

JTJ

中华人民共和国行业标准

JTJ 283—99

港口工程钢结构设计规范

Code for Design of Steel Structures in Port Engineering

1999—12—29 发布

2000—05—01 实施

中华人民共和国交通部发布

关于发布《港口工程钢结构 设计规范》的通知

交水发[1999]727号

各省、自治区、直辖市交通厅(局、委、办)及有关单位:

由我部组织中交水运规划设计院等单位制定的《港口工程钢结构设计规范》,已经审查,现批准为强制性标准,编号为 JTJ 283—99,自 2000 年 5 月 1 日起施行。

本规范的管理工作由部水运司负责,具体解释工作由中交水运规划设计院负责。本规范由人民交通出版社出版发行。

中华人民共和国交通部

一九九九年十二月二十九日

前 言

本规范是在总结国内外工程实践经验的基础上制定而成。本规范包括材料、结构构件计算、钢结构的连接、钢结构的构造、钢引桥、箱形轨道梁、钢撑杆、钢管桩、钢板桩和钢拉杆等技术内容。

本规范共分 13 章、20 节、8 个附录,并附条文说明。

本规范在构件及连接计算中,采用了以分项系数表达的概率极限状态设计方法,实现了向结构可靠度转轨和与其它规范的协调统一,可与其它港工规范配套使用。

本规范的制定,主要依据现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)和《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB 50158)等。执行本规范时,尚应遵守国家现行有关标准的规定。

本规范由交通部水运司负责管理,由中交水运规划设计院负责解释。请各单位在执行本规范过程中,结合工程实际,注意总结经验,积累资料,将发现的问题和意见及时函告中交水运规划设计院,以便修订时参考。

本规范如进行局部修订,其修订内容将在《水运工程标准与造价管理信息》上刊登。

目 次

1	总则	(1)
2	符号	(2)
3	一般规定	(5)
4	材料	(6)
5	设计原则及设计指标	(8)
5.1	设计原则	(8)
5.2	设计指标	(9)
6	结构构件计算	(13)
6.1	一般规定	(13)
6.2	强度和稳定性	(14)
6.3	变形	(18)
6.4	杆件的计算长度和长细比	(19)
6.5	疲劳计算	(21)
7	钢结构的连接	(23)
7.1	一般规定	(23)
7.2	焊缝连接计算	(23)
7.3	螺栓和铆钉连接计算	(25)
8	钢结构的构造	(29)
8.1	一般规定	(29)
8.2	焊缝连接结构	(29)
8.3	螺栓和铆钉连接结构	(31)
9	钢引桥	(33)
9.1	一般规定	(33)
9.2	桥面系的构造及计算	(35)

9.3	联结系的构造及计算	(35)
9.4	实腹板梁式主梁构造和计算	(36)
9.5	平行弦桁架式主梁构造和计算	(41)
9.6	空腹拱桁式主梁构造和计算	(42)
9.7	支座	(42)
10	箱形轨道梁	(44)
11	钢撑杆	(46)
12	钢管桩	(48)
13	钢板桩及钢拉杆	(51)
附录 A	格构式受压构件长细比换算	(53)
附录 B	轴心受压构件的稳定系数	(55)
附录 C	梁的整体稳定系数	(67)
附录 D	疲劳计算的构件和连接分类	(73)
附录 E	开口下承式钢引桥受压弦杆或翼缘的侧向 稳定性验算	(76)
附录 F	钢引桥梁格的纵、横梁计算	(78)
附录 G	国内外钢板桩规格参考表	(80)
附录 H	本规范用词用语说明	(103)
附加说明	本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单	(104)
附 条文说明	(105)

1 总 则

1.0.1 为提高港口工程钢结构设计水平,做到技术先进、经济合理、安全适用、有效控制工程质量,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于港口工程水工钢结构的设计,港口工程其它钢结构的设计可参照执行。

1.0.3 本规范是依据现行国家标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB 50158)的有关规定制定的,应与依据同一标准制定的港口工程其它标准配套使用。

1.0.4 港口工程钢结构的设计,除应符合本规范外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 符 号

- A ——毛截面面积
 A_n ——净截面面积
 a ——间距
 b ——板的宽度或板的自由外伸宽度
 b_0 ——箱形截面翼缘板在腹板之间的宽度
 b_s ——加劲肋的外伸宽度
 C ——用于疲劳计算的有量纲参数
 d ——直径
 d_0 ——孔径
 d_e ——有效直径
 E ——钢材的弹性模量
 f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值
 F ——集中荷载
 f_{ce} ——钢材的端面承压强度设计值
 f_t^w ——角焊缝的抗拉、抗剪和抗压强度设计值
 f_t^a ——锚栓的抗拉强度设计值
 f_t^b, f_v^b, f_c^b ——螺栓的抗拉、抗剪和承压强度设计值
 f_t^r, f_v^r, f_c^r ——铆钉的抗拉、抗剪和承压强度设计值
 f_t^w, f_v^w, f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗剪和抗压强度设计值
 f_v ——钢材的抗剪强度设计值
 f_y ——钢材的屈服强度
 G ——钢材的剪变模量
 h ——截面高度

- h_0 ——腹板的计算高度
 h_e ——角焊缝的有效厚度
 h_f ——角焊缝的焊脚尺寸
 i ——截面回转半径
 I ——毛截面惯性矩
 I_n ——净截面惯性矩
 l ——杆件的几何长度
 L ——跨度
 l_0 ——杆件的计算长度
 l_w ——焊缝的计算长度
 l_z ——集中荷载在腹板计算高度边缘上的假定分布长度
 $M_x、M_y$ ——所计算截面绕 x 轴和 y 轴的弯矩设计值
 N ——轴向拉力或轴向压力设计值
 N_E ——欧拉临界力
 N_t^a ——每个锚栓的受拉承载力设计值
 $N_t^b、N_v^b、N_c^b$ ——每个螺栓的受拉、受剪和承压承载力设计值
 $N_t^r、N_v^r、N_c^r$ ——每个铆钉的受拉、受剪和承压承载力设计值
 N_v^c ——每个连接件的受剪承载力设计值
 n ——螺栓、铆钉或连接件数目
 n_v ——螺栓或铆钉的剪切面数目
 P ——高强度螺栓的预拉力
 R ——支座反力
 S ——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩
 t ——板的厚度
 t_s ——加劲肋厚度
 t_w ——腹板的厚度
 V ——所计算截面沿腹板平面作用的剪力设计值
 W_{1x} ——弯矩作用平面内较大受压纤维的毛截面抵抗矩

W_{nx} 、 W_{ny} ——对 x 轴和 y 轴的净截面抵抗矩

W_x 、 W_y ——接受压纤维确定的对 x 轴和对 y 轴的毛截面抵抗矩

α ——线膨胀系数,折减系数

α_0 ——压弯构件腹板的应力分布不均匀系数

β ——用于计算疲劳强度的参数,折减系数

β_b ——梁整体稳定的等效弯矩系数

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数

β_{mx} 、 β_{tx} ——压弯构件稳定弯矩作用平面内、外的等效弯矩系数

η_b ——梁截面不对称影响系数

λ ——长细比

λ_0 ——换算长细比

η ——弯曲正应力对梁腹板局部稳定的影响系数

μ ——高强度螺栓摩擦面的抗滑移系数

ξ ——用于计算梁整体稳定的参数

ρ ——质量密度

σ ——正应力

σ_f ——按有效截面计算的垂直于角焊缝长度方向的应力

τ ——剪应力

τ_f ——沿角焊缝长度方向的剪应力

φ ——轴心受压构件的稳定系数

φ_b 、 φ'_b ——梁的整体稳定系数

3 一般规定

3.0.1 钢结构设计,应从工程实际情况出发,合理选用结构材料和方案,并应采取适当的构造措施。

3.0.2 钢结构设计应满足结构的强度、稳定性、刚度和防腐蚀要求,并应满足运输和安装条件的要求。

3.0.3 钢结构设计应优先采用定型的、标准化的结构和构件,减少制作和安装工作量。

3.0.4 钢结构设计图纸和钢材订货文件,应注明所采用的钢材及连接材料的钢号、型号、所要求的机械性能和化学成分等附加保证项目。

3.0.5 钢结构的设计图纸,应注明焊缝质量级别。焊缝质量的检验应符合现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)的有关规定。

3.0.6 对新型和大型钢结构工程,必要时应进行专项研究。

4 材 料

4.0.1 港口工程钢结构宜采用普通碳素结构钢、普通低合金结构钢或桥梁用低合金钢,其质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700)和《低合金高强度结构钢》(GB 1591)及现行行业标准《桥梁用碳素钢及普通低合金钢钢板技术条件》(YB 168)的有关规定。主体结构或主要构件应优先选用 Q235 镇静钢或 Q345 钢。

4.0.2 承重结构的钢材,应根据结构重要性、荷载特征、连接方法及其环境特点等不同情况选择钢号和材质,并应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和碳、硫、磷含量的合格保证,必要时尚应具有冷弯试验的合格保证。

4.0.3 选用进口钢材时,材质应符合有关规定,且应具有海关商检报告。

4.0.4 钢铸件应采用 ZG200 - 400、ZG230 - 450、ZG270 - 500 或 ZG310 - 570 号钢。

4.0.5 连接轴、支座轮轴和铰轴宜采用 35 号或 45 号优质碳素钢,亦可采用 Q275 碳素钢。必要时可采用 35Mn2、40Cr 钢或综合性能与其相似的其它合金结构钢。

4.0.6 钢结构的连接材料应满足下列要求。

4.0.6.1 手工焊接采用的焊条,应符合现行国家标准《碳钢焊条》(GB 5117)或《低合金钢焊条》(GB 5118)的规定。焊条型号应与主体金属强度相适应。对直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构,宜采用低氢型焊条。

4.0.6.2 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和相应的焊剂,应与主体金属强度相适应,且焊丝应符合现行国家标准《焊接用钢丝》(GB 1300)的规定,焊剂应符合现行国家标准《碳素钢埋弧焊用

焊剂》(GB 5293)或《低合金钢埋弧焊用焊剂》(GB 12470)的规定。

4.0.6.3 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓—C级》和《六角头螺栓—A级和B级》的规定。

4.0.6.4 铆钉的材料应采用 BL2 或 BL3 号钢。

4.0.6.5 锚栓的材料宜采用 Q235 钢或 Q345 钢。

4.0.6.6 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)、《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》(GB 3632)和《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副技术条件》(GB 3633)的有关规定。

5 设计原则及设计指标

5.1 设计原则

5.1.1 钢结构设计除疲劳计算外,应采用以概率理论为基础的极限状态设计方法进行计算。

5.1.2 钢结构的极限状态应包括承载能力极限状态和正常使用极限状态。承载能力极限状态计算应包括强度、整体稳定性和局部稳定性验算;正常使用极限状态计算应包括变形或挠度及长细比验算。

5.1.3 钢结构及构件应按下列三种状况进行设计。

5.1.3.1 持久状况应按承载能力及正常使用两种极限状态进行设计。

5.1.3.2 短暂状况应按承载能力极限状态进行设计,必要时应按承载能力及正常使用两种极限状态进行设计。

5.1.3.3 偶然状况应按承载能力极限状态进行设计。

5.1.4 钢结构设计,应根据结构的安全等级,按表 5.1.4 的规定采用相应的结构重要性系数。

结构重要性系数表

表 5.1.4

安全等级	一 级	二 级	三 级
γ_0	1.1	1.0	0.9

注:①一般钢结构的安全等级宜取为二级;

②钢结构构件宜取与结构相同的安全等级。

5.1.5 钢结构极限状态的设计应符合下列规定:

(1) 钢结构承载能力极限状态的设计, 持久状况应取作用效应的持久组合; 短暂状况应取作用效应的短暂组合; 抗震设防地区尚应取作用效应的偶然组合;

(2) 钢结构正常使用极限状态设计, 持久状况应取作用的频遇效应组合。

5.1.6 结构和构件的强度、稳定性及连接的强度计算, 应采用作用效应设计值; 变形计算应采用作用效应标准值。

5.1.7 作用的标准值、作用分项系数和作用组合系数, 应按现行行业标准《港口工程荷载规范》(JTJ 215) 的规定采用。当自重力及固定设备重力的合力接近或大于可变作用时, 永久作用分项系数的取值应不小于 1.3。

5.2 设计指标

5.2.1 钢材的强度设计值应根据钢材厚度或直径按表 5.2.1-1 采用。钢铸件的强度设计值应按表 5.2.1-2 采用。连接的强度设计值应按表 5.2.1-3 至表 5.2.1-5 采用。

钢材的强度设计值 (N/mm^2)

表 5.2.1-1

钢 材		抗拉、抗压 和抗弯 f	抗 剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
牌 号	厚度或直径 (mm)			
Q235	≤ 16	215	125	325
	16 ~ 40	205	120	
	40 ~ 60	200	115	
	60 ~ 100	190	110	
Q345	≤ 16	310	180	400
	16 ~ 35	295	170	
	35 ~ 50	265	155	
	50 ~ 100	250	145	
Q390	≤ 16	350	205	415
	16 ~ 35	335	190	
	35 ~ 50	315	180	
	50 ~ 100	295	170	

注: 表中厚度指计算点的厚度。

钢铸件的强度设计值(N/mm²)

表 5.2.1-2

钢 号	抗拉、抗压和抗弯 f	抗 剪 f_v	端面承压(刨平顶紧) f_{ce}
ZG200—400	155	90	260
ZG230—450	180	105	290
ZG270—500	210	120	325
ZG310—570	240	140	370

焊缝的强度设计值(N/mm²)

表 5.2.1-3

焊接方法和 焊条型号	构 材		对 接 焊 缝			角 焊 缝	
	钢 号	厚度或 直径 (mm)	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列 级别时,抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗 压和抗剪 f_f^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半 自动焊和 E43 × × 型 焊条的手工 焊	Q235 钢	≤ 16	215	215	185	125	160
		16 ~ 40	205	205	175	120	
		40 ~ 60	200	200	170	115	
		60 ~ 100	190	190	160	110	
自动焊、半 自动焊和 E50 × × 型 焊条的手工 焊	Q345 钢	≤ 16	310	310	265	180	200
		16 ~ 35	295	295	250	170	
		35 ~ 50	265	265	225	155	
		50 ~ 100	250	250	210	145	
自动焊、半 自动焊和 E55 × × 型 焊条的手工 焊	Q390 钢	≤ 16	350	350	300	205	220
		16 ~ 35	335	335	285	190	
		35 ~ 50	315	315	270	180	
		50 ~ 100	295	295	250	170	

注：① 自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂,应保证其熔敷金属抗拉强度不低于相应手工焊焊条的数值;

② 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》的规定;

③ 对接焊缝抗弯受压区强度设计值取 f_c^w ,抗弯受拉区强度设计值取 f_t^w 。

螺栓连接强度设计值(N/mm²)

表 5.2.1-4

螺栓的钢材钢号 (或性能等级) 和构件的钢材牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接 高强度螺栓		
		C级螺栓			A级、B螺栓级						
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b				
普通螺栓	4.6级、 4.8级	170	130	—	—	—	—	—	—	—	
	8.8级				350	250					
锚 栓	Q235 钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	
	Q345 钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	
承压型连 接高强度 螺栓	8.8级	—	—	—	—	—	—	—	250	—	
	10.9级	—	—	—	—	—	—	—	310	—	
构 件	Q235 钢	—	—	305	—	—	400	—	—	465	
	Q345 钢	—	—	385	—	—	510	—	—	590	
	Q390 钢	—	—	400	—	—	530	—	—	615	

注：① A级螺栓用于 $d \leq 24\text{mm}$ 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150\text{mm}$ (按较小者) 的螺栓；B级螺栓用于 $d > 24\text{mm}$ 或 $l > 10d$ 或 $l > 150\text{mm}$ (按较小者) 的螺栓。 d 为公称直径， l 为螺杆公称长度；

② A、B级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度，C级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》的要求。

铆钉连接的强度设计值(N/mm²)

表 5.2.1-5

铆钉钢号和构 件钢材的牌号		抗拉(钉头拉脱) f_t^r	抗 剪 f_v^r		承压 f_c^r	
			I类孔	II类孔	I类孔	II类孔
铆钉	BL2 或 BL3	120	185	155	—	—
构件	Q235 钢	—	—	—	445	360
	Q345 钢	—	—	—	565	460
	Q390 钢	—	—	—	590	480

注：① 孔壁质量属于下列情况者为 I 类孔：

在装配好的构件上按设计孔径钻成的孔；

在单个零件和构件上按设计孔径分别用钻模钻成的孔；

在单个零件上先钻成或冲成较小的孔径,然后在装配好的构件上在扩钻至设计孔径的孔；

② 在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成设计孔径的孔属于Ⅱ类孔。

5.2.2 钢材和钢铸件的物理性能指标应按表 5.2.2 采用。

钢材和钢铸件物理性能指标

表 5.2.2

弹性模量 E (N/mm^2)	剪变模量 G (N/mm^2)	线膨胀系数 α (以每℃计)	质量密度 ρ (kg/m^3)
2.06×10^5	7.9×10^4	1.2×10^{-5}	7.85×10^3

6 结构构件计算

6.1 一般规定

6.1.1 钢结构构件应按弹性阶段计算内力。

6.1.2 钢结构承载能力极限状态计算应符合下列规定。

6.1.2.1 持久状况作用效应的持久组合设计值,若作用效应可线性迭加,可按下列式计算:

$$S_d = \gamma_0 [(\gamma_{G1} S_{G1K} + \gamma_{G2} S_{G2K} + \dots) + \gamma_{Q1} S_{Q1K} + \psi(\gamma_{Q2K} S_{Q2K} + \gamma_{Q3K} S_{Q3K} + \dots)] \quad (6.1.2-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,应按第 5.1.4 条取值;

S_{G1K} 、 S_{G2K} ……——永久作用标准值产生的作用效应;

γ_{G1} 、 γ_{G2} ……——永久作用分项系数;

S_{Q1K} ——主导可变作用标准值产生的作用效应;

S_{Q2K} 、 S_{Q3K} ……——非主导可变作用标准值产生的作用效应;

γ_{Q1} 、 γ_{Q2} 、 γ_{Q3} ……——可变作用分项系数;

ψ ——组合系数,取 0.7。

注:①参与组合的可变作用效应中设计值 $\gamma_Q S_{QK}$ 最大者即为主导可变作用效应;

②当某一非主导可变作用与主导可变作用完全相关时,则该作用亦应按主导可变作用考虑。

6.1.2.2 短暂状况作用效应的短暂组合设计值,可按式(6.1.2-2)计算。式中可变作用标准值,对波浪力、冰荷载等环境作用的重现期应按有关规范的规定取值;对施工荷载或检修荷载等应取可能产生的最大值。可变作用分项系数取值应较持久状况相应减小 0.1。永久作用分项系数的取值与持久状况相同。

$$S_d = (\gamma_{G1} S_{G1K} + \gamma_{G2} S_{G2K} + \dots) + (\gamma_{Q1} S_{Q1K} + \gamma_{Q2} S_{Q2K} + \dots) \quad (6.1.2-2)$$

6.1.3 钢结构正常使用极限状态计算,持久状况作用的频遇效应组合可按下式计算:

$$S_s = S_{GK} + \psi_1 \sum S_{QjK} \quad (6.1.3)$$

式中 S_s ——作用的频遇效应组合;

ψ_1 ——频遇值系数,取 1.0。

6.1.4 直接承受动力荷载的结构,在计算强度和稳定性时,动力荷载设计值应乘动力系数,动力系数根据结构型式、受力情况应采用 1.1~1.3;在计算变形时,动力荷载标准值不应乘动力系数。

6.2 强度和稳定性

6.2.1 钢结构构件的强度应按表 6.2.1 中的公式计算。

强度计算公式 表 6.2.1

验算应力的种类	受力情况	计算公式	公式编号
法向应力	轴向受压、受拉	$\frac{N}{A_n} \leq f$	(6.2.1-1)
	在一个主平面内受弯曲	$\frac{M_x}{W_{nx}} \leq f$	(6.2.1-2)
	受压、受拉并在一个主平面内受弯曲或与此相当的偏心受压、受拉	$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{W_{nx}} \leq f$	(6.2.1-3)
	受斜弯曲	$\frac{M_x}{W_{nx}} + \frac{M_y}{W_{ny}} \leq f$	(6.2.1-4)
	受压、受拉并受斜弯曲或与此相当的偏心受压、受拉	$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{W_{nx}} \pm \frac{M_y}{W_{ny}} \leq f$	(6.2.1-5)
剪应力	受弯曲	$\frac{VS}{It_w} \leq f_v$	(6.2.1-6)

续表 6.2.1

验算应力的种类	受力情况	计算公式	公式编号
折算应力	受弯曲 受压、受拉并受弯曲	$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f$	(6.2.1-7)

注：①轴心受压、受拉公式不适用于摩擦型高强度螺栓连接处；

②钢板桩的强度计算见第 13.0.6 条。

式中 N ——轴向拉力或轴向压力设计值(N)；

A_n ——净截面面积(mm²)；

M_x 、 M_y ——所计算截面绕 x 轴和 y 轴的弯矩设计值(N·mm)；

W_{nx} 、 W_{ny} ——绕 x 轴和 y 轴的净截面抵抗矩(mm³)；

V ——所计算截面沿腹板平面作用的剪力设计值(N)；

S ——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩(mm³)；

I ——毛截面惯性矩(mm⁴)；

t_w ——腹板厚度(mm)；

f ——钢材的抗弯、抗压、抗拉强度设计值(N/mm²)；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值(N/mm²)；

σ ——正应力(N/mm²)；

τ ——剪应力(N/mm²)。

6.2.2 钢结构构件的整体稳定性应按表 6.2.2 中的公式计算。

整体稳定性验算公式

表 6.2.2

构件受力情况	验算位置	验算公式	公式编号
轴向受压		$\frac{N}{\varphi A} \leq f$	(6.2.2-1)
在一个主平面内受弯曲		$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f$	(6.2.2-2)
受斜弯曲		$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f$	(6.2.2-3)

续表 6.2.2

构件受力情况		验算位置	验算公式	公式编号	
受压并在一个主平面内受弯曲或与此相当的偏心的受压	的实腹式	弯矩作用平面内	$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x} \left[1 - 0.8 \frac{N}{N_{EX}} \right]} \leq f$	(6.2.2-4)	
			$N_{EX} = \pi^2 EA / \lambda_x^2$	(6.2.2-5)	
		弯矩作用平面外	$\frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} \leq f$	(6.2.2-6)	
	格构式	弯矩绕虚轴作用	弯矩作用平面内	$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x} \left[1 - \varphi_x \frac{N}{N_{EX}} \right]} \leq f$	(6.2.2-7)
			弯矩作用平面外	可不验算,但应验算分肢的稳定性	
		弯矩绕实轴作用	弯矩作用平面内	验算与实腹式相同	
弯矩作用平面外			验算与实腹式相同,长细比应取换算长细比且 $\varphi_b = 1.0$		

注: ①格构式轴心受压构件的稳定性应按式(6.2.2-1)计算,但对虚轴的长细比应取换算长细比,长细比的换算见附录 A;

②梁的支座处,应采取构造措施以防止梁端截面的扭转;

③构件受压、受拉并受斜弯曲或与此相当的偏心受压、受拉时,其整体稳定性可参照有关规范执行。

式中 N ——轴向压力设计值(N);

A ——毛截面面积(mm^2);

N_{EX} ——欧拉临界力(N/mm^2);

M_x ——绕强轴(x 轴)的弯矩设计值($\text{N}\cdot\text{mm}$);

W_x 、 W_y ——按受压纤维确定的对 x 轴和 y 轴的毛截面抵抗矩(mm^3);

W_{1x} ——弯矩作用平面内较大受压纤维的毛截面抵抗矩(mm^3);

- φ ——轴心受压构件的稳定系数,应按附录 B 采用;
- φ_b ——绕强轴弯曲所确定的梁的整体稳定系数,应按附录 C 采用;
- φ_x 、 φ_y ——分别为弯矩作用平面内、弯矩作用平面外的轴心受压构件的稳定系数,应按附录 B 采用;
- β_{mx} ——弯矩作用平面内的等效弯矩系数,应按第 6.2.3 条的规定采用;
- β_{tx} ——弯矩作用平面外的等效弯矩系数;应按第 6.2.3 条的规定采用。

6.2.3 弯矩作用平面内、外的等效弯矩系数 β_{mx} 、 β_{tx} 的取值应符合下列规定。

6.2.3.1 弯矩作用平面内有侧移的框架柱及悬臂构件, β_{mx} 应取 1.0。

6.2.3.2 无侧移的框架柱和两端支承的构件, β_{mx} 应按下列方法确定:

(1) 当无横向荷载作用时, β_{mx} 应按式(6.2.3-1)计算,且不得小于 0.4;

$$\beta_{mx} = 0.65 + 0.35M_2/M_1 \quad (6.2.3-1)$$

式中 M_1 、 M_2 ——端弯矩, $|M_1| \geq |M_2|$, 使构件产生无反弯点的同向曲率时取同号,使构件产生有反弯点的反向曲率时取异号;

(2) 当有端弯矩和横向荷载同时作用,使构件产生同向曲率时, β_{mx} 应取 1.0; 当有端弯矩和横向荷载同时作用,使构件产生反向曲率时, β_{mx} 应取 0.85;

(3) 当无端弯矩但有横向荷载作用,跨度中点有一个横向集中荷载作用时, β_{mx} 的取值应按式(6.2.3-2)计算; 当无端弯矩但有横向荷载作用,其它荷载情况作用时, β_{mx} 应取 1.0。

$$\beta_{mx} = 1 - 0.2N/N_{EX} \quad (6.2.3-2)$$

注:①无侧移框架是指框架中设有支撑结构,且其抗侧移刚度等于或大于框架本身抗侧移刚度的 5 倍者;

②有侧移框架是指框架中未设支撑结构,或支撑结构的抗侧移刚度小于框架本身抗侧移刚度的5倍者。

6.2.3.3 在弯矩作用平面外有支承的构件, β_x 应根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况确定,按下列方法确定:

(1)当所考虑构件段无横向荷载作用时, β_x 应按式(6.2.3-3)计算,且不得小于0.4;

$$\beta_x = 0.65 + 0.35M_2/M_1 \quad (6.2.3-3)$$

式中 M_1 、 M_2 ——在弯矩作用平面内的端弯矩, $|M_1| \geq |M_2|$,使构件产生同向曲率时取同号,使构件产生反向曲率时取异号;

(2)当所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用,使构件段产生同向曲率时, β_x 应取1.0;当所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用,使构件段产生反向曲率时, β_x 应取0.85;

(3)当所考虑构件段内无端弯矩但有横向荷载作用时, β_x 应取1.0。

6.2.3.4 对悬臂构件, β_x 应取1.0。

6.2.4 对单轴对称截面压弯构件,当弯矩作用在对称轴平面内且使较大翼缘受压时,整体稳定性除应按式(6.2.2-4)验算外,尚应按下式进行验算:

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{2x} \left(1 - 1.25 \frac{N}{N_{EX}} \right)} \right| \leq f \quad (6.2.4)$$

式中 W_{2x} ——对较小翼缘的毛截面抵抗矩(mm^3)。

6.2.5 构件的局部稳定应根据其受力状态分别按第9章、第10章和第11章的有关规定进行验算。

6.3 变 形

6.3.1 计算钢结构变形时,可按构件的毛截面计算,不考虑螺栓孔或铆钉孔引起的截面削弱。

6.3.2 受弯构件的挠度不应超过表 6.3.2 中所列的限值。

受弯构件挠度限值

表 6.3.2

项 次	构 件 类 别	挠 度 限 值
1	钢引桥实腹主梁	$L/500$
2	钢引桥桁架主梁	$L/700$
3	钢引桥面板	$L/150$
4	钢引桥横梁、纵梁	$L/250$
5	箱形轨道梁	$L/800$

注：① L 为计算跨度；

② 对荷载较小的工作便桥、带缆桥等，按照经济合理、安全适用的原则，经论证后可适当降低对其挠度限值的要求。

6.4 杆件的计算长度和长细比

6.4.1 受压杆件的计算长度 l_0 ，应根据杆件两端的支承情况，按下列方法确定：

- (1) 当两端铰接时，按第 6.4.2 条和第 6.4.3 条采用；
- (2) 当一端固定、另一端自由时， $l_0 = 2l$ ；
- (3) 当两端固定时， $l_0 = 0.5l$ ；
- (4) 当一端铰接、另一端固定时， $l_0 = 0.7l$ 。

注： l 为杆件的几何长度，即节点中心间距。

6.4.2 确定桁架弦杆和单系腹杆的长细比时，其计算长度 l_0 应按表 6.4.2 采用。当桁架弦杆侧向支承点间的距离为节间长度的 2 倍(图 6.4.2)，且两节间的弦杆轴向压力有变化时，该弦杆在桁架平面外的计算长度应按式(6.4.2)确定，且不应小于 $0.5l_1$ 。

桁架弦杆和单系腹杆的计算长度

表 6.4.2

弯曲方向	弦 杆	腹 杆	
		支座斜杆和支座竖杆	其它腹杆
在桁架平面内	l	l	$0.8l$
在桁架平面外	l_1	l	l
斜 平 面	—	l	$0.9l$

注： l_1 为桁架弦杆侧向支承点间的距离。

$$l_0 = l_1 \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (6.4.2)$$

式中 N_1 ——较大的压力,计算时取正值(N);

N_2 ——较小的压力或拉力,计算时压力取正值,拉力取负值(N)。

6.4.3 确定桁架交叉腹杆的长细比时,在桁架平面内的计算长度应取节点中心到交叉点间的距离,在桁架平面外的计算长度应按下列要求采用:

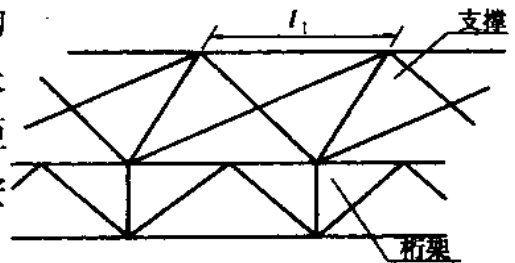


图 6.4.2 弦杆轴向压力在侧向支承点间有变化的桁架简图

(1)压杆,当相交的另一杆受拉,且两杆在交叉点均不中断时,取 $0.5l$;当相交的另一杆受拉,且两杆中有一杆在交叉点中断,并以节点板搭接时,取 $0.7l$;其它情况,取 l ;

(2)拉杆,取 l 。

注:① l 为节点中心间距,交叉点不作为节点考虑;

②当确定交叉腹杆中单角钢压杆斜平面内的长细比时,计算长度应取节点中心至交叉点的距离。

6.4.4 桁架杆件长细比不宜超过表 6.4.4 的限值。

杆件最大长细比限值

表 6.4.4

杆 件		长细比限值
主桁杆件	受压弦杆 受压或受反复应力的腹杆、以弯曲应力为主的空腹桁架腹杆	100
	仅受拉力的弦杆	130
	仅受拉力的腹杆	180
联结系杆件	纵向联结系、支点处横向联结系和制动联结系的受压或受反复应力的杆件	130
	中间横向联结系的受压或受反复应力的杆件	150
	各种联结系的受拉杆件	200

注：桁架的受压腹杆，当其内力等于或小于承载力的 50% 时，长细比限值可取为 150。

6.4.5 组合杆件的单肢长细比，在受压时不宜大于 40，在其它情况下不宜大于 50，且均不宜大于整个组合杆件的换算长细比。

6.4.6 对格构式轴心受压构件，当缀件为缀条时，其分肢的长细比 λ_1 不应大于构件两方向长细比的大值 λ_{\max} 的 0.7 倍，两方向对虚轴取换算长细比，见附录 A；当缀件为缀板时， λ_1 不应大于 40，并不应大于 λ_{\max} 的 0.5 倍，当 $\lambda_{\max} < 50$ 时， λ_{\max} 取 50。

6.5 疲劳计算

6.5.1 承受动力荷载重复作用的钢结构构件及其连接，当应力变化的循环次数 n 等于或大于 10^5 时，应进行疲劳计算。在特殊条件下的结构构件及其连接的疲劳计算应进行专门研究。

6.5.2 疲劳计算应采用容许应力幅法，应力按弹性状态计算，容许应力幅按构件和连接类别以及应力循环次数确定。在应力循环中不出现反复应力的部位可不进行疲劳计算。

6.5.3 常幅疲劳应按下列公式进行计算：

$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \quad (6.5.3-1)$$

$$[\Delta\sigma] = \left(\frac{C}{n}\right)^{1/\beta} \quad (6.5.3-2)$$

焊接部位 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ (6.5.3-3)

非焊接部位 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$ (6.5.3-4)

式中 $\Delta\sigma$ ——焊接部位为应力幅；非焊接部位为折算应力幅 (N/mm²)；

σ_{\max} ——计算部位每次应力循环中最大拉应力，取正值 (N/mm²)；

σ_{\min} ——计算部位每次应力循环中最小拉应力或压应力，拉应力取正值，压应力取负值 (N/mm²)；

$[\Delta\sigma]$ ——常幅疲劳的容许应力幅 (N/mm²)；

n ——应力循环次数；

C 、 β ——参数，根据附录 D 中的构件和连接类别按表 6.5.3 取值。

参数 C 、 β 的取值

表 6.5.3

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
C	1940 $\times 10^{12}$	861 10^{12}	3.26 $\times 10^{12}$	2.18 $\times 10^{12}$	1.47 $\times 10^{12}$	0.96 $\times 10^{12}$	0.65 $\times 10^{12}$	0.41 $\times 10^{12}$
β	4	4	3	3	3	3	3	3

6.5.4 变幅疲劳，当能预测结构在使用寿命期间各种荷载的频率分布、应力幅水平及频次分布总和所构成的设计应力谱时，变幅疲劳可折算为等效常幅疲劳，并按下列公式进行计算：

$$\Delta\sigma_e \leq [\Delta\sigma] \quad (6.5.4-1)$$

$$\Delta\sigma_e = \left[\frac{\sum n_i (\Delta\sigma_i)^\beta}{\sum n_i} \right]^{1/\beta} \quad (6.5.4-2)$$

式中 $\Delta\sigma_e$ ——变幅疲劳的应力幅 (N/mm²)；

$\sum n_i$ ——以应力循环次数表示的结构预期使用寿命；

n_i ——预期寿命内应力幅水平达到 $\Delta\sigma_i$ 的应力循环次数。

7 钢结构的连接

7.1 一般规定

7.1.1 钢结构宜采用焊接连接形式,亦可采用螺栓或铆钉连接。

7.1.2 钢结构的焊接应注意焊缝布置和焊接工艺,避免应力集中,并应尽可能减小其焊接应力和焊接变形。

7.1.3 在同一结构中,钢结构构件或部件间的连接宜采用一种连接方法,必要时亦可采用焊接和螺栓共同连接的方法。

7.1.4 焊接连接的焊件可做成对接和 T 形等连接型式。焊缝的主要型式可分为对接焊缝和角焊缝。

7.2 焊缝连接计算

7.2.1 对接焊缝连接应按下列规定计算。

7.2.1.1 在对接接头和 T 形接头中,垂直于轴向拉力或轴向压力的对接焊缝,其强度应按下式计算:

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (7.2.1-1)$$

式中 σ ——对接焊缝中的正应力(N/mm²);

N ——轴向拉力或轴向压力设计值(N);

l_w ——焊缝长度,其值等于具有设计焊缝厚度的焊缝长度(mm);

t ——在对接接头中为连接件的较小厚度;在 T 形接头中

为腹板的厚度(mm);

f_t^w, f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值(N/mm²)。

7.2.1.2 在对接接头和 T 形接头中,承受弯矩和剪力共同作用的对接焊缝,其正应力和剪应力应分别计算。在同时产生较大正应力和剪应力处,应按下式验算其折算应力:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1.1f_t^w \quad (7.2.1-2)$$

式中 σ_1, τ_1 ——同时产生的正应力和剪应力(N/mm²)。

7.2.1.3 承受轴向力的板件用斜焊缝对接,当焊缝与作用力间的夹角 θ 满足 $\text{tg}\theta \leq 1.5$ 时,其强度可不计算;当 $\text{tg}\theta > 1.5$ 时,其强度应按下列公式计算:

$$\sigma = \frac{N \sin \theta}{l_w t} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (7.2.1-3)$$

$$\tau = \frac{N \cos \theta}{l_w t} \leq f_v^w \quad (7.2.1-4)$$

式中 τ ——对接焊缝中的剪应力(N/mm²);

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值(N/mm²)。

7.2.1.4 对接焊缝施焊时应采用引弧板。当对接焊缝无法采用引弧板施焊时,每条焊缝的长度 l_w 计算应减去 10mm。

7.2.2 直角角焊缝(图 7.2.2)的强度应按下列规定计算。

7.2.2.1 在通过焊缝形心的拉力、压力或剪力作用下,其强度应按下列公式计算:

(1)当力垂直于焊缝长度方向时,按下式计算:

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq \beta f_t^w \quad (7.2.2-1)$$

式中 σ_f ——按焊缝有效截面计算,垂直于焊缝长度方向的应力(N/mm²);

h_e ——角焊缝的有效厚度,对直角角焊缝等于 $0.7h_f$, h_f 为较小焊腿尺寸(mm);

l_w ——角焊缝的计算长度(mm),对每条焊缝取其实际长度减去 10mm;

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数。对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构, β_f 取 1.22; 对直接承受动力荷载的结构, β_f 取 1.0;

f_f^w ——角焊缝的强度设计值(N/mm²)。

(2) 当力平行于焊缝长度方向时, 按下式计算:

$$\tau_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_f^w \quad (7.2.2-2)$$

式中 τ_f ——按焊缝有效截面计算, 沿焊缝长度方向的剪应力(N/mm²)。

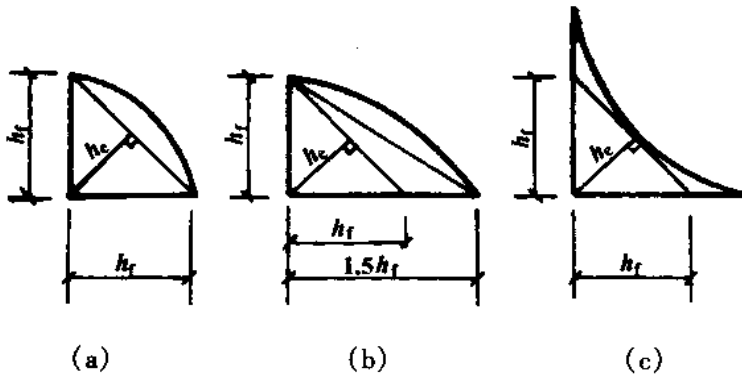


图 7.2.2 直角角焊缝截面型式

7.2.2.2 在其它力或各种力综合作用下, σ_f 和 τ_f 共同作用处, 其强度应按下式计算:

$$\sqrt{(\sigma_f/\beta_f)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (7.2.2-3)$$

7.2.3 其它焊接连接型式可按现行国家标准《钢结构设计规范》有关规定进行计算。

7.3 螺栓和铆钉连接计算

7.3.1 普通螺栓、锚栓和铆钉应按下列方法计算。

7.3.1.1 在普通螺栓或铆钉受剪连接中, 每个普通螺栓或铆钉的承载力设计值应取受剪和承压承载力设计值中的较小者, 受剪和承压承载力设计值应按下列公式计算:

(1) 受剪承载力设计值按下列公式计算:

$$\text{普通螺栓} \quad N_v^b = n_v (\pi d^2 / 4) f_v^b \quad (7.3.1-1)$$

$$\text{铆钉} \quad N_v^r = n_v (\pi d_0^2 / 4) f_v^r \quad (7.3.1-2)$$

(2) 承压承载力设计值按下列公式计算:

$$\text{普通螺栓} \quad N_c^b = d f_c^b \sum t \quad (7.3.1-3)$$

$$\text{铆钉} \quad N_c^r = d_0 f_c^r \sum t \quad (7.3.1-4)$$

式中 N_v^b 、 N_c^b ——每个普通螺栓的受剪和承压承载力设计值(N);

N_v^r 、 N_c^r ——每个铆钉的受剪和承压承载力设计值(N);

n_v ——受剪面数目;

d ——螺栓杆直径(mm);

d_0 ——铆钉孔直径(mm);

$\sum t$ ——在同一受力方向的承压构件总厚度的较小值(mm);

f_v^b 、 f_c^b ——普通螺栓的抗剪和承压强度设计值(N/mm²);

f_v^r 、 f_c^r ——铆钉的抗剪和承压强度设计值(N/mm²)。

7.3.1.2 在普通螺栓、锚栓或铆钉杆轴方向受拉的连接中,每个普通螺栓、锚栓或铆钉的承载力设计值应按下列公式计算:

$$\text{普通螺栓} \quad N_t^b = (\pi d_e^2 / 4) f_t^b \quad (7.3.1-5)$$

$$\text{锚栓} \quad N_t^a = (\pi d_e^2 / 4) f_t^a \quad (7.3.1-6)$$

$$\text{铆钉} \quad N_t^r = (\pi d_0^2 / 4) f_t^r \quad (7.3.1-7)$$

式中 d_e ——普通螺栓或锚栓在螺纹处的有效直径(mm);

f_t^b ——普通螺栓的抗拉强度设计值(N/mm²);

f_t^a ——锚栓的抗拉强度设计值(N/mm²);

f_t^r ——铆钉的抗拉强度设计值(N/mm²)。

7.3.2 摩擦型高强度螺栓应按下列方法计算。

7.3.2.1 在抗剪连接中,每个摩擦型高强度螺栓的承载力设计值应按下列公式计算:

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P \quad (7.3.2-1)$$

式中 n_f ——传力摩擦面数目;

μ ——摩擦面的抗滑移系数,应按表 7.3.2-1 采用;

P ——每个高强度螺栓的预拉力设计值(kN),应按表 7.3.2-2 采用。

摩擦面的抗滑移系数

表 7.3.2-1

在连接处构件接触面的处理方法	构件的钢号		
	Q235 钢	Q345 钢	Q390 钢
喷砂	0.45	0.50	0.50
喷砂后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂后生赤锈	0.45	0.55	0.55
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.35

每个高强度螺栓的预拉力

表 7.3.2-2

螺栓公称直径 (mm) 性能及等级	M16	M20	M22	M24	M27	M30
	8.8 级	70	110	135	155	205
10.9 级	100	155	190	225	290	355

7.3.2.2 在杆轴方向受拉的连接中,每个摩擦型高强度螺栓的承载力设计值 N_t^b 应取 $0.8P$ 。

7.3.3 在构件的节点处或拼接接头的一端,当螺栓或铆钉沿受力方向的连接长度 l_1 大于 $15d_0$ 时,应将螺栓或铆钉的承载力设计值乘以折减系数 ζ , ζ 的取值应按式(7.3.3-1)计算。当 l_1 大于 $60d_0$ 时, ζ 为 0.7。

$$\zeta = 1.1 - \frac{l_1}{150d_0} \quad (7.3.3-1)$$

式中 d_0 ——孔径(mm)。

7.3.4 其它情况的连接应符合下列规定。

7.3.4.1 一个构件借助填板或其它中间板件与另一构件连接的除摩擦型高强度螺栓外的螺栓或铆钉的数目,应按计算增加 10%。

7.3.4.2 搭接或用拼接板的单面连接,除摩擦型高强度螺栓外

的螺栓或铆钉的数目,应按计算增加 10%。

7.3.4.3 在构件的端部连接中,当利用短角钢连接型钢的外伸肢缩短连接长度时,在短角钢两肢中的一肢上,所用的螺栓或铆钉数目应按计算增加 50%。

7.3.4.4 当铆钉连接的铆合总厚度超过铆钉直径的 5 倍时,总厚度每超过 2mm,铆钉数目应按计算增加 1%,且至少应增加一个铆钉,铆合总厚度不得超过铆钉直径的 7 倍。

8 钢结构的构造

8.1 一般规定

8.1.1 钢结构的构造应便于制作、安装和维护,并使结构受力简单明确,减少应力集中。

8.1.2 在钢结构的受力构件及其连接中,除钢引桥桥面系的面板及纵横梁外,受力构件中型钢最小厚度对海、河港应分别取 8mm 和 6mm;一般钢板的最小厚度对海、河港应分别取 10mm 和 8mm;节点板的最小厚度应取 6mm。

8.1.3 焊接结构应根据材质、焊件厚度、焊接工艺和施焊时气温等综合因素,确定是否需要采用焊前预热或焊后热处理等特殊措施。在正常情况下,低碳钢焊件厚度不宜大于 50mm;低合金钢焊件厚度不宜大于 36mm。

8.1.4 钢结构应根据结构及其荷载的不同情况设置可靠的支撑系统。

8.2 焊缝连接结构

8.2.1 钢构件焊接应为等强度连接,焊缝金属宜与基本金属相适应。当不同强度的钢材连接时,可采用与低强度钢材相适应的焊接材料。

8.2.2 设计中不得任意加大焊缝,且应避免焊缝交叉、重叠和过分集中。同时焊缝的布置宜对称于构件重心。

8.2.3 钢结构对接焊缝的坡口型式,应根据板厚和施工条件按现

行国家标准《手工电弧焊焊接接头的基本型式与尺寸》(GB 985)和《埋弧焊焊接接头的基本型式与尺寸》(GB 986)的规定选用。

8.2.4 对接焊缝的拼接处,当焊件的宽度不同或厚度相差 4mm 以上时,应分别在宽度方向或厚度方向从一侧或两侧做成坡度不大于 1/4 的斜角;当厚度不同时,焊缝坡口型式应根据较薄焊件厚度按第 8.2.3 条选用。

8.2.5 构件焊接采用角焊缝时,宜采用直角角焊缝,夹角 $\alpha > 120^\circ$ 或 $\alpha < 60^\circ$ 的斜角角焊缝不宜作为受力焊缝。

8.2.6 角焊缝的尺寸应符合下列规定。

8.2.6.1 角焊缝的焊脚尺寸 h_f 不得小于 $1.5\sqrt{t}$, t 为较厚焊件厚度。对下列情况,焊脚尺寸应做调整:

(1)采用自动焊时,最小焊脚尺寸可减小 1mm;

(2)对 T 形连接的单面角焊缝,应增加 1mm;

(3)当焊件厚度等于或小于 4mm 时,最小焊脚尺寸应与焊件厚度相同。

8.2.6.2 角焊缝的焊脚尺寸不宜大于较薄焊件厚度的 1.2 倍,但板件边缘的角焊缝最大焊脚尺寸,尚应符合下列规定:

$$t \leq 6\text{mm 时}, h_f \leq t;$$

$$t > 6\text{mm 时}, h_f \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}。$$

注: t ——板件厚度(mm)。

8.2.6.3 角焊缝的两焊脚尺寸宜相等。当焊件的厚度相差较大,且等焊脚尺寸不能符合第 8.2.6.1 款和第 8.2.6.2 款规定时,可采用不等焊脚尺寸焊缝。与较薄焊件接触的焊脚边应符合第 8.2.6.2 款的规定;与较厚焊件接触的焊脚边应符合第 8.2.6.1 款的规定。

8.2.6.4 侧面角焊缝或正面角焊缝计算长度不得小于 $8h_f$ 和 40mm。

8.2.6.5 当结构承受静力荷载或间接承受动力荷载时,侧面角焊缝的计算长度不宜大于 $60h_f$;当结构直接承受动力荷载时,其

计算长度不宜大于 $40h_f$ 。当大于上述数值时,其超过部分计算中应不予考虑。当内力沿侧面角焊缝全长分布时,其计算长度应不受以上规定的限制。

8.2.7 钢结构的焊接宜采用连续焊缝。

8.2.8 杆件与节点板的连接焊缝(图 8.2.8),可采用两面侧焊,当角焊缝的端部在被焊件转角处时,可连续地绕转角加焊一段 $2h_f$ 的长度(图 8.2.8a)。对非动力荷载作用的结构,亦可采用三面围焊。围焊的转角处必须连续施焊。

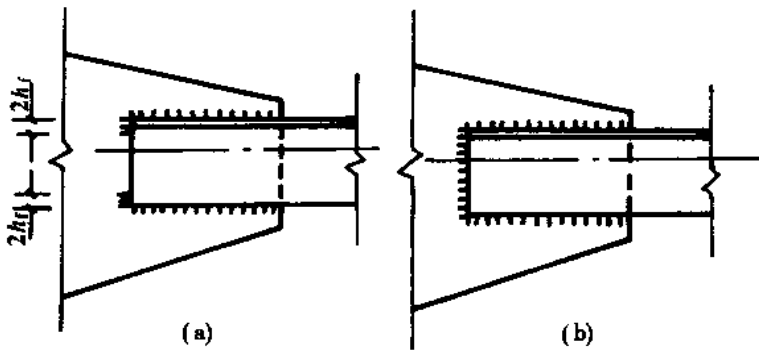


图 8.2.8 杆件与节点板的连接焊缝

(a)两面侧焊;(b)三面围焊

8.3 螺栓和铆钉连接结构

8.3.1 每一杆件在节点上及拼接接头的一端,永久性的螺栓或铆钉数目不宜少于两个。组合结构的缀条,其端部连接可采用一个螺栓或一个铆钉。

8.3.2 高强度螺栓孔应采用钻成孔。摩擦型高强度螺栓的孔径比螺栓公称直径大 $1.5 \sim 2.0\text{mm}$;承压型高强度螺栓的孔径比螺栓公称直径大 $1.0 \sim 1.5\text{mm}$ 。

8.3.3 在高强度螺栓连接范围内,构件接触面的处理方法应在施工图中说明。

8.3.4 螺栓或铆钉的最大和最小距离限值应符合表 8.3.4 的规定。

螺栓或铆钉的最大和最小距离限值 表 8.3.4

名 称	位置和方向			最大距离限值	最小距离限值
中心间距	任意方向	外 排		$8d_0$ 或 $12t$	$3d_0$
		中间排	构件受压力	$12d_0$ 或 $18t$	
			构件受拉力	$16d_0$ 或 $24t$	
中心至构件 边缘距离	顺内力方向			$4d_0$ 或 $8t$	$2d_0$
	垂直内 力方向	切割边			$1.5d_0$
		轧制边	高强度螺栓		$1.2d_0$
			其它螺栓或铆钉		

注：① d_0 为螺栓或铆钉的孔径， t 为外层较薄板件的厚度；

② 钢板边缘与角钢、槽钢等刚性构件相连的螺栓或铆钉的最大间距，可按中间排的数值采用。

8.3.5 C级螺栓宜用于沿其杆轴方向受拉的连接，下列情况可用于受剪连接：

- (1) 承受静力荷载或间接承受动力荷载结构中的次要连接；
- (2) 不承受动力荷载的可拆卸结构的连接；
- (3) 临时固定构件用的安装连接。

8.3.6 直接承受动力荷载的普通螺栓连接应采用双螺帽或其它能防止螺帽松动的有效措施。

8.3.7 当型钢构件的拼接采用高强度螺栓连接时，拼接件宜采用钢板。

8.3.8 沉头或半沉头铆钉不应用于沿其杆轴方向受拉的连接。

9 钢 引 桥

9.1 一般规定

9.1.1 钢引桥宜选用平行弦桁架式或空腹拱桁式结构,亦可采用实腹板梁式结构(图 9.1.1)。空腹拱桥的线型,宜采用抛物线或悬链线型。

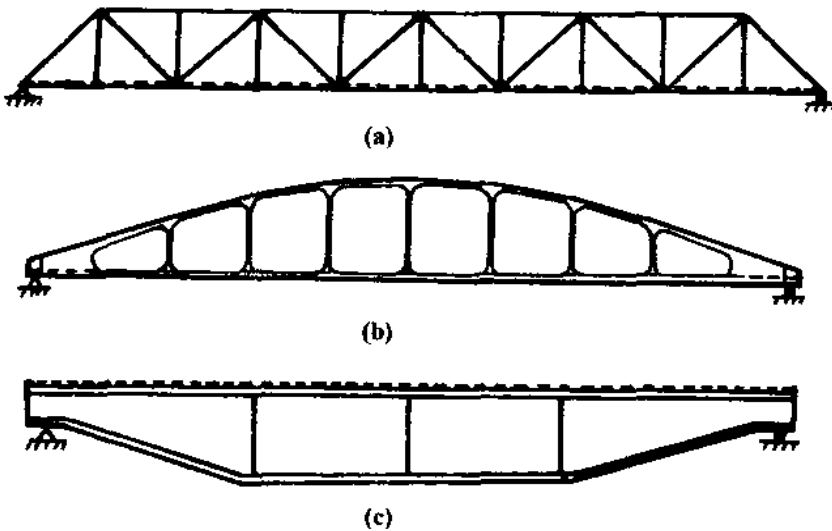


图 9.1.1 钢引桥结构型式

(a)平行弦桁架式主梁结构;(b)空腹拱桁式主梁结构;(c)实腹板梁式主梁结构

9.1.2 在钢引桥设计中,除兼作趸船撑杆的钢引桥外,一般钢引桥应避免直接承受船舶靠泊趸船时的冲击力和系缆力等船舶荷载。

9.1.3 钢引桥宜布置成双主梁型式,主梁间的中心距不得小于跨度的 $1/20$ 。

9.1.4 钢引桥主梁高度 h 应满足强度和刚度的要求,并宜符合下

列规定：

- (1)实腹式主梁, h 取 $(1/12 \sim 1/18)L$;
- (2)桁架式主梁, h 取 $(1/8 \sim 1/15)L$;
- (3)空腹式主梁, h 取 $(1/6 \sim 1/10)L$ 。

注： L 为钢引桥的计算跨度。

9.1.5 钢引桥的跨度和宽度应根据码头平面布置、工艺设计和使用条件的要求确定。

9.1.6 钢引桥的桥面坡度,在设计低水位时,车行道不宜陡于 1:10;人行道不宜陡于 1:4,当陡于 1:4 时,应设置活动踏步。

9.1.7 钢引桥应在制作时设置纵向预拱度,其值等于结构自重力与 1/2 活载所产生的竖向挠度之和,起拱应做成抛物线型曲线。固定钢引桥的满铺桥面系,应设横向排水预拱度。当结构自重力与活载产生的挠度不超过跨径的 1/1600 时,可不设预拱度。

9.1.8 当趸船纵倾使钢引桥受扭时,应验算钢引桥的抗扭强度和刚度。

9.1.9 对开口下承式钢引桥,必须按附录 E 验算其主桁梁的受压弦杆或主梁的受压翼缘的侧向稳定性。当不能满足稳定性要求时,宜采取下列构造措施:

- (1) 增加受压弦杆或主梁的侧向刚度;
- (2) 增加横梁刚度;
- (3) 在钢引桥横截面主桁梁节点的外侧增设三角支撑。

9.1.10 钢引桥应设置栏杆等必要的附属设施。

9.1.11 有疲劳破坏可能性的钢引桥,不得将拉杆、人行道托架和管道托架等辅助构件直接焊在主桁、主梁或桥面系的构件上,应焊在加劲肋的伸出肢上。

9.1.12 当有动荷载作用在钢引桥上时,应分析结构的动力特性。

9.1.13 对港区特大型钢引桥,可按《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025)和《铁路桥涵设计规范》(TBJ 2)的有关规定执行。

9.2 桥面系的构造及计算

9.2.1 桥面系的桥面板宜采用钢面板,亦可采用钢筋混凝土面板和钢丝网水泥面板及木面板。

9.2.2 钢面板厚度,海港引桥不宜小于 6.0mm;河港引桥不宜小于 4.5mm。

9.2.3 桥面系的梁格宜由纵梁和横梁组成。梁格的构造及计算应符合下列规定。

9.2.3.1 纵梁和横梁宜采用槽钢或工字钢等轧成型钢,其高度不宜小于 80mm。

9.2.3.2 纵、横梁型钢的壁厚,海港不宜小于 6.0mm;河港不宜小于 4.5mm。

9.2.3.3 桥面系宜采用复式梁格,且纵、横梁宜采用等高连接。

9.2.3.4 梁格的纵梁和横梁宜采用等间距布置,除大的集中荷载作用外,纵梁间距宜取 400 ~ 1000mm。

9.2.3.5 梁格的纵、横梁可按附录 F 计算。

9.2.3.6 当钢面板密铺在纵、横梁上时,可不进行纵、横梁的整体稳定性验算。

9.2.3.7 端横梁应考虑在端横梁下用千斤顶顶起钢引桥的需要,千斤顶顶起重量可按钢引桥自重超载 30% 计算。

9.3 联结系的构造及计算

9.3.1 钢引桥应根据构造和使用要求,布置纵向水平联结系和横向联结系。

9.3.2 纵向联结系宜采用交叉形、菱形或三角形桁架。主梁的弦杆或翼缘可兼作纵向联结系的弦杆。纵向联结系的腹杆内力应按承受水平力的桁架进行计算。

9.3.3 横向联结系间距不得超过两个节间长度。上承桁梁应在

支承处设置横向联结系,下桁架梁应在支承处设置桥门架,并宜在无横向联结系的节点设置隅撑。

9.3.4 横向联结系应布置在主桁架竖杆或主梁的横向加劲肋的竖直平面上。

9.3.5 桥门架的计算应符合下列规定:

(1)按平面结构计算时,作为桥门架腿杆的主桁斜杆或竖杆,应计算其当桥门架受横向力作用时产生的轴向力和弯矩,将桥门架视为下端固定的框架进行计算。当桥门架的门楣为桁架时,其两腿的反弯点位置可近似地按式(9.3.5)确定。由风力作用使桥门架斜腿所产生的轴向力的水平分力,应计入下弦杆杆力之内。

$$l_0 = \frac{c(c+2l)}{2(2c+l)} \quad (9.3.5)$$

式中 l_0 ——由反弯点至下弦杆节点中心的距离(m);

l ——由门楣上弦杆节点中心至下弦杆节点中心的距离(m);

c ——由门楣在腿杆上的下节点中心至下弦杆节点中心的距离(m)。

(2)有条件时,桥门架宜作为桥体结构的一部分,按空间结构计算。

9.3.6 联结系杆件的截面应根据受力计算确定。当有经验时,纵平联构件截面可由构件的长细比限值确定,其限值可采用 200。

9.3.7 当动荷载较大时,不得将水平联结系的支杆或斜杆直接焊在弦杆或主梁的翼缘上。

9.4 实腹板梁式主梁构造和计算

9.4.1 实腹板梁式主梁宜采用变截面形式的焊接组合梁,亦可采用箱形梁。

9.4.2 焊接组合梁的翼缘宜采用一层钢板制成,当采用两层钢板时,外层钢板与内层钢板厚度之比宜为 0.5 ~ 1.0。当外层钢板中

断时,应伸出理论截断点之外,延伸部分的焊缝长度应按该板截面强度的 50% 计算,并将板端沿板宽方向做成不大于 1:2 的斜角。

9.4.3 焊接组合梁应根据腹板的计算高度 h_0 与腹板的厚度 t_w 之比的大小,合理设置纵向和横向加劲肋,必要时尚应设置短加劲肋(图 9.4.3)。加劲肋的设置应符合下列规定:

(1) 当 $h_0/t_w \leq 80 \sqrt{235/f_y}$ 时,可不配置加劲肋;

(2) 当 $80 \sqrt{235/f_y} < h_0/t_w \leq 170 \sqrt{235/f_y}$ 时,应配置横向加劲肋,并当 $100 \sqrt{235/f_y} < h_0/t_w \leq 170 \sqrt{235/f_y}$ 时,应按第 9.4.5.1 款的规定进行计算;

(3) 当 $h_0/t_w > 170 \sqrt{235/f_y}$ 时,应配置横向加劲肋和在受压区配置纵向加劲肋,必要时尚应在受压区配置短加劲肋,并应分别按第 9.4.5.2 款和第 9.4.6 条的规定进行计算;

(4) 梁的支承处宜设置支承加劲肋,并按第 9.4.7 条的规定进行计算。

注: f_y 为钢材牌号所指屈服强度。

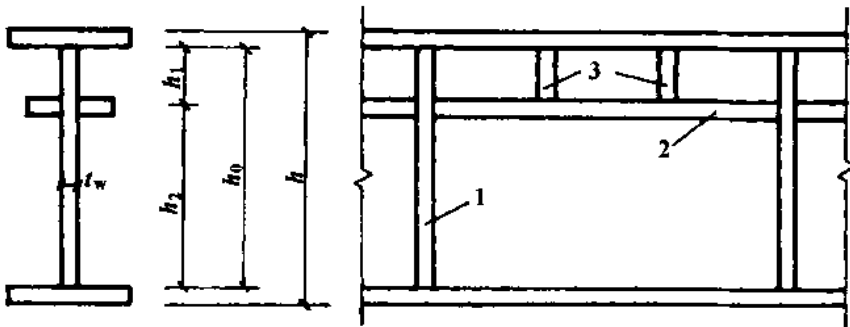


图 9.4.3 加劲肋布置

1-横向加劲肋;2-纵向加劲肋;3-短加劲肋

9.4.4 有局部压应力焊接组合梁的加劲肋布置,可按《钢结构设计规范》(GBJ 17)的有关规定执行。

9.4.5 焊接组合梁腹板的纵向和横向加劲肋间距应符合下列规定。

9.4.5.1 当焊接组合梁的腹板仅用横向加劲肋加强时,横向加劲肋间距 a 应符合下列规定:

(1) 当 $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta \tau} \leq 1200$ 时, 应取间距 a 不超过第 9.4.6 条规定的最大间距;

(2) 当 $1200 < \frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta \tau} \leq 1500$ 时, $a \leq 500h_0 / \left(\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta \tau} - 1000 \right)$, 当 $500h_0 / \left(\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta \tau} - 1000 \right)$ 算得的值大于第 9.4.6 条规定的最大间距时, 应取 a 不超过最大间距;

(3) 当 $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta \tau} > 1500$ 时, $a \leq 1000h_0 / \left(\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta \tau} - 500 \right)$ 。

注: ① τ 为梁段内最大剪力产生的腹板平均剪应力 (N/mm^2);

② η 为考虑 σ 影响的增大系数, 按表 9.4.5 取值。

系数 η 的取值

表 9.4.5

$\sigma (h_0/100t_w)^2$	0	100	140	180	200	220	240	260	280
η	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.09
$\sigma (h_0/100t_w)^2$	300	320	340	360	380	400	420	440	460
η	1.10	1.12	1.14	1.16	1.18	1.21	1.24	1.27	1.31
$\sigma (h_0/100t_w)^2$	480	500	520	540	560	580	600	620	640
η	1.35	1.40	1.46	1.53	1.61	1.71	1.84	2.01	2.24

注: σ ——与 τ 同一截面的腹板计算高度边缘的弯曲压应力 (N/mm^2), 应按 M_{y_1}/I 计算, I 为梁毛截面惯性矩, y_1 为腹板计算高度受压边缘至中和轴的距离。

9.4.5.2 当焊接组合梁的腹板同时用横向和纵向加劲肋加强时, 纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离 h_1 应在 $(0.20 \sim 0.25)h_0$ 范围内, 并满足式(9.4.5)的要求。横向加劲肋间距 a 应按第 9.4.5.1 款和第 9.4.6 条确定, 但应以 h_2 代替 h_0 , 并取 $\eta = 1.0$ 。

$$h_1 \leq 1120t_w / \sqrt{\sigma} \quad (9.4.5)$$

式中 σ ——梁段内最大弯矩处腹板计算高度边缘的弯曲压应力 (N/mm^2), 应按 $M_{\max}y_1/I$ 计算。

9.4.6 加劲肋的设计应符合下列规定:

(1)加劲肋宜在腹板两侧成对配置,亦可单侧配置,但支承加劲肋不应单侧配置;

(2)横向加劲肋的最小间距应为 $0.5h_0$,最大间距应为 $2h_0$,当 $h_0/t_w \leq 100$ 时,最大间距可采用 $2.5h_0$;

(3)当在腹板两侧成对配置钢板横向加劲肋时,其截面尺寸应满足下列公式的要求:

$$b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40 \quad (9.4.6-1)$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{15} \quad (9.4.6-2)$$

式中 b_s ——外伸宽度(mm);
 t_s ——厚度(mm)。

(4)当在腹板一侧配置钢板横向加劲肋时,其外伸宽度应大于按公式(9.4.6-1)算得的 1.2 倍,厚度不应小于其外伸宽度的 1/15;

(5)当腹板同时用横向和纵向加劲肋加强时,横向加劲肋的截面尺寸除应符合上述规定外,其截面惯性矩 I_z 尚应满足式(9.4.6-3)的要求;纵向加劲肋的截面惯性矩 I_y 应满足式(9.4.6-4)和式(9.4.6-5)的要求:

$$I_z \geq 3h_0t_w^3 \quad (9.4.6-3)$$

$$a/h_0 \leq 0.85 \text{ 时} \quad I_y \geq 1.5h_0t_w^3 \quad (9.4.6-4)$$

$$a/h_0 > 0.85 \text{ 时} \quad I_y \geq \left(2.5 - 0.45 \frac{a}{h_0}\right) \left(\frac{a}{h_0}\right)^2 h_0t_w^3 \quad (9.4.6-5)$$

(6)短加劲肋的最小间距应取 $0.75h_1$,短加劲肋外伸宽度应取横向加劲肋外伸宽度的 0.7 ~ 1.0 倍,厚度不应小于短加劲肋外伸宽度的 1/15。

注:在腹板两侧成对配置的加劲肋,其截面惯性矩应按梁腹板中心线为轴线进行计算;在腹板一侧配置的加劲肋,其截面惯性矩应按与加劲肋相连的腹板边缘为轴线进行计算。

9.4.7 焊接组合梁端支承处两侧应成对设置横向加劲肋,加劲肋

的伸出肢应与梁的支承翼缘刨平顶紧或焊接。支承加劲肋的设计应符合下列规定。

9.4.7.1 支承加劲肋的伸出肢宽厚比不应大于 12。

9.4.7.2 支承加劲肋应按承受梁支座反力或固定集中荷载的轴向受压构件计算其在腹板平面外的稳定性,受压构件的截面应包括加劲肋和加劲肋每侧 $15t_w \sqrt{235/f_y}$ 范围内的腹板面积,其计算长度应取 h_0 。

9.4.7.3 梁支承加劲肋的端部应按其所承受的支座反力或固定集中荷载进行计算。当端部为刨平顶紧时,应计算其端面承压应力;当端部为焊接时,应计算其焊缝应力。

9.4.7.4 当支承加劲肋下端按端面承压强度设计值进行计算时,应刨平顶紧,其中突缘加劲板的伸出长度不得大于其厚度的 2 倍。

9.4.8 受弯焊接组合工字梁的受压翼缘板自由外伸宽度与其厚度之比,应满足下式要求:

$$b/t \leq 15 \sqrt{235/f_y} \quad (9.4.8)$$

式中 b ——腹板边至翼缘板边缘的距离(mm);

t ——翼缘板的厚度(mm);

f_y ——钢材的屈服强度(N/mm²)。

9.4.9 受弯焊接箱型截面梁的局部稳定性应符合第 10 章的有关规定。

9.4.10 焊接组合梁的横向加劲肋与翼缘板相接处应切角,斜角的宽度应取 $b_s/3$,但不应大于 40mm,高度应取 $b_s/2$,但不应大于 60mm,其中 b_s 为加劲肋的宽度。

9.4.11 焊接组合梁腹板的纵向拼接焊缝宜设在受压区。板梁中除交叉焊缝外,焊缝间距不宜小于 $10t_w$,且不宜小于 200mm。

9.4.12 横向和纵向加劲肋相交时,宜采用角焊缝焊接。

9.4.13 梁的拼接应使翼缘与腹板的拼接位置错开,拼接宜选在受正应力较小的截面处。应避免与加劲肋、次梁等重合,不使焊缝密集;应采用正对接焊缝焊接,焊接时应采用引弧板。

9.5 平行弦桁架式主梁构造和计算

9.5.1 平行弦桁架式主梁可按平面结构进行计算。有条件时,亦可作为引桥结构的一部分,按空间结构计算,但其计算假定条件必须符合结构具体情况。当桥面横梁与主桁刚性连接时,应考虑腹杆平面外的弯应力。

9.5.2 主桁的弦杆和腹杆宜采用 H 型钢或角钢组合截面,亦可采用槽钢或钢板组成的箱型截面。

9.5.3 桁架杆件的两型钢间应设缀合填板拼合,应按实腹式杆件计算。布置密度应符合下列规定:

(1)对受压杆件,其间距不得超过 $40r_1$;

(2)对受拉杆件,其间距不得超过 $80r_1$;

(3)每个节间内不应少于两个填板。

注: r_1 为单个角钢或槽钢对本身重心轴 y_1 的回转半径。

9.5.4 桁架的腹杆布置应使内力分布合理、节点构造简单、腹杆和节点数目少,宜减少杆件和节点板种类的数量。斜杆与竖杆的夹角应控制在 $30 \sim 60^\circ$ 范围内,宜采用 45° 。

9.5.5 桁架的节间数宜为偶数。

9.5.6 当主桁架按平面计算,桁架杆件截面高度 h 与其节点中心间长度 l 之比,桁梁腹杆大于 $1/15$,桁梁弦杆大于 $1/10$ 时,应计算由于节点刚性引起的次应力,并应采取构造措施。

9.5.7 当主桁杆件用节点板连接时 弦杆与腹杆、腹杆与腹杆之间的间隙,不宜小于 20mm 。

9.5.8 节点板厚度和焊缝长度应根据受力计算确定。当有经验时,节点板厚度可按表 9.5.8 采用。

节点板厚度取值

表 9.5.8

腹杆最大内力(kN)	≤ 150	150 ~ 250	250 ~ 400	400 ~ 600	600 ~ 800
节点板厚度(mm)	6	8	10	12	14

9.6 空腹拱桁式主梁构造和计算

- 9.6.1 空腹拱桁式主梁内力宜按空间刚架计算。
- 9.6.2 主桁的弦杆和腹杆宜采用箱形截面,当受力较小时,亦可采用 H 形截面。
- 9.6.3 主桁的弦杆和腹杆宜具有相同宽度,节点构造应简单。
- 9.6.4 主桁受压杆件的板厚应满足局部稳定要求,且不应小于 10mm。
- 9.6.5 主桁的腹杆布置应使内力分布合理,节间数宜为偶数。
- 9.6.6 箱形截面杆件内侧宜设横隔板,增加抗扭刚度。
- 9.6.7 空腹拱桥主桁弦杆和腹杆长细比限值应按表 6.4.4 的规定执行。
- 9.6.8 主桁端斜杆与下弦杆连接处,节点板应做成弧形,减小应力集中的影响。
- 9.6.9 主桁的节间距(竖杆间距)应根据计算比选确定,其节间距宜控制在 $\left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}\right) L$ 范围内。

9.7 支 座

- 9.7.1 支座的选择应根据工程结构的重要性、引桥的设计跨度和设计荷载的特点等因素,综合分析选用。
- 9.7.2 活动钢引桥支座设计应满足其在靠船时能自由移动。
- 9.7.3 钢引桥支座可采用滚轮支座、弧面滑动支座和橡胶支座。必要时亦可选用公路或铁路所使用的构造较复杂的支座。
- 9.7.4 对水平固定式钢桥,当桥的跨度小于 12m 时,可采用平板支座;当桥的跨度在 12 ~ 24m 时,可采用弧面滑动支座;当桥的跨度大于 24m 时,宜采用一端为弧面滑动支座,另一端为滚轮或铰轴支座的型式。

9.7.5 各种型式支座的计算应符合下列规定。

9.7.5.1 滚轮支座与平面垫板的线接触最大挤压应力应按下列式计算：

$$\sigma_{\max} = 0.418 \sqrt{P_1 E / bR} \leq 2.5 f_y \quad (9.7.5)$$

式中 P_1 ——一个轮子上的计算压力(N),该压力等于轮压标准值乘以不均匀系数 1.1;

b 、 R ——分别为轮缘宽度和轮半径(mm);

E ——材料的弹性模量(N/mm²),对相接触的两种材料,其弹性模量不同时,应采用合成弹性模量 $E' =$

$$\frac{2E_1 E_2}{E_1 + E_2}$$
 进行计算;

f_y ——相接触的两种材料的屈服强度较小值(N/mm²)。

9.7.5.2 弧面滑动支座和平面垫板的线接触最大挤压应力可按式(9.7.5)计算。

9.7.5.3 橡胶支座的设计可按现行有关标准的规定执行。

10 箱形轨道梁

10.0.1 当箱形轨道梁所承受的荷载为梁自重、固定设备及装卸机械等竖向荷载时,应按受弯构件验算强度和整体稳定性。当同时伴有风力、波浪力等水平荷载作用时,应按双向受弯构件验算强度和整体稳定性。

10.0.2 箱形轨道梁的梁高宜满足下式要求:

$$h = \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12} \right) L \quad (10.0.2)$$

式中 h ——梁的高度(m);

L ——梁的跨度(m)。

10.0.3 箱形轨道梁在制作时应设置预拱度,其值可取为 $\left(\frac{1}{2000} \sim \frac{1}{2400} \right) L$,起拱应做成抛物线型曲线。

10.0.4 箱形轨道梁应进行抗浮、抗滑及抗倾稳定性验算,当不满足要求时应采取相应构造措施,必要时可设置受拉及侧向受压支座使其具有足够的锁定能力,并应采取构造措施防止梁端截面的扭转。两箱形轨道梁之间宜设置可靠的横向联结系结构。

10.0.5 当箱形轨道梁截面尺寸满足 $\frac{h}{b_0} \leq 6$,且 $\frac{l_1}{b_0}$ 不超过 $95(235/f_y)$ 的数值时,可不验算整体稳定性。

注: l_1 为侧向支承点间的距离,支座处视为有侧向支承; b_0 为受压翼缘板在两腹板之间的宽度。

10.0.6 受弯焊接箱形梁的局部稳定性应符合下列规定:

(1)受压翼缘板在两腹板之间的宽度 b_0 与其厚度 t 之比,应满足下式要求:

$$\frac{b_0}{t} \leq 40 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (10.0.6)$$

(2)当焊接箱形梁受压翼缘板设有纵向加劲肋时,式(10.0.6)中的 b_0 应取为腹板与纵向加劲肋之间的翼缘板宽度。

10.0.7 受压翼缘板外伸宽度与其厚度之比应符合第 9.4.8 条的有关规定,且在对应于横隔板位置处,上、下翼缘板外伸部分应设置支承加劲板。

10.0.8 箱形轨道梁应设横隔板,其尺寸及布置应满足下列要求:

(1)横隔板的厚度和宽度应满足轨道梁翼缘板和腹板局部稳定要求;

(2)横隔板同时应按纵向梁的支承进行设计;

(3)横隔板的最大间距应按组合梁加劲肋最大间距的有关规定执行;

(4)横隔板中间宜开设人孔;

(5)横隔板上端应与上翼缘刨平顶紧,当为焊接箱形轨道梁时,宜焊接。中间横隔板的下端宜在距受拉翼缘 50 ~ 100mm 处断开,不应另加零件与受拉翼缘焊接。中间横隔板与腹板的连接焊缝,施焊时不宜在横隔板下端起落弧。当箱形轨道梁受拉翼缘与支撑相连时,不宜采用焊接。

10.0.9 箱形轨道梁翼缘板和腹板内侧应设置纵向肋,纵向肋的布置及断面尺寸应满足强度及翼缘板、腹板局部稳定要求。

10.0.10 在箱形轨道梁上翼缘内侧,对应于轨道位置应设置承受装卸机械集中荷载的纵向梁。

10.0.11 箱形轨道梁的支座设计应按第 9.7 节的有关规定执行。

11 钢 撑 杆

11.0.1 根据停靠船舶的大小、趸船的长度和使用要求,钢撑杆的布置型式宜采用平行撑杆或叉式撑杆。

11.0.2 当趸船上的一个支撑点采用叉式双撑杆时,双撑杆间的夹角宜为 60° ;当采用单撑杆时,撑杆轴线应垂直趸船的内舷线。

11.0.3 钢撑杆长度和撑杆支撑点高程可按下列原则确定:

- (1)设计高水位时撑杆的斜度不陡于 1:6;
- (2)设计低水位时撑杆的斜度不陡于 1:4.5。

11.0.4 钢撑杆宜采用两个方向刚度相等的方形或圆形截面,可选用格构型结构或箱形结构,两端一段内可逐渐缩小截面。当采用格构型撑杆时,距两端各 1~2m 范围内应用钢板封闭成箱形截面,见图 11.0.4。

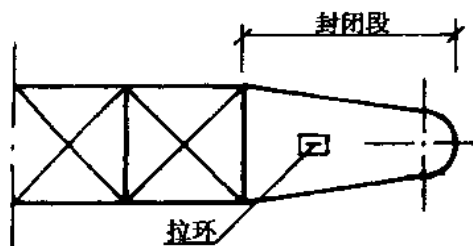


图 11.0.4 撑杆端部示意图

11.0.5 钢撑杆两端应设置拉环,用链条分别与趸船及撑杆墩系联。

11.0.6 格构式钢撑杆的缀件宜采用缀条,亦可采用缀板。

11.0.7 格构式钢撑杆的构造和计算应符合第 6 章格构式结构的有关规定。

11.0.8 钢撑杆主要承受自重力和船舶靠泊趸船时产生的挤靠力或撞击力,其强度和稳定性应按偏心受压构件计算。

11.0.9 钢撑杆轴向力计算应符合现行行业标准《斜破码头及浮码头设计与施工规范》(JTJ 294)的有关规定。

11.0.10 箱型截面钢撑杆构件的局部稳定应符合下列规定。

11.0.10.1 翼缘板自由外伸宽度 b 与其厚度 t 之比应满足第

9.4.8 条的要求,受压翼缘板的宽厚比应满足第 10.0.6 条的要求。

11.0.10.2 腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比应满足式(11.0.10-1)、式(11.0.10-2)和式(11.0.10-3)的要求。当式(11.0.10-1)和式(11.0.10-2)右侧的值小于 $40\sqrt{235/f_y}$ 时,应采用 $40\sqrt{235/f_y}$ 。

$$0 \leq \alpha_0 \leq 1.6 \text{ 时 } h_0/t_w \leq 0.8(16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25)\sqrt{235/f_y} \quad (11.0.10-1)$$

$$1.6 < \alpha_0 \leq 2.0 \text{ 时 } h_0/t_w \leq 0.8(48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2)\sqrt{235/f_y} \quad (11.0.10-2)$$

$$\alpha_0 = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/\sigma_{\max} \quad (11.0.10-3)$$

式中 α_0 ——腹板的应力分布不均匀系数;

σ_{\max} ——腹板计算高度边缘的最大压应力(N/mm^2),计算时不考虑构件的稳定系数;

σ_{\min} ——腹板计算高度另一边缘相应的应力(N/mm^2),压应力取正值,拉应力取负值;

λ ——构件在弯矩作用平面内的长细比。当 $\lambda < 30$ 时,取 30;当 $\lambda > 100$ 时,取 100。

11.0.11 格构式撑杆的布置应符合下列规定。

11.0.11.1 根据受力要求,缀条可采用反向交替、交叉或单斜布置。

11.0.11.2 斜缀条与杆件的夹角宜为 45° 或 60° 。

11.0.11.3 格构式撑杆的中部和端部宜用缀板联结,其两端应做成封闭式。

11.0.11.4 格构式撑杆和截面较大的箱形撑杆应设置横隔板,其间距宜取 4~5m。

11.0.12 撑杆两端支撑点可采用自由搁置、十字铰或球铰等型式。

12 钢 管 桩

12.0.1 钢管桩选用 Q235 钢时,应选用甲类或特类镇静钢。

12.0.2 钢管桩设计应验算其使用期和施工期的强度和稳定性。

12.0.3 钢管桩的设计壁厚应由有效厚度和预留腐蚀厚度两部分组成,并按下列原则确定:

(1)钢管桩有效厚度应按第 12.0.2 条的有关规定计算;

(2)钢管桩预留腐蚀厚度可参照类似环境下钢结构的腐蚀实测数据确定,无实测数据时亦可按下式计算:

$$\Delta\delta = V[(1 - P)t_1 + (t - t_1)] \quad (12.0.3)$$

式中 $\Delta\delta$ ——建筑物在设计使用年限 t 年内,钢管桩所需要的管壁预留单面腐蚀厚度(mm);

V ——钢材的单面年平均腐蚀速度(mm/年),应符合现行行业标准《港口工程桩基规范》(JTJ 254)的规定;

P ——采用涂层保护或阴极保护,或采用阴极保护与涂层联合防腐措施时的保护效率(%),应符合现行行业标准《港口工程桩基规范》的规定;

t_1 ——采用涂层保护或阴极保护,或采用阴极保护与涂层联合防腐措施时钢管桩的使用年限(年);

t ——被保护的钢结构设计使用年限(年)。

12.0.4 钢管桩管壁计算厚度,使用期应取有效厚度;施工期可根据施工期限及腐蚀的情况,在计算厚度内计入全部或部分的预留腐蚀厚度。

12.0.5 钢管桩的外径与有效厚度之比不宜大于 100。当钢管桩需打入良好持力层,且沉桩困难时,其外径与有效厚度之比不宜大于 70。

12.0.6 钢管桩宜采用两点吊。钢管桩在吊运时,其自重力应乘以动力系数 α ,水平吊运 α 宜取 1.3,吊立过程 α 宜取 1.1。

12.0.7 钢管桩桩尖应根据桩的承载力、地质状况及试桩情况,采用开口式、半封闭式或全封闭式。

12.0.8 钢管桩的桩顶和桩尖可不采取加固措施。当桩尖需穿越障碍物或打入风化岩、砂砾石等坚硬土层时,可对桩顶或桩尖进行加固,必要时可设置桩靴。

12.0.9 钢管桩不宜水上接桩。当必须在水上接桩时,在同一根桩上接桩不宜多于一处,接桩位置应满足下列要求:

- (1) 宜设在内力较小处;
- (2) 不宜设在浪溅区和水位变动区;
- (3) 应避免设在桩身壁厚变化处。

12.0.10 钢管桩的接桩构造型式可按图 12.0.10 选用。

12.0.11 当桩尖位于软弱土层并进行水上接桩时,应避免产生溜桩。

12.0.12 钢管桩组装时应采用对接焊缝,不得采用搭接或侧面有覆板的焊接形式。

12.0.13 纵缝或环缝宜采用 V 型或 X 型坡口,并双面施焊。当双面施焊有困难时,可采用带内衬板的 V 型坡口单面施焊,内衬板的厚度不宜小于 4mm,宽度可取 30 ~ 50mm。当焊接工艺有保证时,亦可采用其它坡口形式。

12.0.14 水上接桩的焊缝形式,宜采用单边 V 型坡口,上节桩的坡口角度宜采用 45 ~ 55°,下节桩不开坡口,且钢管桩的内壁应设有内衬套或内衬环。

12.0.15 钢管桩任一横截面内,纵向焊缝不得超过两条,且两条纵缝间距应大于 300mm。管节组装时,相邻管节纵缝距离亦应大于 1/8 钢管桩周长。

12.0.16 管壁厚度不等的环缝对接,当板厚差超过表 12.0.16 限值时,应在较厚的板上作出单面斜边。斜边坡度不应大于 1:3。

环缝对接板厚差限值 (mm)

表 12.0.16

较薄板的厚度	> 9 ~ 12	> 12
最大板厚差	3	4

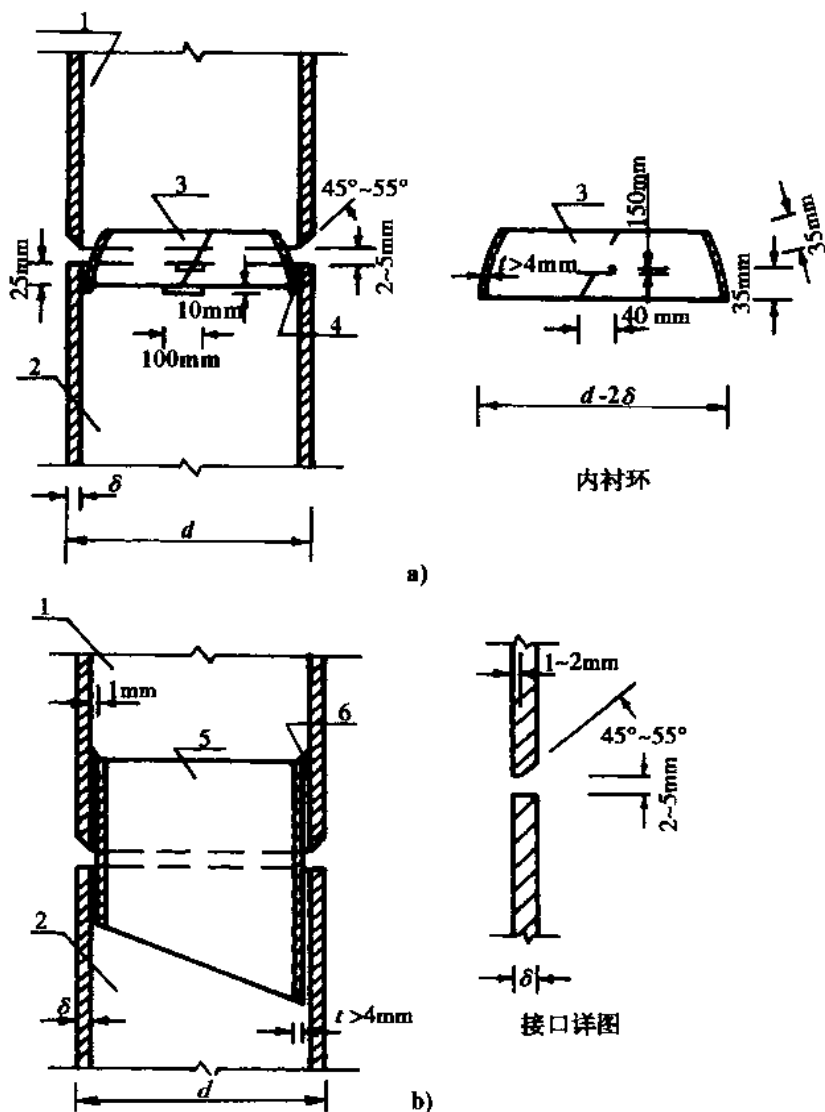


图 12.0.10 钢管桩接桩

1-上节桩;2-下节桩;3-内衬环;4-托块;5-内衬套;6-电焊

12.0.17 角焊缝的最大和最小焊缝高度应符合现行行业标准《港口工程桩基规范》的有关规定。

12.0.18 钢管桩的防腐蚀应符合现行行业标准《海港工程钢结构防腐蚀技术规定》(JTJ 230)的有关规定。

13 钢板桩及钢拉杆

13.0.1 钢板桩可采用 U 型或 Z 型截面,当板桩墙弯矩较大时,亦可采用圆管型、H 型或组合型截面。

13.0.2 钢板桩型号和规格可参照附录 G 选取。

13.0.3 钢板桩应根据环境条件、使用年限和墙体的不同部位采取合适的防腐蚀措施。对海港和河口港码头,宜降低胸墙底面标高。

13.0.4 钢板桩设计应预留腐蚀厚度。

13.0.5 钢板桩设计应采取工程措施减小钢板桩的锈蚀发生率。同一结构应采用同一种钢材,与钢板桩接触的其它附属金属构件宜采用与钢板桩材质相同的钢材。

13.0.6 钢板桩可按压弯构件计算,其单宽强度应满足下式要求:

$$\frac{\gamma_{GQ}}{1000} \left(\frac{N_k}{A} + \frac{M_{\max k}}{W_z} \right) \leq f \quad (13.0.6)$$

式中 N_k ——每米宽板桩墙轴向力标准值(kN/m);

$M_{\max k}$ ——每米宽板桩墙最大弯矩标准值(kN·m/m);

A ——钢板桩的截面面积(m²/m);

W_z ——钢板桩的弹性抵抗矩(m³/m);

γ_{GQ} ——综合分项系数,取 1.35。

13.0.7 U 型钢板桩的截面惯性矩和弹性抵抗矩,应分别乘折减系数 α 和 β 。对上部设有钢筋混凝土帽梁的钢板桩墙, α 取 0.9, β 取 1.0。对其它形状钢板桩,折减值宜通过试验确定。

13.0.8 焊接的组合钢板桩墙,焊缝长度不得小于 200mm,焊缝间距不得大于 800mm。

13.0.9 钢板桩的内力计算应符合现行行业标准《板桩码头设计

与施工规范》(JTJ 292)的有关规定。

13.0.10 板桩码头的钢拉杆宜采用焊接质量有保证且伸长率不小于 18% 的钢材。

13.0.11 钢拉杆可按轴向受拉构件设计。钢拉杆直径宜采用 40 ~ 80mm, 可按下式计算确定:

$$d = 2 \sqrt{\frac{1000 R_A \gamma_{RA}}{\pi f}} + \Delta d \quad (13.0.11-1)$$

$$R_A = \xi_R R_a l_a \sec \theta \quad (13.0.11-2)$$

式中 d ——拉杆直径(mm);

R_A ——拉杆拉力标准值(kN);

γ_{RA} ——拉杆拉力分项系数,取 1.35;

Δd ——预留锈蚀量(mm),可采用 2 ~ 3mm;

ξ_R ——拉杆受力不均匀系数,预先拉紧时,可采用 1.35;

R_a ——每米宽板桩墙的拉杆拉力标准值(kN/m);

l_a ——拉杆间距(m);

θ ——拉杆与水平面的夹角(°)。

13.0.12 拉杆的间距宜采用 1.5 ~ 3.0m。对单设导梁的 U 型和 Z 型钢板桩墙,应取板桩宽度的偶数倍。

13.0.13 当钢拉杆长度大于 10m 时,宜采用分节组装,每节长度不宜大于 10m,中间应采用紧张器连接。在靠近板桩墙和锚碇结构的两端各设一个竖向铰。当拉杆长度小于 10m 时,可仅在靠近板桩墙处设一个竖向铰。

13.0.14 钢拉杆及其附件,在安装前应除锈并涂两道防锈漆。拉杆系统安装后,拉杆、紧张器和竖向铰应用两层沥青纤维布缠裹,垫板和螺母应涂沥青或其它防腐材料。

13.0.15 海港工程钢板桩的防腐蚀应符合现行行业标准《海港工程钢结构防腐蚀技术规定》(JTJ 230)的有关规定。

附录 A 格构式受压构件长细比换算

A.0.1 双肢组合构件(图 A.0.1a) 换算长细比应按下列公式计算:

$$\text{缀件为缀板时} \quad \lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$\text{缀件为缀条时} \quad \lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \frac{A}{A_{1x}}} \quad (\text{A.0.1-2})$$

式中 λ_{0x} ——格构式受压构件对 x 轴的换算长细比;

λ_x ——整个构件对 x 轴的长细比;

λ_1 ——分肢对最小刚度轴 1-1 的长细比。其计算长度取: 焊接连接时,为相邻两缀板的净距离;螺栓连接时,为相邻两缀板边缘螺栓的距离;

A ——构件毛截面面积(mm^2);

A_{1x} ——构件截面中垂直于 x 轴的各斜缀条毛截面面积之和(mm^2)。

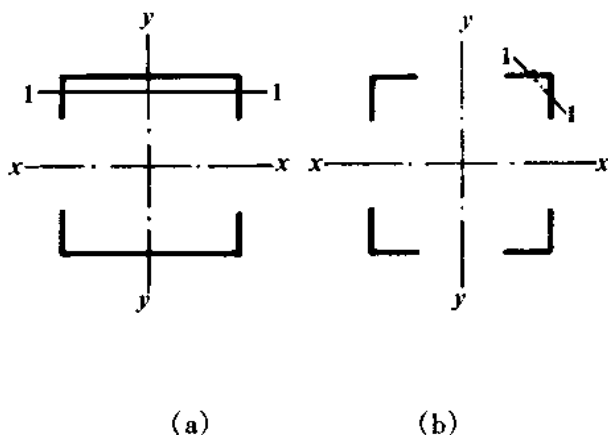


图 A.0.1 格构式组合构件截面

A.0.2 四肢组合构件(图 A.0.1b) 换算长细比应按下列公式计算:

缀件为缀板时

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (\text{A.0.2-2})$$

缀件为缀条时

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 \frac{A}{A_{1x}}} \quad (\text{A.0.2-3})$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_{1y}}} \quad (\text{A.0.2-4})$$

式中 λ_{0y} ——格构式受压构件对 y 轴的换算长细比;

λ_y ——整个构件对 y 轴的长细比;

A_{1y} ——构件截面中垂直于 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和(mm^2)。

附录 B 轴心受压构件的稳定系数

B.0.1 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢的 a、b、c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ 可按表 B.0.1-1 至表 B.0.1-9 取值。

Q235 钢 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-1

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.996
10	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.986	0.985	0.983
20	0.981	0.979	0.977	0.976	0.974	0.972	0.970	0.968	0.966	0.964
30	0.963	0.961	0.959	0.957	0.955	0.952	0.950	0.948	0.946	0.944
40	0.941	0.939	0.937	0.934	0.932	0.929	0.927	0.924	0.921	0.919
50	0.916	0.913	0.910	0.907	0.904	0.900	0.897	0.894	0.890	0.886
60	0.883	0.879	0.875	0.871	0.867	0.863	0.858	0.854	0.849	0.844
70	0.839	0.834	0.829	0.824	0.818	0.813	0.807	0.801	0.795	0.789
80	0.783	0.776	0.770	0.763	0.757	0.750	0.743	0.736	0.728	0.721
90	0.714	0.706	0.699	0.691	0.684	0.676	0.668	0.661	0.653	0.645
100	0.638	0.630	0.622	0.615	0.607	0.600	0.592	0.585	0.577	0.570

续表 B.0.1-1

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
110	0.563	0.555	0.548	0.541	0.534	0.527	0.520	0.514	0.507	0.500
120	0.494	0.488	0.481	0.475	0.469	0.463	0.457	0.451	0.445	0.440
130	0.434	0.429	0.423	0.418	0.412	0.407	0.402	0.397	0.392	0.387
140	0.383	0.378	0.373	0.369	0.364	0.360	0.356	0.351	0.347	0.343
150	0.339	0.335	0.331	0.327	0.323	0.320	0.316	0.312	0.309	0.305
160	0.302	0.298	0.295	0.292	0.289	0.285	0.282	0.279	0.276	0.273
170	0.270	0.267	0.264	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248	0.246
180	0.243	0.241	0.238	0.236	0.233	0.231	0.229	0.226	0.224	0.222
190	0.220	0.218	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
200	0.199	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.189	0.187	0.185	0.183
210	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.168
220	0.166	0.165	0.164	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154
230	0.153	0.152	0.150	0.149	0.148	0.147	0.146	0.144	0.143	0.142
240	0.141	0.140	0.139	0.138	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131
250	0.130									

Q235 钢 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-2

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.838	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123									

Q235 钢 c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-3

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993
10	0.992	0.990	0.988	0.986	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973	0.970
20	0.966	0.959	0.953	0.947	0.940	0.934	0.928	0.921	0.915	0.909
30	0.902	0.896	0.890	0.884	0.877	0.871	0.865	0.858	0.852	0.846
40	0.839	0.833	0.826	0.820	0.814	0.807	0.801	0.794	0.788	0.781
50	0.775	0.768	0.762	0.755	0.748	0.742	0.735	0.729	0.722	0.715
60	0.709	0.702	0.695	0.689	0.682	0.676	0.669	0.662	0.656	0.649
70	0.643	0.636	0.629	0.623	0.616	0.610	0.604	0.597	0.591	0.584
80	0.578	0.572	0.566	0.559	0.553	0.547	0.541	0.535	0.529	0.523
90	0.517	0.511	0.505	0.500	0.494	0.488	0.483	0.477	0.472	0.467
100	0.463	0.458	0.454	0.449	0.445	0.441	0.436	0.432	0.428	0.423
110	0.419	0.415	0.411	0.407	0.403	0.399	0.395	0.391	0.387	0.383
120	0.379	0.375	0.371	0.367	0.364	0.360	0.356	0.353	0.349	0.346
130	0.342	0.339	0.335	0.332	0.328	0.325	0.322	0.319	0.315	0.312
140	0.309	0.306	0.303	0.300	0.297	0.294	0.291	0.288	0.285	0.282
150	0.280	0.277	0.274	0.271	0.269	0.266	0.264	0.261	0.258	0.256
160	0.254	0.251	0.249	0.246	0.244	0.242	0.239	0.237	0.235	0.233
170	0.230	0.228	0.226	0.224	0.222	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212
180	0.210	0.208	0.206	0.205	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194
190	0.192	0.190	0.189	0.187	0.186	0.184	0.182	0.181	0.179	0.178
200	0.176	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.168	0.166	0.165	0.163
210	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152	0.151
220	0.160	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129
240	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120
250	0.119									

Q345 钢 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-4

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.997	0.996	0.994
10	0.993	0.992	0.990	0.988	0.986	0.984	0.982	0.980	0.978	0.975
20	0.973	0.971	0.969	0.967	0.964	0.962	0.960	0.957	0.955	0.952
30	0.950	0.947	0.944	0.941	0.939	0.936	0.933	0.930	0.927	0.923
40	0.920	0.917	0.913	0.909	0.906	0.902	0.898	0.894	0.889	0.885
50	0.881	0.876	0.871	0.866	0.861	0.855	0.850	0.844	0.838	0.832
60	0.825	0.819	0.812	0.805	0.798	0.791	0.783	0.775	0.767	0.759
70	0.751	0.742	0.734	0.725	0.716	0.707	0.698	0.689	0.680	0.671
80	0.661	0.652	0.643	0.633	0.624	0.615	0.606	0.596	0.587	0.578
90	0.570	0.561	0.552	0.543	0.535	0.527	0.518	0.510	0.502	0.494
100	0.487	0.479	0.471	0.464	0.457	0.450	0.443	0.436	0.429	0.423
110	0.416	0.410	0.404	0.398	0.392	0.386	0.380	0.374	0.369	0.363
120	0.358	0.353	0.348	0.343	0.338	0.333	0.328	0.324	0.319	0.315
130	0.310	0.306	0.302	0.298	0.294	0.290	0.286	0.282	0.278	0.275
140	0.271	0.268	0.264	0.261	0.257	0.254	0.251	0.248	0.245	0.242
150	0.239	0.236	0.233	0.230	0.227	0.224	0.222	0.219	0.217	0.214
160	0.212	0.209	0.207	0.204	0.202	0.200	0.197	0.195	0.193	0.191
170	0.189	0.187	0.184	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.173	0.171
180	0.169	0.167	0.166	0.164	0.162	0.161	0.159	0.157	0.156	0.154
190	0.153	0.151	0.150	0.148	0.147	0.145	0.144	0.142	0.141	0.140
200	0.138	0.137	0.136	0.134	0.133	0.132	0.131	0.129	0.128	0.127
210	0.126	0.125	0.124	0.123	0.121	0.120	0.119	0.118	0.117	0.116
220	0.115	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110	0.109	0.108	0.107	0.106
230	0.106	0.105	0.104	0.103	0.102	0.101	0.100	0.0996	0.0988	0.0980
240	0.0972	0.0964	0.0957	0.0949	0.0942	0.0934	0.0927	0.0919	0.0912	0.0905
250	0.0898									

Q345 钢 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-5

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993	0.991
10	0.989	0.987	0.984	0.981	0.978	0.975	0.972	0.968	0.964	0.960
20	0.956	0.952	0.948	0.943	0.939	0.935	0.931	0.926	0.922	0.917
30	0.913	0.908	0.903	0.899	0.894	0.889	0.884	0.879	0.874	0.869
40	0.863	0.858	0.852	0.847	0.841	0.835	0.829	0.823	0.817	0.811
50	0.804	0.798	0.791	0.784	0.778	0.771	0.764	0.756	0.749	0.742
60	0.734	0.727	0.719	0.711	0.704	0.696	0.688	0.680	0.672	0.664
70	0.656	0.648	0.640	0.632	0.623	0.615	0.607	0.599	0.591	0.583
80	0.575	0.567	0.559	0.551	0.544	0.536	0.528	0.521	0.513	0.506
90	0.499	0.491	0.484	0.477	0.470	0.463	0.457	0.450	0.443	0.437
100	0.431	0.424	0.418	0.412	0.406	0.400	0.395	0.389	0.384	0.378
110	0.373	0.367	0.362	0.357	0.352	0.347	0.343	0.338	0.333	0.329
120	0.324	0.320	0.315	0.311	0.307	0.303	0.299	0.295	0.291	0.287
130	0.283	0.280	0.276	0.273	0.269	0.266	0.262	0.259	0.256	0.253
140	0.249	0.246	0.243	0.240	0.237	0.235	0.232	0.229	0.226	0.224
150	0.221	0.218	0.216	0.213	0.211	0.208	0.206	0.204	0.201	0.199
160	0.197	0.195	0.193	0.190	0.188	0.186	0.184	0.182	0.180	0.178
170	0.176	0.175	0.173	0.171	0.169	0.167	0.166	0.164	0.162	0.161
180	0.159	0.157	0.156	0.154	0.153	0.151	0.150	0.148	0.147	0.145
190	0.144	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.133	0.132
200	0.131	0.130	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.120
210	0.119	0.118	0.117	0.116	0.115	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110
220	0.109	0.108	0.108	0.107	0.106	0.105	0.104	0.103	0.102	0.101
230	0.101	0.0998	0.0990	0.0982	0.0974	0.0966	0.0959	0.0951	0.0943	0.0936
240	0.0929	0.0921	0.0914	0.0907	0.0900	0.0893	0.0886	0.0879	0.0873	0.0866
250	0.0859									

Q345 钢 c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-6

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.996	0.994	0.992	0.990
10	0.988	0.985	0.982	0.979	0.976	0.972	0.968	0.962	0.954	0.946
20	0.939	0.931	0.924	0.916	0.908	0.901	0.893	0.885	0.878	0.870
30	0.862	0.855	0.847	0.839	0.832	0.824	0.816	0.808	0.800	0.792
40	0.785	0.777	0.769	0.761	0.753	0.745	0.737	0.729	0.721	0.713
50	0.705	0.697	0.689	0.681	0.673	0.665	0.657	0.649	0.641	0.633
60	0.625	0.617	0.609	0.601	0.594	0.586	0.578	0.571	0.563	0.556
70	0.548	0.541	0.533	0.526	0.519	0.512	0.505	0.496	0.491	0.484
80	0.478	0.471	0.465	0.460	0.455	0.449	0.444	0.439	0.434	0.428
90	0.423	0.418	0.413	0.408	0.403	0.398	0.393	0.389	0.384	0.379
100	0.374	0.370	0.365	0.361	0.356	0.352	0.348	0.343	0.339	0.335
110	0.331	0.327	0.323	0.319	0.315	0.311	0.307	0.304	0.300	0.296
120	0.293	0.289	0.286	0.282	0.279	0.276	0.272	0.269	0.266	0.263
130	0.260	0.257	0.254	0.251	0.248	0.245	0.242	0.239	0.237	0.234
140	0.231	0.229	0.226	0.224	0.221	0.219	0.216	0.214	0.211	0.209
150	0.207	0.205	0.202	0.200	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.188
160	0.186	0.184	0.182	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.171	0.169
170	0.168	0.166	0.164	0.163	0.161	0.159	0.158	0.156	0.155	0.153
180	0.152	0.150	0.149	0.147	0.146	0.145	0.143	0.142	0.141	0.139
190	0.138	0.137	0.136	0.134	0.133	0.132	0.131	0.129	0.128	0.127
200	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120	0.118	0.117	0.116
210	0.115	0.114	0.113	0.113	0.112	0.111	0.110	0.109	0.108	0.107
220	0.106	0.105	0.104	0.104	0.103	0.102	0.101	0.100	0.0994	0.0986
230	0.0979	0.0971	0.0963	0.0956	0.0948	0.0941	0.0933	0.0926	0.0919	0.0912
240	0.0905	0.0898	0.0891	0.0885	0.0878	0.0871	0.0865	0.0858	0.0852	0.0846
250	0.0839									

Q390 钢 a类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-7

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.990	0.989	0.987	0.985	0.982	0.980	0.978	0.975	0.973
20	0.971	0.968	0.966	0.963	0.961	0.958	0.956	0.953	0.950	0.947
30	0.945	0.942	0.939	0.936	0.932	0.929	0.926	0.922	0.919	0.915
40	0.911	0.907	0.903	0.899	0.895	0.890	0.885	0.881	0.867	0.870
50	0.865	0.860	0.854	0.848	0.842	0.835	0.828	0.822	0.814	0.807
60	0.800	0.792	0.784	0.775	0.767	0.758	0.749	0.740	0.731	0.722
70	0.712	0.703	0.693	0.683	0.674	0.664	0.654	0.644	0.634	0.624
80	0.614	0.604	0.595	0.585	0.576	0.566	0.557	0.548	0.539	0.530
90	0.521	0.512	0.504	0.495	0.487	0.479	0.471	0.463	0.455	0.448
100	0.441	0.433	0.426	0.419	0.413	0.406	0.399	0.393	0.387	0.381
110	0.375	0.369	0.363	0.357	0.352	0.347	0.341	0.336	0.331	0.326
120	0.321	0.316	0.312	0.307	0.303	0.298	0.294	0.290	0.286	0.282
130	0.278	0.274	0.270	0.266	0.263	0.259	0.256	0.252	0.249	0.245
140	0.242	0.239	0.236	0.233	0.230	0.227	0.224	0.221	0.218	0.215
150	0.213	0.210	0.208	0.205	0.203	0.200	0.198	0.195	0.193	0.191
160	0.188	0.186	0.184	0.182	0.180	0.178	0.176	0.174	0.172	0.170
170	0.168	0.166	0.164	0.162	0.161	0.159	0.157	0.155	0.154	0.152
180	0.150	0.149	0.147	0.146	0.144	0.143	0.141	0.140	0.138	0.137
190	0.136	0.134	0.133	0.132	0.130	0.129	0.128	0.127	0.125	0.124
200	0.123	0.122	0.121	0.119	0.118	0.117	0.116	0.115	0.114	0.113
210	0.112	0.111	0.110	0.109	0.108	0.107	0.106	0.105	0.104	0.103
220	0.102	0.101	0.100	0.0996	0.0987	0.0978	0.0970	0.0962	0.0954	0.0946
230	0.0938	0.0930	0.0922	0.0914	0.0907	0.0899	0.0892	0.0884	0.0877	0.0870
240	0.0863	0.0856	0.0849	0.0842	0.0836	0.0829	0.0823	0.0816	0.0810	0.0803
250	0.0797									

Q390 钢 b类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-8

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.996	0.994	0.992	0.990
10	0.988	0.985	0.982	0.979	0.976	0.972	0.968	0.964	0.959	0.955
20	0.951	0.946	0.942	0.937	0.933	0.928	0.923	0.919	0.914	0.909
30	0.904	0.899	0.894	0.889	0.883	0.878	0.872	0.867	0.861	0.855
40	0.849	0.843	0.837	0.831	0.824	0.818	0.811	0.804	0.797	0.790
50	0.783	0.776	0.769	0.761	0.753	0.746	0.738	0.730	0.722	0.714
60	0.705	0.697	0.689	0.680	0.672	0.663	0.654	0.646	0.637	0.629
70	0.620	0.611	0.603	0.594	0.586	0.577	0.569	0.560	0.552	0.544
80	0.535	0.527	0.519	0.511	0.504	0.496	0.488	0.481	0.473	0.466
90	0.459	0.452	0.445	0.438	0.431	0.424	0.418	0.411	0.405	0.399
100	0.393	0.387	0.381	0.375	0.370	0.364	0.359	0.353	0.348	0.343
110	0.338	0.333	0.328	0.323	0.319	0.314	0.310	0.305	0.301	0.297
120	0.293	0.289	0.285	0.281	0.277	0.273	0.269	0.266	0.262	0.259
130	0.255	0.252	0.248	0.245	0.242	0.239	0.236	0.233	0.230	0.227
140	0.224	0.221	0.218	0.216	0.213	0.210	0.208	0.205	0.203	0.200
150	0.198	0.196	0.193	0.191	0.189	0.187	0.184	0.182	0.180	0.178
160	0.176	0.174	0.172	0.170	0.168	0.167	0.165	0.163	0.161	0.159
170	0.158	0.156	0.154	0.153	0.151	0.150	0.148	0.146	0.145	0.143
180	0.142	0.140	0.139	0.138	0.136	0.135	0.134	0.132	0.131	0.130
190	0.128	0.127	0.126	0.125	0.123	0.122	0.121	0.120	0.119	0.118
200	0.117	0.116	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110	0.109	0.108	0.107
210	0.106	0.105	0.105	0.104	0.103	0.102	0.101	0.100	0.0992	0.0983
220	0.0975	0.0967	0.0958	0.0950	0.0942	0.0934	0.0926	0.0919	0.0911	0.0904
230	0.0896	0.0889	0.0882	0.0874	0.0867	0.0860	0.0853	0.0847	0.0840	0.0833
240	0.0827	0.0820	0.0814	0.0807	0.0801	0.0795	0.0789	0.0783	0.0777	0.0771
250	0.0765									

Q390 钢 c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

表 B.0.1-9

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.996	0.995	0.993	0.991	0.989
10	0.986	0.983	0.980	0.976	0.973	0.968	0.962	0.954	0.945	0.937
20	0.929	0.921	0.913	0.905	0.897	0.889	0.880	0.872	0.864	0.856
30	0.848	0.840	0.831	0.823	0.815	0.807	0.798	0.790	0.781	0.773
40	0.765	0.756	0.748	0.739	0.731	0.722	0.714	0.705	0.697	0.688
50	0.679	0.671	0.662	0.654	0.645	0.637	0.629	0.620	0.612	0.604
60	0.595	0.587	0.579	0.571	0.563	0.555	0.547	0.539	0.531	0.524
70	0.516	0.509	0.501	0.494	0.487	0.479	0.472	0.466	0.460	0.455
80	0.449	0.443	0.438	0.432	0.427	0.421	0.416	0.411	0.405	0.400
90	0.395	0.390	0.385	0.380	0.375	0.370	0.365	0.360	0.355	0.351
100	0.346	0.342	0.337	0.333	0.328	0.324	0.320	0.316	0.312	0.308
110	0.304	0.300	0.296	0.292	0.288	0.285	0.281	0.278	0.274	0.271
120	0.267	0.264	0.261	0.257	0.254	0.251	0.248	0.245	0.242	0.239
130	0.236	0.233	0.230	0.228	0.225	0.222	0.220	0.217	0.214	0.212
140	0.209	0.207	0.205	0.202	0.200	0.198	0.195	0.193	0.191	0.189
150	0.187	0.185	0.183	0.181	0.179	0.177	0.175	0.173	0.171	0.169
160	0.167	0.166	0.164	0.162	0.160	0.159	0.157	0.155	0.154	0.152
170	0.151	0.149	0.148	0.146	0.145	0.143	0.142	0.140	0.139	0.138
180	0.136	0.135	0.134	0.132	0.131	0.130	0.129	0.127	0.126	0.125
190	0.124	0.123	0.121	0.120	0.119	0.118	0.117	0.116	0.115	0.114
200	0.113	0.112	0.111	0.110	0.109	0.108	0.107	0.106	0.105	0.104
210	0.103	0.102	0.102	0.101	0.0998	0.0990	0.0981	0.0973	0.0965	0.0957
220	0.0949	0.0941	0.0933	0.0925	0.0918	0.0910	0.0903	0.0896	0.0888	0.0881
230	0.0874	0.0867	0.0860	0.0854	0.0847	0.0840	0.0834	0.0827	0.0821	0.0814
240	0.0808	0.0802	0.0796	0.0790	0.0784	0.0778	0.0772	0.0766	0.0760	0.0755
250	0.0749									

轴心受压构件的截面分类表

表B.0.2-1

截面形式和对应轴		类别
	轧制, $b/h \leq 0.8$, 对x轴	a类
	轧制, $b/h \leq 0.8$, 对y轴	b类
	轧制, $b/h > 0.8$, 对x、y轴	
	焊接,翼缘为焰切边, 对x、y轴	
	焊接,翼缘为轧制或剪切边, 对x轴	
	轧制,对x、y轴	
	焊接,对任意轴	
	轧制或焊接,对y轴	c类
	轧制或焊接,对x轴	
	格构式,对x、y轴	
	轧制或焊接,对y轴	
	轧制或焊接, 对x轴	-无任何对称轴的截面,对任意轴 板件厚度大于40mm的焊接实腹 截面,对任意轴

注:当槽形截面用于格构式构件的分肢、计算分肢对垂直于腹板轴的稳定性时,应按b类截面考虑。

B.0.2 表 B.0.1-1 至表 B.0.1-9 中的 φ 值亦可按下列公式计算:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 0.215 \text{ 时} \quad \varphi = 1 - \alpha_1 \bar{\lambda}^2 \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$\bar{\lambda} > 0.215 \text{ 时, } \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right]$$

(B.0.2-2)

式中 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ——系数, 根据表 B.0.2-1 的截面分类, 按表 B.0.2-2 采用。

系数 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ 表 B.0.2-2

截面类别		α_1	α_2	α_3
a类		0.41	0.986	0.152
b类		0.65	0.965	0.300
c类	$\bar{\lambda} \leq 1.05$	0.73	0.906	0.595
	$\bar{\lambda} > 1.05$		1.216	0.320

附录 C 梁的整体稳定系数

C.1 焊接工字形等截面简支梁

C.1.1 焊接工字形截面(图 C.1.1)简支梁的整体稳定系数 φ_b 应按式(C.1.1-1)、式(C.1.1-2)和式(C.1.1-3)计算。当按式(C.1.1-1)算得的 φ_b 值大于 0.60 时,应按表 C.1.1-2 查出相应的 φ'_b 代替 φ_b 值。

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320 Ah}{\lambda_y^2 W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \frac{235}{f_y} \quad (\text{C.1.1-1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_1}{i_y} \quad (\text{C.1.1-2})$$

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad (\text{C.1.1-3})$$

式中 β_b ——梁整体稳定的等效弯矩系数,按表 C.1.1-1 采用;

λ_y ——梁在侧向支承点间对截面弱轴 $y-y$ 的长细比;

l_1 ——工字形截面简支梁受压翼缘的自由长度(mm);

i_y ——梁毛截面对 y 轴的截面回转半径(mm);

A ——梁的毛截面面积(mm^2);

h 、 t_1 ——梁截面的全高和受压翼缘厚度(mm);

η_b ——截面不对称影响系数:

对双轴对称工字形截面(图 C.1.1a) $\eta_b = 0$;

对单轴对称工字形截面(图 C.1.1b、c);

加强受压翼缘 $\eta_b = 0.8(2a_b - 1)$;

加强受拉翼缘 $\eta_b = 2a_b - 1$;

I_1 、 I_2 ——分别为受压和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩(mm^4)。

注:公式(C.1.1-1)适用于宽翼缘工字钢和等截面铆接或高强度螺栓连接简支梁,后者的受压翼缘厚度 t_1 包括翼缘角钢厚度在内。

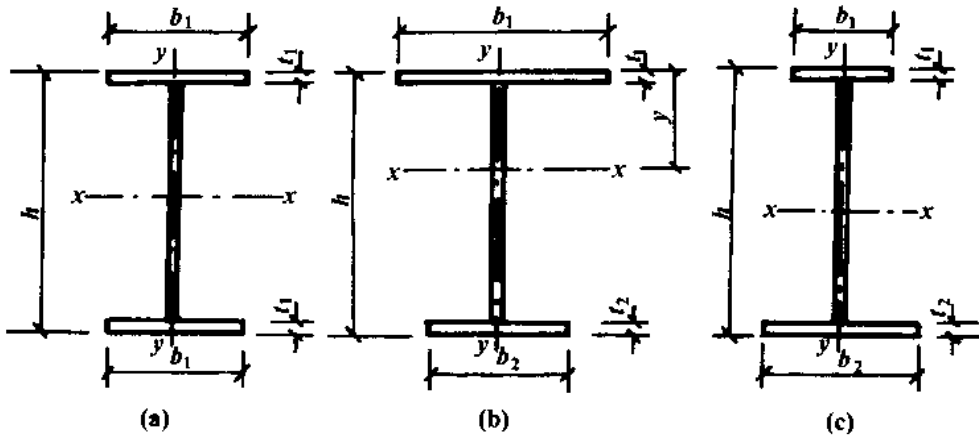


图 C.1.1 焊接工字形截面

(a)双轴对称工字形截面;(b)加强受压翼缘的单轴对称工字形截面;(c)加强受拉翼缘的单轴对称工字形截面

工字形截面简支梁的系数 β_b

表 C.1.1-1

项次	侧向支承	荷载	$\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h}$		适用范围	
			$\xi \leq 2.0$	$\xi > 2.0$		
1	跨中无侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	$0.69 + 0.13\xi$	0.95	图 C.1.1a、b 的截面
2			下翼缘	$1.73 - 0.20\xi$	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	$0.73 + 0.18\xi$	1.09	
4			下翼缘	$2.23 - 0.28\xi$	1.67	
5	跨度中点有一个侧向支承点	均布荷载作用在	上翼缘	1.15		图 C.1.1 中的所有截面
6			下翼缘	1.40		
7		集中荷载作用在截面高度上任意位置	1.75			
8	跨中有不少于两个等距离侧向支承点	任意荷载作用在	上翼缘	1.20		
9			下翼缘	1.40		
10	梁端有弯矩,但跨中无荷载作用		$1.75 - 1.05 \frac{M_2}{M_1} + 0.3$ $\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2$, 但不大于 2.3			

注:① $\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h}$ 为参数,其中 l_1 和 b_1 为简支梁受压翼缘的自由长度和宽度;

- ② M_1 、 M_2 为梁的端弯矩,使梁产生同向曲率时取同号,产生反向曲率时取异号, $|M_1| \geq |M_2|$;
- ③ 表中项次 3、4 和 7 的集中荷载是指一个或少数几个集中荷载位于跨中央附近的情况,对其它情况的集中荷载,应按表中项次 1、2、5、6 内的数值采用;
- ④ 表中项次 8、9 的 β_b ,当集中荷载作用在侧向支承点处时,取 $\beta_b = 1.20$;
- ⑤ 荷载作用在上翼缘系指荷载作用点在翼缘表面,方向指向截面形心;荷载作用在下翼缘系指荷载作用点在翼缘表面,方向背向截面形心;
- ⑥ 对 $\alpha_b > 0.8$ 的加强受压翼缘工字形截面,下列情况的 β_b 值应乘以相应的系数:

项次 1	$\xi \leq 1.0$ 时	0.95
项次 3	$\xi \leq 0.5$ 时	0.90
	$0.5 < \xi \leq 1.0$ 时	0.95

整体稳定系数 φ'_b

表 C.1.1-2

φ_b	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90
φ'_b	0.60	0.627	0.653	0.676	0.697	0.715	0.732
φ_b	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
φ'_b	0.748	0.762	0.775	0.788	0.799	0.809	0.819
φ_b	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.60	1.80
φ'_b	0.828	0.837	0.845	0.852	0.859	0.872	0.894
φ_b	2.00	2.25	2.50	3.00	3.50	≥ 4.00	
φ'_b	0.913	0.931	0.946	0.970	0.987	1.000	

注:表中 φ'_b 亦可按下式计算:

$$\varphi'_b = 1.1 - 0.4646/\varphi_b + 0.1269/(\varphi_b^{3/2})$$

C.2 轧制普通工字钢简支梁

C.2.1 轧制普通工字钢简支梁整体稳定系数 φ_b 应按表 C.2.1 采用,当所得的 φ_b 值大于 0.60 时,应按表 C.1.1-2 查出相应的 φ'_b 代替 φ_b 值。

轧制普通工字钢简支梁的 φ_b

表 C.2.1

项次	荷载情况		工字钢 型号	自由长度 l_1 (m)									
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	跨中 无侧 向支 承点 的梁	集中 荷载 作用 于	上 翼 缘	10~20	2.00	1.30	0.99	0.80	0.68	0.58	0.53	0.48	0.43
				22~32	2.40	1.48	1.09	0.86	0.72	0.62	0.54	0.49	0.45
				36~63	2.80	1.60	1.07	0.83	0.68	0.56	0.50	0.45	0.40
2		均布 荷载 作用 于	下 翼 缘	10~20	3.10	1.95	1.34	1.01	0.82	0.69	0.63	0.57	0.52
				22~40	5.50	2.80	1.84	1.37	1.07	0.86	0.73	0.64	0.56
				45~63	7.30	3.60	2.30	1.62	1.20	0.96	0.80	0.69	0.60
3		均布 荷载 作用 于	上 翼 缘	10~20	1.70	1.12	0.84	0.68	0.57	0.50	0.45	0.41	0.37
				22~40	2.10	1.30	0.93	0.73	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36
				45~63	2.60	1.45	0.97	0.73	0.59	0.50	0.44	0.38	0.35
4		均布 荷载 作用 于	下 翼 缘	10~20	2.50	1.55	1.08	0.83	0.68	0.56	0.52	0.47	0.42
				22~40	4.00	2.20	1.45	1.10	0.85	0.70	0.60	0.52	0.46
				45~63	5.60	2.80	1.80	1.25	0.95	0.78	0.65	0.55	0.49
5	跨中有侧向支 承点的梁	10~20	2.20	1.39	1.01	0.79	0.66	0.57	0.52	0.47	0.42		
		22~40	3.00	1.80	1.24	0.96	0.76	0.65	0.56	0.49	0.43		
		45~63	4.00	2.20	1.38	1.01	0.80	0.66	0.56	0.49	0.43		

注:①同表 C.1.1-1 的注③、⑤;

②表中 φ_b 适用于 Q235 钢。对其它钢号,表中数值应乘以 $235/f_y$;

③项次 5 的 φ_b 与荷载作用点在截面高度上的位置无关。

C.3 轧制槽钢简支梁

C.3.1 轧制槽钢简支梁的整体稳定系数,不论荷载的形式和荷载作用点在截面高度上的位置,均可按式(C.3.1)计算。按式(C.3.1)算得的 φ_b 大于 0.6 时,应按表 C.1.1-2 查出相应的 φ'_b 代替 φ_b 值。

$$\varphi_b = \frac{570bt}{l_1 h} \cdot \frac{235}{f_y} \quad (\text{C.3.1})$$

式中 h 、 b 、 t ——分别为槽钢截面高度、翼缘宽度和平均厚度 (mm)。

C.4 双轴对称工字形等截面悬臂梁

C.4.1 双轴对称工字形等截面悬臂梁的整体稳定系数,可按式 (C.1.1-1) 计算,式中系数 β_b 应按表 C.4.1 查得, $\lambda_y = l_1/i_y$ 中的 l_1 为悬臂梁的悬臂长度。当求得的 φ_b 大于 0.6 时,应按表 C.1.1-2 查出相应的 φ'_b 代替 φ_b 值。

双轴对称工字形等截面悬臂梁的整体稳定系数 β_b

表 C.4.1

项次	荷载形式		$\xi = \frac{l_1 t}{bh}$		
			$0.60 \leq \xi \leq 1.24$	$1.24 < \xi \leq 1.96$	$1.96 < \xi \leq 3.10$
1	自由端一个集中荷载作用在	上翼缘	$0.21 + 0.67\xi$	$0.72 + 0.26\xi$	$1.17 + 0.03\xi$
2		下翼缘	$2.94 - 0.65\xi$	$2.64 - 0.40\xi$	$2.15 - 0.15\xi$
3	均布荷载作用在上翼缘		$0.62 + 0.82\xi$	$1.25 + 0.31\xi$	$1.66 + 0.10\xi$

注:本表是按支端为固定的情况确定的,当用于由邻跨延伸出来的悬臂梁时,应在构造上采取措施加强支承处的抗扭能力。

C.5 受弯构件整体稳定系数的近似计算

C.5.1 对均匀弯曲的受弯构件,当 $\lambda_y \leq 120 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时,其整体稳定系数 φ_b 可按式 (C.5.1-1) 至 (C.5.1-5) 近似计算。当算得的 φ_b 值大于 0.60 时,不需按表 (C.1.1-2) 换算成 φ'_b 值;当按式 (C.5.1-1) 和 (C.5.1-2) 算得的 φ_b 值大于 1.0 时, φ_b 取 1.0。

C.5.1.1 对工字形截面:

$$\text{双轴对称时} \quad \varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} \quad (\text{C.5.1-1})$$

单轴对称时
$$\varphi_b = 1.07 - \frac{W_{1x}}{(2a_b + 0.1)Ah} \cdot \frac{\lambda_y^2}{14000} \cdot \frac{f_y}{235}$$
 (C.5.1-2)

C.5.1.2 对弯矩作用在对称轴平面,即绕 x 轴的 T 型截面:

(1) 弯矩使翼缘受压时:

双角钢 T 型截面
$$\varphi_b = 1 - 0.0017\lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}}$$
 (C.5.1-3)

两板组合 T 型截面
$$\varphi_b = 1 - 0.0022\lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}}$$
 (C.5.1-4)

(2) 弯矩使翼缘受拉时:

$$\varphi_b = 1.0$$
 (C.5.1-5)


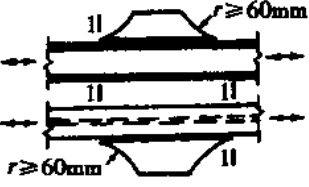
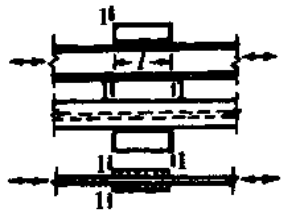

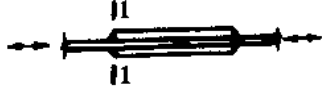
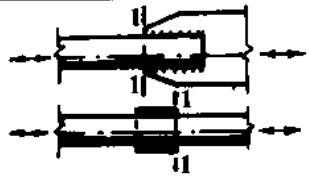

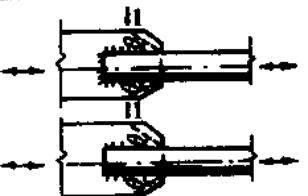
附录 D 疲劳计算的构件和连接分类

构件和连接分类

表 D.1

项次	简图	说明	类别
1		无连接处的主体金属 1. 轧制型钢 2. 钢板 (a) 两边为轧制边或刨边 (b) 两侧为自动、半自动切割边(切割质量标准应符合《钢结构工程施工及验收规范》)	1 1 2
2		横向对接焊缝附近的主体金属 1. 符合《钢结构工程施工及验收规范》的一级焊缝 2. 经加工、磨平的一级焊缝	3 2
3		不同厚度(或宽度)横向对接焊缝附近的主体金属、焊缝加工成平滑过渡并符合一级焊缝标准	2
4		纵向对接焊缝附近的主体金属, 焊缝符合二级焊缝标准	2
5		翼缘连接焊缝附近的主体金属 1. 翼缘板与腹板的连接焊缝 a. 自动焊, 二级焊缝 b. 自动焊, 三级焊缝, 外观缺陷符合二级 c. 手工焊, 三级焊缝, 外观缺陷符合二级 2. 双层翼缘板之间的连接焊缝 a. 自动焊, 三级焊缝, 外观缺陷符合二级 b. 手工焊, 三级焊缝, 外观缺陷符合二级	2 3 4 3 4

续表 D.1

项次	简图	说明	类别
6		横向加劲肋端部附近的主体金属 1. 肋端不断弧(采用回焊) 2. 肋端断弧	4 5
7		梯形节点板用对接焊缝焊于梁翼缘、腹板以及桁架构件处的主体金属,过渡处在焊后铲平、磨光、圆滑过渡,不得有焊接起弧、灭弧缺陷	5
8		矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的主体金属, $l > 150\text{mm}$	7
9		翼缘板中断处的主体金属(板端有正面焊缝)	7
10		向正面角焊缝过渡处的主体金属	6
11		两侧面角焊缝连接端部的主体金属	8
12		三面围焊的角焊缝端部主体金属	7
13		三面围焊或两侧面角焊缝连接的节点板主金属(节点板计算宽度按应力扩散角 θ 等于 30° 考虑)	7

续表 D.1

项次	简图	说明	类别
14		K形对接焊缝处的主体金属,两板轴线偏离小于 $0.15t$,焊缝为二级,焊趾角 $\alpha \leq 45^\circ$	5
15		十字接头角焊缝处的主体金属,两板轴线偏离小于 $0.15t$	7
16	角焊缝	按有效截面确定的剪应力幅计算	8
17		铆钉连接处的主体金属	3
18		连系螺栓和虚孔处的主体金属	3
19		高强度螺栓摩擦型连接处的主体金属	2

注:① 所有对接焊缝均需焊透。所有焊缝的外形尺寸均应符合现行国家标准《钢结构焊缝外形尺寸》的规定。

② 角焊缝应符合第 8.2.6 条的规定。

③ 项次 16 中的剪应力幅 $\Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min}$, 其中 τ_{\min} 的正负值为:与 τ_{\max} 同方向时,取正值;与 τ_{\max} 反方向时,取负值。

④ 第 17、18 项中的应力应以净截面面积计算,第 19 项应以毛截面面积计算。

附录 E 开口下承式钢引桥受压弦杆或翼缘的侧向稳定性验算

E.0.1 开口下承式钢引桥当无上平联时,必须对主桁梁受压弦杆或主梁的受压翼缘按轴心受压构件进行稳定性验算,计算自由长度 L_0 等于主梁或主桁的计算跨度 L 乘以系数 α , α 可按表 E.0.1 取值。表中系数 β 可按式(E.0.1-1)和式(E.0.1-2)计算:

$$\beta = \frac{L^4}{16d\delta EI_m} \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$\delta = \frac{h^3}{3EI_c} + \frac{Bh^2}{2EI_g} \quad (\text{E.0.1-2})$$

式中 L ——主桁或主梁的计算跨度(mm);

d ——节间长度(mm);

δ ——除端部开口刚架外的其它开口刚架的上节点由单位水平力作用而引起的一侧弦杆或翼缘的最大水平位移(mm/N);

h ——竖杆或横加劲肋的高度,其数值等于受压弦杆或翼缘的截面重心至横梁顶面的高度(mm);

B ——两主桁或主梁间的距离(mm⁴);

I_c ——竖杆或横加劲肋毛截面向主桁或主梁平面外弯曲对自身水平轴的惯性矩(mm⁴);

I_g ——横梁截面的惯性矩(mm⁴);

I_m ——受压弦杆或主梁翼缘毛截面对竖轴的惯性矩,取全长的平均值(mm⁴);

E ——钢的弹性模量(N/mm²)。

系数 α 的取值

表 E.0.1

β	0	5	10	15	30	60	100	150	200	300	500	1000
α	0.696	0.524	0.433	0.396	0.353	0.321	0.290	0.268	0.246	0.225	0.204	0.174

注：①系数 β 在表列数值中间时，可用插入法求得；

②上弦杆或翼缘为多边形，系数 α 亦可从上表求得。此时 δ 为跨度中间开口刚架的位移，并以受压弦杆或翼缘的总长度代替式中的计算跨度 L 。

E.0.2 开口下承式钢引桥受压弦杆或翼缘的侧向稳定性(垂直于主或主桁平面的稳定性)可按下式进行验算：

$$N_0 = \frac{\pi^2 EI_m}{L_0^2} \quad (\text{E.0.2})$$

式中 N_0 ——受压弦杆或翼缘失去稳定性的临界轴向力标准值(N)；

L_0 ——受压弦杆或翼缘的计算自由长度(mm)。

附录 F 钢引桥梁格的纵、横梁计算

F.1 计算原则

F.1.1 当梁格为等高连接时,纵梁应作为支承在横梁上的简支梁;当梁格为迭接时,纵梁应作为支承在横梁上的连续梁。纵梁的计算跨度应取横梁的间距。

F.1.2 横梁的计算简图应作为支承在主梁上的简支梁或支承在主梁上的双悬臂简支梁。横梁的计算跨度应取两主梁的间距。

F.1.3 在均布荷载作用下,桥面板传给纵梁的荷载应按下列规定计算:当梁格为迭接时,桥面板作用在纵梁上的荷载可按相邻面板区段的中线划分;当梁格为等高连接时,桥面板作用在纵梁上的荷载原则上可按等分角线分配,当板的长、短边之比大于 2 时,亦可按相邻面板的中线分配。

F.1.4 横梁承受的荷载应包括横梁自重、固定设备重力和纵梁作用在横梁上的支点反力,对等高连接的梁格,横梁承受的荷载尚应计入桥面板按等分角线分布的均布荷载。对双悬臂横梁,在计算横梁支座内力时,悬臂部分应按布满活荷载计算,在计算横梁跨中内力时,悬臂部分不应计入活荷载。

F.1.5 桥面上的活动集中荷载应按其直接作用在纵梁或横梁的最不利位置上考虑。

F.2 纵、横梁的截面设计

F.2.1 纵、横梁截面设计应满足强度和挠度要求。

- F.2.2** 纵、横梁在最大弯矩作用下的弯应力强度应按第 6.2.1 条验算。
- F.2.3** 纵、横梁在最大剪力作用下的剪应力强度应按第 6.2.1 条验算。
- F.2.4** 纵、横梁的挠度应符合第 6.3.2 条的规定。

附录 G 国内外钢板桩规格参考表

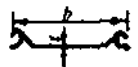
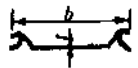
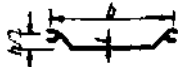

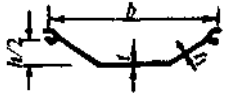
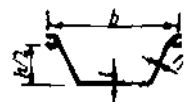
国产钢板桩规格

表 G.1

型 号	尺 寸(mm)				单根断 面 积 (cm^2)	重 量		惯性矩		断面系数	
	b	h	t_1	t_2		单根 (N/m)	单位宽度 (N/m^2)	单根 (cm^4)	单位宽度 (cm^4/m)	单根 (cm^3)	单位宽度 (cm^3/m)
鞍 IV 型	400	180	15.5	10.5	99.14	777.3	1933.3	4025	31963	343	2043
鞍 IV 型 (新)	400	180	15.5	10.5	98.70	769.9	1925.8	3970	31950	336	2043
包 IV 型	500	185	16.0	10.5	115.13	908.0	1816.0	5955	45655	424.8	2410

美国的钢板桩规格

表 G.2

型 式	供 货 厂				规 格(mm)				重 量		每 米 墙 宽			
	Inland Steel Co.	U.S. Steel Co.	Beth lehem Steel Co.	Wlerton Steel Co.	b	h	t	t_1	g N/m	G N/m ²	F cm ²	W_x cm ³	J_x cm ⁴	Z_x cm
	I-28 S	MP-101	SP 6a	WS 1	381	-	9.5	-	521	1367	174.2	129	-	-
	I-32 S	MP-102	SP 7a	WS 2	381	-	12.7	-	595	1502	199.1	129	-	-
	I-23	MP-112	SP 4	WS 3	406	68	9.5	-	457	1123	143.0	129	566	1.98
	I-28	MP-113	SP 5	WS 4	406	68	12.7	-	555	1367	174.0	134	618	1.88
	I-22	MP-115	AP-3	-	498	152	9.5	9.5	536	1074	136.8	290	2581	4.34
					498	169	9.5	9.5	536	1074	136.8	290	2581	4.34
					498	178	9.5	9.5	536	1074	136.8	290		
	I-27	MP-116	DP-2	-	406	254	9.5	9.5	536	1318	167.9	575	5442	5.70

续表 G.2


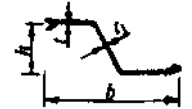
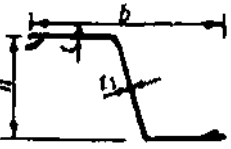
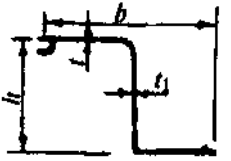
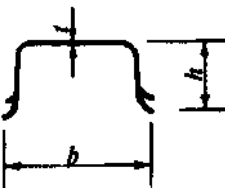
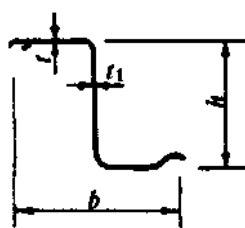
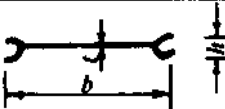
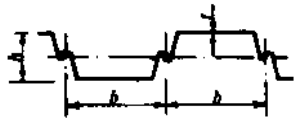
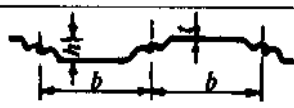

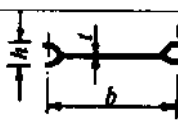
型 式	供 货 厂				规 格 (mm)				重 量		每 米 墙 宽			
	Inland Steel Co.	U. S. Steel Co.	Beth lehem Steel Co.	Wlerton Steel Co.	b	h	t	t_1	g N/m	G N/m ²	F cm ²	W_x cm ³	J_x cm ⁴	Z_x cm
	I-32	MP-110	DP-1	-	406	305	12.3	9.5	635	1562	199	823	8933	6.70
	-	-	ZP 27	-	457	305	9.5	9.5	603	1318	168.2	1624	2516	3.86
	-	MZ 32	ZP 32	-	533	292	12.7	9.5	833	1562	199	2059	30061	12.3
	-	MZ 38	ZP 38	-	457	305	12.7	9.5	848	1855	236.3	2516	38369	12.8

表 G.3

型 式	型 号	规 格 (mm)				重 量		每 米 墙 宽				
		b	h	t	t_1	g	G	F	W_x	J_x	i_x	
						N/m	N/m ²	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm	
U—型 	YSP - I	400	75	8.0	-	365	912	116.2	509	3820	5.7	
	YSP U - 5	400	80	7.6	-	355	887	113.0	527	4220	6.1	
	YSP - II	400	100	10.5	-	480	1200	153.0	869	8690	7.5	
	YSP U - 9	400	110	9.3	-	432	1080	137.5	880	9680	8.4	
	YSP - III	400	125	13.0	-	600	1500	191.1	1310	16400	9.3	
	YSP U - 15	400	150	12.2	-	584	1460	186.0	1520	22800	11.1	
	YSP - IV	400	155	15.5	-	764	1910	243.4	2060	31900	11.4	
	YSP U - 23	400	175	14.7	-	740	1850	235.5	2250	39400	12.9	
	YSP - V	420	175	22.0	-	1050	2500	319.1	3150	55200	13.2	
Z—型 	YSP Z - 14	400	235	9.4	8.2	519	1300	165.2	1380	16200	9.9	
	YSP Z - 25	400	305	13.0	9.6	740	1850	235.8	2510	38300	12.7	
	YSP Z - 32	400	344	14.2	10.4	845	2110	269.3	3190	54900	14.3	
	YSP Z - 38	400	364	17.2	11.4	960	2400	305.5	3800	69200	15.1	
	YSP Z - 45	400	360	21.5	12.5	1100	2900	371.0	4550	82200	14.9	
F—型 	YSP F	400	45	9.5		542	1360	172.7	120	525	1.7	

法国的钢板桩规格

表 G.4

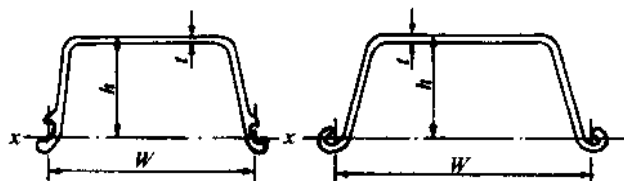
型 式	型 号	规 格 (mm)				重 量		每 米 墙 宽				
		b	h	t	t_1	g N/m	G N/m ²	F cm ²	W_x cm ³	J_x cm ⁴	i_x cm	
	I _c	405	100	6.5	-	301	744	94.6	262	1310	3.71	
	I _a	400	126	6.6	-	329	823	105	360	2270	4.60	
	3I	450	150	9.5	-	450	1000	127	460	3450	5.21	
	I	400	150	7.8	-	400	1000	127	500	3700	5.40	
	II	400	200	10.0	-	488	1220	156	850	8500	7.40	
	III	400	247	14.0	-	620	1550	198	1360	16800	9.20	
	IV	400	310	15.5	-	748	1870	239	2040	31600	11.50	
	V	420	344	21.0	-	1000	2380	300	2960	50900	13.00	
	VI	420	440	22.0	-	1220	2900	369	4200	92000	15.80	
	Ian	400	220	7.5	-	356	890	113	600	6640	7.65	
	IIIn	400	270	9.5	-	488	1220	156	1100	14850	9.75	
	IIIIn	400	290	13.0	-	620	1550	198	1600	23200	10.85	
	IVIn	400	360	14.8	-	740	1850	236	2200	39600	12.95	
	IIIs	500	340	12.8	-	696	1390	177	1600	27500	12.44	
	IIIIs	500	380	14.3	-	790	1580	201	2000	38000	13.73	
IVIs	500	440	15.5	-	880	1760	224	2500	54800	15.70		
	00	325	75	5	-	178	550	69.8	134	502	2.69	
	P-标准	324	95	9.5	-	550	1700	216	204	947	2.09	
	P-增强	324	98	12.7	-	619	1920	245	207	964	1.99	
	400 G	400	90	9.5	-	540	1350	171.8	110	480	1.23	
	400 G	400	90	12	-	598	1495	190.4	110	480	1.3	

英国的钢板桩规格

表 G.5

型 式	型 号	规 格 (mm)				重 量		每 米 墙 宽			
		b	h	t	t ₁	g N/m	G N/m ²	F cm ²	W _x cm ³	J _x cm ⁴	i _x cm
	1A	400	130	7.2	5.8	336	840	107	384	2496	4.576
	1B	400	178	7.1	6.4	356	890	114	562	4998	6.315
	1GB	400	130	8.1	5.8	362	900	115	419	2729	4.656
	1U	400	130	9.4	9.4	424	1060	135	489	3184	4.613
	2	400	200	10.2	7.8	488	1220	156	850	8494	6.967
	2B	400	270	8.6	7.1	467	1170	149	1013	13663	8.658
	2N	400	270	9.4	7.1	488	1220	156	1101	14855	9.021
	3	400	247	14.0	8.9	620	1550	198	1360	16839	8.774
	3B	400	298	13.5	8.9	621	1550	198	1602	23910	10.335
	4A	400	381	15.7	9.4	740	1850	236	2371	45160	12.816
	4B	421	343	15.5	10.9	845	2010	256	2285	39165	11.365
	4/20	508	381	14.3	9.4	825	1620	207	2266	43167	13.953
	5	421	343	22.1	11.9	1000	2380	303	2962	50777	12.445
	6	420	440	22.0	14.0	1220	2900	370	4200	92298	14.483
	10A	450	200	12.7	12.7	601	1330	170	629	6290	4.729
10B/20	508	171	12.7	12.7	664	1310	167	706	6054	5.389	
2/10A	400 450	122	10.2 12.7	7.8 12.7	488 6.1	1280	164	371	2752	2.898	

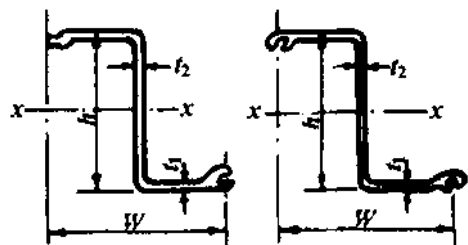
日本的钢板桩规格



U形钢板桩

表 G.6

种 类	尺 寸			断 面 积 每根桩 cm ²	重 量		断面惯性矩		断 面 系 数	
	W mm	h mm	t mm		每根桩 N/m	每米宽墙 N/m ²	每根桩 cm ⁴	每米宽墙 cm ⁴	每根桩 cm ³	每米宽墙 cm ³
YSP—I	400	75	8.0	46.49	365	912	429	3820	66.4	509
YSP—U ₅	400	80	7.6	45.21	355	888	454	4220	64.7	527
FSP—I _A	400	85	8.0	45.21	355	888	598	4500	88.0	529
YSP—II	400	100	10.5	61.18	480	1200	986	8690	121	869
FSP—II	400	100	10.5	61.18	480	1200	1240	8740	152	874
YSP—U ₉	400	110	9.3	55.01	432	1080	1070	9680	120	880
FSP—II _A	400	120	9.2	55.01	432	1080	1460	10600	160	880
YSP—III	400	125	13.0	76.42	600	1500	1920	16400	196	1310
FSP—III	400	125	13.0	76.42	600	1500	2220	16800	223	1340
YSP—U ₁₅	400	150	12.2	74.40	584	1460	2700	22800	238	1.520
FSP—III _A	400	150	13.1	74.40	584	1460	2790	22800	250	1520
YSP—IV	400	155	15.5	96.99	761	1900	3690	31900	311	2060
FSP—IV	400	170	15.5	96.99	761	1900	4670	38600	362	2270
FSP—U ₂₅	400	175	14.7	94.21	740	1850	4380	39400	330	2250
FSP—IV _A	400	185	16.1	94.21	740	1850	5300	41600	400	2250
YSP—V	420	175	22.0	134.0	1050	2500	5950	55200	433	3150
FSP—V ₁	500	200	24.3	133.8	1050	2100	7960	63000	520	3150
FSP—VI ₁	500	225	27.6	153.0	1200	2400	11400	86000	680	3820

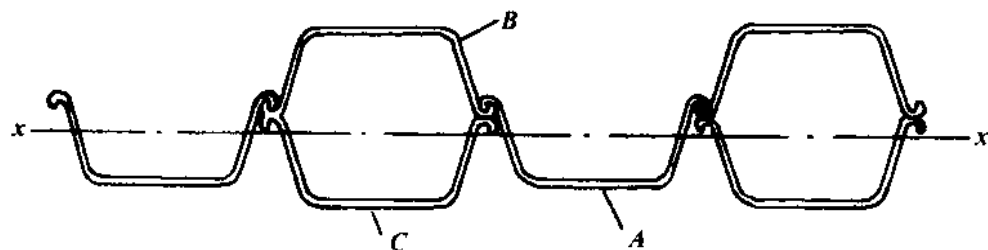


仅 FSP—Z45

Z形钢板桩

表 G.7

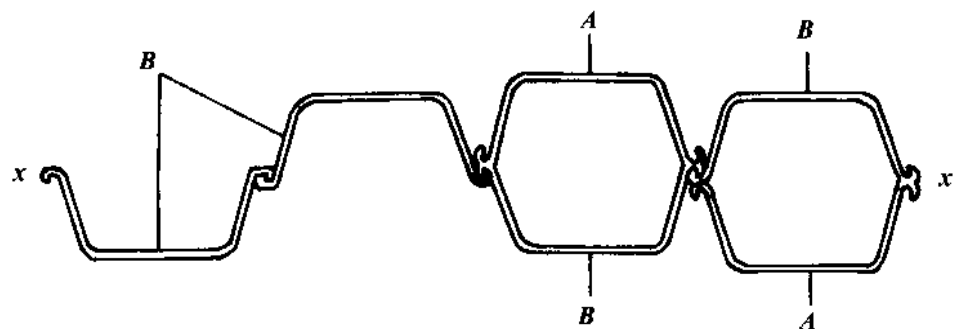
种 类		尺 寸				断 面 积		重 量		断 面 惯 性 矩		断 面 系 数	
		W mm	h mm	t ₁ mm	t ₂ mm	每根桩 cm ²	每根桩 N/m	每米宽墙 N/m ²	每根桩 cm ⁴	每米宽墙 cm ⁴	每根桩 cm ³	每米宽墙 cm ³	
	YSP—Z ₁₄	400	235	9.4	8.2	66.06	519	1300	6480	16200	552	1380	
FSP—Z ₂₅	YSP—Z ₂₅	400	305	13.0	9.6	94.32	740	1850	15300	38300	1000	2510	
FSP—Z ₃₂	YSP—Z ₃₂	400	344	14.2	10.4	107.7	845	2110	22000	55000	1280	3200	
FSP—Z ₃₈	YSP—Z ₃₈	400	364	17.2	11.4	122.2	960	2400	27700	69200	1540	3800	
	YSP—Z ₄₅	400	360	21.5	12.5	148.2	1160	2900	32900	82200	1820	4550	
FSP—Z ₄₅		400	367	21.9	13.2	148.2	1160	2900	33400	83500	1820	4550	



组合钢板桩(型式一)

表 G.8

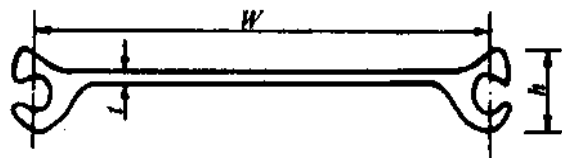
型 式			断面积	断面 惯性矩	断面 系数	重 量 N/m^2										
						缩短 A 的情况						缩短 C 的情况				
A	B	C	cm^2/m	cm^4/m	cm^3/m	100%	90%	80%	70%	60%	50%	90%	80%	70%	60%	50%
FSP—V ₁	FSP—V ₁	FSP—V ₁	401.4	99.000	3.810	3150	3045	2940	2835	2730	2625	3045	2940	2835	2730	2625
FSP—V ₁	FSP—VI ₁	FSP—VI ₁	420.6	110.000	4.110	3300	3195	3090	2985	2880	2775	3180	3040	2940	2820	2600
FSP—V ₁	FSP—VI ₁	FSP—VI ₁	439.8	127.000	4.510	3450	3345	3240	3135	3030	2925	3330	3210	3090	2970	2850
FSP—VI ₁	FSP—VI ₁	FSP—VI ₁	459.0	134.000	4.640	3600	3480	3360	3240	3120	3000	3480	3360	3240	3120	3000



组合钢板桩(型式二)

表 G.9

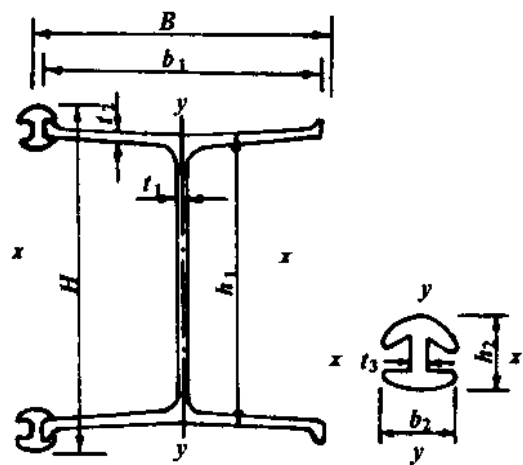
型 式	断面积	断 面 惯性矩	断 面 系数	重 量 N/m ²					
				缩短 A 的情况					
A、B	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	100%	90%	80%	70%	60%	50%
FSP-I _A	169.5	8.950	920	1330	1290	1240	1200	1150	1110
FSP-II	229.5	17.600	1.520	1800	1740	1680	1620	1560	1500
FSP-II _A	206.2	20.000	1.510	1620	1560	1510	1460	1400	1350
FSP-III	286.5	32.900	2.310	2250	2170	2100	2020	1950	1870
FSP-III _A	279.0	41.800	2.550	2190	2120	2040	1970	1900	1820
FSP-IV	363.7	71.300	3.830	2850	2760	2660	2570	2470	2380
FSP-IV _A	353.3	74.800	3.740	2770	2680	2590	2500	2400	2310
FSP-V ₁	401.4	112.000	5.200	3150	3050	2940	2840	2730	2630
FSP-VI ₁	459.0	151.000	6.260	3600	3480	3360	3240	3120	3000



直线形钢板桩

表 G.10

种 类	尺 寸			断 面 积 每根桩 cm ²	重 量		断面惯性 矩每根桩 cm ⁴	断面系数 每根桩 cm ³
	W mm	A mm	t mm		每根桩 N/m	每米宽墙 N/m ²		
YSP - F, FSP - F	400	44.5	9.5	69.07	542	1360	190	47.8
YSP - FA, FSP - FA	400	44.5	12.7	77.50	608	1520	196	48.3



H形钢板桩

表 G.11

本 体	尺 寸 mm						断面积	重 量	接 头	尺 寸 mm			断面积	重 量
	H	B	b_1	h_1	t_1	t_2	cm^2	N/m		b_2	h_2	t_3	cm^2	N/m
	486	420	403	410	10	13.5	165.0	1300		67	64	14	22.99	180

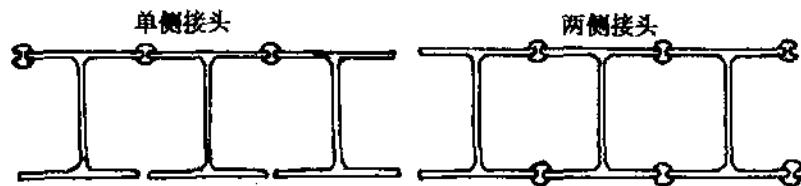


表 G.12

形 式	主要尺寸 mm				断面积 每根桩 cm ²	重 量		断面惯性矩		断 面 系 数	
	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>t</i> ₁	<i>t</i> ₂		每根桩 N/m	每米墙宽 N/m ²	每根桩 cm ⁴	每米墙宽 cm ⁴ /m	每根桩 cm ³	每米墙宽 cm ³ /m
单侧接头 两侧接头	486	420	10	13.5	188.0	1480	3510	64000	152000	2770	6600
					211.0	1660	3940	75700	180000	3120	7420

注:本表中的重量系接头长度与板桩长度相同时的数值。

德国的钢板桩规格

表 G.13

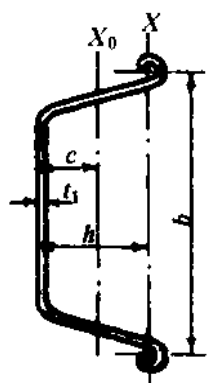
型 号	尺 寸(mm)				重 量		惯性 半径 i (cm)	截面面积 (cm^2)		截 面 系 数 (cm^3)			板桩壁 惯性矩 (cm^4) (每 1m)
	b	h	t_1	t_2	N/m	N/m^2		每根 板桩	每延 米板 桩	对板桩 中和轴 (每根)	对板桩 中和轴 (每 1m)	对板桩 壁中和轴 (每 1m)	
0	275	150	5	4.5	154	560				16.3	60	121	453
0 _a	350	160	4.5	4.5	165	470	2.94		60			130	520
I	400	150	8	7 8	380 400	960 1000			127	89.6 90	224	500	3750
I _新	400	220	9		400	1000						700	7700
I _a	400	130	7	6 6.5	328	820	4.87		104	65.6	164	380	2470
I _{a新}	400	220	7.5	6.3	356	890	7.63		113			600	6600
I _b	355 360	100	6.5	6	270 274	760				44.8	125	250	1250
II	400	200	10.2 10.5	8.7 8.0	488 490	1220	7.37		156	152.4	381	850 849	8500
II _新	400	270	9.5	7.5	488	1220	9.75		156			1100	14850
II _a	400	270	8.4 8.0	7	464 456	1160 1140				230 229.6	575	1000 970	13500
III	400	247	14.2 14.5	9.2 8	620	1550	9.18		198	203.2	508	1350 1363	18200
III _新	400	290	13	8.5	620	1550	10.83		198			1600	23200
II _a	400	290	11	8	564 572	1410 1430				322	805	1400	20300



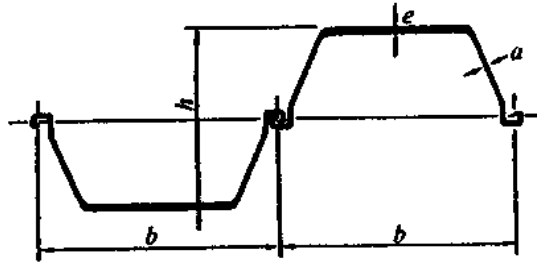
注: O、X、VI、VII
型为特殊型

续表 G.13

型 号	尺 寸(mm)				重 量		惯性 半径 i (cm)	截面面积 (cm ²)		截 面 系 数 (cm ³)			板桩壁 惯性矩 (cm ⁴) (每 1m)
	b	h	t_1	t_2	N/m	N/m ²		每根 板桩	每延 米板 桩	对板桩 中和轴 (每根)	对板桩 中和轴 (每 1m)	对板桩 壁中和轴 (每 1m)	
IV	400	310 360	15.5 13.0	9 9	750 690	1870 1720				315.2 374	788 936	2037 2000	31600 36000
IV _新	400	360	14.8	10	740	1850	12.94		236			2200	39600
IV _a	400	360 310	19.0 19.5	9 9	688 750	1720 1870				373.7 315	936 788	2000 2037	36000
V	420	360 344	20.5 22.0	12 11	1000	2380	13.35		303	423.0 402.8	1007	3000 2962	54000
V _新													
V _a	420	420	16	10	924	2200						3000	
VI	420	440	22	14	1218	2900	15.80		370			4200	92400
VI _a	420	440	22	13	1230	2930				714	1700	4170	
VII	460	460	26	14	1426	3100	17.10		394			5000	115000
X	450	145	9.5	9.5	459	1020	4.40		130			356	
X _v	450	145	10.5	10.2	504	1120	4.44		143			390	
XI	290 287	50 49	14	9 12	435	1500	1.56		191	34.8	89.5	190	
XII	450	155	12	12	576	1280	5.60		163			660	



卢森堡钢板桩

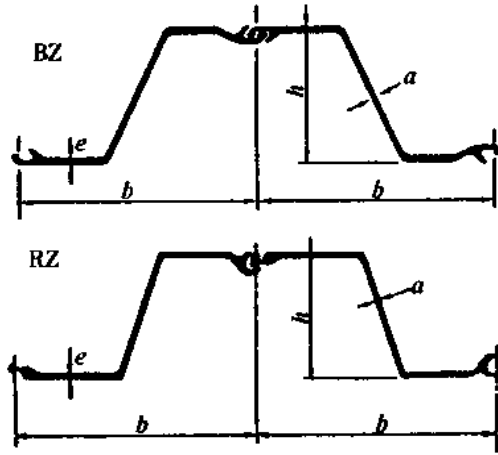


U 型

表 G.14

断面型式	宽度 b mm	高度 h mm	后背厚 e mm	翼缘厚 a mm	每米墙 截面积 cm^2/m	质 量		墙的截 面模量 cm^3/m	墙 的 惯性矩 cm^4/m
						kg/m 桩	kg/m ² 墙		
PU6	600	226	7.5	6.4	96	45.3	75	600	6720
PU8	600	280	8.0	8.0	116	54.5	91	830	11610
PU12	600	360	9.8	9.0	140	65.9	110	1200	21550
PU16	600	380	12.0	9.0	159	74.7	124	1600	30520
PU20	600	400	12.4	9.7	180	84.7	141	2000	39970
PU25	600	452	14.2	10.0	200	94.1	157	2500	56500
PU32	600	452	19.5	11.0	243	114.6	191	3200	72260
L2S	500	340	12.3	9.0	177	69.6	139	1600	27500
L3S	500	380	14.1	10.0	201	79.0	158	2000	38000
L4S	500	440	15.5	10.0	224	88.0	176	2500	54800
L5S	500	450	20.6	11.5	270	106.0	212	3200	72000

注：小宽度 U 型 L31, L2N, L3N, L6, JSP2, JSP3, JSP4 的资料见表 J18。

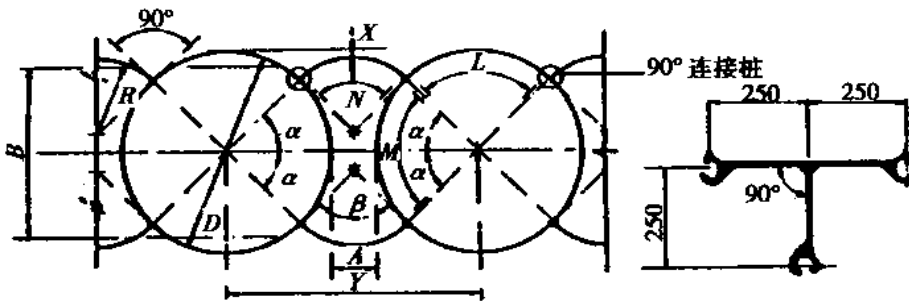


Z 型

表 G.15

断面 型式	宽度 b mm	高度 h mm	翼缘厚 e mm	腹板厚 a mm	每米墙 截面积 cm^2/m	质 量		墙的截 面模量 cm^3/m	墙 的 惯性矩 cm^4/m
						kg/m 桩	kg/m ² 墙		
BZ 7	550	190	8.0	8.0	118	51.0	93	760	7170
BZ12, 1L	575	261	9.5	9.5	143	64.4	112	1210	15780
RZ 10	550	286	10.0	9.5	164	71.0	129	1640	23500
BZ 16, 4	500	300	9.5	9.5	164	64.4	129	1640	24580
BZ 17	500	300	10.0	9.5	167	65.4	131	1670	25080
RZ 11	485	303	10.0	9.5	186	71.0	146	2000	30300
BZ 20, 7L	575	325	13.2	10.0	187	84.6	147	2070	33580
BZ 26	500	350	13.2	10.0	216	84.6	169	2600	45320
BZ 32	500	352	19.0	11.5	265	103.9	208	3200	56220
BZ 37	500	350	20.0	12.0	298	117.0	234	3650	63880
BZ 42	500	354	24.0	14.0	345	135.3	271	4200	73920

连接点为 90° 的圆形格室桩



几何数据的计算基于:

—圆形: R500J12

—连接弧: R500J9,5 和 12

$A = Y - D$

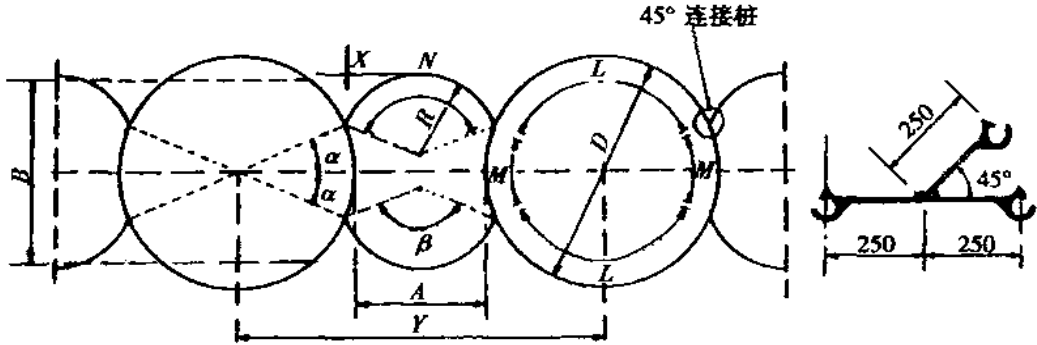
每个系统				几何数据							
格室总数	L 块	M 块	弧 N 块	D m	R m	Y m	X m	α °	β °	B 2个弧 m	B 1个弧 m
60	15	13	10	9.55	3.75	12.12	0.62	42.0	84.0	8.22	7.06
	15	13	11		4.09	12.57	0.53	42.0	84.0	8.25	6.97
	13	15	10		3.28	11.27	0.14	48.0	96.0	8.70	7.53
	13	15	11		3.58	11.71	0.04	48.0	96.0	8.76	7.44
64	15	15	10	10.19	3.50	12.15	0.47	45.0	90.0	9.00	7.85
	15	15	11		3.82	12.60	0.37	45.0	90.0	9.04	7.75
	15	15	12		4.14	13.05	0.28	45.0	90.0	9.09	7.66
	15	15	13		4.46	13.50	0.19	45.0	90.0	9.14	7.59
68	17	15	11	10.82	4.06	13.47	0.71	42.4	84.7	9.33	8.08
	17	15	12		4.40	13.92	0.62	42.4	84.7	9.37	7.99
	15	17	12		3.91	13.07	0.14	47.6	95.3	9.86	8.45
	15	17	13		4.21	13.51	0.04	47.6	95.3	9.92	8.36
72	17	17	11	11.46	3.82	13.50	0.56	45.0	90.0	10.11	8.87
	17	17	12		4.14	13.95	0.47	45.0	90.0	10.15	8.77
	15	19	11		3.44	12.63	0.11	50.0	100.0	10.56	9.36
	15	19	12		3.72	13.07	0.01	50.0	100.0	10.62	9.25

续表 G.16

每个系统				几何数据							
格室 总数	L 块	M 块	弧 N 块	D m	R m	Y m	X m	α °	β °	B 2个弧 m	B 1个弧 m
76	19	17	12	12.10	4.37	14.82	0.80	42.6	85.3	10.45	9.10
	17	19	12		3.93	13.98	0.33	47.4	94.7	10.91	9.57
	17	19	13		4.23	14.42	0.23	47.4	94.7	10.96	9.47
	17	19	14		4.54	14.87	0.13	47.4	94.7	11.02	9.37
80	19	19	12	12.73	4.14	14.86	0.65	45.0	90.0	11.22	9.89
	19	19	13		4.46	15.31	0.56	45.0	90.0	11.26	9.79
	17	21	13		4.05	14.43	0.11	49.5	99.0	11.72	10.27
	17	21	14		4.34	14.87	0.00	49.5	99.0	11.78	10.17
84	19	21	12	13.37	3.95	14.88	0.52	47.1	94.3	11.98	10.70
	19	21	13		4.25	15.33	0.42	47.1	94.3	12.07	10.59
	19	21	14		4.56	15.78	0.33	47.1	94.3	12.02	10.48
	19	21	15		4.86	16.22	0.23	47.1	94.3	12.12	10.39
88	21	21	13	14.01	4.46	16.21	0.75	45.0	90.0	12.33	10.92
	21	21	14		4.77	16.66	0.65	45.0	90.0	12.37	10.81
	19	23	14		4.38	15.79	0.20	49.1	98.2	12.82	11.29
	19	23	15		4.67	16.23	0.10	49.1	98.2	12.88	11.19
92	21	23	13	14.64	4.27	16.24	0.61	47.0	93.9	13.09	11.73
	21	23	14		4.58	16.68	0.52	47.0	93.9	13.13	11.61
	21	23	15		4.88	17.13	0.42	47.0	93.9	13.17	11.50
	19	25	14		4.22	15.79	0.08	50.9	101.7	13.57	12.12
96	21	25	13	15.28	4.11	16.26	0.49	48.8	97.5	13.84	12.56
	21	25	14		4.41	16.70	0.39	48.8	97.5	13.88	12.43
	21	25	15		4.70	17.14	0.29	48.8	97.5	13.93	12.31
	21	25	16		5.00	17.58	0.19	48.8	97.5	13.98	12.20
100	23	25	14	15.92	4.59	17.59	0.71	46.8	93.6	14.20	12.76
	23	25	15		4.90	18.03	0.61	46.8	93.6	14.24	12.63
	21	27	15		4.55	17.15	0.18	50.4	100.8	14.68	13.14
	21	27	16		4.83	17.59	0.07	50.4	100.8	14.73	13.02

对高度大于 15m 的格室,因拉力大,所以不推荐用装配式 90°连接桩

连接点为 45° 的圆形格室桩



几何数据的计算基于:

—圆形: R500J12

—连接弧: R500J9.5 和 12

$A = Y - D$

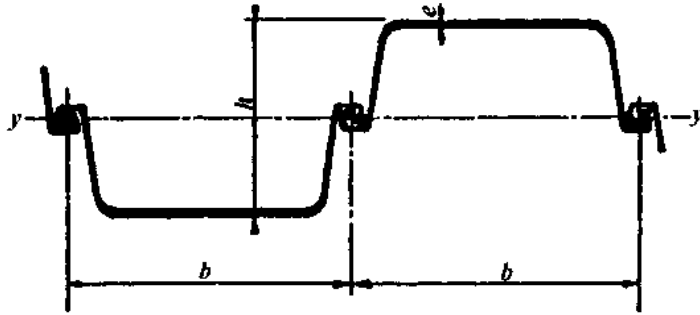
格室总数	每个系统			几何数据								B 2个弧 m	B 1个弧 m
	L 块	M 块	弧 N 块	D m	R m	Y m	X m	α °	β °				
60	21	7	15	9.55	3.32	14.93	0.70	24.0	138.0	7.55	6.18		
	21	7	17		3.74	15.70	0.44	24.0	138.0	7.70	6.13		
	21	7	19		4.15	16.48	0.17	24.0	138.0	7.86	6.11		
64	23	7	17	10.19	3.82	16.47	0.79	22.5	135.0	7.96	6.45		
	23	7	19		4.24	17.25	0.52	22.5	135.0	8.10	6.41		
	23	7	21		4.67	18.04	0.26	22.5	135.0	8.26	6.39		
68	23	9	15	10.82	3.21	15.77	0.81	26.5	142.9	8.69	7.26		
	23	9	17		3.61	16.53	0.54	26.5	142.9	8.83	7.20		
	23	9	19		4.01	17.29	0.26	26.5	142.9	8.99	7.15		
72	25	9	17	11.46	3.68	17.31	0.88	25.0	140.0	9.10	7.53		
	25	9	19		4.09	18.08	0.62	25.0	140.0	9.24	7.47		
	25	9	21		4.50	18.85	0.35	25.0	140.0	9.40	7.43		
76	27	9	19	12.10	4.17	18.85	0.96	23.7	137.4	9.51	7.80		
	27	9	21		4.59	19.63	0.70	23.7	137.4	9.65	7.75		
	27	9	23		5.01	20.40	0.43	23.7	137.4	9.80	7.72		

续表 G.17

每个系统				几何数据							
格室 总数	L 块	M 块	弧 N 块	D m	R m	Y m	X m	α °	β °	B 2个弧 m	B 1个弧 m
80	27	11	19	12.73	3.98	18.91	0.73	27.0	144.0	10.37	8.55
	27	11	21		4.38	19.67	0.45	27.0	144.0	10.52	8.50
	27	11	23		4.77	20.43	0.18	27.0	144.0	10.69	8.46
84	29	11	21	13.37	4.46	20.46	0.80	25.7	141.4	10.79	8.82
	29	11	23		4.86	21.22	0.53	25.7	141.4	10.93	8.77
	29	11	25		5.27	21.99	0.26	25.7	141.4	11.10	8.74
88	29	13	19	14.01	3.89	19.76	0.85	28.6	147.3	11.50	9.65
	29	13	21		4.28	20.50	0.57	28.6	147.3	11.64	9.57
	29	13	23		4.67	21.25	0.29	28.6	147.3	11.80	9.52
92	31	13	21	14.64	4.35	21.30	0.92	27.4	144.8	11.92	9.91
	31	13	23		4.75	22.05	0.64	27.4	144.8	12.06	9.85
	31	13	25		5.14	22.81	0.36	27.4	144.8	12.22	9.80
96	31	15	19	15.28	3.82	20.61	0.99	30.0	150.0	12.62	10.76
	31	15	21		4.20	21.35	0.71	30.0	150.0	12.75	10.67
	31	15	23		4.58	22.09	0.42	30.0	150.0	12.90	10.60
100	33	15	21	15.92	4.27	22.15	1.05	28.8	147.6	13.04	11.01
	33	15	23		4.66	22.89	0.77	28.8	147.6	13.17	10.93
	33	15	25		5.05	23.64	0.49	28.8	147.6	13.33	10.87
104	33	17	21	16.55	4.14	22.20	0.85	31.2	152.3	13.86	11.78
	33	17	23		4.51	22.93	0.56	31.2	152.3	14.00	11.69
	33	17	25		4.89	23.66	0.27	31.2	152.3	14.16	11.63
108	35	17	23	17.19	4.58	23.74	0.90	30.0	150.0	14.29	12.03
	35	17	25		4.97	24.48	0.62	30.0	150.0	14.43	11.96
	35	17	27		5.35	25.22	0.33	30.0	150.0	14.59	11.90
112	35	19	21	17.83	4.08	23.06	0.99	32.1	154.3	14.97	12.90
	35	19	23		4.46	23.78	0.71	32.1	154.3	15.11	12.80
	35	19	25		4.83	24.51	0.42	32.1	154.3	15.26	12.72
116	37	19	23	18.46	4.52	24.59	1.04	31.0	152.1	15.40	13.14
	37	19	25		4.90	25.33	0.76	31.0	152.1	15.54	13.06
	37	19	27		5.27	26.06	0.47	31.0	152.1	15.69	12.98
120	37	21	23	19.10	4.41	24.64	0.86	33.0	156.0	16.21	13.92
	37	21	25		4.77	25.36	0.57	33.0	156.0	16.35	13.83
	37	21	27		5.14	26.08	0.28	33.0	156.0	16.51	13.75

续表 G.17

每个系统				几何数据							
格室 总数	L 块	M 块	弧 N 块	D m	R m	Y m	X m	α °	β °	B 2个弧 m	B 1个弧 m
124	39	21	25	19.74	4.84	26.18	0.90	31.9	153.9	16.65	14.17
	39	21	27		5.21	26.90	0.61	31.9	153.9	16.79	14.08
	39	21	29		5.59	27.63	0.33	31.9	153.9	16.95	14.01
128	39	23	23	20.37	4.37	25.50	1.01	33.8	157.5	17.32	15.05
	39	23	25		4.73	26.22	0.72	33.8	157.5	17.45	14.94
	39	23	27		5.09	26.93	0.43	33.8	157.5	17.60	14.85
132	41	23	25	21.01	4.79	27.04	1.05	32.7	155.5	17.76	15.29
	41	23	27		5.16	27.76	0.76	32.7	155.5	17.89	15.19
	41	23	29		5.53	28.48	0.47	32.7	155.5	18.05	15.11
136	41	25	25	21.65	4.69	27.08	0.88	34.4	158.8	18.55	16.07
	41	25	27		5.05	27.79	0.58	34.4	158.8	18.69	15.97
	41	25	29		5.41	28.50	0.29	34.4	158.8	18.85	15.88
140	41	27	23	22.28	4.24	26.41	1.01	36.0	162.0	19.20	16.98
	41	27	25		4.60	27.11	0.71	36.0	162.0	19.34	16.86
	41	27	27		4.95	27.81	0.42	36.0	162.0	19.49	16.75
144	43	27	25	22.92	4.66	27.94	1.04	35.0	160.0	19.65	17.21
	43	27	27		5.01	28.65	0.74	35.0	160.0	19.79	17.09
	43	27	29		5.37	29.35	0.45	35.0	160.0	19.94	17.00
148	43	29	25	23.55	4.57	27.98	0.88	36.5	163.0	20.43	18.00
	43	29	27		4.92	28.67	0.58	36.5	163.0	20.57	17.89
	43	29	29		5.27	29.37	0.28	36.5	163.0	20.73	17.78
152	45	29	27	24.19	4.98	29.51	0.91	35.5	161.1	20.88	18.23
	45	29	29		5.34	30.22	0.61	35.5	161.1	21.03	18.12
	45	29	31		5.69	30.92	0.31	35.5	161.1	21.19	18.03
156	45	31	25	24.83	4.55	28.85	1.05	36.9	163.8	21.53	19.16
	45	31	27		4.90	29.54	0.75	36.9	163.8	21.66	19.03
	45	31	29		5.25	30.24	0.45	36.9	163.8	21.81	18.91
160	47	31	27	25.46	4.95	30.38	1.07	36.0	162.0	21.98	19.37
	47	31	29		5.31	31.08	0.77	36.0	162.0	22.12	19.25
	47	31	31		5.66	31.78	0.47	36.0	162.0	22.27	19.15
164	47	33	27	26.10	4.87	30.42	0.92	37.3	164.6	22.76	20.17
	47	33	29		5.22	31.11	0.62	37.3	164.6	22.90	20.05
	47	33	31		5.57	31.79	0.32	37.3	164.6	23.05	19.94



断面 型式	宽度 b mm	高度 h mm	后背厚 a mm	每米墙 截面积	质量		墙的截面模量		墙的惯性矩	
					kg/m 桩	kg/m ² 墙	cm ³ 桩	cm ³ /m 墙*	cm ⁴ 桩	cm ⁴ /m 墙
L31	450	150	9.5	127	45.0	100	113	460	680	3450
L2N	400	270	9.5	156	48.8	122	224	1100	2226	14900
L3N	400	290	13.0	198	62.0	155	264	1600	2968	23200
L6	420	438	23.5	370	122.0	290	770	4200	12390	92000
JSP2	400	200	10.5	153	48.0	120	152	874	1240	8740
JSP3	400	250	13.0	191	60.0	150	223	1340	2220	16800
JSP4	400	340	15.5	242	76.1	190	362	2270	4670	38600

* 看作是对中性轴： $y-y$

附录 H 本规范用词用语说明

H.0.1 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”或“可”;

反面词采用“不宜”。

H.0.2 条文中指定应按其它有关标准、规范执行时,写法为“应符合……的有关规定”或“应按……执行”。

附加说明

本规范主编单位、参加单位 和主要起草人名单

主 编 单 位：中交水运规划设计院

参 加 单 位：天津大学

主要起草人：吕江华

（以下按姓氏笔画为序）

王 鹏 杨树忠 夏琪珮

中华人民共和国行业标准

港口工程钢结构设计规范

JTJ 283—99

条文说明

制定说明

本规范是根据交基发[1995]986号文《关于下达1995年度水运工程建设标准、定额编制计划的通知》和基技字[1996]105号文《关于港口工程钢结构设计规范编写工作大纲的批复》的要求制定。主编单位为中交水运规划设计院,参加单位为天津大学。

本规范是在广泛深入调查研究的基础上,总结了我国港口工程钢结构的实践经验,广泛征求了有关单位和专家的意见,经反复讨论修改而成。为便于使用者正确理解和掌握本规范的条文,在编写条文的同时,编写了条文说明。

本规范条文、条文说明及附录的编写人员分工如下:

第1章	杨树忠	吕江华	
第2章	杨树忠	吕江华	
第3章	吕江华		
第4章	杨树忠	吕江华	
第5章	吕江华	王鹏	
第6章	吕江华	夏琪琍	
第7章	杨树忠		
第8章	杨树忠		
第9章	吕江华	夏琪琍	杨树忠
第10章	吕江华		
第11章	杨树忠	吕江华	夏琪琍
第12章	夏琪琍		
第13章	杨树忠		
附录A	吕江华		
附录B	吕江华		

附录 C 杨树忠

附录 D 吕江华

附录 E 吕江华

附录 F 吕江华、王鹏

附录 G 杨树忠、吕江华

本规范总校人员：

李永恒、雷承德、吴敦龙、刘杏忍、吕江华、夏琪琳、董方

本规范于 1999 年 9 月 29 日通过部审,1999 年 12 月 29 日发布,2000 年 5 月 1 日起实施。

目 次

3	一般规定	(110)
4	材料	(111)
5	设计原则及设计指标	(112)
5.1	设计原则	(112)
5.2	设计指标	(112)
6	结构构件计算	(113)
6.1	一般规定	(113)
6.2	强度和稳定性	(113)
6.3	变形	(114)
6.4	杆件的计算长度和长细比	(114)
6.5	疲劳计算	(115)
7	钢结构的连接	(116)
7.1	一般规定	(116)
7.2	焊缝连接计算	(116)
8	钢结构的构造	(118)
8.1	一般规定	(118)
8.2	焊缝连接结构	(119)
8.3	螺栓和铆钉连接结构	(121)
9	钢引桥	(123)
9.1	一般规定	(123)
9.2	桥面系的构造及计算	(124)
9.3	联结系的构造及计算	(125)
9.4	实腹板梁式主梁构造和计算	(126)
9.5	平行弦桁架式主梁构造和计算	(126)

9.6	空腹拱桁式主梁构造和计算	(127)
9.7	支座	(127)
10	箱形轨道梁	(128)
11	钢撑杆	(129)
12	钢管桩	(130)
13	钢板桩及钢拉杆	(131)

3 一般规定

3.0.1 本条规定是为了实现优化结构设计方案,使其投资少,同时满足工程技术、使用和安全要求。

3.0.2 由于港口工程所处的环境比较复杂,腐蚀问题较严重,要求港工钢结构设计一定要将腐蚀问题一并考虑。

3.0.3 本条规定是使结构设计满足施工方便的要求。

3.0.5 焊缝质量与构件质量同等重要,二者是保证结构质量的不可缺少因素。

4 材 料

4.0.1~4.0.2 规定港工钢结构的材料选择范围。是根据我国多年来的工程实践,结合我国钢材生产的实际情况,本着节约用钢,充分发挥国产钢材的特点,做到技术先进、经济合理、安全适用而提出的。

4.0.3 本条给出了进口钢材选用的规定。

部分国外钢种与我国相应钢产品比较如下:

国产的 Q235 钢与美国的 A36(屈服强度 $f_y = 247\text{N/mm}^2$, 伸长率 $\delta_u = 20\%$) 牌号钢,前苏联的 CT3(屈服强度 $f_y = 235\text{N/mm}^2$, 伸长率 $\delta_u = 21\%$) 牌号钢,日本的 SS41(屈服强度 $f_y = 235\text{N/mm}^2$) 牌号钢等在性能上相接近。

国产钢材 Q345 钢与美国的 A242、A440、A441 牌号钢,日本的 SS50、SM50 牌号钢,德国的 ST52 牌号钢等在性能上相接近。

4.0.4 本条给出的钢号是现行国家标准《一般工程用铸造碳铸件》(GB11352)中规定的。

4.0.6 本条规定手工焊采用的焊条和自动或半自动焊接采用的焊丝和相应焊剂的型号选择,以及螺栓等连接材料的选用。

4.0.6.1 采用手工焊接时,为达经济合理目的,要求选择的焊条型号与构件钢材的强度相适应,即要求焊缝强度与主体金属强度相一致。

4.0.6.4 本款给出的 BL2 或 BL3 号钢是现行国家标准《标准件用碳素钢热轧圆钢》(GB/T 715)中规定的。

4.0.6.5 本款给出的 Q235 钢是现行国家标准《碳素结构钢》中规定的;给出的 Q345 钢是现行国家标准《低合金高强度结构钢》中规定的。

4.0.6.6 本款给出了高强度螺栓的选用应符合的国家标准。

5 设计原则及设计指标

5.1 设计原则

5.1.1 疲劳计算仍采用许用应力法。

5.1.3 在结构正常使用过程中的状况为持久状况；结构施工或安装等持续时间较短的状况为短暂状况；结构承受设防地震等持续时间很短的状况为偶然状况。

5.2 设计指标

5.2.1 将钢材屈服强度的标准值除以抗力分项系数，称为钢材的强度设计值，本规范针对港工常用材料，并参照现行有关国家标准，给出了钢材、钢铸件及连接材料的强度设计值，供设计者直接采用。

6 结构构件计算

6.1 一般规定

6.1.3 对港工钢筋混凝土结构,因是钢筋和混凝土共同作用,考虑混凝土的收缩影响,频遇值系数取 0.8;而钢结构因考虑钢材的徐变影响,所以在正常使用极限状态计算中,持久状况作用的频遇效应组合比混凝土打的折扣小些,即频遇值系数的值略有提高,经分析取 1.0。

6.2 强度和稳定性

6.2.1 结构构件的强度验算是考虑构件承载力的极限状态,其中的内力计算中需考虑荷载的分项系数,而钢材等的强度设计值是考虑结构或构件抗力分项系数确定的,因此,强度验算实际上是以分项系数表达的极限状态表达式。

强度验算中的截面积采用净截面面积,需扣除孔洞的面积。

对受弯构件,还需验算在法向应力和剪应力共同作用时的折算应力。

6.2.2 针对港口工程钢结构稳定验算的特点,并参照国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17),本条以表格形式给出了构件整体稳定验算的常用公式。

稳定验算中的截面面积为毛截面面积。

当有铺板密铺在梁的受压翼缘上并与其牢固相连、能阻止受

压翼缘的侧向位移时,梁就不会丧失整体稳定,因此也不必验算梁的整体稳定性。

6.3 变 形

6.3.1 结构变形属正常使用极限状态,其变形限值主要根据使用条件而定。由于孔洞对整个构件的影响很小,同时在孔洞比较集中的部位,又往往有拼接板等可以补偿,因此不考虑钉孔削弱的影响是与实际接近的。

6.3.2 对受弯构件,必须具有一定的刚度,才能正常、有效地发挥作用,因此,对受弯构件的挠度应进行限制。本条主要针对港口工程中的钢引桥和箱形轨道梁,根据国内外的资料和国内的实践经验,给出了受弯构件的挠度限值。

6.4 杆件的计算长度和长细比

6.4.2 ~ 6.4.3 确定桁架杆件长细比时,其计算长度主要根据杆件端部受到的约束及相关杆件对其支承情况而定。

当桁架弦杆侧向支承点之间相邻两节间的压力不等时,通常按较大压力验算稳定性,为考虑此有利因素的影响,通过理论分析并加以简化,采用条文中的折减计算长度公式。

6.4.4 对桁架式结构,必须保证每个杆件的稳定,才能使整个结构正常工作。因此对不同受力状态的杆件,需给出长细比的容许值。本规范参照国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)及《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025),给出了杆件长细比的限值,并增加了空腹桁架杆件长细比限值的规定。

6.4.6 对格构式受压构件分肢长细比的要求,主要是为了不使分肢先于整体而失去承载能力。条文中的规定是在考虑构件几何和力学缺陷的条件下,经计算分析得出的。

6.5 疲劳计算

6.5.1 条文中特殊条件指构件表面温度大于 150℃、处于海水腐蚀环境、焊后经热处理消除残余应力以及低周一高应变疲劳条件等,在此类特殊条件中疲劳破坏的机理及表达式各有特点或不同于本节的疲劳强度值,所以做出了应专门研究的规定。

6.5.3 条文中的常幅疲劳指所有应力循环内的应力幅保持常量情形的疲劳。

6.5.4 条文中的变幅疲劳指应力循环内的应力幅随机变化情形的疲劳。

7 钢结构的连接

7.1 一般规定

7.1.1 本条指出,港工钢结构的连接主要采用焊接形式,这也是由于港口工程所处的特殊环境所决定的,其工程实用性较强。另外,相对于螺栓和铆钉连接,焊接能较充分利用截面,具有连接节点的重量轻,构造相对简单,施工操作较方便,不透气,不透水等优点。

7.2 焊缝连接计算

7.2.1 本条列出对接焊缝连接强度计算公式。

7.2.1.2 公式(7.2.1-2)所列的“同时受有较大正应力和剪应力处”,是指类似于梁腹板横向对接焊缝的端部等情况。公式(7.2.1-2)的系数 1.1 是考虑到最大折算应力只在焊缝局部出现,因而将设计强度提高。

7.2.1.3 本款提出采用斜焊缝时,其焊缝强度计算的有关规定。

7.2.1.4 在某些特殊情况下,特别是对 T 形接头的对接焊缝,无法采用引弧板时,焊缝两端起落弧存在缺陷,影响了焊缝的有效长度,因此每条焊缝的计算长度应由实际焊缝长度,即两焊件的拼接长度,减去 10mm,但这仅限于承受静力荷载或间接承受动力荷载的情况。

7.2.2 角焊缝两焊脚边夹角为直角的称为直角角焊缝。角焊缝

按它与外力的方向不同分为侧面焊缝、正面焊缝、斜焊缝以及由它们组成的围焊缝。国内外大量试验结果证明,角焊缝的强度和外力的方向有直接关系,其中,侧面焊缝的强度最低,正面焊缝的强度最高,斜焊缝强度介于二者之间。虽然正面焊缝的破坏强度大于侧焊缝的抗剪强度,但其存在应力集中,塑性较差等不利影响,设计时,正面焊缝强度不可百分之百考虑,因此本规范引入了正面角焊缝的强度设计值增大系数(β_f)。以前统一用侧面焊缝的强度作为设计角焊缝依据,不考虑荷载方向的处理方法是过于保守的。

7.2.2.1 本款规定计算垂直于焊缝长度方向的应力 σ_f 时,按焊缝有效截面即 $h_e l_w$ 考虑;焊缝的有效厚度按 $h_e = 0.7h_f$ 计算,其中 h_f 为较小焊脚尺寸,是因为角焊缝受剪切破坏通常发生在焊缝剖面三角形的最小厚度 $0.7h_f$ 的平面上,因此取 $0.7h_f$ 为贴角焊缝的有效厚度作为计算依据,该焊缝有效厚度计算公式适用于直角角焊缝,也适用于两焊脚边夹角 $\alpha \leq 90^\circ$ 的斜角角焊缝。

7.2.2.2 本款给出的计算公式为角焊缝计算的基本公式,该公式适用于弯矩、剪力和轴力共同作用下的 T 型连接计算,以及扭矩和剪力共同作用下的搭接连接计算。

8 钢结构的构造

8.1 一般规定

8.1.3 由于较厚钢板轧制次数较少,其压缩比往往较小,且停轧温度、冷却速度不宜控制,因而厚板存在的冶炼缺陷较多,从而降低了钢材的机械性能指标。此外,厚钢板的化学成分偏析也较严重。一般说来,设计选用厚钢板是不利的。在焊接构件中,尤其是厚板焊接后残余应力的分布很复杂,往往存在较大的三向应力,使结构在低应力情况下产生脆性破坏。因此本条对焊接构件的厚度提出了限制,即普通碳素钢不宜大于 50mm,低合金钢不宜大于 36mm。当板厚超过上述限值时,应采用特殊措施,如焊前预热,焊后热处理等。但根据 1982 年国内调研结果知,不少制造厂和科研部门的意见是,钢材是否需要焊前预热和焊后热处理,并不单单由钢材的厚度决定,还要根据构件的约束程度、钢材性质、焊接工艺、焊接材料性能和施焊时的气温情况等综合因素决定。

预热的目的是避免构件在焊接时产生裂纹,但其只是一种手段,形成冷裂纹的因素是多方面的(如上述的约束程度、钢材的脆硬组织和氢积聚程度等),故设计时可按具体情况综合考虑采取措施以避免冷裂纹的出现。在一般情况下,根据国内的实践经验,Q235 钢的板厚曾用到 50~70mm,在常温下焊接一般均不预热。Q235 钢对产生冷裂纹的倾向不敏感,故本规范将低碳钢的厚度由原来的 40mm 放宽到 50mm,而低合金钢具有一定的淬硬性,有冷裂的倾向,故板厚的控制值要严一些。国内也有低合金钢板超过 30mm 未采取预热措施的,如 Q345 钢焊接吊车梁翼缘板已用到

36mm。故本规范将低合金钢由原来的板厚 30mm 放宽到 36mm。

对 Q390 钢因尚缺乏厚板焊接的使用经验,使用时应根据结构的构造情况、施焊时的气温情况具体解决。

8.1.4 本条规定是为保证钢结构的整体稳定性。有关钢结构设置支撑系统,本规范主要指钢引桥的纵向和横向联结系,详见本规范第 9 章联结系的有关规定。

8.2 焊缝连接结构

8.2.1 本条规定焊缝金属宜与基本金属相适应,是指所采用的焊条应与焊件钢材相匹配,其含意是,Q235 钢的焊件应采用 E43 × × 系列焊条;Q345 钢焊件应采用 E50 × × 系列焊条;Q390 钢焊件应采用 E55 × × 系列焊条。对于 Q235 钢焊件,采用 E50 × × 或 E55 × × 系列焊条是不必要的,也是不允许的。因为焊缝金属的强度过高,将导致焊缝的韧性、塑性以致抗裂性能的下降,从而降低焊接结构的使用安全性。而对于 Q345 和 Q390 钢焊件却不能相应选用 E43 × × 和 E50 × × 系列焊条,以免焊缝强度不够而使焊件强度不能得到充分利用而造成材料浪费。

焊条与焊件相匹配,并符合焊缝质量要求的对接焊缝的连接,其焊缝和焊件的强度基本一致。例如,Q235 钢的抗拉强度设计值的平均值为 201.7N/mm^2 ,E43 × × 系列焊条熔敷金属的抗拉强度设计值的平均值亦为 201.7N/mm^2 ,其焊件和焊条在力学性能上正好相匹配;Q345 钢与 E50 × × 系列焊条、Q390 钢与 E55 × × 系列焊条在力学性能上也相匹配。因此在具备以上条件情况下,即可达到焊缝与焊件等强度,其焊缝强度可不必计算。

根据试验,Q235 钢与 Q345 钢焊接时,若用 E50 × × 型焊条,焊缝强度比用 E43 × × 型焊条时提高不多,设计时只能取用 E43 × × 型焊条的焊缝强度设计值。此外,从连接的韧性和经济方面考虑,最好采用与低强度钢材相适应的焊接材料。

钢构件焊接的等强度连接是指需满足下列要求:采用规定的

焊条,焊件保证焊透,对单面对接焊缝要在焊根处补焊或采用垫板焊接,焊件两端采用引弧板,并通过一、二级焊缝质量检验。

8.2.2 本条规定设计中不得任意加大焊缝,因为焊缝在施焊后,由于冷却引起了收缩应力,若施焊程度愈高,则收缩应力愈大,对于焊接质量是不利的,故规定焊缝高度不要任意加大。

避免焊缝交叉,即焊接时尽量不采用十字形或 T 形的交叉形焊缝。对于交叉的两条焊缝,其中只有一条焊缝的残余应力起主导作用,先焊好的一条焊缝在交叉点附近受后焊焊缝热影响已释放了大部分应力,最终的残余应力是以后施焊的焊缝起主导作用。所以,两种形式的残余应力均较大,十字形交叉的残余应力并不比 T 形交叉的残余应力更为严重。

8.2.3 本规定目的是为了既保证焊接质量,又要尽量减少焊缝金属,以降低焊接残余应力。

对接焊缝的坡口型式有:I 型缝、单边 V 型缝、V 型缝、U 型缝、K 型缝、X 型缝等。

8.2.4 当宽度或厚度不同的两钢构件对接焊接时,不论结构受静态荷载还是受动态荷载作用,其接头均应切成不大于 $1/4$ 的斜面。从应力的传递来看,较窄或较薄构件约按 15° 扩散传递应力给较宽或较厚构件,而 $\text{tg}15^\circ \approx 1/4$,二者正好吻合。同时,也可使两焊件和缓过度,以减少应力集中。当厚度差不大于 4mm 时,焊缝表面的斜度已足以满足和缓传递的要求,因此规定当板厚差大于 4mm 时才需作成斜角。

8.2.5 焊件的两焊脚边夹角 $\alpha = 90^\circ$ 时为直角角焊缝,当 $\alpha \neq 90^\circ$ 时,为斜角角焊缝。当其夹角大于 120° 时,焊缝表面较难成型,受力状况不良;而当其夹角小于 60° 时,施焊条件差,根部不但无熔深,还可能留有空隙和焊渣。

8.2.6 本条规定角焊缝的尺寸。

8.2.6.1 规定焊脚的最小厚度,是为了避免焊缝金属由于冷却速度快而产生淬硬开裂,最小厚度限值与焊件厚度密切相关。

8.2.6.2 为了避免焊缝厚度过大,施焊时热量过分集中而烧损

基本金属,角焊缝的最大厚度应加以限制。角焊缝焊脚尺寸上限规定为较薄焊件厚度的 1.2 倍,是因为:若焊脚尺寸过大,易使母材形成“过烧”现象,使构件产生翘曲、变形和较大的焊接应力。

8.2.6.4 本款给定侧面角焊缝和正面角焊缝计算长度下限值,是为了避免焊件局部加热严重且起落弧的弧坑相距太近,而引发焊缝质量缺陷。若焊缝集中在一段很短距离上,焊件的焊接应力集中缺陷的发生率就会相应增加。

8.2.6.5 侧面角焊缝所受的剪力,在弹性工作阶段沿长度的分布很不均匀,呈两端大中间小。但由于侧面角焊缝有良好的塑性,在静态荷载作用下,只要焊缝不是过长,其两端点达到屈服极限以后继续加载,应力会逐渐拉平,致使全焊缝长度同时达到屈服极限而破坏。但焊缝长度很大时,也有可能端部首先破坏,中部焊缝起不到应有的传力作用。因此对侧面角焊缝的长度作了限制。

国外 ECCS 规定 1.7m 作侧焊缝长度的限值,忽略了钢材强度的影响,这是其不足之处。本规范规定,侧面角焊缝长度与焊脚尺寸有关,规定其最大计算长度为 $60h_f$,而对于承受动力荷载的结构,从严规定为 $40h_f$,这是因为在动力荷载作用下,侧焊缝端点的应力集中很为不利,容易在两端首先出现裂缝而导致整个接头的破坏。

8.3 螺栓和铆钉连接结构

8.3.4 本条规定不同受力构件的螺栓和铆钉布置要求,并规定螺栓或铆钉的间距最大值(即不大于 $8d_0 \sim 16d_0$ 或 $12t \sim 24t$)和最小距离,规定最小距离是考虑施工的需要,以便打铆时不振松邻近的铆钉以及便于拧紧螺帽等。

本条是基于铆接结构的规定而统一用之于普通螺栓和高强度螺栓,其中高强度螺栓是经试验研究结果确定的,现将表 8.3.4 的取值说明如下:

1. 紧固件的最小中心距和边距

(1)垂直于内力方向:

使钢材净截面的抗拉强度大于或等于钢材的承压强度;

毛截面屈服先于净截面破坏;

受力时避免在孔壁周围产生过度的应力集中;

施工时的影响,如打铆时不振松邻近的铆钉和便于拧紧螺帽等。过去为了拧紧螺帽方便,螺帽的最小间距常用为 $3.5d_0$,经征求意见,认为 $3d_0$ 亦可以,高强度螺栓用套筒搬手,间距 $3d_0$ 亦无问题,因此将螺栓的最小间距定为 $3d_0$,与铆钉相同;

(2)顺内力方向,按母材抗挤压和抗剪切等强度的原则而定:

端距 $2d_0$ 是考虑钢板在端部不致被紧固件撕裂;

紧固件的中心距,其理论值约为 $2.5d_0$,考虑前述其它因素取为 $3d_0$ 。

2.紧固件最大中心距和边距

(1)顺内力方向:取决于钢板的紧密贴合以及紧固件间钢板的稳定;

(2)垂直内力方向:取决于钢板间的紧密贴合条件。

8.3.5 C级螺栓与孔壁间有较大空隙,故不宜用于重要的连接。

8.3.6 防止螺栓松动的措施中除用双螺帽外,尚有用弹簧垫圈,或将螺帽和螺杆焊死等方法。

9 钢 引 桥

9.1 一 般 规 定

9.1.1 近年来,钢引桥除了采用平行弦桁架式全焊结构外,也逐渐选用了空腹拱桁式全焊结构。空腹拱桁式结构采用封闭箱形杆件,方便维修,造型较美观,对大跨度引桥采用空腹拱桁式结构,可能比平行弦桁架节省钢材,故本规范将空腹拱桁式结构也作为推荐型式之一。

9.1.2 本条规定一般钢引桥只能承受其自重和各种使用荷载,如通行的车辆、流动机械、旅客、皮带运输机、油管等,对于设有雨棚的钢引桥,还需考虑棚自重以及经由雨棚传来的风荷载和雪荷载等。特别说明的是,除兼作趸船撑杆的钢引桥外,一般钢引桥不允许承受来自船舶直接传给趸船的作用力。这些荷载包括船舶靠拢趸船时的冲击力、船舶系缆力和风浪对趸船形成的作用力等,它们是本应由锚链和撑杆承担的力。

9.1.3 双主梁式钢引桥使用得比较普遍,因为其具有结构受力明确,材料使用集中且结构简单的优点。条文中规定两主梁之间的中心距不得小于跨度的 $1/20$,是为了保证桥跨结构的横向刚度,避免车辆通过桥梁时发生较大的摆动。

9.1.4 本条规定了选取主梁高度的原则。设计梁高与梁的最小高度和梁的经济高度有关。按充分利用钢材强度,同时又恰好满足梁的刚度要求时所确定的梁高称为梁的最小高度;梁的经济高度是按梁重量最轻所选用的梁高。一般情况下,实际采用的梁高介于最小梁高及经济梁高之间。

选择桁架经济高度,是一个如何优化其腹杆和弦杆的问题,使满足弦杆和腹杆总重量最轻的要求。桁架的高度愈大,弦杆的内力就愈小,从而弦杆的重量就愈轻,但腹杆的重量却由于长度的增加而加大。反之,桁架高度愈小,弦杆的重量就增加,腹杆的重量可减小。

9.2 桥面系的构造及计算

9.2.1~9.2.2 钢面板具有强度高、面板薄、自重小,并方便于梁格连接,整体刚度好。其优点较多,因此较普遍地应用于钢引桥。

木面板具有自重小、防滑性能好等特点,但未经防腐处理的木面板,一、二年后就要更换。

钢筋混凝土面板的防滑和耐久性能都较好,使用中不须保养,但自重相对较大。

钢丝网水泥面板可作为人行道面板,其耐久性能比木面板好,结构自重比钢筋混凝土面板轻,但保护层不能太薄,以免露筋。

桥面板应选用较薄的钢板,但为了保证桥面板的刚度和避免锈蚀后对截面削弱过大,并考虑海港与河港的环境不同,因此规定海、河港的引桥钢面板的最小厚度分别为 6.0mm 和 4.5mm。

9.2.3 本条指出钢引桥的梁格一般由纵梁和横梁所组成,但根据用途不同,有的钢引桥可不设纵梁。

9.2.3.3 由于钢引桥的跨度较大,宽度一般大于 3m,为了使桥面板的厚度设计经济合理,梁格宜采用复式梁格,亦即布置有横梁和纵梁,借以减少桥面板的厚度。

钢引桥梁格的纵梁和横梁的连接一般为等高连接和迭接两种形式。等高连接时,纵梁和横梁的上翼缘放在同一平面上,并与桥面板相连,纵、横梁均可作为桥面板的支承,桥面板为四边支承;迭接时,纵梁直接支承在横梁顶面。

相对于迭接,等高连接使梁格与面板形成刚强的整体,有利于主梁平面外的稳定,桥面板为四边支承,可以减小板厚。另外,这

种连接形式的桥面系高度较小,便于和趸船甲板相衔接。虽然存在零件较多、连接较复杂的缺点,但由于其优点较为突出,因此,钢引桥的梁格多采用等高连接。

9.2.3.6 由于钢桥面板密铺在纵、横梁上,且与梁翼缘相连接,能阻止梁受压翼缘的侧向位移,并保证纵、横梁的整体稳定性,因此可不必验算梁的整体稳定性。

9.3 联结系的构造及计算

9.3.1 平面桁架体系在垂直于桁架平面(即桁架平面外)方向的刚度很小,不能保证桁架及其受压弦杆的侧向稳定,只有和其它稳定的构件相连或用联结系把两桁架连接起来组成稳定的空间构架时,才能保证稳定。

联结系将钢引桥的各个主梁或主桁联成一空间整体,以保证钢引桥主梁或主桁的整体稳定性和增加钢引桥的横向刚度,并承受作用于钢引桥上的风荷载和偶然横向力。

9.3.4 上承式钢引桥横剖面不受运输净空的限制,可在主桁竖杆或主梁横向加劲肋之间的竖直面上布置交叉式横向桁架,这种形式的横向联结系的刚度较大,可以保证钢引桥横剖面的抗扭刚度,它通常布置在主桁或主梁的两端和中间的横剖面上;开口下承式钢引桥,由于使用上的要求,在主桁架之间的横剖面不允许布置横向联结系,只能在主桁架的外侧布置成三角撑架的形式,横梁与主桁架采取刚性连接,使横剖面形成敞开式半刚架,以提高主桁架上弦杆在主桁架平面外的稳定性。由于这种横向联结系的刚度较差,能起的作用很弱,因此,除端部外,沿着主桁架的每个节点都要布置。

9.3.5 本条根据港工钢引桥桥门架的特点,并参照《铁路桥涵设计规范》(TBJ 2)和《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025),给出了桥门架的计算方法。

9.4 实腹板梁式主梁构造和计算

9.4.1 工程实践中,通常采用的结构形式为上承式实腹主梁钢引桥。

在以往工程中,焊接组合实腹主梁通常采用平行翼缘式和变截面高度两种形式。

平行翼缘组合实腹式主梁制作方便,适用于上、下承式钢引桥。但其自重相对较大,用料不经济;变截面组合实腹式主梁包括折线形和抛物线形两种形式,其自重相对较小,用料相对经济,但其制作工艺较复杂。

9.4.2 本条中 1:2 的斜角指沿板宽方向与板长方向之比。

9.4.3 由于本规范不考虑局部压应力,因此组合梁满足本条第(1)项条件时,不需按构造配置加劲肋。

9.4.5.1 表 9.4.5 中增大系数 η 是按下列公式计算的:

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 - \left[\frac{\sigma}{715} \left(\frac{h_0}{100t_w} \right)^2 \right]^2}} \quad (9.4.5-1)$$

$$\sigma = My_1/I \quad (9.4.5-2)$$

式中 σ ——与 τ 同一截面的腹板计算高度边缘的弯曲压应力(N/mm²);

I ——梁毛截面惯性矩;

y_1 ——腹板计算高度受压边缘至中和轴的距离。

9.5 平行弦桁架式主梁构造和计算

9.5.2 本条规定了桁架的弦杆和腹杆可选用的几种截面型式。两个不等肢或等肢角钢拼合截面在钢引桥桁架的弦杆和腹杆设计中使用较普遍,当弯矩较大时,也有采用槽钢或钢板拼合的箱型截面的。

对于重型桁架,H型截面和箱型截面较适用。

9.5.3 设缀合填板是为了保证拼合杆件的整体工作,在杆件受压时,使角钢或槽钢不致翘曲。

9.5.5 桁架节间数应采用偶数,这样可使腹杆形成对称布置,且有利于桁架之间联结系布置。

9.6 空腹拱桁式主梁构造和计算

9.6.1 空腹拱桥主桁节点刚性较大,横向结构变形对主桁杆件内力有一定影响,按平面图式计算不能准确反映主桁的实际空间受力性能,因此本条推荐空腹拱桥主桁内力按空间图式进行计算。

9.7 支 座

9.7.3 相对铁路和公路桥梁,港口工程钢引桥具有跨度较小和使用荷载较简单等特点,其支座型式有滚轮支座、弧面滑动支座和橡胶支座等。

选用公路或铁路所使用的构造较复杂的支座是对港区工作性质类似于公路或铁路的钢引桥。

10 箱形轨道梁

10.0.3 预留预拱度的目的主要是为消除安装后出现的挠度,条文中给出的预拱度取值范围为某些实际工程的取值。

10.0.9 本条中的强度要求指翼缘板、腹板和纵向肋的强度。

10.0.10 纵向梁与上翼缘板、横隔板共同组成一个直接受力体系,并传递于箱形梁整体受力,满足强度和稳定性要求。

11 钢 撑 杆

11.0.4 格构式撑杆和箱型撑杆是钢撑杆常采用的两种结构型式,且断面以方形最为合理,因为该种断面的两个方向的刚度和稳定性都相同。

11.0.8 船舶靠泊趸船时产生的挤靠力、撞击力形成钢撑杆的轴向压力。同时钢撑杆还承受其自重力产生的弯矩。因此钢撑杆属偏心受压构件,应按偏心受压构件计算。

11.0.10 在处理以下各款时应注意的问题。

11.0.10.1 翼缘板自由外伸宽度 b 的取值为:对焊接构件,取腹板至翼缘板(肢)边缘的距离;对轧制构件,取内圆弧起点至翼缘板(肢)边缘的距离。

11.0.10.2 对于箱型截面构件,腹板屈曲应力的计算方法与工字形截面的腹板相同。但是考虑到腹板的嵌固条件不如工字形截面,两块腹板的受力状况也可能不完全一致,为安全计,采用式(11.0.10-1)或式(11.0.10-2)右侧的限值。

12 钢 管 桩

12.0.9 本条中的水上指打桩过程中。

12.0.11 本条所说的“软弱土层”，是指在接桩过程中，在桩的自重作用下，基桩发生自动下溜而影响接桩质量的土层。只要桩身稳定，即可进行接桩作业。这要根据具体情况来定“软弱土层”，无法界定具体指标。

13 钢板桩及钢拉杆

13.0.1 目前用于板桩码头的钢板桩多为 U 型和 Z 型, U 型钢板桩以往也称作槽型、盆型或拉森型钢板桩, 有 I 型至 VI 型六个型号。

国产钢板桩有鞍钢和包钢生产的 IV 型, 即鞍 IV 型和包 IV 型钢板桩。

13.0.2 附录 G 选自《海港工程设计手册》, 列出国内及国外部分钢板桩的型号和规格, 供设计者参考。

13.0.7 不同型式的钢板桩因其锁口位置不同, 其截面系数的折减亦不同。目前常用的 U 型钢板桩有一般型式和组合型式两种截面, 因其锁口位于断面的中和轴上, 受弯时此处剪力最大, 如锁口咬合不牢, 受力后将发生错动, 使截面系数降低。在实际工程中, 对于一般型式钢板桩之间的锁口均不焊接, 而只对组合型式钢板桩之间的锁口进行焊接, 然后对其截面系数进行适当的折减。

13.0.10 我国已建板桩码头的钢拉杆除采用进口产品外, 基本都采用 Q235 钢。Q235 钢具有伸长率高, 可焊性好, 适应变形性强的特点, 但其强度较低。近年来也有采用 Q345 钢的, 它强度高, 伸长率可达 18% 左右, 焊接也没有问题, 因此条文中指出也可采用焊接质量有保证, 伸长率不小于 18% 的钢材。

13.0.11 本条中的预留锈蚀量 Δd 的取值系参考了国内外资料确定的。

每延米拉杆拉力 R_a 是板桩结构计算中得到的。考虑到施工不均匀的影响, 一般都应将拉杆拉力 R_a 乘以受力不均匀系数 ξ_R 。国内某些板桩码头的拉杆力实测结果显示, 拉杆力的分布不均匀性是存在的, 因为其影响因素很多, 在目前条件下还不能消除这些影响, 因此对拉杆力 R_a 乘以受力不均匀系数 ξ_R 是比较合理的。