

指导性文件
GUIDANCE NOTES
GD 30-2022

中国船级社

渤海海域钢质固定平台
结构设计技术指南

2023 年 01 月

目　录

第 1 章　通则 1

第 1 节　一般规定 1

第 2 节　图纸及技术文件 3

第 3 节　暴露分级 6

第 4 节　设计条件选择 8

第 2 章　结构用钢与防腐 10

第 1 节　结构用钢 10

第 2 节　防　腐 11

第 3 章　载　荷 13

第 1 节　一般规定 13

第 2 节　环境载荷 15

第 3 节　功能载荷 19

第 4 节　施工载荷 20

第 4 章　结构设计 21

第 1 节　一般规定 21

第 2 节　圆柱形构件允许应力 22

第 3 节　圆柱形构件组合应力 25

第 4 节　圆锥过渡 27

第 5 章　节点设计 30

第 1 节　一般规定 30

第 2 节　简单节点 31

第 3 节　节点能力 33

第 4 节　灌浆节点 37

第 6 章　钢桩基础 38

第 1 节　一般规定 38

第 2 节　桩基础承载力 40

第 3 节　钢桩强度 44

第 7 章　疲　劳 45
第 1 节　一般规定 45
第 2 节　S-N 曲线 46
第 3 节　谱疲劳分析 47
第 4 节　简化疲劳分析 47

第 8 章　地　震 48
第 1 节　一般规定 48
第 2 节　强度要求 49
第 3 节　韧性要求 50

第 9 章　安　装 52
第 1 节　一般规定 52
第 2 节　装　船 52
第 3 节　运　输 53
第 4 节　吊　装 53
第 5 节　桩的安装 54
第 6 节　组块浮托安装 55

附　录 1
附录 1　冰载荷参数 1
附录 2　简化疲劳许用热点应力的标定 5

第 1 章 通则

第 1 节 一般规定

1.1.1 一般要求

1.1.1.1 为指导和规范渤海海域钢质固定平台的结构设计，结合渤海海域环境特点制定本指南。

1.1.1.2 本指南采用工作应力设计法。

1.1.2 适用范围

本指南适用于渤海海域油气资源开发的钢质固定平台结构设计。

1.1.3 参考规范

本指南主要参考下列版本的标准和推荐做法：

中国船级社	材料与焊接规范，2022
中国船级社	海洋工程结构物疲劳强度评估技术指南，2022
中国船级社	固定式海洋钢质结构冰激振动与冰激疲劳分析指南，2018
中国船级社	浅海固定平台建造与检验规范，2004
AISC	Steel Construction Manual， 9th Edition Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design(ASD) and Plastic Design with Commentary，1989
AWS D1.1/D1.1M	Structural Welding Code-Steel，2010
API RP 2A-WSD	Recommended Practice for Planning， Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design，2014

1.1.4 术语与定义

下列术语和定义适用于本指南。

1.1.4.1 钢质固定平台

是指延伸至水面以上，通过打桩、扩展底座或其他方式支承于海底，并在一定时期内保持固定的钢质平台。

1.1.4.2 导管架

是指用钢管焊接而成的空间框架，用作打桩的导向架和桩的侧向支承，永久地固定在海床上。

1.1.4.3 上部组块

位于水面以上的支持结构，一般由甲板板、甲板梁、腿柱、桁架等组成，用于存放发挥平台预期功能的设备和其他结构。

1.1.4.4 暴露分级

是指对结构的分类方式。一般是通过考虑人命安全和失效后果来确定等级。

1.1.4.5 飞溅区

飞溅区是指由于受潮汐、风和波浪的影响，平台干湿交替的区域。

1.1.4.6 设计寿命

结构设计时的预计不失去使用功能的有效使用时间，期间需要有针对性的有计划的维护，但不需要大量的维修工作。

1.1.4.7 简易平台

简易平台是指为节省开发成本而设置井口数较少、甲板面积较小、上部载荷较轻、结构较简单的平台，下部结构通常采用独腿、三脚架、筒形基础等结构形式。

1.1.5 缩略词

API	American Petroleum Institute 美国石油协会
AISC	American Petroleum Institute 美国石油协会
AWS	American Welding Society 美国焊接协会
SCF	Stress Concentration Factor 应力集中系数
LMU	Stress Concentration Factor 应力集中系数
DSU	Deck Supporting Unit 组块支撑装置

第 2 节 图纸及技术文件

1.2.1 一般要求

1.2.1.1 一般情况下，结构设计资料应涵盖结构所有方面，包括规格书、分析报告和图纸等。

1.2.1.2 防腐设计，包括防腐规格书、牺牲阳极布置图/结构图和防腐计算书应在结构设计中考虑。

1.2.2 图纸资料

1.2.2.1 规格书

（1）结构设计规格书
（2）结构材料规格书
（3）结构建造规格书
（4）结构检验规格书
（5）结构焊接及无损检验规格书
（6）运输和安装规格书
（7）拖拉装船和系固规格书
（8）卡装器性能规格书
（9）浮托规格书

1.2.2.2 导管架结构图纸

（1）导管架平、立面图
（2）导管架节点详图
（3）桩分段图
（4）注水/灌浆管线图
（5）靠船桩结构图
（6）靠船垫结构图
（7）隔水套管分段图
（8）隔水套管支撑结构图
（9）防沉板结构图
（10） 走道及斜梯图
（11） 登艇平台结构图
（12） 立管卡结构图
（13） 泵护管/支撑结构图
（14） 开排沉箱结构图
（15） 隔舱壁布置图

1.2.2.3 组块结构图纸

（1）甲板载荷图
（2）甲板平面/立面结构图
（3）直升机甲板布置结构图
（4）直升机甲板平/立面结构图
（5）直升机甲板安全网及排水槽布置及详图
（6）吊机底座、支座图
（7）吊机将军柱结构图

（8）吊机休息臂结构图
（9）典型节点图
（10） 梯道、扶手栏杆图
（11） 房间围壁结构图
（12） 防火墙结构图
（13） 挡风墙结构图
（14） 燃烧火炬臂结构图
（15） 栈桥、梯道、栏杆布置
（16） 典型焊接型式图
（17） 插尖结构图
（18） 泵护管/电缆护管结构图
（19）吊装布置和吊耳结构图
（20）生活楼平、立面结构图
（21）生活楼结构节点详图
（22）生活楼与组块连接详图
（23）生活楼房间围壁结构图
（24）吊点布置及详图

1.2.2.4 安装图纸

（1）拖拉系统布置图
（2）滑靴布置图
（3）千斤顶拖拉系统布置图
（4）拖拉系泊系统布置图
（5）拖拉检验系统布置图
（6）拖拉步骤示意图
（7）系固布置图
（8）组块/导管架运输布置图
（9）隔舱壁布置图
（10）导管架站立次序图
（11）导管架舱室容积图
（12）浮拖锚泊示意图
（13）浮拖组块/导管架限制区域图
（14）浮拖安装次序图
（15）湿拖拖拉点及拖缆布置图
（16）驳船拖航布置示意图
（17）驳船按照就位位置示意图
（18）海上吊装浮吊位置/吊装示意图
（19）浮吊吊装锚泊位置图
（20） 索具布置图

1.2.2.5 设计报告

（1）导管架/组块设计说明
（2）结构模型报告
（3）在位静力分析报告
（4）地震分析报告
（5）疲劳分析报告

（6）直升机甲板强度分析报告
（7）涡激振动分析报告
（8）波浪抨击计算报告
（9）防沉板设计报告
（10） 靠船桩/垫设计计算报告
（11） 导管架和组块连接计算报告
（12） 重量控制报告

1.2.2.6 安装报告

（1）驳船调载计算报告
（2）驳船甲板强度校核计算报告
（3）系固分析报告
（4）运输分析报告
（5）稳性分析报告
（6）驳船运动分析报告
（7）浮托驳船进入和撤离分析
（8）组块浮托安装就位分析
（9）浮托系泊分析报告
（10） 桩/隔水套管自由站立分析报告
（11） 桩/隔水套管可打入性分析
（12） 座底稳性分析
（13） 索具计算报告
（14） 隔舱壁计算
（15） 吊装分析报告

第 3 节 暴露分级

1.3.1 一般要求

1.3.1.1 可以根据不同的暴露等级对结构进行分类，并据此确定新建平台设计和现有平台评估的标准，使其与预定的功能相适应。

1.3.1.2 可以通过考虑人命安全和失效后果来确定暴露等级。人命安全按预计的最可能环境事件，即有人在平台时预期发生的情况来考虑。失效后果分析应注意预期的业主的损失（平台和设备的维修和更换、生产损失、环境清理）、其他作业者的损失（经由主管道引起的生产损失）、工业界和政府的损失等因素。

1.3.1.3 人命安全的分级为：

（1）S-1=有人居住—不撤离；

（2）S-2=有人居住—撤离；

（3）S-3=无人居住。

1.3.1.4 失效后果的分级为：

（1）C-1=严重失效后果；

（2）C-2=中等失效后果；

（3）C-3=轻微失效后果。

1.3.1.5 平台分级所用的等级比人命安全或失效后果等级的限制性更强。由于影响人命安全和失效后果的因素的变化，平台的分级可能会在结构寿命期内改变。

1.3.2 人命安全

1.3.2.1 S-1 有人居住—不撤离：有人居住—不撤离是指平台上一直有人居住并在上生活，在设计环境事件发生之前，不准备撤离，或者撤离是不实际的。

1.3.2.2 S-2 有人居住—撤离：有人居住—撤离系指除了预报的设计环境事件期间外，通常都有人居住的平台。该分类应满足以下所有因素：

（1）可靠的设计环境事件预测在技术和操作上可行，而且任何此类预报与设计环境事件发生之间的天气不太可能妨碍撤离；

（2）在设计环境事件之前，已有撤离计划；

（3）有足够的时间和资源安全地将全部人员从平台和所有可能需要在同一风暴中撤离的其他平台上撤离。

1.3.2.3 S-3 无人居住：无人居住系指平台上不常有人，或者是既不属于有人居住—不撤离、也不属于有人居住—撤离的平台。某些情况下，偶然有人居住的平台可划为无人居住平台的范围。

1.3.3 失效后果

1.3.3.1 C-1 严重后果：严重失效后果等级是指重要的平台和/或那些一旦失效可能出现油气泄漏的平台。此外，还包括那些设计事件发生前不准备或不可能中断油气生产的平台（例如在地震活动频繁的地区）。有重要输油管线和/或间歇输油储油设施的平台也应视为严重后果级别。

1.3.3.2 C-2 中等后果：中等失效后果等级是指设计事件发生期间停产的平台。所有平台失效时会自流的油井必须装有功能齐全的水下安全阀，水下安全阀应按照适用的中华人民共和国石油天然气行业标准制造和试验。原油只限于在处理储罐和缓冲罐中储存。

1.3.3.3 C-3 轻微后果：轻微失效后果等级是指设计事件时停产的小平台。所有在平台

一旦失效时能自喷的油井必须装有功能齐全的井下安全阀，井下安全阀应按照适用的中华人民共和国石油天然气行业标准制造和试验。这些平台上可装有生产分离设施和小容量的内部管线，原油只限于在处理储罐中储存。新建平台可归划这类平台的有沉箱和下述的小型井口保护平台，即平台上安装或连接到平台上的井数不超过 5 口且平台上隔水套管不超过 2 根，甲板总面积（包括直升机甲板）不超过 37m^2，且生产设备不超过 2 件。另外，这类平台的水深不超过 30m。

1.3.4 暴露等级

根据人命安全和平台失效后果类别，平台暴露等级分类如表 1.3.4.1 所示。

平台暴露等级分类 表 1.3.4.1

人命安全类别	失效后果类别		
	C-1 严重后果	C-2 中等后果	C-3 轻微后果
S-1 有人居住——不撤离	L1	L1	L1
S-2 有人居住——撤离	L1	L2	L2
S-3 无人居住	L1	L2	L3

第 4 节 设计条件选择

1.4.1 一般要求

1.4.1.1 平台在建造、施工和使用期间可能遭遇的自然环境条件包括但不限于：风、浪、流、地震、冰、潮汐、海底冲刷、海生物、腐蚀、地貌及工程地质和其它水位气象条件。

1.4.1.2 由于海流和波浪作用引起的海床冲刷可能严重影响桩基轴向和横向支承能力，应对平台所在海域的海床冲刷情况进行调查，如有冲刷现象，则设计时应考虑适当的冲刷余量。在没有确切资料的情况下，冲刷余量可按 1.5m 考虑。

1.4.1.3 在平台的设计中应考虑附着于平台上的海生物对载荷的影响，应调查研究平台所在海域海生物生长的年平均厚度、种类及其在水下的分布范围，并给出平台整个使用年限内海生物的设计厚度和海生物密度参数。

1.4.1.4 在平台的设计中应考虑由于波浪和潮汐引起的水位变化对静水压力和浮力的影响。

1.4.1.5 飞溅区的范围应按如下考虑：

飞溅区上边界标高：HAT + 2/3 Hs + 0.5m

飞溅区下边界标高：LAT - 1/3 Hs -0.5m

式中：

HAT——最高天文潮位，m；

LAT——最低天文潮位，m；

Hs ——操作条件下的有义波高，m。

1.4.1.6 冰磨蚀区的范围应按如下考虑：

冰磨蚀取的上边界标高：WHAT + 0.1H + 0.5m

冰磨蚀取的下边界标高：WLAT - 0.9H – 0.5m

式中：

WHAT——冬季最高天文潮位，m

WLAT——冬季最低天文潮位，m

H——冰厚，m。

1.4.2 设计环境条件

按平台的设计要求，环境条件可分为：

（1）操作环境条件：指平台在施工和使用期间经常出现的环境条件。操作环境条件的选定应以保证平台能正常施工和作业为标准。

（2）极端环境条件：指平台在使用年限内，极少出现的恶劣环境条件。极端环境条件的选定应以保证平台的安全为标准。

1.4.3 重现期

1.4.3.1 设计环境条件的重现期应是平台设计寿命的数倍。作业者应根据历史的经验、平台规划的寿命和预计的用途、人员生命的可能损失、防污染、造价评估、平台损坏或丧失的概率及其所带来的财产损失情况选择合适的设计环境重现期。

1.4.3.2 除地震以外，设计环境条件重现期可按照如下原则选取：

（1）操作工况重现期取 1 年一遇；

（2）极端工况重现期取 100 年一遇；

（3）对于暴露等级为 L3 的平台，极端工况的重现期可适当降低，但不宜小于 30 年。

1.4.3.3 地震环境条件应考虑强度水平和韧性水平两种条件，以确定结构损伤和破坏的危险：

（1）在平台的寿命期间不超过一定程度的地面运动；

（2）罕见的强烈地震的地面运动。

1.4.4 气隙

1.4.4.1 平台的最下层甲板高程应在极端环境条件时潮汐与波浪最不利组合情况下的最大波峰高程以上，再加上至少 1.5m 的安全气隙，以保证最下层甲板的安全。

1.4.4.2 应使用重现期为 100 年的无方向性的指导性波高计算波峰高程。

第 2 章 结构用钢与防腐

第 1 节 结构用钢

2.1.1 一般要求

2.1.1.1 平台结构用钢的化学成份、力学性能、制造和试验应符合相关规定的要求，并应具有必要的支持性资料，以证明选用钢材的适用性。

2.1.1.2 所选用的钢材应满足预计的使用条件，具有良好的加工性能和可焊性。

2.1.1.3 对于使用在 0 ℃以下结冰环境条件下的钢材，应通过适宜的韧性试验或已有的使用经验，证明所选用的钢材对预计的环境条件具有良好的断裂韧性。

2.1.2 最低设计温度

2.1.2.1 钢材的最低设计温度系指构件钢材等级选择时的基准温度，并假定等于日平均气温年最低值在平台设计期限内（至少 20 年）的平均值，该值应根据平台预期作业海域的气象资料所确定。

2.1.2.2 水下结构钢材的设计温度通常可取 0℃。

2.1.3 结构用钢

2.1.3.1 平台结构用钢一般应符合中国船级社《材料与焊接规范》。

2.1.3.2 平台结构用钢应按照构件类别、构件厚度、设计温度和钢材的成型性、可焊性及其力学性能等因素选取合适的钢材等级。

2.1.3.3 对于承受高拘束，包括不利的几何形状、高屈服强度或厚截面、板厚方向的收缩变形和板厚方向的连续拉伸载荷的关键节点，应采用厚度方向（即 Z 方向）具有良好性能的钢材。

2.1.3.4 对于暴露于低温并可能受船舶撞击等外部冲击载荷的水上管节点或可能产生脆性断裂的任何关键部位的连接，可选用韧性较好的 D 级钢或 E 级钢。

第 2 节　防　腐

2.2.1　一般要求

2.2.1.1　防腐系统应根据平台的环境条件、结构部位、使用年限、施工和维护的可能以及技术和经济效果等因素确定。

2.2.1.2　大气区：平台在飞溅区以上的部分。

2.2.1.3　全浸区：平台在飞溅区以下包括插入泥土中的部分。

2.2.1.4　大气区的平台结构应采用涂层保护，结构形状复杂且难于采用涂层保护时，可采用镀层保护。

2.2.1.5　飞溅区的平台结构除采用适当的涂层保护措施外，其结构设计还应考虑适当的腐蚀裕量。结构腐蚀裕量应根据平台设计使用年限，钢材年平均腐蚀量以及防腐系统的保护效率来确定。在无法确定上述参数时，飞溅区结构的腐蚀裕量可按照每年 0.3 mm 计算。

2.2.1.6　全浸区的平台结构应采用阴极保护。

2.2.1.7　对于结冰海域，在冰磨蚀区应该考虑合适的冰磨蚀余量，一般可按照每年 0.1 mm 计算。

2.2.2　涂层与镀层保护

2.2.2.1　所有采用涂层保护的钢结构，其表面在涂装前应进行抛或喷丸或其他磨料除锈处理，表面处理质量应满足防腐设计采用的标准并符合涂料产品说明书的要求。

2.2.2.2　平台的涂层一般由底漆、中间层漆和面漆组成。各层涂料之间应能相互配套，涂料应符合防腐设计规格书的要求。

2.2.2.3　平台用涂料的选择，应符合下列规定：

(1)　保养底漆应能在平台建造期间保护钢材免于锈蚀，同时底漆漆膜应具有良好的耐磨、耐冲击性能，它与基底材料之间具有良好的附着力；

(2)　平台甲板涂层应具有良好的耐磨和冲击性能以及耐燃油、润滑油、钻井泥浆等介质的侵蚀；

(3)　暴露于强烈日光照射的涂层，应具有耐老化的性能；

(4)　全浸区结构如采用阴极和涂层联合保护，所用的涂层应能与阴极保护系统有良好的匹配性；

(5)　平台用涂料应能用常规的喷涂设备施工。

2.2.2.4　用于保护平台结构镀层，可以为阴极性镀层或阳极性镀层。镀前表面处理、镀覆中和镀后处理应符合有关工艺技术条件的规定。镀层质量应按国家标准或防腐设计所采用的标准进行检验。

2.2.3　阴极保护

2.2.3.1　平台的阴极保护可采用牺牲阳极法或外加电流法，或两种方法联合保护。

2.2.3.2　阴极保护可以和涂层联合使用，以降低保护电流密度和改善电流分布状况。

2.2.3.3　平台阴极保护系统的设计，应考虑下列因素：

(1)　平台结构的几何形状；

(2)　相邻结构的情况；

(3)　修理和维护的可能；

(4)　平台使用年限；

(5)　涂层状况。

2.2.3.4 牺牲阳极保护

(1) 牺牲阳极材料可为锌、铝和镁基合金。阳极的制造应符合防腐设计所采用标准的要求。

(2) 用于平台阴极保护的牺牲阳极，应按防腐设计所采用的标准进行检验和性能试验。

(3) 牺牲阳极几何形状、尺寸和质量的选取，应确保阳极发生电流和使用年限达到设计要求。

(4) 应通过计算表明牺牲阳极系统在安装初期及当阳极即将耗尽时，均有能力极化结构。

2.2.3.5 外加电流阴极保护

(1) 外加电流阴极保护系统的电气设备（如电源、测量装置、电缆等）的设计、制造、试验和安装应符合通用标准的规定。所有用于危险区域内的电气设备、电缆等应经发证检验机构同意。

(2) 外加电流阴极保护的辅助阳极材料可为铅银合金、铅银铂复合材料、高硅铸铁和镀铂钛或采用其他材料。辅助阳极的数量、几何形状和尺寸应根据平台结构的形状及电流分散能力确定，应确保阳极工作电流密度不大于该阳极材料的额定值。

(3) 当需要涂覆阳极屏蔽时，阳极屏蔽层应具有良好的绝缘性、耐阴极电位性能、耐海水和其他有害物质侵蚀的性能。

(4) 阳极屏蔽层的涂覆尺寸应根据阳极输出电流密度、水的电阻率、结构几何形状以及其他阳极的位置等因素确定。

(5) 外加电流阴极保护系统中，用来向控制装置提供信号的参比电极，可为银/氯化银(Ag/AgCl)电极和锌(Zn)电极。参比电极应根据结构形状和电位分布情况合理布局。

第 3 章 载 荷

第 1 节 一般规定

3.1.1 一般要求

3.1.1.1 在设计中应考虑所有可能影响结构构件尺寸的各种载荷。

3.1.1.2 除本章所规定的主要载荷外，平台结构还可能受到由于碰撞、爆炸、落物等引起的偶然载荷。

3.1.2 载荷分类

平台结构承受的载荷主要可分为三类：

（1） 环境载荷：主要由风、浪、流、冰、地震等自然环境条件所引起的载荷；

（2） 功能载荷：平台在使用期间所受到的除环境载荷外的其他载荷，可分为固定载荷、活载荷和动力载荷；

（3） 施工载荷：主要包括在建造、装船、运输和安装等阶段所产生的载荷。

3.1.3 载荷组合原则

根据所选定的设计环境条件，对实际可能同时作用于平台上的各种载荷，应按可能出现的最不利的情况进行组合。

载荷组合及载荷条件组合系数见表 3.1.3.1。

载荷组合及载荷条件组合系数表 表 3.1.3.1

组合工况	操作风暴	操作冰	极端风暴	极端冰	拔桩 极端风暴	拔桩 极端冰	地震
结构自重 （导管架和组块）	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
设备干重	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
设备湿重-干重	1.0	1.0	0.75	1.0[3]	0.25	0.25	0.75
活载荷	1.0	1.0	0.75	1.0[4]			0.75
钻修机操作载荷	1.0	1.0					
钻修机极端载荷			1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
操作风、波、流	1.0						
极端风、波、流			1.0		1.0		
操作冰、风、流		1.0					
极端冰、风、流				1.0		1.0	
地震							1.0

注 1：此表仅表示整体校核载荷组合系数。

注 2：此表仅表示载荷条件在参加组合时应取的系数，并不表示真实的组合，具体参与组合的载荷应按照实际情况选取。

注 3：考虑极端冰工况不停产，活载荷不折减。

注 4：导管架校核时活载荷折减 0.5 倍。

注 5：局部校核应考虑试验工况。

第 2 节 环境载荷

3.2.1 一般要求

环境载荷的数据应根据可靠并足够的实测资料进行统计分析所需的设计数据。环境载荷的计算除按本章给出的方法外，还可采用其他公认的方法，如 API 等给出的方法，必要时可做数值模拟计算或物理模型试验来确定。

3.2.2 风载荷

3.2.2.1 作用在平台上的风载荷可按下式计算。

$$F = （\rho/2）u^2 C_S A$$

式中：

F ——风力，N；

ρ ——空气的质量密度，kg/m^3；

u ——风速，m/s；

C_S ——形状系数；

A ——受风面积，m^2。

3.2.2.2 设计风速应选取平均海平面以上 10m 处的风速。整体结构设计采用 1 分钟最大持续风速，局部结构设计采用 3s 最大阵风风速。

3.2.2.3 平台上对风载荷作用较为敏感的细长结构设计，应避免可能由风载荷引起的涡流激振，可使用螺旋缠绕在细长构件上的钢绳绕流器避免涡激振动。

3.2.2.4 在缺少详细资料时，风力形状系数（C_S） 可按表 3.2.2.1 选取。

风力形状系数 表 3.2.2.1

区域	C_S
梁	1.5
建筑物的侧面	1.5
圆柱形构件	0.5
平台总投影面积	1.0

3.2.3 波流载荷

3.2.3.1 作用在平台上的波流载荷可采用莫里森公式进行计算。

$$F = F_D + F_I = C_d \frac{\omega}{2g} AU \mid U \mid + C_m \frac{\omega}{g} V \frac{\delta U}{\delta t}$$

式中：

F ——垂直作用于构件轴线单位长度上的水动力矢量，N/m；

F_D ——垂直作用于构件轴线并在构件轴线和速度 U 平面内单位长度上拖曳力矢量，N/m；

F_I ——垂直作用于构件轴线并在构件轴线和 du/dt 平面内的单位长度的惯性力矢量，N/m；

ω ——水的重度，N/m^3；

g ——重力加速度，m/s^2；

A ——垂直于圆杆轴线单位长度上的投影面积（对圆形杆件为D ），m；

V ——圆杆单位长度上的体积（对圆形杆件为$\pi D^2/4$），m^2；

D ——包括海生物在内的圆形杆件的有效直径，m；

U ——垂直于构件轴线的水流（由波浪和/或海流引起的）速度矢量的分量，m/s；

$|U|$ ——U 的绝对值，m/s；

C_d ——拖曳力系数；

C_m ——惯性力系数；

$\frac{\delta U}{\delta t}$ ——垂直于构件轴线的水流局部加速度矢量分量，m/s^2。

3.2.3.2 计算波浪力时应考虑流对波的多普勒效应，采用表观波周期。

3.2.3.3 应根据表观波周期（T_{app}）、波高(H)和水深(d)情况，按图 3.2.3.1（1）选取合适阶的流函数或 Stokes 五阶波理论来计算二维规则波浪运动。

3.2.3.4 波浪运动系数可用于考虑波浪的方向散射或波剖面形状的不规则性对波浪运动的折减。在缺乏具体资料的情况下，波浪运动系数可取作业工况 1.0，风暴工况 0.95。

3.2.3.5 可选择适用的海流阻挡系数，以考虑平台对附近流速的减小作用，海流阻挡系数可按表 3.2.3.1。

3.2.3.6 对于光滑圆形构件C_d和C_m分别取 0.65 和 1.6，对于粗糙圆形构件C_d和C_m分别取 1.05 和 1.2。

3.2.3.7 隔水套管群上的波流载荷可根据隔水套管的间距（S）和直径（D）参照图 3.2.3.1（2）中的遮蔽系数进行折减。

海流阻挡系数 **表 3.2.3.1**

桩腿数	方向	系数
3	各个方向	0.90
4	端面	0.80
	对角线	0.85
	侧面	0.80
6	端面	0.75
	对角线	0.85
	侧面	0.80
8	端面	0.70
	对角线	0.85
	侧面	0.80

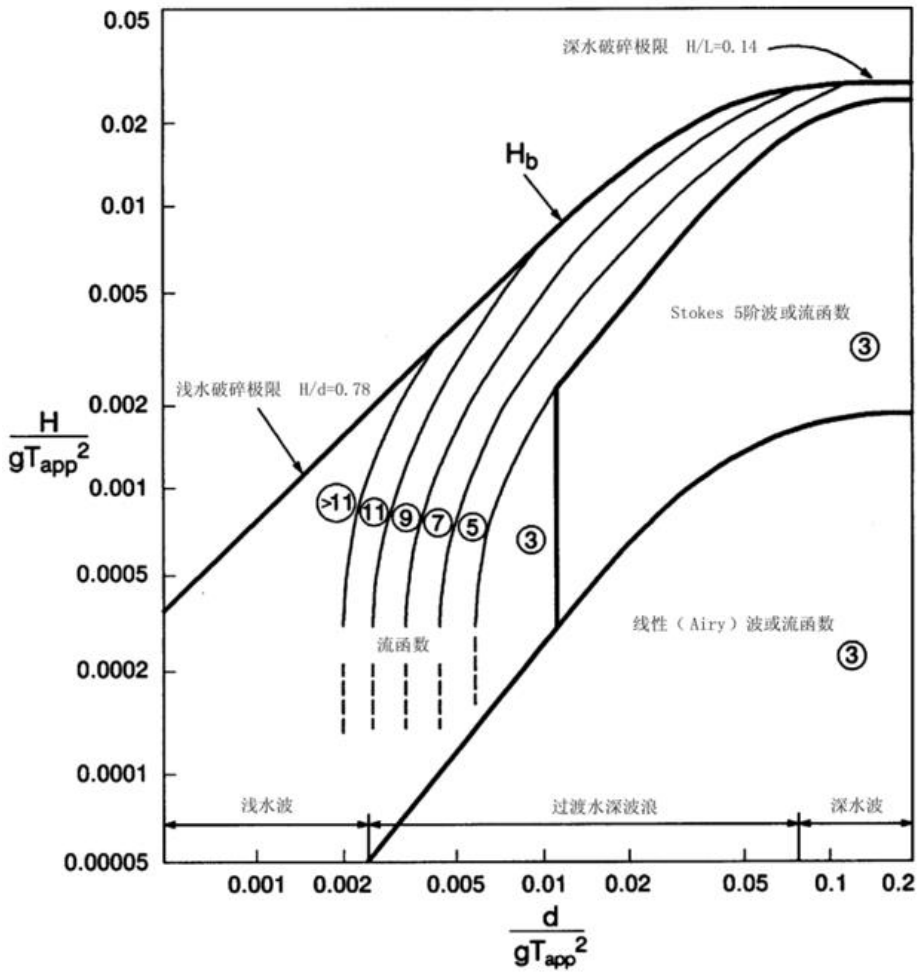


图 3.2.3.1（1） 流函数、Stokes 五阶波和线性波理论适用范围

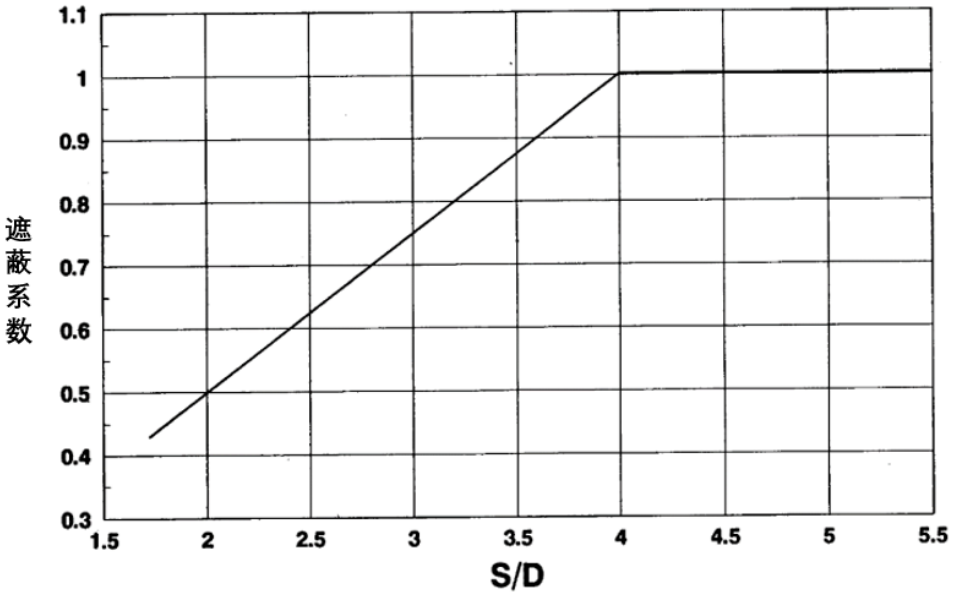


图 3.2.3.1（2） 隔水套管遮蔽系数

3.2.4 冰载荷

3.2.4.1 结冰海域内在风和流作用下作业在垂直和解决垂直（与水平面夹角>75°）孤立柱（D≤2.5m）所产生的冰载荷可按下式计算：

$$F = mIf_c\sigma_c Dh$$

式中：

F

m ——形状系数，对圆形截面取 0.9，对方形截面，冰正向作用取 1.0，斜向作用取 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。

对圆形截面的墩柱，嵌入系数I 和接触系数f_c的乘积由下面的经验公式确定：

$$\mathrm{If}_c = 3.57h^{0.1}/D^{0.5}$$

式中：

h 和 D 单位为 cm。

3.2.4.2 当计算总冰力时，应考虑导管架腿柱和隔水套管上产生的遮蔽效应和堵塞效应的作用。

3.2.4.3 计算冰载荷的相关参数参见附录 1。

3.2.5 地震载荷

地震载荷的相关考虑参见第 8 章。

第 3 节 功能载荷

3.3.1 一般要求

3.3.1.1 作用在平台上的功能载荷分为固定载荷、活载荷和动力载荷。设计时应根据平台的类型和使用要求，考虑所有可能作用于结构或构件的功能载荷。

3.3.1.2 固定载荷是指作用在平台上的不变载荷，主要包括平台结构自重、阳极块重量、附属结构重量；舾装、墙体的自重；机械设备、管道、容器、仪表等自重重量；作用在平台水下结构上的浮力。

3.3.1.3 活载荷是指在平台的使用期间作用在平台上的载荷，主要包括散货堆载及其他活载荷。散货堆载及其他活载荷的密度按表 3.3.1.3 取。

散货堆载及其他活载荷的密度 表 3.3.1.3

	局部计算	总体计算
非设备区	5.0 KN/m^2	2.5 KN/m^2
井口区	2.0 KN/m^2	1.0 KN/m^2
走道	5.0 KN/m^2	2.5 KN/m^2
卸货区*	10.0 KN/m^2	5.0 KN/m^2
*如有特别需要如设备后装等需根据预计的最大装载设备予以修正。		

3.3.1.4 动力载荷为对平台结构或构件动力作用显著的载荷。包括由对周期性激励的响应，或由对冲击的反作用而作用在平台上的载荷。对平台的激励可能是由波浪、风、地震或机械引起的。冲击是因船舶停靠、钻井作业或吊机起重等引起的。

第 4 节 施工载荷

3.4.1 一般要求

平台的施工载荷是发生在建造、装船、运输、安装等阶段的暂时性载荷。设计时应验算施工过程中各阶段的载荷作用。

3.4.2 吊装载荷

3.4.2.1 为补偿可能发生在吊点上的任何侧向载荷，除了根据平衡的吊装条件计算的静力载荷的水平和垂直分量外，在设计吊点和支撑结构构件的连接时， 还应加上与静吊索载荷同时作用的大小为 5%的静吊索载荷的水平力，这个水平力应垂直作用于吊点销孔中心。

3.4.2.2 吊装过程中应考虑重物由于运动而产生的动力载荷和其他因素引起的额外载荷。在开敞无掩护的海上吊装，对吊点和直接与吊点连接的结构构件设计，应取最小为 2.0 的载荷系数；对其它传递提升力的构件设计应取最小为 1.35 的载荷系数。在近岸有掩护海区的吊装，对上述吊点和构件设计应分别取最小为 1.5 和 1.15 的载荷系数。

3.4.3 装船载荷

3.4.3.1 直接吊装：将导管架直接吊装到驳船上的吊装，应符合 3.4.2 的有关规定。

3.4.3.2 滑移装船：用滑道或轨道台车将结构物水平地移上驳船，应根据结构物在滑移过程中任何可能出现的最不利支承情况计算支承力，校核其在整个过程中的强度和稳定性。同时还应计算开始移动时所需的水平力。支承沉降对结构物的影响将根据码头和驳船之间的垂直偏差（通常取±25mm）确定，该偏差适用于垂直于滑移方向的垂直平面上的一对支承。

3.4.3.3 自行式模块运输车装船：用自行式模块运输车将结构物滚装上驳船，与滑移装船不同的是要确保驳船垂直平面始终高于码头，通常码头和驳船之间的垂直高差为 0-50/100mm 之间。

3.4.4 拖航载荷

3.4.4.1 结构物用驳船装运或采用浮运时，应根据运输方式、作业时的海况、气象条件推算相应的其在拖航过程中所承受的荷载。

3.4.4.2 对于渤海海域的平台，可采用简化的方法即“10~20”法则做拖航分析。

“10~20”法则的运动值表 表 3.4.4.2

运动	角度或加速度	周期
横摇	20°	10 s
纵摇	10°	10 s
升沉	0.2g	--

第 4 章 结构设计

第 1 节 一般规定

4.1.1 一般要求

4.1.1.1 结构设计要遵循传力路径明确，构件综合利用高的原则。组块大小梁的尺寸规格要有明显差别，以便区分和连接，杆件类型、材料规格不宜太多。

4.1.1.2 飞溅区内应尽量不设置水平构件，冰作用区内尽量不设置水平构件和斜撑。

4.1.1.3 管型构件的径厚壁（D/t）不宜大于 60，对于卷制钢管应不小于 20，最好大于 30，主要构件的有效长细比（kl/r）不宜大于 120。

4.1.1.4 杆件受到压弯联合作用时，在其全长范围内各点应同时满足强度和稳定性要求，其杆件有效长度按 4.3.3 节确定。

4.1.1.5 导管架各水平层和组块各甲板层的主节点最大水平位移不能超过其所处高度的 1/150（极端工况）和 1/200（操作工况），甲板梁的最大垂向位移不能超过其长度的 1/300。

4.1.2 容许应力

4.1.2.1 圆柱形杆件应按 4.2 节规定的基本容许应力进行设计，其他类型的杆件应按 AISC 335-89 规定的基本容许应力进行设计，不推荐采用 AISC 360 进行海上平台的设计。

4.1.2.2 因极端环境条件引起的侧向力和垂向力所产生的应力，4.1.2.1 所规定的基本容许应力可以增加 1/3。

4.1.2.3 地震工况下的容许应力见本指南第 8.1.3 的相关规定。

第 2 节 圆柱形构件容许应力

4.2.1 轴向拉伸

承受轴向拉伸载荷圆柱形构件的容许拉伸应力应用下式确定：

$$F_{\mathrm{t}} = 0.6F_{\mathrm{y}}$$

式中：

F_{y}——屈服强度，MPa；

4.2.2 轴向压缩

4.2.2.1 柱状屈曲

对径厚比 D/t≤60 的构件,容许轴向压缩压力F_{a}应用如下 AISC 公式确定：

$$F_{\mathrm{a}} = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{2C_{\mathrm{c}}^2}\right]F_{\mathrm{y}}}{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{Kl}{r}\right)}{8C_{\mathrm{c}}} - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^3}{8C_{\mathrm{c}}^3}} \qquad \frac{Kl}{r} < C_{\mathrm{c}}$$

$$F_{\mathrm{a}} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{Kl}{r}\right)^2} \qquad \frac{Kl}{r} \geq C_{\mathrm{c}}$$

式中：

$$C_{\mathrm{c}} = \left(\frac{2\pi^2 E}{F_{\mathrm{y}}}\right)^{1/2}$$

E——杨氏弹性模量，MPa；

K——有效长度系数，见 4.3.3；

l——无支撑长度，m；

r——回转半径，m。

对 D/t >60 的构件，在确定C_{c}和F_{a}的式中用临界局部屈曲应力（F_{xe}和F_{xc}中的较小者）代替屈服应力F_{y}。

4.2.2.2 局部屈曲

对于 D/t 大于 60 时，应研究其由于轴向压缩所引起的局部屈曲。当 D/t 大于 60 且小于 300，壁厚 t 大于或等于 6 mm 时，由轴向压缩引起的弹性局部屈曲应力（F_{xe}）和非弹性局部屈曲应力（F_{xc}）应用式（4.2.2-3）和式（4.2.2-4）确定。对柱状整体屈曲，在式（4.2.2-1）和确定C_{c}的式中，应该用临界局部屈曲应力（F_{xe}和F_{xc}中的较小者）代替屈服应力F_{y}。

（1） 弹性局部屈曲应力

弹性局部屈曲应力，F_{xe}用下式确定：

$$F_{\mathrm{xe}} = \frac{2CEt}{D}$$

式中：

C——临界弹性屈曲系数；

D——外径，m；

t——壁厚，m。

C的理论值为 0.6。为了考虑构件在 API Spec 2B 规定误差内的初始几何缺陷的影响，推荐采用降低了的值 C=0.3。

（2） 非弹性局部屈曲应力

非弹性局部屈曲应力，F_{xc}用下式确定：

$$当\left(\frac{D}{t}\right) \leq 60 \text{ 时，} F_{xc} = F_y\left[1.64 - 0.23\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{1}{4}}\right] \leq F_{xe}$$

$$当\left(\frac{D}{t}\right) \leq 60 \text{ 时，} F_{xc} = F_y$$

4.2.3 弯曲

容许弯曲应力F_b应由下式确定：

$$当\frac{D}{t} \leq \frac{10340}{F_y}时，\ F_b = 0.75F_y$$

$$当\frac{10340}{F_y} < \frac{D}{t} \leq \frac{20680}{F_y}时，\ F_b = \left[0.84 - 1.74\frac{F_y D}{Et}\right]F_y$$

$$当\ \frac{20680}{F_y} < \frac{D}{t} \leq 300 时，F_b = \left[0.72 - 0.58\frac{F_y D}{Et}\right]F_y$$

$$当\ \frac{D}{t} > 300 时，\ 参照\ API\ \ Bull\ \ 2U$$

4.2.4 剪切

4.2.4.1 梁的剪切

圆形截面梁的最大剪切应力，f_v为：

$$f_v = \frac{V}{0.5A}$$

式中：

f_v——最大剪切应力，MPa；

V——横向剪切力，MN；

A——横截面积，m^2。

梁的容许剪切应力F_v由下式确定：

$$F_v = 0.4F_y$$

4.2.4.2 扭转剪切

由扭转引起的圆形截面梁的最大扭转剪切应力，f_{vt}为：

$$f_{vt} = \frac{M_t\left(\frac{D}{2}\right)}{I_p}$$

式中：

f_{vt}——最大扭转剪切应力，MPa；

M_t——扭转力矩，MN·m；

I_p——极惯性矩，m^4。

容许扭转剪切应力F_{vt}由下式确定：

$$F_{vt} = 0.4f_y$$

4.2.5 环向屈曲

4.2.5.1 弹性环向屈曲应力

弹性环向屈曲应力的确定基于线性的应力—应变关系：

$$F_{\mathrm{he}}=\frac{2C_{\mathrm{h}}Et}{D}$$

其中，临界环向屈曲系数C_{h}包括处于 API Spec 2B 公差范围之内的初始几何缺陷的影响。

$$\text{当}M\geq\frac{1.6D}{t}\text{时，}\quad C_{\mathrm{h}}=\frac{0.44t}{D}$$

$$\text{当 }0.825\frac{D}{t}\leq M<\frac{1.6\mathrm{D}}{\mathrm{t}}\text{时，}C_{\mathrm{h}}=\frac{0.44t}{D}+\frac{0.21\left(\frac{D}{t}\right)^{3}}{M^{4}}$$

$$\text{当 }3.5\leq M<0.825\frac{D}{t}\text{时，}C_{\mathrm{h}}=\frac{0.736}{(M-0.636)}$$

$$\text{当 }1.5\leq M<3.5\text{ 时，}C_{\mathrm{h}}=\frac{0.755}{(M-0.559)}$$

$$\text{当}M<1.5\text{ 时，}C_{\mathrm{h}}=0.8$$

几何参数 M由下式定义：

$$M=\frac{L}{D}\left(\frac{2D}{t}\right)^{\frac{1}{2}}$$

式中：

L——加强环、隔板或连接端之间的圆柱长度，m。

注：对 M≥1.6D/t，弹性屈曲应力近似地等于一个无加筋的长圆柱的弹性屈曲应力。因此，如果设置加强环的话，其间距应使 M<1.6D/t。

4.2.5.2 临界环向屈曲应力

与弹性环向屈曲应力有关的材料屈服强度确定发生弹性环向屈曲还是非弹性环向屈曲。临界环向屈曲应力F_{hc}[MPa]用如下适当的式子确定：

当$F_{\mathrm{he}}\leq 0.55F_{\mathrm{y}}$时发生的为弹性屈曲：

$$F_{\mathrm{hc}}=F_{\mathrm{he}}$$

当$F_{\mathrm{he}}>0.55F_{\mathrm{y}}$时发生的为非弹性屈曲：

$$\text{当 }0.55F_{\mathrm{y}}<F_{\mathrm{he}}\leq 1.6F_{\mathrm{y}}\text{时，}F_{\mathrm{hc}}=0.45F_{\mathrm{y}}+0.18F_{\mathrm{he}}$$

$$\text{当 }1.6F_{\mathrm{y}}<F_{\mathrm{he}}\leq 6.2F_{\mathrm{y}}\text{时，}F_{\mathrm{hc}}=\frac{1.31F_{\mathrm{y}}}{\left[1.15+\left(\frac{F_{\mathrm{y}}}{F_{\mathrm{he}}}\right)\right]}$$

$$\text{当}F_{\mathrm{he}}>6.2F_{\mathrm{y}}\text{时，}F_{\mathrm{hc}}=F_{\mathrm{y}}$$

第 3 节 圆柱形构件组合应力

4.3.1 轴向压缩和弯曲的组合

承受压缩和弯曲联合作用的圆柱形构件，在其全长的各点上，均应满足以下要求：

$$\frac{f_{\mathrm{a}}}{F_{\mathrm{a}}}+\frac{C_{\mathrm{m}}\sqrt{f_{\mathrm{bx}}^2+f_{\mathrm{by}}^2}}{\left(1-\frac{f_{\mathrm{a}}}{F'_{\mathrm{e}}}\right)F_{\mathrm{b}}}\leq 1.0$$

$$\frac{f_{\mathrm{a}}}{0.6F_{\mathrm{y}}}+\frac{\sqrt{f_{\mathrm{bx}}^2+f_{\mathrm{by}}^2}}{F_{\mathrm{b}}}\leq 1.0$$

当$f_{\mathrm{a}}/F_{\mathrm{a}}\leqslant 0.15$时，可采用下式代替上述两式：

$$\frac{f_{\mathrm{a}}}{F_{\mathrm{a}}}+\frac{\sqrt{f_{\mathrm{bx}}^2+f_{\mathrm{by}}^2}}{F_{\mathrm{b}}}\leq 1.0$$

上式中假定对相应的f_{bx}和f_{by}可采用相同C_{m}和F_{e}值，如果采用其他不同的数值，则应采用下式来代替：

$$\frac{f_{\mathrm{a}}}{F_{\mathrm{a}}}+\frac{\sqrt{\left(\frac{C_{\mathrm{mx}}f_{\mathrm{bx}}}{1-\frac{f_{\mathrm{a}}}{F'_{\mathrm{ex}}}}\right)^2+\left(\frac{C_{\mathrm{mx}}f_{\mathrm{by}}}{1-\frac{f_{\mathrm{a}}}{F'_{\mathrm{ey}}}}\right)^2}}{F_{\mathrm{b}}}\leq 1.0$$

C_{m}——折减系数，见 4.3.4；

F'_{e}——折减欧拉应力，见 4.2.2.1，式中未定义的符号见 AISC。

4.3.2 轴向拉伸和弯曲的组合

承受拉伸和弯曲联合作用的圆柱形构件，在沿其全长所有各点上均应满足 4.3.1，其中f_{bx}，f_{by}为算出的弯曲拉伸应力。

4.3.3 构件长细比

圆柱形受压构件的长细比，*Kl/r* 应按照 AISC 的规定来确定。有效长度系数 *K* 和折减系数C_{m}可以采用表 4.3.3-1 中的值。

4.3.4 折减系数C_{m}

折减系数C_{m}的取值规定如下（根据 AISC335-89 的规定）：

（a） 0.85。

（b） 0.6~0.4（M1/M2），不低于 0.4，也不高于 0.85。

（c） 1~0.4（$\frac{f_{\mathrm{a}}}{F'_{\mathrm{e}}}$），或 0.85，取较小者。

不同部位杆件的系数 K 和C_m **表 4.3.3-1**

部位	有效长度系数 K	折减系数 C_m[a]
上部组块腿柱		
有支撑的	1.0	见 4.3.4（a）
门架（无支撑的）	K[b]	见 4.3.4（a）
导管架腿柱和桩		
灌浆的组合截面	1.0	见 4.3.4（c）
不灌浆的导管架腿柱	1.0	见 4.3.4（c）
在垫板之间不灌浆的桩	1.0	见 4.3.4（b）
甲板桁架的腹杆		
作用于平面内	0.8	见 4.3.4（b）
作用于平面外	1.0	见 4.3.4（a）或（b）[c]
导管架撑杆		
主对角线上，面到面的长度	0.8	见 4.3.4（b）或（c）[c]
对 K 形撑杆,从腿柱表面到节点中心线的长度	0.8	见 4.3.4（c）
对 X 形撑杆,较长杆段	0.9	见 4.3.4（c）
一般水平杆	0.7	见 4.3.4（c）
甲板桁架的弦杆	1.0	见 4.3.4（a），（b）或（c）[c]
对于 K 形撑杆和 X 形撑杆，如果节点在平面外没有支撑，则构成节点的构件至少有一对受拉。		

[a] 在 4.3.4 中定义。

[b] 采用 AISC 注释中的图 C-C2.2，如计算条件与生成表格时假定的条件不同时，可以进行修正。

[c] 对某一特定情况，选择更合适者。

第 4 节　圆锥过渡

4.4.1　一般要求

本节推荐的条文可用于两个不同直径的圆柱形构件的过渡锥连接设计，也可用于撑杆端部的锥形过渡段。对于带加强环过渡锥，本条文只适用于过渡段的撑杆端部。

4.4.2　圆锥截面特性

圆锥的截面特性应能保证圆锥两端的轴向应力和弯曲应力满足强度要求。在锥形过渡段中任意截面处的轴向和弯曲组合应力由式（f_a+f_b）/cosα 近似地给出。α 等于圆锥顶角投影的一半（图 4.4.1-1）。f_a 和 f_b 是用一个与圆锥等效的圆柱体的截面特性算出轴向和弯曲名义应力。等效圆柱的直径和厚度等于圆锥该截面处的直径和壁厚。

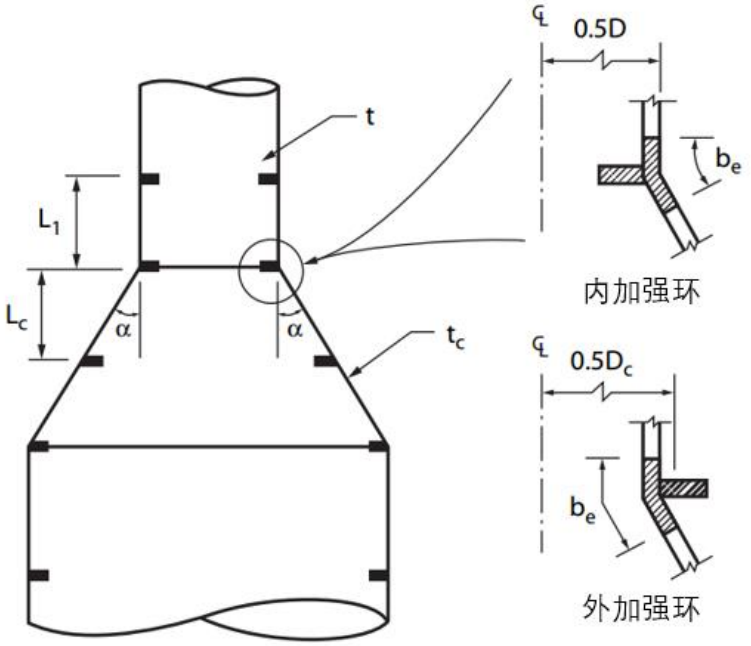


图 4.4.1-1 圆锥过渡示意图

4.4.3　局部屈曲

对轴向压弯组合作用下的局部屈曲，顶角小于 60°的圆锥过渡段可以看成一个直径等于 D/cosα 的等效圆柱体。D 为圆锥小端的直径。这个直径用来确定 4.2.2.2 中 F_{xc}。

4.4.4　圆锥—圆柱连接

4.4.4.1　纵向应力

局部弯曲应力，可根据下式估算：

$$f'_{\mathrm{b}} = \frac{0.6t\sqrt{D(t+t_{\mathrm{c}})}}{t_{\mathrm{e}}^2}(f_{\mathrm{a}} + f_{\mathrm{b}})\tan\alpha$$

D—— 连接处圆柱的直径，m；

t —— 圆柱壁厚，m；

t_c—— 圆锥壁厚，m；

t_e —— 用于计算圆柱应力时等于 t ，用于计算圆锥应力时等于t_c，m；

f_a—— 连接处，作用在圆柱截面内的轴向应力，MPa；

f_b—— 连接处，作用于圆柱截面内的合成弯曲应力，MPa；

α —— 圆锥顶角的一半，度。

为满足强度的需要，总应力（ $f_a + f_b + f'_b$)应限制在圆锥和圆柱材料的最小拉伸强度之内，并且（$f_a + f_b$ ）应限制在适当的容许应力之内。出于疲劳的考虑，圆锥－圆柱连接处应满足应力集中系数 SCF 等于$1 + f'_b/(f_a + f_b)$的要求。对于圆柱和圆锥等壁厚的情况，应力集中系数 SCF 等于$1 + 0.6\sqrt{2D/t}\tan\alpha$。

4.4.4.2 环向应力

环向应力可用下式估算：

$$f'_h = 0.45\sqrt{\frac{D}{t}}(f_a + f_b)\tan\alpha$$

式中各项定义同 4.4.4.1。

为满足强度要求，总应力（$f_a + f_b + f'_b$）应限制在圆锥和圆柱材料的最小拉伸强度之内，并且（$f_a + f_b$）应限制在适当的容许应力之内。

对于环向拉伸，f'_h应限制在 $0.6F_y$ 之内。

对于环向压缩，f'_h应限制在 $0.5F_{hc}$ 之内。

F_{hc} 按 4.2.5.2 计算，其中 $F_{he}=0.4Et/D$。

按表 4.4.4.2 的圆锥过渡极限角设计的过渡段，即使不加筋也能承受圆锥—圆柱连接应力。

圆锥过渡极限角 **表 4.4.4.2**

	极限角 α（°）	
	正常条件	极端条件
D/t	$f_a + f_b=0.6F_y$	$f_a + f_b=0.8F_y$
60	10.5	5.8
48	11.7	6.5
36	13.5	7.5
24	16.4	9.1
18	18.7	10.5
12	22.5	12.8

注：对于不满足上述准则的圆锥—圆柱连接，可在连接处增加圆锥和圆柱的壁厚或者设置加强环来进行加强。

4.4.5 圆锥—圆柱连接处的加强环

如果需要加强环，它的截面特性应能满足下列两式的要求：

$$A_c = \frac{tD}{F_y}(f_a + f_b)\tan\alpha$$

$$I_{\mathrm{c}} = \frac{tDD_{\mathrm{c}}^2}{8E}(f_{\mathrm{a}} + f_{\mathrm{b}})\tan\alpha$$

式中：

D——连接处的圆柱直径，m；

D_c——到组合环截面型心的直径，m；

A_c——组合环截面的横截面积，m^2；

I_c——组合环截面惯性矩，m^4。

在计算 A_c 和 I_c 时，对组合环截面起着翼缘作用的壳壁的有效宽度可从下式计算：

$$b_{\mathrm{e}} = 0.55\left(\sqrt{Dt} + \sqrt{Dt_{\mathrm{c}}}\right)$$

注 1：容许应力可以增加 1/3 的情况下，截面特性 A_c 和 I_c 可以降低 25%。

注 2：用扁钢加强时，其最小尺寸对内加强环应为 10mm×76mm，对外加强环应为 13mm×102mm。

注 3：对于内加强环，应以 *D* 代替 *Dc* 以计算I_c。

第 5 章 节点设计

第 1 节 一般规定

5.1.1 一般要求

5.1.1.1 本章主要用于两根或多根管型构件相连形成的管节点的设计。对于非管节点的设计，如上部组块的工字钢与圆管、工字钢与工字钢等非管节点的连接，应采用经认可的方法进行强度校核。

5.1.1.2 管节点设计时，应尽可能使用简单节点，避免采用搭接节点。

5.1.1.3 构成管节点的弦杆应具备足够的强度以抵抗可能的设计载荷，所选用的钢材应具备 Z 向抗层状撕裂能力。

5.1.2 管节点能力要求

5.1.2.1 管节点的能力应由弦杆和撑杆的名义应力来确定。在计算节点能力时，对于屈服应力为 500 MPa 及以下的材料，弦杆屈服应力宜限制为 0.8 倍的弦杆拉伸强度。屈服应力和拉伸强度应取其力学性能表所标定范围的最小值。

5.1.2.2 任何设计工况下（包括在位、装船、吊装、下水、意外工况等）弦杆能力都应不低于撑杆有效能力的 50%。对于以受拉伸载荷为主的撑杆，有效能力取为屈服载荷；对于以受压为主的撑杆，有效能力取为极限屈曲载荷。极限屈曲载荷的计算宜考虑材料塑性。有效能力的计算宜基于撑杆普通段的几何尺寸，而非撑杆端部厚壁段（适用时）的几何尺寸。

第 2 节　简单节点

5.2.1　节点类型

按照撑杆的轴向载荷在节点构件中的分配，将节点分类为 K、 X 和 Y 三种类型，如图 5.2.1-1 所示。

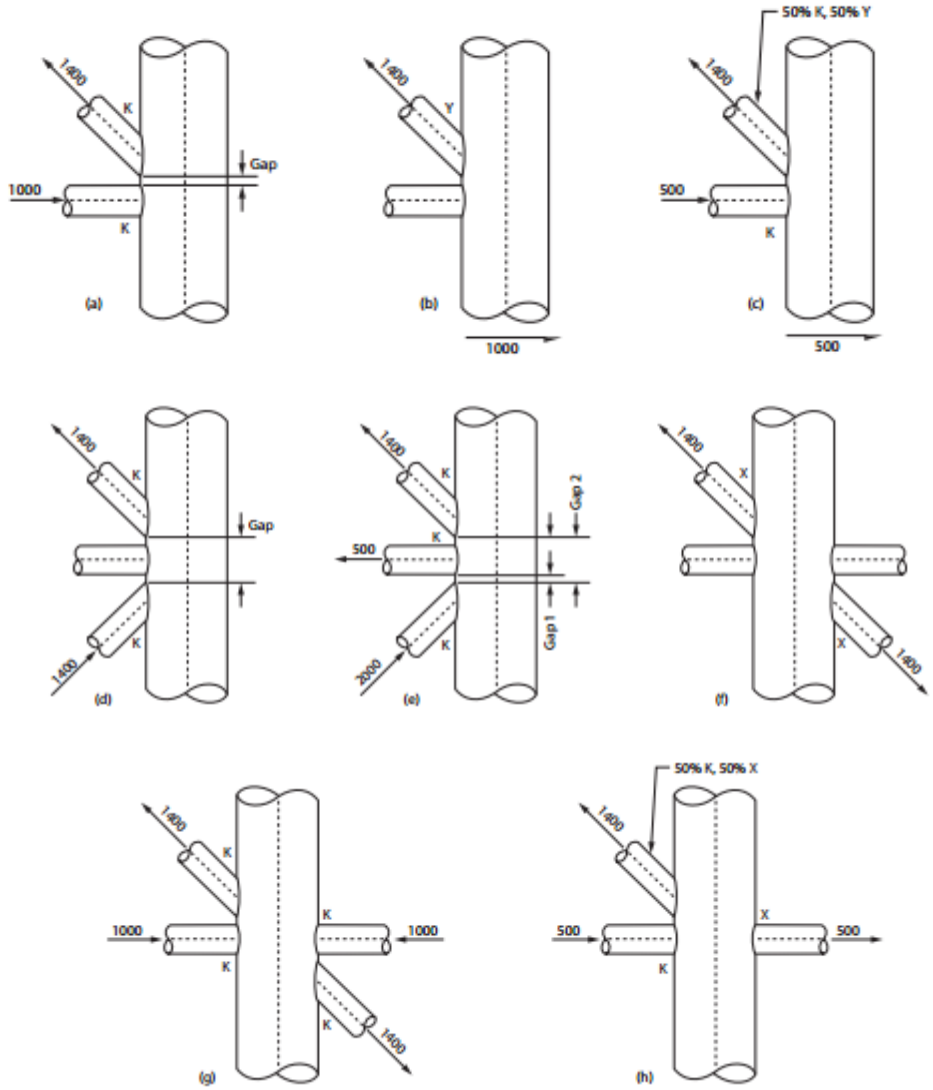


图 5.2.1-1 简单节点示意图

5.2.2　节点特殊段的设置要求

5.2.2.1　如果弦杆需要采用特殊段（如加厚、加粗或特种钢材），其范围应延伸至超出撑杆外边缘至少 *D/4* 或 300 mm，取二者的较大值，*D* 为弦杆直径。如图 5.2.2.1 所示。

5.2.2.2　若撑杆端部需采用特殊段（如加厚、加粗或特种钢材），其长度应不小于 *d* 或 600 mm，取二者中的较大值，*d* 为撑杆直径。如图 5.2.2.1 所示。

5.2.2.3　弦杆加厚段或撑杆端部加厚段与普通段的连接应设置不小于 1:4 壁厚过渡段，该过渡段的长度不能计算在加厚段长度内。

5.2.2.4　相邻撑杆之间应设置至少 50 mm 的间隙。

5.2.3 X 型节点的设置要求

若设置 X 撑时，直径较大或壁厚较大的撑杆应设置为贯通。

5.2.4 节点焊缝的设置要求

纵向焊缝和环焊缝的位置应尽量避免对节点性能产生影响。弦杆的纵向焊缝与撑杆之间至少保持 300 mm 的间距， 参见图 5.2.4.1。撑杆的纵向焊缝位置应接近节点冠趾。较长的节点加厚段可能需要环向焊缝, 此焊缝应位于载荷较小的撑杆交叉处，在鞍点与冠点之间。

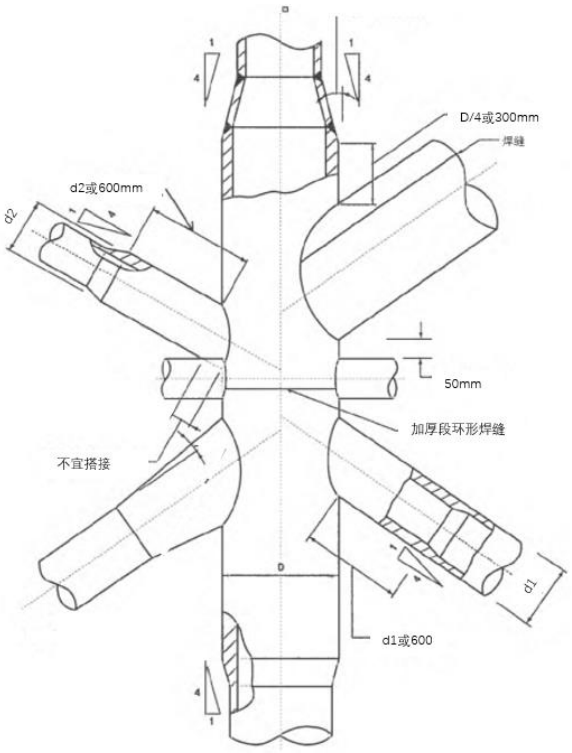


图 5.2.2.1 平面内节点详图

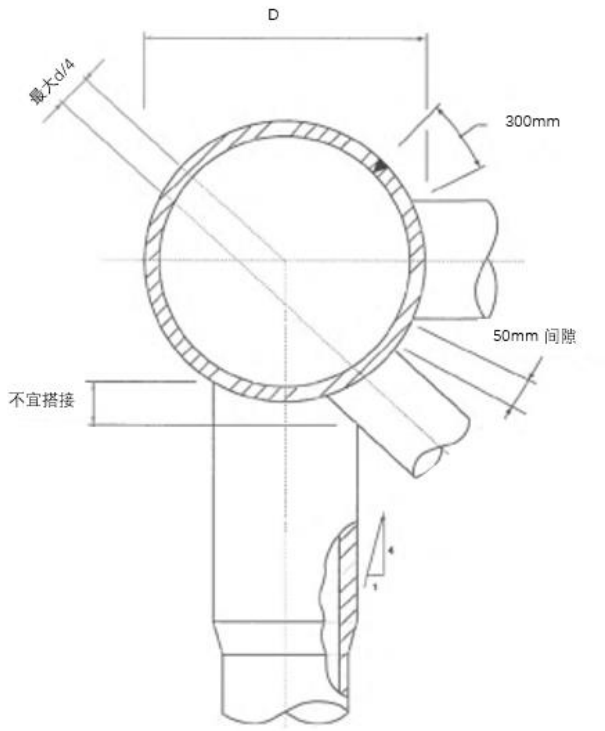


图 5.2.4.1 平面内节点详图

第 3 节　节点能力

5.3.1　简单节点的几何参数要求

5.3.1.1　简单管节点所涉几何参数的术语见图 5.3.1.1 中的定义。

5.3.1.2　节点的几何参数应满足如下要求：

$$0.2 \leq \beta \leq 1.0$$
$$10 \leq \gamma \leq 50$$
$$30^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$$
$$F_y \leq 500MPa$$

5.3.2　节点的基本能力

5.3.2.1　节点的基本能力由下式进行计算。

$$P_a = Q_u Q_f \frac{F_{yc} T^2}{FS \sin\theta}$$

$$M_a = Q_u Q_f \frac{F_{yc} T^2 d}{FS \sin\theta}$$

式中：

P_a——撑杆的容许轴向载荷，极端工况可放大 1/3，N；

M_a——撑杆的容许弯矩，极端工况可放大 1/3，N.m；

F_{yc}——节点处弦杆的屈服强度或 0.8 倍拉伸强度中的小值，MPa；

FS——安全系数，取 1.6。

5.3.2.2　对于有加厚段的节点，不应超过 5.3.5 定义的能力极限。

5.3.2.3　对于轴向受力的 K、 Y、 X 混合型节点的撑杆，P_a应根据总载荷中各分量权重加权平均得到。

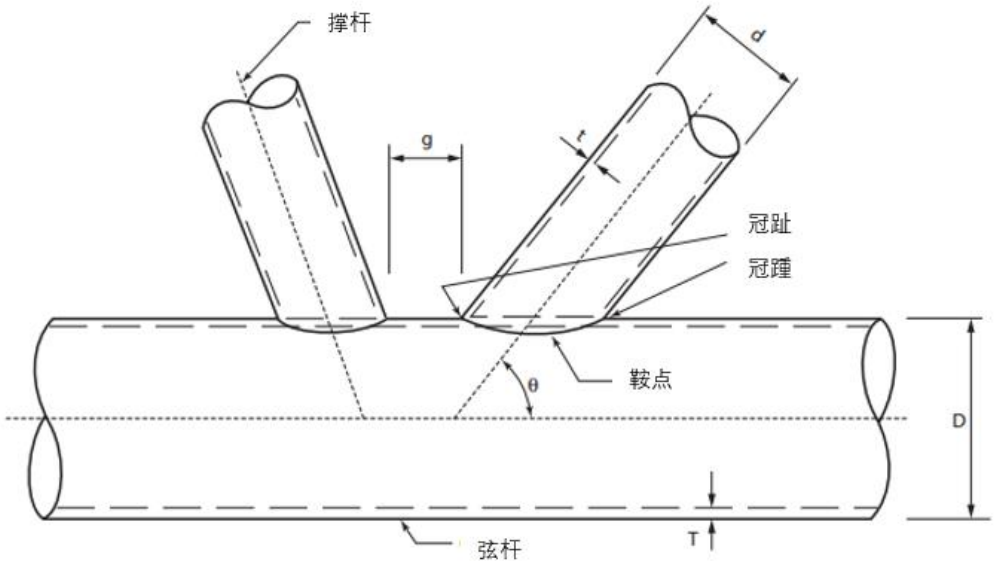


图 5.3.1.1 简单节点几何参数

说明：

θ——撑杆与弦杆之间的夹角，（°）；

G——撑杆之间的间隙，mm；

t——撑杆的壁厚，mm；

T——弦杆的壁厚，mm；

d——撑杆的外径，mm；

D——弦杆的外径，mm。

$$\beta = {}^{d}/_{D}$$

$$\gamma = \mathrm{D}/2\mathrm{T}$$

$$\tau = {}^{t}/_{T}$$

5.3.3　强度系数

Q_{u}随节点类型和载荷类型的不同而变化，其取值由表 5.3.3 给出。

系数Q_{u}的取值　　表 5.3.3

节点类型	撑杆载荷模式			
	轴向拉伸	轴向压缩	平面内弯矩	平面外弯矩
K	$(1.6+1.2\gamma)\beta^{1.2}Q_g$　但 $\leq 40\beta^2 Q_g$		$(5+0.7\gamma)\beta^{1.2}$	$2.5+(4.5+0.2\gamma)\beta^{2.6}$
T/Y	30β	$2.8+(20+0.8\gamma)\beta^{1.6}$ 但 $\leq 2.8+3.6\beta^{1.6}$		
X	23β,　当 $\beta \leq 0.9$ $20.7+(\beta-0.9)(17\gamma-220)$ 当 $\beta > 0.9$	$[2.8+(12+0.1\gamma)\beta^{1.6}]Q_\beta$		

说明：

(a) Q_β为几何系数，定义如下：

$$\mathrm{Q}_\beta = \frac{0.3}{\beta(1-0.833\beta)}　\text{当 } \beta > 0.6$$

$$\mathrm{Q}_\beta = 1.0　\text{当 } \beta \leq 0.6$$

(b) Q_g为间隙系数，定义如下：

$$\mathrm{Q}_g = \max\left(1+0.2\left[1-\frac{2.8g}{\mathrm{D}}\right]^3, 1.0\right)　\text{当}\frac{\mathrm{g}}{\mathrm{d}} \geq 0.05$$

$$\mathrm{Q}_g = 0.13+0.65\varphi\gamma^{0.5}　\text{当}\frac{\mathrm{g}}{\mathrm{d}} \leq -0.05$$

当$-0.05 \leq \frac{\mathrm{g}}{\mathrm{d}} \leq 0.05$ 时，Q_g可通过线性差值获得。

其中 $\varphi = \mathrm{t}F_{yb}/(\mathrm{T}F_y)$，$F_{yb}$取撑杆或其加厚段的屈服应力与 0.8 倍抗拉强度的较小值，单位 MPa.

（c）拉伸载荷的Q_u基于第一条裂缝的能力限制。

（d）对于 X 型节点的轴向拉伸，$\beta > 0.9$时，Q_u应用于同轴撑杆（$\mathrm{e/d} \leq 0.2$,e 为两撑杆的偏心距），如果$\mathrm{e/d} > 0.2$，则整个β范围内，Q_u均应取23β。

5.3.4　弦杆载荷系数

Q_f是考虑弦杆名义载荷的系数：

$$Q_f = \left[1+C_1\left(\frac{FSP_c}{P_y}\right)-C_2\left(\frac{FSM_{iPb}}{M_P}\right)-C_3A^2\right]$$

$$A = \left[\left(\frac{FSP_c}{P_y}\right)^2 + \left(\frac{FSM_c}{M_P}\right)^2\right]^{0.5}$$

注 1：对于许用应力需要放大 1/3 的情况，式中的 FS 取 1.20。

注 2：其中P_c 和M_c为弦杆中的轴向名义应力和组合弯矩，其中${M_c}^2 = {M_{ipb}}^2 + {M_{opb}}^2$， P_y 和M_y为弦杆的轴向屈服能力和塑性弯矩能力。

C_1，C_2，C_3基于节点和载荷类型的系数，见表 5.3.4。

系数 C_1，C_2，C_3 **表 5.3.4**

节点类型	C_1	C_2	C_3
撑杆轴向受拉的 K 形节点	0.2	0.2	0.3
撑杆轴向受拉的 T/Y 形节点			
撑杆轴向受拉的 X 形节点*			
β ≤ 0.9	0.2	0	0.5
β = 1.0	-0.2	0	0.2
撑杆受弯矩的节点	0.2	0	0.4
*对于$0.9 < \beta \leq 1.0$的情况，取线性差值			

5.3.5 带有加厚段的节点

对于受轴向载荷、存在加厚段的 Y 形和 X 形简单管节点，其容许应力应按下式计算：

$$P_a = \left[r + (1-r)\left(\frac{T_n}{T_c}\right)^2\right]P_{ac}$$

当$\beta \leq 0.9$ 时，$r = \min[L_c/(2.5D), 1.0]$；

当 $\beta > 0.9$ 时，$r = \min[(4\beta - 3)L_c/(1.5D), 1.0]$。

式中：

$(P_a)_c$——按加厚段的材料和几何参数，由 5.3.2 得到的撑杆容许轴向载荷，N；

T_n——弦杆名义壁厚，mm；

T_c——弦杆加厚段壁厚，mm；

L_c——弦杆有效长度，按图 5.3.5 取值，mm。

5.3.6 节点强度校核

对撑杆承受轴向载荷和弯矩组合作用的情况，需满足：

$$IR = \left|\frac{P}{P_a}\right| + \left(\frac{M}{M_a}\right)_{ipb}^2 + \left|\frac{M}{M_a}\right|_{opb} \leq 1.0$$

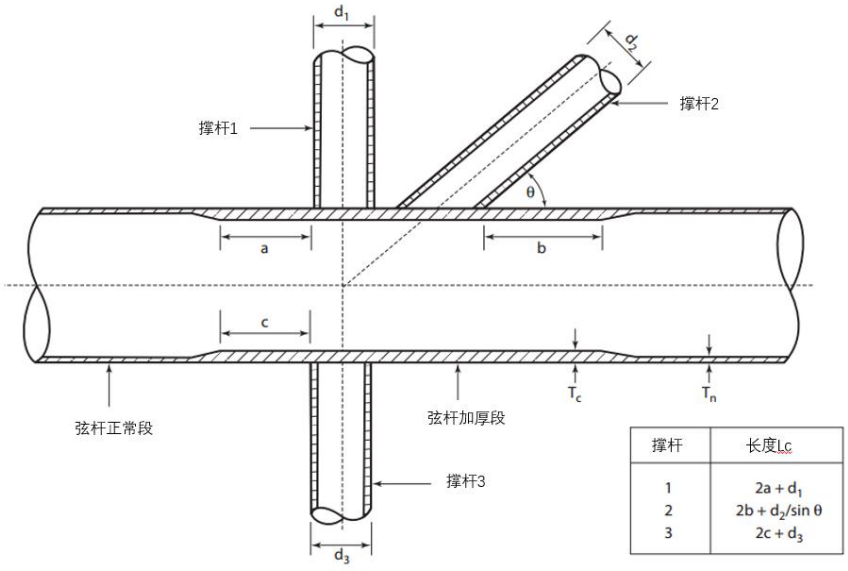

d1
d2
撑杆1
撑杆2
θ
a
b
c
弦杆正常段
弦杆加厚段
Tc
Tn
撑杆3
d3
撑杆 | 长度Lc
1 | 2a + d1
2 | 2b + d2/sin θ
3 | 2c + d3

图 5.3.5 弦杆有效长度

第 4 节 灌浆节点

5.4.1 一般要求

5.4.1.1 灌浆节点在进行节点能力校核时不考虑剪切键的影响。

5.4.1.2 灌浆节点的能力按照本章第 2 节简单节点的规定来进行校核，并按本节方法进行修正。

5.4.2 强度系数修正

灌浆节点的校核应采用表 5.4.2-1 中的相关值来代替表 5.3.3-1 中系数Q_u，并忽略节点类型和加厚段能力折减，且Q_u值应不小于简单节点。

灌浆节点的强度系数Q_U **表 5.4.2-1**

轴向拉伸	$2.5\beta\gamma K_a$ $K_a = \frac{1}{2}(1+\frac{1}{sin\theta})$
弯曲	$1.5\beta\gamma$
注：无轴向压缩工况，因灌浆节点不会发生轴向压缩失效。承压能力由撑杆决定	

5.4.3 弦杆壁厚的修正

对于双层管，应采用式 5.4.3-1 中的有效厚度代替弦杆壁厚。

$$T_e = (T^2 + T_p^2)^{0.5}$$

式中：

T_e——弦杆有效厚度，mm；

T——为弦杆厚度，mm；

T_p——为内管厚度，mm。

5.4.4 载荷系数

对于完全灌浆和双层管节点，应基于 T 计算；假定Q_f 的计算已经考虑了弦杆及内部杆件之间的载荷分配，所以此项中灌浆的影响就无需进一步考虑。对于完全灌浆节点来说，Q_f 通常取为 1，但撑杆承受拉力或面外弯矩且弦杆承受压力或面外弯矩的高 β 值（≥0.9）X 型节点除外。

5.4.5 最小能力要求

灌浆节点应满足 5.1.2 条的节点最小能力要求。

第 6 章 钢桩基础

第 1 节 一般规定

6.1.1 一般要求

6.1.1.1 本章推荐的桩基础设计标准适用于钢质圆柱（管）桩基础，对于浅基础应参考本章 6.1.5 条予以特殊考虑。

6.1.1.2 桩基础应能承受静力的、循环的和瞬时的载荷而在平台中不产生过大的变形或振动。要特别注意循环载荷和瞬时载荷对支撑土壤强度的影响以及对桩结构响应的影响。本章 6.2 和 6.3 节提供的准则是以静力载荷和单一载荷为基础的。

6.1.1.3 桩基础设计时应考虑桩基具有足够的承载力及强度，承载力的相关要求参考本章第 2 节，强度的相关要求参考本章第 3 节。

6.1.1.4 确定一个桩基础的尺寸时，应考虑以下各项：桩的直径、入土深度、壁厚、桩尖形式、间距、数目、几何特性、位置、材料强度、安装方法和其他需要适当考虑的参数。

6.1.1.5 水泥浆和桩之间的载荷传递应按照规定进行设计。

6.1.2 桩壁厚度

6.1.2.1 桩的壁厚沿桩长可能发生变化。

6.1.2.2 桩的全长内的 D/t 比值应足够小，以防止应力在达到材料的屈服强度前桩体发生局部屈曲。钢桩最小桩壁厚度 t 不应小于：

$$t = 6.35 + \frac{D}{100}$$

式中：t——钢桩壁厚，mm；

D——钢桩直径，mm。

6.1.2.3 对于采用常规尺寸的桩，其最小壁厚应如表 6.1.2.3 所列。

最小钢桩壁厚 表 6.1.2.3

t 桩径（mm）	壁厚（mm）
610	13
762	14
914	16
1067	17
1219	19
1524	22
1829	25
2134	28
2438	312
2743	34
3048	37

6.1.2.4 对于 D/t 比值较小，同时又估计打桩会遇到困难时，如果通过以往的经验详细分析能表明在打桩过程中不会使桩损坏，则可以放宽上述要求。

6.1.2.5 对于打入桩，应考虑在泥面线附近额外提供一段厚壁材料长度，以避免超打或欠打时在这些点出现超应力。超打与欠打应符合本节 6.1.3.2 的要求。

6.1.3 桩的分段长度

6.1.3.1 在选择桩的分段长度时应考虑以下几点：

a) 起吊设备在提升、下放和插接桩段的能力；

b) 起吊设备在被打桩段顶部放置打桩锤的能力；

c) 桩随着导管架腿柱封板的穿透而发生直接大量下沉的可能性；

d) 桩段起吊时的应力；

e) 进行现场焊接部分的壁厚和材料性质；

f) 避免和计划同时打入相邻桩的相互干扰；

g) 打桩间断以进行接桩现场焊接时桩尖所在位置处的土壤类型；

h) 桩锤本身重量和作业过程产生的静应力和动应力应按照 6.3.2 和 6.3.3 考虑。

6.1.3.2 需要进行施打的每一段桩，都应包含一段切除余量，以备桩段受桩锤冲击发生损坏后截去。每一桩段的切除余量一般为 0.5 m～1.5 m。桩段的切割位置应选在方便又可及的高程上。

6.1.4 桩的贯入深度

6.1.4.1 桩的设计贯入深度应能使桩具有足够的能力，以承受最大的计算承载力和上拔力，且具有适当的安全系数。

6.1.4.2 对于打入桩应考虑超打和欠打。在无当地工程经验的情况下，应根据桩头位置、施工控制水平、地层情况等因素综合考虑确定。

6.1.5 浅基础的特殊考虑

6.1.5.1 浅基础是指埋置深度小于其横向最小尺度的基础。

6.1.5.2 不同地质条件下，浅基础的适用性应予以特殊考虑。应重点评估地震条件下砂土层液化引起承载力失效的风险。

6.1.5.3 浅基础设计应在适于应用的情况下考虑下述方面：

a) 稳定性，包括由于倾覆、承载力、滑移或它们的联合作用引起的破坏；

b) 基础的位移或旋转引起结构构件和它的基础或附加设施的可能破坏；

c) 基础在静态和环境载荷作用下的响应，当考虑循环载荷，如波浪载荷，则需考虑基础对于结构响应的影响和基础本身在循环载荷作用下的性能；

d) 由于波浪压力引起的冲刷或管涌，包括引起结构破坏和基础不稳定性的潜在可能；

e) 安装和迁移，包括抗剪裙板或基础底座的贯入和拔出，底座下部封闭水压力上升和下降的影响。

6.1.5.4 基础应具有足够的安全余量，以防止基础在设计载荷条件下发生破坏。

第 2 节 桩基础承载力

6.2.1 轴向承载力

6.2.1.1 桩的极限承载力Q_d由下式确定：

$$Q_d = Q_f + Q_P = fA_S + qA_P$$

其中，Q_f——桩侧摩阻力，kN；

Q_P——桩端总承载力，不应超过桩内土塞的承载力，kN；

f——单位桩侧摩阻力，kPa；

A_S——桩侧表面积，m^2；

q——单位桩端承载力，kPa；

A_P——桩端总面积，m^2。

在计算桩的载荷能力时，应考虑桩—桩塞系统的重量和静水上浮力。

6.2.1.2 对于在粘土中的钢管桩，沿桩长上任何一点的单位侧摩阻力f由下式确定：

$$f = \alpha c$$

式中：α——粘土侧摩阻力无量纲系数；

c——相应点土壤的不排水抗剪强度，kPa；

系数可由下式计算：

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.5} \quad (\psi \le 1.0)$$

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.25} \quad (\alpha\ \psi > 1.0)$$

$$\text{约束值，} \quad \alpha \le 1.0$$

式中：ψ——$c / p_0^{'}$

p_0'——相应点下的有效覆土压力，kPa。

6.2.1.3 对于端部支撑在粘土中的桩，单位桩端阻力由下式确定：

$$q = 9c$$

对于形成土塞的桩，可以认为端部支撑力作用在桩端整个横截面上；对于没有形成土塞的桩，端部支撑力仅仅作用在桩端圆环切面上。桩端是否形成土塞可根据静力计算确定。应注意桩可以在无土塞条件下打入，但是在静力载荷作用下按土塞状态工作。

6.2.1.4 对于非粘性土中的钢管桩，沿桩长上任何一点的单位侧摩阻力f由下式确定：

$$f = Kp_0 \tan\delta$$

式中，K——横向地基压力系数（水平与垂向有效正应力之比）；

p_0——计算点的有效覆盖土压力，kPa；

δ——土和桩壁之间的摩擦角。

对于非堵塞的开口打入管桩，在拉伸和压缩载荷下通常取 K 为 0.8。对于充分挤压土的桩（形成土塞或桩端封闭），K 值取 1.0。如无其他资料，可参照表 6.2.1.4 选取δ。对于长桩，f值宜采用表 6.2.1.4 所给极限值。

无粘性硅质土的设计参数[1] **表 6.2.1.4**

密度	土的类别	桩—土摩擦角 δ，（°）	表面摩阻力极限值 kPa	N_q	单位桩端承载力极限值 MPa
很松	砂	15	1.0（47.8）	8	40（1.9）
松	砂质粉土[2]				
中松	粉土				
松	砂	20	1.4（67.0）	12	60（2.9）
中等	砂质粉土[2]				
密实	粉土				
中等	砂	25	1.7（81.3）	20	100（4.8）
密实	砂质粉土[2]				
密实	砂	30	2.0（95.7）	40	200（9.6）
很密实	砂质粉土[2]				
密实	砾石	35	2.4（114.8）	50	250（12.0）
很密实	砂				

注 1：本表给出的设计参数仅作为指导性原则。如果通过诸如现场圆锥试验、高质量土样的强度试验、模型试验或打桩性能取得详细资料，则有理由取用其他数值。

注 2：砂质粉土是那些含有大量砂粒和粉粒的土，它的强度一般随砂粒含量的增加而增高，随粉粒含量的增加而降低。

6.2.1.5 对于端部支撑在非粘性土中的桩，单位桩端阻力 q 由下式确定：

$$q = p_0 N_q$$

其中，p_0——桩尖处的有效覆盖压力，kPa；

N_q——无量纲支撑能力系数，推荐的N_q值见表 6.2.1.4。

6.2.2 桩的轴向抗拔力

6.2.2.1 桩的极限轴向抗拔力能力可等于或小于，但不得大于受压状态下桩的总侧摩阻力。

6.2.2.2 桩的容许抗拔能力应为极限抗拔能力除以表 6.2.4.1 所规定的安全系数。

6.2.3 侧向承载力

6.2.3.1 软粘土的侧向承载力

侧向载荷作用下软粘土的单位侧向极限承载力p_u，已得知是在 8c 至 12c 之间变化，不过在较浅深度处例外，因为此处的覆盖土压力极小，土的破坏模式有所不同。循环载荷会引起侧向承载力退化而低于静载荷下的数值。在缺少更权威性标准的情况下，建议用下式计算。

当 X 从 0 增加到 X_R 时，p_u值根据下式由 3c 增加到 9c。

$$p_u = 3c + \gamma X + J\frac{cX}{D}$$

$$p_u = 9c \quad 对X \geq X_R$$

式中：

p_u—极限土抗力，kPa；

c——未扰动粘土土样的不排水抗剪强度，kPa；

D——桩直径，mm；

γ——土的单位有效重力，MN/m^3；

J——无因次经验常数，现场试验已确定其变化范围为 0.25~0.5，墨西哥粘土可取 0.5；

X——泥面以下深度，mm；

X_R——泥面以下到土抗力减少区域底部的深度，mm。在土强度不随深度变化的情况下，得到：

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$$

一般地说，X_R 的最小值应取为约 2.5 倍桩的直径。

6.2.3.2 硬粘土的侧向承载力

对于静力侧向载荷作用下的硬粘土（$c > 100kPa$），极限承载力与软粘土相似。但由于循环载荷作用下土抗力发生迅速退化，极限土抗力会大大降低，在循环载荷下设计时应予以考虑。

6.2.3.3 砂土的侧向承载力

砂土的侧向极限承载力在下述两个值浅层土的承载力 p_{us} 与深层土的承载力 p_{ud} 之间变化。

$$p_{us} = (C_1 H + C_2 D)\gamma H$$

$$p_{ud} = C_3 D\gamma H$$

式中：

p_u——极限土抗力，kN/m；

γ'——有效土容重，kN/m^3；

H——深度，m；

ϕ'——砂土内摩擦角，度；

C_1，C_2，C_3——内摩擦角的函数值；由图 6.2.3.3 确定；

D——从土层表面到给定深度的桩平均直径，m。

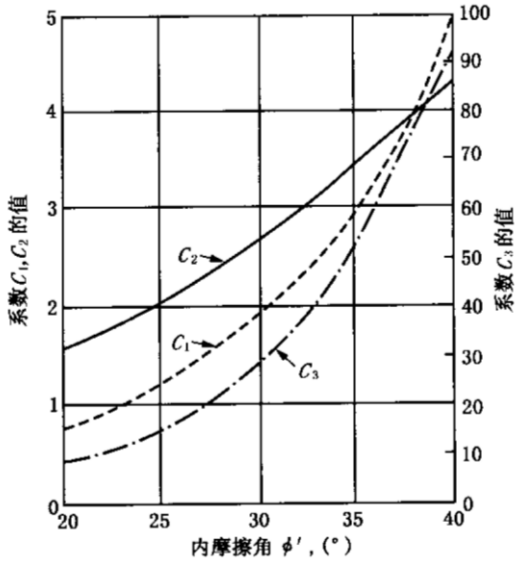


图 6.2.3.3 系数 C 和ϕ'的函数关系

6.2.4 承载力的安全系数

6.2.4.1 桩的容许承载力为极限承载力除以适当的安全系数，安全系数不应小于表 6.2.4.1 所列数值。这些安全系数应在考虑冲刷效应、循环载荷效应、桩土系统的可压缩性效应之后使用。

钢桩承载力安全系数 表 6.2.4.1

工况	载荷条件	安全系数
1	极端环境条件加适当钻井载荷	1.5
2	钻井作业期间的操作环境条件	2.0
3	极端环境条件加适当采油作业载荷	1.5
4	采油作业期间的操作环境条件	2.0
5	极端环境条件加最小载荷（对上拔情况）	1.5

6.2.4.2 应该考虑间隔很近的相毗邻的桩对群桩载荷的变位特性的影响。通常，当桩距小于 8 倍的直径时，应估算群桩效应。

第 3 节 钢桩强度

6.3.1 钢桩的容许应力

6.3.1.1 钢桩设计应考虑钢桩各段在平台在位及施工期间具有足够强度。

6.3.1.2 对于自由站立及打桩工况，不允许将容许应力增加 1/3。

6.3.2 置锤期间桩锤重量引起的桩应力

6.3.2.1 当在每根桩和套管上放置桩锤时，应校核由这些设备及其配件产生的桩应力。这些载荷可能是接桩的最大长度的限制因素，尤其是按斜向打入或钻入桩的情况。最经常的影响因素包括：静弯曲、轴向载荷和桩锤初始放置时产生的横向载荷。经验表明，如果按如下几点计算静载荷应力，就可避免桩壁因承受上述载荷作用而破坏。

a) 宜将桩的悬伸部分作为一端自由的立柱来考虑，其最小的有效长度系数 K 为 2.1，最小的折减系数C_m为 1.0。

b) 计算桩的弯矩和轴向力时，应考虑桩锤、桩帽和导管架的全部重量，它们作用在组合质量的重心上。同时还应考虑接桩段的重量以及桩段倾斜引起的偏心。用上述方法计算得到弯矩应不小于下述相应值，即由桩锤、桩帽和导管架总重量的 2%作用在桩顶上，且作用方向与桩中心线垂直时所产生的弯矩。

6.3.3 打桩应力

6.3.3.1 在打桩期间自由站立桩段内产生的应力也应给予考虑。通常，应力校核基于保守原则，由桩锤冲击造成的应力（动应力）和由轴向力与弯曲引起的应力（静应力）的合成，不应超过钢材最小的屈服强度。同时，若有合理的工程分析和经验证据，可特殊考虑。

6.3.4 在位期间钢桩的设计应力

6.3.4.1 钢桩设计应考虑其能承受平台全部在位工况下轴向载荷和弯矩的联合作用。应适当考虑由于冲刷引起的土壤迁移。泥面以下桩段无需考虑总体柱状屈曲，除非由于土的抗剪强度相当低，计算的横向变形大，或某些其他原因使桩处于横向无支撑状态。

第 7 章 疲 劳

第 1 节 一般规定

7.1.1 一般要求

7.1.1.1 在构件连接的设计中，应考虑由交变应力引起的疲劳问题。对于平台上部某些结构，当载荷变化不频繁或交变应力较小时，可不考虑疲劳问题。对于平台下部结构——圆管型导管架结构及其管结点的设计，应考虑疲劳问题。

7.1.1.2 疲劳分析方法可参照本社接受的钢结构设计规范。

7.1.1.3 导管架结构疲劳分析的条件是假定阴极保护防腐措施是有效的。在飞溅区防腐效果较差，一般应尽量避免设置结点。

7.1.1.4 对于海生物严重附着的导管架，必须考虑由于海生物附着所增大的波浪作用对管结点的疲劳影响。

7.1.1.5 考虑管结点的疲劳时，管结点的焊缝金属与母材应均匀地熔合，焊缝表面应打磨光顺并与母材表面平滑地过渡。

7.1.2 疲劳寿命安全系数

7.1.2.1 通常，每个节点和构件的设计疲劳寿命应不小于考虑了安全系数后的结构使用寿命，即疲劳损伤比 D 不应超过 1.0。

7.1.2.2 对于在位条件，钢质构件的谱疲劳安全系数应取决于失效后果（即关键程度）和在役可检测性。关键构件是那些一旦失效将导致灾难性后果的构件。如果没有针对安全等级为 L-1 的结构进行更详细的安全分析，其可检测、非关键连接部位安全系数为 2.0，对于关键连接部位和（或）不可检测的连接部位，应考虑应用表 7.1.2.1 中推荐的安全系数。对于安全等级为 L-2 和 L-3 的普通钢质导管架结构，安全系数可基于其在役服务表现数据进行折减：可由潜水员或 ROV 反复检测的结构部分安全系数为 1.0，对于其它情况可使用表中系数的一半。

疲劳寿命安全系数 **表 7.1.2.2**

疲劳关键部位	可检测	不可检测
否	2	5
是	5	10

7.1.2.3 应用简化疲劳时设计疲劳寿命应至少是结构使用寿命的两倍。

7.1.3 局部应力

发生在管连接处的局部应力应由直接邻近节点连接处考虑了适当应力集中系数的热点应力来表示。发生在焊趾处的微尺度影响要用选择适当的 S-N 曲线来反映。

第 2 节 S-N 曲线

7.2.1 一般要求

7.2.1.1 本节采用的 S-N 曲线是基于相关实验数据的平均值减去两倍的标准差后得到，即设计用 S-N 曲线具有 97.6%的存活率。

7.2.2 非管连接的构件及连接的 S-N 曲线

甲板结构、附属构件和设备上的非管状构件和连接，以及与其相连的圆管和其他附件，包括加强环在内，可能要承受由于环境载荷或操作载荷引起的交变应力。操作载荷包括设备振动载荷、吊机载荷和储罐的注满或排空载荷等。根据冗余度的不同，当交变应力作用于常规焊接构造时，如 2010 版 AWS D1.1/D1.1M 表 2.5 中所示，应采用 2010 版 AWS D1.1/D1.1M 图 2.11 提供的 S - N 曲线。

7.2.3 管节点的 S-N 曲线

7.2.3.1 管节点的设计 S-N 曲线公式为：

$$\log_{10}(N)=\log_{10}(k_1)-m\log_{10}(S)$$

式中：

N——应力范围 S 作用下的预计失效循环次数；

k_1——常数；

m——S-N 曲线的反斜率。

7.2.3.2 表 7.3.3.2 给出了基本的 WJ 和 CJ 曲线参数。这些 S - N 曲线适用于屈服强度小于 500 MPa 的钢材。对于承受环境载荷或操作引起的交变应力作用的焊接管节点，宜采用 WJ 曲线。对于加强环加强的节点中，撑杆到弦杆的圆管连接，宜采用 WJ 曲线进行设计。对于铸造节点宜采用 CJ 曲线。

S-N 曲线参数 **表 7.2.3.2**

曲线	$\log_{10}(k_1)$ S (MPa)	m
焊接节点（WJ）	12.48 16.13	3 for $N < 10^7$ 5 for $N > 10^7$
铸造节点（CJ）	15.17 17.21	4 for $N < 10^7$ 5 for $N > 10^7$

7.2.3.3 表 7.2.3.2 中的基本设计 S - N 曲线适用于空气中和水下有外涂层的节点。在海水中具有足够阴极保护的焊接节点，对于 m = 3 的曲线分支段应采用 2.0 的系数对寿命进行折减，对于 m = 5 的曲线分支段不做调整，并对斜率变化点进行相应调整。

7.2.3.4 如采用简化疲劳分析方法，应采用 API X'或 X 曲线。

第 3 节 谱疲劳分析

7.3.1 一般要求

7.3.1.1 对于自振周期大于 2 s，或采用与通常浅海平台不同结构类型的平台，或采用屈服强度大于 360 N/mm^2 强度钢材的导管架平台，或者波浪循环载荷的长期分布较严重海域内的平台都应进行详细的疲劳分析。

7.3.1.2 谱疲劳分析方法的详细过程见中国船级社《海洋工程结构物疲劳强度评估指南》第 6 章。

第 4 节 简化疲劳分析

7.4.1 一般要求

7.4.1.1 对于自振周期低于 2 s 的常规导管架平台，其管结点可用简化的疲劳分析方法，此法应对结构中全部管结点进行设计计算，使它们在疲劳设计波下的热点应力峰值不超过许用热点应力峰值。

7.4.1.2 疲劳设计波应以极端设计波浪作为疲劳设计波进行疲劳设计。疲劳设计时只计及波浪和潮位对结构的作用，不考虑风、流和重力载荷的效应。

7.4.1.3 计算疲劳设计波载荷时应采用大波浪对应的拖曳力系数和惯性力系数。

7.4.1.4 许用热点应力峰值是平台所在的海域海况、构件的位置、S-N 曲线和设计疲劳寿命的函数，应根据设计波候进行标定，具体方法可参照附录 2。

7.4.1.5 若所在海域海况资料不全，而要采用其他海域的许用热点应力峰值时，应考虑其适用性和适当的修正方法，并经本社认可。

7.4.1.6 简易平台和浮托法平台不宜采用简化疲劳。

第 8 章 地 震

第 1 节 一般规定

8.1.1 一般要求

8.1.1.1 位于地面加速度大于或等于 0.05 g（g 为重力加速度）的地震活动区域的平台，在设计时应考虑进行地震响应分析，以保证平台满足强度要求和韧性要求。强度要求是期望保证在平台的使用周期内，在合理超越概率的地震条件作用时，结构不发生明显的损伤。韧性要求是期望保证平台具有足够的储备能力，在罕见的强烈地震条件作用时，结构损伤可能发生，但平台不会倒塌。

8.1.1.2 对于地震活动区域， 应用场地的专门研究确定设计使用的地震地面运动的强度和特性。地面运动的强度和特性的评价应考虑区域内的活动断层、 断层的类型、每条断层可能产生的地震的最大震级、区域地震活动率、工程场地到可能的震源断层的距离、断层和平台现场之间的地面运动衰减特征以及场地土壤条件。

8.1.2 地震重现期

平台强度水平和韧性水平设计应采用 200 年重现期和 1000 年重现期所对应的地震谱参数及水平地面加速度。

8.1.3 地震工况的容许应力

地震工况作用下的平台结构杆件的基础容许应力可放大 70%，节点的基本能力可放大 60%。

第 2 节 强度要求

8.2.1 地震分析方法

地震分析可采用响应谱分析法，振型响应组合可以使用 CQC 方法，方向组合可使用 SRSS 方法。地震载荷按水平方向（X 向，Y 向）100%，垂直方向（Z 向）50%进行方向组合。如采用时程分析方法时，应按照 API 2EQ 来计算地震响应。

8.2.2 模态分析的质量

用于平台模态分析的质量应包扩平台甲板质量、平台设备质量、75%的活载荷质量、75%的最大供应和贮备物的质量，平台下部结构质量、平台附属结构质量、包含在结构中和附属结构中的流体质量及附连水质量。

8.2.3 质量参与系数

采用响应谱分析时，应考虑足够数量的振型来保证响应具有足够的代表性，对三个主方向和显著的扭转振型中的每一个，至少应包含具有总的最高响应的两个振型，应保证质量参与系数在 X,Y 方向不小于 90%，Z 方向不小于 75%。

8.2.4 模态分析阻尼

在缺乏确定可靠的资料时，平台模态分析应使用单一的 5%临界阵型阻尼比。

8.2.5 地震条件下的载荷组合

地震载荷应和其他同时出现的载荷，例如重力、浮力和静水压力进行组合。重力载荷应包括平台的固定重量（包括结构、设备以及附属构件），实际活载荷和 75 %的最大供应和贮备载荷。

8.2.6 节点能力要求

强度水平的地面加速度≤0.10 g 的区域的平台，应按第 5 章的要求进行节点设计。强度水平的地面加速度>0.10 g 的区域的平台，其主要结构的节点应按 5.1.5 节中撑杆有效能力的 100%来校核弦杆能力。

第 3 节 韧性要求

8.3.1 地震储备能力系数

8.3.1.1 地震储备能力系数C_r为导致结构倒塌或灾难性整体失效时的谱加速度与强度水平谱加速度的比值，是表征结构抵抗超越强度水平的地面加速度所形成的地震载荷的能力。

8.3.1.2 C_r值可以通过非线性静力倒塌分析来确定，满足 8.3.2 条要求的平台的C_r值可取成 2.0。

8.3.1.3 当使用时程分析方法时，应至少进行四组时间历程分析，以反映地震运动的随机性。如果地震时程记录超过 7 组，平台至少通过其中的一半而不发生倒塌。如果地震时程记录少于 7 组，平台至少通过其中的 4 组而不发生倒塌。

8.3.2 替代做法

满足下述条件的平台，可采用 2 倍强度水平地震载荷按 8.2 节的要求进行平台分析，以替代韧性水平分析。

1） 平台为常规导管架式结构，且腿数不少于 8；

2） 韧性水平地面加速度下，桩基仍处于稳定的土壤中；

3） 导管架的竖向结构采用具有较好鲁棒性的构架形式，如图 8.3.2-1 所示，不可采用 K 型撑杆；

4） 立面框架内主要斜撑的长细比（*KL/r*）应限制不超过 80，同时满足*(FyD)/(Et)*≤0.069。

5） 主要结构的管节点按撑杆的 100%有效能力来设计，如采用时程分析校核了韧性水平下的节点强度，这个要求可以放宽。

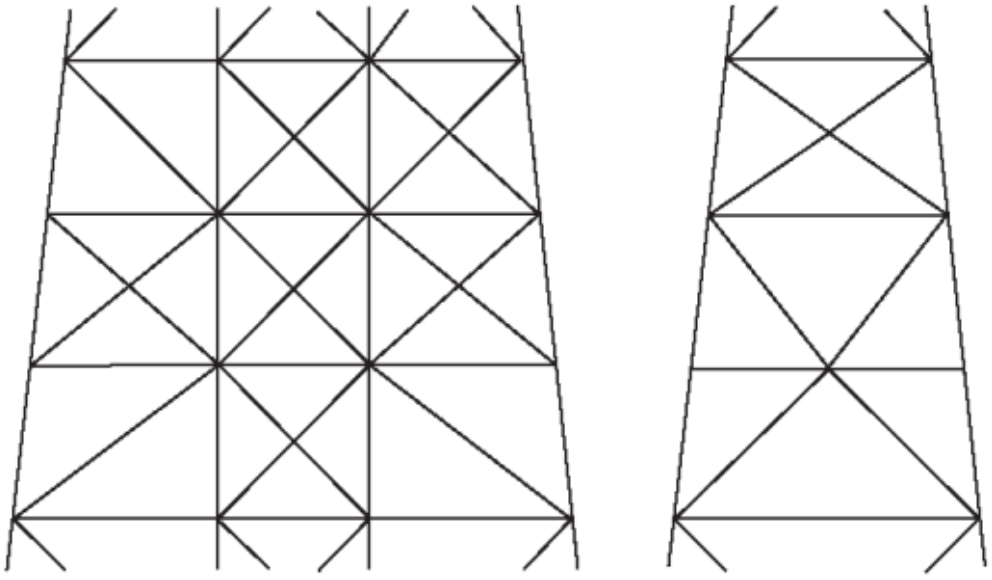


图 8.3.2-1 满足鲁棒性要求的竖向结构构架

8.3.3 钢桩和桩基的校核

8.3.3.1 应采用韧性水平地震作业下的桩头载荷校核钢桩强度及桩基承载的能力。

8.3.3.2 钢桩许用应力可放大 70%。

8.3.3.3 桩基承载力安全系数取 1.2。

第 9 章 安 装

第 1 节 一般规定

9.1.1 一般要求

9.1.1.1 平台的海上安装期间应保证安装应力不影响平台结构的完整性。对于影响结构强度的作业方式和方法, 应进行强度计算和分析。

9.1.1.2 计算使用的计算程序应是已为工程应用证明是可靠和适当的, 或是经发证检验机构认可的。所有计算分析使用的方法应满足所用规范和标准的要求。

第 2 节 装 船

9.2.1 一般要求

9.2.2.1 大型海工结构物一般采用整体拖拉装船。

9.2.2.1 装船分析包括：驳船稳性分析、驳船总纵强度分析、装船调载能力分析、结构物强度分析。

9.2.2 驳船要求

9.2.2.1 选用的驳船应具有适当的尺寸和结构强度以保证在装载作业和运输期间驳船、装载物和固定构件的稳性和强度满足所用规范和标准的要求。

9.2.2.2 驳船的稳性应按照适用的标准进行确定。

9.2.2.3 驳船应具备足够的调载能力，以保证在装船时间窗口内，既能满足装船过程中浮态调节的要求，也能在潮汐变化时调整驳船吃水，以保持驳船上滑道与码头滑道的高度差在许用范围之内。

9.2.3 装船分析

9.2.3.1 装船结构分析中，结构物和码头（船）之间的支撑采用只可压缩单元来模拟，当结构物某些支撑节点与码头（或船）之间间隙增大时，该节点失去支撑而不受力。

9.2.3.2 结构物强度分析需考虑结构物被拖于不同位置的工况，并需考虑装船过程中船的垂向运动引起的对齐误差。工程中通常考虑驳船有±20~25 mm 的升沉运动。

第 3 节 运 输

9.3.1 一般要求

9.3.2.1 海上运输应选择非台风期，环境条件主要考虑波浪和风。

9.3.2.2 海上运输分析包括运输船/驳船稳性分析、运输船/驳船总纵强度分析、运动响应分析和结构物强度分析。

9.3.2 驳船稳性和强度

9.3.2.1 运输驳船应具有足够的稳性和储备浮力，稳性校核应考虑各种可能的吃水、装载和压载情况。

9.3.2.2 运输驳船应具有足够的强度，能够承受在环境条件下引起的船舶运动所产生的载荷。

9.3.3 运输分析

9.3.3.1 导管架和组块必须有足够的强度以承受惯性载荷和风载荷，以及外伸出船舶所导致的额外载荷。

9.3.3.2 绑扎件必须设计为能够承受运输过程中的外载荷，以及航行中驳船的变形。

9.3.3.3 适用时，在运输过程中结构风激振动和波浪砰击应予以考虑。

第 4 节 吊 装

9.4.1 一般要求

9.4.1.1 对直接吊装上船和直接吊装下水的导管架和通过吊装安装的上部组块应进行吊装分析。

9.4.1.2 在设计时，吊装载荷应考虑浮吊的回转半径和起吊能力，吊绳与水平面的夹角不宜小于 60 度。

9.4.1.3 当考虑使用一台浮吊吊装时，吊点的布置应使导管架结构的重心位于吊钩正下方。 当使用两台浮吊吊装时，吊点的布置应充分考虑不同浮吊的起重能力，结构重心的位置应在两主吊耳的连线下。

9.4.2 吊装分析

应用适当的方法进行吊装分析，已确定导管架和上部组块结构在吊装过程中具有足够的强度，并据此确定吊绳荷载。

9.4.3 吊耳和锁具

9.4.3.1 主吊耳板承受的荷载应考虑 2 倍的动荷载系数， 平面外荷载可取平面内荷载的 5%。 荷载的作用点取卸扣中心点。

9.4.3.2 选择吊绳直径时，应确认吊绳上的荷载小于吊绳的安全工作荷载。

9.4.3.3 卸扣和吊绳的选择应相互配套。

第 5 节 桩的安装

9.5.1 一般要求

9.5.1.1 打桩（包括隔水套管）的施工质量直接影响平台的寿命和耐久性，每根桩都应完好无损地打至或接近设计贯入深度，所有现场施工的结构连接均应符合设计要求。

9.5.1.2 对所使用的各种规格的桩锤，均应规定停锤贯入度。

9.5.1.3 接桩段应仔细对中，焊接前应对坡口进行检查，以保证焊缝能熔透。

9.5.1.4 当钢桩在陆地进行接长预制时，必要时开展吊装分析和站立稳性分析。

9.5.1.5 在个打桩过程中，打桩情况以及有关数据应详细地记录。

9.5.2 打桩分析

应用适当的方法进行桩的可打入性分析，并据此制定打桩作业程序和配备必要的打桩设备。

9.5.3 拒锤点

9.5.3.1 打入桩在某一点打桩阻力连续 1.5 m 每 0.3 m 锤击数超过 300 锤，或贯人 0.3 m 需要锤击数超过 800 锤，则视改点为拒锤点。

9.5.3.2 如停锤一小时以上，重新启动桩锤直至再次贯入 0.3 m 前 9.5.3.1 条不适用。但在任何情况下贯入 150 mm 锤击数不能超过 800 次。

第 6 节 组块浮托安装

9.6.1 一般要求

9.6.1.1 本节浮托安装适用于采用运输驳船压载方式进行载荷传递的单船、高位浮托安装分析。

9.6.1.2 浮托安装一般在平静海况下进行，应根据风、浪、流等环境条件进行气候窗口分析，确定合适浮托安装作业时间窗口。

9.6.2 驳船要求

9.6.2.1 驳船应有足够的压载能力，能满足操作时间窗口的要求，并保证可以将上部组块重量由驳船转移到导管架上。

9.6.2.2 驳船应具有足够的稳性，保证浮托安装过程中的稳性高应大于 0.5 m，任何情况下不得小于 0.3 m。

9.6.2.3 驳船应具有足够的强度，保证可以承受由于压载调整和载荷转移引起了船体重量分布的变化。

9.6.2.4 应对浮托安装待机阶段的系泊系统布置和系泊缆强度进行校核，系泊系统与其它结构物之间应保持足够的间距以避免碰撞。

9.6.3 对接分析

9.6.3.1 对接过程中的偏移半径（最大水平偏移）应在承接喇叭口的捕捉半径（对齐允许误差）之内。

9.6.3.2 护舷碰撞或冲击载荷不得超过护舷和导管架的极限载荷。

9.6.3.3 LMU 冲击载荷不得超过 LMU、导管架和上部组块的设计极限载荷。

9.6.3.4 在对接阶段，分析工况主要依据转移到导管架上的上部组块占其总重的百分比来划分，如可划分为 0%， 20%， 40%， 60%， 80%和 100%等；也可根据上部组块和导管架间的垂直间隙对分析工况进行细分，以尽可能捕捉到 LMU 可能承受最大载荷的情况。

9.6.3.5 对接分析中，导管架、驳船和组块之间的耦合作用主要通过护舷、LMU 以及 DSU 采用等效弹簧的方式模拟。

9.6.4 进船和退船

9.6.4.1 进船过程中，驳船的纵、横向运动以及偏航角必须控制在一定范围内。

9.6.4.2 进船过程中，上部组块与 LMU 之间应确保有足够的垂向间隙，以避免上部组块腿与 LMU 发生碰撞。

9.6.4.3 退船过程中，应确保 DSU/支撑件和上部组块之间有足够的垂向间隙。

9.6.4.4 护舷与导管架之间的碰撞力应小于导管架以及护舷本身的承受极限。

附 录

附录 1 冰载荷参数

C1.1 海冰区划

C1.1.1 区划图

根据中国海冰分布及变化的基本特征，同时考虑到工程设计和生产作业部门的使用方便，将中国的结冰海区-渤海和黄海北部划分为 21 个区域，即 21 个冰区，划分的原则是每个区域的冰情基本一致。海冰区划示意图如图 C1 所示。

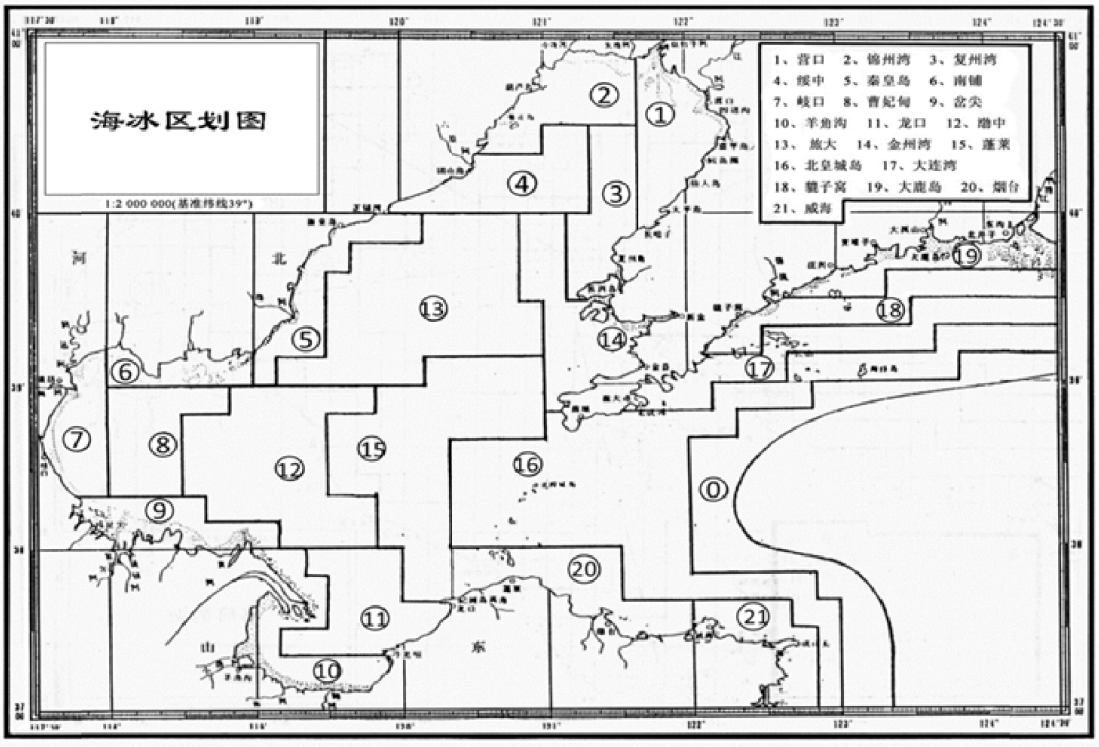


图 C1 海冰区划示意图

C1.1.2 区划表

各冰区包括的生产作业区如表 C1 所示。

冰区与生产作业区对应表 表 C1

冰区	区块位置	作 业 区
1	JZ	5,6,11,12,13,18,23,24,29,30,35,36
	YK	7,13,14,19,20,25
	JX	5
2	JZ	1,2,3,4,7,8,9,10,13,14,15,16
	SZ	17,18,22,23,24
3	JZ	21,22,27,28,33,34
	JX	2,3,4,8,9,14,15
4	JZ	19,20,25,26,31,32
	SZ	27,28,29,30,31,32,33,34,35,36
5	LD	1
	QHD	4,5,6,9,10,14,15,20,21,25,26,27,31
6	NB	31,32,33,34,35,36
7	BT	36
	QK	5,6,10,11,12,16,17,18,23,24
8	CFD	1,2,3,4,5,7,8,9,13,14,15,19,20,21
9	QK	30
	CFD	25,26,27,28,31,32,33,34,35,36
10	BZ	31
	KL	1,2,7,8,9,13,14,15,19,25,27,28,29
11	KL	3,4,5,6,10,11,12,16,17,18,20,21,22,23,24
12	CFD	6,10,11,12,16,17,18,22,23,24,29,30
	BZ	1,2,3,4,5,7,8,9,13,14,15,19,20,21,25,26,27,28,29,32,33,34,35
13	QHD	11,12,16,17,18,22,23,24,28,29,30,32,33,34,35,36
	LD	2,3,4,5,7,8,9,10,11,13,14,15,16,17,19,20,21,22,23,24,25,26,27,28,29,30,31
14	LD	6,12,18
	JX	1,7,13,19,20,25,26,27,28,31,32,33,34
15	LD	32,33,34,35,36
	BZ	6,10,11,12,16,17,18,22,23,24,30,36
	PL	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,19,20,25,26,31,32
16	PL	15,16,17,18,21,22,23,24,27,28,29,30,33,34,35,36
17	/	
18	/	
19	/	
20	/	
21	/	

C1.2 极端条件

极端条件是偶尔出现条件，极端条件（参数）应按照不同重现期推算。

C1.2.1 冰厚

C1.2.1.1 21 个冰区不同重现期层冰冰厚如表 C2 所示。

C1.2.1.2 重叠并厚度可用下列公式计算：

$$h_R = a h_L$$

式中：

h_R——重叠冰厚度，cm；

h_L——单层冰厚度，cm；

$$a = \begin{cases} 2.0 & (h_L < 15) \\ 1.8 & (15 \le h_L \le 24) \\ 1.5 & (h_L > 25) \end{cases}$$

设计单层冰冰厚 表 C2

单位为厘米

冰区	重现期 年							
	1	2	5	10	20	25	50	100
1	16.0	25.2	34.2	39.0	43.5	45.0	47.6	50.0
2	13.1	23.8	33.0	37.8	42.7	44.2	46.7	49.2
3	13.0	23.5	32.7	37.4	42.5	44.0	46.0	48.5
4	10.5	20.0	27.8	30.8	33.1	33.8	45.0	47.5
5	7.6	15.2	22.0	25.4	28.1	28.9	35.0	38.5
6	6.8	15.4	22.4	27.5	31.4	32.0	36.2	40.4
7	6.6	14.5	21.4	25.0	29.2	30.0	39.5	42.2
8	6.2	14.0	20.4	24.5	28.0	28.5	37.4	39.8
9	6.5	14.4	21.0	24.8	28.5	29.5	38.2	41.6
10	6.6	14.4	21.2	24.8	29.0	29.7	34.9	39.0
11	5.3	12.2	8.6	22.0	24.8	25.7	32.5	34.5
12	6.0	10.0	15.6	22.0	25.0	25.5	31.5	35.0
13	5.0	8.5	15.0	19.5	22.0	22.8	30.0	34.5
14	11.0	15.8	23.0	26.4	31.4	32.0	36.8	40.0
15	0.0	0.0	0.0	9.2	14.0	14.5	20.6	25.5
16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	15.0
17	5.2	12.5	18.5	21.0	24.2	24.7	31.5	33.8
18	9.8	14.0	20.5	24.1	27.3	28.0	33.2	37.0
19	11.7	22.5	33.0	36.0	40.0	40.8	46.0	49.5
20	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	7.8	13.0	16.0
21	0.0	0.0	0.0	0.0	6.5	7.2	13.0	16.0

C1.2.2 冰强度

C1.2.2.1 不同冰区不同重现期的单层冰的压缩强度、弯曲强度、拉伸强度、剪切强度、冻结强度的极端值如表 C3 所示。

C1.2.2.2 不同冰区不同重现期的重叠冰的压缩强度、弯曲强度、拉伸强度、剪切强度、冻结强度的极端值按照单层冰的相应值，以 0.8 的系数折减。

设计海冰强度　　**表 C3**

参数		压缩强度 σ_c MPa						弯曲强度 σ_f kPa						拉伸强度 σ_T kPa						剪切强度 τ kPa						冻结强度 τ_f kPa					
	重现期	一年	五年	十年	二十年	二十五年	五十年	一百年	一年	五年	十年	二十年	二十五年	五十年	一百年	一年	五年	十年	二十年	二十五年	五十年	一百年	一年	五年	十年	二十年	二十五年	五十年	一百年
冰区	1	2.05	2.16	2.29	2.32	2.34	2.35	2.37	657	718	291	814	821	835	840	343	390	488	466	471	482	486	1025	1080	1145	1160	1170	1175	1185	225	234	246	250	251	254	255
	2	2.03	2.10	2.21	2.24	2.26	2.30	2.33	648	686	750	767	776	803	817	356	365	416	429	436	457	468	1015	1050	1105	1120	1130	1150	1165	223	229	240	242	244	249	251
	3	1.95	2.01	2.09	2.13	2.14	2.15	2.16	597	628	684	707	708	712	719	297	320	364	382	383	386	392	975	1005	1045	1065	1070	1075	1080	216	220	229	232	233	233	234
	4	1.98	2.03	2.13	2.17	2.18	2.19	2.24	612	647	701	722	728	737	742	310	335	377	394	398	406	425	990	1015	1065	1085	1088	1095	1120	218	223	232	235	239	238	241
	5	1.86	1.90	1.95	2.01	2.02	2.07	2.10	548	565	596	640	642	664	687	258	271	295	322	331	349	366	930	950	975	1005	1010	1035	1050	208	211	216	221	223	226	229
	6	1.85	1.90	1.92	1.99	2.01	2.06	2.10	538	564	583	627	638	661	686	250	270	285	319	328	346	365	925	950	960	995	1005	1030	1050	207	211	214	220	222	225	229
	7	1.85	1.86	1.90	1.96	1.98	2.03	2.07	538	545	569	602	617	645	667	250	255	274	300	312	334	351	925	930	950	980	990	1015	1035	207	208	212	216	219	223	226
	8	1.82	1.85	1.89	1.95	1.97	2.01	2.06	524	543	564	596	610	638	659	239	254	270	295	306	328	344	910	925	945	975	985	1005	1030	205	208	211	216	218	222	225
	9	1.81	1.84	1.87	1.92	1.95	1.99	2.01	516	533	552	581	594	619	636	233	246	261	284	294	313	326	905	920	935	960	975	995	1005	203	207	209	213	215	219	221
	10	1.83	1.85	1.95	1.96	1.97	2.02	2.03	528	544	596	599	613	640	649	242	254	295	298	308	330	337	915	925	975	980	985	1010	1015	206	208	216	216	218	222	223
	11	1.80	1.85	1.93	1.96	1.99	2.04	2.07	516	544	587	608	622	651	665	233	255	288	305	315	338	349	900	925	965	980	995	1020	1035	204	208	214	217	219	224	226
	12	1.82	1.85	1.90	1.95	1.96	1.99	2.04	544	544	574	595	605	626	658	239	255	278	293	302	319	344	910	925	950	975	980	995	1020	205	208	212	215	217	220	225
	13	1.89	1.98	1.90	2.07	2.10	2.12	2.13	561	616	659	671	682	693	705	268	311	345	354	363	371	380	943	949	950	1035	1050	1060	1065	211	218	225	227	229	231	232
	14	1.88	1.97	2.05	2.07	2.08	2.11	2.12	559	611	654	666	677	688	697	266	307	340	345	358	367	375	940	985	1025	1035	1040	1055	1060	210	218	224	226	228	230	231
	15	0	1.81	1.83	1.90	1.93	1.98	2.02	0	516	526	566	584	613	613	0	233	240	272	286	309	309	0	905	915	950	965	990	1010	0	204	205	211	214	218	218
	16	0	1.77	1.81	1.85	1.86	1.90	1.94	0	495	518	540	547	569	557	0	216	234	251	257	274	292	0	885	905	925	930	950	970	0	201	206	207	208	212	215
	17	1.84	1.84	1.87	1.93	1.96	1.98	2.03	534	537	573	588	601	615	647	247	249	262	289	299	310	335	920	920	935	965	980	990	1015	198	207	209	214	216	218	223
	18	1.88	1.99	2.09	2.10	2.11	2.15	2.16	558	622	679	683	690	712	721	265	315	360	363	369	386	393	940	995	1045	1050	1055	1075	1080	210	219	228	229	230	234	235
	19	1.93	2.05	2.14	2.20	2.22	2.27	2.28	588	653	709	745	754	784	791	289	340	384	412	419	443	448	965	1025	1070	1100	1110	1135	1140	214	224	233	238	240	245	246
	20	0	1.75	1.78	1.80	1.83	1.85	1.87	0	481	499	515	525	541	549	0	206	220	232	240	252	259	0	875	890	900	915	925	935	0	199	202	204	205	208	209
	21	0	1.76	1.78	1.81	1.83	1.85	1.88	0	489	498	519	526	542	555	0	211	219	235	241	253	263	0	880	890	905	915	925	940	0	200	202	205	206	208	209

附录 2 简化疲劳许用热点应力的标定

C2.1 疲劳损伤的计算

C2.1.1 按威布尔分布（式C2.1 − 1）对场址位置所统计的波高进行拟合，得到波高分布趋势。

$$F_H = 1 - \exp\left[-\left(h/H_0\right)^{\xi_0} lnN_0\right] \qquad (C2.1-1)$$

式中：N_0 ，H_0,为波浪分布中的端点值，(以图 C2.1.1 为例，$N_0 = 10^9, H_0 \approx 42ft$)，$\xi_0$ 为威布尔分布的形状系数，一般可取 1.0。

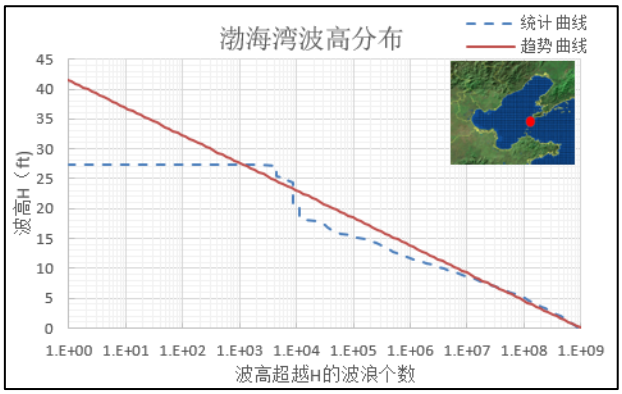


图 C2.1.1 波高分布趋势拟合示例

C2.1.2 平台在时间T_s内的疲劳损伤D_s通过公式（C2.1 − 2）计算。

$$D_s = \frac{T_s C^m}{K} Y_0 \qquad (C2.1-2)$$

式中： $Y_0 = \frac{N_0}{T} H_0{}^{gm} (\ln N_0)^{-gm/\xi_0} \Gamma\left(1 + \frac{gm}{\xi_0}\right)$ (C2.1 − 3)

其中m, K为 API S-N 曲线参量，T为 C2.1.2 中波高分布所对应的环境条件重现期(100 年)。

C2.2 容许热点应力的计算

C2.2.1 结构的热点应力幅S_f和疲劳设计波高H_F满足$S_f = CH_F{}^g$，C 为常数，g 为标定值，无量纲量。

C2.2.2 结合 C2.1.2 和 C2.2.1，得到容许热点应力幅S_F如公式(C2.2 − 1)所示。

$$S_F = \left(\frac{KH_F^{gm}}{T_d Y_0}\right)^{1/m} \qquad (C2.2-1)$$

C2.2.3 通过静力分析确定平台的循环应力比 R，对于典型平台，一般可取-0.33。

C2.2.4 容许热点应力可以通过公式(C2.2 − 2)确定。

$$S_P = \frac{S_F}{(1-R)} \qquad (C2.2-2)$$

C2.3 g 值的标定

C2.3.1 平台 g 值应根据所处海域的环境特点和平台的结构形式进行标定。

C2.3.2 取合适 g 值的使公式（C2.1 – 2）所得到的各平台节点损伤均可能的大于详细疲劳分析所得到的节点损伤。

C2.4 典型导管架平台的容许热点应力曲线推荐

C2.4.1 平台容许热点应力曲线应通过平台的临界波高确定。

C2.4.2 平台的临界波高可取按威布尔拟合外推的能令平台强度抵达规范容许临界值的波高。

C.2.4.3 对于典型导管架，可根据平台的最大载荷比，查询图 C2.4-1 确定平台的容许热点应力。最大载荷比为平台能承受的最大水平载荷与平台设计极端波浪载荷的比值。

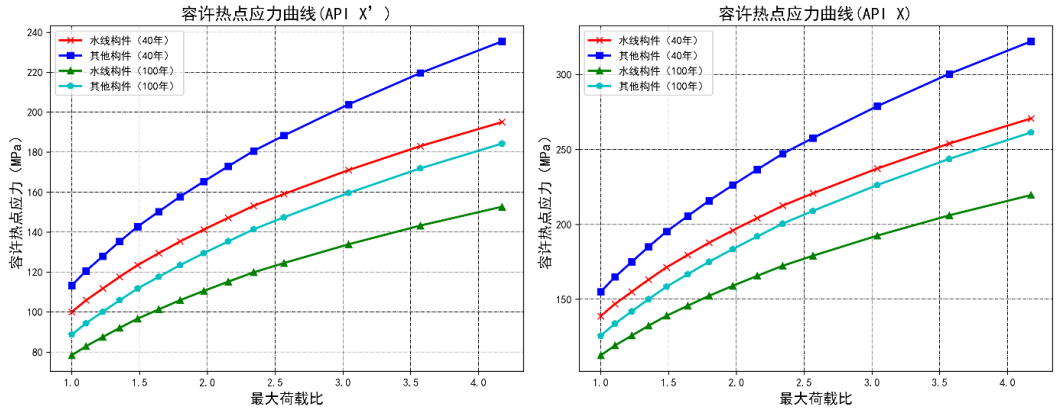


图 C.2.4-1 渤海典型平台容许热点应力曲线