

ICS 27. 180

P 61

备案号: J2647—2019

NB

中华人民共和国能源行业标准

P

NB/T 10105—2018

海上风电场工程
风电机组基础设计规范

Code for Design of Wind Turbine Foundations
for Offshore Wind Power Projects

2018 - 12 - 25 发布

2019 - 05 - 01 实施

国家能源局 发布

中华人民共和国能源行业标准

海上风电场工程
风电机组基础设计规范

Code for Design of Wind Turbine Foundations
for Offshore Wind Power Projects

NB/T 10105—2018

主编部门：水电水利规划设计总院

批准部门：国 家 能 源 局

施行日期：2 0 1 9 年 5 月 1 日

中国水利水电出版社

2019 北 京

国家能源局 公 告

2018 年 第 16 号

依据《国家能源局关于印发〈能源领域行业标准化管理办法（试行）〉及实施细则的通知》（国能局科技〔2009〕52号）有关规定，经审查，国家能源局批准《光伏发电工程地质勘察规范》等204项行业标准，其中能源标准（NB）32项、电力标准（DL）172项，现予以发布。

附件：行业标准目录

国家能源局

2018年12月25日

附件：

行 业 标 准 目 录

序号	标准编号	标准名称	代替标准	采标号	批准日期	实施日期
...						
6	NB/T 10105— 2018	海上风电场工程 风电机组基础 设计规范			2018-12-25	2019-05-01
...						

前 言

根据《国家能源局关于下达 2010 年第一批能源领域行业标准制（修）定计划的通知》（国能科技〔2010〕320 号）的要求，规范编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国内外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，制定本规范。

本规范的主要技术内容是：基本规定、材料、荷载、荷载分类及荷载组合、总体分析、桩基础、钢结构、混凝土承台结构、重力式基础、连接设计、抗冰设计、附属结构设计、防腐蚀设计、监测设计。

本规范由国家能源局负责管理，由水电水利规划设计总院提出并负责日常管理，由能源行业风电标准化技术委员会风电场工程规划设计分技术委员会负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送水电水利规划设计总院（地址：北京市西城区六铺炕北小街 2 号，邮编：100120）。

本规范主编单位：水电水利规划设计总院

中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司

本规范参编单位：中国电建集团中南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

上海勘测设计研究院有限公司

本规范主要起草人员：赵生校 孙保平 罗金平 孙杏建

伏亮明 申宽育 林毅峰 杜小凯

郇彩云 王 滨 姜贞强 吕 娜

钟廷英 胡小峰 李振作 罗成喜

黄 俊 李 炜 朱彬彬 陈法波

赵朝志 刘 蔚 张立英 钟 耀

张晓明 姜 娟 陈晓芬 赵苏文

沈锦宁

本规范主要审查人员：易跃春 谢宏文 王武斌 王惠明

喻葭临	李健英	董德兰	黄建阳
王徽华	黄春芳	张海亚	方建丰
李 昕	梁花荣	刘晋超	孙小钗
曹广启	杜 宇	糜又晚	李仕胜

目 次

1	总则	1
2	术语	2
3	基本规定	3
3.1	设计要求	3
3.2	设计安全标准	3
3.3	设计原则	4
4	材料	6
4.1	结构用钢材	6
4.2	钢筋	6
4.3	混凝土	7
4.4	灌浆材料	7
5	荷载	9
5.1	一般规定	9
5.2	风电机组荷载	9
5.3	风荷载	9
5.4	波浪荷载	10
5.5	海流荷载	12
5.6	波浪、海流共同作用	13
5.7	潮位	13
5.8	海冰	14
5.9	海生物	14
5.10	地震荷载	14
5.11	其他荷载	16
6	荷载分类及荷载组合	18
6.1	荷载的分类	18
6.2	荷载效应组合	18

6.3 荷载作用分项系数与组合系数	22
7 总体分析	25
7.1 一般规定	25
7.2 静力分析	25
7.3 动力分析	26
7.4 疲劳分析	27
8 桩基础	28
8.1 一般规定	28
8.2 桩基础轴向承载力	29
8.3 桩基础竖向变形计算	36
8.4 桩基础水平承载力及变形计算	38
8.5 桩体结构设计	40
8.6 桩基础防冲刷设计	41
9 钢结构	42
9.1 一般规定	42
9.2 构件的强度和稳定性校核	42
9.3 管节点设计	53
9.4 构造要求	61
10 混凝土承台结构	62
10.1 一般规定	62
10.2 承载能力极限状态计算	62
10.3 正常使用极限状态计算	70
10.4 疲劳验算	71
10.5 构造要求	72
11 重力式基础	74
11.1 一般规定	74
11.2 地基稳定性验算	75
11.3 地基承载力验算	76
11.4 基础变形计算	77
11.5 浮运稳定性验算	79

12	连接设计	81
12.1	一般规定	81
12.2	锚栓笼连接设计	81
12.3	基础环连接设计	86
12.4	灌浆连接设计	86
13	抗冰设计	89
13.1	一般规定	89
13.2	海冰荷载作用分析	89
13.3	抗冰结构设计	90
14	附属结构设计	91
14.1	一般规定	91
14.2	靠泊防撞设计	91
14.3	内外平台及爬梯设计	92
14.4	吊机支撑结构	93
14.5	电缆管	93
15	防腐蚀设计	94
16	监测设计	95
附录 A	桩或柱波浪力计算	97
附录 B	桩或柱波流共同作用计算	105
附录 C	$P-Y$ 曲线法	113
附录 D	m 法	118
附录 E	吊耳板设计	121
附录 F	桩基础局部冲刷深度和范围经验公式	123
附录 G	设置剪力键的灌浆连接计算	126
附录 H	冰磨蚀区范围与冰力的计算方法	140
本规范用词说明		143
引用标准名录		144
附：条文说明		147

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms	2
3	Basic Requirements	3
3.1	Design Requirements	3
3.2	Design Safety Standards	3
3.3	Design Principles	4
4	Materials	6
4.1	Steel	6
4.2	Reinforcement Steel	6
4.3	Concrete	7
4.4	Grouting Material	7
5	Loads	9
5.1	General Requirements	9
5.2	Wind Turbine Load	9
5.3	Wind Load	9
5.4	Wave Load	10
5.5	Current Load	12
5.6	Wave – Current Interaction	13
5.7	Tide Level	13
5.8	Sea Ice	14
5.9	Marine Growth	14
5.10	Earthquake Load	14
5.11	Other Loads	16
6	Load Classification and Load Combination	18
6.1	Load Classification	18

6.2	Load Effect Combination	18
6.3	Partial Factor and Combination Coefficient of Load Action ...	22
7	General Analysis	25
7.1	General Requirements	25
7.2	Static Analysis	25
7.3	Dynamic Analysis	26
7.4	Fatigue Analysis	27
8	Pile Foundation	28
8.1	General Requirements	28
8.2	Axial Bearing Capacity	29
8.3	Axial Deformation Calculation	36
8.4	Lateral Bearing Capacity and Deformation Calculation	38
8.5	Structural Design of Piles	40
8.6	Scour Prevention Design of Pile Foundation	41
9	Steel Structures	42
9.1	General Requirements	42
9.2	Strength and Stability Check of Components	42
9.3	Tubular Joint Design	53
9.4	Structure Requirements	61
10	Concrete Pile Cap Structures	62
10.1	General Requirements	62
10.2	Ultimate Limit State Calculation	62
10.3	Serviceability Limit State Calculation	70
10.4	Fatigue Analysis	71
10.5	Structure Requirements	72
11	Gravity – Based Foundation	74
11.1	General Requirements	74
11.2	Foundation Stability Checking Calculation	75
11.3	Foundation Bearing Capacity Checking Calculation	76

NB/T 10105—2018

11.4	Foundation Deformation Calculation	77
11.5	Floating Stability Checking Calculation	79
12	Connection Design	81
12.1	General Requirements	81
12.2	Bolt Cage Connection Design	81
12.3	Connection Design of Foundation and Tower	86
12.4	Grouting Connection Design	86
13	Anti-ice Design	89
13.1	General Requirements	89
13.2	Sea Ice Load Analysis	89
13.3	Anti-ice Structure Design	90
14	Accessory Structures Design	91
14.1	General Requirements	91
14.2	Design of Berthing Anti-collision Components	91
14.3	Design of Internal and External Platforms and Ladders	92
14.4	Crane Supporting Structures	93
14.5	Cable Ducts	93
15	Corrosion Prevention Design	94
16	Monitoring Design	95
Appendix A	Wave Force Calculation of Pile and Column	97
Appendix B	Wave-Current Interaction Calculation of Pile and Column	105
Appendix C	Method of $P-Y$ Curves	113
Appendix D	m Method	118
Appendix E	Lifting Lug Design	121
Appendix F	Empirical Formulas for Local Scouring Depth and Range of Pile Foundation	123
Appendix G	Calculation of Grouting Connections with	

Shear Keys	126
Appendix H Calculation Methods of Ice Abrasion Zone	
Range and Ice Force	140
Explanation of Wording in This Code	143
List of Quoted Standards	144
Addition: Explanation of Provisions	147

1 总 则

1.0.1 为规范海上风电场工程风电机组基础设计，做到安全适用、技术先进、经济合理、环境友好，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于海上风电场工程风电机组基础设计。

1.0.3 海上风电场工程风电机组基础设计，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

2.0.1 单桩基础 monopile foundation

采用单根桩支撑风电机组结构体系的基础。

2.0.2 高桩承台基础 high pile cap foundation

由桩、承台以及预埋于承台内的基础环或锚杆组成，通过多根垂直或倾斜的桩固定在海床上，支撑风电机组结构体系的基础。

2.0.3 导管架基础 jacket foundation

由竖向立柱和横向、斜向连接钢管焊接结成的空间结构，与桩基础共同组成支撑风电机组结构体系的基础。

2.0.4 重力式基础 gravity-based foundation

由钢筋混凝土或钢质基础结构作为基座，靠结构自重或压载保持稳定并支撑风电机组结构体系的基础。

2.0.5 疲劳损伤 fatigue damage

循环荷载作用下结构材料性能损伤累积。

2.0.6 基础浮运稳定性 foundation floating stability

保证基础结构在浮运时不致倾覆的性能。

2.0.7 剪力键 shear key

设置在钢套管与钢管桩内壁或外壁，提高灌浆材料在钢管桩与钢套管之间连接能力的构件。

2.0.8 海洋环境荷载 marine environmental load

由海洋的风、波浪、海流、冰等在海洋工程设施上引起的作用力。

3 基本规定

3.1 设计要求

3.1.1 风电机组基础设计应取得工程现场风能资源、海洋水文观测、工程地质勘察、海域规划、航道等资料。

3.1.2 风电机组基础设计所采用的荷载应符合风电场工程风能资源条件、海洋水文条件和工程地质条件。荷载计算方法、边界条件与计算成果应符合现行国家标准《海上风力发电机组设计要求》GB/T 31517 的有关规定。

3.1.3 风电机组基础设计使用年限应与风电机组设计使用年限相匹配，风电机组基础设计使用年限不应低于 25 年。

3.1.4 风电机组基础设计应采用概率理论为基础的极限状态设计方法，荷载效应与抗力采用分项系数设计表达式进行计算。

3.1.5 风电机组基础应按承载能力极限状态、正常使用极限状态进行设计。

3.1.6 抗震设防烈度为 7 度及以上时，应进行抗震计算；抗震设防烈度为 8 度以上时，应进行专门研究论证；抗震设防烈度为 6 度时，可不进行抗震计算，但宜设置抗震构造措施。

3.2 设计安全标准

3.2.1 风电机组基础结构安全等级应为一级。

3.2.2 风电机组基础应按工程场地的基本地震烈度设防。

3.2.3 单桩基础计入施工误差后，泥面处整个运行期内循环累积总倾角不应超过 0.50° ；其余基础计入施工误差后，基础顶位置整个运行期内循环累积总倾角不应超过 0.50° 。

3.2.4 包含地基、基础、风电机组在内的系统固有频率，宜避开风电机组运行时由转子转动产生的激励频率范围；风电机组设备厂家另有规定时，应按风电机组设备厂家的规定执行。

3.2.5 风电机组基础靠泊设施应满足风电场工程日常运行维护、检修工作停靠的要求。

3.2.6 风电机组基础平台底高程的确定应计入 50 年重现期潮位和波浪的影响。基础平台底高程宜按下式确定：

$$T = H_w + \frac{2}{3} H_b + \Delta \quad (3.2.6)$$

式中：T——风电机组基础平台底高程（m）；

H_w ——极端高水位（m）；

H_b ——极端高水位的最大波高（m）；

Δ ——安全加高（m），可取 0.5m~1.5m。

3.3 设计原则

3.3.1 风电机组基础结构型式选择应根据风电场工程区域海洋水文、气象、水深、地质条件、风电机组荷载及施工能力，通过技术、经济比选确定，并提出结构构件在建造、运输、安装和运行过程中的各项要求。

3.3.2 风电机组基础应满足在海洋环境条件下安全性、耐久性和功能性要求。

3.3.3 风电机组基础结构设计应分析施工的可行性，减少海上施工作业工作量；结构平面、立面布置应规整，传力途径明确；重要构件和关键传力部位应增加安全冗余。

3.3.4 风电机组基础设计应计入风电机组运行荷载、波浪、风和海流等循环荷载长期作用下土体强度和地基刚度的变化，并进行地基与基础的相互作用分析。

3.3.5 风电机组基础设计宜采用标准化结构及构件。

3.3.6 风电机组基础设计中，应明确结构设计使用年限、材料的规格型号及所要求的力学性能、化学成分、施工建造与现场安装质量要求及其他保证措施，同时计入结构制作安装、施工及建成后的环境、运行期维护等因素的影响。

4 材 料

4.1 结 构 用 钢 材

4.1.1 风电机组基础结构用钢材的选取应综合分析钢材的化学成分、强度等级、焊接加工性能、塑性和韧性、厚度方向性能等参数确定。

4.1.2 风电机组基础主体结构应采用船舶与海洋工程用结构钢或低合金高强度结构钢，次要结构可采用低合金高强度结构钢或碳素结构钢。钢材选用应符合现行国家标准《船舶及海洋工程用结构钢》GB/T 712、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《碳素结构钢》GB/T 700 的有关规定。

4.1.3 主体结构中承受高约束、板厚方向承受收缩变形和连续拉力荷载的重要部位，应采用具有抗层状撕裂性能的钢材，其性能应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的有关规定。

4.1.4 处于大气区和浪溅区的结构设计温度应采用作业区域近 10 年内最冷月份平均气温；低温地区水下浸没区的结构设计温度应取 0℃。

4.2 钢 筋

4.2.1 钢筋混凝土结构或预应力钢筋混凝土结构用钢筋应符合现行国家标准《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB/T 1499.2、《钢筋混凝土用余热处理钢筋》GB 13014、《预应力混凝土用钢棒》GB/T 5223.3 的有关规定；钢绞线应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 的有关规定；精轧螺纹钢应符合现行国家标准《预应力混凝土用螺纹钢》

GB/T 20065 的有关规定。

4.2.2 钢筋混凝土结构或预应力混凝土结构用钢筋的选择，应符合下列规定：

1 普通混凝土结构钢筋宜采用 HRB400 级、HRB500 级钢筋。

2 预应力混凝土结构钢筋宜采用钢绞线，可采用钢棒或螺旋钢筋。

3 钢筋的强度标准值应不小于 95% 的保证率。

4 热轧钢筋的强度标准值应根据屈服强度确定；预应力钢绞线和热处理钢筋的强度标准值应根据极限抗拉强度确定。

4.2.3 普通钢筋和预应力钢筋强度、弹性模量、截面属性、理论重量等参数应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151 的有关规定。

4.3 混 凝 土

4.3.1 混凝土材料的选取应满足强度、疲劳性能及耐久性、防腐性能等要求，其性能应符合现行行业标准《海港工程高性能混凝土质量控制标准》JTS 257-2 和《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151 的有关规定。

4.3.2 风电机组基础混凝土结构，浪溅区应采用海工高性能混凝土；水位变动区和大气区宜采用海工高性能混凝土。

4.3.3 混凝土强度、容重、泊松比、模量、热工参数等物理力学特性参数应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151 的有关规定。

4.4 灌 浆 材 料

4.4.1 灌浆材料应具有早强、超高强、高密实度、大流动性、易泵性的特点，满足结构连接要求所需的抗压、抗拉、抗弯、抗剪、抗疲劳等力学性能。

4.4.2 灌浆材料应具有良好的抗腐蚀性和耐久性。

4.4.3 灌浆材料应采用无收缩、无泌水的水泥基材料，并与钢材间有较好的黏结性。

4.4.4 灌浆材料的力学性能应通过试验验证。

5 荷 载

5.1 一 般 规 定

5.1.1 风电机组基础设计荷载，应包括施工期和运行期可能遭遇的风、波浪、海流、地震、冰、潮位等海洋环境荷载，以及运维船舶靠泊与碰撞、海生物附着荷载。

5.1.2 风电机组基础设计时，极端状况下海况设计标准的重现期应为 50 年；施工状况复核时，海况设计标准的重现期不宜低于 5 年。

5.1.3 环境荷载特征参数应根据实测资料统计分析确定，场区边界条件复杂时还应结合数值模拟计算或物理模型试验成果确定。

5.2 风 电 机 组 荷 载

5.2.1 风电机组荷载状况应包括现行国家标准《海上风力发电机组 设计要求》GB/T 31517 规定的所有状况。疲劳荷载应涵盖 25 年运行期的不同状况下的时程序列或离散处理的荷载谱。

5.2.2 有地震设防要求的风电场工程，应计算正常稳定运行条件下遭遇地震的风电机组荷载。

5.3 风 荷 载

5.3.1 作用在风电机组基础上的风荷载 F_f ，可按下列公式计算：

$$F_f = K K_z p_0 A \quad (5.3.1-1)$$

$$p_0 = \beta \alpha_f v_t^2 \quad (5.3.1-2)$$

式中： F_f ——风荷载 (N)；

K ——风荷载形状系数，梁及建筑物侧壁取 1.5，圆柱体侧壁取 0.5，平台总投影面积取 1.0；

K_z ——风压高度变化系数，由表 5.3.1 确定；

p_0 ——基本风压 (Pa)；

A ——垂直于风向的轮廓投影面积 (m^2)；

β ——风压增大系数，结构基本自振周期 $T=0.25\text{s}$ 时， β 取 1.25；结构基本自振周期 $T=0.5\text{s}$ 时， β 取 1.45；结构基本自振周期 $0.25\text{s}<T<0.5\text{s}$ 时， β 值可用内插法确定；

α_f ——风压系数 ($\text{N}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$)，取 0.613；

v_t ——时距为 t 的设计风速 (m/s)，可选取平均海平面以上 10m 处、时距为 3s 的最大阵风风速或时距为 1min 的最大持续风速。

表 5.3.1 风压高度变化系数 K_z

海平面以上高度 (m)	≤ 2	5	10	15	20	30	40
K_z	0.64	0.84	1.00	1.10	1.18	1.29	1.37
海平面以上高度 (m)	50	60	70	80	90	100	150
K_z	1.43	1.49	1.54	1.58	1.62	1.64	1.79

注：不在表中高度范围内时风压高度变化系数可用内插法确定。

5.3.2 对风荷载作用较为敏感的风电机组基础细长结构部件设计，应避免可能由风引起的涡激振动。

5.4 波浪荷载

5.4.1 风电场工程的海况可采用波浪参数或波浪谱表示。

5.4.2 对表观波周期 T_{app} 、波高 H 、平均水深 d 、波长 L 的波浪，可使用合适的波浪理论来计算波浪运动。波浪荷载计算中常用的流函数、Stokes 5 阶波和线性波理论的适用范围宜按图 5.4.2 确定。

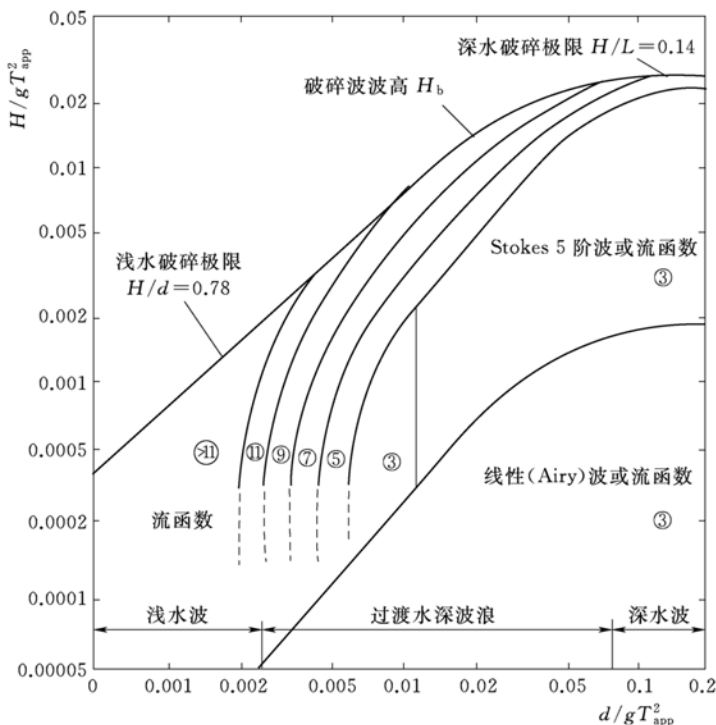


图 5.4.2 流函数、Stokes 5 阶波和线性波理论的适用范围

注：图中③、⑤、⑦…为流函数的阶数。

5.4.3 应根据结构物的类型、形状和尺寸，选择合适的波浪理论。对细长形结构，宜采用莫里森公式计算波浪荷载；对大体积结构，波浪的运动受结构物干扰，可采用波浪绕射理论分析计算波浪荷载。

5.4.4 桩或柱波浪力计算可按本规范附录 A 的有关规定执行。

5.4.5 对高桩承台基础的承台结构、重力式基础所受波浪荷载计算应符合现行行业标准《港口与航道水文规范》JTS 145 的有关规定，结构体型复杂或基础结构受波浪荷载影响较大时应结合数值模拟计算或物理模型试验成果确定。

5.5 海流荷载

5.5.1 仅计入海流作用时，设计海流流速应采用风电机组使用期间可能出现的最大流速，其值应根据现场实测资料整理分析后确定。

5.5.2 圆形构件单位长度上的海流荷载可按式计算：

$$f_w = \frac{1}{2} \rho_w C_w A V^2 \quad (5.5.2)$$

式中： f_w ——海流荷载（N/m）；

ρ_w ——海水密度（kg/m³）；

C_w ——阻力系数，圆形构件取 0.73，其他形状的结构可按现行行业标准《港口工程荷载规范》JTS 144-1 的有关规定取值；

A ——单位长度构件垂直于海流方向的投影面积（m²/m）；

V ——设计海流速度（m/s）。

5.5.3 承受海流作用的细长构件，应分析由 Von Karman 涡流引起振动的可能性，流体动力交变、涡旋的释放频率 f_{pl} 可按下列公式计算：

$$f_{pl} = S_t \frac{V}{D} \quad (5.5.3-1)$$

$$Re = \frac{VD}{\nu_n} \quad (5.5.3-2)$$

式中： f_{pl} ——频率（Hz）；

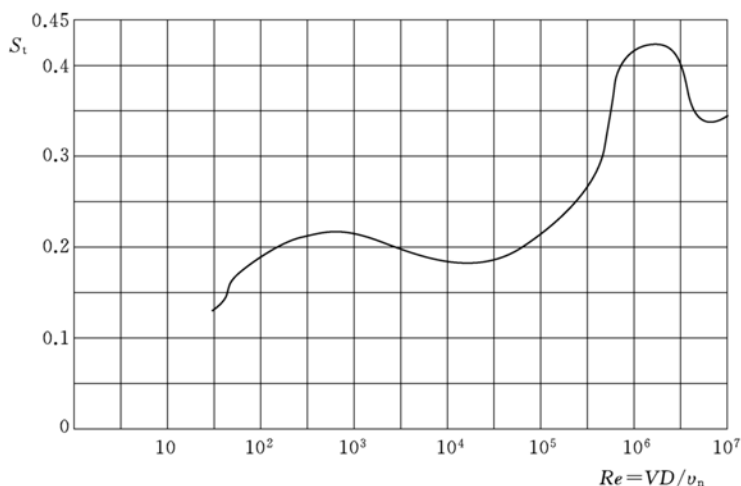
S_t ——Strouhal 值，可按图 5.5.3 查取；

V ——垂直于构件轴线的海流速度（m/s）；

D ——细长构件外径（m）；

Re ——雷诺数；

ν_n ——运动黏性系数（m²/s）。

图 5.5.3 S_t 值

5.6 波浪、海流共同作用

5.6.1 计算波浪和海流共同作用时，宜采用海流影响下的波浪要素。

5.6.2 桩或柱波流力共同作用计算可按本规范附录 B 的有关规定执行。

5.6.3 其他结构、构件的波流力共同作用计算，可按现行行业标准《港口与航道水文规范》JTS 145 的有关规定执行。

5.6.4 对波流荷载作用较为敏感的风电机组基础细长构件，应避免可能由波流荷载引起的涡激振动。

5.7 潮 位

5.7.1 风电场工程的设计潮位应包括设计高水位、设计低水位、多年平均海平面、极端高水位、极端低水位。

5.7.2 设计高水位应采用高潮累积频率 10% 的潮位或历时累积

频率 1% 的潮位，设计低水位应采用低潮累积频率 90% 的潮位或历时累积频率 98% 的潮位。

5.7.3 极端高水位应采用重现期为 50 年的年极值高水位；极端低水位应采用重现期为 50 年的年极值低水位。

5.8 海 冰

5.8.1 对位于固定冰海域或流动冰海域的风电机组基础结构，应调查工程海域的海冰条件，并评估海冰特征参数。

5.8.2 风电场工程的海冰设计标准，应结合工程海域海冰调查和历史严重冰情以及风电机组的使用要求确定，风电场工程的海冰设计重现期宜采用 50 年。

5.9 海 生 物

5.9.1 附着于风电机组基础上的海生物种类、厚度、密度、分布范围等参数可根据工程场区及周边区域调查资料得到。

5.9.2 海生物类型对波浪荷载计算中使用的水动荷载系数值的影响可按相应柱段上的波浪力按乘以增大系数 n 处理，增大系数 n 可按表 5.9.2 的规定选取。

表 5.9.2 增大系数 n

附着生物程度	相对糙率 ϵ/D	n
一般	<0.02	1.15
中等	$0.02 \sim 0.04$	1.25
严重	>0.04	1.40

注： ϵ 为附着生物的平均厚度（m）； D 为桩的直径（m）。

5.9.3 海生物将导致结构重量的增加，采取附加质量法计算时，宜根据工程场区及周边区域调查资料，确定海生物生长轮廓线。

5.10 地 震 荷 载

5.10.1 风电机组及基础地震力的计算可按现行行业标准《水运

工程抗震设计规范》JTS 146 规定的振型分解反应谱法进行，具有场地谱资料的风电场工程应采用场地谱进行设计。

5.10.2 地震惯性力宜根据风电机组的整体结构质量分布，采用多质点体系进行计算。

5.10.3 采用多质点体系计算时，风电机组整机结构质点 i 在 j 振型中水平向的地震惯性力宜按下列公式计算：

$$P_{ij} = CK_H \gamma_j \psi_{ij} \beta_j m_i g \quad (i=1, 2 \cdots n; j=1, 2 \cdots m) \quad (5.10.3-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n \psi_{ij} m_i}{\sum_{i=1}^n \psi_{ij}^2 m_i} \quad (5.10.3-2)$$

式中： P_{ij} ——质点 i 在 j 振型中水平向的地震惯性力 (N)；

C ——综合影响系数，取 0.30；

K_H ——水平向地震系数，7 度地震取 0.1，8 度地震取 0.2，9 度地震取 0.4；

γ_j ——结构 j 振型参与系数；

ψ_{ij} —— j 振型、质点 i 处的相对水平位移；

β_j —— j 振型、自振周期为 T_j 时的相应的动力放大系数；

m_i ——结构中质点 i 处的质量 (kg)。

5.10.4 地震时，细长构件的水下部分所受到的动水压力 P 可按下列公式计算：

$$P = CK_H \beta (C_M - 1) V_{ij} \gamma_{rz} \sin^2 \phi(i, l) \quad (5.10.4)$$

式中： P ——动水压力 (N)；

C_M ——惯性力系数，由试验确定，在试验资料不足时，可按现行行业标准《港口与航道水文规范》JTS 145 的有关规定执行；

V_{ij} ——浸水部分的构件体积 (m^3)；

γ_{rz} ——流体的容重 (N/m^3)；

$\phi(i, l)$ ——地震的震动方向 i 与构件 l 之间的夹角 (rad)。

5.11 其他荷载

5.11.1 自重荷载计算应符合下列规定：

1 自重荷载应包括风电场工程构筑物或构筑物中的填料及固定设备的重力，水下部分结构应扣除浮力。

2 一般材料和构件的单位自重可取其平均值，对自重变异较大的材料和构件，自重的标准值根据对结构安全不利或有利，分别取上限值或下限值。

5.11.2 船舶靠泊时的撞击力标准值应根据船舶有效撞击能量、橡胶护舷性能曲线和靠船结构的刚度确定。运维船舶靠泊时的有效撞击能量可按式计算：

$$E_0 = \frac{1}{2} \rho m V_n^2 \quad (5.11.2)$$

式中： E_0 ——船舶靠泊时的有效撞击能量 (kJ)；

ρ ——有效动能系数，取 0.7~0.8；

m ——船舶质量 (t)，按满载排水量计算；

V_n ——船舶靠泊法向速度 (m/s)。

5.11.3 当风电机组基础承受船只或排筏撞击时，撞击力可按式计算：

$$F_{zj} = \gamma_{dn} V \sin \alpha_{jj} \sqrt{\frac{W}{C_1 + C_2}} \quad (5.11.3)$$

式中： F_{zj} ——撞击力 (kN)；

γ_{dn} ——动能折减系数 ($s/m^{0.5}$)，当船只或排筏斜向撞击墩台时取 0.2，正向撞击时取 0.3；

V ——船只或排筏撞击墩台时的速度 (m/s)，船只可采用航运部门提供的数据，排筏可采用筏运期的海流速度；

α_{jj} ——船只或排筏驶近方向与墩台撞击点处切线所成的

夹角 ($^{\circ}$), 可根据具体情况确定, 无法确定时可取 20° ;

W ——船只重力或排筏重力 (kN);

C_1 、 C_2 ——船只或排筏的弹性变形系数和墩台圬工的弹性变形系数, 资料缺乏时二者之和可取 0.0005m/kN 。

6 荷载分类及荷载组合

6.1 荷载的分类

作用于风电机组基础的荷载，按随时间的变化可分为下列四类：

1 永久荷载，主要包括上部结构传来的风电机组重力荷载、基础及附属结构自重、预加应力。

2 可变荷载，主要包括上部结构传来的风电机组荷载水平力 F_{xk} 和 F_{yk} 、水平力矩 M_{xk} 和 M_{yk} 、扭矩 M_{zk} ，风荷载、波浪荷载、海流荷载、冰荷载、船舶荷载、结构施工检修过程中出现的短期荷载。

3 地震作用。

4 偶然荷载，包括漂浮物非正常撞击、爆炸、火灾等。

6.2 荷载效应组合

6.2.1 风电机组基础结构设计状态应分为承载能力极限状态和正常使用极限状态。

6.2.2 承载能力极限状态应进行海床地基基础承载能力、基础结构或构件的稳定、结构构件或连接件的强度、结构构件的疲劳、是否适于继续承载的其他特定状态等验算，并应符合下列要求：

1 海床地基基础承载能力验算应符合下列要求：

1) 对桩基础，应包括桩基轴向抗压拔、水平承载能力验算。

2) 对重力式基础，应包括地基基础承载能力验算。

3) 对存在液化、软弱下卧层等特殊地质条件的地基，还应进行专门的承载能力验算。

2 基础结构或构件的稳定验算应主要包括重力式基础的基
础整体抗倾覆、抗滑稳定验算，桩基础或长细结构压屈稳定验
算，板壳结构的局部稳定验算。

3 结构构件或连接件的强度验算应主要包括受压、受弯、
受拉、受剪、受扭和受冲切等强度计算。

6.2.3 正常使用极限状态应进行下列计算和验算：

1 地基基础变形验算，包括水平变形与倾斜验算、沉降
验算。

2 混凝土结构的抗裂或限裂验算。

3 风电机组系统模态验算。

4 影响正常运行或耐久性能的其他特定状态验算。

6.2.4 风电机组基础结构设计状况宜分为极端状况、正常使用
极限状况、疲劳极限状况和地震状况。承载能力极限状态应进行
极端状况、疲劳极限状况和地震状况下地基基础及结构构件承载
能力验算，正常使用极限状态应进行正常使用极限状况下基础结
构及地基变形、地基层部承载力、裂缝宽度验算。

6.2.5 承载能力极限状态验算时风电机组荷载应取风电机组极
限荷载设计值，正常使用极限状态验算时风电机组荷载应取风电
机组极限荷载标准值。

6.2.6 承载能力极限状态应符合下式要求：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (6.2.6)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，取 1.1；

S_d ——承载能力极限状态下作用组合的效应设计值；

R_d ——结构构件的抗力设计值。

6.2.7 承载能力极限状态下作用效应基本组合的设计值应按下
式确定：

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \psi_0 \left(\sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} Q_{jk} \right) \quad (6.2.7)$$

式中： γ_{Gi} ——第 i 个永久作用荷载的分项系数；

G_{ik} ——第 i 个永久作用荷载的标准值；

γ_p ——预应力的分项系数，当预应力效应对结构有利时
预应力分项系数取 1.0，不利时取 1.2；

P ——结构预应力的标准值；

γ_{Q1} 、 γ_{Qj} ——第 1 个和第 j 个可变作用荷载分项系数；

Q_{1k} ——主导可变作用的标准值；

ψ_0 ——可变作用的组合系数，可取 0.7；

Q_{jk} ——第 j 个可变荷载作用标准值。

6.2.8 承载能力极限状态下作用的地震组合，组合效应设计值可按式计算：

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_p P + \gamma_{Ad} A_d + \psi_0 \left(\sum_{j=1}^n \gamma_{Qj} Q_{jk} \right) \quad (6.2.8)$$

式中： γ_{Ad} ——地震荷载的分项系数；

A_d ——地震荷载标准值。

6.2.9 正常使用极限状态作用效应组合应符合下式规定：

$$S_d \leq C_d \quad (6.2.9)$$

式中： S_d ——正常使用极限状态荷载组合的效应设计值；

C_d ——结构构件达到正常运行要求所规定的变形、裂缝宽度、沉降等的限值。

6.2.10 正常使用极限状态荷载标准组合的效应设计值应按式确定：

$$S_d = \sum_{i \geq 1} G_{ik} + P + Q_{1k} + \sum_{j > 1} \psi_{cj} Q_{jk} \quad (6.2.10)$$

式中： ψ_{cj} ——可变作用的组合系数，可取 0.7。

6.2.11 进行风电机组基础结构计算时，所采用荷载效应组合方式应按下列规定执行：

1 按地基承载力确定基础底面积时荷载效应采用基本组合。

2 按承载力确定桩基础桩数及桩身尺寸时荷载效应采用基本组合。

3 计算基础结构的材料强度、构件稳定性、确定配筋时，荷载效应采用基本组合。

4 基础抗倾覆和抗滑稳定的荷载效应采用基本组合。

5 验算变形、基础裂缝宽度时，荷载效应采用标准组合。

6 地震状况下地基承载力验算时，强度、截面抗震验算的荷载效应采用地震组合；桩基础承载力、重力式基础抗滑稳定和抗倾覆稳定验算的荷载效应采用地震组合。

6.2.12 风电机组基础设计时荷载组合应按下列规定执行：

1 承载能力极限状态应采用风电机组极端荷载与风、海流、波浪基本组合，风、海流、波浪基本组合应分别考虑 50 年重现期极端高水位、极端低水位、设计高水位和设计低水位四种情况；位于固定冰区风电场工程，承载能力极限状态还应验算风电机组极端荷载与平均海平面情况下 50 年重现期冰期风、海流、海冰作用基本组合；受流冰作用影响的风电场工程，承载能力极限状态还应验算风电机组极端荷载与风、海流、海冰作用基本组合，风、海流、海冰作用基本组合应分别考虑 50 年重现期冰期设计高水位、设计低水位两种情况。

2 正常使用极限状态应采用风电机组正常运行极限荷载与风、海流、波浪标准组合，风、海流、波浪标准组合应分别考虑 50 年重现期极端高水位、极端低水位、设计高水位和设计低水位四种情况；位于固定冰区风电场工程，正常使用极限状态还应验算风电机组正常运行极限荷载与平均海平面情况下 50 年重现期冰期风、海流、海冰作用标准组合；受流冰作用影响的风电场工程，正常使用极限状态还应验算风电机组正常运行极限荷载与风、海流、海冰作用标准组合，风、海流、海冰作用标准组合应分别考虑 50 年重现期冰期设计高水位、设计低水位两种情况。

3 承载能力极限状态下结构疲劳应按平均海平面情况下多

年平均风、波浪、海流、海冰等与风电机组疲劳荷载的基本组合进行计算。

4 承载能力极限状态下地震状况应采用多年平均风、海流及风电机组正常运行荷载基本组合，多年平均风、海流应分别考虑设计高水位、设计低水位两种情况。

5 进行荷载组合时，波浪荷载和冰荷载不应同时计入，漂浮物和船舶荷载不应同时计入，地震作用与波浪荷载不应同时计入。

6.3 荷载作用分项系数与组合系数

6.3.1 荷载应取其标准值作为荷载作用的代表值。

6.3.2 风电机组基础设计时，各计算组合下的荷载作用分项系数与组合系数应按表 6.3.2 的规定取值。

表 6.3.2 荷载作用分项系数与组合系数

状态	状况	组合	计算内容	荷载作用分项系数							荷载作用 组合系数	
				风电机组合 荷载分项 系数	风荷载 分项系数	波浪荷载 分项系数	海流荷载 分项系数	地震荷载 分项系数	冰荷载 分项系数	自重荷载 分项系数		
承载能力 极限 状态	极端 状况	基本 组合	结构强度，包括应力、截面抗弯、抗剪、抗冲切、冲剪验算	1.50	1.35	1.35	1.35	—	—	0.90/ 1.10	0.70	
						—			1.35			
						1.00			1.00			0.90/ 1.10
			地基承载力验算	1.00	1.00	—	1.00		—	1.00	0.70	
						1.35			1.35			
						—			—			
			地基稳定性验算	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35	1.10	0.70	
						—			—			
						1.35			1.35			
						—			—			
			桩基承载力 验算	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35	0.90	0.70	
						—			—			
						1.35			1.35			
			水平	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35	0.90/ 1.10	0.70	
						—			—			

续表 6.3.2

状态	状况	组合	计算内容	荷载作用分项系数							荷载作用 组合系数		
				风电机组 荷载分项 系数	风荷载 分项系数	波浪荷载 分项系数	海流荷载 分项系数	地震荷载 分项系数	冰荷载 分项系数	自重荷载 分项系数			
承载能力 极限状态	地震 状况	地震 组合	结构强度，包括应力、截面抗弯、抗剪、抗冲切验算	1.50	1.35	—	1.35	1.35	—	0.90/ 1.10	0.70		
				1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	1.10	0.70		
			地基承载力验算	1.35	1.35		1.35	1.35	1.35	0.90/ 1.10	0.70		
				地基稳定验算	压拔		1.35	1.35	1.35	1.35	1.10	0.70	
			1.35				1.35	1.35	1.35	0.90	0.70		
			桩基承载力 验算		水平		1.35	1.35	1.35	1.35	0.90/1.10	0.70	
				结构疲劳验算			1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	
			基本 组合		疲劳 状况		1.00	1.00	1.00	1.00	—	1.0	1.00
				标准 组合				变形验算	1.00	1.00	1.00	—	0.90/1.10
			正常使 用极限 状态		正常使 用极限 状况		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	0.90/1.10

注: 0.90/1.10 表示自重荷载对结构安全有利时, 自重荷载分项系数取 0.90; 对结构安全不利时, 自重荷载分项系数取 1.10。

7 总体分析

7.1 一般规定

7.1.1 根据荷载作用效应的不同，应对风电机组基础结构进行静力分析、动力分析和疲劳分析。

7.1.2 应建立结构与周围介质间的相互作用模型，宜建立三维有限元计算模型进行分析。

7.1.3 应以静力分析的结果为设计依据，并计入风电机组空气动力荷载、波浪荷载、动冰荷载、地震作用等动力荷载对结构的影响。

7.1.4 海洋环境荷载作用方向除确有可靠资料外，均应分析其来自各个方向的可能性，同时应计入在各潮位下同时出现的可能不利组合。

7.1.5 结构分析时应包括结构本身的自重和浮力；动力分析时，除应包含结构本身质量外，水中部分还应计入动水附加质量，动水附加质量宜通过矩阵的方式引入结构质量矩阵中。

7.2 静力分析

7.2.1 风电机组基础结构静力分析应包括整体稳定性分析、结构变形和应力分析、结构强度和局部稳定性分析。整体稳定性分析应包括抗倾覆稳定分析、抗滑移稳定分析和变形分析。

7.2.2 风电机组基础结构静力计算应考虑土壤的非线性特性。

7.2.3 结构刚度矩阵计算应计入下列因素：

- 1 构件的剪切影响。
- 2 桩与套管间充填高强水泥基灌浆材料的影响。
- 3 大直径杆件相交时的偏心度。

7.3 动力分析

7.3.1 动力分析应包括动力特性分析和动力响应分析。

7.3.2 风电机组基础结构动力分析计算模型及方法应满足下列要求：

1 应建立包含风电机组-基础-地基的整体模型。

2 应计入对结构总体动力特性及响应有重大影响的构件。

3 风电机组机舱和叶片所组成的局部系统及其他附属构件可简化为质点。

4 当结构受确定性动力荷载作用，求其在时域中的动力响应时，可用时域分析法或能计入非零初始条件的频域分析方法。

7.3.3 结构动力分析应符合下列规定：

1 计算总体结构的固有频率和相应模态时，应考虑水位变化、海床冲刷、海洋生物生长、腐蚀等边界条件变化的影响，整机结构低阶固有频率宜远离控制性动力荷载的主频，避免风电机组全寿命周期发生共振。

2 应对结构的刚度、位移、变形以及杆件和节点的强度进行校核。

3 采用振型叠加方法进行结构动力响应分析时，正交三个方向的振型参与质量系数不应小于 95%。

7.3.4 结构地震响应分析应符合下列规定：

1 相对计算出的地震荷载，在风电机组结构最不利的主轴方向取荷载的 100%，与此主轴相垂直的水平方向取 100%，与水平面垂直的方向取 50%。用这三个方向地震引起的惯性力与静荷载相组合，同时作用在结构上，采用静力分析方法对风电机组结构进行分析。

2 地震状况下材料强度可取静态强度的 1.25 倍。

7.4 疲劳分析

7.4.1 风电机组基础结构疲劳分析应采用安全寿命设计方法。

7.4.2 风电机组基础结构疲劳分析，应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《海上钢结构疲劳强度分析推荐作法》SY/T 10049 的有关规定。

7.4.3 基础结构同时受到多项疲劳荷载作用时，宜采用时程分析法进行整体耦合疲劳分析。无荷载时间历程数据时，可采用其他分析方法进行基础结构疲劳损伤分析。

7.4.4 应根据工程海域的冰情和冰参数调查资料，分析确定拟采用的静冰力计算模型，同时建立冰速和冰厚的概率分布函数，确定冰疲劳环境模型。

7.4.5 疲劳分析选定的 $S-N$ 曲线应反映焊趾处焊缝外形和特性，选定的疲劳安全系数应与 $S-N$ 曲线相对应。

7.4.6 疲劳分析应采用应力集中系数计算管节点相交部位的热点应力，应力集中系数可按现行行业标准《海上钢结构疲劳强度分析推荐作法》SY/T 10049 的有关规定或通过有限元分析确定。

7.4.7 当施工方法和施工工艺对结构的疲劳寿命有影响时，结构总体疲劳寿命分析应计入基础结构施工期疲劳损伤。

8 桩 基 础

8.1 一 般 规 定

8.1.1 桩基础按成桩工艺可分为打入桩、灌注桩和嵌岩桩。打入桩按制桩材料可分为钢管桩和预制混凝土桩等；灌注桩按成孔方法可分为钻孔灌注桩和挖孔灌注桩；嵌岩桩按成桩方法、结构组成和嵌岩型式，可分为灌注型嵌岩桩、预制型植入嵌岩桩、预制型芯柱嵌岩桩和预制型组合式嵌岩桩等。

8.1.2 桩基础宜采用钢管桩。

8.1.3 桩基础设计应计入循环荷载和瞬时荷载对桩周岩土强度及对桩基础结构响应的影响。

8.1.4 嵌岩桩基础、灌注桩基础应进行施工状况下的桩基稳定验算。

8.1.5 应综合分析工程地质勘察成果、原位测试成果、工程场区桩基础静载试验成果，确定地基土的物理力学指标参数。

8.1.6 对采用钻孔或水冲等严重影响岩土强度、桩与桩周介质黏结度的沉桩方式，桩基础设计时应计入其对桩土相互作用的影响。

8.1.7 打入桩和灌注桩宜选择中密或密实砂层、硬黏性土层、碎石类土、风化岩层等土层作为桩端持力层，并应符合下列规定：

1 桩端进入持力层的深度，黏性土和粉土不宜小于 2 倍桩径，中密或密实砂土、碎石类土、强风化岩层不宜小于 1.5 倍桩径。

2 桩端以下 6m 范围内存在软弱土层时，应进行下卧持力层验算。

3 大直径单桩基础轴向承载力、轴向不均匀变形满足要求时，桩端可不进入持力层。

8.1.8 打入桩应进行可打性分析。

8.1.9 嵌岩桩的嵌岩深度应满足轴向承载力和水平承载力的要求。

8.1.10 在打入桩群桩基础中，桩与桩的中心距不小于 6 倍桩径或中心距为 3 倍~6 倍桩径，且桩端进入良好持力层时，轴向承载力可按单桩计算；沿水平力作用方向桩与桩的中心距不小于 6 倍桩径的水平承载桩，也可按单桩设计；当桩与桩的中心距小于 6 倍桩径或中心距为 3 倍~6 倍桩径的摩擦桩应考虑群桩效应对桩基承载能力的影响。

8.1.11 应考虑海床泥沙运移、基础局部冲刷对桩基础承载力和刚度的影响。

8.1.12 沉桩施工完成时，应进行桩身完整性和承载力检测。

8.2 桩基础轴向承载力

8.2.1 桩基础轴向承载力计算应符合下式要求：

$$N_d \leq Q_d \quad (8.2.1)$$

式中： N_d ——桩顶轴向荷载效应设计值（kN）；

Q_d ——单桩轴向极限承载力设计值（kN），地震状况核算时 Q_d 可提高 25%。

8.2.2 桩基础承载力宜根据工程地质勘察成果、静荷载试验综合确定。

8.2.3 当进行静荷载试验时，单桩轴向极限承载力设计值应按下式计算：

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_R} \quad (8.2.3)$$

式中： Q_d ——单桩轴向极限承载力设计值（kN）；

Q_k ——单桩轴向极限承载力标准值（kN），当试桩数量在

2 个以上, 且各桩的极限承载力最大值与最小值之比小于或等于 1.3 时, 取平均值作为单桩轴向极限承载力标准值; 比值大于 1.3 时, 经分析确定;
 γ_R ——单桩轴向承载力抗力系数, 按表 8.2.3 的规定取值。

表 8.2.3 单桩轴向承载力抗力系数

桩的类型		静载试验法 γ_R	经验参数法 γ_R		
打入桩		1.30~1.40	1.45~1.55		
灌注桩		1.50~1.60	1.55~1.65		
嵌岩桩	抗压	1.60~1.70	覆盖层 γ_{cs}	预制型	1.45~1.55
				灌注型	1.55~1.65
			嵌岩段 γ_{cr}		1.70~1.80
	抗拔	1.80~2.00	—		

注: 1 当地质情况复杂时取大值, 反之取小值。

2 γ_{cs} 为覆盖层单桩轴向受压承载力分项系数; γ_{cr} 为嵌岩桩单桩轴向受压承载力分项系数。

8.2.4 未做静荷载试桩的工程, 可根据具体情况采用承载力经验参数法或静力触探等方法确定单桩轴向极限承载力。

8.2.5 按承载力经验参数法确定桩基础轴向抗压承载力设计值时, 应符合下列规定:

1 桩身实心或桩端封闭的打入桩轴向抗压承载力设计值可按下式计算:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum q_{fi} l_i + q_R A) \quad (8.2.5-1)$$

式中: U ——桩身截面外周长 (m);

q_{fi} ——单桩第 i 层土的极限侧摩阻力标准值 (kPa);

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度 (m);

q_R ——单桩极限桩端阻力标准值 (kPa);

A ——桩端外周面积 (m^2)。

2 钢管桩和预制混凝土管桩轴向抗压承载力设计值可按下式计算：

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum q_{fi} l_i + \eta q_R A) \quad (8.2.5-2)$$

式中： η ——桩端闭塞效应系数，可按桩基础静荷载试验及地区经验取值；无当地经验时，可按表 8.2.5-1 的规定取值。

表 8.2.5-1 桩端闭塞效应系数 η

桩型	桩的外径 (m)	η	取值说明
敞口 钢管桩	$0.80 < d \leq 1.20$	入土深度大于 20m 或 20d 时取 0.50~0.30	根据桩径、入土深度和持力层特性综合分析；入土深度较大，进入持力层深度较大，桩径较小时取大值，反之取小值
	$1.20 < d \leq 1.50$	入土深度大于 25m 时 取 0.35~0.20	
	$d > 1.50$	入土深度小于 25m 时 取 0； 入土深度大于或等于 25m 时取 0.25~0	
半敞口 钢管桩	—	参照同条件的敞口钢管 桩酌情增大	持力层为黏性土时增大值 不宜大于敞口时的 20%；较 密实砂性土增大值可适当 增加

注：1 表层为淤泥时，入土深度应适当折减。

2 入土深度大于 30d 或 30m，进入持力层深度大于 5d，可分别认为入土深度较大和进入持力层深度较大。

3 本表不适用于持力层为全风化或强风化岩层，不适用于直径大于 2m 的桩。

3 按承载力经验参数法确定灌注桩轴向抗压承载力设计值时，应按下式计算：

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \psi_{si} q_{fi} l_i + \psi_p q_R A) \quad (8.2.5-3)$$

式中： ψ_{si} 、 ψ_p ——桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数，当桩的外

径不大于 0.8m 时,均取 1.0;当桩的外径大于 0.8m 时,可按表 8.2.5-2 的规定取值。

表 8.2.5-2 桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_{si} 、端阻力尺寸效应系数 ψ_p

土类型	黏性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	$(0.8/d)^{1/5}$	$(0.8/d)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/d)^{1/4}$	$(0.8/d)^{1/3}$

注:1 表中 d 为桩的外径 (m)。

2 如有现场试验经验时,可结合现场试验情况取值。

4 按承载力经验参数法确定嵌岩桩轴向抗压承载力设计值时,可按式计算:

$$Q_{cd} = \frac{U_1 \sum \xi_{fi} q_{fi} l_i}{\gamma_{cs}} + \frac{U_2 \xi_s f_{rk} h_r + \xi_p f_{rk} A}{\gamma_{cr}} \quad (8.2.5-4)$$

式中: Q_{cd} ——单桩轴向承载力设计值 (kN);

U_1 、 U_2 ——覆盖层桩身周长和嵌岩层桩身周长 (m);

ξ_{fi} ——桩周第 i 层土的侧阻力计算系数,当桩径不大于 1.0m 时,岩面以上 10 倍桩径范围内的覆盖层取 0.5~0.7,10 倍桩径以上覆盖层取 1.0;当桩径大于 1.0m 时,岩面以上 10m 范围内的覆盖层取 0.5~0.7,10m 以上覆盖层取 1.0;

q_{fi} ——桩周第 i 层土的单位面积极限侧阻力标准值 (kPa);

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度 (m);

γ_{cs} ——覆盖层单桩轴向受压承载力抗力系数,可按表 8.2.3 取值;

ξ_s 、 ξ_p ——嵌岩段侧阻力和端阻力计算系数,与嵌岩深径比有关,可按表 8.2.5-3 的规定取值;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值 (kPa),应根据工程勘察报告提供的数据并结合工程经验确定;黏

土质岩石取天然湿度单轴抗压强度标准值； f_{rk} 值大于桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 时取 f_{ck} 值；遇水软化岩层或 $f_{rk} < 10\text{MPa}$ 的岩层，桩的承载力宜按灌注桩计算；

h_r ——桩身嵌入基岩的长度（m），当 $h_r > 5D'$ 时取 $5D'$ ；当岩层表面倾斜时，应以岩面最低处计算嵌岩深度； D' 为嵌岩段桩径；

A ——嵌岩段桩端面积（ m^2 ）；

γ_{cR} ——嵌岩段单桩轴向受压承载力抗力系数，可按表 8.2.3 的规定取值。

表 8.2.5-3 微风化岩体中嵌岩段侧阻力和端阻力计算系数 ξ_s 、 ξ_p

嵌岩径比 h_r/d	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
ξ_s	0.070	0.096	0.093	0.083	0.070
ξ_p	0.72	0.54	0.36	0.18	0.12

注：当嵌入中等风化岩时，按表中数值乘以 0.7~0.8 计算。

5 后注浆灌注桩的单桩极限轴向抗压承载力应通过静荷载试验确定。

8.2.6 沉桩条件允许时，可采用半敞口式或封闭式桩尖提高钢管桩的轴向承载力。

8.2.7 未做静荷载试桩的工程，打入桩和灌注桩的单桩抗拔承载力设计值可按式计算：

$$T_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \xi_i q_{ti} l_i + G \cos \alpha) \quad (8.2.7)$$

式中： T_d ——单桩抗拔承载力设计值（kN）；

γ_R ——单桩抗拔承载力抗力系数，取与抗压抗力系数相同值，可按表 8.2.3 取值；

U ——桩身截面周长（m）；

ξ_i ——抗拔折减系数，对大直径管桩结构，该参数应根

据工程经验或现场试桩试验确定；

q_{fi} ——桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值 (kPa)；

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度 (m)；

G ——桩重力 (kN)，水下部分按浮重力计；

α ——桩轴线与垂线夹角 ($^{\circ}$)。

8.2.8 未进行抗拔试验的嵌岩桩，若嵌岩深度不小于 3 倍桩径，其单桩轴向抗拔承载力设计值可按下式计算：

$$Q_{td} = \frac{U_1 \sum \xi'_{fi} q_{fi} l_i + G \cos \alpha}{\gamma_{ts}} + \frac{U_2 \xi'_s f_{rk} h_r}{\gamma_{tr}} \quad (8.2.8)$$

式中： Q_{td} ——嵌岩桩单桩轴向抗拔承载力设计值 (kN)；

U_1 、 U_2 ——覆盖层桩身周长 (m) 和嵌岩层桩身周长 (m)；

ξ'_{fi} ——第 i 层覆盖土的侧阻力抗拔折减系数，取 0.7～0.8；

ξ_{fi} ——桩周第 i 层土的侧阻力计算系数，岩面以上 10m 范围内的覆盖层取 0.5～0.7，10m 以上覆盖层取 1.0；

q_{fi} ——桩周第 i 层土的单位面积极限侧阻力标准值 (kPa)；

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度 (m)；

G ——桩重力 (kN)，水下部分按浮重力计；

α ——桩轴线与垂线夹角 ($^{\circ}$)；

γ_{ts} ——覆盖层单桩轴向抗拔承载力抗力系数，钢管桩、预制桩取 1.45～1.55，灌注桩取 1.55～1.65；

ξ'_s ——嵌岩段侧阻力抗拔计算系数，取 0.045；

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值 (kPa)，应根据工程勘察成果并结合工程经验确定；黏土质岩石取天然湿度单轴抗压强度标准值； f_{rk} 值大于桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 时取 f_{ck} 值；遇水软化岩层或 $f_{rk} < 10\text{MPa}$ 的岩层，桩的承载力宜按灌注桩计算；

h_r ——桩身嵌入基岩的长度 (m)，当 $h_r > 5D'$ 时取 $5D'$ ；
当岩层表面倾斜时，应以岩面最低处计算嵌岩深度； D' 为嵌岩段桩径；

γ_{tr} ——嵌岩段单桩轴向抗拔承载力抗力系数，取 2.0～2.2。

8.2.9 桩端达到或进入基岩的抗拔桩，可采用预应力锚杆嵌岩的方式增加桩的抗拔能力，锚杆的锚固长度应根据计算确定且不小于 3m。

8.2.10 对重要工程和地质复杂的工程，以及其他情况影响桩的轴向承载力可靠性时，宜按现行行业标准《水运工程地基基础试验检测技术规程》JTS 237 采用高应变动力试验法对单桩轴向承载力进行检测，每台高桩承台基础不宜少于 2 根，其他型式基础每台不宜少于 1 根，单桩基础抽检比例不宜低于 10%，且不少于 2 根。

8.2.11 黏性土中管桩极限承载力标准值可按下列规定执行：

1 对黏性土中的管桩，沿桩长度上任何一点的单位极限侧摩阻力标准值 q_{fi} 按下列公式计算：

$$q_{fi} = ac_u \quad (8.2.11-1)$$

$$a = \frac{1}{2\sqrt{c_u/p'_0}} \left(\frac{c_u}{p'_0} \leq 1 \right) \quad (8.2.11-2)$$

$$a = \frac{1}{2\sqrt{c_u/p'_0}} \left(\frac{c_u}{p'_0} > 1 \right) \quad (8.2.11-3)$$

式中： a ——无量纲系数，约束值不大于 1.0；

c_u ——相应点地基土的不排水抗剪强度 (kPa)；

p'_0 ——相应点的有效上覆土压力 (kPa)。

2 对端部支撑在黏土体中的钢管桩，单位桩端极限端阻力标准值 q_R 按下式计算：

$$q_R = 9c_u \quad (8.2.11-4)$$

8.2.12 非黏性土中管桩极限承载力标准值可按下列规定执行：

1 对非黏性土体中的管桩，其单位极限侧摩阻力标准值 q_{fi} 按下式计算：

$$q_{fi} = K_h p'_0 \tan \delta \quad (8.2.12-1)$$

式中： K_h ——无因次侧向土压力系数，对未形成土塞的开口打入桩 K_h 取 0.8，对闭口桩和形成充分土塞的开口桩 K_h 取 1.0；

p'_0 ——计算点的有效上覆土压力 (kPa)；

δ ——土与桩壁之间的摩擦角 (°)。

2 对端部支撑在非黏性土体中的钢管桩，单位桩端极限端阻力标准值 q_R 按下式计算：

$$q_R = p_0 N_q \quad (8.2.12-2)$$

式中： p_0 ——桩端处的有效上覆土压力 (kPa)；

N_q ——非黏性土无量纲承载力系数。

8.3 桩基础竖向变形计算

8.3.1 风电机组桩基础的竖向变形计算，应在正常使用极限状态下，按荷载效应标准组合验算基础沉降变形，其计算值不应大于变形允许值。

8.3.2 计算地基沉降时，应将沉降计算点水平面影响范围内各桩对应力计算点产生的附加应力叠加，采用单向压缩分层总和法计算土层的沉降，并计入桩身压缩 s_e 。桩的最终沉降量可按下列公式计算：

$$s = \psi \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}}{E_{si}} \Delta z_i + s_e \quad (8.3.2-1)$$

$$\sigma_{zi} = \sum_{j=1}^m \frac{Q_j}{l_j^2} [\alpha_j I_{p,ij} + (1 - \alpha_j) I_{s,ij}] \quad (8.3.2-2)$$

$$s_e = \xi_e \frac{Q_j l_j}{E_c A_{ps}} \quad (8.3.2-3)$$

式中： ψ ——沉降计算经验系数，无当地经验时，可取 1.0；

- n ——沉降计算深度范围内土层的计算分层数；分层数应结合土层性质，分层厚度不应超过计算深度的 0.3 倍；
- σ_{zi} ——水平面影响范围内各桩对应力计算点桩端平面下第 i 计算土层 $1/2$ 厚度处产生的附加竖向应力之和 (MPa)，应力计算点取与沉降计算点最近的桩中心点；
- E_{si} ——第 i 计算土层的压缩模量 (MPa)；
- Δz_i ——第 i 计算土层厚度 (m)；
- s_e ——计算桩身压缩 (m)；
- m ——以沉降计算点为圆心， $3/5$ 桩长为半径的水平面影响范围内的桩数；
- Q_j ——第 j 桩在荷载效应标准组合下，桩顶的附加荷载 (kN)；
- l_j ——第 j 桩桩长 (m)；
- α_j ——第 j 桩总桩端阻力与桩顶荷载之比，近似取极限总端阻力与单桩极限承载力之比；
- $I_{p,ij}$ 、 $I_{s,ij}$ ——第 j 桩的桩端阻力和桩侧阻力对计算轴线第 i 计算土层 $1/2$ 厚度处的应力影响系数；
- ξ_e ——桩身压缩系数；端承型桩， ξ_e 取 1.0。摩擦型桩，当桩基长径比不大于 30 时， ξ_e 取 $2/3$ ；长径比不小于 50 时， ξ_e 取 $1/2$ ；介于两者之间时可线性插值；
- E_c ——桩身材料的弹性模量 (MPa)；
- A_{ps} ——桩身截面积 (m^2)。
- 8.3.3** 对桩基础的最终沉降计算深度 z_n ，可按应力比法确定，即 z_n 处由桩引起的附加应力 σ_z 应不大于自重应力 σ_c 的 $1/5$ ；当桩端地基土为高压缩性土时， z_n 处由桩引起的附加应力 σ_z 应不大于自重应力 σ_c 的 $1/10$ 。

8.4 桩基础水平承载力及变形计算

8.4.1 桩基础应能够承受侧向的静荷载和循环荷载。桩基础设计过程中应分析沉桩作业中和沉桩完成后因冲刷和土受扰动对土抗力产生的可能影响。

8.4.2 承受水平力作用的弹性长桩桩身内力和变形，应按下列规定确定：

1 可根据工程经验采用 $P-Y$ 曲线法、 m 法。 $P-Y$ 曲线法宜符合本规范附录 C 的规定， m 法宜符合本规范附录 D 的规定。

2 m 法仅适用于水平变形较小、处于弹性变形阶段的桩基础结构计算；水平变形较大且承受循环荷载作用下，应采用 $P-Y$ 曲线法。

3 宜通过水平静荷载试验确定桩在水平力作用下的桩身内力和变形。

4 当无法确定循环荷载的往复作用下岩土抗力时，岩土抗力可通过试验方法确定。

8.4.3 承受水平力或力矩作用的桩基础，其入土深度宜满足弹性长桩条件或通过控制桩顶位移、桩身整体变形与桩基础埋深的关系确定。

8.4.4 单桩基础埋深确定宜满足下列要求之一：

1 桩身位移曲线出现竖向切线。

2 桩长增加对桩身泥面处水平位移基本无影响。

8.4.5 承受水平力或力矩作用的中长桩或刚性桩，应对桩身结构和变位进行验算，且应对桩侧土体应力进行验算，验算应按下列公式计算：

$$\sigma_{h/3} \leq \frac{4}{\cos\varphi} \left(\frac{\gamma}{3} h \tan\varphi + c \right) \eta \quad (8.4.5-1)$$

$$\sigma_h \leq \frac{4}{\cos\varphi} (\gamma h \tan\varphi + c) \eta \quad (8.4.5-2)$$

$$\eta = 1 - 0.8 \frac{M_g}{M} \quad (8.4.5-3)$$

式中： $\sigma_{h/3}$ 、 σ_h ——泥面下 $h/3$ 处、 h 处土的水平压应力 (kPa)；

φ ——土的内摩擦角 (°)；

γ ——土的容重 (kN/m³)，对透水材料，应包括水的浮力作用；

h ——桩的入土深度 (m)；

c ——土的黏聚力 (kPa)；

η ——总荷载中恒载所占比例的影响系数；

M_g ——恒载对桩底中心产生的力矩 (kN·m)；

M ——总荷载对桩底产生的力矩 (kN·m)。

8.4.6 嵌岩桩在水平力作用下的受力特性宜通过静荷载试验确定。不进行水平静荷载试验的嵌岩桩，嵌岩端按固结设计时，嵌岩深度应大于计算嵌岩深度，且应大于 1.5 倍嵌岩段桩径。计算嵌岩深度可按下式计算：

$$h'_r \geq \frac{4.23V_d + \sqrt{17.92V_d^2 + 12.7\beta f_{rk} M_d D'}}{\beta f_{rk} D'} \quad (8.4.6)$$

式中： h'_r ——计算嵌岩深度 (m)；

V_d ——基岩顶面处桩身剪力设计值 (kN)；

β ——系数，取 0.2~1.0，根据岩层侧面构造和风化程度而定，节理发育的取小值，反之取大值，中风化岩不宜大于 0.6；

f_{rk} ——岩石单轴饱和抗压强度标准值 (kPa)， f_{rk} 的取值应根据工程勘察成果并结合工程经验确定；当 βf_{rk} 大于桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 时， βf_{rk} 取 f_{ck} ；

M_d ——基岩顶面处桩身弯矩设计值 (kN·m)；

D' ——嵌岩段桩身直径 (m)。

8.4.7 进入基岩的桩,应根据基岩性能按下列规定确定计算方法:

1 当岩石单轴饱和抗压强度标准值 $f_{rk} > 30\text{MPa}$ 时,可按嵌岩桩计算。

2 当岩石单轴饱和抗压强度标准值 $f_{rk} < 10\text{MPa}$ 时,可按灌注桩计算。

3 当岩石单轴饱和抗压强度标准值 f_{rk} 在 $10\text{MPa} \sim 30\text{MPa}$ 时,根据岩体的结构和成分,综合分析其与桩身的相互作用特性,确定计算方法。

8.4.8 覆盖层土对嵌岩桩的水平抗力,当覆盖层较薄且强度较低时,不宜计入覆盖层土的作用;当覆盖层较厚或有一定厚度且强度较高时,可计入覆盖层土的作用。

8.5 桩体结构设计

8.5.1 混凝土灌注桩桩体结构设计可按现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151、《码头结构设计规范》JTS 167 的有关规定执行。

8.5.2 嵌岩桩桩体结构设计可按现行行业标准《码头结构设计规范》JTS 167 的有关规定执行。

8.5.3 桩体壁厚沿长度方向变化除应满足永久承载能力要求外,还应分析起吊能力,沉桩时桩体强度、刚度和稳定性,腐蚀,海床土质情况等因素的影响。

8.5.4 吊耳板的设计宜按本规范附录 E 的规定执行。

8.5.5 桩顶和桩尖受力集中区,可在一定范围内适当增加桩壁厚度。钢管桩沉桩困难时,抗锤击要求的最小壁厚应通过沉桩分析和工程经验确定。

8.5.6 小直径钢管桩的外径与厚度之比在全长范围内不应大于 100;单桩基础钢管桩径厚比可适当放宽。

8.5.7 确定桩长时应考虑桩体实际入土深度的变化及海底冲刷的影响。

8.5.8 打入桩锤击沉桩时宜在桩头采取保护措施，使锤击造成的损伤在允许范围内；对不作保护的桩基础，由于锤击损伤以及调整最终标高的需要，宜预留一定的切除裕量。

8.5.9 钢管桩的桩尖可做成开口式或半封闭式，视打桩设备性能以及土质情况确定。

8.5.10 桩基础结构疲劳分析时，应累积打桩造成的疲劳损伤与运输、安装和运行期产生的疲劳损伤的影响，其损伤之和不应超过结构疲劳损伤限值。

8.6 桩基础防冲刷设计

8.6.1 风电机组机位宜避开海床演变剧烈的区域。

8.6.2 风电机组基础冲刷包含海床演变和桩基础局部冲刷，宜通过数值模拟、物理模型试验进行评估。当无法获得更准确的成果时，风电机组桩基础局部冲刷深度和范围可按本规范附录 F 综合比较后估算。有条件的地区，应收集不同时期海底地形资料进行海床演变分析。

8.6.3 在风电机组基础稳定性、结构应力、变形、模态分析与疲劳验算中，应包括桩基础可能受到的最大淤积与冲刷状况。

8.6.4 风电机组基础应根据冲刷评估成果，采用预留冲刷深度或防冲刷措施进行防冲刷设计，运行期应进行定期监测和检查。

8.6.5 风电机组基础可采用抛石、混凝土板、膜袋混凝土、砂被、砂袋、海底仿生等措施进行防冲刷保护。

8.6.6 风电机组基础防冲刷保护范围应根据波浪、海流、冲刷强度和海床底质条件确定。

9 钢 结 构

9.1 一 般 规 定

9.1.1 风电机组基础钢结构应主要包括导管架结构、桁架结构、门架结构等以钢质材料为主的基础支撑结构。

9.1.2 导管架、桁架结构设计宜满足下列要求：

1 桁架结构斜撑宜采用 X 型连接方式。

2 导管架结构、桁架结构在浪溅区、冰作用区内不宜设置水平杆件和斜撑。

9.1.3 风电机组基础钢结构所用钢质圆管构件，应满足下列规定：

1 钢材的屈服强度小于 420MPa。

2 管件径厚比不大于 120。

3 管件壁厚不小于 6mm。

9.1.4 钢结构设计应满足构件对强度、稳定和疲劳的要求，并应避免构件产生过大的变形和振动。

9.1.5 风电机组基础钢结构应按基于可靠度的分项与抗力系数法进行设计。

9.1.6 风电机组基础钢结构设计宜减少施工现场的制作与焊接。需现场焊接、水下作业时，应制定完备的施工工艺，满足质量、安全、环境保护方面的技术要求。

9.1.7 风电机组基础钢结构应便于制作、运输、安装、维护。

9.2 构件的强度和稳定性校核

9.2.1 承受轴向拉力的圆柱形构件的设计应按下式计算：

$$f_t \leq \varphi_t F_y \quad (9.2.1)$$

式中： f_t ——组合荷载引起的轴向拉伸应力（MPa）；

φ_t ——轴向抗拉强度的抗力系数，取 0.95；

F_y ——名义屈服极限（MPa）。

9.2.2 承受轴向压力的圆柱形构件的设计应按下列公式计算：

$$f_c \leq \varphi_c F_{cn} \quad (9.2.2)$$

式中： f_c ——组合荷载引起的轴向压缩应力（MPa）；

φ_c ——轴向抗压强度的抗力系数，取 0.85；

F_{cn} ——名义轴向抗压强度（MPa）。

9.2.3 对轴向较长或径厚比较大的圆柱形构件的设计，应复核圆柱形构件柱状屈曲和局部屈曲。管状构件在柱状屈曲和局部屈曲复核时应满足下列规定：

1 管状构件在柱状屈曲时的名义轴向压缩强度应按下列公式计算：

$$F_{cn} = (1.0 - 0.25\lambda^2) F_y \quad (\lambda < \sqrt{2}) \quad (9.2.3-1)$$

$$F_{cn} = \frac{1}{\lambda^2} F_y \quad (\lambda \geq \sqrt{2}) \quad (9.2.3-2)$$

$$\lambda = \frac{KL}{\pi r} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{0.5} \quad (9.2.3-3)$$

式中： λ ——柱长细比参数；

E ——杨氏弹性模量（MPa）；

K ——有效长度系数；

L ——无支撑长度（m）；

r ——回转半径（m）。

2 管状构件在复核局部屈曲时，应基于其受力特性按下列公式计算：

1) 弹性名义局部屈曲强度应按下列公式计算：

$$F_{xe} = 2C_x E (t/D) \quad (9.2.3-4)$$

式中： F_{xe} ——弹性名义局部屈曲强度（MPa）；

C_x ——临界弹性屈曲系数，可取 0.3；

t ——壁厚 (m);

D ——外径 (m)。

2) 非弹性名义局部屈曲强度应按下列公式计算:

$$F_{xc} = F_y \quad (D/t \leq 60) \quad (9.2.3-5)$$

$$F_{xc} = [1.64 - 0.23(D/t)^{1/4}]F_y \quad (D/t > 60) \quad (9.2.3-6)$$

式中: F_{xc} ——非弹性名义局部屈曲强度 (MPa);

F_y ——钢材屈服强度 (MPa), 取弹性或非弹性名义局部屈曲强度 F_{xc} 和 F_y 中的较小值。

9.2.4 圆柱形构件在弯矩荷载作用下, 弯曲应力应满足下列公式的要求:

$$f_b \leq \varphi_b F_{bn} \quad (9.2.4-1)$$

$$f_b = M/S \quad (9.2.4-2)$$

$$F_{bn} = (Z/S)F_y \quad (D/t \leq 10340/F_y) \quad (9.2.4-3)$$

$$F_{bn} = \left[1.13 - 2.58 \left(\frac{F_y D}{E t} \right) \right] \frac{Z}{S} F_y \quad (10340/F_y < D/t \leq 20680/F_y) \quad (9.2.4-4)$$

$$F_{bn} = \left[0.94 - 0.76 \left(\frac{F_y D}{E t} \right) \right] \frac{Z}{S} F_y \quad (20680/F_y \leq D/t \leq 300) \quad (9.2.4-5)$$

式中: f_b ——当 $M \leq M_p$ 时, 为荷载设计值引起的弯曲应力; 当 $M > M_p$ 时, 为等效弹性弯曲应力 (MPa);

M ——作用弯矩 (MN·m);

M_p ——塑性弯矩 (MN·m);

M_y ——弹性屈服弯矩 (MN·m);

φ_b ——抗弯强度抗力系数, 取 0.95;

F_{bn} ——名义抗弯强度 (MPa),

F_y ——名义屈服极限 (MPa);

S ——弹性截面模量 (m³);

Z ——塑性截面模量 (m^3)。

9.2.5 承受剪切荷载的圆柱形构件的设计应满足下列要求：

1 弯曲剪切荷载作用下圆柱状构件的设计应满足下列公式要求：

$$f_v \leq \varphi_v F_{vn} \quad (9.2.5-1)$$

$$f_v = 2V/A \quad (9.2.5-2)$$

$$F_{vn} = F_y/\sqrt{3} \quad (9.2.5-3)$$

式中： f_v ——荷载设计值引起的最大剪切应力 (MPa)；

φ_v ——横剪切强度的抗力系数，取 0.95；

F_{vn} ——名义剪切强度 (MPa)；

V ——荷载设计值引起的弯曲剪力 (MN)；

A ——横截面面积 (m^2)。

2 扭转剪切荷载作用下圆柱形构件的设计应满足下列公式要求：

$$f_{vt} \leq \varphi_v F_{vtn} \quad (9.2.5-4)$$

$$f_{vt} = \frac{M_{vt} D}{2I_p} \quad (9.2.5-5)$$

$$F_{vtn} = F_y/\sqrt{3} \quad (9.2.5-6)$$

式中： f_{vt} ——荷载设计值引起的扭转剪切应力 (MPa)；

φ_v ——横剪切强度的抗力系数；

F_{vtn} ——名义抗扭转强度 (MPa)；

M_{vt} ——荷载设计值引起的扭矩 (MN·m)；

I_p ——极惯性矩 (m^4)。

9.2.6 静水压力计算及静水压力作用下圆柱形构件的设计应满足下列规定：

1 计算环向应力 f_h 时所采用的组合静水压力应按下列公式计算：

$$p = \gamma_D \gamma_w H_z \quad (9.2.6-1)$$

$$H_z = Z + \frac{H_w}{2} \left\{ \frac{\cosh[k(d-z)]}{\cosh kd} \right\} \quad (9.2.6-2)$$

$$k = 2\pi/L \quad (9.2.6-3)$$

式中： p ——静水压力设计值（MPa）；

γ_D ——静水压力荷载系数，取值与固定荷载的荷载系数相同；

γ_w ——海水重度，取 $0.0100\text{MN}/\text{m}^3$ ；

Z ——包括潮位在内的静水面以下深度（m），从静水面往下为正；

H_w ——波高（m）；

d ——静水深度（m）；

L ——波长（m）。

2 受外部压力作用的圆柱形构件的环向屈曲设计应满足下列公式要求：

$$f_h \leq \varphi_h F_{hc} \quad (9.2.6-4)$$

$$f_h = \frac{pD}{2t} \quad (9.2.6-5)$$

$$F_{hc} = F_{he} \quad (F_{he} \leq 0.55F_y) \quad (9.2.6-6)$$

$$F_{hc} = 0.7F_y \left[\frac{F_{he}}{F_y} \right]^{0.4} \leq F_y \quad (F_{he} > 0.55F_y) \quad (9.2.6-7)$$

$$F_{he} = 2C_h E t / D \quad (9.2.6-8)$$

$$M = \frac{L}{D} \sqrt{\frac{2D}{t}} \quad (9.2.6-9)$$

$$C_h = 0.44t/D \quad (M \geq 1.6D/t) \quad (9.2.6-10)$$

$$C_h = 0.44t/D + \frac{0.21(D/t)^3}{M^4} \quad (0.825D/t \leq M < 1.6D/t) \quad (9.2.6-11)$$

$$C_h = 0.737/(M - 0.579) \quad (1.5 \leq M < 0.825D/t) \quad (9.2.6-12)$$

$$C_h = 0.8 \quad (M < 1.5) \quad (9.2.6-13)$$

式中： f_h ——静水压力设计值引起的环向应力（MPa）；

φ_h ——环向屈曲抗力系数，取 0.80；

F_{he} ——名义临界环向屈曲强度（MPa）；

F_{he} ——弹性环向屈曲应力（MPa）；

C_h ——临界环向屈曲系数；

M ——几何形状参数；

L ——在加强环、隔板或端部连接之间的圆柱长度（m）。

3 圆周加强环的惯性矩可按下式计算：

$$I_c = F_{he} \frac{tLD^2}{8E} \quad (9.2.6-14)$$

式中： I_c ——加强环组合截面所需惯性矩（m⁴）；

L ——加强环间隔（m）；

D ——直径（m）；

E ——杨氏弹性模量（MPa）。

9.2.7 对轴向拉力和弯矩荷载联合作用下的圆柱形构件，设计时应使其在长度方向上的所有横截面均满足本规范式（9.2.1）和下式的要求：

$$1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{ft}{\varphi_t F_y}\right) + \frac{[(f_{by})^2 + (f_{bz})^2]^{0.5}}{\varphi_b F_{bn}} \leq 1.0 \quad (9.2.7)$$

式中： f_{by} ——荷载设计值产生的对构件 Y 轴（平面内）的弯曲应力（MPa）；

f_{bz} ——荷载设计值产生的对构件 Z 轴（平面外）的弯曲应力（MPa）。

9.2.8 对轴向压力和弯矩荷载联合作用下的圆柱形构件，设计时应使其长度方向上的所有横截面均满足下列条件：

$$\frac{f_c}{\varphi_c F_{cn}} + \frac{1}{\varphi_b F_{bn}} \left\{ \left[\frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_c}{\varphi_c F_{ey}}\right)} \right]^2 + \left[\frac{C_{mz} f_{bz}}{\left(1 - \frac{f_c}{\varphi_c F_{ez}}\right)} \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0 \quad (9.2.8-1)$$

$$1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{f_c}{\varphi_c F_{xc}}\right) + \frac{[(f_{by})^2 + (f_{bz})^2]^{0.5}}{\varphi_b F_{bn}} \leq 1.0 \quad (9.2.8-2)$$

$$F_c < \varphi_c F_{xc} \quad (9.2.8-3)$$

$$F_{ey} = F_y / \lambda_y^2 \quad (9.2.8-4)$$

$$F_{ez} = F_z / \lambda_z^2 \quad (9.2.8-5)$$

式中： C_{my} 、 C_{mz} ——相应于构件的Y轴和Z轴的折减系数；

F_{ey} 、 F_{ez} ——相应于构件的Y轴和Z轴的欧拉屈曲强度(MPa)；

λ_y 、 λ_z ——柱长细比参数，式中系数K、L和 λ 的选取应分别相应于Y方向和Z方向上的弯曲。

9.2.9 受轴向压缩荷载作用的圆柱形构件的长细比 KL/r ，应按现行行业标准《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009的有关规定执行。

9.2.10 对承受轴向拉力、弯矩荷载形成的纵向拉伸和静水压力形成的环向受压联合作用下的圆柱形构件，应满足下列公式的要求：

$$A^2 + B^{2\eta} + 2v|A|B \leq 1.0 \quad (9.2.10-1)$$

$$A = \frac{f_t + f_b - 0.5f_h}{\varphi_t F_y} = \frac{f'_t}{\varphi_t F_y} \quad (9.2.10-2)$$

$$B = \frac{f_h}{\varphi_h F_{hc}} \quad (9.2.10-3)$$

$$v = 0.3 \quad (9.2.10-4)$$

$$\eta = 5 - \frac{4F_{hc}}{F_y} \quad (9.2.10-5)$$

式中： f_t ——轴向拉伸应力设计值的绝对值；

f_b ——弯矩荷载形成的纵向拉伸应力设计值的绝对值；

f_h ——静水压力形成的环向压应力设计值的绝对值。

9.2.11 对承受轴向压力、弯矩荷载形成的纵向压缩和静水压力

形成的环向受压联合作用下的圆柱形构件，应满足式 (9.2.8-1)~式 (9.2.8-3) 以及式 (9.2.6-4) 的要求；采用式 (9.2.8-1) 计算时，轴向应力 f_c 不应包括静水压力的作用；用式 (9.2.8-2) 和式 (9.2.8-3) 计算时，轴向应力 f_c 应包括静水压力的作用 ($0.5f_h$)；当 $f_x/(\varphi_h F_{he})$ 大于 0.5 时，应满足下列公式的要求：

$$\frac{f_x - 0.5\varphi_h F_{he}}{\varphi_c F_{xe} - 0.5\varphi_h F_{he}} + \left(\frac{f_h}{\varphi_h F_{he}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (9.2.11-1)$$

$$f_x = f_c + f_b + 0.5f_h \quad (9.2.11-2)$$

9.2.12 两圆柱形管段间的同心圆锥过渡段 (图 9.2.12) 承受轴向压力和弯矩荷载联合作用时，应满足下列要求：

1 圆锥段几何参数应满足圆锥两端和圆锥过渡段上轴向应力和弯曲应力要求。圆锥截面可按截面直径和壁厚等于圆锥该截面处的直径和壁厚的等效圆柱进行验算。圆锥过渡段任何截面上的轴向和弯曲应力可由下式确定：

$$\sigma = (f_c + f_b) / \cos\alpha \quad (9.2.12-1)$$

式中： f_c 、 f_b ——总的荷载设计值在该截面上引起的轴向和弯曲应力 (MPa)；

α ——圆锥顶角的一半 (°)。

2 对顶角小于 60° 的圆锥过渡段在轴向压缩和弯曲作用下的局部屈曲，可按等效圆筒分析，等效圆筒的直径可由下式确定：

$$D_{\text{eff}} = D / \cos\alpha \quad (9.2.12-2)$$

式中： D_{eff} ——等效圆筒的直径 (m)；

D ——计算点的圆锥直径 (m)。

3 圆锥-圆柱连接处的纵向应力按下式计算：

$$f'_b = \frac{0.6t \sqrt{D(t+t_c)}}{t_c^2} (f_c + f_b) \tan\alpha \quad (9.2.12-3)$$

式中： D ——连接处的圆柱直径 (m)；

t ——圆柱壁厚 (m);

t_c ——圆锥壁厚 (m);

t_c ——计算圆柱截面应力时取 t , 计算圆锥截面应力时取 t_c ;

f_c 、 f_b ——总的荷载设计值作用下, 连接处圆柱截面上的轴向和弯曲应力 (MPa);

α ——圆锥顶角的一半 ($^\circ$)。

4 圆锥-圆柱连接处由不平衡径向线荷载引起的环向应力按下列公式计算:

$$f'_h = 0.45 \sqrt{D/t} (f_c + f_b) \tan \alpha \quad (9.2.12-4)$$

$$F_{hc} = 0.4E t/D \quad (9.2.12-5)$$

式中: f'_h ——圆锥-圆柱连接处由不平衡径向线荷载引起的环向应力 (MPa)。

对轴向拉伸, 应限制在 $\varphi_t F_y$ 以内; 对轴向压缩, 应限制在 $\varphi_h F_{hc}$ 以内; 其中 F_{hc} 用式 (9.2.6-6)、式 (9.2.6-7) 及式 (9.2.12-5) 计算。

5 采用加强环的圆锥-圆柱连接截面特性应满足下列公式的要求:

$$A_c = \frac{tD}{F_y} (f_c + f_b) \tan \alpha \quad (9.2.12-6)$$

$$I_c = \frac{tDD_c^2}{8E} (f_c + f_b) \tan \alpha \quad (9.2.12-7)$$

式中: A_c ——组合环截面积 (m^2);

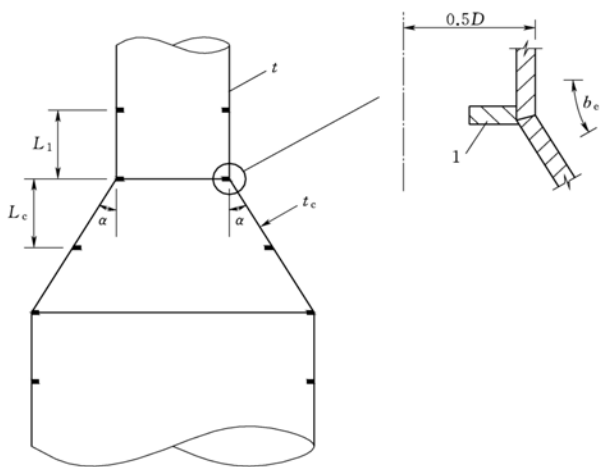
I_c ——组合环截面惯性矩 (m^4);

D ——连接外圆柱直径 (m);

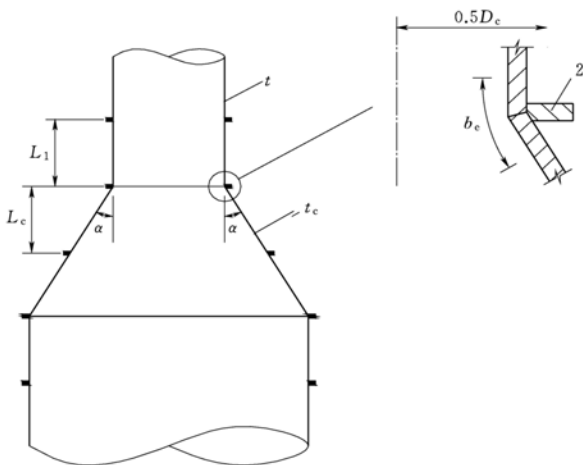
D_c ——到组合环截面形心的直径 (m), 采用内加强环时, 取连接外圆柱直径 D 。

9.2.13 两圆柱形管段间的同心圆锥体承受静水压力作用时, 应满足下列要求:

1 对圆锥投影顶角小于 60° 的未加强圆锥过渡段, 或加强



(a) 内加强环



(b) 外加加强环

图 9.2.12 同心圆锥过渡段

1—内加强环；2—外加加强环

 D —圆柱在连接处的直径； D_e —到组合环截面形心的直径； t —圆柱壁厚； t_c —圆锥壁厚； α —圆锥顶角的一半； b_e —翼缘有效宽度； L_c —圆锥与圆柱连接线处沿圆锥轴线到圆锥部分第一个加强环的距离； L_1 —圆锥与圆柱连接线处到圆柱部分第一个加强环的距离

圆锥的加强环之间的各圆锥截面，在静水压力作用下的局部屈曲计算，可按一个等效圆柱进行设计。它的长度等于加强环间圆锥的斜高，直径可按式计算：

$$D_{\text{eff}} = D / \cos \alpha \quad (9.2.13-1)$$

式中： D_{eff} ——等效圆柱的直径（m）；

D ——圆锥大端截面的直径（m）；

α ——圆锥顶角的一半（°）。

2 当在圆锥过渡段中设周向加强环时，惯性矩可按下列公式计算：

$$I_c = F_{\text{he}} \frac{t L D_{\text{eff}}^2}{8E} \quad (9.2.13-2)$$

$$D_{\text{eff}} = D / \cos \alpha \quad (9.2.13-3)$$

式中： D ——加强环处的圆锥直径（m）；

t ——圆锥壁厚（m）；

L ——沿圆锥轴线与相邻加劲环的平均距离（m）；

F_{he} ——相邻两管段的弹性圆周屈曲应力的平均值（MPa）。

3 在确定圆锥-圆柱连接处所需的周向加强环的尺寸时，应使其组合环截面的惯性矩满足下式要求：

$$I_c = \frac{D^2}{16E} \left(t L_1 F_{\text{he}} + \frac{t_c L_c F_{\text{hec}}}{\cos^2 \alpha} \right) \quad (9.2.13-4)$$

式中： I_c ——组合环截面惯性矩（m⁴）；

D ——圆柱在连接处的直径（m）；

t ——圆柱壁厚（m）；

t_c ——圆锥壁厚（m）；

L_c ——圆锥与圆柱连接线处沿圆锥轴线到圆锥部分第一个加强环的距离（m）；

L_1 ——圆锥与圆柱连接线处到圆柱部分第一个加强环的距离（m）；

F_{he} ——圆柱的弹性环向屈曲应力（MPa）；

F_{hec} ——按等效圆柱计算的圆锥截面的 F_{he} (MPa)。

4 当圆锥-圆柱连接不能满足上述要求时，应在连接处增加圆柱和圆锥的壁厚，或者在该处设置加强环。

9.3 管节点设计

9.3.1 管节点设计应满足下列基本要求：

1 管节点处的焊接不应任意加大焊缝高度，应避免出现焊缝立体交叉和焊缝过度集中。焊缝的布置宜对称于构件中心轴线。

2 宜减少加筋板加强管节点。若用内部加强环，避免应力集中。

3 弦杆外径不小于撑杆外径，弦杆壁厚不小于撑杆壁厚；撑杆不穿过弦杆管壁，撑杆和弦杆轴线间的夹角不宜小于 30° 。

4 撑杆与弦杆的连接焊缝，沿全周连续焊接并平滑过渡。

9.3.2 受拉和受压构件的端部连接应达到设计荷载要求的强度，但不宜低于构件有效强度的 50%。对不同状况下可能受拉、也可能受压的构件，有效强度为屈曲荷载，对主要受拉的构件，有效强度为屈服强度。节点几何参数（图 9.3.2）及力学特性应满足下式要求：

$$\frac{F_{yb}(\gamma r \sin \theta)}{F_y(1.1 + 1.5/\beta)} \leq 1.0 \quad (9.3.2)$$

式中： F_{yb} ——节点处撑杆构件的屈服强度 (MPa)；

γ ——弦杆半径与弦杆厚度之比；

r ——撑杆厚度与弦杆厚度之比；

θ ——自弦杆量起的撑杆角度 ($^\circ$)；

F_y ——弦杆构件在节点处的屈服强度或 2/3 的抗拉强度 (MPa)，取二者的较小值；

β ——撑杆直径与弦杆直径之比。

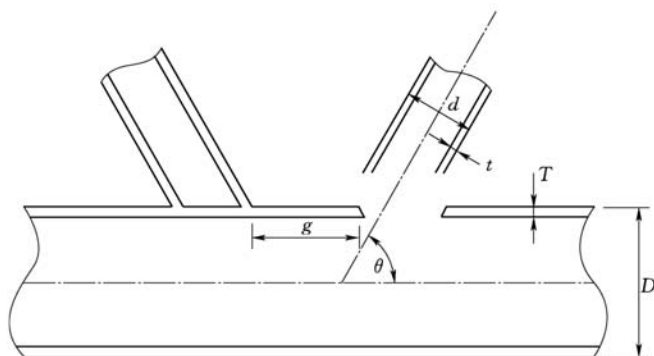


图 9.3.2 节点几何参数

θ —自弦杆量起的撑杆角度； g —间隙； t —撑杆厚度；

T —弦杆厚度； D —弦杆直径； d —撑杆直径

9.3.3 管件端部连接处的焊接强度不应低于下面承载能力的较小者：

- 1 基于屈服极限的撑杆的屈服强度。
- 2 基于极限节点强度的弦杆强度。

9.3.4 简单节点的强度应满足下列要求：

$$P_D < \varphi_j P_{uj} \quad (9.3.4-1)$$

$$M_D < \varphi_j M_{uj} \quad (9.3.4-2)$$

式中： P_D ——撑杆的轴向荷载设计值（MPa）；

φ_j ——节点连接的抗力系数，可按表 9.3.4 确定；对部分由 K 型节点、部分由 T 型和 Y 型或交叉节点承担荷载的撑杆，可根据每项所占比例用内插法求出；

P_{uj} ——节点的极限轴向承载能力（MPa）；

M_D ——撑杆的弯矩设计值（MPa）；

M_{uj} ——节点的极限抗弯能力（MPa）。

表 9.3.4 节点连接的抗力系数 φ_j

节点类型和 几何形状	撑杆中的荷载型式			
	轴向拉伸	轴向压缩	平面内弯曲 ipb	平面外弯曲 opb
K	0.95	0.95	0.95	0.95
T 和 Y	0.90	0.95	0.95	0.95
交叉 (X)	0.90	0.95	0.95	0.95

9.3.5 对受轴向荷载和弯矩联合作用的撑杆，应满足式 (9.3.4-1) 和下列公式要求：

$$1 - \cos \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{P_D}{\varphi_j P_{uj}} \right) \right] + \left[\left(\frac{M_D}{\varphi_j M_{uj}} \right)_{ipb}^2 + \left(\frac{M_D}{\varphi_j M_{uj}} \right)_{opb}^2 \right]^{1/2} \leq 1.0 \quad (9.3.5-1)$$

$$P_{uj} = \frac{F_y T^2}{\sin \theta} Q_u Q_f \quad (9.3.5-2)$$

$$M_{uj} = \frac{F_y T^2}{\sin \theta} (0.8d) Q_u Q_f \quad (9.3.5-3)$$

$$Q_f = 1.0 - \lambda \gamma A^2 \quad (9.3.5-4)$$

$$A = \frac{(\bar{f}_{ax}^2 + \bar{f}_{ipb}^2 + \bar{f}_{opb}^2)^{1/2}}{\varphi_q F_y} \quad (9.3.5-5)$$

$$Q_\beta = \frac{0.3}{\beta(1-0.833\beta)} \quad (\beta > 0.6) \quad (9.3.5-6)$$

$$Q_\beta = 1.0 \quad (\beta \leq 0.6) \quad (9.3.5-7)$$

$$Q_g = 1.8 - 4g/D \quad (\gamma > 20) \quad (9.3.5-8)$$

$$Q_g = 1.8 - 0.1g/T \quad (\gamma \leq 20) \quad (9.3.5-9)$$

式中： Q_u ——极限强度系数，可由表 9.3.5 确定；对部分由 K 型节点、部分由 T 型和 Y 型或交叉节点分担荷载的撑杆，可根据每项所占比例用内插法求出 Q_u ；

Q_f ——弦杆中存在纵向荷载设计值的设计系数，当弦杆最外纤维均受拉时， Q_f 取 1.0；

λ ——对撑杆轴向应力， λ 取 0.030；对撑杆平面内弯曲应力， λ 取 0.045；对撑杆平面外弯曲应力， λ 取 0.021；

\bar{f}_{ax} 、 \bar{f}_{ipb} 、 \bar{f}_{opb} ——弦杆轴向应力、平面内弯曲应力和平面外弯曲应力设计值（MPa）；

φ_q ——屈服应力抗力系数，取 0.95；

Q_g ——间隙系数，不应小于 1.0。

表 9.3.5 极限强度系数 Q_u

节点类型和几何形状	撑杆中的荷载型式			
	轴向拉伸	轴向压缩	平面内弯曲 ipb	平面外弯曲 opb
K	$3.4+19\beta$	Q_g	—	—
T 和 Y	$3.4+19\beta$	—	—	—
交叉 (X)	—	—	$3.4+19\beta$	$(3.4+7\beta)Q_\beta$
不带隔板	$3.4+19\beta$	$(3.4+13\beta)Q_\beta$	—	—
带隔板	$3.4+19\beta$	—	—	—

9.3.6 简单节点（图 9.3.6）应满足下列构造要求：

1 当节点处采取增加弦杆的壁厚措施时，加厚段超过包括焊角在内的撑杆外缘长度应不少于弦杆直径的 1/4，且不小于 305mm。节点厚壁段长度对交叉节点性能的影响应予以考虑。

2 当撑杆在管节点部位增大壁厚或采用特殊钢材时，范围包括焊脚在内从节点起至少应等于撑杆直径，且不小于 610mm。

3 同心节点细部设计时，撑杆中心线和弦杆中心线的交点任何方向的偏心不宜超过弦杆直径的 1/4，不搭接的撑杆之间应具有 51mm 的最小间隙。对撑杆和弦杆直径相近的 K 型节点和 X 型节点，应计入撑杆中心线和弦杆中心线交点偏心造成的弯矩。

4 对简单节点，如果在工作点的允许偏心限度之内，撑杆最小间隙小于 51mm，则按搭接节点的应力传递进行设计。

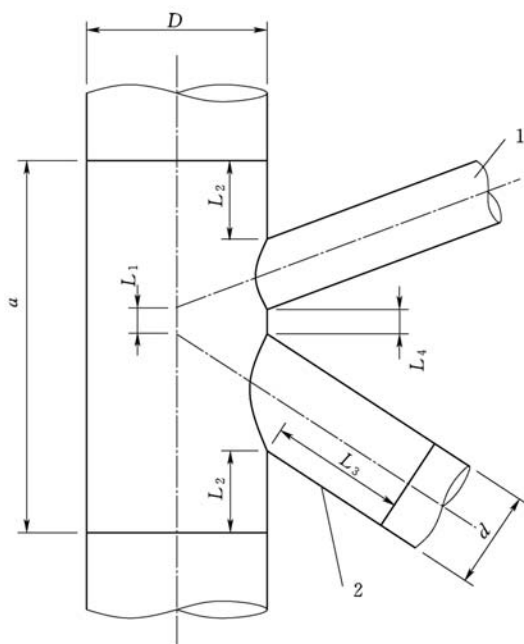


图 9.3.6 简单节点

1—撑杆；2—撑杆的厚壁段或特种钢

D —弦杆直径； d —撑杆直径； a —弦杆厚壁段长度； L_1 —撑杆中心线和弦杆中心线的交点任何方向的偏心距； L_2 —撑杆外缘的弦杆加厚段长度；

L_3 —撑杆的厚壁段长度； L_4 —撑杆间隙长度

9.3.7 搭接节点（图 9.3.7）的设计应满足下列要求：

1 在垂直于弦杆方向上的轴向荷载设计值分力 $P_{D\perp}$ ，按下列公式计算：

$$P_{D\perp} < \left(\varphi_j P_{uj} \frac{l_1}{l} \sin \theta \right) + (2v_w t_w l_2) \quad (9.3.7-1)$$

$$v_w = \varphi_{sh} F_y \quad (9.3.7-2)$$

式中： l_1 ——撑杆与弦杆相接部分周长（m）；

l ——略去搭接部分的撑杆与弦杆相接的周长 (m);

t_w ——焊喉厚度和较薄撑杆厚度中较小者 (m);

l_2 ——垂直于弦杆的搭接焊缝单侧投影长度 (m);

φ_{sh} ——焊缝抗力系数。

2 搭接部分应分摊作用力 $P_{D\perp}$ 的 50% 以上, 且在任何情况下撑杆的壁厚均不超过弦杆的壁厚。

3 当各撑杆承受的荷载明显不同和/或一个撑杆的壁厚大于另一撑杆壁厚时, 将较厚的撑杆作为贯通撑杆, 并将其整个圆周焊接在弦杆上, 组成搭接节点。

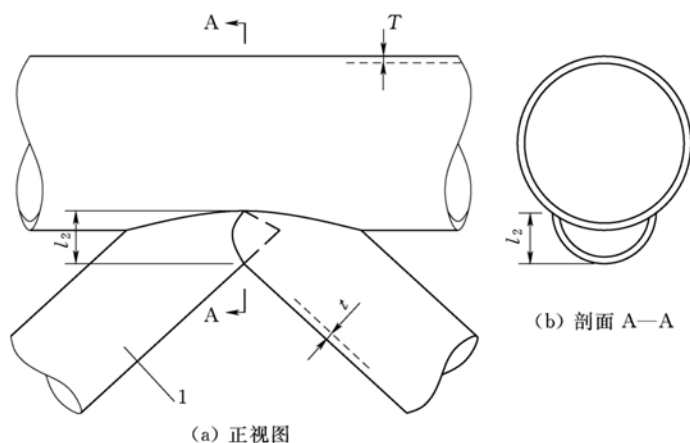


图 9.3.7 搭接节点

1—贯通撑杆

t —撑杆厚度; T —弦杆厚度; l_2 —垂直于弦杆的搭接焊缝单侧投影长度

9.3.8 在相邻平面中的撑杆构件趋向于搭接成密集节点的情况下, 应采取如下措施:

1 在主要撑杆壁厚比次要撑杆厚得多的情况下 [图 9.3.8 (a)], 将主要撑杆制成直通构件, 而次要撑杆设计为搭接撑杆。

2 直通截面中扩大的部分 [图 9.3.8 (b)], 可根据本规范

第 9.3.4 条～第 9.3.6 条的规定按简单节点设计。

3 球形节点 [图 9.3.8 (c)] 按本规范第 9.3.4 条～第 9.3.6 条的规定,以节点极限强度为基础进行设计,相关参数按下列公式确定:

$$\gamma = D/4T \quad (9.3.8-1)$$

$$\theta = \arccos \beta \quad (9.3.8-2)$$

$$Q_u = 1.0 \quad (9.3.8-3)$$

$$Q_f = 1.0 \quad (9.3.8-4)$$

4 为避免次要撑杆的互相妨碍,将其距离拉开,做适当偏移 [图 9.3.8 (d)],但在设计分析中计入由于各撑杆工作线偏移造成的弯矩。

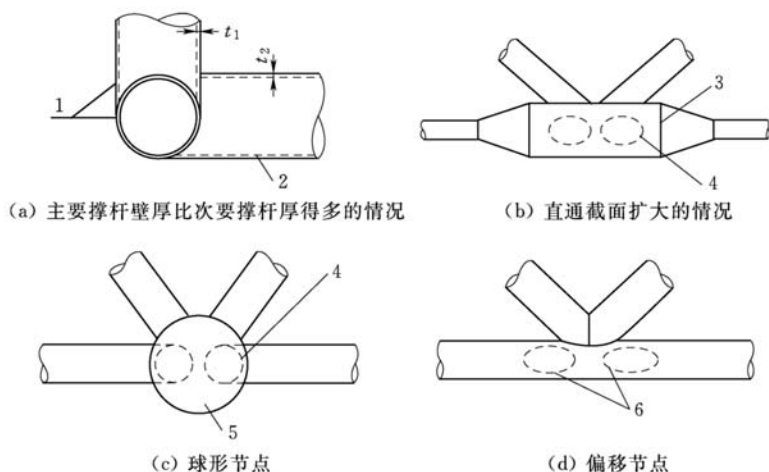


图 9.3.8 次要撑杆示意图

1—主要撑杆; 2—搭接的次要撑杆; 3—扩大节点段;
4—次要撑杆的相交线; 5—球; 6—偏置的次要撑杆
 t_1 —主要撑杆厚度; t_2 —搭接的次要撑杆厚度 ($t_2 < t_1$)

9.3.9 通过弦杆传递荷载的交叉节点,应能抵抗总的压溃,这

类节点仅应通过增加弦杆厚壁段的厚度 T_c 和长度 L 进行加强。
对撑杆和弦杆直径比小于 0.9 的节点，撑杆的轴向容许荷载应按下列公式确定：

$$P = P(1) + \frac{L}{2.5D} [P(2) - P(1)] \quad (L < 2.5D) \quad (9.3.9-1)$$

$$P = P(2) \quad (L > 2.5D) \quad (9.3.9-2)$$

式中： $P(1)$ ——用名义弦杆厚度得出的 P_a (MN)；

$P(2)$ ——用厚度 T_c 得出的 P_a (MN)。

1 对一个平面内基本上是同向加载的多个支杆，相应的挤压荷载为 $\sum_i P_i \theta_i$ ，可用一个近似的封闭环进行分析，包括含有合适安全系数的塑性分析，分析在有效弦杆长度 [图 9.3.9 (b)] 范围内加强构件的影响，包括隔板、环、连接板或平面外杆件等构件。

2 对在每个支杆处具有两个或更多的适当设置隔板的节点，可只对它进行局部能力校核，且隔板厚度不应小于相应的支杆厚度。带有隔板的交叉节点的能力校核可采用本规范表 9.3.4 或表 9.3.5 规定的节点连接的抗力系数和极限强度系数。

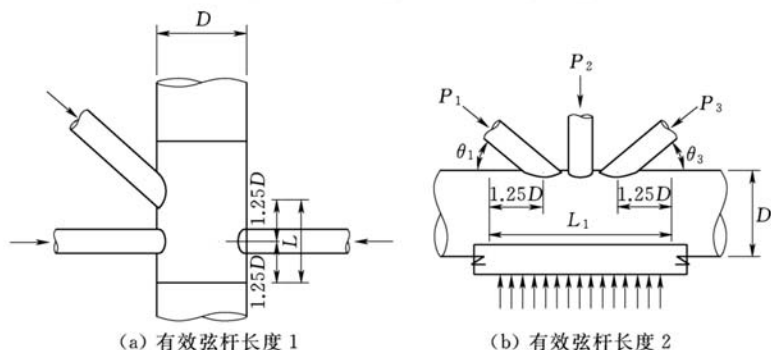


图 9.3.9 有效弦杆长度示意图

D —弦杆直径； L —节点厚壁段长度； P_i —挤压荷载；

θ_i —撑杆与弦杆之间的夹角

9.3.10 对本规范第 9.3.4 条～第 9.3.9 条以外的其他复杂节点，可进行合理近似的分析校核。

9.4 构造要求

9.4.1 风电机组基础钢结构的构造应简单、受力合理、平滑过渡、减少应力集中，避免材料三向受拉。

9.4.2 为了提高结构的整体刚度，应根据结构及其荷载的不同情况设置可靠的支撑系统，防止构件产生过大振动，避免压杆侧向失稳，保证结构安装时的稳定。

9.4.3 在进行风电机组基础钢结构设计时，应在构造中避免出现难以检查、清刷、涂漆或容易积水、积灰的死角和凹槽。

9.4.4 风电机组基础钢结构节点加强板的设计应经详细计算分析后确定。

9.4.5 吊装点及风电机组基础钢结构下水施工过程中受力部分等需要临时加强的部位，除应进行应力验算外，还应采用合理的构造措施，防止焊缝脆性破坏。

9.4.6 风电机组基础钢结构应正立水平放置，导管架坐底稳定性不足时应设置防沉板。

10 混凝土承台结构

10.1 一般规定

10.1.1 混凝土承台底高程应根据结构受力特点、施工便利和运行维护等因素综合确定。

10.1.2 混凝土承台应根据工程海域海水环境类别和设计使用年限进行耐久性设计，承台结构所用的海工混凝土应具有良好的抗腐蚀和抗渗性能；处于浪溅区的混凝土结构宜采用高性能海工混凝土。

10.1.3 结构构件抗震设计应符合现行行业标准《水运工程抗震设计规范》JTS 146 的有关规定。

10.1.4 钢筋混凝土结构构件受力钢筋的最小配筋率应按现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151 的有关规定执行。

10.1.5 混凝土承台结构设计应考虑混凝土施工过程中温度、湿度变化对混凝土质量的影响。

10.1.6 混凝土承台的结构受力验算宜采用三维弹性、弹塑性有限元分析。

10.1.7 混凝土承台结构应满足拉、压、冲剪、剪切受力要求，避免局部受压剪、冲切破坏。

10.1.8 应对基础环、钢桩与混凝土交界处进行止水设计。

10.2 承载能力极限状态计算

10.2.1 混凝土承台构件承载能力极限状态设计应采用下式：

$$\gamma_0 S_d \leq R \quad (10.2.1)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，取 1.1；

S_d ——承载力极限状态的作用效应组合的设计值，根据本规范第 6.1 节的规定进行计算；

R ——结构构件的承载力函数。

10.2.2 承台正截面受弯承载力应按式 (10.2.2-1) 计算，混凝土受压区高度应按式 (10.2.2-2) 计算且应满足式 (10.2.2-3) 和式 (10.2.2-4) 要求：

$$M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (10.2.2-1)$$

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f_y' A_s' \quad (10.2.2-2)$$

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (10.2.2-3)$$

$$x \geq 2a_s' \quad (10.2.2-4)$$

式中： M_u ——受弯承载力设计值 (N·mm)；

α_1 ——混凝土强度系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，可取 0.8；当混凝土强度等级为 C80 时，可取 0.74；介于两者之间时应按线性内插法确定；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm²)；

b ——矩形截面的宽度 (mm)；

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度 (mm)；

h_0 ——截面有效高度 (mm)；

A_s 、 A_s' ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积 (mm²)；

a_s' ——受压区纵向普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm)；

f_y' ——纵向普通钢筋的抗压强度设计值 (N/mm²)；

f_y ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm²)；

ξ_b ——相对界限受压区高度；

a_s' ——受压区全部纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm)。

10.2.3 受冲切承载力计算应符合下列规定：

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，其受冲切承载力计算应按下列公式计算：

$$F_{lu} = 0.7\beta_h f_t \eta u_m h_0 \quad (10.2.3-1)$$

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (10.2.3-2)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (10.2.3-3)$$

式中： F_{lu} ——受冲切承载力设计值（N）；

β_h ——截面高度影响系数，承载总高度 h 不小于 2000mm 时取 0.9；

h_0 ——截面有效高度（mm），取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

u_m ——计算截面的周长（mm），取距离局部荷载或集中反力作用面积周边 h_0 的一半处垂直截面的最不利周长；对配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外 h_0 的一半处的最不利周长；

η_1 ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

η_2 ——计算截面周长与板截面有效高度之比的影响系数；

β_s ——局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值， β_s 不宜大于 4；当 β_s 小于 2 时取 2；对圆形冲切面， β_s 取 2；

α_s ——基桩位置影响系数，中间桩取 40、边桩取 30、角桩取 20。

2 在局部荷载或集中反力作用下，当受冲切承载力不满足本条第 1 款要求且承台厚度受到限制时，应配置箍筋或弯起钢筋。受冲切截面应满足式（10.2.3-4）要求；配置箍筋或弯起钢筋的板其受冲切承载力可分别按式（10.2.3-5）和式（10.2.3-6）计算：

$$F_l \leq 1.05 f_t \eta u_m h_0 \quad (10.2.3-4)$$

$$F_{lu} = (0.35 f_t + 0.15 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} \quad (10.2.3-5)$$

$$F_{lu} = (0.35 f_t + 0.15 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_{sbu} A_{sbu} \sin \alpha \quad (10.2.3-6)$$

式中：\$F_l\$——局部荷载设计值或集中反力设计值（N）；

\$F_{lu}\$——受冲切承载力设计值（N）；

\$f_t\$——混凝土轴心抗拉强度设计值（N/mm²）；

\$\eta\$——系数，按本条第1款 \$\eta_1\$ 和 \$\eta_2\$ 确定；

\$u_m\$——临界截面的周长（mm），取距离局部荷载或集中反力作用面积周边 \$h_0\$ 的一半处板垂直截面的最不利周长；

\$h_0\$——截面有效高度（mm）；

\$\sigma_{pc,m}\$——临界截面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值（N/mm²），其值宜控制在 1.0N/mm²~3.5N/mm² 范围内；

\$f_{yv}\$——受扭箍筋的抗拉强度设计值；

\$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（mm²）；

\$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（mm²）；

\$\alpha\$——弯起钢筋与板底面的夹角（°）。

3 在风电机组水平力和弯矩作用下，基础连接件冲切破坏锥体（图 10.2.3-1）采用基础环底部 T 形板边缘至承台上下表面构成的锥体，锥体侧面坡角按 45°选取。桩体冲切破坏锥体（图 10.2.3-2）采用基础顶部边缘至承台上下表面、侧面构成的锥体，锥体侧面坡角按 45°选取，基础顶部边缘如有水平连接件，取水平连接件边缘。桩体在承台内埋深小于 1 倍桩径时，桩体对承台冲切计算应考虑偏心荷载作用。

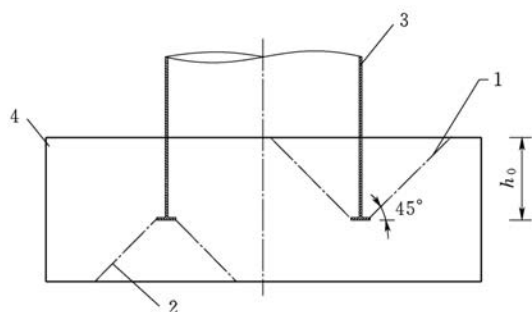


图 10.2.3-1 基础连接件冲切破坏锥体

1—上冲切破坏锥体斜截面；2—下冲切破坏锥体斜截面；3—基础连接件；
4—混凝土承台

4 桩端、基础连接件抗冲切验算时应考虑混凝土和抗冲切钢筋的共同作用。

10.2.4 局部受压承载力计算应符合下列规定：

1 桩顶、基础连接件底部等需要配置间接钢筋的混凝土结构构件，其局部受压区的截面尺寸应满足下列公式的要求：

$$F_1 \leq 1.35\beta_c\beta_1f_cA_{ln} \quad (10.2.4-1)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (10.2.4-2)$$

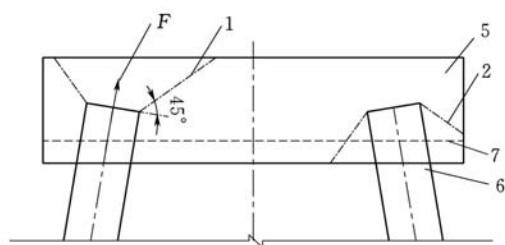
式中： F_1 ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值（N）；对后张预应力混凝土构件中的锚头局压区的压力设计值，取 1.2 倍张拉控制力；

β_c ——混凝土强度影响系数，混凝土强度等级不超过 C50 时取 1.0；混凝土强度等级为 C80 时取 0.8；介于两者之间时按线性内插法确定；

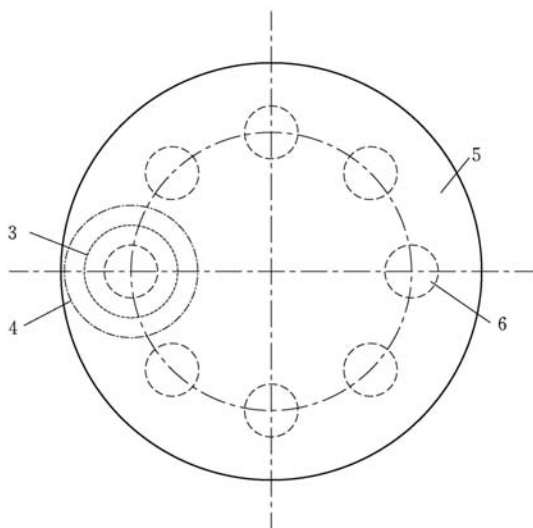
β_1 ——混凝土局部受压时的强度提高系数；

A_{ln} ——混凝土局部受压净面积（mm²）；

A_b ——局部受压的计算底面积（mm²）；



(a) 立面图



(b) 平面图

图 10.2.3-2 桩体冲切破坏锥体

F —桩体对承台的最大作用力；1—上冲切破坏锥体斜截面；

2—下冲切破坏锥体斜截面；3—计算截面的周长；4—冲切破坏锥体的底面线；

5—混凝土承台；6—桩体；7—一期、二期混凝土分界线

A_1 ——混凝土局部受压面积 (mm^2)。

2 局部受压的计算底面积 (图 10.2.4-1) A_b 可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定。

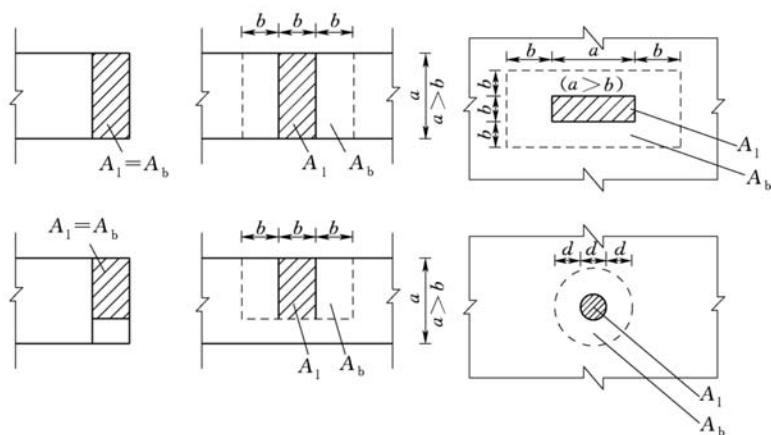


图 10.2.4-1 局部受压的计算底面积

A_l —混凝土局部受压面积； A_b —局部受压的计算底面积

3 配置方格网式或螺旋式局部受压区的间接钢筋（图 10.2.4-2）时，局部受压承载力应符合下列规定：

1) 当核心面积 $A_{cor} > A_l$ 时，局部受压承载力应按下列式计算：

$$F_{lu} \leq 0.9(\beta_c \beta_l f_c + 2\alpha \rho_v \beta_{cor} f_y) A_{ln} \quad (10.2.4-3)$$

式中： F_{lu} ——局部受压承载力（N）；

α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 1.0；当混凝土强度等级为 C80 时，取 0.85；介于两者之间时按线性内插法确定；

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

β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数， A_b 以 A_{cor} 代替；但当 $A_{cor} > A_b$ 时，取 A_b ；

A_{ln} ——混凝土局部受压净面积（ mm^2 ）。

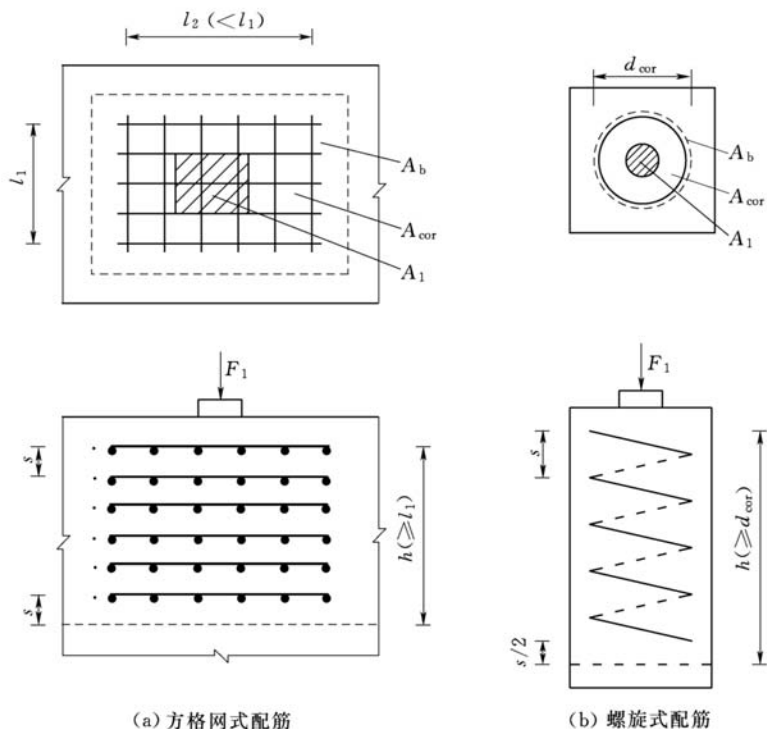


图 10.2.4-2 局部受压区的间接钢筋

2) 当为方格网式配筋 [图 10.2.4-2 (a)], 且钢筋网两个方向上单位长度内钢筋截面面积的比值不大于 1.5 时, 其体积配筋率应按下式计算:

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (10.2.4-4)$$

式中: n_1 ——方格网沿 l_1 方向的钢筋根数;

A_{s1} ——方格网沿 l_1 方向单根钢筋的截面面积 (mm^2);

n_2 ——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数;

A_{s2} ——方格网沿 l_2 方向的单根钢筋的截面面积 (mm^2);

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距 (mm), 宜取

30mm~80mm。

3) 当为螺旋式配筋 [图 10.2.4-2 (b)]，其体积配筋率应按下列式计算：

$$\rho_v = \frac{4A_{ssl}}{d_{cor}s} \quad (10.2.4-5)$$

式中： A_{ssl} ——单根螺旋式间接钢筋的截面面积 (mm^2)；

d_{cor} ——螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土截面直径 (mm)。

4 局部受压区的间接钢筋 (图 10.2.4-2) 所规定的高度 h 范围内，方格网式配筋不应少于 4 片；螺旋式配筋不应少于 4 圈；柱接头 h 不应小于 15 倍柱纵向钢筋直径。

10.3 正常使用极限状态计算

10.3.1 混凝土承台结构最大裂缝宽度限值不应超过 0.2mm。

10.3.2 钢筋混凝土矩形截面受拉、受弯和偏心受压构件，其最大裂缝宽度可按下列公式计算：

$$W_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_s}{E_s} \left(\frac{c+d}{0.30+1.4\rho_{te}} \right) \quad (10.3.2-1)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (10.3.2-2)$$

式中： W_{\max} ——最大裂缝宽度 (mm)；

α_1 ——构件受力特征系数，受弯构件取 1.0；大偏心受压构件取 0.95；偏心受拉构件取 1.10；轴心受拉构件取 1.20；

α_2 ——考虑钢筋表面形状的影响系数，光面钢筋取 1.4；带肋钢筋取 1.0；

α_3 ——考虑重复荷载作用影响的系数，取 1.5；正常使用极限状态作用组合取 1.0~1.2，对施工期可取 1.0；

- σ_s ——钢筋混凝土构件纵向受拉钢筋的应力 (N/mm²);
- E_s ——钢筋弹性模量 (N/mm²);
- c ——最外排纵向受拉钢筋的保护层厚度 (mm), c 大于 50mm 时, 取 50mm;
- d ——钢筋直径 (mm), 当采用不同直径时, 取其加权平均的换算直径 (mm);
- ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率, 当结构的有效配筋率小于 0.01 时, 有效配筋率取 0.01; 当有效配筋率大于 0.1 时, 有效配筋率取 0.1;
- A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积 (mm²), 轴心受拉构件取构件截面面积; 受弯、偏心受拉、偏心受压构件取 $2a_s b$, 其中 a_s 为受拉钢筋重心至受拉区边缘的距离; 对矩形截面, b 为截面宽度;
- A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积 (mm²), 轴心受拉构件取全部纵向钢筋截面面积; 受弯、偏心受拉及大偏心受压构件取受拉区纵向钢筋截面面积或受拉较大一侧的钢筋截面面积。

10.3.3 受弯构件挠度验算应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151 的有关规定。

10.4 疲劳验算

10.4.1 验算受弯构件的正截面疲劳应力时, 受压区混凝土的法向应力计算图形可取为三角形。

10.4.2 验算钢筋混凝土受弯构件疲劳损伤时, 应计算下列部位的混凝土应力和钢筋应力幅:

1 正截面受压区边缘的混凝土应力和纵向受拉钢筋的应力幅。

2 截面中和轴处混凝土的剪应力和箍筋的应力幅。

10.4.3 混凝土承台结构疲劳验算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。

10.5 构造要求

10.5.1 混凝土承台结构保护层设置应符合下列规定：

1 钢筋混凝土结构受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应按表 10.5.1-1 的规定采用。

表 10.5.1-1 钢筋混凝土结构受力钢筋的混凝土保护层最小厚度 (mm)

构件所在部位	大气区	浪溅区	水位变动区	水下区
海水环境	50	65	50	40

注：箍筋直径超过 6mm 时，保护层厚度应按表中规定值增加 5mm；无箍筋的构件，其保护层厚度可按表中规定值减少 5mm。

2 预应力混凝土结构受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应按表 10.5.1-2 的规定采用。

表 10.5.1-2 预应力混凝土结构受力钢筋的混凝土保护层最小厚度 (mm)

构件所在部位	大气区	浪溅区	水位变动区	水下区
海水环境	65	80	65	65

- 注：1 采用特殊工艺制作的构件，经技术论证，保护层厚度可适当减小。
 2 后张法预应力钢筋保护层厚度系指预留孔道壁至构件表面的最小距离。
 3 有效预应力小于 400N/mm^2 的预应力混凝土保护层厚度可按表 10.5.1-1 执行。
 4 预应力混凝土结构受力钢筋保护层厚度，海水环境下不宜小于 2.5 倍主筋直径和 50mm，淡水环境下不宜小于 1.5 倍主筋直径。

10.5.2 钢筋的锚固应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151 的有关规定。

10.5.3 高强螺栓连接的混凝土承台结构，螺栓孔道之间的净间距不宜小于其公称直径的 2 倍。

10.5.4 承台基础混凝土分层浇筑，应通过配置竖向插筋、对底层混凝土进行凿毛处理等措施保证上下层混凝土的可靠黏结。

11 重力式基础

11.1 一般规定

11.1.1 重力式基础宜建在地基承载力较好的地层上。当地基较差仍需采用时，应进行地基处理或在结构上采取必要的措施。存在液化土层的场地不宜采用重力式基础。建在岩石地基上的重力式基础，应尽量选择岩面平缓的区域。

11.1.2 重力式基础混凝土强度等级应根据结构计算成果及所处海洋环境条件综合确定；混凝土的抗冻等级应按现行行业标准《水运工程混凝土质量控制标准》JTS 202-2 的有关规定确定。

11.1.3 重力式基础应根据所处海水环境类别和设计使用年限要求进行结构耐久性设计。

11.1.4 重力式基础中钢筋混凝土构件的钢筋保护层厚度应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151 的有关规定。

11.1.5 验算地基承载力时，应考虑往复荷载作用、地基开挖等因素对地基土强度的影响，必要时应进行试验研究，确定土体强度设计指标。

11.1.6 重力式基础地基处理应符合下列规定：

1 对岩石地基，应采用二片石、碎石整平岩面；当岩面较低时也可设置抛石基床。

2 对非岩石地基，应设置抛石基床，厚度应满足地基承载要求；也可在其上增设混凝土垫层，其埋置深度应位于设计冲刷线以下，并不宜小于 0.5m。

11.1.7 重力式基础安装完成后，应采取措施防止基础底部和附近土体冲刷引起侵蚀和掏空。

11.1.8 重力式基础除应满足地基承载力、变形和稳定性要求外，基底允许脱开面积还应满足表 11.1.8 的要求。

表 11.1.8 基底允许脱开面积

计算状况	基底脱开面积 A_r /基底面积 A
正常使用极限状况	0 (不允许脱开)
承载能力极限状况	25%

11.1.9 重力式基础结构配筋验算、防腐蚀和耐久性设计应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151、《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》JTJ 275 和《水运工程结构耐久性设计标准》JTS 153 的有关规定。

11.1.10 重力式基础的地基处理、制作、运输和安装可按现行行业标准《码头结构施工规范》JTS 215 的有关规定执行。

11.2 地基稳定性验算

11.2.1 重力式基础应进行抗滑和抗倾覆稳定计算。抗滑稳定计算应根据地质条件进行沿基底面和地基深层结构面的稳定计算。

11.2.2 除地震作用外的其他荷载作用下，抗滑和抗倾覆稳定验算应符合下列规定：

1 地基最危险滑动面上的抗滑力与滑动力应满足下式的要求：

$$\frac{H_d}{\gamma_0 H_s} \geq 1.20 \quad (11.2.2-1)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数；

H_d ——重力式基础的抗滑极限承载力 (kN)；

H_s ——荷载效应基本组合下的滑动力设计值 (kN)。

2 沿基础底面前趾的抗倾覆稳定计算，其最危险计算状况应符合下式要求：

$$\frac{M_R}{\gamma_0 M_S} \geq 1.35 \quad (11.2.2-2)$$

式中： M_R ——荷载效应基本组合下的抗倾覆力矩（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；
 M_S ——荷载效应基本组合下的倾覆力矩设计值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）。

11.2.3 地震状况下抗滑和抗倾覆稳定应按下列规定验算：

1 地基最危险滑动面上的抗滑力与滑动力应满足下式要求：

$$\frac{F'_R}{F'_S} \geq 1.0 \quad (11.2.3-1)$$

式中： F'_R ——作用效应地震组合下的抗滑力（ kN ）；

F'_S ——作用效应地震组合下的滑动力修正值（ kN ）。

2 沿基础底面的抗倾覆稳定计算，其最危险计算状况应满足下式要求：

$$\frac{M'_R}{M'_S} \geq 1.0 \quad (11.2.3-2)$$

式中： M'_R ——作用效应地震组合下的抗倾覆力矩（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

M'_S ——作用效应地震组合下的倾覆力矩修正值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）。

11.3 地基承载力验算

11.3.1 地基承载力验算应符合下列规定：

1 当承受轴心荷载时，应满足下式要求：

$$p_k \leq f_a \quad (11.3.1-1)$$

式中： p_k ——荷载效应的标准组合下的基础底面处平均压力（ kPa ）；

f_a ——地基承载力特征值（ kPa ）。

2 当承受偏心荷载时，除应满足式（11.3.1-1）的要求外，尚应满足下式要求：

$$p_{k\max} \leq 1.2f_a \quad (11.3.1-2)$$

式中： $p_{k\max}$ ——荷载效应的标准组合下的基础底面边缘最大压力值（ kPa ）。

11.3.2 当地基持力层范围内有软弱下卧层时，基础应按下列公式验算软弱下卧层的承载力：

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (11.3.2-1)$$

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (11.3.2-2)$$

式中： p_z ——荷载效应的标准组合下的软弱下卧层顶面处附加压力 (kPa)；

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处土自重压力 (kPa)；

f_{az} ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值 (kPa)；

p_c ——基础底面处土的自重压力 (kPa)；

z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离 (m)；

θ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角 ($^\circ$)，可按表 11.3.2 取值。

表 11.3.2 地基压力扩散线与垂直线的夹角 θ ($^\circ$)

系数 E_{s1}/E_{s2}	系数 z/b	
	0.25	0.5
3	6	23
5	10	25
10	20	30

注：1 E_{s1} 为上层土压缩模量； E_{s2} 为下层土压缩模量。

2 当基底与软弱下卧层顶面距离 z 与基础宽度 b 之比小于 0.25 时可取 θ 为 0° 或通过试验确定；当 z 与 b 之比大于 0.5 时， θ 按 0.5 取值。

11.4 基础变形计算

11.4.1 地基最终沉降值可按下列公式计算：

$$s = \varphi_s s' = \varphi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_{0k}}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (11.4.1-1)$$

$$p_{0k} = \frac{F_{zk} + G_k}{A_s} \quad (11.4.1-2)$$

式中： s ——地基最终沉降值 (m)；

s' ——按分层总和法计算出的地基沉降值 (m)；

- φ_s ——沉降计算经验系数；
- n ——地基沉降计算深度范围（图 11.4.1）内所划分的土层数；
- p_{0k} ——一般对应于正常使用极限状况下的基础底面处的附加压力，对风电机组基础需综合考虑风荷载作用时间以及地基土固结情况（kPa）；
- E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量，取土自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算（MPa）；
- z_i 、 z_{i-1} ——基础底面至第 i 层、第 $i-1$ 层土底面的距离；
- $\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数；
- F_{zk} ——上部结构传来的竖向力（kN）；
- G_k ——基础自重（kN）。

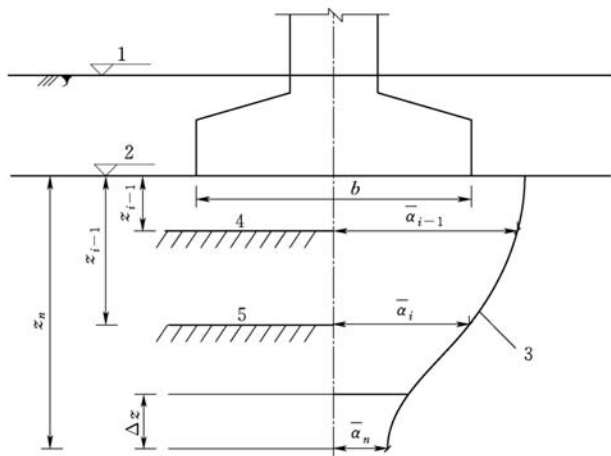


图 11.4.1 地基沉降计算深度范围

- 1—天然地面标高；2—基底标高；3—平均附加应力系数 $\bar{\alpha}_i$ 曲线；
4— $i-1$ 层；5— i 层

11.4.2 沉降计算经验系数根据当地沉降观测资料及经验确定，

无地区经验时可采用表 11.4.2 规定的数值, 其中 $\overline{E_s}$ 可按下式计算:

$$\overline{E_s} = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (11.4.2)$$

式中: A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

表 11.4.2 沉降计算经验系数 φ_s

基底附加应力 (kPa)	$\overline{E_s}$ (MPa)				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_{0k} \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_{0k} \leq 0.75f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注: $\overline{E_s}$ 为沉降计算深度范围内压缩模量的当量值, 应按式 (11.4.2) 计算。

11.4.3 计算深度范围内, 地基沉降应符合下式要求:

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (11.4.3)$$

式中: $\Delta s'_n$ ——由计算深度向上取厚度为 1.0m 的土层计算沉降值;

$\Delta s'_i$ ——计算深度范围内, 第 i 层土的计算沉降值 (m)。

11.5 浮运稳定性验算

11.5.1 采用浮运的重力式基础, 为保证重力式基础浮运稳定性, 基础浮运验算应满足下列公式要求:

$$(\rho - a) > 0 \quad (11.5.1-1)$$

$$\varphi < 6^\circ \quad (11.5.1-2)$$

式中: ρ ——定倾半径 (m), 即定倾中心至浮心的距离;

a ——基础重心至浮心的距离 (m), 重心在浮心之上为正, 反之为负;

φ ——基础在浮运阶段的倾斜角 ($^\circ$)。

11.5.2 重力式基础采用浮运时，定倾半径应按下式计算：

$$\rho = \frac{I - \sum i}{V} \quad (11.5.2)$$

式中：\$I\$——基础在水面处的断面对纵向中心轴的惯性矩（\$\text{m}^4\$）；

\$i\$——基础内部分舱第 \$i\$ 箱格内压载水的水面对该水面纵向中心轴的惯性矩（\$\text{m}^4\$）；

\$V\$——基础的排水量（\$\text{m}^3\$）。

11.5.3 重力式基础稳定倾斜角应按下式计算：

$$\varphi = \arctan \frac{M}{\gamma_w V(\rho - a)} \quad (11.5.3)$$

式中：\$\varphi\$——基础在浮运阶段的倾斜角（°）；

\$M\$——外力矩（\$\text{kN} \cdot \text{m}\$）；

\$\gamma_w\$——水的重度（\$\text{kN}/\text{m}^3\$）。

12 连 接 设 计

12.1 一 般 规 定

12.1.1 海上风电机组支撑结构连接可采用锚栓笼连接、基础环连接和灌浆连接等方式。

12.1.2 风电机组基础各部件之间的连接设计应安全可靠、施工可行，连接系统的设计应符合下列规定：

1 应按承载能力极限状态验算，包括连接件与基础结构之间的连接和连接系统本身各构件之间的连接，且应留有安全裕度。

2 应对连接系统进行疲劳强度验算。

3 应考虑环境条件、风电机组运行对连接系统耐久性的影响。

12.1.3 应对风电机组塔筒与基础连接系统进行复核。

12.2 锚栓笼连接设计

12.2.1 锚栓笼高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230、《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231和《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632的有关规定，并根据厂家性能要求执行。

12.2.2 锚栓预拉力（图 12.2.2）可按下列公式计算：

$$N_t = \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2} - \frac{F_z}{n} \quad (12.2.2-1)$$

$$1.25N_t \leq P \leq 0.7f_y A_e \quad (12.2.2-2)$$

式中： N_t ——荷载作用标准组合下单根锚杆的最大拔力（kN）；

M_y ——作用于锚栓群顶面的弯矩（kN·m）；

x_{\max} ——离弯矩转动轴最远的锚栓距离（m）；

x_i ——第*i*根锚栓与弯矩转动轴间的距离（m）；

F_z ——作用于锚栓群顶面的竖向荷载（kN）；

n ——锚栓根数；

P ——锚栓预拉力设计值（kN）；

f_y ——锚栓的屈服强度（MPa）；

A_e ——锚栓螺纹处的有效面积（mm²）。

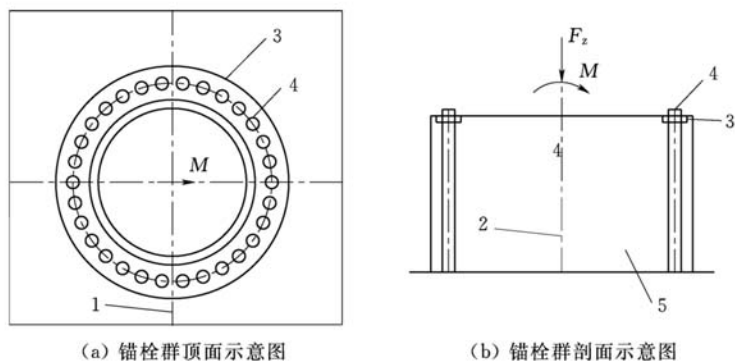


图 12.2.2 锚栓预拉力

1—弯矩转动轴；2—竖向荷载作用轴；3—锚板；4—锚栓；5—混凝土

12.2.3 高强度螺栓摩擦型连接应符合下列规定：

1 在抗剪连接中，每个高强度螺栓的承载力设计值应按下式计算：

$$N_v^b = 0.9n_f\mu P \quad (12.2.3-1)$$

式中： N_v^b ——单个高强度螺栓的受剪承载力设计值（kN）；

n_f ——传力摩擦面数目；

μ ——摩擦面的抗滑移系数，应按表 12.2.3 的规定取值；

P ——一个高强度螺栓的预拉力 (kN)。

表 12.2.3 摩擦面的抗滑移系数 μ

连接构件接触面的处理方法	构件规格		
	Q235 钢	Q345 钢、Q390 钢	Q420 钢
喷砂或喷丸	0.45	0.50	0.50
喷砂或喷丸后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂或喷丸后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的 干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

2 在螺栓杆轴方向受拉的连接中, 每个高强度螺栓的承载力设计值取 $0.8P$, 张拉预紧型螺栓取 $1.0P$ 。

3 当高强度螺栓摩擦型连接同时承受摩擦面间的剪力和螺栓杆轴方向的外拉力时, 其承载力应按下式计算:

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1 \quad (12.2.3-2)$$

式中: N_v 、 N_t ——某个高强度螺栓所受的剪力、拉力 (N);

N_v^b 、 N_t^b ——一个高强度螺栓的受剪、受拉承载力设计值 (N)。

12.2.4 法兰盘结构 (图 12.2.4) 设计应符合下列规定:

1 风电机组基础顶法兰盘计算应按刚性法兰盘计算, 法兰盘底板应平整, 其厚度 t 应按下式计算:

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}} \quad (12.2.4-1)$$

式中: t ——法兰盘底板厚度 (mm), 当 t 小于 20mm 时, 取为 20mm;

M_{\max} ——底板单位宽度最大弯矩 (N·mm/mm);

f ——钢材强度设计值 (N/mm²)。

2 刚性法兰连接应符合下列规定:

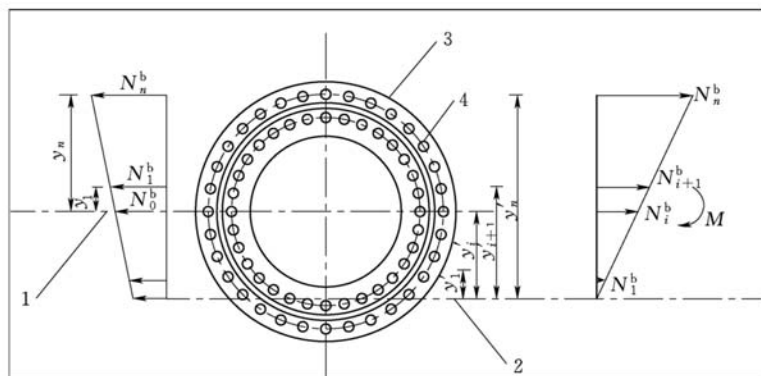


图 12.2.4 法兰盘结构

1—旋转轴①；2—旋转轴②；3—法兰盘；4—螺栓； y_i —第 i 个螺栓到旋转轴①的距离； y_i' —第 i 个螺栓中心到旋转轴②的距离；
 N_i^b —第 i 个螺栓所受力

1) 当法兰盘仅承受弯矩 M 时，承压型高强螺栓拉力应按下式计算：

$$N_{\max}^b = \frac{My_n'}{\sum (y_i')^2} \leq N_t^b \quad (12.2.4-2)$$

式中： N_{\max}^b ——距旋转轴处的螺栓拉力 (N)；

y_i' ——第 i 个螺栓中心到旋转轴②的距离 (mm)。

2) 当法兰盘仅承受弯矩 M 时，摩擦型高强螺栓拉力应按下式计算：

$$N_{\max}^b = \frac{My_n}{\sum y_i^2} \leq N_t^b \quad (12.2.4-3)$$

式中： y_i ——第 i 个螺栓到旋转轴①的距离 (mm)。

3) 当法兰盘仅承受拉力 N 和弯矩 M ，且承压型高强螺栓全部受拉时，绕通过螺栓群形心的旋转轴①转动，承压型高强螺栓拉力宜按下式计算：

$$N_{\max}^b = \frac{My_n}{\sum y_i^2} + \frac{N}{n_0} \leq N_t^b \quad (12.2.4-4)$$

式中： n_0 ——该法兰盘上螺栓总数。

4) 当法兰盘仅承受拉力 N 和弯矩 M 时，按式 (12.2.4-4) 计算任一螺栓拉力出现负值时，螺栓群并非全部受拉，而绕旋转轴②转动，承压型高强螺栓拉力宜按下式计算：

$$N_{\max}^b = \frac{(M + Ne)y'_n}{\sum (y'_i)^2} \leq N_t^b \quad (12.2.4-5)$$

式中： e ——旋转轴①与旋转轴②之间的距离 (mm)；对圆形法兰盘，取圆杆外壁接触点切线为旋转轴②。

5) 当法兰盘仅承受拉力 N 和弯矩 M 时，摩擦型高强螺栓拉力应按下式计算：

$$N_{\max}^b = \frac{My_n}{\sum y_i^2} + \frac{N}{n_0} \leq N_t^b \quad (12.2.4-6)$$

3 轴心受压柱脚底板应符合下列规定：

1) 底板面积 A 应按下式计算：

$$A \geq \frac{N}{f_c} + \sum A_0 \quad (12.2.4-7)$$

式中： N ——柱脚的轴心压力 (N)；

f_c ——基础混凝土的抗压强度设计值 (N/mm²)；

$\sum A_0$ ——锚栓孔面积之和 (mm²)。

2) 底板厚度按本规范式 (12.2.4-1) 计算。

4 法兰盘连接应符合下列规定：

1) 应进行极限承载能力和疲劳强度分析。

2) 对在桩顶设置法兰系统与上部塔筒直接连接的单桩基础，应计算沉桩施工时法兰的应力和疲劳损伤。

12.2.5 底部锚板宽度不宜小于塔筒底法兰宽度，厚度不应小于 40mm，锚栓孔中心距离底部锚板内外径边缘不应小于 1.5 倍锚栓孔径。

12.3 基础环连接设计

12.3.1 基础环与混凝土基础的连接设计可按本规范第 10 章的有关规定执行。

12.3.2 基础环与混凝土基础的连接设计应对法兰盘底、顶与混凝土的接触部位及桩顶混凝土局部受拉、冲切、疲劳破坏等区域，采取相应的构造和严格的止水措施。

12.3.3 基础环与下部桩基通过现场钢结构焊接连接时，结构应满足强度、刚度、疲劳和稳定性等要求。当现场焊接作业条件、焊接工艺无法满足规定要求时，应根据焊缝质量试验检验情况对焊缝力学性能作相应折减。

12.3.4 基础环埋深不应小于 $2/5$ 基础环直径，基础环底锚固端宽度应通过计算确定。

12.3.5 基础环侧壁未设置钢筋孔时宜设置排气孔。

12.4 灌浆连接设计

12.4.1 灌浆连接按连接方式划分，可分为设置剪力键连接和不设置剪力键连接。圆柱形灌浆连接段宜设置剪力键。

12.4.2 应考虑潮位、波浪、泥沙、温度和湿度等环境条件对灌浆连接的影响。

12.4.3 灌浆连接设计时，应考虑下列主要影响因素：

- 1 灌浆材料的强度、弹性模量、抗磨损性、收缩或膨胀。
- 2 管与桩之间灌浆段形状。
- 3 灌浆段长与桩径比。
- 4 剪力键与剪力键尺寸。
- 5 管表面与灌浆料接触面条件。
- 6 荷载与应力水平等。

12.4.4 灌浆材料应符合本规范第 4 章有关规定及下列要求：

- 1 灌浆材料试件应采用 $150\text{mm} \times 300\text{mm}$ 的圆柱体，灌浆

材料的标准抗压强度 f_{cck} 应满足 95% 的可靠度要求，并确保 75% 以上的保证率。标准抗压强度 f_{cck} 应按式 (12.4.4-1) 转化为现场标准抗压强度 f_{cn} ：

$$f_{\text{cn}} = f_{\text{cck}} \left(1 - \frac{f_{\text{cck}}}{600} \right) \quad (12.4.4-1)$$

式中： f_{cn} ——现场标准抗压强度 (MPa)；

f_{cck} ——灌浆材料标准件抗压强度 (MPa)。

2 灌浆材料的标准抗拉强度可采用拉伸强度的平均值，并确保 75% 以上的保证率。标准抗拉强度 f_{tk} 应按式 (12.4.4-2) 转化为现场标准抗拉强度 f_{tn} ：

$$f_{\text{tn}} = f_{\text{tk}} \left[1 - \left(\frac{f_{\text{tk}}}{25} \right)^{0.6} \right] \quad (12.4.4-2)$$

式中： f_{tn} ——现场标准抗拉强度 (MPa)；

f_{tk} ——灌浆材料标准件抗拉强度 (MPa)。

3 灌浆材料的设计值可按下列公式确定：

$$f_{\text{cd}} = f_{\text{cn}} / \gamma_{\text{m}} \quad (12.4.4-3)$$

$$f_{\text{td}} = f_{\text{tn}} / \gamma_{\text{m}} \quad (12.4.4-4)$$

式中： f_{cd} ——灌浆材料抗压强度设计值 (MPa)；

γ_{m} ——灌浆材料材料系数；

f_{td} ——灌浆材料标准件抗拉强度 (MPa)。

4 灌浆材料的弹性模量特征值应选取灌浆材料试验平均值。

5 灌浆材料的允许抗剪强度值可按式 (12.4.4-5) 确定：

$$f_{\text{bk}} = \left[0.75 - 1.4 \left(\frac{h_{\text{jl}}}{s_{\text{jl}}} \right) \right] f_{\text{ck}}^{0.5} \quad (12.4.4-5)$$

式中： f_{bk} ——灌浆材料的允许抗剪强度值 (MPa)；

f_{ck} ——灌浆材料 75mm 的立方体抗压强度标准值 (MPa)；

h_{jl} ——剪力键高度 (mm)；

s_{jl} ——相邻剪力键中心距 (mm)。

12.4.5 设置剪力键的单桩基础灌浆连接计算可按本规范附录

G.1 的有关规定执行；设置剪力键的钢管桩置于导管架套管内侧的灌浆连接计算可按本规范附录 G.2 的有关规定执行；设置剪力键的钢管桩置于导管架套管外侧的灌浆连接计算可按本规范附录 G.3 的有关规定执行；设置剪力键的单桩基础和导管架基础灌浆连接疲劳计算可按本规范附录 G.4 的有关规定执行。

12.4.6 风电机组基础灌浆前应将内钢管或外套管与钢管桩固定牢靠，并宜符合下列规定：

1 单桩、导管架套管内宜设置限位块，桩套管与钢管桩之间形成较均匀的环形空间，局部最小间隙不宜小于设计灌浆厚度的一半。在设置剪力键连接的结构中，所设定位块高度宜高于剪力键高度。

2 宜采用构造措施对灌浆段两端与钢管桩连接进行加强。

3 采用灌浆封隔器止浆的风电机组基础，宜根据结构尺寸、环境条件、结构强度要求选择合适的灌浆封隔器。

4 采用灌浆封隔器止浆的灌浆连接件应避免在导管架、过渡段下水和扶正过程中发生损坏。

5 对现有灌浆连接设计计算中没有涵盖的几何形式，宜通过物理模型试验、现场试验或有限元分析等手段进行设计。

6 在灌浆施工前，宜根据工程场址水深条件、施工环境、灌浆连接要求开展灌浆试验，确定灌浆工艺及参数，并根据现场灌浆施工监测情况进行相应调整。

7 软弱海床地基宜采取有效措施避免或减少泥土侵入灌浆段的环形空间。

13 抗冰设计

13.1 一般规定

13.1.1 海冰设计重现期应采用 50 年。

13.1.2 应减少冰作用区结构的受载面积，避免结构构件因海冰局部挤压而发生破坏。

13.1.3 应合理布置风电机组基础结构方位，并采用抗冰、破冰结构。

13.1.4 风电机组基础结构冰力作用区应采取防磨蚀措施，并加强防腐蚀保护措施。

13.1.5 风电机组基础抗冰设计应按现行行业标准《港口工程荷载规范》JTS 144-1、《寒冷条件下结构和海管规划、设计和建造的推荐作法》SY/T 10031、《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009 的有关规定执行。

13.2 海冰荷载作用分析

13.2.1 应获取工程场区下列海冰的基本资料：

- 1 固定冰和流冰在风电场工程区域的作用范围。
- 2 流冰冰块的大小，即单个冰块的最大水平尺度，流动方向和流动速度。
- 3 固定冰、流冰的厚度，包含单层冰、重叠冰和堆积冰。
- 4 流冰期间的气温、水温和冰温。
- 5 固定冰期、流冰期及起止时间范围。
- 6 海冰的物理力学性能指标，包括密度、温度、盐度、弹性模量、泊松比、单轴抗压强度、弯曲强度、剪切强度、冻结强

度等指标。

13.2.2 应根据当地冰凌实际情况及风电机组基础的结构型式确定海冰荷载。风电机组基础抗冰设计应考虑海冰动力作用，海冰动荷载宜通过数值模型或物理模型试验确定。

13.2.3 冰冻海域冰磨蚀区范围以及静冰力可按本规范附录 H 的规定计算。

13.2.4 海冰荷载静力分析应包括基础结构整体稳定性、强度和变形等内容。

13.2.5 海冰动力作用应考虑瞬时冲击和连续振动两种形式；海冰引起的连续振动宜采用强迫振动模型和自激振动模型进行动力分析。

13.3 抗冰结构设计

13.3.1 冰冻海域风电机组基础结构所用材料应符合下列规定：

1 钢结构应选用满足低温环境要求的钢种，选用的钢材和钢管的断裂韧性、冲击韧性等性能应符合最低工作温度要求。

2 混凝土结构所用材料应满足寒冷海洋环境中的强度和耐久性要求。

13.3.2 抗冰结构的设计应服从结构整体布置，并应具备减弱海冰荷载和冰激振动效应作用。

13.3.3 设置抗冰结构后，海冰断裂频率应避开风电机组整机结构的固有频率，避免结构共振。

13.3.4 风电机组基础抗冰结构宜采用正倒破冰锥体。

13.3.5 深水中的基础结构应设置破冰锥；浅水中设有斜边的结构，可在结构周边提供缓冲区，或者提供阻拦构造和偏转装置。

14 附属结构设计

14.1 一般规定

14.1.1 风电机组基础附属结构应主要包括靠泊防撞构件、爬梯、电缆管、内外平台与吊机支撑结构。

14.1.2 附属结构的设置应根据工程场区水深、潮位及主导风向、浪向、流向，结合运维船舶工作特性综合确定，并应与塔筒门朝向、电缆开孔朝向、风电机组内部电气设备布置朝向等相协调。

14.1.3 爬梯系统应结合靠泊防撞构件设置，布置困难时可单独设置。

14.1.4 风电机组基础应根据工程海域靠泊条件、基础结构型式、运维船舶性能等设置靠泊防撞、系缆桩或系缆环设施。系缆力可按现行行业标准《港口工程荷载规范》JTS 144-1 的有关规定计算。

14.1.5 靠泊防撞构件及爬梯等易损构件宜按可更换原则设计。

14.2 靠泊防撞设计

14.2.1 靠泊防撞构件应适应工程海域潮位变化特性，设置范围宜在设计高、低潮位之间，并考虑浪高和运维船舶干舷高度的影响。当运维船舶参数无法确定时，应按下列规定执行：

1 低潮位露滩的潮间带海域，靠泊防撞结构设置应自海床面至设计高潮位以上不少于 3.0m。

2 近海海域，靠泊防撞结构设置应自设计低潮位以下 1.0m 至设计高潮位以上不少于 3.0m。

14.2.2 船舶靠泊荷载应根据运维船舶参数、风电场工程海流特

性、可能的靠泊或撞击速度等确定；当缺少设计参数时，可按500t级运维船舶0.45m/s法向靠泊速度设计，按运维期间可能出现的最大表层流速校核。

14.2.3 风电机组基础靠泊防撞构件护舷选型应符合现行行业标准《橡胶护舷》HG/T 2866的有关规定，并应符合下列规定：

1 橡胶护舷的型式应依据其吸能量、反力、耐久性、安装维修和价格等因素综合考虑后确定。

2 橡胶护舷的规格、尺寸及受力特性应满足运维船舶靠离风电机组基础及系泊时运维船舶在波浪作用下对风电机组基础挤压、撞击的吸能要求。

3 带有防冲板的橡胶护舷设计面压值应小于运维船舶侧板的允许面压值。允许面压值应根据运维船舶结构确定，当缺乏资料时可取0.4MPa。

14.3 内外平台及爬梯设计

14.3.1 风电机组基础内外平台及爬梯设计应与风电机组厂家协调配合，满足接口设计要求。

14.3.2 内外平台的防护要求应遵循下列原则：

1 平台、通道或工作面的所有敞开边缘应设置防护栏杆。

2 对平台、通道等可能进行海上操作作业的工作面，宜在所有敞开边缘设置带踢脚板的防护栏杆。

14.3.3 爬梯布置应凹进基础一侧一定距离，以免受运维船舶撞击破坏。

14.3.4 钢平台及防护栏杆的设计宜按现行国家标准《固定式钢梯及平台安全要求 第3部分：工业防护栏杆及钢平台》GB 4053.3的有关规定执行。

14.3.5 钢直梯的设计宜按现行国家标准《固定式钢梯及平台安全要求 第1部分：钢直梯》GB 4053.1的有关规定执行。

14.3.6 钢斜梯的设计宜按现行国家标准《固定式钢梯及平台安

全要求 第 2 部分：钢斜梯》GB 4053.2 的有关规定执行。

14.4 吊机支撑结构

14.4.1 风电机组基础平台上安装有吊机时，吊机支撑结构设计应按吊机厂家提供的性能参数进行结构静动力分析。

14.4.2 结构受力分析时，荷载应主要包括吊机自重荷载、工作荷载及环境荷载。

14.5 电 缆 管

14.5.1 海底电缆进入风电机组基础的连接段可采用 J 型电缆管，也可采用柔性电缆管。

14.5.2 J 型电缆管设计应按下列规定执行：

1 J 型管的尺寸和布置应满足电缆直径和转弯半径的要求。

2 J 型电缆管设计应考虑由波浪、海流等环境荷载产生涡激振动的影响。

3 J 型电缆管设计应根据冲刷情况确定。

14.5.3 柔性电缆管的性能应满足电缆直径和转弯半径的要求。

15 防 腐 蚀 设 计

15.0.1 风电机组基础结构防腐设计年限应与风电机组的设计使用年限相匹配。

15.0.2 风电机组基础钢结构的防腐蚀设计应符合现行行业标准《海上风电场钢结构防腐蚀技术标准》NB/T 31006 的有关规定。

15.0.3 风电机组基础混凝土结构的防腐蚀设计应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151、《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》JTJ 275、《水运工程结构耐久性设计标准》JTS 153 和《海港工程钢筋混凝土结构电化学防腐蚀技术规范》JTS 153-2 的有关规定。

16 监 测 设 计

16.0.1 应根据风电场工程的规模、海洋环境条件、地基条件、基础结构型式对风电机组基础结构设置必要的监测项目，对基础结构安全性状进行系统监测。

16.0.2 风电场工程风电机组基础监测应根据风场地形地质条件、水文条件和结构型式分区块设计，应覆盖风电场工程各种不利地质、水文条件，总量不宜低于风电机组数量的10%；对不均匀沉降和水平变形监测应覆盖全风电场各机位。

16.0.3 风电机组基础监测应与基础结构永久设施建设同期实施。

16.0.4 风电场工程风电机组基础的主要监测项目应采用自动采集并存储数据，并通过有线或无线传输实现实时监控。

16.0.5 监测仪器设备配置应结合风电机组基础设计情况和施工情况综合考虑，其量程、精度、灵敏度、步长应与结构运行过程中环境条件和荷载水平相匹配。

16.0.6 在风电机组基础使用寿命中，所有的监测、检测记录均应保存完整。风电场工程应至少每年对监测和检测资料作一次全面分析与评价，分析与评价报告均应存档备查。损坏情况应用检测资料详细说明，并纳入检测分析报告中；最终的修理状况和结构状况的安全性评价，也均应以文件形式记录并保存。

16.0.7 风电机组基础的监测宜包括下列内容：

- 1 基础不均匀沉降与水平变形。
- 2 钢管桩结构应力。
- 3 灌浆体应力应变。
- 4 结构的振动。
- 5 主受力部位钢筋应力。

- 6** 桩体周边海底冲刷程度。
- 7** 基础腐蚀情况。
- 8** 阴极保护电位。
- 9** 海生物生长情况。

附录 A 桩或柱波浪力计算

A.1 小尺度桩或柱的波浪力计算

A.1.1 当波高 H 与水深 d 比值小于等于 0.2，且水深 d 与波长 L 比值大于等于 0.2；或波高 H 与水深 d 比值大于 0.2，且水深 d 与波长 L 比值大于等于 0.35，作用于水底面以上高度 z 处的桩或柱全断面上与波向平行的正向力（图 A.1.1）可按下列公式计算：

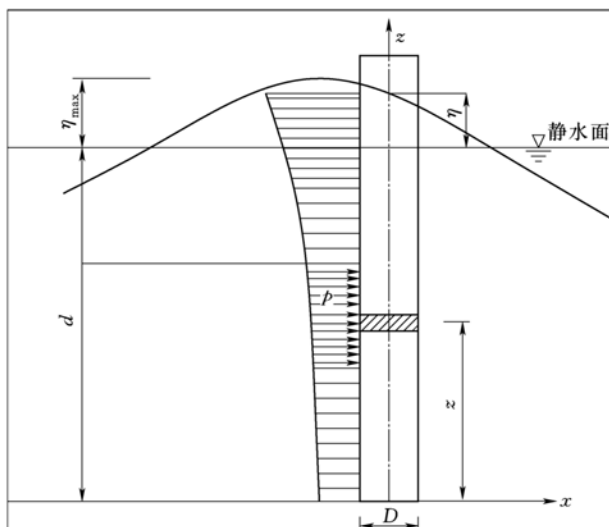


图 A.1.1 桩或柱全断面上与波向平行的正向力
 x —波浪行进方向； z —桩或柱波浪力计算断面距离泥面高度； D —桩（柱）的直径；
 d —风电机组基础前水深； η —计算水面以上波面高度；
 p —桩或柱全断面上与波向平行的正向力

$$p = p_D + p_I \quad (\text{A. 1.1-1})$$

$$p_D = \frac{1}{2} \rho_w C_D D |u| u \quad (\text{A. 1.1-2})$$

$$p_I = \rho_w C_M \frac{\pi}{4} D^2 \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{A. 1.1-3})$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\text{ch} \frac{2\pi}{L} z}{\text{sh} \frac{2\pi}{L} d} \cos \omega t \quad (\text{A. 1.1-4})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\text{ch} \frac{2\pi}{L} z}{\text{sh} \frac{2\pi}{L} d} \sin \omega t \quad (\text{A. 1.1-5})$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (\text{A. 1.1-6})$$

式中： p ——桩或柱全断面上与波向平行的正向力（N/m）；

p_D ——波浪力的速度分力（N/m）；

p_I ——波浪力的惯性分力（N/m）；

ρ_w ——水的密度（kg/m³）；

C_D ——速度力系数，对圆形断面取 1.2；

D ——桩或柱的直径（m）；

u ——水质点垂直于杆件轴线的速度分量（m/s）；

C_M ——惯性力系数，对圆形断面取 2.0；

$\frac{\partial u}{\partial t}$ ——水质点垂直于杆件轴线的加速度分量（m/s²）；

H ——风电机组基础所在处进行波波高（m），极端状况下波浪单独计算时，可采用 $H_{1\%}$ 波高；

z ——桩或柱波浪力计算断面距离泥面的高度（m）；

L ——波长（m）；

T ——波浪周期（s）；

d ——风电机组基础前水深(m);

ω ——波浪运动的圆频率(s^{-1});

t ——时间(s),当波峰通过柱体中心线时 $t=0$ 。

A.1.2 由小直径桩或柱组成的群桩结构,应根据设计波浪的计算剖面确定同一时刻各桩上的正向水平总波浪力 P 。当桩的中心距 l 小于 4 倍桩直径 D 时,应乘以群桩系数 K , K 值可按表 A.1.2 确定。

表 A.1.2 群桩系数 K

l/D	2	3	4
垂直于波向	1.5	1.2	1.1

注:桩列方向平行于波向时, K 取 1.0。

A.2 大尺度桩或柱的波浪力计算

A.2.1 对直径 D 与波浪波长 L 之比大于 0.2 的大尺度桩或柱,最大水平波浪力 p_{\max} 可按下式计算:

$$p_{\max} = \rho_w C_M A \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\operatorname{ch} \frac{2\pi z}{L}}{\operatorname{sh} \frac{2\pi d}{L}} \quad (\text{A.2.1})$$

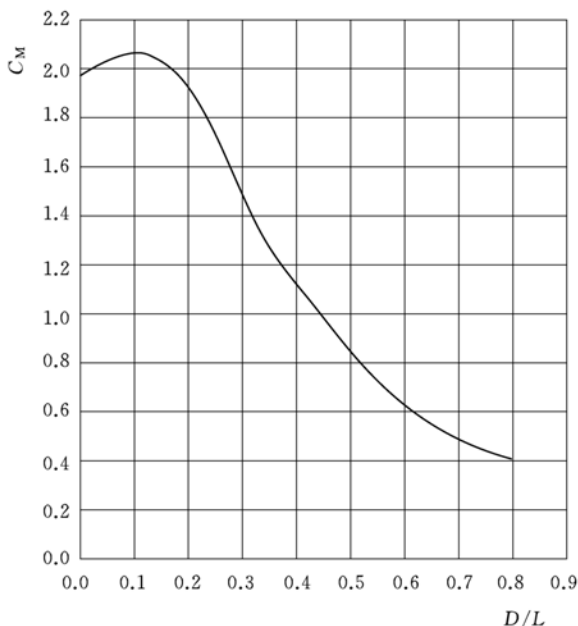
式中: p_{\max} ——最大水平波浪力 (N/m);

C_M ——惯性力系数,可按图 A.2.1 确定。

A.2.2 任何相位时圆形柱体表面上环向波浪压力强度 p 可按下式计算:

$$p = \frac{\rho_w H \operatorname{ch} \frac{2\pi z}{L}}{\pi \operatorname{ch} \frac{2\pi d}{L}} (f_3 \sin \omega t \cos \theta + f_1 \cos \omega t \cos \theta + f_2 \sin \omega t - f_0 \cos \omega t) \quad (\text{A.2.2})$$

式中: p ——环向波浪压力强度 (kPa);

图 A.2.1 惯性力系数 C_M

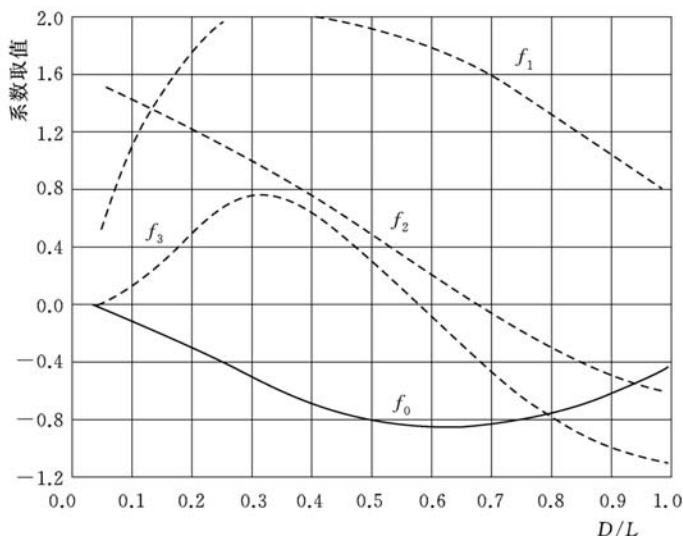
L —波长； D —桩或柱的直径

f_0 、 f_1 、 f_2 、 f_3 ——桩或柱直径 D 与波长 L 之比有关的系数，可按图 A.2.2 确定；

θ ——计算点同柱体圆心的连线与波向线间的夹角 ($^\circ$)。

A.2.3 对大尺度柱体，波高 H 与水深 d 比值不小于 0.1，且直径 D 与水深 d 比值不小于 0.4 时，最大水平总波浪力 P_{\max} 可按下列方法确定：

1 相对周期 T' 大于等于 8 时，波面在柱面上的最大壅高 η_{\max} 位于柱体迎浪面的顶点处， η_{\max} 与波高 H 的比值、最大水平总波浪力 P_{\max} 可分别按下列公式计算：

图 A.2.2 系数 f_0 、 f_1 、 f_2 、 f_3 L —波长； D —桩或柱的直径

$$\frac{\eta_{\max}}{H} = (C_1 - C_2 e^{-aR/d}) \left[1 + C_3 \left(\frac{H}{d} - 0.1 \right)^\beta \right] \quad (\text{A.2.3-1})$$

$$P_{\max} = \alpha_p P_{\text{Imax}} \quad (\text{A.2.3-2})$$

$$T' = T \sqrt{g/d} \quad (\text{A.2.3-3})$$

式中： η_{\max} ——波面在圆形柱体面上的最大壅高（m）；

C_1 、 C_2 、 C_3 、 α 、 β ——系数，可按表 A.2.3-1 确定；

α_p ——系数，可按表 A.2.3-2 确定；

T' ——相对周期（s）；

R ——圆形柱体半径（m）；

P_{Imax} ——作用于整个圆形柱体上的最大惯性力（kN）。

表 A.2.3-1 系数 C_1 、 C_2 、 C_3 、 α 、 β

T'	8	10	12	14	16	18	20
C_1	0.89	0.96	1.03	1.10	1.16	1.23	1.31
C_2	0.60	0.61	0.62	0.63	0.66	0.70	0.75
C_3	0.96	1.20	1.38	1.44	1.40	1.37	1.29
α	1.60	1.20	0.90	0.70	0.60	0.53	0.48
β	1.24	1.09	0.98	0.89	0.81	0.78	0.76

表 A.2.3-2 系数 α_p

$\frac{H}{d}$	$\frac{R}{d}$	$T \sqrt{g/d}$						
		8	10	12	14	16	18	20
0.1	0.2	1.128	1.099	1.125	1.189	1.259	1.364	1.478
	1.0	1.114	1.109	1.095	1.115	1.174	1.252	1.352
0.2	0.2	1.155	1.203	1.326	1.498	1.702	1.918	2.130
	1.0	1.174	1.176	1.210	1.310	1.458	1.628	1.820
0.3	0.2	1.207	1.355	1.601	1.886	2.189	2.502	2.822
	1.0	1.246	1.267	1.363	1.540	1.763	1.992	2.231
0.4	0.2	1.288	1.561	1.927	2.319	2.723	3.122	3.520
	1.0	1.332	1.381	1.546	1.791	2.059	2.354	2.643
0.5	0.2	1.447	1.817	2.293	2.792	3.282	3.783	4.242
	0.6	1.370	1.669	2.019	2.418	2.822	3.245	3.634
	1.0	1.470	1.520	1.745	2.044	2.362	2.707	3.025
0.6	0.2	1.607	2.113	2.706	3.318	3.898	4.466	5.065
	0.6	1.484	1.900	2.334	2.816	3.291	3.764	4.263
	1.0	1.596	1.687	1.961	2.314	2.683	3.061	3.460
0.7	0.2	1.823	2.488	3.175	3.889	4.572	5.308	6.021
	0.6	1.635	2.219	2.689	3.245	3.800	4.408	4.987
	1.0	1.753	1.916	2.203	2.600	3.027	3.497	3.897

2 相对周期 $T' < 8$ 时, 圆形柱体上的最大水平总波浪力按式 (A. 2.3-2) 计算, α_P 按下列方法确定:

1) 波长 L 与水深 d 比值小于等于 6.67 时, α_P 可取 1.0。

2) 波长 L 与水深 d 比值大于 6.67 时, α_P 可按下式确定:

$$\alpha_P = 1 + \frac{(L/d)_1 - 6.67}{(L/d)_8 - 6.67} [(\alpha_P)_8 - 1] \quad (\text{A. 2.3-4})$$

式中: α_P 、 $(\alpha_P)_8$ ——系数, $(\alpha_P)_8$ 由相对周期 T' 值为 8 时, 根据实际的波高 H 与水深 d 比值按表 A. 2.3 确定;

$(L/d)_8$ ——相对周期 T' 值为 8 时算得的波长 L 与水深 d 的比值。

A.3 浅水破波区直立桩或柱波浪力计算

A.3.1 水底坡度 $i \leq 1/15$ 时, 作用于直立圆形柱或柱上的最大破波力可按下式计算:

$$\frac{P}{\gamma D (H'_0)^2} = A \left(\frac{H'_0}{L_0} \right)^{B_1} \left(\frac{D}{H'_0} \right)^{B_2} \quad (\text{A. 3.1})$$

式中: D ——圆形柱体直径 (m);

L ——波长 (m);

i ——水底坡度;

P ——作用在直立圆形柱体上的破波总力 (N);

γ ——水的重度 (N/m^3);

H'_0 ——计算深水波高 (m);

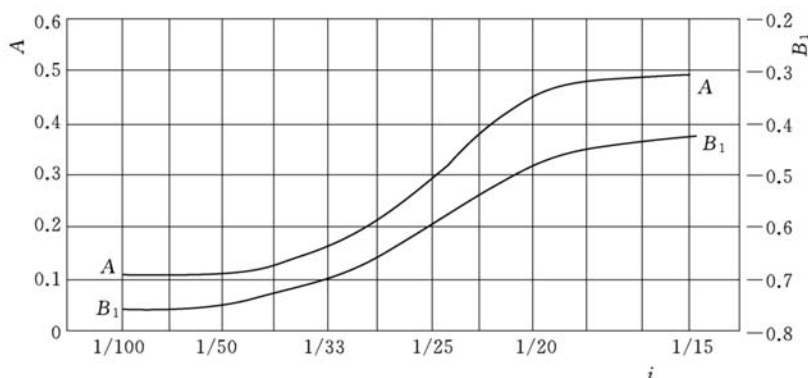
L_0 ——深水波长 (m);

A 、 B_1 ——试验系数, A 、 B_1 可按图 A. 3.1 确定;

B_2 ——试验系数, 取 0.35。

A.3.2 直立圆形柱体上最大破波力的作用点在水底面以上的高度 l , 可按下列规定确定:

1 当 $i \geq 1/20$ 时, 可按下式计算:

图 A.3.1 系数 A 、 B_1

$$\frac{l}{d} = 1.4 - 0.2 \left[\lg \left(\frac{H'_0}{L_0} \right) + 2 \right] \quad (\text{A.3.2-1})$$

2 当 $i \leq 1/33$ 时, 可按式计算:

$$\frac{l}{d} = 1.2 - 0.2 \left[\lg \left(\frac{H'_0}{L_0} \right) + 2 \right] \quad (\text{A.3.2-2})$$

式中: l ——最大破波力的作用点在水底面以上的高度 (m);

i ——水底坡度;

d ——计算水深 (m);

H'_0 ——计算深水波高 (m);

L_0 ——深水波长 (m)。

3 当 i 位于 $1/33$ 和 $1/20$ 之间时, 可按式 (A.3.2-1) 和式 (A.3.2-2) 的计算结果线性内插。

附录 B 桩或柱波流力共同作用计算

B.0.1 计算直立桩或柱的波浪和海流共同作用荷载时，应采用在海流影响下的波浪要素。对桩或柱直径 D 与波长 L 之比不大于 0.2 的垂直小直径桩或柱的波流作用力可按下列规定确定：

1 作用于水底面以上高度 z 处桩或柱断面上的正向波流力可按下列公式计算：

$$P(z, t) = \frac{1}{2} \rho_w C_D |u + u_c| (u + u_c) + \rho_w C_M \frac{\pi}{4} D^2 \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$u = \frac{\omega_r H}{2} \frac{\text{ch} kz}{\text{sh} kd} \cos \omega t \quad (\text{B.0.1-2})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{\omega_r^2 H}{2} \frac{\text{ch} kz}{\text{sh} kd} \sin \omega t \quad (\text{B.0.1-3})$$

$$\omega_r = \omega - k u_c \quad (\text{B.0.1-4})$$

2 波数 k 可按下列公式计算：

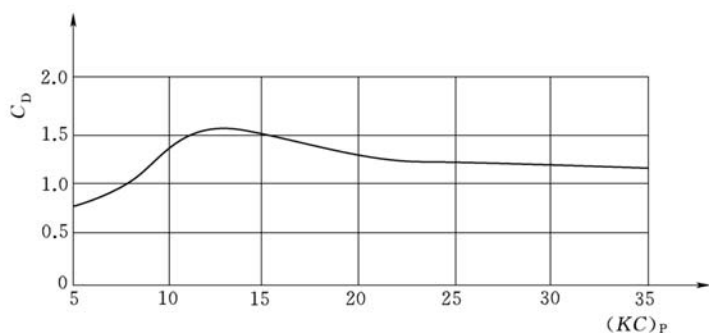
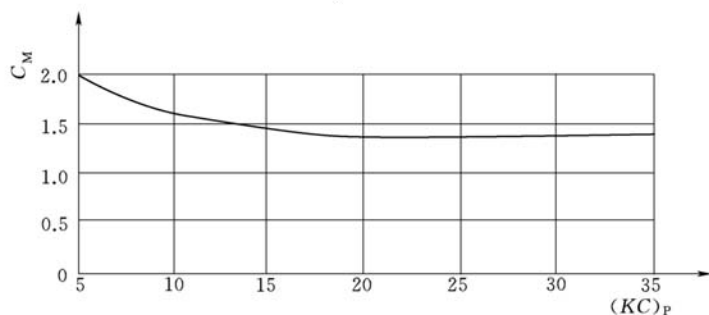
$$\left(\frac{2\pi}{T} - k u_c \right)^2 = g k \text{th} kd \quad (\text{B.0.1-5})$$

3 波浪与海流共同作用下 C_D 、 C_M 与 $(KC)_P$ (图 B.0.1) 中的 KC 数可按下列公式计算：

$$KC = \frac{u_m T}{D} [\sin \varphi + (\pi - \varphi) \cos \varphi] (|u_c| < u_m) \quad (\text{B.0.1-6})$$

$$KC = \frac{\pi |u_c| T}{D} (|u_c| \geq u_m) \quad (\text{B.0.1-7})$$

$$\varphi = \arccos \frac{|u_c|}{u_m} \quad (\text{B.0.1-8})$$

(a) C_D 与 $(KC)_P$ 关系(b) C_M 与 $(KC)_P$ 关系图 B.0.1 波流共同作用下 C_D 、 C_M 与 $(KC)_P$ 关系

$$u_m = \frac{\pi H}{T} \text{cth} kd \quad (\text{B.0.1-9})$$

4 求作用于整个桩或柱上的总波流力时，沿柱体自水底到波面，计算点不宜少于 5 个，且宜包括 z 取 0、 d 和波面三点，然后用分段求和法求得总力。

5 波面在静水面以上的高度 η 值可按下式计算：

$$\eta = \eta_{\max} \cos \omega t \quad (\text{B.0.1-10})$$

式中： η ——波面在静水面以上的高度（m）；

η_{\max} ——波峰在静水面以上的高度（m）。

B.0.2 计算斜桩或柱的波浪和海流共同作用荷载时，应采用在

海流影响下的波浪要素。对于桩或柱直径 D 与波长 L 之比不大于 0.2 时, 作用于斜度小于 75° 斜桩或柱的波流力可按下列规定确定:

1 作用于单位长度斜桩或柱上的波流力 (图 B.0.2-1) 在垂直于 yoz 平面的力 p_x 和在 yoz 平面内垂直于桩或柱的力 p_N 可按下列公式计算。

$$p_x(z, x, t) = \frac{1}{2} C'_D \frac{\gamma}{g} D V_x |V| + \frac{1}{4} C'_M \frac{\gamma}{g} \pi D^2 \dot{V}_x \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$p_N(z, y, t) = \frac{1}{2} C'_D \frac{\gamma}{g} D V_N |V| + \frac{1}{4} C'_M \frac{\gamma}{g} \pi D^2 \dot{V}_N \quad (\text{B.0.2-2})$$

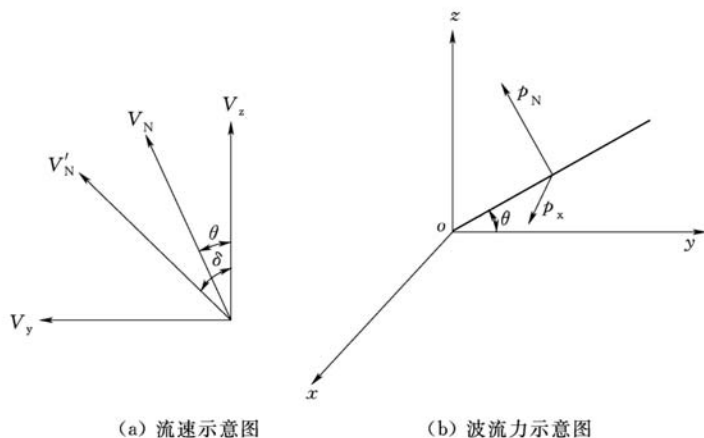


图 B.0.2-1 作用于单位长度斜桩或柱上的波流力

V —水质点的速度分量; p —斜桩上单位长度波流力;

θ —斜桩或圆柱与 xoy 平面角度; xoy —海底平面坐标系; yoz —斜桩所在坐标系

2 $p_N(z, y, t)$ 分解为 $p_y(z, y, t)$ 和 $p_z(z, y, t)$, 可按下列公式计算:

$$p_y(z, y, t) = \frac{1}{2} C'_D \frac{\gamma}{g} D V_y |V| + \frac{1}{4} C'_M \frac{\gamma}{g} \pi D^2 \dot{V}_y \quad (\text{B.0.2-3})$$

$$p_z(z, y, t) = \frac{1}{2} C'_D \frac{\gamma}{g} D V_z |V| + \frac{1}{4} C'_M \frac{\gamma}{g} \pi D^2 \dot{V}_z \quad (\text{B.0.2-4})$$

3 沿各轴方向的波流速度可按下列公式计算：

$$V_x = u_c \sin \beta + u_{w\lambda} \sin(\alpha + \beta) \quad (\text{B.0.2-5})$$

$$V_y = u_c \cos \beta + u_{w\lambda} \cos(\alpha + \beta) \quad (\text{B.0.2-6})$$

$$V_z = u_{wz} \quad (\text{B.0.2-7})$$

4 yoz 平面内垂直于桩的速度 V_N 和 yoz 平面内的合速度 V'_N 可按下列公式计算：

$$V_N = V'_N \cos(\delta - \theta) \quad (\text{B.0.2-8})$$

$$V'_N = \sqrt{V_y^2 + V_z^2} \quad (\text{B.0.2-9})$$

$$V = \sqrt{V_x^2 + V_N^2} \quad (\text{B.0.2-10})$$

5 沿 X 轴和 Y 轴方向的加速度可按下列公式计算：

$$\dot{V}_x = \dot{u}_{w\lambda} \sin(\alpha + \beta) \quad (\text{B.0.2-11})$$

$$\dot{V}_y = \dot{V}_N \sin \theta \text{ 或 } \dot{V}_y = \dot{V}_z \tan \delta \quad (\text{B.0.2-12})$$

6 沿波浪传播方向的质点水平运动速度（图 B.0.2-2） $u_{w\lambda}$ 和加速度 $\dot{u}_{w\lambda}$ 及其垂直运动速度 u_{wz} 可按下列公式计算：

$$u_{w\lambda}(z, \lambda, t) = \frac{\omega_r H}{2} \frac{\text{ch} k z}{\text{sh} k d} \cos(k\lambda - \omega_a t) \quad (\text{B.0.2-13})$$

$$\dot{u}_{w\lambda}(z, \lambda, t) = \frac{\omega_r^2 H}{2} \frac{\text{ch} k z}{\text{sh} k d} \sin(k\lambda - \omega_a t) \quad (\text{B.0.2-14})$$

$$u_{wz}(z, \lambda, t) = -\frac{\omega_r H}{2} \frac{\text{sh} k z}{\text{sh} k d} \sin(k\lambda - \omega_a t) \quad (\text{B.0.2-15})$$

7 波浪圆频率 ω_r 和 ω_a 可按下列公式计算：

$$\omega_r = \omega_a - k u_c \cos \alpha \quad (\text{B.0.2-16})$$

$$\omega_a^2 = k g \text{th} k d \quad (\text{B.0.2-17})$$

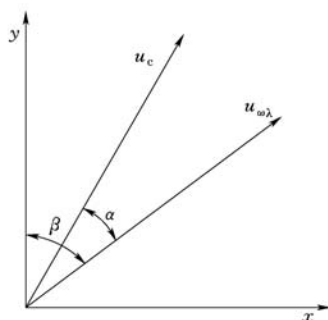


图 B.0.2-2 沿波浪传播方向的质点水平运动速度

u_c —海流速度； β —海流与 y 轴的夹角；

$u_{\omega\lambda}$ —沿波浪传播方向的质点水平运动速度； α —海流与波向的夹角

8 斜桩的速度力系数 C'_D 和惯性力系数 C'_M 可按下列公式计算：

$$C'_D = \frac{C_D}{1 - \cos^3 \mu} \quad (\text{B.0.2-18})$$

$$C'_M = \frac{C_M}{\sin \mu} \quad (\text{B.0.2-19})$$

$$\tan \mu = \frac{\tan \theta}{\cos(\alpha + \beta)} \quad (\text{B.0.2-20})$$

9 计算整个斜桩上的总波流力时，可采用自海底到波面高度，并按下列公式沿桩长分段计算求和，分段数不少于 5 段；进行分段计算时，可按式 (B.0.2-13) ~ 式 (B.0.2-15) 计及波浪相位差对质点速度及加速度的影响：

$$P(t) = \sum_{i=1}^N p(z_i, x_i, t) \Delta l_i \quad (N \geq 5) \quad (\text{B.0.2-21})$$

$$p(z_i, x_i, t) = [p_x^2(z_i, x_i, t) + p_N^2(z_i, x_i, t)]^{1/2} \quad (\text{B.0.2-22})$$

$$\eta = \eta_{\max} \cos(k\lambda - \omega_a t) \quad (\text{B.0.2-23})$$

- 式中：
- p_x ——作用在单位长度斜桩上垂直于 yoz 平面内的力 (N)；
 - p_N ——作用在单位长度斜桩上 yoz 平面内垂直于桩的力 (N)；
 - V_x ——波流速度沿 x 轴的分速度 (m/s)；
 - V —— V_x 与 V_N 的合成速度 (m/s)；
 - C'_D ——斜桩的速度力系数；
 - V_y ——波流速度沿 y 轴的分速度 (m/s)；
 - p_y —— p_N 沿 y 轴的分力 (N)；
 - p_z —— p_N 沿 z 轴的分力 (N)；
 - V_z ——波流速度沿 z 轴的分速度 (m/s)；
 - V_N ——波流速度在 yoz 平面内垂直于桩的分速度 (m/s)；
 - V'_N ——波流速度在 yoz 平面内的合成速度 (m/s)；
 - u_c ——海流速度 (m/s)；
 - β ——海流与 y 轴的夹角 ($^\circ$)；
 - $u_{\omega\lambda}$ ——沿波浪传播方向的质点水平运动速度 (m/s)；
 - α ——海流与波向的夹角 ($^\circ$)；
 - δ —— yoz 平面内合成速度 V_N 与 z 轴的夹角 ($^\circ$)；
 - θ ——斜桩与水平面的夹角 ($^\circ$)；
 - $u_{\omega z}$ ——沿波浪水质点运动的垂直分速度 (m/s)；
 - k ——波数 (m^{-1})；
 - λ ——沿波浪传播方向距离 (m)；
 - ω_r ——波浪相当于海流的圆频率 (s^{-1})；
 - ω_n ——波浪的绝对圆频率 (s^{-1})；
 - t ——时间 (s)；
 - μ —— μ 角 (图 B.0.2-3) ($^\circ$)；桩顺波向倾斜时， $\mu < \pi/2$ ；桩逆波向倾斜时， $\mu > \pi/2$ ； $\alpha + \beta = 90^\circ$ 时， $\mu = \pi/2$ ，即桩在波峰线平面内倾斜

时, C'_D 、 C'_M 可分别按 C_D 、 C_M 取值;

C'_D ——斜桩的速度力系数;

C'_M ——斜桩的惯性力系数;

$P(t)$ ——作用于整个斜桩上的总波浪力 (N);

Δl_i ——分段计算波浪力时的 i 段段长 (m);

N ——计算桩长上的分段数量;

$p(z_i, x_i, t)$ ——作用于斜桩上的波流力强度 (N/m)。

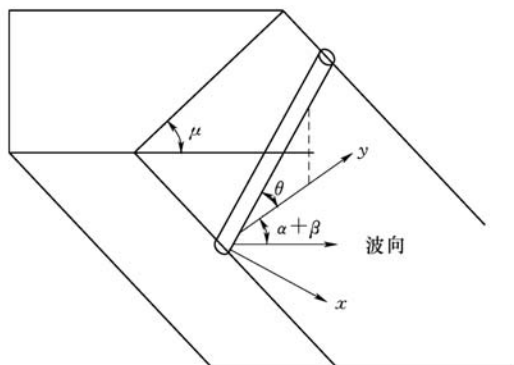


图 B.0.2-3 μ 角示意图

B.0.3 计算大直径桩或柱的波浪和海流共同作用荷载时, 对于水深 d 与波长 L 之比大于 0.15, 桩或柱直径 D 与波浪波长 L 之比大于 0.2 的大直径圆柱, 其波流力和波流力矩可按下列公式计算:

$$f(t) = C_M \gamma R \frac{H \operatorname{th} kd}{2} \frac{k}{k} \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$M = C_M \gamma R \frac{H}{2} \left(\frac{kd \operatorname{sh} kd - \operatorname{ch} kd + 1}{k^2 \operatorname{ch} kd} \right) \quad (\text{B.0.3-2})$$

$$k = 2\pi/L \quad (\text{B.0.3-3})$$

式中: $f(t)$ ——作用在构件上的波流力 (N/m);

d ——水深 (m);

C_M ——波流共同作用力的系数，可按图 B. 0. 3 确定；

γ ——水的重度 (kN/m^3)；

R ——圆柱半径 (m)；

H ——波高 (m)；

k ——波数 (m^{-1})；

M ——作用在桩或柱上的波浪力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

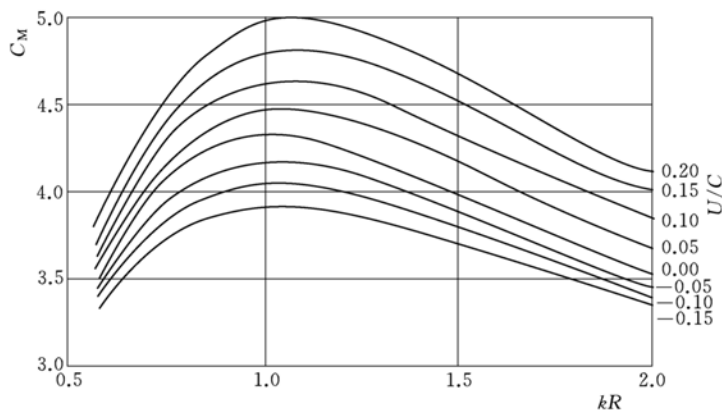
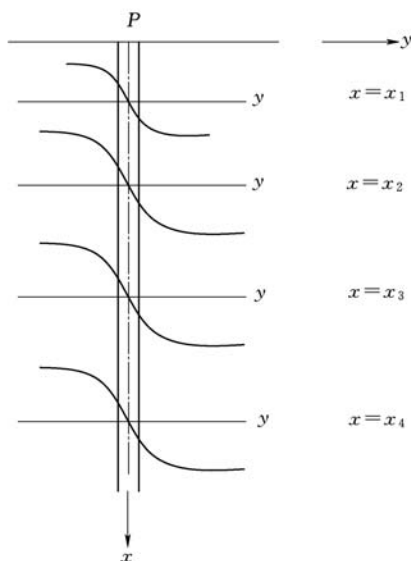


图 B. 0. 3 波流共同作用力的系数 C_M

U —海流的平均流速，波流同向为正，逆向为负； C —海流中的波速

附录 C $P-Y$ 曲线法

C.0.1 采用 $P-Y$ 曲线法 (图 C.0.1) 分析时, 桩可简化为多节点的连续梁模型, 土体抗力与变形可由非线性弹簧来模拟。计算时桩身节点的数量应保证分析的精度。可采用有限差分法或有限单元法进行迭代计算。

图 C.0.1 $P-Y$ 曲线法

C.0.2 当地基土层为黏土时, 土体极限水平抗力可按下列公式计算:

$$p_u = \begin{cases} (3c_u + \gamma X)D + Jc_u X & (0 < X \leq X_R) \\ 9c_u D & (X > X_R) \end{cases} \quad (\text{C.0.2-1})$$

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c_u} + J} \quad (\text{C.0.2-2})$$

式中： p_u ——深度 X 处单位桩长的极限水平土抗力标准值 (kN/m)；

c_u ——未扰动黏土土样的不排水抗剪强度 (kPa)；

D ——桩直径 (m)；

γ ——土的有效重度 (kN/m³)；

X ——泥面下计算点的深度 (m)；

X_R ——泥面以下到土抗力减少区域底部的深度 (m)；

J ——无量纲经验常数，变化范围为 0.25~0.50，对正常固结软黏土可取为 0.50。

C.0.3 软黏土的 $P-Y$ 曲线可按下列规定确定：

1 静荷载作用下， $P-Y$ 曲线可按下列公式计算：

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} & (y \leq 8y_c) \\ p_u & (y > 8y_c) \end{cases} \quad (\text{C.0.3-1})$$

$$y_c = 2.5 \epsilon_c D \quad (\text{C.0.3-2})$$

2 循环荷载作用下， $P-Y$ 曲线可按下列规定执行：

1) 当 $X > X_R$ 时， $P-Y$ 曲线可按下列公式计算：

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} & (y \leq 3y_c) \\ 0.72 p_u & (y > 3y_c) \end{cases} \quad (\text{C.0.3-3})$$

2) 当 $X \leq X_R$ 时， $P-Y$ 曲线可按下列公式计算：

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} & (y \leq 3y_c) \\ 0.72 p_u \left[1 - \left(1 - \frac{X}{X_R} \right) \frac{y - y_c}{12y_c} \right] & (3y_c < y \leq 15y_c) \\ 0.72 p_u \frac{X}{X_R} & (y > 15y_c) \end{cases} \quad (\text{C.0.3-4})$$

- 式中： p ——深度 X 处单位桩长的极限水平土抗力标准值 (kN/m)；
 y_c ——在实验室对未扰动土试样做不排水压缩试验时，其应力达到最大应力的一半时的变形 (m)；
 D ——桩径 (m)；
 ε_c ——三轴试验中最大主应力差一半时的应变值，对饱和度较大的软黏土，也可以取无侧限抗压强度 q_u 一半时的应变值；当无试验资料时，可按表 C.0.3 确定；
 y ——泥面以下 X 深度处桩的侧向水平变形 (m)。

表 C.0.3 ε_c 取值参考表

c_u (kPa)	ε_c
12~24	0.02
24~48	0.01
48~96	0.007

C.0.4 硬黏土的侧向承载力计算时应计入下列因素影响：

1 对侧向静荷载，黏聚力大于 96kPa 的硬黏土极限承载力 p_u ，同软黏土一样，在 $8c_u \sim 12c_u$ 之间变化，周期性荷载作用时应降低硬黏土极限承载力。

2 大变形情况下的硬黏土承载力的退化。

C.0.5 基土层为砂土时，土体极限水平抗力可按下列公式计算：

$$p_{us} = (C_1 X + C_2 D) \gamma X \quad (C.0.5-1)$$

$$p_{ud} = C_3 D \gamma X \quad (C.0.5-2)$$

$$C_1 = \frac{(\tan \beta)^2 \tan \alpha}{\tan(\beta - \phi')} + K_0 \left[\frac{\tan \phi' \sin \beta}{\cos \alpha \tan(\beta - \phi')} + \tan \beta (\tan \phi' \sin \beta - \tan \alpha) \right] \quad (C.0.5-3)$$

$$C_2 = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} - K_a \quad (C.0.5-4)$$

$$C_3 = K_a [(\tan\beta)^8 - 1] + K_0 \tan\phi' (\tan\beta)^4 \quad (\text{C. 0. 5 - 5})$$

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \quad (\text{C. 0. 5 - 6})$$

$$\beta = 45 + \frac{\phi'}{2} \quad (\text{C. 0. 5 - 7})$$

$$K_0 = 0.4 \quad (\text{C. 0. 5 - 8})$$

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \quad (\text{C. 0. 5 - 9})$$

式中： p_{us} ——浅层土的单位桩长的极限水平土抗力标准值（kN/m）；

p_{ud} ——深层土的单位桩长的极限水平土抗力标准值（kN/m）；

X ——泥面下计算点的深度（m）；

X_R ——浅层土与深层土分界线深度（m），通过联立求解式（C. 0. 5 - 1）与式（C. 0. 5 - 2）计算得到；

ϕ' ——砂土内摩擦角（°）。

C. 0. 6 砂土的 $P - Y$ 曲线应按下列公式计算：

$$p = A p_u \tan\left(h \frac{KX}{A p_u} y\right) \quad (\text{C. 0. 6 - 1})$$

$$A = \left(3.0 - 0.8 \frac{X}{D}\right) \geq 0.9 \quad (\text{C. 0. 6 - 2})$$

$$A = 0.9 \quad (\text{C. 0. 6 - 3})$$

式中： K ——地基反力初始模量（MN/m³），与内摩擦角存在相关关系，可按表 C. 0. 6 确定；

y ——桩侧位移（m）；

A ——计入静力荷载和循环荷载条件的参数，可分别按式（C. 0. 6 - 2）和式（C. 0. 6 - 3）计算得到。

表 C.0.6 K 取值参考表

ϕ'	K (MN/m ³)
25°	5.4
30°	11
35°	22
40°	45

附录 D m 法

D.0.1 m 法假设土的水平地基抗力系数随深度呈线性增加，可按下式计算：

$$K = mZ \quad (\text{D.0.1})$$

式中： K ——土的水平地基抗力系数 (kN/m^3)；

m ——土的水平地基抗力系数随深度增长的比例系数 (kN/m^4)， m 值宜通过桩基础水平静荷载试验确定，当无试桩资料时，可按表 D.0.1 确定；

Z ——计算点的深度 (m)。

表 D.0.1 m 取值参考表

序号	地基土类别	m 值 (kN/m^4)
1	淤泥、淤泥质土	2000~4500
2	流塑、软塑状黏性土，孔隙比大于 0.9 的粉土，松散粉细砂，松散填土	4500~6000
3	可塑状黏性土、孔隙比不小于 0.7 且不大于 0.9 的粉土、稍密或中密填土、稍密细砂	6000~10000
4	硬塑、坚硬状黏土，孔隙比小于 0.7 的粉土，中密的中粗砂，密实老填土	10000~22000

注：1 地面处水平位移等于 10mm；地面处水平位移大于 10mm 时， m 值应适当降低；地面处水平位移小于 10mm 时， m 值可适当提高。

2 水平力为长期荷载时， m 值应适当降低。

3 泥面为斜面时， m 值应适当降低。

D.0.2 在水平力和力矩作用下，弹性长桩的桩身变形和弯矩，可按下列规定确定：

1 桩顶可自由转动时，桩身变形按下列公式计算：

$$Y = \frac{H_0 T^3}{E_p I_p} A_y + \frac{M_0 T^2}{E_p I_p} B_y \quad (\text{D.0.2-1})$$

$$M = H_0 T A_m + M_0 B_m \quad (\text{D. 0. 2 - 2})$$

$$T = \left(\frac{E_P I_P}{m b_0} \right)^{1/5} \quad (\text{D. 0. 2 - 3})$$

$$Z_m = \bar{h} T \quad (\text{D. 0. 2 - 4})$$

$$M_{\max} = M_0 C_2 \quad (\text{D. 0. 2 - 5})$$

$$M_{\max} = H_0 T D_2 \quad (\text{D. 0. 2 - 6})$$

$$C_1 = \frac{M_0}{H_0 T} \quad (\text{D. 0. 2 - 7})$$

$$D_1 = \frac{H_0 T}{M_0} \quad (\text{D. 0. 2 - 8})$$

$$b_0 = 0.9(d+1) \quad (\text{D. 0. 2 - 9})$$

- 式中：
- Y ——桩身在泥面或泥面以下的变形量 (m)；
 - H_0 ——作用在泥面处的水平荷载 (kN)；
 - T ——桩的相对刚度系数 (m)；
 - E_P ——桩材料的弹性模量 (kN/m²)；
 - I_P ——桩截面的惯性矩 (m⁴)；
 - A_y 、 B_y 、 A_m 、 B_m ——变形和弯矩的无量纲系数，可按表 D. 0. 2 确定；
 - M_0 ——作用在泥面处的弯矩 (kN·m)；
 - m ——桩侧地基土的水平抗力系数随深度增长的比例系数 (kN/m⁴)；
 - b_0 ——桩的换算宽度 (m)，不小于 1.0m 的圆桩或管桩可按式 (D. 0. 2 - 9) 确定；
 - Z_m ——桩身最大弯矩距泥面深度 (m)；
 - \bar{h} ——换算深度 (m)，可根据 C_1 或 D_1 由表 D. 0. 2 查得；
 - M_{\max} ——桩身最大弯矩 (kN·m)，可根据式 (D. 0. 2 - 5) 或式 (D. 0. 2 - 6) 计算得到；
 - C_2 、 D_2 ——无量纲系数，可根据换算深度由表 D. 0. 2 查得。

2 桩顶无转动且自由长度为零时, 桩身变形和弯矩可按下列公式计算:

$$Y = (A_y - 0.93B_y) \frac{H_0 T^3}{E_P I_P} \quad (\text{D.0.2-10})$$

$$M = (A_m - 0.93B_m) H_0 T \quad (\text{D.0.2-11})$$

3 当地基成层时, m 可采用地面以下 $1.8T$ 深度范围内各土层 m 的加权平均值。

表 D.0.2 m 法计算用无量纲系数表

换算深度 $h=Z/T$	A_y	B_y	A_m	B_m	A_Φ	B_Φ	C_1	D_1	C_2	D_2
0.0	2.441	1.621	0	1.000	-1.621	-1.751	∞	0	1.000	∞
0.1	2.279	1.451	0.100	1.000	-1.616	-1.651	131.252	0.008	1.001	131.318
0.2	2.118	1.291	0.197	0.998	-1.601	-1.551	34.186	0.029	1.004	34.317
0.3	1.959	1.141	0.290	0.994	-1.577	-1.451	15.544	0.064	1.012	15.738
0.4	1.803	1.001	0.377	0.986	-1.543	-1.352	8.781	0.114	1.022	9.037
0.5	1.650	0.870	0.458	0.975	-1.502	-1.254	5.539	0.181	1.057	5.856
0.6	1.503	0.750	0.529	0.959	-1.452	-1.157	3.710	0.270	1.101	4.138
0.7	1.360	0.639	0.592	0.938	-1.396	-1.062	2.566	0.390	1.169	2.999
0.8	1.224	0.537	0.646	0.913	-1.334	-0.970	1.791	0.558	1.274	2.282
0.9	1.094	0.445	0.689	0.884	-1.267	-0.880	1.238	0.808	1.441	1.784
1.0	0.970	0.361	0.723	0.851	-1.196	-0.793	0.824	1.213	1.728	1.424
1.1	0.854	0.286	0.747	0.814	-1.123	-0.710	0.503	1.988	2.299	1.157
1.2	0.746	0.219	0.762	0.774	-1.047	-0.630	0.246	4.071	3.876	0.952
1.3	0.645	0.160	0.768	0.732	-0.971	-0.555	0.034	29.580	23.438	0.792
1.4	0.552	0.108	0.765	0.687	-0.894	-0.484	-0.145	-5.906	-4.596	0.666
1.6	0.388	0.024	0.737	0.594	-0.743	-0.356	-0.434	-2.305	-1.128	0.480
1.8	0.254	-0.036	0.685	0.499	-0.601	-0.247	-0.665	-1.503	-0.530	0.353
2.0	0.147	-0.076	0.614	0.407	-0.471	-0.158	-0.865	-1.156	-0.304	0.263
3.0	-0.087	-0.095	0.193	0.076	-0.070	0.063	-1.893	-0.528	-0.026	0.049
4.0	-0.108	-0.015	0	0	-0.0003	0.085	-0.045	-22.500	0.011	0

注: 本表适用于桩端置于非岩石土中或支立于岩石面上的弹性长桩。

附录 E 吊耳板设计

E.0.1 吊耳板（图 E.0.1）尺寸可按下列公式确定：

$$B = (2.4 \sim 2.6)d \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$\delta \geq \frac{1}{20}B \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$a = (0.90 \sim 1.05)d \quad (\text{E.0.1-3})$$

式中：B——吊耳板宽度（mm）；

d——吊耳孔直径（mm）；

δ ——吊耳板厚度（mm）；

a——孔顶至板顶距离（mm）。

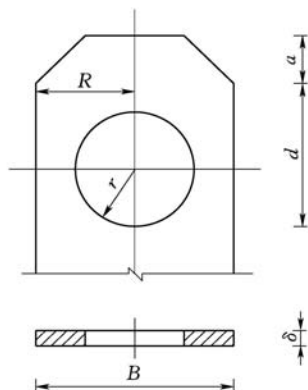


图 E.0.1 吊耳板

E.0.2 吊耳板承载力可按下列规定计算：

1 吊耳孔壁局部受压承载力可按下式计算：

$$\sigma_{\text{ej}} = \frac{\alpha \gamma_{\text{R}} P}{2r\delta} \leq f_{\text{ej}} \quad (\text{E.0.2-1})$$

2 吊耳孔壁受拉承载力可按下式计算：

$$\sigma_{ij} = \sigma_{cj} \frac{R^2 + r^2}{R^2 - r^2} \leq f_{ij} \quad (\text{E. 0. 2-2})$$

式中： σ_{cj} ——孔壁局部受压承载力（MPa）；

α ——动力系数，不小于 2.0；

γ_g ——荷载分项系数，取 1.35；

P ——吊耳板荷载标准值（N）；

r ——吊耳孔半径（mm）；

f_{cj} ——局部紧接承压强度设计值（MPa）；

σ_{ij} ——孔壁受拉承载力（MPa）；

R ——吊耳板半宽（mm）；

f_{ij} ——孔壁受拉强度设计值（MPa）。

附录 F 桩基础局部冲刷深度和范围经验公式

F.0.1 采用韩海骞公式进行桩基础局部冲刷深度和范围评估时，应按下列公式执行：

$$\frac{h_b}{h} = 17.4 k_1 k_2 \left(\frac{B}{h} \right)^{0.326} \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0.167} Fr^{0.628} \quad (\text{F.0.1-1})$$

$$Fr = u / (gh)^{0.5} \quad (\text{F.0.1-2})$$

式中： h_b ——潮流作用下桩基础最大冲刷深度（m）；

h ——全潮最大水深（m）；

B ——最大水深条件下平均阻水宽度（m）；

d_{50} ——泥沙中值粒径（mm）；

Fr ——弗汝德数（Froude）；

u ——全潮最大流速（m/s）；

k_1 ——基础桩平面布置系数，条形取 1.0，梅花形取 0.862；

k_2 ——基础桩处布置系数，直桩取 1.0，斜桩取 1.176。

F.0.2 采用王汝凯公式进行桩基础局部冲刷深度和范围评估时，应按下列公式执行：

$$\lg \frac{S_{ul}}{h} = -1.293 + 0.1917 \lg \beta \quad (\text{F.0.2-1})$$

$$\beta = N_f \frac{H}{L} U_r N_s N_{rp} = \frac{H^2 L V^3 D [V + (1/T - V/L) HL / 2h]^2}{[(\rho_s - \rho) / \rho] v g^2 h^4 d_{50}} \quad (\text{F.0.2-2})$$

$$N_f = \frac{V^2}{gh} \quad (\text{F.0.2-3})$$

$$U_r = \frac{HL^2}{h^3} \quad (\text{F.0.2-4})$$

$$N_s = \frac{V_{fw}^2}{[(\rho_s - \rho) / \rho] g d_{50}} \quad (\text{F.0.2-5})$$

$$N_{rp} = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{F. 0. 2 - 6})$$

式中: S_{ul} ——桩基础最大冲刷深度 (m);

N_f ——海流的弗汝德数的平方;

Ur ——厄塞尔数 (Ursell);

N_s ——泥沙沉积数;

N_{rp} ——桩的雷诺数;

H ——波高 (m);

L ——波长 (m);

V ——行进流速 (m/s);

V_{fw} ——波流合成速度 (m/s);

h ——行近水深 (m);

g ——重力加速度 (m/s^2);

ρ_s ——泥沙干密度 (kg/m^3);

ρ ——水密度 (kg/m^3);

d_{50} ——泥沙中值粒径 (mm);

ν ——水的运动粘滞系数。

F. 0. 3 动平衡输沙情况下, 应按下列规定执行:

1 冲刷坑最大深度可按下列公式计算:

$$\frac{S}{D} = 1.3 \{1 - \exp[-0.03(KC - 6)]\} \quad (KC \geq 6) \quad (\text{F. 0. 3 - 1})$$

$$KC = \frac{u_{\max} T}{D} \quad (\text{F. 0. 3 - 2})$$

$$u_{\max} = \frac{\pi H}{T \sinh(kh)} \quad (\text{F. 0. 3 - 3})$$

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = gk \tanh(kh) \quad (\text{F. 0. 3 - 4})$$

式中: D ——桩的直径 (m);

S ——冲刷坑最大深度 (m);

T ——波浪周期 (s);

H ——有效波高 (m);

KC ——无量纲场数;

u_{\max} ——桩柱处海床附近的波浪速度的变化幅度 (m/s);

h ——水深 (m);

k ——波数。

2 对恒定流, KC 趋向于无穷, S 与 D 比值趋近于 1.3; 对波浪作用下, KC 小于 6 时, 可按不形成冲刷坑考虑。

3 冲刷坑横向范围与海床土体内摩擦角有关, 并且假设坡度与内摩擦角相同。冲刷坑半径按下式计算:

$$r = \frac{D}{2} + \frac{S}{\tan\varphi} \quad (\text{F. 0.3-5})$$

式中: r ——冲刷坑半径 (m);

D ——桩径 (m);

φ ——土体内摩擦角 ($^{\circ}$)。

附录 G 设置剪力键的灌浆连接计算

G.1 单桩基础灌浆连接计算

G.1.1 无试验成果时,单桩基础灌浆连接(图 G.1.1)宜设置剪力键。剪力键宜设置于灌浆连接的中心区域,桩身剪力键与套管剪力键宜错开、均匀布置。设置剪力键时灌浆连接验算宜符合下列规定:

1 弯矩引起的灌浆料顶部和底部径向最大接触压应力 $p_{\text{nom,d}}$,宜按下列公式计算:

$$p_{\text{nom,d}} = \frac{3\pi M_d E L_g}{EL_g [R_p L_g^2 (\pi + 3\mu) + 3\pi \mu R_p^2 L_g] + 18\pi^2 k_{\text{eff}} R_p^3 \left(\frac{R_p^2}{t_p} + \frac{R_{\text{TP}}^2}{t_{\text{TP}}} \right)} \quad (\text{G.1.1-1})$$

$$L_g = L_{\text{gjc}} - 2t_g \quad (\text{G.1.1-2})$$

$$k_{\text{eff}} = \frac{2t_{\text{TP}} s_{\text{eff}}^2 n E \psi}{4 \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} t_g^2 \left\{ \left(\frac{R_p}{t_p} \right)^{3/2} + \left(\frac{R_{\text{TP}}}{t_{\text{TP}}} \right)^{3/2} \right\} t_{\text{TP}} + n s_{\text{eff}}^2 L_g} \quad (\text{G.1.1-3})$$

$$s_{\text{eff}} = s_{\text{jl}} - w_{\text{jl}} \quad (\text{G.1.1-4})$$

式中: $p_{\text{nom,d}}$ ——由弯矩引起的灌浆料顶部和底部径向最大接触压应力 (N/mm^2);

M_d ——弯矩 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), 极限承载力状况取弯矩设计值;

E ——钢材弹性模量, 可取 2.1×10^5 (MPa);

L_g ——灌浆段的有效长度 (mm);

μ ——摩擦系数, 取 0.7;

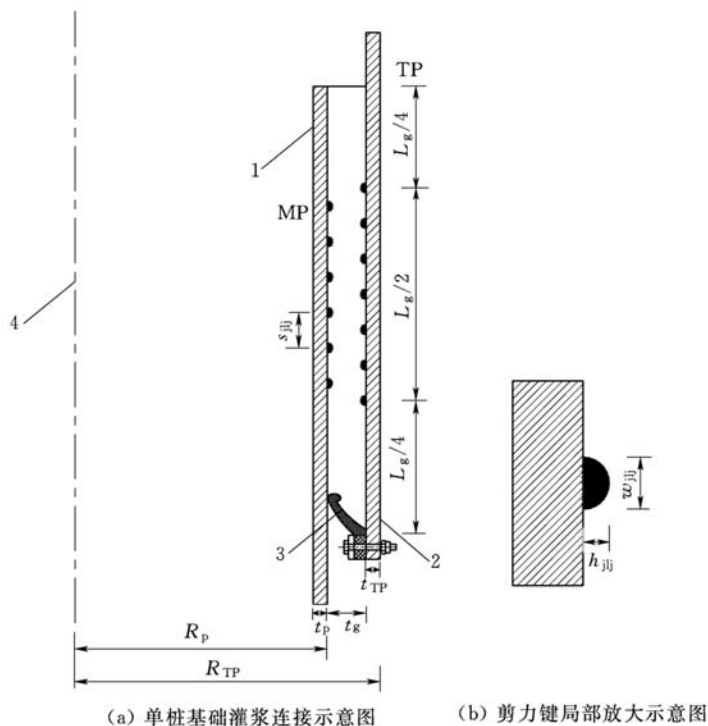


图 G.1.1 单桩基础灌浆连接

1—钢管桩 MP；2—套管 TP；3—灌浆密封装置；4—桩中心轴；
 R_p ——钢管桩外半径； t_p ——钢管桩壁厚； R_{TP} ——套管外半径； t_{TP} ——套管壁厚；
 t_g ——灌浆厚度； L_g ——灌浆段的有效灌浆长度； h_{jk} ——剪力键高度；
 w_{jk} ——剪力键宽度； s_{jk} ——相邻剪力键中心距

k_{eff} ——剪力键的有效弹性刚度 (MPa)，沿灌浆段圆周单位长度布置的 n 个剪力键的有效弹性刚度可按式 (G.1.1-3) 计算；

L_{gjc} ——灌浆段长度 (mm)；

t_g ——灌浆厚度 (mm)；

s_{eff} ——剪力键间的有效垂直距离 (mm);

n ——剪力键有效个数, 灌浆段每边剪力键实际数量为 $n+1$;

ψ ——设计系数, 计算剪力键上荷载作用时取 1.0; 计算径向最大接触压应力时取 0.5;

ν ——钢材泊松比, 可取 0.3。

由弯矩引起的灌浆料顶部和底部径向最大接触压应力计算值不宜大于 1.5MPa, 采用有限元分析且疲劳验算能够满足材料性能要求时, 可大于 1.5MPa。

2 灌浆材料的抗剪强度计算值应小于抗剪强度允许值, 设置剪力键时, 灌浆材料的抗剪强度计算值宜按下列公式计算:

$$f_{\text{bk}} = \left[\frac{800}{D_{\text{p}}} + 140 \left(\frac{h_{\text{ji}}}{s_{\text{ji}}} \right)^{0.8} \right] k_{\text{jxg}} f_{\text{ck}}^{0.6} f_{\text{ck}}^{0.3} \quad (\text{G. 1.1-5})$$

$$k_{\text{jxg}} = [(2R_{\text{p}}/t_{\text{p}}) + (2R_{\text{TP}}/t_{\text{TP}})]^{-1} + (E_{\text{g}}/E) [(2R_{\text{TP}} - 2t_{\text{TP}})/t_{\text{g}}]^{-1} \quad (\text{G. 1.1-6})$$

式中: f_{bk} ——灌浆材料的抗剪强度计算值 (MPa);

D_{p} ——钢管桩直径 (mm);

k_{jxg} ——灌浆段径向刚度参数;

f_{ck} ——灌浆材料 75mm 的立方体抗压强度标准值 (MPa);

E_{g} ——灌浆材料的弹性模量 (MPa)。

3 由弯矩和竖向力传递到剪力键上环向单位长度作用力, 宜按下列公式计算:

$$F_{\text{VShk,d}} = \frac{6p_{\text{nom,d}}k_{\text{eff}}R_{\text{p}}}{E} \left(\frac{R_{\text{p}}^2}{t_{\text{p}}} + \frac{R_{\text{TP}}^2}{t_{\text{TP}}} \right) + \frac{P_{\text{zz}}}{2\pi R_{\text{p}}} \quad (\text{G. 1.1-7})$$

$$F_{\text{V1Shk,d}} = \frac{F_{\text{VShk,d}}}{n} \quad (\text{G. 1.1-8})$$

式中: $F_{\text{VShk,d}}$ ——由弯矩和竖向力传递到剪力键上的环向单位长度作用力 (N/mm);

P_{zz} ——桩以上结构自重，包括灌浆段的全部重力 (N)；

$F_{V1Shk,d}$ ——由弯矩和竖向力传递到单个剪力键上的环向单位长度作用力 (N/mm)。

4 由弯矩和竖向力传递到单个剪力键上的环向单位长度作用力 $F_{V1Shk,d}$ 宜按下列公式验算：

$$F_{V1Shk,d} \leq F_{V1Shkcap,d} \quad (G. 1.1-9)$$

$$F_{V1Shkcap,d} = \frac{F_{V1Shkcap}}{\gamma_m} \quad (G. 1.1-10)$$

$$F_{V1Shkcap} = f_{bk} s_{jlj} \quad (G. 1.1-11)$$

式中： $F_{V1Shkcap,d}$ ——单个剪力键上环向单位长度承载力设计值 (N/mm)；

$F_{V1Shkcap}$ ——单个剪力键上环向单位长度承载力标准值 (N/mm)；

γ_m ——材料系数，取为 2.0。

G.1.2 无试验成果时，单桩基础灌浆连接段设计构造宜满足下列要求：

1 剪力键的几何参数宜满足下列公式要求：

$$h_{jlj} \geq 5\text{mm} \quad (G. 1.2-1)$$

$$1.5 \leq \frac{w_{jlj}}{h_{jlj}} \leq 3.0 \quad (G. 1.2-2)$$

$$\frac{h_{jlj}}{s_{jlj}} \leq 0.10 \quad (G. 1.2-3)$$

2 灌浆段有效长度与钢管桩直径的比值宜满足下式要求：

$$1.5 \leq \frac{L_g}{D_p} \leq 2.5 \quad (G. 1.2-4)$$

3 钢管桩外半径和壁厚的比值宜满足下式要求：

$$10 \leq \frac{R_p}{t_p} \leq 30 \quad (G. 1.2-5)$$

4 套管外半径和壁厚的比值宜满足下式要求：

$$9 \leq \frac{R_{TP}}{t_{TP}} \leq 70 \quad (\text{G. 1.2-6})$$

5 剪力键间的有效垂直距离宜满足下式要求：

$$s_{\text{ijl}} \geq \min(0.8\sqrt{R_p t_p}, 0.8\sqrt{R_{TP} t_{TP}}) \quad (\text{G. 1.2-7})$$

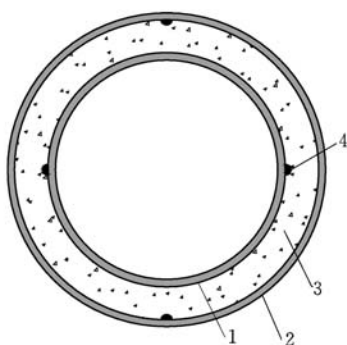


图 G. 1.3 竖向剪力键

1—钢管桩；2—套管；3—灌浆料；
4—竖向剪力键

G. 1.3 承受扭矩的灌浆段，宜布置竖向剪力键（图 G. 1.3），剪力键的个数及参数指标宜通过计算分析确定，并宜符合下列规定：

1 灌浆材料的抗剪强度计算值应小于抗剪强度允许值，扭矩作用下设置竖向剪力键的灌浆材料抗剪强度计算值可按下列式计算：

$$f_{\text{bk}} = \left[\frac{800}{D_p} + 140 \left(\frac{h_{\text{ijl}}}{s_{\text{ijls}}} \right)^{0.8} \right] k_{\text{jsg}}^{0.6} f_{\text{ck}}^{0.3} \quad (\text{G. 1.3-1})$$

式中： f_{bk} ——灌浆材料的抗剪强度计算值（MPa）；

s_{ijls} ——竖向剪力键之间的水平弧长（mm）。

2 单个竖向剪力键单位长度所受力 F_{H1Shk} 可按下列式计算：

$$F_{\text{H1Shk}} = \frac{M_T}{R_p L_s n} \quad (\text{G. 1.3-2})$$

式中： M_T ——施加于基础上的扭矩设计值（N·mm）；

R_p ——单桩基础的外半径（mm）；

L_s ——竖向剪力键的长度（mm）；

n ——布置于灌浆材料单侧竖向剪力键数目。

3 单个竖向剪力键单位长度所受力 F_{H1Shk} 可按下列公式计算：

$$F_{\text{H1Shk}} \leq F_{\text{H1Shkcap,d}} \quad (\text{G. 1.3-3})$$

$$F_{H1Shkcap,d} = \frac{F_{H1Shkcap}}{\gamma_m} \quad (G.1.3-4)$$

$$F_{H1Shkcap} = f_{bk} s_{ji} \quad (G.1.3-5)$$

式中： $F_{H1Shkcap,d}$ ——单个竖向剪力键单位长度承载力设计值 (N/mm)；

$F_{H1Shkcap}$ ——单个竖向剪力键单位长度承载力标准值 (N/mm)；

γ_m ——材料系数，取 2.0。

G.2 钢管桩置于导管架套管内侧的灌浆连接计算

G.2.1 无试验成果时，钢管桩置于导管架套管内侧的灌浆连接 (图 G.2.1) 宜设置剪力键，灌浆连接验算宜符合下列规定：

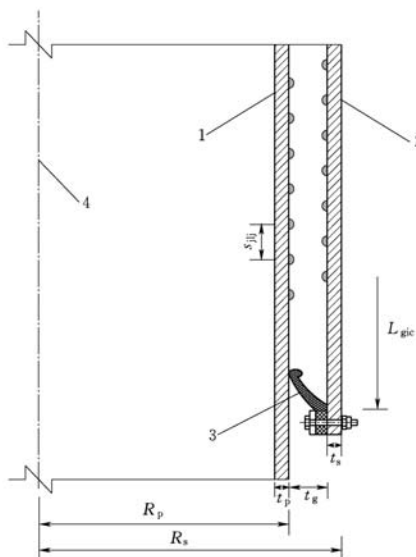


图 G.2.1 钢管桩置于导管架套管内侧的灌浆连接

1—钢管桩 MP；2—导管架套管 TP；3—灌浆密封装置；4—桩中心轴；
 R_p ——钢管桩外半径； t_p ——钢管桩壁厚； R_s ——导管架套管外半径； t_s ——导管架
 套管壁厚； t_g ——灌浆厚度； L_{gic} ——灌浆段的灌浆长度； s_{ji} ——相邻剪力键中心距

1 灌浆材料的抗剪强度计算值应小于抗剪强度允许值,设置剪力键时,灌浆材料的抗剪强度计算值宜按下列公式计算:

$$f_{bk} = \left[\frac{800}{D_p} + 140 \left(\frac{h_{jl}}{s_{jl}} \right)^{0.8} \right] k_{jxg} f_{ck}^{0.6} f_{ck}^{0.3} \quad (G. 2.1-1)$$

$$k_{jxg} = [(2R_p/t_p) + (2R_s/t_s)]^{-1} + (E_g/E) [(2R_s - 2t_s)/t_g]^{-1} \quad (G. 2.1-2)$$

式中: f_{bk} ——灌浆材料的抗剪强度计算值 (MPa);

D_p ——钢管桩直径 (mm);

k_{jxg} ——灌浆段径向刚度参数。

2 单个剪力键环向单位长度所受荷载 F_{V1Shk} 宜按下式计算:

$$F_{V1Shk} = \frac{P_{a,d}}{2\pi R_p n} \quad (G. 2.1-3)$$

式中: $P_{a,d}$ ——作用于灌浆段的轴向荷载,采用极端状况荷载设计值 (N);

n ——灌浆段单侧有效剪力键个数。

3 单个剪力键环向单位长度所受荷载 F_{V1Shk} 宜按下列公式计算:

$$F_{V1Shk} \leq F_{V1Shkcap,d} \quad (G. 2.1-4)$$

$$F_{V1Shkcap,d} = \frac{F_{V1Shkcap}}{\gamma_m} \quad (G. 2.1-5)$$

$$F_{V1Shkcap} = f_{bk} s_{jl} \quad (G. 2.1-6)$$

式中: $F_{V1Shkcap,d}$ ——单个剪力键上环向单位长度承载力设计值 (N/mm);

$F_{V1Shkcap}$ ——单个剪力键上环向单位长度承载力标准值 (N/mm);

γ_m ——材料系数,取为 2.0。

G. 2.2 无试验成果时,钢管桩置于导管架套管内侧的灌浆连接设计构造宜满足下列要求:

1 剪力键的几何参数宜满足式 (G. 1.2-1)~式 (G. 1.2-3)

及下式要求：

$$h_{\text{jj}}/D_{\text{p}} \leq 0.012 \quad (\text{G. 2. 2-1})$$

2 灌浆段有效长度与钢管桩直径的比值宜满足下式要求，当灌浆段有效长度与钢管桩直径的比值在 1~2.5 时可按本规范第 G. 1. 2 条的规定执行：

$$1 \leq \frac{L_{\text{g}}}{D_{\text{p}}} \leq 10 \quad (\text{G. 2. 2-2})$$

3 灌浆段灌浆料外径与灌浆厚度比宜满足下式要求：

$$10 \leq \frac{D_{\text{g}}}{t_{\text{g}}} \leq 45 \quad (\text{G. 2. 2-3})$$

式中： D_{g} ——灌浆段灌浆料外径（mm）；

t_{g} ——灌浆厚度（mm）。

4 钢管桩外半径和壁厚的比值宜满足下式要求：

$$10 \leq \frac{R_{\text{p}}}{t_{\text{p}}} \leq 30 \quad (\text{G. 2. 2-4})$$

5 导管架套管外半径和壁厚的比值宜满足下式要求：

$$15 \leq \frac{R_{\text{s}}}{t_{\text{s}}} \leq 70 \quad (\text{G. 2. 2-5})$$

6 剪力键间的有效垂直距离宜满足下式要求：

$$s_{\text{jj}} \geq \min(0.8\sqrt{R_{\text{p}}t_{\text{p}}}, 0.8\sqrt{R_{\text{s}}t_{\text{s}}}) \quad (\text{G. 2. 2-6})$$

G. 2. 3 弯矩和水平剪力引起的灌浆料径向最大接触压应力 $p_{\text{nom,d}}$ 可按下列公式计算：

$$p_{\text{nom,d}} = \frac{l_{\text{e}}^2 k_{\text{rD}}}{8EI_{\text{p}}R_{\text{p}}}(M_0 + Q_0 l_{\text{e}}) \quad (\text{G. 2. 3-1})$$

$$l_{\text{e}} = \sqrt[4]{\frac{4EI_{\text{p}}}{k_{\text{rD}}}} \quad (\text{G. 2. 3-2})$$

$$k_{\text{rD}} = \frac{4ER_{\text{p}}}{\frac{R_{\text{p}}^2}{t_{\text{p}}} + \frac{R_{\text{s}}^2}{t_{\text{s}}} + t_{\text{g}}m_{\text{bz}}} \quad (\text{G. 2. 3-3})$$

式中： $p_{\text{nom},d}$ ——弯矩和水平剪力引起的灌浆料径向最大接触压应力（N/mm²）；

l_e ——钢管桩的弹性长度（mm）；

I_p ——钢管桩截面惯性矩（mm⁴）；

k_{rD} ——灌浆段弹性刚度（MPa）；

m_{bz} ——钢材与灌浆材料弹性模量比值，无实验成果时，可取 18。

弯矩和水平剪力引起的灌浆料径向最大接触压应力计算值不宜大于 1.5MPa，采用有限元分析且疲劳验算能够满足材料性能要求时，可大于 1.5MPa。

G.3 钢管桩置于导管架套管外侧的灌浆连接计算

G.3.1 无试验成果时，钢管桩置于导管架套管外侧的灌浆连接（图 G.3.1）宜设置剪力键，灌浆连接验算应符合下列规定：

1 灌浆材料的抗剪强度计算值应小于抗剪强度允许值，设置剪力键时，灌浆材料的抗剪强度计算值宜按下列公式计算：

$$f_{bk} = \left[\frac{800}{D_{JL}} + 140 \left(\frac{h_{jl}}{s_{jl}} \right)^{0.8} \right] k_{jxg} f_{ck}^{0.3} \quad (\text{G.3.1-1})$$

$$k_{jxg} = [(2R_{JL}/t_{JL}) + (2R_p/t_p)]^{-1} + (E_g/E)[(2R_p - 2t_p)/t_g]^{-1} \quad (\text{G.3.1-2})$$

式中： f_{bk} ——灌浆材料的抗剪强度计算值（MPa）；

D_{JL} ——导管架套管直径（mm）；

k_{jxg} ——灌浆段弹性刚度径向刚度参数。

2 单个剪力键环向单位长度所受荷载 F_{V1Shk} 宜按下式计算：

$$F_{V1Shk} = \frac{P_{a,d}}{2\pi R_{JL} n} \quad (\text{G.3.1-3})$$

式中： $P_{a,d}$ ——作用于灌浆段的轴向荷载，采用极端状况荷载设计值（N）；

n ——灌浆段单侧有效剪力键个数。

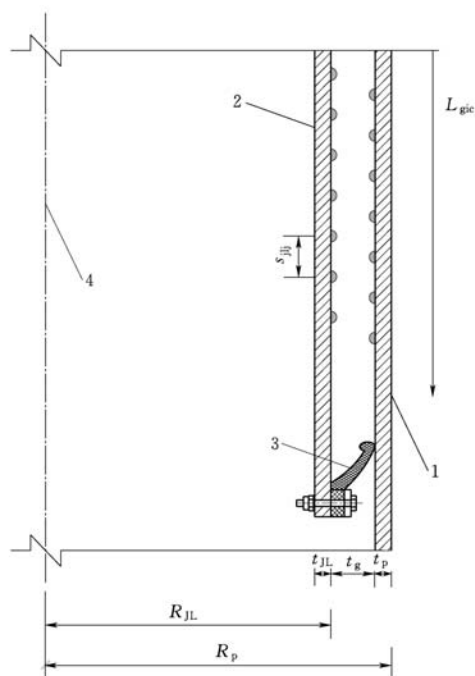


图 G.3.1 钢管桩置于导管架套管外侧的灌浆连接

1—钢管桩；2—导管架内套管；3—灌浆密封装置；4—桩中心轴；

R_p ——钢管桩外半径； t_p ——钢管桩壁厚； R_{JL} ——导管架套管外半径； t_{JL} ——导管架套管壁厚； t_g ——灌浆厚度； L_{gjc} ——灌浆段的灌浆长度； s_{jlj} ——相邻剪力键中心距

3 单个剪力键环向单位长度所受荷载 F_{V1Shk} 宜按下列公式计算：

$$F_{V1Shk} \leq F_{V1Shkcap,d} \quad (G.3.1-4)$$

$$F_{V1Shkcap,d} = \frac{F_{V1Shkcap}}{\gamma_m} \quad (G.3.1-5)$$

$$F_{V1Shkcap} = f_{bk} s_{jlj} \quad (G.3.1-6)$$

式中： $F_{V1Shkcap,d}$ ——单个剪力键上环向单位长度承载力设计值 (N/mm)；

$F_{V1Shkcap}$ ——单个剪力键上环向单位长度承载力标准值
(N/mm);

γ_m ——材料系数, 取为 2.0。

G.3.2 无试验成果时, 钢管桩置于导管架套管外侧的灌浆连接设计构造宜满足下列要求:

1 剪力键的几何参数宜满足式 (G.1.2-1) ~ 式 (G.1.2-3) 及下式要求:

$$h_{j\bar{j}}/D_{JL} \leq 0.012 \quad (G.3.2-1)$$

2 灌浆段有效长度与钢管桩直径的比值宜满足下式要求, 当灌浆段有效长度与钢管桩直径的比值在 1~2.5 时, 可按本规范第 G.1.2 条的规定执行:

$$1 \leq \frac{L_g}{D_{JL}} \leq 10 \quad (G.3.2-2)$$

3 灌浆段灌浆料外径与灌浆厚度比宜满足下式要求:

$$10 \leq \frac{D_g}{t_g} \leq 45 \quad (G.3.2-3)$$

式中: D_g ——灌浆段灌浆料外径 (mm);

t_g ——灌浆厚度 (mm)。

4 导管架套管外半径和壁厚的比值宜满足下式要求:

$$10 \leq \frac{R_{JL}}{t_{JL}} \leq 30 \quad (G.3.2-4)$$

5 钢管桩外半径和壁厚的比值宜满足下式要求:

$$15 \leq \frac{R_p}{t_p} \leq 70 \quad (G.3.2-5)$$

6 剪力键间的有效垂直距离宜满足下式要求:

$$s_{j\bar{j}} \geq \min(0.8\sqrt{R_{JL}t_{JL}}, 0.8\sqrt{R_pt_p}) \quad (G.3.2-6)$$

G.3.3 设计弯矩和水平剪力引起的灌浆料径向最大接触压应力 $p_{nom,d}$, 可按下列公式计算:

$$p_{nom,d} = \frac{l_e^2 k_{rD}}{8EI_{JL}R_{JL}}(M_0 + Q_0 l_e) \quad (G.3.3-1)$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI_{JL}}{k_{rD}}} \quad (\text{G. 3. 3-2})$$

$$k_{rD} = \frac{4ER_{JL}}{\frac{R_{JL}^2}{t_{JL}} + \frac{R_s^2}{t_p} + t_g m_{bz}} \quad (\text{G. 3. 3-3})$$

式中： $p_{\text{nom},d}$ ——设计弯矩和水平剪力引起的灌浆料径向最大接触压应力（N/mm²）；

l_e ——导管架套管的弹性长度（mm）；

I_{JL} ——导管架套管截面的惯性矩（mm⁴）；

k_{rD} ——灌浆段弹性刚度（MPa）；

m_{bz} ——钢材与灌浆材料弹性模量比值，灌浆材料的弹性模量不详时，可取 18。

设计弯矩和水平剪力引起的灌浆料径向最大接触压应力计算值不宜大于 1.5MPa，采用有限元分析且疲劳验算能够满足材料性能要求时，可大于 1.5MPa。

G. 4 设置剪力键的单桩基础和导管架基础灌浆连接疲劳计算

G. 4. 1 无试验成果时，剪力键抗疲劳设置宜满足下列要求：

1 单桩基础剪力键间的竖向距离宜满足下式要求：

$$s_{ji} \geq \min(0.4\sqrt{R_p t_p}, 0.4\sqrt{R_{TP} t_{TP}}) \quad (\text{G. 4. 1-1})$$

2 钢管桩置于导管架套管内侧的灌浆连接剪力键间的竖向距离宜满足下式要求：

$$s_{ji} \geq \min(0.4\sqrt{R_p t_p}, 0.4\sqrt{R_s t_s}) \quad (\text{G. 4. 1-2})$$

3 钢管桩置于导管架套管外侧的灌浆连接剪力键间的竖向距离宜满足下式要求：

$$s_{ji} \geq \min(0.4\sqrt{R_p t_p}, 0.4\sqrt{R_{JL} t_{JL}}) \quad (\text{G. 4. 1-3})$$

G. 4. 2 疲劳计算失效时应力循环次数 N 与应力水平 y 之间的关系宜满足下列公式：

$$\lg N = 5.400 - 8y \quad (y \geq 0.30) \quad (\text{G. 4.2-1})$$

$$\lg N = 7.286 - 14.286y \quad (0.16 < y < 0.30) \quad (\text{G. 4.2-2})$$

$$\lg N = 13.000 - 50y \quad (y \leq 0.16) \quad (\text{G. 4.2-3})$$

G. 4.3 每个循环荷载对应的应力水平 y 可按下式计算：

$$y = \frac{F_{\text{V1Shk}} \gamma_m}{F_{\text{V1Shkcap}}} \quad (\text{G. 4.3-1})$$

式中： γ_m ——材料系数，疲劳状况时取 1.5。

G. 4.4 疲劳状况时宜计入安装偏差的影响，单桩基础剪力键环向单位长度作用力可按下列公式计算：

$$F_{\text{VShk,mod}} = \frac{6p_{\text{nom}} k_{\text{eff,mod}} R_p}{E L_g} \left(\frac{R_p^2}{t_p} + \frac{R_{\text{TP}}^2}{t_{\text{TP}}} \right) \quad (\text{G. 4.4-1})$$

$$k_{\text{eff,mod}} = \frac{2t_{\text{TP}} s_{\text{eff}}^2 n E \psi}{4 \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} t_{\text{gmin}}^2 \left[\left(\frac{R_p}{t_p} \right)^{3/2} + \left(\frac{R_{\text{TP}}}{t_{\text{TP}}} \right)^{3/2} \right] t_{\text{TP}} + n s_{\text{eff}}^2 L_g} \quad (\text{G. 4.4-2})$$

$$t_{\text{g,min}} = t_g - \Delta t_g \quad (\text{G. 4.4-3})$$

$$\Delta t_g = \frac{L_{\text{gjc}}}{2} \tan \varphi_{\text{az}} \quad (\text{G. 4.4-4})$$

$$F_{\text{V1Shk,mod}} = \frac{F_{\text{VShk,mod}}}{n} \quad (\text{G. 4.4-5})$$

式中： $F_{\text{VShk,mod}}$ ——疲劳状况剪力键环向单位长度作用力（N/mm）；

$k_{\text{eff,mod}}$ ——作用于 n 个剪力键上修正的有效弹簧刚度（MPa）；

$t_{\text{g,min}}$ ——灌浆厚度（mm），取灌浆段最小厚度值；

Δt_g ——剪力键区域灌浆厚度的最大偏差（mm），钢管桩和套管的安装偏差将导致灌浆厚度沿着

灌浆连接的圆周变化，当单桩桩顶套管和钢管桩之间有导向时，可按式（G.4.4-4）计算；

φ_{az} ——相对于钢管桩中心垂线的安装偏差角（°）；

$F_{V1Shk, mod}$ ——疲劳状况时单个剪力键环向单位长度作用力（N/mm）。

附录 H 冰磨蚀区范围与冰力的计算方法

H.0.1 冰磨蚀区的上、下边界可按下列公式确定：

$$H_{xx} = WHAT + 0.1H + \Delta \quad (\text{H.0.1-1})$$

$$H_{yy} = WLAT - 0.9H - \Delta \quad (\text{H.0.1-2})$$

式中： H_{xx} ——冰磨蚀区上边界标高（m）；

H_{yy} ——冰磨蚀区下边界标高（m）；

$WHAT$ ——冬季最高潮位（m）；

$WLAT$ ——冬季最低潮位（m）；

H ——冰厚（m）；

Δ ——施工和测量误差安全裕量，可取 0.5m。

H.0.2 作用于孤立桩或柱上的挤压冰力宜按下列方法计算：

1 作用于与水平面交角大于 75° 的直径 2.5m 以下的孤立桩或柱上的水平力 F 宜按下式计算：

$$F = m I f_c \sigma_c D h \quad (\text{H.0.2-1})$$

式中： m ——形状系数，圆形截面取 0.9；方形截面，冰正向作用时取 1.0，冰斜向作用时取 0.7；

I ——嵌入系数；

f_c ——接触系数；

σ_c ——冰无侧限压缩强度（MPa）；

D ——冰挤压结构的宽度（m）；

h ——冰厚（m）。

2 对圆形截面的柱，嵌入系数 I 和接触系数 f_c 的乘积宜由下式确定：

$$I f_c = 3.57 h^{0.1} / D^{0.5} \quad (\text{H.0.2-2})$$

H.0.3 作用于导管架结构上的挤压冰力的计算应按下列规定执行：

1 无堵塞且未设置锥体构造的导管架的总冰力应为导管架各腿柱的冰力之和，单腿柱冰力可按本规范附录第 H.0.2 条的规定计算。四腿导管架结构计算总冰力时，宜根据冰力作用方向计入不同的四腿导管架腿柱冰力系数。

2 导管架出现部分堵塞情况时，导管架上的总冰力应为堵塞区冰力与导管架所有支腿上的冰力之和，堵塞区 If_c 可取 0.4；形状系数 m 在冰斜向作用时可取 0.9，正向作用时可取 1.0。

3 风电机组导管架基础设计应避免出现并排基础全部堵塞情况。

H.0.4 重力式基础结构、沉箱式基础结构上的挤压冰力可按式 (H.0.2-1) 计算，但式中 If_c 在 0.25~0.40 之间时，可根据结构尺寸按表 H.0.4 取推荐值。

表 H.0.4 If_c 的推荐值

基础结构迎冰面尺寸 (m)	If_c 取值
<2.5	按式 (H.0.2-2) 计算
2.5~10.0	0.40
10.0~100.0	0.40~0.25

H.0.5 作用于基础结构上弯曲冰力的计算可按下列规定执行：

1 作用于斜面结构上的冰力可按下列公式计算：

$$F_h = K_n h^2 \sigma_f \tan \alpha \quad (\text{H.0.5-1})$$

$$F_v = K_n h^2 \sigma_f \quad (\text{H.0.5-2})$$

$$K_n = 0.1B \quad (\text{H.0.5-3})$$

式中： F_h ——水平冰力 (kN)；

F_v ——垂直冰力 (kN)；

K_n ——系数；

B ——结构斜面宽度 (m)；

h ——冰厚 (m)；

σ_f ——冰弯曲强度 (MPa);

α ——斜面与水平面交角 ($^\circ$), 应小于 75° 。

2 作用于正锥体上的弯曲冰力可按下列公式计算:

$$R_{H1} = [A_1 \sigma_f h^2 + A_2 \gamma_w h b^2 + A_3 \gamma_w h_R (b^2 - b_T^2)] A_4 \quad (\text{H. 0.5-4})$$

$$R_{V1} = B_1 R_{H1} + B_2 \gamma_w h_R (b^2 - b_T^2) \quad (\text{H. 0.5-5})$$

式中: R_{H1} 、 R_{V1} ——正锥体上的水平冰力和竖向冰力标准值 (kN);

A_1 、 A_2 、 A_3 、 A_4 、 B_1 、 B_2 ——无量纲系数, 宜根据实验确定;

σ_f ——冰弯曲强度标准值 (kPa);

h ——单层平整冰计算冰厚 (m);

γ_w ——海水重度 (kN/m³);

b ——水线面外锥体的直径 (m);

h_R ——碎冰的上爬高度 (m);

b_T ——锥体顶部的直径 (m)。

3 作用于倒锥体上的冰力按下列公式计算:

$$R_{H2} = \left[A_1 \sigma_f h^2 + \frac{1}{9} A_2 \gamma_w h b^2 + \frac{1}{9} A_3 \gamma_w h_R (b^2 - b_T^2) \right] A_4 \quad (\text{H. 0.5-6})$$

$$R_{V2} = B_1 R_{H2} + \frac{1}{9} B_2 \gamma_w h_R (b^2 - b_T^2) \quad (\text{H. 0.5-7})$$

式中: R_{H2} 、 R_{V2} ——倒锥体上的水平冰力和竖向冰力标准值 (kN)。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

- 1) 表示很严格，非这样做不可的：
正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。
- 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：
正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。
- 3) 表示允许稍有选择，在条件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”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《碳素结构钢》GB/T 700
- 《船舶及海洋工程用结构钢》GB/T 712
- 《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228
- 《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229
- 《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230
- 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231
- 《钢筋混凝土用钢 第2部分：热轧带肋钢筋》GB/T 1499.2
- 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632
- 《固定式钢梯及平台安全要求 第1部分：钢直梯》GB 4053.1
- 《固定式钢梯及平台安全要求 第2部分：钢斜梯》GB 4053.2
- 《固定式钢梯及平台安全要求 第3部分：工业防护栏杆及钢平台》GB 4053.3
- 《预应力混凝土用钢棒》GB/T 5223.3
- 《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224
- 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
- 《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065
- 《海上风力发电机组 设计要求》GB/T 31517
- 《钢筋混凝土用余热处理钢筋》GB 13014
- 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 《海上风电场钢结构防腐蚀技术标准》NB/T 31006
- 《港口工程荷载规范》JTS 144-1

- 《港口与航道水文规范》JTS 145
- 《水运工程抗震设计规范》JTS 146
- 《水运工程混凝土结构设计规范》JTS 151
- 《水运工程结构耐久性设计标准》JTS 153
- 《海港工程钢筋混凝土结构电化学防腐技术规程》JTS 153-2
- 《码头结构设计规范》JTS 167
- 《水运工程混凝土质量控制标准》JTS 202-2
- 《码头结构施工规范》JTS 215
- 《水运工程地基基础试验检测技术规程》JTS 237
- 《海港工程高性能混凝土质量控制标准》JTS 257-2
- 《海港工程混凝土结构防腐技术规程》JTJ 275
- 《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009
- 《寒冷条件下结构和海管规划、设计和建造的推荐作法》SY/T 10031
- 《海上钢结构疲劳强度分析推荐作法》SY/T 10049
- 《橡胶护舷》HG/T 2866

中华人民共和国能源行业标准

海上风电场工程
风电机组基础设计规范

NB/T 10105—2018

条文说明

制 定 说 明

《海上风电场工程风电机组基础设计规范》NB/T 10105—2018，经国家能源局 2018 年 12 月 25 日以第 16 号公告批准发布。

本规范制定过程中，编制组在广泛调查、深入研究的基础上，调研了近年来海上风电工程、海洋港口工程、跨海大桥工程、海上石油工程的实践经验，吸收了近年来国内外在海上风电机组基础设计与施工技术方面所取得的科技成果，并向有关设计和科研单位征求了意见。

为便于广大设计、施工、科研和学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《海上风电场工程风电机组基础设计规范》编制组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

目 次

1	总则	151
3	基本规定	152
3.1	设计要求	152
3.2	设计安全标准	153
3.3	设计原则	154
4	材料	156
4.1	结构用钢材	156
4.2	钢筋	156
4.3	混凝土	156
4.4	灌浆材料	156
5	荷载	158
5.1	一般规定	158
5.2	风电机组荷载	158
5.3	风荷载	159
5.4	波浪荷载	159
5.5	海流荷载	160
5.8	海冰	160
5.9	海生物	160
5.10	地震荷载	161
6	荷载分类及荷载组合	162
6.2	荷载效应组合	162
7	总体分析	163
7.1	一般规定	163
7.4	疲劳分析	163
8	桩基础	164
8.1	一般规定	164
8.2	桩基础轴向承载力	164

8.3	桩基础竖向变形计算	166
8.4	桩基础水平承载力及变形计算	167
8.5	桩体结构设计	167
8.6	桩基础防冲刷设计	168
9	钢结构	169
9.1	一般规定	169
9.2	构件的强度和稳定性校核	169
9.3	管节点设计	171
9.4	构造要求	173
10	混凝土承台结构	174
10.1	一般规定	174
10.2	承载能力极限状态计算	174
10.3	正常使用极限状态计算	175
10.5	构造要求	175
11	重力式基础	176
11.1	一般规定	176
11.2	地基稳定性验算	176
11.4	基础变形计算	177
11.5	浮运稳定性验算	177
12	连接设计	179
12.1	一般规定	179
12.4	灌浆连接设计	179
13	抗冰设计	180
13.2	海冰荷载作用分析	180
13.3	抗冰结构设计	181
16	监测设计	182
附录 H	冰磨蚀区范围与冰力的计算方法	183

1 总 则

1.0.2 随着我国海上风电场工程开发建设的逐步推进，已经积累了一定的工程建设经验，在此基础之上，规范编制组开展海上风电场工程建设的技术规范的制定。本规范规定了海上风电机组基础结构设计的基本要求和方法，工程竣工验收和已建工程的改造（扩建）、安全定检与评估，应按本规范执行。

3 基本规定

3.1 设计要求

3.1.1 本条明确规定了风电场工程风电机组基础设计所需具备的最基础性资料，海上风电场工程风电机组基础安全、经济的工程结构设计是需要以翔实的环境条件、地质条件调查为基础的。开展风电场工程建设工作，应高度重视对现场风能资源、地形地质、海洋水文条件和环境条件详细调查工作。由于国内外尤其是国内风电场工程刚刚起步，积累经验有限，同时由于地域环境差异，国内风电场工程荷载水平、地质条件、施工装备与技术水平与国外有显著差异，不可生硬照搬国外经验开展风电场工程设计与建设工作，尤其应重视台风高发区、地基条件复杂区域风电场工程现场环境条件调查工作，相应调查分析工作应满足地质、海洋水文等专业规范要求。

3.1.3 风电机组基础设计使用年限应与风电机组设计使用年限相匹配，目前国内风电机组根据其所处海域气象、风资源、海洋环境条件的不同，使用年限存在 20 年和 25 年两类，与风电场工程风能资源条件、环境条件和设备供货商对产品寿命开发目标相关，因此风电机组基础设计使用年限应与其设计使用年限相匹配，并对该设计使用年限条件下的材料选择、加工制作、施工建造提出相应的要求，同时还需要考虑施工期的影响。

3.1.4 《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009 中有对工作应力设计法（WSD）和荷载抗力系数设计法（LRFD）的详细注释，引用美国石油协会（API）对推荐作法（RP2A）的审查结论：现行的工作应力设计法不能保证结构的部件具有一致的可靠性。因此本规范采用

荷载抗力系数设计法。荷载抗力系数设计法采用多安全系数格式，对荷载和抗力都乘以相应的荷载系数或抗力系数，而这些荷载系数和抗力系数是与其相应的不确定性相匹配的，从而可减少预计应用范围内可靠性的差异。

SY/T 10009 规范推荐采用的 LRFD 法与国内水运工程、建筑、钢结构设计规范体系所采用的荷载抗力系数设计法基本原则是基本一致的。风电机组基础结构的环境条件复杂，采用荷载系数和抗力系数来引入各种荷载和抗力的随机性，设计结果更为合理。同时，IEC、DNV-GL 规范采用荷载抗力系数法为本规范的编制提供了良好的借鉴。

3.1.5 根据已有工程经验，地震设防烈度为 8 度以上时，正常运行状况叠加地震作用后，上部结构传至基础顶部的内力存在超过极端荷载状况的可能，故应对地震状况进行专门研究。

3.2 设计安全标准

3.2.1 鉴于风电场工程风电机组地基受力环境和海床工程地质条件的复杂性，风电机组单机容量较大、轮毂高度较高，基础投资较高，产生的社会环境影响后果严重，风电场工程风电机组基础等级应按一级设计。

3.2.2 风电场工程建（构）筑物与大型建筑工程、水电工程等由于地震失事后果具有显著差异，风电机组在高强度地震情况下倒塌一般不会造成重大人身伤亡事故，故不宜按大型建筑工程、水电工程等进行罕遇地震校核，提高抗震设防烈度。如无特殊情况，一般条件下宜按风电场工程所在区域基本地震烈度设防。

3.2.3 关于风电场工程风电机组基础水平变形补充了包括施工误差在内的要求。对软土地基条件下风电机组基础，要求计入水平向循环累积变形，这与陆上刚性风电机组基础要求不同。

在单桩基础、重力式基础、高桩承台基础、钢架基础、导管架基础等众多风电机组基础型式，单桩基础柔性较强，变形和

累积变形最难控制，本标准给出了单桩基础变形控制标准。其余基础型式变形一般较少对结构设计起控制性作用，当其他基础顶变形为约束条件时，其允许变形量一般不应超过单桩基础泥面处要求。

3.2.4 系统自振频率控制应与风电机组设计方进行交互复核，直至风电机组厂家与设计方确认一致，可以避开系统共振频率区间为止。

一般而言，合理的系统允许频率范围应该是满足结构安全前提下支撑结构最具有工程经济性，并不对风电场工程发电量造成损失。风电场工程地质条件、水深条件、支撑结构型式及刚度是影响系统自振频率的主要因素，基础方案一旦定型，则应重视塔筒高度、刚度对系统固有频率的影响，不宜过高也不宜过低，不宜过刚或过柔。

如通过上述手段，系统低阶固有频率仍高于规定的系统允许频率范围上限，风电机组控制策略调整此时需要纳入，并权衡对发电量影响的代价。

3.2.5 对大型航道周边风电场工程，往往通过利用国家水上交通法规与工程技术相结合手段，对过往船舶通航进行合理引导，在工程经济性可承受范围内设置合理的防撞结构体系。风电场工程防撞、靠泊设计需要结合已建风电场工程运维积累的工程经验进行，并与后续风电场工程运维船舶、运维方式相匹配。

3.2.6 风电机组基础平台指设置于风电机组基础外侧、供人员检修进入塔筒门内的支撑平台，该平台设计可根据建设单位要求设置小型吊机支座，方便运维。

3.3 设计原则

3.3.1 本条规定了风电机组基础结构方案选择的基本原则，风电机组基础结构型式初步选择原则可参照表 3-1 执行。

表 3-1 风电机组基础结构型式选择建议表

水深 (m)	基础结构类型		适用条件
0~20	重力式基础/ 筒型基础	基座式重力式 基础/沉箱式重 力式基础	适用于地基要求为岩石或坚硬土层，地基 承载力高，海床相对较平缓，冲刷不严重 区域
		筒型基础/ 吸力式基础	适用于砂性土或软黏土层，地基具有较好 承载能力，海床较为稳定的区域
0~30	大直径单桩基础		适用于海床（岩）土层具有较高水平向承 载能力，海床冲刷不严重区域
0~30	多脚架基础		适用于地质条件一般区域，水深较深条件 下优势较为明显
20~50	导管架式基础		
0~30	高桩承台基础		适用于地质条件一般，水深适中区域

4 材 料

4.1 结 构 用 钢 材

4.1.2 在钢材选用上，石油系统较多采用船舶与海洋结构工程用钢，材料均匀性和耐候性较好；港口工程和陆上钢结构工程较多采用低合金高强度结构钢，对附属构件大多采用碳素钢。综合海上风电机组基础结构受力特点和钢材化学成分、力学性能、加工性能，多脚架结构、导管架结构国内外一般采用船舶与海洋结构工程用钢，钢管桩可采用船舶与海洋结构工程用钢，也可采用低合金高强度结构钢。

4.2 钢 筋

4.2.2 根据住建部对推广高强度钢筋使用要求，风电场工程钢筋推荐采用 HRB400 级别以上钢筋，以减少钢筋使用量，提高工程经济性。

4.3 混 凝 土

4.3.2 本规范中风电机组基础混凝土结构，指的是承担主要荷载或传力的混凝土结构，位于浪贱区时应采用海工高性能混凝土，水位变动区和大气区宜采用海工高性能混凝土。非承担主要荷载或传力作用的混凝土结构，如桩芯混凝土，可不作此要求。

4.4 灌 浆 材 料

4.4.1 本规范对风电机组基础灌浆材料所应具备的基本性能和相应检测方法进行了规定，鉴于不同连接方式对灌浆材料力学性

能要求差异较大，同时供货可选择范围远不如混凝土材料广泛，标准制定时未规定其所应具备的灌浆材料力学指标，建议灌浆材料力学性能指标确定由工程师通过结构计算分析并综合施工工艺、施工环境影响后提出。

5 荷 载

5.1 一 般 规 定

5.1.1 进行风电机组基础设计中除常规的环境荷载外，同时需要兼顾制造加工、运输安装及运行过程中所受到的可能对基础结构使用寿命造成影响的其他荷载。

5.1.3 环境荷载特征参数计算参考现行行业标准《港口与航道水文规范》JTS 145 的有关规定；实测资料的搜集参考现行国家标准《海洋调查规范》GB/T 12763. X 系列规范。

风电机组基础结构型式多种多样，规范公式不能涵盖所有结构型式，必要时应通过数值模拟计算或物理模型试验确定。目前根据国内外海上构筑物设计发展趋势，波流力等对构筑物的作用数学模型已得到越来越多的应用和认可，数学模型、计算方法多种多样，其应用的软件有自行开发的，也有购买的商业软件；目前物理模型试验在国内外高校研究中应用较多，可以进一步佐证数值模型计算成果。

5.2 风 电 机 组 荷 载

5.2.1 《海上风力发电机组 设计要求》GB/T 31517 规定了风电机组必须完成 8 类环境状况下荷载计算，并提供相应的极限荷载标准值、设计值或提供塔筒顶、塔筒底不少于 600s 包含所有可能出现的荷载状况的荷载时间历程曲线及风电机组计算边界条件。在进行风电机组基础各组合状况计算时，必须与风电机组整个寿命期内所可能遇到的荷载环境条件相匹配，并包含偏航、涡激振动、气动阻尼、结构阻尼等相关因素影响。疲劳荷载可根据不同设计阶段，提供疲劳荷载谱、荷载时间历程曲线。

5.2.2 一般情况下,风电场工程的抗震设防烈度应采用根据《中国地震动参数区划图》GB 18306—2015 确定的地震基本烈度。地震状况计算时,风电机组荷载采用计入地震影响状况的风电机组稳定运行状态荷载。

5.3 风 荷 载

5.3.1 风荷载的计算参照《浅海钢质固定平台结构设计与建造技术规范》SYT 4094 执行,其适用范围仅限于水面至基础平台区间段内结构。

5.4 波 浪 荷 载

5.4.3 关于波浪理论的选择:

(1) 对小直径构件至今仍主要采用 1950 年由美国加利福尼亚州伯克利大学的莫里森、O'Brien 及 Johnson 所提出的方法,目前通称为莫里森方程。这是一个半经验半理论方法,它认为当构件直径 D 与波长相比很小—— $D/L \leq 0.15$ 时,波浪场将基本上不受桩柱存在的影响而传播。这时其所受波浪力可视为由两部分力组成,一部分是由未扰动的波浪速度场所产生的波浪力,另一部分是由波浪加速度场所产生的加速度力。

(2) 对大直径构件通常采用 1954 年由美国陆军工程兵团的 MacCamy 和 Fuchs 所提出的绕射理论。它假定水体是无黏性的,波浪作有势运动,并取线性化后的自由水面边界条件,因而其适用条件为:首先是符合线性化条件,一般认为当 $D/L > 0.25$ 时,线性化误差不大;其次是流体绕过柱体不发生分离现象,为此要求 $H/D \leq 1.0$,即波高与柱径之比较小,此时可采用无黏性的假定。

5.4.5 大体积结构因波浪作用受到的瞬间砰击力、顶托力、脉动压力等无法准确计算的荷载,建议通过物理模型试验验证。

5.5 海 流 荷 载

5.5.1 关于设计海流流速标准,由于缺乏长期连续测流资料,目前海流还不能像波浪或潮汐那样,求得有统计意义的特征值。因此只能分别寻求各类海流的特征值,而后应用矢量叠加的方法,寻求综合性流动的特征值。

设计流速宜取风电场工程范围内可能出现的最大流速,可按《港口与航道水文规范》JTS 145 可能最大海流为可能最大潮流和余流的矢量和。建议设置海流观测站。

5.5.3 当流体沿垂直于圆形构件轴线常速流动时,在构件周围会出现 Von Karman 涡流。由于这些漩涡产生一个可变力,当该力的交变频率与结构自振频率相同或接近时,将产生共振。风电机组基础附属长细比较大的附属构件除应关注其所受荷载外,还应避免结构产生过大涡激振动导致结构产生破坏。

5.8 海 冰

5.8.1 海冰参数是冰区风电场工程风电机组基础设计的关键,建议委托专门单位对海冰参数进行论证。在工程前期设计时,可参照《港口工程荷载规范》JTS 144-1、《中国海海冰条件及应用规定》Q/HSn 3000 确定海冰参数。

5.9 海 生 物

5.9.1 在风电机组基础上附着海生物是非常普遍的现象。经验证明,海生物的存在对海洋结构的强度有一定的影响。海生物不仅导致结构重量的增加,还加大了构件的尺寸和粗糙度,引起波浪力的增大。海洋生长物情况需要通过对工程场区及周边实际调查情况确定。

5.10 地震荷载

5.10.3 参照《浅海钢质固定平台结构设计与建造技术规范》SY/T 4094，相对于计算出的地震荷载，在平台结构最不利的主轴方向取荷载的 100%，与此主轴相垂直的水平方向取 100%，与水平面垂直的方向取 50%。用这三个方向的地震引起的惯性力与静荷载相组合，同时作用在结构上，采用静力分析方法对平台进行分析。

6 荷载分类及荷载组合

6.2 荷载效应组合

6.2.6 式(6.2.6)为最基本的设计表达式,要求设计时一定保证作用组合的效应设计值小于或等于抗力设计值。作用组合的效应设计值指结构设计内力,如构件的轴力、弯矩、剪力和扭矩等;抗力为结构抵抗作用效应的能力,如结构的受压、受拉、受弯、受剪和受扭承载力等,由有关的基本变量(如材料强度、构件尺寸等)组成,抗力设计值为相关变量取设计值(变量的标准值除以该变量的分项系数)时结构或结构构件具有的抵抗作用效应的能力。

6.2.11 按地基承载力确定重力式基础底面积时荷载采用基本组合,地基承载力取岩土层地基承载力特征值。

7 总体分析

7.1 一般规定

7.1.1 荷载作用效应宜基于风电机组和基础耦合分析方法得到。荷载线性组合适用于前期设计、浅水或者没有显著耦合效应等特定情况。详细设计阶段宜采用多个荷载的时间序列进行结构耦合时程动力分析。不同环境要素的组合应通过分析各环境条件同时发生概率确定。

7.4 疲劳分析

7.4.3 其他分析方法包括采用确定性疲劳和谱疲劳的分析方法，分别计算各环境荷载对结构造成的疲劳损伤，线性累积得到总损伤。

7.4.5 在缺乏可信资料的情况下，可基于中国船级社（CCS）、美国石油学会（API）、挪威船级社（DNV）等组织发布的国际和行业通用规范确定 $S-N$ 曲线和疲劳安全系数。

7.4.6 采用有限元方法确定应力集中系数时，宜按中国船级社（CCS）、美国石油学会（API）、挪威船级社（DNV）等组织发布的国际和行业通用规范规定的操作流程进行。

8 桩 基 础

8.1 一 般 规 定

8.1.7 桩端进入持力层一定深度对提高桩的抗压承载力有显著作用。但过深沉桩困难，桩端位置还应基于沉桩锤的性能、桩身强度、桩身构造等因素综合确定。

8.2 桩基础轴向承载力

8.2.2 根据我国目前已完成的海上风电场工程试桩成果及沿海区域众多的港口工程、跨海大桥工程的调研情况，部分工程桩基础实际承载力与设计值存在一定的差异。鉴于海洋地质条件的复杂性，单个机位试桩成果不一定能反映各机位情况，因此全场风电机组桩基础设计应根据工程地质勘察成果、桩基础静载试验、原位测试成果等手段综合确定桩基础承载力。

8.2.3 桩基础轴向承载力抗力系数参照《码头结构设计规范》JTS 167 制定，以打入桩为例，港口工程对极端环境条件下桩基础轴向承载力抗力系数取为 1.3~1.45；《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009 中对极端环境下桩的抗力系数取为 1.25，操作环境下桩的抗力系数取为 1.43，冗余度略低于《码头结构设计规范》JTS 167。同时我国福建、广东、山东等区域存在大量嵌岩桩基，嵌岩桩基在国内外海上风电工程中应用较少，且各区域岩石特性差异较大，离散性较大，而国内港口工程、码头工程已经积累了较多嵌岩桩设计与施工经验，因此嵌岩桩嵌岩段抗力系数主要参照《码头结构设计规范》JTS 167 确定。鉴于海上风电场工程建设尚处于初级阶段，从工程安全角度暂定桩基础轴向抗力系数按

《码头结构设计规范》JTS 167 执行，待后续积累更多工程经验及试验资料后作进一步分析论证。

8.2.12 无因次侧向土压力系数指的是水平与垂直向有效应力之比。

对端部支撑在非黏性土体中的钢管桩，桩端极限端阻力标准值 q_R 可按式 (8.2.12-2) 执行，式中推荐的非黏性土无量纲承载力系数 N_q 值，可参考表 8-1 进行取值。侧摩阻力作用于桩壁的内、外两侧，但桩的总阻力包括桩的外侧摩阻力和桩端环形面积的支撑力以及桩的内侧摩阻力或土塞端阻力中的较小者。当桩尖处于有较弱的邻近土层的非黏性土中的桩，桩尖贯入该层土的深度为 2~3 倍桩径或更大时，且桩尖在距离层底接近 3 倍桩径（以免穿透该层土），此时桩端承载力可按照表 8.2-12 选取。如果达不到上述要求的距离，则必须对表中的资料作修正。如果邻近土层与计算土层的强度相当，则桩尖邻近交界面的距离无影响。

表 8-1 非黏性土无量纲承载力系数 N_q

密度	土的类别	土壤-桩摩擦角度 δ (°)	极限表面摩擦力 (kPa)	N_q	极限单位桩端 承载力 (MPa)
极松	砂	15	47.8	8	1.9
松	砂质粉土				
中密	粉土				
松	砂	20	67.0	12	2.9
中密	砂质粉土				
密实	粉土				
中密	砂	25	81.3	20	4.5
密实	砂质粉土				
密实	砂				
极密	砂质粉土	30	95.7	40	9.6

续表 8-1

密度	土的类别	土壤-桩摩擦角度 δ ($^{\circ}$)	极限表面摩擦力 (kPa)	N_q	极限单位桩端 承载力 (MPa)
密实	砂砾	35	114.8	50	12
极密	砂				

注：1 在取得详细资料的情况下，无量纲承载力系数应采用试验成果；在未取得详细地勘资料时，可按表中规定取值。

2 砂质粉土指包含有大量砂和粉土的土，其强度通常随含砂量的增加而增大，随含粉粒量的增加而减小。

8.3 桩基础竖向变形计算

8.3.2 桩基础在工作荷载下的沉降计算方法，目前有两类：一类是按实体深基础计算模型，采用弹性半空间表面荷载下 Boussinesq 应力解计算附加应力，用分层总和法计算沉降；另一类是以半无限弹性体内部集中力作用下的明德林 (Mindlin) 解为基础计算沉降。后者主要分为两种：一种是 Poulos 提出的相互作用因子法；第二种是 Geddes 对明德林公式积分而导出集中力作用于弹性半空间内部的应力解，按叠加原理，求得群桩桩端平面下各单桩附加应力和，按分层总和法计算群桩沉降。在沉降计算过程中，桩端平面以下地基中由桩引起的附加应力，可按计入桩径影响的明德林解计算确定。

上述方法存在如下缺陷：

(1) 实体深基础法，其附加应力按 Boussinesq 应力解计算与实际不符（计算应力偏大），且实体深基础模型不能反映桩的长径比、距径比等的影响。

(2) 相互作用因子法不能反映压缩层范围内土的成层性。

(3) Geddes 应力叠加-分层总和法对大桩群不能手算，且要求假定侧阻力分布，并给出桩端荷载分担比。

针对以上问题，本规范给出等效作用分层总和法。

8.4 桩基础水平承载力及变形计算

8.4.2 m 法仅适用于水平向小变形情况下桩基础水平承载力计算；重要工程的计算参数应根据水平静荷载试验确定。

土的非线性特性通常通过非线性土弹簧模拟，《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009 通过 $P-Y$ 曲线对水平方向及对应的 $t-z$ 曲线、 $q-z$ 曲线竖向和桩端非线性弹簧属性进行了定义，《码头结构设计规范》JTS 167 通过 $P-Y$ 曲线对水平方向非线性弹簧属性进行了定义。在选用规范 $P-Y$ 曲线、 $t-z$ 曲线和 $q-z$ 曲线进行桩土非线性相互作用分析时需注意海床地基土的特殊性，例如，我国渤海湾、钱塘江口、江苏省、福建省、广东省等沿海海床砂性土属粉土、粉砂，其内摩擦角和模量一般都较普通中、粗砂小，采用上述非线性曲线分析时注意其适用性。

8.4.7 当岩石单轴饱和抗压强度标准值在 10MPa~30MPa 时，应根据岩体的结构和成分，综合分析其与桩身的相互作用特性，在岩面处能对桩身有效嵌固时，可按嵌岩桩计算；当基岩基本反映为土的特性时，应按灌注桩计算。

8.5 桩体结构设计

8.5.3 除非由于土的剪切强度极低，计算的侧向位移很大或其他原因使桩失去横向支撑，否则一般情况下不必验算泥面下桩段的柱状屈曲。

8.5.5 根据现有工程经验，沉桩施工时桩顶和桩尖由于锤击能量和基底能量反射，当桩基壁厚较小时容易出现锤击能量过大导致桩顶、桩底应力过大而产生局部屈曲或焊缝开裂，通常情况下应力较大区域为 1 倍桩径左右。对于沉桩困难区域，一般采取在桩顶和桩底 1 倍桩径范围内增加壁厚的措施，来减少沉桩过程中桩基受到的损伤。

8.5.6 为避免打入桩在沉桩过程中发生柱状屈曲或局部屈曲等破坏，小直径钢管桩的径厚比在全长范围内不大于 100。而对于单桩基础，其壁厚一般超过 50mm，厚度较大，除海床土为坚硬土体或风化岩体外，通常情况下不会发生锤击沉桩造成结构屈曲现象，因此在满足沉桩要求的前提下单桩基础径厚比可适当放宽。

8.6 桩基础防冲刷设计

8.6.4 风电场工程建成后，对风电场工程海床冲刷的监测是十分必要的。基础冲刷的监测主要采用多波束测深、侧扫声呐等检测手段实现。建议在基础建成后的 3 个月和半年、一年对海床水平、局部冲刷和侵蚀防护情况进行检测。如检测并未发现防冲刷系统的损坏，检测频次可减少，但是在台风、强海潮期后应及时检测。采用防冲刷保护的措施的风电场工程应对防冲刷设施进行维护，并保证损坏后可充分修复以实现对外电机组基础的有效防护。

9 钢 结 构

9.1 一 般 规 定

9.1.3 钢材的屈服强度不小于 420MPa、管件径厚比大于 120、管件壁厚小于 6mm 的钢质圆管构件，不能采用本规范进行设计。

9.2 构件的强度和稳定性校核

9.2.3 式 (9.2.3-1)~式 (9.2.3-3) 中的 F_y 应取弹性或非弹性名义局部屈曲强度 F_{xc} 和 F_{xc} 中的较小值，是为反映由轴向压力引起的柱状屈曲和局部屈曲两种破坏方式的相互影响。

9.2.5 承受剪切荷载的圆柱形构件的设计，基于剪切荷载特性分为弯曲剪切与扭转剪切，扭转剪切的横剪切强度抗力系数与弯曲剪切的抗力系数相同。对因构件几何要素造成较大的局部剪切变形的圆柱形构件，可用折减的名义抗剪切强度。

9.2.6 采用式 (9.2.6-6)~式 (9.2.13) 计算圆柱形构件的名义临界环向屈曲强度 F_{hc} ，应符合《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009 规范不圆度公差要求；临界环向屈曲系数 C_h 包含有弹性屈曲应力不应超过理论应力值的 80%，其 20%减小量是为了计入不圆度公差范围内的几何形状缺陷的影响；当 $(L/D) \geq 1.13\sqrt{(D/t)}$ （即 $M \geq 1.6D/t$ ）时，弹性屈曲应力近似等于一未加强的长圆柱的弹性屈曲应力，因此，如果需要得到有利的加强环，则其间距应为 $L/D < 1.13\sqrt{(D/t)}$ （即 $M < 1.6D/t$ ）。

式 (9.2.6-14) 中，对外加强环， D 应取到组合环截面的

形心；在不圆度允许超过公差范围的情况下，需要设大的加强环，应专门研究不圆度引起的挠曲；加强环宽厚比，应根据美国钢结构协会（AISC）的要求进行选择，以防止环的局部屈曲；对扁钢加强环，内加强环的最小尺寸应为 $10\text{mm} \times 76\text{mm}$ ，外加加强环的最小尺寸应为 $13\text{mm} \times 102\text{mm}$ ；公式假设圆柱与加强环具有相同的屈服强度。

9.2.8 泥面以下的桩段，由于其周围土的限制作用，设计中通常不存在柱状屈曲的问题；但是，承受水平荷载的桩一旦受到较大的轴向荷载作用，计算应力时应引入次生弯矩或 $p-\Delta$ 效应；一般把桩模拟成弹性基础上的梁柱，桩段的设计应满足式（9.2.8-2），且公式中的 f_{by} 和 f_{bz} 还应包括次生弯矩或 $p-\Delta$ 效应。

9.2.9 有效长度系数的理论分析应注意节点约束、节点柔度和节点侧倾。此外，用理论方法确定折减系数时应注意构件的横截面特性，以及作用于构件上的荷载性质。

9.2.10 如果 A 为负值，则无须进行校核；但是， $f_x = (f_b - f_t + 0.5f_h)$ 时应满足 9.2.11 条的要求。 $0.5f_h$ 的含义是指静水压力作用在整个封闭端上的力由圆柱构件承受。实际上此力取决于结构的其余部分对构件提供的约束，且其应力可能大于或小于 $0.5f_h$ ；用较严格的分析算得的应力可以代替 $0.5f_h$ ；当结构框架分析已包括封闭端静水力时，应忽略 $0.5f_h$ 项。

9.2.12 对顶角小于 60° 的等壁厚圆锥过渡段在轴向压缩和弯曲作用下的局部屈曲，使用圆锥小端直径是偏于安全的。

圆锥-圆柱连接处承受着由轴向荷载和弯曲荷载所产生的不平衡的径向应力，以及由角度改变造成的局部弯曲应力。

对圆锥-圆柱连接处纵向应力的校核，为满足强度要求，总应力 $(f_c + f_b + f'_b)$ 应限制在圆锥和圆柱材料的最小抗拉强度之内；圆锥-圆柱连接应满足疲劳校核要求，其应力集中系数等于 $[1 + f'_b / (f_c + f_b)]$ ，其中 f'_b 由式（9.2.12-3）给出，对等壁

厚圆柱和圆锥，应力集中系数可减小到 $(1+0.6\sqrt{2D/t}\tan\alpha)$ 。

对圆锥-圆柱连接处的加强环，在计算 A_c 和 I_c 时，组合环截面起翼缘作用的壳壁有效宽度 $b_c=0.55(\sqrt{Dt}+\sqrt{Dt_c})$ ；对钢板加强环，其最小尺寸对内环应为 $10\text{mm}\times 76\text{mm}$ ，对外环应为 $13\text{mm}\times 102\text{mm}$ 。

9.2.13 如果在 $F_{hc}=2C_hEt/D$ 中用 $C_h=0.44(\cos\alpha)(t/D)$ （式中 D 为连接处的圆柱直径）计算出的 F_{hc} 满足式（9.2.6-4），则不需在连接处设置防静水压溃的加强环；对外加强环，式（9.2.5-1）中的 D 应取至组合环的形心。

9.3 管节点设计

9.3.2 式（9.3.2）中 r 和 F_{yb} 应取自正常的撑杆构件，而不是端部加厚段。

9.3.4 简单节点是指对主要撑杆没有搭接、无节点板、隔板或加劲件的节点，按各撑杆在每一个荷载作用下的具体荷载型式，分为 K 型、T 型和 Y 型、或交叉（X）型节点。对 K 型节点，其中一个撑杆的冲剪荷载应由位于节点同一平面内的同一侧其他撑杆平衡。在 T 型和 Y 型节点中，冲剪荷载由弦杆的横向剪力所平衡。对交叉型节点，冲剪荷载通过弦杆传于对侧的撑杆。对部分由 K 型节点，部分由 T 型、Y 型或交叉型节点承担荷载的撑杆，可根据在总荷载中的份额用内插法确定。节点分类示意图见图 9-1。

撑杆与弦杆直径之比接近于 1.0 的管节点，会表现出不同的破坏机理和强度特性。目前，尚无足够的试验证据来精确地标定强度增加的程度，可采用物模试验或有限元计算等方法替代 9.3 条进行设计。

节点的承载能力设计应根据撑杆中的荷载设计值来计算。计算中应包括对结构总体性非常重要的撑杆轴向荷载、面内弯矩和

面外弯矩。

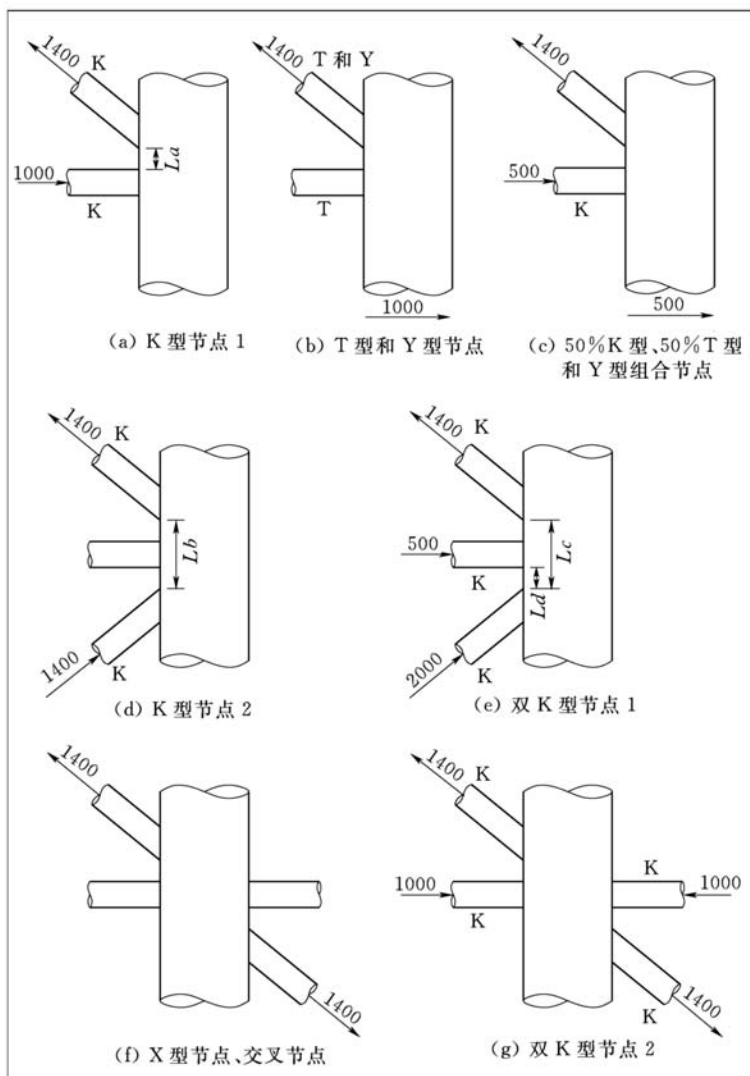


图 9-1 节点分类示意图

L_a —缝隙 1 长度； L_b —缝隙 2 长度； L_c —缝隙 3 长度； L_d —缝隙 4 长度

9.3.7 搭接节点的撑杆弯矩不大，其部分轴向荷载从一个撑杆通过公共焊缝直接传递给另一个撑杆。焊缝抗力系数参考现行行业标准《海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法》SY/T 10009 的有关规定。

9.4 构造要求

9.4.4 风电机组基础钢结构节点加强板可用于提高杆件的抗屈曲性能、节点的抗冲剪性能和抗疲劳性能等。确定节点加强板尺寸时，宜综合上述因素，尽量减少节点加强板的数量，并需对节点加强板与杆件之间的连接焊缝进行必要的疲劳损伤分析。

10 混凝土承台结构

10.1 一般规定

10.1.8 已建的陆上风电场工程，已发生多起基础环周边混凝土由于受到压剪、冲切作用产生过高的拉、压应力，局部混凝土受力超过设计强度而导致基础丧失承载能力或出现不适宜于承载的较大变形。风电机组基础桩与承台、承台与基础环的连接具有类似问题，同时由于海上风电机组单机容量更大，风电机组荷载也更大，环境条件相比陆上风电场工程更为复杂，尤其应重视混凝土承台连接部位局部压剪、冲切破坏，结构设计时应严格限制拉应力区扩展范围，并配置合适的钢筋避免或减少混凝土受压剪、冲切破坏范围，并做好止水措施。

10.2 承载能力极限状态计算

10.2.1 作用组合的效应设计值 S_d 由各有关规范给出，本规范构件承载力计算值为抗力值 R ，在 $\gamma_0 S_d = R$ 的条件下，根据设定的构件尺寸，按承载力计算求得钢筋面积，按此计算值选择钢筋并进行布置。

承台基础混凝土分层浇筑时，受潮位、波浪变化影响的水下或海平面附近的封底混凝土承台，可不考虑其结构承载能力；浇筑时不受潮位、波浪变化影响的水上混凝土承台，可根据现场混凝土浇筑质量考虑封底混凝土作用。

10.2.3 桩端、基础连接件抗冲切验算时应考虑混凝土和抗冲切钢筋的共同作用，其中混凝土至少承担 30% 作用。

10.3 正常使用极限状态计算

10.3.1 在使用阶段允许出现裂缝的钢筋混凝土构件，一般验算正常使用极限状况下的裂缝宽度。

10.5 构造要求

10.5.1 为了保证混凝土对钢筋的锚固作用，保护层厚度不小于1倍钢筋直径。

11 重力式基础

11.1 一般规定

11.1.1 重力式基础指埋入深度小于基础构件的最小侧向尺寸的基础，主要为普通重力式基础和带有裙板的重力式基础。根据风电场工程的水深和基础型式的特点，适合用于风电场工程的重力式基础主要有类似于沉箱重力式基础、带有裙板的重力式基础，其中沉箱重力式基础对地基承载能力要求较高，带有裙板的重力式基础要求略低。

11.2 地基稳定性验算

11.2.2 本条给出了风电场工程除地震状况外的其他荷载状况下地基基础抗滑和抗倾稳定计算的通式，应分别验算重力式基础沿基底面、可能存在于基底以下的软弱面的抗滑稳定。

对刚性地基，抗倾覆稳定应沿基础底面前趾进行计算；对坐落于软土地基中带裙板的重力式基础，抗倾覆稳定应研究倾覆转动轴问题。

重力式基础抗滑稳定计算应根据地质条件分别进行沿基底面和地基深层结构面的稳定计算。基础沿基底面的摩擦系数设计值主要是参照《码头结构设计规范》JTS 167 提出。对均质地基可采用圆弧形滑裂面，计算算法采用简化 Bishop 法；基床存在软弱夹层时，可采用折线形滑面，计算算法采用 Mogersten 法或 Spencer 法。

当无实测资料时，沿基础面的摩擦系数可按表 11-1 的规定取值。

表 11-1 摩 擦 系 数

材料		摩擦系数
抛石基床	基础为预制混凝土结构	0.60
抛石基床	地基为细砂-粗砂	0.50~0.60
	地基为粉砂	0.40
	地基为砂质粉土	0.35~0.50
	地基为黏土、粉质黏土	0.30~0.45

11.4 基础变形计算

11.4.1 通常认为有两种类型的静变形。短期变形大体上是基础对荷载的瞬时响应，并且主要由土的剪切变形（剪切应变）造成。长期变形发生于一定的时间范围内，并主要伴随着土体超孔隙压力的逐渐消散和体积的相应变化。

在荷载作用下，土体显示出非线性的、与路径有关的性能，所以短期变形问题是十分复杂的。对单调的低水平荷载（与破坏荷载相比），可以假设土为均匀、线性的弹性材料来进行变形的计算。

土体的弹性参数受土体所受应力状态的影响，应谨慎选取。对于高渗透性土体，应考虑其上覆有效应力影响，选取对有效应力状态下的弹性模量。对于黏土和相对低渗透性土体，土体模量可根据强度与超固结比的关系求得。

荷载条件和几何形状复杂的地基基础可采用有限元法或有限差分法进行变形分析。要特别注意循环荷载使土体软化的影响。

黏土上基础的长期沉陷是一个复杂的问题。需要采用数值解法进行分析，需考虑的内容包括初始条件（例如超孔隙压力）、荷载的重新分布、蠕变、差异沉陷等。

11.5 浮运稳定性验算

重力式基础浮运稳定性验算应计算施工各阶段的基础重力、

入水深度、浮体稳定性、基础壁水头差、基础壁出水高度及其受力部分混凝土的龄期强度，计算各种可能水位和海床标高时基础就位的相应内力，以及落地后所控制的基础浮重和筒裙可能达到的标高。通过每一施工阶段的计算，得到基础各部位承受的内力并作为设计的依据。

12 连 接 设 计

12.1 一 般 规 定

12.1.1 锚栓笼连接包括风电机组基础底法兰与预埋在风电机组基础混凝土承台内的连接环板间的螺栓连接及预应力锚栓连接等。

基础环连接指作为预埋在基础混凝土内部的钢制部分，是基础和风机塔筒连接的过渡构件。

灌浆连接包括单桩基础过渡连接段与钢管桩之间的连接、导管架基础桩套管与钢管桩之间的连接等，该部位一般采用高强度灌浆材料填充，确保上部风电机组荷载顺利传递到钢管桩上。

12.1.3 连接系统的设计除应考虑强度、疲劳分析之外，还应考虑外界环境条件对连接系统耐久性的影响、合理的安全裕度以及施工的可行性等因素。

12.4 灌 浆 连 接 设 计

12.4.4 国内目前尚缺乏类似相关经验，本条引用 DNV-GL 相关标准，灌浆材料试件同国内水泥基灌浆试件不一致。采用本条进行灌浆连接计算时，应注意确定灌浆材料强度采用的试件为标准圆柱体试件，试件尺寸为 $\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ （300mm 为高度）的圆柱体。

13 抗冰设计

13.2 海冰荷载作用分析

13.2.1 为合理开展冰冻海域风电机组基础结构设计，对工程海域海冰及其相应的环境要素进行长期观测是必要的。根据长期观测资料的统计和分析成果，获得工程海域的海冰基本参数。若工程海域未开展长期观测，渤海海域的海冰基本参数可参照《港口工程荷载规范》JTS 144-1、《中国海海冰条件及应用规定》Q/HSn 3000 等相关规范及行业标准执行。

13.2.2 由于冰破碎周期性地撞击结构能够形成持续的交变动冰力，会对冰区海工结构的振动产生明显的动力放大效应。若冰破碎周期与平台的固有频率相等或者接近，风电机组基础作为高耸结构，在周期性风电机组荷载的作用下，对振动比较敏感，进行海冰荷载下的结构动力分析是必要的。

13.2.6 冰激振动进程受到冰排破坏模式与结构条件的共同影响。在不同的海冰条件下，不同的结构将发生不同的冰激振动，按结构振动现象一般可分为下列几种情况：

(1) 准静态振动：与冰排在直立结构前的屈曲破坏模式相对应。

(2) 稳态振动：与冰排在直立结构前的延-脆转化破坏模式相对应。

(3) 随机振动：与冰排在直立结构前的脆性挤压破坏模式相对应。

(4) 准强迫振动：与冰排在窄锥型结构前的弯曲破坏模式相对应。

(5) 准随机振动：与冰排在宽锥型结构前的非同时性弯曲破

坏模式相对应。

13.3 抗冰结构设计

13.3.2~13.3.5 根据国内外冰冻海域现有工程实践经验，提出可采用的抗冰减振措施与方法，实际工程设计时，宜通过物理模型试验验证减振措施效果。

16 监 测 设 计

16.0.7 本条明确了风电机组基础最低限度监测内容，必要时可增加监测、检测内容。

附录 H 冰磨蚀区范围与冰力的计算方法

H.0.3 风机导管架基础设计时可不计算整个导管架全部堵塞的情况。

风电机组基础中导管架结构多为四桩导管架基础，根据《中国海冰条件及应用规定》Q/HSn 3000，四腿导管架结构计算总冰力时，四腿导管架腿柱冰力系数按图 H-1 取值；四腿以上的导管架腿柱冰力系数的确定可参照四腿导管架腿柱冰力系数取值，必要时通过研究论证。

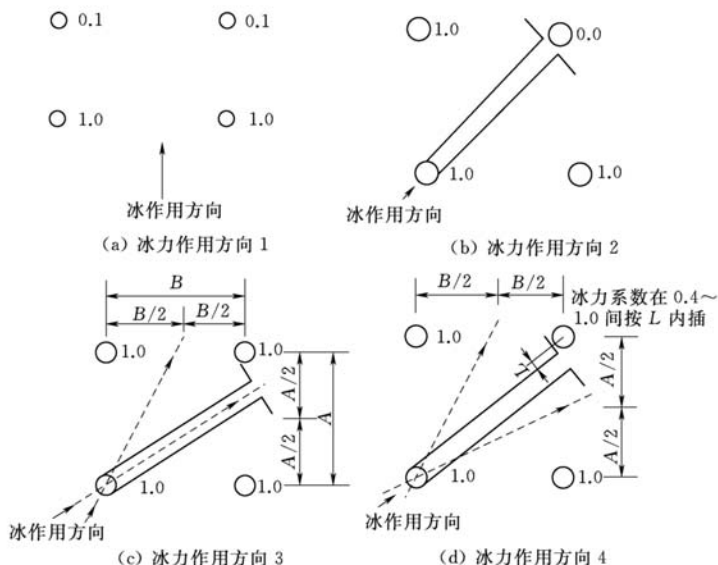


图 H-1 四腿导管架腿柱冰力系数

A、B—四腿导管架腿柱中心距；L—沿冰向对角腿柱中心避开遮蔽的长度

H.0.5 参照《港口工程荷载规范》JTS 144-1、《中国海冰条件及应用规定》Q/HSn 3000 等相关规范及行业标准执行，本

条公式中 A_1 、 A_2 、 A_3 、 A_4 、 B_1 、 B_2 为无量纲系数，可根据实验确定，无实验时可按图 H-2 查取。

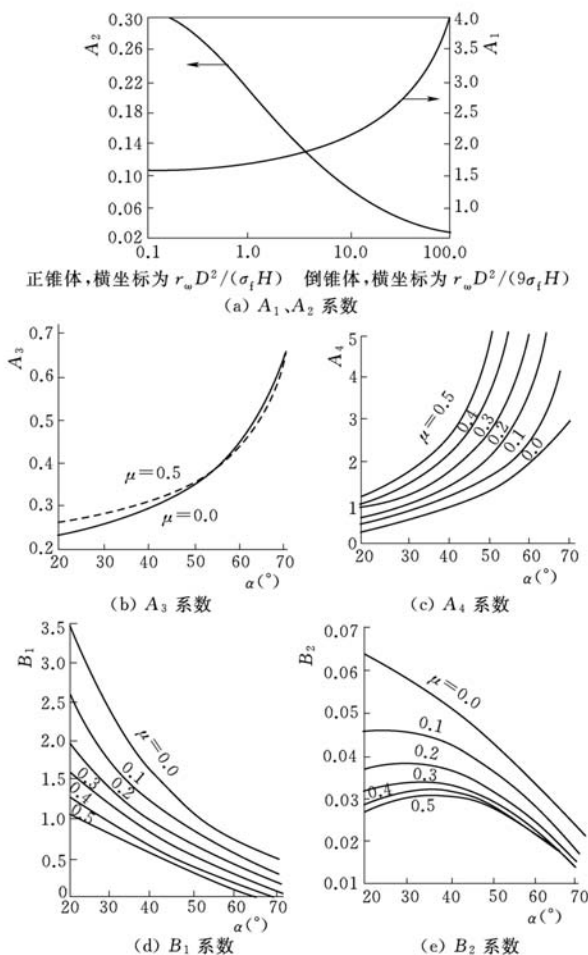


图 H-2 锥体冰力计算无量纲系数

μ —冰与结构之间的摩擦系数，对钢结构 μ 取 0.15； α —斜面与水平面夹角