



T/CECS XXXX-2024

中国工程建设标准化协会标准

风电机组预应力混凝土塔筒与基础结构
设计标准

Design standards for wind turbines prestressed concrete
towers and foundations

XXX 出版社

中国工程建设标准化协会标准

风电机组预应力混凝土塔筒与基础结构
设计标准

Design standards for wind turbines prestressed
concrete towers and foundations

T/CECS XXX-2024

主编单位：重庆大学

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：20XX 年 X 月 X 日

XXX 出版社

20XX 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发<2023 年第二批协会标准制订、修订计划>的通知》(建标协字〔2023〕第 50 号)的要求,编制组经深入调查研究,认真总结实践经验,参考国内外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,制定本标准。

本标准共分 9 章和 2 个附录,主要内容包括:总则、术语和符号、基本规定、整体结构动力性能设计、荷载及荷载效应组合、预应力混凝土塔筒设计、基础结构设计、转接结构设计等。

本标准由中国工程建设标准化协会抗风减灾与风能利用专业委员会归口管理,由重庆大学(地址:重庆市沙坪坝区沙正街 174 号重庆大学 B 区,邮政编码:400045,邮箱:chenyuna@cqu.edu.cn)负责具体技术内容的解释。执行过程中,如有意见或建议,请反馈给解释单位。

主编单位: 重庆大学

参编单位: 中船海装风电有限公司

中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司

中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司

主要起草人:	王宇航	周绪红	杨 琳	任 为	黄小刚
	谭继可	邓 然	白久林	柯 珂	徐 菲
	白涌滔	张晓明	李琦琦	李守振	陈春君
	余 洁	陆国兵	皮正波	赵继之	李 强
	周 扬	张栋梁	付 坤	刘 玮	田伟辉

主要审查人:

目 次

1 总 则	(1)
2 术语和符号.....	(2)
2.1 术 语.....	(2)
2.2 符 号.....	(3)
3 基本规定.....	(5)
3.1 一般要求.....	(5)
3.2 承载能力极限状态计算.....	(5)
3.3 正常使用极限状态计算.....	(7)
4 材 料	(8)
4.1 混凝土.....	(8)
4.2 钢 筋.....	(9)
4.3 预应力筋.....	(10)
4.4 钢 材.....	(11)
4.5 锚 具.....	(11)
4.6 粘接材料.....	(12)
5 整体结构动力性能设计.....	(14)
5.1 整体结构自振频率.....	(14)
5.2 涡激振动.....	(15)
6 荷载及荷载效应组合.....	(17)
6.1 一般规定.....	(17)
6.2 荷载分类.....	(17)
6.3 荷载工况、荷载效应组合及分项系数.....	(18)
6.4 荷载二阶效应.....	(21)
7 预应力混凝土塔筒设计.....	(23)
7.1 一般规定.....	(23)

7.2 预应力设计.....	(23)
7.3 塔筒静强度设计.....	(26)
7.4 接缝承载力验算.....	(29)
7.5 裂缝验算.....	(34)
7.6 疲劳验算.....	(36)
7.7 局部承载力验算.....	(41)
8 基础结构设计.....	(46)
8.1 一般规定.....	(46)
8.2 地基计算.....	(46)
8.3 扩展基础.....	(48)
8.4 群桩基础.....	(51)
9 转接结构设计.....	(63)
9.1 钢筋混凝土转接结构.....	(63)
9.2 纯钢转接结构.....	(63)
9.3 组合转接结构.....	(65)
附录 A 预应力损失计算.....	(71)
附录 B 涡激共振验算.....	(77)
本规程用词说明.....	(81)
附：条文说明.....	(82)

Contents

1 General provisions	(1)
2 Terms and symbols.....	(2)
2.1 Terms.....	(2)
2.2 symbols	(3)
3 General Requirements.....	(5)
3.1 General.....	(5)
3.2 Ultimate Limit States	(5)
3.3 Serviceability Limit States.....	(7)
4 Materials	(8)
4.1 Concrete	(8)
4.2 Steel Reinforcement.....	(9)
4.3 Prestressing tendons.....	(10)
4.4 Steel.....	(11)
4.5 Anchorage for Prestressing Tendon	(11)
4.6 Bonding materials	(12)
5 The Dynamic Performance Design of the Overall Structure	(14)
5.1 The Natural Frequency of The Overall Structure	(14)
5.2 Vortex-induced Vibration	(15)
6 Loads and Action Effect Combinations	(17)
6.1 General.....	(17)
6.2 Loads.....	(17)
6.3 Load Conditions、 Action Effect Combinations and Partial Factors.....	(18)
6.4 Second-order Effects of Loads.....	(21)
7 Design of Prestressed Concrete Towers.....	(23)
7.1 General.....	(23)

7.2 Prestressed Design	(23)
7.3 Static Strength Design of The Tower	(26)
7.4 The Bearing Capacity Design of The Joints	(29)
7.5 Crack Design.....	(34)
7.6 Fatigue Design	(36)
7.7 Local Bearing Capacity Design	(41)
8 Foundation Design	(46)
8.1 General.....	(46)
8.2 Ground Calculations	(46)
8.3 Spread Foundation	(48)
8.4 Group Pile Foundation.....	(51)
9 Adapter Structure Design.....	(63)
9.1 Reinforced Concrete Adapter Structure	(63)
9.2 Steel Adapter Structure	(63)
9.3 Combined Adapter Structure.....	(65)
Appendix A Calculation of Prestress Loss.....	(71)
Appendix B Calculation of Vortex resonance.....	(77)
Explanation of Wording in This Code	(81)
Addition: Explanation of Provisions.....	(82)

1 总 则

1.0.1 为规范陆上风电机组混凝土-钢混合塔筒和基础设计，做到安全适用、技术先进、经济合理、保证质量，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于陆上风电机组混凝土-钢混合塔筒的预应力混凝土塔筒段、基础结构及混凝土塔筒与钢制段的连接（转接结构）设计。

1.0.3 陆上风电机组混凝土-钢混合塔筒及基础结构设计，除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 混凝土-钢混合塔筒 Concrete-steel hybrid tower

由下部预应力混凝土段和上部钢制段组成的用于支撑风电机组的结构。

2.1.2 转接结构 Adapter structure

预应力混凝土段与钢制段的连接结构。

2.1.3 水平接缝 Horizontal seams

预应力混凝土段预制构件之间水平拼接缝。

2.1.4 竖向接缝 Vertical seams

预应力混凝土段预制构件之间竖向拼接缝。

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

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

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

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

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

配置与混凝土之间可保持相对滑动的无粘结预应力筋的后张法预应力混凝土结构。

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

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

2.1.9 体内预应力混凝土结构 Internally prestressed concrete structures

混凝土构件截面内配置预应力筋的结构。

2.1.10 体外预应力混凝土结构 Externally prestressed concrete structures

混凝土构件截面之外配置后张预应力筋的结构。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

f_{ck} 、 f_c ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_t ——轴心抗拉强度标准值、设计值；

$f_{cy,k}$ ——圆柱体抗压强度标准值；

f_{cm} 、 f_{ctm} ——圆柱体抗压强度平均值、抗拉强度平均值；

$f_{cd,fat}$ ——混凝土疲劳强度设计值；

E_c ——混凝土弹性模量；

G_c ——混凝土剪切变形模量；

f_{ptk} ——预应力钢绞线的极限强度标准值；

f_{py} 、 f'_{py} ——预应力钢绞线抗拉强度、抗压强度设计值；

ν ——岩土体泊松比；

$E_{s,dyn}$ ——基础底面土层土壤的动态压缩模量；

α_{Tc} ——混凝土线膨胀系数。

2.2.2 作用和作用效应

S_d ——承载能力极限状态下荷载组合的效应设计值；

R_d ——结构的抗力设计值；

S ——正常使用极限状态荷载标准组合的效应设计值；

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

f_R ——正常运行范围内风轮的最大旋转频率；

$f_{R,m}$ —— m 个叶片的通过频率；

$f_{0,n}$ ——整塔的第 n 阶固有频率；

M_v ——涡激脱落作用引起的塔筒底部疲劳弯矩；

N_v ——涡激脱落作用等效疲劳弯矩循环次数；

M_{at} ——地震作用产生的附加扭矩；

D_{fat} ——结构累计疲劳损伤。

2.2.3 几何参数

R_0 ——基础半径；

L_e ——风轮中心到风轮与机舱重心之间的距离；

A_c ——计算截面净面积；

W_c ——计算截面抵抗矩；

I ——截面惯性矩；

h_0 ——截面的有效高度。

2.2.4 计算系数及其它

γ_0 ——结构重要性系数；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》

GB 50011 的规定取值；

γ_d ——结构安全系数，对抗滑稳定计算取 1.3，抗倾覆计算取 1.6，其它取

1.0；

$\gamma_{c,fat}$ ——混凝土疲劳分项系数；

γ_c ——混凝土分项系数；

$\gamma_{p,unfav}$ 、 $\gamma_{p,fav}$ ——预应力分项系数；

$K_{\phi,dyn}$ ——地基和基础之间的旋转动态刚度。

3 基本规定

3.1 一般要求

3.1.1 风电机组混凝土-钢混合塔筒在规定的设计使用年限内应具有足够的可靠度。结构设计应采用以概率理论为基础、以分项系数表达的极限状态设计方法。

3.1.2 风电机组混凝土-钢混合塔筒混凝土段和基础结构的设计使用年限不应低于风电机组设计使用年限，静力承载力验算应为 50 年，疲劳承载力验算宜与风电机组设计使用年限相同。

3.1.3 风电机组混凝土-钢混合塔筒结构安全等级不应低于二级。

3.1.4 疲劳计算应采用马尔科夫矩阵形式的疲劳荷载，疲劳损伤计算通过线性损伤累积准则进行。

3.1.5 风电机组混凝土-钢混合塔筒一阶固有频率应在风轮主轴转动频率（1P）和风轮扫掠塔筒的通过频率（3P）之间。

3.1.6 塔筒混凝土段的结构设计应计入预应力作用效应，并应考虑二阶效应的影响。

3.1.7 塔筒混凝土段预应力可采用体内预应力和体外预应力两种形式，宜采用后张法进行张拉。当塔筒高度较低时，可采用先张法施工。

3.1.8 对作用力复杂的局部区域，除应符合本标准相关规定外，尚应采用有限元方法进行校核。

3.1.9 预应力混凝土塔筒截面抗震承载力应满足国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140 的有关规定。

3.2 承载能力极限状态计算

3.2.1 混凝土塔筒的承载能力极限状态验算应包括下列内容：

- 1 正截面抗压、抗弯承载力验算。
- 2 斜截面承载力验算。

- 3 接缝承载力验算。
- 4 预应力钢绞线强度验算。
- 5 混凝土、钢筋、钢绞线等疲劳验算。
- 6 局部承载力验算。
- 7 有抗震设防要求时，应进行抗震承载力验算。

3.2.2 地基、基础结构承载能力极限状态验算应包括下列内容：

- 1 基础结构、桩身强度和承载力验算。
- 2 抗倾覆和地基、基础抗滑稳定验算。
- 3 基础结构疲劳验算。
- 4 有抗震设防要求的，应对地基基础进行抗震承载力验算。

3.2.3 承载能力极限状态验算，应采用荷载基本组合和偶然组合的效应设计值，并应符合下列要求：

- 1 不要求抗震设防时，采用

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.2.3-1)$$

- 2 有抗震设防要求时，采用

$$S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.2.3-2)$$

- 3 对基础结构设计，采用

$$\gamma_0 S_d \leq R_d / \gamma_d \quad (3.2.3-3)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，一级取 1.1，二级取 1.0；

S_d ——承载能力极限状态下荷载组合的效应设计值；

R_d ——结构的抗力设计值；

γ_{RE} ——承载能力抗震调整系数，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》

GB 50011 的规定取值；

γ_d ——结构安全系数，对抗滑稳定计算取 1.3，抗倾覆计算取 1.6，其它取

1.0。

3.3 正常使用极限状态计算

3.3.1 混凝土塔筒的正常使用极限状态验算应包括下列内容：

- 1 变形验算。
- 2 裂缝宽度验算。
- 3 最大拉、压应力验算。
- 4 动力特性分析。

3.3.2 基础结构的正常使用极限状态验算应包括下列内容：

- 1 地基承载力验算。
- 2 地基软弱下卧层承载力复核。
- 3 地基基础的沉降和倾斜变形验算。
- 4 基础结构抗裂或限裂验算。

3.3.3 正常使用极限状态验算，应采用荷载标准组合的效应设计值，并应满足下式要求：

$$S \leq C \quad (3.3.3-1)$$

式中：S——正常使用极限状态荷载标准组合的效应设计值；

C——结构达到正常使用要求所规定的变形、应力、裂缝宽度和自振频率等的限值。

4 材 料

4.1 混凝土

4.1.1 混凝土塔筒段的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30。在可靠试验测试下，可使用 C80 以上的高性能混凝土，其质量标准应符合现行国家标准《混凝土强度检验评定标准》GB/T 50107 和《高性能混凝土技术条件》GB/T 41054 的有关规定。

4.1.2 混凝土的强度标准值和设计值应按表 4.1.2 采用。

表 4.1.2 混凝土强度标准值和设计值 (N/mm²)

种类	符号	混凝土强度等级								
		C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
轴心抗压强度标准值	f_{ck}	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
轴心抗拉强度标准值	f_{tk}	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11
圆柱体抗压强度标准值	$f_{cy,k}$	31.9	35.0	40.0	45.0	50.0	53.6	56.9	60.0	65.0
圆柱体抗压强度平均值	f_{cm}	39.9	43.0	48.0	53.0	58.0	61.6	64.9	68.0	73.0
圆柱体抗拉强度平均值	f_{ctm}	3.02	3.2	3.5	3.8	4.1	4.17	4.28	4.4	4.5
轴心抗压强度设计值	f_c	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
轴心抗拉强度设计值	f_t	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

4.1.3 混凝土受压和受拉的弹性模量 E_c 宜按表 4.2.3 采用。混凝土的剪切变形模量 G_c 可按相应弹性模量 E_c 的 40% 进行折减。混凝土泊松比 ν_c 可按 0.2 采用。

表 4.1.3 混凝土的弹性模量 ($\times 10^4$ N/mm²)

混凝土强度等级	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

4.1.4 混凝土热工参数应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

4.1.5 混凝土疲劳强度设计值按下式确定：

$$f_{cd,fat} = 0.85\beta_{cc}(t) \cdot f_{cy,k} \cdot (1 - \frac{f_{cy,k}}{400}) / \gamma_{c,fat} \quad (4.1.5-1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\{s \cdot [1 - (\frac{28}{t})^{0.5}]\} \quad (4.1.5-2)$$

式中， $f_{cd,fat}$ ——混凝土疲劳强度设计值（N/mm²）；

$\beta_{cc}(t)$ ——疲劳荷载开始加载时的混凝土龄期影响系数；

$f_{cy,k}$ ——圆柱体抗压强度标准值（N/mm²）；

$\gamma_{c,fat}$ ——混凝土疲劳分项系数；

s ——水泥强度等级影响系数，按表 4.1.5 取值；

t ——疲劳荷载开始加载时的时间（d）。

表 4.1.5 水泥强度等级影响系数

f_{cm} /MPa	水泥强度等级	s
≤ 60	32.5N	0.38
	32.5R, 42.5N	0.25
	42.5R, 52.5N, 52.5R	0.20
> 60	所有等级	0.20

4.2 钢 筋

4.2.1 塔筒和基础宜采用热轧带肋钢筋，强度等级不低于 HRB400，强度标准值保证率应不小于 95%。

4.2.2 钢筋强度、弹性模量和热工参数需满足《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010）要求。

4.2.3 钢筋的疲劳强度应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，且应按照本标准计算钢筋疲劳总损伤。

4.2.4 混凝土塔筒钢筋的直径不应小于 8mm、不宜大于 14mm，拉结筋的直径不宜小于 6mm。

4.3 预应力筋

4.3.1 预应力筋应采用高强度低松弛钢绞线，其强度标准值、强度设计值、弹性模量和线膨胀系数等应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 和《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

4.3.2 预应力钢绞线在最大力下的总伸长率 δ_{gt} 不应小于 3.5%。

4.3.3 预应力筋疲劳强度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

4.3.4 预应力钢绞线的极限强度标准值 f_{ptk} 应具有不小于 95% 的保证率，并按表 4.3.4 采用。

表 4.3.4 预应力钢绞线极限强度标准值 (N/mm²)

类型	符号	公称直径（mm）	极限强度标准值 f_{ptk} （N/mm ² ）
1×3（三股）	ϕ^{S}	8.6、10.8、12.9	1570
			1860
			1960
1×7（七股）		9.5、12.7、15.2、17.8	1720
			1860
			1960
		21.6	1860

注：采用极限强度标准值为 1960 N/mm² 的钢绞线时，应有可靠的工程经验。

4.3.5 预应力钢绞线的抗拉强度设计值 f_{py} 、抗压强度设计值 f_{py} 和弹性模量 E_s 应按表 4.3.5 采用。

表 4.3.5 预应力钢绞线的强度设计值和弹性模量 (N/mm²)

极限强度标准值 f_{ptk} (N/mm ²)	抗拉强度设计值 f_{py} (N/mm ²)	抗压强度设计值 f_{py} (N/mm ²)	弹性模量 (N/mm ²)
1570	1110	390	1.95×10^5
1720	1220		
1860	1320		
1960	1390		

4.3.6 预应力孔道应符合下列规定：

1 预留孔道的内径宜比预应力束外径大 15mm 或以上，且孔道内径的截面积不宜小于 3 倍钢绞线截面积。

2 预应力混凝土用金属波纹管的性能和质量应符合现行行业标准《预应力混凝土用金属波纹管》JG/T 225 的规定，且钢带厚度宜符合增强型要求。当采用钢管时，管道应具有足够的刚度，且应具有光滑的内壁并可被弯曲成适当的形状而不出现卷曲或被压扁。

4.4 钢 材

4.4.1 钢材采用低合金高强度结构钢，强度不低于 Q355，质量等级不低于 B 级。

4.4.2 钢材的强度及弹性模量按《钢结构设计标准》GB50017 选取，其质量应符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591、《碳素结构钢》GB/T 700 要求。

4.4.3 钢材质量等级的选用应符合下列规定：

- 1** 当工作温度高于 0℃时其质量等级不应低于 B 级；
- 2** 当工作温度不高于 0℃但高于-20℃时，Q235、Q355 钢不应低于 C 级，Q390、Q420 和 Q460 钢不应低于 D 级；
- 3** 当工作温度不高于-20℃时，Q235 钢和 Q355 钢不应低于 D 级，Q390 钢、Q420 钢和 Q460 钢应选用 E 级。

4.5 锚 具

4.5.1 预应力钢绞线的锚具宜采用夹片式锚具，其静载锚固性能、疲劳荷载性能、锚固区传力性能、锚板强度、内缩量、锚口摩阻损失及张拉锚固工艺等应满足现行国家标准《预应力筋锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的规定。

4.5.2 夹片式锚具应具有防松性能，锚具使用环境温度低于-50℃时，锚具的低温锚固性能应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T14370 的有关规定。

4.5.3 后张法预应力混凝土塔筒外露金属锚具应采取可靠的防腐蚀及防火措施，

并应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

4.5.4 锚具应进行疲劳性能检验，需进行的应力循环次数应满足现行国家标准《预应力筋锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的规定。

4.6 粘接材料

4.6.1 采用湿式连接的混塔接缝使用的水泥基灌浆材料宜按表 4.6.1 选择。

表 4.6.1 接缝水泥基灌浆材料选用

灌浆层厚度（mm）	二次灌浆用水泥基灌浆材料类别
5~30	I 类、II 类
20~100	I 类、II 类
80~200	I 类、II 类、III 类
>200	IV 类

4.6.2 高强水泥基灌浆材料性能指标应符合表 4.6.2 的规定

表 4.6.2 高强水泥基灌浆材料性能指标

类别		I 类	II 类	III类	IV 类
最大集料粒径（mm）		≤4.75			>4.75 且≤25
截锥流动度（mm）	初始值	—	≥340	≥290	≥650*
	30min 保留值	—	≥310	≥260	≥550*
流锥流动度（mm）	初始值	≤35	—	—	—
	30min 保留值	≤50	—	—	—
竖向膨胀率（%）	3h	0.1~3.5			
	24h 与 3h 的膨胀值之差	0.02~0.50			
抗压强度（MPa）	1d	≥15	≥20		
	3d	≥30	≥40		
	28d	≥50	≥60		
对钢筋有无锈蚀作用		<0.1			
泌水率（%）		0			

注：*表示塌落扩展度数值。

4.6.3 高强水泥基座浆料性能指标应符合表 4.6.3 的规定。

表 4.6.3 高强水泥基座浆料性能指标

检测项目	性能指标
流动性（mm）	初始 130~200

抗压强度 (MPa)	1d	≥ 35
	3d	≥ 60
	28d	
抗折强度 (MPa)	28d	≥ 11
竖向自由膨胀率 (%)	3h	≥ 0.02
	24h 与 3h 差值	0.02~0.5
氯离子含量 (%)		≤ 0.03
泌水率 (%)		0

4.6.4 环氧树脂高强座浆料性能指标应符合表 4.6.4 的规定

表 4.6.4 环氧树脂高强座浆料性能指标

检查项目	性能指标
流挂性	9.5mm 厚时流淌
厚度 (mm)	≤ 30
体积变化	固化后无收缩
抗压强度 (MPa)	不低于设计要求
剪切强度 (MPa)	≥ 15

5 整体结构动力性能设计

5.1 整体结构自振频率

5.1.1 塔筒安全运行的频率范围由风电机组参数确定，整塔固有频率的计算应在设计初始阶段确定。在叶尖间隙允许的情况下，宜通过改变混塔占整塔的比例来调整结构固有频率。

5.1.2 整塔的频率计算可简化为多质点悬臂体系，可沿塔高每 5m~10m 设一质点，且每座塔质点总数不宜少于 8 个。在频率范围要求严格时，应采用有限元分析方法进行验证，并符合本标准第 5.1.4 条的要求。

5.1.3 塔筒固有频率应符合下列规定：

1 结构固有频率 $f_{0,n}$ 和激振频率 f_R 、 $f_{R,m}$ 应满足下列公式要求：

$$\frac{f_R}{f_{0,n}} \leq 0.95 \quad \text{或} \quad \frac{f_R}{f_{0,n}} \geq 1.05 \quad (5.1.3-1)$$

$$\frac{f_{R,m}}{f_{0,n}} \leq 0.95 \quad \text{或} \quad \frac{f_{R,m}}{f_{0,n}} \geq 1.05 \quad (5.1.3-2)$$

式中： f_R ——正常运行范围内风轮的最大旋转频率；

$f_{R,m}$ ——m 个叶片的通过频率；

$f_{0,n}$ ——整塔的第 n 阶固有频率。

2 计算固有频率时应考虑风电机组基础动态刚度的影响，地基旋转动态刚度可通过以下公式计算：

$$K_{\varphi,\text{dyn}} = \frac{4(1-2\nu)}{3(1-\nu)^2} R_0^3 E_{s,\text{dyn}} \quad (5.1.3-3)$$

式中： $K_{\varphi,\text{dyn}}$ ——地基和基础之间的旋转动态刚度（N·m/rad）；

ν ——岩土体泊松比；

R_0 ——基础半径（m）；

$E_{s,\text{dyn}}$ ——基础底面土层土壤的动态压缩模量（MPa）。

3 考虑不确定性因素的影响,固有频率计算值应有±5%的浮动。

5.1.4 塔筒有限元模型宜采用壳单元建模,在连接可靠的情况下可不考虑接缝对结构频率的影响,但应考虑地基刚度、内附件、预应力、顶部的机舱和风轮的质量对塔筒的固有频率的影响。

5.2 涡激振动

5.2.1 除有特殊要求外,塔筒涡旋脱落应验算以下三种情况:

- 1 施工阶段的预应力混凝土塔筒,评估寿命 1 年;
- 2 施工阶段,不含机舱的整体塔筒,评估寿命 1 年;
- 3 施工完毕,带有机舱的整体塔筒,评估寿命 1 年。

5.2.2 进行涡旋脱落算时可将塔筒简化为圆柱体悬臂结构,当满足下列两个条件时,无需进行涡激振动验算:

1 结构的最大逆风尺寸与最小逆风尺寸(均从垂直于风向的平面内取值)之比小于 6 时;

2 塔筒振型 i 的临界风速 $V_{\text{crit},i}$ 满足以下公式:

$$V_{\text{crit},i} > 1.25\bar{V} \quad (5.2.2-1)$$

$$V_{\text{crit},i} = \frac{b_v \cdot n_{i,y}}{S_t} \quad (5.2.2-2)$$

式中, $V_{\text{crit},i}$ ——涡旋脱落的频率与结构固有频率相等时的风速 (m/s);

$\bar{V}$ ——考虑了地形粗糙度的影响而修正的 10 分钟平均风速,其具体值应由风场环境条件给出 (m/s);

b_v ——涡旋脱落出现时的横截面基准宽度,对于塔筒,基准宽度可取涡旋脱落横截面的外径 (m);

$n_{i,y}$ ——所考虑的振型 i 的塔筒固有频率 (s^{-1});

S_t ——斯特劳哈尔数,对于塔筒常用的圆形截面,取为 0.18。

5.2.3 涡旋脱落效应计算可将塔筒简化为多质点悬臂体系,并应满足本标准第 5.1.2 条要求。塔筒底部弯矩和荷载的循环次数通过下列公式计算,式中各参数

可根据附录 B 进行计算，疲劳累计损伤根据本标准第 7.6 节计算，且累计疲劳损伤不超过 0.1：

$$M_v = \sum_{i=1}^n z_{t0,i} \cdot F_w(z_{t,i}) \cdot \Delta h_{t,i} \quad (5.2.3-1)$$

$$N_v = 2 \cdot T_p \cdot f_{n1} \cdot \varepsilon_0 \cdot \left(\frac{V_{crit}}{V_0} \right)^2 \cdot \exp \left(- \left(\frac{V_{crit}}{V_0} \right)^2 \right) \quad (5.2.3-2)$$

式中： M_v ——涡激脱落作用引起的塔筒底部疲劳弯矩（N·m）；

$z_{t0,i}$ ——第 i 节塔段中部距塔筒底部的距离（m）；

$F_w(z_{t,i})$ ——第 i 节塔段中部在风向垂直作用下引起的单位长度惯性力（N），

计算应符合本标准第 B.1.1 条规定；

$\Delta h_{t,i}$ ——第 i 节塔段的段高（m）；

N_v ——涡激脱落作用等效疲劳弯矩循环次数（次），最小值为 10^4 ；

T_p ——评估寿命（s），其值根据本标准第 5.2.1 条确定；

f_{n1} ——结构固有频率（Hz）

ε_0 ——描述涡激振动的风速带的带宽系数，一般位于 0.1-0.3 范围内，推

荐取值为 0.3；

V_{crit} ——临界风速（m/s），根据式（5.2.2-2）确定；

V_0 ——针对风速假设的韦伯概率分布 $\sqrt{2}$ 次模态值，取值为涡旋脱落出现

高度处的平均风速的 20%（m/s）。

6 荷载及荷载效应组合

6.1 一般规定

6.1.1 在抗震设防较高的地区，应考虑地震作用产生的荷载。

6.1.2 风电机组运行荷载应由风电机组制造商提供，其余荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《高耸结构设计标准》GB 50135 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定计算。

6.1.3 在进行荷载组合时，应考虑结构的二阶效应影响，并按不同的设计工况分别确定二阶效应引起的附加弯矩。

6.2 荷载分类

6.2.1 风电机组混凝土塔筒结构上的荷载与作用可分为下列三类：

1 永久荷载，主要包括结构自重、固定设备自重、预应力、混凝土收缩徐变、安装误差、基础变位。

2 可变荷载，主要包括风荷载、机组运行荷载、检修荷载、安装平台活荷载、多遇地震作用、温度作用。

3 偶然荷载，主要包括冲击力、罕遇地震作用。

6.2.2 重力荷载由风电机组及塔筒自身的重力组成，应计算各截面所受重力荷载时应取其高度之上的所有结构、设备重力之和，且应考虑塔筒垂直度对重力荷载的影响。

6.2.3 操作荷载应来自发电机或逆变器产生的转矩控制荷载、偏航和变桨产生的偏航荷载、齿轮箱的驱动荷载、机械制动荷载等。

6.2.4 在抗震设防烈度 7 度以上区域，应考虑地震作用与风荷载的组合。地震作用可通过反应谱法或时程分析法确定，分析时将多节段塔筒简化为底部固定的多自由度体系，地震作用引起的附加荷载可根据本标准第 6.2.5 条计算。

6.2.5 通过反应谱法将地震作用转换为塔筒各截面所受等效荷载，各截面最大加速度 $A_{sc,i}$ 和水平力 $F_{sc,i}$ 通过以下公式计算：

$$M_{at} = 1.1m_n A_n L_e \quad (6.2.5-1)$$

$$F_{sc,i} = A_{sc,i} \cdot \Delta m_i \quad (6.2.5-2)$$

$$A_{sc,i} = \gamma_{nf} X_i S_a(T_{nf}, \zeta_s) \quad (6.2.5-3)$$

$$\gamma_{nf} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (6.2.5-4)$$

式中， M_{at} ——地震作用产生的附加扭矩（N·m）；

m_n ——机舱和风轮质量（kg）；

A_n ——机舱处最大加速度（m/s²）；

L_e ——风轮中心到风轮与机舱重心之间的距离（m）；

$F_{sc,i}$ ——水平力（N）；

$A_{sc,i}$ ——各截面最大加速度（m/s²）；

Δm_i ——第 i 个截面处简化质点的质量，取各节塔段质量（kg）；

γ_{nf} ——塔筒一阶振型的振型参与系数；

X_i ——通过振型分析得到一阶振型；

$S_a(T_{s,j}, \zeta_{s,j})$ ——根据所选反应谱和塔筒自振周期 T_{nf} 以及塔筒阻尼比 ζ_s 确定的一阶振型的加速度幅值。

6.2.6 地震作用也可通过时域动态仿真进行分析以获得更真实的结构地震响应，时域分析时应进行足够多的仿真以确保运行荷载能代表风电机组运行期间的平均值。

6.3 荷载工况、荷载效应组合及分项系数

6.3.1 设计时应分别考虑以下三种分析状态所采用的荷载工况的不同：

1 承载能力极限状态。对应于结构达到极限承载能力，发生破坏以至于无法继续承载的状态，涉及塔筒材料强度验算、截面承载力验算等。

2 疲劳极限状态。对应于结构或构件出现疲劳破坏的状态，主要涉及塔筒疲劳强度验算。

3 正常使用极限状态。对应于正常使用条件下结构或构件达到了正常使用功能或耐久性能上的某项限制的状态，涉及混凝土拉压应力验算、裂缝宽度验算等。

6.3.2 承载能力极限状态及疲劳极限状态设计工况可通过风电机组所处状态（如装配、吊装、维护、正常运行等）和外部条件计算，应通过以下状态进行组合：

- 1 正常运行状态和正常外部条件。
- 2 正常运行状态和极端外部条件。
- 3 故障状态和相应外部条件。
- 4 运输、安装和维护状态和相应外部条件。

表 6.3.2 设计工况

设计状态	工况 (DLC)	风况	其他外部条件	分析 类型	分项 系数
正常发电	1.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	用于极端事件外推	U	N
	1.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	1.3	ETM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N
	1.4	ECD $V_{hub} = V_r - 2\text{m/s}, V_r, V_r + 2\text{m/s}$		U	N
	1.5	EWS $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N
发电中故障发生	2.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	普通的控制系统故障或电网失效或初级保护层控制功能故障	U	N
	2.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	异常的控制系统故障或二级保护层控制功能故障	U	A
	2.3	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2\text{m/s}$ 或 V_{out}	外部或内部电气故障，包括电网失效	U	A
	2.4	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	控制系统故障	F	*
	2.5	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	低电压穿越	U	N
开机	3.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	3.2	EOG $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2\text{m/s}$ 或 V_{out}		U	N
	3.3	EDC $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2\text{m/s}$ 或 V_{out}		U	N

正常关机	4.1	NWP	$V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	4.2	EOG	$V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2\text{m/s}$ 或 V_{out}		U	N
紧急关机	5.1	NTM	$V_{hub} = V_r \pm 2\text{m/s}$ 或 V_{out}		U	N
停机（静止或空转）	6.1	EWM	50 年重现期		U	N
	6.2	EWM	50 年重现期	电网失效	U	A
	6.3	EWM	1 年重现期	极端偏航误差	U	N
	6.4	NTM	$V_{hub} < 0.7V_{ref}$		F	*
停机且故障发生	7.1	EWM	1 年重现期		U	A
运输、安装、维护及修理	8.1	NTM	由风机厂商指定 V_{maint}		U	N
	8.2	EWM	1 年重现期		U	A

注：1. NWP 指正常风廓线模型，NTM 指正常湍流模型，EWM 指极端风速模型，ETM 指极端湍流模型。

2. $V_r \pm 2\text{m/s}$ 为风速分析范围中所有风速的灵敏度。

3. *为疲劳分项系数。

4. V_{in} 和 V_{out} 分别为切入风速和切出风速。

5. “F”是指用于疲劳极限状态分析，“U”是指用于承载力极限状态分析。

6. 正常（N）是在风电机组寿命期内会频繁出现的工况，代表着风电机组运行期内的正常状态或轻微的故障状态；异常（A）在风电机组寿命期内出现的可能性较少，其通常对应于导致系统保护功能激活的严重故障状态。

6.3.3 根据频率水平的不同，正常使用极限状态设计工况可分为三种：

1 特征荷载工况 S1。对应于风电机组持续正常运行时的正常使用特征工况，由表 6.3.2 中的正常运行工况及运输工况乘以正常使用极限状态荷载工况的分项系数得到。

2 频遇荷载工况 S2。对应于正常使用极限状态中频繁作用的荷载水平，重现期为 10000 年，每年超越此荷载的时间为 0.87 个小时。S2 荷载工况由表 6.3.2 中的 DLC1.1 工况的时序荷载以 0.01% 的超越概率外推得到。

3 准永久荷载工况 S3。对应于正常使用极限状态中长期作用的荷载水平，重现期为 100 年，每年超越此荷载的时间为 87 个小时。S3 荷载工况由表 6.3.2 中的 DLC1.1 工况的时序荷载以 1% 的超越概率外推得到。

6.3.4 承载力极限状态下，塔筒结构及构件应按荷载效应的基本组合和偶然组合进行设计，荷载效应组合设计值应符合《建筑结构荷载规范》GB5009 相关规定。

6.3.5 正常使用极限状态下，应根据不同的设计要求，采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合，荷载效应组合设计值应符合《建筑结构荷载规范》GB5009

相关规定。

6.3.6 预应力荷载分项系数应按表 6.3.6-1 选择,其他荷载分项系数应按表 6.3.6-2 选择:

表 6.3.6-1 预应力荷载分项系数

极限状态类别	预应力钢绞线种类	$\gamma_{p,unfav}$	$\gamma_{p,fav}$
正常使用极限状态	先张或无粘结预应力	1.05	0.95
	后张或者有粘结预应力	1.10	0.90
	使用精准的张拉测量装置且精确地计算了预应力损失	1.00	1.00
承载能力极限状态			
	\	1.10	0.90

表 6.3.6-2 荷载分项系数

不利荷载		有利荷载
设计状态		所有状态
正常 (N)	异常 (A)	
1.35	1.1	0.9

注: 1. 对于 DLC1.1, 正常 (N) 设计状态的分项系数为 1.25。
2. 对于 DLC2.5, 正常 (N) 设计状态的分项系数为 1.2。
3. 上述系数均适用于不包含地震作用的承载能力极限状态 (ULS) 分析, 对于疲劳极限状态 (FLS) 和正常使用极限状态 (SLS), 所有分项系数均为 1.0。
4. 若包含地震作用, 所有分项系数均取为 1.0。

6.4 荷载二阶效应

6.4.1 风电塔筒在进行承载能力极限状态及正常使用极限状态分析时, 应考虑下述因素产生的附加弯矩对结构的影响,

- 1 塔筒弹性挠曲产生的水平位移;
- 2 地基静态转动刚度与动态转动刚度的差异产生附加位移;
- 3 地基沉降产生的位移;
- 4 温度效应如单侧太阳暴晒产生的变形;
- 5 制造及安装偏差。

6.4.2 风电塔筒二阶效应计算中结构总偏转位移应根据以下公式计算:

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_{\varphi,tol} + \delta_{\varphi,set} + \delta_{\varphi,stat} + \delta_{\varphi,dyn} \\ &= \delta_{\varphi,tol} + \delta_{\varphi,set} + M_{xy,bottom} / (1 / (1 / K_{\varphi,stat} + 1 / K_{\varphi,dyn}))\end{aligned}$$

(6.4.2-1)

式中, δ ——结构单位长度总偏转位移 (mm/m) ;

$\delta_{\varphi, \text{tol}}$ ——制作及安装偏差以及温度效应产生的偏转位移，取 5mm/m；

$\delta_{\varphi, \text{set}}$ ——地基沉降产生的偏转位移，取 3mm/m；

$\delta_{\varphi, \text{stat}}$ 、 $\delta_{\varphi, \text{dyn}}$ ——分别为静态转动刚度、动态转动刚度引起的塔筒偏转位移
(mm/m)；

$M_{xy, \text{bottom}}$ ——塔筒底部的弯矩 (kN·m)；

$K_{\varphi, \text{stat}}$ 、 $K_{\varphi, \text{dyn}}$ ——分别为地基静态转动刚度与动态转动刚度 (kN·m/rad)。

6.4.3 由偏转位移引起附加弯矩可在水平接缝截面处计算，计算方法按下式进行：

$$\Delta M_{xy, j} = \sum_{i=j+1}^k \Delta m_i g (\delta z_{t, i} - \delta z_{t, j}) \quad (6.4.3-1)$$

式中， $\Delta M_{xy, j}$ ——计算截面 j 处的附加弯矩 (N·m)；

k ——塔筒水平接缝数量；

Δm_i ——第 i 节塔段的质量 (kg)；

g ——重力加速度 (m/s^2)；

δ ——结构单位长度总偏转位移 (m/m)；

$z_{t, i}$ 、 $z_{t, j}$ ——各节塔段顶部和底部水平接缝截面的高度 (m)。

7 预应力混凝土塔筒设计

7.1 一般规定

7.1.1 混凝土塔筒应对关键截面位置进行承载能力计算，计算时应考虑接缝对截面承载能力的影响。

7.1.2 混合结构塔筒初始设计选型需要确定以下参数：

1 预应力混凝土塔筒高度比例，混凝土塔筒高度占混合结构塔筒总高度宜在 0.55~0.8 之间；

2 钢结构塔筒顶部和底部外径；

3 转接结构顶部和底部外径；

4 预应力混凝土塔筒顶部和底部外径；

5 钢结构塔筒锥度，宜控制在 0.008~0.017 之间；

6 预应力混凝土塔筒锥度，宜控制在 0.010~0.025 之间。

7.1.3 在初始设计阶段，应首先保证混塔自振频率满足要求，自振频率的计算参考本标准第 5.1 节。

7.1.4 混凝土预制管片保护层厚度应满足《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

7.1.5 在进行承载能力校核时，不应考虑混凝土的抗拉承载能力。

7.2 预应力设计

7.2.1 预应力设计应遵循以下原则：

1 承载能力极限状态下，混凝土受压侧边缘压应力不超过混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} ，受拉侧允许张开。

2 正常使用极限状态下，整个截面不受拉力。

3 疲劳极限状态下，整个截面不受拉应力且混凝土受压疲劳损伤满足限制要求。

4 预应力合力点应位于截面形心位置，不应产生偏心弯矩。

7.2.2 在进行预应力初始设计时，可暂不考虑预应力损失。可通过下式计算正常使用极限状态下的塔筒边缘应力进行预应力初选，初设总预压力需根据计算结果进行调整，以满足其它验算要求。：

$$\sigma_t = \frac{\gamma_{p,fav} P_{m0} + F_{z,k}}{A_c} + \frac{M_{xy,k}}{W_c} < 0 \quad (7.2.2-1)$$

式中， σ_t ——计算截面处边缘拉应力（kPa）；

P_{m0} ——初始总张拉预压力（kN）；

$F_{z,k}$ 、 $M_{xy,k}$ ——分别为计算截面处正常使用极限状态下的轴力（kN）和弯矩（kN·m）；

$\gamma_{p,fav}$ ——预应力作为有利荷载时的分项系数，按表 7.3.6-2 选择；

A_c ——计算截面净面积（m²）；

W_c ——计算截面抵抗矩（m³）。

7.2.3 预应力损失计算应考虑以下因素的影响，各项损失计算应根据本标准附录 A 进行：

- 1 锚具变形、锚固和缝隙压密导致钢束回缩。
- 2 预应力筋在孔道内的摩擦。
- 3 混凝土加热养护时，预应力筋与承受拉力的设备之间的温差。
- 4 钢绞线的应力松弛。
- 5 混凝土弹性压缩。
- 6 混凝土干燥收缩、自收缩、徐变。

7.2.4 当计算求得的预应力总损失值对先张法构件不应小于 100N/mm²，对后张法构件不应小于 80N/mm²。

7.2.5 预应力筋端部锚固区域，应按下列规定进行局部承载能力验算：

1 局部受压承载力计算时，局部压力设计值对有粘结预应力混凝土构件取 1.2 倍张拉控制力，对无粘结预应力混凝土取 1.2 倍张拉控制力和 $f_{ptk} A_p$ 中的较大值；

2 局部受压验算及配筋参照本标准第 7.7 节相关设计内容；

3 采用普通垫板时，应局部受压承载力计算，并配置间接钢筋，其体积配筋率不应小于 0.5%，垫板的刚性扩散角应取 45° ；

7.2.6 预应力转移计算包括以下内容：

1 在预应力筋释放时，假定预应力按恒定的粘结应力 f_{bpt} 转移至混凝土

$$f_{\text{bpt}} = \eta_{\text{p1}} \eta_1 f_{\text{ctd}} \quad (7.2.6-1)$$

$$f_{\text{ctd}} = 0.7 \times f_{\text{ctm}} / \gamma_c \quad (7.2.6-2)$$

式中， η_{p1} ——考虑释放状态下的预应力筋类型和粘结情况的系数，对 3 丝和 7 丝钢绞线取 3.2；

η_1 ——体内有粘结预应力筋取 1.0，体外或无粘结预应力筋取 0.7；

f_{ctd} ——释放状态下混凝土抗拉强度设计值（MPa）；

γ_c ——混凝土分项系数，取 1.5。

2 确定预应力传递长度的基准值

$$l_{\text{pt}} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{\text{pm0}} / f_{\text{bpt}} \quad (7.2.6-3)$$

式中， l_{pt} ——预应力传递长度的基准值（mm）；

α_1 ——释放方式系数，缓慢释放取 1.0，瞬间释放取 1.25；

α_2 ——预应力筋种类系数，环形横截面取 0.25，3 丝或 7 丝取 0.19；

ϕ ——预应力筋标称直径（mm）；

σ_{pm0} ——释放后瞬间的预应力筋应力（MPa）。

3 传递长度的设计值

$$l_{\text{pt1}} = 0.8 l_{\text{pt}} \quad (7.2.6-4)$$

$$l_{\text{pt2}} = 1.2 l_{\text{pt}} \quad (7.2.6-5)$$

式中， l_{pt1} 用于确认释放状态下的局部应力， l_{pt2} 用于承载能力极限状态的设计。

7.3 塔筒静强度设计

7.3.1 承载能力极限状态下，塔筒静强度应满足以下要求：

- 1 标准段塔筒截面边缘压应力不应超过混凝土轴心抗压强度设计值 f_c ；
- 2 标准段塔筒截面边缘存在拉应力时，应忽略混凝土抗拉强度，按本标准第 7.3.4 条要求配置纵向钢筋，且应符合本标准第 7.4 节接缝承载力的验算要求；
- 3 筒身应进行斜截面承载力验算，且应进行塔筒最大剪应力校核；
- 4 塔筒在剪、扭共同作用下的承载能力可依据本标准第 7.4 节水平接缝承载力进行验算；
- 5 门洞区域、顶部塔筒与转阶段连接区域的极限承载力设计可依据本标准第 7.7 节验算。

7.3.2 正常使用极限状态下，塔筒应满足以下要求：

- 1 为限制纵向裂缝的形成，应保证特征荷载工况即 S1 荷载工况下，塔筒最大压应力值不超过混凝土圆柱体抗压强度标准值的 0.6 倍，即 $|\sigma_{c,k,max}| \leq 0.6 f_{cy,k}$ ，塔筒应力可根据第 7.3.3 条确定；

- 2 为避免非线性徐变的发生，应保证准永久荷载工况即 S3 荷载工况下，塔筒最大压应力值不超过混凝土圆柱体抗压强度标准值的 0.45 倍，即 $|\sigma_{c,q,max}| \leq 0.45 f_{cy,k}$ ，塔筒应力可根据第 7.3.3 条确定。

- 3 塔筒裂缝宽度验算应考虑温度效应，裂缝宽度控制等级及最大裂缝宽度限值应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求，裂缝宽度验算应符合本标准第 7.5 节规定。

- 4 变截面混凝土塔筒顶部侧向位移可采用积分法计算，也可采用有限元分析方法计算。

7.3.3 标准段塔筒截面边缘压、拉应力计算，（应）力方向为受拉为正、受压为负：

$$\sigma_c = \frac{\gamma_{p,unfav} P_{m0} + F_{z,k}}{A_c} - \frac{|M_{xy,k}|}{W_c} \quad (7.3.3-1)$$

$$\sigma_t = \frac{\gamma_{p, \text{fav}} P_{m0} + F_{z,k}}{A_c} + \frac{|M_{xy,k}|}{W_c} \quad (7.3.3-2)$$

式中, σ_c 、 σ_t ——塔筒截面边缘压应力、拉应力 (kPa) ;

$\gamma_{p, \text{unfav}}$ 、 $\gamma_{p, \text{fav}}$ ——预应力分项系数, 根据本标准表 7.3.6-1 选取;

P_{m0} ——初始总张拉预压力 (kN) ;

$F_{z,k}$ 、 $M_{xy,k}$ ——分别为计算截面处承载力极限状态 (正常使用极限状态)

下的轴力 (kN) 和弯矩 (kN·m) ;

A_c ——计算截面净面积 (m²) ;

W_c ——计算截面抵抗矩 (m³) 。

7.3.4 承载力极限状态下, 当塔筒存在拉应力时, 应按以下公式进行配筋计算:

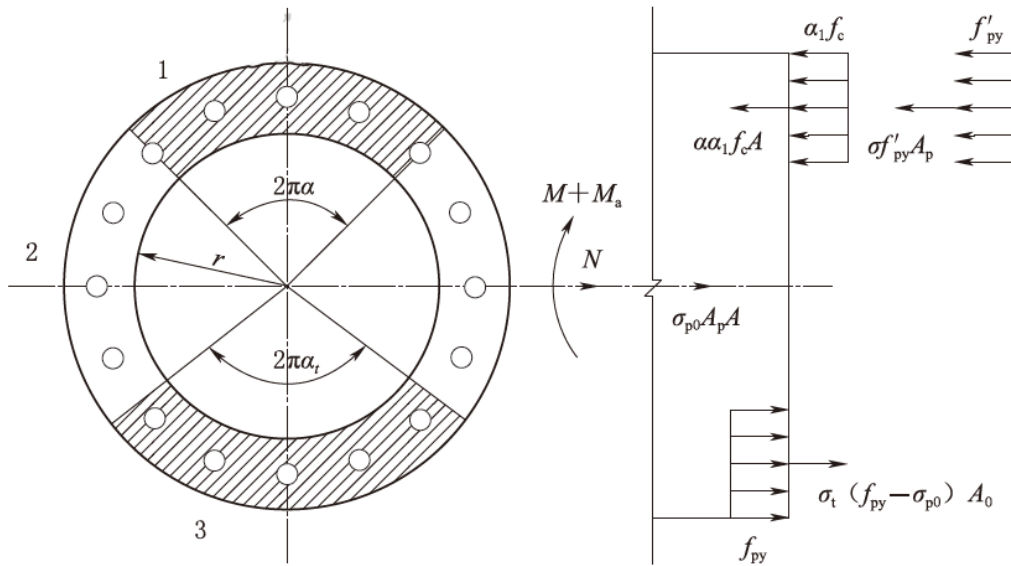


图 7.3.4 标准段塔筒截面极限承载力简图

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A + (\alpha - \alpha_t) f'_y A_s - \sigma_{p0} A_p + \alpha \psi_p f'_{py} A_p - \alpha_t (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p \quad (7.3.4-1)$$

$$Ne_i \leq \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{(\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t)}{\pi} + \psi_p f'_{py} A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (7.3.4-2)$$

式中的系数和偏心距, 应按下列公式计算:

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \quad (7.3.4-3)$$

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

式中： N ——塔筒计算截面处轴向压力基本组合设计值（kN）；

α ——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值；

α_t ——受压区混凝土强度设计值系数，根据现有国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定取值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值（kPa）；

A ——塔筒环形截面面积（m²）；

f_y 、 f'_y ——钢筋抗拉、抗压强度设计值（kPa）；

A_s 、 A_p ——全部纵向普通钢筋、预应力筋截面面积（m²）；

σ_{p0} ——预应力筋初始张拉应力（kPa），需根据本标准表 7.3.6-1 考虑预应力分项系数；

ψ_p ——预应力类型系数，体外预应力取 1.0，体内预应力取 0；

f_{py} 、 f'_{py} ——纵向预应力钢束的抗拉、抗压强度设计值（kPa）；

e_i ——轴向压力对截面重心的偏心距（m）；

r_1 、 r_2 ——环形截面的内、外半径（m）；

r_p ——纵向预应力钢束重心所在圆周的半径（m）；

e_0 ——轴向压力对截面重心的初始计算偏心距（m）；

e_a ——轴向压力附加偏心距（m），取 0.020m 和验算截面直径的 1/30 中的较大值。

7.3.5 承载能力极限状态下，混凝土塔筒斜截面抗剪承载力应满足下列要求，如果截面直径随高度发生变化，应取不少于 5 个截面进行计算：

$$V \leq \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_0 \quad (7.3.5-1)$$

对先张法预应力筋：

$$\alpha_l = l_x / l_{pt2} \quad (7.3.5-2)$$

对其它类型预应力筋：

$$\alpha_l = 1.0 \quad (7.3.5-3)$$

式中， V ——计算截面剪力设计值（kN）；

I ——截面惯性矩（ m^4 ）；

b_w ——重心轴处的横截面宽度（m），对圆环截面取 2 倍的截面厚度 $2b_t$ ；

S ——截面对中心轴的面积一次矩（ m^3 ）；

f_{ctd} ——混凝土抗拉强度设计值（kPa）；

α_l ——预应力筋类型系数；

l_x ——所考虑截面与预应力筋端点距离的较小值（m）；

l_{pt2} ——按本标准第 7.2.6 条计算的预应力传递长度的上限值（m）；

σ_{cp} ——由轴向荷载和预应力引起的在混凝土压应力（kPa, 受压为正）；

f_{yv} ——横向钢筋的抗拉强度设计值（kPa）；

A_{sv} ——横向钢筋的面积（ m^2 ）；

s ——沿构件轴线方向上横向钢筋的间距（m）；

h_0 ——截面的有效高度（m）。

7.4 接缝承载力验算

7.4.1 接缝承载力验算应按荷载效应的基本组合进行验算，接缝验算包括以下内容：

1 水平接缝验算忽略水平接缝处灌浆料与混凝土或结构胶与混凝土的粘接强度，假设水平接缝处的抗剪扭承载力仅由竖向压力产生的界面摩擦力提供，应分未张开和张开两种情况水平接缝的承载能力。

2 湿式连接竖缝视为新老混凝土植筋界面，其界面抗剪承载力由界面粘结力、界面摩擦力和 U 型连接钢筋抗剪承载力三部分组成。

3 干式连接竖缝采用新旧混凝土界面抗剪机理验算，界面抗剪承载力由结

构胶粘结力、界面摩擦力和弧形螺栓抗剪承载力三部分组成。

7.4.2 未张开水平接缝的承载能力应根据下列公式进行验算（图 7.4.2）：

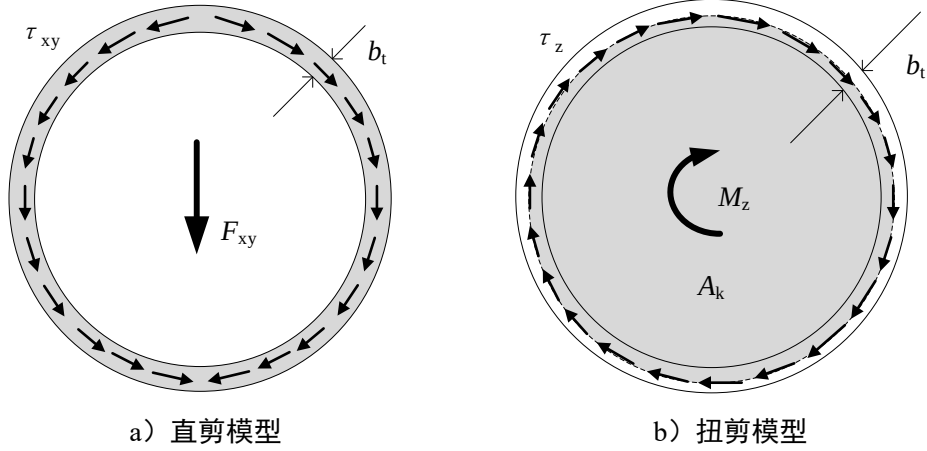


图 7.4.2 未张开水平接缝的剪力传递模型

$$\frac{M_z}{M_{z,Rd}} + \frac{F_{xy}}{F_{xy,Rd}} \leq 1 \quad (7.4.2-1)$$

直剪承载力应按下列式计算：

$$F_{xy,Rd} = \mu \cdot (F_{z,min} + \gamma_{p,fav} P_{m(year=20)}) \quad (7.4.2-2)$$

扭剪承载力应按下列式计算：

$$M_{z,Rd} = 2A_k \cdot b_t \cdot \tau_{z,Rd} = 2A_k \cdot \frac{\mu \cdot (F_{z,min} + \gamma_{p,fav} P_{m(year=20)})}{u_k} \quad (7.4.2-3)$$

式中， M_z 、 F_{xy} ——水平接缝处扭矩和剪力设计值（kN）；

$M_{z,Rd}$ 、 $F_{xy,Rd}$ ——水平接缝处扭矩和剪力承载力（kN）；

μ ——混凝土截面摩擦系数，锯齿状表面取 0.9，高强灌浆料湿式连接取 0.7，结构胶干式连接取 0.5；

$F_{z,min}$ ——水平接缝处压力设计值（kN，受压为正）；

$\gamma_{p,fav}$ ——预应力分项系数；

$P_{m(year=20)}$ ——按 20 年损失计算的预应力设计值（kN，受压为正）；

A_k ——环形截面中线所围图形面积（m²）；

b_t ——混凝土塔筒壁厚（m）；

$\tau_{z,Rd}$ ——截面剪应力抗力（kPa）；

u_k ——环形截面中线所围图形周长（m）。

7.4.3 张开水平接缝的承载能力应根据下列公式进行验算（图 7.4.3）：

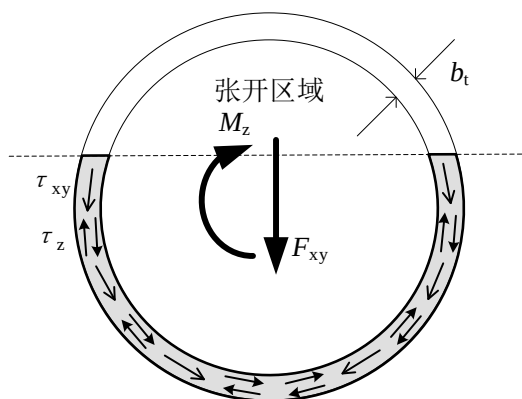


图 7.4.3 部分张开水平接缝的剪力传递模型

$$\left(\frac{M_z}{M_{z,Rd,o}}\right)^2 + \left(\frac{F_{xy}}{F_{xy,Rd,o}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.4.3-1)$$

直剪承载力应按下式计算：

$$F_{xy,Rd} = \mu \cdot (F_{z,min} + \gamma_{p,fav} P_{m(year=20)}) \quad (7.4.3-2)$$

扭剪承载力应按下式计算：

$$M_{z,Rd,o} = -\mu \cdot (F_{z,min} + \gamma_{p,fav} P_{m(year=20)}) \cdot b_t / 3 \quad (7.4.3-3)$$

式中， M_z 、 F_{xy} ——水平接缝处扭矩和剪力设计值（kN）；

$M_{z,Rd}$ 、 $F_{xy,Rd}$ ——水平接缝处扭矩和剪力承载力（kN）；

μ ——混凝土截面摩擦系数，锯齿状表面取 0.9，高强灌浆料湿式连接取

0.7，结构胶干式连接取 0.5；

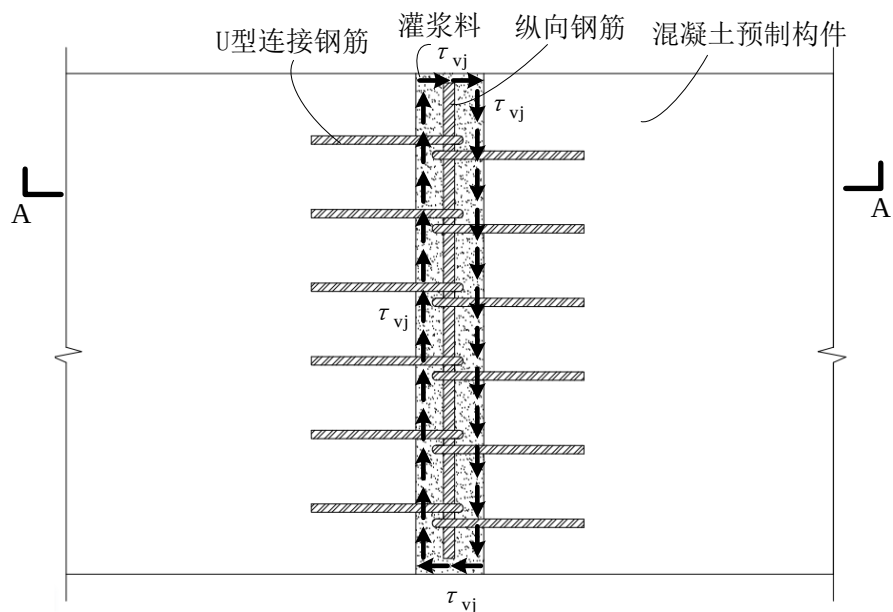
$F_{z,min}$ ——水平接缝处压力设计值（kN，受压为正）；

$\gamma_{p,fav}$ ——预应力分项系数；

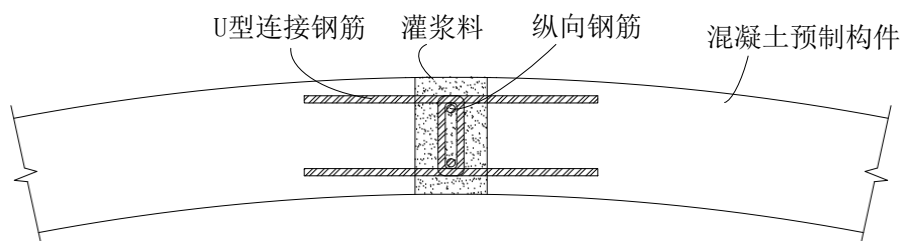
$P_{m(year=20)}$ ——按 20 年损失计算的预应力设计值（kN，受压为正）；

b_t ——混凝土塔筒壁厚（m）。

7.4.4 湿式连接竖向接缝的承载能力应根据下列公式进行验算（图 7.4.4）：



a) 剪力流传递模型



b) A-A 剖面图

图 7.4.4 湿式连接竖向接缝

$$v_{Rd} = cf_{td} + \mu\sigma_n + \rho_{vj}f_{yd}(\mu\sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0.5v_{vj}f_{cd} \quad (7.4.4-1)$$

$$\tau_{vj} = \tau_{xy} + \tau_z = \frac{2F_{xy}}{A_t} + \frac{M_z}{2A_k \cdot b_t} \quad (7.4.4-2)$$

式中， v_{Rd} ——竖向接缝剪应力抵抗值（kPa）；

c ——界面粘结力，取 0.45；

f_{td} 、 f_{cd} ——混凝土抗拉、抗压强度设计值（kPa）；

μ ——界面摩擦力，取 0.7；

σ_n ——截面法向压应力，此处取为 0；

ρ_{vj} ——界面 U 型连接钢筋配筋率；

f_{yd} ——界面 U 型连接钢筋强度设计值（kPa）；

α ——界面 U 型连接钢筋与界面的角度， $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ；

ν_{vj} ——混凝土剪切强度折减系数，取为 $\nu_{vj} = 0.6(1 - f_{ck} / 250)$ ；

M_z 、 F_{xy} ——水平接缝处扭矩和剪力设计值（kN）；

A_c ——塔筒截面面积（ m^2 ）；

A_k ——环形截面中线所围图形面积（ m^2 ）；

b_t ——混凝土塔筒壁厚（m）。

7.4.5 干式连接竖向接缝的承载能力应根据下列公式进行验算（图 7.4.5）：

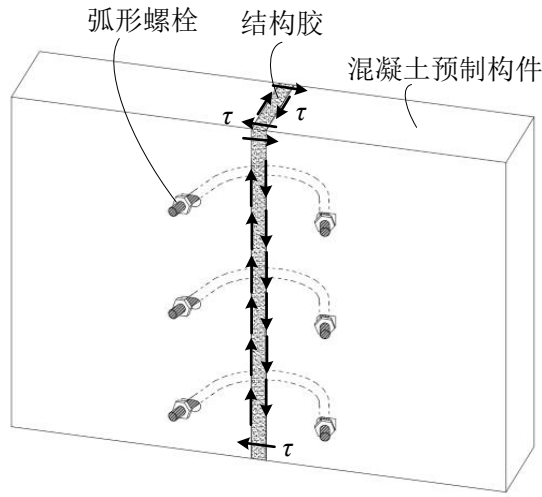


图 7.4.5 干式连接竖向接缝的剪力传递模型

$$\nu_{Rd} = cf_{td} + \mu\sigma_n \leq 0.5\nu_{vj}f_{cd} \quad (7.4.5-1)$$

界面正应力由预计螺栓提供，可通过下式计算：

$$\sigma_n = \frac{F_{s,Rd}}{A_v} = \frac{k_s n}{A_v \gamma_{M1}} F_{p,c} \cdot \sin\theta \quad (7.4.5-2)$$

式中， ν_{Rd} ——竖向接缝剪应力抵抗值（kPa）；

k_s ——螺栓孔类型影响的系数，取 0.7；

n ——螺栓个数；

A_v ——弧形螺栓截面积（ m^2 ）；

γ_{M1} ——抗滑力分项系数，取为 1.25；

$F_{p,c}$ ——单根弧形螺栓的预压力设计值（kN）；

$\sin\theta$ ——弧形螺栓孔道轴线与竖向接缝轴线的夹角。

7.5 裂缝验算

7.5.1 在正常使用极限状态下，塔筒水平截面处于受压状态，因此裂缝只需考虑由水平应力引起的塔筒竖向裂缝的验算，此时塔筒的水平应力主要由筒身内外温差引起，温差效应引起的单位长度的平面弯矩 M_{aT} 按下式计算：

$$M_{aT} = \frac{\alpha_{Tc} \cdot E_c \cdot \Delta T \cdot b_t^2}{12(1-\nu)} \quad (7.5.1-1)$$

式中， M_{aT} ——塔筒单位长度的平面弯矩（kN）；

α_{Tc} ——混凝土线膨胀系数（1/℃），可取为 10^{-5} ；

E_c ——混凝土弹性模量（kPa）；

ΔT ——塔筒内外温差（℃），一般为 15°C ；

b_t ——塔筒壁厚（m）；

ν ——混凝土泊松比，取 0.2。

7.5.2 正常使用极限状态下，塔筒裂缝宽度应按照下式计算：

$$w_k = S_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.5.2-1)$$

1 最大裂缝间距 $S_{r,\max}$ 应按下式计算：

当钢筋间距满足 $d_s \leq 5(C_d + \phi/2)$ ：

$$S_{r,\max} = k_3 C_d + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,\text{eff}} \quad (7.5.2-2)$$

当钢筋间距满足 $d_s > 5(C_d + \phi/2)$

$$S_{r,\max} = 1.3(b_t - x) \quad (7.5.2-3)$$

2 ε_{sm} 与 ε_{cm} 之差通过下式计算

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left\{ \frac{\sigma_{src} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_{sr}}, 0.6 \frac{\sigma_{src}}{E_{sr}} \right\} \quad (7.5.2-4)$$

3 有效配筋率 $\rho_{p,eff}$ 应按下式计算：

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff} \quad (7.5.2-5)$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5.2-6)$$

4 有效截面高度范围内的混凝土面积应按下式计算：

$$A_{c,eff} = \min \left\{ 2.5(b_t - b_0), \frac{(b_t - x)}{3}, \frac{b_t}{2} \right\} \cdot b_{l0} \quad (7.5.2-7)$$

5 受压区高度使用下式计算：

$$x = \min \left\{ \frac{f_{yd} A_s}{\alpha_1 f_{cd} b_{l0}}, 2 \left(C_d + \frac{\phi_s}{2} \right) \right\} \quad (7.5.2-8)$$

6 开裂截面受拉钢筋的应力 σ_{src}

$$\sigma_{src} = \frac{M_{aT} \cdot b_{l0}}{A_s (b_0 - x / 2)} \quad (7.5.2-9)$$

式中， w_k ——裂缝宽度（mm）；

$S_{r,max}$ ——最大裂缝间距（mm）；

d_s ——塔筒水平钢筋间距（mm）；

C_d ——保护层厚度（mm）；

ϕ_s 、 ϕ_p ——塔筒水平钢筋、预应力筋直径（mm）；

k_1 ——考虑了钢筋粘结特性的系数，对于高粘结钢筋取为 0.8，否则取 1.6；

k_2 ——考虑了应变分布情况的系数，对于受弯取为 0.5，对于纯拉取为 1；

k_3 ——推荐值为 3.4；

k_4 ——推荐值为 0.425；

$\rho_{p,eff}$ ——有效配筋率；

A_s, A_p' ——塔筒水平钢筋、预应力筋配筋面积 (mm^2)；

ξ_1 ——粘结强度调整比率；

ξ ——预应力钢筋和加固钢筋的粘结强度比，对先张法钢绞线采用 0.6，

后张法或有粘结钢绞线采用 0.5，体外预应力筋为 0；

$A_{c,eff}$ ——有效截面高度范围内的混凝土面积 (mm^2)；

b_t ——塔筒厚度 (mm)；

b_0 ——受拉侧钢筋形心至受压区混凝土边缘的距离 (mm)；

x ——受压区高度 (mm)；

b_{l0} ——计算截面宽度 (mm)，可取单位长度 1000mm；

f_{yd} ——钢筋抗拉强度设计值 (kPa)；

α_1 ——计算系数，在混凝土立方体抗压强度等级低于 C50 时取 1.0，高于

C80 时取 0.94，中间等级取插值。；

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值 (kPa)；

σ_{src} ——开裂截面受拉钢筋的应力 (kPa)；

M_{dT} ——温差效应产生的平面弯矩 ($\text{N}\cdot\text{m}$)。

7.6 疲劳验算

7.6.1 疲劳验算时应采用雨流计数法得到的马尔科夫疲劳荷载矩阵进行，包含风电机组运行历程内的所有循环荷载。

7.6.2 混凝土、钢筋、预应力筋和干式连接竖缝中弧形螺栓的疲劳验算宜通过线性损伤累积准则进行，总损伤应符合以下公式要求：

$$D_{fat} = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} \leq D_{lim} = 1 \quad (7.6.2-1)$$

式中， D_{fat} ——结构累计疲劳损伤；

N_i ——第 i 组循环荷载的材料疲劳抗力循环次数；

n_i ——第 i 组循环荷载的循环次数；

D_{lim} ——疲劳损伤限值，一般取 1。

7.6.3 混凝土疲劳验算可通过下列公式进行：

1 计算一组疲劳弯矩上、下限

$$M_{\text{high}} = M_{\text{mean}} + M_{\text{range}} / 2 \quad (7.6.3-1)$$

$$M_{\text{low}} = M_{\text{mean}} - M_{\text{range}} / 2 \quad (7.6.3-2)$$

式中， M_{high} 、 M_{low} ——该组疲劳弯矩上、下限（ $\text{N}\cdot\text{m}$ ）；

M_{mean} ——疲劳弯矩均值（ $\text{N}\cdot\text{m}$ ）；

M_{range} ——疲劳弯矩幅值（ $\text{N}\cdot\text{m}$ ）。

2 计算混凝土边缘 A 点和 B 点的应力上下限

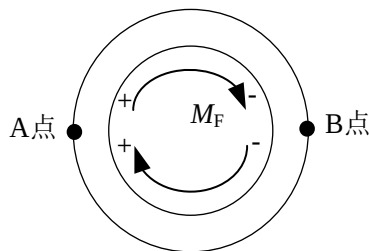


图 7.6.3-1 疲劳损伤验算时的符号规定（A 点受压，B 点受拉）

$$\sigma_{\text{c,min/max}}(5\%n) = \frac{\gamma_{\text{p,unfav}} P_{\text{m0}} + F_{\text{z,q}}}{A_{\text{c}}} \pm \frac{M_{\text{F}}}{W_{\text{c}}} \quad (7.6.3-3)$$

$$\sigma_{\text{c,min/max}}(95\%n) = \frac{\gamma_{\text{p,unfav}} P_{\text{m(year=1)}} + F_{\text{z,q}}}{A_{\text{c}}} \pm \frac{M_{\text{F}}}{W_{\text{c}}} \quad (7.6.3-4)$$

式中， $\sigma_{\text{c,min/max}}(5\%n)$ ——第一年混凝土边缘应力上下限（ kPa ）；

$\sigma_{\text{c,min/max}}(95\%n)$ ——第二年到二十年混凝土边缘应力上下限（ kPa ）；

$\gamma_{\text{p,unfav}}$ ——按不利效应计算得预应力分项系数；

P_{m0} ——初始预应力设计值（ kN ）；

$P_{\text{m(year=1)}}$ ——按一年预应力损失计算的剩余预应力设计值（ kN ）；

$F_{z,q}$ ——塔筒压力准永久值（kN）；

A_c ——塔筒截面面积（m²）；

M_F ——取 M_{high} 或 M_{low} ，计算 A 点取正，B 点取负；

W_c ——塔筒截面抵抗矩（m³）。

3 应力梯度的受压区混凝土应力平均系数

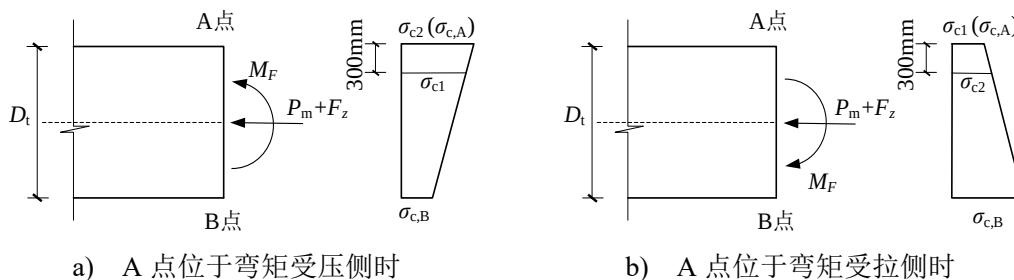


图 7.6.3-2 截面应力梯度示意图

$$\eta_c = \frac{1}{1.5 - 0.5 \left| \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} \right|} \quad (7.6.3-5)$$

式中， η_c ——受压区混凝土应力平均系数；

$|\sigma_{c1}|$ ——荷载作用下距离受压侧边缘 300mm 内的最小压应力绝对值（Pa）；

$|\sigma_{c2}|$ ——荷载作用下距离受压侧边缘 300mm 内的最大压应力绝对值（Pa）。

4 混凝土最大、最小压应力比

$$S_{cd,min} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \quad (7.6.3-6)$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \quad (7.6.3-7)$$

式中， $S_{cd,min}$ 、 $S_{cd,max}$ ——最小、最大压应力比；

γ_{Ed} ——考虑应力计算不确定性的安全系数，取为 1.1；

$f_{cd,fat}$ ——混凝土疲劳强度设计值（kPa）。

5 混凝土疲劳抗力循环次数 N_c

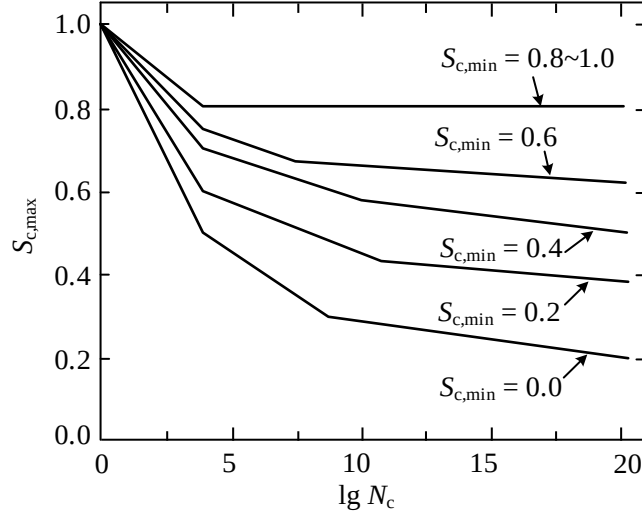


图 7.6.3-3 受压混凝土 S-N 曲线

$$\lg N_1 = \frac{8}{(Y-1)} \cdot (S_{cd,max} - 1) \quad (7.6.3-8)$$

$$\lg N_2 = 8 + \frac{8 \times \ln(10)}{(Y-1)} (Y - S_{cd,min}) \cdot \lg\left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}}\right) \quad (7.6.3-9)$$

$$Y = \frac{0.45 + 1.8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1.8 S_{cd,min} - 0.3 S_{cd,min}^2} \quad (7.6.3-10)$$

当 $\lg N_1 \leq 8$ ，则 $N_c = N_1$ ；当 $\lg N_1 > 8$ ，则 $N_c = N_2$ 。以上计算中当 $S_{cd,min} > 0.8$ ，取

$S_{cd,min} = 0.8$ 。

6 累计疲劳损伤按下式计算

$$D_{fat,c} = \sum_{i=1}^j \frac{5\%n_i}{N_i(5\%)} + \sum_{i=1}^j \frac{95\%n_i}{N_i(95\%)} \leq D_{lim} = 1 \quad (7.6.3-11)$$

式中， $D_{fat,c}$ ——混凝土总疲劳损伤；

$N_i(5\%)$ ——第一年第 i 组疲劳荷载对应的疲劳抗力循环次数；

n_i ——第 i 组疲劳荷载的循环次数；

$N_i(95\%)$ ——第二年到第二十年第 i 组疲劳荷载对应的疲劳抗力循环次数；

D_{lim} ——累计疲劳损伤限值。

7.6.4 由于在疲劳循环作用下混凝土处于受压状态，因此塔筒竖向钢筋无需进行疲劳验算，但应计算环向钢筋在疲劳扭矩下的累计损伤。计算时假设疲劳荷载作用下的剪应力全部由扭矩引起且全部由环向钢筋承担，计算过程应按以下

公式进行：

1 计算钢筋应力幅

$$\Delta\tau_{c,f} = \frac{\Delta M_{z,f}}{2A_k \cdot b_t} \tag{7.6.4-1}$$

$$\Delta\sigma_{sh} = \Delta\tau_{c,f} \cdot b_t \cdot d_{sh} / A_{sh} \tag{7.6.4-2}$$

式中， $\Delta\tau_{c,f}$ ——混凝土塔筒截面剪应力（kPa）；

$\Delta M_{z,f}$ ——疲劳扭矩幅值（kN·m）；

A_k ——截面壁厚中线所围图形面积（m²）；

b_t ——混凝土塔筒截面厚度（m）；

$\Delta\sigma_{sh}$ ——钢筋应力幅（kPa）；

d_{sh} ——环向钢筋间距（m）；

A_{sh} ——环向钢筋面积（m²）。

2 计算疲劳抗力循环次数

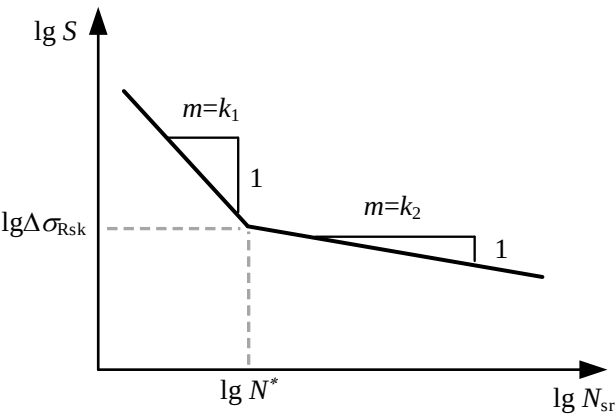


图 7.6.4 钢筋 S-N 曲线

图 7.6.4 钢筋 S-N 曲线参数

钢筋种类		N^*	应力指数		$\Delta\sigma_{Rsk}$ /MPa	
			k_1	k_2	对应 N^* 次循环时	对应 10^8 次循环时
直钢筋及弯曲直径 $\geq 25\phi$ 的弯曲钢筋	$\phi \leq 16\text{mm}$	10^6	5	9	160	95
	$40\text{mm} > \phi > 16\text{mm}$	10^6	5	9	160~210 插值	95~125 插值
	$\phi > 40\text{mm}$	10^6	5	9	210	125

弯曲直径<25 ϕ 的弯曲钢筋	10 ⁷	3	5	50	30
焊接钢筋	10 ⁷	3	5	65	40
铁丝网					
机械连接钢筋					
海洋环境					

当 $\Delta\sigma_{sh} \geq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ 时,

$$N_{sr} = \frac{N^*}{(\Delta\sigma_{sh} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \gamma_{sr,fat} / \Delta\sigma_{Rsk}(N^*))^{k_1}} \quad (7.6.4-3)$$

当 $\Delta\sigma_{sh} < \Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ 时,

$$N_{sr} = \frac{10^8}{(\Delta\sigma_{sh} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \gamma_{sr,fat} / \Delta\sigma_{Rsk}(10^8))^{k_2}} \quad (7.6.4-4)$$

式中, $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ ——钢筋疲劳应力幅特征值 (kPa) ;

N_{sr} ——疲劳抗力循环次数;

$\gamma_{Ed,fat}$ ——考虑应力计算不确定性的安全系数, 取为 1.1;

$\gamma_{sr,fat}$ ——钢筋疲劳分项系数, 取为 1.25。

3 累计疲劳损伤

$$D_{fat,s} = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_{sr}} \leq D_{lim} = 1 \quad (7.6.4-5)$$

式中, $D_{fat,s}$ ——钢筋总疲劳损伤;

n_i ——第 i 组疲劳荷载的循环次数;

N_{sr} ——疲劳抗力循环次数;

D_{lim} ——累计疲劳损伤限值。

7.7 局部承载力验算

7.7.1 预应力筋锚固区域局部受压承载力应符合以下规定:

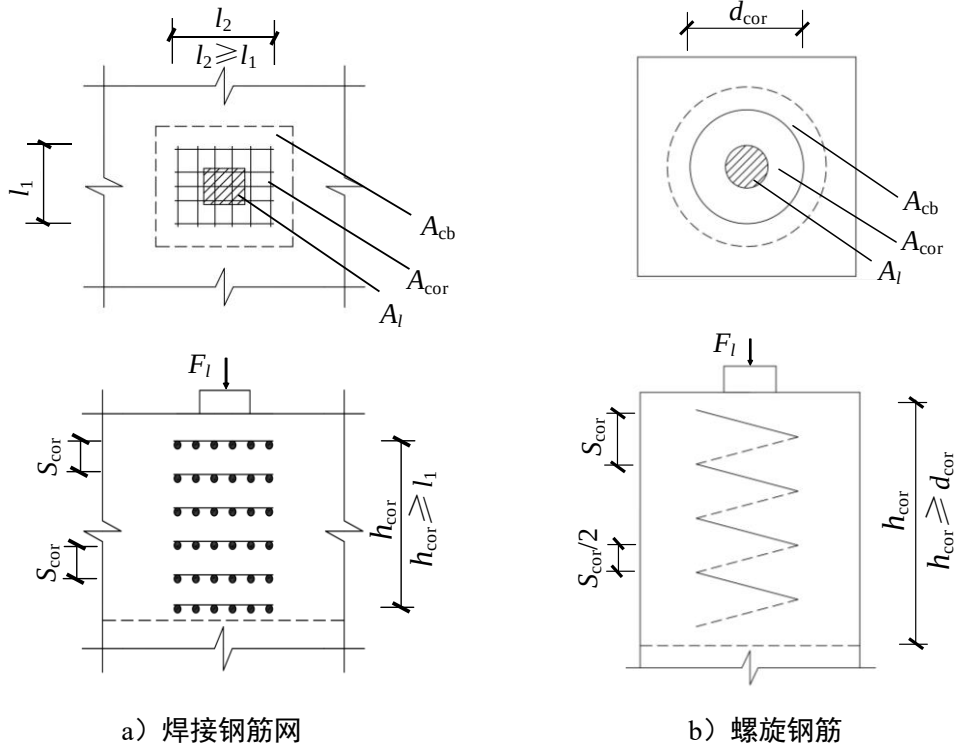


图 7.7.1 锚固区间接钢筋配置

$$F_l \leq 0.9(\beta_c \beta_l f_{cd} + 2\alpha_{cor} \rho_v \beta_{cor} f_{yd}) A_{ln} \quad (7.7.1-1)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}}$$

$$\beta_{cor} = \sqrt{\frac{A_{cor}}{A_l}}$$

当使用焊接钢筋网时：

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s_{cor}} \quad (7.7.1-2)$$

当使用螺旋钢筋时：

$$\rho_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor} s_{cor}} \quad (7.7.1-3)$$

式中， F_l ——局部压力，取单束钢绞线的预压力（kN）；

β_c ——混凝土强度影响系数，当立方体抗压强度不超过 C50 时取 1，超过 C80 时取 0.8，中间强度按线性插值法取值；

β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数；

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值（kPa）；

α_{cor} ——间接钢筋对混凝土约束效应的折减系数，当立方体抗压强度不超过 C50 时取 1，超过 C80 时取 0.85，中间强度按线性插值法取值；

ρ_v ——间接钢筋的配筋率；

β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数；

f_{yd} ——间接钢筋抗拉强度设计值（kPa）；

A_{in} ——混凝土局部受压面积净面积，应扣除孔道、凹槽部分的面积（mm²）；

A_b ——局部受压计算面积（m²），按《混凝土结构设计规范》GB50010 相关规定确定；

A_l ——混凝土局部受压面积（m²）；

n_1 、 A_{s1} ——钢筋网沿 l_1 方向的钢筋根数及单根钢筋的截面积（m²）；

n_2 、 A_{s2} ——钢筋网沿 l_2 方向的钢筋根数及单根钢筋的截面积（m²）；

l_1 、 l_2 ——钢筋网宽度（m）；

A_{cor} ——间接钢筋内表面范围内的混凝土核心截面面积，应大于混凝土局部受压面积 A_l （m²）；

s_{cor} ——钢筋网或螺旋钢筋的间距，宜取为 30~80mm；

A_{ss1} ——单根螺旋钢筋的截面积（m²）；

d_{cor} ——螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土截面直径（m）。

7.7.2 门洞处水平加强钢筋的配筋面积应按以下公式计算：

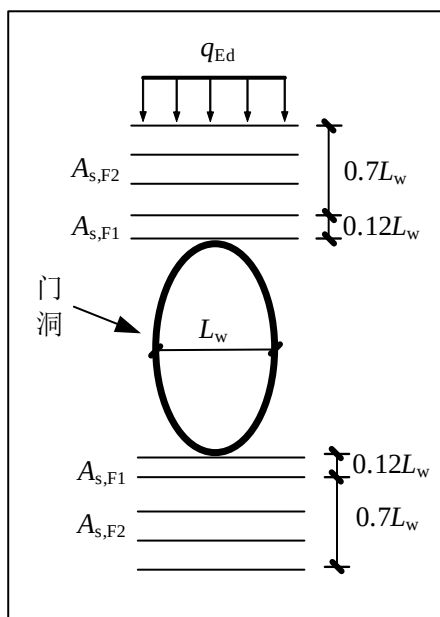


图 7.7.2 门洞区域加强布置

$0.12L_w$ 范围内所需钢筋最小配筋面积 $A_{s,F1}$ 由下式计算：

$$A_{s,F1} = 0.12q_{Ed} \cdot L_w / f_{yk} \quad (7.7.2-1)$$

$0.12L_w \sim 0.82L_w$ 范围内所需钢筋最小配筋面积 $A_{s,F1}$ 由下式计算：

$$A_{s,F2} = 0.21q_{Ed} \cdot L_w / f_{yk} \quad (7.7.2-2)$$

过梁荷载根据下式进行计算：

$$q_{Ed} = 2/3 \cdot (f_{cd} + \rho_s \cdot f_{yd}) \cdot b_t \quad (7.7.2-3)$$

式中， $A_{s,F1}$ 、 $A_{s,F2}$ ——分别为对应计算宽度处加强钢筋的最小配筋面积（ m^2 ）；

q_{Ed} ——过梁荷载（ kN/m ）；

L_w ——门洞宽度（ m ）；

f_{yk} 、 f_{yd} ——钢筋抗拉强度标准值、设计值（ kPa ）；

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值（ kPa ）；

b_t ——门洞处混凝土塔筒壁厚（ m ）。

7.7.3 门洞处斜向加强钢筋应满足以下要求：

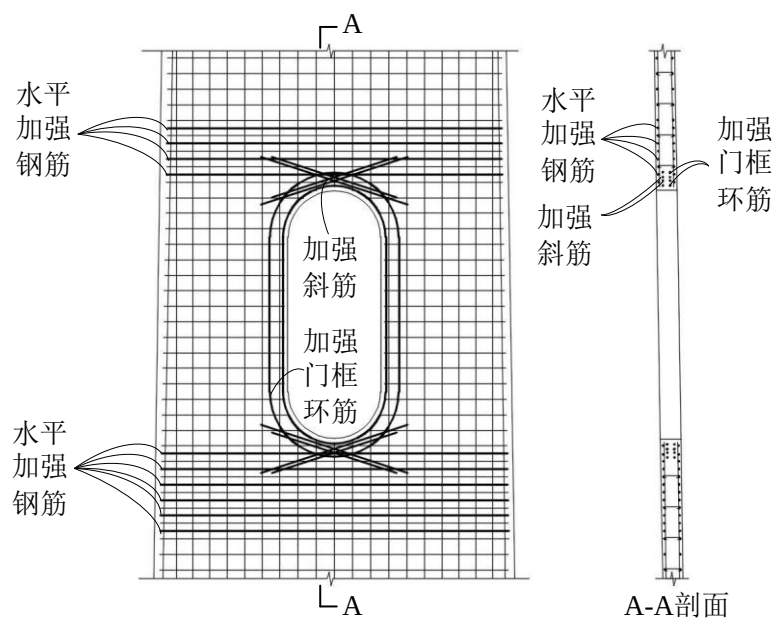


图 7.7.3 门洞区域加强配筋示意图

- 1 加强钢筋应靠近门洞周围布置，其面积可取同方向被孔洞切断钢筋截面面积的 1.3 倍。
- 2 门洞的四角处应配置斜向钢筋，每处斜向钢筋可按筒壁每 100mm 厚采用 250mm^2 的钢筋面积来配置，且钢筋排数不少于两排。
- 3 有加强钢筋深过门洞边缘的长度不应小于 45 倍钢筋直径。

8 基础结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 混塔基础宜采用重力式扩展基础或群桩基础，基础形式宜采用圆形。扩展基础适用于风电机组荷载较小、地基承载力特征值不低于 180kPa 的情况；群桩基础适用于风电机组荷载较大、地基为软弱土层或高压缩性土层。

8.1.2 风电机组基础结构的设计使用年限应为 50 年，基础结构在设计使用年限内应按照本标准第 3.2.2 条和第 3.3.2 条进行验算。

8.1.3 基础或承台主要受力部分混凝土采用现浇结构时应一次浇筑成型，采用装配式结构时应保证各构件之间的可靠连接。

8.1.4 基础内部空腔尺寸除满足结构受力要求外，需满足以下要求：

- 1 应满足钢绞线张拉空间要求。
- 2 应匹配上部塔筒结构和预应力索结构。
- 3 应满足底部平台、设备和线路布置要求。

8.1.5 风电机组基础设计应进行工程地质勘察，勘察内容和方法应符合《岩土工程勘察规范》GB 50021、《陆上风电场工程地质勘查规范》NB/T 31030 以及《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》NB/T 10311 的要求。

8.1.6 基础设计级别、结构安全等级及结构重要性系数应符合《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》NB/T 10311 的要求。

8.2 地基计算

8.2.1 地基设计时，所采用的作用效应与相应的抗力应符合下列规定：

- 1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩基础桩数时，荷载效应应按正常使用极限状态下荷载的标准组合；相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。
- 2 计算地基抗压承载力时，荷载效应应分别按正常使用极限状态下荷载的标准组合和地震作用标准组合，相应抗力取地基承载力特征值，当验算偏心荷载

时抗力应放大 1.2 倍。

3 计算地基基础沉降和倾斜变形时，荷载效应应按正常使用极限状态下荷载的标准组合，相应的限值应为地基变形允许值、应力限值和裂缝宽度允许值。

4 计算地基基础抗滑稳定和抗倾覆稳定时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载的基本组合但其分项系数为 1.0。

5 多遇地震工况下地基承载力验算时，荷载效应应按正常使用极限状态下荷载的标准组合。截面抗震验算时，荷载效应应按承载能力极限状态下的基本组合。

6 罕遇地震工况下，基础抗滑稳定和抗倾覆稳定计算的荷载效应应按承载能力极限状态下荷载的偶然组合。

7 地震作用计算和地基基础抗震验算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的规定，地基基础抗震设计还应符合国家现行标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关规定。

8.2.2 地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试，公式计算及工程类比等方法综合确定。当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5 m 的，由载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，可按《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》NB/T 10311 相关规定进行修正。

8.2.3 地基抗压承载力验算应分为未脱开地基和脱开地基两类，可按《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》NB/T 10311 相关规定进行计算。

8.2.4 地基基础沉降和倾斜变形验算可按各向同性均质线性体理论假定确定地基内应力分布，计算方法可参考《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》NB/T 10311 相关规定。地基变形允许值应符合表 8.2.4 规定。

图 8.2.3 地基变形允许值

轮毂高度 H (m)	沉降量允许值 (mm)		倾斜率允许值
	高压缩性黏性土	低、中压缩性黏性土，砂土	$\tan \theta$
$H \leq 70$	300	100	0.006
$70 < H \leq 90$	200		0.005
$90 < H \leq 120$	150		0.004
$H > 120$	100		0.003

8.2.5 承载能力极限状态下地基基础抗滑稳定和抗倾覆稳定验算、地震作用下

地基基础抗滑稳定和抗倾覆稳定验算及地基承载力验算可参考《陆上风电场工程风电机组基础设计规范》NB/T 10311 相关规定。

8.3 扩展基础

8.3.1 扩展基础设计时，所采用的作用效应与相应的抗力应符合下列规定：

- 1 扩展基础地基承载力设计应符合本标准第 8.2 节相关要求。
- 2 计算基础受冲切、基础底板配筋和斜截面抗剪时，荷载效应应按承载力极限状态下的基本组合，相应的抗力根据基础尺寸及配筋情况确定。
- 3 计算基础结构疲劳效应时，荷载效应应根据马尔科夫疲劳荷载矩阵确定，疲劳累计损伤计算应符合本标准第 7.6 节相关规定，累计损伤限值取 1。
- 4 计算基础结构裂缝宽度时，荷载效应应按准永久荷载工况取值，最大裂缝宽度限值取 0.2mm。

8.3.2 扩展基础冲切破坏时，基础沿塔筒边缘大约 45° 方向的斜裂面被拉脱而形成角锥体，塔筒边缘和承台变阶处应进行受冲切验算。冲切承载力验算应满足下式要求：

$$\gamma_0 F_{pl} \leq 0.7 \beta_{hp} f_t \left(\frac{b_s + b_b}{2} \right) h_{0s} \quad (8.3.2-1)$$

式中， γ_0 ——结构重要性系数，取 1.1；

F_{pl} ——荷载效应基本组合下，冲切破坏体以外的荷载设计值 (kN)；

β_{hp} ——承台受冲切承载力截面高度影响系数，当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 1.0，

$h \geq 2000\text{mm}$ 时，B 取 0.9，其间按线性内插法取值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (kPa)；

b_s ——冲切破坏锥体斜截面的上边圆周长 (m)；

b_b ——冲切破坏锥体斜截面的下边圆周长 (m)；

h_{0s} ——承台冲切破坏锥体计算截面的有效高度 (m)。

8.3.3 基础底板的配筋应按抗弯计算确定，并符合下列规定：

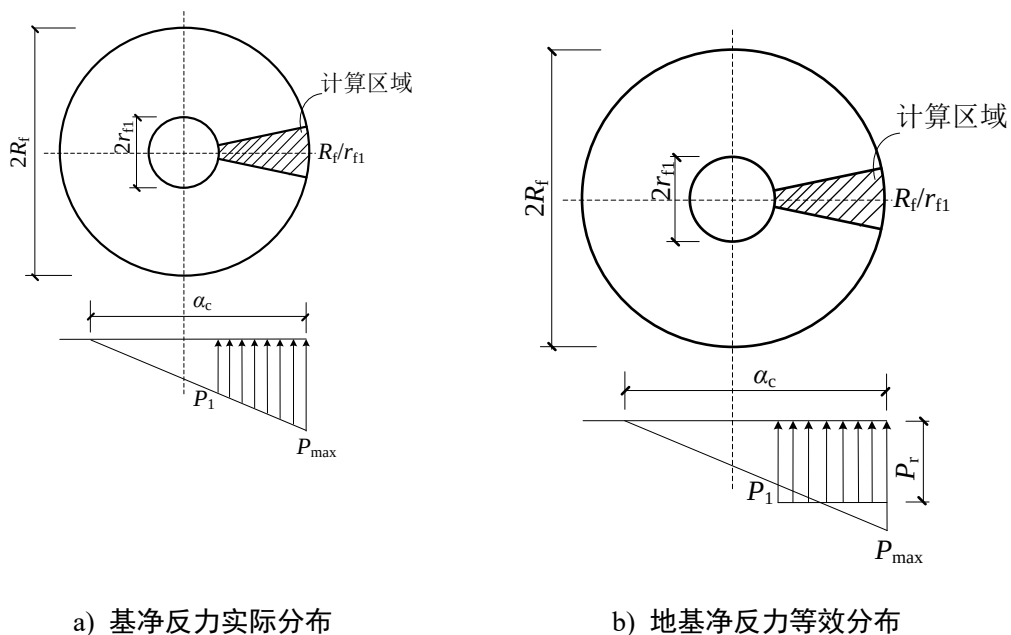


图 8.3.3 基础底部反力分布

1 计算基础底面弯矩

基础底面配筋的弯矩值可按承受均布荷载的悬臂构件进行计算, 单位弧长的弯矩设计值可按下式计算:

$$M_{dh,1} = \frac{p_r \cdot (2R_f + r_{f1}) \cdot (R_f - r_{f1})^2}{6r_{f1}} \quad (8.3.3-1)$$

2 计算基础顶面弯矩

$$M_{dh,2} = \frac{q_r \cdot (2R_f + r_{f1}) \cdot (R_f - r_{f1})^2}{6r_{f1}} \quad (8.3.3-2)$$

式中, $M_{dh,1}$ 、 $M_{dh,2}$ ——分别为基础底面、顶面计算截面处单位弧长的弯矩设计值 (kN·m) ;

p_r 、 q_r ——分别为基础底面、顶面近似均布荷载 (kPa) ;

R_f ——基础底面半径 (m) ;

r_{f1} ——计算截面处半径 (m) 。

3 计算基础配筋面积

圆形扩展基础的钢筋一般采用环向钢筋与径向钢筋交错布置的方式, 单位弧长径向配筋弯矩 M_{bl} 可取 $2/3M_{dh}$, 单位弧长环向配筋弯矩 M_{bc} 可取 $1/3M_{dh}$, 底面和顶面应采用不同的弯矩进行计算。配筋计算应按《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) 进行。

8.3.4 基础裂缝宽度应符合下列规定：

$$w_{\max} \leq w_{\lim} \quad (8.3.4-1)$$

最大裂缝宽度可按下列公式计算：

$$w_{\max} = \alpha_{\text{cr}} \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} (1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}}) \quad (8.3.4-2)$$

$$\psi_s = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_s} \quad (8.3.4-3)$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \quad (8.3.4-4)$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{A_{\text{te}}} \quad (8.3.4-5)$$

式中， $w_{\max}$ ——基础最大裂缝宽度（mm）；

$w_{\lim}$ ——基础最大裂缝宽度限值（mm），取 0.2mm；

α_{cr} ——构件受力特征系数，按表 8.3.4 采用；

ψ_s ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，小于 0.2 时取 0.2，大于 1.0 时取 1.0；

σ_s ——按准永久荷载工况下的纵向受拉钢筋应力（MPa）；

E_s ——钢筋弹性模量（MPa）；

c_s ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区边缘的距离，小于 20mm 时取 20mm，大于 65mm 时取 65mm；

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径（mm）；

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率，小于 0.01 时取 0.01；

f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值（MPa）；

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数；

d_i ——拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径（mm）；

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数，光圆钢筋取 0.7，带

肋钢筋取 1.0;

A_s ——受拉区纵向普通钢筋截面面积 (mm^2);

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积 (mm^2)。

图 8.3.4 构件受力特征系数

类型	α_{cr}	
	钢筋混凝土构件	预应力混凝土构件
受弯、偏心受压	1.9	1.5
偏心受压	2.4	—
轴心受拉	2.7	2.2

8.3.5 扩展基础底面半径宜为轮毂高度的 $1/12 \sim 1/8$; 基础整体高度宜为轮毂高度的 $1/40 \sim 1/25$; 基础边缘高度宜为基础底面直径的 $1/20 \sim 1/15$, 且不宜小于 0.6m; 基础圆台边坡坡度要求不宜大于 1:4; 空腔直径不宜小于 7.5m, 高度不宜小于 1.5m; 基础牛腿高度不宜小于 1.0m。

8.4 群桩基础

8.4.1 群桩基础设计时, 所采用的作用效应与相应的抗力应符合下列规定:

1 确定桩数和布桩时, 应采用传至承台底面的荷载效应标准组合; 相应的抗力应采用基桩或复合基桩承载力特征值。

2 计算荷载作用下的桩基沉降和水平位移时, 应采用荷载效应准永久组合; 计算水平地震作用、风载作用下的桩基水平位移时, 应采用水平地震作用、风载效应标准组合。

3 验算坡地、岸边建筑桩基的整体稳定性时, 应采用荷载效应标准组合; 抗震设防区, 应采用地震作用效应和荷载效应的标准组合。

4 在计算桩基结构承载力、确定尺寸和配筋时, 应采用传至承台顶面的荷载效应基本组合。当进行承台和桩身裂缝控制验算时, 应分别采用荷载效应标准组合和荷载效应准永久组合。

5 计算承台结构疲劳效应时, 荷载效应应根据马尔科夫疲劳荷载矩阵确定, 疲劳累计损伤计算应符合本标准第 7.6 条相关规定, 累计损伤限值取 1。

8.4.2 桩的竖向承载力应根据以下公式进行验算:

1 计算桩顶荷载

轴心竖向荷载作用下，基桩所受竖向力平均值由下式计算：

$$N_{pk,mean} = \frac{F_{x,k} + G_k}{n} \quad (8.4.2-1)$$

偏心竖向荷载作用下，基桩所受竖向力最大值由下式计算：

$$N_{pk,max} = \frac{F_{x,k} + G_k}{n} + \frac{(M_{yz,k} + F_{yz,k} h_d) r_{p,max}}{\sum r_{p,i}^2} \quad (8.4.2-2)$$

式中， $N_{pk,mean}$ 、 $N_{pk,max}$ ——分别为基桩桩顶所受竖向力平均值、最大值（kN）；

$F_{x,k}$ ——按荷载效应标准组合承台顶面的轴力设计值（kN）；

G_k ——承台自重（kN）；

n ——桩总数；

$M_{yz,k}$ ——按荷载效应标准组合承台顶面的弯矩设计值（kN·m）；

$F_{yz,k}$ ——按荷载效应标准组合承台顶面的水平力设计值（kN）；

h_d ——承台高度（m）；

$r_{p,i}$ ——按圆形布置的群桩基础第 i 基桩至承台中心的距离（m）；

$r_{p,max}$ ——按圆形布置的群桩基础第 i 基桩至承台中心的距离的最大值（m）。

2 计算桩竖向承载力特征值

$$R_a = Q_{uk} / K = (u_p \sum q_{sik} l_{pi} + q_{pk} A_{pe}) / K \quad (8.4.2-3)$$

$$A_{pe} = A_{ps} + \lambda_p A_{pl} \quad (8.4.2-4)$$

$$\begin{cases} \lambda_p = 0.16 h_b / D_p, & h_b / D_p < 5 \\ \lambda_p = 0.8, & h_b / D_p \geq 5 \end{cases} \quad (8.4.2-5)$$

式中， R_a ——单桩竖向承载力特征值（kN）；

Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力标准值（kN）；

K ——安全系数，取 2.0；

u_p ——桩身周长（m）；

q_{sik} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值（kPa）；

l_{pi} ——桩穿过的第 i 层土的厚度 (m) ;

q_{pk} ——极限端阻力标准值 (kPa) ;

A_{pe} ——桩端面积 (m²) ;

A_{ps} ——桩身截面积 (m²) ;

λ_p ——桩端土塞效应修正系数, 对于闭口管桩取 1.0, 对于开口管桩根据式 8.4.2-5 计算;

A_{pi} ——管桩空心部分面积 (m²) ;

h_b ——桩端进入持力层深度 (m) ;

D_p ——桩身外径 (m) 。

3 验算桩竖向承载力

(1) 不考虑地震作用时

轴心竖向荷载作用下:

$$N_{pk,mean} \leq R_a \quad (8.4.2-6)$$

偏心竖向荷载作用下:

$$N_{pk,max} \leq 1.2R_a \quad (8.4.2-7)$$

(2) 考虑地震作用时:

轴心竖向荷载作用下:

$$N_{Epk,mean} \leq 1.25R_a \quad (8.4.2-8)$$

偏心竖向荷载作用下:

$$N_{Epk,max} \leq 1.5R_a \quad (8.4.2-9)$$

式中, R_a ——单桩竖向承载力特征值 (kN) ;

$N_{pk,mean}$ 、 $N_{pk,max}$ ——分别为荷载效应标准组合下各基桩桩顶所受竖向力平均值、最大值 (kN) ;

$N_{Epk,mean}$ 、 $N_{Epk,max}$ ——分别为考虑地震作用时各基桩桩顶所受竖向力平均值、

最大值（kN）。

8.4.3 桩的抗拔承载力应根据以下公式进行验算：

1 计算桩的拔力

$$T_{pk,max} = \frac{F_{x,k} + G_k}{n} - \frac{(M_{yz,k} + F_{yz,k} \cdot h_d) \cdot r_{p,max}}{\sum r_{p,i}^2} \quad (8.4.3-1)$$

2 计算桩极限抗拔承载力标准值

$$T_{uk} = \sum \lambda_{pi} q_{sik} u_{pi} l_{pi} \quad (8.4.3-2)$$

3 群桩基础非整体破坏时桩的抗拔承载力验算

$$|T_{pk,max}| \leq T_{uk} / 2 + G_p \quad (8.4.3-3)$$

式中， $T_{pk,max}$ ——荷载效应标准组合下，桩的拔力（kN）；

T_{uk} ——群桩呈非整体破坏时基桩的抗拔极限承载力标准值（kN）；

λ_{pi} ——第 i 层土的抗拔系数，砂土取 0.5~0.7，黏性土取 0.7~0.8，当桩长与桩径之比小于 20 时，取小值；

q_{sik} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值（kPa）；

u_{pi} ——桩身周长（m），按表 8.4.3 计算；

l_{pi} ——桩穿过的第 i 层土的厚度（m）；

G_p ——桩的自重（kN）。

图 8.4.3 扩底桩破坏表面周长

桩穿过的第 i 层土的厚度 l_{pi}	$\leq (4 \sim 10) D_p$	$> (4 \sim 10) D_p$
u_{pi}	πD_{pi}	πD_p

注：1. l_{pi} 对于软土取低值，对于卵石、砾石取高值。

2. D_{p1} 为扩底端设计直径。

3. D_p 为桩身直径。

8.4.4 桩的水平承载力和桩身抗剪承载力应根据以下公式进行验算：

1 计算桩的水平力

$$H_{pk} = F_{yz,k} / n \quad (8.4.4-1)$$

式中， H_{pk} ——荷载效应标准组合下作用于基桩桩顶的水平力（kN）；

$F_{yz,k}$ ——荷载效应标准组合下作用于承台底部的水平合力（kN）；

n ——桩总数。

2 计算桩的水平承载力特征值

桩的水平承载力由水平位移控制时，可按下式计算桩的水平承载力特征值：

$$R_{ha} = 0.75 \frac{\alpha_p^3 EI_p}{\nu_x} \chi_{0a} \tag{8.4.4-3}$$

水平变形系数 α_p 可由下式计算：

$$\alpha_p = \sqrt[5]{\frac{m_p b_{p1}}{EI_p}} \tag{8.4.4-4}$$

式中， R_{ha} ——桩的水平承载力特征值（kN）；

EI_p ——桩身抗弯刚度（kN·m²）；

ν_x ——桩顶水平位移系数，按表 8.4.4-1 取值；

χ_{0a} ——桩顶允许水平位移，取 0.01m；

α_p ——水平变形系数（m⁻¹）；

m_p ——桩侧土水平抗力系数的比例系数（kN·m⁻⁴），按表 8.4.4-2 取值；

b_{p1} ——桩身计算宽度（m）。

图 8.4.4-1 桩顶（身）最大弯矩系数 ν_M 和桩顶水平位移系数 ν_x

桩顶约束情况	桩的换算埋深（ $\alpha_p h$ ）	ν_M	ν_x
铰接、自由	4.0	0.768	2.441
	3.5	0.750	2.502
	3.0	0.703	2.727
	2.8	0.675	2.905
	2.6	0.639	3.163
	2.4	0.601	3.526
固接	4.0	0.926	0.940
	3.5	0.934	0.970
	3.0	0.967	1.028
	2.8	0.990	1.055

	2.6	1.018	1.079
	2.4	1.045	1.095

注：桩的换算埋深大于 4 时，取 4。

图 8.4.4-2 地基土水平抗力系数的比例系数值 m_p

地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
	m_p /MN·m ⁻⁴	相应单桩在地 面处水平位移 /mm	m_p /MN·m ⁻⁴	相应单桩在地 面处水平位 移 /mm
淤泥；淤泥质土；饱和湿陷性黄土	2~4.5	10	2.5~6	6~12
流塑($I_L > 1$)、软塑($0.75 < I_L \leq 1$)状黏性土； $e_{sp} > 0.9$ 粉土；松散粉细砂；松散、稍密填土	4.5~6	10	6~14	4~8
可塑($0.25 < I_L \leq 0.75$)状黏性土、湿陷性黄土； $e_{sp} = 0.75 \sim 0.9$ 粉土；中密填土；稍密细砂	6~10	10	14~35	3~6
硬塑($0 < I_L \leq 0.25$)、坚硬($I_L \leq 0$)状黏性土、湿陷性黄土； $e_{sp} < 0.75$ 粉土；中密的中粗砂；密实老填土	10~22	10	35~100	2~5
中密、密实的砾砂、碎石类土	\	\	100~300	2.5~3

注：1. 当桩顶水平位移大于表列数值或灌注桩配筋率较高（ $\geq 0.65\%$ ）时， m_p 值应适当降低。

2. 当预制桩的水平向位移小于 10mm 时， m_p 值可适当提高。
3. 当水平荷载为长期或经常出现的荷载时，应将表列数值乘以 0.4 的降低系数。
4. 参数 e_{sp} 为土体孔隙率， I_L 为土体液性指数。

3 桩的水平承载力验算

$$H_{pk} = \eta_h R_{ha} \quad (8.4.4-5)$$

式中， η_h ——水平承载力调整系数，荷载效应标准组合下取 0.8，地震作用取 1.25。

4 桩身抗剪承载力验算

当桩的水平承载力不由水平位移控制，而由桩身强度控制时，应在承载能力极限状态工况中的水平荷载作用下验算桩身的抗剪承载力：

$$\gamma_0 H_{pd} \leq V_{ud} \quad (8.4.4-6)$$

式中, H_{pd} ——承载力极限状态工况下作用于基桩桩顶的水平力 (kN) ;

γ_0 ——结构重要性系数;

V_{ud} ——桩身抗剪承载力设计值, 根据厂家所提供桩的技术参数确定 (kN)。

8.4.5 桩的压力根据承载力极限状态下荷载基本组合效应计算, 计算方法可根据式 (8.4.2-2) 进行, 桩身受压承载力验算应符合以下要求;

桩顶以下 5 倍直径范围的桩身螺旋式箍筋间距不大于 100mm:

$$N = \psi_c f_{cd} A_{ps} + 0.9 f_{yd} A'_s \quad (8.4.5-1)$$

不满足上述配筋要求时, 不考虑纵向主筋参与抗压的作用:

$$N = \psi_c f_{cd} A_{ps} \quad (8.4.5-2)$$

式中, N ——荷载效应基本组合下的桩顶轴向压力设计值 (kN) ;

ψ_c ——基桩成桩工艺系数, 按第 8.4.6 条取值;

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值 (kPa) ;

A_{ps} ——桩身截面面积 (m²) ;

f'_{yd} ——纵向主筋抗压强度设计值 (kPa) ;

A'_s ——纵向主筋截面面积 (m²) 。

8.4.6 成桩工艺对桩身混凝土的强度发挥影响较大, 根据成桩工艺的环境、质量的可控度不同, 成桩工艺系数 ψ_c 按下述规定取值:

1 混凝土预制桩、预应力混凝土空心桩 ψ_c 取 0.85, 主要考虑沉桩后桩身常出现裂缝。

2 干作业非挤土灌注桩 (含机钻、挖、冲孔桩、人工挖孔桩) ψ_c 取 0.9。

3 泥浆护壁和套管护壁非挤土灌注桩、部分挤土灌注桩、挤土灌注桩 ψ_c 取值在 0.7~0.8 之间, 其中对于易塌孔的流塑状软土、松散粉土、粉砂, 宜取 0.7。

4 软土地区挤土灌注桩 ψ_c 取 0.6。

8.4.7 群桩基础桩身一般要求桩不出现裂缝, 桩身开裂验算应满足下列要求:

$$\frac{T_{pk,max}}{A_{ps}} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (8.4.7-1)$$

式中, $T_{pk,max}$ ——正常使用极限状态工况下基桩所受上拔荷载最大值 (kN) ;

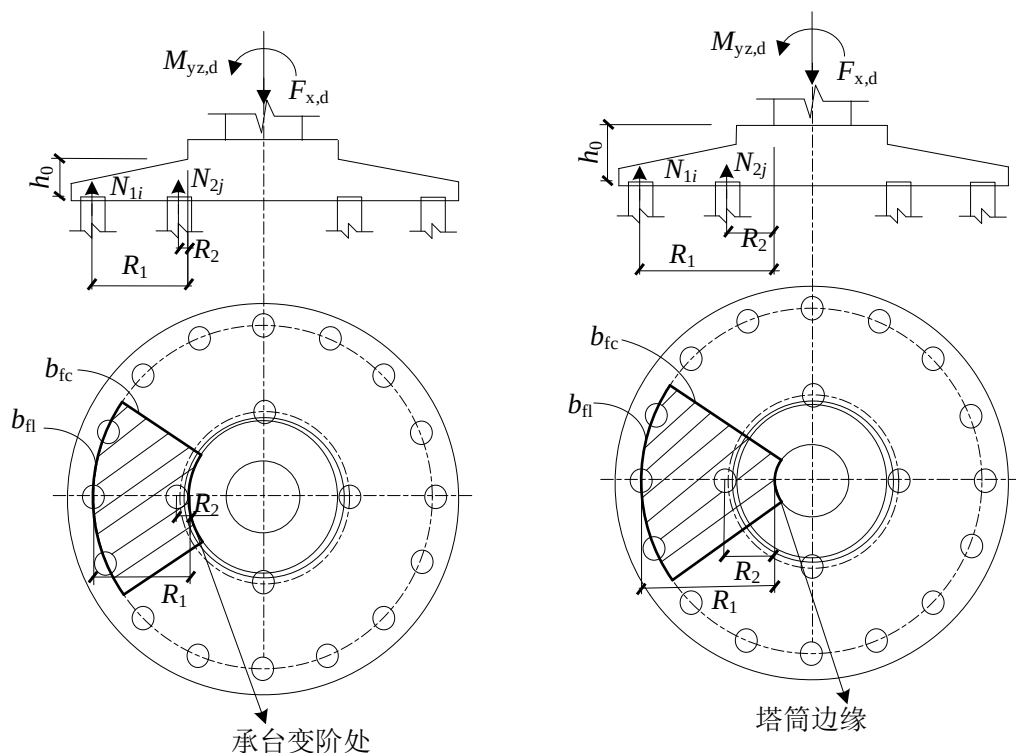
A_{ps} ——桩身截面面积 (m²) ;

σ_{pc} ——桩的有效预压应力 (kPa) ;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (kPa) 。

8.4.8 混合结构塔筒群桩基础中桩距较密, 桩中心距通常不大于 6 倍桩径, 采用等效分层总和法计算桩的沉降变形。等效作用面位于桩端平面, 等效作用面积为桩承台投影面积, 等效作用附加压力近似取承台底平均附加压力。等效作用面以下的应力分布采用各向同性均质直线变形体理论。计算方法应满足《建筑桩基技术规范》JGJ 94 相关要求。

8.4.9 群桩基础承台应进行正截面受弯承载力计算, 采用承台底面荷载效应基本组合计算弯矩, 弯矩可根据下列公式计算, 计算径向钢筋配筋面积时弯矩取 $2/3M_{ws}$, 计算环向钢筋配筋面积时弯矩取 $1/3M_{ws}$ 配筋计算应按《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) 进行。



a) 承台变阶处抗弯计算示意图

b) 塔筒边缘承台抗弯计算示意图

图 8.4.9 桩基圆形承台抗弯计算示意图

计算截面处弯矩通过下式计算：

$$M_{ws} = \sum_j N_{1j} R_1 + \sum_k N_{2k} R_2 \quad (8.4.9-1)$$

式中， M_{ws} ——计算单元截面处弯矩设计值（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）；

N_{1j} 、 N_{2k} ——基础扇形面内外圈第 j 根桩和内圈第 k 根桩的桩顶反力（ kN ），

当计算承台底面配筋时，采用扣除所取计算单元承台及其上填土自重后的桩顶压力，当计算承台顶面配筋时，采用桩顶上拔荷载；

R_1 、 R_2 ——分别为外圈桩中心和内圈桩中心距计算截面（即承台变阶处或塔筒边缘）的距离。

8.4.10 塔筒边缘、承台受变阶和边桩处，应进行承台受冲切验算，并符合以下公式要求：

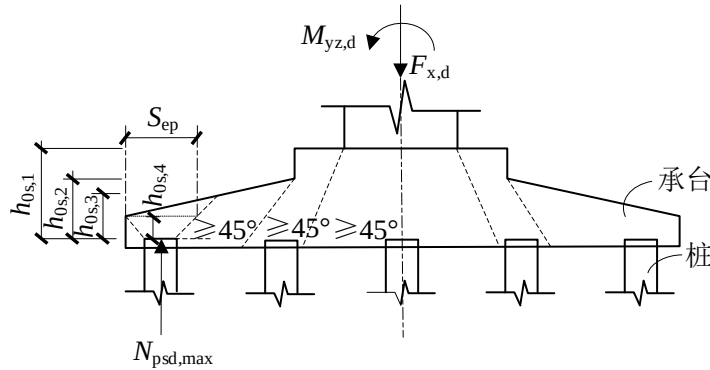


图 8.4.10 承台冲切计算示意图

承台受塔筒边缘冲切、承台受变阶处冲切承载力验算：

$$\gamma_0 F_{pl} \leq 0.35 \beta_{hp} f_t (b_s + b_b) h_{0s} \quad (8.4.10-1)$$

$$F_{pl} = F_{x,d} - \sum_i N_{psd,i} \quad (8.4.10-2)$$

承台受边桩冲切承载力验算：

$$\gamma_0 N_{psd,max} \leq 0.7 \beta_{hp} f_t A_{ps,s} \quad (8.4.10-3)$$

式中， F_{pl} ——承载能力极限状态工况下冲切破坏锥体上的冲切力（ kN ）；

β_{hp} ——承台受冲切承载力截面高度影响系数，高度小于 800mm 时， β_{hp} 取

1.0, 高度大于 2000mm 时, β_{hp} 取 0.9, 其间接线性内插法取值; ;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (kPa) ;

b_s ——冲切破坏锥体斜截面的上边圆周长 (m) ;

b_b ——切破坏锥体斜截面的下边圆周长 (m) ;

h_{0s} ——承台冲切破坏斜锥体的有效高度 (m) ;

$F_{x,d}$ ——承台顶部竖向力基本组合值 (kN) ;

$N_{psd,i}$ ——不计承台及其上土自重, 在承载能力极限状态工况下冲切破坏锥体范围内的各基桩桩顶所受竖向力 (kN) ;

$N_{psd,max}$ ——不计承台及其上土自重, 在承载能力极限状态工况下边桩桩顶所受竖向力最大值 (kN) ;

$A_{ps,s}$ ——边桩冲切面面积 (m^2) 。

8.4.11 承台的剪切破坏面通常出现在塔筒与桩边连线形成的斜截面上, 或变阶处与桩边连线形成的斜截面上, 抗剪承载力进行验算应按以下公式验算:

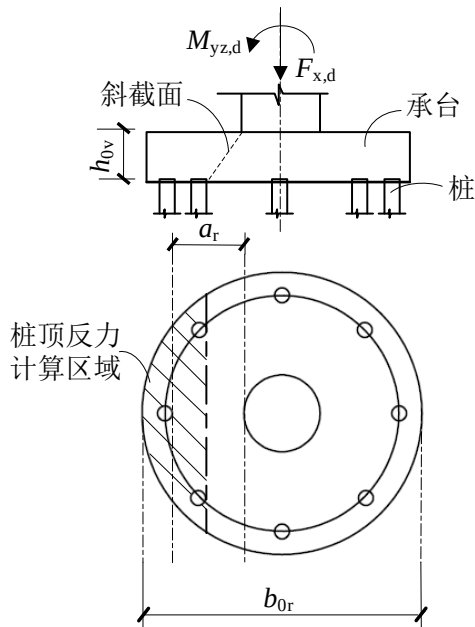


图 8-1 无变阶承台斜截面抗剪计算模型

示意图

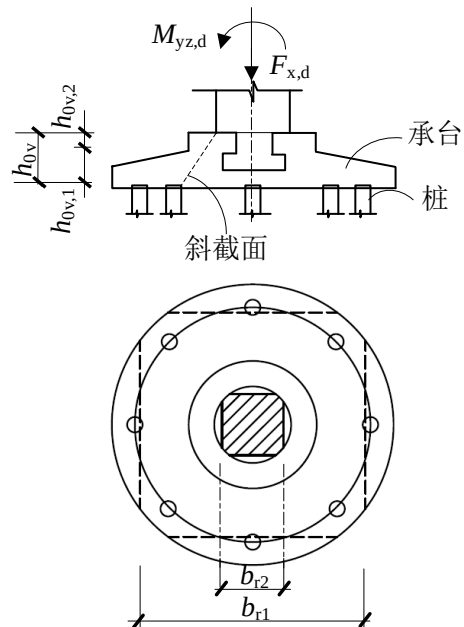


图 8-2 锥形承台斜截面受剪等效计算模型示

意图 (以塔筒边缘受剪为例)

$$\gamma_0 V_f \leq \beta_{hs} \alpha_v f_t b_v h_{0v} \quad (8.4.11-1)$$

$$\beta_{hs} = \left(\frac{800}{h_{0v}} \right)^{1/4} \quad (8.4.11-2)$$

$$\alpha_v = \frac{1.75}{\lambda + 1} \quad (8.4.11-3)$$

$$b_v = [1 - 0.5 \frac{h_{0v,2}}{h_{0v}} (1 - \frac{b_{r2}}{b_{r1}})] b_{r1} \quad (8.4.11-4)$$

式中, V_f ——计承台及其上土自重时, 在承载能力极限状态工况下的斜截面最大剪力设计值, 其值为斜截面外侧所有桩的桩顶反力之和 (kN);

α_v ——承台剪切系数;

f_t ——混凝土抗拉强度设计值 (kPa);

λ ——计算截面的剪跨比, $\lambda = a_r / h_{0v}$ 。当 $\lambda < 0.25$ 时, 取 0.25, 当 $\lambda > 3$ 时, 取 3;

b_v ——计算斜截面处的计算宽度 (m);

h_{0v} ——承台计算截面处的有效高度 (m)。

8.4.12 塔筒底部、桩顶应根据下式进行局部受压承载力验算:

$$F_l \leq 1.35 \beta_c \beta_l f_c A_{ln} \quad (8.4.12-1)$$

式中, F_l ——局部压力, 当局压面在塔筒底部时取塔底竖向力, 当局压面在桩顶时取桩顶竖向反力 (kN);

β_c ——混凝土强度影响系数, 当立方体抗压强度不超过 C50 时取 1, 超过 C80 时取 0.8, 中间强度按线性插值法取值;

β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数, 根据式(7.7.1-1)计算;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (kPa);

A_{ln} ——混凝土局部受压面积净面积, 取塔筒底部或桩顶扣除孔道、凹槽部分后的受压净面积 (m²)。

8.4.13 承台裂缝宽度验算方法参考本标准第 8.3.4 条进行, 计算截面处弯矩计算方法应参考本标准第 8.4.9 条。当验算径向裂缝时, 弯矩取 $2/3 M_{ws,q}$, 当验算环向

裂缝时，弯矩取 $1/3M_{ws,q}$ 。

8.4.14 桩基承台除应满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构要求外，承台边缘至边桩中心的距离不宜小于桩的直径或边长，且边缘挑出的长度不宜小于150mm。

9 转接结构设计

9.1 钢筋混凝土转接结构

9.1.1 钢筋混凝土转接结构应通过有限元方法进行设计,并根据本标准第 7.7 节进行局部承载力验算。

9.1.2 为防止转接结构内锥度过大造成内壁斜压破坏,可将转接结构的顶底内径设计为相同。

9.1.3 预应力孔道的位置应尽量贴近下部混凝土塔筒内壁,以免产生较大的偏心弯矩,但同时应兼顾上部钢结构塔筒的连接位置。

9.1.4 当上部钢结构塔筒的连接位置距下部混凝土塔筒内壁较远时,应考虑设置长螺杆连接。设置长螺杆连接的转接结构由于预应力和长螺杆的局部压力过于集中,宜增大顶部及底部厚度、减小内壁锥度。

9.1.5 转接结构底部与混凝土塔筒顶部之间以及转接结构顶部与钢结构塔筒底部之间宜采用面-面接触模型模拟两者间的界面关系,转接结构顶部与钢结构塔筒底部之间的摩擦系数 μ 取值范围为 0.3~0.5,转接结构底部与混凝土塔筒之间的摩擦系数 μ 按第 7.4.2 节取值。

9.1.6 混凝土及钢筋的弹塑性本构模型应根据《混凝土结构设计规范》GB 50010 选取。

9.1.7 转接段疲劳强度验算可根据有限元方法计算混凝土与钢筋应力幅值,并依据本标准第 7.6 节计算。

9.2 纯钢转接结构

9.2.1 纯钢转接结构应通过有限元方法进行设计,宜采用实体单元而非壳单元进行建模,以确定各焊缝位置的局部应力。钢材本构模型应符合《钢结构设计规范》GB 50017 相关规定。

9.2.2 纯钢结构锚固区尺寸需设计得足够大,且锚固区需离混凝土塔筒顶部有足够的距离,以保证混凝土塔筒顶部不在锚固区应力集中范围内。

9.2.3 锚固区的预应力垫板下应设置较长的加劲肋进行支撑，以避免钢管及加劲肋本身可能会出现局部屈曲。

9.2.4 转接结构底部与混凝土塔筒顶部之间采用面-面接触模型模拟两者间的界面关系，摩擦系数取值范围在 0.3~0.5 之间。

9.2.5 转接结构疲劳总损伤本标准第 7.6.2 条计算，应力幅值及钢材 S-N 可根据以下公式进行计算：

1 应力幅值计算

根据有限元计算结果，通过施加单位荷载的方式获得钢材的应力幅值，并采用表面线性外推法计算热点应力，计算公式如下：

单位荷载 M_{unit} 下，热点应力的计算

$$\sigma_{\text{hot}} = 1.67\sigma_{(0.4t_w)} - 0.67\sigma_{(1.0t_w)} \quad (9.2.5-1)$$

某荷载循环下，应力幅值计算

$$\Delta\sigma_{\text{sa}} = \frac{M_i}{M_{\text{unit}}} \sigma_{\text{hot}} \quad (9.2.5-2)$$

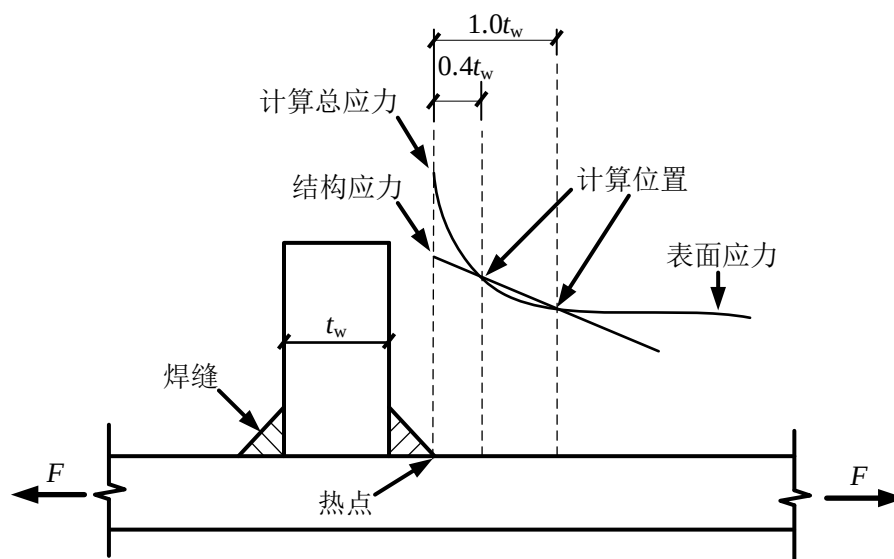


图 9.2.5 热点应力法（以两点插值线性外推为例）

式中， σ_{hot} ——焊趾热点应力（MPa）；

$\sigma_{(0.4t_w)}$ ——距离焊趾 $0.4t_w$ 位置的应力（MPa）；

$\sigma_{(1.0t_w)}$ ——距离焊趾 $1.0t_w$ 位置的应力（MPa）；

t_w ——焊接构件尺寸（mm）；

$\Delta\sigma_{sa}$ ——疲劳荷载下应力幅值（MPa）；

M_i ——第*i*项疲劳荷载弯矩幅值（kN·m）。

2 钢结构正应力幅典型 S-N 曲线，疲劳抗力循环次数 N_a 的计算

$$\text{当 } \Delta\sigma_{sa} > \Delta\sigma_{D,sa}, N_a = \frac{2 \times 10^6}{(\Delta\sigma_{sa} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \gamma_{sa,fat} / \Delta\sigma_{c,sa})^3} \quad (9.2.5-3)$$

$$\text{当 } \Delta\sigma_{L,sa} \leq \Delta\sigma_{sa} \leq \Delta\sigma_{D,sa}, N_a = \frac{5 \times 10^6}{(\Delta\sigma_{sa} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \gamma_{sa,fat} / \Delta\sigma_{sa,D})^5} \quad (9.2.5-4)$$

$$\text{当 } \Delta\sigma_{sa} < \Delta\sigma_{L,sa}, \text{ 不考虑该循环下的疲劳损伤} \quad (9.2.5-5)$$

$$\Delta\sigma_{D,sa} = (0.4)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_{c,sa} \quad (9.2.5-6)$$

$$\Delta\sigma_{L,sa} = (0.05)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_{D,sa} \quad (9.2.5-7)$$

式中， $\Delta\sigma_{sa}$ ——疲劳荷载下应力幅值（MPa）；

$\Delta\sigma_{D,sa}$ —— 5×10^6 次循环对应的常幅疲劳极限（MPa）；

$\Delta\sigma_{L,sa}$ —— 1×10^8 次循环对应的截止极限（MPa）；

N_a ——疲劳抗力循环次数 N_a ；

$\gamma_{Ed,fat}$ ——考虑应力计算不确定性的安全系数，取为 1.1；

$\gamma_{sa,fat}$ ——转接结构疲劳分项系数，取为 1.15；

$\Delta\sigma_{c,sa}$ ——转接结构焊缝疲劳强度在 2×10^6 次循环下的基准值，对接焊缝和角焊缝，可取为 80MPa。

9.3 组合转接结构

9.3.1 组合转接结构应采用有限元方法进行验证，并符合本标准相关验算要求。

9.3.2 组合转接结构需在内外钢管之间焊接沿环向均匀布置的加劲板，可在各加劲板上开孔使混凝土浆体可通过，保证混凝土浇筑的流动性。加劲板数量至少设置为 12 个。加劲板厚度可与内钢管保持一致。

9.3.3 组合转接结构应在内外钢管上焊接栓钉进一步加强钢管与混凝土的连接，栓钉的直径不宜大于相连钢管厚度的 1.5 倍，栓钉的长度宜大于栓钉直径的 8 倍，栓钉横向和竖向间距宜取为 600mm×600mm 以下。

9.3.4 转接结构可在底部和顶部增设若干环向钢筋分担混凝土环向应力。环向钢筋设置方式为：在加劲板顶部和底部区域开孔供环向钢筋穿过，环向钢筋点焊在加劲板的孔道边缘。

9.3.5 组合转接结构底部连接方式与钢筋混凝土转接结构相同，仍使用结构胶或灌浆料连接。宜在组合转接结构底部设置环板，限制内外钢管的径向位移。若不设置底部环板，则应设置足够的加劲板和栓钉，增强内外钢管和混凝土的连接。

9.3.6 钢材本构模型应符合《钢结构设计规范》GB 50017 相关规定。混凝土本构模型应采用约束混凝土本构模拟组合转接结构中夹层混凝土的受压应力-应变关系，可按以下进行设定：

1 约束混凝土的单轴受压应力-应变关系

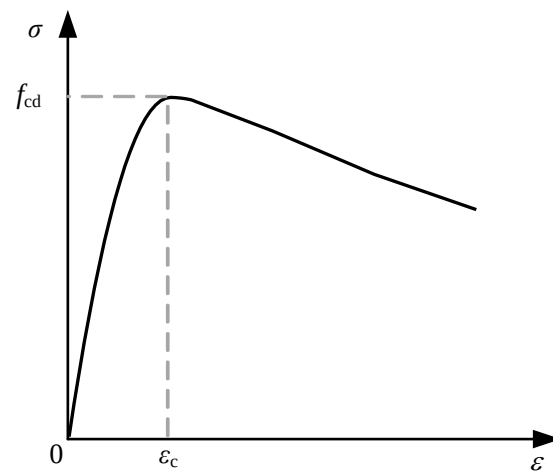


图 9.3.6 约束混凝土的单轴受压应力-应变关系

$$y = \begin{cases} 2 \cdot x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0 \cdot (x-1)^2 + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (9.3.6-1)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}, \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (9.3.6-2)$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \cdot 10^{-6} \quad (9.3.6-3)$$

$$\varepsilon_c = (1300 + 12.5 \cdot f_c) \cdot 10^{-6} \quad (9.3.6-4)$$

$$\beta_0 = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^2]} \cdot f_c^{0.5} \cdot 0.5 \geq 0.12 \quad (9.3.6-5)$$

$$\xi = \frac{A_{so} \cdot f_{yod}}{A_{ce} \cdot f_c} \quad (9.3.6-6)$$

式中, σ_0 ——取混凝土轴心抗压强度设计值 f_c (MPa) ;

A_{so} ——外钢管面积 (mm²) ;

f_{yod} ——外钢管抗拉强度设计值 (MPa) ;

A_{ce} ——核心混凝土面积 (mm²) 。

2 混凝土的受拉的塑性行为采用应力-断裂能关系(即破坏能准则)可根据下式进行计算

$$G_f = a(0.1f'_c)^{0.7} \cdot 10^{-3} \quad (9.3.6-7)$$

$$a = 1.25d_{\max} + 10 \quad (9.3.6-8)$$

式中, G_f ——混凝土断裂能 (N/mm) ;

f'_c ——夹层混凝土抗压前强度设计值 (MPa) ;

$d_{\max}$ ——最大骨料粒径 (mm) 。

9.3.7 有限元计算中, 组合结构转接段夹层混凝土与内外钢管之间应考虑界面粘结力和界面摩擦力的影响, 取较大值作为截面切向抗力的设计值, 可根据以下公式确定:

$$\tau_{\text{crit}} = \mu p \geq \tau_{\text{bond}} \quad (9.3.7-1)$$

$$\tau_{\text{bond}} = 2.314 - 0.0195 \cdot d/t \quad (9.3.7-2)$$

式中, τ_{crit} ——界面剪应力临界值 (MPa) ;

μ ——界面摩擦系数, 取 0.6;

p ——界面压力 (MPa) ;

τ_{bond} ——钢管与混凝土之间的平均界面粘结力 (MPa) ;

d ——夹层混凝土直径 (mm) ;

t ——钢管壁厚（mm）。

9.3.8 组合转接结构中栓钉承载力应根据以下公式进行验算：

$$N_v^c = 0.43A_{st}\sqrt{E_c f_{cd}} \leq 0.7A_{stb} f_{ust} \quad (9.3.8-1)$$

由竖向力引起的栓钉竖向剪力可根据以下公式计算：

$$V_{stb,z} = \min\{V_c, V_t\} / n_{stb} \quad (9.3.8-2)$$

$$V_c = 0.5f_{td}A_c + 0.13F_v + f_{yd}A_{sh} \quad (9.3.8-3)$$

$$V_t = 0.6A_{st} f_{syd} \quad (9.3.8-4)$$

由扭矩引起的栓钉水平剪力可根据以下公式计算：

$$V_{stb,x} = \frac{M_z}{n_{stb} r_{stb}} \quad (9.3.8-5)$$

栓钉剪力承载力按下式验算：

$$V_{stb} = \sqrt{V_{stb,z}^2 + V_{stb,x}^2} \leq N_v^c \quad (9.3.8-6)$$

式中， N_v^c ——单个栓钉的抗剪承载力设计值（N）；

A_{st} ——钢管截面积（mm²）；

E_c ——混凝土弹性模量（MPa）；

f_{cd} ——混凝土抗拉强度设计值（MPa）；

A_{stb} ——栓钉截面积（mm²）；

f_{ust} ——栓钉抗拉强度（MPa），根据《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T

10433-2002 确定；

$V_{stb,z}$ ——栓钉竖向合剪力（N），取钢管和混凝土承受剪力的较小值；

V_c 、 V_t ——分别为夹层混凝土承受的竖向剪力、钢管承受的竖向剪力值

（N）；

n_{stb} ——栓钉数量；

f_{td} ——混凝土抗拉强度设计值（MPa）；

A_c ——混凝土截面面积（ mm^2 ）；

F_v ——竖向荷载与预应力的总和（ N ）；

f_{yd} ——钢筋抗拉强度设计值（ MPa ）；

A_{sh} ——环向钢筋截面面积（ mm^2 ）；

A_{st} ——钢管截面面积（ mm^2 ）；

f_{syd} ——钢管屈服强度设计值（ MPa ）；

$V_{stb,x}$ ——栓钉水平合剪力（ N ）；

M_z ——转接结构承受的最大扭矩（ $\text{N}\cdot\text{mm}$ ）；

r_{stb} ——栓钉距扭转中心即截面中心的距离（ mm ）；

V_{stb} ——单个栓钉所承受的最大剪力（ N ）。

9.3.9 在压力作用下，钢管有向外发生局部屈曲、与夹层混凝土脱离的趋势，从而使栓钉承受拉力。栓钉抗拉承载力应按以下公式进行验算：

$$T_{st} \leq T_{ust} \quad (9.3.7-1)$$

单根栓钉所承担拉力设计值按下式计算：

$$T_{st} = \alpha_{st} t_{st} s_{stb} f_{syd} \quad (9.3.7-2)$$

单根栓钉的受拉承载力按下式计算：

$$T_{ust} = \min\{24\psi_{stb} f_{cd}^{0.5} h_{st}^{1.5}, A_{stb} f_{ust}\} \quad (9.3.7-3)$$

$$\psi_{stb} = s_{stb}^2 / (9h_{st}^2) \quad (9.3.7-4)$$

$$T_{st} \leq T_{ust} \quad (9.3.7-5)$$

式中， T_{st} 、 T_{ust} ——分别为单根栓钉拉力设计值、受拉承载力（ N ）；

α_{st} ——栓钉连接件拉力系数，可取为 0.03；

t_{st} ——钢管厚度（ mm ）；

s_{stb} ——栓钉间距（ mm ）；

f_{syd} ——栓钉抗拉承载力设计值（MPa）；

ψ_{stb} ——考虑栓钉间距影响的调整系数；

f_{cd} ——混凝土抗压承载力设计值（MPa）；

h_{st} ——栓钉钉杆的高度（mm）；

A_{stb} ——钢管截面积（mm²）；

f_{ust} ——钢管抗拉强度设计值（MPa）；

h_{stb} ——栓钉长度（mm）。

9.3.10 组合转接结构中钢构件和夹层混凝土疲劳强度验算可通过有限元方法计算应力幅值，并满足本标准第 7.6 节相关要求。

附录A 预应力损失计算

A.1.1 在永久性荷载和准永久荷载下随时间变化的预应力损失计算方法见下式：

$$\Delta P(t) = A_p \Delta \sigma_p(t) \quad (\text{A.1.1-1})$$

$$\Delta \sigma_p(t) = \Delta \sigma_{l1} + \Delta \sigma_{l2} + \Delta \sigma_{l3} + \frac{\varepsilon_{cs}(t)E_p + 0.8\Delta \sigma_{l4}(t) + \frac{E_p}{E_c}\varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{l5}}{1 + \frac{E_p}{E_c} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) [1 + 0.8\varphi(t, t_0)]} \quad (\text{A.1.1-2})$$

式中， $\Delta P(t)$ ——在时间 t 时，预应力钢绞线合力变化的绝对值（N）；

A_p ——预应力钢绞线截面面积（ mm^2 ）；

$\Delta \sigma_p(t)$ ——预应力筋应力变化幅（MPa）；

$\Delta \sigma_{l1}$ ——锚具变形、锚固和缝隙压密导致钢束回缩引起的应力变化幅（MPa）；

$\Delta \sigma_{l2}$ ——预应力筋在孔道内的摩擦引起的应力变化幅（MPa）；

$\Delta \sigma_{l3}$ ——混凝土加热养护时，预应力筋与承受拉力的设备之间的温差引起的应力变化幅（MPa）；

$\varepsilon_{cs}(t)$ ——在时间 t 时，混凝土收缩应变绝对值；

E_p ——预应力筋弹性模量（MPa）；

$\Delta \sigma_{l4}(t)$ ——时间 t 时，在计算截面处由预应力松弛引起的预应力损失；

$\varphi(t, t_0)$ ——指时间 t 时的徐变系数；

σ_{l5} ——预应力钢绞线附近的混凝土的应力，该应力是由自重、初始预应力及准永久荷载引起的正应力（MPa）；

E_c ——混凝土弹性模量（MPa）；

A_c ——混凝土截面面积（ mm^2 ）；

I_c ——混凝土截面惯性矩（ mm^4 ）；

z_{cp} ——混凝土截面中心到预应力钢绞线之间的距离（mm）。

A.1.2 锚具变形、锚固和缝隙压密导致钢束回缩引起的预应力损失 σ_{l1}

1 先张法构件

直线预应力筋由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值应按下列公式计算：

$$\Delta\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_p \quad (\text{A.1.2-1})$$

式中， a ——张拉端锚具变形和预应力筋内缩值（mm），按表 A.1.2 采用；

l ——张拉端至锚固端之间的距离（mm）；

E_p ——预应力筋弹性模量（MPa）。

表 A.1.2 锚具变形和预应力内缩值 a （mm）

锚具类型		a
支承式锚具(钢丝束领头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8

注：1 表中的锚具变形和预应力筋内缩值也可根据实测数据确定；

2 其他类型的锚具变形和预应力筋内缩值应根据实测数据确定。

2 后张法构件曲线预应力筋或折线预应力筋由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} ，应根据曲线预应力筋或折线预应力筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度范围内的预应力筋变形值等于锚具变形和预应力筋内缩值的条件确定。相关方法根据《混凝土结构设计规范》GB 50010 确定。

A.1.3 预应力筋在孔道内的摩擦引起的预应力损失 $\Delta\sigma_{l2}$

$$\Delta\sigma_{l2} = \sigma_{l5} \left(1 - \frac{1}{e^{\kappa x + \mu\theta}}\right) \quad (\text{A.1.3-1})$$

式中， κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，按表 A.1.3 采用；

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)；

μ ——预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数，按表 A.1.3 采用；

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道各部分切线的夹角之和(rad)。

表 A.1.3 摩擦系数

孔道成型方式	κ	μ	
		钢绞线、钢丝束	预应力螺纹钢筋
预埋金属波纹管	0.0015	0.25	0.50
预埋塑料波纹管	0.0015	0.15	—
预埋钢管	0.0010	0.30	—
抽芯成型	0.0014	0.55	0.60
无粘结预应力筋	0.0040	0.09	—

注：摩擦系数也可根据实际数据确定。

A.1.4 混凝土加热养护时，预应力筋与承受拉力的设备之间的温差引起的预应力损失 $\Delta\sigma_{I3}$

$$\Delta\sigma_{I3} = \alpha_p E_p \Delta t \quad (\text{A.1.4-1})$$

式中， α_p ——预应力筋线膨胀系数（1/℃）；

E_p ——预应力筋弹性模量（MPa）；

Δt ——温度变化幅值（℃），对先张法构件取 2 倍的应力筋与承受拉力的设备之间的温差，后张法构件取 0。

A.1.5 预应力筋的应力松弛引起的预应力损失 $\Delta\sigma_{I4}(t)$

1 对预应力钢绞线

$$\Delta\sigma_{I4}(t) = 0.66 \rho_{1000} e^{9.09 u_{pr}} \left(\frac{t_{pr}}{1000} \right)^{0.75(1-u_{pr})} 10^{-5} \cdot \sigma_{p0} \quad (\text{A.1.5-1})$$

2 对普通预应力钢

$$\Delta\sigma_{I4}(t) = 5.39 \rho_{1000} e^{6.7 u_{pr}} \left(\frac{t_{pr}}{1000} \right)^{0.75(1-u_{pr})} 10^{-5} \cdot \sigma_{p0} \quad (\text{A.1.5-2})$$

3 对热轧和处理过的钢筋

$$\Delta\sigma_{I4}(t) = 1.98 \rho_{1000} e^{8 u_{pr}} \left(\frac{t_{pr}}{1000} \right)^{0.75(1-u_{pr})} 10^{-5} \cdot \sigma_{p0} \quad (\text{A.1.5-2})$$

$$\mu_{pr} = \sigma_{p0} / f_{pk} \quad (\text{A.1.5-4})$$

式中， t_{pr} ——张拉时间（h）；

ρ_{1000} ——张拉后 1000 小时和平均温度 20℃时的松弛损失值比（%），钢绞线取 2.5%，普通预应力钢取 8%，热轧和处理过的钢筋取 4%；

σ_{p0} ——初始预应力（MPa）；

f_{pk} ——钢绞线的极限抗拉强度（MPa）。

A.1.6 混凝土干燥收缩、自收缩引起的收缩应变绝对值 $\varepsilon_{cs}(t)$

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (A.1.6-1)$$

干燥收缩应变可通过以下公式计算：

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (A.1.6-2)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_{0h}^3}} \quad (A.1.6-3)$$

$$h_{0h} = 2A_c / u$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (A.1.6-4)$$

$$\beta_{RH} = 1.55[1 - (\frac{RH}{100\%})^3] \quad (A.1.6-5)$$

自收缩应变可按下列公式进行：

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (A.1.6-6)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \quad (A.1.6-7)$$

表 A.1.6 k_h 值查取

h_{0h}/mm	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

式中， $\varepsilon_{cs}(t)$ ——混凝土收缩应变绝对值；

$\varepsilon_{cd}(t)$ ——干燥收缩应变；

$\varepsilon_{ca}(t)$ ——自收缩应变；

$\beta_{ds}(t, t_s)$ ——混凝土龄期影响的系数；

k_h ——混凝土横截面理论尺寸 h_{0h} 的系数，按表 A.1.6 查取；

h_{0h} ——混凝土横截面理论尺寸（mm）；

A_c ——混凝土横截面面积（mm²）；

u ——暴露于干燥环境的横截面的周长；

t 、 t_s ——分别表示计算考虑损失时的混凝土龄期、在干燥收缩开始时的混凝土龄期（一般取养护结束时，可取为 3 天）；

$\varepsilon_{cd,0}$ ——混凝土基本干燥收缩值；

α_{ds1} ——取决于水泥类型的系数，对于 S 级水泥取 3，N 级水泥取 4，R 级水泥取 6；

α_{ds2} ——于水泥类型的系数，对于 S 级水泥取 0.13，N 级水泥取 0.12，R 级水泥取 0.11；

f_{cm} ——混凝土平均抗压强度（MPa）；

f_{cm0} ——取 10 MPa；

β_{RH} ——环境相对湿度影响的系数；

RH ——环境相对湿度；

$\beta_{as}(t)$ ——时间影响系数（h）；

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值（MPa）。

A.1.7 徐变系数 $\varphi(t, t_0)$

混凝土徐变系数 $\varphi(t, t_0)$ ，由下式计算：

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (A.1.7-1)$$

理论徐变系数 φ_0 ，由下式计算：

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (A.1.7-2)$$

$$\begin{cases} \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0h}}}, & f_{cm} \leq 35 \text{MPa} \\ \varphi_{RH} = [1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1] \cdot \alpha_2, & f_{cm} > 35 \text{MPa} \end{cases} \quad (A.1.7-3)$$

以上公式中, α_1 、 α_2 、 α_3 为考虑了混凝土强度影响的计算系数:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7}, \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2}, \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \quad (A.1.7-4)$$

$\beta(f_{cm})$ 为考虑了混凝土强度对理论徐变系数影响的系数:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (A.1.7-5)$$

$\beta(t_0)$ 为考虑加载时混凝土龄期对理论徐变系数影响的系数:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_{0,T}^{0.2})} \quad (A.1.7-6)$$

$$\text{其中, } t_{0,T} = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5$$

$\beta_c(t, t_0)$ 为描述加载后随时间变化的徐变情况的系数:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} \quad (A.1.7-7)$$

β_H 为取决于相对湿度 RH 和理论尺寸 h_{0h} 的计算系数:

$$\begin{cases} \beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_{0h} + 250 \leq 1500, & f_{cm} \leq 35 \text{MPa} \\ \beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_{0h} + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3, & f_{cm} > 35 \text{MPa} \end{cases} \quad (A.1.7-8)$$

附录B 涡激共振验算

B.1.1 涡旋脱落效应在计算位置 z_t 处产生的垂直风向惯性力根据下式进行计算：

$$F_w(z_t) = m(z_t) \cdot (2\pi f_{n1})^2 \cdot \phi(z_t) \cdot y_{F,\max} \quad (\text{B.1.1-1})$$

最大元素归一后的结构基本弯曲振型 $\phi(z_t)$ 可通过下式进行计算：

$$\phi(z_t) = \left(\frac{z_t}{H} \right)^\zeta \quad (\text{B.1.1-2})$$

结构最大位移点侧向位移 $y_{F,\max}$ 可按下式计算：

$$y_{F,\max} = \left(\frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{\text{lat}} \right) \cdot b_v \quad (\text{B.1.1-3})$$

式中， $F_w(z_t)$ ——涡旋脱落效应在计算位置 z_t 处产生的垂直风向惯性力（N）；

$m(z_t)$ ——单位长度上结构的振动质量（kg/m）；

f_{n1} ——结构固有频率（Hz）；

$\phi(z_t)$ ——最大元素归一后的结构基本弯曲振型；

$y_{F,\max}$ ——结构最大位移点侧向位移（m）；

S_t ——斯特劳哈尔数，取 0.18；

S_c ——斯柯顿数，按本标准第 B.1.2 节计算；

K ——振型系数，按本标准第 B.1.3 节计算；

K_w ——有效相关长度系数，按本标准第 5B.1.4 节计算；

c_{lat} ——侧向力系数，按本标准第 B.1.5 节计算；

b_v ——涡旋脱落出现时的横截面基准宽度，对于塔筒，基准宽度可取涡旋脱落横截面的外径（m）。

B.1.2 斯柯顿数反应结构的振动灵敏度，其取决于结构阻尼和结构质量与流体质量之比，由下式计算：

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_e}{\rho_{\text{air}} \cdot b_v^2} \quad (\text{B.1.2-1})$$

$$m_e = \frac{\int_0^H m(z_t) \cdot \phi^2(z_t) dz_t}{\int_0^H \phi(z_t) dz_t} \quad (\text{B.1.2-2})$$

式中， S_c ——斯柯顿数；

δ_s ——塔筒阻尼比，对于施工阶段的混凝土塔筒，取为 0.04，对于混合结构塔筒整塔，取为 0.03；

m_e ——塔筒单位长度上的等效质量（kg/m）；

ρ_{air} ——为涡旋脱落条件下的空气密度（kg/m³），推荐值为 1.25kg/m³；

$m(z_t)$ ——塔筒单位长度的质量函数（kg/m）；

$\phi(z_t)$ ——最大元素归一后的结构基本弯曲振型。

B.1.3 振型系数可通过下式进行计算：

$$K = \frac{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\phi(z_t)| dz_t}{4\pi \sum_{j=1}^m \int_{l_j} \phi^2(z_t) dz_t} \quad (\text{B.1.3-1})$$

式中， m ——所考虑的弯曲振型 $\phi(z)$ 的振动波腹数，对于塔式悬臂结构，取 1；

l_j ——振动波段长度（m），对于塔式悬臂结构，取为塔筒总高 H ；

$\phi(z_t)$ ——最大元素归一后的结构基本弯曲振型。

B.1.4 有效相关长度系数可通过下式进行计算：

$$K_w = 3 \cdot \frac{L_j / b_v}{l_j / b_v} \cdot \left[1 - \frac{L_j / b_v}{l_j / b_v} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j / b_v}{l_j / b_v} \right)^2 \right] \leq 0.6 \quad (\text{B.1.4-1})$$

式中， K_w ——有效相关长度系数；

L_j ——有效相关长度（m），其与塔筒振幅 $y_{F,\max}$ 相关其函数关系见表 B.1.4；

l_j ——塔筒涡旋脱落验算塔高（m）。

表 B.1.4 有效相关长度 L_j 与振幅 $y_{F,\max}$ 的函数关系

$y_{F,\max} / b_v$	L_j / b_v
<0.1	6
0.1~0.6	$4.8 + 12 \cdot y_{F,\max} / b_v$
>0.6	12

B.1.5 侧向力系数可通过下列公式进行计算：

1 计算侧向力系数基值 $c_{lat,0}$

$$c_{lat,0} = \begin{cases} 0.7, & Re < 3 \times 10^5 \\ 1.45 - \frac{Re}{4 \times 10^5}, & 3 \times 10^5 \leq Re < 5 \times 10^5 \\ 0.2, & 5 \times 10^5 \leq Re < 5 \times 10^6 \\ 0.1 + \frac{Re}{5 \times 10^7}, & 5 \times 10^6 \leq Re < 10^7 \\ 0.3, & 10^7 \leq Re \end{cases} \quad (B.1.5-1)$$

2 计算雷诺数 Re

$$Re = \frac{b_v \cdot V_{crit}}{v_{air}} \quad (B.1.5-2)$$

3 计算侧向力系数 c_{lat}

$$c_{lat} = \begin{cases} c_{lat,0}, & \frac{V_{crit}}{V} < 0.83 \\ c_{lat} = \left(3 - 2.4 \frac{V_{crit}}{V} \right) \cdot c_{lat,0}, & 0.83 \leq \frac{V_{crit}}{V} \leq 1.25 \\ 0, & 1.25 < \frac{V_{crit}}{V} \end{cases} \quad (B.1.5-3)$$

式中， $c_{lat,0}$ ——侧向力系数，塔筒雷诺数 Re 有关；

Re ——雷诺数，是表征流体流动情况的无量纲数；

b_v ——涡旋脱落出现时的横截面基准宽度，对于塔筒，基准宽度可取涡旋脱落横截面的外径（m）；

$V_{crit,i}$ ——涡旋脱落的频率与结构固有频率相等时的风速（m/s），根据式（5.2.2-2）计算；

ν_{air} ——空气的运动粘度 (m^2/s), 取值为 $1.5 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$;

c_{lat} ——侧向力系数。

用词说明

为便于在执行本标准条款时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

- 1 表示很严格,非这样做不可的:
正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;
- 2 表示严格,在正常情况下均应这样做的:
正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;
- 3 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:
正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;
- 4 表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

中国工程建设标准化协会标准

风电机组预应力混凝土塔筒与基础结构
设计标准

T/CECS XXX-20XX

条文说明

目 次

1 总 则	85
2 术语和符号.....	86
2.1 术 语.....	86
2.2 符 号.....	86
3 基本规定.....	87
3.1 一般要求.....	87
3.2 承载能力极限状态计算.....	87
3.3 正常使用极限状态计算.....	88
4 材 料	89
4.1 混凝土.....	89
4.2 钢 筋.....	89
4.3 预应力筋.....	89
4.5 锚 具.....	89
5 整体结构动力性能设计.....	90
5.1 整体结构自振频率.....	90
5.2 涡激振动.....	90
6 荷载工况、荷载效应组合及分项系数.....	91
6.1 一般规定.....	91
6.2 荷载分类.....	91
6.3 荷载工况及分项系数.....	91
6.4 荷载二阶效应.....	92
7 预应力混凝土塔筒设计.....	93
7.1 一般规定.....	93
7.2 预应力设计.....	93
7.3 塔筒静强度设计.....	93
7.4 接缝承载力验算.....	94

7.5 裂缝验算.....	94
7.6 疲劳验算.....	94
7.7 局部承载力验算.....	95
8 基础结构设计.....	96
8.1 一般规定.....	96
8.2 地基计算.....	96
8.3 扩展基础.....	96
8.4 群桩基础.....	97
9 转接结构设计.....	99
9.1 钢筋混凝土转接结构.....	99
9.2 纯钢转接结构.....	99
9.3 组合转接结构.....	99

1 总 则

1.0.1 随着我国陆上风电的大力开发和飞速发展,陆上风电场工程风电机组设计水平逐步提高,并积累了大量的经验。本条明确了规范编制目的。

1.0.2 当前风电机组混凝土-钢混合塔筒有多种形式,本规范适用于圆形管状混凝土塔筒和相应的混凝土结构基础。根据现行行业标准《预应力混凝土结构设计规范》JGJ 369 的规定,预应力混凝土结构分为体外预应力、有黏结预应力和无黏结预应力三种体系。本规范适用于上述三种体系中的有黏结预应力体系。

2 术语和符号

2.1 术 语

本规范相关术语根据现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ132《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T50083 并结合本规范的具体情况给出的。

2.2 符 号

本条列出了本规范常用的符号，一些不常用的符号在条文相应处已有说明，在此不再列出。

3 基本规定

3.1 一般要求

3.1.10 本规范根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153、《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068、《混凝土结构设计规范》GB50010 和《高耸结构设计规范》GB50135 的规定，采用概率极限状态设计方法，以分项系数的形式表达。

3.1.11 《风力发电机组设计要求》GB/T 18451.1 中规定 I 至 I 等级风力发电机组设计寿命至少应为 20 年。本规范结合《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 和《建筑结构荷载设计规范》GB50009 中混凝土结构物设计使用年限的有关规定，对混凝土塔筒、基础设计使用年限规定为 50 年。另外，由于本规范推荐使用损伤累计方法计算结构的疲劳承载力，而疲劳计算所采用的马尔科夫矩阵与机组运行年限密切相关，因此对疲劳设计年限宜与风电机组设计使用年限相同。

3.1.12 风电机组混凝土-钢混合塔筒为高耸结构物，综合考虑风电机组混凝土-钢混合塔筒及风电机组造价以及破坏后对人身安全等造成的影响，确定其安全等级不低于二级。

3.1.13 疲劳计算方法以马尔科夫矩阵荷载为基础，通过线性损伤累计的方式计算，能更准确的反应疲劳荷载对混凝土结构寿命的影响。

3.1.6 风电机组属于高耸结构，作用在结构上的重力或构件中的轴压力在变形后的结构或构件中引起的附加内力和附加变形不可忽略。

3.1.7 对混塔结构，采用体内预应力筋往往有着更好的受力性能，但对塔筒制作加工、施工等有这更高的要求；体外预应力筋在施工工艺和造价方面更有优势，一般宜采用后张法施工的体外预应力形式。

3.1.8 在混塔变截面位置、转接段等受力情况复杂区域，需通过有限元方法分析局部应力是否超限。

3.2 承载能力极限状态计算

3.2.1 根据风电机组塔筒的受力特点，参照《混凝土结构设计规范》GB 50010、

《高耸结构设计规范》GB 5013、《风能发电系统 风力发电机组塔架和基础设计要求》GB 42600 等相关规范，明确了塔筒结构在承载能力极限状态下的计算内容。

3.2.2 根据风电机组基础的受力特点，参照《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑桩基技术规范》JGJ94、《风能发电系统 风力发电机组塔架和基础设计要求》GB 42600 等相关规范，明确了基础结构在承载能力极限状态下的计算内容。

3.2.3 参考《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153-2008，对结构采用包含分项系数的极限状态设计表达式设计。

3.3 正常使用极限状态计算

3.3.1 根据风电机组塔筒的受力特点，参照《混凝土结构设计规范》GB 50010、《高耸结构设计规范》GB 5013、《风能发电系统 风力发电机组塔架和基础设计要求》GB 42600 等相关规范，明确了塔筒结构在正常使用极限状态下的计算内容。

3.3.2 根据风电机组塔筒的受力特点，参照《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑桩基技术规范》JGJ94、《风能发电系统 风力发电机组塔架和基础设计要求》GB 42600 等相关规范，明确了基础结构在正常使用极限状态下的计算内容。

3.3.3 对于正常使用极限状态设计，根据不同验算内容可采用荷载标准组合、频遇组合和准永久组合。各组合设计表达式参考《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 确定。

4 材 料

4.1 混凝土

4.1.6 随着风点机组高度的提升，塔筒承受的和在也相应提高，在当前混塔建设中，C80 及以上的混凝土被广泛应用。本条结合当前市场环境，对 C80 以上混凝土的应用建议应符合《高性能混凝土技术条件》GB/T 41054 的规定。

4.1.7 本条结合《混凝土结构设计规范》GB 50010 以及后续章节需要，补充给出了混凝土材料相关参数。

4.1.5 本条给出的混凝土疲劳强度设计值根据编制单位在设计认证过程中采用的方法给出。

4.2 钢 筋

4.2.5 HRB500 级带肋钢筋尚未进行充分的疲劳试验研究，因此承受疲劳作用的钢筋建议选用 HRB400 热轧带肋钢筋 RRB400 级钢筋一般不用于直接承受疲劳荷载的构件。

4.3 预应力筋

4.3.4 预应力钢丝、钢绞线的强度等级繁多，对于表中未列出的强度等级可按比例换算，插值确定强度设计值。无粘结预应力筋不考虑抗压强度。预应力筋配筋位置偏离受力区较远时，应根据实际受力情况对强度设计值进行折减。。

4.5 锚 具

4.5.4 循环荷载参考预应力锚索锚具组装件试验，应力上限取预应力筋极限抗拉强度标准值的 65%，疲劳应力幅不小于 80 MPa。。

5 整体结构动力性能设计

5.1 整体结构自振频率

5.1.1 根据研究分析，对于混合塔筒结构，可通过调整混塔占比在一定范围内调整塔筒的固有频率，相比于纯钢、纯混凝土塔筒有更好的灵活性。

5.1.3 结构固有频率的要求避开风机运行的共振区，地基的响应也应考虑在内。本条给出了结构固有频率控制范围和地基的动态刚度计算方法。

5.2 涡激振动

5.2.1 横风向风振作用下，塔筒两侧会出现交替的涡旋脱落，从而产生垂直于风力方向的循环荷载。当涡旋脱落的频率接近塔筒的自振频率时，会使塔筒出现垂直于风力方向的平面内振动，对塔筒的安全运行产生危害。对于风电塔筒结构，应按施工阶段进行划分，进行涡旋脱落验算。

5.2.3 涡旋脱落会导致塔筒承受往复荷载，因此可按混凝土疲劳损伤进行计算，本条给出塔筒所承受的疲劳弯矩和荷载循环次数，疲劳损伤按本标准第 7.6 节。

6 荷载及荷载效应组合

6.1 一般规定

6.1.1 对于有地震设防要求的场地，上部结构传至基础顶面的荷载还需包括风电机组正常运行时分别遭遇该场地多遇地震作用和罕遇地震作用的地震惯性力作用。地震惯性力作用包括竖向惯性力、水平向惯性力及其引起的弯矩。

6.2 荷载分类

6.2.1 参考《建筑结构荷载规范》GB 50009，按随时间的变异，将作用在风电机组基础结构上的荷载分为永久荷载、可变荷载和偶然荷载三类。根据《建筑抗震设计规范》GB 50011，地震作用划分为多遇地震和罕遇地震，将多遇地震列入可变荷载，将罕遇地震列入偶然荷载。当需验算地震工况时，宜将地震作用与正常运行工况荷载组合计算。

6.2.5 目前混塔规范中对于地震荷载的确定涉及较少，本条根据涉及经验，给出了通过反应谱法将地震作用转换为塔筒各截面所受等效荷载的计算方法。

6.3 荷载工况、荷载效应组合及分项系数

6.3.1 本规范采用极限状态设计方法，极限状态分为承载能力极限状态、疲劳极限状态和正常使用极限状态两类。由于在风电结构中疲劳荷载对塔筒作用显著，因此应着重考虑塔筒的疲劳性能。

6.3.2 通过结合风电机组所处状态（如装配、吊装、维护、正常运行等）和外部条件，得到各设计工况。且必须考虑具有合理出现概率的所有荷载，以及控制系统和保护系统的特性。

6.3.6 预应力分项系数应充分考虑极限状态类别、钢绞线种类、施工方法和预应力筋形式等的影响。

6.4 荷载二阶效应

6.4.1 塔筒在运行过程中,可能会由于各种原因偏离最初设计的垂直对中位置,从而产生偏转位移,由于二阶效应,偏转位移将使塔筒产生额外的弯矩,该附加弯矩对塔筒结构安全性的影响不可忽视。本条给出计算二阶效应应考虑的因素。

6.4.2 本条根据第 6.4.1 条所列出的因素,计算结构总偏转。

6.4.3 在塔筒设计中,由于水平接缝位置属于薄弱区域,一般按水平接缝位置划分验算位置。且二阶效应荷载需与塔筒荷载叠加,而塔筒荷载一般也按水平接缝位置给出,因此确定附加弯矩在水平接缝截面处计算。

7 预应力混凝土塔筒设计

7.1 一般规定

7.1.1 混凝土塔筒接缝主要指预制环段之间的接缝及预制环段与现浇及后浇混凝土之间的结合面，接缝是影响结构受力性能的关键部位。

7.1.2 由于混合结构塔筒所受外荷载与其结构体型高度相关，在实际工程设计时需进行多次迭代设计以满足最终要求。初始设计时，需根据机组参数等条件初定塔筒整体体型，合理的选型设计能够显著减少迭代次数，提高计算效率。

7.2 预应力设计

7.2.1 根据编制单位设计经验，在承载能力极限状态下，为充分发挥材料性能，混凝土塔筒受拉侧接缝宜允许张开，张开后的接缝按本标准第 7.4.3 条校核。但在正常使用极限状态下，截面不应出现拉应力。

7.2.2 预应力初始确定通过在正常使用极限状态下控制塔筒受拉侧不出现拉应力进行。确定初始预应力后，应进一步进行承载能力极限状态和疲劳极限状态校核，对初始应力进行迭代，以满足设计要求。

7.2.3 预应力损失根据《混凝土结构设计规范》GB 50010 确定影响因素，得到的损失后预应力尚应根据验算内容乘以相应的预应力荷载分项系数。

7.2.5 本条规定了预应力筋端部锚固区域局部承载能力的校核方法，由于预应力的不确定性，锚固区域的荷载分项系数应适当提高。

7.3 塔筒静强度设计

7.3.4 对混规 E.0.2 公式做了修正，取消了体外预应力筋受压承载力的提高效果，添加了钢筋项。

7.3.5 本条对《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 6.3.12 条做了补充。

7.4 接缝承载力验算

7.4.2 水平接缝的验算应忽略水平接缝处灌浆料与混凝土或结构胶与混凝土的粘接强度。另考虑到水平接缝处没有竖向钢筋贯通，假设水平接缝处的抗剪扭承载力仅可由竖向压力产生的界面摩擦力提供。承载能力极限状态下，在预应力不足以使水平接缝处于全截面受压状态时，接缝可能会部分张开，张开后水平接缝剪扭性能将发生改变。因此验算水平接缝抗剪承载力前，应先初步判断水平接缝张开状态，当受拉侧混凝土拉应力不超过抗拉强度设计值时认为水平接缝未张开。未张开与张开水平接缝的验算分别按本条与第 7.4.3 条计算。

7.5 裂缝验算

7.5.1 混凝土塔筒的裂缝宽度需予以限制，以保证其不会影响塔筒的正常功能及耐久性，也不会产生显著的表面缺陷。塔筒在准永久荷载工况下完全受压，因此竖向应力将无法产生裂缝，裂缝只能由水平应力引起，塔筒水平应力的产生主要由筒身温差引起。本条给出了筒身温差引起的截面弯矩计算方法。

7.6 疲劳验算

7.6.1 混凝土塔筒疲劳采用线性损伤累积准则进行验算，荷载形式以马尔科夫疲劳荷载矩阵给出。

7.6.2 相较于常规混凝土结构，风电塔筒在疲劳荷载作用下基本处于受压阶段，纵向钢筋一般不会产生疲劳破坏，而《混凝土结构设计规范》GB 50010 所给出的疲劳计算方法对风电塔筒这类疲劳荷载变化剧烈，疲劳破坏问题突出的结构很难准确反应。本标准采用疲劳累计损伤准则来验算混凝土、钢筋、预应力筋和干式连接竖缝中弧形螺栓的疲劳性能，能更准确反应各项材料的疲劳寿命。

7.6.3 在保证各接缝均不张开后，混凝土疲劳损伤全部由受压疲劳控制。验算受压疲劳时，预应力作为不利荷载，应尽量按较大值考虑。但考虑到疲劳载荷历程 20 年内，预应力在不断损失减小，若全按未损失的最大预应力考虑，验算结果将过于保守而不经济。可以将全部疲劳循环次数等比例划分为 20 份，每份均

为 5% 的疲劳循环, 按考虑 1 到 20 年各年实际损失的预应力进行疲劳验算。这种方法与真实情况更为接近, 但需计算 20 年间每一年的预应力损失和对应的疲劳损伤, 计算过程较为繁琐。考虑到第 1 年预应力损失较大, 1 年后的预应力损失已占 20 年总损失的大部分, 因此将 20 年载荷历程内的疲劳循环次数分为两部分来考虑预应力损失: 对于 5% 的疲劳荷载循环次数 (相当于第 1 年), 施加未损失的预应力, 得到对应的混凝土应力 $\sigma_c(5\%n)$; 对于剩余 95% 的疲劳荷载循环次数 (相当于剩余 19 年), 施加考虑第 1 年损失的预应力, 得到对应的混凝土应力 $\sigma_c(95\%n)$ 。所有预应力均要考虑预应力作为不利荷载时的安全系数。

7.7 局部承载力验算

7.7.1 转接结构中, 锚垫板与混凝土的接触面积很小, 并且预应力孔道对截面进行了削弱, 锚具下的混凝土将承受较大的局部压力。在锚固区配置间接钢筋如焊接钢筋网或螺旋钢筋可以有效提高锚固区段的局部受压承载力, 防止局部受压破坏。本条给出了两种预应力筋局部区域加强方案, 可根据锚固区域空间选用。

7.7.2 门洞周围由于截面部分缺失, 受力复杂, 属于薄弱区域, 需额外布置加强钢筋。门洞区域假定加强钢筋面积由门洞附近的过梁荷载 q_{Ed} 控制。 q_{Ed} 为假设分布于门洞上下方的荷载, 在此荷载分布范围内布置加强钢筋, 可以承担薄弱区域应力, 并像建筑结构中的门窗过梁一样将荷载均匀地传递给门洞两侧的墙体。

8 基础结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 本条根据部分已建工程实际情况,推荐采用重力式扩展基础或群桩基础,能够满足大多数地质条件。

8.1.2 《风力发电机组设计要求》GB/T 18451.1 中规定 I 至 I 等级风力发电机组设计寿命至少应为 20 年。参考《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 和《建筑结构荷载设计规范》GB50009 中混凝土结构物设计使用年限的有关规定,综合考虑风电基础结构特点,本规范规定风电场机组基础的设计使用年限为 50 年。

8.2 地基计算

本节参照《建筑桩基础技术规范》JGJ 94、《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《高耸结构设计规范》GB 50135 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 等标准明确本部分内容。由于有关地基承载力方面的计算比较成熟,本标准仅对验算范围做必要的规定,详细的计算方法可参考以上标准。

8.3 扩展基础

8.3.1 本条给出扩展基础在设计时应选用的荷载组合。补充了现有标准在基础疲劳设计方面的缺失,对疲劳验算所采用的荷载工况进行了规定。

8.3.2 此条根据风电机组地基基础结构受力特点,明确基础承台进行抗冲切计算位置和计算方法。

8.3.3 根据依据有限元计算结果,扩展基础的最大弯矩一般发生在变阶面处,因此配筋计算以满足变阶面的抗弯为准,在远离变阶面高度的悬臂位置,可以选择部分截面高度再进行配筋计算,对于悬臂段较长的扩展基础可做配筋优化。

8.3.4 基础裂缝宽度验算也以变阶面处作为计算截面，弯矩计算方法通本标准第 8.3.3 条。

8.3.5 本条根据已建工程资料，给出了扩展基础轮廓尺寸范围，设计中需根据工程具体情况计算确定。

8.4 群桩基础

8.4.1 本条给出群桩基础在设计时应选用的荷载组合。补充了现有标准在基础疲劳设计方面的缺失，对疲劳验算所采用的荷载工况进行了规定。

8.4.2 本条基桩竖向极限承载力标准值的确定，除采用现场载荷试验确定外，还有多种计算方法，本条标准列出根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定基桩抗压极限承载力标准值的计算方法，其它方法可参照《建筑桩基技术规范》JGJ94 采用。

8.4.3 作用于风电机组的升力远小于其自重，机组以水平倾覆弯矩作用模式为主，地震工况下竖向地震力也不足以产生基础整体上拔破坏，因此基础整体破坏模式不会发生，仅限于基础下部分基桩上拔的受力状态。

8.4.4 桩的抗水平作用力能力可有桩的水平承载力和桩身抗剪承载力确定。桩的水平承载力即由水平位移控制时，通过水平变形确定水平承载力特征值；桩身抗剪承载力即由桩身全度控制时，通过桩的材料、几何尺寸、配筋等确定，或由厂家所提供桩的技术参数确定。

8.4.6 本条反应施工技术不同对桩承载能力的影响。

8.4.9 承台受弯承载力和底板配筋按《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)中的有关规定进行。混合结构塔筒群桩基础通常采用圆形承台，其抗弯计算抗弯计算可按简化方法确定，以最大受力桩与承台中心的连线为中心线，取承台变阶处与包含外圈三根基桩所围成的承台扇形面，或塔筒边缘与包含外圈三根基桩所围成的承台扇形面，作为计算单元。承台的配筋形式与扩展基础类似，主要由径向钢筋和环向钢筋组成。根据弯矩大小计算承台底板配筋面积。

8.4.10 在上部塔筒或边桩的中心荷载作用下，如果承台的高度不足，则将产生冲切破坏，形成 45° 斜裂面的角锥体。设计时，需保证冲切破坏锥体以外的地基反力所产生的冲切力小于冲切面的混凝土抗冲切承载力。考虑到不同的可能冲切

位置, 承台的冲切分为: 承台塔筒边缘冲切、承台变阶处冲切、承台受边桩冲切。

8.4.11 塔筒群桩基础承台的剪切破坏面通常出现在塔筒与桩边连线形成的斜截面上, 或变阶处与桩边连线形成的斜截面上, 应对此处的抗剪承载力进行验算。

8.4.12 当承台混凝土强度等级低于塔筒或桩身混凝土强度等级时, 应分别验算承台在塔筒底部局压面和桩顶局压面的局部受压承载力。

9 转接结构设计

9.1 钢筋混凝土转接结构

钢筋混凝土转接结构目前应用最为广泛，转接结构几何形状和受力状况较为复杂，使用下部混凝土塔筒的计算方法难以计算其承载力，需结合有限元分析对其进行结构验算。

转接结构的有限元分析应与预应力混凝土塔筒同时进行，以保证转接结构的边界条件真实。此外，应在模型中建立与转接结构上部相连的第一节钢结构塔筒，使荷载通过薄壁钢结构塔筒传递到转接结构，更符合实际。混凝土采用八节点三维实体缩减积分单元（C3DR8）建模，预应力钢绞线和长螺杆均采用两节点三维桁架单元（T3D2）建模，钢结构塔筒采用四节点缩减积分壳单元（S4R）建模。为更真实的展示预应力产生的局部集中应力，宜按实际尺寸建立垫板模型，垫板也采用 C3DR8 单元建模。

转接段的疲劳校核可通过有限元方法计算疲劳荷载产生的疲劳应力，并根据线性损伤累计准则进行校核。

9.2 纯钢转接结构

纯钢转接结构目前没有成熟的工程计算方法，通常基于有限元分析结果进行结构验算，应对钢材的应力、变形、屈曲等进行校核。

纯钢结构疲劳荷载引起的焊缝疲劳可以根据有限元方法计算，通过热点应力法获得焊缝处疲劳应力，并根据线性损伤累计准则计算疲劳损伤。

9.3 组合转接结构

组合转接结构为编制单位自主研发的混塔转接结构，组合转接结构类似于中空夹层钢管混凝土构件，主要由内外钢管及夹层混凝土组成，通过内外钢管为夹层混凝土提供约束作用，以及夹层混凝土为钢管提供支撑作用，转接结构的承载

力可以得到有效提升。

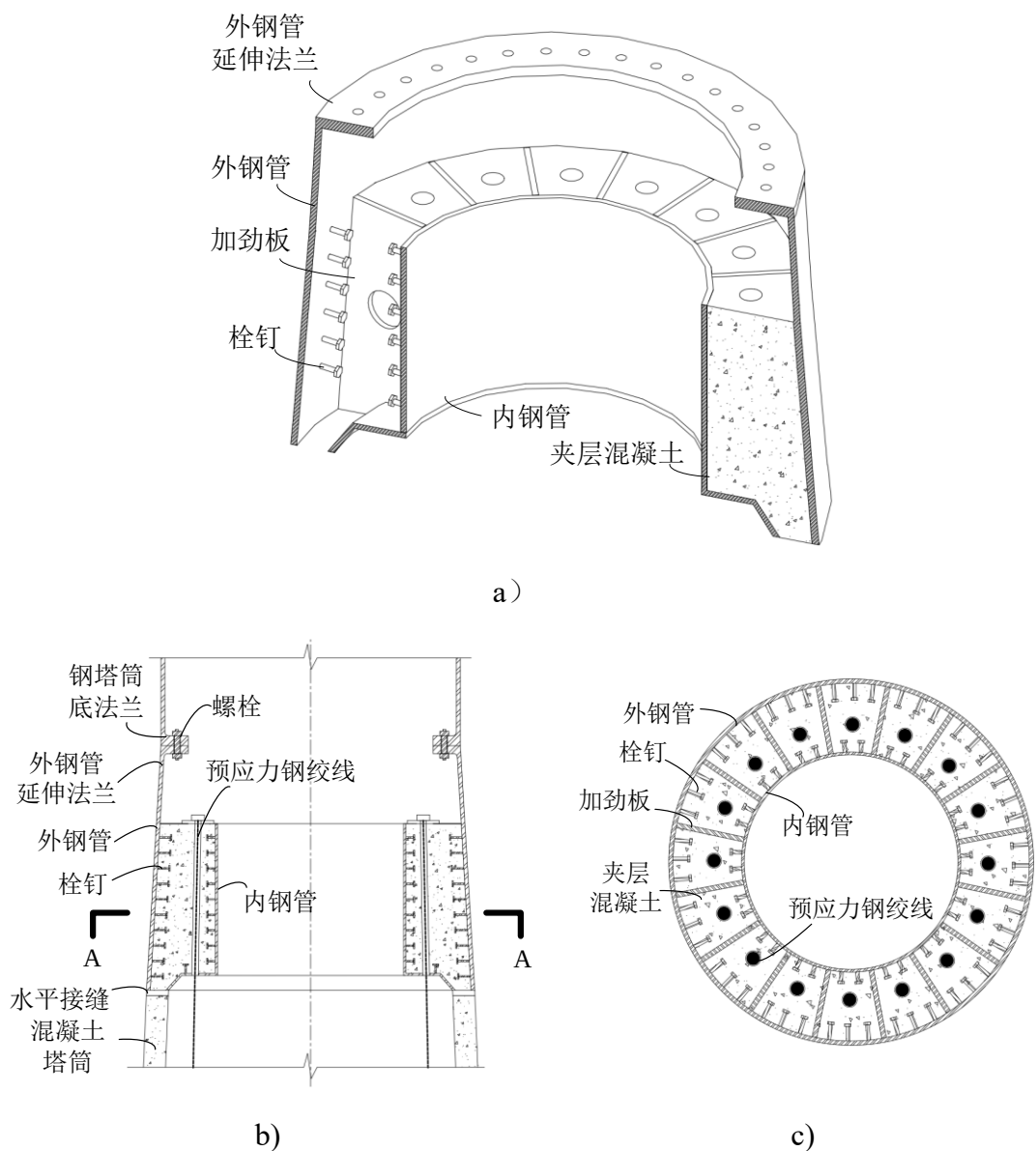


图 9.3.1 组合转接结构示意图

由于转接结构受力复杂，当前主要采用有限元方法验算转接结构承载能力，夹层混凝土采用实体单元建模，相比夹层混凝土而言，内外钢管及加劲板的厚度方向上的应力可忽略不计，因此可采用壳单元建模。但若锚固区顶部或转接结构底部有环向钢板，环向钢板将沿厚度方向传递较大的荷载，厚度方向的受力情况不可忽略，因此应用实体单元模拟。栓钉采用三维两节点一次梁单元（B31）模拟，该单元类型考虑了剪切应变，可以同时模拟栓钉的抗拔及抗剪作用。

组合转接结构底部连接方式与钢筋混凝土转接结构相同，仍使用结构胶或灌浆料连接。但为防止内外钢管在与下部混凝土塔筒接触受压的过程中出现局部屈

曲，导致无法为夹层混凝土提供有效的约束，宜在组合转接结构底部设置环板，限制内外钢管的径向位移，并防止其出现局部屈曲。若不设置底部环板，则应设置足够的加劲板和栓钉，增强内外钢管和混凝土的连接，提升混凝土对内外钢管的支撑效应。