹板受压区混凝土的工作，如图 9.2.2 (b) 所示，其正截面受弯承载力应符合下列规定：



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

图 9.2.2 T 形截面受弯构件受压区高度位置

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (9.2.2-2)$$

此时，受压区计算高度 x 按下列公式计算：

$$f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (9.2.2-3)$$

式中：

h'_f —— T 形、I 形截面受压区的翼缘高度；

b'_f —— T 形、I 形截面受压区的翼缘计算宽度，按 9.2.3 的规定确定。

按上述公式计算 T 形、I 形截面受弯构件时，混凝土受压区的计算高度仍应符合式 (9.2.1-3)、式 (9.2.1-4) 的要求。

9.2.3 T 形、I 形及倒 L 形截面受弯构件位于受压区的翼缘计算宽度 b'_f ，应按表 9.2.3 所列各项中的最小值取用。

9.2.4 当受拉钢筋按构造要求或按正常使用极限状态计算要求配置的钢筋截面面积大于按受弯承载力计算的钢筋截面面积时，则在验算 $x \leq \xi_b h_0$ 的条件时，可仅取受弯承载力所需的纵向受拉钢筋截面面积。

表 9.2.3 T 形、I 形及倒 L 形截面受弯构件翼缘计算宽度 b'_f

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

表 9.2.3 (续)

项次	情 况	T 形、I 形截面		倒 L 形截面
		肋形梁 (板)	独立梁	肋形梁 (板)
注 1: 表中 b 为梁的腹板宽度。 注 2: 如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时, 则可不遵守表中项次 3 的规定。 注 3: 对加腋的 T 形、I 形和倒 L 形截面, 当受压区加腋的高度 $h_a \geq h'_f$ 且加腋的宽度 $b_a \leq 3h_f$ 时, 其翼缘计算宽度可按表中项次 3 的规定分别增加 $2b_a$ (T 形、I 形截面) 和 b_a (倒 L 形截面)。 注 4: 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下如可能产生沿纵肋方向的裂缝时, 则计算宽度应取用腹板宽度 b 。				

9.2.5 在计算中计入受压钢筋且不符合式 (9.2.1-4) 的条件时, 正截面受弯承载力应符合下列规定:

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (9.2.5)$$

9.2.6 环形和圆形截面受弯构件的正截面受弯承载力, 应按 9.3.6 和 9.3.7 的规定进行计算, 但应在式 (9.3.6-1) 和式 (9.3.7-1) 中取等号, 并取轴向力设计值 $N=0$; 还应将式 (9.3.6-2) 和式 (9.3.7-2) 中的 $N\eta e_0$ 以弯矩设计值 M 代替。

9.2.7 双向受弯构件的正截面受弯承载力计算, 当内、外弯矩作用平面相重合时, 应按 9.1.1~9.1.5 的规定进行。矩形、倒 L 形和 T 形截面的双向受弯构件, 当内、外弯矩作用平面相重合时, 也可按照附录 H 的近似方法计算。当内、外弯矩作用平面不相重合时, 除按本条的规定计算正截面受弯承载力外, 还应进行受剪扭转承载力计算。

9.3 正截面受压承载力计算

9.3.1 轴心受压构件, 当配置的箍筋符合 13.3 的规定时, 其正截面受压承载力应符合下列规定 (如图 9.3.1 所示):

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \varphi (f_c A + f_y' A_s') \quad (9.3.1)$$

式中：

N ——轴向压力设计值；

φ ——钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数，按表 9.3.1 采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 6.1.4 采用；

A ——构件截面面积；当纵向钢筋配筋率大于 3% 时，式中 A 应改用混凝土净截面面积 A_n ， $A_n = A - A_s'$ ；

f_y' ——纵向钢筋的抗压强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用；

A_s' ——全部纵向钢筋的截面面积。

注：配置螺旋式或焊接环式间接钢筋的轴心受压柱，其正截面受压承载力可按照有关规范进行计算。

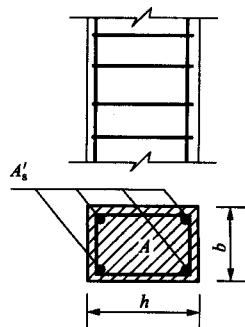


图 9.3.1 配置箍筋的轴心受压构件截面

表 9.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数 φ

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.0	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/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： l_0 为构件计算长度，按表 8.2.2-2 或 9.3.10 的规定计算； b 为矩形截面的短边尺寸； i 为截面最小回转半径。											

9.3.2 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（如图 9.3.2 所示）：

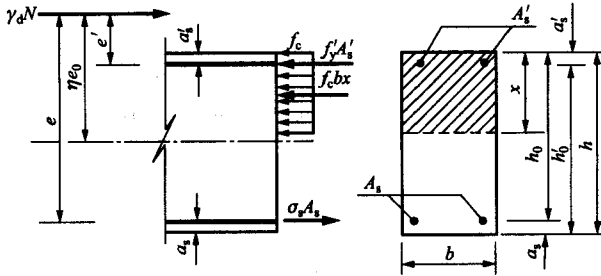


图 9.3.2 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s) \quad (9.3.2-1)$$

$$N e \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (9.3.2-2)$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s \quad (9.3.2-3)$$

式中：

A_s 、 A'_s ——配置在远离或靠近轴向压力一侧的纵向钢筋截面面积；

e ——轴向压力作用点至受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点之间的距离；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距， $e_0 = M / N$ ；

η ——偏心受压构件考虑挠曲影响的轴向压力偏心距增大系数，按 9.3.9 的规定计算；

σ_s ——受拉边或受压较小边纵向钢筋的应力；

a_s ——受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点至截面近边缘的距离；

a'_s ——受压较大边纵向钢筋合力点至截面近边缘的距离；
 x ——混凝土受压区计算高度，当 $x > h$ 时，在式(9.3.2-1)、式(9.3.2-2)中取 $x=h$ 。

在按上述规定计算时，尚应符合下列要求：

1 纵向钢筋的应力 σ_s 可按下列情况计算：

- 1) 当 $\xi \leq \xi_b$ 时为大偏心受压构件，取 $\sigma_s = f_y$ ，此处 ξ 为相对受压区计算高度， $\xi = x/h_0$ ；
- 2) 当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件， σ_s 按 9.1.5 的规定计算。

2 当计算中计入纵向受压钢筋时，受压区计算高度 x 应满足式(9.2.1-4)的条件。当不满足此条件时，其正截面受压承载力可按 9.2.5 的规定计算，此时，应将式(9.2.5)中的 M 以 Ne' 代替，此处， e' 为轴向压力作用点至受压区纵向钢筋合力点的距离。在计算中应计入偏心距增大系数。

3 矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件，当 $N > \frac{1}{\gamma_d} f_c b h$ 时，尚应符合下列规定：

$$N \left(\frac{h}{2} - a'_s - e_0 \right) \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f'_y A_s (h'_0 - a_s) \right] \quad (9.3.2-4)$$

式中：

h'_0 ——纵向受压钢筋合力点至受拉边或受压较小边的距离，
 $h'_0 = h - a'_s$ 。

9.3.3 对称配筋的矩形截面小偏心受压构件，也可按下列公式计算纵向钢筋截面面积：

$$A'_s = A_s = \frac{\gamma_d N e - \xi(1 - 0.5\xi) f_c b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (9.3.3-1)$$

此处，相对受压区计算高度 ξ 可按下列近似公式计算：

$$\xi = \frac{\gamma_d N - \xi_b f_c b h_0}{\frac{\gamma_d N e - 0.45 f_c b h_0^2}{(0.8 - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + f_c b h_0} + \xi_b \quad (9.3.3-2)$$

9.3.4 I形截面偏心受压构件及翼缘位于截面较大受压边的T形截面偏心受压构件，其正截面受压承载力应符合下列规定：

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

2 当受压区计算高度 $x > h'_f$ 时（如图 9.3.4 所示），应考虑腹板的受压作用，并符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_c b x + f_c (b'_f - b) h'_f + f'_y A'_s - \sigma_s A_s] \quad (9.3.4-1)$$

$$N e \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (9.3.4-2)$$

3 对I形截面，当 $x > (h - h_f)$ 时，在正截面受压承载力计算中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 9.2.3 确定。

4 对采用非对称配筋的小偏心受压构件，当 $N > \frac{1}{\gamma_d} f_c A$ 时，

尚应符合下列规定：

$$N e' \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f_c (b_f - b) h_f \left(h'_0 - \frac{h_f}{2} \right) + \right. \quad (9.3.4-3)$$

$$\left. f_c (b'_f - b) h'_f \left(\frac{h'_f}{2} - a'_s \right) + f'_y A'_s (h'_0 - a_s) \right] \quad (9.3.4-4)$$

$$e' = y' - a'_s - e_0$$

式中：

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

注：对仅在离轴向压力较近一侧有翼缘的T形截面，可取 $b_f = b$ ；对仅

在离轴向压力较远一侧有翼缘的倒 T 形截面，可取 $b'_f = b$ 。

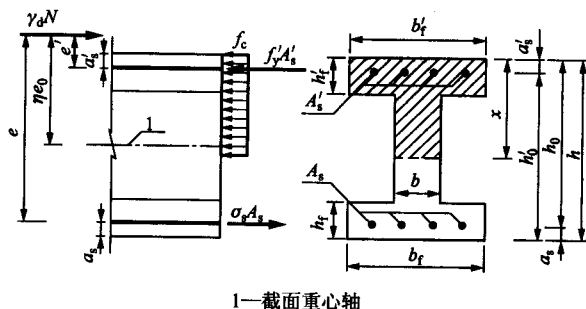


图 9.3.4 I 形截面偏心受压构件的正截面受压承载力计算

9.3.5 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的矩形、T 形或 I 形截面偏心受压构件（如图 9.3.5 所示），其正截面受压承载力应符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_c \xi b h_0 + f_c (b'_f - b) h'_f + f'_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw}] \quad (9.3.5-1)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c \xi (1 - 0.5 \xi) b h_0^2 + f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \right] \quad (9.3.5-2)$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - 0.8}{0.4 \omega} \right) f_{yw} A_{sw} \quad (9.3.5-3)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - 0.8}{0.8 \omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (9.3.5-4)$$

式中：

A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积；

f_{yw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

- σ_s ——受拉边或受压较小边钢筋 A_s 的应力, 当 $\xi \leq \xi_b$ 时, 取 $\sigma_s = f_y$; 当 $\xi > \xi_b$ 时, σ_s 按式 (9.1.5-1) 或式 (9.1.5-2) 计算;
- N_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向力, 当 $\xi > 0.8$ 时, 取 $N_{sw} = f_{yw} A_{sw}$;
- M_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对 A_s 重心的力矩, 当 $\xi > 0.8$ 时, 取 $M_{sw} = 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw}$;
- ω ——沿截面均匀配置纵向钢筋区段的高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值, $\omega = h_{sw}/h_0$, 宜选取 $h_{sw} = h_0 - a'_s$ 。
- 注: 本条适用于沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的数量每侧不少于 4 根的矩形、T 形或 I 形截面。

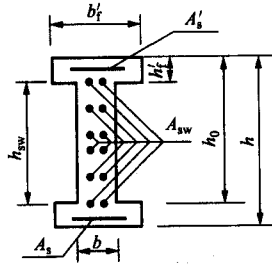


图 9.3.5 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面

9.3.6 沿周边均匀配置纵向钢筋的环形截面偏心受压构件 (如图 9.3.6 所示), 其正截面受压承载力宜符合下列规定:

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [\alpha f_c A + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s] \quad (9.3.6-1)$$

$$N \eta e_0 \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1}{\pi} \right] \quad (9.3.6-2)$$

$$\alpha_1 = 1 - 1.5\alpha \quad (9.3.6-3)$$

式中:

A ——环形截面面积;

- A_s ——全部纵向钢筋截面面积;
 r_1 、 r_2 ——环形截面的内、外半径;
 r_s ——纵向钢筋所在圆周的半径;
 e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距;
 α ——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值;
 α_1 ——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值, 当 $\alpha > 2/3$ 时, 取 $\alpha_1 = 0$ 。

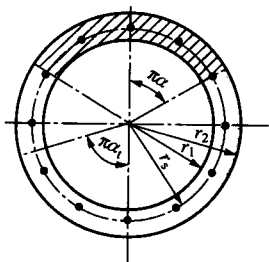


图 9.3.6 沿周边均匀配筋

注 1: 本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根, 间距不大于 300mm, 且 $r_1/r_2 \geq 0.5$ 的情况。

注 2: 当 $\alpha < \arccos[2r_1/(r_1+r_2)]/\pi$ 时, 环形截面偏心受压构件可按 9.3.7 的圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力公式计算。

9.3.7 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面偏心受压构件 (如图 9.3.7 所示), 其正截面受压承载力应符合下列规定:

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\alpha f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s \right] \quad (9.3.7-1)$$

$$N\eta e_0 \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{2}{3} f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1}{\pi} \right] \quad (9.3.7-2)$$

$$\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha \quad (9.3.7-3)$$

式中:

- A ——圆形截面面积;
 A_s ——全部纵向钢筋的截面面积;
 r ——圆形截面的半径;
 r_s ——纵向钢筋所在圆周的半径;
 e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距;

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_s ——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值, 当 $\alpha > 0.625$ 时, 取 $\alpha_s = 0$ 。

注: 本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根, 且间距不大于 300mm 的情况。

9.3.8 钢筋混凝土结构中的偏心受压构件, 应在其正截面受压承载力计算中考虑结构侧移和构件挠曲引起的二阶效应附加内力。

在确定偏心受压构件的内力计算值时, 可近似考虑二阶弯矩对轴向压力偏心距的影响, 将轴向压力对截面重心的偏心距 e_0 乘以 9.3.9 规定的偏心距增大系数 η ; 对于重要的或不规则的有侧移框架的偏心受压柱, 宜根据 9.3.11 规定的构件修正抗弯刚度, 用考虑二阶效应的弹性分析方法, 直接计算出结构构件各控制截面的内力计算值, 并按此内力计算值对各构件进行截面配筋设计。

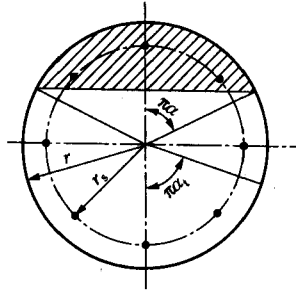


图 9.3.7 沿周边均匀配筋的圆形截面

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

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (9.3.9-1)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{\gamma_d N} \quad (9.3.9-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (9.3.9-3)$$

式中:

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距, 在式(9.3.9-1)中, 当 $e_0 < h_0/30$ 时, 取 $e_0 = h_0/30$;

l_0 ——构件的计算长度, 按表 8.2.2-2 或 9.3.10 确定;

h ——截面高度, 其中: 环形截面取外直径; 圆形截面, 取直径;

h_0 ——截面有效高度, 其中: 环形截面, 取 $h_0 = r_2 + r_s$; 圆形截面, 取 $h_0 = r + r_s$; 此处, r 、 r_2 和 r_s 按 9.3.6 和 9.3.7 的规定取用;

A ——构件的截面面积, 对 T 形和 I 形截面均取 $A = bh + (b'_f - b)h'_f + (b_f - b)h_f$;

ζ_1 ——考虑截面应变对截面曲率的影响系数, 当 $\zeta_1 > 1$ 时, 取 $\zeta_1 = 1.0$;

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

当构件长细比 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 8 时, 可取偏心距增大系数 $\eta = 1.0$ 。

9.3.10 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 当受压柱的两端有明确的约束条件时, 可按表 8.2.2-2 采用。
- 2 刚性屋盖单层厂房排架柱、露天吊车柱和栈桥柱, 其计算长度 l_0 可按表 9.3.10-1 采用。

- 3 有侧移的框架结构, 梁柱为刚接时, 各层柱的计算长度 l_0 可按表 9.3.10-2 采用。

表 9.3.10-1 刚性屋盖单层厂房排架柱、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
无吊车厂房柱	单跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
	两跨及多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$

表 9.3.10-1 (续)

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
有吊车厂房柱	上柱	$2.0 H_u$	$1.25 H_u$	$1.5 H_u$
	下柱	$1.0 H_l$	$0.8 H_l$	$1.0 H_l$
露天吊车和栈桥柱		$2.0 H_l$	$1.0 H_l$	—

注 1: 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。

注 2: 有吊车厂房排架柱的计算长度, 当计算中不考虑吊车荷载时, 可按无吊车厂房柱的计算长度采用, 但上柱的计算长度仍可按有吊车厂房柱的采用。

注 3: 有吊车厂房排架柱的上柱在排架方向的计算长度, 仅适用于 $H_u/H_l \geq 0.3$ 的情况; 当 $H_u/H_l < 0.3$ 时, 计算长度宜采用为 $2.5H_u$ 。

表 9.3.10-2 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 对底层柱为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度, 对其余各层柱为上下两层楼盖顶面之间的高度。

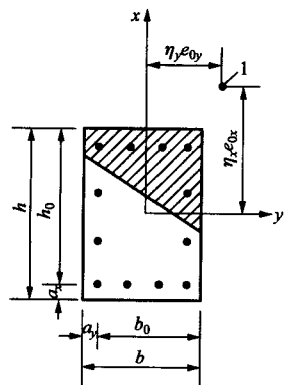
9.3.11 当采用考虑二阶效应的弹性分析方法时, 宜在结构分析中对构件的弹性抗弯刚度 $E_c I$ 乘以下列折减系数: 对梁取 0.4; 对柱取 0.6; 对剪力墙及核心筒壁取 0.45。此时, 在按 9.3 进行正截面受压承载力计算的有关公式中, ηe_0 均应以 e_0 代替, $e_0 = M/N$, 此处 M 、 N 为按考虑二阶效应的弹性分析方法直接计算求得的弯矩设计值和相应的轴向力设计值。

注: 当验算表明剪力墙或核心筒底部正截面不开裂时, 其刚度折减系数可

取为 0.7。

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

9.3.13 对具有两个互相垂直的对称轴的矩形、I 形截面的双向偏心受压构件，其正截面受压承载力宜符合下列近似公式的规定（如图 9.3.13 所示）：



1—轴向力作用点

图 9.3.13 双向偏心受压构件的截面

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_0}} \quad (9.3.13)$$

式中：

N_0 ——构件的截面轴心受压承载力设计值；

N_x ——轴向压力作用于 x 轴并考虑相应的偏心距 $\eta_x e_{0x}$ 后，按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值，此处， e_{0x} 、 η_x 分别按 9.3.2 及 9.3.9 的规定计算；

N_y ——轴向压力作用于 y 轴并考虑相应的偏心距 $\eta_y e_{0y}$ 后，按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值，此处， e_{0y} 、 η_y 分别按 9.3.2 及 9.3.9 的规定计算。

构件的截面轴心受压承载力设计值 N_0 ，可按式 (9.3.1) 计算，但应取等号，将 N 以 N_0 代替，且不考虑稳定系数 φ 。

构件的偏心受压承载力 N_x 可按下列方法计算：

1 当纵向钢筋在截面两对边配置时， N_x 可按 9.3.2 或 9.3.4 的规定计算，但应取等号，并将 N 以 N_x 代替。

2 当纵向钢筋沿截面腹部均匀配置时， N_x 可按 9.3.5 的规定计算，但应取等号，并将 N 以 N_x 代替。

构件的偏心受压承载力设计值 N_y 可采用与 N_x 相同的方法计算。

9.4 正截面受拉承载力计算

9.4.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s \quad (9.4.1)$$

式中：

N —— 轴向拉力设计值；

f_y —— 纵向钢筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

A_s —— 纵向钢筋的全部截面面积；

γ_d —— 钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用。

9.4.2 轴向拉力 N 作用在钢筋 A_s 合力点和 A'_s 合力点之间的小偏心受拉构件，其正截面受拉承载力应符合下列规定（如图 9.4.2 所示）：

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (9.4.2-1)$$

$$Ne' \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s (h'_0 - a_s) \quad (9.4.2-2)$$

式中：

A_s 、 A'_s —— 配置在靠近及远离轴向拉力一侧的纵向钢筋截面面积；

e 、 e' —— 轴向拉力至钢筋 A_s 合力点及 A'_s 合力点之间的距离。

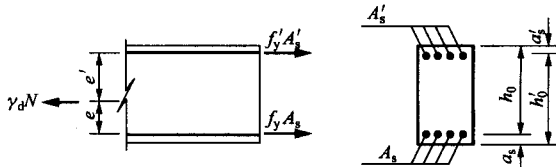


图 9.4.2 小偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算

9.4.3 轴向拉力 N 不作用在钢筋 A_s 合力点及 A'_s 合力点之间的矩形截面大偏心受拉构件, 其正截面受拉承载力应符合下列规定(如图 9.4.3 所示):

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_y A_s - f'_y A'_s - f_c b x) \quad (9.4.3-1)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (9.4.3-2)$$

此时, 混凝土受压区的高度应符合 $x \leq \xi_b h_0$ 的要求。计算中考虑受压钢筋 A'_s 时, 则尚应符合 $x \geq 2a'_s$ 的条件。

当 $x < 2a'_s$ 时, 应符合式 (9.4.2-2) 的规定。

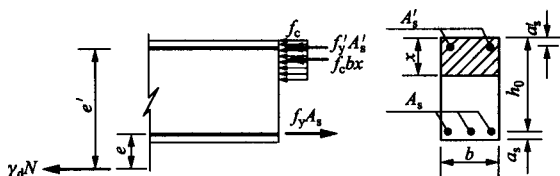


图 9.4.3 矩形截面大偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算

9.4.4 对称配筋的偏心受拉构件, 不论大、小偏心受拉情况, 均可符合式 (9.4.2-2) 规定。

9.5 斜截面承载力计算

9.5.1 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件, 其受剪截面应符合下列规定:

$$\text{当 } \frac{h_w}{b} \leq 4.0 \text{ 时, } V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c b h_0) \quad (9.5.1-1)$$

$$\text{当 } \frac{h_w}{b} \geq 6.0 \text{ 时, } V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.20 f_c b h_0) \quad (9.5.1-2)$$

当 $4.0 < \frac{h_w}{b} < 6.0$ 时, 按线性内插法取用。

式中：

V ——构件斜截面上的最大剪力设计值，按 5.2.1 的规定计算；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 6.1.4 采用；

b ——矩形截面的宽度，T 形截面或 I 形截面的腹板宽度；

h_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；

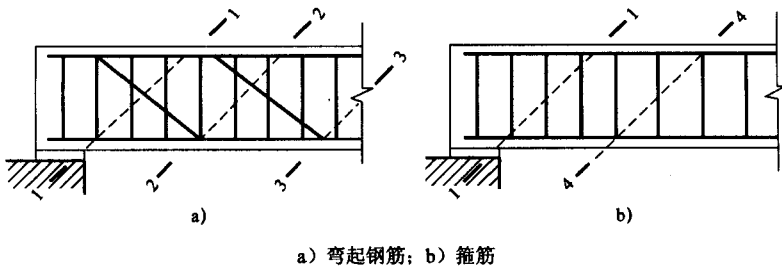
γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用。

注 1：对 T 形或 I 形截面的简支受弯构件，当有实践经验时，式(9.5.1-1)中的系数 0.25 可改为 0.3；

注 2：对截面高度较大、控制裂缝开展宽度要求较严的结构构件，其截面应符合式(9.5.1-2)的要求。

9.5.2 在计算斜截面的受剪承载力时，其计算位置应按下列规定采用：

- 1 支座边缘处的截面（如图 9.5.2 中截面 1-1 所示）。
- 2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面（如图 9.5.2 中截面 2-2、3-3 所示）。
- 3 箍筋截面面积或间距改变处的截面（如图 9.5.2 中截面 4-4 所示）。



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

图 9.5.2 斜截面受剪承载力的计算位置

4 腹板宽度改变处的截面。

注：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之间的距离，应符合 13.2.7 和 13.2.11 的要求。

9.5.3 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

1 当仅配有箍筋时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv}) \quad (9.5.3-1)$$

$$V_c = 0.7 f_t b h_0 \quad (9.5.3-2)$$

$$V_{sv} = f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (9.5.3-3)$$

2 当配有箍筋和弯起钢筋时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_{sb}) \quad (9.5.3-4)$$

$$V_{sb} = f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (9.5.3-5)$$

式中：

V ——构件斜截面上的剪力设计值，按 5.2.1 和 9.5.6 的规定计算；

V_c ——混凝土的受剪承载力；

V_{sv} ——箍筋的受剪承载力；

V_{sb} ——弯起钢筋的受剪承载力；

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

A_{sb} ——同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积；

α_s ——斜截面上弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，按表 6.1.4 采用；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

f_{yv} —— 箍筋抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 中的 f_y 值采用，但取值不应大于 360N/mm^2 ；

s —— 沿构件长度方向上箍筋的间距。

3 如能符合下列规定时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} V_c \quad (9.5.3-6)$$

则不需进行斜截面受剪承载力计算，而仅需根据 13.2.7 规定，按构造要求配置箍筋。

4 对集中荷载作用下的矩形截面独立梁（包括作用有多种荷载，且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值 75% 以上的情况），当按式（9.5.3-1）或式（9.5.3-4）计算时，应将式（9.5.3-2）改为下式：

$$V_c = 0.5 f_t b h_0 \quad (9.5.3-7)$$

9.5.4 不配置抗剪钢筋的实心板，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.7 \beta_h f_t b h_0) \quad (9.5.4-1)$$

$$\beta_h = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{1/4} \quad (9.5.4-2)$$

式中：

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

9.5.5 配置弯起钢筋的实心板，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sb}) \quad (9.5.5)$$

式中 V_c 、 V_{sb} 应分别按式（9.5.3-2）、式（9.5.3-5）计算。当作用分布荷载时，截面宽度 b 取单位宽度；当作用集中荷载时，

截面宽度 b 为计算宽度, 此时 V_c 和 b 可按照有关规范计算。 A_{sb} 为单位宽度或计算宽度内的弯起钢筋截面面积。要求 $V_{sb} \leq 0.8f_t b h_0$ 。

9.5.6 斜截面抗剪计算时, 剪力设计值 V 可按下列规定采用:

1 当计算支座截面的箍筋和第一排(对支座而言)弯起钢筋时 [如图 9.5.2 (a) 所示], 取用支座边缘处的剪力设计值; 对于仅承受直接作用在构件顶面的分布荷载的受弯构件, 也可取距离支座边缘为 $0.5 h_0$ 处的剪力设计值。

2 当计算以后的每一排弯起钢筋时 [如图 9.5.2 (a) 所示], 取用前一排(对支座而言)弯起钢筋弯起点处的剪力设计值。

3 当箍筋数量和间距改变时 [如图 9.5.2 (b) 所示], 取用箍筋数量和间距改变处的剪力设计值。

4 腹板宽度改变处的剪力设计值。

9.5.7 受弯构件的配筋应符合 12.3.1~12.3.4、13.2.3~13.2.7、13.2.10 和 13.2.11 的要求, 此时, 可不必计算斜截面的受弯承载力。

9.5.8 矩形、T 形和 I 形截面的偏心受压和偏心受拉构件, 其受剪截面应符合下列规定:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c b h_0) \quad (9.5.8)$$

9.5.9 矩形、T 形和 I 形截面的偏心受压构件, 其斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_{sb}) + 0.07N \quad (9.5.9-1)$$

式中:

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值, 当 $N > \frac{1}{\gamma_d}$

$(0.3 f_c A)$ 时, 取 $N = \frac{1}{\gamma_d} (0.3 f_c A)$, 此处 A 为构件的截

面面积。

上式中的 V_c 、 V_{sv} 、 V_{sb} 分别按式 (9.5.3-7)、式 (9.5.3-3) 与式 (9.5.3-5) 计算。

如能符合下列规定时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} V_c + 0.07N \quad (9.5.9-2)$$

则不需要进行斜截面受剪承载力计算，而仅需根据 13.3.2 的规定按构造要求配置箍筋。

9.5.10 矩形、T 形和 I 形截面的偏心受拉构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_{sb}) - 0.2N \quad (9.5.10)$$

式中：

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值。

上式中的 V_c 、 V_{sv} 、 V_{sb} 分别按式 (9.5.3-7)、式 (9.5.3-3) 与式 (9.5.3-5) 计算。

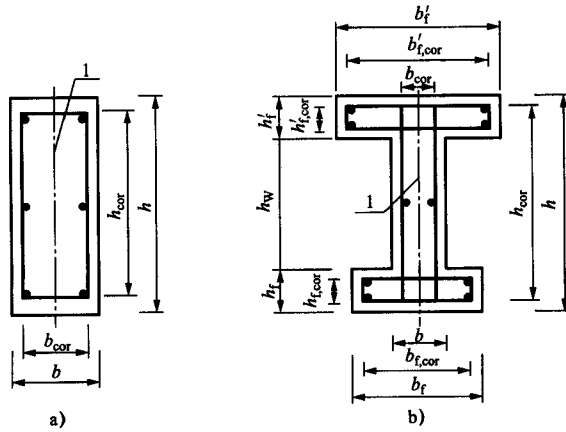
上式右边的计算值小于 $\frac{1}{\gamma_d} (V_{sv} + V_{sb})$ 时，应取为 $\frac{1}{\gamma_d} (V_{sv} + V_{sb})$ ；

且箍筋的受剪承载力 V_{sv} 值不得小于 $0.36f_s b h_0$ 。

9.5.11 圆形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，其斜截面受剪承载力可按 9.5.1~9.5.9 计算，此时，上述条文公式中的截面宽度 b 和截面有效高度 h_0 应分别以 $1.76r$ 和 $1.6r$ 代替，此处 r 为圆形截面的半径。

9.6 受扭承载力计算

9.6.1 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T 形、I 形截面构件，其截面应符合下列条件（如图 9.6.1 所示）：

a) 矩形截面 ($h > b$) ; b) T形、I形截面

1—弯矩、剪力作用平面

图 9.6.1 构件截面尺寸

当 $h_w/b \leq 4$ 时:

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c) \quad (9.6.1-1)$$

当 $h_w/b = 6$ 时:

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.2 f_c) \quad (9.6.1-2)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时, 按线性内插法确定。

当符合下列规定时:

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.7 f_t) \quad (9.6.1-3)$$

式中:

 T ——扭矩设计值, 按 5.2.1 的规定计算; b ——矩形截面的宽度, T形或I形截面的腹板宽度; W_t ——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩, 可按 9.6.2 的规定计算;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用；

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

则不需对构件进行剪扭承载力计算，而仅需根据 13.2.7 和 13.2.9 的规定，按构造要求配置钢筋。

注：当 $h_w/b > 6$ 时，钢筋混凝土受扭构件的截面尺寸条件及扭曲截面承载力计算应进行专门研究。

9.6.2 受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩 W_t 可按下列公式计算：

1 矩形截面：

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (9.6.2-1)$$

式中：

b 、 h ——矩形截面的短边、长边尺寸。

2 T 形和 I 形截面：

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (9.6.2-2)$$

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} 及 W_{tf} 可分别按下列公式计算 [如图 9.6.1 (b) 所示]：

1) 腹板：

$$W_{tw} = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (9.6.2-3)$$

2) 受压翼缘：

$$W'_{tf} = \frac{h_f'^2}{2}(b_f' - b) \quad (9.6.2-4)$$

3) 受拉翼缘：

$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b_f - b) \quad (9.6.2-5)$$

式中：

b 、 h ——腹板的宽度、高度；

b'_f 、 b_f ——截面受压区、受拉区的翼缘宽度；计算时取用的翼缘宽度尚应符合 $b'_f \leq b + 6h'_f$ 及 $b_f \leq b + 6h_f$ 的规定；

h'_f 、 h_f ——截面受压区、受拉区的翼缘高度。

9.6.3 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：

$$T \leq \frac{1}{\gamma_d} (T_c + T_s) \quad (9.6.3-1)$$

$$T_c = 0.35 f_t W_t \quad (9.6.3-2)$$

$$T_s = 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (9.6.3-3)$$

受扭构件纵向钢筋与箍筋的配筋强度比 ζ 值应按下列公式计算：

$$\zeta = \frac{f_y A_{st} s}{f_{yv} A_{st1} u_{cor}} \quad (9.6.3-4)$$

此处， ζ 值尚应符合 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求，当 $\zeta > 1.7$ 时，取 $\zeta = 1.7$ 。

式中：

T_c ——混凝土受扭承载力；

T_s ——箍筋受扭承载力；

A_{st} ——受扭计算中取沿截面周边对称布置的全部抗扭纵向钢筋截面面积；

A_{st1} ——受扭计算中沿截面周边所配置箍筋的单肢截面面积；

f_{yv} ——受扭箍筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 中的 f_y 确定，但取值不应大于 360N/mm^2 ；

f_y ——受扭纵向钢筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

A_{cor} ——截面核心部分的面积， $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$ ，此处 b_{cor} 和 h_{cor} 分别为从箍筋内表面计算的截面核心部分的短边和长边的尺寸；

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

9.6.4 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9.6.3进行受扭承载力计算。

每个矩形截面所承受的扭矩计算值可按下列公式计算：

1 腹板：

$$T_w = \frac{W_{tw}}{W_t} T \quad (9.6.4-1)$$

2 受压翼缘：

$$T'_f = \frac{W'_{tf}}{W_t} T \quad (9.6.4-2)$$

3 受拉翼缘：

$$T_f = \frac{W_{tf}}{W_t} T \quad (9.6.4-3)$$

式中：

T ——T形和I形截面所承受的扭矩设计值；

T_w ——腹板所承受的扭矩设计值；

T'_f 、 T_f ——受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值。

9.6.5 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 剪扭构件的受剪承载力：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (9.6.5-1)$$

式中：

A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积；

β_t ——剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数，按式(9.6.5-3)计算。

2 剪扭构件的受扭承载力：

$$T \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(0.35 \beta_t f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{stl} A_{cor}}{s} \right) \quad (9.6.5-2)$$

此时, ζ 值应按 9.6.3 的规定计算。

3 剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数 β_t 按下列公式计算:

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (9.6.5-3)$$

当 $\beta_t < 0.5$ 时, 取 $\beta_t = 0.5$; 当 $\beta_t > 1.0$ 时, 取 $\beta_t = 1.0$ 。

9.6.6 在剪力和扭矩共同作用下的 T 形和 I 形截面剪扭构件, 其受剪扭承载力应按下列规定计算:

1 对腹板, 其受剪承载力和受扭承载力应按式 (9.6.5-1)、式 (9.6.5-2) 计算, 但在计算中应将 T 及 W_t 改为 T_w 及 W_{tw} 。

2 对受压翼缘及受拉翼缘, 仅承受所分配的扭矩, 其受扭承载力应按式 (9.6.3-1) 计算, 但在计算中应将 T 及 W_t 改为 T'_f 及 W'_{tf} 或改为 T_f 及 W_{tf} 。

9.6.7 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T 形和 I 形截面弯剪扭构件, 可按下列规定计算:

1 当符合条件 $V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.35 f_t b h_0)$ 时, 可仅按受弯构件的正截面受弯和纯扭构件的受扭分别进行承载力计算。

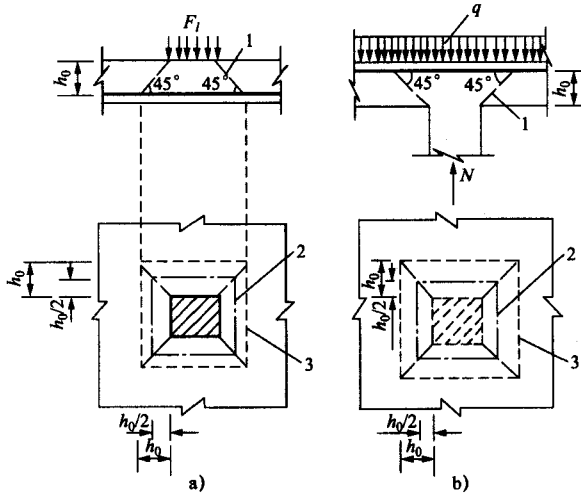
2 当符合条件 $T \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.175 f_t W_t)$ 时, 可仅按受弯构件的正截面受弯和斜截面受剪分别进行承载力计算。

9.6.8 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T 形和 I 形截面构件的配筋, 其纵向钢筋截面面积应分别按正截面受弯承载力和剪扭构件受扭承载力计算, 并按所需的钢筋截面面积分别配置在相应位置上; 其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, 并应配置在相应位置上。

9.7 受冲切承载力计算

9.7.1 在局部荷载或集中反力作用下不配置箍筋或弯起钢筋的

板，其受冲切承载力应符合下列规定（如图 9.7.1 所示）：



a) 局部荷载作用下；b) 集中反力作用下

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—距荷载面积周边 $h_0/2$ 处的周长；

3—冲切破坏锥体的底面线

图 9.7.1 板的受冲切承载力计算

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.7\eta\beta_h f_t u_m h_0) \quad (9.7.1-1)$$

$$\eta = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (9.7.1-2)$$

式中：

F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值，对板柱结构的节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，对于叠合板，取预制板和叠合层两种混凝土强度中的较低值；

h_0 ——板的有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

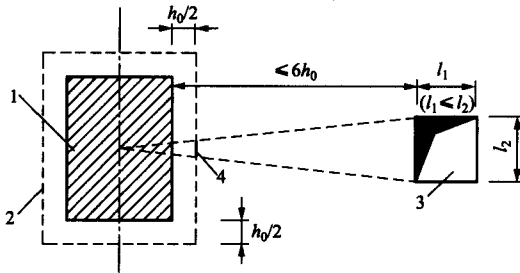
u_m ——临界截面的周长，距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长；

η ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

β_h ——截面高度影响系数，按式 (9.5.4-2) 计算；

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

9.7.2 当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的临界截面周长 u_m ，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度（如图 9.7.2 所示）。



1—局部荷载或集中反力作用面；2—临界截面周长；3—孔洞；4—应扣除的长度

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

图 9.7.2 临近孔洞时的临界截面周长

9.7.3 在局部荷载或集中反力作用下，当受冲切承载力不满足式 (9.7.1-1) 的要求，且板厚和混凝土强度等级的提高受到限制时，可配置箍筋或弯起钢筋，此时受冲切截面应符合下列规定：

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (1.05 \eta f_t u_m h_0) \quad (9.7.3-1)$$

配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力应符合下列规定：

1 当配置箍筋时：

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.55\eta f_t u_m h_0 + 0.8f_{yv} A_{svu}) \quad (9.7.3-2)$$

2 当配置弯起钢筋时：

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.55\eta f_t u_m h_0 + 0.8f_y A_{sbu} \sin\alpha) \quad (9.7.3-3)$$

式中：

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

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

α ——弯起钢筋与板底面的夹角。

板中配置受冲切的箍筋或弯起钢筋，其构造要求应符合 13.1.11 的规定。对配置受冲切箍筋或弯起钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按 9.7.1 的要求进行受冲切承载力验算，此时，取冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。

注 1：当有可靠依据时，也可配置其他有效形式的抗冲切钢筋（如工字钢、槽钢、抗剪锚栓和扁钢 U 形箍等）。

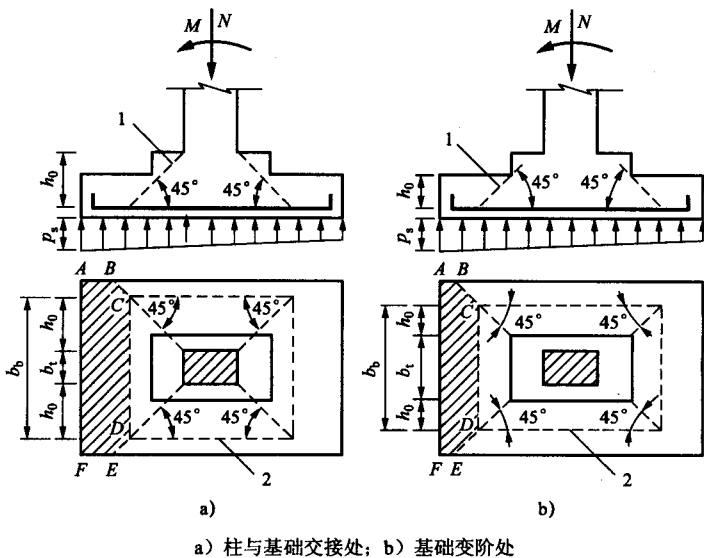
注 2：当抗冲切钢筋布置困难，或集中荷载作用位置不固定时，可通过掺钢纤维来提高钢筋混凝土板的受冲切承载力。

9.7.4 对矩形截面柱的矩形基础，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（如图 9.7.4 所示）：

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.7\beta_h f_t b_m h_0) \quad (9.7.4-1)$$

$$F_l = p_s A \quad (9.7.4-2)$$

$$b_m = (b_t + b_b)/2 \quad (9.7.4-3)$$



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

图 9.7.4 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

式中：

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 ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长：当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度；

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

A ——考虑冲切荷载时取用的多边形面积（图 9.7.4 中的阴影面积 $ABCDEF$ ）；

p_s ——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计算值。

9.8 局部受压承载力计算

9.8.1 配置间接钢筋的构件, 其局部受压区的截面尺寸应符合下列规定:

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (1.5\beta_l f_c A_l) \quad (9.8.1-1)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (9.8.1-2)$$

式中:

F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数, 按表 5.2.1 采用;

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_b ——局部受压时的计算底面积, 可按图 8.4.1 确定。

9.8.2 当配置方格网式或螺旋式间接钢筋且符合 $A_l \leq A_{\text{cor}}$ 条件时, 其局部受压承载力应符合下列规定 (如图 9.8.2 所示):

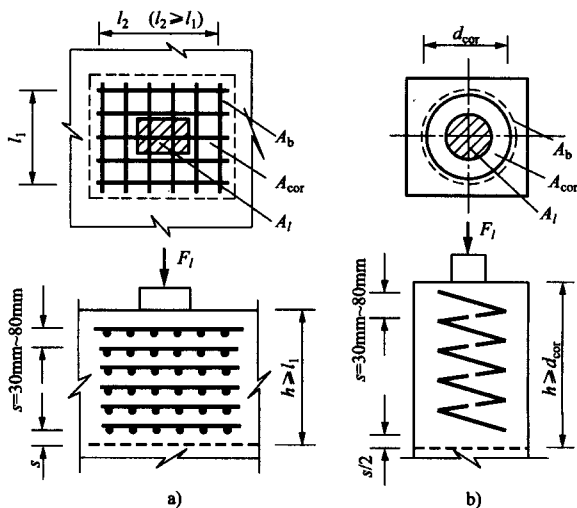
$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (\beta_l f_c + 2\rho_v \beta_{\text{cor}} f_y) A_l \quad (9.8.2-1)$$

当为方格网式配置时, 其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算 [如图 9.8.2 (a) 所示]:

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{\text{cor}} s} \quad (9.8.2-2)$$

此时, 钢筋网两个方向上单位长度的钢筋面积的比值不宜大于 1.5。

当为螺旋式配筋时 [如图 9.8.2 (b) 所示], 其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算:



a) 方格网式配筋; b) 螺旋式配筋

图 9.8.2 局部受压区的间接钢筋配置

$$\rho_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor}s} \quad (9.8.2-3)$$

式中:

β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数, 仍按式 (9.8.1-2) 计算, 但应以 A_{cor} 代替 A_b ;

A_{cor} ——钢筋网以内的混凝土核心面积, 但不应大于 A_b , 且其重心应与 A_1 的重心相重合;

ρ_v ——间接钢筋的体积配筋率 (核心面积 A_{cor} 范围内单位混凝土体积中所包含的间接钢筋体积);

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

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

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距;

A_{ss1} ——螺旋式单根间接钢筋的截面面积;

d_{cor} ——配置螺旋式间接钢筋范围以内的混凝土直径。

注：间接钢筋应配置在图 9.8.2 所规定的 h 范围内。对柱接头， h 尚不应小于 15 倍纵向钢筋直径。配置方格网式钢筋不应少于 4 片，配置螺旋式钢筋不应少于 4 圈。

10 钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算

10.1 正截面抗裂验算

10.1.1 对使用上不允许出现裂缝的钢筋混凝土构件，应进行抗裂验算。在标准组合下，应分别符合下列规定：

1 轴心受拉构件：

$$N_k \leq \alpha_{ct} f_{tk} A_0 \quad (10.1.1-1)$$

2 受弯构件：

$$M_k \leq \gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} W_0 \quad (10.1.1-2)$$

3 偏心受压构件：

$$N_k \leq \frac{\gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} A_0 W_0}{e_0 A_0 - W_0} \quad (10.1.1-3)$$

4 偏心受拉构件：

$$N_k \leq \frac{\gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} A_0 W_0}{e_0 A_0 + \gamma_m W_0} \quad (10.1.1-4)$$

式中：

N_k 、 M_k ——按标准组合计算的轴向力值、弯矩值；

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数， $\alpha_{ct}=0.85$ ；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 6.1.3 采用；

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数，按照附录 F 采用；

A_0 ——换算截面面积， $A_0 = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s$ ， A_s 、 A'_s 为受拉、受压钢筋截面面积；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距；

α_E ——钢筋弹性模量 E_s 与混凝土弹性模量 E_c 之比，即

$$\alpha_E = E_s / E_c ;$$

W_0 —— 换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩, $W_0 = I_0 / (h - y_0)$;

y_0 —— 换算截面重心至受压边缘的距离;

I_0 —— 换算截面对其重心轴的惯性矩;

A_c —— 混凝土截面面积;

h —— 截面全高。

对于矩形、T形、I形等截面的 y_0 及 I_0 可按下列公式计算:

$$y_0 = \frac{A_c y'_c + \alpha_E A_s h_0 + \alpha_E A'_s a'_s}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s} \quad (10.1.1-5)$$

$$I_0 = I_c + A_c (y_0 - y'_c)^2 + \alpha_E A_s (h_0 - y_0)^2 + \alpha_E A'_s (y_0 - a'_s)^2 \quad (10.1.1-6)$$

单筋矩形截面的 y_0 及 I_0 也可按下列公式计算:

$$y_0 = (0.5 + 0.425 \alpha_E \rho) h \quad (10.1.1-7)$$

$$I_0 = (0.0833 + 0.19 \alpha_E \rho) b h^3 \quad (10.1.1-8)$$

式中:

h_0 —— 截面的有效高度, $h_0 = h - a_s$;

a_s 、 a'_s —— 纵向受拉钢筋、受压钢筋合力点到截面最近边缘的距离;

I_c —— 混凝土截面对其本身重心轴的惯性矩;

y'_c —— 混凝土截面重心至受压边缘的距离;

ρ —— 纵向受拉钢筋的配筋率, $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 。

注: 本章中所指裂缝不包括因温度变化、干缩等原因而产生的裂缝。

10.1.2 当钢筋混凝土构件已满足 10.1.1 的抗裂要求时, 可不再进行裂缝宽度验算。

对于特殊重要的钢筋混凝土构件, 按 $\alpha_{ct} = 0.55$ 进行抗裂验算并能满足式 (10.1.1-1) 或式 (10.1.1-2) 或式 (10.1.1-3) 或式 (10.1.1-4) 的要求, 可不再进行裂缝宽度验算; 否则, 进行限制裂缝宽度验算, 如仍不能满足 5.3.2 的要求, 宜采用其他裂缝控制措施。

10.2 正截面裂缝宽度控制验算

10.2.1 对使用上要求限制裂缝宽度的钢筋混凝土构件，应进行裂缝宽度的验算，按标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度 w_{\max} 应符合下列规定：

$$w_{\max} \leq w_{\text{lim}} \quad (10.2.1)$$

式中：

w_{\max} ——按标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度，按式 (10.2.2-1) 计算；

w_{lim} ——最大裂缝宽度限值，按表 5.3.2 采用。

10.2.2 矩形、T形及I形截面的钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件，按标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{\max} 可按下列公式计算：

$$w_{\max} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}} - \sigma_0}{E_s} l_{\text{cr}} \quad (10.2.2-1)$$

$$\psi = 1 - 1.1 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sk}}} \quad (10.2.2-2)$$

$$l_{\text{cr}} = \left(2.2c + 0.09 \frac{d}{\rho_{\text{te}}} \right) \nu \quad (20\text{mm} \leq c \leq 65\text{mm}) \quad (10.2.2-3)$$

$$\text{或 } l_{\text{cr}} = \left(65 + 1.2c + 0.09 \frac{d}{\rho_{\text{te}}} \right) \nu \quad (65\text{mm} < c \leq 150\text{mm}) \quad (10.2.2-4)$$

式中：

α_{cr} ——考虑构件受力特征的系数：对受弯和偏心受压构件，取 $\alpha_{\text{cr}} = 1.90$ ；对偏心受拉构件，取 $\alpha_{\text{cr}} = 2.15$ ；对轴心受拉构件，取 $\alpha_{\text{cr}} = 2.45$ ；

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

l_{cr} ——平均裂缝间距；

- E_s —— 钢筋弹性模量，按表 6.2.4 采用；
- ν —— 考虑钢筋表面形状系数：对带肋钢筋，取 $\nu = 1.0$ ；
对光圆钢筋，取 $\nu = 1.4$ ；
- f_{tk} —— 混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 6.1.3 采用；
- c —— 最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离（以 mm 计）：当 $c < 20\text{mm}$ 时，取 $c = 20\text{mm}$ ；当 $c > 150\text{mm}$ 时，取 $c = 150\text{mm}$ ；
- d —— 钢筋直径（以 mm 计），当钢筋用不同直径时，式中的 d 改用换算直径 $4A_s/u$ ，此处 u 为纵向受拉钢筋截面总周长；
- ρ_{te} —— 纵向受拉钢筋的有效配筋率，按下列规定计算：

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}}$$
 当 $\rho_{te} < 0.03$ 时，取 $\rho_{te} = 0.03$ ；
- A_{te} —— 有效受拉混凝土截面面积：对受弯、偏心受拉及大偏心受压构件， A_{te} 取为其重心与受拉钢筋 A_s 重心相一致的混凝土面积，即 $A_{te} = 2a_s b$ ，其中 a_s 为 A_s 重心至截面受拉边缘的距离， b 为矩形截面的宽度；对有受拉翼缘的倒 T 形及 I 形截面， b 为受拉翼缘宽度，对全截面受拉的偏心受拉构件， A_{te} 取拉应力较大一侧钢筋的相应有效受拉混凝土截面面积；对轴心受拉构件， A_{te} 取为 $2a_s l_s$ ，但不大于构件全截面面积，其中 a_s 为一侧钢筋重心至截面边缘的距离， l_s 为沿截面周边配置的受拉钢筋重心连线的总长度；
- A_s —— 受拉区纵向钢筋截面面积：对受弯、偏心受拉及大偏心受压构件， A_s 取受拉区纵向钢筋截面面积；对全截面受拉的偏心受拉构件， A_s 取拉应力较大一侧的钢筋截面面积；对轴心受拉构件， A_s 取全部纵向钢筋截面面积；
- σ_{sk} —— 按标准组合计算的构件纵向受拉钢筋应力；
- σ_0 —— 钢筋的初始应力：对于长期处于水下的结构，允许采

用 $\sigma_0 = 20\text{N/mm}^2$; 对于干燥环境中的结构, 取 $\sigma_0 = 0$ 。

注 1: 对于某些可变荷载标准值在总效应组合中占的比重很大, 但只在短时间内存在的构件, 如水电站厂房的钢筋混凝土吊车梁等, 可将计算求得的最大裂缝宽度乘以系数 0.85。

注 2: 对 $\frac{e_0}{h_0} \leq 0.55$ 的偏心受压构件, 可不验算裂缝宽度。

注 3: 式 (10.2.2-1) 不适用于围岩中的混凝土衬砌结构。

10.2.3 钢筋混凝土构件最大裂缝宽度计算中, 标准组合下纵向受拉钢筋的应力可按下列公式计算:

1 轴心受拉构件:

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \quad (10.2.3-1)$$

2 受弯构件:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87h_0A_s} \quad (10.2.3-2)$$

3 大偏心受压构件:

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \left(\frac{e}{z} - 1 \right) \quad (10.2.3-3)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (10.2.3-4)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (10.2.3-5)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{e_0}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (10.2.3-6)$$

当 $\frac{l_0}{h} \leq 14$ 时, 可取 $\eta_s = 1.0$ 。

4 偏心受拉构件 (矩形截面):

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \left(1 \pm 1.1 \frac{e_s}{h_0} \right) \quad (10.2.3-7)$$

对小偏心受拉构件，上式右边括号内取减号，对大偏心受拉构件取加号。

式中：

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积，取值原则与 10.2.2 相同；
 e_s ——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋（对全截面受拉的偏心受拉构件，为拉应力较大一侧的钢筋）合力点的距离；

e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；

z ——纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点的距离；

η_s ——使用阶段的偏心距增大系数；

y_s ——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离；

γ'_f ——受压翼缘面积与腹板有效面积的比值， $\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}$ ，

其中 b'_f 、 h'_f 分别为受压翼缘的宽度、高度，当 $h'_f > 0.2h_0$ 时，取 $h'_f = 0.2h_0$ 。

10.3 非杆件体系结构裂缝控制验算

10.3.1 特别重要的非杆件体系结构的裂缝控制宜分为按耐久性、防渗等要求控制和按结构内部整体性要求控制两种，前者只需进行表面裂缝控制验算，后者除表面裂缝控制验算外还需进行内部裂缝控制验算，此时不但要验算裂缝宽度，还需控制裂缝的延伸范围。

10.3.2 对只需验算表面裂缝宽度的非杆件体系结构，可采用线弹性方法计算出截面应力，按下列原则处理：

1 当其截面应力图形接近线性分布时，可换算为截面内力，按 10.2.2 进行验算。裂缝宽度限值按 5.3.2 采用。

2 当其截面应力图形偏离线性较大时,可通过限制钢筋应力间接控制裂缝宽度。标准组合下的受拉钢筋应力 σ_{sk} 宜符合下列规定:

$$\sigma_{sk} \leq \alpha_s f_{yk} \quad (10.3.2)$$

式中:

σ_{sk} ——在标准组合下的受拉钢筋应力: $\sigma_{sk} = T_k / A_s$, 其中 A_s 为受拉钢筋截面面积, T_k 为标准组合下的由钢筋承担的拉力, 可按照附录 D 的方法计算确定;

f_{yk} ——钢筋强度标准值, 按表 6.2.2-1 采用, 钢筋不宜采用 HPB235 级和 HPB300 级, 当 $f_{yk} > 335 \text{N/mm}^2$ 时, 取 $f_{yk} = 335 \text{N/mm}^2$;

α_s ——考虑环境影响的钢筋应力限制系数, $\alpha_s = 0.7 \sim 0.5$, 对一类环境取大值, 对四类环境取小值, 五类环境应作专门研究。

10.3.3 对特别重要的或需控制内部裂缝的非杆件体系结构, 宜采用钢筋混凝土非线性有限元法直接计算裂缝宽度与裂缝延伸范围。裂缝宽度限值按 5.3.2 采用。

对未能直接由钢筋混凝土非线性有限元方法计算得到裂缝宽度时, 也可由钢筋混凝土非线性有限元方法计算出钢筋单元应力, 按下列原则处理:

1 表面裂缝可通过限制表面第一层受拉钢筋的单元应力来控制裂缝宽度, 在标准组合作用下的表面第一层受拉钢筋单元应力 σ_{sks} 宜符合下列规定:

$$\sigma_{sks} \leq \sigma_{sps} \quad (10.3.3)$$

式中:

σ_{sks} ——在标准组合作用下, 由钢筋混凝土有限元计算得到的第一层受拉钢筋的钢筋单元应力;

σ_{sps} ——非杆件体系结构表面裂缝受拉钢筋单元应力限值,

σ_{sps} 宜根据裂缝宽度及保护层厚度的大小选取：裂缝宽度控制在 0.1mm~0.3mm 情况下，保护层厚度为 50mm 时， σ_{sps} 不宜超过 110N/mm²~160N/mm²；保护层厚度为 100mm 时， σ_{sps} 不宜超过 80N/mm²~140N/mm²；对四类环境和裂缝宽度要求小的取小值，对一类环境和裂缝宽度要求大的取大值，五类环境应作专门研究。

2 内部裂缝可通过钢筋网来控制裂缝宽度。在标准组合下，钢筋网的受拉钢筋的单元应力不宜超过 120 N/mm²。钢筋间距不宜超过 200mm，钢筋网间距不宜超过 1000mm。

10.4 受弯构件挠度验算

10.4.1 钢筋混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度，可根据构件的刚度用结构力学的方法计算。

在等截面构件中，可假设各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该段内最大弯矩处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍或不小于跨中截面刚度的二分之一时，该跨也可按等刚度构件进行计算，其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度。

受弯构件的挠度应按标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度 B 进行计算，所得的挠度计算值不应超过表 5.3.4 规定的限值。

10.4.2 矩形、T 形及 I 形截面受弯构件的刚度 B 可按下列公式计算：

$$B = 0.65B_s \quad (10.4.2)$$

式中：

B_s ——标准组合下受弯构件的短期刚度，按 10.4.3 计算。

注：对翼缘在受拉区的 T 形截面， $B = 0.5B_s$ 。

10.4.3 钢筋混凝土受弯构件的短期刚度 B_s 可按下列公式计算：

DL/T 5057 — 2009

1 要求不出现裂缝的构件:

$$B_s = 0.85E_c I_0 \quad (10.4.3-1)$$

2 允许出现裂缝的矩形、T形及I形截面构件:

$$B_s = (0.025 + 0.28\alpha_E \rho)(1 + 0.55\gamma'_f + 0.12\gamma_f)E_c b h_0^3 \quad (10.4.3-2)$$

式中:

I_0 —— 换算截面对其重心轴的惯性矩;

E_c —— 混凝土弹性模量;

α_E —— 钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

ρ —— 纵向钢筋配筋率, $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$;

γ_f —— 受拉翼缘面积与腹板有效面积的比值, $\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0}$ 。

11 预应力混凝土结构构件计算

11.1 计算规定

11.1.1 预应力混凝土结构构件除应根据使用条件进行承载力计算及变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算外，还应根据具体情况对制作、运输、吊装等施工阶段进行验算，此时设计状况系数 ψ 可取0.95。

对于承载能力极限状态，当预应力效应对结构有利时，预应力分项系数应取为0.95；不利时应取为1.05。对于正常使用极限状态，预应力分项系数应取为1.0。

11.1.2 当仅对一部分纵向钢筋施加预应力已能使构件符合裂缝控制要求时，承载力计算所需的其余纵向钢筋可采用非预应力钢筋。非预应力钢筋宜采用HRB335级、HRB400级钢筋，也可采用HRB500级。

11.1.3 预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} ，不宜超过表11.1.3规定的张拉控制应力限值，且不应小于 $0.4f_{ptk}$ 。

符合下列情况之一时，表11.1.3中的张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{ptk}$ ：

1 要求提高构件在施工阶段的抗裂性能而在使用阶段受压区内设置的预应力钢筋。

2 要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉以及预应力钢筋与张拉台座之间的温差等因素产生的预应力损失。

表11.1.3 张拉控制应力限值

项次	预应力钢筋种类	张拉方法	
		先张法	后张法
1	消除应力钢丝、钢绞线	$0.75f_{ptk}$	$0.75f_{ptk}$

表 11.1.3 (续)

项次	预应力钢筋种类	张拉方法	
		先张法	后张法
2	钢棒、螺纹钢	$0.70f_{ptk}$	$0.65f_{ptk}$
注：预应力钢筋的强度标准值 f_{ptk} 应按表 6.2.2-2 采用。			

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

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

1 先张法构件：

由预加力产生的混凝土法向应力：

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0}e_{p0}}{I_0} y_0 \quad (11.1.5-1)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力：

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l - \alpha_E \sigma_{pc} \quad (11.1.5-2)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋的应力：

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (11.1.5-3)$$

2 后张法构件：

由预加力产生的混凝土法向应力：

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_2}{I_n} y_n \quad (11.1.5-4)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力：

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (11.1.5-5)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋的

应力:

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} \quad (11.1.5-6)$$

式中:

σ_{con} —— 预应力钢筋张拉控制应力;

A_n —— 净截面面积, 即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外的混凝土全部截面面积及纵向非预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和; 由不同强度等级混凝土组成的截面, 应根据混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积;

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

I_0 、 I_n —— 换算截面、净截面的惯性矩;

e_{p0} 、 e_{pn} —— 换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离, 按 11.1.6 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 11.1.15~11.1.21 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 按表 6.2.4 采用, E_c 按表 6.1.6 采用;

N_{p0} 、 N_p —— 先张法构件、后张法构件的预应力及非预应力钢筋的合力, 按 11.1.6 计算;

M_2 —— 由预加力 N_p 在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩, 按 11.1.7 的规定计算。

注 1: 在式 (11.1.5-1)、式 (11.1.5-4) 中, 右边第二项、第三项与第一项的应力方向相同时取加号, 相反时取减号。式 (11.1.5-2)、式 (11.1.5-6) 适用于 σ_{pc} 为压应力的情况, 当 σ_{pc} 为拉应力时,

应以负值代入。

注2：后张法无黏结预应力结构构件的计算应另行研究。

11.1.6 预应力钢筋和非预应力钢筋的合力及合力点的偏心距(如图 11.1.6 所示), 可按下列公式计算:

1 先张法构件:

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{i5} A_s - \sigma'_{i5} A'_s \quad (11.1.6-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma'_{p0} A'_p y'_p - \sigma_{i5} A_s y_s + \sigma'_{i5} A'_s y'_s}{\sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{i5} A_s - \sigma'_{i5} A'_s} \quad (11.1.6-2)$$

2 后张法构件:

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{i5} A_s - \sigma'_{i5} A'_s \quad (11.1.6-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma'_{pe} A'_p y'_{pn} - \sigma_{i5} A_s y_{sn} + \sigma'_{i5} A'_s y'_{sn}}{\sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{i5} A_s - \sigma'_{i5} A'_s} \quad (11.1.6-4)$$

式中:

σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋应力;

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

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积;

y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区预应力合力点至换算截面重心的距离;

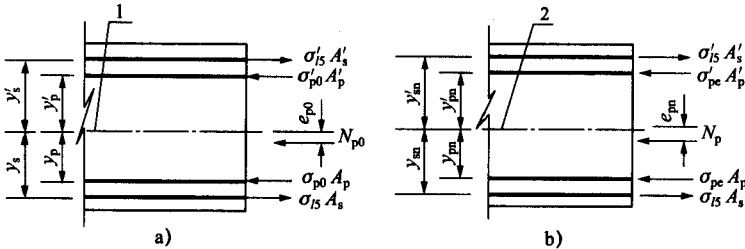
y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区非预应力钢筋重心至换算截面重心的距离;

σ_{i5} 、 σ'_{i5} ——受拉区、受压区预应力钢筋在各自合力点处混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值, 按 11.1.19 的规定计算;

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

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

注：当式 (11.1.6-1) ~ 式 (11.1.6-4) 中的 $A'_p = 0$ 时，可取式中的 $\sigma'_{i5} = 0$ 。



a) 先张法构件；b) 后张法构件

1—换算截面重心轴；2—净截面重心轴

图 11.1.6 预应力钢筋及非预应力钢筋合力位置

11.1.7 后张法预应力混凝土超静定结构，在进行正截面受弯承载力计算及抗裂验算时，弯矩设计值中次弯矩应参与组合；在进行斜截面受剪承载力计算及抗裂验算时，剪力设计值中次剪力应参与组合。

次弯矩、次剪力及其参与组合的计算应符合下列规定：

1 按弹性分析计算时，次弯矩 M_2 宜按下列公式计算：

$$M_2 = M_r - M_1 \quad (11.1.7-1)$$

$$M_1 = N_p e_{pn} \quad (11.1.7-2)$$

式中：

N_p ——预应力钢筋及非预应力钢筋的合力，按式 (11.1.6-3) 计算；

e_{pn} ——净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离，按式 (11.1.6-4) 计算；

M_1 ——预加力 N_p 对净截面重心偏心引起的弯矩值；

M_r ——由预加力 N_p 的等效荷载在结构构件截面上产生的弯

矩值。

次剪力宜根据构件各截面次弯矩的分布，按结构力学方法计算。

2 在对截面进行受弯及受剪承载力计算时，当参与组合的次弯矩、次剪力对结构不利时，预应力分项系数应取 1.05，有利时应取 0.95。

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

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

$$l_{tr} = \alpha \frac{\sigma_{pe}}{f'_{tk}} d \quad (11.1.8)$$

式中：

σ_{pe} ——放张时预应力钢筋的有效预应力；

d ——预应力钢筋的公称直径，参见附录 C；

α ——预应力钢筋的外形系数，按表 11.1.8 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，按表 6.1.3 以线性内插法确定。

表 11.1.8 预应力钢筋的外形系数

钢筋类型	刻痕钢丝、螺旋槽钢棒	螺旋肋钢丝、螺旋肋钢棒	二、三股钢绞线	七股钢绞线	螺纹钢筋
α	0.19	0.13	0.16	0.17	0.14

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

11.1.9 计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的正截面和斜截面受弯承载力时，锚固长度范围内的预应力钢筋抗拉强度设计值在锚固起点处应取为零，在锚固终点处应取为 f_{py} ，两点之间可

按线性内插法确定。预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按下列公式计算：

$$l_a = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (11.1.9)$$

式中：

- l_a —— 预应力钢筋的锚固长度；
- f_{py} —— 预应力钢筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-2 采用；
- f_t —— 混凝土轴心抗拉强度设计值，按表 6.1.4 采用；当混凝土强度等级高于 C40 时，按 C40 取值；
- d —— 预应力钢筋的公称直径，参见附录 C；
- α —— 预应力钢筋的外形系数，按表 11.1.8 取用。

当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时，先张法预应力钢筋的锚固长度应从距构件末端 $0.25 l_q$ 处开始计算，此处 l_q 为预应力传递长度，按 11.1.8 确定。

11.1.10 预应力混凝土结构构件的施工阶段，除应进行承载能力极限状态验算外，对预拉区不允许出现裂缝的构件或预压时全截面受压的构件，在预加力、自重及施工荷载（必要时应考虑动力系数）作用下，其截面边缘的混凝土法向应力尚应符合下列规定（如图 11.1.10 所示）：

$$\sigma_{ct} \leq f'_{tk} \quad (11.1.10-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8 f'_{ck} \quad (11.1.10-2)$$

截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = \sigma_{pc} + \frac{N_k}{A_0} \pm \frac{M_k}{W_0} \quad (11.1.10-3)$$

式中：

- σ_{ct} 、 σ_{cc} —— 相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土拉应力、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} 相应的轴心抗拉、抗压强度标准值，可按表 6.1.3 用直线内

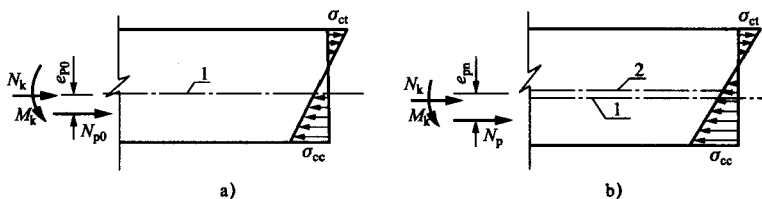
插法取用；

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：预拉区系指施加预应力时形成的截面拉应力区。

注2：式(11.1.10-3)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。



a) 先张法构件；b) 后张法构件

1—换算截面重心轴；2—净截面重心轴

图 11.1.10 预应力混凝土构件施工阶段计算

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

$$\sigma_{ct} \leq 2.0 f'_{tk} \quad (11.1.11-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8 f'_{ck} \quad (11.1.11-2)$$

此处 σ_{ct} 、 σ_{cc} 仍按式(11.1.10-3)计算。

11.1.12 预应力混凝土构件预拉区纵向钢筋的配筋率宜符合下列要求：

1 施工阶段预拉区不允许出现裂缝的构件，预拉区纵向钢筋

的配筋率 $(A'_s + A'_p)/A$ 不应小于 0.2%，对后张法构件不应计入 A'_p ，其中， A 为构件截面面积。

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

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

注：施工阶段预拉区不允许出现裂缝的板类构件，预拉区纵向钢筋配筋率可根据构件的具体情况按实践经验确定。

11.1.13 对先张法和后张法预应力混凝土构件，在承载力和裂缝宽度计算中，所用的混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋及非预应力钢筋合力 N_{p0} 及相应的合力点的偏心距 e_{p0} ，均应按式 (11.1.6-1) 和式 (11.1.6-2) 计算，此时，先张法和后张法构件的 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 应按 11.1.5 的规定计算。

11.1.14 对后张法预应力混凝土结构构件，应计算在预加力作用下锚固区范围内的局部受压承载力，此时，应按式 (9.8.1-1)、式 (9.8.1-2) 及式 (9.8.2-1)～式 (9.8.2-3) 进行计算，但在式 (9.8.1-1) 及式 (9.8.2-1) 中， A_l 用 A_m 代替， A_m 为混凝土局部受压净面积，应在混凝土局部受压面积 A_l 中扣除孔道、凹槽部分的面积。在计算局部受压的轴向力设计值 F_l 时，可将预加力视为永久作用，并乘以作用分项系数 γ_G ，此处 γ_G 可取为 1.05。

11.1.15 预应力钢筋中的预应力损失值可按表 11.1.15 的规定计算。当计算求得的预应力总损失值小于下列数值时，应按下列数值取用：先张法构件 100N/mm^2 ；后张法构件 80N/mm^2 。

大体积水工预应力混凝土构件的预应力损失值应由专门研究或试验确定。

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。

表 11.1.15 预应力损失值 N/mm^2

项次	引起损失的因素		符号	先张法构件	后张法构件
1	张拉端锚具变形和钢筋内缩		σ_{11}	按 11.1.16 的规定计算	按 11.1.16 和 11.1.17 计算
2	预应力钢筋的摩擦	与孔道壁之间的摩擦	σ_{12}	—	按 11.1.18 计算
		在转向装置处的摩擦		按实际情况确定	
3	混凝土加热养护时,受张拉的钢筋与承受拉力的设备之间的温差		σ_{13}	$2\Delta t$	—
4	预应力钢筋的应力松弛		σ_{14}	预应力钢丝、钢绞线: 普通松弛: $0.4\psi(\sigma_{con}/f_{ptk}-0.5)\sigma_{con}$ 此处,一次张拉 $\psi=1.0$; 超张拉 $\psi=0.9$ 。 低松弛: 当 $\sigma_{con}\leq 0.7f_{ptk}$ 时, $0.125(\sigma_{con}/f_{ptk}-0.5)\sigma_{con}$; 当 $0.7f_{ptk}<\sigma_{con}\leq 0.8f_{ptk}$ 时, $0.2(\sigma_{con}/f_{ptk}-0.575)\sigma_{con}$	
				钢棒、螺纹钢: 一次张拉 $0.05\sigma_{con}$, 超张拉 $0.035\sigma_{con}$	
5	混凝土收缩和徐变		σ_{15}	可按 11.1.19 计算。对于水工预应力混凝土结构,如有论证, σ_{15} 也可按其他公式计算	
6	用螺旋式预应力钢筋作配筋的环形构件,当直径 $D\leq 3m$ 时,由于混凝土的局部挤压		σ_{16}	—	30

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

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

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

11.1.16 预应力直线钢筋由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{11} 可按下式计算:

$$\sigma_{11} = \frac{aE_s}{l} \quad (11.1.16)$$

式中:

a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值, 按表 11.1.16 采用;

l ——张拉端至锚固端之间的距离。

表 11.1.16 锚具变形和钢筋内缩值 a mm

锚具类别		a
支承式锚具 (钢丝束墩头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
锥塞式锚具(钢丝束的钢质锥形锚具等)		5
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8
单根螺纹钢筋的锥形锚具		5
注 1: 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数据确定。		
注 2: 其他类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。		

11.1.17 后张法构件预应力曲线钢筋或折线钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{11} , 应根据预应力曲线钢筋或折线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力钢筋变形值等于锚具变形和钢筋内缩值的条件确定, 反向摩擦系数可按表 11.1.18 中数值采用。

常用束形的后张预应力钢筋在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{11} 应按照附录 J 计算。

11.1.18 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{12} (如图 11.1.18 所示), 宜按下列公式计算:

$$\sigma_{12} = \sigma_{\text{con}} \left(1 - \frac{1}{e^{kx + \mu\theta}} \right) \quad (11.1.18-1)$$

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

$$\sigma_{l2} = (\kappa x + \mu\theta) \sigma_{\text{con}} \quad (11.1.18-2)$$

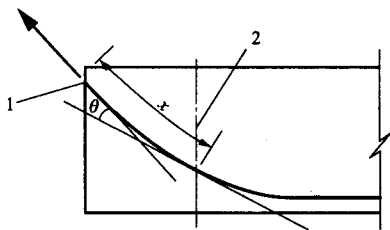
式中:

- σ_{con} —— 预应力钢筋的张拉控制应力;
 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部分切线的夹角, rad;
 μ —— 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按表 11.1.18 采用;
 κ —— 考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 11.1.18 采用。

表 11.1.18 摩擦系数 κ 和 μ 值

孔道成型方式	κ	μ
预埋波纹管	0.0015	0.25
预埋钢管	0.0010	0.30
橡胶管或钢管抽芯成型	0.0014	0.55
预埋铁皮管	0.0030	0.35

注 1: 表中系数也可根据实测数据确定。
 注 2: 当采用钢丝束的钢质锥形锚具及类似形式锚具时, 尚应考虑锚环口处的附加摩擦损失, 其值可根据实测数据确定。



1—张拉端; 2—计算截面

图 11.1.18 预应力摩擦损失计算

11.1.19 混凝土收缩、徐变引起受拉区和受压区预应力钢筋的预应力损失值 σ_{l5} 、 σ'_{l5} 可按下列公式计算：

1 一般情况：

先张法构件：

$$\sigma_{l5} = \frac{45 + \frac{280\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho} \quad (11.1.19-1)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{45 + \frac{280\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho'} \quad (11.1.19-2)$$

后张法构件：

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + \frac{280\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho} \quad (11.1.19-3)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{35 + \frac{280\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1+15\rho'} \quad (11.1.19-4)$$

式中：

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

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度；

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

在受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力

DL/T 5057 — 2009

σ_{pc} 、 σ'_{pc} 应按 11.1.5 和 11.1.6 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，非预应力钢筋中的应力 σ_{l5} 、 σ'_{l5} 应取等于零； σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于 $0.5 f'_{cu}$ ；当 σ'_{pc} 为拉应力时，则式 (11.1.19-2)、式 (11.1.19-4) 中的 σ'_{pc} 应取等于零；计算 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时可根据构件制作情况考虑自重的影响。

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

2 重要的结构构件，当需要考虑与时间相关的混凝土收缩、徐变及钢筋应力松弛的预应力损失值时，可按照附录 K 进行计算。

注 1：当采用泵送混凝土时，宜根据实际情况考虑混凝土收缩、徐变引起预应力损失值的增大。

注 2：预应力混凝土闸墩的 σ_{l5} 按 13.11.1 采用。

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

11.1.21 预应力构件在各阶段预应力损失值的组合可按表 11.1.21 进行。

表 11.1.21 各阶段预应力损失值的组合

项次	预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
1	混凝土预压前（第一批）的损失	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4}$	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$
2	混凝土预压后（第二批）的损失	σ_{l5}	$\sigma_{l4} + \sigma_{l5} + \sigma_{l6}$
注：先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值 σ_{l4} 在第一批和第二批损失中所占的比例，如需区分，可根据实际情况确定。			

11.1.22 水工建筑物预应力混凝土结构构件的配筋构造要求应

根据具体情况确定，对于梁、板类预应力混凝土构件配筋构造要求，可按照有关规范的规定。

11.2 正截面承载力计算的一般规定

11.2.1 预应力混凝土结构构件正截面承载力计算的基本假定与 9.1.1 和 9.1.2 相同。

11.2.2 纵向受拉钢筋屈服和受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区计算高度 ξ_b ，当截面受拉区内配有不同种类或不同预应力值的钢筋时，应分别按下列公式计算，并取其较小值：

非预应力有屈服点钢筋（热轧钢筋）：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1.0 + \frac{f_y}{0.0033E_s}} \quad (11.2.2-1)$$

非预应力无屈服点钢筋（钢丝、钢绞线、钢棒、螺纹钢筋）：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1.6 + \frac{f_{py}}{0.0033E_s}} \quad (11.2.2-2)$$

预应力无屈服点钢筋（钢丝、钢绞线、钢棒、螺纹钢筋）：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1.6 + \frac{(f_{py} - \sigma_{p0})}{0.0033E_s}} \quad (11.2.2-3)$$

式中：

h_0 ——截面有效高度；

x_b ——界限受压区计算高度；

f_y ——非预应力有屈服点纵向受拉钢筋的强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

f_{py} ——预应力（或非预应力）无屈服点纵向受拉钢筋的强度设计值，按表 6.2.3-2 采用；

E_s —— 钢筋弹性模量, 按表 6.2.4 采用;

σ_{p0} —— 受拉区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋中的应力, 按式(11.1.5-3)或(11.1.5-6)计算。

11.2.3 钢筋应力可根据截面应变保持为平面的假定计算, 也可按下列公式计算:

1 对非预应力钢筋:

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0i}} - 0.8 \right) \quad (11.2.3-1)$$

此时, 钢筋应力应符合下列条件:

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (11.2.3-2)$$

2 对预应力钢筋:

$$\sigma_{pi} = \frac{f_{py} - \sigma_{p0i}}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0i}} - 0.8 \right) + \sigma_{p0i} \quad (11.2.3-3)$$

此时, 钢筋应力应符合下列条件:

$$\sigma_{p0i} - f'_{py} \leq \sigma_{pi} \leq f_{py} \quad (11.2.3-4)$$

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

式(11.2.3-1)~式(11.2.3-4)中:

h_{0i} —— 第 i 层纵向钢筋截面重心至混凝土受压区边缘的距离;

x —— 混凝土受压区计算高度;

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

f'_y 、 f'_{py} —— 纵向非预应力钢筋、预应力钢筋的抗压强度设计值, 按表 6.2.3-1 和表 6.2.3-2 确定;

σ_{p0i} —— 第 i 层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力

为零时的预应力钢筋应力，按式 (11.1.5-3) 或式 (11.1.5-6) 计算。

11.3 正截面受弯承载力计算

11.3.1 矩形截面或翼缘位于受拉区的 T 形截面受弯构件，其正截面受弯承载力应符合下列规定 (如图 11.3.1 所示)：

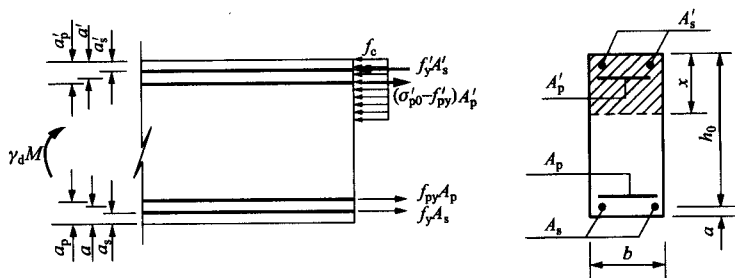


图 11.3.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \right] \quad (11.3.1-1)$$

混凝土受压区计算高度应按下列公式计算：

$$f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (11.3.1-2)$$

混凝土受压区计算高度尚应符合下列规定：

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (11.3.1-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (11.3.1-4)$$

式中：

M ——弯矩设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 6.1.4 采用；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积；

- γ_d —— 预应力混凝土结构的结构系数, 按表 5.2.1 采用;
- σ'_{p0} —— 受压区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力, 按式 (11.1.5-3) 或式 (11.1.5-6) 计算;
- 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 —— 受压区纵向非预应力钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离;
- a' —— 纵向受压钢筋合力点至受压区边缘的距离, 当受压区未配置纵向预应力钢筋或受压区纵向预应力钢筋的应力 ($\sigma'_{p0} - f'_{py}$) 为拉应力时, 式 (11.3.1-4) 中的 a' 应用 a'_s 代替。

11.3.2 翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件 (如图 11.3.2 所示), 其正截面受弯承载力应符合下列规定:

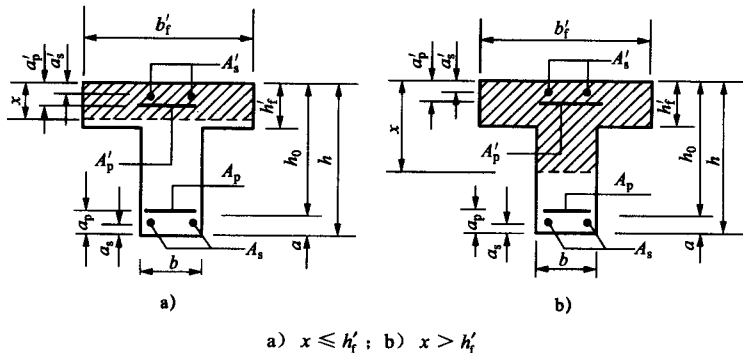


图 11.3.2 T 形截面受弯构件受压区高度

1 当符合下列条件时:

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (11.3.2-1)$$

则应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算。

2 当不符合式 (11.3.2-1) 的条件时, 计算中应考虑截面中

腹板受压的作用，其正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \right] \quad (11.3.2-2)$$

混凝土受压区计算高度应按下列公式计算：

$$f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (11.3.2-3)$$

式中：

h'_f ——T形截面受压区的翼缘高度；

b'_f ——T形截面受压区的翼缘计算宽度，按9.2.3的规定确定。

按上述公式计算T形截面受弯构件时，混凝土受压区高度仍应符合式(11.3.1-3)、式(11.3.1-4)的规定。

11.3.3 受弯构件正截面受弯承载力的计算，应符合 $x \leq \xi_b h_0$ 的要求。当由构造要求或按正常使用极限状态计算要求所配置的纵向受拉钢筋截面面积大于受弯承载力要求时，则在验算 $x \leq \xi_b h_0$ 时，可仅取受弯承载力条件所需要的纵向受拉钢筋截面面积。

11.3.4 当计算中考虑非预应力受压钢筋且不符合式(11.3.1-4)的条件时，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_{py} A_p (h - a_p - a'_s) + f_y A_s (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (a'_p - a'_s)] \quad (11.3.4)$$

式中：

a_s 、 a_p ——受拉区纵向非预应力钢筋、纵向预应力钢筋至受拉边缘的距离。

11.4 正截面受拉承载力计算

11.4.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_y A_s + f_{py} A_p) \quad (11.4.1)$$

式中:

N ——轴向力设计值;

A_s 、 A_p ——非预应力钢筋、预应力钢筋的全部截面面积。

11.4.2 轴向力 N 作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点及 A'_s 与 A'_p 的合力点之间的小偏心受拉构件, 其正截面受拉承载力应符合下列规定 (如图 11.4.2 所示):

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_y A'_s (h_0 - a'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - a'_p)] \quad (11.4.2-1)$$

$$Ne' \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_y A_s (h'_0 - a_s) + f_{py} A_p (h'_0 - a_p)] \quad (11.4.2-2)$$

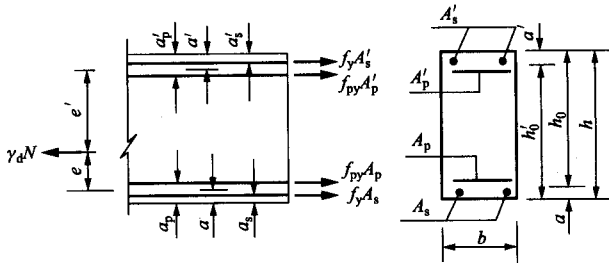


图 11.4.2 小偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算

11.4.3 轴向力 N 不作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点及 A'_s 与 A'_p 的合力点之间的矩形截面大偏心受拉构件, 其正截面受拉承载力应符合下列规定 (如图 11.4.3 所示):

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - f_c b x] \quad (11.4.3-1)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \right] \quad (11.4.3-2)$$

此时，混凝土受压区计算高度应符合 $x \leq \xi_b h_0$ 的要求，当计算中考虑非预应力受压钢筋时，则尚应符合 $x \geq 2a'$ 的条件。当 $x < 2a'$ 时，可按式 (11.4.2-2) 计算。

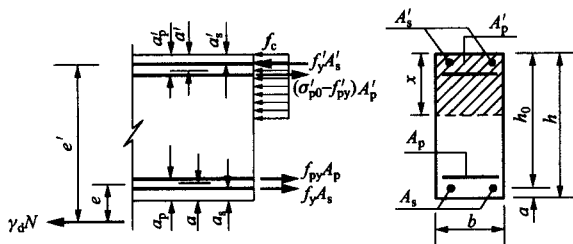


图 11.4.3 矩形截面大偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算

11.4.4 对称配筋的矩形截面偏心受拉构件的承载力，不论大、小偏心受拉情况，均可按式 (11.4.2-2) 计算。

11.5 斜截面承载力计算

11.5.1 预应力混凝土受弯构件，其受剪截面应符合 9.5.1 的要求。

11.5.2 在计算预应力混凝土受弯构件的受剪承载力时，其计算位置应按 9.5.2 确定。

11.5.3 预应力混凝土受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

当仅配有箍筋时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_p) \quad (11.5.3-1)$$

$$V_p = 0.05 N_{p0} \quad (11.5.3-2)$$

当配有箍筋及弯起钢筋时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_p + V_{sb} + V_{pb}) \quad (11.5.3-3)$$

$$V_{sb} = f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (11.5.3-4)$$

$$V_{pb} = f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p \quad (11.5.3-5)$$

式中:

V ——构件斜截面上的剪力设计值,按 5.2.1 和 9.5.6 的规定计算;

V_c ——混凝土的受剪承载力,按 9.5.3 的规定计算;

V_{sv} ——箍筋的受剪承载力,按 9.5.3 的规定计算;

V_p ——由预应力提高的构件受剪承载力;

V_{pb} ——预应力弯起钢筋的受剪承载力;

A_{pb} ——同一弯起平面内预应力弯起钢筋的截面面积;

α_p ——斜截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角;

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向应力为零时的纵向预应力钢筋及非预应力钢筋的合力,按 11.1.6 的规定计算;当 $N_{p0} > 0.3 f_c A_0$ 时,取 $N_{p0} = 0.3 f_c A_0$,此处, A_0 为构件换算截面面积;当配有预应力弯起钢筋,按式 (11.5.3-2) 计算 V_p 时, N_{p0} 中不考虑预应力弯起钢筋的作用。

其余符号同 9.5.3。

注 1: 当混凝土法向应力等于零时,纵向预应力钢筋及非预应力钢筋的合力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况,以及预应力混凝土连续梁和允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁,均取 $V_p = 0$ 。

注 2: 对于先张法预应力混凝土梁,在计算预应力钢筋及非预应力钢筋的合力 N_{p0} 时,应按 11.1.8 和 11.6.7 的规定考虑预应力钢筋传递长度的影响。

11.5.4 预应力混凝土受弯构件,若符合下式要求时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_p) \quad (11.5.4)$$

则可不进行斜截面受剪承载力计算,而仅需根据 13.2.7 的规定,

按构造要求配置箍筋。

11.5.5 受弯构件的配筋应符合 12.3.1~12.3.4、13.2.3~13.2.7、13.2.10 和 13.2.11 的要求。

11.6 抗裂验算

11.6.1 预应力混凝土构件应分别按下列规定进行正截面抗裂验算：

1 一级——严格要求不出现裂缝的构件：

在标准组合下应符合下列规定：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (11.6.1-1)$$

2 二级——一般要求不出现裂缝的构件：

在标准组合下应符合下列规定：

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq \alpha_{ct} \gamma f_{tk} \quad (11.6.1-2)$$

式中：

σ_{ck} ——标准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，按式(11.1.5-1)或式(11.1.5-4)计算；

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数， $\alpha_{ct} = 0.7$ ；

γ ——受拉区混凝土塑性影响系数，按表 11.6.1 采用；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 6.1.3 采用。

注：对于受弯和大偏心受压的预应力混凝土构件，其预拉区在施工阶段出现裂缝的区段，式(11.6.1-1)~式(11.6.1-2)中的 σ_{pc} 和 $\alpha_{ct} \gamma f_{tk}$ 应乘以系数 0.9。

表 11.6.1 受拉区混凝土塑性影响系数

项次	构件类别		γ
1	受弯、偏心受压		γ_m
2	偏心受拉	当 $\sigma_m \leq 0$ 时	γ_m
		当 $\sigma_m > 0$ 时	$\gamma_m - (\gamma_m - 1) \sigma_m / f_{tk}$

表 11.6.1 (续)

项次	构件类别	γ
3	轴心受拉	1
注1: γ_m 为截面抵抗矩塑性系数, 按照附录 F 取用。 σ_m 为抗裂验算时截面上混凝土的平均应力, 按式 (11.6.2-1) 或式 (11.6.2-2) 计算。 注2: 对项次 2 的偏心受拉构件, 当 $\gamma < 1.0$ 时, 取 $\gamma = 1.0$ 。		

11.6.2 抗裂验算时截面上混凝土的平均应力 σ_m 应按下列公式计算:

1 先张法构件:

$$\sigma_m = \frac{N_k - N_{p0}}{A_0} \quad (11.6.2-1)$$

2 后张法构件:

$$\sigma_m = \frac{N_k}{A_0} - \frac{N_p}{A_n} \quad (11.6.2-2)$$

11.6.3 在标准组合下, 抗裂验算边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算:

1 轴心受拉构件:

$$\sigma_{ck} = \frac{N_k}{A_0} \quad (11.6.3-1)$$

2 受弯构件:

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \quad (11.6.3-2)$$

3 偏心受拉和偏心受压构件:

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \pm \frac{N_k}{A_0} \quad (11.6.3-3)$$

式中:

N_k 、 M_k ——按标准组合计算的轴向力值、弯矩值;

A_0 —— 构件换算截面面积；

W_0 —— 构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩。

注：式 (11.6.3-3) 中的右边项，当轴向力为拉力时取加号，为压力时取减号。

11.6.4 预应力混凝土受弯构件应分别按下列规定进行斜截面抗裂验算：

1 混凝土主拉应力：

- 1) 一级——严格要求不出现裂缝的构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.85 f_{tk} \quad (11.6.4-1)$$

- 2) 二级——一般要求不出现裂缝的构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.95 f_{tk} \quad (11.6.4-2)$$

2 混凝土主压应力：

对于严格要求和一般要求不出现裂缝的构件，均应符合下列规定：

$$\sigma_{cp} \leq 0.60 f_{ck} \quad (11.6.4-3)$$

式中：

σ_{tp} 、 σ_{cp} —— 标准组合下混凝土的主拉应力和主压应力，按 11.6.5 确定。

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

注：对于允许出现裂缝的吊车梁，在静力计算中应符合式 (11.6.4-2) 和式 (11.6.4-3) 的规定。

11.6.5 混凝土主拉应力和主压应力应按下列公式计算：

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{array} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (11.6.5-1)$$

$$\sigma_x = \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad (11.6.5-2)$$

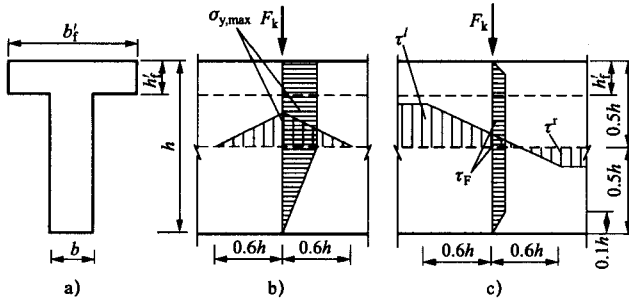
$$\tau = \frac{(V_k - \sum \sigma_{pc} A_{pb} \sin \alpha_p) S_0}{I_0 b} \quad (11.6.5-3)$$

式中：

- V_k ——按标准组合计算的剪力值；
- σ_x ——由预加力和弯矩值 M_k 在截面计算纤维处产生的混凝土法向应力；
- σ_y ——由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力；
- τ ——由剪力值 V_k 和预应力弯起钢筋的预加力在截面计算纤维处产生的混凝土剪应力；当计算截面上作用有扭矩时，尚应考虑扭矩引起的剪应力；对于后张法预应力混凝土超静定结构构件，在计算剪应力时，尚应计入预加力引起的次剪力；
- σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后，在截面计算纤维处由预加力产生的混凝土法向应力，按式（11.1.5-1）或式（11.1.5-4）计算；
- σ_{pe} ——预应力钢筋的有效预应力；
- y_0 ——换算截面重心至截面计算纤维处的距离；
- S_0 ——截面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；
- I_0 ——换算截面惯性矩；
- A_{pb} ——计算截面处同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面积；
- α_p ——计算截面处预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

注：式（11.6.5-1）、式（11.6.5-2）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。

11.6.6 对于预应力混凝土梁，在集中力作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内，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 11.6.6 确定，其应力的最大值可按下列公式计算：



a) 截面；b) 竖向压应力 σ_y 分布；c) 剪应力 τ 分布

图 11.6.6 预应力混凝土梁集中力作用点附近应力分布

$$\sigma_{y,\max} = \frac{0.6F_k}{bh} \quad (11.6.6-1)$$

$$\tau_F = \frac{\tau^l - \tau^r}{2} \quad (11.6.6-2)$$

$$\tau^l = \frac{V_k^l S_0}{I_0 b} \quad (11.6.6-3)$$

$$\tau^r = \frac{V_k^r S_0}{I_0 b} \quad (11.6.6-4)$$

式中：

τ^l 、 τ^r ——位于集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧 $0.6h$ 处截面上的剪应力；

τ_F ——集中荷载标准值 F_k 作用截面上的剪应力；

V_k^l 、 V_k^r ——集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧截面上的剪力标准值。

11.6.7 对先张法预应力混凝土构件端部进行斜截面受剪承载力计算以及正截面、斜截面抗裂验算时, 应计入预应力钢筋在其预应力传递长度 l_{tr} 范围内实际应力值的变化。预应力钢筋的实际预应力按线性规律增大, 在构件端部应取为零, 在其预应力传递长度的末端取有效预应力值 σ_{pe} (如图 11.6.7 所示), 预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按 11.1.8 确定。

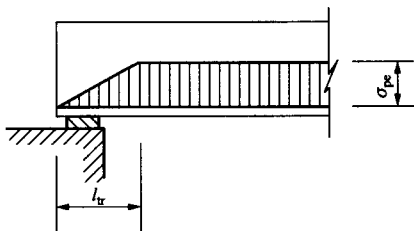


图 11.6.7 预应力传递长度 l_{tr} 范围内有效预应力值的变化

11.7 裂缝宽度验算

11.7.1 使用阶段允许出现裂缝的预应力混凝土构件, 应验算裂缝宽度。按标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度计算值 w_{max} 不应超过表 5.3.3 规定的限值。

11.7.2 矩形、T 形和 I 形截面的预应力混凝土轴心受拉和受弯构件, 按标准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:

$$w_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk} - \sigma_0}{E_s} l_{cr} \quad (11.7.2-1)$$

$$\psi = 1 - 1.1 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (11.7.2-2)$$

$$l_{cr} = \left(2.2c + 0.09 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \nu \quad (20\text{mm} \leq c \leq 65\text{mm}) \quad (11.7.2-3)$$

$$\text{或 } l_{\text{cr}} = \left(65 + 1.2c + 0.09 \frac{d}{\rho_{\text{te}}} \right) \nu \quad (65\text{mm} < c \leq 150\text{mm}) \quad (11.7.2-4)$$

式中:

α_{cr} ——考虑构件受力特征的系数, 对于预应力混凝土受弯构件, 取 $\alpha_{\text{cr}} = 1.90$; 对于预应力混凝土轴心受拉构件, 取 $\alpha_{\text{cr}} = 2.35$;

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

l_{cr} ——平均裂缝间距;

ν ——考虑钢筋表面形状和预应力张拉方法系数, 按表 11.7.2 采用; 当采用不同种类的钢筋时, ν 按钢筋周长加权平均取值;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值, 按表 6.1.3 采用;

c ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 (以 mm 计), 当 $c < 20\text{mm}$ 时, 取 $c = 20\text{mm}$; 当 $c > 150\text{mm}$ 时, 取 $c = 150\text{mm}$;

d ——钢筋直径 (以 mm 计), 当钢筋用不同直径时, 式中的 d 改用换算直径 $4A_s/u$, 此处 u 为纵向受拉钢筋截面总周长;

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋 (非预应力钢筋 A_s 及预应力钢筋 A_p) 的有效配筋率, 按下列规定计算: $\rho_{\text{te}} = \frac{A_s + A_p}{A_{\text{te}}}$, 当 $\rho_{\text{te}} < 0.03$ 时, 取 $\rho_{\text{te}} = 0.03$;

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积, 对受弯构件, 取为其重心与 A_s 及 A_p 重心相一致的混凝土面积, 即 $A_{\text{te}} = 2ab$, 其中, a 为受拉钢筋 (A_s 及 A_p) 重心距截面受拉边缘的距离, b 为矩形截面的宽度, 对有受拉翼缘的倒 T 形及 I 形截面, b 为受拉翼缘宽度; 对轴心受拉构件,

当预应力钢筋配置在截面中心范围时，则 A_{te} 取为构件全截面面积；

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

σ_{sk} ——按标准组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力，按 11.7.3 计算；

σ_0 ——钢筋的初始应力，按 10.2.2 的规定取值。

表 11.7.2 考虑预应力张拉方法的钢筋表面形状系数 ν

钢筋类别	非预应力钢筋		先张法预应力钢筋			后张法预应力钢筋		
	光圆钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢筋	螺纹钢筋	钢绞线、钢丝、螺旋槽钢棒	螺旋肋钢筋	螺纹钢筋	钢绞线、钢丝、螺旋槽钢棒
ν	1.4	1.0	1.0	1.0	1.2	1.1	1.2	1.5

11.7.3 在标准组合下，预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力可按下列公式计算：

1 轴心受拉构件：

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k - N_{p0}}{A_s + A_p} \quad (11.7.3-1)$$

2 受弯构件：

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 - N_{p0}(z - e_p)}{(A_s + A_p)z} \quad (11.7.3-2)$$

$$e = \frac{M_k \pm M_2}{N_{p0}} + e_p \quad (11.7.3-3)$$

式中：

z ——受拉区纵向非预应力钢筋和预应力钢筋合力点至截

面受压区合力点的距离，可按式(10.2.3-4)计算，其中 e 按式(11.7.3-3)计算；

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

A_p ——受拉区纵向预应力钢筋截面面积：对于轴心受拉构件，取全部纵向预应力钢筋截面面积；对于受弯构件，取受拉区纵向预应力钢筋截面面积；

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积：对于轴心受拉构件，取全部纵向钢筋截面面积；对于受弯构件，取受拉区纵向钢筋截面面积；

M_2 ——后张法预应力混凝土超静定结构构件中的次弯矩，按 11.1.7 的规定确定。

注：在式(11.7.3-2)、式(11.7.3-3)中，当 M_2 与 M_k 的作用方向相同时，取加号；当 M_2 与 M_k 的作用方向相反时，取减号。

11.8 受弯构件挠度验算

11.8.1 预应力混凝土受弯构件的挠度应按标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度 B 进行计算，所求得的挠度计算值不应超过表 5.3.4 规定的限值。

11.8.2 预应力混凝土受弯构件的刚度 B 可按下列公式计算：

$$B = 0.65B_{ps} \quad (11.8.2)$$

式中：

B_{ps} ——标准组合下受弯构件的短期刚度，按 11.8.3 计算。

注：对翼缘在受拉区的倒 T 形截面， $B = 0.5B_{ps}$ 。

11.8.3 标准组合下预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_{ps} ，可按下列公式计算：

1 要求不出现裂缝的构件：

$$B_{ps} = 0.85E_c I_0 \quad (11.8.3-1)$$

2 允许出现裂缝的构件:

$$B_{ps} = \frac{B_s}{1 - 0.8\delta} \quad (11.8.3-2)$$

$$\delta = \frac{M'_{p0}}{M_k} \quad (11.8.3-3)$$

$$M'_{p0} = N_{p0}(\eta_0 h_0 - e_p) \quad (11.8.3-4)$$

$$\eta_0 = \frac{1}{1.5 - 0.3\sqrt{\gamma'_f}} \quad (11.8.3-5)$$

式中:

B_s ——出现裂缝的钢筋混凝土受弯构件的短期刚度,按式(10.4.3-2)计算,式中的纵向受拉钢筋配筋率 ρ 包括非预应力钢筋及预应力钢筋截面面积在内,即

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{bh_0};$$

δ ——消压弯矩与按作用效应标准组合计算的弯矩值的比值,简称预应力度;

M'_{p0} ——非预应力钢筋及预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的消压弯矩;

N_{p0} ——混凝土法向应力为零时的预应力钢筋及非预应力钢筋的合力,按11.1.6的规定计算;

e_p ——混凝土法向应力为零时预应力钢筋及非预应力钢筋合力 N_{p0} 的作用点至预应力及非预应力钢筋合力点的距离;

γ'_f ——受压翼缘面积与腹板有效面积的比值,同10.2.3。

注:预压时预拉区出现裂缝的构件, B_{ps} 应降低10%。

11.8.4 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预应力反拱值,可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算,并考虑预压应力长期作用的影响,此时,将计算求得的预加力反拱值乘以增大系数2.0;在计算中,预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失。

注:永久作用所占比例较小的构件,应考虑反拱过大对使用上的不利影响。

12 一般构造规定

12.1 永久缝和临时缝

12.1.1 结构受温度变化和混凝土干缩作用时，应设置伸缩缝；当地基有不均匀沉陷或冻胀时，应设置沉降缝。在高程有突变的地基上浇筑的结构，在突变处也宜分缝。永久的伸缩缝和沉降缝应做成贯通式。具有独立基础的排架、框架结构，当设置伸缩缝时，其双柱基础可不断开。

承受水压的结构，缝内应设置止水。

12.1.2 施工期间设置的临时缝和临时宽缝应尽量与施工缝相结合，并设置在结构受力较小处。

临时缝和临时宽缝应根据具体情况，设置键槽和插筋，在基础沉陷基本完成和两侧混凝土冷却后再进行接缝处理；并宜在结构的最低温度期间进行。

12.1.3 伸缩缝的间距可根据当地的气候条件、结构型式、施工程序、温度控制措施和地基特性等情况按照表 12.1.3 采用。

经温度作用计算、沉降计算或采用其他可靠技术措施后，伸缩缝间距可不受表 12.1.3 的限制。

表 12.1.3 混凝土结构伸缩缝最大间距 m

结构类别		室内或地下		露天	
		岩基	软基	岩基	软基
素混凝土结构	现浇式（未配构造钢筋）	15	20	10	15
	现浇式（配有构造钢筋）	20	30	15	20
	装配式	30	40	20	30

表 12.1.3 (续)

结构类别		室内或地下		露天	
		岩基	软基	岩基	软基
钢筋混凝土结构	框架结构(现浇式)	45	55	30	35
	框架结构(装配式)	60	75	45	50
	排架结构(现浇式)	75	75	45	45
	排架结构(装配式)	100	100	70	70
	墙式结构(现浇式)	20	30	15	20
水闸底板				20	35
地下涵管、压力水管、倒虹吸管		20	25	15	20
渡槽槽身、架空管道				25	25
注 1: 在老混凝土上浇筑的结构, 伸缩缝间距可取与岩基上的结构相同。 注 2: 位于气候干燥或高温多雨地区的结构、混凝土收缩较大或施工期外露时间较长的结构, 宜适当减小伸缩缝间距。 注 3: 表中墙式结构系指挡土墙、厂房实体边墙一类结构。室内或地下现浇墙式结构, 当施工期有良好工艺和保温养护措施时, 伸缩缝最大间距可适当增加。					

12.2 混凝土保护层

12.2.1 混凝土保护层厚度为钢筋外边缘到最近混凝土表面的距离。

12.2.2 纵向受力普通钢筋和预应力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于钢筋直径及表 12.2.2 所列的数值, 同时也不应小于粗骨料最大粒径的 1.25 倍。

表 12.2.2 纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度 mm

项次	构件类别	环境类别				
		一	二	三	四	五
1	板、墙	20	25	30	40	45
2	梁、柱、墩	30	35	45	50	55

表 12.2.2 (续)

项次	构件类别	环境类别				
		一	二	三	四	五
3	截面厚度不小于 2.5m 的底板及墩墙	30	40	50	55	60
注 1: 表中数值为设计使用年限 50 年的混凝土保护层厚度, 对于设计使用年限为 100 年的混凝土结构, 应将表中数值适当增大。 注 2: 钢筋端头保护层不应小于 15mm。 注 3: 直接与地基接触的结构底层钢筋或无检修条件的结构, 保护层厚度宜适当增大。 注 4: 有抗冲耐磨要求的结构面层钢筋, 保护层厚度应适当增大。 注 5: 钢筋表面涂塑或结构外表面敷设永久性涂料或面层时, 保护层厚度可适当减小。 注 6: 严寒和寒冷地区受冰冻的部位, 保护层厚度还应符合现行 DL/T 5082 的规定。						

12.2.3 板、墙、壳中分布钢筋的保护层厚度不应小于表 12.2.2 中相应数值减去 10mm, 且不应小于 10mm; 梁、柱中箍筋和构造钢筋的保护层厚度不应小于 15mm。

12.2.4 处于一类环境、混凝土强度等级不低于 C20 且浇筑质量有保证的预制构件或薄板, 其保护层厚度可按表 12.2.2 中的规定值减少 5mm, 但预应力钢筋的保护层厚度不应小于 20mm; 预制肋形板主肋钢筋的保护层厚度应按梁的数值取用。

12.2.5 对有防火要求的建筑物, 其混凝土保护层厚度尚应符合国家有关标准的要求。

12.3 钢筋的锚固

12.3.1 绑扎骨架中的受力光圆钢筋应在末端做成 180°弯钩, 带肋钢筋和焊接骨架、焊接网以及轴心受压构件中的光圆钢筋可不作弯钩。

当板厚小于 120mm 时, 板的上层钢筋可做成直抵板底的直钩。

12.3.2 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时, 受拉钢筋伸入支座的锚固长度不应小于表 12.3.2 中规定的数值。纵向受压钢筋的

锚固长度不应小于表 12.3.2 所列数值的 0.7 倍。

表 12.3.2 普通受拉钢筋的最小锚固长度 l_a

项次	钢筋类型	混凝土强度等级				
		C15	C20	C25	C30、C35	≥ C40
1	HPB235 级、HPB300 级	40d	35d	30d	25d	20d
2	HRB335 级		40d	35d	30d	25d
3	HRB400 级、RRB400 级		50d	40d	35d	30d
4	HRB500 级		55d	50d	40d	35d

注 1: 表中 d 为钢筋直径。
注 2: 表中光圆钢筋的锚固长度 l_a 值不包括弯钩长度。

当符合下列条件时，最小锚固长度应进行修正：

1 当 HRB335、HRB400、RRB400 和 HRB500 级钢筋的直径大于 25mm 时，其锚固长度应乘以修正系数 1.1。

2 当钢筋在混凝土施工过程中易受扰动（如滑模施工）时，其锚固长度应乘以修正系数 1.1。

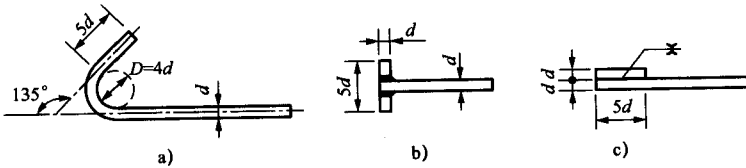
3 当 HRB335、HRB400、RRB400 和 HRB500 级钢筋在锚固区的间距大于 180mm，混凝土保护层厚度大于钢筋直径 3 倍或大于 80mm 且配有箍筋时，其锚固长度可乘以修正系数 0.8。

4 除构造需要的锚固长度外，当纵向受力钢筋的实际配筋截面面积大于其设计计算截面面积时，如有充分依据和可靠措施，其锚固长度可乘以设计计算截面面积与实际配筋截面面积的比值。但对有抗震设防要求及直接承受动力荷载的结构构件，不得采用此项修正。

5 构件顶层水平钢筋（其下浇筑的新混凝土厚度大于 1m 时）的 l_a 宜乘以修正系数 1.2。

经上述修正后的锚固长度不应小于表 12.3.2 中的最小锚固长度的 0.7 倍，且不应小于 250mm。

12.3.3 当 HRB335、HRB400、RRB400 和 HRB500 级纵向受拉钢筋锚固长度不能满足 12.3.2 的规定时,可在钢筋末端做弯钩[弯钩形式不同于光圆钢筋,如图 12.3.3 (a) 所示]、加焊锚板[如图 12.3.3 (b) 所示],或在末端采用贴焊锚筋[如图 12.3.3 (c) 所示]等机械锚固形式。



a) 末端带 135° 弯钩; b) 末端与钢板穿孔塞焊; c) 末端与短钢筋双面贴焊

图 12.3.3 钢筋机械锚固的形式及构造要求

采用机械锚固后,最小锚固长度可按 12.3.2 规定的 l_a 乘以机械锚固的折减系数 0.7 后取用,但需符合下列要求:

- 1 钢筋的侧向保护层不小于 $3d$ 。
- 2 锚固长度范围内,箍筋间距不大于 $5d$ 及 100mm ;箍筋直径不应小于 $0.25d$,箍筋数量不少于 3 个;当纵向钢筋的混凝土保护层厚度不小于钢筋直径的 5 倍时,可不配置上述箍筋。
- 3 附加锚固端头的搁置方向宜偏向截面内部或平置。

贴焊锚筋及做弯钩的锚固形式不宜用于受压钢筋的锚固。

12.3.4 成束钢筋的锚固长度不应小于 $1.4l_a$ (用于 2 根钢筋成束) 或 $1.7l_a$ (用于 3 根钢筋成束)。 l_a 为 12.3.2 所规定的单根钢筋锚固长度。

12.3.5 水闸或溢流坝的闸墩等结构构件,当底部固接于大体积混凝土时,其受拉钢筋应伸入大体积混凝土中拉应力数值小于 $0.7f_t$ 的位置后,再延伸一个锚固长度 l_a ,当底部混凝土内应力分布未具体确定时,其伸入长度可参照已建工程的经验确定。

当边墩设置上述锚固钢筋时,还应根据边墩受力情况,沿底

部混凝土表面配置一定数量的水平钢筋。

对于水池或输水道等的边墙，其底部不属于大体积混凝土而是一般尺寸的底板时，则其边墙与底板交接处的受力钢筋搭接方式应按框架顶层节点的原则处理。

12.4 钢筋的接头

12.4.1 钢筋连接可分为两类：绑扎搭接；机械连接或焊接。焊接接头和机械连接接头的类型及质量应符合国家现行有关标准的规定。

钢筋直径 $d \leq 28\text{mm}$ 的焊接接头，宜采用闪光对头焊或搭接焊； $d > 28\text{mm}$ 时，宜采用帮条焊，帮条截面面积应为受力钢筋截面面积的 1.5 倍。不同直径的钢筋不应采用帮条焊。搭接焊和帮条焊接头宜采用双面焊缝，钢筋的搭接长度不应小于 $5d$ 。当施焊条件困难而采用单面焊缝时，其搭接长度不应小于 $10d$ 。

12.4.2 钢筋采用绑扎搭接接头时，受拉钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_a$ ，且不应小于 300mm ；受压钢筋的搭接长度不应小于 $0.85l_a$ ，且不应小于 200mm 。 l_a 按表 12.3.2 取用。

焊接骨架受力方向的钢筋接头采用绑扎接头时，受拉钢筋的搭接长度不应小于 l_a ；受压钢筋的搭接长度不应小于 $0.7l_a$ 。

轴心受拉或小偏心受拉构件以及承受振动的构件不得采用绑扎搭接接头。

双面配置受力钢筋的焊接骨架，不得采用绑扎搭接接头。

受拉钢筋直径 $d > 28\text{mm}$ ，或受压钢筋直径 $d > 32\text{mm}$ 时，不宜采用绑扎搭接接头。

12.4.3 梁、柱的绑扎骨架中，在绑扎接头的搭接长度范围内，当钢筋受拉时，其箍筋间距不应大于 $5d$ ，且不大于 100mm ；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于 $10d$ ，且不大于 200mm 。此处， d 为搭接钢筋中的最小直径。箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍。

当受压钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，尚应在搭接接头两个端面外 100mm 范围内各设置两个箍筋。

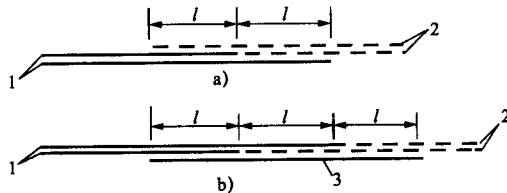
12.4.4 钢筋的接头位置宜设置在构件的受力较小处，并宜错开。

采用焊接接头和机械连接接头时，在接头处 $35d$ 且不小于 500mm 的区段内，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；接头的受拉钢筋截面面积与受拉钢筋总截面面积的比值不宜超过 1/2，装配式构件连接处及临时缝处的焊接接头钢筋可不受此比值限制。

采用绑扎接头时，从任一接头中心至 1.3 倍搭接长度范围内，受拉钢筋的接头比值不宜超过 1/4；当接头比值为 1/3 或 1/2 时，钢筋的搭接长度应分别乘以 1.1 及 1.2。

受压钢筋的接头比值不宜超过 1/2。

12.4.5 成束钢筋的搭接长度 l 应为单根钢筋搭接长度的 1.4 倍（2 根束）或 1.7 倍（3 根束）。2 根束钢筋的搭接方式如图 12.4.5 所示。



a) 错开布置；b) 不错开布置

1, 2—受力钢筋；3—附加钢筋

图 12.4.5 2 根成束钢筋的搭接方式

12.4.6 机械连接接头连接件的混凝土保护层厚度宜满足纵向受力钢筋最小保护层厚度的要求。连接件之间的横向净间距不宜小于 25mm。

12.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

12.5.1 钢筋混凝土构件的纵向受力钢筋的配筋率应不小于表

12.5.1 规定的数值。

表 12.5.1 钢筋混凝土构件纵向受力钢筋的最小配筋率 ρ_{\min} %

项次	分 类		钢筋等级	
			HPB235、 HPB300	HRB335、HRB400、 RRB400、HRB500
1	受弯构件、偏心受拉构件的受拉钢筋	梁	0.25	0.20
		板	0.20	0.15
2	轴心受压柱的全部纵向钢筋		0.60	0.50
3	偏心受压构件的受拉或受压钢筋	柱、肋拱	0.25	0.20
		墩墙、板拱	0.20	0.15

注 1: 项次 1、3 中的配筋率是指钢筋截面面积与构件肋宽乘以有效高度的混凝土截面面积的比值, 即 $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 或 $\rho' = \frac{A_s'}{bh_0}$; 项次 2 中的配筋率是指全部纵向钢筋截面面积与柱截面面积之比值。

注 2: 温度、收缩等因素对结构产生的影响较大时, 受拉纵筋的最小配筋率宜适当增大。

注 3: 当结构有抗震设防要求时, 钢筋混凝土框架结构构件的最小配筋率应按第 15 章的规定取值。

注 4: 符合 12.5.2 和 12.5.3 的大体积混凝土的最小配筋量可按 12.5.2 和 12.5.3 确定。

12.5.2 卧置在地基上以承受竖向荷载为主、板厚大于 2.5m 的底板, 当按受弯承载力计算得出的纵向受拉钢筋配筋率 ρ 小于表 12.5.1 项次 1 规定的最小配筋率 ρ_{\min} 时, 应配置的最低限度的受拉纵向钢筋截面面积 A_s 可按下列近似公式计算, 但每米宽度内的钢筋截面面积不得少于 2500 mm²。

$$A_s = \sqrt{\frac{\gamma_d M \rho_{\min} b}{f_y}} \quad (12.5.2)$$

式中:

γ_d —— 结构系数, 按表 5.2.1 采用;

M —— 底板承受的弯矩设计值, 按 5.2.1 的规定计算;

f_y —— 纵向钢筋的抗拉强度设计值, 按表 6.2.3-1 采用;

b —— 板宽;

ρ_{\min} ——板的受拉钢筋最小配筋率，按表 12.5.1 项次 1 取值。

12.5.3 截面厚度大于 2.5m 的墩墙，当按承载力计算得出的竖向钢筋的配筋率小于表 12.5.1 规定的最小配筋率时，可按下列办法处理：

1 当墩墙按大偏心受压构件计算，计算得出的墩墙一侧的竖向受拉钢筋 A_s 的配筋率小于表 12.5.1 项次 3 规定的最小配筋率 ρ_{\min} 时，受拉钢筋 A_s 的最小截面面积可按式 (12.5.2) 计算，但式中 M 用 Ne_0 替代，此处 N 为墩墙承受的轴向压力设计值， e_0 为轴向压力对截面重心轴的偏心距。

2 当墩墙按轴心受压或小偏心受压构件计算，计算得出的全部竖向钢筋的配筋率小于表 12.5.1 项次 2 规定的最小配筋率 ρ'_{\min} 时，全部竖向钢筋的最小截面面积 A'_s 可按下列近似公式计算，但沿周长每米钢筋面积不得少于 1000mm^2 ：

$$A'_s = \frac{\gamma_d N \rho'_{\min}}{f_c} \quad (12.5.3)$$

式中：

N ——墩墙承受的轴向压力设计值，按 5.2.1 的规定计算；

ρ'_{\min} ——轴心受压构件全部纵筋的最小配筋率，按表 12.5.1 项次 2 采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 6.1.4 采用。

12.6 预制构件的接头、吊环与预埋件

12.6.1 预制构件的接头形式应根据结构受力性能和施工条件确定，力求构造简单、传力明确，接头应尽量避免受力最大的位置。

12.6.2 承受弯矩的刚性接头，接头部位的截面刚度应与邻近接头的预制构件的刚度相接近。刚性接头宜采用钢筋为焊接连接的装配整体式接头。应注意选择合理的构造形式和焊接程序，适当

增加构造钢筋。

装配整体式接头应满足施工阶段和使用阶段的强度、稳定性和变形的要求。

12.6.3 装配式柱采用榫式接头时，接头附近区段内截面的承载力宜为该截面计算所需承载力的 1.3~1.5 倍。为此可采取加设横向钢筋网片和纵向钢筋、提高后浇混凝土强度等级等措施。

12.6.4 在装配整体式节点处，柱的纵向钢筋应贯穿节点，梁的纵向钢筋应按 13.4.2 的规定在节点内锚固。

12.6.5 承受内力的装配式构件接头，当接缝宽度不大于 20mm 时，宜用水泥砂浆灌缝；当缝宽大于 20mm 时，宜用细石混凝土灌筑。细石混凝土的强度应比构件的混凝土强度提高二级，并应采取减少灌缝的混凝土的收缩。不承受内力的接头，可采用不低于 C20 的细石混凝土或 M15 的砂浆。

12.6.6 预制构件的吊环应采用 HPB235 级和 HPB300 级钢筋制作，严禁采用冷加工钢筋。

每个吊环可按两个截面计算，在构件自重标准值作用下，吊环应力不应大于 50N/mm^2 （构件自重的动力系数已考虑在内）。当一个构件上设有四个吊环时，设计中按三个吊环同时发挥作用考虑。

吊环埋入方向宜与吊索方向基本一致。埋入深度不应小于 $30d$ （ d 为吊环钢筋直径），钢筋末端应设置 180° 弯钩，弯钩末端直段长度、钩侧保护层、吊环在构件表面的外露高度以及吊环内直径等尺寸应符合图 12.6.6 的要求。吊环应焊接或绑扎在构件的钢筋骨架上。

12.6.7 预埋件的锚板宜采用 Q235 级钢，锚筋应采用 HPB235、HPB300、HRB335 或 HRB400 级钢筋，不得采用冷加工钢筋。锚筋采用光圆钢筋时，端部应加弯钩。

锚板构造及锚筋截面面积的计算可按照有关规范的规定进行。

预埋件的受力直锚筋不宜少于4根，也不宜多于4层（如图12.6.7所示），其直径 d 根据计算确定，但不小于8mm，亦不大于25mm。受剪预埋件的直锚筋，可采用2根。

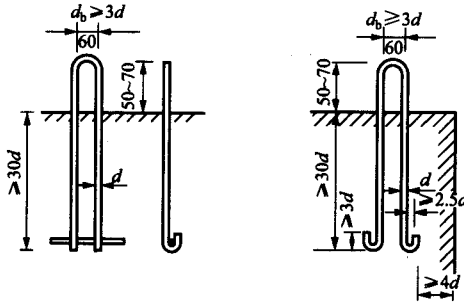
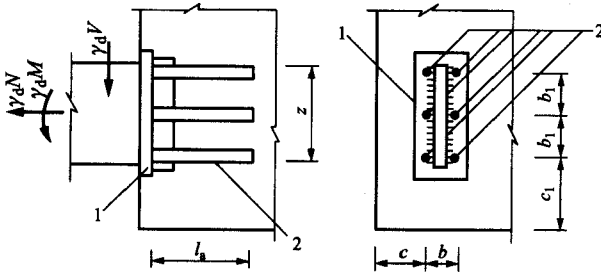


图 12.6.6 预制构件的吊环埋设（单位：mm）



1—锚板；2—直锚筋； b_1 —层距； b —列距

图 12.6.7 由锚板和直锚筋组成的预埋件

受拉锚筋和弯折锚筋的锚固长度应符合表 12.3.2 的规定；受剪和受压直锚筋的锚固长度不应小于 $15d$ 。

13 结构构件的基本规定

13.1 板

13.1.1 板的最小支承长度应满足下列要求：

- 1 支承在砌体上时，不应小于 100mm。
- 2 支承在混凝土及钢筋混凝土上时，不应小于 100mm。
- 3 支承在钢结构上时，不应小于 80mm。
- 4 有条件时，支承长度宜加大。厚度较大的板，支承长度应适当加大。

13.1.2 混凝土板应按下列原则进行计算：

- 1 两对边支承的板应按单向板计算。
- 2 四边支承的板应按下列规定计算：
 - 1) 当长边与短边长度之比小于或等于 2.0 时，应按双向板计算；
 - 2) 当长边与短边长度之比大于 2.0，但小于 3.0 时，宜按双向板计算；当按沿短边方向受力的单向板计算时，沿长边方向的构造钢筋应适当加大；
 - 3) 当长边与短边长度之比大于或等于 3.0 时，可按沿短边方向受力的单向板计算。

13.1.3 当多跨单向板、多跨双向板采用分离式配筋时，跨中正弯矩钢筋宜全部伸入支座；支座负弯矩钢筋向跨内的延伸长度应覆盖负弯矩图并满足钢筋锚固的要求。

13.1.4 钢筋混凝土板中受力钢筋的间距：当板厚 $h \leq 200\text{mm}$ 时，不应大于 200mm；当 $200\text{mm} < h \leq 1500\text{mm}$ 时，不应大于 250mm；当 $h > 1500\text{mm}$ 时，不应大于 300mm。

板中弯起钢筋的弯起角不宜小于 30° ，厚板中的弯起角可为

45° 或 60°。钢筋弯起后，板中受力钢筋直通伸入支座的截面面积不应小于跨中钢筋截面面积的 1/3，其间距不应大于 400mm。

13.1.5 简支板或连续板的下部纵向受力钢筋伸入支座的长度 l_{as} 不应小于 $5d$ ， d 为下部纵向受力钢筋的直径。当采用焊接网配筋时，其末端至少应有一根横向钢筋配置在支座边缘内 [如图 13.1.5 (a) 所示]。如不能符合上述要求时，应在受力钢筋末端制成弯钩 [如图 13.1.5 (b) 所示] 或加焊附加的横向锚固钢筋 [如图 13.1.5 (c) 所示]。

注 1：当 $V > V_f/\gamma_d$ 时，配置在支座边缘内的横向锚固钢筋不应少于 2 根，其直径不应小于纵向受力钢筋直径的一半。

注 2：当连续板内温度、收缩应力较大时，伸入支座的锚固长度宜适当增加。

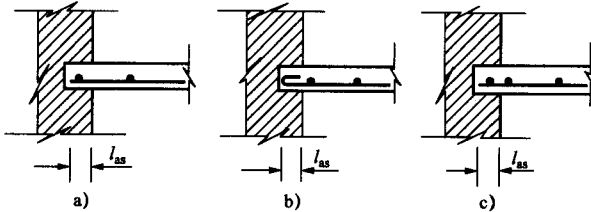


图 13.1.5 焊接网在板的简支支座上的锚固

13.1.6 单向板中单位长度上的分布钢筋截面面积不应小于单位长度上受力钢筋截面面积的 15% (集中荷载时为 25%)，且每米长度内不少于 4 根，其直径不宜小于 6mm。

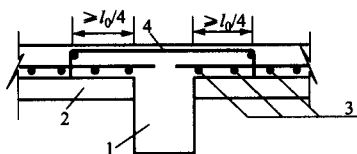
承受分布荷载的厚板，其分布钢筋的配置可不受上述规定的限制。此时，分布钢筋的直径可采用 10mm~16mm，间距可为 200mm~400mm。

当板处于温度变幅较大或处于不均匀沉降的复杂条件，且在与受力钢筋垂直的方向所受约束很大时，分布钢筋宜适当增加。

13.1.7 如板边为部分嵌固，而在分析中没有考虑到这种嵌固的

影响，则在板的顶部沿板边需配置垂直板边的钢筋，其数量按承受跨中最大弯矩绝对值的 $1/4$ 计算。钢筋应从支座边伸出至少为 $1/5$ 跨度的长度；若为单向板时，平行板跨方向的板边，其顶部垂直板边的钢筋可按构造适当配置。

13.1.8 现浇板的受力钢筋与梁的肋部平行时，应沿梁肋方向每米长度内配置不少于 5 根与梁肋垂直的构造钢筋，其直径不小于 8mm，且单位长度内的总截面面积不应小于板中单位长度内受力钢筋截面面积的 $1/3$ ，伸入板中的长度从肋边算起每边不小于板计算跨度 l_0 的 $1/4$ （如图 13.1.8 所示）。



1—主梁；2—次梁；3—板的受力钢筋；4—间距不大于 200mm、
直径不小于 8mm 的构造钢筋

图 13.1.8 板中与梁肋垂直的构造钢筋配置

13.1.9 在温度、收缩应力较大的现浇板区域内，钢筋间距宜取为 150mm~200mm，并应在板的未配筋表面布置温度收缩钢筋，板的上、下表面沿纵、横两个方向的配筋率均不宜小于 0.1%。

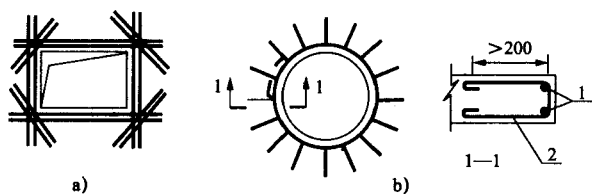
温度收缩钢筋可利用原有钢筋贯通布置，也可另行设置构造钢筋网，并与原有钢筋按受拉钢筋的要求搭接或在周边构件中锚固。

13.1.10 留有孔洞的板，当荷载垂直于板面时，除应验算板的承载力外，可按以下方式进行构造处理：

1 当 b 或 d (b 为垂直于板的受力钢筋方向的孔洞宽度， d 为圆孔直径) 小于 300mm 并小于板宽的 $1/3$ 时，可不设附加钢筋，只将受力钢筋间距作适当调整，或将受力钢筋绕过孔洞周边，不予切断。

2 当 b 或 d 等于 300mm~1000mm 时, 应在洞边每侧配置附加钢筋, 每侧的附加钢筋截面面积不应小于洞口宽度内被切断的钢筋截面面积的 1/2, 且不小于 2 根直径为 10mm 的钢筋; 当板厚大于 200mm 时, 宜在板的顶、底部均配置附加钢筋。

3 当 b 或 d 大于 1000mm 时, 除按上述规定配置附加钢筋外, 在矩形孔洞四角尚应配置 45° 方向的构造钢筋 [如图 13.1.10 (a) 所示]; 在圆孔周边尚应配置不少于 2 根直径为 10mm 的环向钢筋, 搭接长度 $30d$, 并设置直径不小于 8mm、间距不大于 300mm 的放射形径向钢筋 [如图 13.1.10 (b) 所示]。



a) 矩形孔构造钢筋; b) 圆孔构造钢筋

1—环筋; 2—放射形筋

图 13.1.10 矩形孔四角及圆孔环向构造钢筋

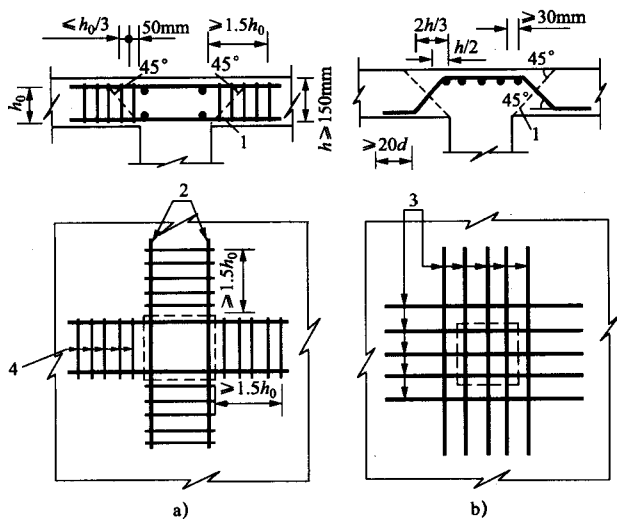
4 当 b 或 d 大于 1000mm, 并在孔洞附近有较大的集中荷载作用时, 宜在洞边加设肋梁。当 b 或 d 大于 1000mm, 而板厚小于 $0.3b$ 或 $0.3d$ 时, 也宜在洞边加设肋梁; 当板厚大于 300mm 时, 宜在洞边加设暗梁或肋梁。

13.1.11 在混凝土板内配置抗冲切箍筋或弯起钢筋时, 应符合下列构造要求:

1 板厚不应小于 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 $1.5h_0$; 箍筋应为封闭式, 直径不应小于 6mm, 间距不应大于 $h_0/3$ [如图 13.1.11 (a) 所示]。

3 弯起钢筋可由一排或两排组成,其弯起角可根据板的厚度在 $30^\circ \sim 45^\circ$ 之间选取,弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏斜截面相交,其交点应在离局部荷载或集中反力作用面积周边以外 $h/2 \sim 2h/3$ 的范围内,弯起钢筋直径不应小于 12mm,且每一方向不应少于 3 根 [如图 13.1.11 (b) 所示]。



a) 箍筋; b) 弯起钢筋

1—冲切破坏锥体斜截面; 2—架立钢筋; 3—弯起钢筋不少于 3 根; 4—箍筋

图 13.1.11 板中抗冲切钢筋布置

13.2 梁

13.2.1 梁的最小支承长度应满足下列要求:

1 支承在砌体上,当梁的截面高度不大于 500mm 时,支承长度不应小于 180mm;当梁的截面高度大于 500mm 时,支承长度不应小于 240mm。

2 支承在钢筋混凝土梁、柱上时,支承长度不应小于

180mm。

13.2.2 梁的下部纵向钢筋的水平方向净距不应小于 25mm 和 d (d 为钢筋的最大直径)；上部纵向钢筋的水平方向净距不应小于 30mm 和 $1.5d$ ；同时均不应小于最大骨料粒径的 1.25 倍。梁的下部纵向受力钢筋不宜多于两层，当两层布置不开时，允许钢筋成束布置，但每束钢筋以 2 根为宜；受力钢筋多于两层时，第三层及以上的钢筋间距应增加一倍。

伸入梁支座范围内的纵向受力钢筋不应少于 2 根。

13.2.3 简支梁的下部受力钢筋伸入支座内的锚固长度 l_{as} [如图 13.2.3 所示] 应符合下列条件：

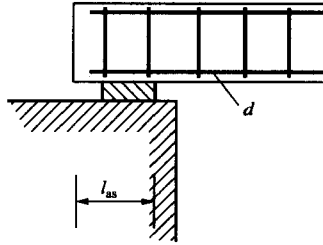


图 13.2.3 纵向受力钢筋在支座上的锚固

1 当 $V \leq V_c / \gamma_d$ 时：

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

2 当 $V > V_c / \gamma_d$ 时：

带肋钢筋 $l_{as} \geq 12d$

光圆钢筋 $l_{as} \geq 15d$

如纵向受力钢筋伸入支座的锚固长度不能符合上述规定时，则可将钢筋上弯或采用贴焊锚筋、镦头、焊锚板、将钢筋端部焊接在支座的预埋件上等专门锚固措施。

如焊接骨架中采用光圆钢筋作为纵向受力钢筋时，则在锚固长度 l_{as} 内应加焊横向钢筋：当 $V \leq V_c / \gamma_d$ 时，至少 1 根；当 $V > V_c / \gamma_d$

时,至少2根。横向钢筋直径不应小于纵向受力钢筋直径的一半。同时,加焊在最外边的横向钢筋应靠近纵向钢筋的末端。

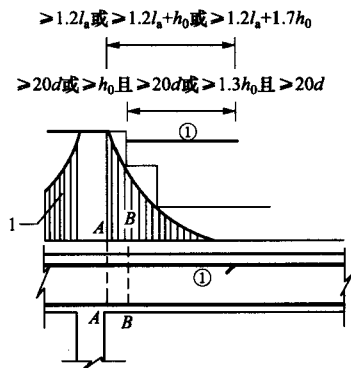
13.2.4 钢筋混凝土梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋不宜在受拉区截断。当需截断时,应符合以下规定 [如图 13.2.4 所示]:

1 当 $V \leq V_c / \gamma_d$ 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,延伸长度不应小于 $20d$,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 $V > V_c / \gamma_d$ 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,延伸长度不应小于 h_0 并不应小于 $20d$,且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a + h_0$ 。

3 若按上述规定确定的截断点仍位于负弯矩受拉区内,则应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外,延伸长度不应小于 $1.3h_0$ 且不应小于 $20d$,且从该钢筋强度充分利用截面伸出的延伸长度不应小于 $1.2l_a + 1.7h_0$ 。

此处, V_c 应按式 (9.5.3-2) 计算。



A—A—钢筋①的强度充分利用截面; B—按计算不需要钢筋①的截面

1—弯矩图

图 13.2.4 纵向受拉钢筋截断时的延伸长度

13.2.5 在钢筋混凝土悬臂梁中，应有不少于两根上部钢筋伸至悬臂梁外端，并向下弯折不小于 $12d$ ；其余钢筋不应在梁的上部截断，而应按 13.2.11 规定的弯起点位置向下弯折，并按 13.2.10 的规定在梁的下边锚固。

13.2.6 纵向受压钢筋在跨中截断时，应伸至按计算不需该钢筋的截面以外，其伸出的长度不应小于 $15d$ ；但对绑扎骨架中末端无弯钩的光圆钢筋，不应小于 $20d$ 。

13.2.7 钢筋混凝土梁中宜采用箍筋作为抗剪钢筋。箍筋的配置应符合下列要求：

1 当按计算不需设置抗剪钢筋时，对高度大于 300mm 的梁，仍应沿全梁设置箍筋；对高度小于 300mm 的梁，可在构件端部各 1/4 跨度范围内设置箍筋，但当在构件中部 1/2 跨度范围内有集中荷载作用时，则应沿梁全长设置箍筋。

2 当 $V > V_c / \gamma_d$ 时，箍筋的配筋率 ρ_{sv} 不应小于 0.15%（HPB235 级钢筋）或 0.12%（HPB300 级钢筋）、0.10%（HRB335 级钢筋）。此处， $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}$ 。

3 高度 $h > 800\text{mm}$ 的梁，箍筋直径不宜小于 8mm；高度 $h \leq 800\text{mm}$ 的梁，箍筋直径不宜小于 6mm。当梁中配有计算需要的受压钢筋时，箍筋直径尚不应小于 $d/4$ （ d 为受压钢筋中的最大直径）。

4 箍筋最大间距应符合表 13.2.7 的规定。

表 13.2.7 梁中箍筋的最大间距 mm

项次	梁高 h	$V > V_c / \gamma_d$	$V \leq V_c / \gamma_d$
1	$h \leq 300$	150	200
2	$300 < h \leq 500$	200	300
3	$500 < h \leq 800$	250	350
4	$h > 800$	300	400

注：薄腹梁的箍筋间距宜适当减小。

5 当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时,箍筋应做成封闭式,箍筋间距在绑扎骨架中不应大于 $15d$,在焊接骨架中不应大于 $20d$ (d 为受压钢筋中的最小直径),同时在任何情况下均不应大于 400mm ;当一层内纵向受压钢筋多于 5 根且直径大于 18mm 时,箍筋间距不应大于 $10d$ 。

6 纵向钢筋绑扎搭接处的箍筋间距应符合 12.4.3 的规定。

7 当梁的宽度大于 400mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根,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。

13.2.8 梁中配有两片及两片以上的焊接骨架时,应设横向连系拉筋,并用点焊或绑扎方法使其与骨架的纵向钢筋连成一体。横向连系拉筋的间距不应大于 500mm ,且不宜大于梁宽的 2 倍。当梁设置有计算需要的纵向受压钢筋时,横向连系拉筋的间距尚应符合下列要求:点焊时不应大于 $20d$;绑扎时不应大于 $15d$ (d 为纵向钢筋中的最小直径)。

13.2.9 受扭构件的钢筋配置应符合下列要求:

1 抗扭纵向钢筋的配筋率 ρ_{st} 不应小于 0.3% (HPB235 级钢筋) 或 0.24% (HPB300 级钢筋)、 0.2% (HRB335 级钢筋)。此处, $\rho_{st} = \frac{A_{st}}{bh}$ 。

抗扭纵向钢筋应沿截面周边对称布置,在截面四角上应设置,其间距不应大于 200mm 或梁截面的短边长度。抗扭纵向钢筋应按受拉钢筋锚固在支座内。

在弯剪扭构件中,配置在截面弯曲受拉边的纵向受力钢筋,其截面面积不应小于按 12.5.1 规定的受弯构件钢筋最小配筋率计算出的钢筋截面面积与按本条受扭纵向钢筋最小配筋率计算并分配到弯曲受拉边的纵向钢筋截面面积之和。

2 抗扭箍筋应做成封闭式;采用绑扎骨架时,箍筋末端应做成不小于 135° 的弯钩,弯钩端头平直段长度不应小于 $10d_s$ (d_s

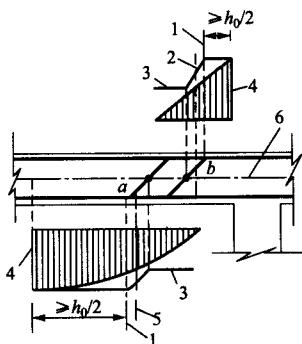
为箍筋直径)。

在弯剪扭构件中, 箍筋的配筋率 ρ_{sv} ($\rho_{sv}=A_{sv}/bs$) 不应小于 0.20% (HPB235 级钢筋) 或 0.17% (HPB300 级钢筋)、0.15% (HRB335 级钢筋)。箍筋间距应符合表 13.2.7 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。

13.2.10 绑扎骨架的钢筋混凝土梁, 当设置弯起钢筋时, 弯起钢筋的弯终点外应留有锚固长度, 其长度在受拉区不应小于 $20d$, 在受压区不应小于 $10d$ (d 为弯起钢筋的直径)。梁底层的角部钢筋不应弯起, 梁顶层的角部钢筋不应弯下。梁中弯起钢筋的弯起角可根据梁的高度取为 45° 或 60° 。

13.2.11 在梁的受拉区, 弯起钢筋的弯起点应设在按正截面受弯承载力计算该钢筋的强度被充分利用的截面以外, 其距离不应小于 $h_0/2$ 。同时, 弯起钢筋与梁中心线的交点应位于按计算不需要该钢筋的截面以外 (如图 13.2.11 所示)。

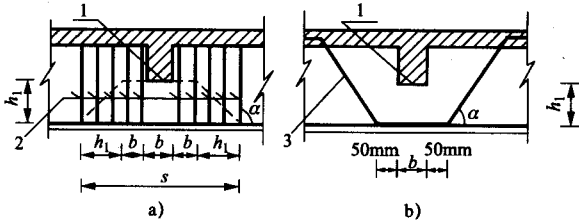
当按计算需设置弯起钢筋时, 前一排 (对支座而言) 的弯起点至后一排的弯终点的距离不应大于表 13.2.7 中 $V > V_d/\gamma_d$ 栏的规定。弯起钢筋不应采用浮筋。



- 1—在受拉区域中的弯起点; 2—按计算不需要钢筋 b 的截面; 3—正截面受弯承载力图形;
4—按计算钢筋强度充分利用的截面; 5—按计算不需要钢筋 a 的截面; 6—梁中心线

图 13.2.11 弯起钢筋的弯起点与弯矩图形的关系

13.2.12 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（吊筋、箍筋）承担。附加横向钢筋宜优先采用箍筋，箍筋应布置在长度 s 的范围内， $s=2h_1+3b$ （如图 13.2.12 所示）；当采用吊筋时，其弯起段应伸至梁上边缘，且末端水平段长度不应小于 13.2.10 的规定。



a) 附加箍筋；b) 附加吊筋

1—传递集中荷载的位置；2—附加箍筋；3—附加吊筋

图 13.2.12 梁下部截面高度范围内有集中荷载作用时附加横向钢筋的布置

附加横向钢筋的总截面面积 A_{sv} 按下列公式计算：

$$A_{sv} = \frac{\gamma_d F}{f_{yv} \sin \alpha} \quad (13.2.12)$$

式中：

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用；

F ——作用在梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载设计值；

f_{yv} ——附加横向钢筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 中 f_y 的值确定；

α ——附加横向钢筋与梁轴线间的夹角。

13.2.13 梁中架立钢筋的直径，当梁的跨度小于 4m 时，不宜小于 8mm；跨度等于 4m~6m 时，不宜小于 10mm；跨度大于 6m 时，不宜小于 12mm。

13.2.14 当梁端实际受到部分约束但按简支计算时，应在支座区上部设置纵向构造钢筋，其截面面积不应小于梁跨中下部纵向受拉钢筋计算所需截面面积的 1/4，且不应少于 2 根；自支座边缘向跨内伸出的长度不应小于 $l_0/5$ 。此处， l_0 为该跨的计算跨度。

13.2.15 当梁的腹板高度 h_w 超过 450mm 时，在梁的两侧应沿高度设置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋（不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋）的截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1%，且其间距不宜大于 200mm。此处，腹板高度 h_w 按 9.5.1 的规定取用。

两侧纵向构造钢筋之间宜设置连系拉筋，连系拉筋直径可取与箍筋相同，间距 500mm~700mm。

13.2.16 对薄腹梁，应在下部 1/2 梁高的腹板内沿两侧配置纵向构造钢筋，其直径为 10mm~14mm，间距为 100mm~150mm，并按上疏下密的方式布置；在上部 1/2 梁高的腹板内可按 13.2.15 的规定配置纵向构造钢筋。

13.3 柱

13.3.1 钢筋混凝土柱的纵向受力钢筋应符合下列要求：

1 纵向受力钢筋直径 d 不宜小于 12mm，全部纵向钢筋配筋率不宜超过 5%；圆柱中纵向钢筋宜沿周边均匀布置，根数不宜少于 8 根，且不应少于 6 根。

2 当偏心受压柱的截面高度 $h \geq 600\text{mm}$ 时，在侧面应设置直径为 10mm~16mm 的纵向构造钢筋，其间距不大于 400mm，并相应地设置复合箍筋或连系拉筋。

3 柱内纵向钢筋的净距不应小于 50mm；在水平位置上浇筑的装配式柱，其纵向钢筋的最小净距可按照 13.2.2 中关于梁的规定。

4 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，其间距不应大于

300mm。

13.3.2 柱中箍筋应符合下列要求：

1 柱中箍筋应做成封闭式。

2 箍筋的间距不应大于 400mm，亦应不大于构件截面的短边尺寸；同时，在绑扎骨架中不应大于 $15d$ ；在焊接骨架中不应大于 $20d$ （ d 为纵向钢筋的最小直径）。

3 箍筋直径不应小于 0.25 倍纵向钢筋的最大直径，亦不小于 6mm。

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 但纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋。

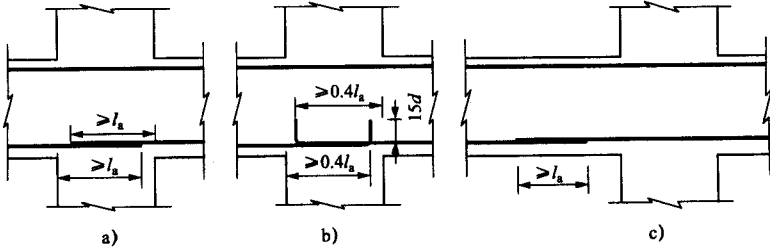
5 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3% 时，则箍筋直径不宜小于 8mm，间距不应大于 $10d$ （ d 为纵向钢筋的最小直径），且不应大于 200mm；箍筋末端应做成 135° 弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍；箍筋也可焊成封闭环式。

6 柱内纵向钢筋绑扎搭接长度范围内的箍筋的间距应符合 12.4.3 的规定。

7 当柱中纵向钢筋按构造配置，钢筋强度未充分利用时，箍筋的配置要求可适当放宽。

13.4 梁、柱节点

13.4.1 连续梁中间支座或框架梁中间节点处的上部纵向钢筋应贯穿支座或节点，且自节点或支座边缘伸向跨中的截断位置应符合 13.2.4 的规定。下部纵向钢筋应伸入支座或节点，当计算中不利用该钢筋的强度时，其伸入长度应符合 13.2.3 中 $V > V_c / \gamma_d$ 时的规定；当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，下部钢筋在支座或节点内可采用直线锚固形式 [如图 13.4.1 (a) 所示]，伸入支座或节点内的长度不小于 12.3.2 规定的受拉钢筋锚固长度 l_a ；下



a) 节点中的直线锚固；b) 节点中的弯折锚固；c) 节点或支座范围外的搭接

图 13.4.1 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

部纵向钢筋也可采用带 90° 弯折的锚固形式 [如图 13.4.1 (b) 所示]；或伸过节点或支座范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头 [如图 13.4.1 (c) 所示]。

当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，下部纵向钢筋应按受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内，此时，其直线锚固长度不应小于 $0.7l_a$ 。下部纵向钢筋也可伸过节点或支座范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头。

13.4.2 框架中间层端节点处，上部纵向钢筋在节点内的锚固长度应符合 12.3.2 的要求，并应伸过节点中心线。当钢筋在节点内的水平锚固长度不够时，应伸至对面柱边后再向下弯折，经弯折后的水平投影长度不应小于 $0.4l_a$ ，垂直投影长度等于 $15d$ (如图 13.4.2 所示)。此处， d 为纵向钢筋直径。

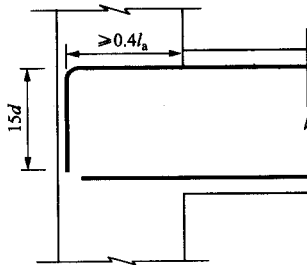


图 13.4.2 梁上部纵向钢筋在框架中间层端节点内的锚固

框架梁下部纵向钢筋在端节点处的锚固要求与 13.4.1 中间节点处下部纵向钢筋的锚固要求相同。

13.4.3 框架顶层端节点处, 可将柱外侧纵向钢筋的相应部分弯入梁内作梁上部纵向钢筋使用, 也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点及其附近部位搭接。搭接可采用下列方式:

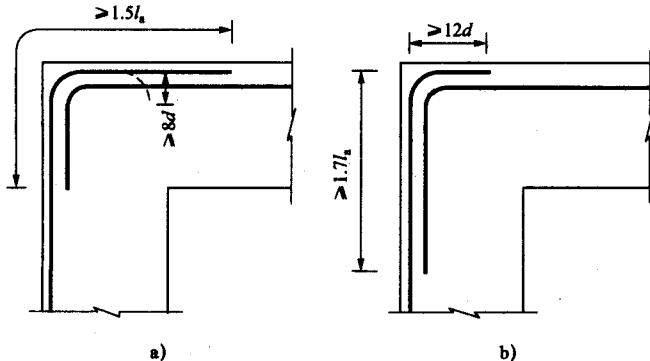
1 搭接接头可沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置 [如图 13.4.3 (a) 所示], 搭接长度不应小于 $1.5l_a$, 其中, 伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧纵向钢筋全部截面面积的 65%; 梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋宜沿节点顶部伸至柱内边, 当柱纵向钢筋位于柱顶第一层时, 至柱内边后宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断; 当柱纵向钢筋位于柱顶第二层时, 可不向下弯折。当有现浇板且板厚不小于 80mm、混凝土强度等级不低于 C20 时, 梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内, 其长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同。当柱外侧纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时, 伸入梁内的柱纵向钢筋应满足以上规定, 且宜分两批截断, 其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ 。梁上部纵向钢筋应伸至节点外侧并向下弯至梁下边缘高度后截断。此处, d 为柱外侧纵向钢筋的直径。

2 搭接接头也可沿柱顶外侧布置 [如图 13.4.3 (b) 所示], 此时, 搭接长度竖直段不应小于 $1.7l_a$ 。当梁上部纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时, 弯入柱外侧的梁上部纵向钢筋应满足以上规定的搭接长度, 且宜分两批截断, 其截断点之间的距离不宜小于 $20d$, d 为梁上部纵向钢筋的直径。柱外侧纵向钢筋伸至柱顶后宜向节点内水平弯折, 弯折段的水平投影长度不宜小于 $12d$, d 为柱外侧纵向钢筋的直径。

13.4.4 框架柱的纵向钢筋应贯穿中间层中间节点和中间层端节点, 柱纵向钢筋接头应设在节点区以外。

顶层中间节点的柱纵向钢筋及顶层端节点的内侧柱纵向钢筋可用直线方式锚入顶层节点, 其自梁底标高算起的锚固长度不应

小于 12.3.2 规定的锚固长度 l_a ，且柱纵向钢筋应伸至柱顶。当顶层节点处梁截面高度不足时，柱纵向钢筋应伸至柱顶并向节点内水平弯折。当充分利用其抗拉强度时，柱纵向钢筋锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_a$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。当柱顶有现浇板且板厚不小于 80mm、混凝土强度等级不低于 C20 时，柱纵向钢筋也可向外弯折，弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。此处， d 为纵向钢筋的直径。



a) 位于节点外侧和梁端顶部的弯折搭接接头；b) 位于柱顶部外侧的直线搭接接头

图 13.4.3 梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点的搭接

13.4.5 框架顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s 应符合下列规定：

$$A_s \leq \frac{0.35 f_c b_b h_0}{f_y} \quad (13.4.5)$$

式中：

b_b ——梁腹板宽度；

h_0 ——梁截面有效高度。

梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点角部的弯弧内半径，当钢筋直径 $d \leq 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $6d$ ；当钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $8d$ 。

13.4.6 在框架节点内应设置水平箍筋，箍筋应符合 13.3.2 对柱中箍筋的构造规定，但间距不宜大于 250mm。对四边均有梁与之相连的中间节点，节点内可只设置沿周边的矩形箍筋。当顶层端节点内设有梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接接头时，节点内水平箍筋应符合 12.4.3 的规定。

13.5 墙

13.5.1 当竖立构件截面的长边（长度）大于其短边（厚度）的 4 倍时，宜按墙的要求进行设计。

顶部承受竖向荷载的承重墙，可按轴心受压或偏心受压构件设计；承受垂直于墙面的水平荷载的墙体，可按受弯构件或偏心受压构件设计；承受平行于墙面的水平荷载和竖向荷载的剪力墙，则按剪压构件设计。

13.5.2 承重墙的厚度不宜小于无支承高度的 $1/25$ ，也不应小于 150mm。墙的混凝土强度等级不宜低于 C20。

13.5.3 顶部承受竖向荷载的承重墙，按正截面承载力计算所需竖向钢筋的配筋率应不小于 12.5.1 和 12.5.3 的规定。水平与竖向钢筋的直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm。在水平方向还应配置水平分布钢筋。

当按正截面承载力计算不需配置竖向受力钢筋时，则在墙体截面两端应各设置不少于 4 根直径为 12mm 或 2 根直径为 16mm 的竖向构造钢筋。沿该竖向钢筋方向宜配置直径不小于 6mm、间距为 250mm 的拉筋。

当承重墙厚度大于 160mm 时，应分别在墙的两侧面配置竖向及水平钢筋网。双排钢筋网应用拉筋连系，拉筋直径不宜小于 6mm，间距不宜大于 600mm。

13.5.4 顶部承受局部竖向荷载的墙体，可作为如图 13.5.4 所示的矩形截面柱进行计算。矩形的一边边长和墙厚 b 相等，另一边边长 h_c 可按局部荷载受压长度 a 再每侧加上 $2b$ 的原则确定。

在局部集中荷载作用处，墙体应进行局部受压承载力验算。

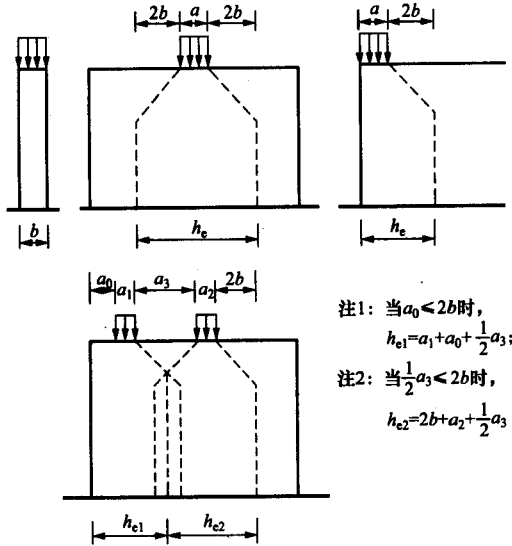


图 13.5.4 墙体有效边长的计算

13.5.5 在平行于墙面的水平荷载和竖向荷载作用下，对于墙高与墙长之比 $\frac{H}{h} \leq 2$ 的实心等厚剪力墙，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(0.5 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \right) + 0.13 N \quad (13.5.5)$$

式中：

V ——剪力设计值；

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当

$$N > \frac{1}{\gamma_d} (0.2 f_c b h) \text{ 时，取 } N = \frac{1}{\gamma_d} (0.2 f_c b h)；$$

b ——矩形截面宽度（墙的厚度）；

h_0 ——截面有效高度（墙的有效长度）；

A_{sh} ——配置在同一水平截面内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。

13.5.6 剪力墙的水平分布钢筋的配筋率 ρ_{sh} 和竖向分布钢筋的配筋率 ρ_{sv} 均不应小于 0.20%。此处， $\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_v}$ ， $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_h}$ ； b 为

墙厚， s_h 、 s_v 为竖向和水平分布钢筋的间距。如墙体较长并受到约束，水平分布钢筋的最小配筋率宜适当提高。结构中重要部位的剪力墙，其水平和竖向分布钢筋的最小配筋率宜适当提高。

水平分布钢筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm；竖向分布钢筋的直径与间距同承重墙。

当竖向钢筋直径 $d > 14\text{mm}$ ，保护层 $c < 2d$ 时，对两侧面的钢筋网宜用连系拉筋拉住。拉筋直径不少于 6mm，间距不大于 600mm。

在墙端自由边上，宜与立柱一样，设置连接箍筋。

13.5.7 剪力墙水平分布钢筋应伸至墙端，并向内水平弯折 $10d$ 后截断（ d 为水平分布钢筋直径）。

剪力墙水平分布钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。同排水平分布钢筋的搭接接头之间以及上、下相邻水平分布钢筋的搭接接头之间沿水平方向的间距不宜小于 500mm。

剪力墙竖向分布钢筋可在同一高度搭接，搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。

13.5.8 承受垂直于墙面的水平荷载的墙体，墙厚不宜小于 150mm。当墙厚大于 160mm 时，在墙的两侧面均应布置钢筋网。有关最小配筋率按 12.5 的规定采用，有关构造要求均按板的规定或工程经验处理。

13.5.9 开洞墙体的洞口周边部位，应设置不少于 2 根直径为 12mm 的水平及竖向构造钢筋，钢筋自洞口边伸入墙内的长度不

应小于 12.3.2 规定的受拉钢筋锚固长度。

13.6 叠合式受弯构件

13.6.1 施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件，应对叠合构件及其预制构件部分分别进行计算。预制构件部分应按第 9 章、第 10 章和第 11 章受弯构件的规定计算；叠合构件应按 13.6.2～13.6.13 进行计算。

施工阶段设有可靠支撑的叠合式受弯构件，可按照普通受弯构件的规定计算，但其斜截面和叠合面的受剪承载力应分别按 13.6.4 和 13.6.5 的规定计算。当 $h_1/h < 0.4$ 时，应在施工阶段设置可靠支撑。此处， h_1 为预制构件截面高度， h 为叠合构件截面高度。

13.6.2 对施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件的内力，应分别按下列两个阶段进行计算：

1 第一阶段：叠合层混凝土未达到强度设计值前的阶段。荷载由预制构件承担，预制构件应按简支构件计算；此时，荷载应考虑预制构件自重、预制板自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载。

2 第二阶段：叠合层混凝土达到强度设计值后的阶段。叠合构件应按整体结构计算。此时，荷载应考虑下列两种情况并取其较大值：

- 1) 施工阶段，考虑叠合构件自重、预制板自重、施工阶段的永久荷载以及施工活荷载；
- 2) 使用阶段，考虑叠合构件自重、预制板自重、使用阶段的永久荷载及可变荷载。

13.6.3 预制构件和叠合构件的正截面受弯承载力应按 9.2.1 或 9.2.2 进行计算，其中，弯矩设计值应按下列规定取用：

1 预制构件：

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \quad (13.6.3-1)$$

2 叠合构件的正弯矩区段:

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (13.6.3-2)$$

3 叠合构件的负弯矩区段:

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \quad (13.6.3-3)$$

式中:

M_{1G} —— 第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自重
在计算截面产生的弯矩设计值;

M_{1Q} —— 第一阶段施工活荷载在计算截面产生的弯矩设计值;

M_{2G} —— 第二阶段面层、吊顶等自重
在计算截面产生的弯矩设计值;

M_{2Q} —— 第二阶段可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值, 取
第二阶段施工活荷载或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。

对于不同阶段的设计状况应采用相应的设计状况系数 ψ 值。

在计算中, 正弯矩区段的混凝土强度等级, 应按叠合层取用;
负弯矩区段的混凝土强度等级, 应按计算截面受压区的实际情况
取用。

13.6.4 预制构件和叠合构件的斜截面受剪承载力, 应按
9.5.1~9.5.7 的有关规定进行计算, 其中, 剪力设计值应按下列
规定取用:

1 预制构件:

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (13.6.4-1)$$

2 叠合构件:

$$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (13.6.4-2)$$

式中:

V_{1G} —— 第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自重
在计算截面产生的剪力设计值;

V_{1Q} —— 第一阶段施工活荷载在计算截面产生的剪力设计值;

V_{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_{2Q} ——第二阶段可变荷载在设计截面产生的剪力设计值，取第二阶段施工活荷载或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。

对于不同阶段的设计状况应采用相应的设计状况系数 ψ 值。

构件斜截面混凝土和箍筋的受剪承载力应分别按叠合构件和预制构件进行计算。对于叠合构件的受剪承载力，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，且不应低于预制构件的受剪承载力。

对于预应力混凝土叠合式受弯构件，不应考虑预应力对受剪承载力的有利影响，即 $V_p=0$ 。

13.6.5 当叠合梁符合 13.2.7 和 13.6.14 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：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(1.2 f_t b h_0 + 0.85 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right) \quad (13.6.5-1)$$

此处，混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 应取叠合层和预制构件中的较低值。 h_0 为叠合构件截面有效高度。

对于不配箍筋的叠合板，当符合 13.6.15 的构造要求时，其叠合面的受剪承载力应符合下列规定：

$$\frac{\gamma_d V}{b h_0} \leq 0.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (13.6.5-2)$$

13.6.6 承受局部集中荷载作用的叠合板，其受冲切承载力应按 9.7.1 和 9.7.2 进行计算，但计算公式中的混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 宜取预制构件和叠合层中的较低值。

13.6.7 要求不出现裂缝的叠合式受弯构件应按下列公式进行标准组合下的正截面抗裂验算：

$$\sigma_{ck} \leq \gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} \quad (13.6.7-1)$$

标准组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力 σ_{ck} 应分别按下列公式计算:

1 预制构件:

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk} + M_{1Qk}}{W_{01}} \quad (13.6.7-2)$$

2 叠合构件:

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2Gk} + M_{2Qk}}{W_0} \quad (13.6.7-3)$$

式中:

f_k ——预制构件的混凝土轴心抗拉强度标准值,按表 6.1.3 采用;

M_{1Gk} ——第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自重标准值在计算截面产生的弯矩值;

M_{1Qk} ——第一阶段施工活荷载标准值在计算截面产生的弯矩值;

M_{2Gk} ——第二阶段面层、吊顶等自重标准值在计算截面产生的弯矩值;

M_{2Qk} ——第二阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值,取本阶段施工活荷载标准值或使用阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值中的较大值;

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,后浇部分截面应按弹性模量比换算成预制部分的截面积计算;

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数,此处,取 α_{ct} 为 0.85;

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数,应按照附录 F 采用。

13.6.8 钢筋混凝土叠合式受弯构件在标准组合下,其纵向受拉

钢筋的应力应符合下列规定：

$$\sigma_{sk} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2k} \leq 0.85 f_y \quad (13.6.8-1)$$

在弯矩 M_{1Gk} 作用下预制构件中纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1k} 可按

下列公式计算：

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87 A_s h_{01}} \quad (13.6.8-2)$$

式中：

h_{01} ——预制构件截面有效高度。

在弯矩 M_{2Gk} 和 M_{2Qk} 共同作用下，叠合构件中纵向受拉钢筋的应力增量 σ_{s2k} 可按下列式计算：

$$\sigma_{s2k} = \frac{(M_{2Gk} + M_{2Qk}) \left(0.5 + \frac{0.5h_1}{h} \right)}{0.87 A_s h_0} \quad (13.6.8-3)$$

当 $M_{1Gk} < 0.35 M_{1u}$ 时，式 (13.6.8-3) 中的 $\left(0.5 + \frac{0.5h_1}{h} \right)$ 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，应按式 (9.2.1-1) 计算，但式中应取等号，并以 M_{1u} 代替 $\gamma_d M$ 。

13.6.9 钢筋混凝土叠合式受弯构件应进行裂缝宽度验算，按标准组合并考虑长期作用影响所求得的最大裂缝宽度 w_{max} 不应超过表 5.3.2 规定的最大裂缝宽度限值。最大裂缝宽度 w_{max} 可按式 (10.2.2-1) 计算，但式中的 σ_{sk} 应替换为 $\sigma_{s1k} + \sigma_{s2k}$ ， α_{cr} 取 2.1， σ_{s1k} 和 σ_{s2k} 应分别按式 (13.6.8-2) 和式 (13.6.8-3) 计算。

13.6.10 叠合式受弯构件的最大挠度应按标准组合并考虑荷载长期作用的影响进行验算，其计算值不应超过表 5.3.4 规定的挠度限值。

13.6.11 叠合式受弯构件对应于标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度可按下列公式计算：

$$B = \frac{M_k}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1 \right) M_{1Gk} + 1.7M_k} B_{s2} \quad (13.6.11)$$

式中:

M_k —— 叠合构件按标准组合计算的弯矩值, $M_k = M_{1Gk} + M_{2Gk} + M_{2Qk}$;

B_{s1} 、 B_{s2} —— 预制构件、叠合构件第二阶段的短期刚度。

13.6.12 标准组合作用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 预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按式 (10.4.3-2) 计算, 计算中取用预制构件混凝土的弹性模量 E_{c1} ;

2 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算:

$$B_{s2} = \frac{(0.025 + 0.28\alpha_E\rho)(1 + 0.55\gamma'_f + 0.12\gamma_f)E_{c2}bh_0^3}{0.66 + 0.34\frac{h_1}{h}} \quad (13.6.12)$$

式中:

E_{c2} —— 叠合层混凝土的弹性模量;

α_E —— 钢筋弹性模量与叠合层混凝土弹性模量之比, $\alpha_E = E_s / E_{c2}$ 。

13.6.13 叠合式受弯构件负弯矩区段内第二阶段的短期刚度 B_{s2} , 可按式 (10.4.3-2) 计算, 其中混凝土弹性模量取为 E_{c1} , $\alpha_E = E_s / E_{c1}$ 。

13.6.14 叠合梁除应符合普通梁的构造要求外, 尚应符合下列规定:

1 预制梁的箍筋应全部伸入叠合层, 且各肢伸入叠合层的直线段长度不宜小于 $10d$ (d 为箍筋直径)。

2 在承受静荷载为主的叠合梁中, 预制构件的叠合面可采用凹凸不小于 6mm 的自然粗糙面。

3 叠合层混凝土的厚度不宜小于 100mm, 叠合层混凝土的强度等级不应低于 C20。

4 严寒、寒冷地区的叠合梁，其叠合面不得暴露于饱和水汽或积雪结霜的环境，混凝土的抗冻等级分别不得低于 F300 和 F200。

13.6.15 叠合板的预制板表面应做成凹凸不小于 4.0mm 的自然粗糙面。叠合层的混凝土强度等级不应低于 C20。承受荷载较大的叠合板，宜在预制板内设置伸入叠合层的构造钢筋。

严寒、寒冷地区不宜采用叠合板。

13.7 深受弯构件

13.7.1 跨高比 $l_0/h < 5$ 的钢筋混凝土深梁、短梁和厚板应按深受弯构件设计。此处， h 为构件的截面高度； l_0 为计算跨度，对于深梁可取 l_c 和 $1.15l_n$ 两者中的较小值，对于短梁可取 l_c 和 $1.10l_n$ 两者中的较小值， l_c 为支座中心线之间的距离， l_n 为净跨。厚板的计算跨度 l_0 可按照深梁和短梁的规定确定。

13.7.2 简支单跨深受弯构件的内力可按简支梁计算。连续深受弯构件的内力当 $l_0/h < 2.5$ 时应按弹性理论的方法计算，当 $l_0/h \geq 2.5$ 时可按连续梁用结构力学方法计算。

13.7.3 深受弯构件的正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s z \quad (13.7.3-1)$$

$$z = \alpha_d (h_0 - 0.5x) \quad (13.7.3-2)$$

$$\alpha_d = 0.80 + 0.04 \frac{l_0}{h} \quad (13.7.3-3)$$

当 $l_0/h < 1$ 时，取内力臂 $z = 0.6l_0$ 。

式 (13.7.3-1) ~ 式 (13.7.3-3) 中：

M ——弯矩设计值；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

A_s ——纵向受拉钢筋的截面面积；

x ——截面受压区高度，按式(9.2.1-2)计算；当 $x < 0.2h_0$ 时，取 $x=0.2h_0$ ；

h_0 ——截面有效高度： $h_0 = h - a_s$ ，其中 h 为截面高度；当 $l_0/h \leq 2$ 时，跨中截面 a_s 取 $0.1h$ ，支座截面 a_s 取 $0.2h$ ；当 $l_0/h > 2$ 时， a_s 按受拉区纵向钢筋截面中心至受拉边缘的实际距离取用。

13.7.4 深梁和短梁构件的斜截面受剪承载力计算时，其截面应符合下列规定：

1 当 $h_w/b \leq 4.0$ 时：

$$V \leq \frac{1}{60\gamma_d} \left(10 + \frac{l_0}{h} \right) f_c b h_0 \quad (13.7.4-1)$$

2 当 $h_w/b \geq 6.0$ 时：

$$V \leq \frac{1}{60\gamma_d} \left(7 + \frac{l_0}{h} \right) f_c b h_0 \quad (13.7.4-2)$$

3 当 $4.0 < h_w/b < 6.0$ 时，按直线内插法取用。

式中：

V ——构件斜截面上的最大剪力设计值；

l_0 ——计算跨度，当 $l_0/h < 2$ 时，取 $l_0/h = 2$ ；

b ——矩形截面的宽度和T形、I形截面的腹板宽度；

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

13.7.5 深梁和短梁构件的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_{sh}) \quad (13.7.5-1)$$

$$V_c = 0.7 \frac{(8 - l_0/h)}{3} f_t b h_0 \quad (13.7.5-2)$$

$$V_{sv} = \frac{1}{3} \left(\frac{l_0}{h} - 2 \right) f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 \quad (13.7.5-3)$$

$$V_{sh} = \frac{1}{6} \left(5 - \frac{l_0}{h} \right) f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (13.7.5-4)$$

在上述公式中，当 $l_0/h < 2$ 时，取 $l_0/h = 2$ 。

对集中荷载作用下的矩形截面独立的深梁和短梁， V_c 按下式计算：

$$V_c = 0.5 f_t b h_0 \quad (13.7.5-5)$$

式中：

f_{yv} 、 f_{yh} ——竖向分布钢筋和水平分布钢筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 中的 f_y 值取用，但取值不应大于 360N/mm^2 ；

A_{sv} ——间距为 s_h 的同一排竖向分布钢筋的截面面积；

A_{sh} ——间距为 s_v 的同一层水平分布钢筋的截面面积；

s_h ——竖向分布钢筋的水平间距；

s_v ——水平分布钢筋的竖向间距。

13.7.6 承受分布荷载的实心厚板，其正截面受弯承载力应按 13.7.3 计算，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sb}) \quad (13.7.6-1)$$

$$V_{sb} = \alpha_{sb} f_{yb} A_{sb} \sin \alpha_s \quad (13.7.6-2)$$

式中：

V_c ——混凝土的受剪承载力，按式 (13.7.5-2) 计算；

f_{yb} ——弯起钢筋抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

A_{sb} ——同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积；

α_s ——弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角，可取为 60° ；

α_{sb} ——弯起钢筋受剪承载力系数， $\alpha_{sb} = 0.60 + 0.08l_0/h$ ，此处，当 $l_0/h < 2.5$ 时，取 $l_0/h = 2.5$ 。

按式 (13.7.6-2) 计算的 V_{sb} 值大于 $0.8f_t b h_0$ 时，取 $V_{sb} =$

$0.8f_t b h_0$ 。

13.7.7 在承受支座反力和集中荷载的部位，对深梁应按 9.8.1 和 9.8.2 的规定进行局部受压承载力验算。

13.7.8 使用上不允许出现竖向裂缝的深受弯构件应进行抗裂验算，其验算公式可采用式 (10.1.1-2)，但截面抵抗矩塑性系数 γ_m 按照附录 F 取用后，尚应再乘以系数 $(0.70+0.06l_0/h)$ ，此处，当 $l_0/h < 1$ 时，取 $l_0/h = 1$ 。

13.7.9 使用上要求不出现斜裂缝的深梁，应符合下列规定：

$$V_k \leq 0.5f_{tk}bh \quad (13.7.9)$$

式中：

V_k ——按荷载效应标准组合计算的剪力值；

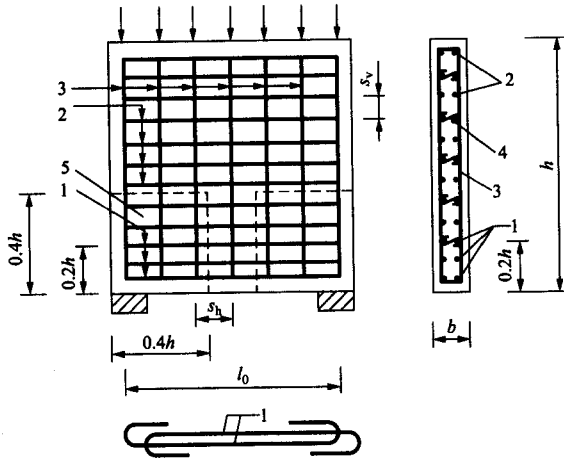
f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 6.1.3 采用。

13.7.10 使用上要求限制裂缝宽度的深受弯构件应验算裂缝宽度，按标准组合并考虑长期作用的影响所求得的最大裂缝宽度 w_{\max} ，不应超过表 5.3.2 规定的允许值。其最大垂直裂缝宽度可按式 (10.2.2-1) 计算，但构件受力特征系数取为 $\alpha_{cr} = (0.76l_0/h + 1.9) / 3$ ，且当 $l_0/h < 1$ 时可不作验算。

13.7.11 深受弯构件可不进行挠度验算。

13.7.12 深梁的下部纵向受拉钢筋应均匀地布置在下边缘以上 $0.2h$ 范围内（如图 13.7.12-1 和图 13.7.12-2 所示）。

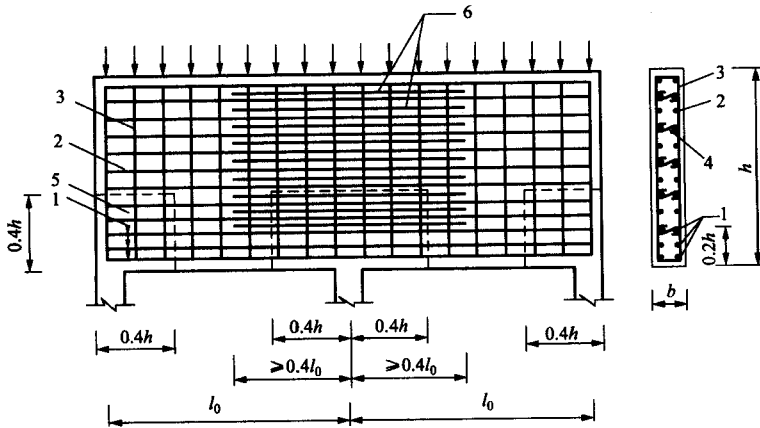
13.7.13 连续深梁中间支座截面上部纵向受拉钢筋应按图 13.7.13 规定的分段范围和比例均匀布置。对于连续深梁，可利用水平分布钢筋作为纵向受拉钢筋，不足部分应加配附加水平钢筋，并且附加水平钢筋应均匀配置在该段支座两边离支座中点距离为 $0.4l_0$ 的范围内（如图 13.7.12-2 所示）。对 $l_0/h \leq 1.0$ 的连续深梁，在中间支座以上 $0.2h \sim 0.6h$ 高度范围内，总配筋率不应小于 0.5%。



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

图 13.7.12-1 单跨简支深梁钢筋布置图



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 13.7.12-2 连续深梁钢筋布置图

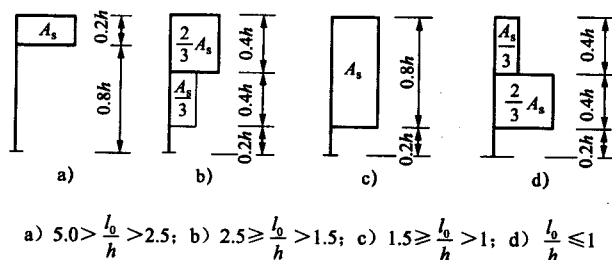


图 13.7.13 中间支座部位连续深梁和连续短梁上部纵向受拉钢筋布置

13.7.14 简支深梁或连续深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸入支座，不得在跨中弯起或切断。纵向受拉钢筋应在端部沿水平方向弯折锚固（如图 13.7.12-1 所示），且锚固长度不应小于表 12.3.2 规定的受拉钢筋锚固长度 l_a 乘以系数 1.1。当不能满足上述规定时，应采取在纵向受拉钢筋上加焊横向短筋，或可靠地焊在锚固钢板上，或将纵向受拉钢筋末端搭焊成环形等有效锚固措施。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 。

13.7.15 深梁、短梁的纵向受拉钢筋配筋率 ρ ($\rho = \frac{A_s}{bh}$) 和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)、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) 不应小于表 13.7.15 的规定。

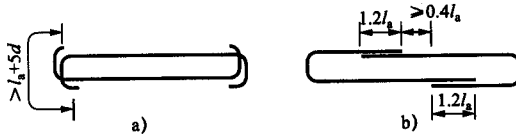
表 13.7.15 深梁、短梁的最小配筋率 %

钢筋种类	纵向受拉钢筋	水平分布钢筋	竖向分布钢筋
HPB235、HPB300	0.25 (0.25)	0.25 (0.15)	0.20 (0.15)
HRB335、HRB400、RRB400、HRB500	0.20 (0.20)	0.20 (0.10)	0.15 (0.10)

注：深梁取用不带括号的值，短梁取用带括号的值。

13.7.16 对于跨高比 $l_0/h > 3.5$ 的短梁可不配置水平分布钢筋, 此时, 竖向分布钢筋截面面积可按 13.7.5 取 $A_{sh}=0$ 进行计算, 但竖向分布钢筋的最小配筋率仍应遵守表 13.7.15 的规定。

13.7.17 深梁应配置不少于两片由水平和竖向分布钢筋组成的钢筋网 (如图 13.7.12-1 所示)。水平分布钢筋宜在端部弯折锚固 [如图 13.7.17 (a) 所示], 或在中部错位搭接 [如图 13.7.17 (b) 所示] 或焊接。分布钢筋直径不应小于 8mm, 间距不应大于 200mm, 且不宜小于 100mm。在分布钢筋的最外排两肢之间应设置拉筋, 拉筋在水平和竖向两个方向的间距均不宜大于 600mm。在支座区高度与宽度各为 $0.4h$ 的范围 (图 13.7.12-1 和图 13.7.12-2 中的虚线部分) 内, 拉筋的水平与竖向间距不宜大于 300mm。



a) 在端部弯折锚固; b) 在中部错位搭接

图 13.7.17 分布钢筋的搭接

13.8 立柱独立牛腿

13.8.1 立柱上的独立牛腿 (当 $a \leq h_0$ 时) 的截面尺寸, 应符合下列规定 (如图 13.8.1 所示):

1 牛腿的裂缝控制应满足:

$$F_{vk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (13.8.1)$$

式中:

F_{vk} ——按荷载标准值计算得出的作用于牛腿顶面的竖向力

值；

F_{hk} ——按荷载标准值计算得出的作用于牛腿顶面的水平拉力值；

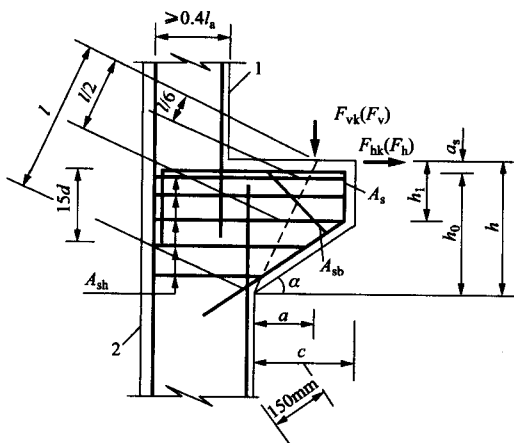
β ——裂缝控制系数，对于水电站厂房吊车梁的牛腿，取 $\beta=0.70$ ；对于其他牛腿，取 $\beta=0.80$ ；

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 20mm 安装偏差后的竖向力作用点仍位于下柱截面以内时，应取 $a=0$ ；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 6.1.3 采用；

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 $h_0 = c \tan \alpha$ ， h_1 、 a_s 、 c 及 α 的意义见图 13.8.1，当 $\alpha > 45^\circ$ 时，取 $\alpha = 45^\circ$ 。



1—上柱；2—下柱

图 13.8.1 牛腿的外形及钢筋布置

- 2 牛腿外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$ ，且不应小于 200mm。
- 3 吊车梁外边缘至牛腿外缘的距离不应小于 100mm。

4 牛腿顶面在竖向力设计值 F_v 作用下，其局部受压应力不应超过 $0.9f_c$ 。否则应采取加大受压面积、提高混凝土强度等级或配置钢筋网片等有效措施。

13.8.2 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 时，牛腿的配筋设计应符合下列要求：

1 牛腿中由承受竖向力所需的受拉钢筋和承受水平拉力所需的锚筋组成的受力钢筋的总截面面积 A_s 应符合下列规定：

$$A_s \geq \gamma_d \left(\frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \right) \quad (13.8.2)$$

式中：

γ_d ——结构系数，按表 5.2.1 采用；

F_v ——作用在牛腿顶面的竖向力设计值；

F_h ——作用在牛腿顶面的水平拉力设计值。

2 牛腿的受力钢筋宜采用 HRB335、HRB400 或 HRB500 级钢筋。

承受竖向力所需的受拉钢筋的配筋率（以截面 bh_0 计）不应小于 0.2%，也不宜大于 0.6%，且根数不宜少于 4 根，直径不应小于 12mm。受拉钢筋不得下弯兼作弯起钢筋。

承受水平拉力的锚筋应焊在预埋件上，且不应少于 2 根，直径不应小于 12mm。

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（如图 13.8.1 所示）。纵向受力钢筋及弯起钢筋伸入上柱的锚固长度不应小于 13.4.2 的规定。

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 13.4.3 有关钢筋搭接的规定，同时应满足水平投影长度不应小于 $0.4l_a$ 和垂直投影长度

等于 $15d$ 的要求；如上柱宽度较小不能满足 $0.4l_a$ 的条件，应按 13.4.3 顶层框架节点锚固处理。

3 牛腿应设置水平箍筋，水平箍筋的直径不应小于 6mm ，间距为 $100\text{mm}\sim 150\text{mm}$ ，且在上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积不应小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 $1/2$ 。

4 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时，宜设置弯起钢筋 A_{sb} 。弯起钢筋宜采用 HRB335、HRB400 或 HRB500 级钢筋，并宜使其与集中荷载作用点到牛腿斜边下端点连线的交点位于牛腿上部 $l/6 \sim l/2$ 之间的范围内， l 为该连线的长度（如图 13.8.1 所示），其截面面积不应少于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 $1/2$ ，根数不应少于 2 根，直径不应小于 12mm 。

13.8.3 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 时，牛腿的配筋设计应符合下列要求：

1 牛腿顶面承受竖向力所需的水平钢筋和承受水平拉力所需的锚筋组成的受力钢筋的总截面面积 A_s 应符合下列规定：

$$A_s \geq \frac{\beta_s(\gamma_d F_v - f_t b h_0)}{(1.65 - 3a/h_0)f_y} + 1.2 \frac{\gamma_d F_h}{f_y} \quad (13.8.3-1)$$

牛腿中承受竖向力所需的水平箍筋总截面面积 A_{sh} 应符合下列规定：

$$A_{sh} \geq \frac{(1 - \beta_s)(\gamma_d F_v - f_t b h_0)}{(1.65 - 3a/h_0)f_{yh}} \quad (13.8.3-2)$$

式中：

f_t ——混凝土抗拉强度设计值，按表 6.1.4 采用；

f_y ——水平受拉钢筋抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

f_{yh} ——牛腿高度范围内的水平箍筋抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

β_s ——受力钢筋配筋量调整系数，取 $\beta_s = 0.6 \sim 0.4$ ，剪跨比较大时取大值，剪跨比较小时取小值。

2 承受竖向力顶面所需的受拉钢筋的配筋率（以截面 bh_0 计）不应小于 0.15%，顶部受拉钢筋的其他配筋构造要求和锚固要求同 13.8.2 第 2 款。

3 水平箍筋宜采用 HRB335 级钢筋，直径不小于 8mm，间距为 100mm~150mm，其配筋率 $\rho_{sh} = \frac{nA_{sh1}}{bs_v}$ 不应小于 0.15%，在此， A_{sh1} 为单肢箍筋的截面面积； n 为肢数； s_v 为水平箍筋的间距。

4 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 < 0$ 时，可不进行牛腿的配筋计算，仅按构造要求配置水平箍筋。但当牛腿顶面作用有水平拉力 F_h 时，承受水平拉力所需锚筋的截面面积按 $1.2\gamma_d F_h / f_y$ 计算，并应满足 13.8.2 第 2 款的要求。

13.9 壁式连续牛腿

13.9.1 采用壁式连续牛腿时，牛腿的计算宽度 b 可取为 1m，在 1m 宽度的连续牛腿上作用的竖向轮压标准值 F_{vk} 及设计值 F_v 和横向水平刹车力标准值 F_{hk} 及设计值 F_h ，可分别按下列公式计算：

$$F_{vk} = \frac{P_{vk}}{B_0} \quad (13.9.1-1)$$

$$F_{hk} = \frac{P_{hk}}{B_0} \quad (13.9.1-2)$$

$$F_v = \frac{P_v}{B_0} \quad (13.9.1-3)$$

$$F_h = \frac{P_h}{B_0} \quad (13.9.1-4)$$

式中：

P_{vk} 、 P_{hk} ——由标准组合计算的作用于牛腿顶部的吊车一侧计算轮组的总竖向轮压标准值和横向水平刹车力标准值；

P_v 、 P_h ——作用于牛腿顶部的吊车一侧计算轮组的总竖向轮

压设计值和横向水平刹车力设计值；

B_0 ——连续牛腿计算轮组的轮压分布宽度。

计算轮组的总竖向轮压 P_{vk} 和轮压分布宽度 B_0 可分别按下列公式计算：

吊车一侧 4 轮时，按 2 轮组计算：

$$P_{vk} = 2P_{\max} ; B_0 = B_1 + a \quad (13.9.1-5)$$

吊车一侧 8 轮时，按 4 轮组计算：

$$P_{vk} = 4P_{\max} ; B_0 = 2B_1 + B_2 + a \quad (13.9.1-6)$$

吊车一侧 12 轮时，按 6 轮组计算：

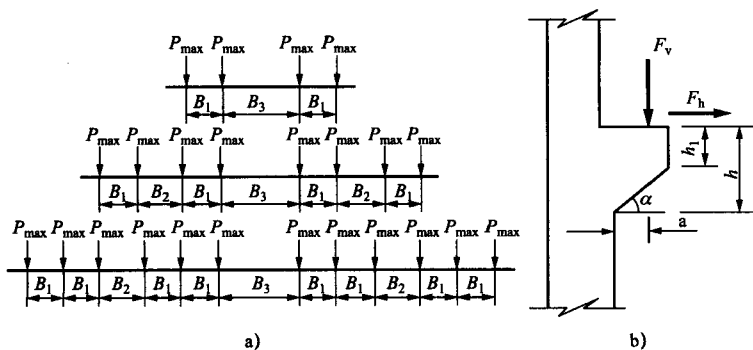
$$P_{vk} = 6P_{\max} ; B_0 = 4B_1 + B_2 + a \quad (13.9.1-7)$$

式中：

P_{\max} ——吊车单轮的最大竖向轮压标准值，按设计图样或设备供应商提供的数值采用；

B_1 、 B_2 ——吊车特征轮距 [如图 13.9.1 (a) 所示]，按设计图样或设备供应商提供的数值采用；

a ——轮压作用点到下部墙面之间的水平距离 [如图 13.9.1 (b) 所示]。



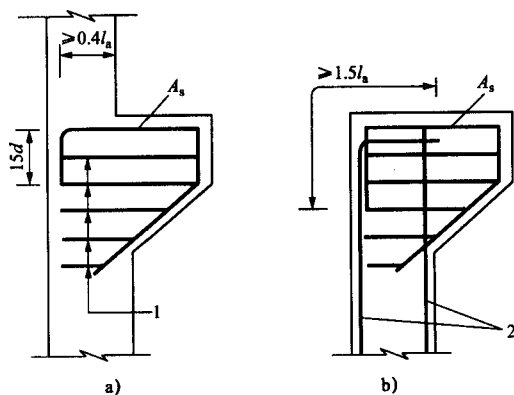
a) 吊车轮压及轮距分布；b) 壁式连续牛腿截面尺寸

图 13.9.1 壁式连续牛腿轮压分布宽度计算

13.9.2 吊车竖向轮压 F_{vk} 、 F_v 及水平制动力 F_{hk} 、 F_h 等确定后，还应考虑轨道及附件等自重，壁式连续牛腿的裂缝控制验算和配筋计算可按 13.8.1~13.8.3 的规定进行。

在连续牛腿伸缩缝两侧各 2m 范围内，受拉钢筋及水平箍筋截面面积应按 13.8.1 和 13.8.2 求得的截面面积乘以 1.3。

13.9.3 连续牛腿承受竖向力的受拉钢筋宜采用 HRB335、HRB400 或 HRB500 级钢筋，其配筋率不应小于 0.15%，直径不应小于 12mm，沿牛腿纵向的间距不宜大于 250mm，并不得下弯兼作弯起钢筋。水平受拉钢筋伸入墙体的长度不应小于锚固长度 l_a [如图 13.9.3 (a) 所示]，并宜伸至墙体的对边，满足水平投影长度不应小于 $0.4l_a$ 和垂直投影长度不应小于 $1.5d$ 的要求。当上部墙体厚度较小不能满足 $0.4l_a$ 的条件和牛腿顶面以上没有墙体时，则水平受拉钢筋应伸至下面墙体的对边并与墙体的竖向钢筋相搭接，搭接方式可按照框架顶层端节点的方式处理 [如图 13.9.3 (b) 所示]。



1—水平拉筋；2—墙体钢筋

图 13.9.3 连续牛腿的配筋构造

13.9.4 连续牛腿的水平箍筋可用水平拉筋或水平 U 形钢筋替代, 钢筋宜采用 HRB335 级钢筋。钢筋直径不应小于 8mm, 竖向间距不应大于 150mm, 沿牛腿纵向的水平间距不应大于 300mm。水平箍筋伸入墙体的长度不应小于锚固长度 l_a , 并宜伸至墙体的对边。

当剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 时, 水平箍筋的用量还应满足 $\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_v}$

不小于 0.12% (HRB335 级钢筋) 的要求。

13.9.5 连续牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时, 宜设置弯起钢筋, 其设置位置、面积及直径同 13.8.2 第 4 款的规定, 其根数不应少于每米 3 根。

连续牛腿的纵向构造钢筋应沿受拉钢筋周边设置, 每米不应少于 3 根, 直径不应小于 12mm。

13.10 弧形闸门支座

13.10.1 弧门支座附近闸墩局部受拉区的裂缝控制应符合下列规定:

1 闸墩受两侧弧门支座推力作用时:

$$F_k \leq 0.7f_{tk}bB \quad (13.10.1-1)$$

2 闸墩受一侧弧门支座推力作用时:

$$F_k \leq \frac{0.55f_{tk}bB}{\frac{e_0}{B} + 0.20} \quad (13.10.1-2)$$

式中:

F_k ——由标准值计算的闸墩一侧弧门支座推力值;

b ——弧门支座宽度;

B ——闸墩厚度;

e_0 ——弧门支座推力对闸墩厚度中心线的偏心距;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 6.1.3 采用。

不能满足上式要求时，应加大弧门支座宽度或提高混凝土强度等级。

13.10.2 闸墩局部受拉区的扇形受拉钢筋截面面积应符合下列规定：

1 闸墩受两侧弧门支座推力作用时：

$$F \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i \quad (13.10.2-1)$$

2 闸墩受一侧弧门支座推力作用时：

$$F \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{B'_0 - a_s}{e_0 + 0.5B - a_s} \right) f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i \quad (13.10.2-2)$$

式中：

F ——闸墩一侧弧门支座推力的设计值；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用；

A_{si} ——闸墩一侧局部受拉有效范围内的第 i 根局部受拉钢筋的截面面积；

f_y ——局部受拉钢筋的抗拉强度设计值，按表 6.2.3-1 采用；

B'_0 ——受拉边局部受拉钢筋中心至闸墩另一边的距离；

a_s ——纵向钢筋合力点至截面近边缘的距离；

θ_i ——第 i 根局部受拉钢筋与弧门推力方向的夹角。

闸墩局部受拉钢筋宜优先考虑扇形配筋方式，扇形钢筋与弧门推力方向的夹角不宜大于 30° ，且扇形钢筋应通过支座高度中点截面（图 13.10.2 中截面 2-2）上的 $2b$ 有效范围内， b 为支座宽度。

闸墩局部受拉钢筋从弧门支座支承面（图 13.10.2 中截面 1-1）算起的延伸长度，不应小于 $2.5h$ （ h 为支座高度）。局部受拉钢筋宜长短相间地截断。闸墩局部受拉钢筋的另一端应伸过支座高度中点截面（图 13.10.2 中截面 2-2），并且至少应有一半钢筋伸至

支座底面（图 13.10.2 中截面 3-3），并采取可靠的锚固措施。

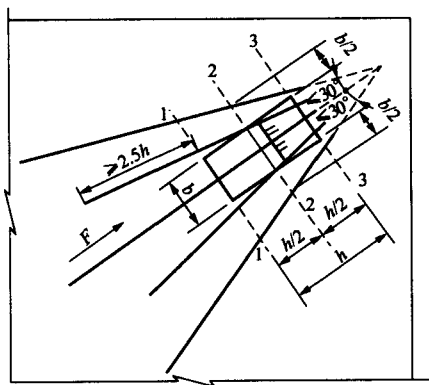


图 13.10.2 闸墩局部受拉钢筋的有效分布范围

当弧门支座距闸墩顶面和下游侧面的距离较小时，在闸墩顶面和下游侧面宜配置 1~2 层水平和竖向限裂钢筋网，钢筋直径可取 16mm~25mm，间距 150mm~200mm。

13.10.3 弧门支座的剪跨比 a/h_0 宜小于 0.3 (a 为弧门推力作用点至闸墩边缘的距离)，其截面尺寸应符合下列规定（如图 13.10.3 所示）：

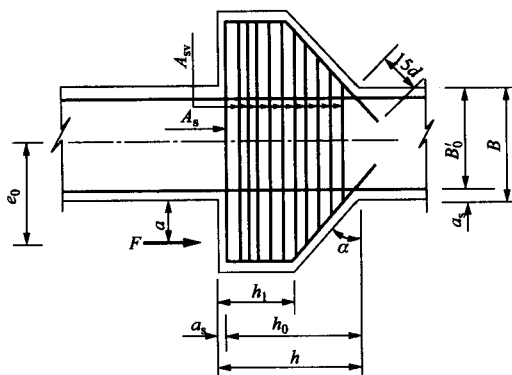


图 13.10.3 中墩弧门支座截面构造

1 弧门支座的裂缝控制要求:

$$F_k \leq 0.7f_{tk}bh \quad (13.10.3)$$

式中:

h ——支座高度, h 不宜小于 b 。

2 支座的外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$ 。

3 在弧门支座推力设计值 F 作用下, 支座支承面上的局部受压应力不应超过 $0.9f_c$, 否则应采取加大受压面积、提高混凝土强度等级或设置钢筋网等有效措施。

13.10.4 弧门支座的纵向受力钢筋截面面积应按下列公式计算:

$$A_s = \frac{\gamma_d Fa}{0.8f_y h_0} \quad (13.10.4)$$

式中:

A_s ——纵向受力钢筋的总截面面积;

a ——弧门推力作用点至闸墩边缘的距离;

f_y ——纵向受力钢筋的抗拉强度设计值, 按表 6.2.3-1 采用。

承受弧门支座推力所需的纵向受力钢筋的配筋率不应小于 0.20%。中墩支座内的纵向受力钢筋宜贯穿中墩厚度, 纵筋应沿弧门支座下弯并伸入墩内不应小于 $15d$ (如图 13.10.3 所示)。边墩支座内的纵向受力钢筋应伸过边墩中心线后再延伸一个锚固长度 l_a , 另一端伸入墩内的长度不小于 $15d$ 。

13.10.5 弧门支座应设置箍筋, 箍筋直径不应小于 12mm, 间距可为 150 mm~250mm, 且在支座顶部 $2h_0/3$ 范围内的箍筋总截面面积不应小于纵向受力钢筋截面面积 A_s 的 1/2。

对于承受大推力的弧门支座, 宜在垂直于水平箍筋的方向布置适量的垂直箍筋。

13.11 弧形闸门预应力混凝土闸墩

13.11.1 基本设计规定:

1 当弧形闸门承受的总推力标准值达到 25000kN 以上时,宜采用预应力混凝土闸墩。

2 预应力混凝土闸墩进行结构应力分析时,应考虑各种荷载组合和设计工况;宜采用三维有限元法进行闸墩的应力分析,在确认成果合理有效后方可用于工程设计。必要时还可采用结构模型试验论证。

3 预应力混凝土闸墩设计应按照第 5 章和第 11 章的相关规定执行。

4 预应力混凝土闸墩的混凝土强度等级不应低于 C30, 锚块和颈部等部位的混凝土强度等级不应低于 C40。预应力钢筋可采用消除应力钢丝、钢绞线和螺纹钢筋等, 锚块的预应力钢筋宜采用螺纹钢筋。

5 预应力锚固体体系宜采用夹片式锚具、墩头锚具以及螺丝端杆等锚具。

6 预应力钢筋由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{11} 、预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{12} 和预应力钢筋的应力松弛引起的预应力损失值 σ_{14} , 可分别按 11.1.16、11.1.18 和 11.1.15 计算; 混凝土收缩与徐变引起的预应力损失值 σ_{15} 可近似取为 $0.05 \sigma_{con}$ 。

13.11.2 在弧门推力标准值作用下, 简单锚块(弧门支座)的截面尺寸应符合下列要求:

1 锚块(弧门支座)的斜截面抗裂控制, 应符合下列规定:

$$F_k \leq 0.75 f_{tk} b h \quad (13.11.2)$$

式中:

F_k —— 闸墩一侧弧门推力标准值;

h —— 锚块的高度(沿推力方向);

b —— 锚块的宽度(垂直推力方向);

f_{tk} —— 混凝土轴心抗拉强度标准值, 应按表 6.1.3 取用。

2 锚块的剪跨比 a/h_0 宜控制在 0.2 左右(a 为弧门推力作用点至闸墩边缘的距离, h_0 为锚块的有效高度); 锚块的宽度(垂

直于推力方向)应满足弧门支座安装的尺寸要求及预应力锚束布置的尺寸要求。

13.11.3 闸墩颈部抗裂控制验算:

1 在弧门推力标准组合下,闸墩颈部抗裂控制应符合下列规定:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0.7 f_{tk} \quad (13.11.3)$$

式中:

σ_{ck} ——弧门推力标准组合下,颈部截面边缘混凝土的法向拉应力,有限元计算时,可取颈部截面受拉区边缘至最外侧主锚束孔中心之间的混凝土法向拉应力的平均值;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后,颈部截面边缘混凝土的法向预压应力,有限元计算时,可取颈部截面受拉区边缘至最外侧主锚束孔中心之间的混凝土法向预压应力的平均值。

2 颈部截面边缘混凝土的法向应力 σ_{ck} 及 σ_{pc} 值,可按下列方法进行计算:

- 1) 按有限元法计算;
- 2) 初步计算时亦可按以材料力学公式为基础的应力修正法计算。应力修正法的计算方法参见附录 L。

13.11.4 闸墩颈部正截面受拉承载力应分别符合下列规定:

1 中墩颈部采用对称配筋时,应同时满足下列要求:

在双侧弧门推力设计值作用下,其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$F \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i + f_{py} \sum_{j=1}^m A_{pj} \cos \beta_j \right) \quad (13.11.4-1)$$

在单侧弧门推力设计值作用下,其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$Fe' \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i (B'_0 - a_{si}) + f_{py} \sum_{j=1}^m A_{pj} \cos \beta_j (B'_0 - a_{pj}) \right]$$

式中:

F —— 闸墩一侧弧门推力设计值;

f_y —— 非预应力钢筋抗拉强度设计值, 应按表 6.2.3-1 采用;

f_{py} —— 预应力钢筋抗拉强度设计值, 应按表 6.2.3-2 采用;

A_{si} —— 颈部受拉区一侧第 i 根非预应力钢筋的截面面积;

A_{pj} —— 颈部受拉区一侧第 j 根预应力钢筋的截面面积;

B'_0 —— 颈部截面有效高度, 即受压区非预应力钢筋和预应力钢筋合力作用点至受拉边缘的距离;

a_{si} —— 颈部受拉区一侧第 i 根非预应力钢筋合力作用点至受拉边缘的距离;

a_{pj} —— 颈部受拉区一侧第 j 根预应力钢筋合力作用点至受拉边缘的距离;

e' —— 弧门推力作用点至受压区非预应力钢筋和预应力钢筋合力作用点之间的距离;

θ_i —— 颈部受拉区一侧第 i 根非预应力钢筋在立面上与弧门推力方向投影的夹角;

β_j —— 颈部受拉区一侧第 j 根预应力钢筋在立面上与弧门推力方向投影的夹角;

n —— 颈部受拉区一侧非预应力钢筋的数量;

m —— 颈部受拉区一侧预应力钢筋的数量。

2 边墩或缝墩颈部采用非对称配筋时, 在单侧弧门推力设计值作用下, 其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$F \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i + f_{py} \sum_{j=1}^m A_{pj} \cos \beta_j - f'_y \sum_{i=1}^n A'_{si} \cos \theta'_i + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \sum_{j=1}^m A'_{pj} \cos \beta'_j - f_c b x \right]$$

$$Fe \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(B_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y \sum_{i=1}^n A'_{si} \cos \theta'_i (B_0 - a'_{si}) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \sum_{j=1}^m A'_{pj} (B_0 - a'_{pj}) \cos \beta'_j \right]$$

(13.11.4-4)

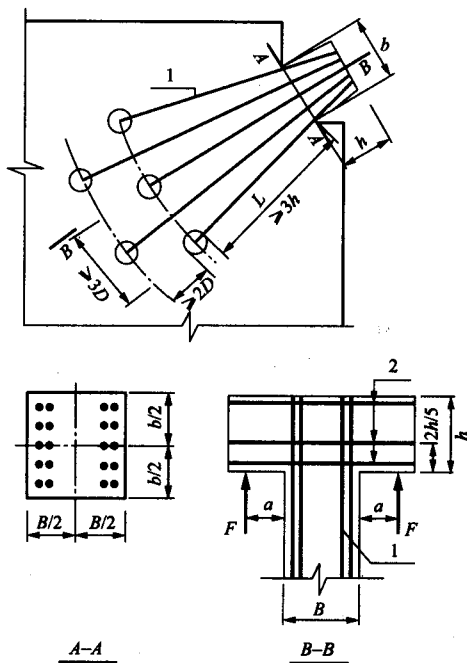
式中：

- F ——闸墩一侧弧门推力设计值；
- f'_{py} ——受压区预应力钢筋的抗压强度设计值；
- f'_y ——受压区非预应力钢筋的抗压强度设计值；
- σ'_{p0} ——颈部受压区预应力钢筋合力作用点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋应力值；
- A'_{si} ——颈部受压区一侧第 i 根非预应力钢筋的截面面积；
- A'_{pj} ——颈部受压区一侧第 j 根预应力钢筋的截面面积；
- B_0 ——颈部截面有效高度，即受拉区非预应力钢筋和预应力钢筋合力作用点至受压边缘的距离；
- a'_{si} ——颈部受压区一侧第 i 根非预应力钢筋合力作用点至受压边缘的距离；
- a'_{pj} ——颈部受压区一侧第 j 根预应力钢筋合力作用点至截面受压边缘的距离；
- e ——弧门推力作用点至受拉区非预应力钢筋和预应力钢筋合力作用点之间的距离；
- θ_i ——颈部受拉区一侧第 i 根非预应力钢筋在立面上与弧门推力方向投影的夹角；
- θ'_i ——颈部受压区一侧第 i 根非预应力钢筋在立面上与弧门推力方向投影的夹角；
- β'_j ——颈部受压区一侧第 j 根预应力钢筋在立面上与弧门推力方向投影的夹角。

此时，混凝土受压区计算高度应符合 $x \leq \xi_b h_0$ 的要求；当计

算中考虑非预应力受压钢筋时，尚应符合 $x \geq 2a'$ 的条件。当 $x < 2a'$ 时，可按式 (13.11.4-2) 计算。

13.11.5 闸墩颈部主锚束在闸墩体内的布置，应符合下列要求（如图 13.11.5 所示）：



1—主锚束；2—次锚束

注：D 为预应力锚孔的直径。

图 13.11.5 主锚束在闸墩立面上的布置

1 主锚束在闸墩立面上的布置，应沿弧门推力方向呈辐射状扩散，锚束的扇形最大辐射角或总扩散角不宜大于 20° 。主锚束长度宜长短相间布置。

2 主锚束在闸墩平面上的布置可按下列方法：

1) 中墩主锚束宜对称布置；边墩和缝墩主锚束宜非对称

布置：

- 2) 主锚束在闸墩平面上的投影，宜平行于闸墩侧立面或与闸墩侧立面成 $1^{\circ} \sim 3^{\circ}$ 的夹角；
- 3) 主锚束宜尽量靠近闸墩外侧面（临水面），但锚束距闸墩外侧面不宜小于 500mm。主锚束水平间距宜为 500mm~600mm。

3 预应力锚束的孔道直径，应根据锚束的直径确定，并留有一定的空间和灌浆通路。孔道预留方法宜采用预埋钢管或波纹管。

4 锚束在上游端锚固的位置及形式：锚束可锚固在闸墩中的预留锚孔、浅槽、竖井以及闸墩上游面等，但宜采用预留水平锚孔的方式。

当闸墩颈部截面法向应力值为 $2.0\text{N/mm}^2 \sim 7.0\text{N/mm}^2$ 时，锚固位置点至弧门推力作用点的距离 L (m) 可符合下列规定：

$$L \geq \frac{40 + 8(\sigma_{\text{ck}} - 2)}{B} \quad (13.11.5)$$

式中：

B —— 闸墩厚度，m；

σ_{ck} —— 弧门推力效应标准组合下颈部抗裂验算边缘混凝土的法向应力， N/mm^2 。

闸墩体内锚固区的锚孔与锚块（弧门支承体）的最小距离不宜小于锚块高度 h （颈部至锚块端部承压面距离）的 3 倍；锚孔的净距不应小于锚孔直径的 2 倍。

13.11.6 弧门支座（简单锚块）计算：

- 1 锚块锚固区的局部受压承载力计算：
 - 1) 锚块锚具下的局部受压区的截面尺寸，应符合 9.8.1 的规定；
 - 2) 锚块锚具下的局部受压承载力计算，应符合 9.8.2 的规定；
 - 3) 在弧门一侧推力设计值 F 的作用下，锚块支承面上

的局部受压应力不应超过 $0.9 f_c$ ，否则应采取加大受压面积、提高混凝土强度等级或设置钢筋网等有效措施。

2 预应力水平次锚束计算：

1) 第一排预应力水平次锚束应符合下列规定：

$$A_{p1} \geq \frac{F_k a}{(h - a_{p1}) \sigma_{pe}} \quad (13.11.6-1)$$

式中：

- F_k —— 闸墩一侧弧门推力标准值；
- A_{p1} —— 靠近弧门支承面的第一排水平次锚束的截面面积；
- σ_{pe} —— 预应力次锚束的有效预应力；
- h —— 锚块的高度；
- a_{p1} —— 靠近弧门铰支承面的第一排水平次锚束的重心至支承面的距离；
- a —— 弧门推力作用点至闸墩边缘的距离。

2) 预应力水平次锚束不宜少于 3 排。其他各排预应力次锚束的面积宜与第一排水平次锚束相同。弧门支承体的预应力水平次锚束应采用非均匀布置，靠近弧门铰支承面及锚块下游面各布置一排次锚束，其余放在高支承面 $2h/5$ 的范围内。

3 锚块承载力计算：

在弧门推力设计值作用下，锚块正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$F \leq \frac{1}{\gamma_d} \left\{ \frac{0.8 [A_s f_y h_0 + A_{p1} f_{py} (h - a_{p1})]}{a} \right\} \quad (13.11.6-2)$$

式中：

- F —— 闸墩一侧弧门推力设计值；
- A_s —— 锚块纵向受拉钢筋的截面面积；

f_y 、 f_{py} ——分别为锚块纵向受拉钢筋和预应力水平次锚束的抗拉强度设计值，应按表 6.2.3-1 和表 6.2.3-2 采用；

h 、 h_0 ——锚块的高度和有效高度；

a_{p1} ——靠近弧门支承面第一排水平次锚束的重心至锚块近边缘的距离；

a ——弧门推力作用点至闸墩边缘的距离。

锚块纵向受拉钢筋的构造应符合 13.10.4 的要求。

简单锚块应设置箍筋，箍筋的构造应符合 13.10.5 的规定。

13.11.7 闸墩体内锚束锚固区计算：

1 锚孔局部承压区的承载力应按 9.8.2 的规定进行计算。

2 锚孔顶、底部（或侧边）的局部受拉承载力宜按有限元法计算；初步设计时，可用式（13.11.7）计算。

$$F_p = \frac{1}{\gamma_d} f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i \quad (13.11.7)$$

式中：

F_p ——单个锚孔的预应力钢筋张拉力的设计值；

f_y ——非预应力钢筋的抗拉强度设计值，应按表 6.2.3-1 采用；

A_{si} ——锚孔顶、底部（或侧边）第 i 根钢筋的截面面积；

θ_i ——锚孔顶、底部（或侧边）第 i 根钢筋与锚固力作用方向的夹角；

n ——锚孔顶、底部（或侧边）钢筋的数量（如图 13.11.7 所示）。

3 锚孔处钢筋的布置宜采用网状配筋，如图 13.11.7 所示。

1) 锚孔顶、底部（或侧边）钢筋向孔前方及孔后方延伸的长度均应大于 $0.5D$

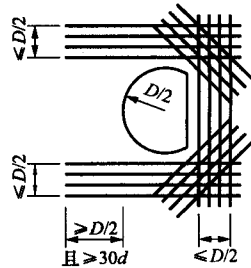


图 13.11.7 锚孔局部钢筋布置

- (D 为锚孔直径)且不小于 $30d$ (d 为钢筋直径), 钢筋的布置宽度应不大于 $0.5D$ 。
- 2) 锚孔顶、底(或侧边)拐角处的局部增强钢筋不宜小于局部受拉钢筋截面面积的 $1/4$ 。局部增强钢筋的方向与承压板的夹角可取为 45° , 钢筋长度不应小于 $100d$ (d 为钢筋直径), 钢筋布置宽度为 $(1/4 \sim 1/2)$ 锚孔直径;
 - 3) 锚孔上游侧应按构造配置钢筋(锚孔前方与承压面平行布置的钢筋), 钢筋向孔上方及孔下方延伸的长度, 均应大于 $0.5D$ (D 为锚孔直径), 且不应小于 $30d$ (d 为钢筋直径)。

13.12 钢筋混凝土蜗壳

13.12.1 钢筋混凝土蜗壳适用于 40m 以下水头的水电站。当蜗壳最大作用水头在 40m 以上时宜采用金属蜗壳, 若采用钢筋混凝土蜗壳时, 则应有技术经济论证。

13.12.2 蜗壳顶板和侧墙内力可简化成平面框架计算; 当蜗壳顶板与侧墙厚度较大时, 尚应考虑节点刚性和剪切变形影响。大型蜗壳结构宜进行三维有限元分析。

13.12.3 根据框架分析得出的顶板和侧墙内力特征, 应按第 9 章和第 10 章分别进行承载能力计算及裂缝宽度控制验算。按弹性三维有限元计算时, 可按照附录 D 的有关规定进行配筋计算和按照 10.3.2 进行裂缝宽度控制验算。

13.12.4 尾水锥体可简化成等厚圆筒进行内力分析和配筋计算, 并应满足构造配筋的要求。

13.12.5 蜗壳顶板径向钢筋和侧墙竖向钢筋最小配筋率不应小于 12.5 的规定, 且每延米不少于 5 根, 直径不应小于 16mm 。顶板径向钢筋宜呈辐射状, 分上下两层布置。顶板与侧墙的交角处宜设置斜筋。根据侧墙厚度, 在侧墙内外层钢筋之间宜配置连系

拉筋，直径不应小于 8mm。

顶板和侧墙环向钢筋配筋量不宜小于径向钢筋的 50%。

13.12.6 蜗壳最大裂缝宽度不应超过表 5.3.2 规定的限值。当蜗壳内壁增设专门的防渗层时，裂缝宽度限值可放宽。

13.12.7 对接力器坑、进人孔等孔洞部位应布置加强钢筋；对于座环部位应配置适量承压钢筋，增强座环顶部混凝土的钢筋连接。

13.13 钢筋混凝土尾水管

13.13.1 尾水管扩散段顶板、底板和侧墙内力可简化成平面框架计算，并考虑截面上的不平衡剪力；当尾水管顶板与侧墙厚度较大时，尚应考虑节点刚性和剪切变形影响；肘管段底板可简化为弹性地基上的板进行计算；大型尾水管结构宜进行三维有限元分析。

13.13.2 根据分析得出的顶板、底板和侧墙内力特征，应按第 9 章和第 10 章分别进行承载能力计算及裂缝宽度控制验算。按弹性三维有限元计算时，可按照附录 D 的有关规定进行配筋计算和按照 10.3.2 进行裂缝宽度控制验算。

13.13.3 尾水管顶板或整体式底板符合深受弯构件的条件时，可按深受弯构件进行承载力计算和配筋。

13.13.4 按平面框架分析时，尾水管顶板和底板分布钢筋不应小于受力钢筋的 30%；肘管段顺水流向钢筋不应小于垂直水流向钢筋的 75%，且每延米长度不应少于 5 根，其直径不应小于 16mm。

13.13.5 尾水管顶板和底板垂直水流向的受力钢筋最小配筋率应符合 12.5 的规定。

13.13.6 尾水管扩散段顶板如果采用预制梁做浇筑模板时，还应按 13.6 的规定进行设计。

13.13.7 尾水管侧墙水平分布钢筋不应小于竖向受力钢筋的 30%，且每延米长度不少于 5 根，其直径不宜小于 16mm。

13.13.8 对于孔洞等易产生应力集中的薄弱部位应配置加强钢

筋。

13.13.9 整体式尾水管顶板、底板与侧墙交角处外侧钢筋宜做成封闭式。顶板、底板与侧墙内侧宜设置加强斜筋。

13.13.10 分离式尾水管底板配筋构造要求按 13.1 的有关规定执行。

13.14 坝体内孔洞

13.14.1 坝体内孔洞等结构采用大坝混凝土时，其结构混凝土强度应符合 6.1.2 的规定。

13.14.2 坝体内孔洞周边配筋可根据应力计算成果，按照附录 D 的方法计算配筋。

13.14.3 为防止孔洞角隅裂缝开展，宜布置角缘斜筋。

13.14.4 对采取坝体横缝灌浆措施的孔口，应复核孔侧的配筋；对于孔侧较薄的大孔口，宜配置孔侧施工期温度构造钢筋。

13.15 平面闸门门槽

13.15.1 对闸门门槽，应按 9.8 的规定对门槽部位的混凝土进行局部受压承载力的验算。

13.15.2 当闸门门槽高度每延米受载大于 2000kN 时，应对闸门门槽混凝土斜截面承载力进行复核。当门槽混凝土斜截面承载力不能满足要求时，可提高混凝土的强度等级或在二期混凝土内配置钢筋、掺加纤维。

13.15.3 钢筋的配置可根据三维线弹性有限元方法计算的应力，按照附录 D 的方法确定配筋。

13.15.4 当两扇平板闸门门槽距离较近或支撑闸门的混凝土厚度较薄时，门槽的配筋也可按照 13.9 的规定计算。

14 温度作用设计原则

14.1 一般规定

14.1.1 下列情况应考虑温度作用：

- 1 重要的大体积混凝土结构抗裂验算时。
- 2 对限制裂缝宽度有严格要求的超静定钢筋混凝土结构设计。
- 3 为确定温度伸缩缝位置和设计防渗止水构造设施，对结构构件进行变形计算时。

能保证自由变形的非大体积结构可不考虑温度作用的影响。
坝体的温控设计应遵照坝工设计的有关规范进行。

14.1.2 温度作用应按下列情况分别考虑：

1 混凝土浇筑施工期：考虑外界气温、混凝土浇筑温度、胶凝材料水化热、调节结构温度状态的人工温控措施、建筑物基底及相邻部分的热量传导等。

2 结构运用期：考虑外界气温、水温、结构表面日照影响等。

拱和框架等非大体积的超静定钢筋混凝土结构可只考虑运用期的温度作用。

14.1.3 气温、水温、表面日照辐射热等温度作用的计算参数及周期变化过程应取自工程附近气象水文部门的实测资料，或根据 DL 5077 确定。

14.1.4 对于大型工程，混凝土的线热胀系数 α_c 、导热系数 λ 、比热 c 及导温系数 a 等热学特性指标，均应由试验或专门研究确定。

对于工程设计或大型工程的预可行性研究、可行性研究，混凝土的热学特性指标可按照类似工程经验或附录 B 估算。

混凝土表面设有保温层时，等效的放热系数 β_{eq} 可参见附录 B

的公式计算。

胶凝材料水化热及混凝土的绝热温升应通过试验确定。初估时可参见附录 B 的公式计算。

14.1.5 对重要结构除温度作用外，在混凝土浇筑初期，还应考虑因湿度变化引起的混凝土干缩对结构的影响。混凝土的干缩变形宜由试验或专门研究确定，初估时也可将混凝土的干缩影响折算为 $10^{\circ}\text{C} \sim 15^{\circ}\text{C}$ 的温降。

大体积结构以及位于水下、与水接触、填土覆盖的或在施工期采用补偿收缩水泥、掺用膨胀剂、长期湿养护、表面刷保水涂料等有效措施的结构，可不考虑湿度的作用。位于湿润地区的结构可根据具体情况确定。

14.2 大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制

14.2.1 大体积混凝土结构的温度场应采用包括不稳定过程在内的热传导方程计算。

14.2.2 大体积混凝土结构在温度作用下的应力宜根据徐变应力分析理论的有限元法计算。

弹性基础上的混凝土结构，当基础与结构的材料特性符合比例变形条件时，或刚性基础上的混凝土结构，也可利用混凝土应力松弛系数进行徐变温度应力计算。此时，可将时间划分为 n 个时段，计算每一时段首末的温差 ΔT_i 、混凝土线胀系数 α_c 及混凝土在该时段的平均弹性模量 $E_c(\tau_i)$ ，然后求得第 i 时段 $\Delta \tau_i$ 内弹性温度应力的增量 $\Delta \sigma_i$ ，并利用松弛系数考虑混凝土的徐变。

计算时刻 t 时的徐变温度应力可按下列公式计算：

$$\sigma^*(t) = \sum_{i=1}^n \Delta \sigma_i K_r(t, \tau_i) \quad (14.2.2)$$

式中：

t ——计算时刻的混凝土龄期；

τ_i ——混凝土在第 i 时段中点的龄期；

$K_i(t, \tau_i)$ ——混凝土的应力松弛系数。

应力松弛系数宜由试验结果确定的徐变公式推算确定，对工程的预可行性研究及可行性研究可选择合适的徐变公式推算。

14.2.3 大体积混凝土结构在温度作用下的抗裂验算应符合下列规定：

$$\gamma_0 \sigma^*(t) \leq \varepsilon_i(t) E_c(t) \quad (14.2.3-1)$$

$$\varepsilon_i(t) = [0.655 \tan^{-1}(0.84t)] \varepsilon_{i(28)} \quad (14.2.3-2)$$

$$E_c(t) = 1.44[1 - \exp(-0.41t^{0.32})] E_{c(28)} \quad (14.2.3-3)$$

式中：

γ_0 ——结构重要性系数；

$\varepsilon_i(t)$ ——计算时刻 t 时的混凝土允许拉应变，对于不掺粉煤灰的混凝土可按式 (14.2.3-2) 计算；

$E_c(t)$ ——计算时刻 t 时的混凝土弹性模量。

上列诸式中， $\varepsilon_{i(28)}$ 为 28d 龄期混凝土的允许拉应变，可按表 14.2.3 取值； $E_{c(28)}$ 为 28d 龄期的混凝土弹性模量，可按表 6.1.6 采用。

表 14.2.3 28d 龄期时的混凝土允许拉应变 $\times 10^{-4}$

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30
$\varepsilon_{i(28)}$	0.50	0.55	0.60	0.65

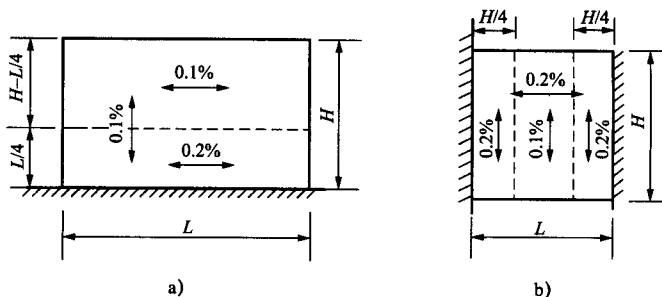
14.2.4 对于允许出现裂缝的结构，当考虑温度作用影响且不足抗裂要求时，应配置温度钢筋限制温度裂缝扩展。

1 闸墩等底部受基岩约束的垂直墙体 [如图 14.2.4 (a) 所示]：

- 1) 在离基岩 $L/4$ 高度范围内，墙体每一侧面的水平钢筋配筋率宜为 0.2%，但每米配筋不多于 5 根直径为

20mm 的钢筋；

- 2) 上部其余高度范围内，水平钢筋配筋率宜为 0.1%，但每米配筋不多于 5 根直径为 16mm 的钢筋；
 - 3) 墙体竖直钢筋的配筋要求同 2)。
- 2 两端受大体积混凝土约束的墙体 [如图 14.2.4 (b) 所示]：
- 1) 每一侧墙体水平钢筋配筋率宜为 0.2%，但每米配筋不多于 5 根直径为 20mm 的钢筋；
 - 2) 在离约束边 $H/4$ 长度范围内，每侧竖向钢筋配筋率宜为 0.2%，但每米不多于 5 根直径为 20mm 的钢筋；
 - 3) 其余部位的竖向钢筋配筋率宜为 0.1%，但每米不多于 5 根直径为 16mm 的钢筋。



a) 底部受约束的墙体； b) 两端受约束的墙体

L —墙长； H —墙高

图 14.2.4 墙体温度钢筋配置示意图

3 底面受基岩约束的底板，应在板顶面配置钢筋网，每一方向的配筋率宜为 0.1%，但每米配筋不多于 5 根直径为 16mm 的钢筋。

4 当大体积混凝土块体因本身温降收缩受到基岩或老混凝土的约束而产生基础裂缝时，应在块体底部配置限裂钢筋。

5 温度作用与其他荷载共同作用时，当其他荷载所需的受拉钢筋面积超过上述配筋用量时，可不另配温度钢筋。

14.3 考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算

14.3.1 钢筋混凝土框架计算时，应考虑框架封闭时的温度与运行期间可能遇到的最高或最低多年月平均温度之间的均匀温差。必要时，考虑结构在运行期间的内外温差。

14.3.2 钢筋混凝土框架结构承载力极限状态验算时，温度作用的分项系数 γ_T 可取为 1.1；正常使用极限状态验算时， γ_T 可取为 1.0。

14.3.3 分析钢筋混凝土框架在温度作用产生的内力时，杆件的刚度应取开裂后的实际刚度。可采用混凝土开裂后刚度分段变化的非线性分析方法或其他降低构件刚度的近似方法。

15 钢筋混凝土结构构件抗震设计

15.1 一般规定

15.1.1 地震区的钢筋混凝土构件，除应符合前面各章的要求外，尚应根据 DL 5073 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。

15.1.2 钢筋混凝土构件抗震设计时，应根据建筑物的设计烈度提出相应的抗震验算要求、抗震措施和配筋构造要求。

结构的抗震验算，应符合下列规定：

1 设计烈度为 6 度时的钢筋混凝土构件（建造于 IV 类场地上较高的高层结构除外），可不进行截面抗震验算，但应符合本章的抗震措施及配筋构造要求。

2 设计烈度为 6 度时建造于 IV 类场地上较高的高层结构，7 度和 7 度以上的钢筋混凝土结构，应进行截面抗震验算。

3 基本烈度为 8 度地区的框架结构，当高度不大于 12m 且体形规则时，可按 7 度设计烈度设防。

4 基本烈度为 6 度以上的地区的次要建筑物可按本地区基本烈度降低一度采取抗震措施。

15.1.3 抗震验算时，钢筋混凝土构件截面承载力的设计表达式应为：

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_E, \gamma_Q Q_k, \gamma_E E_k, a_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k) \quad (15.1.3)$$

式中：

γ_0 ——结构重要性系数，结构安全级别为 I 级、II 级、III 级时， γ_0 分别取为 1.1, 1.0, 0.9；

- ψ ——设计状况系数，抗震设计时， ψ 可取为 0.85；
 γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 5.2.1 采用；
 $S(\cdot)$ ——作用效应函数；
 G_E ——重力荷载代表值；
 Q_k ——可变荷载的标准值；
 E_k ——相应于设计烈度的地震作用代表值，按 DL 5073 计算，应包括地震作用的效应折减系数 ξ 在内；
 γ_G 、 γ_Q ——相应的重力荷载及可变荷载的分项系数；
 γ_E ——地震作用分项系数，取为 1.0；
 $R(\cdot)$ ——结构构件抗力函数；
 α_k ——结构构件几何参数的标准值；
 f_d ——材料强度设计值。

15.1.4 基本烈度为 8 度、9 度地区的大跨度结构及高耸结构，还应考虑竖向地震作用。

15.1.5 对于钢筋混凝土框架及铰接排架等类结构，当设计烈度为 9 度时，混凝土强度等级不宜低于 C30，也不宜超过 C60；当设计烈度为 7 度、8 度时，混凝土强度等级不应低于 C25。纵向受力钢筋宜优先选用 HRB335、HRB400、HRB500 级钢筋；箍筋宜选用 HPB235、HPB300、HRB335 级钢筋。

钢筋混凝土框架结构按 8 度、9 度设计烈度设防时，纵向受力钢筋不宜采用余热处理钢筋。施工中纵向受力钢筋的实测极限抗拉强度与实测屈服强度的比值不应小于 1.25；屈服强度的实测值与强度标准值的比值，不应大于 1.3。

不宜以强度等级较高的钢筋代替原设计中的纵向受力钢筋，如需要代换时，应按照钢筋受拉承载力相等的原则进行代换。

15.1.6 纵向受拉钢筋最小锚固长度 l_{aE} 应按下列规定取用：设计烈度为 8 度、9 度时， $l_{aE} = 1.15l_a$ ；设计烈度为 7 度时， $l_{aE} = 1.05l_a$ ；设计烈度为 6 度时， $l_{aE} = l_a$ 。

l_a 为纵向受拉钢筋的锚固长度，按表 12.3.2 确定。

纵向受力钢筋的接头宜采用焊接接头、机械连接接头，其接头位置和搭接长度要符合 12.4.4 的规定。

15.1.7 高层框架结构、框架—剪力墙结构、剪力墙结构等抗震设计应按照有关标准的规定执行。

15.2 框 架 梁

15.2.1 考虑地震作用组合的钢筋混凝土框架梁，其受弯承载力应按第 9 章的公式计算。

在计算中，计入纵向受压钢筋的梁端混凝土受压区计算高度 x 应符合下列规定：

$$\text{设计烈度为 9 度时：} \quad x \leq 0.25h_0 \quad (15.2.1-1)$$

$$\text{设计烈度为 7 度、8 度时：} \quad x \leq 0.35h_0 \quad (15.2.1-2)$$

15.2.2 框架梁梁端的剪力设计值 V_b 应按下列公式计算：

$$V_b = \frac{\eta(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (15.2.2)$$

式中：

M_b^l 、 M_b^r —— 框架梁在地震作用组合下的左、右端弯矩设计值；

V_{Gb} —— 考虑地震作用效应组合时的重力荷载产生的剪力设计值，可按简支梁计算；

l_n —— 梁的净跨；

η —— 剪力增大系数，对设计烈度为 7 度， $\eta=1.05$ ；对设计烈度为 8 度， $\eta=1.10$ ；对设计烈度为 9 度， $\eta=1.25$ 。

式 (15.2.2) 中弯矩设计值之和 ($M_b^l + M_b^r$) 应分别按顺时针方向和逆时针方向计算，并取其较大值。

15.2.3 考虑地震作用组合时，框架梁的斜截面受剪承载力应按 9.5.3 计算，但 $V_c = 0.42f_t b h_0$ ；对集中荷载作用为主的独立梁， $V_c = 0.3f_t b h_0$ 。

设计烈度为 7 度、8 度、9 度的框架梁，其截面尺寸应符合下

列规定：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.2 f_c b h_0) \quad (15.2.3)$$

式中：

V_b ——考虑地震作用组合时框架梁的剪力设计值。

15.2.4 考虑地震作用组合的框架梁，其纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%，也不应小于表 15.2.4 规定的数值。

纵向钢筋的直径不应小于 14mm。梁的截面上部和下部至少各配置两根贯通全梁的纵向钢筋，其截面面积应分别不小于梁两端上、下部纵向受力钢筋中较大截面面积的 1/4。

在框架梁两端的箍筋加密区范围内，纵向受压钢筋和纵向受拉钢筋的截面面积比值 A'_s / A_s 不应小于 0.5（设计烈度为 9 度）或 0.3（设计烈度为 7 度、8 度）。

表 15.2.4 框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率 %

设计烈度	梁中位置	
	支座	跨中
9 度	0.40	0.30
8 度	0.30	0.25
6 度、7 度	0.25	0.20

15.2.5 考虑地震作用效应组合的框架梁，在梁端应加密箍筋，加密区长度及加密区内箍筋的间距和直径应按表 15.2.5-1 的规定采用。

第一个箍筋应设置在距节点边缘不大于 50mm 处。当设计烈度为 8 度和 9 度时，箍筋的肢距不应大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值；当设计烈度为 6 度和 7 度时，不应大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值。箍筋端部应有 135° 弯钩，弯钩的平直段长度不小于 $10d_s$ （ d_s 为箍筋直径）。

DL / T 5057 — 2009

承受地震作用为主的框架梁，非加密区的箍筋间距不应大于加密区箍筋间距的 2 倍。沿梁全长的箍筋配筋率 ρ_{sv} 应符合表 15.2.5-2 的规定。

表 15.2.5-1 框架梁梁端箍筋加密区的构造要求

设计烈度	箍筋加密区长度	箍筋间距	箍筋直径
9 度	$\geq 2h; \geq 500\text{mm}$	$\leq 6d; \leq h/4; \leq 100\text{mm}$	$\geq 10\text{mm}; \geq d/4$
8 度	$\geq 1.5h; \geq 500\text{mm}$	$\leq 8d; \leq h/4; \leq 100\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}; \geq d/4$
7 度		$\leq 8d; \leq h/4; \leq 150\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}; \geq d/4$
6 度			$\geq 6\text{mm}; \geq d/4$
注 1: 表中 h 为梁高, d 为纵向钢筋直径。 注 2: 梁端纵向钢筋配筋率大于 2% 时, 箍筋直径应增大 2mm。			

表 15.2.5-2 沿梁全长的箍筋最小配筋率 ρ_{sv} %

设计烈度		9 度	8 度	7 度	6 度
钢筋种类	HPB235	0.20	0.18	0.17	0.16
	HPB300	0.18	0.15	0.13	0.12
	HRB335	0.15	0.13	0.12	0.11

15.3 框 架 柱

15.3.1 考虑地震作用效应组合的框架柱，其正截面受压承载力或受拉承载力应按 9.3 或 9.4 的公式计算。

15.3.2 考虑地震作用效应组合的框架，除顶层柱和轴压比 $\left(\frac{\gamma_d N}{f_c A}\right)$ 小于 0.15 者外，框架节点的上、下柱端的弯矩设计值总和应按下列公式计算：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (15.3.2)$$

式中：

$\sum M_c$ —— 考虑地震作用组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之

和；柱端弯矩设计值的确定，在一般情况下，可将式(15.3.2)计算的弯矩之和，按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震作用组合的弯矩比进行分配；

$\sum M_b$ ——同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向计算的

两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值，设计烈度为 9 度，当两端弯矩均为负弯矩时绝对值较小的弯矩值应取零；

η_c ——柱端弯矩增大系数，设计烈度为 7 度、8 度、9 度， η_c 分别为 1.05、1.15 和 1.30。

设计烈度为 6 度和轴压比 $\left(\frac{\gamma_d N}{f_c A}\right)$ 小于 0.15 者，柱端弯矩设计值取地震作用组合下的弯矩设计值。

15.3.3 设计烈度为 7 度、8 度及 9 度的框架结构底层柱下端截面的弯矩设计值，应分别按考虑地震作用组合的弯矩设计值的 1.15、1.25 和 1.50 倍进行配筋设计。

15.3.4 设计烈度 7 度、8 度及 9 度时，框架柱考虑地震作用组合的剪力设计值 V_c 应按下列公式计算：

$$V_c = \eta_{vc}(M_c^b + M_c^t)/H_n \quad (15.3.4)$$

式中：

H_n ——柱的净高；

M_c^t 、 M_c^b ——考虑地震作用组合，且经调整后的柱上下端截面弯矩设计值；

η_{vc} ——柱剪力增大系数，设计烈度为 7 度、8 度、9 度， η_{vc} 分别为 1.05、1.15 和 1.30。

设计烈度为 6 度，取地震作用组合下的剪力设计值。

在式(15.3.4)中， M_c^t 与 M_c^b 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。 M_c^t 、 M_c^b 的取值应符合 15.3.2 和

15.3.3 的规定。

15.3.5 设计烈度为 7 度、8 度、9 度的框架角柱，其弯矩、剪力设计值应按 15.3.2~15.3.4 经调整后的弯矩、剪力设计值乘以不小于 1.1 的增大系数。

15.3.6 考虑地震作用组合的框架柱，其斜截面的受剪承载力应按 9.5.9 计算；当框架顶层柱出现拉力时，应按 9.5.10 计算，但混凝土的受剪承载力均取 $V_c = 0.3f_t b h_0$ 。

15.3.7 考虑地震作用组合的框架柱，其轴压比不宜大于下列数值：设计烈度为 7 度时，0.9；设计烈度为 8 度时，0.8；设计烈度为 9 度时，0.7。

15.3.8 考虑地震作用组合的框架柱中，全部纵向受力钢筋的配筋率不应小于表 15.3.8 规定的数值。同时，每一侧的配筋百分率不应小于 0.2。截面边长大于 400mm 的柱，纵向钢筋的间距不应大于 200mm。

表 15.3.8 框架柱全部纵向钢筋最小配筋率 %

柱类型	设计烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
中柱、边柱	0.6	0.7	0.8	1.0
角柱、框支柱	0.8	0.9	1.0	1.2
注：柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率，当采用 HRB400、HRB500 级钢筋时，应按表中数值减小 0.1。				

15.3.9 考虑地震作用组合的框架柱中，箍筋的配置应符合下列规定：

1 各层框架柱的上、下两端的箍筋应加密，加密区的高度应取柱截面长边尺寸 h （或圆形截面直径 d ）、层间柱净高 H_n 的 1/6 和 500mm 三者中的最大值。柱根加密区高度应取不小于该层净高的 1/3；剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架柱应沿柱全高范围内加密箍筋，且箍

筋间距不应大于 100mm。按设计烈度为 8 度、9 度设防的角柱应沿柱全高加密箍筋。底层柱在刚性地坪上、下各 500mm 范围内也应加密箍筋。

2 在箍筋加密区内，箍筋的间距和直径应按表 15.3.9-1 的规定采用。

3 设计烈度为 8 度的框架柱中，当箍筋直径大于或等于 10mm，肢距 $\leq 200\text{mm}$ 时，除柱根外，间距可增至 150mm；设计烈度为 7 度的框架柱的截面尺寸不大于 400mm 时，箍筋最小直径可采用 6mm；设计烈度为 6 度的框架柱剪跨比不大于 2 时，箍筋直径应不小于 8mm。

4 在箍筋加密区内，箍筋的体积配筋率 ρ_v 不应小于表 15.3.9-2 的规定。体积配筋率计算中应扣除重叠部分的箍筋体积。

5 在箍筋加密区内，箍筋的肢距不应大于 200mm（设计烈度为 9 度）、250mm（设计烈度为 7 度、8 度）和 $20d_s$ （ d_s 为箍筋直径）中的较小值及 300mm（设计烈度为 6 度）。

表 15.3.9-1 框架柱柱端箍筋加密区的构造要求

设计烈度	箍筋间距	箍筋直径
9 度	$\leq 6d$; $\leq 100\text{mm}$	$\geq 10\text{mm}$
8 度	$\leq 8d$; $\leq 100\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$
7 度	$\leq 8d$; $\leq 150\text{mm}$ 柱根 ($\leq 100\text{mm}$)	$\geq 8\text{mm}$
6 度		$\geq 6\text{mm}$ (柱根 $\geq 8\text{mm}$)

注：表中 d 为纵向钢筋直径。

表 15.3.9-2 柱箍筋加密区内的箍筋最小体积配筋率 %

设计烈度	箍筋形式	轴压比						
		≤ 0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
9 度	普通箍、复合箍	0.80	0.90	1.05	1.20	1.35		
8 度	普通箍、复合箍	0.65	0.70	0.90	1.05	1.20	1.35	

表 15.3.9-2 (续)

设计烈度	箍筋形式	轴压比						
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
7度	普通箍、复合箍	0.50	0.55	0.70	0.90	1.05	1.20	1.35
注1: 表列数值适用于混凝土强度小于或等于 C35, 钢筋为 HPB235 级、HPB300 级; 当钢筋为 HRB335 级时, 表列数值应乘以 0.7, 但对设计烈度为 9 度、8 度、7 度、6 度的柱, 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%; 当混凝土强度大于 C35 时, 应按强度等级适当提高配筋率。 注2: 普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋; 复合箍指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋。								

6 在箍筋加密区以外, 箍筋体积配筋率不应小于加密区配筋率的一半。箍筋间距不应大于 10 倍纵向钢筋直径 (设计烈度为 8 度、9 度) 或 15 倍纵向钢筋直径 (设计烈度为 6 度、7 度)。

7 当剪跨比 $\lambda \leq 2$ 时, 设计烈度为 7 度、8 度、9 度的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍。设计烈度为 7 度、8 度时, 其箍筋体积配筋率不应小于 1.2%; 设计烈度为 9 度时, 不应小于 1.5%。

8 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3% 时, 箍筋应焊成封闭环式。

15.4 框架梁柱节点

15.4.1 考虑地震作用组合的框架, 梁柱节点中的水平箍筋最大间距和最小直径宜按表 15.3.9-1 取用, 水平箍筋的体积配筋率不宜小于 1.0% (设计烈度为 9 度)、0.8% (设计烈度为 8 度) 和 0.6% (设计烈度为 7 度)。但当轴压比小于或等于 0.4 时, 可仍按表 15.3.9-2 的规定取值。

15.4.2 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点的锚固和搭接应符合下列要求:

1 框架中间层的中间节点处, 框架梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点; 对设计烈度为 9 度、8 度, 梁的下部纵向钢筋伸入中间节点的锚固长度不应小于 l_{aE} , 且伸过中心线不应小于 $5d$ [如图 15.4.2 (a) 所示]。梁内贯穿中柱的每根纵向钢筋直径, 对设计烈

度为 9 度、8 度，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/20$ ；对圆柱截面，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 $1/20$ 。

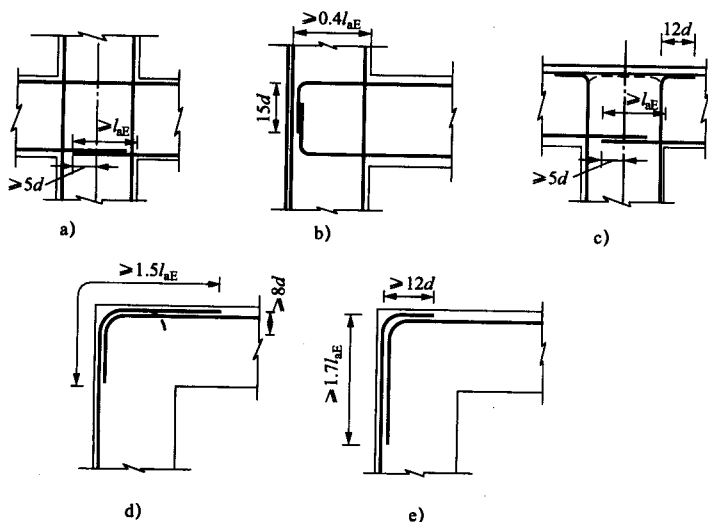
2 框架中间层的端节点处，当框架梁上部纵向钢筋用直线锚固方式锚入端节点时，其锚固长度不应小于 l_{aE} 外，尚应伸过柱中心线不小于 $5d$ ，此处， d 为梁上部纵向钢筋的直径。当水平直线段锚固长度不足时，梁上部纵向钢筋应伸至柱外边并向下弯折。弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4 l_{aE}$ ，弯折后的竖直投影长度取 $15d$ [如图 15.4.2 (b)] 所示。梁下部纵向钢筋在中间层端节点中的锚固措施与梁上部纵向钢筋相同，但竖直段应向上弯入节点。

3 框架顶层中间节点处，柱纵向钢筋应伸至柱顶。当采用直线锚固方式时，其自梁底边算起的锚固长度应不小于 l_{aE} ，当直线段锚固长度不足时，该纵向钢筋伸到柱顶后可向内弯折，弯折前的锚固段竖向投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$ ，弯折后的水平投影长度取 $12d$ ；当楼盖为现浇混凝土，且板的混凝土强度不低于 C20、板厚不小于 80mm 时，也可向外弯折，弯折后的水平投影长度取 $12d$ [如图 15.4.2 (c) 所示]。对设计烈度为 9 度、8 度，贯穿顶层中间节点的梁上部纵向钢筋的直径，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/25$ 。梁下部纵向钢筋在顶层中间节点中的锚固措施与梁下部纵向钢筋在中间层中间节点处的锚固措施相同。

4 框架顶层端节点处，柱外侧纵向钢筋可沿节点外边和梁上边与梁上部纵向钢筋搭接连接 [如图 15.4.2 (d) 所示]，搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$ ，且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜少于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的 65% ，其中不能伸入梁内的柱外侧纵向钢筋，宜沿柱顶伸至柱内边；当该柱筋位于顶部第一层时，伸至柱内边后，宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断；当该柱筋位于顶部第二层时，可伸至柱内边后截断；此处， d 为柱外侧纵向钢筋直径；当有现浇板时，且现浇板混凝土强度等级不低于 C20、板厚不小于 80mm 时，梁宽范围外的柱纵向钢筋可伸入板内，其伸入长度与伸入梁内柱纵向钢筋相同。梁上部纵向钢筋应

伸至柱外边并向下弯折到梁底标高。当柱外侧纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向钢筋应满足以上规定，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ ， d 为柱外侧纵向钢筋的直径。

当梁、柱配筋率较高时，顶层端节点处的梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接连接也可沿柱外边设置 [如图 15.4.2 (e) 所示]，搭接长度不应小于 $1.7l_{aE}$ ，其中，柱外侧纵向钢筋应伸至柱顶，并向内弯折，弯折段的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。



a) 中间层中间节点；b) 中间层端节点；c) 顶层中间节点；

d) 顶层端节点（一）；e) 顶层端节点（二）

图 15.4.2 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接

梁上部纵向钢筋及柱外侧纵向钢筋在顶层端节点上角处的弯弧内半径，当钢筋直径 $d \leq 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $6d$ ；当钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $8d$ 。当梁上部纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时，弯入

柱外侧的梁上部纵向钢筋除应满足以上搭接长度外，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ ， d 为梁上部纵向钢筋直径。

梁下部纵向钢筋在顶层端节点中的锚固措施与中间层端节点处梁上部纵向钢筋的锚固措施相同。柱内侧纵向钢筋在顶层端节点中的锚固措施与顶层中间节点处柱纵向钢筋的锚固措施相同。当柱为对称配筋时，柱内侧纵向钢筋在顶层端节点中的锚固要求可适当放宽，但柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。

5 柱纵向钢筋不应在中间各层节点内截断。

15.4.3 抗震设计时，构件节点的承载力不应低于其连接构件的承载力；预埋件的锚固钢筋实配截面面积应比静力计算时所需截面面积增大 25%，且应相应调整锚板厚度，并在靠近锚板处，宜设置一根直径不小于 10mm 的封闭箍筋。

15.5 铰接排架柱

15.5.1 考虑地震作用组合的铰接排架柱的纵向受力钢筋和箍筋，可按 15.3.1 和 15.3.6 计算。

其构造应符合第 12 章和第 13 章以及 15.4 和本节的有关规定。

15.5.2 有抗震设防要求的铰接排架柱，其箍筋加密区应符合下列规定：

1 箍筋加密区长度：

- 1) 对柱顶区段，取柱顶以下 500mm，且不小于柱顶截面高度；
- 2) 对吊车梁区段，取上柱根部至吊车梁顶面以上 300mm；
- 3) 对柱根区段，取基础顶面至地坪以上 500mm；
- 4) 对牛腿区段，取牛腿全高；
- 5) 对柱间支撑与柱连接的节点和柱变位受约束的部位，取节点上、下各 300mm。

表 15.5.2 铰接排架柱箍筋加密区的箍筋最小直径 mm

加密区区段	抗震设计烈度和场地类别					
	9度	8度	8度	7度	7度	6度
	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。						

2 箍筋加密区的箍筋最大间距为 100mm。箍筋最小直径应符合表 15.5.2 的规定。

15.5.3 当铰接排架柱侧向受约束且约束点至柱顶的长度 l 不大于柱截面在该方向边长的 2 倍（排架平面： $l \leq 2h$ ；垂直排架平面： $l \leq 2b$ ）时，柱顶预埋钢板和柱顶箍筋加密区的构造尚应符合下列要求：

1 柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度，宜取柱顶的截面高度 h ，但在任何情况下不得小于 $h/2$ 及 300mm。

2 柱顶轴向力在排架平面内的偏心距 e_0 在 $h/6 \sim h/4$ 范围内时，柱顶箍筋加密区内箍筋体积配筋率不宜小于 1.2%（设计烈度为 9 度）、1.0%（设计烈度为 8 度）或 0.8%（设计烈度为 6 度、7 度）。

15.5.4 在地震作用组合的竖向力和水平拉力作用下，支承不等高厂房低跨屋面梁、屋架等屋盖结构的柱牛腿，除应按 13.8 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：不应少于 2 根直径为 16mm 的钢筋（设计烈度为 9 度）；不应少于 2 根直径为 14mm 的钢筋（设计烈度为 8

度)；不应少于2根直径为12mm的钢筋(设计烈度为6度、7度)。

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13.8的规定，但其中的受拉钢筋锚固长度 l_a 应以 l_{aE} 代替。

3 牛腿水平箍筋最小直径为8mm，最大间距为100mm。

15.6 桥跨结构

15.6.1 对于跨度不大的渡槽、工作桥等桥跨结构的抗震设计，可只考虑水平地震作用效应的组合，验算其支承结构(墩、台、排架、拱等)的抗震承载力及稳定性。地震作用效应的计算按DL 5073有关规定进行。大跨度拱式渡槽在拱平面及出拱平面上的水平地震效应可按有关抗震设计规范计算。

15.6.2 下列桥梁结构可不进行抗震承载力及稳定性验算，但应采取抗震措施。

1 设计烈度为6度的桥梁。

2 简支桥梁的上部结构。

3 设计烈度低于9度，基础位于坚硬场地土和中硬场地土上的跨径不大于30m的单孔板拱拱圈。

4 设计烈度低于8度，位于非液化土和非软弱黏土地基上的实体墩台。

15.6.3 上部结构为简支梁时，梁的活动支座端应采用挡块、螺栓连接或钢夹板连接等防止纵、横落梁的措施。

梁的支座边缘至墩台帽边缘的距离 d 不应小于表15.6.3所列数值(如图15.6.3所示)。

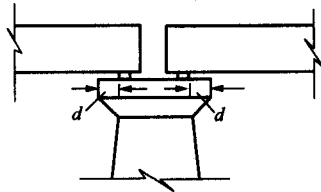


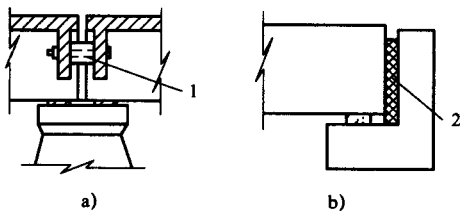
图 15.6.3 支座边缘至墩帽边缘的距离

上部结构为连续梁式时，应采取防止横向产生较大位移的措施。

表 15.6.3 支座边缘至墩台帽边缘的最小距离

桥跨 L m	10~15	16~20	21~30	31~40
最小距离 d mm	250	300	350	400
注：当支承墩柱高度大于 10m 时，表列 d 值宜适当增大。				

15.6.4 按 8 度、9 度设计烈度设防的工作桥，当采用简支梁式时，梁与梁之间及梁与边墩之间，宜加装橡胶垫块或其他弹性衬垫等缓冲措施（如图 15.6.4 所示）。当采用连续梁式时，宜采取使上部结构所产生的水平地震作用能由各个墩台共同承担的措施。



a) 梁间设置弹性垫块；b) 梁与边墩间设置弹性衬垫

1—弹性垫块；2—弹性衬垫

图 15.6.4 缓冲措施

15.6.5 渡槽下部结构采用肋拱或桁架拱时，应加强横向联系。采用双曲拱时，应尽量减少预制块数量及接头数量，增设横隔板，加强拱波与拱肋之间的连接强度，增设拱波横向钢筋网并与拱肋锚固钢筋连成整体。主拱圈的纵向钢筋应锚固于墩台拱座内，并适当加强主拱圈与墩台的连接。

15.6.6 设计烈度为 8 度、9 度时，墩台高度超过 3m 的多跨连拱，不宜采用双柱式支墩或排架桩墩。当多跨连拱跨数过多时，宜不

超过 5 孔且总长不超过 200m 设置一个实体推力墩。

15.6.7 桥跨结构的下部支承结构采用框架结构时，其抗震设计与构造措施应满足 15.2、15.3 和 15.4 的规定。

15.6.8 桥跨结构的下部支承结构采用墩式结构，且墩的净高与最大平面尺寸之比大于 2.5 时，可作为柱式墩考虑，其抗震设计与构造措施应满足下列要求：

- 1 考虑地震作用组合的柱式墩，其正截面承载力按 9.3 计算。
- 2 考虑地震作用组合的柱式墩，其受剪承载力按 15.3.6 计算。
- 3 在柱的顶部和底部，应设置箍筋加密区，加密区长度应满足 15.3.9 的规定。对于桩基础的柱式墩或排架桩墩，底部加密区长度指的是桩在地面或一般冲刷线以上一倍 D 到最大弯矩截面以下三倍 D 的范围。 D 为桩的直径。

加密区的箍筋最小直径和最大间距同 15.3.9 的规定。

矩形截面柱式墩的箍筋配筋率 $\left(\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}\right)$ 不应小于 0.3%。

4 高度大于 7m 的双柱式墩和排架桩墩应设置横向连系梁，并宜加大柱（桩）截面尺寸或采用双排柱式墩，以提高其纵向刚度。

5 柱（桩）与盖梁、承台连接处的配筋不应少于柱（桩）身的最大配筋。

6 柱式墩的截面变化部位宜做成渐变截面或在截面变化处适当增加配筋。

15.6.9 桥跨结构的下部支承结构采用墩式结构，但其净高与最大平面尺寸之比小于 2.5 时，可作为墩墙考虑，其抗震设计与构造措施应满足下列要求：

1 考虑地震作用组合的钢筋混凝土墩墙，其正截面抗压承载力按 9.3 计算，其斜截面受剪承载力按 13.5.5 计算。考虑地震作用组合的素混凝土墩墙按式（8.2.3-1）和式（8.2.3-2）计算。

DL/T 5057—2009

2 钢筋混凝土墩墙的水平向和竖向钢筋的配筋率不宜小于 0.20%（设计烈度为 8 度、9 度）或 0.15%（设计烈度为 6 度、7 度）。

3 素混凝土重力式墩墙的施工缝处应沿墩面四周布置竖向构造插筋，其配筋率可取为 0.05%~0.10%，设计烈度为 8 度、9 度或墩高大于 20m 时取大值。

15.6.10 桥台宜采用 U 形、箱形和支撑式等整体性强的结构型式。桥台的胸墙宜适当加强。桥台与填土连接处应采取措施，防止因地震作用而引起填土的坍塌与渗漏。

附录 A
(资料性附录)

混凝土不同龄期的抗压强度比值

混凝土不同龄期的抗压强度比值见表 A.1。

表 A.1 混凝土不同龄期的抗压强度比值

水泥品种	混凝土龄期				
	7d	28d	60d	90d	180d
普通硅酸盐水泥	0.55~0.65	1.0	1.10	1.20	1.30
矿渣硅酸盐水泥	0.45~0.55	1.0	1.20	1.30	1.40
火山灰质硅酸盐水泥	0.45~0.55	1.0	1.15	1.25	1.30

注 1: 表中数值是以龄期 28d 的强度设为 1.0 时的比值。
 注 2: 对于蒸汽养护的构件, 不考虑抗压强度随龄期的增长。
 注 3: 表中数值未计入混凝土掺合料及外加剂的影响。
 注 4: 表中数值适用于 C30 及其以下的混凝土; C30 以上混凝土不同龄期的抗压强度比值, 应通过试验确定。
 注 5: 粉煤灰硅酸盐水泥混凝土不同龄期的抗压强度比值, 可按火山灰质硅酸盐水泥混凝土采用。

附 录 B
(资料性附录)
混凝土的热学指标

B.1 对于一般工程,可根据混凝土的组成成分的质量百分比,利用表 B.1 所列的组成成分的导热系数 λ_i 及比热 c_i ,按加权平均方法计算混凝土的导热系数 λ 和比热 c ,即:

$$\lambda = \frac{\sum W_i \lambda_i}{\sum W_i} \quad (\text{B.1})$$

$$c = \frac{\sum W_i c_i}{\sum W_i} \quad (\text{B.2})$$

式中:

W_i ——混凝土各组成成分的质量。

表 B.1 混凝土组成成分的 λ_i 及 c_i 值

材 料	λ_i kJ/(m·h·°C)	c_i kJ/(kg·°C)
水	2.16	4.19
水泥	4.57	0.52
石英砂	11.10	0.74
玄武岩	6.87	0.77
白云岩	15.31	0.82
花岗岩	10.48	0.72
石灰岩	14.25	0.76
石英岩	16.80	0.72
粗面岩	6.80	0.77

B.2 混凝土的导温系数 a 可由下列公式计算:

$$a = \frac{\lambda}{c\rho} \quad (\text{B.3})$$

式中:

a ——混凝土导温系数, m^2/h ;

ρ ——混凝土的质量密度, 可取为 $2400\text{kg}/\text{m}^3$ 。

B.3 初步估算时, 混凝土的热学特性也可按表 B.2 取值。

表 B.2 混凝土热学特性指标

序号	名称		符号	数值	单位
1	线热胀系数	石英岩混凝土	α_c	11×10^{-6}	$1/^\circ\text{C}$
		砂岩混凝土		10×10^{-6}	
		花岗岩混凝土		9×10^{-6}	
		玄武岩混凝土		8×10^{-6}	
		石灰岩混凝土		7×10^{-6}	
2	导热系数		λ	10.6	$\text{kJ}/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$
3	比热		c	0.96	$\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$
4	导温系数		a	0.0045	m^2/h
5	放热系数	散至空气 (风速 $2\text{m}/\text{s} \sim 5\text{m}/\text{s}$)	β	$50 \sim 90$	$\text{kJ}/(\text{m}^2\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$
		散至宽缝、竖井等 (风速 $0\text{m}/\text{s} \sim 2\text{m}/\text{s}$)		$25 \sim 50$	
		散至流水		8	

B.4 混凝土表面设有保温层时, 等效的放热系数 β_{eq} 可按下列公式计算:

$$\beta_{\text{eq}} = \frac{1}{\sum \frac{h_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\beta}} \quad (\text{B.4})$$

式中:

h_i ——第 i 层保温材料的厚度;

- λ_i ——第 i 层保温材料的导热系数，可按表 B.3 取值；
 β ——最外层保温材料与空气接触的放热系数，可按表 B.2 取值。

表 B.3 保温材料的 λ_i 值 $\text{kJ}/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$

材料	木板	木屑	草席	石棉毡	油毛毡、麻屑	泡沫塑料
λ_i	0.84	0.63	0.50	0.42	0.17	0.13

B.5 初估时，水泥水化热可按下列公式计算：

$$Q_t = Q_0[1 - \exp(-mt^n)] \quad (\text{B.5})$$

式中：

- Q_t ——龄期 t 时的累积水化热， kJ/kg ；
 Q_0 ——最终水化热 kJ/kg ，可按表 B.4 取值；
 t ——龄期， d ；
 m 、 n ——常数，可按表 B.4 取值。

表 B.4 水泥水化热的 Q_0 及 m 、 n 值

水泥品种		Q_0	m	n
普通硅酸盐水泥	42.5 强度等级	340	0.69	0.56
	32.5 强度等级	340	0.36	0.74
普通硅酸盐大坝水泥	42.5 强度等级	280	0.79	0.70
矿渣硅酸盐大坝水泥	32.5 强度等级	280	0.29	0.76

B.6 混凝土在龄期 t 时的绝热温升 T_t 可用下列公式计算：

$$T_t = \frac{Q_t C (1 - 0.75p)}{c\rho} \quad (\text{B.6})$$

式中：

- C ——包括水泥及粉煤灰的胶凝材料用量， kg/m^3 ；
 p ——粉煤灰掺量的百分数。

附录 C

(资料性附录)

钢筋、钢绞线、钢棒的公称截面面积、
计算截面面积及理论质量

C.1 钢筋的公称直径、计算截面面积及理论质量见表 C.1。

表 C.1 钢筋的公称直径、计算截面面积及理论质量

公称直径 mm	不同根数钢筋的计算截面面积 mm ²									单根钢筋 理论质量 kg/m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	28.3	57	85	113	142	170	198	226	255	0.222
6.5	33.2	66	100	133	166	199	232	265	299	0.260
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.395
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	0.617
12	113.1	226	339	452	565	678	791	904	1017	0.888
14	153.9	308	461	615	769	923	1077	1231	1385	1.21
16	201.1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1.58
18	254.5	509	763	1017	1272	1527	1781	2036	2290	2.00
20	314.2	628	942	1256	1570	1884	2199	2513	2827	2.47
22	380.1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2.98
25	490.9	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3.85
28	615.8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4.83
32	804.2	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6.31
36	1017.9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7.99
40	1256.6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9.87
50	1964	3928	5892	7856	9820	11784	13748	15712	17676	15.42

C.2 预应力混凝土用螺纹钢筋的公称直径、公称截面面积及理论质量见表 C.2。

表 C.2 预应力混凝土用螺纹钢筋的公称直径、公称截面面积及理论质量

公称直径 mm	公称截面面积 mm ²	理论质量 kg/m
18	254.5	2.11
25	490.9	4.10
32	804.2	6.65
40	1256.6	10.34
50	1963.5	16.28

C.3 预应力混凝土用钢绞线公称直径、公称截面面积及理论质量见表 C.3。

表 C.3 预应力混凝土用钢绞线公称直径、公称截面面积及理论质量

种 类	公称直径 mm	公称截面面积 mm ²	理论质量 kg/m
1×2	5.0	9.8	0.077
	5.8	13.2	0.104
	8.0	25.1	0.197
	10.0	39.3	0.309
	12.0	56.5	0.444
1×3	6.2	19.8	0.155
	6.5	21.2	0.166
	8.6	37.7	0.296
	8.74	38.6	0.303
	10.8	58.9	0.462
	12.9	84.8	0.666
1×3 I	8.74	38.6	0.303

表 C.3 (续)

种 类	公称直径 mm	公称截面面积 mm ²	理论质量 kg/m
1×7	9.5	54.8	0.430
	11.1	74.2	0.582
	12.7	98.7	0.775
	15.2	140	1.101
	15.7	150	1.178
	17.8	191	1.500
(1×7) C	12.7	112	0.890
	15.2	165	1.295
	18.0	223	1.750

C.4 预应力混凝土用钢丝公称直径、公称截面面积及理论质量见表 C.4。

表 C.4 预应力混凝土用钢丝公称直径、公称截面面积及理论质量

公称直径 mm	公称截面面积 mm ²	理论质量 kg/m
4.0	12.57	0.099
4.8	18.10	0.142
5.0	19.63	0.154
6.0	28.27	0.222
6.25	30.68	0.241
7.0	38.48	0.302
8.0	50.26	0.394
9.0	63.62	0.499
10.0	78.54	0.616
12.0	113.10	0.888

C.5 预应力混凝土用钢棒公称直径、计算截面面积及理论质量见表 C.5。

表 C.5 预应力混凝土用钢棒公称直径、计算截面面积及理论质量

公称直径 mm	不同根数钢棒的计算截面面积 mm ²									单根钢棒 理论质量 kg/m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	28.3	57	85	113	142	170	198	226	255	0.222
7	38.5	77	116	154	193	231	270	308	347	0.302
7.1	40.0	80	120	160	200	240	280	320	360	0.314
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.394
9	64.0	128	192	256	320	384	448	512	576	0.502
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	0.616
10.7	90.0	180	270	360	450	540	630	720	810	0.707
11	95.0	190	285	380	475	570	665	760	855	0.746
12	113.0	226	339	452	565	678	791	904	1017	0.888
12.6	125.0	250	375	500	625	750	875	1000	1125	0.981
13	133.0	266	399	532	665	798	931	1064	1197	1.044
14	153.9	308	461	615	769	923	1077	1231	1385	1.209
16	201.1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1.578

附 录 D

(规范性附录)

非杆件体系钢筋混凝土结构的线弹性应力图形法配筋计算原则

- D.1** 无法按杆件结构力学方法求得截面内力的钢筋混凝土结构,可由弹性力学分析方法求得结构在弹性状态下的截面应力图形,再根据拉应力图形面积,确定承载力所要求的配筋数量。
- D.2** 当截面在配筋方向的正应力图形接近线性分布时,可换算为内力,按第 9 章的规定进行配筋计算,按第 10 章的规定进行抗裂验算或裂缝宽度控制验算。
- D.3** 当截面在配筋方向的正应力图形偏离线性较大时,受拉钢筋截面面积 A_s 应符合下列规定:

$$T \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.6T_c + f_y A_s) \quad (\text{D.1})$$

式中:

T ——由荷载设计值(包含结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ) 确定的主拉应力在配筋方向上形成的总拉力,
 $T = Ab$, 此处 A 为截面主拉应力在配筋方向投影图形的总面积, b 为结构截面宽度;

T_c ——混凝土承担的拉力, $T_c = A_{ct} b$ 。此处 A_{ct} 为截面主拉应力在配筋方向投影图形中拉应力值小于混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 的图形面积(图 D.1 中的阴影部分);

f_y ——钢筋抗拉强度设计值,按表 6.2.3-1 采用;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数,按表 5.2.1 采用。

混凝土承担的拉力 T_c 不宜超过总拉力 T 的 30%,当弹性应力图形的受拉区高度大于结构截面高度的 2/3 时取 T_c 等于零。

D.4 当弹性应力图形的受拉区高度小于结构截面高度的 2/3，且截面边缘最大拉应力 σ_{\max} 小于或等于 $0.5 f_t$ 时，可不配置受拉钢筋或仅配置构造钢筋。

D.5 受拉钢筋的配置方式应根据应力图形及结构受力特点确定。当配筋主要为了承载力且结构具有较明显的弯曲破坏特征时，可集中配置在受拉区边缘；当配筋主要为了控制裂缝宽度时，钢筋可在拉应力较大的范围内分层布置，各层钢筋的数量宜与拉应力图形的分布相对应。

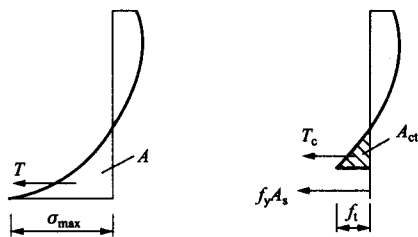


图 D.1 按弹性应力图形配筋

附录 E
(资料性附录)
混凝土的多轴强度和本构关系

E.1 总 则

E.1.1 混凝土的多轴强度和本构关系可采用下列方法确定：

- 1 制作试件并通过试验测定。
- 2 选择合理形式的数学模型，由试验标定其中所需的参数值。
- 3 采用经过试验验证或工程经验证明可行的数学模型。

E.1.2 本附录中所给出的各种数学模型适用于下述条件：混凝土强度等级 C20~C60；正常温度、湿度环境；正常加载速度。

E.1.3 本附录中，混凝土的多轴强度均按相对值 σ/f_c^* 、 σ/f_t^* 、 f_3/f_c^* 和 f_1/f_t^* 等给出。其中，分母为混凝土的单轴抗压强度 (f_c^*) 与单轴抗拉强度 (f_t^*)。

E.2 单轴应力—应变关系

E.2.1 混凝土单轴受压的应力—应变曲线方程可按下列公式计算（如图 E.1 所示）：

$$\text{当 } \varepsilon \leq \varepsilon_c \text{ 时: } \sigma/\sigma_0 = a_a(\varepsilon/\varepsilon_c) + (3 - 2a_a)(\varepsilon/\varepsilon_c)^2 + (a_a - 2)(\varepsilon/\varepsilon_c)^3 \quad (\text{E.1})$$

$$\text{当 } \varepsilon > \varepsilon_c \text{ 时: } \sigma/\sigma_0 = \frac{\varepsilon/\varepsilon_c}{a_d(\varepsilon/\varepsilon_c - 1)^2 + \varepsilon/\varepsilon_c} \quad (\text{E.2})$$

式中：

- a_a 、 a_d ——单轴受压应力—应变曲线上上升段、下降段的参数值，按表 E.1 采用；
- σ_0 ——混凝土的最大压应力值；

ε_c ——与 σ_0 相应的混凝土峰值压应变，按表 E.1 采用。

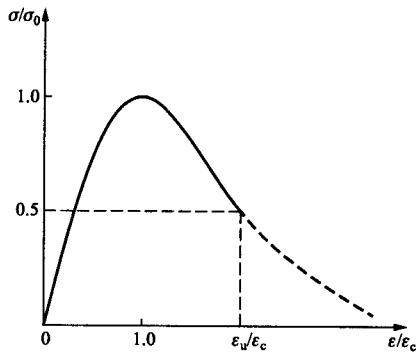


图 E.1 混凝土单轴受压的应力—应变曲线

表 E.1 混凝土单轴受压应力—应变曲线的参数值

σ_0 N/mm ²	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
ε_c $\times 10^{-6}$	1370	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030
a_n	2.21	2.15	2.09	2.03	1.96	1.90	1.84	1.78	1.71	1.65
a_t	0.41	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00
$\varepsilon_0 / \varepsilon_c$	4.2	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8

注： ε_0 为应力—应变曲线下降段上应力等于 $0.5\sigma_0$ 时的混凝土压应变。

E.2.2 钢筋混凝土有限元计算时，若采用片状裂缝模型，宜考虑混凝土受拉软化，混凝土单轴受拉的应力—应变曲线方程可按式 (E.3) ~ 式 (E.5) 确定（如图 E.2 所示）；对特别重要的结构，也可偏安全计不考虑混凝土受拉软化，混凝土单轴受拉的应力—应变曲线方程可按式 (E.6) 和式 (E.7) 计算（如图 E.3 所示）：
当 $\varepsilon \leq \varepsilon_t$ 时： $\sigma = E_c \varepsilon$ (E.3)

$$\text{当 } \varepsilon_t < \varepsilon \leq \varepsilon_w \text{ 时: } \sigma = \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_t}{\varepsilon_w - \varepsilon_t}\right) \sigma_t \quad (\text{E.4})$$

$$\text{当 } \varepsilon > \varepsilon_w \text{ 时: } \sigma = 0 \quad (\text{E.5})$$

式中:

σ_t —— 混凝土的最大拉应力;

ε_t —— 与 σ_t 相应的混凝土峰值拉应变, $\varepsilon_t = \sigma_t / E_c$, E_c 为混凝土弹性模量, 按表 6.1.6 采用;

ε_w —— 混凝土极限拉应变, $\varepsilon_w = (4 \sim 10) \varepsilon_t$ 。

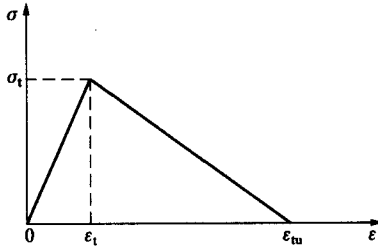


图 E.2 考虑受拉软化的混凝土单轴受拉的应力—应变曲线

$$\text{当 } \varepsilon \leq \varepsilon_t \text{ 时: } \sigma = E_c \varepsilon \quad (\text{E.6})$$

$$\text{当 } \varepsilon > \varepsilon_t \text{ 时: } \sigma = 0 \quad (\text{E.7})$$

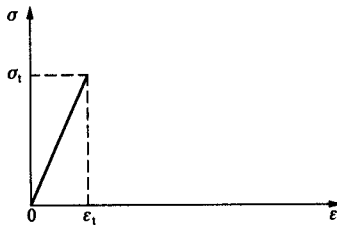


图 E.3 不考虑受拉软化的混凝土单轴受拉的应力—应变曲线

E.3 多轴强度

E.3.1 非杆件体系结构或处于多维应力状态的杆件体系结构的

DL/T 5057 — 2009

局部，由线弹性分析、非线性分析或试验方法求得应力分布和混凝土主应力值 σ_i 后，混凝土多轴强度验算应符合下列规定：

$$|\sigma_i| \leq |f_i| \quad (i=1, 2, 3) \quad (\text{E.8})$$

式中：

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

f_i —— 混凝土多轴强度：受拉为正，受压为负，且 $f_1 \geq f_2 \geq f_3$ ，宜按 E.3.2~E.3.4 的混凝土多轴强度相对值 (f_i/f_i^* 或 f_i/f_c^*) 计算。

E.3.2 在二轴（压—压、拉—压、拉—拉）应力状态下，混凝土的二轴强度可按图 E.4 所示的包络图确定。

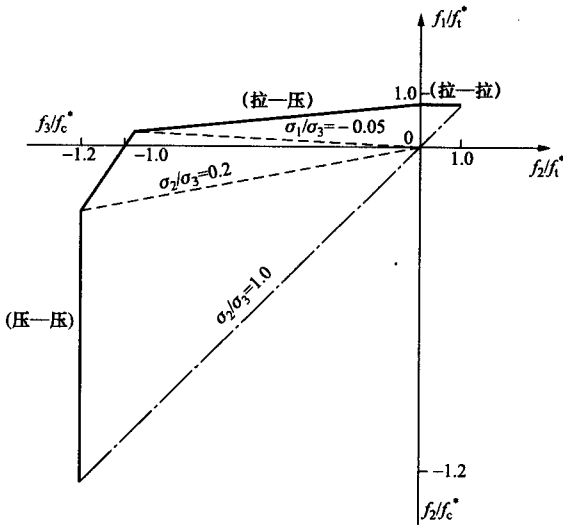


图 E.4 混凝土的二轴强度包络图

E.3.3 在三轴受压（压—压—压）应力状态下，混凝土的抗压强度 (f_3) 可根据应力比 σ_1/σ_3 按图 E.5 插值确定，其最高强度值

不宜超过 $5f_c^*$ 。

E.3.4 在三轴拉—压（拉—拉—压、拉—压—压）应力状态下，混凝土的多轴强度可不计 σ_2 的影响，按二轴拉—压强度取值（如图 E.4 所示）。

在三轴受拉（拉—拉—拉）应力状态下，混凝土的抗拉强度（ f_t ）可取 $0.9f_t^*$ 。

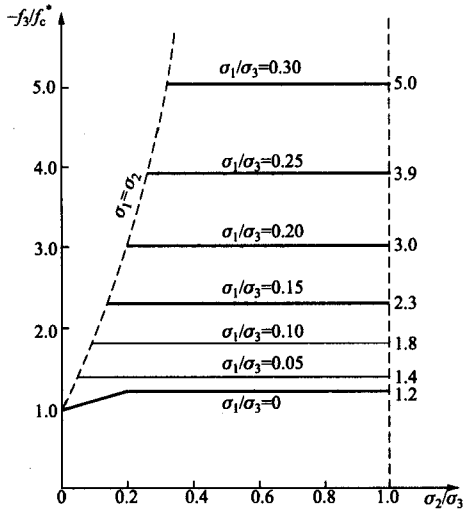


图 E.5 混凝土的三轴抗压强度

E.4 破坏准则和本构模型

E.4.1 混凝土在多轴应力状态下的破坏准则可采用下列方程表达：

$$\frac{\tau_{\text{oct}}}{f_c^*} = a \left(\frac{b - \sigma_{\text{oct}}/f_c^*}{c - \sigma_{\text{oct}}/f_c^*} \right)^d \quad (\text{E.9})$$

$$c = c_t \left(\cos \frac{3}{2} \theta \right)^{1.5} + c_c \left(\sin \frac{3}{2} \theta \right)^2 \quad (\text{E.10})$$

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{f_1 + f_2 + f_3}{3} \quad (\text{E.11})$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{(f_1 - f_2)^2 + (f_2 - f_3)^2 + (f_3 - f_1)^2} \quad (\text{E.12})$$

$$\theta = \arccos \frac{2f_1 - f_2 - f_3}{3\sqrt{2}\tau_{\text{oct}}} \quad (\text{E.13})$$

式中：

σ_{oct} ——按混凝土多轴强度计算的八面体正应力；

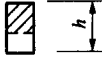

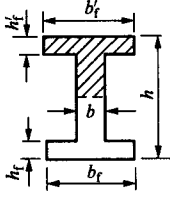
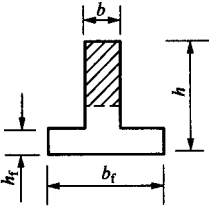
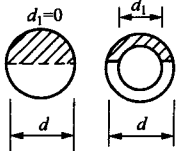
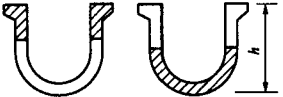
τ_{oct} ——按混凝土多轴强度计算的八面体剪应力；

a 、 b 、 d 、 c_1 、 c_c ——参数值，宜由试验标定；无试验依据时可按下述数值取用： $a = 6.9638$ ；
 $b = 0.09$ ， $d = 0.9297$ ， $c_1 = 12.2445$ ，
 $c_c = 7.3319$ 。

E.4.2 混凝土二维本构关系可采用非线弹性的正交异性模型及其他经过验证的本构模型；三维本构关系可采用非线弹性的正交异性模型、弹塑性模型及其他经过验证的本构模型。

附录 F
(规范性附录)

截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值

项次	截面特征	γ_m	截面图形	
1	矩形截面	1.55		
2	翼缘位于受压区的 T 形截面	1.50		
3	对称 I 形或箱形截面	$b_f/b \leq 2, h_f/h$ 为任意值	1.45	
		$b_f/b > 2, h_f/h \geq 0.2$	1.40	
		$b_f/b > 2, h_f/h < 0.2$	1.35	
4	翼缘位于受拉区的倒 T 形截面	$b_f/b \leq 2, h_f/h$ 为任意值	1.50	
		$b_f/b > 2, h_f/h \geq 0.2$	1.55	
		$b_f/b > 2, h_f/h < 0.2$	1.40	
5	圆形和环形截面	$1.6 - 0.24 \frac{d_i}{d}$		
6	U 形截面	1.35		

(续)

项次	截面特征	γ_m	截面图形
<p>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。</p> <p>注 2: 根据 h 值的不同, 表内数值尚应乘以修正系数 $\left(0.7 + \frac{300}{h}\right)$, 其值应不大于 1.1。 式中 h 以 mm 计, 当 $h > 3000\text{mm}$ 时, 取 $h = 3000\text{mm}$。对圆形和环形截面, h 即外径 d。</p> <p>注 3: 对于箱形截面, 表中 b 值系指各肋宽度的总和。</p>			

附 录 G
(规范性附录)

钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面承载力计算方法

G.1 钢筋混凝土矩形截面受弯构件，当仅配有纵向受拉钢筋时，其截面面积可按下列公式计算：

$$A_s = \frac{\xi f_c b h_0}{f_y} \quad (\text{G.1})$$

式中：

ξ ——相对受压区计算高度， $\xi = x/h_0$ 。

G.2 式 (G.1) 中的系数 ξ 可根据求得的系数 α_s 查表 G.1 确定。

系数 α_s 可按下列公式计算：

$$\alpha_s = \frac{\gamma_d M}{f_c b h_0^2} \quad (\text{G.2})$$

表 G.1 受弯构件正截面承载力计算系数 ξ 值表

α_s	0	2	4	6	8
0.000	0.0000	0.0020	0.0040	0.0060	0.0081
0.010	0.0101	0.0121	0.0141	0.0161	0.0182
0.020	0.0202	0.0222	0.0243	0.0263	0.0284
0.030	0.0305	0.0325	0.0346	0.0367	0.0388
0.040	0.0408	0.0429	0.0450	0.0471	0.0492
0.050	0.0513	0.0534	0.0555	0.0577	0.0598
0.060	0.0619	0.0641	0.0662	0.0683	0.0705
0.070	0.0726	0.0748	0.0770	0.0791	0.0813
0.080	0.0835	0.0857	0.0879	0.0901	0.0923
0.090	0.0945	0.0967	0.0989	0.101	0.103
0.100	0.106	0.108	0.110	0.112	0.115

表 G.1 (续)

α_i	0	2	4	6	8
0.110	0.117	0.119	0.121	0.124	0.126
0.120	0.128	0.131	0.133	0.135	0.137
0.130	0.140	0.142	0.144	0.147	0.149
0.140	0.151	0.154	0.156	0.159	0.161
0.150	0.163	0.166	0.168	0.171	0.173
0.160	0.175	0.178	0.180	0.183	0.185
0.170	0.188	0.190	0.193	0.195	0.198
0.180	0.200	0.203	0.205	0.208	0.210
0.190	0.213	0.215	0.218	0.220	0.223
0.200	0.225	0.228	0.231	0.233	0.236
0.210	0.238	0.241	0.244	0.246	0.249
0.220	0.252	0.254	0.257	0.260	0.262
0.230	0.265	0.268	0.271	0.273	0.276
0.240	0.279	0.282	0.284	0.287	0.290
0.250	0.293	0.296	0.299	0.301	0.304
0.260	0.307	0.310	0.313	0.316	0.319
0.270	0.322	0.325	0.328	0.331	0.334
0.280	0.337	0.340	0.343	0.346	0.349
0.290	0.352	0.355	0.358	0.361	0.364
0.300	0.368	0.371	0.374	0.377	0.380
0.310	0.384	0.387	0.390	0.393	0.397
0.320	0.400	0.403	0.407	0.410	0.413
0.330	0.417	0.420	0.424	0.427	0.431
0.340	0.434	0.438	0.441	0.445	0.449
0.350	0.452	0.456	0.460	0.463	0.467
0.360	0.471	0.475	0.479	0.482	0.486
0.370	0.490	0.494	0.498	0.502	0.506
0.380	0.510	0.514	0.518	0.523	0.527
0.390	0.531	0.535	0.540	0.544	0.548

表 G.1 (续)

α_s	0	2	4	6	8
0.400	0.553	0.557	0.562	0.566	0.571
0.410	0.576	0.580	0.585	0.590	0.595
0.420	0.600	0.605	0.610	—	—

附录 H

(规范性附录)

钢筋混凝土双向受弯构件正截面受弯承载力近似计算方法

H.1 矩形和受压区在翼缘内的倒 L 形、T 形截面钢筋混凝土双向受弯构件，其正截面受弯承载力可采用混凝土受压区面积为矩形的近似假定，并根据内、外弯矩作用平面相重合的条件确定。

当仅考虑集中配置的纵向受拉钢筋时 [如图 H.1 (a)、(b)、(c) 所示]，应符合下列规定：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{f_y A_s}{\cos \beta} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \right] \quad (\text{H.1})$$

$$x = \frac{f_y A_s}{f_c b_s} \quad (\text{H.2})$$

$$b_s = b_0 - h_0 \tan \beta + \sqrt{(b_0 - h_0 \tan \beta)^2 + \frac{f_y A_s}{f_c} \tan \beta} \quad (\text{H.3})$$

$$\tan \beta = \frac{M_y}{M_x} \quad (\text{H.4})$$

式中：

x ——混凝土受压区面积假定为矩形时的受压区计算高度；

b_s ——混凝土受压区面积假定为矩形时的受压区计算宽度；

β ——弯矩作用平面与垂直平面的夹角；

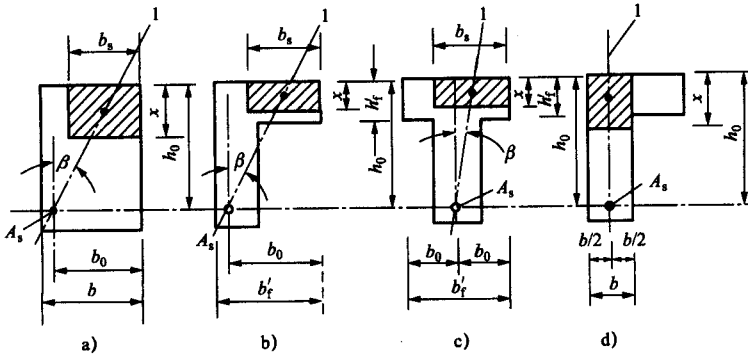
M_x 、 M_y ——分别为弯矩设计值在 x 轴和 y 轴上的分量。

上述公式应符合下列条件：

- 1 对矩形截面， $b_0 \geq h_0 \tan \beta$ ， $b_s \leq b$ 及 $x \leq \zeta_b h_0$ 。
- 2 对倒 L 形和 T 形截面， $b_0 \geq h_0 \tan \beta$ ， $b_s \leq b'_f$ 及 $x \leq h'_f$ 。
- 3 对预应力混凝土受弯构件，以上各公式应将 $f_y A_s$ 以 $f_y A_s +$

$f_{py}A_p$ 代替。

H.2 对夹角 $\beta=0$ 且受拉钢筋合力点在腹板宽度中线上时的倒 L 形截面受弯构件，可不考虑翼缘的作用，近似按腹板宽度 b 的矩形截面计算其正截面受弯承载力 [如图 H.1 (d) 所示]。



a) 矩形截面；b) 倒 L 形截面；c) T 形截面；d) $\beta=0$ 时的倒 L 形截面

l—弯矩作用平面

图 H.1 矩形、倒 L 形和 T 形截面双向受弯构件混凝土受压区位置

附录 J

(规范性附录)

后张预应力钢筋常用束形的预应力损失

J.1 抛物线形预应力钢筋可近似按圆弧形曲线预应力钢筋考虑。当其对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$ 时 (如图 J.1 所示), 由于锚具变形和钢筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

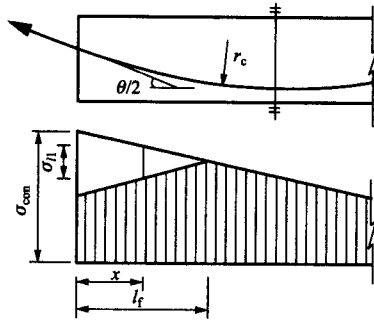


图 J.1 圆弧形曲线预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{\text{con}} l_f \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right) \left(1 - \frac{x}{l_f} \right) \quad (\text{J.1})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 按下式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{\text{con}} \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right)}} \quad (\text{J.2})$$

式中:

r_c ——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径, m;

μ ——预应力钢筋与孔道壁的摩擦系数, 按表 11.1.18 采用;

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，按表 11.1.18 采用；

x ——张拉端至计算截面的距离，m，且应符合 $x \leq l_f$ 的规定；

a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值，mm，按表 11.1.16 采用；

E_s ——预应力钢筋弹性模量，N/mm²。

J.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 $\theta = 30^\circ$ ）组成的预应力钢筋（如图 J.2 所示），由于锚具变形和钢筋内缩，在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算：

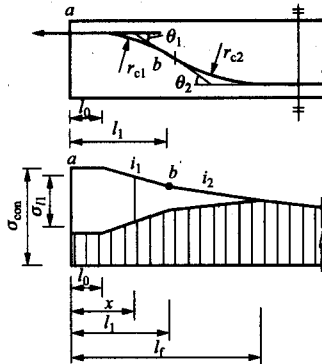


图 J.2 两条圆弧形曲线组成的预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

当 $x \leq l_0$ 时：

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.3})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时：

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.4})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时：

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{J.5})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2} + l_1^2} \quad (\text{J.6})$$

$$i_1 = \sigma_a(\kappa + \mu/r_{c1}) \quad (\text{J.7})$$

$$i_2 = \sigma_b(\kappa + \mu/r_{c2}) \quad (\text{J.8})$$

式中：

l_1 ——预应力钢筋张拉端起点至反弯点的水平投影长度；

i_1 、 i_2 ——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋中应力近似直线变化的斜率；

r_{c1} 、 r_{c2} ——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径；

σ_a 、 σ_b ——预应力钢筋在 a 、 b 点的应力。

J.3 当折线形预应力钢筋的锚固损失消失于折点 c 之外时（如图 J.3 所示），由于锚具变形和钢筋内缩，在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算：

当 $x \leq l_0$ 时：

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.9})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时：

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.10})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时：

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{J.11})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2\sigma_1l_0 + 2\sigma_2l_1}{i_2} + l_1^2} \quad (\text{J.12})$$

$$i_1 = \sigma_{\text{con}}(1 - \mu\theta)\kappa \quad (\text{J.13})$$

$$i_2 = \sigma_{\text{con}}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)^2\kappa \quad (\text{J.14})$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\text{con}}\mu\theta \quad (\text{J.15})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\text{con}} [1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)\mu\theta \quad (\text{J.16})$$

式中：

- i_1 ——预应力钢筋在 bc 段中应力近似直线变化的斜率；
- i_2 ——预应力钢筋在折点 c 以外应力近似直线变化的斜率；
- l_1 ——张拉端起点至预应力钢筋折点 c 的水平投影长度；
- θ ——从张拉端起至计算截面曲线孔道部分切线的夹角，rad。

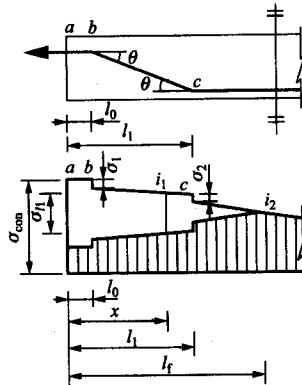


图 J.3 折线形预应力钢筋的预应力损失 σ_{r1}

附 录 K
(规范性附录)
与时间相关的预应力损失

K.1 混凝土收缩和徐变引起的预应力钢筋的预应力损失终极值可按下列规定计算:

1 受拉区纵向预应力钢筋预应力损失终极值 σ_{l5} :

$$\sigma_{l5} = \frac{0.9\alpha_p\sigma_{pc}\varphi_{\infty} + E_s\varepsilon_{\infty}}{1+15\rho} \quad (\text{K.1})$$

式中:

σ_{pc} ——受拉区预应力钢筋合力点处由预加力(扣除相应阶段预应力损失)和梁自重产生的混凝土法向压应力,其值不得大于 $0.5f'_{cu}$; 对于简支梁可取跨中截面与四分之一跨度处截面的平均值; 对于连续梁和框架可取若干有代表性截面的平均值;

φ_{∞} ——混凝土徐变系数终极值;

ε_{∞} ——混凝土收缩应变终极值;

E_s ——预应力钢筋弹性模量;

α_p ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

ρ ——受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率: 对于先张法构件, $\rho = (A_s + A_p)/A_0$; 对后张法构件, $\rho = (A_s + A_p)/A_n$; 对于对称配置预应力钢筋和非预应力钢筋的构件, 配筋率 ρ 取钢筋总截面面积的一半。

当无可靠资料时, φ_{∞} 、 ε_{∞} 值可按表 K.1 采用。如结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下, 表列数值尚应增加 30%。

表 K.1 混凝土收缩应变和徐变系数终极值

终极值	收缩应变终极值 ε_{∞} $\times 10^{-4}$				徐变系数终极值 φ_{∞}				
	100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600	
理论厚度 $2A/u$ mm									
预加力时的 混凝土 龄期 d	3	2.50	2.00	1.70	1.10	3.0	2.5	2.3	2.0
	7	2.30	1.90	1.60	1.10	2.6	2.2	2.0	1.8
	10	2.17	1.86	1.60	1.10	2.4	2.1	1.9	1.7
	14	2.00	1.80	1.60	1.10	2.2	1.9	1.7	1.5
	28	1.70	1.60	1.50	1.10	1.8	1.5	1.4	1.2
	≥ 60	1.40	1.40	1.30	1.00	1.4	1.2	1.1	1.0

注 1: 预加力时的混凝土龄期, 对于先张法构件可取 3d~7d, 对于后张法构件可取 7d~28d。
注 2: A 为构件截面面积, u 为该截面与大气接触的周边长度。
注 3: 当实际构件的理论厚度和预加力时的混凝土龄期为表列数值的中间值时, 可按线性内插法确定。

2 受压区纵向预应力钢筋预应力损失终极值 σ'_{l5} :

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

式中:

σ'_{pc} ——受压区预应力钢筋合力点处由预加力(扣除相应阶段预应力损失)和梁自重产生的混凝土法向压应力, 其值不得大于 $0.5 f'_{cu}$, 当 σ'_{pc} 为拉应力时, 取 $\sigma'_{pc} = 0$;

ρ' ——受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率: 对于先张法构件, $\rho' = (A'_s + A'_p) / A_0$; 对于后张法构件, $\rho' = (A'_s + A'_p) / A_n$ 。

注: 受压区配置预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 的构件, 式 (K.1)、式 (K.2) 中的 σ_{pc} 及 σ'_{pc} , 应按截面全部预加力进行计算。

DL/T 5057 — 2009

K.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 K.1 计算的预应力损失终极值 σ_{15} 、 σ'_{15} 乘以表 K.2 中相应的系数确定。

考虑时间影响的预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失值，可由 11.1.15 计算的预应力损失值 σ_{14} 乘以表 K.2 中相应的系数确定。

表 K.2 随时间变化的预应力损失系数

时间 d	松弛损失系数	收缩徐变损失系数
2	0.50	—
10	0.77	0.33
20	0.88	0.37
30	0.95	0.40
40	1.00	0.43
60		0.50
90		0.60
180		0.75
365		0.85
1095		1.00

附录 L

(资料性附录)

弧形闸门预应力混凝土闸墩颈部应力计算的应力修正法

L.1 弧门推力效应标准组合下颈部抗裂验算边缘混凝土的法向应力 σ_{ck} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{ck} = \xi \sigma_t \quad (\text{L.1})$$

式中：

ξ ——弧门推力作用下的应力修正系数，按表 L.1 取值；

σ_t ——弧门推力作用下颈部截面受拉区边缘混凝土的名义法向拉应力，可分别按式 (L.2) 及 (L.3) 计算。

表 L.1 弧门推力作用下的应力修正系数 ξ

闸墩厚度 B mm	单侧弧门推力作用 ξ	双侧弧门推力作用 ξ
≤ 4000	0.90	1.50
5000	1.05	1.80
≥ 6000	1.20	2.20

注：闸墩厚度 B 分别在 4000mm~5000mm 及 5000mm~6000mm 之间时， ξ 可按线性内插值方法确定。

单侧弧门推力作用时：

$$\sigma_t = \frac{F_k}{Bb} \left(4 + \frac{6a}{B} \right) \quad (\text{L.2})$$

双侧弧门推力作用时：

$$\sigma_t = \frac{2F_k}{Bb} \quad (\text{L.3})$$

式中:

F_k ——单侧弧门推力标准值;

b ——锚块宽度;

B ——闸墩厚度;

a ——弧门推力至预应力闸墩边缘的距离。

注: 计算模型中, 锚块顶面为自由面, 底面设软缝与闸墩隔开。

L.2 扣除全部预应力损失后颈部抗裂验算边缘的混凝土预压应力 σ_{pc} 可按下式计算:

$$\sigma_{pc} = \zeta \sigma_p \quad (\text{L.4})$$

式中:

ζ ——预应力作用下的应力修正系数, 按表 L.2 取值;

σ_p ——扣除全部预应力损失后颈部截面受拉区边缘混凝土的名义法向预压应力。

1 当闸墩(中墩)两侧采用对称布置主锚索时, σ_p 可按下式计算:

$$\sigma_p = \frac{2P}{bB} \quad (\text{L.5})$$

式中:

P ——闸墩一侧扣除全部预应力损失后的预加力。

2 当闸墩(边墩)两侧采用非对称布置主锚索时, 推力侧颈部截面受拉区边缘混凝土的名义预压应力 σ_p 可按下式近似计算:

$$\sigma_p = \frac{(1+\beta)P}{A} + \frac{P \left[(1-\beta) \frac{B}{2} - a_p + \beta a'_p \right]}{W} \quad (\text{L.6})$$

式中:

P ——闸墩一侧扣除全部预应力损失后的预加力; 非对称布置主锚束时, 取推力侧扣除全部预应力损失后的预加力;

β ——非推力侧预应力平衡系数, 为非推力侧预应力主锚束预拉力之和与推力侧预应力主锚束预拉力之和的比值, $0 \leq \beta < 1$;

a_p ——推力侧预应力主锚束合力作用点至闸墩外边缘的距离;

a'_p ——非推力侧预应力主锚束合力作用点至闸墩外边缘的距离;

A ——截面面积, $A=Bb$;

W ——截面抵抗矩, 近似取 $bB^2/6$ 。

表 L.2 预应力作用下的应力修正系数 ζ

闸墩厚度 B	闸墩两侧主锚束对称布置	闸墩两侧主锚束非对称布置 (推力侧)	
		$\beta = 0.3$	$\beta = 0.2$
$\leq 4000\text{mm}$	0.90	0.80	0.80
5000mm	0.95	0.85	0.80
$\geq 6000\text{mm}$	1.00	0.90	0.85

注 1: 闸墩厚度 B 分别在 4000mm~5000mm 及 5000mm~6000mm 之间时, 可按线性内插值方法确定 ζ 。

注 2: 非推力侧预应力平衡系数 β 在 0.2~0.3 之间时, 可按线性内插值方法确定 ζ 。

水工混凝土结构设计规范

条文说明

目 次

1	范围	251
4	总则	252
5	基本设计规定	253
5.1	一般规定	253
5.2	承载能力极限状态计算规定	257
5.3	正常使用极限状态验算规定	258
5.4	结构耐久性要求	260
6	材料	270
6.1	混凝土	270
6.2	钢筋	275
7	结构分析	280
7.1	基本原则	280
7.2	线弹性分析方法	282
7.3	非线性分析方法	283
7.4	基于试验模型的结构设计	285
7.5	其他分析方法	286
8	素混凝土结构构件承载能力极限状态计算	288
8.1	一般规定	288
8.2	受压构件	288
8.4	局部受压	288
9	钢筋混凝土结构构件承载能力极限状态计算	289
9.1	正截面承载力计算的一般规定	289
9.2	正截面受弯承载力计算	291
9.3	正截面受压承载力计算	291
9.4	正截面受拉承载力计算	295
9.5	斜截面承载力计算	296
	248	

9.6	受扭承载力计算	301
9.7	受冲切承载力计算	303
9.8	局部受压承载力计算	305
10	钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算	306
10.1	正截面抗裂验算	306
10.2	正截面裂缝宽度控制验算	306
10.3	非杆件体系结构裂缝控制验算	310
10.4	受弯构件挠度验算	313
11	预应力混凝土结构构件计算	315
11.1	计算规定	315
11.2	正截面承载力计算的一般规定	318
11.3	正截面受弯承载力计算	318
11.5	斜截面承载力计算	319
11.6	抗裂验算	319
11.7	裂缝宽度验算	320
11.8	受弯构件挠度验算	321
12	一般构造规定	322
12.1	永久缝和临时缝	322
12.2	混凝土保护层	322
12.3	钢筋的锚固	324
12.4	钢筋的接头	325
12.5	纵向受力钢筋的最小配筋率	326
12.6	预制构件的接头、吊环与预埋件	329
13	结构构件的基本规定	330
13.1	板	330
13.2	梁	331
13.3	柱	333
13.4	梁、柱节点	333
13.5	墙	336
13.6	叠合式受弯构件	337

DL/T 5057 — 2009

13.7	深受弯构件	342
13.8	立柱独立牛腿	347
13.9	壁式连续牛腿	349
13.10	弧形闸门支座	352
13.11	弧形闸门预应力混凝土闸墩	353
13.12	钢筋混凝土蜗壳	368
13.13	钢筋混凝土尾水管	370
13.14	坝体内孔洞	370
13.15	平面闸门门槽	371
14	温度作用设计原则	372
14.1	一般规定	372
14.2	大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制	373
14.3	考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算	376
15	钢筋混凝土结构构件抗震设计	378
15.1	一般规定	378
15.2	框架梁	380
15.3	框架柱	381
15.4	框架梁柱节点	382
15.5	铰接排架柱	383
15.6	桥跨结构	384

1 范 围

本标准适用于水电水利工程中的素混凝土、钢筋混凝土及预应力混凝土结构的设计，以及混凝土坝的附属结构如混凝土坝体内孔洞、平面闸门门槽、预制构件、坝顶结构（包括启闭机梁、防浪墙等）等结构构件，但不适用于混凝土坝及碾压混凝土坝、轻骨料混凝土及其他特种混凝土结构的设计。

当结构的受力情况、材料性能等基本条件与本标准的编制依据有出入时，则需要根据具体情况，通过专门试验或分析加以解决。

4 总 则

4.0.2 本标准系根据 GB 50199—1994 的规定，并依据科学研究和工程实践增补有关内容后编制而成。

4.0.4 本标准的施行，应与按 GB 50199—1994 制订、修订的水工建筑物荷载设计规范等各种水工建筑物设计标准、规范配套使用，不应与未按 GB 50199—1994 制定、修订的各种水工建筑物设计标准、规范混用。

5 基本设计规定

5.1 一般规定

5.1.1 本标准按 GB 50199—1994 的规定，采用以概率理论为基础的极限状态设计法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，按分项系数设计表达式进行设计。分项系数设计表达式仍继续沿用 DL/T 5057—1996（以下简称原标准）的 5 个分项系数方案 [结构重要性系数、设计状况系数、材料性能分项系数、作用（荷载）分项系数和结构系数]。

5.1.2 水工混凝土结构极限状态的分类，根据 GB 50199—1994 的规定确定。

关于结构构件承载能力极限状态和正常使用极限状态的计算和验算要求，与原标准基本相同。设计时应根据不同设计状况，考虑不同的结构体系及相应的作用（荷载）效应组合，进行一种或两种极限状态设计。

5.1.3 根据 GB 50199—1994 和 DL 5180—2003 的有关规定，按水工建筑物的级别，将水工建筑物的结构安全级别划分为三级。其中，1 级水工建筑物对应的结构安全级别为 I 级；2、3 级水工建筑物对应的结构安全级别为 II 级；4、5 级水工建筑物对应的结构安全级别为 III 级。原标准不同结构安全级别的结构重要性系数是以 SDJ 20—1978 中不同水工建筑物级别的强度安全系数为基础，经可靠度校准分析确定的。原标准规定对于结构安全级别为 I、II、III 级的结构构件，结构重要性系数可分别取为 1.1、1.0 和 0.9。可靠度分析结果和工程实践经验表明，原标准关于不同水工建筑物级别的结构安全级别划分和相应的结构重要性系数的取值是基本合适的，考虑到水工结构的设计基准期和设计使用年限，

水工建筑物的重要性及其失效后的严重性，本标准将结构重要性系数 γ_0 修订为分别不应小于1.1、1.0及0.9。

5.1.4 国际标准 ISO 2394: 1998《结构可靠性总原则》和我国第一层次的标准 GB 50153—1992《工程结构可靠度设计统一标准》以及第二层次的标准 GB 50199—1994《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》、GB 50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》均明确规定，结构设计时，应根据结构在施工、安装、运行、检修等不同时期可能出现的不同作用（荷载）、结构体系和环境条件，按以下三种设计状况进行设计：

1 持久状况。在结构使用过程中一定出现且持续时间很长的情况。持续期一般与使用期为同一数量级的设计状况。

2 短暂状况。在结构施工和使用过程中出现的概率较大而持续时间较短的情况，如施工、检修等。

3 偶然状况。在使用过程中出现的概率很小且持续时间很短的情况，如地震和校核洪水等。

设计状况系数仍继续沿用原标准的规定，即相应于持久状况、短暂状况及偶然状况的设计状况系数 ψ 可分别取为1.0、0.95及0.85。

5.1.5 承载能力极限状态应考虑两种作用效应组合，即基本组合与偶然组合，与原标准的规定相同。所谓基本组合，是指承载能力极限状态设计时，永久作用（荷载）与可变作用（荷载）的组合；所谓偶然组合，是指承载能力极限状态设计时，永久作用（荷载）、可变作用（荷载）与一种偶然作用（荷载）的组合。

对于正常使用极限状态，原标准规定，按荷载的持久性采用两种组合即作用效应的短期组合与长期组合或短期组合并考虑部分荷载的长期作用的影响。本标准按照 GB 50068—2001 的规定，将作用效应的短期组合、长期组合改称为作用效应的标准组合、准永久组合或标准组合并考虑长期作用的影响，使作用效应组合的名称与作用代表值的名称相对应，方便设计应用。所谓标准组

合，是指正常使用极限状态设计时，采用标准值作为作用代表值的组合，用于抗裂度验算；所谓准永久组合，是指正常使用极限状态设计时，采用可变作用准永久值为作用代表值的组合，用于抗裂验算；所谓标准组合并考虑长期作用的影响，是指在裂缝宽度和挠度的计算公式中，结构构件的内力和钢筋应力按标准组合进行计算，并对标准组合下的裂缝宽度和刚度计算公式考虑长期作用的影响进行了修正。

由于可变作用标准值的长期组合系数 ρ 值，在 GB 50199—1994 中仅给出了计算方法，鉴于水工建筑物荷载统计的特殊性，相关规范均无法给出 ρ 值，使作用效应的长期组合（现为准永久组合）无法计算。因此，本标准对正常使用极限状态的作用效应组合规定修订为仅计算作用效应的标准组合或标准组合并考虑长期作用的影响。

5.1.6~5.1.7 水工混凝土结构设计时，作用（荷载）的标准值可按 DL 5077《水工建筑物荷载设计规范》和 DL 5073《水工建筑物抗震设计规范》的规定确定，但作用分项系数应按本标准的规定确定。

作用分项系数取值，是在按超载系数的概念确定的作用分项系数的基础上，采用概率方法经优化计算并适当考虑工程经验优选确定的。

可变作用分项系数与永久作用分项系数的比值，与国内外混凝土结构设计规范作用分项系数的比值是非常接近的（见表 1）。

表 1 国内外混凝土结构设计规范的作用分项系数及其比值

序号	规范代号	γ_G	γ_Q	γ_Q / γ_G
1	DL/T 5057—1996	1.05	1.2/1.1	1.143~1.048
2	GB 50010—2002	1.2	1.4	1.167
3	ACI 318—2005	1.2	1.6	1.333

表 1 (续)

序号	规范代号	γ_G	γ_Q	γ_Q / γ_G
4	BS 8110: 1997	1.4	1.6	1.143
5	СНип 2.06.07—87	1.05	1.2	1.143
6	Eurocode 2—EN 1992	1.35	1.5	1.111

5.1.8 预制构件的吊装验算,应根据吊装的具体情况考虑构件自重的动力系数,必要时还应考虑构件吊装受力不均匀的影响。吊装荷载属于短暂出现的设计状况,应取用短暂状况的设计状况系数 $\psi=0.95$ 进行计算。动力系数的取值是参考国内外有关规范的规定,并考虑结构系数 $\gamma_d (=1.2)$ 和设计状况系数 ψ 的取值计算确定的。考虑 γ_d 及 ψ 后,相对于构件自重标准值的动力放大系数为1.482,与历史经验通常取动力放大系数为1.5是相近的。

5.1.9 水工建筑物的结构型式和受力特征比较复杂,如坝内孔洞、蜗壳等,这些结构不宜或不能用结构力学方法求其内力,而是通过弹性力学(包括弹性力学有限元法)等手段来计算结构的弹性应力图形,并按此配置钢筋。按应力图形的配筋方法是一种近似的方法,一般偏于安全。根据当前国内外规范的发展趋势及工程上的实际应用,本标准认为,对于这类结构还宜采用钢筋混凝土有限元方法进行应力分析和配筋校核。

5.1.10 由于某些水工混凝土结构尺寸较大,温度变化对其影响很大。工程实践表明,合理的构造措施和温度应力分析对截面尺寸较大的水工混凝土结构十分重要。有关温度作用的设计规定见本标准第14章。

5.1.11 对于重要工程的结构构件,如水的渗入会使结构的整体性受到破坏时,则应考虑作用在截面上的渗透压力。渗透压力的计算图形和面积系数应根据专门的设计规范确定。截面承载力计算考虑渗透压力后,相应的安全度水平可适当降低。

5.1.12 目前国内外混凝土规范都将环境类别分为五类。本次修订将原标准的四个环境类别改为五个，以便于与国内外规范的比较。一类和二类没有变化，将原标准的三类和四类环境按对混凝土结构耐久性的影响程度细分为弱腐蚀、中等腐蚀和强腐蚀，分别归入三类、四类和五类。

钢筋腐蚀是水工混凝土结构耐久性失效的一种常见形式。特别是处于海洋环境中的水工钢筋混凝土结构。在海洋环境中，当钢筋的钝化膜遭到氯离子的破坏后，腐蚀的充分条件是有充足的氧和水。水下及水位变动区虽然水分充足，但氧不如反复暴露于空气的海水浪溅区充分，所以海水浪溅区的腐蚀最为严重，其次才是海上大气区和海水水位变动区。为此将海上大气区和海水水位变动区划为四类，而海水浪溅区划为五类。

5.2 承载能力极限状态计算规定

5.2.1~5.2.3 承载能力极限状态分项系数的设置体系与原标准相同，除结构重要性系数和材料性能分项系数的取值略有差别外，其余分项系数的取值与原标准相同。

实践表明，原标准承载能力极限状态分项系数设计表达式的 5 个分项系数方案及原标准分项系数的取值和相应的安全度设置水平是基本合适的，在处理同类构件在不同设计条件下的可靠度一致性方面，具有明显的优越性。因此，本标准建议的分项系数设置方案仍继续沿用原标准的 5 个分项系数方案。

结构系数 γ_d 是采用概率极限状态设计法时为达到承载能力极限状态规定的目标可靠指标而设置的分项系数。 γ_d 主要用来涵盖下列不定性因素：作用效应及结构构件抗力计算模式的不定性， γ_G 、 γ_Q 、 γ_c 、 γ_s 等分项系数未能反映的其他各种变异性。确定结构系数时，由于 γ_G 、 γ_Q 、 γ_c 、 γ_s 均已事先选定，由给定的目标可靠指标，用概率方法即可计算出设计表达式中的最后一个分项系数，即结构系数 γ_d 。

原标准在按可靠度分析法确定的结构系数的基础上,按照规范修订前后的安全度水平及材料用量不致波动过大和实用方便的原则,经适当的归并与取整后,取 $\gamma_d=1.2$ 。本标准在调整了材料性能分项系数的取值后,求得的结构系数与原标准结构系数取值接近。因此,本标准仍可沿用原标准结构系数的取值,对于钢筋混凝土及预应力混凝土结构构件的结构系数 γ_d 仍取为1.2。

素混凝土结构受拉破坏和受压破坏的结构系数仍沿用原标准的规定。

在确定结构系数时,参考了国内外相关规范的安全度设置水平和相应的分项系数取值,并对本标准分项系数取值方案进行了可靠度校准分析,同时将本标准分项系数取值方案的相当安全系数与原标准的相当安全系数进行了对比分析。计算结果表明,本标准的安全度设置水平较原标准有所提高,且略高于 GB 50010—2002 规定的安全度设置水平,符合传统习惯和做法。对应于结构安全级别为 I、II、III 级的水工钢筋混凝土结构构件,相应的可靠指标 $\beta_{I,延} \geq 3.7$, $\beta_{I,脆} \geq 4.2$; $\beta_{II,延} \geq 3.2$, $\beta_{II,脆} \geq 3.7$; $\beta_{III,延} \geq 2.7$, $\beta_{III,脆} \geq 3.2$ 。

5.3 正常使用极限状态验算规定

5.3.1 正常使用极限状态的设计表达式是按 GB 50199—1994《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》的规定,同时参考 GB 50009—2001《建筑结构荷载规范》和 GB 50010—2002《混凝土结构设计规范》的规定给出的。由于结构构件的变形、裂缝宽度等均与荷载持续时间的长短有关,故规定正常使用极限状态的验算,应按作用效应的标准组合或标准组合并考虑长期作用的影响进行验算。

正常使用极限状态的验算,作用分项系数、材料性能分项系数等都取 1.0,但结构重要性系数则仍保留。

5.3.2~5.3.3 构件的裂缝控制要求,是根据结构的功能要求、环

境条件对钢筋的腐蚀影响、钢筋种类对腐蚀的敏感性、荷载作用的时间等因素来确定的。本标准主要考虑了下列因素：① 原标准中有关规定的历史背景情况；② 工程使用经验及国内常用构件的实际设计抗裂度和裂缝宽度的调查统计结果；③ 国内典型地区的工程调查，长期暴露试验与快速试验的结果；④ 国外规范的有关规定。关于裂缝控制的设计方法，本标准仍沿用原标准验算构件受拉边缘的混凝土拉应力及裂缝宽度的控制方法。

对于钢筋混凝土构件，本标准除对承受水压的轴心受拉和小偏心受拉构件以及发生裂缝后会引引起严重渗漏的其他构件（如渡槽槽身等）提出了抗裂验算要求外，其余构件都可按裂缝宽度控制。因此，必须进行抗裂验算的水工钢筋混凝土构件的范围是不大的。

最大裂缝宽度的限值，一、二、三及五类环境条件下仍沿用原标准短期组合下的规定，而将四类环境条件下的最大裂缝宽度限值取为 0.20mm，取消了原标准还需验算长期组合下的最大裂缝宽度的规定。

预应力混凝土构件的裂缝控制等级仍沿用原标准的规定，根据环境条件类别的不同，将裂缝控制等级分为三级：

一级——构件受拉边缘混凝土在标准组合下，要求不出现拉应力（即要求零应力或压应力），它适用于严格要求不出现裂缝的构件。

二级——构件受拉边缘混凝土在标准组合下，允许出现拉应力，但其拉应力不应大于以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值。标准组合下 α_{ct} 取为 0.7，这意味着要求构件处于有限拉应力状态，在这种条件下，构件即使可能出现裂缝，一般说来裂缝宽度也较小，因而可不必做裂缝宽度验算。

三级——允许构件受拉边缘混凝土产生裂缝，构件处于开裂状态，但最大裂缝宽度计算值不应超过最大裂缝宽度限值。

构件受拉边缘混凝土拉应力的验算及其控制条件，实质上也

是一种抗裂设计方法， α_{ct} 在 0~1 之间变化，反映出对抗裂保证率的不同要求。

预应力构件的混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 由原标准的 0.5 放宽为 0.7；最大裂缝宽度限值基本沿用原标准的规定。

5.3.4 受弯构件的挠度验算基本保留了原标准短期组合并考虑荷载长期作用影响的挠度验算的规定，同时取消了原标准还需验算长期组合下的挠度的规定。

5.4 结构耐久性要求

5.4.1 混凝土结构耐久性失效的形式有多种，主要包括钢筋锈蚀、化学腐蚀、冻融破坏、渗漏和溶蚀、冲刷磨损和空蚀破坏、碱—骨料反应等。由于水工结构所处的自然环境和特点，这些病害都曾出现过，近年的调查表明，有的还比较严重。所以，水工混凝土结构的耐久性是一个必须重视的问题。

混凝土中掺加粉煤灰或硅粉及使用高效减水剂制成的高性能混凝土具有很高的抗渗性，有利于避免或减轻钢筋锈蚀、渗漏、冲刷磨损和空蚀破坏；掺加粉煤灰可抑制碱—骨料反应等。所以，水工混凝土结构耐久性设计中，应注意选用适当的矿物掺合料和外加剂。

鉴于目前的各种外加剂和外部防护涂料都是化学制品，因此在选用这些材料时应注意其对环境的影响。

严寒和寒冷环境下大体积结构的内部混凝土在施工期也应考虑抗冻等耐久性要求。

5.4.2~5.4.4 本标准 5.1.12 将环境条件类别由原标准的四类改为五类，本次修订也相应地对混凝土最低强度、最大水灰比和最小水泥用量进行了个别调整。

5.4.5 原标准没有混凝土中最大氯离子含量和碱含量的控制指标，本次修订补充了这方面的规定。

1 氯离子是引起混凝土中钢筋锈蚀的主要原因之一，试验

和大量工程调查表明，在潮湿环境中，当混凝土中的水溶性氯离子达到凝胶材料重量的约 0.4% 时会引起钢筋锈蚀；在干燥环境中，超过 1.0% 时没有发现锈蚀的情况。所以，根据水工钢筋混凝土结构所处的环境类别，规定了不同的最大氯离子含量。对于预应力混凝土结构，由于预应力筋处于高应力状态，加大了应力腐蚀的危险（应力腐蚀是指应力与腐蚀相组合的一种腐蚀形式，应力很高时会促进腐蚀的发展，引起无预兆的破坏），最大氯离子含量控制也更为严格，为 0.06%。这些控制指标与国内外的其他标准基本一致。对于素混凝土结构，不存在钢筋锈蚀问题，不需控制最大氯离子含量。

2 当使用的骨料活性成分（如活性 SiO_2 、微晶白云石等）较大时，混凝土中的碱含量过大有引起碱—骨料反应的危险，我国丰满水电站施工时使用的粗骨料中含有较多的活性 SiO_2 ，主要存在于流纹岩、安山岩、凝灰岩、闪长岩等中，在 48 号坝段 2 号孔约 250m 处的混凝土芯样中，发现了碱—骨料反应。在河北省滦河流域的大黑汀水库和潘家口水库也曾发现过碱—骨料反应问题。为此，专门作出了规定。表 5.4.5 规定的数值与国内外其他混凝土规范的规定是一致的。碱—骨料反应发生的条件除了碱含量大、有活性骨料外，还需要水的参与。当环境条件干燥时，不会发生碱—骨料反应。所以，对于一类环境中的混凝土结构，未限制混凝土的碱含量。

另外，水泥中的碱可增加混凝土的收缩和开裂，不利于外加剂与水泥的相容性，故无论骨料是否有潜在碱活性，都应控制水泥中的含碱量。但是当水泥中含碱量太低时又会使混凝土拌和料易泌水，故还应规定含碱量的下限。

矿物掺和料中的含碱量以其中的可溶性碱计算，按试样中碱的溶出量试验确定（当无检测条件时，可按粉煤灰中总碱量的约 1/6、矿渣中总碱量的 1/2 计）。在一般的原材料检测报告中，含碱量是采用酸碱法检测总碱量，包含可溶于水和不可溶于水（但溶

于酸)的两部分碱量,而在混凝土中并无酸性环境,只有可溶于水的碱才可能发生反应,故上述可溶性碱是指混凝土原材料中能溶于水的碱量(以 Na_2O 当量计)。

5.4.6 DL/T 5082—1998 明确规定混凝土的抗冻等级用快冻法测定,因为它非破坏性试验,试件小而少,无须在冻融之间反复搬运,提供成果快,工作量少,易于执行,且没有慢冻法经历数十次冻融后强度反而增长的缺点。

室内试验和实际工程表明:饱和的混凝土才发生冻融破坏,不饱和的混凝土很少破坏;冻融循环次数虽对冻融破坏有一定影响,但只限于表面浅层,而最冷月的气温则影响到深层,因此比冻融次数的影响更严重。所以,美国垦务局《混凝土手册》已将长期冰冻和冻融频繁列为同一类。例如,丰满大坝上游面是阳面,冬季气温白天为正温,夜间为负温,水上部分年冻融次数大于100次,下游面是阴面,冬季经常为负温,年冻融循环次数小于100次,但上游面冻融破坏深度只有0.3m~0.5m,下游面却深达3m。其主要原因是上游面因受阳光辐射使混凝土比较干燥,而下游面虽与库水不接触,却因结霜和积雪,混凝土呈饱和状态。又如,丰满电站尾水闸墩、尾水平台和下游护坡及江桥,同样受尾水位变动引起冻融破坏,但尾水部位破坏远比护坡和桥墩严重,其原因也是尾水部位无阳光照射,而护坡和桥墩则或多或少有阳光照射,混凝土饱和程度不同造成的。

有些部位检修时,电站、船闸、供水系统必须停止运行,因而难以检修。溢流面检修须避开汛期和冬季,检修工作量大,因此,这些部位的抗冻要求均宜较其他部位更高些。

本标准表5.4.6中对于部位的规定比以往详细。实践表明,以往的概念规定常使设计人员只重视大坝的上下游面及溢流面,而忽略其他部位的抗冻要求。例如萼窝大坝宽闸墩中的工作闸门井和检修闸门井,井壁厚仅稍大于1m,在充水状态下井壁全部开裂渗水。在冬季饱和冻胀及冻融情况下,裂缝发展严重恶化。以往

对二期混凝土未规定抗冻要求，丰满溢流坝坝顶部分二期混凝土在冻融后破坏极为严重。丰满电站厂房靠变压器侧的平台、墙、柱因积雪融化使混凝土饱和，顶部大多酥松、开裂，影响安全运行，检修又困难。因此本标准表 5.4.6 对这些部位加以明确规定。

气候分区现分为严寒、寒冷与温和三区。温和地区虽然没有明显的冻融情况，但冬季寒夜仍可达到局部结冰。曾观察到合肥蚌埠闸、江苏嶂山闸等都有不同程度的冻融损坏，湖南柘溪水电站上坝楼梯也有冻融掉皮现象，佛子岭连拱坝拱壳开裂漏水处则有较严重的冻融破坏，湖南双牌灌区衬砌有冻融掉皮现象，因此增列了温和区的抗冻等级要求。

冬季水位变化区的上限，规定阳面、阴面和电站尾水区分别为冬季最高水位以上 1m、2m 和 4m。其原因是阳面只受毛细管水分上升影响，阴面则有表面结霜问题，水电站尾水区因尾水冬季水温远高于气温，晚雾和晨雾高达 3m~5m，混凝土极易饱和和破坏，故规定了三个不同高度。

5.4.7 根据室内试验及工程实践，未采用有引气作用外加剂的混凝土，即使采用性能优良的水泥，仍达不到 F100 的抗冻等级，故本标准与原标准一样，强调了混凝土抗冻应掺加引气剂。对于抗冻混凝土的水泥品种、掺合料数量以及水灰比、含气量等有关指标应通过试验确定，并按照 DL/T 5082 的有关规定处理，包括在严寒地区严格控制水灰比等。实践表明，水灰比略有增大，抗冻性能就明显降低。为提高混凝土的抗冻性和耐久性，严格控制水灰比是必要的。对于小型工程的质量控制可适当简化。

在混凝土中掺加引气剂是提高混凝土抗冻性能的重要措施。其原理是引气剂改变了混凝土的孔隙结构，使原来连通的微孔隙成为多个封闭的微气泡，这些微气泡具有应力缓冲作用，减轻了混凝土冻融产生的膨胀压力。DL/T 5082—1998 规定了小型工程混凝土含气量的控制值，这些值与国内外其他规范的值基本相当，如表 2~表 4 所示。

表2 美国 318/318R-4 防冻混凝土总含气量

最大集料粒径 in (mm)	含气量百分比 %	
	严重暴露	中等暴露
3/8 (9.5)	7.5	6
1/2 (12.7)	7	5.5
3/4 (19.1)	6	5
1 (25.4)	6	4.5
3/2 (38.1)	5.5	4.5
2 (50.8)	5	4
3 (76.2)	4.5	3.5

表3 《澳大利亚混凝土规范》AS 3600—2001 防冻混凝土总含气量

最大集料粒径 mm	含气量百分比 %
10~20	8~4
40	6~3

表4 我国《公路工程混凝土结构防腐蚀技术规范》
(JTG/T B07—01—2006) 的混凝土含气量 (允许误差±1)

骨料最大粒径 mm	冻融环境		
	含气量 %		
	高度水饱和环境	中度水饱和环境	盐冻环境
10	7.0	5.5	7.0
15	6.5	5.0	6.5
25	6.0	4.5	6.0
40	5.5	4.0	5.5

5.4.8~5.4.9 目前我国建造的潮汐电站逐渐增多。潮汐电站的环境属于海洋环境，钢筋锈蚀严重，做好耐久性设计非常重要。

海洋环境中的氯离子渗入混凝土是引起混凝土中钢筋锈蚀的主要根源，所以避免混凝土中钢筋锈蚀的基本措施是提高混凝土的抗渗性能。港口工程结构在这方面有比较丰富的经验，建议设计中参考 JTJ 275，主要抗渗措施是降低混凝土的水灰比，使用高效减水剂，掺用大量矿物掺合料或采用高性能混凝土。

虽然目前已对混凝土的抗氯离子渗透性进行了大量的试验和理论研究，已经基本明确混凝土氯离子的渗透性与水泥品种、水灰比、时间等因素的关系，但准确确定实际工程中混凝土表面的氯离子渗透到钢筋表面的时间还是非常困难的。所以，目前的方法只是通过实验室试验提出氯离子渗透的指标，借以控制实际工程中氯离子的渗透速度。混凝土抗氯离子渗透的能力已有多种测试方法，如自然扩散法、RCM 法、NEL 法和 ASTM 电量法等。推荐采用 RCM 法和 ASTM 电量法。

RCM 法是用实验室内快速电迁移法测定扩散系数的一种方法。ASTM 电量法是美国 ASCE C 1202 提出的一种方法。我国 JTJ 275—2000《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》也推荐了 ASTM 电量法，规定高性能混凝土的抗氯离子渗透性不大于 1000C。我国 JTG/T B07—01—2006《公路工程混凝土结构防腐蚀技术规范》和 GB/T 50476—2008《混凝土结构耐久性设计规范》的规定分别如表 5 和表 6 所示。

表 5 JTG/T B07—01—2006 中的氯离子

扩散系数 D_{RCM} (28d 龄期) $\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$

环境作用等级 结构设计基准期	D	E 以上
	100 年	<7
50 年	<10	<6

注：D 表示严重腐蚀，E 表示很严重的腐蚀。

表 6 GB/T 50476—2008 混凝土抗氯离子侵入性指标

设计使用年限	100 年		50 年	
作用等级	D	E	D	E
抗侵入性指标				
电量指标 (56d 龄期) C	<1200	<800	<1500	<1000
氯离子扩散系数 D_{RCM} (28d 龄期) $\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$	<7	<4	<10	<6
注: D 表示严重腐蚀, E 表示很严重的腐蚀。				

国外新近建造的设计寿命为 100 年的重大工程中, 有关混凝土氯离子扩散的数据也值得比较和参考。例如, 德国 Western Scheldt 海底隧道混凝土用 RCM 法测定 28d 龄期扩散系数 D_{RCM} 为 $4.75 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$; 新加坡一座海底隧道工程混凝土用 RCM 法测定 28d 龄期扩散系数 D_{RCM} 为 $2.3 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s} \sim 2.6 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$; 国际上首先采用 DuraCrete 方法设计的荷兰 Green Heart 海底隧道, 其相当于浪溅区环境作用下的混凝土氯离子扩散系数 D_{RCM} 的设计值 (均值) 为 $3.4 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$, 加拿大诺森伯兰郡大桥混凝土测定 6 个月龄期的扩散系数为 $0.48 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$, 电阻率 $470 \Omega \cdot \text{m} \sim 530 \Omega \cdot \text{m}$; 加拿大安大略省要求海底隧道混凝土管片混凝土的扩散系数为 $0.6 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s} \sim 1.0 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$; 香港青马大桥 (设计寿命 120 年) 从模拟构件中取 28d 龄期的混凝土芯样, 采用自然扩散法浸泡试验, 规定试件在氯化钠溶液中浸泡 84d 后 (浸泡结束时龄期 112d) 由切片测得的不同深度上的氯离子分布浓度不应超过规定的数值, 相当于氯离子的扩散系数不超过 $0.9 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ (23°C)。

对于处于氯环境中的混凝土结构, 从材料方面提高混凝土的抗氯离子渗透性属于第一道防线, 如果不满足表 5.4.9 中的要求或作为一种储备, 还可采取附加措施, 也称为第二道防线, 但成本

比较高。这方面可参考我国标准 JG 3042《环氧树脂涂层钢筋》、YBJ 231《钢筋阻锈剂使用技术规程》、JTJ 275《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》等。

5.4.10 本条是根据 GB 50287—2006 规定编写的。

5.4.11 设计中需要考虑化学腐蚀，特别是水中硫酸盐含量的影响，因此本次修订对化学腐蚀的程度作了明确的规定。

化学腐蚀环境中主要考虑了硫酸盐的腐蚀。这些化学物质几乎都以溶液的形式且在超过一定浓度时对混凝土造成化学腐蚀和物理腐蚀。硫酸盐对混凝土的腐蚀作用与硫酸盐的种类及其浓度、混凝土表面的干湿交替程度和温度有关，还与地下水的流动性有很大关系。腐蚀混凝土的硫酸盐主要来自周围的水，也可能来自原本受过硫酸盐腐蚀的混凝土骨料以及混凝土外加剂。常见的硫酸盐中，对混凝土腐蚀的严重程度依次为硫酸镁、硫酸钠和硫酸钙。硫酸钙不易溶于水，难以造成明显的腐蚀。硫酸盐对混凝土的化学腐蚀是两种化学反应的结果，一是与混凝土中的水化铝酸钙反应形成硫铝酸钙及钙矾石，二是与混凝土中氢氧化钙结合形成硫酸钙（石膏），两种反应均会造成体积膨胀，使混凝土开裂。硫酸钙对混凝土的化学腐蚀过程很慢，通常要进行好多年，开始时混凝土表面泛白，随后开裂、剥落破坏。当构件暴露于流动的地下水时，硫酸盐得以不断补充，腐蚀的产物也被带走，破坏速率就非常高。相反，在渗透性很低的黏土中，当表面浅层的混凝土遭硫酸盐腐蚀后，较难引起进一步的腐蚀。

当地下水中的硫酸盐渗入混凝土内部，并在一定条件下使得混凝土毛细孔隙水溶液中的硫酸盐浓度不断积累，超过饱和浓度时就会析出盐结晶而产生很大的压力，导致混凝土开裂破坏，但这是纯粹的物理作用。

一般来说，硅酸盐水泥混凝土的抗酸能力较差，如果水中的 pH 值小于 6，对于抗渗性较差的混凝土就会造成损害。水中若溶有 CO_2 、 SO_4^{2-} 或 Cl^- 等酸离子，混凝土碱度就会大幅下降，并影

响水泥水化产物的稳定性。酸的来源多种多样，许多燃料产生含硫气体，与水结合形成硫酸；地下水中有时溶有二氧化碳，带酸性；工业废水和污水也往往含酸。

5.4.12 本条增加了在混凝土中掺用优质活性掺合料的要求。降低混凝土化学腐蚀的重要途径是使用抗化学腐蚀的混凝土或在硅酸盐水泥中掺加矿物掺合料。

在严重硫酸盐腐蚀环境作用下，低热微膨胀水泥与硅酸盐水泥及抗硫酸盐硅酸盐水泥相比，具备很好的抗腐蚀性，并已在我国水电水利工程建设中得到长期利用。

当结构所处环境中存在多种化学物质时，一般会加重腐蚀的程度。如 Mg^{2+} 和 SO_4^{2-} 同时存在时能引起双重腐蚀。但两种以上的化学物质有时也可能产生相互的抑制作用，如海水环境中的氯盐可能会减弱硫酸盐的危害。有资料报导，如无 Cl^- 存在，浓度约为 $250mg/L$ 的 SO_4^{2-} 就能引起纯硅酸盐水泥混凝土的腐蚀，如 Cl^- 浓度超过 $5000mg/L$ ，则造成损害的 SO_4^{2-} 浓度需再提高到约 $1000mg/L$ 以上。海水中的硫酸盐含量很高，但有大量氯化物存在，所以不再单独考虑硫酸盐的作用。

化学腐蚀环境中的结构设计还应符合 GB 50046《工业建筑防腐蚀设计规范》的规定。

5.4.13 混凝土的抗渗等级规定基本上沿用 SDJ 20—1978《水工混凝土结构设计规范》的规定。考虑到目前水工建筑物承受的水头 H 有高于 $100m$ 的，承受的水力梯度 i 有超过 50 的，因此增列了 $H > 150m$ 、 $i > 50$ 两档，相应的抗渗等级定为 $W10$ 。

对于某些建筑物（如渡槽槽身较薄的侧壁），承受的水力梯度很大而水头却不大，如仍按照本标准表 5.4.13 中项次 3 的规定显然偏高，因此在该表注 5 中规定了水头 H 小于 $10m$ 时，抗渗等级可相应降低一级。

5.4.15 薄腹构件和带棱角的结构，暴露面大，比平整表面更易使混凝土碳化从而导致钢筋锈蚀，应尽量避免。配筋过分细而密，

虽有利于控制受力裂缝宽度，但会使混凝土浇筑不密实，对钢筋锈蚀影响严重。高强钢丝应列为腐蚀敏感的钢材。

5.4.16~5.4.18 钢筋混凝土结构的耐久性主要取决于钢筋锈蚀。因此保护层厚度成为主要因素，必须严格保证保护层厚度不小于本标准 12.2.2~12.2.4 的规定。同时还应严格保证保护层的振捣与养护质量。

采用高强钢丝的预应力混凝土构件，则必须严格执行抗裂要求或控制裂缝宽度。

垫块强度过低及绑扎铁丝、对销螺栓等的露面，常成为耐久性的薄弱环节及钢筋锈蚀的通道，施工时必须注意。

6 材 料

6.1 混 凝 土

6.1.2 混凝土强度等级按立方体抗压强度标准值确定，立方体抗压强度标准值是本标准混凝土其他力学指标的基本代表值。混凝土立方体抗压强度试件的标准尺寸为边长 150mm 的立方体试件。混凝土强度的确定原则为：混凝土强度总体分布的平均值 $\mu_{f_{cu,15}}$ 减去 1.645 倍标准差 $\sigma_{f_{cu}}$ （保证率为 95%）。用公式表示即：

$$f_{cu,k} = \mu_{f_{cu,15}} - 1.645\sigma_{f_{cu}} = \mu_{f_{cu,15}}(1 - 1.645\delta_{f_{cu}}) \quad (1)$$

式中：

$\delta_{f_{cu}}$ ——混凝土立方体抗压强度的变异系数。

基于 GB 50199—1994《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》编制组对全国 28 个大中型水利水电工程合格水平的混凝土立方体抗压强度的调查统计结果，以及对 C40 以上混凝土的估计判断，本标准采用的混凝土立方体抗压强度的变异系数 $\delta_{f_{cu}}$ 见表 7，与原标准的取值基本相同。

表 7 水工混凝土立方体抗压强度的变异系数

	混凝土强度等级										
$f_{cu,k}$	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
$\delta_{f_{cu}}$	0.23	0.20	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11	0.10

本标准新增加了大坝混凝土中的局部构件若采用大坝混凝土时，其结构计算应进行混凝土强度等级换算，换算系数可参考表 9 和表 10。

本标准混凝土强度标准值是按其概率分布的 0.05 分位值确定的，保证率为 95%，龄期为 28d；而大坝混凝土抗压强度标准值是按其概率分布的 0.2 分位值确定的，保证率为 80%，且大坝常态混凝土取 90d 龄期的抗压强度标准值进行设计。因此，对于大坝混凝土中的局部构件，若混凝土的配合比与大坝混凝土的配合比相同，采用大坝混凝土 90d 龄期的抗压强度进行局部构件的承载力计算时，局部构件的安全度设置水平将偏低。为了保证大坝混凝土中局部构件承载能力极限状态下的安全度设置水平能够满足本标准安全度设置水平的要求，应将大坝混凝土中局部构件的混凝土强度等级乘以一个换算系数。

根据《水利水电工程结构可靠度设计统一标准专题文集》中张学易等人的调查统计结果，大体积混凝土试件抗压强度的变异系数 $\delta_{f_{cu}}$ 如表 8 所示。对于 C30 及以下的混凝土，当采用普通硅酸盐水泥、矿渣硅酸盐水泥和火山灰质硅酸盐水泥时，90d 龄期与 28d 龄期混凝土抗压强度的比值 K_{yr} 分别为 1.20、1.25 和 1.30。

表 8 大体积混凝土抗压强度的变异系数

混凝土强度	C10	C15	C20	C25	C30
大体积混凝土抗压强度的变异系数 $\delta_{f_{cu}}$	0.24	0.22	0.20	0.18	0.16

利用表 8 所列变异系数 $\delta_{f_{cu}}$ 和 90d 龄期混凝土抗压强度的增长系数 K_{yr} ，按下列公式可求得大坝混凝土中局部构件混凝土强度等级的换算系数。

$$\chi = \frac{1 - 1.645\delta_{f_{cu}}}{(1 - 0.842\delta_{f_{cu}})K_{yr}} \quad (2)$$

式中：

- χ —— 大坝混凝土中局部构件混凝土强度等级的换算系数；
- $\delta_{f_{cu}}$ —— 大坝混凝土中局部构件混凝土立方体抗压强度的变

异系数:

K_{yr} ——90d 龄期与 28d 龄期混凝土抗压强度的比值。

若大坝混凝土的抗压强度为 90d 龄期, 保证率为 80%, 当局部构件混凝土仍为 90d 龄期, 保证率采用 95% 时, 混凝土强度等级换算系数的计算结果见表 9, 近似可取 0.8; 当局部构件混凝土采用 28d 龄期, 保证率为 95% 时, 混凝土强度等级换算系数的计算结果见表 10, 近似可取 0.65。

表 9 大坝混凝土中局部构件混凝土强度等级的换算系数 χ (90d)

水泥品种	C10	C15	C20	C25	C30	不同强度下的强度等级 换算系数 χ 的平均值
普通硅酸盐水泥	0.758	0.784	0.806	0.829	0.852	0.806
矿渣硅酸盐水泥	0.758	0.783	0.807	0.829	0.852	0.806
火山灰质硅酸盐水泥	0.759	0.784	0.806	0.830	0.851	0.806
不同水泥品种下强度的 换算系数的平均值	0.758	0.783	0.807	0.830	0.852	0.806

表 10 大坝混凝土中局部构件混凝土强度等级的换算系数 χ (28d)

水泥品种	C10	C15	C20	C25	C30	不同强度下的强度等级 换算系数 χ 的平均值
普通硅酸盐水泥	0.632	0.653	0.672	0.691	0.710	0.672
矿渣硅酸盐水泥	0.583	0.602	0.621	0.638	0.655	0.620
火山灰质硅酸盐水泥	0.607	0.627	0.645	0.664	0.681	0.645
不同水泥品种下强度的 换算系数的平均值	0.607	0.627	0.646	0.664	0.682	0.645

6.1.3 混凝土强度标准值

1 混凝土轴心抗压强度标准值

根据国内 120 组混凝土棱柱体抗压强度与边长 200mm 立方体抗压强度的对比试验, 并考虑试件尺寸效应的影响, 两者平均值的的关系为:

$$\mu_{f_{\text{pt}}} = 0.8 \times 0.95 \mu_{f_{\text{cu},15}} = 0.76 \mu_{f_{\text{cu},15}} \quad (3)$$

考虑到实际结构中混凝土强度与试件混凝土强度之间的差异，应对试件混凝土强度进行修正，根据以往经验，并结合试验数据分析，同时参考国内外有关规范的规定，修正系数由原标准的 0.867 调整为 0.88，则结构中混凝土轴心抗压强度与 150mm 立方体抗压强度的关系为：

$$\mu_{f_c} = 0.88 \times 0.76 \mu_{f_{\text{cu},15}} = 0.67 \mu_{f_{\text{cu},15}} \quad (4)$$

根据混凝土强度标准值的取值原则，并假定 $\delta_{f_c} = \delta_{f_{\text{cu}}}$ (δ_{f_c} 为混凝土轴心抗压强度的变异系数)，同时引入考虑高强混凝土脆性的折减系数 α_c ，则得到结构中混凝土轴心抗压强度标准值为：

$$\begin{aligned} f_{\text{ck}} &= \alpha_c \mu_{f_c} (1 - 1.645 \delta_{f_c}) = 0.67 \alpha_c \mu_{f_{\text{cu},15}} (1 - 1.645 \delta_{f_{\text{cu}}}) \\ &= 0.67 \alpha_c f_{\text{cu},k} \end{aligned} \quad (5)$$

式中 α_c 的取值：对于 C45 以下，均取 $\alpha_c = 1.0$ ；对于 C45，取 $\alpha_c = 0.98$ ；对于 C60，取 $\alpha_c = 0.96$ ；在 C45 与 C60 之间， α_c 按线性规律变化。

对于 C45 以下混凝土，由于 $\alpha_c = 1.0$ ，故混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 的计算公式 (5) 简化为 $f_{\text{ck}} = 0.67 f_{\text{cu},k}$ ，与原标准及英国规范 BS 8110: 1997 等国外规范混凝土轴心抗压强度标准值的计算公式基本相同。

经专题研究，混凝土轴心抗压强度标准值取与 GB 50010—2002 基本一致。

2 混凝土轴心抗拉强度标准值

根据国内 72 组混凝土轴心抗拉试件强度与边长 200mm 立方体抗压强度的对比试验，并考虑尺寸效应影响，两者平均值的关系为：

$$\mu_{f_{t,\text{sp}}} = 0.58 (0.95 \mu_{f_{\text{cu},15}})^{2/3} = 0.56 \mu_{f_{\text{cu},15}}^{2/3} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (6)$$

同样，考虑到实际结构中混凝土强度与试件混凝土强度的差

DL/T 5057—2009

异, 取修正系数为 0.88, 同时将计量单位由 kgf/cm^2 改为 N/mm^2 , 则结构中混凝土轴心抗拉强度与 150mm 立方体抗压强度的关系为:

$$\mu_{f_t} = 0.88 \times 0.56 \mu_{f_{cu,15}}^{2/3} \times 0.1^{1/3} = 0.23 \mu_{f_{cu,15}}^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7)$$

在假定轴心抗拉强度的变异系数 $\delta_{f_t} = \delta_{f_{cu}}$ 条件下, 则结构中混凝土轴心抗拉强度标准值为:

$$\begin{aligned} f_{tk} &= \mu_{f_t} (1 - 1.645 \delta_{f_t}) = 0.23 \mu_{f_{cu,15}}^{2/3} (1 - 1.645 \delta_{f_t}) \\ &= 0.23 f_{cu,k}^{2/3} (1 - 1.645 \delta_{f_{cu}})^{1/3} \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned} \quad (8)$$

公式(8)与原标准混凝土轴心抗拉强度标准值的计算公式基本相同。

GB 50010—2002 根据 GBJ 10—1989 规范确定抗拉强度的试验数据, 再加上我国近年来高强混凝土强度研究的试验数据, 统一进行分析后提出了下列公式计算混凝土轴心抗拉强度的标准值:

$$f_{tk} = 0.88 \times 0.395 f_{cu,k}^{0.55} (1 - 1.645 \delta_{f_{cu}})^{0.45} \times \alpha_{c2} \quad (9)$$

式中:

α_{c2} ——考虑高强混凝土脆性的折减系数, 对于 C40 取 $\alpha_{c2} = 1.0$, 对于 C80 取 $\alpha_{c2} = 0.87$, 中间按线性规律变化。

经专题研究, 混凝土轴心抗拉强度标准值取与 GB 50010—2002 基本一致。

6.1.4 混凝土强度设计值

混凝土强度设计值取为混凝土强度标准值除以混凝土材料性能分项系数 γ_c 。原标准混凝土材料性能分项系数 $\gamma_c \approx 1.35$, 与国内外相关规范的取值相比, 取值偏低。国家标准 GB 50010—2002 取 $\gamma_c = 1.4$; 美国规范 ACI 318-05 取 $\gamma_c = 1/\phi = 1/0.65 \sim 1/0.9 = 1.54$ (受压) ~ 1.11 (受拉); 欧洲规范 (EN 1992, Eurocode 2) 2001 年版和英国规范 BS 8110: 1997 取 $\gamma_c = 1.5$ 。为了与国内外规范相协

调, 本标准将 γ_c 从原标准的 1.35 提高到 1.4, 相应的混凝土强度设计值与 GB 50010—2002 的取值相同。

6.1.5 混凝土强度随龄期而增长, 在混凝土结构构件设计中, 不宜利用混凝土抗压强度随龄期而增长的后期强度。某些大体积的水工建筑物也会遇到混凝土浇筑后要经过较长时间才开始承受荷载的情况。因此, 本标准规定, 经论证后允许采用不同龄期的混凝土抗压强度进行设计, 在附录 A 中列出了不同龄期混凝土抗压强度的比值, 可供设计人员在缺乏试验资料时参考。

本标准附录 A 给出的混凝土不同龄期的抗压强度比值, 基本沿用了原标准的取值, 仅根据国内近年来的试验资料, 将原标准附录 A 中普通硅酸盐水泥混凝土 90d、180d 龄期的抗压强度比值分别由 1.15、1.20 提高到 1.20、1.30。

粉煤灰硅酸盐水泥混凝土不同龄期的抗压强度, 可按火山灰质硅酸盐水泥混凝土采用。

对于混凝土不同龄期的抗拉强度, 由于其影响因素较多, 故不应利用其后期抗拉强度。

6.1.6 原标准混凝土受压或受拉弹性模量 E_c 可按下式确定:

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

本标准表 6.1.6 中的弹性模量系按上式求得的, 式中 $f_{cu,k}$ 以混凝土强度等级值 (N/mm^2) 代入, 即可求得与立方体抗压强度标准值相对应的弹性模量。

根据国内的试验资料, 混凝土受拉弹性模量的试验值与受压弹性模量的数值很接近, 故本标准对二者取用相同的数值。

6.2 钢 筋

6.2.1 近年来, 国内混凝土结构用钢筋、钢丝、钢绞线的品种和性能有了进一步的发展, 成功研制开发了一批新钢筋品种, 因此

DL/T 5057—2009

本标准对钢筋种类进行了调整。

本标准列入的钢筋种类及所依据的现行钢筋国家标准见表 11。

表 11 钢筋所属的国家标准代号

项次	钢筋种类	标准代号
1	热轧钢筋	GB 1499.1—2008 GB 1499.2—2007 GB 13014—1991
2	预应力混凝土用钢丝	GB/T 5223—2002
3	预应力混凝土用钢绞线	GB/T 5224—2003
4	预应力混凝土用钢棒	GB/T 5223.3—2005
5	预应力混凝土用螺纹钢	GB/T 20065—2006

水工钢筋混凝土结构设计时，宜优先采用 HRB335 级、HRB 400 级钢筋；预应力混凝土结构宜优先采用高强的预应力钢绞线、钢丝。这样不仅可以提高混凝土结构的安全度水平，降低工程造价，而且还可降低配筋率，缓解钢筋密集带来的施工困难。

新颁布的 GB 1499.2—2007《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》除保留了原标准中的 HRB335、HRB400、HRB500 级普通热轧钢筋外，还纳入了 HRBF335、HRBF400、HRBF500 级等细晶粒热轧钢筋。鉴于 HRBF 钢筋的工艺稳定性、可焊性、时效性等问题还需开展必要的研究工作，且国内尚缺乏这种钢筋工程应用的试验数据和实践经验，因此本标准暂不列入。

本标准虽列入光圆的 HPB235、HPB300 级钢筋及余热处理的 RRB400 级钢筋，但并不主张推广应用。因为光圆钢筋强度低，强度价格比差，延性虽好但锚固黏结性能差。由于焊接受热回火可能降低钢筋的疲劳性能和冷弯性能，钢筋机械连接表面切削时也可能影响强度，因此 RRB400 级钢筋的应用也受到一定的限制。

预应力混凝土用螺纹钢在我国桥梁工程及水电站地下厂房的预应力岩壁吊车梁中已有大量应用。国内过去将这种钢筋称

为“高强精轧螺纹钢筋”。2006年，GB/T 20065—2006《预应力混凝土用螺纹钢筋》正式颁布施行，故本次修订正式列入。

GB 4463—1984《预应力混凝土用热处理钢筋》已由 GB/T 5223.3—2005《预应力混凝土用钢棒》所代替，按钢棒表面形状分为光圆钢棒、螺旋槽钢棒、螺旋肋钢棒、带肋钢棒四种。由于光圆钢棒和带肋钢棒的黏结锚固性能较差，故本标准仅列入了 GB/T 5223.3—2005 中的螺旋槽钢棒和螺旋肋钢棒的材料性能设计指标。预应力混凝土用钢棒在我国现阶段仅用于预应力管桩的生产，已积累了一定的工程实践经验。

考虑到我国近年来强度高、性能好的预应力钢筋（钢丝、钢绞线）已可充分供应，本标准不再列入冷拔低碳钢丝、冷拉钢筋、冷轧带肋钢筋和冷轧扭钢筋等延性较差的冷加工钢筋。不列入本标准不是不允许使用这些钢筋，而是使用冷加工钢筋时，应符合 JGJ 19《冷拔钢丝预应力混凝土构件设计与施工规程》、JGJ 95《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》、JGJ 115《冷轧扭钢筋混凝土构件技术规程》和 JGJ 114《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》等专门规程的规定。

6.2.2 钢筋强度标准值的确定

钢筋的强度标准值基本沿用原标准的规定，即：

1 对于有明显物理流限的热轧钢筋，采用钢筋国家标准规定的屈服点作为标准值，国标规定的屈服点即钢筋出厂检验的废品限值。

2 对于无明显物理流限的预应力钢丝、钢绞线和钢棒及螺旋槽钢筋，为与钢筋国家标准的出厂检验强度一致，采用国标规定的极限抗拉强度作为标准值。

6.2.3 钢筋强度设计值的确定

1 抗拉强度设计值

普通钢筋抗拉强度设计值取为钢筋强度标准值除以钢筋材料性能分项系数 γ_s ；预应力混凝土用钢丝、钢绞线和钢棒及螺旋钢

筋的抗拉强度设计值则取为条件屈服点强度除以钢筋材料性能分项系数 γ_s 。

原标准普通钢筋的强度设计指标和相应的材料分项系数，与国内外规范的取值是非常接近的，故本标准钢筋的材料性能分项系数仍基本维持在原标准的水平上。为了适当提高混凝土结构构件的安全度设置水平，参考 GB 50010—2002 的规定，将 HRB335 级钢筋的材料性能分项系数由原标准的 $\gamma_s=1.08$ 提高到 $\gamma_s=1.1$ ，提高了约 3%。这样，可使得 HPB235、HPB300、HRB335 和 HRB400 这四个级别的热轧钢筋的材料性能分项系数 γ_s 取值基本相同，都为 1.1 左右。HRB500 级钢筋抗拉强度设计值和相应的材料性能分项系数的取值，是根据国内近年来的试验研究结果，同时参考国内外混凝土结构设计规范的有关规定，确定了本标准钢筋材料性能分项系数 γ_s 。

对于预应力用钢丝、钢绞线、钢棒，其条件屈服点原标准取为 $0.8\sigma_b$ (σ_b 为钢筋的极限抗拉强度)，本标准与 GB 50010—2002 的规定一致，取为 $0.85\sigma_b$ ，因此本标准的预应力钢筋抗拉强度设计值较原标准有所提高。

对于预应力混凝土用螺纹钢筋，由 GB/T 20065—2006《预应力混凝土用螺纹钢筋》可知，PSB 785、PSB 830 的 $\sigma_s/\sigma_b=0.8$ ，而 PSB 930、PSB 1080 的 σ_s/σ_b 分别为 0.86 及 0.88。本标准取 $0.8\sigma_b$ 作为螺纹钢筋的条件屈服点。

普通钢筋、预应力混凝土用钢丝、钢绞线和钢棒及螺纹钢筋材料性能分项系数 γ_s 见表 12。

表 12 钢筋的材料性能分项系数 γ_s

钢筋种类	γ_s
热轧钢筋 (HPB235 级钢筋, HPB300 级钢筋, HRB335 级钢筋, HRB400 级钢筋, RRB400 级钢筋)	1.10

表 12 (续)

钢 筋 种 类		γ
热轧钢筋 (HRB500 级钢筋)	纵筋	1.19
	箍筋	1.39
预应力用钢丝、钢绞线、钢棒及螺纹钢		1.20

2 抗压强度设计值

受压钢筋强度设计值 f'_y 以钢筋应变 $\varepsilon'_s = 0.002$ 作为取值依据, 按 $f'_y = \varepsilon'_s E_s$ 和 $f'_y = f_y$ 两个条件确定, 取二者的较小值。例如, HRB500 级钢筋, $f'_y = 0.002 \times 2.0 \times 10^5 = 400 \text{N/mm}^2$, 小于 $f_y = 420 \text{N/mm}^2$, 因此, f'_y 取 400N/mm^2 。

6.2.4 钢筋的弹性模量是根据国内有关单位试验结果给出的。钢筋在不同状态下的弹性模量是按静力拉伸试验方法确定的。

7 结 构 分 析

7.1 基 本 原 则

7.1.1 由于结构布置和体形设计不合理或不科学,会造成结构受力、构造配筋等不合理的现象,因此,在对结构进行两种极限状态分析之前,应首先按照有关规范规定,确定合理的结构布置和结构构件体形。

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

对结构的两种极限状态进行结构分析时,应采取相应的荷载组合。

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

7.1.3 结构分析应以结构的实际工作状况和受力条件、几何尺寸为依据,如果结构复杂,可对结构体形进行适当的简化,如水电站厂房整体三维有限元分析,蜗壳的座环可简化成杆或板,发电机层以上的排架柱可简化成杆件结构,楼板上的小孔洞也可以忽略,而蜗壳和尾水管轮廓应遵循厂家提供的蜗壳和尾水管单线图,简化后的模型应能反映出结构实际的受力状况,所采用的分析方法应有可靠的依据和足够的计算准确程度。

7.1.4 所有结构分析方法的建立都基于三类基本方程,即力学平衡方程、变形协调(几何)条件和本构(物理)关系。其中,力

学平衡条件必须满足；变形协调条件对有些方法不能严格符合，但应在不同程度上予以满足；本构关系则需合理地选用。

7.1.5 现有的结构分析方法可归纳为四类。各类方法的主要特点和应用范围如下：

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

结构内力的线弹性分析和截面承载力的极限状态设计相结合，实用上简易可行。按此设计的结构，其承载力一般偏于安全，但对混凝土开裂前后受力状态有明显改变的非杆件体系结构可能会偏于不安全，此时还宜采用非线性分析方法（钢筋混凝土有限元方法）分析。

2 非线性分析方法以钢筋混凝土的实际力学性能为依据引入相应的非线性本构关系，可分析结构受力全过程的各种荷载效应，是一种先进的分析方法，已经在国内外一些重要结构的设计中采用，并不同程度地纳入国内外的一些主要设计规范。但这种分析方法比较复杂，计算工作量大，各种非线性本构关系尚不够完善和统一，主要应用于重大结构工程的结构分析，如大型水电工程中的非杆件体系结构、核电站压力容器等结构的分析。

3 塑性理论计算方法是指考虑塑性内力重分布的分析方法和塑性极限分析方法。

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

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

4 结构或其部分的体形不规则和受力状态复杂又无恰当的简化分析方法时，可采用试验分析方法或子结构分析法。

7.1.6 商业的和自编的计算机程序都必须保证其运算的可靠性，

而且每一项计算的结果都应由工程计算经验丰富的工程师审查。

7.2 线弹性分析方法

7.2.2 由长度大于 2.5 倍截面高度的构件所组成的结构，可按杆件体系结构进行分析。

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

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

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

T 形截面梁的惯性矩值按截面矩形部分面积的惯性矩进行修正，比给定翼缘有效宽度进行计算更为简捷。

计算框架在使用阶段有侧移时，构件刚度折减系数的取值参见 CECS 51: 93《钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程》。

7.2.7 具有水工特点的混凝土结构常因体积大、形体或受力复杂的特点，无法按杆件结构力学计算内力。对这种结构原标准在附录中规定可按应力图形面积配筋，多年来的设计实践证明这种配筋方法是可行的，本标准仍将这部分内容列入附录 D，并增加了混凝土多轴强度的确定方法（附录 E）。本标准专题进行受弯、偏拉与偏压构件按应力图形面积配筋与按内力配筋的比较，以及连续壁式牛腿、船闸等结构按应力图形面积配筋与非线性钢筋混凝土有限元计算配筋的对比，证实了对混凝土开裂前后受力状态无

明显改变的结构，按应力图形面积配筋是偏于安全的；但对混凝土开裂前后受力状态有明显改变的结构，按应力图形面积配筋可能会偏于不安全。故本标准明确前者承载力所需钢筋用量可由应力图形面积确定，而后者承载力所需钢筋用量按弹性拉应力图形面积确定后，还需用非线性钢筋混凝土有限元方法校核。

7.2.9 混凝土开裂后，结构的刚度降低，挠度增大。因而，对非杆件体系结构采用线弹性分析方法验算正常使用极限状态变形时，应视混凝土开裂程度对混凝土弹性模量作适当的折减，以近似反映混凝土开裂后结构刚度的降低，如轻微开裂可取 0.8~0.9；中度开裂可取 0.6~0.8；严重开裂可取 0.4~0.6；贯穿性开裂可取 0.2~0.4。

7.3 非线性分析方法

7.3.2 进行结构非线性分析时，其各部尺寸和材料性能指标必须预先设定。若计算采用的混凝土和钢筋的材料本构关系及材料性能指标，与实际结构中的相应值有差别时，结构的应力分布、变形、破坏形态和极限荷载等计算结果都会产生不同程度的偏差。

在确定混凝土和钢筋的材料本构关系和强度、变形值时，宜事先进行试验测定。无试验条件时，可采用经过验证的数学模型（参见附录 E），其参数值应经过标定或有可靠依据。

7.3.3 非杆件体系结构计算时，混凝土等可采用平面或空间的块体单元，钢筋可采用杆单元或梁单元（分离式单元模型），也可采用埋置杆单元或埋置薄膜单元（组合式单元模型）；本构关系可采用材料层面的本构关系，即采用钢筋、混凝土的本构关系进行计算。

杆件体系结构时，一般可采用梁单元或杆单元等杆件单元，本构关系采用截面或构件的本构关系，如 $M-\phi$ 等本构关系；必要时可采用材料层面的本构关系，用钢筋混凝土有限元法进行更详细的分析。

7.3.4 钢筋混凝土有限元方法在大型水电水利工程的结构分析中应用日渐广泛，但至今还未能形成统一的分析程序，故本标准与原标准一样，仍只列出应用钢筋混凝土有限元法的若干原则，但将其从附录转入正文。

研究表明，是否考虑钢筋与混凝土之间的黏结滑移对承载力影响不大，但对裂缝分布与宽度的影响很大。因而本标准增加了“验算裂缝控制时应考虑钢筋和混凝土之间的黏结滑移”的规定。

原标准规定：“当验算承载力时，应将材料强度取为设计值”。经分析，由于混凝土和钢筋的材料性能分项系数取值有很大差异（混凝土为 1.4，钢筋为 1.1），材料强度若取为设计值，将使混凝土人为地过早出现裂缝，与钢筋的协调工作性能将有所失真。对有限元分析，不论裂缝控制验算还是承载力验算，材料强度均应取为强度的平均值即实际强度。但一方面由于规范没有给出材料强度的平均指标，只能用与其较为接近的标准值代替；另一方面，正常使用验算时，采用强度的平均值即实际强度所得计算结果无法与规范规定的限值相匹配，如抗裂、裂缝控制限值等。所以本标准规定：“无论承载力计算还是裂缝控制验算，材料强度均取为标准值。”裂缝控制验算时，荷载采用标准值并乘以 γ_0 。

由于承载能力计算时材料强度采用了标准值，为考虑承载力配筋设计时的安全储备，应将荷载设计值乘以增大系数。即在承载力配筋设计时，荷载取荷载设计值与增大系数的乘积，当为钢筋受拉破坏时，增大系数取为 $1.1\gamma_0\gamma_d\psi$ （1.1 是钢筋的材料性能分项系数，也就是相应于钢筋强度取为设计值时的承载力安全系数）；当为混凝土受压破坏时，增大系数取为 $1.4\gamma_0\gamma_d\psi$ （1.4 是混凝土的材料性能分项系数，也就是相应于混凝土强度取为设计值时的承载力安全系数）。

钢筋混凝土有限元计算时，若事先能判定结构破坏类型，当荷载加到荷载设计值与相应的荷载增大系数乘积后，结构仍未出现破坏则结构是安全的。若事先不能判定结构破坏类型，则可采

用逐次增量法：① 当加载未到荷载设计值与 $1.1\gamma_0\gamma_d\psi$ 的乘积时，若结构发生受拉或受压破坏，则结构是不安全的；② 当加载到荷载设计值与 $1.1\gamma_0\gamma_d\psi$ 的乘积，但小于荷载设计值与 $1.4\gamma_0\gamma_d\psi$ 的乘积时，若结构发生受拉破坏，则结构是安全的；若结构发生受压破坏，则结构是不安全的；③ 当加载到荷载设计值与 $1.4\gamma_0\gamma_d\psi$ 的乘积时，若结构发生受压破坏，则结构是安全的；若结构不发生受压破坏，则结构更是安全的。

7.4 基于试验模型的结构设计

7.4.1 试验是设计的基础，科学的发展使得一些常规问题可以用计算代替试验，但由于问题的复杂性及设计中遇到的非常规问题，还需要用直接试验的方法解决。试验可以是结构、构件的足尺试验，也可以是物理模型试验。本条说明了根据试验进行设计的几种情况。

7.4.2 试验结果是结构设计的重要基础，因此对试验程序要有严格的要求，必须按标准试验方法进行。

7.4.3 试验状况与真实条件的符合程度是试验结果能否用于设计的关键。但实际上试验状况与真实条件完全符合是不太可能的，但这并不意味着可以放松这方面的要求。相反，应更加严格要求符合的程度，从而减小试验误差。

7.4.4 结构在不同的环境和荷载工况下的性能是不同的，如当超静定结构进入非线性阶段时，其极限承载力与加载顺序有关。所以，本条对试验环境和加载顺序提出了要求。

7.4.5 当以试验为基础进行设计时，尽管尽可能使试验与设计中的实际情况相符合，但仍会不可避免地出现各种差异，当将试验结果用于设计时，应考虑这些差异，否则会使设计的结构不具有与同类结构相同的可靠度。原则上讲，不应将试验结果用于超出试验条件之外的设计，除非做了补充试验或必要的理论分析，而且外推不应偏离试验条件太多。

7.4.6 当试验完成并得到要求的数据时,需要根据试验结果利用统计方法确定抗力或材料性能的标准值。考虑到模型试验的数量不会太多,属于小样本问题,这样会存在因数据不足而产生的统计不确定性,确定标准值时应予以考虑,否则可能会使设计偏于不安全。关于小样本数据的统计分析方法,可参见数理统计方面的书籍或有关的标准。

7.4.7 标准值只是构件抗力或材料性能的代表值,设计时还要根据标准值确定构件抗力或材料性能的设计值,这时需要进一步确定作用效应、抗力及材料性能的分项系数,以使结构达到规定的可靠度。但由于没有足够的统计数据可用,按常规情况用可靠度方法确定分项系数是不现实的,所以可参考同类作用效应、抗力及材料分项系数,必要时还要结合经验。转换系数是将由试验模型得到的结果转化为实际结构构件性能的一个系数,例如对于混凝土,将试验得到的或由立方体强度换算得到的棱柱体试件强度转化为构件的棱柱体强度时,需乘转换系数 0.88。转换系数反映了构件性能与试件试验结果的差别。

7.5 其他分析方法

7.5.1~7.5.2 弯矩调幅法是钢筋混凝土结构考虑塑性内力重分布分析方法中的一种。该方法计算简便,已在我国广为应用多年。弯矩调幅法的原则、方法和设计参数等可参见 CECS 51: 93《钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程》。

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

7.5.3 一般而言,混凝土的温度—湿度变形和收缩、徐变等因素

主要影响结构的正常使用极限状态和耐久性，必要时需加以分析和验算。而对于大体积混凝土结构，温度作用是它的主要作用之一，应引起足够的重视，温度应力分析与温度配筋具体方法可参见本标准第 14 章“温度作用设计原则”。

8 素混凝土结构构件承载能力极限状态计算

8.1 一般规定

8.1.1 对于素混凝土结构构件，由于混凝土抗拉强度的可靠性低，而混凝土收缩和温度变化效应又难以估计，一旦发生裂缝，容易造成事故，故对于由受拉强度控制的素混凝土结构，应严格限制其使用范围。对于围岩中的隧洞衬砌，经论证，允许采用素混凝土构件。

8.2 受压构件

8.2.1 对没有抗裂要求且 $0.4 y'_c \leq e_0 \leq 0.8 y'_c$ 的偏心受压构件，保留原标准规定的需配置不少于构件截面面积 0.05% 的构造钢筋，且规定“在每米宽度内的钢筋截面面积不大于 1500mm^2 ”（相当于 5 根直径为 20mm 的钢筋），以避免钢筋截面面积随构件截面的增大而不适当地增加。

8.2.2~8.2.4 与原标准 5.2.2~5.2.4 相同。本标准附录 F 中列出了截面抵抗矩的塑性系数，与原标准相同。

8.4 局部受压

8.4.1 混凝土局部受压时的强度提高系数 β_l 及其局部受压底面积的计算，同原标准。

计算底面积 A_b 的取值，采用“同心、对称”的原则。该方法要求计算底面积 A_b 与局部受压面积 A_l 具有相同的重心位置并对称；沿 A_l 各边向外扩大的有效距离不超过受压板短边尺寸 b （对圆形承压板，可沿周边扩大一倍 d ）。此方法的优点是便于记忆，对各类型垫板试件，其试验值与计算值符合较好且偏于安全。

9 钢筋混凝土结构构件承载能力极限状态计算

9.1 正截面承载力计算的一般规定

9.1.1 本章规定的承载能力极限状态计算公式适用于混凝土强度不大于 C60 的钢筋混凝土构件。混凝土强度大于 C60 的高强混凝土结构构件的承载力计算公式可按照 GB 50010—2002 采用。

本章的正截面受弯承载力和斜截面承载力的计算公式适用于跨高比 $l_0/h \geq 5$ 的受弯构件， $l_0/h < 5$ 的受弯构件应按本标准 13.7 节的规定计算。因为试验和分析表明， $l_0/h \geq 5$ 的受弯构件正截面的平均应变才基本符合平截面假定。

9.1.2~9.1.3 正截面承载力计算方法的基本假定与原标准基本相同。

1 平截面假定。试验表明，在受拉钢筋到达屈服强度之前及到达瞬间，截面的平均应变基本符合平截面假定。因此，按照平截面假定建立判别受拉钢筋是否屈服的界限条件和确定屈服之前钢筋的应力 σ_s 是合理的；平截面假定作为计算手段，即便钢筋已达屈服，甚至进入强化段时，也还是可行的，计算值与试验值符合较好。

引用平截面假定可以将各种类型截面（包括周边配筋截面）在单向或双向受力情况下的正截面承载力计算联系起来，提高了计算方法的统一性和条理性，使计算公式具有较明确的物理概念。引用平截面假定为利用计算程序进行全过程分析及非线性分析提供了必不可少的变形条件。

国外一些相关规范，均采用了平截面假定。

2 确定混凝土等效矩形应力图形的特征值，需要给定混凝土的 $\sigma_c - \epsilon_c$ 曲线及非均匀受压的混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 。此处采用

理想化的混凝土 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 曲线，它是在分析各国规范所用的 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 曲线和有关试验研究资料基础上给出的。

根据我国偏心受压及受弯构件研究的实测结果， ε_{cu} 的平均值约为 0.0033。当取 $\varepsilon_{cu}=0.0033$ 时，对矩形截面而言，等效矩形应力图块的受压区高度 x 与按平截面假定所确定的中和轴高度 x_0 的比值 $\beta=0.823$ ，其等效矩形应力与应力曲线上最大值的比值 $\gamma=0.969$ ，为简化计算，取 $\beta=0.8$ ， $\gamma=1.0$ 。

9.1.4 本条与原标准基本相同。构件达到界限破坏是指截面上受拉钢筋屈服和受压区混凝土破坏同时发生时的破坏，此时，取 $\varepsilon_{cu}=0.0033$ ， $\beta=0.8$ 。

对有屈服点的钢筋，钢筋的应变取 f_y/E_s 。根据平截面假定，可得出本标准中截面相对界限受压区计算高度 ξ_b 的计算式 (9.1.4)。本标准删除了“采用冷轧带肋钢筋时， ξ_b 的计算公式分母中的 1 应改为 1.6”的说明，因为此类钢筋不再推荐采用。

9.1.5 计算钢筋应力 σ_s 时，是以混凝土达到极限压应变 ε_{cu} 作为构件达到承载能力极限状态为标志的。当取 $\varepsilon_{cu}=0.0033$ ， $\beta=0.8$ 时，按平截面假定可写出钢筋应力的计算公式如下：

$$\sigma_s = 0.0033E_s \left[\frac{0.8h_0}{x} - 1 \right] \quad (11)$$

当受压区计算高度 x 一定时，上式还可用来计算截面任意位置处的钢筋应力 σ_{si} 。设距离受压边缘为 h_{oi} 的钢筋 A_{si} 的应力为 σ_{si} ，则 σ_{si} 的通式为：

$$\sigma_{si} = 0.0033E_s \left[\frac{0.8h_{oi}}{x} - 1 \right] \quad (12)$$

按上式计算的 σ_{si} ，正号代表拉应力，负号代表压应力。同时规定钢筋应力 σ_{si} 应符合下列条件：

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (13)$$

为简化计算，根据我国大量试验资料的分析，小偏心受压情

况下实测受拉边或受压较小边的钢筋应力 σ_s 与 $\xi = x/h_0$ 接近直线关系, 考虑到 $\xi = \xi_b$ 时 $\sigma_s = f_y$ 及 $\xi = 0.8$ 时 $\sigma_s = 0$ 的界限条件, 取 σ_s 与 ξ 之间为线性关系, 就可得出本标准中式 (9.1.5-2)。

9.2 正截面受弯承载力计算

9.2.1~9.2.6 本章中列出了正截面承载力计算方法的基本假定, 但在通常设计计算中并不需要直接引用这些假定, 而可根据本章中给出的承载力公式进行构件计算, 这些公式在不同程度上都作了简化处理。

试验表明, b'_f/b 比值在常用范围内的 I 形和 T 形截面, 从加荷到破坏前, 混凝土受压翼缘应变分布大致是均匀的。因此, 规定受压区为 T 形即 $x > h'_f$ 时, 受压区应变仍按均匀分布, 翼缘和腹板部分的应力均取为 f_c 。此时, 计算宽度 b'_f 应符合本标准 9.2.3 的规定。

9.2.7 双向受弯构件, 按理应将两个主向的弯矩合成, 按本标准 9.1.2~9.1.5 的规定进行承载力计算, 此时为斜向弯曲问题, 中和轴与截面主轴倾斜, 计算比较烦琐。为了简便, 对矩形、倒 L 形和 T 形截面的双向受弯构件, 也可按照本标准附录 H 的近似方法计算。

9.3 正截面受压承载力计算

9.3.2~9.3.3 偏心受压构件正截面承载力计算方法:

1 对于非对称配筋的矩形截面小偏心受压构件, 明确指出仅当 $N > \frac{1}{\gamma_d} f_c b h$ 时, 才须按式 (9.3.2-4) 验算是否会在离纵向压力较远侧先发生压坏。

2 对称配筋小偏心受压的钢筋混凝土构件近似计算:

当应用偏心受压构件的基本式 (9.3.2-1)、式 (9.3.2-2) 及式 (9.1.5-1) 求解对称配筋小偏心受压构件承载力时, 将出现 ξ 的三

次方程。本标准 9.3.3 的简化公式是取 $\xi(1-0.5\xi)\frac{\xi_b-\xi}{\xi_b-0.8} \approx 0.45\frac{\xi_b-\xi}{\xi_b-0.8}$ ，使求解 ξ 的方程降为一次方程，便于直接求得小偏

心受压构件所需的配筋截面面积。

9.3.4 在原标准相应条文基础上，给出了 I 形截面偏心受压构件承载力计算公式，对 T 形、倒 T 形截面则可按条文注的规定进行计算；同时，对非对称配筋的小偏心受压构件，给出了验算公式及其适用的近似条件。

受压翼缘计算宽度 b_f' 应按本标准 9.2.3 确定。

9.3.5 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋（沿截面腹部配置等直径、等间距的纵向受力钢筋）的矩形、T 形或 I 形截面偏心受压构件，其正截面承载力可根据本标准 9.1.2 中一般计算方法的基本假定列出平衡方程进行计算。但由于计算公式较繁，不便于设计应用，为此作了必要的简化，给出了本标准的式(9.3.5-1)～式(9.3.5-4)。

计算分析表明，在两对边集中配筋与腹部均匀配筋呈一定比例的条件下，与按一般方法精确计算的结果相比误差不大，并可使计算工作量得到很大简化。

9.3.6～9.3.7 均匀配筋的环形和圆形截面偏心受压构件，其正截面承载力可采用本标准 9.1.2 的基本假定列出平衡方程进行计算，但计算过于繁琐，不便于设计应用。本标准列出的式(9.3.6-1)～式(9.3.6-3)和式(9.3.7-1)～式(9.3.7-3)是将沿截面梯形应力分布的受压和受拉钢筋应力简化为等效矩形应力图，其相对钢筋面积分别为 α 和 α_s ，在计算时不需判别大小偏心受压的情况，简化公式与精确解的误差不大。

对环形截面，当受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值 α 较小时，实际受压区为环内弓形面积，简化公式可能会低估了截面承载力，此时可按圆形截面公式计算。

9.3.8 二阶效应泛指在产生了层间位移和挠曲变形的结构构件

中由轴向压力引起的附加内力。由于我国工程中的各类结构通常按有侧移假定设计，故本标准 9.3.8~9.3.11 主要涉及有侧移假定下的二阶效应问题。对于工程中个别情况下出现的无侧移情况，仍可按 9.3.9 的规定对其二阶效应进行计算。

原标准考虑偏心受压柱的二阶效应时，采用传统的“偏心矩增大系数法”，这一方法实际上假定柱是无侧移的，是一种近似方法。随着计算机技术的发展，利用结构分析的弹性杆系有限元法，再以经过折减的弹性刚度代替其初始弹性刚度，使之能反映承载能力极限状态下钢筋混凝土构件裂缝开展后的变形特点，可以较精确地直接算出包含二阶内力在内的结构各杆件的内力，从而可克服采用传统的偏心矩增大系数法在相当一部分情况下存在的不准确性。这种方法在 GB 50010—2002 中称为考虑二阶效应的弹性分析方法。本标准与 GB 50010—2002 一致，除保留偏心矩增大系数法外，还同时列出较准确的考虑二阶效应的弹性分析方法，以供设计选用。

9.3.9 偏心距增大系数 η 继续沿用原标准的计算公式。从试验结果和理论分析表明，本条所用的控制截面极限曲率并辅以试验校正系数的计算表达式，与试验结果吻合较好。它是本章 9.1 节所述的基本假定为基础，借助计算程序求弯矩—轴向压力—曲率关系的模型柱法的一种简化方法，其基本表达式为：

$$\eta = 1 + \frac{1}{e_0} \left[\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right] \zeta_1 \zeta_2 \quad (14)$$

此处， $\left[\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right] \zeta_1 \zeta_2$ 为与构件极限曲率对应的侧向挠度；其中，

β 为与柱的挠曲线形状有关的系数，对两端铰接柱，试验的挠曲线符合正弦曲线，因此，取 $\beta = \pi^2 \approx 10$ 。

柱控制截面的极限曲率 $1/r_c$ 取决于控制截面上受拉钢筋和受压边缘混凝土的应变值，试验表明，对大偏心受压构件，当构件

达到承载力极限状态时,均可近似取界限受压状态时的极限曲率,当考虑长期荷载作用的影响后,可写为:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{\varphi \varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}{h_0} \quad (15)$$

此处, ε_{cu} 为受压区边缘混凝土极限压应变; ε_y 为受拉钢筋达到屈服强度时的应变; φ 为徐变系数。

本标准中式(9.3.9-1)是取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$, $\varepsilon_y = 0.0017$ (即取与 HRB335 级钢筋抗拉强度标准值对应的应变,此应变值介于 HPB235 级和 HRB400 级钢筋的应变值之间,为简化计算,对钢筋不再作出区别的规定), $\varphi = 1.25$, $h/h_0 = 1.1$ 而得出的。当 e_0 很小或接近于零时,式(9.3.9-1)所算出的 η 值极大,这是不符合实际的;考虑到工程中由于计算未考虑到的因素如施工偏差等的影响,初始偏心距常常是存在的。因此参考国外规范在本条中规定了 e_0 与截面高度有关的最小值。

对小偏心受压构件,受拉钢筋的应力达不到屈服强度,且受压区边缘混凝土的应变值可达到或小于 ε_{cu} ,为此,引入考虑截面应变对截面曲率的影响系数 ζ_1 ,参考国外规范和试验分析结果,原则上可采用下列表达式:

$$\zeta_1 = \frac{N_b}{\gamma_d N} \quad (16)$$

此处, N_b 为受压区高度 $x = x_b$ 时的构件界限受压承载力设计值;为实用起见,本标准近似取 $\zeta_1 = 0.5 f_c A / (\gamma_d N)$ 。这是根据试验结果校核后提出的,在 e_0/h_0 的变化幅度内,其取值是保守的。

此外,为考虑构件长细比对截面曲率的影响,引入修正系数 ζ_2 ,根据试验结果的分析,给出了本标准中式(9.3.9-3)。

值得指出,式(9.3.9-1)对 $l_0/h \leq 30$ 时,与试验结果符合较好,当 $l_0/h > 30$ 时,因控制截面的应变值减小,钢筋和混凝土达不到各自的强度设计值,属于细长柱,破坏时接近弹性失稳,采

用本标准的式(9.3.9-1)计算,其误差较大;建议采用模型柱法或其他可靠方法计算。

关于不考虑 η 影响的 l_0/h (或 l_0/d)下限值,本标准对各种截面形状的偏心受压构件均取 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 8 。试验表明,此时挠度对偏心距增大的影响,对构件承载力降低很少,故这种统一的规定是可行的。

本条的公式曾经国内大量的矩形截面偏心受压构件的试验验证,是合适的;对I形、T形截面构件,则略偏安全;对圆形截面,国外已通过模型柱法计算,论证结果也认为本条公式是适用的。

9.3.10 原标准对构件计算长度 l_0 的确定方法只适用于两端有明确约束条件的受压柱。参考GB 50010—2002新增本条,可以用来确定两端约束不明确的柱的计算长度。

9.3.11 本条为新增条文,列出了构件修正抗弯刚度,可用于考虑二阶效应的弹性分析方法,直接计算出结构构件各控制截面的内力计算值,并可按此内力计算值对各构件直接进行截面配筋设计。

9.3.13 本条与原标准基本相同。双向偏心受压构件的计算公式是将倪克勤(N.V.Nikitin)公式加以修正后给出的。

9.4 正截面受拉承载力计算

9.4.1~9.4.4 保留了原标准相应条文。本标准的9.4.2适用于任意截面,9.4.3仅适用于矩形截面。

根据本标准9.1.2的基本假定和试验研究,对称配筋的偏心受拉构件,其承载能力极限状态将由混凝土受压极限应变 ϵ_{cu} 或受拉钢筋极限拉应变控制,但计算表明,不论大小偏心情况,其正截面承载力基本符合下列关系式:

$$\frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{M_u} = 1 \quad (17)$$

上式略偏于安全。此处， $M=Ne_0$ ， $N_{u0}=2f_yA_s$ ，正截面受弯承载力设计值可近似取 $M_u=f_yA_s(h_0-a'_s)$ ，这里 A_s 为一边的受拉钢筋截面面积。以上公式的实质是轴向力与截面内钢筋承受的内力对受压钢筋合力点取矩的平衡条件，由此可导出与本标准中式 (9.4.2-2) 相一致的公式。

9.5 斜截面承载力计算

9.5.1 与原标准 6.5.1 相同。规定受弯构件的截面限制条件，其目的首先是防止发生斜压破坏（或腹板压坏），其次是限制在使用阶段的斜裂缝宽度，同时也是斜截面剪压破坏的配箍率上限条件。

本标准给出了划分普通构件与薄腹构件截面限制条件的界限，以及两个截面限制条件的过渡办法。但对于在斜截面承载力计算中未计及受压区翼缘有利因素的 T 形和 I 形截面简支梁，当有实践经验时，尚可保持原标准的要求，即系数仍采用 0.30。

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

9.5.3 近 30 年来，我国从事受剪承载力研究的许多单位就受剪问题进行了大量的试验研究。荷载形式有集中荷载、均布荷载、三角形荷载、复杂加载和间接加载等；结构型式有简支梁、连续梁和约束梁；配筋形式有配置箍筋和弯筋等。这些试验研究，为修订和完善受剪承载力计算方法提供了条件。其基本原则是：

1 以斜截面极限平衡法为基础，采用剪压破坏建立受剪承载力计算公式，以截面尺寸限制条件防止斜压破坏和过宽的斜裂缝开展宽度，以最小配箍率防止斜拉破坏。

2 受剪承载力按混凝土的受剪承载力 V_c 、箍筋的受剪承载力 V_{sv} 和需要配置弯筋时弯筋的受剪承载力 V_{sb} 的叠加考虑，即：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_{sb}) \quad (18)$$

3 以无腹筋剪压破坏试验数据的偏下线建立 V_c 的计算公式。

4 混凝土强度指标：

参照 GB 50010—2002，将斜截面受剪承载力计算时混凝土的受剪承载力 V_c 计算公式中的混凝土强度设计指标由 f_c 改为 f_t 表达。

5 无腹筋受弯构件斜截面承载力计算公式：

原标准认定均布荷载梁比同条件的集中荷载梁有较高的承载力，主要原因是忽略了在斜截面范围内作用于梁顶面的分布荷载所致。而试验表明，若以破坏斜截面末端的剪力作为计算剪力 V_u ，则不同形式荷载下的极限受剪承载力比较接近。因此取斜截面末端的剪力作为计算剪力才是斜截面实际承受的剪力，它基本上不随荷载形式的不同而变化，不必因为荷载形式的不同而采用两种不同类型的受剪承载力计算公式，即受剪承载力计算公式与集中荷载跨比无关。

对一般荷载作用下的结构构件，混凝土的受剪承载力（即无腹筋构件的受剪承载力）本标准采用式（19）计算：

$$V_c = 0.7 f_t b h_0 \quad (19)$$

对集中荷载作用下的重要矩形截面独立梁（包括作用有多种荷载且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值 75% 以上的情况），混凝土的受剪承载力采用式（20）计算：

$$V_c = 0.5 f_t b h_0 \quad (20)$$

6 箍筋受剪承载力 V_{sv} ：

关于垂直于构件轴线的箍筋所承担的剪力 V_{sv} ，国内外的主要规范均有以下计算模式：

$$V_{sv} = \alpha_{sv} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (21)$$

α_{sv} 是一个包含斜截面倾角、箍筋对混凝土受剪承载力提高以及箍筋应变不均匀影响的系数。本标准建议取 $\alpha_{sv} = 1.0$ ，这是因为：① 与美国 ACI 规范取值相同；② 相当于欧洲 CEN2001 中 $\vartheta = 45^\circ$ ；③ 箍筋的增加有利于安全度的提高，改善结构的延性。因此取：

$$V_{sv} = f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (22)$$

7 弯起钢筋的受剪承载力 V_{sb} 同原标准的计算方法，即：

$$V_{sb} = f_y A_{sb} \sin \alpha \quad (23)$$

8 当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力时，本可不配置箍筋。但试验表明，箍筋能抑制斜裂缝的发展。在无腹筋梁中的受剪破坏，特别是斜拉破坏，斜裂缝一旦出现，梁就被剪坏，接近于素混凝土的破坏性质，比配箍筋梁的受剪破坏更具突然性。因此，本标准维持原标准 6.5.5 的规定，除梁高小于 150mm 的梁外，均需按构造要求配置箍筋。

9 公式适用范围：

本标准中式 (9.5.3-4) 适用于均布荷载和集中荷载下的矩形、T 形和 I 形截面简支梁、连续梁和约束梁。

10 删除了原标准中受弯构件斜截面受弯承载力计算的规定，因为只要满足抗剪钢筋的构造要求就不会产生斜截面受弯破坏。

9.5.4 试验表明，无抗剪钢筋构件的受剪承载力随构件高度的增加而降低，而有抗剪钢筋的构件基本上没有影响。对不配置腹筋的厚板来说，截面的尺寸效应是影响其受剪承载力的重要因素，综合国内外的试验结果和规范规定，本标准对厚度大于 800mm 的不配置弯起钢筋的实心板，考虑了一个截面高度影响系数，在式 (9.5.4-1) 中用系数 $\beta_h = (800/h_0)^{1/4}$ 来反映截面尺寸效应的影响，同时给出了截面高度的适用范围，当截面有效高度超过 2000mm

后，其截面受剪承载力还将会降低，但对此试验研究尚不充分，未能作出进一步规定。

9.5.5 试验说明，钢筋混凝土实心板的受剪承载力比同条件的梁高，随宽高比 b/h 的增加而增加，最大可提高 25%，但当 $b/h > 5$ 时不再有明显提高。本条给出的实心板受剪承载力计算公式，为混凝土承载力 V_c 与弯筋承载力 V_{sb} 之和，按宽梁计算，没有考虑宽高比增大而提高承载力的影响，偏于安全。限制 $V_{sb} \leq 0.8f_b b h_0$ 是为了限制弯筋数量和板的斜裂缝开展宽度。

板的计算宽度：当承受分布荷载时，取单位宽度；当承受集中荷载时，取计算宽度，此时计算宽度和 V_c 可参考我国 JTJ 267—98《港口工程混凝土结构设计规范》的 8.1.4 条的规定。

9.5.6 均布荷载梁和三角形荷载梁的试验及外国规范的规定表明，承受分布荷载的受弯构件，从支座到距支座 $0.5h_0$ 的范围内，构件有很高的受剪承载力。因此规定在该范围内可以按距支座 $0.5h_0$ 处截面的剪力设计值计算箍筋量，并均匀配筋，以节省不必要的箍筋。这种情况只有当分布荷载直接作用于构件顶面，自上向下永久作用，对斜截面产生受压倾向时适用，也就是仅适用于直接加载。

9.5.8~9.5.10 抗剪试验研究表明，轴向压力对构件的受剪承载力起有利作用，这主要是因为轴向压力能阻滞斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区高度，从而提高了混凝土的受剪承载力。在轴压比的限值内，斜截面水平投影长度与相同参数的无轴向压力梁相比基本不变，故对箍筋的受剪承载力没有明显的影响。

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

对承受轴向压力的框架柱，由于柱两端受到约束，柱中部具有一个反弯点，它的受力情况与受有轴向压力的连续梁类似。

基于上述考虑,通过对偏心受压构件、框架柱试验资料的分析,对矩形截面的偏心受压构件的斜截面受剪承载力计算,可在矩形截面独立梁计算公式的基础上,加上一项轴向压力所提高的受剪承载力,其设计值取 $V_N=0.07N$,且当 $N > \frac{1}{\gamma_d}(0.36f_cbh)$ 时,

取 $N = \frac{1}{\gamma_d}(0.36f_cbh)$,规定的取值相当于试验结果的偏下值。

试验还表明, $\frac{\rho_{sv}f_{yv}}{f_t}$ 过大时,意味着箍筋用量过大,使其不能

充分发挥作用。为此,当 $V_0 > 0.25f_cbh_0$ 时,取 $V_0=0.25f_cbh_0$,此即为矩形截面钢筋混凝土偏心受压和偏心受拉构件受剪要求的截面限制条件, V_0 为斜截面受剪承载力的试验值。

偏心受拉构件的受力特点是在轴向拉力作用时构件上可能有横贯全截面的初始垂直裂缝,施加横向荷载后,构件顶部裂缝闭合而底部裂缝加宽,斜裂缝可能直接穿过初始垂直裂缝而向上发展,亦可能沿初始垂直裂缝延伸再斜向发展。斜裂缝宽度较大,倾角也大,斜裂缝末端剪压区高度减小,甚至没有剪压区,因而它的受剪承载力要比受弯构件的受剪承载力有明显的降低。根据试验结果并从安全考虑,其降低的设计值取 $V_N=0.2N$ 。此处,对其总的受剪承载力设计值的下限和箍筋的最小配筋率也作了规定。

本标准偏心受压构件受剪承载力计算公式(9.5.9-1)及偏心受拉构件受剪承载力计算公式(9.5.10)与试验数据比较,计算值也是取试验结果的偏下值。

9.5.11 参考 GB 50010—2002,对圆形截面偏心受压构件采用等效惯性矩原则确定等效截面宽度和等效截面高度,从而对圆形截面偏心受压构件可直接采用配置垂直箍筋的矩形截面偏心受压构件的受剪承载力计算公式进行计算。

9.6 受扭承载力计算

9.6.1 在弯矩、剪力和扭矩作用下，钢筋混凝土构件的截面限制条件是以 $\frac{h_w}{b} \leq 6$ 的试验为依据提出的。

式 (9.6.1-1)、式 (9.6.1-2) 的规定是为了保证构件在破坏时混凝土不首先被压碎。根据国内外纯扭构件试验研究表明，当混凝土强度在 C20 以内时，控制限值接近于 $0.3f_c$ ，当混凝土强度较高时，其限值低于 $0.3f_c$ ，平均值为 $0.23f_c$ ，超配筋高强混凝土纯扭构件试验研究表明，原标准相应公式的安全度略低。试验还表明，对于 T 形、I 形等组合截面，其截面限制条件大致与矩形截面纯扭构件相近。综合以上情况，本标准对纯扭构件截面限制条件取为 $T=(0.2\sim 0.25)f_cW_t$ ，当 $T=0$ 时，式 (9.6.1-1)、式 (9.6.1-2) 可与本标准 9.5.1 的公式相协调。

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

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

本条提供的截面受扭塑性抵抗矩公式是近似的，主要考虑受扭承载力计算的方便，并与受剪承载力计算的截面要求相协调。

9.6.3 钢筋混凝土纯扭构件根据受扭承载力研究的试验结果统计，按可靠指标的分析，取用试验数据的偏下值，给出了本标准的受扭承载力计算式 (9.6.3-1)。

试验表明，当 ζ 值在 0.5~2.0 范围内，构件破坏时其纵筋和箍筋基本上能同时屈服，为稳妥起见，取限制条件为： $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 。当 $\zeta > 1.7$ 时，取 $\zeta = 1.7$ ；当 $\zeta = 1.2$ 左右时为钢筋达到屈服的最佳值。因截面内力平衡的需要，对于不对称配置的纵向钢筋截面面积，在计算中只取对称配置的纵向钢筋截面面积。

9.6.4 T形和I形截面受扭构件的受扭承载力计算比较复杂,为简化起见,本标准规定将这类截面划分为几个矩形,每个矩形所承担的扭矩与其受扭抵抗力的大小成正比。

9.6.5 无腹筋剪扭构件试验表明,无量纲剪扭承载力的相关关系可取1/4圆的规律;对有腹筋剪扭构件,假设混凝土部分对剪扭承载力的贡献与无腹筋剪扭构件一样,也可取1/4圆的规律。

本条公式适用于钢筋混凝土剪扭构件,是根据有腹筋构件的剪扭承载力为1/4圆的相关曲线作为校准线,采用混凝土部分相关、钢筋部分不相关的近似拟合公式。此时,可找到剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数 β_t (以三段直线表示),其值略大于无腹筋构件的试验结果,但采用此 β_t 值后与有腹筋构件的1/4圆相关曲线较为接近。与原标准不同的是在计算受剪承载力时不再考虑剪跨比的影响,所以混凝土受扭承载力降低系数 β_t 的计算公式也由原标准的两个改为一个,使计算得以简化。

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

9.6.7 对弯剪扭构件,当 $V \leq \frac{1}{\gamma_d}(0.35f_t b h_0)$ 时,剪力对构件承载力的影响可不予考虑。此时,构件的配筋由正截面受弯承载力和受扭承载力的计算确定;同理,当 $T \leq \frac{1}{\gamma_d}(0.175f_t W_t)$ 时,扭矩对构件承载力的影响可不予考虑,此时,构件的配筋由正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力的计算确定。

9.6.8 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下,按正截面受弯承载力和剪扭构件受扭承载力分别计算出的构件纵向钢筋截面面积,其受弯钢筋布置在截面的受拉区,受扭纵向钢筋应沿截面周边对称均匀布置。按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力,分别计算出的

箍筋截面面积，应注意受扭的箍筋应布置在截面外侧，而受剪的箍筋可布置在截面内部（如四肢箍），只有在相同位置处的箍筋用量才可叠加。

9.7 受冲切承载力计算

9.7.1~9.7.2 原标准的受冲切承载力计算公式，形式简单，计算方便，但与国内外相关规范对比，考虑因素不够全面。根据不配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板承受集中荷载的冲切试验结果，参考国内外有关规范的合理内容，本标准在保留原标准公式形式的基础上，对其进行了以下几个方面的修订和补充：

1 考虑了荷载作用面形状的影响。

在 GB 50010—2002 和 ACI318 等规范中，给出了承载力调整系数 η ， η 在 η_1 与 η_2 两个计算式中取较小值。 η_1 为局部荷载作用面形状影响系数， $\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s}$ ，其中 β_s 为作用面为矩形时长边

与短边的比值，对矩形形状的荷载作用面积边长之比作了限制，因为 β_s 大于 2 后，受冲切承载力有所降低；同时，基于稳妥的考虑，对 β_s 作了不宜大于 4 的必要限制，即一般情况下 β_s 在 2~4 之间取值。 η_2 为临界截面相对周长影响系数， $\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m}$ ，在

此 α_s 为柱在板中与位置（边柱、中柱、角柱）有关的系数，当临界截面相对周长 u_m/h_0 过大时，同样会引起受冲切承载力降低。

经过对 η_1 、 η_2 的分析发现，在柱的各种位置和 β_s 小于 4 的规定条件下， η_2 与 η_1 的平均比值为 1.42， η_2/η_1 小于 1 的情况只约占 10%，且都只略小于 1.0，因此可不考虑 η_2 的影响，只考虑 η_1 的影响，使计算较为简化。

2 考虑了板中开孔的影响。

孔洞在局部荷载边缘附近（ $\leq 6h_0$ ）时，会减小冲切的最不利周长 u_m ，从而降低板的受冲切承载力。在参考国内外规范的基

础上,采用从 u_m 中扣除一部分周长以考虑孔洞对板受冲切承载力减少的影响。

3 考虑了板截面高度尺寸效应的影响。

参照 GB 50010—2002,在不配置抗冲切的箍筋和弯起钢筋的受冲切承载力公式中引入了截面高度影响系数 β_h ,以考虑截面高度尺寸效应对受冲切承载力的不利影响。

9.7.3 实际工程中,有时会遇到板的厚度和混凝土强度的提高受到限制的情况,根据国内外的钢筋混凝土实心板的试验研究,并参考国外有关规范的计算方法,原标准提出了由箍筋或弯筋与混凝土共同承担冲切的计算公式,即根据配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力,取为混凝土和抗冲切钢筋的受冲切承载力之和。其中混凝土的受冲切承载力为不配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板受冲切承载力的1/2,致使在冲切钢筋配筋量趋近于零时两公式不衔接,同时也与相应的混凝土受剪承载力计算方法不协调。

本次修订时,对上述问题进行了专题试验研究。根据配置抗冲切钢筋混凝土板的冲切试验结果和国内外配置抗冲切钢筋混凝土板的受冲切承载力研究成果,参考国内外有关规范的合理内容,本标准在保留原标准公式形式的基础上,考虑原标准抗冲切钢筋用量的历史水平,对原标准进行了以下几个方面的修订和补充:

1 根据试验结果,适当提高了混凝土项的受冲切承载力系数,由原来的0.35提高到0.55。

2 降低了抗冲切钢筋项的受冲切承载力系数。由原来的1.0降低到0.8。主要考虑到受混凝土强度、集中荷载作用面积大小和形状、抗冲切钢筋布筋方式和数量等的影响,致使配置的抗冲切钢筋不能全部通过实际的冲切破坏锥体而充分发挥作用。同时也使修改后的计算公式与原公式基本保持在同一可靠度水平。

本标准中式(9.7.3-1)是界限条件,用以限制箍筋或弯筋的数量,以避免其不能充分发挥作用和使用阶段在局部集中荷载附

近的斜裂缝过大。

9.7.4 与原标准相比，增加了截面高度影响系数 β_h 。

9.8 局部受压承载力计算

9.8.1 近期试验表明，当局部受压区配筋过多时，其受压面会产生过大的下沉。根据局部受压专题研究提出的钢筋项所承担的局部压力不应大于混凝土项所承担局部压力的50%的建议，经综合考虑，给出了本标准式(9.8.1-1)。试验表明，当构件符合式(9.8.1-1)时，其抗裂要求一般均可满足。

9.8.2 对配置间接钢筋的局部受压承载力计算，SDJ 20—1978规范列出了两个 ρ_v 的计算公式，这主要是为了控制长、短向的配筋量不要相差太大。原标准对方格网式配筋的 ρ_v 公式作了一些改动，修改后的公式其体积配筋率的定义更为明确。为了避免长、短两向配筋量相差过大而导致钢筋强度不能充分发挥，式(9.8.2-2)还规定了配筋量的限制条件。

10 钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算

10.1 正截面抗裂验算

10.1.1 抗裂验算中，原标准的荷载效应组合分短期、长期两种组合，但由于原标准对长期组合中的可变作用标准值长期组合系数 ρ 的具体取值未明确给出，计算难以操作。本标准将抗裂验算改为只按荷载效应标准组合（即原先的短期组合）一种计算，使计算得以简化，这与 GB 50010—2002 的处理方式是一致的。

本章以下各节正常使用极限状态验算的荷载效应组合，均由原标准的短期、长期两种组合改为只按标准组合一种计算。

对于水工建筑物中的少数构件（如承受水压的轴心受拉构件、小偏心受拉构件等），在无可靠防渗措施时，开裂不仅使结构渗漏，影响环境和结构耐久性，而且在缝面上形成较大渗透压力，可能危及结构安全，因此，这些构件仍需进行抗裂验算。

本节提出的抗裂验算公式是针对直接作用在结构上的荷载提出的，不包括温度、干缩作用等在内，对温度、干缩作用的抗裂验算参见本标准第 14 章。

10.1.2 由于抗裂验算和限裂验算公式是从完全不同的物理概念并综合试验资料而推导出来的，因此，满足抗裂验算的构件，并不一定能满足限裂验算。本标准仅规定对于特别重要的钢筋混凝土构件，如经过论证认为确有必要时，可同时提出这两种验算的要求，当取 α_{ct} 为 0.55 进行抗裂验算而仍能满足要求时，则可不再进行裂缝宽度验算，否则要进行限制裂缝宽度验算。

10.2 正截面裂缝宽度控制验算

10.2.1 使用上要求限制裂缝宽度的混凝土结构构件，应进行裂

缝宽度的验算，按标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度 w_{\max} 应不大于表 5.3.2 的限值。

10.2.2 本标准最大裂缝宽度计算公式基本上采用原标准计算公式模式：

$$w_{\max} = \tau_s \tau_l \psi_c \alpha_c \psi \frac{\sigma_{sk} - \sigma_0}{E_s} l_{cr} \quad (24)$$

为解决大保护层混凝土构件的裂缝宽度计算问题，针对保护层厚度为 25mm~150mm 的钢筋混凝土受弯构件进行了专题研究，下面就公式中各参数的确定作简要说明：

1 平均裂缝间距 l_{cr} 。

根据专题试验和收集的 56 根大保护层钢筋混凝土受弯构件平均裂缝间距的试验资料进行统计分析，配置带肋钢筋混凝土构件的平均裂缝间距可按下列公式计算：

当 $20\text{mm} \leq c \leq 65\text{mm}$ 时：

$$l_{cr} = \left(2.2c + 0.09 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \nu \quad (25)$$

当 $65\text{mm} < c \leq 150\text{mm}$ 时：

$$l_{cr} = \left(65 + 1.2c + 0.09 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \nu \quad (26)$$

通过与试验资料的对比，吻合性较好。

不同种类的钢筋，用钢筋表面形状系数 ν 表示平均裂缝间距的不同；当配置不同直径的钢筋时，式中 d 改为换算直径 $4A_s/u$ 。

2 钢筋应变不均匀系数 ψ 。

根据试验研究和理论分析，纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ 具有以下计算模式：

$$\psi = \alpha_1 + \alpha_2 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (27)$$

试验研究表明,大保护层混凝土梁的截面变形仍符合平截面假定,根据试验实测的中和轴位置和梁的纯弯段挠度得到钢筋的平均应变为 $\varepsilon_{sm} = \frac{1}{r_c}(h_0 - \bar{x})$,再根据本标准的式(10.2.3-2)计算

钢筋平均应力,并得到 ε_s ,以 $\psi^t = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s}$ 和 $\frac{f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_s}$ 为参数,经线性回归取整后得到本标准的式(10.2.2-2)。

3 关于 α_c 。

反映裂缝间混凝土伸长对裂缝宽度影响的系数 $\alpha_c = 1 - \varepsilon_{cm} / \varepsilon_{sm}$, 主要与配筋率和混凝土保护层厚度有关,但变化不大,经对试验资料的分析,并与 GB 50010—2002 取得一致,近似取 $\alpha_c = 0.85$ 。

4 短期裂缝宽度扩大系数 τ_s 。

根据试验数据的分析,受弯构件 $\tau_s = 1.46 \sim 1.68$,参考原标准,对受弯构件和偏心受压构件,取 $\tau_s = 1.6$ 。

5 长期作用影响的扩大系数 τ_l 和组合系数 ψ_c 。

除考虑裂缝开展宽度的不均匀性将平均裂缝宽度乘以扩大系数 τ_s 外,尚应考虑长期荷载作用下,受拉区混凝土因应力松弛、徐变和黏结退化等因素使裂缝开展宽度增大的影响。另外,混凝土收缩也有使裂缝宽度有进一步增大的趋势。故需对裂缝开展宽度再乘以长期作用影响的扩大系数 τ_l ,根据现有试验资料取 $\tau_l = 1.5$ 。

由于在荷载短期作用下,构件上各条裂缝的开展与荷载长期作用下构件上各条裂缝宽度的扩大系数并非完全同步,故引入一个组合系数 $\psi_c = 0.9$ 。

参考原标准的构件受力特征系数,将以上各参数代入即得到规范的最大裂缝开展宽度计算公式(10.2.2-1)。

钢筋的初始应力 σ_0 参考 SDJ 20—1978《水工钢筋混凝土结构设计规范》取值。

试验表明,对偏心受压构件,当 $e_0/h_0 \leq 0.55$ 时,裂缝宽度较

小，均能符合要求，故规定不必验算。

在计算平均裂缝间距 l_{cr} 和 ψ 时引进了按有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉配筋率 ρ_{te} ，其有效受拉混凝土面积 A_{te} 取与原标准一致，以简化计算。对受弯、偏心受拉及大偏心受压构件， A_{te} 取为其重心与受拉钢筋 A_s 重心相一致的混凝土面积，即 $A_{te}=2a_s b$ 。其中， a_s 为 A_s 重心至截面受拉边缘的距离， b 为矩形截面的宽度或 T 形截面腹板的宽度；对轴心受拉构件， b 改为受拉钢筋沿截面周边沿线的总长度。

鉴于对配筋率较小情况下的构件裂缝宽度的试验资料较少，采取当有效配筋率 $\rho_{te} < 0.03$ 时取 $\rho_{te} = 0.03$ 的办法，限制计算最大裂缝宽度的使用范围，以减少对最大裂缝宽度计算值偏小的情况。

用本标准公式进行最大裂缝宽度计算的结果与大量各种受力构件的试验值的吻合程度，与理论模式公式大体相当，可满足工程设计计算精度的要求。

必须指出，当混凝土保护层厚度较大时，虽然裂缝宽度计算值也较大，但较大的混凝土保护层厚度对防止钢筋锈蚀是有利的。因此，对混凝土保护层厚度较大的构件，当在外观的要求上允许时，可按本标准表 5.3.2 中注 2 将裂缝宽度限值适当放大。

当验算裂缝控制不满足要求时，可采用较小直径的变形钢筋，减小钢筋间距，适当增加受拉区纵向钢筋截面面积，但不宜超过承载力计算所需纵向钢筋截面面积的 30%。如仍不满足要求，可考虑采取下列措施：

- 1) 改变结构尺寸形状，减小高应力区范围，降低应力集中的程度，在应力集中区域增配钢筋；
- 2) 在局部受拉区混凝土中掺加纤维，其裂缝宽度控制可参照有关规范验算；
- 3) 在受拉区混凝土表面设置可靠的防护层，此时可不再做限裂验算；
- 4) 当无法防止裂缝出现时，也可通过构造措施（如预埋隔

离片) 引导裂缝在预定位置出现, 并采取有效措施避免引导缝对观感和使用功能造成影响;

5) 必要时对结构施加预压应力。

10.2.3 当各种构件中裂缝截面纵向受拉钢筋应力 σ_{sk} 分别按本条公式算出后, 均可由公式 (10.2.2-1) 来计算最大裂缝宽度值 w_{max} 。

本条给出的钢筋混凝土构件的纵向受拉钢筋的应力, 均是指在荷载效应的标准组合下构件裂缝截面上产生的钢筋应力, 钢筋应力 σ_{sk} 仍按原标准公式计算。

对钢筋混凝土偏心受压构件, 当 $l_0/h > 14$ 时, 试验表明应考虑构件挠曲对轴向力偏心距的影响, 近似取 9.3.9 中确定承载力计算用的曲率的 1/2.85, 由此可得式 (10.2.3-6)。

10.3 非杆件体系结构裂缝控制验算

10.3.1 原标准没有非杆件体系结构的裂缝控制验算方法, 本标准为了适应工程需要, 在参考国外规范的基础上, 提出了非杆件体系通过控制钢筋应力 σ_s 间接控制裂缝宽度的验算方法。

对重要的大体积非杆件体系结构 (如重要的钢筋混凝土蜗壳), 除需验算其裂缝的表面宽度外, 还应验算裂缝延伸至内部的范围, 控制其内部裂缝的宽度, 以防止结构整体性的损坏。

10.3.2 在钢筋混凝土构件极限状态方法被采用以前, 钢筋混凝土构件均采用许可应力法设计, 要求钢筋在使用荷载作用下的应力不超过许可应力, 并不再做裂缝宽度验算, 似也可间接控制裂缝宽度。另外国外规范也有通过限制钢筋应力 σ_s 间接控制裂缝宽度的方法。因此, 本标准也采用限制钢筋应力来控制裂缝宽度, 即提出在标准组合并考虑长期作用影响的受拉钢筋应力应符合下列规定:

$$\sigma_{sk} \leq \alpha_s f_{yk} \quad (28)$$

式中：

σ_{sk} ——在荷载标准值作用下的受拉钢筋单元应力；当按线弹性计算得到的截面弹性应力图形接近线性分布时，可换算为截面内力，按杆件体系裂缝宽度公式计算。

对弹性应力图形偏离线性较大时：

$$\sigma_{sk} = \frac{T_k}{A_s} \quad (29)$$

式中：

T_k ——荷载标准组合下 A_s 所承担的拉力。

α_s 为考虑环境类别和荷载长期作用影响的系数，国内外各主要规范对 α_s 的限值范围在 0.48~0.80 之间，鉴于用验算钢筋应力的方法来控制裂缝最大宽度的方法系首次提出，本标准建议 $\alpha_s = 0.50 \sim 0.70$ ，对一类环境取大值，四类环境取小值，五类环境最为恶劣，裂缝控制应另作专门研究。为慎重起见，对重要的结构，尚宜采用钢筋混凝土有限元方法直接求得配筋数量与裂缝宽度的关系，以确定合适的配筋方案。

通过对配置 HRB335 级钢筋轴心受拉构件的试验研究，在其他条件不变时，钢筋应力与裂缝宽度成直线关系，根据回归得到具有 95% 保证率裂缝宽度分别为 0.20mm、0.25mm 和 0.30mm 时所对应的钢筋应力分别为 155N/mm²、196N/mm² 和 238N/mm²。因此，当采用强度高的钢筋时，为避免因计算出的钢筋应力过高而使裂缝宽度过大，本标准限定 $f_{yk} \leq 335 \text{ N/mm}^2$ 。

10.3.3 对非杆件体系大体积混凝土结构，采用钢筋混凝土有限元法直接计算裂缝宽度与裂缝延伸范围是最为理想的。但目前由于硬件与软件的限制，只有平面问题可直接计算出裂缝分布与宽度，计算结果和实际符合较好，而空间问题难以得到理想的结果，因而宜采用以钢筋单元应力来控制裂缝宽度的方法。

本标准专题应用平面钢筋混凝土有限元法，对整体坞式结构

(6种钢筋布置形式, 36个计算工况)、重力坝孔口(6种钢筋布置形式, 30个计算工况)、隧洞衬砌(3种钢筋布置形式, 21个计算工况)共15种钢筋布置形式、87个计算工况进行了计算, 讨论了钢筋布置方式、钢筋直径、钢筋排距、钢筋间距等因素对钢筋应力、裂缝分布及宽度的影响。综合三种结构的计算结果, 给出了表13所列的钢筋单元应力限值。

表13 用于裂缝控制验算的钢筋单元应力限值

裂缝部位 保护层厚 mm	表 面						内 部	
	50			100				
允许裂缝宽度 mm	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.2	0.3
钢筋单元应力限值 N/mm ²	110	140	160	80	120	140	110	120

在专题的计算中, 混凝土采用4节点等参单元, 本构关系采用等效单轴应变本构模型, 裂缝模型采用片状裂缝模型, 强度采用标准值; 未考虑混凝土受拉软化, 即没有考虑混凝土开裂后受拉应力—应变曲线中的下降段, 也没有考虑混凝土徐变和荷载长期作用的影响; 钢筋采用杆单元; 钢筋与混凝土之间的黏结滑移采用双弹簧单元模拟, 黏结滑移关系采用下式:

当 $s \leq 0.032 \text{ mm}$ 时:

$$\tau = (5.3 \times 10^2 s - 2.52 \times 10^4 s^2 + 5.87 \times 10^5 s^3 - 5.47 \times 10^6 s^4) \sqrt{f_c / 40.7} \quad (30)$$

当 $0.032 < s \leq 0.1 \text{ mm}$ 时:

$$\tau = \tau_u [1.0 - 11.76(s - 0.032)] \sqrt{f_c / 40.7} \quad (31)$$

当 $s > 0.1 \text{ mm}$ 时:

$$\tau = 0.2 \tau_u \quad (32)$$

式中：

s —— 相对滑移量，mm；

τ —— 黏结应力，N/mm²；

f_c —— 混凝土轴心抗压强度，N/mm²。

为能在采用片状裂缝模型的条件计算出裂缝分布，在专题所有的算例中，开裂处的混凝土单元与钢筋单元的尺寸均小于150mm。

有限元计算得到的钢筋单元应力的的大小与诸多因素有关，如混凝土本构模型、是否考虑混凝土开裂后受拉应力—应变曲线的下降段、钢筋与混凝土之间的黏结滑移关系、裂缝模型、网格大小等。当采用片状裂缝模型时，钢筋单元应力还与钢筋单元的大小有关。因此，在现阶段钢筋单元应力限值还不宜定得过于明确，本条只给出了钢筋单元应力限值的范围，该范围是依据表 13 得到的。

在实际应用时，可根据实际采用的混凝土本构模型、混凝土受拉应力—应变曲线、裂缝模型、钢筋与混凝土之间的黏结滑移关系及网格大小，参考表 13 所列的裂缝宽度与钢筋单元应力之间的关系，选择合适的钢筋单元应力限值。

10.4 受弯构件挠度验算

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

10.4.2 本标准对受弯构件的刚度 B 作了简化。原标准的长期刚度为：

$$B = \frac{M_s}{M_1(\theta - 1) + M_s} B_s \quad (33)$$

现假定 $\frac{M_1}{M_s} = 0.4 \sim 0.7$, $\theta = 1.6, 1.8, 2$, 分别代入上式, 可得 $B = (0.59 \sim 0.81) B_s$; 按 SDJ 20—1978《水工钢筋混凝土结构设计规范》计算时, $B = (0.63 \sim 0.70) B_s$ 。JTG D62—2004《公路桥涵设计规范》的规定为: $B = 0.625 B_s$ 。经综合分析, 本标准采用 $B = 0.65 B_s$ 。在水工混凝土结构设计中, 挠度验算一般都不是控制条件, 上述简化是可行的。

10.4.3 本条保留原标准的相应条文。

使用阶段受弯构件的短期刚度计算公式仍沿用原标准公式。

使用阶段出现裂缝的受弯构件的短期刚度计算公式, 是根据挠度试验数据, 选取主要参数 $a_e \rho = 0.02 \sim 0.15$ 和水工结构中常用的混凝土强度 C15~C40 以及 HPB235、HRB335 级钢筋, 经反算并线性化得到的。

用 199 根矩形、T 形、倒 T 形、I 形截面受弯构件的挠度试验值与本标准公式算得的挠度值进行对比, 其精度完全满足工程设计计算的要求。

11 预应力混凝土结构构件计算

11.1 计 算 规 定

11.1.1 预应力混凝土结构在水工建筑物中得到了广泛的应用，故在本标准中对预应力混凝土结构构件的计算内容进行了增补和修订。本章中内容主要参考了 GB 50010—2002 的有关规定，但对预应力混凝土构件的裂缝宽度和变形的验算，则与本标准第 10 章非预应力构件相衔接与协调，采用了本标准专题研究的成果。

11.1.2 本条根据部分预应力混凝土结构构件的设计原则，推荐在预应力混凝土结构构件中可采用预应力钢筋和非预应力钢筋的混合配筋方案。

11.1.3 由于新修订的规范中取消了冷拉钢筋，故本条中取消了原标准有关冷拉钢筋的内容。GB 4463—1984《预应力混凝土用热处理钢筋》已由 GB/T 5223.3—2005《预应力混凝土用钢棒》所取代，本次修订时，按 GB/T 5223.3—2005 的规定，增列了预应力混凝土用钢棒的张拉控制应力的规定。

预应力混凝土用螺纹钢筋在我国水电工程（尤其是水电站大型地下岩壁吊车梁）中已有大量应用，且新的钢筋国家标准 GB/T 20065—2006《预应力混凝土用螺纹钢筋》已正式颁布施行，故在本标准中列入了这种预应力钢筋。

11.1.6 当预应力混凝土构件配置有非预应力钢筋时，由于混凝土收缩和徐变的影响，在这些非预应力钢筋中会产生应力，从而减少受拉区混凝土的法向预压应力，使构件的抗裂性能降低，因而计算时应考虑这种不利影响。为了简化计算，假定非预应力钢筋的应力等于混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值。但严格地说，当预应力钢筋和非预应力钢筋重心位置不重合时，这种简化

计算是有一定误差的。

11.1.7 预应力钢筋由于布置上的几何偏心引起的内弯矩 $N_p e_{pn}$ 一般以 M_1 表示, 由该弯矩对连续梁引起的支座反力称为次反力, 由次反力对连续梁引起的弯矩称为次弯矩 M_2 。在预应力混凝土超静定梁中, 由预加力对任一截面引起的总弯矩 M_r 为内弯矩 M_1 与次弯矩 M_2 之和, 即 $M_r = M_1 + M_2$ 。国内外学者对预应力混凝土连续梁的试验研究表明, 对预应力混凝土超静定结构, 在进行正截面和斜截面抗裂验算时, 应计入预应力次弯矩、次剪力对截面内力的影响。

11.1.8 根据试验研究结果对刻痕钢丝、螺旋肋钢丝、三股和七股钢绞线的预应力传递长度作了调整, 增加了光圆钢棒和带肋钢棒的预应力传递长度, 并采用公式由其有效预应力值计算预应力传递长度。预应力钢筋传递长度的外形系数取决于与锚固有关的钢筋的外形。

11.1.10~11.1.11 为了确保预应力混凝土结构在施工阶段的安全, 明确规定了在施工阶段应进行承载能力极限状态验算。对截面边缘的混凝土法向应力限制条件, 是根据国内外相关规范校准并吸取国内的工程设计经验而得的。其中, 对混凝土法向应力的限制值, 均按与各施工阶段混凝土抗压强度 f_{cm} 相应的抗拉强度及抗压强度标准值表示。

11.1.12 规定预应力构件中各类预应力受力钢筋的最小配筋率的基本思路为“截面开裂后受拉预应力筋不致立即失效”的原则, 其目的是为了使构件具有一定的延性性质, 避免无预兆的脆性破坏。

11.1.13 先张法及后张法预应力混凝土构件的受剪承载力计算及正截面裂缝宽度计算, 均需用到混凝土法向应力为零时的预应力钢筋合力 N_{p0} , 故作了规定。

11.1.15 引起预应力损失的原因很多, 而且许多因素相互制约、影响, 精确计算十分困难。在结构设计时通常有两种考虑预应力钢筋的预应力损失的方法: 一种是用近似的方法估算预应力损失

值；另一种是采用分项计算然后按时序逐项叠加的方法。根据我国工程设计的实践经验，本标准采用后一种方法。预应力混凝土用钢丝、钢绞线的应力松弛损失值与钢丝的初始应力值及极限强度有关，根据近年来国内有关单位对碳素钢丝应力松弛的试验，给出了应力松弛损失值的计算公式。当 $\sigma_{\text{con}} / f_{\text{ptk}} \leq 0.5$ 时，实际的松弛损失值已很小，为简化计算，取松弛损失值为零。

11.1.17 后张法构件的曲线预应力钢筋放张时，由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值，应考虑曲线预应力钢筋受到曲线孔道上反向摩擦力的阻止，按变形协调原理，取张拉端锚具的变形和内缩值等于反向摩擦力引起的钢筋变形值，求出预应力损失值 σ_{li} 的范围和数值。在不同条件下，同一根曲线预应力钢筋的不同位置处 σ_{li} 值均各不相同。本标准中假定正向摩擦系数与反向摩擦系数相等。

水工结构中大型预应力锚索的锚具变形和锚索内缩值应根据专门研究或试验确定。

11.1.18 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失，包括沿孔道长度上局部位置偏移和曲线弯道摩擦影响两部分。研究表明，孔道局部偏差的摩擦系数 κ 值与下列因素有关：预应力钢筋的表面形状；孔道成型的质量状况；预应力钢筋接头的外形；预应力钢筋与孔壁的接触程度（孔道的尺寸，预应力钢筋与孔壁之间的间隙数值和预应力钢筋在孔道中的偏心距数值情况）等。在曲线预应力钢筋摩擦损失中，预应力钢筋与曲线弯道之间摩擦引起的损失是控制因素。

根据国内的试验研究资料及多项工程的实测数据，并参考国内外规范的规定，补充了预埋金属波纹管、预埋钢管孔道的摩擦影响系数。当有可靠的试验数据时，本标准表 11.1.18 所列系数值可根据实测数据确定。

11.1.19 理论分析和试验研究表明，非预应力钢筋对混凝土的收缩、徐变变形起阻碍作用，其影响可通过构件的总配筋率 ρ

($\rho = \rho_p + \rho_s$) 反映。

在本标准式(11.1.19-1)~式(11.1.19-4)中,分别给出了一般情况下先张法和后张法两类构件的受拉区及受压区预应力钢筋处的混凝土收缩、徐变引起的预应力损失。本次修订考虑到现浇后张预应力混凝土施加预应力的时间比28d龄期有所提前等因素,对上述收缩和徐变计算公式中的有关项在数值上作了调整。调整的依据为:预加应力时混凝土龄期,先张法取7d,后张法取14d;理论厚度均取200mm;预加力后至使用荷载作用前延续的时间取1年,并与附录K计算结果进行校核得出。同时,删去了原标准中构件从预加应力时起至承受外荷载的时间对混凝土收缩和徐变损失值影响的系数 β 的计算公式。

大体积水工预应力混凝土结构中的混凝土收缩和徐变预应力损失 σ_{l5} 值的变化规律,与工民建结构有所不同,如有论证, σ_{l5} 可按其他公式进行计算。

11.2 正截面承载力计算的一般规定

11.2.2 界限破坏的条件与钢筋混凝土构件相同。对于无明显屈服点的预应力钢筋,根据条件屈服点的定义,尚应考虑0.2%的残余应变,钢筋的应变取为 $(f_p - \sigma_{p0})/E_s + 0.002$,根据平截面假定,可得本标准的式(11.2.2-2)。当截面受拉区内同时配有非预应力钢筋时,相应于非预应力钢筋的相对界限受压区计算高度 ξ_b 可按本标准的公式(11.2.2-1)确定。

11.2.3 预应力钢筋应力 σ_{pi} 的计算公式,是以混凝土达到极限压应变 ϵ_{cu} 作为构件达到承载能力极限状态为标志的(对于非预应力钢筋的应力 σ_{si} 值的计算及 σ_{si} 值应符合条件的说明与本标准9.1.4相同)。

11.3 正截面受弯承载力计算

11.3.1~11.3.4 试验研究表明,预应力混凝土受弯构件的破坏特

征基本上与非预应力混凝土构件相同，在外荷载作用下，位于受拉区的预应力钢筋及非预应力钢筋应力可达到各自的受拉强度极限，但受压区的预应力钢筋应力达不到受压强度极限，故在承载力计算中，上述钢筋应力应分别以 f_{py} 、 f_y 、 σ'_p 代入。

11.5 斜截面承载力计算

11.5.3 抗剪试验研究表明，预压应力对构件的受剪承载力起有利作用，主要是预压应力能阻滞斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区高度，从而提高了混凝土剪压区所承担的剪力。根据试验分析，预应力梁比非预应力梁受剪承载力的提高程度主要与预应力的大小有关，其次是预应力合力作用点的位置。试验还表明，预应力对提高梁受剪承载力的作用也不是无限的，应给予上限的规定。

预应力混凝土梁受剪承载力的计算，可在非预应力梁计算公式的基础上，加上一项施加预应力所提高的受剪承载力设计值 $V_p = 0.05N_{p0}$ ，且当 $N_{p0} > 0.3f_cA_0$ 时，取 $N_{p0} = 0.3f_cA_0$ ，以达到限制的目的。同时，它仅适用于预应力混凝土简支梁，且只有当预应力合力 N_{p0} 对梁产生的弯矩与外弯矩相反时，才能考虑其有利作用。对于先张法预应力混凝土构件，如果计算截面在预应力传递长度 l_{tr} 范围内，则预应力的合力应取 $N_{p0} \frac{l_p}{l_{tr}}$ ，其中 l_{tr} 值按本标准 11.1.8

取用，此处 l_p 为构件端面至计算截面的距离。对于预应力混凝土连续梁，因无这方面的试验资料，故暂不考虑 V_p 的有利作用。对允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁，考虑到构件达到承载力时预应力可能已经消失，在目前尚未有充分试验数据前，为稳妥起见，也暂不考虑预应力的有利作用。

11.6 抗裂验算

11.6.1~11.6.2 根据本标准 5.3.3 的规定，并使预应力混凝土构

件使用阶段的正截面抗裂验算、斜截面抗裂验算以及施工阶段预拉区抗裂验算相互协调，故在预应力混凝土构件抗裂验算中，一律采用应力表达式。

11.6.4 混凝土强度理论的研究表明，在平面应力状态下，压应力对开裂时的抗拉强度有影响，一般认为在 σ_p/f_c 与 σ_p/f_t 之间存在某种相关关系，且与混凝土强度有关。当压应力较大时，将使开裂时的主拉应力强度值小于 f_t ，但在一般工程中尚不致使主拉应力的限值产生较大的降低，故本标准基本保持在原标准的水平上。

11.6.5 斜截面抗裂计算中一般可考虑集中荷载作用点附近局部垂直应力 σ_y 的有利影响，但以往尚未反映集中荷载作用点附近剪应力显著减小的有利影响，致使集中荷载作用截面上计算所得的主应力往往偏大。为此，在本条中作了规定。

实测及弹性理论分析表明，集中荷载在作用点附近，除对 σ_y 外，对 σ_x 、 τ 也有局部影响，剪应力 τ 的变化相当显著。在集中荷载作用点附近， τ 实际上呈曲线分布，为了简化计算，提出在集中荷载作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内以直线分布代替。

对于承受移动荷载作用的等截面吊车梁，试验研究表明，当跨度为 $6m$ ，梁高为 $0.8m \sim 1.2m$ 时，一般是在集中荷载作用点向支座方向距离 $0.6h$ 截面重心处的主拉应力为最大，该截面即为验算的控制截面。

11.7 裂缝宽度验算

11.7.1~11.7.3 本标准预应力混凝土受弯构件裂缝宽度的验算公式采用专题研究的成果。最大裂缝宽度 w_{max} 的计算公式取与非预应力构件一致，对于预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力，是指在该钢筋合力点处混凝土预压应力抵消后钢筋中的应力增量，可把它视为等效于非预应力混凝土构件中的钢筋应力 σ_{sk} 。预应力混凝土受弯构件纵向受拉钢筋的等效应力，可用钢筋混凝

土偏心受压构件纵向受拉钢筋应力的相同概念计算（预应力混凝土构件受力特性实质上为一偏心受压构件）。在计算等效应力 σ_{sk} 的公式中，纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点之间的距离 z 可按本标准式（10.2.3-4）的拟合公式计算。

11.8 受弯构件挠度验算

11.8.1~11.8.3 本标准对原标准预应力混凝土受弯构件的刚度 B 作了简化，理由同10.4.2。

本标准列出的与非预应力受弯构件相衔接的预应力混凝土受弯构件短期刚度的计算公式，形式简单，它包括了反映预应力构件特点的预应力度 δ ，物理意义明确，并能使预应力构件与非预应力构件短期刚度的计算公式相互衔接。用本标准公式计算短期刚度得出的变形值与试验结果吻合也较好，能满足工程设计对变形计算的精度要求。

12 一般构造规定

12.1 永久缝和临时缝

12.1.1 混凝土结构中的永久缝和临时缝，主要是为了避免由温度变化、混凝土干缩或地基不均匀沉陷而使结构产生对整体性有影响的裂缝。由于影响结构产生这类裂缝的因素很多，这方面的研究做得也还不够，故本标准仅提出一些建议性的规定。

12.1.2 临时宽缝设置插筋的数量，应根据工程具体情况确定，一般在每平方米面积中常设置4根直径为16mm的插筋。

12.1.3 考虑到本标准已增列第14章“温度作用设计原则”等内容，因此，增加了“经温度作用计算、沉降计算或采用其他可靠技术措施后，伸缩缝间距可不受表12.1.3的限制”的条文。在此“可靠技术措施”指的是加强覆盖保温隔热措施，加强结构的薄弱环节，提高结构抗裂性能，合理选择材料品种以减少收缩，配置足够的表面限裂钢筋，采取恰当的温控措施，以及必要时设置临时宽缝，加强混凝土浇筑后表面养护（保温、保湿）等。

表12.1.3中有关伸缩缝最大间距，大部分系沿用原标准的数值，只有软基上的水闸底板的伸缩缝最大间距按SL 265—2001《水闸设计规范》由30m改为35m。

水电站厂房实体墙伸缩缝最大间距原标准规定为15m（岩基）和20m（软基），设计人员反映此值太小，无法与机组段尺寸相配套，现允许适当增大，但在施工期应有良好的施工工艺和严格的温控措施，并在墙体内配置足够的水平钢筋。

12.2 混凝土保护层

12.2.1 混凝土保护层厚度为钢筋（包括箍筋、分布筋、受力筋、

对拉钢筋等)外边缘到最近混凝土表面的距离。

12.2.2 由于混凝土保护层厚度是影响混凝土结构耐久性的一个重要因素,而本次规范修订将环境类别由四类改为五类,所以混凝土保护层厚度也相应地进行了调整,但总体上是与原标准相当的。由于随着时间的延长,腐蚀性介质扩散到钢筋表面的可能性增大,所以注1中规定增加设计使用年限为100年的结构混凝土的保护层厚度。

保护层厚度 c 过小,会导致混凝土沿钢筋纵向发生劈裂裂缝,严重影响钢筋的锚固。因此规定 c 值应不小于钢筋直径 d 。同时为使保护层浇筑密实,保护层厚度不应小于粗骨料粒径的1.25倍。

混凝土的碳化是钢筋锈蚀的前提,保护层越厚,碳化达到钢筋表面的时间就越长,构件的耐久性就越好。

钢筋锈蚀与所处的环境条件有关,实践已证明,全处于干燥环境,钢筋不会锈蚀,全处于水下,钢筋也基本不锈,而在水位以上受水气蒸熏、时干时湿的部位,钢筋最易锈蚀,特别在有氯离子等腐蚀性介质(如海水)存在时,则锈蚀异常迅速。因此,在不同环境条件下的保护层厚度取值就应不同。

对水工建筑物病害调查表明,由于保护层偏薄,或混凝土密实性较差,有些闸坝、水电站厂房及渠系建筑物的钢筋混凝土构件,使用不到20年~30年就出现因钢筋锈蚀而导致的顺筋开裂,严重影响结构的耐久性。因此,原标准已将最小保护层厚度适当加大,具体数值是按照50年内保护钢筋不致发生危及结构安全的锈蚀并综合国内外规范得出的。本标准仍沿用原标准的规定,只是对一类环境下的梁、柱类结构的保护层由25mm提高为30mm。

12.2.5 一般情况下,从三个方面考虑混凝土中钢筋的保护层厚度:钢筋与混凝土的锚固传力、保护钢筋免受腐蚀,以及在发生火灾时保证钢筋在一定的时间内不会由于火烧而软化,导致结构丧失承载力而倒塌。表12.2.2的最小保护层厚度是从钢筋与混凝

土的锚固传力和保护钢筋免受腐蚀角度考虑的，对有防火要求的建筑物，还需按国家现行有关标准的规定执行。

12.3 钢筋的锚固

12.3.1 原标准规定了绑扎骨架中的受力光圆钢筋应在末端做成弯钩，但没有明确弯钩的角度，本次修订明确规定为 180° 。

12.3.2 根据新的钢筋种类，本次规范修订对原标准的表 9.3.2 进行了调整，同时参考国家标准 GB 50010—2002 规定了不同情况的修正系数。

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

施工扰动对锚固的不利影响反映于施工扰动的影响系数中，取 1.1。

带肋钢筋常因外围混凝土的纵向劈裂而削弱锚固作用。当混凝土保护层厚度或钢筋间距较大时，握裹作用加强，锚固长度可适当减短。经试验研究并根据工程实践经验，当保护层厚度大于锚固钢筋直径的 3 倍且有箍筋约束时，适当减小锚固长度是可行的，此时锚固长度可乘以修正系数 0.8。

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

上述各项修正系数可以连乘，但出于构造要求，修正后的受拉钢筋锚固长度不能小于最低限度，这一最低限度规定为 250mm。

12.3.3 钢筋锚固长度不足时，可在末端加焊锚板，贴焊锚筋或在带肋钢筋末端加做弯钩。焊锚板后，可不再规定最小锚固

长度。贴焊锚筋或加做弯钩后，其锚固长度可由表 12.3.2 的最小锚固长度乘以附加锚固的折减系数求得，根据有关专题研究，折减系数可取为 0.7。钢筋附加锚固端头的搁置方向宜偏向截面内部，使锚固应力能充分扩散，以避免挤压应力集中而引起混凝土劈裂。

12.3.4 配筋根数较多时，也可 2 根或 3 根成束配置。成束钢筋的锚固长度显然应较基本锚固长度为大。美国的规范 ACI 318R-02 规定，3 根成束时锚固长度增长 20%；4 根成束时增长 33%。日本规范规定，2 根成束的锚固长度为 $1.22l_a$ ；3 根成束的锚固长度为 $1.54l_a$ 。本规范修订时，偏安全地取 2 根及 3 根成束钢筋的锚固长度为基本锚固长度 l_a 的 1.4 倍及 1.7 倍。

成束钢筋沿钢筋长度方向每隔一定距离，宜以短焊缝焊连。

12.3.5 闸墩底部按固端设计时，其受力钢筋伸入底部混凝土中的长度应予充分重视。鉴于个别工程设计由于锚固深度不足，以致影响了结构的正常运行，故 SDJ 20—1978《水工混凝土结构设计规范》在调查研究的基础上，作了一般原则性的规定。本标准仍沿用了这一原则规定。

12.4 钢筋的接头

12.4.1 目前国内外一些重要工程中已采用热剂套管连接接头、轧制螺旋连接接头及机械挤压连接接头等工艺，并已列入规范。中国水利水电第十二工程局施工研究所等单位对上述工艺也已研究成功，并在大型水电站工程中应用，故在本条中增列了机械连接接头。机械连接接头的类型、适用范围、质量控制与构造要求见 JGJ 107《钢筋机械连接通用技术规程》，焊接连接接头的种类和质量控制要求见 JGJ 18《钢筋焊接规程》。

12.4.2~12.4.3 试验表明，搭接钢筋的破坏是由纵向劈裂导致的滑移而拔出。

经综合分析，受拉钢筋的搭接长度取为 $1.2l_a$ ；受压搭接长度

为受拉搭接长度的 0.7 倍，取为 $0.85l_a$ 。焊接骨架因有焊接横筋的机械锚固作用，搭接长度可减小，其受拉的受压搭接长度分别取为 l_a 和 $0.7l_a$ 。

当受拉的搭接钢筋直径较大时，混凝土保护层相对变薄或钢筋间距相对减小，因传力间断而引起的应力集中使劈裂、滑移更为明显。故要求对于 $d > 28\text{mm}$ 的受力钢筋，不宜采用非焊接的搭接接头形式。

12.4.4 当绑扎接头百分率超过规定时，将削弱混凝土握裹层，使劈裂裂缝相对集中，易产生贯通裂缝而使保护层成片剥落。因此必须增长搭接长度，所规定的数值是根据我国混凝土结构合理配筋构造的专题研究给出的。

12.4.6 机械连接接头相当于增大了钢筋的直径，减小了混凝土保护层厚度，故需注意考虑保护层的厚度。如果连接件之间横向净间距过小，会影响钢筋与混凝土的黏结，故也提出了对连接件之间横向净间距的要求。

12.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

12.5.1 参照国标 GB 50010—2002，将最小配筋率的具体数值适当予以提高，特别对受压钢筋的最小配筋率提高得相对多一些，以期减小与国际主流规范的差距。

纵向受压钢筋的最小配筋率主要是从承载力要求考虑的，因此，钢筋等级高时其数值可低一些。纵向受拉钢筋的最小配筋率，除了从承载力要求考虑外，还兼顾到裂缝的开展，因此，除了光圆钢筋采用较大的数值外，对 HRB335 和 HRB400 等钢筋，最小配筋率的数值就保持为同一值。

12.5.2~12.5.3 为避免采用固定的最小配筋率后，造成在同样荷载条件下截面尺寸越大配筋越多的现象。本条建议对截面尺寸较大的卧置于地基上的底板和墩墙，可采用变化的 ρ_{\min} 。

1 卧置于地基上的底板。当截面极限承载力没有被充分利

用, 即当按承载力计算得出的配筋率 $\rho < \rho_{\min}$ 时, 截面的配筋面积 A_s 可由 $\rho_{\min} b h_0$ 再乘以一个小于 1 的系数 $\frac{\gamma_d M}{M_u}$, 则:

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \left(\frac{\gamma_d M}{M_u} \right) \quad (34)$$

对实心板 (矩形截面), $M_u = f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \xi (1 - 0.5\xi) f_c b h_0^2$,

当配筋率很低时, ξ 值极小, $\xi (1 - 0.5\xi) \cong \xi$, 所以可得 $M_u = \xi f_c b h_0^2$, 代入上式, 并取 $\xi f_c b h_0 = A_s f_y$, 即得:

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \left(\frac{\gamma_d M}{\xi f_c b h_0^2} \right) = \rho_{\min} b h_0 \left(\frac{\gamma_d M}{f_y A_s h_0} \right) \quad (35)$$

由此可求得本标准式 (12.5.2):

$$A_s = \sqrt{\frac{\gamma_d M \rho_{\min} b}{f_y}} \quad (36)$$

由上式可见, 配筋面积 A_s 与板厚 h 已无关, 不论板厚 h 增至多大, 配筋量将始终保持在同一水平上。由上式求得的受拉钢筋截面积与按原标准的 9.5.2 条公式计算得出的钢筋截面积在原则上是应该完全一样的, 只是两标准所规定的最小配筋率的数值及反映安全度的有关系的取值有所不同。但很显然, 本标准的直接求出钢筋截面面积的方法更为简单明了。在这里, 还恢复了“卧置在地基上的”限制词, 因为卧置在地基上的板一旦开裂, 地基反力会随之调整, 不会像架空的梁板那样发生突然性破坏, 所以确定其最小配筋量时可不考虑突然破坏这一因素。同时还加了“承受竖向荷载为主的”限制词, 以限定底板是一受弯为主的构件。对于船闸闸室一类底板, 因受有由闸墙传来的巨大的侧向水压力, 底板为一偏心受拉构件, 式 (12.5.2) 就不再适用。不少工程设计人员反映原标准所谓的“大体积结构”

和“截面厚度很大的构件”，其尺度很难掌握，希望能给出一个统一的标准。现暂规定板厚或墙厚超过 2.5m 的构件属于“截面厚度很大的构件”。

2 墩墙。大尺寸墩墙在绝大多数情况是属于轴心受压或小偏心受压构件，它的全部纵向受压钢筋截面面积可近似地由本标准表 12.5.1 项次 2 的 ρ'_{\min} 求得，当其截面极限承载力没有被充分利用时，还可再乘以 $\frac{\gamma_d N}{N_u}$ ，即：

$$A'_s = \rho'_{\min} bh \left(\frac{\gamma_d N}{N_u} \right) \quad (37)$$

截面极限轴向压力 N_u 可由下式计算：

$$N_u = f_c bh + f'_y A'_s \quad (38)$$

对常用的混凝土和钢筋等级，在低配筋的情况，由钢筋承担的轴力只占总轴力的 5% 左右，因此可近似地略去不计，取 $N_u = f_c bh$ 。将 N_u 代入式 (37)，即可得出本标准的式 (12.5.3)：

$$A'_s = \frac{\gamma_d N \rho'_{\min}}{f_c} \quad (39)$$

显然，本标准的式 (12.5.3) 可直接求得钢筋截面面积，比较简明。同样，式 (12.5.3) 与墩墙厚度无关，所以不论墩墙厚度增大到多少，受压纵向钢筋的总量将保持不变。当然，受压纵向钢筋的总量除按上式计算外，还应满足构造配筋要求，例如闸墩墩墙每侧每米配筋至少不少于 3 根，竖向钢筋直径不能过细，一般不小于 16mm 等。

3 为慎重起见，目前仅建议对卧置于地基上的底板可采用变化的 ρ_{\min} ，对于其他结构则仍建议采用本标准表 12.5.1 所列的基本最小配筋率计算，以避免因配筋过少，万一发生裂缝就无法抑制的情况。

12.6 预制构件的接头、吊环与预埋件

12.6.1~12.6.5 有关预制构件的接头的一般规定，基本上引用 GB 50010—2002 规范的内容，对于有抗震要求或有向上作用力时，其接头间应采用焊接或螺栓连接等措施，以防止预制构件的跌落。

12.6.6 吊环对保证构件吊装的安全起着重要作用，为了避免脆断，吊环严禁采用冷加工钢筋。

确定吊环钢筋所需截面面积时，按吊环钢筋的强度设计值 $f_y=210\text{N/mm}^2$ ，并考虑构件自重的荷载分项系数 1.05、吸附作用引起的超载系数 1.20、结构系数 1.20、钢筋弯折后引起的应力集中系数 1.4、动力系数 1.5、钢筋角度影响系数 1.3，由此得吊环允许应力 σ_s 约为 50N/mm^2 。

12.6.7 有关预埋件的锚板构造及锚筋截面面积的计算，可参照 GB 50010—2002 规范 10.9 节的有关公式确定。

13 结构构件的基本规定

13.1 板

13.1.1 本条参照国内外相关规范并结合水工混凝土的特点，给出了板在各种结构上的最小支承条件。

13.1.2 本条参照 GB 50010—2002，给出了双向板和单向板的分界条件。

13.1.3 单向板和双向板可采用分离式配筋，本条给出了分离式配筋的构造原则。

13.1.4 本条给出了板厚与受力钢筋最大间距的条件，并规定了板内直通伸入支座的受力钢筋的间距亦不应大于 400mm 的规定。

13.1.5 本条规定了支座处钢筋的锚固长度。由于连续板内温度、收缩应力较大时，宜适当加长下部纵向钢筋伸入支座的长度。

13.1.6 对承受集中荷载的单向板，在集中荷载下面，常出现顺跨方向的板底纵向裂缝。因此，横向分布钢筋数量必须增大，根据试验资料，建议不小于纵向受力钢筋截面面积的 25%。同时，当板处于温度变幅较大的环境中，且在与受力钢筋垂直的方向所受约束很大时，分布钢筋宜适当增加。

13.1.7 楼板在支座处因负弯矩作用，常会因未设置垂直于板边的钢筋而发生裂缝，为此规定了相应的构造配筋要求。

13.1.8 本条根据工程经验规定了梁板交界处构造钢筋的配置方法。

13.1.9 近年来，现浇板的裂缝问题比较严重。重要原因是混凝土收缩和温度变化在现浇楼板内引起的约束拉应力。设置温度收缩钢筋有助于减少这类裂缝的宽度，故应在未配钢筋的部位或配筋数量不足的部位沿两个正交方向（特别是温度、收缩应力的主

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

13.1.11 为了提高钢筋混凝土板的受冲切承载力而配置箍筋和弯起钢筋的构造要求,其目的是为了保证箍筋或弯起钢筋能充分发挥强度,其配置形式主要参照国外规范的有关规定。当有可靠依据时,设计人员也可采用其他有效的配筋形式。

13.2 梁

13.2.1 本条参照 GB 50010—2002 并结合水工混凝土的特点,给出了梁在各种结构上的最小支承条件。

13.2.4 受拉钢筋在跨中截断时,应从该钢筋强度的“充分利用点”延伸出 $1.2l_a$ (当 $V=V_c/\gamma_d$ 时,为不小于 $20d$),当 $V \geq V_c/\gamma_d$ 时,斜裂缝已发生,在剪跨区纵向钢筋的应力相应增大,实际的钢筋强度“充分利用点”应外移一段“斜裂缝水平投影长度 h_0 ”,故延伸长度应不小于 $1.2l_a+h_0$,在概念上较为合理。

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

13.2.7 本条参照 GB 50010—2002 并结合水工混凝土的特点,箍筋的最小配筋率,对 HPB235 级钢筋由原标准的 0.12% 改为 0.15%;对 HRB335 级钢筋由原标准的 0.08% 改为 0.10%。

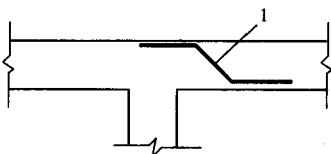
13.2.9 参考国内外有关规范,对抗扭纵筋的配筋率和弯剪扭构件箍筋的配筋率作了规定。

这里,不再像有的规范那样,抗剪箍筋与抗扭箍筋加在一起计算;剪扭构件的箍筋配筋率也不再与受扭承载力降低系数 β_t 有关,以免其箍筋最小配筋率反而比纯扭构件还低。对弯剪扭构件

的抗弯纵筋与抗扭纵筋的配筋率也不再像有的规范那样合在一起计算，因为抗弯纵筋只设置在弯曲受拉区，而抗扭纵筋应沿截面周边设置，这两种纵筋的作用不能相互替代或相互补充。

13.2.10~13.2.11 原标准中有关弯起钢筋弯起点或弯终点位置、角度、锚固长度等构造要求是有效的，故本标准维持不变。

当不能将纵筋弯起而需要单独设置抗剪斜筋时，应将斜筋焊在纵筋上，否则必须将斜筋两端均锚固在受压区内，不得使用端部没有可靠锚固措施的“浮筋”（如图1所示）。



1—浮筋

图1 “浮筋”示意图

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

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

13.2.13 适当增大了梁架立筋的直径，这是由工程经验确定的。

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

13.2.15 当梁的截面尺寸较大时,有可能在梁侧面产生垂直于梁轴线的收缩裂缝。为此,应在梁两侧沿梁长度方向布置纵向构造钢筋。根据工程经验对设置纵向构造钢筋的条件、纵向构造钢筋的最大间距和最小配筋率给出了较原标准更为严格的规定。纵向构造钢筋的最小配筋率按扣除了受压及受拉翼缘的梁腹板截面面积确定。

13.2.16 本条对薄腹梁规定了加强下部纵向钢筋的构造措施,与原标准基本相同。

13.3 柱

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

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

13.4 梁、柱节点

13.4.1 连续梁(包括末端带悬臂的连续梁)和框架梁的支座负弯矩钢筋因受力较大且处在配筋密集区域,故不宜在支座处截断而应贯穿支座或节点。本条增加了支座负弯矩钢筋的截断位置的要求。

当中间层中间节点左、右跨梁的上表面不在同一标高时,左、右跨梁的上部钢筋可分别按本节 13.4.2 的规定锚固在节点内。

当中间层中间节点左、右梁端上部钢筋用量相差较大时,除左、右数量相同的部分贯穿节点外,多余的梁筋亦可按本节 13.4.2

的规定锚固在节点内。

连续梁和框架梁的下部钢筋，根据受力情况的不同，按本标准 12.3.3 和 12.3.2 的规定，给出了不同的要求。当梁下部钢筋根数较多且分别从两侧锚入中间节点时，将造成节点下部钢筋拥挤，故增加了中间节点下部梁筋贯穿节点并在节点以外梁弯矩较小处搭接的做法。

13.4.2 在框架中间层端节点处，根据柱截面高度和钢筋直径，梁上部纵向钢筋可采用直线锚固或端部带 90° 弯折段的锚固方式。研究表明，带 90° 弯折段锚固的钢筋的锚固能力由水平段的黏结力和弯弧与竖直段的弯折锚固作用所组成，水平段的黏结力控制了滑移和变形，在锚固中起主要作用，弯弧与竖直段的弯折锚固作用只有在滑移变形较大情况下才起作用，且竖直段长度越长其作用相对越小。国内外试验结果表明，当水平段投影长度不小于 $0.4l_a$ ，竖直段投影长度为 $15d$ 时，已能可靠保证梁筋的锚固强度和刚度，故规定弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_a$ ，竖直投影长度不应小于 $15d$ ，取消了要满足总锚固长度不小于受拉锚固长度 l_a 的要求。竖直投影长度也不宜过长，因为过长的竖直锚固长度实际上已不起作用，反而在钢筋受力时因钢筋扳直趋势而顶破柱边保护层。

原标准允许在 90° 弯弧内侧设置横向短钢筋时，可将水平投影长度乘以 0.85 的折减系数。但近期试验表明，该横向短钢筋在弯弧段钢筋未明显变形的一般受力情况下并不起作用，故本标准不再采用这种在 90° 弯弧内侧设置横向短钢筋以减小水平锚固段长度的做法。

当框架中间层端节点有悬臂梁外伸且悬臂顶面与框架梁顶面处在同一标高时，可将需要用作悬臂梁负弯矩钢筋使用的部分框架梁钢筋直接伸入悬臂梁，其余框架梁钢筋仍按本条的规定锚固在端节点内。当在其他标高处有悬臂梁或短悬臂（牛腿）自框架柱伸出时，悬臂梁或短悬臂（牛腿）的负弯矩钢筋亦应按框架梁

上部钢筋在中间层端节点处的锚固规定锚入框架柱内，即水平段投影长度不小于 $0.4l_a$ ，弯后竖直段投影长度取 $15d$ 。

13.4.3 在承受以静力荷载为主的框架中，顶层端节点处的梁、柱端均主要受负弯矩作用，相当于一段 90° 的折梁。当梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量匹配时，可将柱外侧处于梁截面宽度内的纵向钢筋直接弯入梁上部，作为梁负弯矩钢筋使用，亦可使梁上部钢筋与柱外侧钢筋在顶层端节点附近搭接。本标准推荐了两种搭接方案，其中设在节点外侧和梁端顶面的带 90° 弯折搭接做法[见图 13.4.3 (a)]，适用于梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量不致过多的民用或公共建筑框架，其优点是梁上部钢筋不伸入柱内，有利于在梁底标高设置柱混凝土施工缝。但当梁上部和柱外侧钢筋数量过多时，该方案将造成节点顶部钢筋拥挤，不利于自上而下浇注混凝土。此时，宜改用梁、柱筋直线搭接，接头位于柱顶部外侧的搭接做法 [见图 13.4.3 (b)]。

在顶层端节点处不允许采用将柱筋伸至柱顶，将梁上部钢筋按本标准 13.4.1 的规定锚入节点的做法，因为这种做法无法保证梁、柱筋在节点区的搭接传力，使梁、柱端无法发挥出所需的正截面受弯承载力。

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

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

试验表明，当梁上部钢筋和柱外侧钢筋在顶层端节点外上角

的弯弧半径过小时，弯弧下的混凝土可能发生局部受压破坏，故对钢筋的弯弧半径最小值作了相应规定。

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

13.5 墙

13.5.1 墙是指水平方向长度大于厚度 4 倍以上的竖立构件，墙承受不同方向的荷载时应按不同构件设计。当截面长度不大于其厚度 4 倍时，则应按柱进行截面设计和配筋。

13.5.2 国内外有关规范对承重墙最小厚度的取值为 100mm~150mm，考虑到水工结构中的承重墙体较房屋建筑中的墙体厚，因此本标准取为 150mm。当采用预制楼板时，墙的厚度尚应考虑预制板在墙上的搁置长度以及墙内竖向钢筋贯通的要求。本条还给出了墙的混凝土强度等级要求。

13.5.3 墙体竖向钢筋直径与间距是参照 GB 50010—2002 及日本建筑规范、原西德 DIN1045 规范确定的。对于按正截面承载力计算不需配置竖向受力钢筋的承重墙，本条规定了墙体截面两端应设置的构造钢筋。

13.5.4 顶部承受局部竖向荷载的墙体，可作为矩形截面的柱计算，矩形截面的受力长度 h_c 参考日本与美国规范的做法取用。

13.5.5 在平行于墙面的水平荷载和竖向荷载作用下，墙体斜截面受剪承载力公式是参照 GB 50010—2002 并考虑水工常用墙体的剪跨比 λ 一般都不大于 1.5 的情况，加以简化后列出的。

13.5.6 参照国内外规范并结合水工结构的特点，本标准按下列原则确定剪力墙最小配筋率 $\rho_{\min} = \frac{A_s}{b_s}$ 的取值：

1 墙体竖向钢筋的 ρ_{svmin} 按 GB 50010—2002 及 ACI 规范规定的取值 (0.20%)。

2 墙体水平向钢筋的最小用量, GB 50010—2002 等规范取与竖向钢筋一样; ACI 规范则远比竖向钢筋为多, 这是从温度收缩的观点出发的; CEB 及原西德、英国规范则取得比竖向钢筋为少, 这是从受力观点出发的。因此, 建议在一般情况下分布钢筋配筋率不宜小于 0.2%。

计算剪力墙的最小配筋率时, 取截面上的全部钢筋面积。

3 对以下两种情况宜分别适度提高剪力墙分布钢筋的配筋率:

- 1) 结构重要部位的剪力墙: 主要指框架—剪力墙结构中的剪力墙和框架—核心筒结构中的核心筒墙体, 宜根据工程经验适度提高墙体分布钢筋的配筋率。
- 2) 温度、收缩应力: 这是造成墙体开裂的主要原因。对于温度、收缩应力可能较大的剪力墙或剪力墙的某些部位, 应根据工程经验提高墙体分布钢筋, 特别是水平分布钢筋的配筋率。

13.5.7 本条对剪力墙水平分布钢筋在墙端的锚固以及水平和竖向分布钢筋搭接连接的方法、搭接长度等要求作出了规定, 具体做法和要求是根据工程经验和有关试验结果确定的。

13.5.9 本条给出了洞口周边钢筋的最低配置数量和锚固要求。此外, 剪力墙洞口上、下两边的水平纵向钢筋还应满足洞口连梁正截面受弯承载力的要求。

13.6 叠合式受弯构件

13.6.1 水工建筑物中较为广泛采用的是施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件。这种构件的受力特点是用不加支撑的简支预制构件承担施工阶段的恒载 (构件本身和现浇叠合层的自重, 有时还要承担搁置于其上的预制板自重) 及施工活荷载; 待后浇叠合层

混凝土达到设计强度等级后，再在预制构件已经受力的基础上，继续承受后加的其他永久作用及可变作用在叠合后形成的装配整体式结构（如连续梁）中引起的内力，因此也称为“二阶段受力叠合构件”。

若施工阶段在预制构件下面设有可靠支撑，或混凝土虽分上、下两层先后浇筑但构件一次受力（或虽为二阶段受力，但第一阶段荷载很小），则这类叠合式受弯构件属于“一阶段受力叠合构件”。这类构件除去斜截面和叠合面受剪承载力应按叠合式构件计算外，其他计算原则和方法与普通受弯构件相同。

当 $h_1/h < 0.4$ 时，作为二阶段受力的钢筋混凝土叠合式构件的受力性能和经济效果均较差，故不建议采用。

13.6.2 在二阶段受力的叠合构件设计中，构件的内力应分别按以下两个阶段计算：在第一阶段，预制构件计算应取用本阶段作用的荷载（其中包括施工活荷载）在简支的预制构件中产生的内力。在第二阶段，叠合式构件按整体结构考虑，计算中要考虑第一阶段中已卸去的施工活荷载之外的荷载在简支的预制构件中产生的内力和第二阶段的荷载在叠合后形成的整体结构中的内力。在第二阶段，因为叠合层混凝土达到设计强度后仍可能存在施工活荷载，且其产生的荷载效应可能大于使用阶段可变荷载产生的荷载效应，故应按这两种荷载效应中的较大值进行设计。

13.6.3 二阶段受力的钢筋混凝土叠合梁的试验表明，普通钢筋混凝土梁受弯承载力计算公式能相当准确地反映叠合式受弯构件的正截面承载力。专题研究还表明，叠合式构件由于存在着受拉钢筋应力超前和受压区混凝土应变滞后的现象，其相对界限受压区计算高度 ξ_b 还高于普通钢筋混凝土受弯构件，所以，叠合式受弯构件的正截面受弯承载力计算可以全部采用普通钢筋混凝土构件的计算规定。

按照本标准 13.6.2 的规定，具体给出了两个阶段的弯矩设计值。当 h_1/h 较小时，在预制构件的正截面受弯承载力计算中，可

能会遇到 $\xi > \xi_b$ 的情况。此时，纵向受拉钢筋应力 f_y 应改为 σ_s ， σ_s 可按本标准式 (9.1.5-2) 计算，也可近似取 $\xi = \xi_b$ 进行计算。

13.6.4 根据试验，集中荷载作用下的二阶段受力简支叠合梁的斜截面受剪承载力可采用普通钢筋混凝土梁的斜截面受剪承载力公式进行计算。混凝土强度设计值偏安全地取预制梁和叠合层中的较低者，同时要求受剪承载力不应低于预制构件的受剪承载力。在预应力混凝土叠合梁中，因预应力效应只影响预制构件，故在斜截面受剪承载力计算中暂不考虑预应力的有利影响。

13.6.5 本条根据叠合构件和剪摩擦试件的试验结果给出。叠合梁、板叠合面的受剪承载力是通过叠合面的骨料咬合效应和穿过叠合面的箍筋在叠合面产生滑动后对叠合面形成的夹紧力来保证的。叠合构件的叠合面有可能先于斜截面达到其受剪承载能力极限状态，因此，叠合式受弯构件的箍筋应按斜截面受剪承载力计算与叠合面受剪承载力计算得出的较大值配置。

不配箍筋叠合面的受剪承载力离散性较大，故本标准用于这类叠合面的受剪承载力计算公式暂不与混凝土强度挂钩，这与国外规范的处理方法类似。

13.6.6 根据试验，叠合板的受冲切承载力可采用和整浇板一样的方法计算，计算公式中的混凝土抗拉强度设计值 f_t 可取预制板的 f_{t1} 与叠合层的 f_{t2} 的平均值，或取与 h_1/h 有关的换算值。本标准规定取 f_{t1} 与 f_{t2} 中的较小值，偏于安全。

13.6.7 对于要求不出现裂缝的叠合式受弯构件的抗裂验算，可按本条规定进行。但对于非预应力叠合式受弯构件，是难以满足抗裂要求的，故应以限裂验算控制为主。

由于预制构件和叠合层可能选用不同强度的混凝土，故在正截面抗裂验算和斜截面抗裂验算中，应按折算截面确定叠合后构件的弹性抵抗矩、惯性矩和面积矩。

13.6.8 二阶段受力叠合式受弯构件在正常使用阶段的受力性能与普通受弯构件不同。总体比较而言，叠合式构件的钢筋总应力

和总曲率均比相同条件下的普通受弯构件为大。

分析表明, h_1/h 越小, M_{1Gk} 越大, 纵向钢筋有可能在 $M_{1Gk}+M_{2Gk}+M_{2Qk}$ 作用下就已经达到屈服。为了使纵向钢筋在使用阶段不致屈服, 同时也为了在一定程度上改善叠合式构件在破坏阶段的性能, 根据试验结果以及过去的设计经验给出了本标准的公式 (13.6.8-1) 作为纵向钢筋应力的控制条件。

计算表明, 满足了变形及裂缝宽度要求的叠合式构件不一定能够满足纵向钢筋的应力控制条件; 反之, 满足纵向钢筋的应力控制条件也不一定能够满足变形和裂缝宽度控制条件。因此, 纵向钢筋应力控制条件属叠合式受弯构件正常使用极限状态的附加验算条件。该验算条件与裂缝宽度控制条件和变形控制条件不能相互取代。根据试验和理论分析, 二阶段受力特征系数 β 主要与 h_1/h 及 M_{1Gk}/M_{1u} 有关 (M_{1u} 为预制构件正截面受弯承载力), β 随 h_1/h 的增大而减小, 随 M_{1Gk}/M_{1u} 的增大而增大。在常用范围内, 可忽略 M_{1Gk}/M_{1u} 的影响, 近似地取用下列表达式:

$$\beta = 0.5 \left(1 - \frac{h_1}{h} \right) \quad (40)$$

在 $M_{2Gk}+M_{2Qk}$ 作用下, 纵向钢筋的应力增量 σ_{s2k} 可近似地用下式表示:

$$\sigma_{s2k} = \frac{(1-\beta)(M_{2Gk} + M_{2Qk})}{0.87 A_s h_0} \quad (41)$$

将上述 β 值代入后, 即可得出本标准的公式 (13.6.8-3)。

13.6.9 试验结果表明, 二阶段受力钢筋混凝土叠合式受弯构件的裂缝开展宽度主要受到叠合参数 h_1/h 的影响, 但主裂缝间钢筋与混凝土的应变差决定裂缝宽度这一本质特征并未改变; 另一方面, 当叠合参数 $h_1/h=1$ 时, 就变为普通钢筋混凝土受弯构件。因此, 二阶段受力钢筋混凝土叠合式受弯构件的裂缝宽度计算方法仍采用普通钢筋混凝土受弯构件的裂缝宽度计算公式 (10.2.2-1),

但当 $h_1=h$ 时, $h_{01}=h_0$, $M_{1Gk}+M_{2Gk}+M_{2Qk}=M_k$, $\sigma_{s1k}+\sigma_{s2k}=\sigma_{sk}$, 式 (13.6.10) 即为普通钢筋混凝土受弯构件的裂缝宽度计算公式 (10.2.2-1)。

试验还表明, 叠合式受弯构件的裂缝间距较非叠合式受弯构件的大 8.0% 左右, 从而使裂缝宽度增大, 故将构件受力特征系数 α_{cr} 取为 2.1。

13.6.10~13.6.11 叠合式受弯构件的挠度应采用式 (13.6.11) 给出的考虑了二阶段受力特征的当量刚度 B , 按作用效应标准组合并考虑荷载长期作用的影响进行计算。当量刚度 B 的公式是在假定荷载对挠度的长期影响均发生在受力第二阶段的前提下, 根据第一阶段和第二阶段的弯矩曲率关系, 并作适当简化导出的。

原标准叠合式受弯构件对应于荷载效应短期组合并考虑部分荷载长期作用影响的刚度计算公式为:

$$B_l = \frac{M_s}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right) M_{1Gk} + (\theta - 1) M_l + M_s} B_{s2} \quad (42)$$

上式分母后面项是 $(\theta - 1) M_l + M_s$, θ 在 1.6~2.0 之间。近似取 $\theta = 1.7$, 荷载长期组合系数 $\rho = 0.7$ 后, 该项可化为 $1.7 M_{Gk} + 1.5 M_{Qk}$, 为了使公式形式简单并偏安全地取为 $1.7(M_{Gk} + M_{Qk}) = 1.7 M_k$, 由此即得本标准式 (13.6.11)。

13.6.12 叠合式受弯构件第二阶段的短期刚度计算公式 (13.6.12) 是根据平截面假定、静力平衡条件及与非叠合式受弯构件刚度计算公式相衔接的原则推导得出的, 当 $h_1=h$ 时即为普通钢筋混凝土受弯构件短期刚度的计算公式。

13.6.14~13.6.15 叠合式受弯构件的叠合面受剪承载力是通过叠合面的骨料咬合效应和穿过叠合面的箍筋在叠合面产生滑动后对叠合面形成的夹紧力来保证的。为此, 要求预制构件上表面混

混凝土振捣后不经抹平而形成自然粗糙面，且应选择骨料粒径，以形成本条规定的凹凸程度。

对于承受静荷载为主的叠合梁或叠合板，预制构件的表面均可采用自然粗糙面。但对跨度与荷载均较大的叠合板，宜采用人工粗糙面或其他构造措施。

在配有横向钢筋的叠合面处，横向钢筋伸入叠合层应有一定的长度，叠合层混凝土应有必要的厚度和强度，保证箍筋有效地锚固在叠合层混凝土内。

13.7 深受弯构件

13.7.1 本条定义跨高比 $l_0/h < 5$ 的受弯构件为深受弯构件，包括深梁、短梁和厚板。深梁为跨高比 $l_0/h \leq 2.0$ （简支）或 $l_0/h \leq 2.5$ （连续）的梁，短梁为介于深梁与浅梁之间的梁。 $l_0/h < 5$ 的板称为厚板。 $l_0/h \geq 5$ 的受弯构件则称为一般受弯构件（对梁来说，惯用名称为浅梁）。深受弯构件的上限定为 $l_0/h = 5$ 的主要理由为：

1 根据简支梁和连续梁加载之后跨中截面和中间支座截面的应变 ϵ_x 分布和开裂后平均应变 ϵ_x 分布，从有限元分析和结构试验实测数据可知， $l_0/h \geq 5$ 时均符合平截面假定。

2 根据梁的受剪试验， $l_0/h \leq 5$ 的梁不会出现斜拉破坏。

3 根据弹性分析，当 $l_0/h = 5$ 时，剪切变形对梁的挠度的影响达到 7.8% 左右，可忽略不计。

4 美国 ACI318—2002、加拿大 CAN3-A23.3-M04、新西兰 NZS3101.1982 等规范也有类似的规定。

在本节各条中，凡冠有“深受弯构件”的条文，均同时适用于深梁、短梁和厚板，而冠有“深梁”的条文则不适用于短梁和厚板。

在本标准 13.7.3~13.7.6 中，为了简化计算，在计算公式中一律取深梁与短梁的界限为 $l_0/h = 2.0$ 。

13.7.2 由于跨高比的影响，连续深受弯构件的内力计算应按照

跨高比的大小，分别按结构力学和弹性力学方法计算。当跨高比较小时，移动荷载作用在边支座处，荷载不仅直接传递到边支座，同时通过主压应力线传递到中间支座，所以边支座反力均小于荷载值，跨高比越小则差值越大。当荷载作用在中间支座处，边支座反力也不为零，它随跨高比的减小而增大。通过二跨至五跨连续梁的有限元分析结果与结构力学计算结果比较可知，当荷载在边支座时，对 $l_0/h=1$ 的连续梁，边支座反力比荷载值减少 14.3%~16.6%，而对 $l_0/h=2.5$ 的连续梁，边支座反力比荷载值减少约 1.5%；当荷载作用在第二个支座上时，对 $l_0/h=1$ 的连续梁，边支座反力约为荷载值的 16.1%~16.6%，而对 $l_0/h=2.5$ 的连续梁，边支座反力仅为荷载值的 2.15%~2.36%。因此，本条规定以 $l_0/h=2.5$ 为界，跨高比小于此界限值的连续深受弯构件应按弹性理论的方法计算内力，而大于此值者可以按结构力学的方法计算内力。具体内力值可采用弹性有限元方法或查根据二维弹性分析结果制作的连续深梁内力表确定。

本条规定的 $l_0/h \leq 2.0$ 的简支梁和 $l_0/h \leq 2.5$ 的连续梁为深梁的定义，只在选择内力计算方法时在 13.7.9、13.7.12~13.7.15 中界定深梁时使用。

13.7.3 深受弯构件正截面应变 ϵ_x 分布在破坏阶段不符合平截面假定原则。当纵向受拉钢筋不变时，受压区的高度随 l_0/h 的减小而增大。破坏时，跨高比较小的受弯构件，纵向受拉钢筋均能达到屈服极限，而受压区的应变 ϵ_c 常小于 ϵ_{c0} ，所以深受弯构件只能根据平衡条件给出一个承载力计算公式，如本标准式 (13.7.3-1)，其内力臂与跨高比的大小有关，在 $l_0/h=5.0$ 时与一般梁计算公式相衔接。试验表明，水平分布筋对受弯承载力的贡献约占 10%~30%，在正截面计算公式中忽略了这部分钢筋的作用，偏于安全。

13.7.4 深梁和短梁的截面限制条件既与高宽比有关，也与跨高比有关。当 $l_0/h=5$ 时， $V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.20 \sim 0.25) f_c b h_0$ ，与一般受弯构件

相衔接；当 $l_0/h=2$ 时， $V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.15 \sim 0.20) f_c b h_0$ ，以限制水平的和竖向的分布钢筋用量。

13.7.5 试验表明，在分布荷载作用下，无腹筋受弯构件受剪承载力随跨高比的减小而增大，在集中荷载作用下，无腹筋受弯构件受剪承载力随剪跨比的减小而增大，所以对深受弯构件应考虑跨高比（或剪跨比）减小时对混凝土受剪承载力的提高作用。同时，试验资料说明在深受弯构件中实测水平腹筋（即水平分布钢筋）的应力随跨高比的增大而降低；竖向钢筋（即竖向分布钢筋）的应力则随跨高比的减小而降低。故在跨高比较小时，竖向腹筋的贡献可以不作计算，仅按构造配置；跨高比较大时，水平腹筋的贡献也可以不作计算，仅按构造配置。

深梁和短梁受剪承载力计算公式的建立原则是：

1 混凝土的受剪承载力：

当 $l_0/h=5$ 时，计算公式与一般受弯构件衔接，取 $V_c=0.7f_t b h_0$ ；当 $l_0/h=2$ 时，参照国内外规范和试验结果，取 $V_c=1.4f_t b h_0$ 。

2 腹筋的受剪承载力：

当 $l_0/h=5$ 时，竖向腹筋所承担的剪力 $V_{sv} = f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0$ ，而水平腹筋所承担的剪力 $V_{sh}=0$ ；当 $l_0/h=2$ 时， $V_{sh} = 0.5f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h$ ， $V_{sv}=0$ 。

以 $l_0/h=2$ 作为受剪承载力计算的下限，主要是因为 $l_0/h < 2$ 时受剪破坏形态为斜压破坏，不出现剪压破坏。

3 在 $2 < l_0/h < 5$ 时， V_c 、 V_{sv} 、 V_{sh} 呈线性变化。

按照上述基本原则建立受剪承载力计算式（13.7.5-1）～式（13.7.5-4），与收集到的 176 根梁的试验数据有良好的符合性。

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

同时,在深受弯构件受剪承载力计算公式中,混凝土项反映了随 l_0/h 的减小,剪切破坏模式由剪压型向斜压型过渡,且混凝土项在受剪承载力中所占的比重不断增大的变化规律。

13.7.6 承受分布荷载的实心厚板属于深受弯构件的范围。本标准直接给出厚板的受剪承载力计算式(13.7.6-1)和式(13.7.6-2)。式中 V_c 为厚板的斜截面混凝土承担的剪力,与配腹筋的梁相同; V_{sb} 为弯起钢筋承担的剪力。 α_{sb} 为弯起钢筋受剪承载力系数,以考虑跨高比较小时弯起钢筋抗剪作用降低的影响,当 $l_0/h=2.5$ 时, $\alpha_{sb}=0.8$; $l_0/h=5$ 时, $\alpha_{sb}=1.0$; $2.5 < l_0/h < 5$ 时, α_{sb} 呈线性变化。

本标准式(13.7.6-2)中限制 $V_{sb} \leq 0.8f_t b h_0$,是由 V_{sb} 一般不大于 V_c 而得出的,它相当于规定厚板的截面限制条件等于 $(0.15 \sim 0.20)f_c b h_0$ 。

13.7.7 深梁在跨高比较小时,其支座的支承面和集中荷载的加荷点都是高应力区,易发生局部受压破坏,故应进行局压承载力计算,必要时配置间接钢筋,以保证安全。

13.7.8 深受弯构件正截面应变 ϵ_x 分布不符合平截面假定原则,它随跨高比的不同而变化。根据试验实测资料结合非线性有限元分析,得出简支深受弯构件受拉区混凝土塑性影响系数计算式为:

$$\gamma = 1.15 + 0.08l_0/h \quad (43)$$

此处, $l_0/h=5$ 时, $\gamma=1.55$,与一般受弯构件矩形截面的塑性系数 γ_m 相同,大体相当于 $\gamma=(0.7+0.06l_0/h)\gamma_m$ 。因此本条规定,深受弯构件的正截面抗裂验算方法可采用一般受弯构件的计算方法,按本标准式(10.1.1-2)计算,但 γ_m 需乘以与跨高比有关的修正系数 $(0.70+0.06l_0/h)$ 。

13.7.9 深受弯构件在剪跨比小于1时,斜裂缝有时首先出现,而且初始裂缝的宽度较大,延伸较长,将影响构件的适用性和耐久性。所以对使用上要求不出现斜裂缝的深受弯构件,宜进行斜裂缝抗裂的验算。经过试验资料的回归分析,验算公式可表达为:

$$V \leq \frac{0.8}{\lambda + 0.5} f_{tk} b h \quad (44)$$

式(44)的适用范围为 $0.3 \leq \lambda \leq 1.1$ 。本标准参照 GB 50010—2002 的规定，为简化计算，偏于安全地取 $\lambda = 1.1$ 得出式 (13.7.9)，是试验结果的偏下限。

13.7.10 深受弯构件的竖向最大裂缝宽度可参照本标准式 (10.2.2-1) 进行计算。根据 34 根简支深受弯构件的试验资料，确定其受力特征系数 $\alpha_{cr} = (0.76l_0/h + 1.9)/3$ 。

13.7.11 深受弯构件的竖向刚度较大，挠度较小，一般都能满足本标准 5.3.4 的要求，可不进行挠度验算。

13.7.12 在弹性阶段，深梁跨中截面的拉应力较集中在底部的一小段高度范围内。按极限状态设计计算的纵向受拉钢筋宜均匀布置在下边缘以上 $0.2h$ 的范围内，适当地考虑了深梁弹性阶段应力分布的特点，同时，也加大了纵向受拉钢筋的约束区。

13.7.13 在弹性阶段，连续深梁和短梁的中间支座截面水平正应力 σ_x 的分布随 l_0/h 的不同而变化，本标准考虑到这种受力特点，采用简化的配筋方法，按跨高比的不同而分为四种配筋方式（见图 13.7.13），并要求每个区段范围内的配筋率不小于水平分布钢筋的最小配筋率，以限制中间支座处竖向裂缝的开展。对于 $l_0/h \leq 1$ 的连续深梁，考虑弹性阶段最大拉应力区段移向中部的特点，故在 $0.2h \sim 0.6h$ 高度范围内增配附加钢筋，使该区段水平分布钢筋配筋率不小于 0.5%。

13.7.14 深梁在垂直裂缝以及斜裂缝出现后将形成拉杆拱传力机制，此时下部纵向受拉钢筋的应力直至支座附近仍然很大，若将末端采用竖向弯折锚固，将在弯钩端形成竖向劈尖，产生水平方向劈裂应力，并与支座竖向压力形成的水平拉应力叠加，引起深梁支座区沿深梁中面的开裂，对纵向受拉钢筋的锚固不利，故纵向受拉钢筋应沿水平方向弯折，并按弯折 180° 的方式锚固，锚固长度应满足本标准表 12.3.2 规定的数值再增加 10%，以保安全。

13.7.15 纵向受拉钢筋的最小配筋率是参考国内外规范的规定，同时考虑承受温度、收缩应力等因素而确定的。

13.7.16 试验表明，水平分布钢筋的应力随跨高比的增大而急剧减小，对简支梁，当 $l_0/h=3.5$ 时已可忽略不计。因此，本条规定短梁也可不配置水平分布钢筋，而以垂直分布钢筋取代。

13.7.17 试验表明，当跨高比较小时，配置单片水平和竖向分布钢筋网的深梁可能发生侧向劈裂破坏，故至少要配置两片分布钢筋网。拉筋可以加强两片分布钢筋网之间的连接和防止侧向劈裂破坏，在支座高应力区更应加强外侧两片钢筋网之间的连接。

水平和竖向分布钢筋网在支座区域应适当加密，以承受该区的高复合应力，并限制斜裂缝的开展，同时使深梁发生剪切破坏时稍有延性。

13.8 立柱独立牛腿

13.8.1 牛腿承受较大的竖向力和水平力，支承吊车梁时还间接受到动力作用。在使用阶段，一般要求牛腿不出现斜裂缝，因此其截面尺寸必须满足斜截面抗裂要求，即满足式(13.8.1)的要求，并通过公式中的 β 系数考虑不同使用条件对牛腿的不同抗裂要求。

公式中的 $\left(1-0.5\frac{F_{hk}}{F_{vk}}\right)$ 项是按牛腿在竖向力和水平拉力共同作用

下斜裂缝宽度不超过 0.1mm 为条件确定的。 F_{vk} 、 F_{hk} 明确为按荷载标准值计算的作用于牛腿顶部的竖向力和水平力。

在式(13.8.1)中计算截面有效高度 h_0 时，对牛腿斜面倾角 α 的取值作了必要的限制，这是考虑到当 α 大于 45° 时，牛腿的实际有效高度不会随 α 的增大而进一步增大。

13.8.2 原标准有关独立牛腿的配筋计算公式是根据桁架破坏模型得出的。竖向荷载由顶部水平纵向受力钢筋形成的水平拉杆拉

力和牛腿内的混凝土斜压杆压力承担；作用在牛腿顶部向外的水平拉力则由水平拉杆承担。试验证明，这种受力特征只适用于剪跨比较大的牛腿。而在水工结构中，牛腿的剪跨比 a/h_0 一般都比较小，甚至小于 0。原标准又规定在 $a < 0.3h_0$ 时取 $a = 0.3h_0$ ，这往往造成在小剪跨比时牛腿配筋过多的不合理现象。

本标准通过近 40 个独立牛腿的专题试验研究，了解到在剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 的情况下，牛腿的破坏仍具有桁架模型承压破坏的特点；随着剪跨比的进一步减小，牛腿的破坏形态及钢筋的受力状态将发生较大的变化。为此本条规定，当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 时，牛腿中由承受竖向力所需的受拉钢筋和承受水平拉力所需的锚筋组成的受力钢筋的总截面面积 A_s 应满足式 (13.8.2) 的要求。与原标准相比，取消了“ $a < 0.3h_0$ 时取 $a = 0.3h_0$ ”的规定，而取实际的 a/h_0 计算。

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

牛腿中配置水平箍筋，特别是在牛腿上部配置一定数量的水平箍筋，能有效减少在该部位过早出现斜裂缝的可能性。总结我国的设计经验和参照美国规范 ACI318 的有关规定，本条对牛腿上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋用量作了规定。

在牛腿内设置一定数量的弯起钢筋是我国工程界的传统做法。但剪跨比 a/h_0 较小时，在牛腿内设置弯起钢筋不能充分发挥作用，故规定 $a/h_0 \geq 0.3$ 时，才需设置弯起钢筋。试验表明，牛腿中的弯起钢筋对提高其受剪承载力和减少斜向开裂的可能性都不起明显作用。此次修订规范仍保留在牛腿中按构造布置弯起钢筋的做法，但适度减少了弯起钢筋的数量。

13.8.3 本标准专题的试验研究表明，在 $a/h_0 < 0.2$ 的小剪跨比情况下，牛腿的破坏已呈现混凝土被剪切破坏的特征。在相同荷载

作用下,这一范围内的牛腿随着剪跨比的减小,顶部纵筋及箍筋的应力都在不断降低。此时,承载力由顶部纵向受力钢筋、水平箍筋与混凝土三者共同提供。在试验资料的基础上,偏安全地拟合了小剪跨比牛腿极限承载力计算公式:

$$F_v \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_t b h_0 + (1.65 - 3a/h_0) A_s f_y] \quad (45)$$

明确在剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 时,首先应计算出竖向力作用下的整个牛腿高度范围内的所有水平钢筋,再视剪跨比的大小将水平钢筋截面总面积的 60%~40% (剪跨比较大时取大值,剪跨比较小时取小值) 作为牛腿顶部受拉钢筋,与承受水平拉力所需的水平锚筋一起集中配置在牛腿顶部,其余的则作为水平箍筋均匀配置在牛腿全高范围内,如此分别得到条文中的式 (13.8.3-1) 和式 (13.8.3-2)。

考虑到随着剪跨比的减小,顶部纵筋作用在不断降低,承受竖向力所需的受拉钢筋配筋率 (以截面 bh_0 计) 由剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 时的不应小于 0.2% 改为不应小于 0.15%, 使得钢筋的配置更加合理。顶部受拉钢筋的其他配筋构造要求和锚固要求同 13.8.2 第 2 款。

在剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 的情况下,所配箍筋主要是用于限制裂缝开展,为发挥应有的作用,本条明确规定了牛腿所配箍筋的钢筋级别、直径、间距及箍筋的最小配筋率。

试验表明,只要满足了 13.8.1 的截面限制条件,剪跨比 $a/h_0 < 0$ 时的牛腿在竖向力作用下,钢筋不会屈服,因此可不进行牛腿的配筋计算,仅按构造要求配置水平箍筋。而当牛腿顶面作用有水平拉力 F_h 时,承受水平拉力所需的锚筋仍需按本条第 2 款的规定计算配置。

13.9 壁式连续牛腿

13.9.1 壁式连续牛腿计算时,常按平面问题来处理,将吊车最

大竖向轮压标准值等效换算为沿牛腿纵向单位长度的竖向轮压标准值。

换算的方法目前有很多种，包括经验法、建立在模型试验基础上的或者与有限元对比计算基础上的一定范围内的扩散等效法（竖向扩散、水平扩散）以及弹性地基梁法等方法。

原标准基于有限元分析结果，将总轮压的分布宽度定义为牛腿按平面问题与空间问题计算所得的最大拉应力的比值，即 $\sigma_{pmax} / \sigma_{smax}$ ，对多组有限元计算结果进行正交回归分析后，得出轮压分布宽度的计算公式。从提出该公式的研究论文可知，计算轮压分布宽度 B_0 的计算公式的适用范围为： $0.40m \leq a \leq 0.90m$ ， $1.0m \leq h \leq 1.90m$ ， $c \geq 1.5m$ （ c 为下壁墙的厚度）， l_k 为 4.4m 或 5.8m 两种，但原标准未列出这些参数的适用条件。因此，原标准单位长度轮压计算公式存在的主要问题是：

1 原标准计算公式是以两个固定的大车轮距 $l_k = 4.4m$ 或 $l_k = 5.8m$ 导出的，工程实践中大车轮距不可能只有 4.4m 或 5.8m 两种。

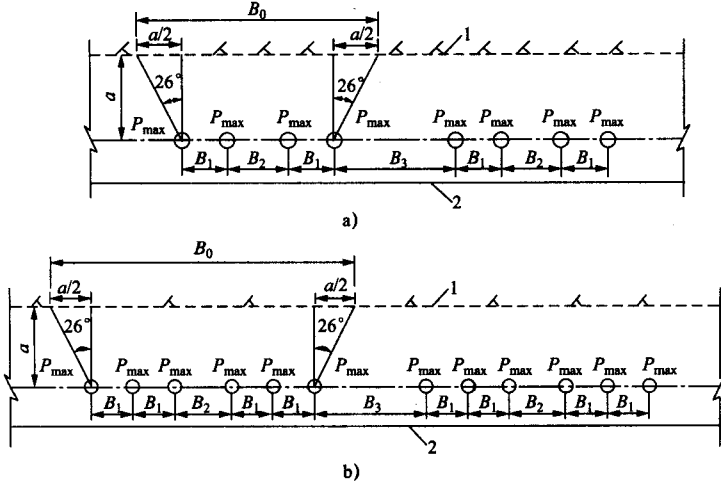
2 原标准 B_0 的计算公式未给出提出该公式的研究论文中列出的 a 、 h 、 c 等参数的适用条件，进一步拓宽了计算公式的适用范围。当计算参数超出了上述适用条件时，原标准的计算公式是否仍然适用，缺乏论证。

3 原标准单位长度轮压计算公式只适用于每侧 8 个轮子的情况，实际设计中遇到每侧 4 轮和 12 轮的情况，原标准的计算公式则不适用。

因此，有必要寻求一种限制条件少、应用较为简便的单位长度轮压的计算方法。

针对原标准单位长度轮压计算公式存在的上述问题，结合武汉大学 20 世纪 90 年代初完成的龙滩水电站地下厂房岩壁吊车梁仿真材料模型的试验研究成果，提出了较为合理的单位长度轮压的简化算法。简化方法的思路是：假定轮压分布宽度内的抗裂弯矩与

轮压产生的弯矩相等,求得轮压的计算宽度 B_0 ,进而求得单位长度轮压。简化算法适当考虑了轮压的扩散作用,计算轮压宽度接近于从轮压作用点约 26° 角向交界面处平面扩散的宽度,见图2。



a) 吊车一侧 8 轮; b) 吊车一侧 12 轮

1—下壁表面; 2—牛腿外边缘

图 2 壁式连续牛腿单位长度轮压计算

统计分析结果表明,基于仿真材料模型试验成果建立的适当考虑轮压扩散作用的简化算法,略大于原标准及其他算法的计算结果,比较接近工程设计的实际采用值,公式形式简单,概念明确,是工程经验的总结,且偏于安全。

对于每侧 2 轮的轮压,可按 1 个最大轮压,考虑适当扩散后计算。

13.9.2 根据目前工程中的做法,连续牛腿的计算一般参照独立牛腿进行。关于连续牛腿伸缩缝两侧受拉钢筋截面面积的规定,与原标准中的规定相同。

13.9.3~13.9.5 连续牛腿的配筋构造是参照独立牛腿及工程设计经验而规定的。

13.10 弧形闸门支座

13.10.1 试验结果表明,弧门支座附近闸墩在两侧或一侧支座推力作用下,支座与闸墩交接处出现垂直于推力方向的裂缝,并沿闸墩厚度方向发展,构成闸墩沿垂直于推力方向的局部轴心受拉或偏心受拉应力状态,其抗裂能力与混凝土抗拉强度、支座在闸墩中的相对位置、支座有效折算分布宽度、闸墩厚度以及不同推力作用下的应力状态等因素有关。因此,在计算公式中考虑了上述因素的影响。

本标准式(13.10.1-1)、式(13.10.1-2)是由相应荷载经推算后得出的表达式。其中,支座有效折算分布宽度:双侧弧门支座推力作用时取为 $1.7b$ (b 为弧门支座宽度),单侧弧门支座推力作用时取为 $3b$ 。混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 取为0.85。

13.10.2 闸墩局部受拉承载力计算公式是根据闸墩局部拉脱破坏得出的,闸墩局部拉脱破坏是指通过局部受拉破坏裂缝的钢筋达到屈服强度。闸墩局部受拉破坏的位置可能是:沿支座支承面与闸墩交接面形成临界垂直裂缝,或是沿支座高度约 $1/2$ 处与闸墩交接面形成八字形临界裂缝。同时根据闸墩实测与理论分析的应力分布和临界裂缝可能发生的位置,明确了通过临界裂缝的局部受拉钢筋的有效分布范围与相应的延伸长度与锚固要求。当弧门支座距闸墩顶面和下游侧面的距离较小时,宜在该部位增加限制裂缝的构造钢筋。

13.10.3 由于弧门支座是闸墩结构中的关键部位,在使用阶段要求不出现斜裂缝,本条是以斜截面抗裂验算来控制支座截面尺寸,式(13.10.3)中的系数0.7即为裂缝控制系数。根据实际工程的调查资料,弧门支座的剪跨比较小,其平均值约为0.22。因此,在计算公式中没有直接反映剪跨比这一参数的影响。

13.10.4 根据悬吊拉杆拱受力模型,由平衡条件可以得到本标准

的式(13.10.4)。但本条没有给出悬吊拉杆拱的承载力计算公式,因为考虑到当支座截面尺寸满足本标准式(13.10.3)要求后,支座斜面截面(拱)承载力自然也能满足。

13.10.5 由于弧门支座的剪跨比较小,在支座处设置弯起钢筋不能充分发挥作用,故不考虑配置弯起钢筋。考虑到提升闸门时对支座会产生一定的扭矩,因此,对于大推力的弧门支座,还宜在垂直于水平箍筋的方向配置适当的垂直箍筋。

13.11 弧形闸门预应力混凝土闸墩

13.11.1 本节条款为新增内容,弥补了我国历来水工混凝土结构设计规范中缺乏预应力混凝土闸墩(以下简称预应力闸墩)的设计规定方面的不足。所列条款既考虑了目前我国弧形闸门预应力闸墩设计中存在的主要问题,又反映了我国预应力闸墩的设计现状和工程经验以及试验研究等方面所取得的成果,同时也考虑了与我国现行相关规范的有关规定相协调。

目前,国内弧形闸门预应力闸墩设计,主要是用半理论、半经验的拉锚系数方法(即预应力的有效总拉力与弧形闸门总推力的比值的方法)。它是将结构的承载能力和正常使用两个极限状态的不同要求合二为一,存在与现行相关规范不协调的问题。此外,在弧门支承结构(锚块)的承载力和抗裂性能计算等方面,也没有明确的规定。

为此,本节增列了弧形闸门预应力闸墩设计的相关规定。

弧形闸门预应力闸墩的体形不规则,受力状态复杂,闸墩结构的应力分析,目前还缺乏一套恰当的、可行的简化分析方法。本条规定,弧门推力和预应力作用下,闸墩应力宜采用三维有限元法进行计算;颈部抗裂验算时,颈部应力也可采用以材料力学公式为基础的应力修正法进行计算。

预应力闸墩与其他预应力混凝土构件比较,预应力钢筋由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} 、预应力钢筋与孔

道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{l2} 和预应力钢筋的应力松弛引起的预应力损失值 σ_{l4} 的计算条件基本相同，只是混凝土收缩与徐变引起的预应力损失计算与其他构件有所不同。因此， σ_{l1} 、 σ_{l2} 和 σ_{l4} 可按本标准的相应规定计算；混凝土收缩与徐变引起的预应力损失 σ_{l5} 则根据以往工程的统计资料确定，近似取为 $0.05\sigma_{con}$ 。

13.11.2 简单锚块(颈部无缩窄的)截面尺寸的斜裂缝控制要求，是指锚块在弧门推力作用下的斜截面抗裂度验算。根据有关资料分析和专题组完成的闸墩仿真模型的试验结果，影响锚块斜截面开裂荷载的主要因素有：锚块截面尺寸、混凝土抗拉强度、锚块的剪跨比 (a/h_0) 及预应力水平次锚束等。根据实际工程的统计结果，锚块的剪跨比一般都比较小，其平均值在 0.22 左右，因而在抗裂验算公式中可不直接反映剪跨比变化的影响。原标准钢筋混凝土弧门支座的斜裂缝控制条件为： $F_k \leq 0.7f_{tk}bh$ 。对于预应力闸墩，在预应力水平次锚束的作用下，锚块(弧门支座)的抗裂能力将有所提高。考虑这一有利影响，将预应力闸墩锚块的混凝土裂缝控制系数比钢筋混凝土弧门支座的混凝土裂缝控制系数适当提高，即由 0.7 提高到 0.75，由此可得预应力闸墩简单锚块(弧门支座)经简化后的斜裂缝控制验算公式 $F_k \leq 0.75f_{tk}bh$ ，便于设计人员确定锚块的高度 h 和锚块宽度 b 。

13.11.3 预应力闸墩的环境条件虽处于高度潮湿区，但闸墩中的预应力钢丝束、钢绞线都是放在预埋闸墩体内的钢管管或波纹管管，其保护层厚度通常较厚，具有良好的保护条件。闸墩中预应力锚束的实际工作环境比一般预应力混凝土结构的工作环境要好，因此，适当放宽其裂缝控制要求是合理的。颈部裂缝控制验算时，适当考虑混凝土塑性变形的影响后，混凝土的裂缝控制系数可取为 0.7 左右。

弧形闸门预应力闸墩为空间结构，闸墩颈部结构型式特殊，外形尺寸和边界条件复杂，在弧门推力和预应力作用下呈三向应

力状态。由于截面上的应变分布不符合平截面假定，严格来说，一般不能简化成杆件结构计算内力。因此，闸墩颈部抗裂验算时，颈部应力宜采用有限元法进行计算；在估算预应力钢筋数量及锚束布置的初步设计时，也可采用以材料力学公式为基础的“应力修正法”来计算闸墩颈部的应力（包括弧门推力作用下的应力和预应力作用下的应力），进而对弧形闸门预应力闸墩颈部进行抗裂验算。

现将应力修正法简介如下。

1 弧门推力作用下的应力修正系数 ξ 计算。

在双侧弧门推力作用下，颈部为轴向受拉构件，承受轴向力拉力为 $2F$ ，不考虑应力集中的影响，可直接求出颈部截面的名义法向拉应力 σ_t ：

$$\sigma_t = \frac{2F}{Bb} \quad (46)$$

式中：

F ——单侧弧门推力；

b ——锚块宽度；

B ——预应力闸墩厚度。

在单侧弧门推力作用下，颈部为偏心受拉构件，承受轴向拉力 F 及弯矩 M ，弯矩 M 可按下式计算：

$$M = F(a + B/2) \quad (47)$$

式中：

a ——弧门推力至预应力闸墩边缘的距离。

预应力闸墩在弧门推力作用一侧的名义法向拉应力，可用下式求出：

$$\sigma_t = \frac{F}{Bb} + \frac{M}{W} \quad (48)$$

式中：

W ——颈部截面弹性抵抗矩， $W = bB^2/6$ 。

将 M 及 W 代入式 (48) 可得：

$$\sigma_t = \frac{F}{Bb} \left(4 + \frac{6a}{B} \right) \quad (49)$$

设 σ_{ck} 为弧门推力作用下按有限元法求得的颈部受拉区边缘的法向拉应力，若令：

$$\xi = \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_t} \quad (50)$$

则 ξ 称为弧门推力作用下的应力修正系数。

在确定弧门推力作用下的应力修正系数 ξ 时，分别考虑了两种计算工况，工况 1 为单侧弧门推力作用情况；工况 2 为双侧弧门推力作用情况。

1) 计算条件：

- 闸墩的厚度 B 取值为：3.5m、4m、5m、6m；锚块高度 h 取值为：4m、5m、6m、6.5m。
- 支铰底板尺寸 1800mm×2000mm，合力作用点至闸墩边缘距离 a 为 1000mm。
- 单侧弧门推力 F 为 20000kN，未考虑闸墩自重的影响。

2) 应力修正系数 ξ ：

有限元计算结果表明，在弧门推力作用下，闸墩颈部受拉区边缘混凝土法向拉应力存在明显的应力集中现象，若以该处的法向拉应力作为设计控制标准，显然难以满足抗裂设计的要求，同时也不尽合理。故本标准建议以颈部受拉区边缘至最外侧主锚束孔中心之间的混凝土法向拉应力的平均值作为控制标准。按照这样的控制标准进行设计，既可基本保证预应力锚束处不开裂，同时也不至于大量增加预应力锚束的用量。

若以颈部受拉区边缘至最外侧主锚束孔中心之间的混凝土法向拉应力的平均值作为 σ_{ck} ，则单侧弧门推力和双侧弧门推力作

用下的应力修正系数 ξ 分别见表 14 及表 15。

表 14 单侧弧门推力作用下的应力修正系数 ξ 计算表
(锚束与边缘的平均值)

闸墩厚度 B mm	锚块高度 h mm											
	4000			5000			6000			6500		
	σ_a	σ_i	ξ	σ_a	σ_i	ξ	σ_a	σ_i	ξ	σ_a	σ_i	ξ
3500	6.91	7.47	0.93	5.95	6.86	0.87	5.91	6.86	0.86	6.05	7.47	0.81
4000	5.73	6.28	0.91	5.10	5.77	0.88	4.77	5.29	0.90	5.04	5.77	0.87
5000	5.10	4.73	1.08	4.48	4.34	1.03	4.18	3.99	1.05	4.38	4.34	1.01
6000	4.75	3.78	1.26	4.20	3.47	1.21	3.80	3.19	1.19			

注：颈部拉应力的方向与弧门推力的作用方向相同。

表 15 双侧弧门推力作用下的应力修正系数 ξ 计算表
(锚束与边缘的平均值)

闸墩厚度 B mm	锚块高度 h mm											
	4000			5000			6000			6500		
	σ_a	σ_i	ξ	σ_a	σ_i	ξ	σ_a	σ_i	ξ	σ_a	σ_i	ξ
3500	4.09	2.54	1.61	3.43	2.33	1.47	3.35	2.33	1.44	3.36	2.54	1.32
4000	3.59	2.22	1.62	3.07	2.04	1.50	2.84	1.87	1.52	2.95	2.04	1.45
5000	3.58	1.78	2.01	2.83	1.63	1.74	2.71	1.50	1.81	2.79	1.63	1.71
6000	3.64	1.48	2.46	2.96	1.36	2.18	2.65	1.25	2.12			

注：颈部拉应力的方向与弧门推力的作用方向相同。

由表 14 和表 15 的计算结果，经适当的归并与取整后，即得本标准弧门推力作用下的应力修正系数：

- 单侧弧门推力作用下，闸墩厚度不大于 4000mm 时， ξ 可取为 0.90；闸墩厚度为 5000mm 时， ξ 可取为 1.05；闸墩厚度不小于 6000mm 时， ξ 可取为 1.20。闸墩厚度 B 分别在 4000mm~5000mm 及 5000mm~6000mm 之间

时, ξ 可按线性内插值方法确定。

——双侧弧门推力作用下, 闸墩厚度不大于 4000mm 时, ξ 可取为 1.50; 闸墩厚度为 5000mm 时, ξ 可取为 1.80; 闸墩厚度不小于 6000mm 时, ξ 可取为 2.20。闸墩厚度 B 分别在 4000mm~5000mm 及 5000mm~6000mm 时, ξ 可按线性内插值方法确定。

2 预应力作用下的应力修正系数 ζ 计算。

当闸墩(中墩)两侧采用对称布置主锚束时, 可按轴心受压公式求得其在颈部截面混凝土中产生的名义法向预压应力 σ_p :

$$\sigma_p = \frac{2P}{Bb} \quad (51)$$

式中:

P ——闸墩一侧扣除全部预应力损失后的预加力。

当闸墩(边墩)两侧采用非对称布置主锚束时, 推力侧颈部截面受拉区边缘混凝土的名义法向预压应力 σ_p 可按下式近似计算:

$$\sigma_p = \frac{(1+\beta)P}{A} + \frac{P \left[(1-\beta) \frac{B}{2} - a_p + \beta a'_p \right]}{W} \quad (52)$$

式中:

P ——闸墩一侧扣除全部预应力损失后的预加力; 非对称布置主锚束时, 取推力侧扣除全部预应力损失后的预加力;

β ——非推力侧预应力平衡系数, 为非推力侧预应力主锚束预拉力之和与推力侧预应力主锚束预拉力之和的比值, $0 \leq \beta < 1$;

a_p ——推力侧预应力主锚束合力作用点至闸墩外边缘的距离;

a'_p ——非推力侧预应力主锚束合力作用点至闸墩外边缘的距离;

A ——截面面积, $A=Bb$;

W ——截面抵抗矩, 近似取 $bB^2/6$ 。

设 σ_{pc} 为预应力作用下按有限元法求得的颈部截面边缘混凝土

土的法向预压应力，同样可令：

$$\zeta = \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_p} \quad (53)$$

则 ζ 称为预应力作用下的应力修正系数。

本标准是以颈部受拉区边缘至最外侧主锚束孔中心之间的混凝土法向预压应力的平均值作为 σ_{pc} 。

1) 计算条件：

① 对于闸墩（中墩）两侧采用对称布置主锚束的情况，确定预应力作用下的应力修正系数 ζ 时，分别考虑了两种计算工况，工况 1 为预应力主锚束单独作用；工况 2 为预应力主锚束与次锚束共同作用。计算条件如下：

——闸墩的厚度 B 取值为：3.5m、4m、5m、6m；锚块高度 h 取值为：4m、5m、6m、6.5m。

——预应力主锚束布置为：闸墩厚度为 3.5m~4.0m 时，每边布置 2 排，每排 5 层，锚束与锚束之间的夹角约为 4° 左右；闸墩厚度为 5.0m~6.0m 时，每边布置 3 排，每排 5 层，锚束与锚束之间的夹角也约为 4° 左右。最外边第 1 排锚束与闸墩边缘的距离为 500mm，锚束与锚束之间的距离均为 500mm，单束锚束的永存预拉力为 3870kN。

——预应力次锚束为 3 排，每排 4 束，第 1 排至弧形闸门支承面的距离为 650mm~750mm，单束锚束的永存预拉力为 2260kN。

② 对于闸墩（边墩）两侧采用非对称布置主锚束的情况，确定预应力作用下的应力修正系数 ζ 时，也分别考虑了两种计算工况，工况 1 为预应力主锚束单独作用；工况 2 为预应力主锚束与次锚束共同作用。计算条件如下：

——闸墩的厚度 B 取值为：3.5m、4m、5m、6m；锚块高度 h 取值为：4m、5m、6m、6.5m。

——推力侧预应力主锚束布置为：闸墩厚度为 3.5m~4.0m

时, 布置 2 排, 每排 5 层, 锚束与锚束之间的夹角约为 4° 左右; 闸墩厚度为 5.0m~6.0m 时, 布置 3 排, 每排 5 束, 锚束与锚束之间的夹角也约为 4° 左右。最外侧一排锚束至闸墩边缘的距离为 500mm, 相邻两排锚束之间的距离均为 500mm, 单束锚束的永存预拉力为 3870kN。非推力侧预应力主锚束为单排布置, 锚束数量分别为 0、2、3、4、5 束, 锚束至闸墩边缘的距离均为 500mm。单束锚束的永存预拉力为 3870kN。

——预应力次锚束为 3 排, 每排 4 束, 第 1 排至弧形闸门支承面的距离为 650mm~750mm, 单束锚束的永存预拉力为 2260kN。

2) 应力修正系数 ζ :

预应力主锚束单独作用下, 闸墩(中墩)预应力主锚束对称布置和闸墩(边墩)预应力主锚束非对称布置时, 应力修正系数 ζ 的计算结果分别见表 16 和表 17~表 19; 预应力主锚束与次锚束共同作用下, 闸墩(中墩)预应力主锚束对称布置和闸墩(边墩)预应力主锚束非对称布置时, 应力修正系数 ζ 的计算结果分别见表 20 和表 17~表 19。

表 16 主锚束对称布置预应力主锚束作用下的 ζ 值计算表
(锚束与边缘的平均值)

闸墩厚度 B mm		锚块高度 h mm											
		4000			5000			6000			6500		
		σ_{pc}	σ_p	ζ	σ_{pc}	σ_p	ζ	σ_{pc}	σ_p	ζ	σ_{pc}	σ_p	ζ
每边 2 排锚束	3500	4.32	4.87	0.89	4.02	4.48	0.90	4.12	4.48	0.92	4.45	4.87	0.91
	4000	3.78	4.27	0.89	3.45	3.92	0.88	3.27	3.60	0.91	3.62	3.92	0.92
每边 3 排锚束	5000	4.60	5.12	0.90	4.19	4.70	0.89	4.00	4.32	0.93	4.45	4.70	0.95
	6000	4.25	4.27	1.00	3.73	3.92	0.95	3.49	3.60	0.97			

注: 表中为压应力, 应力的方向与弧门推力的作用方向相反。

表 17 闸墩厚 4.0m 预应力主锚束非对称布置时
预应力作用下的应力修正系数 ζ

闸墩高度 h mm	应力部位	推力侧				
	非推力侧主锚束数	0	2	3	4	5
	β	0.00	0.20	0.30	0.40	0.50
4000	主锚束	0.77	0.80	0.81	0.82	0.83
	主、次锚束	0.80	0.82	0.83	0.85	0.87
5000	主锚束	0.76	0.79	0.80	0.81	0.82
	主、次锚束	0.79	0.81	0.83	0.84	0.86
6000	主锚束	0.78	0.80	0.81	0.83	0.84
	主、次锚束	0.81	0.84	0.85	0.87	0.88
6500	主锚束	0.78	0.81	0.82	0.83	0.85
	主、次锚束	0.81	0.84	0.85	0.87	0.89

表 18 闸墩厚为 5.0m 主锚束非对称布置时
预应力作用下的应力修正系数 ζ

锚块高度 h mm	应力部位	推力侧				
	非推力侧主锚束数	0	2	3	4	5
	β	0.00	0.20	0.30	0.40	0.50
4000	主锚束	0.77	0.80	0.81	0.82	0.83
	主、次锚束	0.80	0.82	0.83	0.85	0.87
5000	主锚束	0.76	0.79	0.80	0.81	0.82
	主、次锚束	0.79	0.81	0.83	0.84	0.86
6000	主锚束	0.78	0.80	0.81	0.83	0.84
	主、次锚束	0.81	0.84	0.85	0.87	0.88
6500	主锚束	0.78	0.81	0.82	0.83	0.85
	主、次锚束	0.81	0.84	0.85	0.87	0.89

表 19 闸墩厚 6.0m 预应力主锚束非对称布置时
预应力作用下的应力修正系数

闸墩高度 h mm	应力部位	推力侧					
	非推力侧主锚束数	0	2	3	4	内插值	5
	β	0	0.133	0.2	0.267	0.3	0.333
4000	主锚束	0.86	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92
	主、次锚束	0.88	0.90	0.91	0.93	0.93	0.94
5000	主锚束	0.85	0.86	0.87	0.88	0.88	0.89
	主、次锚束	0.87	0.89	0.90	0.91	0.92	0.92
6000	主锚束	0.87	0.88	0.89	0.90	0.90	0.90
	主、次锚束	0.90	0.92	0.93	0.94	0.94	0.95

表 20 预应力主锚束与次锚束共同作用下的 ζ 值计算表
(锚束与边缘的平均值)

闸墩厚度 B mm		锚块高度 h mm											
		4000			5000			6000			6500		
		σ_{pc}	σ_p	ζ	σ_{pc}	σ_p	ζ	σ_{pc}	σ_p	ζ	σ_{pc}	σ_p	ζ
每边 2 排锚束	3500	4.49	4.87	0.92	4.17	4.48	0.93	4.29	4.48	0.96	4.64	4.87	0.95
	4000	3.94	4.27	0.92	3.61	3.92	0.92	3.44	3.60	0.96	3.79	3.92	0.97
每边 3 排锚束	5000	4.75	5.12	0.93	4.36	4.70	0.93	4.19	4.32	0.97	4.67	4.70	0.99
	6000	4.38	4.27	1.03	3.9	3.92	0.99	3.69	3.60				

注：表中为压应力，应力的方向与弧门推力的作用方向相反。

由表 16 和表 20 的计算结果，经适当的归并与取整后，即得本标准闸墩（中墩）预应力主锚束对称布置预应力作用下应力修正系数 ζ 的取值：

闸墩厚度不大于 4000mm 时， ζ 可取为 0.90；闸墩厚度为 5000mm 时， ζ 可取为 0.95；闸墩厚度不小于 6000mm 时， ζ 可

取为 1.00。闸墩厚度 B 分别在 4000mm~5000mm 及 5000mm~6000mm 之间时, ζ 可按线性内插值方法确定。

由表 17~19 的计算结果, 经适当的归并与取整后, 即得本标准闸墩(边墩)两侧采用非对称布置主锚束预应力作用下的应力修正系数 ζ 的取值:

- $\beta=0.3$ 时, 闸墩厚度不大于 4000mm 时, 推力侧 ζ 可取为 0.80; 闸墩厚度为 5000mm 时, 推力侧 ζ 可取为 0.85; 闸墩厚度不小于 6000mm 时, 推力侧 ζ 可取为 0.90。
- $\beta=0.2$ 时, 闸墩厚度不大于 4000mm 时, 推力侧 ζ 可取为 0.80; 闸墩厚度为 5000mm 时, 推力侧 ζ 可取为 0.80; 闸墩厚度不小于 6000mm 时, 推力侧 ζ 可取为 0.85。
- 闸墩厚度 B 分别在 4000mm~5000mm 及 5000mm~6000mm 之间时, 推力侧 ζ 可按插值方法确定; β 在 0.2~0.3 之间时, ζ 可按线性内插值方法确定。

计算与试验表明: 在双侧弧门推力作用下闸墩颈部呈轴心受拉应力状态; 在单侧弧门推力作用下呈大偏心受拉应力状态。而后者颈部受拉区边缘的最大拉应力为前者的 1.5 倍左右。故单侧弧门推力作用是颈部最不利工况。另外, 有限元分析结果表明: 闸墩(边墩)两侧采用非对称布置主锚束时, 非推力侧预应力平衡系数 β 大于或等于 0.2 时, 非推力侧在预应力作用下处于受压状态, 非推力侧闸墩颈部截面可不进行抗裂验算。非推力侧配置预应力筋的目的是为了避免预压区(推力侧)施加预应力时, 非推力侧混凝土的拉应力过大而产生裂缝, 因此, 非推力侧预应力平衡系数 β 取大于或等于 0.2 即可。同时建议非推力侧预应力平衡系数 β 以不大于 0.3 为宜。

13.11.4 根据闸墩的受力工况, 闸墩颈部的正截面受拉承载力计算, 可分为单侧弧门推力作用情况和双侧弧门推力同时作用情况。单侧弧门推力作用情况, 弧门推力作用于颈部截面之外, 属于大偏心受拉情况; 双侧弧门推力作用情况则为轴心受拉情况。本标

准闸墩颈部的正截面受拉承载力计算公式，是参考原标准与 GB 50010—2002 等国内外混凝土结构设计规范的有关规定给出的。

计算与试验表明：单侧推力作用是颈部最不利工况。但在水利枢纽实际运行中，预应力闸墩（中墩）在绝大部分时间内都是处于双侧推力作用，单侧推力仅在部分闸孔开启时出现。在大偏心受拉时的承载力计算中，由于受压区已布置了预应力锚束，对其承载力产生了不利影响（使其承载力降低）。因此，当受拉区的预应力锚束已能使颈部满足裂缝控制要求时，则按正截面受拉承载力计算所需的其余受拉钢筋，宜采用非预应力钢筋，即采用预应力筋和非预应力筋的混合配筋方案。配置非预应力筋有利于控制裂缝发展，结构延性性能好，对于结构抗震有利，还能节约部分预应力筋。除按承载力和裂缝控制要求的配筋外，还要考虑温度、收缩变形及闸门振动荷载等因素的影响，尚需配置一定数量的构造钢筋。

13.11.5 试验结果与有限元分析表明，即使是双侧弧门推力同时作用，拉应力沿闸墩厚度方向的分布也是不均匀的，靠闸墩两边大中间小，呈马鞍形分布。因此，设计时应将预应力主锚束对称布置在颈部两侧边缘，使其预压应力更有效地抵消弧门推力在闸墩颈部侧面产生的拉应力，以提高预压应力的效果。

为了使预应力有效地扩散到闸墩体内，满足预应力锚固区的设计要求，一般情况下，预应力锚束在闸墩立面上应按辐射状布置。但是为了提高锚束的预应力效率，有利于锚块承压面施工，在满足锚固区布置要求的前提下，宜尽量减小其辐射扩散角度。根据实际情况调查和试验分析，锚束的扇形最大辐射角或总扩散角不宜大于 20° 。从弧门推力作用下闸墩颈部的应力图形可见，两侧的应力大，中间的应力小，因此预应力锚束布置时，应放在应力大的区域，以有效地抵消由弧门推力作用所产生的拉应力。

沿弧门推力相反方向的应力衰减速率，单推情况最快，双推情况次之，预应力最慢。沿弧门推力相反方向的应力衰减与闸墩

厚度有关,图3为多个预应力闸墩表面应力衰减的规律,其中 B 为闸墩厚度(m), L 为锚束自颈部向闸墩体内延伸的距离(m)。从图中可见其明显的带状分布规律性。当闸墩颈部的应力值为 $2\text{MPa}\sim 7\text{MPa}$ 时, BL 的取值范围为 $30\text{m}^2\sim 80\text{m}^2$,其应力值已降至 0.5MPa 以下。若闸墩厚度为 5.5m ,颈部截面正应力为 7MPa ,主锚束向闸墩体内延伸 15m 即可。这个界限对于弧门支承结构的设计极为重要,因为其直接决定着主锚束的布置和延伸范围。

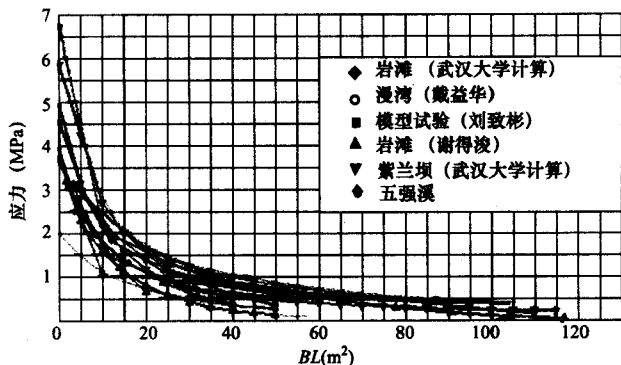


图3 闸墩表面正应力沿弧门推力相反方向的衰减规律

为了方便计算,本标准推荐了一个与闸墩颈部最大应力相关联的锚束伸入闸墩体内的最小长度的计算公式。

1 由图3可见“颈部应力— BL 曲线”呈明显的带状分布规律性。根据实际工程锚束长度的统计分析,并参考图3,当闸墩颈部的应力值为 $2\text{MPa}\sim 7\text{MPa}$ 时, BL 值的范围约为 $30\text{m}^2\sim 80\text{m}^2$,并假定应力衰减曲线是近似平行曲线族。

2 考虑各种因素的影响,应保证主锚束伸入闸墩体内的最小长度大于或等于 10m 。

建立式(13.11.5)时,考虑了以上两方面的因素。

闸墩仿真模型试验的结果表明,当距离为3倍锚块高度 h 时,应力已衰减 85% 以上,因而对锚固区的影响已变得较小了,故规

定闸墩体内锚固区的锚孔与锚块（弧门支承体）的最小距离不宜小于锚块高度 h （颈部至锚块端部承压面距离）的 3 倍。

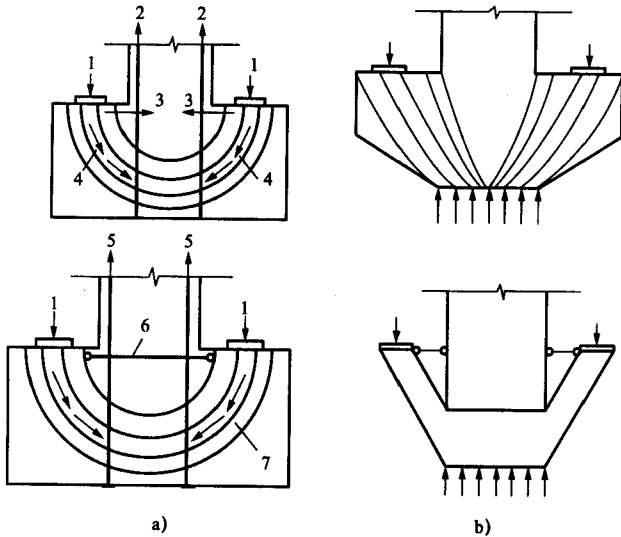
按照有限元计算和试验分析的结果，当同排孔净距离大于锚孔直径时，可消除相互的不利影响。为了避免锚固区受力过于集中而造成整体破坏，设计时要综合考虑钢筋布置和施工要求等因素，将同排孔的净距和前后两排孔的净距定为不宜小于 2 倍锚孔直径。

13.11.6 在大吨位锚束的集中压力作用下，锚块将产生很大的局部应力和横向（与主锚束作用线垂直方向）拉应力。由于影响锚固区受力状态的因素较多，其应力分布非常复杂。预应力锚束锚固区的局部受压承载力计算，现行有关规范所提供的方法也不完全一致。但从工程实践经验来看，锚块锚固区的局部受压承载力计算，参照国内现行有关规范的方法进行设计还是可行的，即可按本标准 9.8.1 与 9.8.2 的要求进行计算。

锚块既要承受主锚束的巨大压力，又要承受弧门的巨大推力，其受力状态非常复杂。作用在锚块上的弧门推力，主要通过颈部预应力主锚束和非预应力钢筋的悬吊作用间接传至闸墩体。根据专题组弧门钢筋混凝土闸墩和预应力混凝土闸墩仿真模型试验的研究成果，随着闸墩颈部裂缝、锚块垂直裂缝和斜裂缝的出现与开展，逐渐形成以闸墩颈部拉筋（预应力主锚束和非预应力钢筋）为吊筋，锚块水平钢筋（预应力水平次锚束和非预应力钢筋）为拉杆，以及锚块斜向混凝土为压杆（拱）所组成的“悬吊拉杆拱”受力模型。

锚块与柱上牛腿受力性能的差别为：作用在锚块上的弧门推力，是通过闸墩颈部钢筋（预应力主锚束和非预应力钢筋）的悬吊作用间接传至混凝土闸墩体 [见图 4 (a)]；而作用在柱上牛腿的荷载是通过牛腿斜向混凝土支撑（斜压杆）直接传至柱中 [见图 4 (b)]。正是由于锚块与柱上牛腿的受力边界条件不同，两者之间的受力性能必然有差异。因此，锚块的受力性能可以用以闸

墩颈部拉筋为吊筋，锚块水平钢筋为拉杆，以及锚块斜向混凝土为压杆（拱）所组成的“悬吊拉杆拱”的受力模型来模拟 [见图 4 (a)]；而牛腿的受力性能类似于以水平纵向钢筋为拉杆和斜向混凝土为压杆所组成的三角形桁架受力模型 [见图 4 (b)]。



a) 闸墩锚块的“悬吊拉杆拱”受力模型；b) 柱上牛腿的“三角形桁架”受力模型

1—弧门推力；2—吊筋拉力；3—拉杆拉力；4—斜压杆压应力；

5—吊筋；6—拉杆；7—斜压杆

图 4 闸墩锚块受力模型与柱上牛腿受力模型

试验结果表明，虽然两者在受力性能方面有相似之处，但由于受力边界条件不同，破坏形态有差异，以及内力臂系数大小不同等特点，使锚块的极限承载力较相同尺寸配筋的柱上牛腿要低 10%~20%。这是在锚块设计中应该加以注意的一个问题。

锚块承载力的计算方法，是根据专题组提出的闸墩锚块的“悬吊拉杆拱”受力模型和国内柱上独立牛腿的有关研究成果得出的。在弧门推力作用下，锚块可能发生正截面或斜截面两种破坏形态。因此，应分别对闸墩“悬吊拉杆拱”受力模型中的拉杆和斜压杆

(拱)的承载力进行计算。根据悬吊拉杆拱受力模型,由平衡条件可以得到式(13.11.6-2)。

预应力闸墩专题组的研究成果和国内关于柱上牛腿的斜裂缝控制条件与斜截面受剪承载力计算公式的研究成果均表明,在锚块或牛腿设计中,只要能满足斜裂缝控制条件的要求,就能满足斜截面受剪承载力的要求。因此,当锚块截面尺寸符合式(13.11.2)的斜裂缝控制要求时,就可以不再进行锚块的斜截面受剪承载力计算,但应按构造要求设置水平箍筋和预应力水平次锚束。

13.11.7 主锚束在上游闸墩体内的锚固位置,除了要考虑使上游拉应力有效地扩散,满足设计规定外,尚需考虑预应力锚固区与非预应力区的交界部位。在弧门推力作用下,可能沿此区段发生贯穿性裂缝而引起闸墩整体破坏。在仿真模型试验中发现,当锚固区范围内出现裂缝后,如果得不到有效控制,会危及锚固区以外的闸墩体,造成闸墩整体破坏。因此确定锚束上游端锚固区位置时,应对锚孔顶、底部(或侧边)的预应力锚固区与非预应力区的交界处进行局部受拉承载力计算,确保闸墩的整体安全,荷载可取单个锚孔预应力张拉力的设计值。

根据有限元计算和试验分析结果,锚孔前上、下角和上、下侧的拉应力范围约为锚孔半径,因此,受拉钢筋应布置于该范围内。承载力的计算方法有两种,第一种是按有限元法计算,用应力图形配筋,所用的拉应力区应力为孔前与锚固力成 45° 左右斜线起点处的最大拉应力区;第二种是按式(13.11.7)计算。后者计算简单,偏于安全。

13.12 钢筋混凝土蜗壳

13.12.1 根据我国水电站实践的经验,对钢筋混凝土蜗壳适用范围的认识已逐渐加深,例如盐锅峡、石泉、柘林、大化等水电站钢筋混凝土蜗壳的最大水头均在40m左右,国内已建水电站钢筋混凝土蜗壳统计资料表明,最大水头在30m以上的钢筋混凝土蜗

壳大都采取了防渗措施。

前苏联 1970 年的水电站设计规范中规定，钢筋混凝土蜗壳的设计水头最高可达 80m，设计水头 50m~80m 时采用金属护面。

美国陆军工程师团 1963 年编制的《水电站厂房建筑物的规划和设计》规定：“低水头水电厂蜗壳可以是不衬砌的混凝土蜗壳，但对于蜗壳顶板应考虑设置底部排水系统，拦截向上部水轮机室的漏水；全部蜗壳的所有竖直施工缝都应设置止水片。”

印度标准 IS: 7418—1974《蜗壳的设计准则》规定：混凝土蜗壳适用于 40m 以下水头，有薄钢板衬砌（钢板不分担内水压力）的混凝土蜗壳可用于水头高达 75m 的电站，综上所述，本标准提出当最高水头大于 40m 宜采用金属蜗壳，使留有适当余地。

13.12.2~13.12.3 平面框架计算蜗壳顶板与侧墙内力结果表明，顶板与侧墙厚度对蜗壳顶板和侧墙内力计算有一定的影响，因此，用平面框架计算蜗壳顶板与侧墙内力，当顶板与侧墙厚度较大时，要考虑顶板与侧墙节点刚性和剪切变形的影响。近年来，大型有限元软件在 PC 机上已广泛应用，因此，可用三维有限元分析大型蜗壳结构应力和变形。

用平面框架分析得出的顶板和侧墙内力时，按第 9 章的有关要求进行承载能力计算，按 10.2 节要求进行裂缝宽度控制验算，最大裂缝宽度不应超过表 5.3.2 规定的限值。用弹性三维有限元计算蜗壳结构应力时，可按照附录 D 的有关规定进行配筋计算，按 10.3.2 进行裂缝宽度控制验算。

13.12.6 钢筋混凝土蜗壳直接承受内水压力，蜗壳裂缝开展不仅影响结构耐久性，而且一旦渗漏将影响厂内环境，因此本标准建议可通过采用增大截面面积、改变材料抗裂特性（混凝土中掺入纤维等）、在蜗壳内壁增设防渗层等结构措施或构造措施来满足蜗壳的裂缝控制要求，具体措施应根据技术经济比较选用。可以通过合理的分层分块、设封闭块、预留宽槽等措施减小施工期的温度应力。

13.12.7 接力器坑、进人孔等孔洞部位可能会出现应力集中，因

此需进行局部极限承载力验算，并配置加强钢筋。座环是蜗壳主要传力部件，蜗壳上部混凝土重量通过上环传递到下部基础，因此对于该部位需进行局部承压验算，并应配置承压钢筋，以提高构件承压能力；对于混凝土蜗壳，其上环部位在内水压力作用可能出现拉力，还需增加蜗壳混凝土与座环的连接措施，如配置连接钢筋等。

13.13 钢筋混凝土尾水管

13.13.1 尾水管结构是复杂的空间问题。垂直水流方向的强度简化为分区切取平面框架进行设计，一般可以满足设计的精确度。但是计算时应注意正确确定上部结构下传的荷载，应考虑空间的传递作用，并要考虑顶板与侧墙节点刚性和剪切变形的影响。对大型尾水管结构，可用弹性三维有限元分析。

河床式厂房、厂坝整体连接的坝后式厂房、溢流式厂房及高尾水位的厂房上（下）游的水推力及竖向荷载要通过尾水管的边、中墩及底板传至地基，故边、中墩及底板顺流方向的应力及竖向切力可能较大，不可以忽视，应根据应力大小配置适量钢筋。

13.13.4 为防止尾水管底板和顶板出现顺水流向的纵向裂缝，需配置一定数量的分布钢筋，参照钢筋混凝土板构造要求及工程设计经验，建议不应小于受力钢筋的30%。尾水管弯管段为变跨度不对称的形状复杂的空间结构，据葛洲坝、青铜峡等工程计算成果，顺水流向应力不容忽视，该方向钢筋数量宜加大，据工程经验，建议不应小于垂直水流向钢筋的75%。

13.13.8 尾水管的薄弱结构主要位于埋管、放空阀、进人孔等孔洞部位，应对这些部位进行局部承载能力极限状态验算，同时配置加强钢筋。

13.14 坝体内孔洞

13.14.1 大坝混凝土抗压强度一般在90d龄期，保证率为80%，

与本标准的 28d 龄期、保证率为 95% 的抗压强度是不同的，若按本标准的规定进行局部构件的承载力计算，局部构件的安全度设置水平将偏低。因此，为了保证大坝混凝土中局部构件承载能力极限状态下的安全度水平能够满足本标准安全度设置水平的要求，坝体内孔洞（廊道、竖井）周边大坝混凝土强度应按 6.1.2 换算。

13.15 平面闸门门槽

13.15.1~13.15.4 近些年来，随着我国国力的提高和经济的发展，兴建的大型水利水电工程越来越多，孔口尺寸越来越大，承受的水头越来越高，闸门门槽的推力也越来越大。根据国内几个大型工程经验，当闸门门槽每延米推力大于 2000kN 时，应对闸门门槽二期混凝土进行局部承压验算和斜截面承载力计算。当计算不满足要求时，可采取提高二期混凝土强度等级或在二期混凝土内配置钢筋、掺加纤维等措施。

14 温度作用设计原则

14.1 一般规定

14.1.1 混凝土结构必须进行温度作用计算的范围仅限定为条文中所列的三种。

次要的结构如一般重力式挡土墙等，只要遵守伸缩缝间距的规定，就可以不进行温度作用计算。

研究分析表明，温度作用对超静定钢筋混凝土结构的裂缝宽度有显著的影响，但与结构最终承载力基本无关。因为裂缝开展较宽时，构件的变形就能满足温度胀缩的要求，温度应力也就基本上松弛消失。对超静定钢筋混凝土结构适当增配温度钢筋的目的主要是为了控制裂缝宽度。因此对于超静定钢筋混凝土结构，当其裂缝宽度的控制要求并不严格时，也可不进行温度作用计算。

具体的水工建筑物是否需要温度作用计算，可遵照有关建筑物的专门设计规范的规定。

应注意，本章所列的条文不适用于混凝土坝及碾压混凝土坝，坝体的温度控制及计算应遵照坝工设计规范的规定。

14.1.4 我国大型工程均有自己的混凝土热学特性试验，对于一般工程设计或大型工程的可行性研究（初步设计），混凝土热学特性指标可参照类似工程取值或参见本标准附录 B 估算。

14.1.5 国内对混凝土湿度（干缩变形）研究还很少，对于水工大体积结构，湿度变形只影响浅层表面，可不予考虑。对于重要结构，参照日本标准，把干缩变形折算为 $10^{\circ}\text{C}\sim 15^{\circ}\text{C}$ 温降。这是相当粗略的，因为温度与湿度的传递速度不同步，但较为实用方便。

如能采取有效措施，使混凝土不致因干缩而产生干缩裂缝，则可不考虑湿度作用。

14.2 大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制

14.2.1 温度场的计算方法不属本标准的内容，所以只列出其一般计算原则。裂缝控制验算属于正常使用极限状态的验算，故温度作用值应取其标准值。

14.2.2 计算温度应力的具体方法不属于本标准的范畴，所以只列出其一般计算原则。

原标准首先根据国内外不同研究者的 17 组试验资料回归得到混凝土徐变计算公式，再由弹性徐变理论推求得到混凝土应力松弛系数，并回归得到应力松弛系数计算公式 (G7)，给出应力松弛系数表格 G5。

由于徐变与混凝土种类、成分密切相关，随着外加剂与粉煤灰的变化，当时的试验资料已陈旧，因而在本标准附录 B 中不再列入原标准的应力松弛系数计算公式 (G7) 和应力松弛系数表格 G5。

不再列入应力松弛系数计算公式 (G7) 和应力松弛系数表格 G5 的另外一个原因是，在水利工程中有限元法已应用非常广泛，在实际工程中一般采用有限元法直接由徐变计算混凝土的徐变温度应力。

14.2.3 本条的抗裂验算式(14.2.3-1)类同于前苏联 СНИП2.06.08/87 规范（以下简称前苏联 87 规范）的抗裂公式 $\sigma(t) \leq \gamma_{cm} \gamma_h \varepsilon_{lim} \psi(t) E_b(t)$ 。该式中的 $\varepsilon_{lim} \psi(t)$ 及 $E_b(t)$ 即本条公式中的 $\varepsilon_t(t)$ 及 $E_c(t)$ 。该式中还包括工作条件系数 γ_{cm} ，它的含义可反映在本标准的设计状况系数 ψ 及结构系数 γ_d 中，按本标准正常使用极限状态验算的规定， ψ 及 γ_d 均可取为 1.0。前苏联公式中还包括了一个考虑截面应变梯度对混凝土受弯时抗拉强度的影响系数 γ_h （即我国规范中的截面抵抗矩塑性系数 γ_m ），考虑到大体积混凝土结构受拉区验算点应变梯度很小，为安全计，取 γ_h 等于 1.0。由此，即可得出本标准式 (14.2.3-1)。

国内外对任意时刻 t 的混凝土弹性模量 $E_c(t)$ 的计算公式有数

十个，不少公式与试验结果的吻合程度均相当好。但有的需要预先知道 t 时刻的混凝土抗压强度 $f_c(t)$ ，有的需要预先知道混凝土塌落度及最大骨料粒径，必须列出这些因素对 $E_c(t)$ 计算的影响系数表格，使用起来不够方便；有的公式还考虑了温度对 $E_c(t)$ 的影响，计算就更复杂。

经与我国 9 座大坝的大体积混凝土的 $E_c(t)$ 试验资料相比，发现 E_c-t 的关系以采用对数曲线（成都勘测设计研究院公式）、指数曲线（唐崇钊公式）及复指数曲线（朱伯芳公式）为最理想。本条就采用了如下的复指数表达形式：

$$E_c(t) = \alpha[1 - \exp(-\gamma t^\beta)]E_{c(28)} \quad (54)$$

采用该式计算时，无需其他资料，比较方便。式中 $E_{c(28)}$ 即混凝土在 28d 龄期时的初始弹性模量，在计算大体积混凝土结构的温度应力时， $E_{c(28)}$ 宜由专门试验确定。当无专门试验时，也可采用本标准表 6.1.6 所列数值。根据国内 20 多个水工建筑物的 36 组 $E_c(28)$ 值的试验资料，经优化拟合，得出上式中的计算系数 α 、 β 及 γ ，见式 (14.2.3-3)。

在此，混凝土容许拉应变 $\varepsilon_t(t)$ 并不是混凝土的极限拉伸值 $\varepsilon_u(t)$ 。这是因为如将式中的 $\varepsilon_t(t)$ 取为极限拉伸值 ε_u ，则相应的 $E_c(t)$ 应该为割线弹性模量 E_{c1} ，而不是初始弹性模量 E_c 。现公式中明确地采用了初始弹模 E_c ，则式中的混凝土拉伸变形不应为极限值 ε_u ，而应为一小于 ε_u 的计算值 ε_t （见图 5）。特别在目前有些

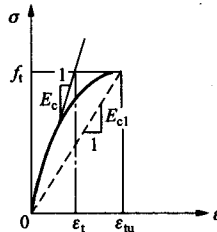


图 5 混凝土拉伸变形计算值

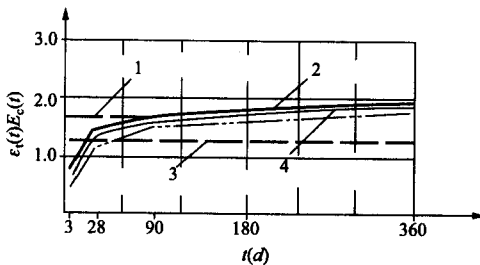
试验机能自动采用等应变加载方式时, 所得出的混凝土拉伸 σ — ε 曲线有很大的下降段, 所测得的 ε_m 将远大于 ε_t 。

ε_t 无法由 ε_m 推求, 我国也没有 ε_t 的试验资料, 因此只能利用 $\varepsilon_t(t)E_c(t) = f_t(t)$ 的原则, 由不同龄期时的混凝土抗压强度 $f_{cu}(t)$ 推算出混凝土抗拉强度 $f_t(t)$, 然后反求出 $\varepsilon_t(t) = f_t(t)/E_c(t)$ 。这就得出本标准条文中 $\varepsilon_t(t)$ 的计算式 (14.2.3-2)。

目前缺乏对温度场及温度应力场的实测资料的统计分析, 由于可靠度理论推算温度作用下的结构系数 γ_d 尚不成熟, 因此本条文中混凝土计算拉伸值的取值还包含了必要的可靠度在内, 其实质为容许拉伸值。

参考前苏联 87 规范将 $\varepsilon_t(28)$ 取为一偏低值, 即本标准的表 14.2.3 中所列数值。

由此计算出的 $\varepsilon_t(t)E_c(t)$ 与前苏联 87 规范的 $\varepsilon_{lim}\psi(t)E_b(t)$ 的上限值相当接近, 如图 14.2.3-2 所示。我国 SL 319—2005《混凝土重力坝设计规范》规定坝体温度应力必须满足条件: $\sigma \leq \varepsilon_{Eh}/K_f$, 对 R₂₈ 200 号混凝土, $\varepsilon = 0.85 \times 10^{-4}$, $E_h = 2.3 \times 10^5$, 安全系数 K_f 规定取为 1.3~1.8。由于 ε 、 E_h 均与时间 t 无关, 故无法与本条中的 $\varepsilon_t(t)$ 、 $E_c(t)$ 对比。当 t 为 28d 时, 本条文的取值正处在 SL 319—2005 中 $K_f=1.3$ 及 $K_f=1.8$ 二直线的中间, 见图 6。



1—SL 319—2005 的 $K_f=1.3$; 2—本标准; 3—SL 319—2005 的 $K_f=1.8$; 4—前苏联 87 规范

图 6 C20 混凝土的 $\varepsilon_t(t)E_c(t)$ 值的对比曲线

本条中 $\varepsilon_t(t)$ 及 $E_c(t)$ 只适用于一般混凝土，不适用于掺粉煤灰的混凝土。

14.2.4 大体积混凝土内配置温度钢筋，不能提高抗裂性，只能控制其裂缝开展宽度。

目前，可行的方法是采用钢筋混凝土有限元方法计算出具体结构在确定配筋量时的裂缝宽度。常用结构的温度配筋的一般原则，由于需进行大量非线性大型程序计算，目前尚无法实现，因此只能由总结工程经验得出。条文中的几点建议是根据我国工程经验并参照美国陆军工程师团的配筋构造指示书的规定确定的。

14.3 考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算

14.3.1 水工建筑物中常用的框架结构，在运用期间的内外温差不会很大。因此在一般情况下的内外温差可不考虑。

当水工建筑物专门设计规范对温度计算有规定时，应遵照专门规范的规定。

14.3.3 关于钢筋混凝土超静定结构考虑温度作用时的设计，目前工程界有如下几种方法：

1 认为混凝土一旦开裂，温度应力就自行松弛，无需另配温度钢筋。

2 对温度应力不作计算，完全按经验适当增配温度钢筋；或者在配筋计算时，适当提高安全系数或降低钢筋强度设计值。

3 将温度作用与其他荷载按常规组合，即不考虑混凝土开裂对温度效应的影响，并按一般方法配筋。

4 进行温度计算，并适当降低构件的刚度，如取为全截面刚度的 0.2~0.4 倍以顾及构件开裂后刚度下降的影响。

5 考虑结构开裂，按非线性分析程序，经逐步迭代，求得外荷载与温度作用共同作用下的最终内力。

上述诸方法中，第 1 种方法根本不考虑温度的影响，就有可能使得裂缝过宽；第 2 种方法缺乏合理的和具体的计算准则；第

3 种方法把温度作用与其他外荷载同等处理, 是不合理的, 因为一旦构件开裂, 温度作用的效应会显著下降(应力自动松弛), 因此这种方法会导致配筋量过多; 第 4 种方法考虑了开裂后刚度降低的影响, 但对刚度的估计较为粗略; 第 5 种方法比较精确, 国外核电站厂房是按此法计算, 但需编制非线性程序, 经反复迭代计算。

钢筋混凝土框架一类结构在计及温度作用时, 必须考虑各杆件因开裂而使实际刚度下降引起的影响, 否则, 将使温度应力估计过高。为此, 本标准首先规定采用能考虑各杆件因开裂而使刚度分段变化的非线性框架分析方法加以计算。此类框架矩阵分析程序目前已较成熟, 其计算结果经与国外试验成果及计算相比, 吻合性良好。

当缺乏此类计算程序时, 也允许采用其他降低构件刚度的近似分析方法, 但刚度降低的部位及降低的幅度应经过论证。

经对承受温度作用的框架的大量计算分析, 得到如下认识:

1 外荷载与温度作用的加载次序先后, 对框架的最终效应没有影响。

2 温度作用对静定结构不产生内力, 但在截面上会发生自成平衡的应力, 且产生较大的位移。

3 温度作用并不是对超静定结构的所有构件和所有截面均发生不利的影晌。

4 温度作用并不影响超静定结构的极限承载能力, 但对裂缝开展宽度甚有影响。

5 增加配筋量, 加大了构件刚度, 从而也使温度内力稍有增加, 但增加配筋量可有效地控制裂缝宽度。

15 钢筋混凝土结构构件抗震设计

15.1 一般规定

15.1.1 结构抗震设计时，有关结构整体的抗震规划、场地土的选择以及地震作用的计算等均应根据 DL 5073 的有关规定进行。本章仅对钢筋混凝土框架梁、框架柱、排架柱等构件的抗震承载力计算以及为满足延性要求的配筋构造作出规定。

15.1.2 GB 50011—2001《建筑抗震设计规范》及 GB 50010—2002《混凝土结构设计规范》对钢筋混凝土结构分四个抗震等级，提出了不同的抗震设防要求。DL 5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》则是根据建筑物等级和相应的地震烈度评价方法划分抗震设防等级的，对于钢筋混凝土构件不再分抗震等级。为简便计，本条按建筑物的设计烈度分别对钢筋混凝土构件提出不同的抗震设防要求。

鉴于近数十年来，有些基本烈度为 6 度的地震区发生了较大的地震，因此，6 度地震区的水工建筑物也必须考虑抗震构造要求及抗震措施。对于设计烈度为 6 度设防的Ⅳ类场地上较高的高耸结构，其地震影响系数有可能高于同一结构在设计烈度为 7 度设防的Ⅱ类场地条件下的地震影响系数，因此要求对这类条件下的高耸结构仍应进行结构抗震验算和构件的抗震承载力计算。为此，在本章各类结构构件的抗震承载力计算规定中考虑了这种情况的需要。

15.1.3 本标准的抗震承载力设计表达式是根据 GB 50199—1994《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》和 DL 5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》给出的。

地震作用惯性力代表值 E_k 由 DL 5073—2000 给出。地震作用

分项系数 γ_E 按 GB 50199—1994 取为 1.0。应注意的是 DL 5073—2000 是以设计烈度的地震影响系数 k_1 计算地震惯性力的，一般情况下，设计烈度就是本地区的基本烈度（中震）。而 GB 50011—2001 是以本地区的众值烈度（小震）的地震影响系数 k_2 计算地震惯性力的，二者的地震作用惯性力相差约 3 倍，例如 7 度地区 $\frac{k_2}{k_1} = \frac{0.08}{0.23} \approx \frac{1}{3}$ 。DL 5073—2000 规定在按动力法计算地震

作用效应时，按弹性体系考虑的地震作用的效应可乘以地震作用效应折减系数 ξ ， ξ 可取为 0.35；在按拟静力法计算地震作用时，计算公式为 $F_i = a_h \xi G_{Ei} \alpha_i / g$ ，式中含有一个地震作用效应折减系数 ξ ， ξ 一般为 0.25，是用来考虑用设计地震系数代表值进行拟静力计算与实际宏观震害的差异，而对计算的结构反应进行折减的系数。所以在按本标准式（15.1.3）计算荷载效应组合值 S 时，由地震作用产生的荷载效应 S_{AK} 在按 DL 5073—2000 计算时，还应包括地震作用的效应折减系数 ξ 在内。而在 GB 50011—2001 中没有这一 ξ 值，三者不能混淆。

15.1.4 研究表明，对于基本烈度为 8 度、9 度地区的大跨度结构和高耸结构，其竖向地震作用产生的轴力在结构上部是不可忽略的，故要求 8 度、9 度区大跨度结构和高耸结构需考虑竖向地震作用。

15.1.5 钢筋级别对结构构件延性有较大影响。HPB235、HPB300、HRB335、HRB400 级钢筋的塑性能较好，因此，规定对于框架及铰接排架一类结构，梁、柱的纵向受力钢筋宜选用 HRB335 级钢筋、HRB400 级钢筋；箍筋宜选用 HPB235、HPB300、HRB335。

当设计烈度为 8 度、9 度设防时，要求纵向受力钢筋的屈服比大于 1.25，其目的是使结构某部位出现塑性铰以后有足够的转动能力；同时，钢筋的屈服强度实测值与钢筋强度标准值的比值不应过大，不然，就难以保证强柱弱梁、强剪弱弯的实现。

抗震设计中希望框架的塑性铰发生在梁内，以免形成柱铰型

的破坏机构。因此在施工时不宜任意地用强度较高的钢筋去代替原设计的钢筋品种，以避免原定在梁内发生的塑性铰不适当地转移到柱内。如必须改用其他品种的钢筋，则应按钢筋的受拉承载力相等的原则，换算不同的钢筋截面面积。

15.1.6 为保证反复荷载下钢筋与混凝土的黏结强度，根据国内外规范，对设计烈度为7度、8度、9度设防的构件，抗震时的锚固长度应适当加长。钢筋接头当采用焊接接头时，一定要保证焊接质量。

15.2 框 架 梁

15.2.1 试验资料表明，低周反复荷载作用下不致降低框架梁的受弯承载力，其正截面受弯承载力可按本标准第9章公式计算。

设计框架梁时，限制混凝土受压区高度的目的是控制塑性铰区纵向受拉钢筋的配筋率不要过大，以保证框架梁有足够的延性。根据国内外的经验，当相对受压区高度控制在0.25~0.35时，梁的位移延性系数可达到3~4。

在确定混凝土受压区高度时，可把截面内的部分受压钢筋计算在内。

15.2.2 设计中应力求做到在地震作用下的框架呈梁铰型延性机构。为减少梁端塑性铰区发生脆性剪切破坏的可能性，对框架梁提出了梁端的斜截面受剪承载力应高于正截面受弯承载力的要求即“强剪弱弯”的设计概念。首先是在剪力设计值的确定中，考虑了梁端弯矩的增大。各抗震等级框架梁剪力设计值的确定，则直接取用梁端考虑地震作用组合的弯矩设计值的平衡剪力值，并乘以不同的增大系数，考虑适当提高可靠度指标，这里增大系数比原标准有所提高。

15.2.3 国内外低周反复荷载作用下钢筋混凝土连续梁和悬臂梁受剪承载力试验表明，低周反复荷载作用使梁端产生交叉斜裂缝，梁的斜截面受剪承载力降低，其主要原因是混凝土剪压区剪切强

度降低,以及斜裂缝间混凝土咬合力及纵向钢筋暗销力的降低。箍筋项承载力降低不明显。为此,仍以截面总受剪承载力试验值的下包线作为计算公式的取值标准,其中将混凝土项取为非抗震情况下混凝土受剪承载力的60%,而箍筋项则不考虑反复荷载作用下的降低。

框架梁受剪时的截面控制条件,是在静力受剪要求的基础上,考虑反复荷载作用的不利影响而确定的。

15.2.4 抗震时的框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率是参照原标准、GB 50010—2002 规范及国外经验规定的。

贯通梁全长需配置一定数量的钢筋是考虑在地震作用和垂直荷载组合下框架梁反弯点位置的可能变化。

梁端箍筋加密区域内,为了有利于梁端塑性铰区的延性要求,纵向受压钢筋和受拉钢筋的面积比 A'_s/A_s 要符合一定比例, A'_s/A_s 的具体限值是参照 GB 50010—2002 规范确定的。

15.2.5 框架梁纵向钢筋在节点范围内的锚固要求,是以本标准 13.4 节和 15.4 节为依据而作出的具体规定。

15.2.6 本条是根据 GB 50010—2002 规范对承受地震作用为主的框架梁沿梁全长的箍筋配筋率的规定给出的,其值是在非抗震设计要求的基础上适当增加。梁端箍筋加密区的配筋要求是参照 GB 50010—2002 规范给出的,其目的是保证框架梁的塑性铰区有足够的受剪承载力,同时加强箍筋对混凝土的约束,以保证框架梁的梁铰机构的实现。

15.3 框 架 柱

15.3.1 考虑地震作用的框架柱,其正截面承载力计算方法与不考虑地震作用的框架柱相同。

15.3.2 框架柱的延性通常比梁的延性小,一旦形成塑性铰,就会产生巨大的层间侧移,因此设计中,对设计烈度为 7 度、8 度及 9 度设防的框架柱,给出了“强柱弱梁”的设计要求,人为地

加大柱的上下端弯矩计算值。考虑到原标准给出的柱弯矩增大措施偏弱，本次修订适度提高了各类抗震等级的柱弯矩增大系数。

15.3.3 为避免或推迟框架结构的底层柱根部出现塑性铰，在设计中对此部位柱的弯矩计算值采用直接乘以增大系数的方法，以增大其正截面承载力，减少柱根破坏程度。

15.3.4 框架柱的设计除应满足“强柱弱梁”的要求以外，还应满足“强剪弱弯”的要求。因此，在确定框架柱的剪力设计值时，与框架梁一样应考虑柱端弯矩的增大。

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

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

15.3.7 试验表明，受压构件的位移延性将随轴压比增大而减小，因此规定了框架柱的轴压比限值。

15.3.8 框架柱纵向钢筋最小配筋率的规定，是参照 GB 50010—2002 及国外规范的规定给出的。

15.3.9 为提高柱端塑性铰区的延性，防止纵向钢筋压屈，对柱上、下端加密区箍筋的最大间距、最小直径及箍筋最小体积配筋率作了规定。

15.4 框架梁柱节点

15.4.1 框架节点只在 9 度设防地区才会严重破坏，一般配箍后可满足抗震要求，因此不再列入节点的受剪承载力计算公式，仅

按原标准和 GB 50010—2002 规范的规定给出了配置箍筋的要求。

15.4.2 本条根据 GB 50010—2002 的规定给出抗震框架节点的配筋构造。

15.4.3 试验表明，在反复荷载作用下，预埋件锚筋的受剪承载力平均降低 20% 左右，因此，考虑地震作用时的预埋件锚筋截面面积应比静力计算增加 25%，并要求在靠近锚板的锚筋根部设置一根直径不小于 10mm 的封闭箍筋，以约束混凝土，提高受剪承载力。

15.5 铰接排架柱

15.5.1~15.5.2 震害表明，单层厂房屋架与柱连接的柱顶处较易损坏，阶形柱的震害往往发生在上柱根部和柱与吊车梁上翼缘连接部位。为避免排架柱在上述区段内产生剪切破坏，并使排架柱在形成塑性铰后有足够的延性，在这些区段的箍筋应加密，按此构造配箍后，铰接排架柱可不进行受剪承载力计算。

15.5.3 震害表明，排架柱头损坏最多的是侧向变形受限制的柱，如靠近副厂房的柱或有横隔墙的柱。由于该柱的侧移刚度大于相邻各柱，该柱实际上承受了比相邻各柱大得多的水平地震剪力，使柱顶产生剪切破坏。试验表明：柱顶预埋钢板的大小和其在柱顶的位置对柱头的水平承载力较敏感，当预埋钢板长度与柱截面高度相等时，其水平受剪承载力大约是柱顶钢垫板为柱截面高度一半时的 1.65 倍，故在条文中规定了柱顶预埋钢板长度和直锚筋的要求。试验还表明，沿水平剪力方向的轴向力偏心距对受剪承载力亦有影响，要求不得大于 $h/4$ 。当 $h/6 \leq e_0 \leq h/4$ 时，一般要求柱头配置四肢箍，并按不同设计烈度规定不同的体积配箍率以满足受剪要求。

15.5.4 不等高厂房支承低跨屋盖的柱牛腿（柱肩梁）亦是震害较重的部位之一，最常见的是支承低跨的牛腿被拉裂。为此可在其顶面钢垫板下设水平锚筋，直接承受并传递水平力。

15.6 桥 跨 结 构

15.6.1 水工建筑物中跨度不大的桥跨结构可只验算其支承结构承受水平地震的承载力及稳定性。水平地震系数可按 DL 5073—2000 规定计算，对于拱式渡槽，拱平面及出拱平面的水平地震效应可参照 JTJ 004—89《公路工程抗震设计规范》中的方法进行。

15.6.2 对于公路桥梁，可只采取一定抗震措施而不进行抗震验算的范围是根据我国公路桥梁工程的实践经验规定的。对于渠系建筑中的小型渡槽，也可参照本条规定处理，但对过流量很大的大、中型渡槽则必须进行专门的抗震设计。

15.6.3 为防止桥梁中简支梁在地震时发生落梁，应采用挡块、螺栓连接和钢夹板连接等，同时，简支梁应伸入墩台一定距离，具体数值是参照港口工程和公路桥梁工程的经验确定的。

15.6.4 在地震作用下，梁与梁之间及梁与边墩之间易产生冲撞，所以在它们之间需填充缓冲材料，以缓和它们之间的冲撞。连续梁桥不会发生落梁破坏，但如每一联只在一个墩上设置固定支座，其余为活动支座，只依靠一个固定支座墩来承受强大的由整个一联上部构造所产生的水平地震荷载，显然在技术上非常困难，在经济上也不合理。因此，应使各个墩来共同承担上部构造所产生的水平地震荷载。

15.6.5 大量震害实例表明，双曲拱等装配组合式拱圈的整体性较差。因此，必须加强双曲拱等装配组合式拱圈的横向联系和各构件之间的连接，以保证主拱圈的横向刚度和整体性。关于双曲拱桥拱肋之间的横向联系，以采用横隔板为宜。

15.6.6 在连拱中，如一孔震塌，墩顶受力失去平衡，很可能引起其余各孔发生链式塌拱现象，酿成更大的灾害。大量震害资料表明：连拱破坏比较严重，特别是墩、台较柔和较高，破坏更严重。因此，本条规定墩台高超过 3m 不应采用双柱式桥墩或排架柱墩，宜采用刚度较大的实体墩，同时又规定：当跨数过多和总

长比较长时，宜设置制动墩，抑制链式反应。

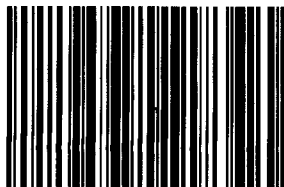
15.6.7~15.6.9 桥跨结构的竖向支承结构可分为框架结构和墩式结构两大类。对于框架结构，其抗震要求同 15.2 节、15.3 节和 15.4 节。

对于墩式结构，按其平面尺寸又可分为柱式墩与墩墙二类，其抗震构造要求不完全相同，现按《美国公路桥梁抗震设计准则（1981.10）》规定，以柱净高与其平面最大尺寸之比不小于 2.5 时作为柱式墩考虑，小于 2.5 时作为墩墙考虑。

高度较大的柱式墩，在强烈地震时柱倾斜和折断的实例很多。造成这类破坏的原因之一是柱的强度和刚度不足，而另一方面，某些采用双排柱的桥墩破坏相对较轻，说明采用双排柱对于提高桥墩的纵向刚度是有效的。因此，规定对于较高的柱式墩，宜根据具体情况适当加大柱直径或采用双排柱，以提高桥墩的纵向刚度。

设置横系梁，主要是为了加强柱式墩的整体性。

15.6.10 U 形桥台、箱形桥台的整体性强，支撑式桥台一般都设有支撑梁或采用浆砌片（块）石满铺河床，从而加强了全桥的整体性。



155083.2272

销售分类建议：规程规范/
水利水电工程/水利水电施工

DL/T 5057—2009
代替 DL/T 5057—1996

中华人民共和国电力行业标准
水工混凝土结构设计规范
DL/T 5057—2009
代替 DL/T 5057—1996

*

中国电力出版社出版、发行
(北京三里河路6号 100044 <http://www.cepp.com.cn>)
北京博图彩色印刷有限公司印刷

*

2009年12月第一版 2009年12月北京第一次印刷
850毫米×1168毫米 32开本 12.375印张 316千字
印数 0001—3000册

*

统一书号 155083·2272

敬告读者

本书封面贴有防伪标签，加热后中心图案消失
本书如有印装质量问题，我社发行部负责退换

版权专有 翻印必究