

ICS 27.100

CCS P60

T/ HPEPEA

河南省电力企业协会标准

T/ HPEPEA 001 — 2024

光伏柔性支架结构与安装技术标准

Technical Standards for Structure Design And Installation of
Flexible Photovoltaic Support



2024-07-01 发布

2024-07-01 实施

河南省电力企业协会 发布



前 言

光伏发电作为一种清洁能源，在国家“双碳”目标 30、60 工程的推进过程中，具有十分重要的地位。光伏柔性支架是一种预应力自适应支撑体系，由索网、支撑系统、锚碇系统等组成，通过悬、拉、挂、撑，利用张紧的钢绞线的轴向拉力抵抗组件自重、雪荷载、风荷载及地震效应。因具有跨度大、净空高、拼装性高、性价比高、施工周期短、地形受限小、基础占地小、节约土地资源，且具有通风散热好提高发电效率等优点，必将成为光伏支架的主要结构形式之一，虽已有较为成功的柔性支架实际工程案例，但是未有针对性强且较为完善的行业技术标准及国家规范。为规范光伏柔性支架的设计原则与施工技术要求，编写本光伏柔性支架结构与安装技术标准。

本标准按照《河南省电力企业协会团体标准工作管理办法》的要求，依据GB/T 1.1-2020《标准化工作导则 第 1部分：标准化文件的结构和起草规则》起草。

本标准首次发布。本标准在执行过程中的意见或建议反馈至河南省电力企业协会（地址：河南省郑州市金水区农科路北、科明路东金水万达中心18楼协会秘书处）或河南省金鹰电力勘测设计工程有限公司工程技术研究中心（地址：河南省郑州市高新区翠竹街1号57幢4楼，邮箱：hebiao_188@163.com）

本标准的某些内容可能涉及专利。本标准的发布机构不承担识别这些专利的责任。

本标准主编单位：河南省金鹰电力勘测设计工程有限公司

本标准参编单位：河南省电力企业协会

郑州大学

河南大学

中国建筑科学研究院有限公司

国网河南省电力公司

成都中建材光电材料有限公司

河南中核五院研究设计有限公司

本标准主要起草人员：张海锋 何 标 王晨龙 张贺祥 杜文风
薛 原 王邦伟 景 川 张清峰 郝 健
时 刚 傅干华 赵向荣 高峻栋 宋俊磊
伊青山 毛 宾 张春德 于 萍 王灵品
史燕霞



目 次

1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术 语	2
2.2 符 号	3
3 基本规定与设计要求.....	4
3.1 基本规定	4
3.2 结构选型及设计要求	7
4 材料选用要求.....	10
5 作用及作用组合.....	12
5.1 永久荷载	12
5.2 风荷载	12
5.3 雪荷载	15
5.4 温度作用	15
5.5 作用组合	17
6 构件设计.....	21
6.1 拉索	21
6.2 索柱	23
6.3 横梁	23
6.4 柱间支撑系统	24
6.5 锚碇系统	24
6.6 索柱基础	28
7 节点设计与构造.....	29
7.1 节点设计一般原则	29
7.2 索与索的连接节点	29
7.3 索与支承构件的连接节点	30
7.4 锚具	31

7.5 耳板式节点	32
7.6 夹具	37
8 施工安装	41
8.1 一般规定	41
8.2 拉索安装	42
8.3 拉索张拉	42
8.4 索夹具安装	44
8.5 施工监测	45
9 防火	45
10 防腐	46
10.1 索架防腐	46
10.2 基础防腐	47
附录 A	49
附录 B	50
附录 C	53
本标准用词说明	55
参考文献	56

1 总 则

1.0.1 为规范光伏柔性支架的设计原则与施工技术要求，保障施工质量满足设计及维护要求，特制定本标准。

1.0.2 本技术标准的制定，符合国家的技术经济政策，符合技术先进、安全适用、经济合理、确保质量的理念。

1.0.3 本标准适用于以柔性索并施加预应力为主要受力构件的光伏支架的设计、制作及安装。

1.0.4 在光伏柔性支架设计、施工中，除应符合本标准外，尚应符合国家及行业现行有关标准的规定。



2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 柔性支架 flexible support structures

通过导轨或其他刚性杆件，将光伏组件自重、风、雪、温度、地震作用等效应传至拉索，以预应力柔性索、索柱及锚碇为主要受力构件的光伏支撑体系。

2.1.2 索桁架 cabledome

由在同一竖直平面内两根曲率方向相反的索以及在两索之间的撑杆组成的结构体系。

2.1.3 张弦结构 structure with tensioning chord

由上弦刚性结构或构件与下弦拉索以及上下弦之间撑杆组成的结构体系。

2.1.4 拉索 tension cable

由索体和锚具组成的受拉构件。

2.1.5 索体 cable body

拉索受力的主要部分，可为钢丝束、钢绞线、钢丝绳或钢拉杆。

2.1.6 柔性索 flexible cable

仅承受拉力构件，如钢丝束、钢绞线、钢丝绳。

2.1.7 索柱 cable column

用以支承拉索并将荷载作用通过基础传递给地基的结构。

2.1.8 锚固系统 anchorage system

将拉索与锚碇或岩体连接的结构。

2.1.9 锚碇 anchor block

锚固拉索，承受拉索拉力，支承于地基或嵌固于岩体中的结构。

2.1.10 初始几何状态 initial geometrical state

单索悬挂后，在自重作用下的自然形态。

2.1.11 初始预应力状态 initial prestressed state

索结构在预应力施加完毕后的自平衡状态。

2.1.12 荷载状态 loading state

索结构在外部荷载作用下的平衡状态。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

E —索体材料的弹性模量；

F —拉索的抗拉力设计值；

F_{tk} —拉索的极限抗拉力标准值；

N_d —拉索承受的最大轴向拉力设计值；

α —索体材料的线膨胀系数。

2.2.2 几何参数

A —索体净截面面积；

l —拉索长度。

2.2.3 计算系数

γ_R —拉索的抗力分项系数；

γ_0 —结构重要性系数；

γ_p —预应力作用分项系数；

γ_F —张拉系数。

2.2.4 其他

σ_{l1} —拉索张拉端锚固压实内缩引起的预应力损失。

3 基本规定与设计要求

3.1 基本规定

3.1.1 设计条件应包括下列内容：

- 1) 满足现行工程勘察通用规范及光伏发电工程地质勘察规范要求的地质勘察报告，防洪防内涝水位需具有可靠依据；
- 2) 应具有能满足设计需要的拟建场地地形测绘文件；
- 3) 与原有建（构）筑物存在传力关系的，需具有既有建（构）筑物现状检测、安全性鉴定报告，必要时应进行抗震鉴定。

3.1.2 柔性光伏支架设计应包括下列内容：

- 1) 结构方案设计，包括结构选型、构件布置、材料选用、截面选用及传力途径；
- 2) 作用及作用效应分析；
- 3) 结构正常使用状态、极限状态验算；
- 4) 结构及构件的构造、连接措施；
- 5) 制作、运输、安装、防腐、防火和环保的要求；
- 6) 满足特殊要求结构的专门性能设计。

3.1.3 光伏柔性支架结构采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，采用分项系数设计表达式进行设计。

3.1.4 光伏柔性支架除应满足承载力极限状态和正常使用极限状态外，还应满足发电适用性、耐久性和防腐等要求，明确监测要求、维护要求及周期。

3.1.5 光伏柔性支架应分别进行初始预拉力及荷载作用下的计算分析，计算中均应采用考虑几何非线性的弹性分析方法，主体结构设计可不考虑材料形变影响。

3.1.6 光伏柔性支架在承载力极限状态分析时应以确定的组件成型状态做为初始态，同时应考虑到施工方法、施工顺序、施工环境等不确定性引起的状态的变化，包括几何位置误差、初始内力偏差、施工合拢温度等。

3.1.7 荷载状态分析应在初始预应力状态的基础上考虑永久荷载与活荷载、雪荷载、风荷载、地震作用、温度作用的效应组合，并应根据具体情况考虑施工安装荷载。拉索截面及节点设计应采用荷载基本组合的效应设计值，位移计算应采用荷载的标准组合值。

3.1.8 光伏柔性支架计算应考虑支承结构的相互影响，应采用包含支承结构的整体模型进行分析，不宜考虑光伏板参与作用。

3.1.9 在永久荷载控制的荷载组合作用下，索结构中的索不得松弛；在可变荷载控制的荷载组合作用下，索结构不得因索的松弛导致结构失效。

3.1.10 光伏柔性支架设计年限不低于25年，且不小于光伏组件设计使用年限。安全等级可取三级，建筑光伏一体化的柔性支架体系结构安全等级应与一体化建筑主体结构一致。对于结构中重要构件和关键传力部位，宜适当提高其安全等级。

3.1.11 柔性支架结构地基基础设计使用年限应为50年，应根据柔性支架地基地质条件、周边环境条件及影响、环境保护要求情况，依据《建筑地基基础设计规范》GB 50007确定柔性支架结构地基基础设计等级。

3.1.12 光伏柔性支架结构抗震设防类别为丁类。建筑光伏一体化的柔性支架结构抗震设防类别，应与一体化建筑主体结构一致。

3.1.13 对于抗震设防烈度为7度以上地区，索结构应进行多遇地震作用效应分析。体型较规则的单跨度不超过35米中小跨度索结构，可采用振型分解反应谱法进行地震效应分析；其他情况，应考虑索结构的几何非线性，采用时程分析法进行单维地震作用抗震计算。

地震效应分析时，对应仅含索的结构阻尼比宜取0.01，索梁体系宜取0.02。

3.1.14 在既有建（构）筑物上设计光伏柔性支架时，不应跨越既有建（构）筑物变形缝，且应依据现行检测、鉴定标准对既有构（构）筑物受影响范围结构进行安全性鉴定，必要时应进行抗震鉴定。

3.1.15 设计应明确结构的用途；在设计使用年限内未经技术鉴定或设计单位许可，不得改变结构的用途和使用环境。

3.1.16 设计文件应明确实际施工合拢温度与设计初始温度差异影响的张拉力关系。

3.1.17 柔性支架结构第1自振频率应与风脉动频率错开25%以上，结构在风荷载作用下，不应因脉动风引起顺风向的抖振。

3.2 结构选型及设计要求

3.2.1 上部承重结构可采用纯索体系、索杆体系、索梁体系。纯索体系由预应力拉索、索柱组成，索杆体系由上、下弦拉索和撑杆、索柱组成，索梁体系由上弦梁杆、下弦拉索、撑杆、索柱组成。（必要时均可设抗风拉索）

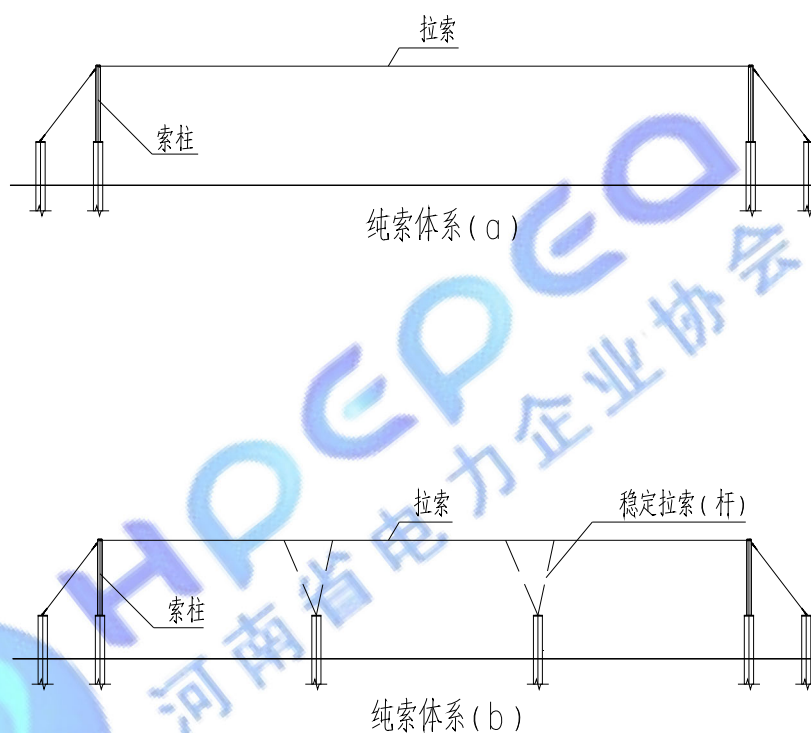


图 3.2.1-1 纯索体系

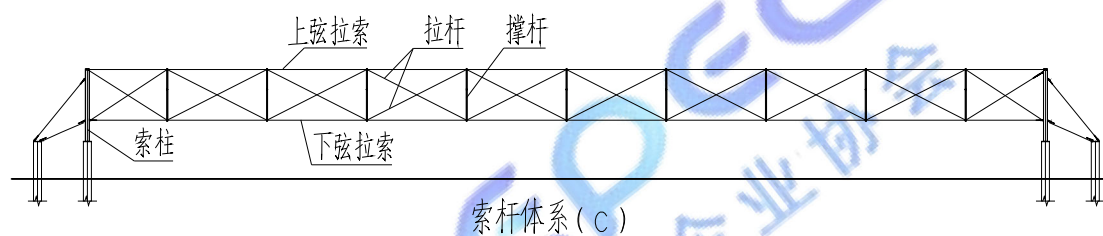
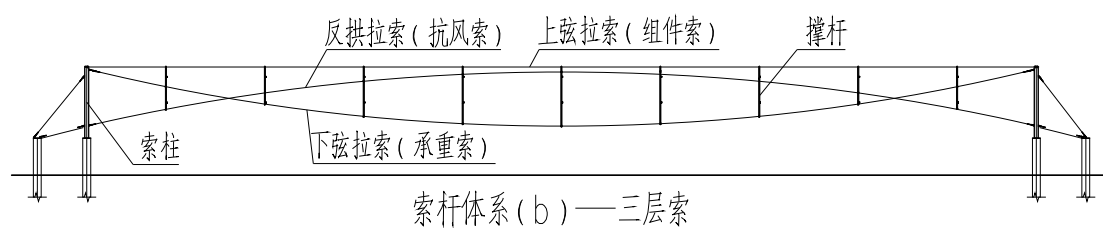
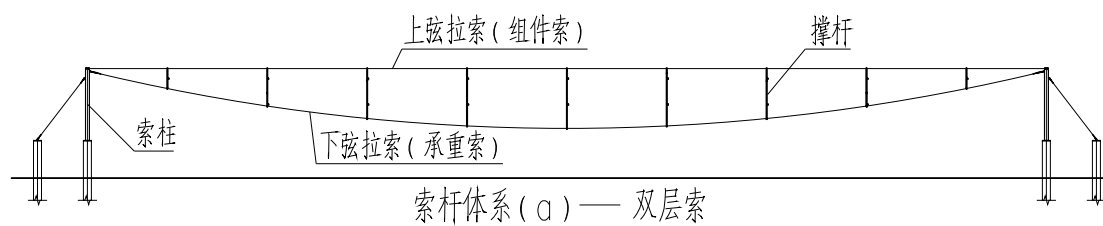


图 3.2.1-2 索杆体系

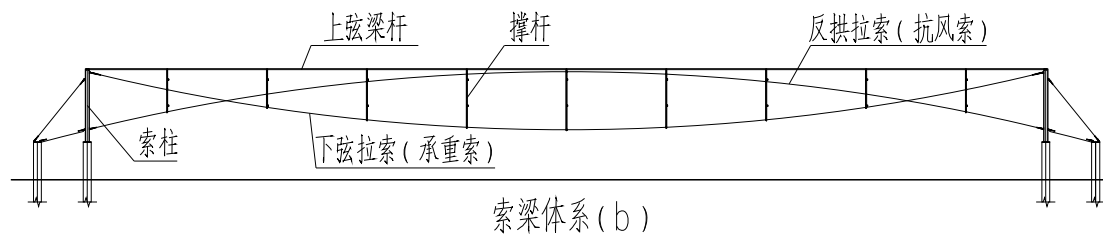
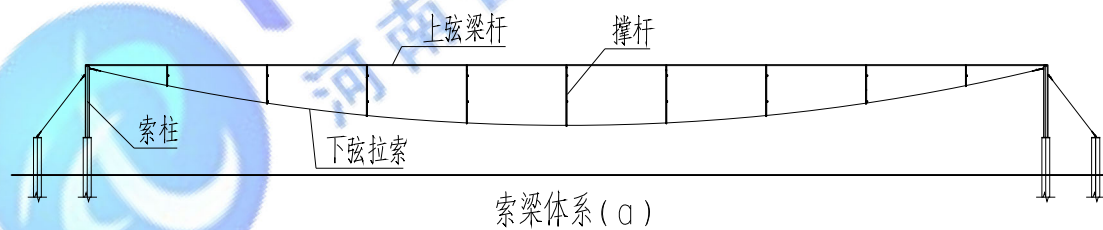


图 3.2.1-3 索梁体系

3.2.2 光伏柔性支架可采用单跨、双跨、多跨等布置形式，边锚可根据地形条件选择锚拉索或撑杆。

3.2.3 光伏柔性支架单层纯索系的单跨跨度不宜超过20m, 双层索杆体系的单跨宽度不宜超过35m, 三层索杆体系的单跨宽度不宜超过60m; 纵向（平面外）连接系间距不宜超过8m。

3.2.4 常温下仅考虑预应力、恒荷载标准值组合工况，单层索的跨中挠度不宜大于 $L/100$, 双层及三层索时不宜大于 $L/200$, L 为承重索计算跨度。

考虑预应力、恒荷载、活荷载、风荷载、温度作用和地震作用的标准组合不利工况下，纯索体系悬索（图3.2.1-1）跨中挠度宜小于 $L/50$ ，不应大于 $L/40$ ；双层索杆体系（图3.2.1-2 a）宜小于 $L/70$ ，不应大于 $L/50$ ；三层索杆及索梁体系，宜小于 $L/80$ ，不应大于 $L/50$ （图3.2.1-2 b、c，图3.2.1-3）；兼具建筑屋面功能时，需满足《索结构技术规程》JGJ257要求。

索结构横向变形，应能避免光伏组件间产生碰撞，必要时可设置另一方向加劲索系，形成索网。

3.2.5 承重索的矢跨比一般可取 $1/15 \sim 1/25$ ，稳定索的矢跨比一般为跨度的 $1/15 \sim 1/30$ 。

3.2.6 张弦结构矢跨比不宜小于跨度的 $1/18$ 。

3.2.7 柔性支架结构端柱顶水平位移不应大于 $H/60$, H 为柱高；钢横梁的挠度不宜大于 $l_0/250$, l_0 为受弯构件的跨度（对悬臂梁和伸臂梁为悬臂长度的2倍）。

4 材料选用要求

4.1.1 钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不低于C30，预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于C40。

4.1.2 基础混凝土的强度等级不应低于C25，垫层混凝土强度不应低于C15。

4.1.3 混凝土、钢筋强度设计指标参考国家现行《混凝土结构设计规范》GB 50010。

4.1.4 光伏支架用钢材质量等级及强度指标参照国家现行《钢结构设计标准》GB 50017。A级钢仅可用于结构工作温度高于0℃的不需要验算疲劳的结构，且Q235A级钢不宜用于焊接结构。

4.1.5 工作温度不高于-20℃的受拉构架及称重构件的受拉板材应符合下列规定：

- 1) 所用钢材厚度或直径不宜大于40mm, 质量等级不宜低于C级；
- 2) 当钢材厚度或直径不小于40mm时，其质量等级不宜低于D级；
- 3) 重要承重结构的受拉板材宜满足现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879的要求。

4.1.6 索体用钢丝束的质量、性能应符合现行国家标准《斜拉桥用热挤聚乙烯高强钢丝拉索》GB/T 18365的规定；钢绞线的质量、性能应符合国家现行标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224、《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152、《预应力热镀锌钢绞线》GB/T 33363的规定；索体用钢丝绳的质量、性能应符合现行国家标准《钢丝绳通用技术条件》GB/T 20118的规定，松弛率不大于2.5%。

4.1.7 钢丝束的极限抗拉强度宜选用1670MPa、1770MPa等级别；钢绞线的极限抗拉强度可选用1570MPa、1720MPa、1770MPa、1860MPa或1960MPa等级别；钢丝绳的极限抗拉强度可选用1570MPa、1670MPa、1770MPa、1870MPa或1960MPa等级别。

4.1.8 不锈钢钢丝绳的质量、性能、极限抗拉强度应符合现行国家《不锈钢钢丝绳》GB/T 9944的规定。

4.1.9 钢拉杆的质量、性能应符合现行国家标准《钢拉杆》GB/T 20934的规定，钢拉杆的屈服强度可选用355MPa、460MPa、550MPa或650MPa等级别。

4.1.10 索体的弹性模量、线膨胀系数宜由试验确定。在未进行试验的情况下，可参考表4.1取值初步计算。

表 4.1 索体材料弹性模量、线膨胀系数

索体类型		弹性模量 (N/mm ²)	线膨胀系数 α (/°C)
钢丝束		$(1.9 \sim 2.0) \times 10^5$	1.84×10^{-5}
钢丝绳	单股	1.4×10^5	1.59×10^{-5}
	多股	1.1×10^5	—
钢绞线	镀锌钢绞线	$(1.85 \sim 1.95) \times 10^5$	—
	高强低松弛预应力钢绞线	$(1.85 \sim 1.95) \times 10^5$	1.32×10^{-5}
高矾拉索		1.6×10^5	1.20×10^{-5}
不锈钢拉索		1.3×10^5	1.60×10^{-5}
钢拉杆		2.06×10^5	1.2×10^{-5}

4.1.11 新索出厂前应多次循环加载消除大部分残余应力并进行预张拉和超张拉试验，张拉试验、索拉断力、疲劳性能应符合附录B要求。

5 作用及作用组合

5.1 永久荷载

5.1.1 永久荷载应包括结构构件、光伏组件、压块及连接件、电缆及桥架、固定设备、覆土的自重,以及其他需要按永久荷载考虑的荷载。

5.1.2 结构自重的标准值可按结构构件的设计尺寸与材料单位体积的自重计算确定。

5.1.3 一般材料和构件的单位自重可取其平均值,对于自重变化较大的材料和构件,自重的标准值应根据对结构的不利或者有利状态,分别取上限值和下限值。常用材料和构件单位体积的自重,应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定取值。

5.2 风荷载

5.2.1 基本风压的确定应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的有关规定,并结合电网风区图依《建筑结构荷载规范》附录E计算、且不应小于0.30kPa。重现期应按下列原则确定:

- 1) 地面光伏支架设计时,应按 25 年重现期确定基本风压;
- 2) 柔性支架组件下方空间存在较多人员活动情形时,应按 50 年重现期确定基本风压;
- 3) 地基基础设计时,应按 50 年重现期确定基本风压;
- 4) 建筑光伏一体化设计时,基本风压重现期应与主体结构一致。

5.2.2 垂直作用于光伏支架或光伏组件表面的风荷载标准值应按下列规定确定:

- 1) 计算结构构件时,风荷载标准值应按下列公式计算:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (5.2.2-1)$$

式中： w_k —风荷载标准值（ kN/m^2 ）；

β_z —高度 z 处的风振系数。对柔性支架，可取1.4~1.9，结构跨度较大且自振频率较低者取较大值。对于跨度大于60m或基本自振周期大于1.0s，应通过风振响应分析确定风动力效应；

μ_z —风压高度变化系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 取值；

μ_s —风荷载体型系数，按表 5.2.3-1 选用；

w_0 —基本风压（ kN/m^2 ），应按对风荷载敏感的结构适当提高。

2) 计算非结构构件时，风荷载标准值可按下式计算：

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 \quad (5.2.2-2)$$

式中： β_{gz} —高度 z 处的阵风系数，可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定选用，对于地面光伏支架，可取光伏板顶面高度。

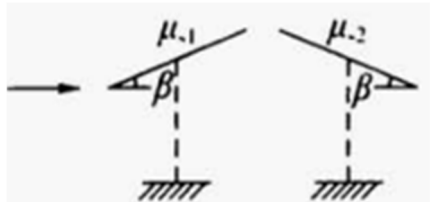
μ_{s1} —风荷载局部体型系数，可按表 5.2.3-2 的规定选用。

3) 对于处在山区上的光伏柔性支架，风压高度变化系数除应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中平坦地面的粗糙度类别确定外，应乘地形条件的修正 η_w ，对于与风向一致的谷口、山口， η_w 宜在1.4~1.5。

4) 对于建筑光伏一体化的光伏柔性支架，风荷载计算应与一体化建筑主体结构一致。

5.2.3 光伏柔性支架结构的风荷载整体体型系数和局部体型系数根据光伏板倾角的不同，分别按表5.2.3-1、5.2.3-2取用。

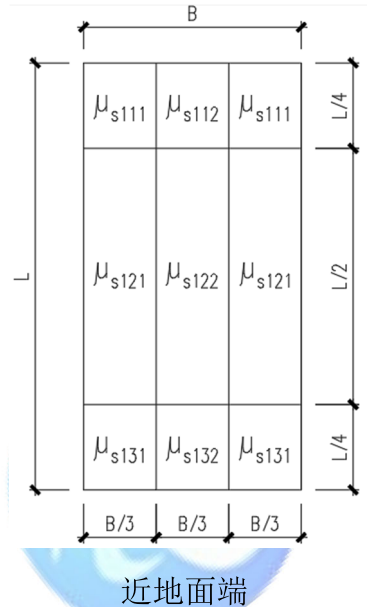
表 5.2.3-1 风荷载整体体型系数

倾角 β	$\leq 15^\circ$		20°	30°	40°	55°
	μ_{s1}	0.8	0.85	1.0	1.3	1.3
	μ_{s2}	-0.95	-1.0	-1.3	-1.6	-1.6

注：1. 中间值按线性插值法计算；

2. 当光伏板阵列布置列数大于7排时，可对两端第2列、第4行以内支架体型系数进行折减，折减系数可取0.85，折减后的正压体型系数平均值不应小于0.6，负压体型系数平均值不应大于-0.9。

表 5.2.3-2 风荷载局部体型系数

		倾角 β	$\leq 15^\circ$	20°	30°	40°	55°
μ_{s111}			-1.3	-2.1	-2.3	-2.7	-1.8
μ_{s112}			-1.3	-1.7	-2.2	-2.7	-1.8
μ_{s121}			-1.2	-1.5	-1.7	-2.1	-1.6
μ_{s122}			-1.0	-1.0	-1.5	-1.7	-1.6
μ_{s131}			-1.0	-1.0	-1.0	-1.1	-1.1
μ_{s132}			-1.0	-1.0	-1.0	-1.1	-1.1

注：中间值按线性插值法计算。

5.2.4 纵向风荷载对支架引起的水平力应按光伏面板实际坡度分量计算，并不应小于 $0.10Aw_H$ 取值。A为光伏面板的水平投影面积， w_H 为光伏面板高度H处的风压。

5.3 雪荷载

5.3.1 作用于光伏支架水平投影面上的雪荷载标准值应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定确定。

5.3.2 光伏支架雪荷载应按25年重现期确定基本雪压。

5.3.3 地基基础设计时，雪荷载应按50年重现期确定。

5.3.4 对于建筑光伏一体化的光伏柔性支架，雪荷载计算应与一体化建筑主体结构一致，并考虑环境影响。

5.3.5 光伏组件顶面积雪分布系数应符合下列规定：

- 1) 单坡顶面积雪分布系数应按表 5.3.5 的规定选择；
- 2) 对于安装在建（构）筑物屋面上的光伏组件顶面积雪分布系数，应考虑迎风面、背风面、遮挡物等影响造成的积雪不均匀分布系数；
- 3) 跨中单曲下凹段的积雪分布系数应适当提高。

表 5.3.5 光伏组件单坡顶面积雪分布系数

β	$\leq 25^\circ$	30°	35°	40°	45°	$\geq 50^\circ$
μ_r	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0

注：中间值按线性插值法计算。

5.3.6 山区雪荷载应通过实际调查后确定，当无实测资料时，可按当地邻近空旷地面的雪荷载乘以系数1.2采用。

5.4 温度作用

5.4.1 温度作用应考虑气温变化、太阳辐射等因素作用在结构或构件上的温度作用应采用其温度的变化来表示，基本气温参考现行国家规范《建筑结构荷载规范》GB 50009执行。

5.4.2 采用材料的线膨胀系数 α ，见本标准第4节材料章节要求。

5.4.3 均匀温度作用的标准值应按下列规定确定：

1) 对结构最大温升的工况，均匀温度作用标准值按下式计算：

$$\Delta T_k = T_{S,max} - T_{0,min} \quad (5.4.3-1)$$

式中： ΔT_k —均匀温度作用标准值(°C)；

$T_{S,max}$ —结构最高平均温度(°C)；

$T_{0,min}$ —结构最低初始平均温度(°C)。

2) 对结构最大温降的工况，均匀温度作用标准值按下式计算：

$$\Delta T_k = T_{S,min} - T_{0,max} \quad (5.4.3-2)$$

式中： $T_{S,min}$ —结构最低平均温度(°C)；

$T_{0,max}$ —结构最高初始平均温度(°C)。

5.4.4 结构最高平均温度 $T_{S,max}$ 和最低平均温度 $T_{S,min}$ 宜分别根据基本气温 T_{max} 和 T_{min} 按热工学的原理确定，应综合柔性支架暴露于室外对气温变化敏感、且考虑当地气候、局部山区域气温条件影响，增加或降低计算基本气温。

5.4.5 结构的最高初始平均温度 $T_{0,max}$ 和最低初始平均温度 $T_{0,min}$ 应根据结构的合拢或形成约束的时间确定，或根据施工时结构可能出现的温度按不利情况确定。

5.5 作用组合

5.5.1 光伏柔性支架设计时，应按承载能力极限状态计算结构和结构构件的强度、稳定性及连接强度；按正常使用极限状态计算结构和结构构件的变形。

5.5.2 结构或结构构件按承载能力极限状态设计时，应采用荷载的基本组合或偶然组合计算荷载组合的效应设计值，并按式(5.5.2)进行设计。

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (5.5.2)$$

式中： γ_0 —结构重要性系数，对于支架下存在具有人身活动需求的似建筑类取值1.0，其余可取值0.95；

S_d —作用组合的效应设计值；

R_d —结构或结构构件的抗力设计值；在抗震设计时应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} ， γ_{RE} 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定取值。

5.5.3 结构或结构构件按正常使用极限状态设计时，应符合式(5.5.3)的要求：

$$S_d \leq C \quad (5.5.3)$$

式中： S_d —作用组合的效应标准值，如变形、裂缝等；

C —设计对变形、裂缝等规定的相应限值。

5.5.4 非抗震设计时，荷载效应的基本组合应按式（5.5.4）计算，取其不利值：

$$S_d = \gamma_G S_{GK} + \gamma_p \gamma_F S_{PK} + \gamma_w \psi_w S_{WK} + \gamma_s \psi_s S_{SK} + \gamma_T \psi_T S_{TK} \quad (5.5.4)$$

式中： S_d —作用组合的效应设计值；

γ_G 、 γ_p —永久、预应力的分项系数。当永久作用或预应力作用对结构有利时，不应大于1.0；当永久作用或预应力作用对结构不利时，取1.3；

γ_F —张拉系数；

S_{GK} —永久荷载标准值的荷载效应值；

S_{PK} —预应力作用标准值的荷载效应值；

S_{WK} —风荷载标准值的荷载效应值；

S_{SK} —雪荷载标准值的荷载效应值；

S_{TK} —温度作用标准值的荷载效应值；

γ_w 、 γ_s 、 γ_T —风、雪荷载及温度作用的分项系数，可取1.5；

ψ_w 、 ψ_s 、 ψ_T —风、雪荷载及温度作用的组合值系数；风荷载为主导可变荷载时，风荷载组合值系数可取1.0，雪荷载组合值系数可取0.7；雪荷载为主导可变荷载时，雪荷载组合值系数可取1.0，风荷载组合值系数可取0.6；温度作用组合值系数取0.6。

5.5.5 抗震设计时，结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合应按式(5.5.5)计算：

$$S_d = \gamma_G S_{GE} + \gamma_p \gamma_F S_{PK} + \gamma_{Eh} S_{EhK} + \gamma_w \psi_w S_{WK} \quad (5.5.5)$$

式中： S_d —地震组合的效应设计值；

γ_G —重力荷载的分项系数，取1.3。当对结构有利时取1.0，当验算结构抗倾覆或抗滑时，取0.9；

γ_p —预应力的分项系数。计算索时取1.0；计算支撑时取0.6；

S_{GE} —重力荷载代表值的荷载效应值；

S_{PK} —预应力作用标准值的荷载效应值；

γ_{Eh} —水平地震作用分项系数，可取1.4；

S_{EhK} —水平地震作用标准值的效应；

γ_w —风荷载的分项系数，取1.5；

ψ_w —风荷载的组合值系数，取0.2。

5.5.6 预应力荷载对结构构件的张拉系数 γ_F 应分别按下列情况取值：

1) 当杆件的荷载应力与预应力符号相同，或符号相反但杆件的预应力值大于荷载应力值时， $\gamma_F=1.1$ ；

2) 当杆件荷载应力值大于预应力值且符号相反时， $\gamma_F=0.9$ ；

3) 当以有效措施（如采用测力计或其他仪表）直接监测预应力张拉力值时， $\gamma_F=1.0$ 。

5.5.7 结构或结构构件按正常使用极限状态设计时，荷载效应采用标准组合，可按本标准式(5.5.4)计算，各荷载分项系数取1.0。

5.5.8 计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久值组合确定，可不计入风、雪荷载及地震作用。

5.5.9 光伏柔性支架设计时，宜对施工阶段进行验算，并应符合下列规定：

1) 施工检修荷载不低于 2.0kN ，也可按实际荷载取用并作用于柔性支架最不利位置；

2) 进行施工检修荷载承载力验算时，荷载组合应取永久荷载和施工检修荷载进行组合；永久荷载分项系数取 1.3 ，施工检修荷载的分项系数取 1.5 ；

3) 变形验算时，荷载组合应取永久荷载和施工检修荷载进行组合，永久荷载分项系数均取 1.0 。



6 构件设计

6.1 拉索

6.1.1 光伏柔性支架单索在任意连续分布荷载下的内力与位移采用解析法计算。

6.1.2 在初始任意分布荷载 $q_0(x)$ 作用下，单索的初始几何形态可按式(6.1.2)计算：

$$z_0(x) = \frac{M(x)}{H_0} + \frac{a_0}{l}x \quad (6.1.2)$$

式中： l —单索跨度；

a_0 —单索两端支座高差；

x —水平坐标；

$M(x)$ —跨度等于索跨度的简支梁在 $q_0(x)$ 荷载下的弯矩函数；

H_0 —初始几何状态时单索拉力的水平分量。

6.1.3 当分布荷载由初始 $q_0(x)$ 增加到 $q_L(x)$ 时，单索的拉力水平分量可按式(6.1.3-1)计算：

$$H_L^3 + \left[\frac{EA}{2lH_0^2} \int_0^l V_0^2(x) dx - H_0 - \frac{EA(a_t^2 - a_0^2)}{2l^2} - \frac{EA(u_r - u_L)}{l} + EA\alpha\Delta t \right] H_L^2 - \frac{EA}{2l} \int_0^l V_t^2(x) dx = 0 \quad (6.1.3-1)$$

单索的几何形态可按式计算：

$$Z_L(x) = \frac{M_L(x)}{H_L} + \frac{a_t}{l}x \quad (6.1.3-2)$$

式中： H_L —荷载状态时单索拉力的水平分量；

$V_0(x)$ —跨度等于索跨度的简支梁相应于 $q_0(x)$ 荷载下的剪力函数；

$V_t(x)$ —跨度等于索跨度的简支梁相应于 $q_L(x)$ 荷载下的剪力函数；

$M_L(x)$ —跨度等于索跨度的简支梁在 $q_L(x)$ 荷载下的简支梁弯矩；

$Z_L(x)$ —单索几何形状坐标；

A —单索的截面面积；

E —索材料的弹性模量；

u_r 、 u_L —由初始状态到荷载状态时单索的左、右两端支座水平位移；

α —索材料的线膨胀系数；

Δt —索由初始状态到荷载状态的温差；

a_t —荷载状态时索两端的位移高差。

6.1.4 拉索的抗拉力设计值应按式(6.1.4)计算：

$$F = \frac{F_{tk}}{\gamma_R} \quad (6.1.4)$$

式中： F —拉索的抗拉力设计值（kN）；

F_{tk} —拉索的极限抗拉力标准值（kN）；

γ_R —拉索的抗力分项系数，取 2.0；当为钢拉杆时，取 1.7。

6.1.5 拉索的承载力应按下式验算：

$$\gamma_0 N_d \leq F \quad (7.1.5)$$

式中： N_d —拉索承受的最大轴向拉力设计值（kN）；

γ_0 —结构的重要性系数。

6.2 索柱

6.2.1 索柱可根据不同需要，采用钢筋混凝土索柱、型钢索柱或钢混组合索柱等。

6.2.2 当采用钢筋混凝土索柱时，一般应按偏心受压构件进行设计计算，应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008、《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

6.2.3 当采用型钢索柱时，其强度、稳定及构造应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006、《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定。

6.2.4 当采用钢混组合索柱时，应符合现行国家标准《组合结构通用规范》GB 55004、《组合结构设计规范》JGJ 138等相关规范的有关规定。

6.2.5 跨中存在稳定索杆的结构体系，应按《钢结构设计标准》GB 50017设有摇摆柱情况下的框架柱计算长度规定，索柱计算长度系数乘以放大系数 η_h ，且 $\eta_h \geq 1$ 。

6.2.6 立柱柱脚宜设计成刚接，当纵向未设置柱间支撑时，应设计为刚接。

6.3 横梁

6.3.1 横梁可采用混凝土梁、工字形截面钢梁、箱型截面钢梁。

6.3.2 横梁应按现行国家标准计算弯矩、剪力、扭矩共同作用下的强度和稳定计算。

6.3.3 钢梁锚拉节点处应按现行国家标准配置加劲肋，并进行局部受压承载力、稳定计算。

6.4 柱间支撑系统

6.4.1 柱间支撑采用的形式宜为门式框架、圆钢或钢索交叉支撑、型钢交叉支撑、方管或圆管人字支撑等。

6.4.2 当索柱高度大于柱间距2倍时，柱间支撑宜分层设置。

6.4.3 同一柱列不宜混用刚度差异大的支撑形式。在同一柱列设置的柱间支撑共同承担该柱列的水平荷载，水平荷载应按各支撑的刚度进行分配。

6.4.4 柱间支撑的设计，应按支承于柱脚基础上的竖向悬臂桁架计算；对于圆钢或钢索交叉支撑应按拉杆设计，型钢可按拉杆设计，支撑中的刚性系杆应按下压杆设计。

6.5 锚碇系统

6.5.1 拉索的锚碇系统应根据具体情况采用重力锚、拉盘形锚、摩擦桩，原土抗拔掏挖型、岩石锚杆螺旋锚等形式。基础形式图见附录C。

6.5.2 锚碇系统应进行上拔稳定性验算，并符合式(6.5.2)的规定：

$$T_k \leq R_d / \gamma_f \quad (6.5.2)$$

式中： T_k —拉力标准值（kN）；

γ_f —锚碇稳定系数，可取1.6；

R_d —拉力抵抗值（kN）。

6.5.3 当采用抗拔桩基时，可参考《建筑桩基技术规范》JGJ 94中抗拔桩基承载力验算方法计算。

6.5.4 盘形锚的上拔稳定，可按式（6.5.4-1）计算：

$$\gamma_f T_k \sin \omega \leq V_t \gamma_m + G_K \quad (6.5.4-1)$$

1 当 $h_t \leq h_c$ 时，抗拔土体的体积 V_t 应按下式确定：

$$V_t = h_t \left[b l \sin \omega_1 + (b \sin \omega_1 + l) h_t \tan \alpha + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha \right] \quad (6.5.4-2)$$

2 当 $h_t > h_c$ 时，抗拔土体的体积 V_t 应按下式确定：

$$V_t = h_c \left[b l \sin \omega_1 + (b \sin \omega_1 + l) h_c \tan \alpha + \frac{4}{3} h_c^2 \tan^2 \alpha \right] + b l (h_t - h_c) \sin \omega \quad (6.5.4-3)$$

式中： ω —拉力与水平地面的夹角；

b 、 l —锚盘的宽、长（m）；

h_t —锚盘上表面埋置深度（m）；

h_c —上拔临界深度（m），见表 6.5.4-1；

ω_1 —锚盘上平面与垂面的夹角；

γ_m —锚盘底面以上土的加权平均重度，地下水以下取浮重度， $\gamma_m \leq 17 \text{kN/m}^3$ ，可参见表 6.5.4-2；

G_K —锚盘自重(kN)，钢筋混凝土容重不应大于 22kN/m^3 ；

α —土的上拔角。对砂土，取 $\alpha = \frac{4}{5} \theta$ ；对其他土，可取

$\alpha = \frac{2}{3} \theta$ ； θ 为土的计算内摩擦角。

表 6.5.4-1 上拔临界深度

土的类别	土的天然状态	圆形底	方形底
砂土、粉土	密实~稍密	2.5D	3.0B
黏性土	坚硬~硬塑	2.0D	2.5B
	可塑	1.5D	2.0B
	软塑	1.2D	1.5B

注：长方形底板当边长 l 与短边 b 之比不大于 3 时，取 $D=0.6(b+l)$ 。

表 6.5.4-2 土计算容重 γ_m 、上拔角 α 、内摩擦角 θ 和土压力参数 m

土的状态	黏性土			粉土			砂土			
	硬塑	可塑	软塑	密实	中密	稍密	砾砂	粗、中砂	细砂	粉砂
$\gamma_m(\text{kN/m}^3)$	17	16	15	17	16	15	17	17	16	15
$\alpha(^{\circ})$	25	20	10	25	20	10~15	30	28	26	22
$\theta(^{\circ})$	35	30	15	35	30	15	37	35	30	30
$m(\text{kN/m}^3)$	63	48	26	—	—	—	—	63	48	48

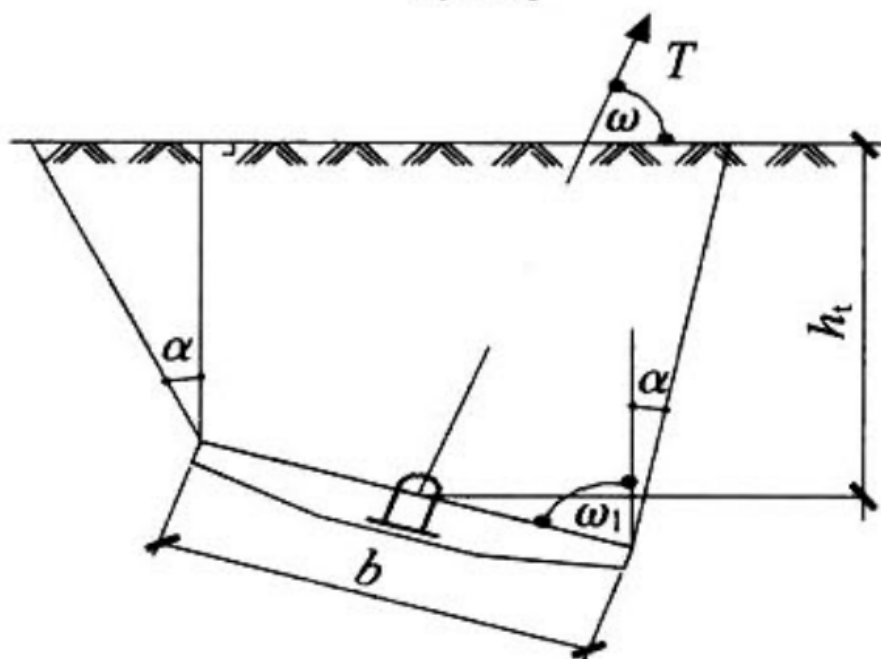


图 6.5.4 (1) $h_t \leq h_c$ 时盘形锚, 上拔稳定计算简图

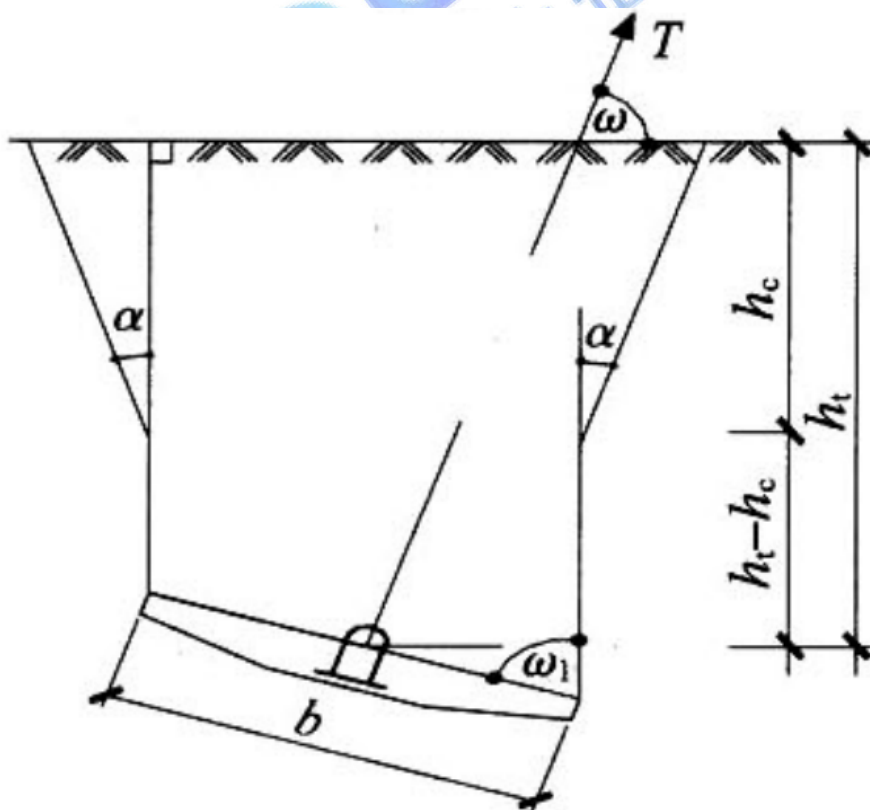


图 6.5.4 (2) $h_t > h_c$ 时盘形锚, 上拔稳定计算简图

6.6 支架基础

6.6.1 支架基础设计应满足《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《太阳能发电站支架基础技术规范》GB 51101的要求。采用桩基础时，应满足《建筑桩基技术规范》JGJ 94的要求。

6.6.2 支架基础设计安全等级不应小于上部支架设计安全等级，结构重要性系数不应小于0.95。

6.6.3 支架基础设计前，应对场地的下列条件进行分析判断：

1) 在自然条件下，场地内有无滑坡现象，有无影响场地稳定性的断层、破碎带；

2) 岩溶、土洞的发育程度，有无采空区；

3) 施工过程中是否会因挖方、填方、堆载和卸载形成不稳定边坡；

4) 出现危岩崩塌、泥石流等不良地质作用的可能性；

5) 地表水、地下水对支架基础的影响；

6) 是否存在人为、自然等因素引起水土流失的可能性；

7) 是否存在地基土发生液化、震陷的可能性；

8) 场地内是否存在湿陷性土、软土、填土、膨胀岩土、冻土、盐渍岩土、污染土等特殊岩土。

6.6.4 存在对支架结构有潜在威胁或直接危害的滑坡、危岩崩塌、泥石流的地段和发震断裂地带等地质灾害易发区，不应选作建设场地。

6.6.5 当支架布置场区位于岩溶发育地段或采空区及其影响范围内时，应进行地质灾害危险性评价，并根据建设场地适宜性的评价意见采取相应措施。

6.6.6 当支架布置场区内存在液化土、湿陷性土、软土、填土、膨胀岩土、冻土、盐渍岩土、污染土等特殊岩土时，应根据分布范围、危害程度、处理成本和处理工期综合确定场地的地基处理方案，选择适应的支架基础形式。

7 节点设计与构造

7.1 节点设计一般原则

7.1.1 节点的构造应与计算假定相符，做到传力路线简洁明确、安全可靠，构造简单合理并便于制作、安装和维护，且具有较好的经济性。

7.1.2 节点构造设计中，应考虑结构安装偏差、索体松弛效应、预应力施加方式及进行二次张拉和使用过程中索力调整的可能性。

7.1.3 索结构节点的承载力设计值应不小于拉索内力设计值的1.25倍，对索与构件连接锚固部位应满足疲劳设计要求。

7.1.4 节点可采用采用法兰防松螺母螺栓连接节点、索夹节点、耳板式节点和可滑动节点等类型。

7.1.5 主要受拉节点的焊缝质量等级应为一级，其他节点的焊缝质量等级应不低于二级。

7.1.6 各类节点的设计与构造应符合《钢结构设计标准》GB 50017等相关规范的规定。

7.2 索与索的连接节点

7.2.1 双向拉索的连接、拉索与柔性边索的连接采用索夹节点，可根据需要选用U形索夹节点、螺栓索夹节点和钢板索夹节点。索体在夹具中不应滑移，夹具与索体之间的摩擦力应大于夹具两侧索体的索力差，并应采取措施保证索体防护层不被挤压损坏。

7.2.2 同向拉索间的中间张紧装置可采用螺杆连接节点，同向拉索需要在中间节点改变方向以便锚固时，可采用索鞍，或采用其他能达到同样功能的措施。

7.2.3 同一平面内不同方向多根拉索之间的连接可采用耳板式节点，使用耳板式节点时应使拉索轴线交汇于一点，避免连接板偏心受力。

7.3 索与支承构件的连接节点

7.3.1 拉索与支承构件的连接应采用传力可靠、预应力损失低且施工便利的锚具，应保证锚固区的局部强度和刚度，应力分析和连接计算，并应设置必要的加劲肋、加劲环或加劲构件等加强措施。

7.3.2 可张拉的拉索锚具与支座的连接应保证张拉区有足够的张拉操作施工空间。对于张拉节点，设计时应根据可能出现的节点预应力超张拉情况，验算节点承载力。张拉节点应有可靠的防松弛措施，且具备二次张拉的条件。

7.3.3 构件与索体横向接触面应为圆弧状，接触面圆弧直径不应小于 $4d$ ， d 为索的外径。

7.3.4 拉索与钢筋混凝土支承构件的连接宜通过预埋钢板或预埋锚栓将拉索锚固。拉索与混凝土支承构件的连接应保证锚固区的局部承压、强度和刚度，应设置必要的加劲肋加强措施。

7.3.5 拉索与钢支承构件的连接方式应根据边界结构的设计、预应力施加方式和索端头类型的选择，可采用以下几种形式：

- 1) 拉索与支承钢柱或钢梁的连接可采用螺杆连接；
- 2) 多跨结构的情况下，中间跨处拉索与支承构件宜采用具有鞍形支座的连续索节点；
- 3) 径向拉索与支承钢环梁的连接可采用耳板式连接。

7.4 锚具

7.4.1 锚具构造形式应满足安装和调节需要。

7.4.2 锚具应采用低合金高强度结构钢经热处理后制作，小锚具采用锻造成型，大锚具采用铸造成型。锚具及其组装件的极限承载力不应低于索体的最小破断拉力。

7.4.3 钢丝束、钢丝绳索体可采用热铸锚锚具或冷铸锚锚具。

7.4.4 钢绞线索体可采用夹片锚具，也可采用挤压锚具或压接锚具。承受低应力或动荷载的夹片锚具应有防松装置，夹片锚具的质量、性能、检验和验收应符合《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370和《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85的规定。挤压锚具质量、性能、检验和验收应符合《挤压锚固钢绞线拉索》JT/T 850的规定。夹片长度不应小于55mm, 较小拉力情况可选用压接锚具。

7.4.5 拉索锚具应表面镀层、或喷涂防腐涂料、或设保护套等防腐措施。



7.5 耳板式节点

7.5.1 柔性索应仅承受轴向拉力，不应索端弯曲，宜采用销轴连接结构耳板与索头叉耳的耳板式节点，对耳板平面外存在较大转角的节点，宜采用关节轴承。

7.5.2 销轴与耳板材料宜采用Q355、Q390与Q420，可采用45号钢、35CrMo或40Cr等钢材。

7.5.3 对于受力较大的耳板式节点，可采用在耳板的主板两侧加贴板的形式，主板和贴板的材料宜相同。对于钢板耳板，贴板应焊接在主板上；对于铸钢耳板，贴板与主板整体铸造。

7.5.4 采用关节轴承的常用耳板式节点可通过螺栓固定关节轴承、焊接固定关节轴承。关节轴承及其与耳板的连接，应能满足销轴在耳板平面内外允许转角范围内的承载力要求。

7.5.5 耳板、销轴的设计承载力应不小于拉索内力设计值的1.25～1.5倍。对于节点破坏会引起相连构件的连续性失效，导致结构局部甚至整体出现承载力问题的重要耳板节点，其设计承载力不应小于拉索的设计承载力，且极限承载力不小于钢索标称破断力、对于钢拉杆宜不小于屈服载荷。对于承受疲劳荷载的耳板式节点，其耳板、销轴和焊缝等应满足疲劳设计要求。

7.5.6 受力特别复杂的特殊耳板式节点，应进行弹塑性有限元分析，必要时应补充节点模型试验，确定其设计承载力。

7.5.7 耳板承载力验算内容应包括：耳板孔净截面处的抗拉强度(截面Ⅰ—Ⅰ)、耳板端部截面的抗劈拉强度(截面Ⅱ—Ⅱ)、抗剪强度(截面Ⅲ—Ⅲ)；耳板根部的抗拉强度(截面Ⅳ—Ⅳ)，各截面位置见图7.5.7所示；销孔的局部承压强度。对于焊接在主板上的贴板，应验算贴板焊缝承载力。

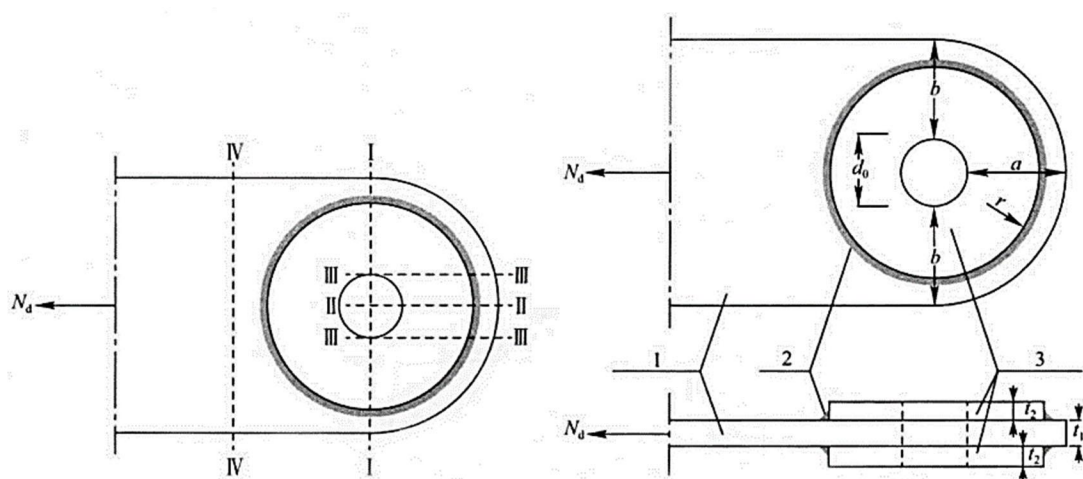


图 7.5.7 (a) 耳板承载力验算位置 图 7.5.7 (b) 耳板尺寸参数

1- 耳板主板; 2- 焊缝; 3- 耳板铁板

1) 无贴板的耳板孔净截面处抗拉强度验算:

$$\sigma = \frac{N_d}{2t_1b_1} \leq f \quad (7.5.7-1)$$

2) 有贴板的耳板孔净截面处抗拉强度验算:

$$\sigma = \frac{N_d}{2t_1b_1 + 4t_2b_2} \leq f \quad (7.5.7-2)$$

$$b_1 = \min\left(2t_1 + 16, b - \frac{d_0}{3}\right) \quad (7.5.7-3)$$

$$b_2 = \min\left(2t_2 + 16, r - \frac{5d_0}{6}\right) \quad (7.5.7-4)$$

3) 无贴板的耳板端部抗劈拉强度验算:

$$\sigma = \frac{N_d}{2t_1\left(a - \frac{2d_0}{3}\right)} \leq f \quad (7.5.7-5)$$

4) 有贴板的耳板端部抗劈拉强度验算:

$$\sigma = \frac{N_d}{2t_1\left(a - \frac{2d_0}{3}\right) + 4t_2\left(r - \frac{7d_0}{6}\right)} \leq f \quad (7.5.7-6)$$

5) 无贴板的耳板端部抗剪强度验算:

$$\tau = \frac{N_d}{2t_1Z} \leq f_v \quad (7.5.7-7)$$

$$Z = \sqrt{\left(a + \frac{d_0}{2}\right)^2 - \left(\frac{d_0}{2}\right)^2} \quad (7.5.7-8)$$

6) 有贴板的耳板端部抗剪强度验算:

$$\tau = \frac{N_d}{2t_1Z + 4t_2Z'} \leq f_v \quad (7.5.7-9)$$

$$Z' = \sqrt{r^2 - \left(\frac{d_0}{2}\right)^2} \quad (7.5.7-10)$$

7) 耳板根部全截面抗拉强度验算:

$$\sigma = \frac{N_d}{t_1(2b + d_0)} \leq f \quad (7.5.7-11)$$

8) 无贴板的耳板销孔的局部承压强度验算:

$$\sigma = \frac{N_d}{dt_1} \leq f_c \quad (7.5.7-12)$$

9) 有贴板的耳板销孔的局部承压强度验算:

$$\sigma_c = \frac{N_d}{d(t_1 + 2t_2)} \leq f_c \quad (7.5.7-13)$$

10) 贴板焊接在主板上时, 焊缝抗剪承载力应不低于贴板抗拉承载力。角焊缝高度计算公式如下:

$$h_f \geq \frac{f(2r - d_0)t_2}{0.7\pi f_f^w} \quad (7.5.7-14)$$

式中: N_d —索承受的轴向拉力设计值;

a —顺受力方向, 销轴孔边距板边缘最小距离;

r —贴板半径;

d_0 —销孔直径;

t_1 —耳板主板厚度;

t_2 —耳板单侧贴板厚度;

b_1 —耳板主板计算宽度；

b_2 —耳板贴板计算宽度；

Z —耳板端部抗剪截面宽度；

f —耳板钢材抗拉、抗弯强度设计值；

f_v —耳板钢材抗剪强度设计值；

f_c —耳板钢材承压强度设计值；

f_f^w —角焊缝强度设计值。

7.5.8 销轴应进行承压、抗剪、抗弯强度的计算，参见《钢结构设计标准》GB 50017。

7.5.9 销轴连接的构造应符合下列规定：

1) 销轴孔中心应位于耳板的中心线上，其孔径与直径相差不应大于 1mm；

2) 耳板两侧宽厚比 b/t 不宜大于 4 (t 为耳板厚度)，几何尺寸应符合下列公式规定：

$$a \geq 4b_e/3$$

$$b_e = 2t + 16 \leq b$$

3) 对于加贴板的耳板，两侧贴板厚度宜相等，且每侧贴板厚度 t_2 宜按主板厚度 t_1 的 1/3~1/2 取值；

4) 对于矩形有切角的耳板，切角可与构件轴线成 45° 角，且切角边至销孔净距不小于耳板顶部的边缘净距 a ；

5) 销轴与销孔之间间隙不宜大于 1mm，不应大于 1.5mm；

6) 销轴精加工部分的长度，应比被连接的构件两外侧面间的距离长 6mm 以上，且两端应有防止销轴横向滑脱的盖板或螺母。

7.5.10 耳板式节点制作和施工要求，应符合以下要求：

- 1) 各构件安装时不应偏心，且构件尺寸应满足荷载由销孔中心向边缘扩散要求；
- 2) 耳板销轴孔应采用机加工钻孔，且主板和贴板应整体钻孔；
- 3) 当销轴和销轴表面要求机加工时，其质量要求应符合相应的机械零件加工标准的规定；
- 4) 耳板表面涂装要求不应低于主体结构构件的要求；
- 5) 耳板销孔的制作要求参照《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205中C级螺栓孔的允许偏差，应符合表7.5.10的规定。

表 7.5.10 耳板和销轴制作允许偏差

	项目	允许偏差
耳板	耳板的宽度、长度	$\pm 1\text{mm}$
	加工边直线度	$L/3000$, 且不应大于 $\pm 1.5\text{mm}$
	板厚	$\pm 0.5\text{mm}$
	耳板的平面度	$\pm 0.05t$, 且不应大于 $\pm 1.5\text{mm}$
	加工面垂直度	$0.025t$, 且不应大于 0.5mm
	相邻两边夹角	± 6
	销孔直径	$+1.0 \sim 0.0\text{mm}$
	销孔圆度	2.0mm
	销孔垂直度	$0.03t$, 且不应大于 2.0mm
	销轴孔壁表面粗糙度 Ra	$25\mu\text{m}$
销轴	销轴直径	$0.00 \sim -0.25\text{mm}$

注：表中L为板边长度，t为板厚度。

7.5.11 耳板式节点安装精度应符合以下规定：

- 1) 耳板销孔中心至节点中心的连线与轴线偏角的允许偏差为 $\pm 0.5^\circ$ ，且销孔中心与轴线的垂直距离允许偏差为 $\pm 10\text{mm}$ ；
- 2) 当拉索长度可调时，耳板销孔中心至节点中心距离的允许偏差为 $\pm 5\text{mm}$ ，拉索两端耳板中心距离的允许偏差为 $\pm 30\text{mm}$ ；
- 3) 当拉索长度不可调时，应根据拉索系统长度允许偏差，在保证

索力达到允许偏差的前提下，采用误差影响分析来确定合理的耳板销孔中心位置允许偏差，必要时可提高拉索系统长度精度要求，或采取措施调节耳板连接件长度；

4) 采用双耳板时，双耳板的同轴度应小于0.5mm。

7.6 夹具

7.6.1 索与组件（或檩条）的连接采用索夹节点，可选用U型索夹连接或螺栓索夹连接，应采取避免螺栓或索体直接接触，造成螺栓或索体磨损的措施。

7.6.2 索夹主体和压板应进行强度承载力验算。

1) 索夹主体和压板的 A-A 截面（图 7.6.2）的抗弯应力比和抗剪应力比应分别满足式（7.6.2-1）和式（7.6.2-2）的要求；

$$K_M = \frac{3cP_{tot}^0}{Lh^2f\gamma_s} \leq 1 \quad (7.6.2-1)$$

$$K_V = \frac{0.75P_{tot}^0}{Lhf_v} \leq 1 \quad (7.6.2-2)$$

2) B-B 截面的抗拉应力比应满足式（7.6.2-3）的要求；

$$K_T = \frac{0.5P_{tot}^0}{Ldf\phi_R} \leq 1 \quad (7.6.2-3)$$

式中： P_{tot}^0 —索孔道两侧所有高强螺栓的初始紧固力之和，按 7.6.3 条确定；

c —平台根部至螺栓孔中心距离；

L —索夹夹持长度；

h —A-A 截面厚度；

f —钢材抗弯强度设计值；

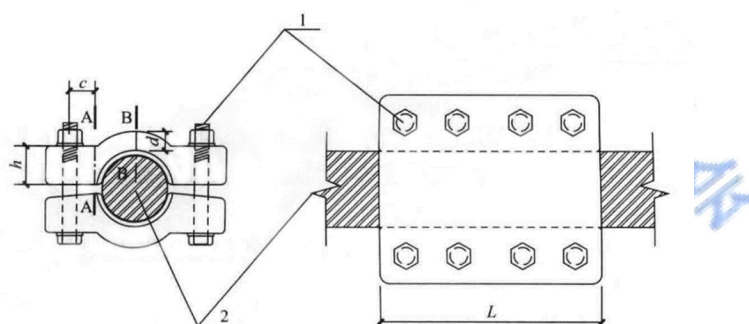
f_v —钢材抗剪强度设计值;

γ_s —A-A 截面塑性发展系数, 可取1.1;

d —B-B 截面厚度;

φ_R —强度折减系数, 参考《公路悬索桥设计规范》JTG/TD65-05-2015 中 11.4.3 的规定, 取 0.45。

3) 对于受力复杂的铸钢索夹宜通过弹塑性实体有限元分析确定其极限承载力;



1-高强螺栓; 2-索体

图 7.6.2 主体和压板计算示意图

7.6.3 高强螺栓的初始紧固力按现行《钢结构设计标准》GB 50017规定的高强螺栓预拉力设计值, 或有试验确定, 但不宜超出规范值的15%。

7.6.4 索夹抗滑移设计承载力应根据实物通过试验确定索夹抗滑移承载力, 初步设计时应不低于索夹两侧不平衡索力设计值, 应满足式(7.6.4-1) :

$$R_{fc} \geq F_{nb} \quad (7.6.4-1)$$

$$R_{fc} = \frac{2\mu P_{tot}^e}{\gamma_M} \quad (7.6.4-2)$$

$$P_{tot}^e = (1 - \varphi_B) P_{tot}^0 \quad (7.6.4-3)$$

式中: R_{fc} —索夹抗滑设计承载力;

F_{nb} —索夹两侧不平衡索力设计值，应不小于最不利工况下的索夹两侧索力最大差值；

P_{tot}^e —夹索上所有高强螺栓的有效紧固力之和；

γ_M —索夹抗滑设计承载力的部分安全系数,参考《Eurocode 3 Design of steel structures》EN 1993-1-11中6.4.1的规定,宜取1.65；

μ —索夹与索体间的综合摩擦系数，按 7.6.5 条采用；

φ_B —高强螺栓紧固力损失系数，可按0.25~0.55取值。

7.6.5 索夹与索体间的综合摩擦系数 μ 应通过试验确定，初步设计时，对于外包HDPE 的钢丝束索、密封索和钢绞线裸索， μ 可按经验值分别取0.1、0.2 和0.35。

7.6.6 索夹抗滑承载力试验应满足以下规定：

1) 索夹抗滑承载力试验的索夹和索体材料、索孔道和索体表面处理、索夹制作加工和关键构造尺寸，应与实际工程一致；

2) 由于索体蠕变的时间效应，高强螺栓紧固力随时间逐渐衰减，试验中应充分考虑高强螺栓紧固力损失的时间效应，在预紧高强螺栓后和张拉拉索后应分别静置足够的时间，待高强螺栓紧固力衰减稳定后加载顶推索夹；

3) 同类型、同规格的索夹，试验数量不宜少于 2 个，在正常试验条件下，索夹抗滑承载力代表值宜取同批次的最小值；

4) 当多个索夹在同一索体上进行抗滑试验时，各索夹应夹持在索体的不同部位，各索夹夹持段的净距不应小于 2 倍索体直径；

5) 试验过程中宜跟踪监测高强螺栓的紧固力，加载顶推索夹时应同步监测顶推力和索夹相对索体的滑移量；

6) 索夹抗滑极限承载力应通过顶推过程的荷载-位移曲线确定。

当索夹的主体和压板的滑移量都迅速增加，且顶推力难以继续增加时，对应的顶推力定为索夹抗滑极限承载力；

7) 试验极限承载力应不低于抗滑设计承载力的1.5倍，顶推索夹的加载位置应符合结构中索夹实际受力情况。

7.6.7 索夹制作要求

1) 索夹主体和压板上的高强螺栓孔径应比螺栓公称直径大1.5~2mm，主体和压板应配对制孔，且配对标记；

2) 索夹主体和压板之间应留有足够的间隙，以保证高强螺栓预紧且索夹变形后主体和压板之间无接触，高强螺栓的紧固力全部有效地作用在索体上；

3) 索孔道允许偏差：孔直径为0~2mm；孔中心与索夹节点中心间距 $\pm 1\text{mm}$ ；孔道中心圆弧两端切线夹角 $\pm 15^\circ$ ；索孔道表面粗糙度要求， $R_n=50\mu\text{m}$ 。索夹孔道口和边缘应倒圆角且打磨圆滑，圆角半径宜不小于10mm；

4) 索夹表面涂装要求应不低于主体钢构件；

5) 索制作安装过程，严禁出现索夹处油漆涂装或沾染油污等降低索体和索夹之间的摩擦系数、影响索夹抗滑承载力的情况。对钢丝外露的裸索，应采取防止索夹损伤索体表面钢丝的镀层、防止电化学腐蚀的措施，应在索夹孔道与索体接触面热喷锌，厚度宜 $\geq 0.6\text{mm}$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，热喷锌层表面严禁油漆涂装、油污。

8 施工安装

8.1 一般规定

8.1.1 支架施工前应编制施工组织计划，明确应遵循的技术标准和验收规范。

8.1.2 施工方应进行各施工阶段的计算，根据索力及结构变形等参数，作为施工监测和质量控制的依据。

8.1.3 施工前应对索体、锚具及零配件的出厂报告、产品质量保证书、检测报告以及品种、规格、色泽、数量进行验收。

8.1.4 应对支承结构或边缘构件上用于拉索锚固的锚板、锚栓、孔道等的空间坐标、几何尺寸及倾角等内容进行复核，均验收合格后方可进行施工。

8.1.5 索结构制作、安装、张拉所需设备与压力表应配套标定、配套使用，均应在有效期内，应定期维护和标定，标定应在经国家授权的法定计量技术机构进行，标定时千斤顶活塞的运行方向应与实际张拉工作状态一直，并应具有标定合格报告。标定期限不应超过6个月，当使用超过300次或使用过程中出现反常现象或张拉设备检修后，应重新标定。

8.1.6 对于室外堆放的拉索，应采取保护措施，放索时应在索盘支架上进行或采取其他有可靠依据能保证安全的措施。

8.1.7 索体下料应采用砂轮锯或切断机等机械方法切断，不得使用电弧切割，制作或安装时不应用作接地线，应避免焊渣或接地电火花的损伤。

索体张拉锚固后，应对锚固状态和张拉记录进行检查，确认合格

后，方可切割外露多余部分的索体，切割后的索体外露长度，对于挤压锚不应小于30mm，且不应小于1.5倍索直径，对于夹片锚具不应小于100mm，且不宜大于200mm。施工完成后，应采取保护措施，防止拉索损坏，拉索的周边不得进行焊接、火焰切割等作业。

8.2 拉索安装

8.2.1 拉索安装前，应根据受力特点、空间状态及相关施工技术条件，在满足设计要求的前提下，综合确定拉索的安装方法。

8.2.2 应利用放线盘、牵引及转向等装置在地面将索放开，然后提升、安装就位。索在移动过程中，应采取措施防止索与地面接触造成索头和索体损伤。

8.2.3 应根据施工图及整体结构施工方案要求，严格按索体上的标记位置、张拉方式和张拉伸长值进行索具节点安装。对跨度超过20m、或高度立柱高度超过3米、或与原建（构）筑物存在传力的柔性支架结构，应按危险性较大工程进行专项施工方案设计。

8.2.4 对于传力索夹，安装时要考虑张拉后拉索直径改变对索夹夹持力的影响。索夹间固定螺栓一般分为初拧、复拧和终拧三个过程，可根据具体情况将后两个过程合并。

8.3 拉索张拉

8.3.1 拉索张拉前应进行预应力施工全过程模拟计算，且应考虑支承结构的影响。根据实际监测情况可对索进行超张拉，超张拉值一般为设计张拉力的3%~5%。

8.3.2 拉索张拉应遵循分阶段、分级、对称、缓慢匀速、同步加载的原则。

8.3.3 拉索张拉前应确定以索力控制为主或结构变形控制为主的原则。对结构重要部位宜同时进行索力和变形双控制，并应规定索力和变形的允许偏差。

8.3.4 拉索张拉应做好详细记录，内容应包括日期、时间、环境温度、索力和变形的测量值。每级张拉时间不应少于0.5min。

8.3.5 张拉时应综合考虑边缘构件及支承结构刚度与索力间的相互影响。

8.3.6 拉索分批分级张拉时，应防止边缘构件与支承结构变形过大。

8.3.7 各阶段张拉后，应检查张拉力及挠度。张拉力允许偏差绝对值不宜大于设计值的10%，挠度允许偏差绝对值不宜大于设计值的5%。

8.3.8 拉索张拉时应考虑预应力损失，张拉端锚固压实内缩引起的预应力损失 σ_{l1} 应按式(8.3.8)计算：

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E \tag{8.3.8}$$

式中： a —张拉端锚固压实内缩位移值，可按表 8.3.8 取值；
 E —索材料的弹性模量；
 l —拉索长度。

表 8.3.8 张拉端锚固压实内缩位移值 a

锚具类型		a (mm)
端部螺母连接锚具	螺母间隙	1
夹片式锚具	端部夹片有顶压	5
	端部夹片无顶压	6~8

8.4 索夹具安装

8.4.1 索夹具施工应满足下列要求：

- 1) 索夹在安装前应涂装完成，预紧高强螺栓后可局部补涂；
- 2) 在索体展开且无扭转的情况下，严格按照索体表面标记安装索夹，且应严格按照配对制孔的主体和压板配对组装。索夹在索体上的安装位置允许偏差 $\pm 2\text{mm}$ ；
- 3) 预紧索夹高强螺栓和张拉拉索的工序应与索夹抗滑试验一致；
- 4) 施工时应考虑索夹高强螺栓预紧后出现较大的紧固力损失情况，可采用超拧紧措施，且超拧系数宜高于一般高强螺栓连接节点。与初始紧固力对应的高强螺栓的施工拧紧力矩，应根据生产厂家提供或者试验的扭力系数确定，超拧紧不宜大于 15%；
- 5) 当采用扭力扳手对高强螺栓施加紧固力时，应试验测定高强螺栓的扭力系数，并对扭力扳手进行标定。扭力系数试验时，螺牙受力情况应与实际一致，沉孔高强螺栓应根据实物试验确定螺牙受力情况。对扭力系数大的大直径高强螺栓宜采用千斤顶施加紧固力，且应对千斤顶进行标定，此时无需测定扭力系数；
- 6) 高强螺栓拧紧过程分初拧、复拧和终拧，应同一天完成，其中初拧和复拧的扭矩为终拧的50%。高强螺栓群拧紧顺序应从索夹中间对称向外；
- 7) 高强螺栓拧紧后应除油处理，并进行防腐涂装；
- 8) 索夹在生产出厂后，应采取确保拉索孔道、螺栓孔道完整性、索夹抗滑性能及螺栓紧固力在运输、存放以及安装过程中的成品保护措施。

8.5 施工监测

8.5.1 张拉施工时，可直接采用与千斤顶配套并经标定的压力表监控拉索的张拉力。必要时，也可用其他测力装置同步监控拉索的张拉力。

8.5.2 张拉施工中，应通过施工分析确定在结构变形较敏感的跨中、支座等部位，设置结构变形控制测点。

8.5.3 应定期测量拉索的内力，并做记录，如与初始值对比异常时，应及时报告。当实测内力与设计值相差大于 $\pm 10\%$ 时，应及时采取措施调整或补偿索力。

9 防火

9.1.1 光伏柔性支架的防火要求应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016的规定。

9.1.2 设计应明确支架的设计耐火等级，构件的设计耐火极限、所需要的防火保护措施及其防火保护材料的性能要求。

9.1.3 节点的耐火极限不应低于所连接构件的最高耐火极限。

10 防腐

10.1 索架防腐

10.1.1 索架结构防腐应根据材质应按照国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476、《工业建筑防腐设计标准》GB/T 50046、《铝合金建筑型材》GB/T 5237、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018和现行行业标准《建筑钢结构防腐蚀技术规程》JGJ/T251等相关规定设计。

10.1.2 钢构件的防腐尚应遵循以下原则：

1) 宜采用热镀浸锌，镀锌层平均厚度不应小于 $55\mu\text{m}$ ；

2) 钢柱柱脚在地面以下的部分应采用低强度等级的混凝土包裹（保护层厚度不应小于50mm），包裹的混凝土高出地面不应小于150mm。

10.1.3 索与节点的防腐应遵循以下原则：

1) 索体及节点可采用镀锌防腐；

2) 索体不应穿（跨）越中、强腐蚀等级环境。确需穿（跨）越的，应满足《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046或专门论证；

3) 节点锚固区宜采用外包 C25细石混凝土、低收缩水泥砂浆、环氧砂浆密封或具有可靠防腐性能的外层保护套结合防腐油脂等材料将锚具密封。当与地面交接时，应高出地面150mm。张拉完成后，锚固端锚具或固定锚固端锚具均应采用环氧砂浆密封或具有可靠防腐性能的外层保护套结合防腐油脂等材料将锚具密封；

4) 对出现损伤的索和防护涂层应及时修复，索体护套破损后所用的修复材料应与原护套材料一致，修复后的护套性能应与原性能一致。

10.1.4 设计应根据支撑系统及索体、连接件所处的环境类别、腐蚀情况注明维护周期。处于干湿交替环境中的部位，应加强防护。

10.1.5 光伏组件表面进行水清洗维护时，应采用对索架结构无腐蚀的清洗液，水质应满足清洁水的要求。

10.2 基础防腐

10.2.1 基础腐蚀性等级的划分和防腐措施应符合现行国家《岩土工程勘察规范》GB 50021和《工业建筑防腐设计标准》GB/T 50046的有关规定。

10.2.2 基础应根据所处环境的腐蚀性等级采取合理的结构形式和适宜的防腐措施。

10.2.3 基础设计使用年限不低于50年，基础混凝土强度等级应符合下列规定：

- 1) 二b类、三类及四类、五类微腐蚀环境中混凝土强度不应低于C30，预应力基础不应低于C40；
- 2) 对防腐有特殊要求时可采用抗硫酸盐水泥，不得采用高铝水泥。

10.2.4 钢桩防腐处理应符合下列规定：

- 1) 当无实测资料时，钢管桩的腐蚀速率可按表 10.2.4 规定选取；

表 10.2.4 钢管桩年腐蚀速率

钢管桩所处环境		腐蚀速率 (mm/a)
地面以上	无腐蚀性气体或腐蚀性挥发介质	0.05~0.1
地面以下	水位以上	0.05
	水位以下	0.03
	水位波动区	0.1~0.3

2) 钢管桩防腐蚀处理可采用外表面涂防腐层、增加腐蚀余量或阴极保护；当钢管桩内壁同外界隔绝时，可不考虑内壁防腐。

10.2.5 索架基础应根据所处环境的类别、腐蚀情况加强定期维护。



HPCEPA
河南省电力企业协会

附录 A

常用钢绞线参数				
钢绞线	公称直径 (mm)	有效直径 (mm)	公称截面积 (mm ²)	理论重量 (kg/m)
1X7 标准 型	9.5	8.35	54.8	0.43
	12	10.58	87.96	0.698
	12.5	10.88	93	0.73
	12.7	11.21	98.7	0.771
	12.9	11.28	100	0.785
	15.2	13.35	140	1.093
	15.7	13.82	150	1.172
	17.8	15.59	191	1.492
	18.9	16.74	220	1.727
	21.6	19.05	285	2.237
1X19 标准 型	17.8	16.27	208	1.652
	19.3	17.63	244	1.931
	20.3	18.58	271	2.149
	21.8	19.96	313	2.482
	28.6	26.03	532	4.229

附录 B

B.1 在制索前应对索体进行预张拉以减少捻制所引起的钢丝受力不均匀性。预张拉力值应为采用材料极限抗拉强度的40%~55%。预张拉不应少于2次，每次持载时间不少于50min。

B.2 对制作完毕的拉索一般还应进行超张拉试验。

1) 钢丝和钢绞线拉索试验张拉力宜为设计荷载的1.2~1.4倍，且宜调整到最接近50kN的整数倍，可分为5级加载。对成品拉索在卧式张拉设备上超张拉后，锚具的回缩量不应大于6mm；

2) 热铸型不锈钢拉索制作完成后，应在1.25倍设计拉力(不小于45%最小破断力)下进行超张拉性能试验，持续荷载5min。卸载后，不锈钢拉索不应出现连接件损坏或开裂、钢绞线松散、乱股、断丝、滑移等现象，且热铸型不锈钢拉索的一端外露钢绞线外移量不应大于不锈钢钢绞线公称直径的6%。

B.3 成品拉索交货长度为设计长度，拉索长度尺寸及允许偏差应符合以下要求：

1) 拉索长度的允许偏差，不锈钢拉索见表 B.3-1，钢丝束、钢绞线束拉索见表 B.3-2，钢拉杆见表 B.3-3；

表 B.3-1 不锈钢拉索长度允许偏差表

拉索长度(m)	≤5	>5~10	>10~20	>20
允许偏差(mm)	±6	±10	±15	±20

表 B.3-2 钢丝束、钢绞线束拉索长度允许偏差表

拉索长度(m)	≤50	>50~100	>100
允许偏差(mm)	±15	±20	±L/5000

表 B. 3-3 钢拉杆长度允许偏差表

单根拉杆长度(m)	≤5	>5~10	>10
允许偏差(mm)	±5	±10	±15

2) 普通螺纹的公差等级不宜低于GB/T 197的7H/6g, , 梯形螺纹的公差等级不宜低于GB/T 5796. 4的8H/8e。铸件的尺寸和公差不宜低于GB/T 6414的CT6-C级。其他未注形状和位置公差宜低于(GB/T 1184-1996的K级, 未注线性和角度尺寸公差宜低于GB/T 1804的m级。

B. 4 拉索的静载破断力应符合以下要求:

1) 钢丝束拉索和钢绞线束拉索静载破断力不应小于索体标称破断力的95%;

2) 钢丝绳拉索的最小破断力不应低于相应产品标准和设计文件规定的最小破断力;

3) 索体的静载破断力, 不应小于标称破断力的95%。锚具的抗拉承载力不应小于索体的最小破断拉力, 锚具与索体间的锚固力不应小于索体最小破断拉力的95%;

4) 热铸型不锈钢拉索的成品索静载破断力拉力不应小于GB/T 25821表3的最小破断拉力;

5) 压制型不锈钢拉索的成品索静载破断拉力不应小于GB/T 25821表3的最小破断拉力的90%。

B. 5 碳钢拉索疲劳性能应满足以下要求:

1) 采用 2.0×10^6 次循环脉冲加载;

2) 对钢丝束拉索, 加载应力上限取极限抗拉强度的0. 40~0. 55; 对一级耐疲劳拉索, 应力幅采用200MPa; 对二级耐疲劳拉索, 应力幅采用250MPa;

3) 对钢丝绳拉索，加载应力上限取极限抗拉强度的0.55，应力幅采用80MPa；

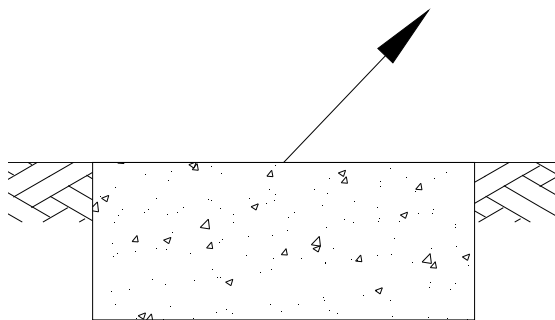
4) 经疲劳试验后拉索的钢丝拉断数不应大于索中钢丝总数的5%，护层不应有明显损伤，锚具无明显损坏，锚杯与螺母旋合正常；

5) 经疲劳试验后拉索静载破断力不应小于索体标称极限抗拉力的95%，拉断时延伸率不应小于2%。

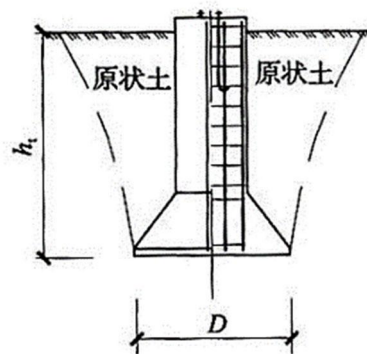
B.6 不锈钢拉索应能承受疲劳次数不少于7.5万次、15%~35%最小破断拉力的交变荷载，试验后不应出现断丝、连接件开裂或明显变形、滑移。



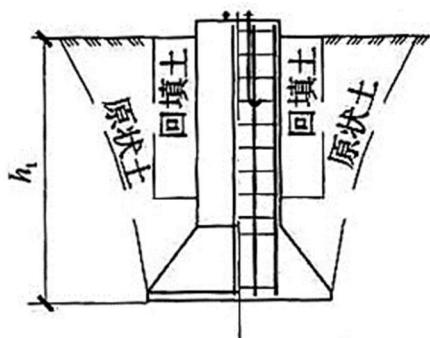
附录 C



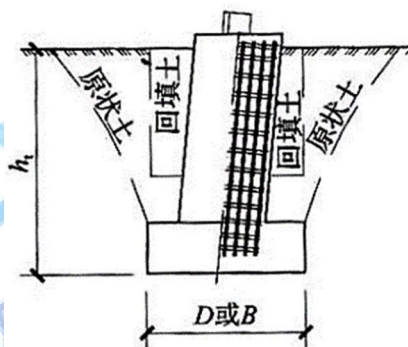
(a) 重力锚型



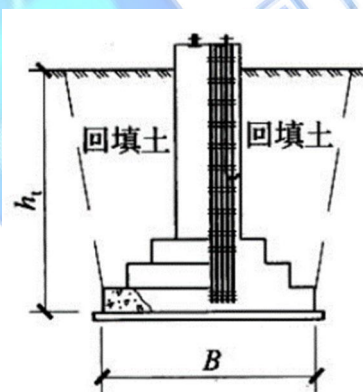
(b) 原状土直柱全掏挖型



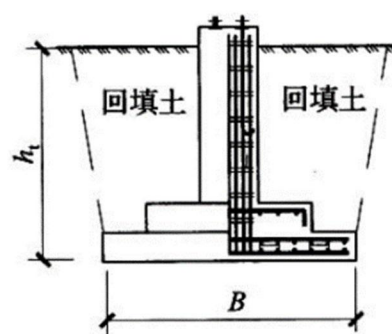
(c) 原状土直柱半掏挖型



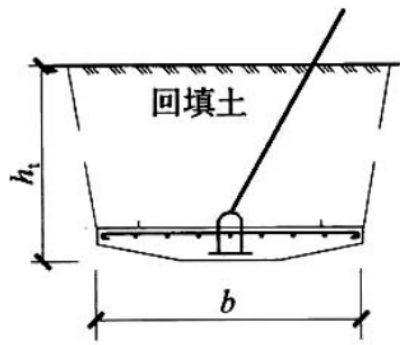
(d) 原状土斜柱半掏挖型



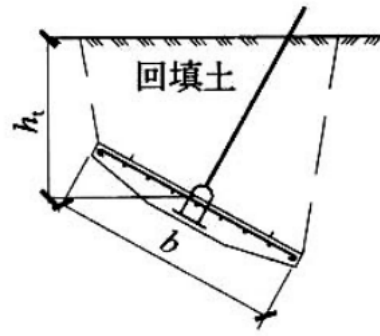
(e) 直柱混凝土台阶式



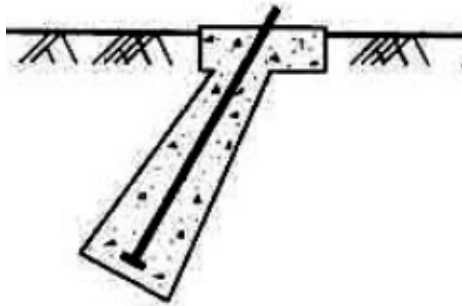
(f) 直柱混凝土板式



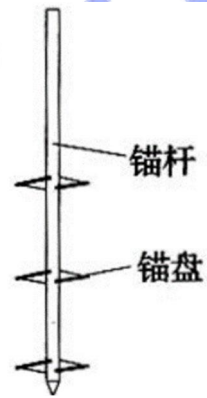
(g) 平放式盘形锚



(h) 斜放式盘形锚



(i) 岩石锚杆型



(j) 螺旋锚型

本标准用词说明

1 为了便于在执行本标准条文时区别对待，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”或“可”；反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为“应符合……规定”或“应按……执行”。



HPPIA
河南省电力企业协会

参考文献

- 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 《钢结构设计标准》GB 50017
- 《岩土工程勘察规范》GB 50021
- 《建筑地基基础工程施工质量验收标准》GB 50202
- 《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205
- 《预应力热镀锌钢绞线》GB/T 33363
- 《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046
- 《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476
- 《建筑桩基技术规范》JGJ 94
- 《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145
- 《建筑钢结构防腐蚀技术规程》JGJ/T 251
- 《索结构技术规程》JGJ 257
- 《镀锌钢绞线》YB/T 5004
- 《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152
- 《岩土锚杆(索)技术规程》CECS 22
- 《预应力钢结构技术规程》CECS 212
- 《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T 5219
- 《光伏支架结构设计规程》NB/T 10115