

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50917-2026

钢-混凝土组合桥梁技术标准

Technical standard for steel and concrete composite bridges

(修订征求意见稿)

在提交反馈意见时，请将您知道的相关专利连同支持性文件一并附上。

202X-XX-XX 发布

202X-XX-XX 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部

联合发布

中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

前 言

根据住房和城乡建设部《关于印发 2024 年工程建设规范标准编制及相关工作计划的通知》（建标函[2024]41 号）的要求，编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，修订本标准。

本标准的主要技术内容是：1.总则；2.术语、符号；3.材料；4.基本规定；5.承载能力极限状态计算；6.正常使用极限状态验算；7.抗剪连接件；8.构造；9.施工；10.验收。

本标准修订的主要技术内容是：1. 补充钢-混凝土组合梁抗弯的弹性设计方法；2. 简化体外预应力钢-混凝土组合梁的相关计算；3. 补充钢-超高性能混凝土组合梁的相关内容；4. 补充钢-混凝土组合梁的耐久性设计；5. 补充钢-混凝土组合梁的倾覆稳定计算；6. 补充混凝土桥面板的承载能力计算和疲劳验算；7. 补充负弯矩区裂缝宽度验算的相关内容；7. 修改抗剪连接件的承载能力和抗剪刚度的计算；8. 补充混凝土桥面板和钢混组合桥面板的构造要求；9. 补充钢混凝土组合桥梁的施工要求；10. 补充钢混凝土组合桥梁的验收要求。

本标准由住房和城乡建设部负责管理。

本标准起草单位：上海市城市建设设计研究总院（集团）有限公司（地址：
上海市浦东新区东方路 3447 号，邮政编码：200125）
同济大学

.....

本标准主要起草人员：XXX XXX XXX

本标准主要审查人员：XXX XXX XXX

目 次

1	总 则	1
2	术语、符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	2
3	材 料	5
3.1	普通混凝土	5
3.2	超高性能混凝土	5
3.3	钢材	7
3.4	普通钢筋	9
3.5	预应力筋	10
3.6	连接材料	11
4	基本规定	14
4.1	一般规定	14
4.2	结构计算	14
4.3	耐久性设计	18
5	承载能力极限状态计算	20
5.1	一般规定	20
5.2	抗弯承载力计算	20
5.3	抗剪承载力计算	25
5.4	整体稳定计算	27
5.5	倾覆稳定计算	29
5.6	疲劳计算	29
5.7	桥面板计算	32
6	正常使用极限状态验算	37
6.1	一般规定	37
6.2	应力验算	38
6.3	负弯矩区裂缝宽度验算	40
6.4	挠度验算	41

6.5	局部稳定验算	42
7	抗剪连接件	47
7.1	一般规定	47
7.2	抗剪连接件验算	47
7.3	抗剪连接件的数量计算与布置	50
8	构造	53
8.1	混凝土桥面板	53
8.2	超高性能混凝土桥面板	54
8.3	钢-混凝土组合桥面板	57
8.4	桥面板湿接缝	58
8.5	钢梁及结合面	60
8.6	抗剪连接件	60
9	施工	64
9.1	一般规定	64
9.2	钢梁制造与运输	64
9.3	钢梁安装	65
9.4	桥面板施工	65
10	验收	68
10.1	一般规定	68
10.2	钢梁	68
10.3	连接件	71
10.4	桥面板	73
10.5	湿接缝	75
10.6	安装	76
附录 A	超高性能混凝土纤维取向系数的确定方法	80
附录 B	超高性能混凝土收缩及徐变	82
附录 C	体外预应力钢-混凝土组合桥梁计算	86
附录 E	组合梁侧扭屈曲的弹性临界弯矩计算	89
附录 F	超高性能混凝土桥面板裂缝计算	91

附录 G 钢-混凝土组合桥面板设计计算	97
附录 H 基于有效弹性模量的虚拟荷载法	102
本规范用词说明	104
引用标准名录	105

1 总 则

1.0.1 为使钢-混凝土组合桥梁的设计、施工和验收符合安全可靠、适用耐久、技术先进、经济合理的要求，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于公路、市政道路和轨道交通中钢-混凝土组合桥梁的设计、施工和验收。

1.0.3 本标准采用以概率理论为基础的极限状态设计方法（疲劳计算除外），按分项系数的表达式进行设计。

1.0.4 钢-混凝土组合桥梁的设计、施工和验收除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.1 钢-混凝土组合梁 steel-concrete composite beam

由桥面板与钢梁通过抗剪连接件组合而成能整体工作的梁，简称组合梁。

2.1.2 桥面板 deck

与钢梁组合形成整体工作的板件，包括普通混凝土桥面板、超高性能混凝土桥面板、组合桥面板。

2.1.3 组合桥面板 steel-concrete composite deck

由钢底板单元与普通混凝土或超高性能混凝土组合而成能整体工作的桥面板。

2.1.4 钢底板 steel base plate

组合桥面板底部参与受力的钢板，兼具类似钢筋混凝土桥面板底层主筋和分布钢筋的功能，同时作为混凝土浇筑模板的主要受力部件。

2.1.5 抗剪连接件 shear connector

用于连接钢梁与混凝土桥面板并承受两者之间水平剪力，抵抗两者相对滑移、竖向分离，保证二者共同工作的部件。

2.1.6 有效宽度 effective width

在进行截面强度和稳定计算时，假定板件有效的那一部分宽度。

2.1.7 有效弹性模量 effective modulus of elasticity

将混凝土徐变随时间变化引起的应力—应变非线性关系等效为线性关系的等效弹性模量。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

E_c ——混凝土的弹性模量；

E_{eq} ——混凝土的有效弹性模量；

E_p ——预应力筋的弹性模量。

E_r ——普通钢筋的弹性模量；

E_s ——钢材的弹性模量；

G_c ——混凝土的剪切模量；

G_s ——钢材的剪切模量；

f_{ck} 、 f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_{td} ——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；
 f_y ——钢材屈服强度；
 f_d ——钢材抗拉、抗压和抗弯强度设计值；
 f_{vd} ——钢材抗剪强度设计值；
 f_{ced} ——钢材端面承压强度设计值；
 f_{std}^y 、 f_{std} ——电弧螺栓焊抗剪螺柱屈服强度和抗拉强度；
 f_{sk} 、 f_{sd} ——普通钢筋抗拉强度标准值、设计值；
 f_{pk} 、 f_{pd} ——预应力筋抗拉强度标准值、设计值；
 f'_{sd} 、 f'_{pd} ——普通钢筋、预应力筋抗压强度设计值。

2.2.2 作用与作用效应

M ——弯矩设计值；
 N ——计算轴向力；
 N_s ——计算荷载下单个抗剪连接件承受的剪力；
 N_v^c ——抗剪连接件的抗剪承载力；
 P_d ——高强度螺栓的预拉力设计值；
 T ——扭矩设计值；
 T_p ——预应力筋有效预拉力；
 V ——剪力设计值；
 σ_c ——混凝土桥面板应力；
 σ_s ——钢梁应力；
 σ_{pe} ——预应力筋的有效应力；
 σ_{pu} ——预应力筋的极限应力；
 $\sigma_{pu,d}$ ——预应力筋的极限应力设计值；
 $\Delta\sigma_e$ ——预应力筋的弹性应力增量；
 $\Delta\sigma_{pu}$ ——预应力筋的极限应力增量。

2.2.3 几何参数

A_c ——混凝土桥面板的截面面积；
 A_s ——钢梁的截面面积；
 A_0 ——混凝土桥面板与钢梁组成截面的换算面积；
 A_{sc} ——钢梁受压区的截面面积；
 A_p ——体外预应力筋的截面面积；
 A_t ——混凝土桥面板内纵向钢筋的截面面积；
 A_{tt} ——负弯矩区混凝土桥面板有效宽度范围内纵向钢筋的截面面积；
 A_{sd} ——电弧螺栓焊抗剪螺柱的栓杆截面面积；

H ——组合梁截面高度；
 L ——组合梁计算跨径；
 I_0 ——混凝土桥面板与钢梁组成截面的换算惯性矩；
 b_c ——混凝土桥面板的有效宽度；
 h ——钢梁截面高度；
 h_0 ——钢梁腹板计算高度；
 h_{c1} ——混凝土桥面板的厚度；
 h_{c2} ——混凝土桥面板的承托高度；
 l_d ——电弧螺栓焊抗剪螺柱纵向间距；
 n_r ——一个剪跨区的抗剪连接件数目；
 n_f ——每个剪跨区段需要的抗剪连接件总数；
 y_1 ——混凝土桥面板受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离；
 y_2 ——钢梁受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离；
 y_3 ——体外预应力筋的截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离；
 y_4 ——混凝土桥面板内纵向钢筋的截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离；
 y_c ——混凝土桥面板顶至组合梁弹性中和轴的距离；
 y_s ——钢梁下翼缘至组合梁弹性中和轴的距离。

2.2.4 计算系数及其他

n_0 ——钢与混凝土的弹性模量比；
 n_L ——钢与混凝土的有效弹性模量比。

3 材料

3.1 普通混凝土

3.1.1 普通混凝土强度等级应按边长为 150mm 立方体试件的抗压强度标准值确定。

3.1.2 钢-混凝土组合梁的主要受力构件中混凝土强度等级不应低于 C40。

3.1.3 混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 和轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 混凝土强度标准值 (MPa)

强度等级 强度种类	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck}	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
f_{tk}	2.40	2.51	2.65	2.74	2.85	2.93	3.00	3.05	3.10

3.1.4 混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} 和轴心抗拉强度设计值 f_{td} 应按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 混凝土强度设计值 (MPa)

强度等级 强度种类	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{cd}	18.4	20.5	22.4	24.4	26.5	28.5	30.5	32.4	34.6
f_{td}	1.52	1.74	1.83	1.89	1.96	2.02	2.07	2.10	2.14

3.1.5 混凝土受压或受拉时的弹性模量 E_c 应按表 3.1.5 采用。

表 3.1.5 混凝土的弹性模量 (MPa)

混凝土强度 等级	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	3.25×10^4	3.35×10^4	3.45×10^4	3.55×10^4	3.60×10^4	3.65×10^4	3.70×10^4	3.75×10^4	3.80×10^4

注：当采用引气剂及较高砂率的泵送混凝土且无实测数据时，表中 C50~C80 的 E_c 值应乘以折减系数 0.95。

3.1.6 混凝土的剪切模量 G_c 可按本规范表 3.1.5 数值的 0.4 倍采用；混凝土的泊松比 ν_c 可采用 0.2；混凝土的温度线膨胀系数 α_c 可取为 $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ 。

3.2 超高性能混凝土

3.2.1 超高性能混凝土原材料的要求应符合现行国家标准《超高性能混凝土》GB/T 31387 的规定，超高性能混凝土强度等级应按边长为 100mm 立方体试件的抗压强度标准值确定。

3.2.2 超高性能混凝土水胶比不宜大于 0.20，钢纤维体积率不应小于 2.0%，不宜大于

3.5%。

3.2.3 超高性能混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 和轴心抗压强度设计值 f_{cd} 应按表 3.2.3-1 的规定采用。超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 和轴心抗拉强度设计值 f_{td} 应按表 3.2.3-2 的规定采用。

表 3.2.3-1 超高性能混凝土轴心抗压强度 (MPa)

强度类型	强度等级				
	UC 120	UC 140	UC 160	UC 180	UC 200
$f_{cu,k}$	120	140	160	180	200
f_{ck}	84	98	112	126	140
f_{cd}	58	68	77	87	97

表 3.2.3-2 超高性能混凝土轴心抗拉强度 (MPa)

强度类型	强度等级						
	UT 7	UT 8	UT 9	UT 10	UT 11	UT 12	UT 13
f_{tk}	7	8	9	10	11	12	13
f_{td}	4.8/K	5.5/K	6.2/K	6.8/K	7.5/K	8.2/K	8.9/K

3.2.4 超高性能混凝土的纤维取向系数 K 应符合下列规定：

- 1 整体计算纤维取向系数 K_g 可取 1.25，局部验算纤维取向系数 K_l 可取 1.75。
- 2 纤维取向系数也可通过本标准附录 A 的方法进行测定。

3.2.5 超高性能混凝土弹性模量 E_c 宜根据现行国家标准《超高性能混凝土》GB/T 31387 的规定进行测试。若无实测数据，超高性能混凝土弹性模量 E_c 可按表 3.2.5 采用。

表 3.2.5 超高性能混凝土的弹性模量 (MPa)

强度等级	UC 120	UC 140	UC 160	UC 180	UC 200
E_c	4.34×10^4	4.57×10^4	4.75×10^4	4.91×10^4	5.04×10^4

3.2.6 超高性能混凝土剪切变形模量 G_c 可按本标准第 3.2.5 条规定 E_c 值的 0.4 倍采用。

3.2.7 超高性能混凝土受压的应力与应变关系应按式 3.2.7-1~3.2.7-3 取用。

$$\begin{cases} \sigma_c = f_{cd} \times \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) & (\varepsilon \leq \varepsilon_0) \\ \sigma_c = f_{cd} & (\varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (3.2.7-1)$$

$$\varepsilon_0 = f_{cd} / E_c \quad (3.2.7-2)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0042 - (f_{cu,k} - 120) \times 10^{-5} \quad (3.2.7-3)$$

式中： f_{cd} ——超高性能混凝土轴心抗压强度设计值 (MPa)；

$f_{cu,k}$ ——超高性能混凝土立方体抗压强度标准值 (MPa)；

ε_0 ——超高性能混凝土的受压峰值应变；

ε_{cu} ——超高性能混凝土的极限压应变。

3.2.8 超高性能混凝土构件结构计算时，超高性能混凝土的泊松比 μ_c 宜取 0.2，温度线膨胀系数 α_c 宜取 $1.1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ，配筋超高性能混凝土的重度可按下式确定。当有可靠试验依据时，可按实测数据确定。

$$\gamma = 24(1 - \rho_f - \rho_s) + 78.5(\rho_f + \rho_s) \quad (3.2.8)$$

式中： γ ——配筋超高性能混凝土重度 (kN/m^3)；

ρ_f ——钢纤维体积率；

ρ_s ——普通钢筋体积率。

3.2.9 超高性能混凝土的徐变系数宜根据现行国家标准《普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法标准》GB/T 50082 的规定进行测试，收缩应变宜根据本标准附录 B 的规定进行测试。若无实测数据，超高性能混凝土的收缩应变和徐变系数终极值可按本标准附录 B 规定取值。

3.2.10 湿接缝用超高性能混凝土采用自然养护方式时，应具备早期强度高和低收缩的特性，其技术性能指标应符合表 3.2.10 的规定。采取添加膨胀剂的方式减少收缩时，膨胀剂应符合现行国家标准《混凝土膨胀剂》GB/T 23439 的规定，宜采用氧化钙类膨胀剂。

表 3.2.10 湿接缝用超高性能混凝土技术性能指标

材料性能	指标		检验方法
	龄期	指标	
抗压强度 (MPa)	2 d	≥ 40	《超高性能混凝土》GB/T 31387
	7 d	≥ 80	
	28 d	≥ 120	
弹性模量 (GPa)	2 d	≥ 16	《超高性能混凝土》GB/T 31387
	7 d	≥ 28	
	28 d	≥ 40	
抗拉强度 (MPa)	28 d	≥ 8	《超高性能混凝土》GB/T 31387
28 天收缩率 ($\mu\epsilon$)	0~150		《超高性能混凝土》GB/T 31387
坍落扩展度 (mm)	≥ 600		《普通混凝土拌合物性能试验方法标准》GB/T 50080

3.3 钢材

3.3.1 钢-混凝土组合梁的钢结构应根据结构形式、受力特点、连接方式及所处环境条件合理选用钢材的牌号和等级。

3.3.2 钢-混凝土组合梁的钢材可采用 Q235 钢、Q355 钢、Q390 钢和 Q420 钢，其质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。钢材强度设计值应按表 3.3.2 采用。

表 3.3.2 钢材的强度设计值 (MPa)

钢材		抗拉、抗压 和抗弯 f_d	抗剪 f_{vd}	端面承压 (刨平顶 紧) f_{ced}
牌号	厚度或直径 (mm)			
Q235 钢	≤ 16	190	110	280
	16~40	180	105	270
	40~100	170	100	255
Q355 钢	≤ 16	275	160	415
	16~40	270	155	400
	40~63	260	150	390
	63~80	250	145	375
	80~100	245	140	365
Q390 钢	≤ 16	310	180	465
	16~40	295	170	445
	40~63	280	160	420
	63~100	265	150	395
Q420 钢	≤ 16	335	195	505
	16~40	320	185	480
	40~63	305	175	455
	63~100	290	165	430

注：表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

3.3.3 设计工作年限为 100 年的钢-混凝土组合梁宜采用桥梁用结构钢，其质量应符合现行国家标准《桥梁用结构钢》GB/T 714 的规定。钢材强度设计值应按表 3.3.3 采用。

表 3.3.3 桥梁用结构钢的强度设计值 (MPa)

钢材		抗拉、抗压 和抗弯 f_d	抗剪 f_{vd}	端面承压 (刨平顶 紧) f_{ced}
牌号	厚度或直径 (mm)			
Q345q 钢	≤ 50	275	155	410
	>50~100	265	150	395

Q370q 钢	≤ 50	295	170	440
	$>50\sim 100$	285	165	425
Q420q 钢	≤ 50	335	190	500
	$>50\sim 100$	325	185	485
Q460q 钢	≤ 50	365	210	545
	$>50\sim 100$	360	205	540
Q500q 钢	≤ 50	400	230	600
	$>50\sim 100$	380	220	570

注：表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

3.3.4 有 Z 向性能要求的钢板，应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的规定。

3.3.5 钢材的物理性能指标应按表 3.3.5 采用。

表 3.3.5 钢材的物理性能指标

弹性模量 E_s (MPa)	剪切模量 G_s (MPa)	泊松比 ν_s	线膨胀系数 α_s (以每 $^{\circ}\text{C}$ 计)	质量密度 ρ_s (kg/m^3)
2.06×10^5	7.9×10^4	0.3	1.2×10^{-5}	7850

3.4 普通钢筋

3.4.1 钢筋混凝土及预应力混凝土中的普通钢筋宜选用 HPB300、HRB400、HRB500、HRBF335、HRBF400、HRBF500 和 RRB400 钢筋，并应符合现行国家标准《钢筋混凝土用钢 第 1 部分：热轧光圆钢筋》GB 1499.1 或《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB 1499.2 的规定。

3.4.2 普通钢筋的抗拉强度标准值应具有不小于 95%的保证率。

普通钢筋的抗拉强度标准值 f_{sk} 应按表 3.4.2 采用。

表 3.4.2 普通钢筋抗拉强度标准值

钢筋种类	符号	公称直径 d (mm)	f_{sk} (MPa)
HPB300	C	6~50	300
HRB400 HRBF400 RRB400	C C^F C^R	6~50	400
HRB500 HRBF500	D D^F	6~50	500

3.4.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_{sd} 和抗压强度设计值 f'_{sd} 应按表 3.4.3 采用。

表 3.4.3 普通钢筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa)

钢筋种类	f_{sd}	f'_{sd}
HPB300	250	250
HRB400 HRBF400 RRB400	330	330
HRB500 HRBF500	415	415

注：1 钢筋混凝土轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 330MPa 时，应按 330MPa 取用；在斜截面抗剪承载力、受扭承载力和冲切承载力计算中垂直于纵向受力钢筋的箍筋或间接钢筋等横向钢筋的抗拉强度设计值大于 330MPa 时，应按 330MPa 取用。

2 构件中配有不同种类的钢筋时，每种钢筋应采用各自的强度设计值。

3.4.4 普通钢筋的弹性模量 E_r 应按表 3.4.4 采用。

表 3.4.4 普通钢筋的弹性模量 (MPa)

钢筋种类	E_r
HPB300	2.1×10^5
HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500、 RRB400	2.0×10^5

3.5 预应力筋

3.5.1 钢-混凝土组合桥梁中采用的预应力筋应符合下列规定：

1 应选用钢绞线或钢丝。

2 钢绞线应满足现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 的要求；钢丝应满足现行国家标准《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223 的要求。

3.5.2 预应力筋的抗拉强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

预应力筋的抗拉强度标准值 f_{pk} 应按表 3.5.2 采用。

表 3.5.2 预应力筋抗拉强度标准值 (MPa)

钢筋种类		符号	公称直径 d (mm)	f_{pk}
钢 绞 线	1×2 (二股)	A^s	8.0、10.0	1470、1570、1720、1860、1960
			12.0	1470、1570、1720、1860
	1×3 (三股)		8.6、10.8、12.9	1470、1570、1720、1860、1960
	1×7 (七股)		9.5、12.7、15.2	1860、1960
			17.8	1720、1860
消除 应力 钢丝	光面	A^p	5	1570、1770、1860
			7	1570
			9	1470、1570

	螺旋肋	A^H	5	1570、1770、1860
			7	1570
			9	1470、1570

3.5.3 体内有粘结预应力筋的抗拉强度设计值 f_{pd} 和抗压强度设计值 f'_{pd} 应按表 3.5.3 采用。

表 3.5.3 预应力筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa)

钢筋种类	f_{pk}	f_{pd}	f'_{pd}
钢绞线 1×2 (二股) 1×3 (三股) 1×7 (七股)	1470	1000	390
	1570	1070	
	1720	1170	
	1860	1260	
	1960	1330	
消除应力钢丝	1470	1000	410
	1570	1070	
	1720	1200	
	1860	1260	
精轧螺纹钢	540	450	400
	785	650	
	930	770	
	1080	890	

3.5.4 预应力筋的弹性模量 E_p 应按表 3.5.4 采用。

表 3.5.4 预应力筋的弹性模量 (MPa)

钢筋种类	E_p
钢绞线	1.95×10^5
消除应力钢丝	2.05×10^5
精轧螺纹钢	2.00×10^5

3.6 连接材料

3.6.1 构件中设置的电弧螺栓焊抗剪螺柱应符合现行国家标准《紧固件 电弧螺柱焊用螺柱和瓷环》GB/T 10433 的规定。电弧螺栓焊抗剪螺柱的力学性能应符合表 3.6.1 的规定。

表 3.6.1 电弧螺栓焊抗剪螺柱的力学性能 (MPa)

代号	屈服强度 f_{std}^y	抗拉强度 f_{std}
SD1	≥ 350	≥ 400

3.6.2 钢梁及连接件使用的高强螺栓应符合下列规定：

- 1 高强度螺栓、螺母、垫圈应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓 连接副》GB/T 1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632 的规定；
- 2 高强度螺栓的设计预拉力值 P_d 应按表 3.6.2 采用；
- 3 高强度螺栓连接的钢材摩擦面抗滑移系数宜采用 0.45。

表 3.6.2 高强螺栓的预拉力设计值（kN）

螺纹直径规格		M20	M22	M24	M27	M30
性能	8.8S	125	150	175	230	280
等级	10.9S	155	190	225	290	355

3.6.3 钢梁及连接件的焊接应符合下列规定：

- 1 手工焊接采用的焊接材料应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117 或《热强钢焊条》GB/T 5118 的规定。选用的焊条型号应与主体金属性能相适应。
- 2 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和焊剂，应与主体金属性能相适应，并应符合现行相关标准的规定。

3.6.4 桥面板与钢梁之间采用的环氧砂浆性能应满足表 3.6.4 的要求。

表 3.6.4 环氧砂浆性能指标

项目		技术指标	检验方法
拉伸强度（MPa）		≥10.0	《环氧树脂砂浆技术规程》 DL/T 5193
抗压强度（MPa）		≥60.0	
黏结强度（MPa）	干基面	≥3.0	
	潮湿基面	≥2.0	
热相容性	干热循环	外观无缺陷，黏结强度不小于 2.0MPa	
	湿热循环		
抗冲击性（次）		≥8	

3.6.5 桥面板与钢梁结合时，宜采用橡塑垫条支撑桥面板和提高施工密封性，普通型橡塑垫条性能指标应满足表 3.6.5-1 的要求，轻载型橡塑垫条性能指标应满足表 3.6.5-2 的要求。

表 3.6.5-1 普通型橡塑垫条性能指标

检验项目	单位	技术要求
表观密度	kg/m ³	≤ 280
邵氏硬度	邵氏	70 ± 5
相对形变为 10%时的压缩应力	MPa	≥ 0.5
相对形变为 15%时的压缩模量	MPa	4.5 ± 0.5
拉伸强度	MPa	≥ 1.4

断裂伸长率		%	≥80
撕裂强度		kN/m	≥5
吸水率		%	≤2
低温脆性		/	-45℃无裂
热空气老化 (70℃, 168h)	硬度变化	邵氏	-5~10
	断裂伸长变化率	%	≤25
	拉伸强度变化率	%	≤15
耐臭氧老化 (40℃, 48 h, 拉伸		/	无龟裂

表 3.6.5-2 轻载型橡塑垫条性能指标

检验项目	单位	技术要求
表观密度	kg/m ³	≤230
邵氏硬度	邵氏	20 ± 5
相对形变为 60%时的压缩模量	MPa	0.57 ± 0.07
拉伸强度	MPa	≥2
断裂伸长率	%	≥200
撕裂强度	kN/m	≥7
低温脆性	/	-60℃无裂
耐臭氧老化 (40℃, 48 h, 拉伸 20%, 200 pphm)	/	无龟裂

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 钢-混凝土组合梁的结构形式应按适用、安全、经济、耐久、美观以及便于施工和养护的原则选用。

4.1.2 钢梁可采用工字形、槽形、 π 形或箱形等截面形式。

4.1.3 组合梁桥联结系布置应满足施工阶段和使用阶段结构整体稳定性、荷载横向分布、支点反力的传递、水平力作用下的侧向受力以及钢结构制作安装定位等多方面要求，结构应便于制作安装和养护，并且受力合理。

4.1.4 超高性能混凝土桥面板的结构形式及与钢结构的连接方式应根据桥型、跨径、梁体结构、施工方法、板的受力特点等因素确定。

4.1.5 钢-混凝土组合桥梁的设计基准期应为 100 年。

4.1.6 钢-混凝土组合桥梁的设计工作年限应按表 4.1.6 采用。

表 4.1.6 钢-混凝土组合桥梁的设计工作年限

类别	设计工作年限（年）	桥梁类型
1	30	小桥
2	50	中桥、重要小桥
3	100	特大桥、大桥、重要中桥

注：1 表中所列大、中、小桥系按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 中的单孔跨径确定，对于多跨不等跨桥梁，以其中最大跨径为准；本表冠以“重要”的中桥和小桥，系指高速公路和一级公路上、国防公路上、城市快速路上、主干路和交通特别繁忙的城市次干路上的桥梁。

2 对有特殊要求的桥梁，其设计安全等级可根据具体情况另行确定。

4.2 结构计算

4.2.1 钢-混凝土组合桥梁应对其构件及连接件进行下列验算：

- 1 按承载能力极限状态的要求进行持久状况及偶然状况的承载力、整体稳定计算；
- 2 按正常使用极限状态的要求进行持久状况的抗裂性、应力、挠度、局部稳定验算，以及耐久性设计；
- 3 按短暂状况结构受力状态的要求进行施工等工况的验算。

4.2.2 钢-混凝土组合梁桥面板的有效宽度 b_e 应符合下列规定：

1 组合梁各跨跨中及中间支座处的混凝土桥面板有效宽度 b_c （见图 4.2.2）按下列公式计算，且不应大于混凝土桥面板实际宽度：

$$b_c = b_0 + \sum b_{ci} \quad (4.2.2-1)$$

$$b_{ci} = L_{ci} / 6 \leq b_i \quad (4.2.2-2)$$

式中： b_0 ——钢梁腹板上方最外侧剪力连接件中心间距（mm），见图 4.2.2（a）；

b_{ci} ——钢梁腹板一侧的混凝土桥面板有效宽度（mm）。其中 b_i 为最外侧剪力件中心至相邻钢梁腹板上方的最外侧剪力件中心距离的一半或最外侧剪力件中心至混凝土桥面板自由边的距离； L_{ci} 为等效跨径，简支梁应取计算跨径，连续梁应按图 4.2.2（b）取。

2 简支梁支点和连续梁边支点处的混凝土桥面板有效宽度 b_c 按下列公式计算：

$$b_c = b_0 + \sum \beta_i b_{ci} \quad (4.1.5-3)$$

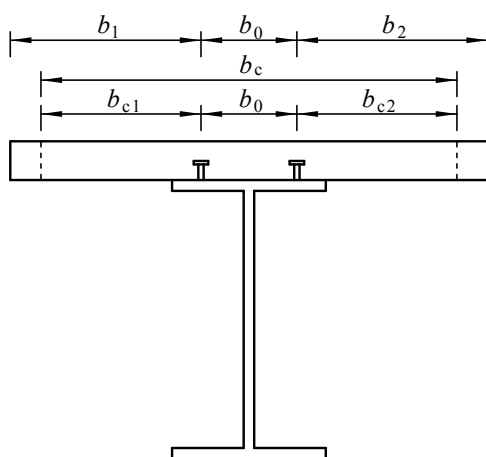
$$\beta_i = 0.55 + 0.025 L_{ci} / b_i \leq 1.0 \quad (4.1.5-4)$$

式中： L_{ci} ——边跨的等效跨径（mm），如图 4.2.2（b）所示。

3 混凝土桥面板有效宽度 b_c 沿梁长的分布可假设为如图 4.2.2（c）所示的形式。

4 预应力组合梁在计算预加力引起的混凝土应力时，预加力作为轴向力产生的应力可按实际混凝土桥面板全宽计算；由预加力偏心引起的弯矩产生的应力可按混凝土桥面板有效宽度计算。

5 对超静定结构进行整体分析时，组合梁混凝土桥面板有效宽度可取实际宽度。



（a） 截面尺寸

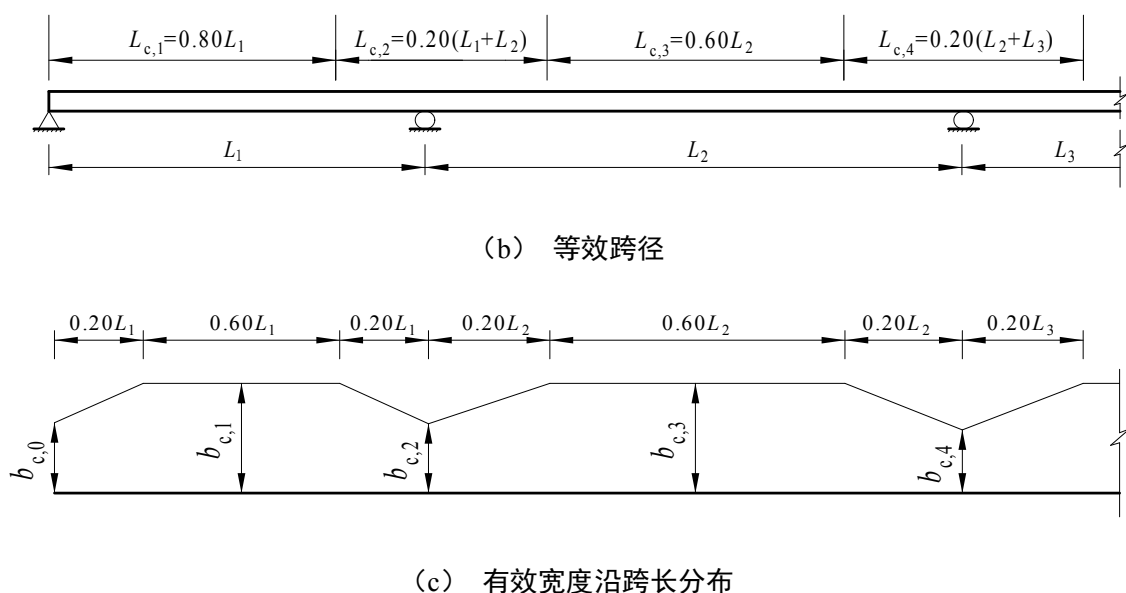


图 4.2.2 混凝土桥面板等效跨径及有效宽度示意图

4.2.3 预应力钢-混凝土组合梁在正常使用极限状态计算中，预应力损失计算应包括下列内容：

1 体内布置钢束应力损失因素

预应力筋与管道壁之间的摩擦	σ_{11}
锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩	σ_{12}
预应力筋与台座之间的温差	σ_{13}
材料的弹性压缩	σ_{14}
预应力筋的应力松弛	σ_{15}
混凝土的收缩和徐变	σ_{16}

2 应计入预应力筋与锚圈口之间的摩擦等因素引起的预应力损失。

3 计算混凝土收缩徐变因素引起的预应力损失时，应计入钢结构对混凝土的约束作用。

4 预应力损失宜根据试验确定，当无可靠试验数据时，体内配置钢束各类因素引起的预应力损失计算，可按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相应规定计算。

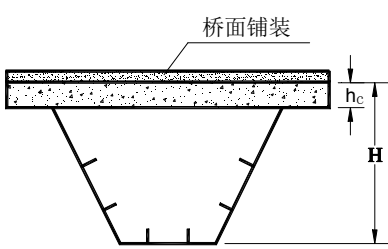
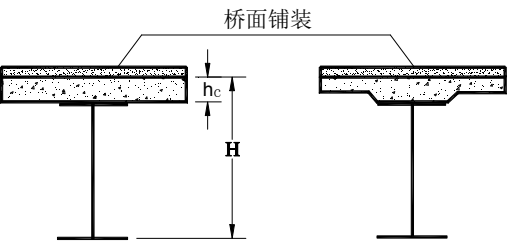
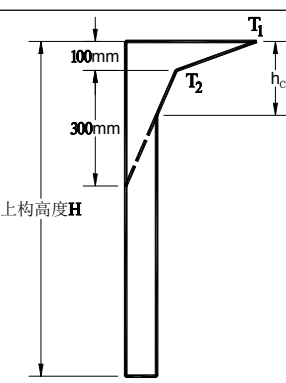
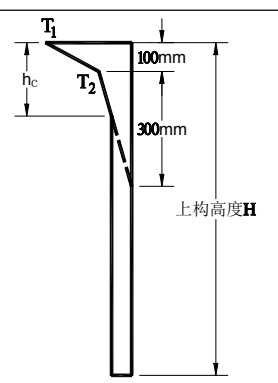
4.2.4 混凝土收缩徐变可按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 计算。

4.2.5 钢-混凝土组合梁的温度作用应按下列规定计算：

1 计算组合梁由于均匀温度作用引起的效应时，应从受到约束时的结构温度开始，计算环境最高和最低有效温度的作用效应。当缺乏实际调查资料时，最高和最低有效温度标准值可按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 取值。材料线膨胀系数应按本标准第 3.1.6 条、第 3.2.8 条和第 3.3.5 条的规定取值。

2 计算组合梁由于梯度温度引起的效应时，宜采用表 4.2.5 所示的竖向温度梯度分布形式。

表 4.2.5 钢-混凝土组合梁的梯度温度分布

组合梁形式	竖向梯度温度分布				
		温升	温降		
组合截面：   h_c 为混凝土桥面板的厚度(mm) H 为组合梁高(mm)。	分布形式				
		铺装类型	T1 (°C)	T2 (°C)	
		混凝土铺装	25	6.7	
		50mm 沥青混凝土	20	6.7	
	100mm 沥青混凝土	14	5.5		
	铺装类型	T1 (°C)	T2 (°C)		
	混凝土铺装	-12.5	-3.3		
	50mm 沥青混凝土	-10	-3.3		
	100mm 沥青混凝土	-7	-2.7		

注：温度值 T1、T2 为相对值。

4.2.6 钢-混凝土组合梁弹性阶段计算可采用下列基本假定：

- 1 钢与受压混凝土材料均为理想的线弹性体；
- 2 组合梁弯曲时，混凝土桥面板截面与钢梁截面各自符合平截面假定，材料服从虎克定律。

4.2.7 弹性阶段计算可根据钢与混凝土弹性模量比 n_0 进行截面换算，将混凝土桥面板换算成钢截面后按材料力学公式计算应力，换算前后混凝土桥面板重心高度应保持不变。在长期荷载作用下，计入混凝土徐变的影响进行截面换算时，弹性模量比可用有效弹性模量比 n_L 代替。钢与混凝土弹性模量比 n_0 和有效弹性模量比 n_L 的确定应符合本规范的规定。

4.2.8 对短暂状况的设计，应计算构件在制作、运输及安装等施工阶段，由自重、施工荷载等引起的应力，并不应超过本节规定的限值。施工荷载除有特别规定外均应采用标准组合；温度作用效应可按施工时实际温度场取值；动力安装设备产生的效应应乘以相

应的动力系数。

4.2.9 持久状况下，钢-混凝土组合梁的应力验算应符合下列规定：

- 1 混凝土构件正截面的最大压应力不宜大于 $0.50 f_{ck}$ ；
- 2 钢结构应力不应大于 0.75 倍的强度设计值，并应满足稳定的要求；
- 3 体内钢束（钢绞线、钢丝）最大拉应力不应大于 $0.65 f_{pk}$ ；

4.2.10 短暂状况下，钢-混凝土组合梁的应力验算应符合下列规定：

- 1 混凝土构件正截面的最大压应力不宜大于 $0.70 f_{ck}$ ；
- 2 钢结构应力不应大于 0.80 倍的强度设计值，并应满足稳定的要求；
- 3 体内钢束（钢绞线、钢丝）张拉控制应力不应大于 $0.75 f_{pk}$ ；

4.2.11 体外预应力钢-混凝土组合桥梁可按附录 C 进行计算。

4.3 耐久性设计

4.3.1 钢-混凝土组合桥梁应根据设计工作年限及其对应的极限状态、环境类别及其作用进行耐久性设计。当同一组合桥梁的不同构件或同一构件的不同部位所处的环境类别及其作用等级不同时，应根据实际情况分别进行耐久性设计。

4.3.2 耐久性设计应包含下列内容：

- 1 明确结构和结构构件的设计工作年限。
- 2 明确结构和结构构件所处的环境类别及其作用等级。
- 3 提出对混凝土、钢材、抗剪连接件材料选控的要求，包括原材料、配合比、耐久性指标等。
- 4 明确结构耐久性要求的构造措施。
- 5 提出施工养护措施，满足耐久性所需的施工养护基本条件。
- 5 对于严重腐蚀环境条件下的组合桥梁，除对材料本身提出的相关耐久性设计要求外，还应提出相应的防腐蚀附加措施。

4.3.3 钢结构应根据环境确定防腐环境等级以及所需的保护年限，同时应根据运营养护和经济合理的条件，对不同位置的钢材按现行行业标准《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》JT/T 722 的有关规定确定最优化的防腐涂装系统。

4.3.4 混凝土桥面板应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的耐久性设计规定，并按现行行业标准《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》JTG/T 3310 的有关规定进行设计。

4.3.5 混凝土桥面板最大裂缝宽度限值不应超过表 4.3.5 规定的限值。

表 4.3.5 混凝土桥面板最大裂缝宽度限值（mm）

环境类别	最大裂缝宽度限值		
	钢筋混凝土桥面板	B 类预应力混凝土桥面板	超高性能混凝土桥面板

I 类-一般环境	0.20	0.10	0.15
II 类-冻融环境	0.20	0.10	0.15
III类-近海或海洋氯化物环境	0.15	0.10	0.10
IV类-除冰盐等氯化物环境	0.15	0.10	0.10
V 类-盐结晶环境	0.10	禁止使用	0.05
VI类-化学腐蚀环境	0.15	0.10	0.10
VII类-磨蚀环境	0.20	0.10	0.15

4.3.6 严重及以上环境等级条件，宜减少钢结构在大气区、浪溅区的表面积。浪溅区、水位变动区部位宜采用重防腐涂层、金属热喷涂层加封闭涂层保护等措施。

4.3.7 应从混凝土配制、构造要求和施工工艺等方面防止接触面脱空。

4.3.8 组合梁钢梁的防腐范围伸入钢混结合面不宜小于 50mm，结合面构造应密封。

4.3.9 暴露在混凝土之外的连接件、紧固件等，应设置可靠的连接方式，连结部位应进行防腐处理。

4.3.10 混凝土桥面板与钢梁结合前，应除去接触面钢板的氧化皮，应排除连接件表面的氧化皮、油脂和毛刺等缺陷。

4.3.11 应设置防水层、侧面檐口、滴水槽，排水管不应设置在箱梁内部，不应采用易于积水的闭口截面，凹槽、坑槽处应设置排水孔。

4.3.12 伸缩装置应设置防水构造，桥台部位应设置排水通道。

4.3.13 遭受氯盐侵蚀的混凝土桥面，桥面排水坡度不应小于 2%，并应计入结构发生挠度或施加预应力引起反拱对桥面排水的影响。桥面的排水应通过专门设置的管道排出，不得将水直接排在构件的混凝土表面上。排水管的出口应离开混凝土墩柱或其他构件表面一定距离。

4.3.14 当桥面板采用预制钢筋混凝土桥面板时，应采取措施使预制板与钢梁间密贴。

5 承载能力极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 钢-混凝土组合桥梁的安全等级，应根据结构的重要性、结构破坏可能产生后果的严重性按表 5.1.1 采用。

表 5.1.1 钢-混凝土组合桥梁设计安全等级

安全等级	结构类型	桥梁类型
一级	重要结构	特大桥、大桥、中桥、重要小桥
二级	一般结构	小桥

5.1.2 钢-混凝土组合梁的承载能力极限状态计算，应采用下式：

$$\gamma_0 S_{ud} \leq R \quad (5.1.2-1)$$

当采用预应力的超静定结构时，应采用下式：

$$\gamma_0 S_{ud} + \gamma_p S_p \leq R \quad (5.1.2-2)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，对应于设计安全等级一级、二级的钢-混凝土组合桥梁应分别取不小于 1.1、1.0；

γ_p ——预应力分项系数，当预应力效应对结构有利时，应取 1.0，不利时应取 1.2；

S_{ud} ——作用效应的组合设计值，对于汽车荷载应计入冲击系数；

S_p ——扣除全部预应力损失后，预应力引起的次效应；

R ——构件承载力设计值。

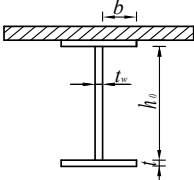
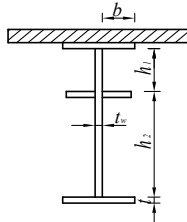
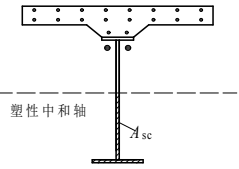
5.1.3 当钢-混凝土组合梁进行截面承载力、整体稳定、抗剪连接件承载力计算时，作用（或荷载）的效应组合应采用现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的基本组合；当进行倾覆稳定计算和疲劳计算时，作用的效应组合应采用标准组合。

5.1.4 钢-混凝土组合梁中混凝土桥面板的计算，除应符合本规范的规定外，尚应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 中的相关规定。

5.2 抗弯承载力计算

5.2.1 钢-混凝土组合梁的截面当符合表 5.2.1 的要求时，可采用塑性设计方法计算抗弯承载力。不符合时，应采用弹性设计方法计算抗弯承载力，计算时应计入施工顺序，以及混凝土的徐变、收缩与温度等作用的影响。

表 5.2.1 板件宽厚比

		翼缘	腹板
截面形式			
正弯矩作用区段	塑性中和轴在混凝土桥面板内:	符合构造要求	符合构造要求
	塑性中和轴在钢梁截面内:	符合构造要求	当 $\alpha > 0.5$: $\frac{h_0}{t_w} \left(\frac{h_1}{t_w}, \frac{h_2}{t_w} \right) \leq \frac{376}{13\alpha - 1} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$:
负弯矩作用区段	钢梁下翼缘受压: 	下翼缘: $\frac{b}{t} \leq 8 \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ $\frac{b_0}{t} \leq 31 \sqrt{\frac{345}{f_y}}$	当 $\alpha > 0.5$: $\frac{h_0}{t_w} \left(\frac{h_1}{t_w}, \frac{h_2}{t_w} \right) \leq \frac{376}{13\alpha - 1} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$: $\frac{h_0}{t_w} \left(\frac{h_1}{t_w}, \frac{h_2}{t_w} \right) \leq \frac{34}{\alpha} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$

注：表中 α 为钢梁受压高度的比例系数，可近似采用下列各式计算：

1) 正弯矩作用区段，塑性中和轴在钢梁截面内时：

$$A_{sc} = \frac{A_s f_d + A_p \sigma_{pu,d} - A_c f_{cd} - A_t f_{sd}}{2f_d} \quad (5.2.1-1)$$

$$\alpha = \frac{A_{sc} - A_{st}}{h_0 t_w} \quad (5.2.1-2)$$

2) 负弯矩作用区段:

$$A_{sc} = \frac{A_s f_d + A_t f_{sd}}{2 f_d} \quad (5.2.1-3)$$

$$\alpha = \frac{A_{sc} - A_{sb}}{h_0 t_w} \quad (5.2.1-4)$$

式中: A_{st} 、 A_{sb} ——分别为钢梁上翼缘、下翼缘面积;

A_{sc} ——钢梁受压区的截面面积。

5.2.2 弹性设计方法计算正弯矩区钢-混凝土组合梁的抗弯承载力时,应符合下列规定:

$$\gamma_0 M \leq \min \{ W f_{cd}, W f_d \} \quad (5.2.2-1)$$

$$M = \sum_{i=1}^{\text{II}} \frac{M_{d,i}}{W_{eff,i}} \quad (5.2.2-2)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数,按本规范第 4.2.1 条的规定采用

M ——正弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

W ——组合梁截面的抗弯模量 (mm^3);

f_d ——钢材的抗拉强度设计值 (MPa);

f_{cd} ——混凝土的抗压强度设计值 (MPa);

i ——变量,表示不同的应力计算阶段;其中, $i=\text{I}$ 表示未形成组合梁截面的计算阶段; $i=\text{II}$ 表示形成组合梁截面之后的计算阶段;对于一次性落架的施工方式,只存在一个计算阶段,即形成组合梁截面之后的计算阶段。

$M_{d,i}$ ——对应不同应力计算阶段,作用于钢梁或组合梁截面的弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

$W_{eff,i}$ ——对应不同应力计算阶段,钢梁或组合梁的抗弯模量 (mm^3),应计入混凝土开裂和混凝土板剪力滞效应的影响;

5.2.3 弹性设计方法计算负弯矩区钢-混凝土组合梁的抗弯承载力时,应符合下列规定:

1 计算抗弯模量时不计入混凝土板的作用;

2 应采用下列公式进行计算:

$$\gamma_0 M \leq \min \{ W_s f_{sd}, W_s f_d \} \quad (5.2.3-1)$$

$$M = \left(\frac{M_{d,\text{I}}}{W_{eff,\text{I}}} + \frac{M_{d,\text{II}}}{W_s} \right) W_s \quad (5.2.3-2)$$

式中： W_s ——混凝土桥面板有效宽度内的钢筋与钢梁组成组合截面的抗弯模量
(mm^3);

f_d ——钢材的抗压强度设计值 (MPa);

f_{sd} ——钢筋的抗拉强度设计值 (MPa);

5.2.4 塑性设计方法计算钢-混凝土组合梁抗弯承载力时, 在下列部位可不考虑弯矩与剪力的相互影响:

1 受正弯矩作用的组合梁截面;

2 受负弯矩作用且 $0.15A_s f_d$ 不大于 $A_{rt} f_{sd}$ 的组合梁截面; A_{rt} 为负弯矩区混凝土桥面板有效宽度范围内纵向钢筋的截面面积。

5.2.5 塑性设计方法计算正弯矩区钢-混凝土组合梁的抗弯承载力时, 应符合下列规定:

1 塑性中和轴在混凝土桥面板内(图 5.2.5-1), 即 $A_c f_{cd} + A_r f_{sd} \geq A_s f_d$ 时, 抗弯承载力应符合下列公式要求:

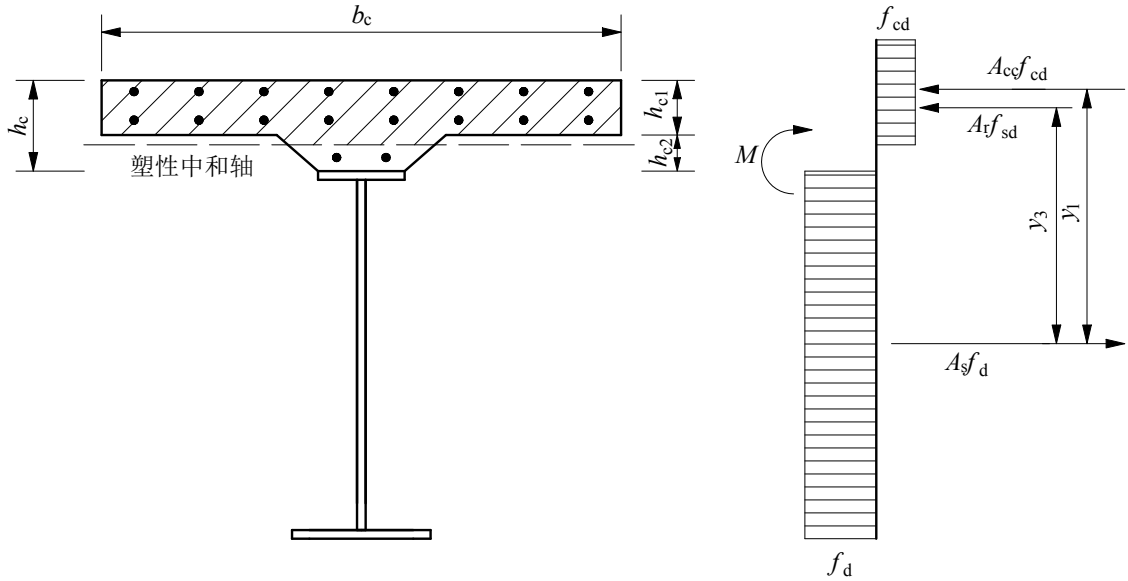


图 5.2.5-1 塑性中和轴在混凝土桥面板内时的组合梁截面及应力图形

$$\gamma_0 M \leq k (A_{cc} f_{cd} y_1 + A_r f_{sd} y_3) \quad (5.2.5-1)$$

$$A_{cc} = b_c x = \frac{A_s f_d - A_r f_{sd}}{f_{cd}} \quad (5.2.5-2)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数, 按本规范第 4.2.1 条的规定采用;

M ——正弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

k ——考虑滑移效应的折减系数, 取为 0.95;

A_{cc} ——塑性中和轴上侧混凝土桥面板的面积 (mm^2);

A_r ——塑性中和轴上侧混凝土桥面板内纵向钢筋的截面面积 (mm^2);
 A_s ——钢梁的截面面积 (mm^2);
 A_c ——混凝土桥面板的截面面积 (mm^2);
 x ——混凝土桥面板受压区高度 (mm);
 y_1 ——混凝土桥面板受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm);
 y_3 ——混凝土桥面板内纵向钢筋的截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm);
 f_d ——钢材的抗拉强度设计值 (MPa);
 f_{sd} ——混凝土桥面板内纵向钢筋的抗拉强度设计值 (MPa);
 f_{cd} ——混凝土的抗压强度设计值 (MPa);
 b_c ——混凝土桥面板的有效宽度 (mm);
 h_{c1} ——混凝土桥面板的厚度 (mm);

2 塑性中和轴在钢梁截面内(图 5.2.5-2), 即 $A_c f_{cd} + A_r f_{sd} < A_s f_d$ 时, 抗弯承载力应符合下列公式要求:

$$\gamma_0 M \leq k(A_c f_{cd} y_1 + A_{sc} f_{sd} y_2 + A_r f_{sd} y_3) \quad (5.2.5-3)$$

$$A_{sc} = \frac{A_s f_d - A_c f_{cd} - A_r f_{sd}}{2 f_d} \quad (5.2.5-4)$$

式中: A_{sc} ——钢梁受压区的截面面积 (mm^2);

y_2 ——钢梁受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm).

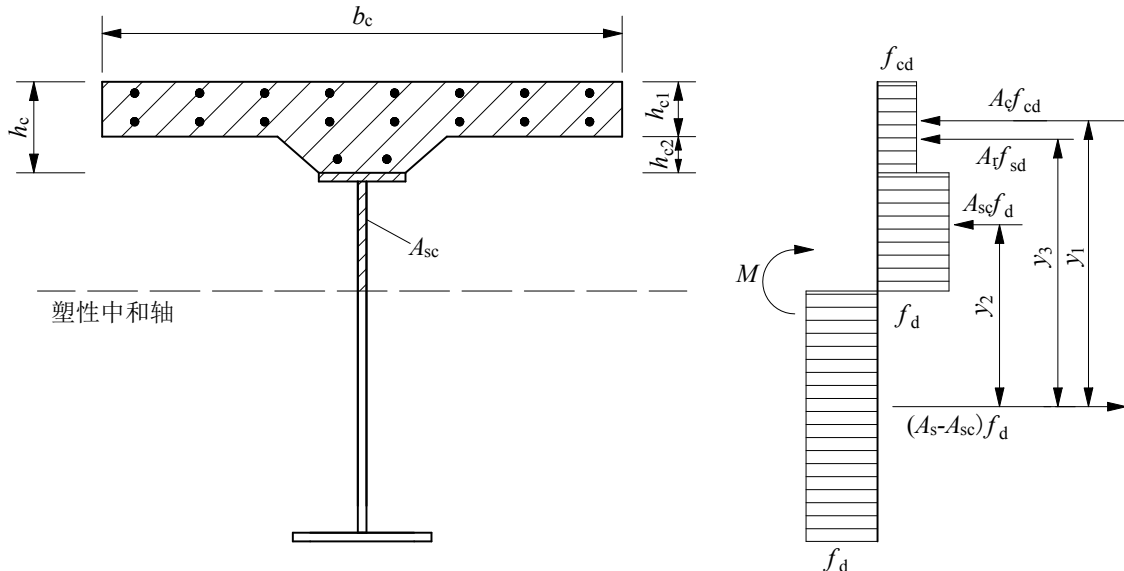


图 5.2.5-2 塑性中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

5.2.6 钢-超高性能混凝土组合梁正弯矩区抗弯承载能力应按本标准 5.2.2 条进行计算; 负弯矩区抗弯承载能力计算应按本标准 5.2.3 条进行计算, 计算时应计入超高性能混凝土

土的抗拉贡献，以及超高性能混凝土板翼缘有效宽度内纵向钢筋的作用。

5.3 抗剪承载力计算

5.3.1 钢-混凝土组合梁的抗剪承载力可采用下式计算：

$$\gamma_0 V \leq \chi_w h_w t_w f_{vd} \quad (5.3.1)$$

式中： V ——剪力设计值（N）

h_w ——钢梁腹板高度（mm）；

t_w ——钢梁腹板厚度（mm）；

f_{vd} ——钢材的抗剪强度设计值（MPa）；

χ_w ——腹板对抗剪的贡献系数。对 $h_w/t > 72\varepsilon/\eta$ 的非加劲腹板和 $h_w/t > 31\varepsilon\sqrt{k_\tau}/\eta$ 的加劲腹板应按表 5.3.1 取值；其余 χ_w 取为 1.0，其中 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ 。

表 5.3.1 腹板对抗剪的贡献系数 χ_w

	刚性端加劲肋	非刚性端加劲肋
$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$	η	η
$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$0.83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w$

注： η 为钢材强度影响系数，对于 Q500q 钢， $\eta=1.0$ ；其余钢材， $\eta=1.2$ ；

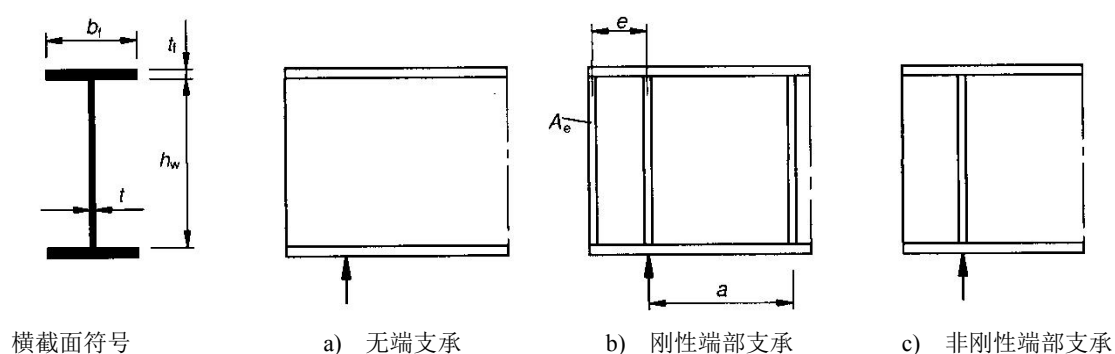


图 5.3.1 端部支承

5.3.2 修正宽厚比 $\bar{\lambda}_w$ 应按下列公式计算：

1 只在支座处设置横向加劲肋时：

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4t\varepsilon} \quad (5.3.2-1)$$

2 除在支座处设置横向加劲肋外，尚设置中间横向加劲肋或纵向加劲肋，或同时设置横向和纵向加劲肋时：

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4t\epsilon\sqrt{k_\tau}} \quad (5.3.2-2)$$

式中： k_τ 是板块中的最小剪切屈曲系数，可按下列规定进行计算：

1) 当既有刚性横向加劲肋也有非刚性横向加劲肋时， k_τ 取任意两个横向加劲肋之间板块的 k_τ （如图 5.3.2 中的 $a_2 \times h_w$ 和 $a_3 \times h_w$ ）和两个刚性横向加劲肋之间设置一个非刚性横向加劲肋板块的（如图 5.3.2 中的 $a_4 \times h_w$ ） k_τ 最小值。

2) 支承在翼缘板和刚性横向加劲肋之间的板块可假定为刚性边界。腹板的屈曲分析应基于两个横向加劲肋之间板块（如图 5.3.2 中的 $a_1 \times h_w$ ）。

3) 对仅采用非刚性横向加劲肋的腹板， k_τ 的最小值可通过以下分析得到：采用两个相邻板块和一个柔性横向加劲肋共同分析；采用三个相邻板块和两个柔性横向加劲肋共同分析； k_τ 的计算方法参见附录 D。

4) 计算 k_τ 时纵向加劲肋的抗弯惯性矩应采用其实际值的 1/3，采用附录 D 中的公式计算 k_τ 时也应考虑。

3 对设置纵向加劲肋的腹板，修正宽厚比系数 $\bar{\lambda}_w$ 不应小于下式计算值：

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37.4t\epsilon\sqrt{k_{\tau i}}} \quad (5.3.2-3)$$

式中： h_{wi} 和 $k_{\tau i}$ 是加劲肋分隔的板块中宽厚比 $\bar{\lambda}_w$ 最大的板块。计算 $k_{\tau i}$ 时，附录 D.0.1-2 中的公式可取 $k_{\tau sl} = 0$ 。

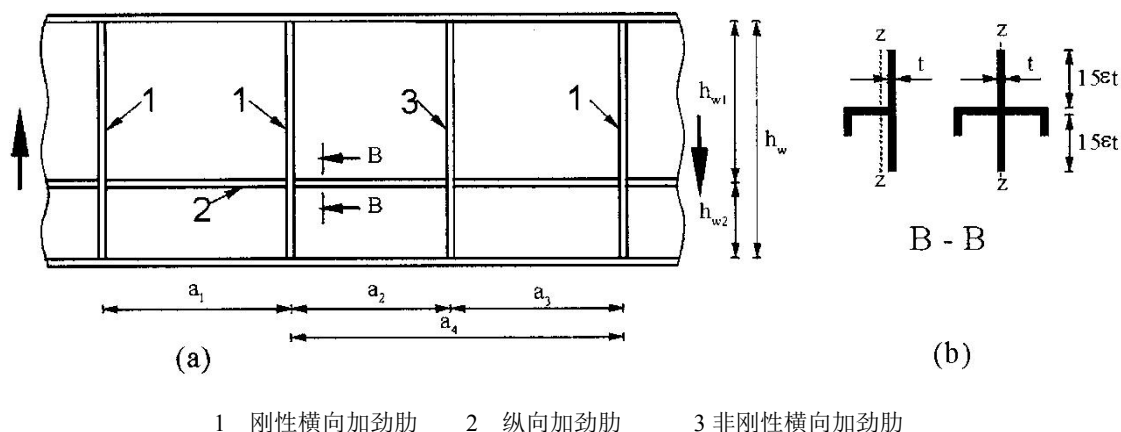


图 5.3.2 设置竖向和纵向加劲肋的腹板

5.3.3 钢-混凝土组合梁承受弯矩和剪力共同作用时，应按下列规定验算腹板最大折算应力：

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f_d \quad (5.3.3)$$

式中： σ 、 τ ——钢梁腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力、剪应力（MPa）；

f_d ——钢材抗拉强度设计值（MPa）。

5.3.4 钢-超高性能混凝土组合梁抗剪承载能力应按本标准 5.3.1 条进行计算，并按 5.3.3 条复核腹板最大折算应力。

5.4 整体稳定计算

5.4.1 钢-混凝土组合梁对下列情况可不进行整体稳定计算：

- 1 混凝土桥面板与钢梁的受压翼缘通过抗剪连接件连接，两者已牢固结合且能阻止钢梁受压翼缘的侧向位移时；
- 2 受负弯矩作用的 I 字形截面组合梁，当钢梁受压翼缘的自由长度 l_1 与其总宽度 b_1 的比值不超过表 5.4.1 规定的数值时；

表 5.4.1 I 字形钢梁不需要计算整体稳定的最大 l_1/b_1 值

钢种	跨中无侧向支承点的梁	跨中有侧向支承点的梁
Q235q、Q235	13.0	16.0
Q345q、Q355	10.5	13.0
Q370q、Q390	10.0	12.5
Q420q、Q420	9.5	12.0

注：1 对跨中无侧向支承点的梁， l_1 为其跨径；对跨中有支承点的梁， l_1 为受压翼缘侧向支点间的距离（梁的支承处视为有侧向支承点）；

2 b_1 为 I 字形钢梁受压翼板的宽度；

3 梁的支座截面应采取构造措施，防止其扭转。

3 受负弯矩作用的槽形截面组合梁，当钢梁截面高度 h 与腹板中距 b_0 之比小于等于 6，且梁受压底板侧向支点间距 l_1 与腹板中距 b_0 之比小于等于 65 ($345/f_y$) 时。

5.4.2 施工阶段的组合梁，混凝土桥面板未硬化前，应对钢梁进行整体稳定性计算。

5.4.3 当钢梁与混凝土桥面板结合后，受负弯矩作用的钢-混凝土组合梁不符合本规范第 5.3.1 条的情况时，其整体稳定可按下列公式进行计算：

$$\gamma_0 M_d \leq \chi_{LT} M_{Rd} \quad (5.4.3-1)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ 且 } \chi_{LT} \leq 1 \quad (5.4.3-2)$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.4.3-3)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (5.4.3-4)$$

$$M_{Rk} = W_n f_y \quad (5.4.3-5)$$

式中 M_d ——组合梁最大弯矩设计值 ($N \cdot mm$)；

M_{Rd} ——按本标准第 5.2.1 条规定计算的组合梁截面抗弯承载力 ($N \cdot mm$)；

χ_{LT} ——组合梁侧扭屈曲的折减系数；

$\bar{\lambda}_{LT}$ ——换算长细比；

α_{LT} ——缺陷系数，可按本规范表 5.4.3-1 和表 5.4.3-2 取值；

M_{Rk} ——采用材料强度标准值 ($N \cdot mm$)，可按本规范 5.2.1 条规定计算的组合梁截面抵抗弯矩；

M_{cr} ——组合梁侧扭屈曲的弹性临界弯矩 ($N \cdot mm$)，可按本标准附录 E 进行计算；

f_y ——钢材的屈服强度 (MPa)；

W_n ——组合截面的净截面模量 (mm^3)。

表 5.4.3-1 缺陷系数 α_{LT}

屈曲曲线类型	a	b	c	d
缺陷系数 α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

表 5.4.3-2 侧向失稳曲线分类

横截面形式	屈曲方向	屈曲曲线类型
轧制 I 形截面	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
焊接 I 形截面	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
其它截面	—	d

5.5 倾覆稳定计算

5.5.1 组合梁刚体倾覆稳定计算，应采用下式：

$$\gamma_{qt} S_{sk} \leq S_{bk} \quad (5.5.1)$$

式中： γ_{qt} ——抗倾覆稳定系数，不应小于 2.5；

S_{sk} ——不平衡作用效应的标准组合；

S_{bk} ——平衡作用效应的标准组合。

5.5.2 在作用基本组合下，单向受压支座应始终保持受压状态。

5.5.3 只采用单向受压支座支承时，在作用标准组合最不利布载情况下，梁体横向转角不应大于 0.02rad。

5.5.4 应验算单侧支座脱空情况下，另一侧支座位置处钢构件的局部稳定性。

5.5.5 整联有固结墩时，应验算作用基本组合下，固结墩的压弯承载能力。

5.5.6 计算倾覆稳定的汽车荷载及其组合应符合下列规定：

1 验算倾覆稳定的汽车荷载应采用现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 或《城市桥梁设计规范》CJJ 11 中的车道荷载，集中荷载标准值应乘以 1.2 的系数；

2 汽车荷载横向应按相应规范的最不利位置布置，多车道桥梁汽车荷载产生的效应不应折减；

3 汽车荷载应计入冲击作用；

4 应计入风荷载与汽车荷载的共同作用。

5.6 疲劳计算

5.6.1 钢-混凝土组合梁的结构构件与连接应进行疲劳验算。钢-混凝土组合梁的疲劳计算，应采用下式：

$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \quad (5.6.1)$$

式中： $\Delta\sigma$ ——应力幅（MPa）；对于常幅疲劳， $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ ；对于变幅疲劳， $\Delta\sigma$ 可取

为等效常幅应力幅；

$[\Delta\sigma]$ ——容许应力幅（MPa）；

5.6.2 钢-混凝土组合梁钢结构的疲劳计算应按现行行业标准《公路钢结构桥梁设计规范》JTG D64 的规定。

5.6.3 普通混凝土桥面板的疲劳验算应符合下列规定：

- 1 应包括混凝土受压疲劳、普通钢筋及预应力筋受拉疲劳验算。
- 2 混凝土桥面板由疲劳荷载与其他作用组合后计算应力范围。除特别指明外，疲劳荷载应采用标准值，疲劳荷载计算模型应符合现行行业标准，作用分项系数应取为 1.0。其他作用应采用频遇组合。
- 3 可假定受压区混凝土法向应力为三角形分布。对于钢筋混凝土板，可不计受拉区混凝土抗拉强度，拉力全部由受拉区纵向钢筋承受。对于要求不允许出现裂缝的预应力混凝土板，可假定受拉区混凝土法向应力图形为三角形。
- 4 桥面板普通钢筋及预应力筋受拉疲劳寿命可通过以下 $S-N$ 曲线确定。对于钢筋混凝土板与允许出现裂缝的预应力混凝土板，应按开裂截面计算普通钢筋与预应力筋应力。

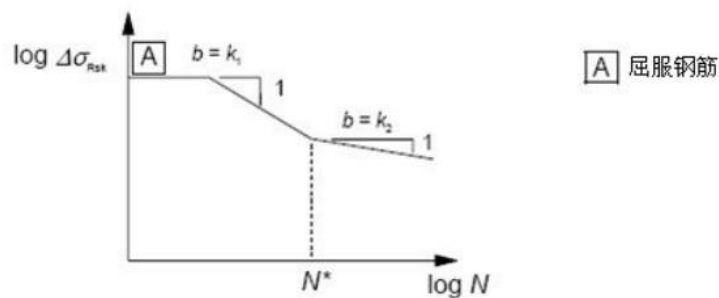


图 5.6.3 普通钢筋及预应力筋的 $S-N$ 曲线

表 5.6.3-1 钢筋 $S-N$ 曲线参数

钢筋类型	N	应力指数		在 N 循环条件下的 $\Delta\sigma_{Rsk}(\text{MPa})$
		k_1	k_2	
直钢筋和弯曲钢筋	10^6	5	9	162.5
焊接钢筋和铁丝网	10^7	3	5	58.5
注 1: $\Delta\sigma_{Rsk}$ 值适用于直钢筋。应使用换算系数 $\xi=0.35+0.026D/\phi$ 获得弯曲钢筋的值，式中， D 指弯曲直径， ϕ 指钢筋直径				

表 5.6.3-2 预应力钢筋 $S-N$ 曲线参数

预应力钢筋 $S-N$ 曲线用于:	N	应力指数	在 N 循环条件下
-------------------	-----	------	-------------

		k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk}(\text{MPa})$
先张钢筋	10 6	5	9	185
后张钢筋				
—塑料管内的单根钢绞线	10 6	5	9	185
—塑料管内直预应力筋或弯曲预应力筋	10 6	5	10	150
—钢管内的弯曲预应力筋	10 6	5	7	120

5 桥面板混凝土受压疲劳验算时，应同时计入桥面板体系与主梁体系产生的应力。当满足下式时，可认为满足疲劳设计要求，否则应基于预测交通数据进行评估。

$$\frac{|\sigma_{cd,max}|}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \frac{|\sigma_{cd,min}|}{f_{cd,fat}} \leq 0.90 \quad (5.6.3)$$

式中： $\sigma_{cd,max}$ ——混凝土最大疲劳压应力（MPa）；
 $\sigma_{cd,min}$ ——混凝土最大压应力处的最小疲劳压应力（MPa）；
 $f_{cd,fat}$ ——混凝土受压疲劳设计强度（MPa），取 $0.75f_{cd}$ 。

5.6.4 超高性能混凝土桥面板的疲劳验算应符合下列规定：

- 1 应对桥面板的弯拉应力，即正截面受拉区边缘的超高性能混凝土弯拉应力，进行验算，并应采用名义应力法，应力应按线弹性状态计算。
- 2 疲劳应力计算应按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 考虑荷载作用，各项荷载应取用标准值。
- 3 超高性能混凝土桥面板的疲劳名义轴拉应力允许值 $[f_{fd}^f]$ 宜通过试验确定。若无试验数据时，可取 $[f_{fd}^f]=0.5 \times [f_{fd}]$ 。其中超高性能混凝土桥面板静力名义弯拉应力容许值 $[f_{fd}]$ 可取本规程表 4.4.2 规定裂缝宽度限值对应的名义弯拉应力。

4 超高性能混凝土桥面板疲劳验算时，受拉区边缘超高性能混凝土弯拉应力不应大于超高性能混凝土桥面板疲劳名义弯拉应力允许值。

5.6.5 抗剪连接件应根据下列公式进行疲劳验算：剪力连接件的的疲劳可按式进行计算。

$$\gamma_{Ff} \Delta N_p \leq \Delta N_L / \gamma_{Mf} \quad (5.6.5-1)$$

$$\Delta N_p = N_{p,max} - N_{p,min} \quad (5.6.5-2)$$

$$\Delta N_L \leq 0.2 N_v^c \quad (5.6.5-3)$$

式中： γ_{Ff} —— 疲劳荷载分项系数，取 1.0；

γ_{Mf} —— 疲劳抗力分项系数，对重要构件取 1.35，对次要构件取 1.15；

ΔN_p —— 抗剪连接件按疲劳荷载模型计算得到的剪力幅（N）；

ΔN_L —— 连接件疲劳容许剪力幅（N）；

$N_{p,max}$ 、 $N_{p,min}$ —— 无限疲劳寿命验算的疲劳荷载模型按最不利情况加载于影响线得出的最大和最小剪力（N）。

5.6.6 抗剪连接件的疲劳荷载模型，采用现行行业标准规定的车道荷载形式，其集中荷载为 $0.7P_k$ ，均布荷载为 $0.3q_k$ ，计算时应计入多车道的影响，多车道系数按现行行业标准的相关规定计算。

5.7 桥面板计算

5.7.1 组合梁桥面板按单向板计算时，横向内力计算应按下列要求：

1 对于桥面板简支或连续支撑于钢梁上的区域，计算跨径 l 取相邻钢梁边缘间净距加上桥面板高度之和与相邻钢梁腹板中心距之间的较小值；对于桥面板悬臂部分，计算距离 l_c 的起点偏安全地取钢梁腹板中心线处。

2 计算剪力时，对于桥面板简支或连续支撑于钢梁上的区域，均按照对应计算跨径的简支板计算。

按双向板如何算。

5.7.2 组合梁桥面板的弯矩应按下式进行计算。

$$M = \begin{cases} -0.7M_0 & \text{支点弯矩} \\ 0.8M_0 & \text{跨中弯矩} \end{cases} \quad (5.7.2)$$

式中： M_0 —— 与计算跨径 l 相同的简支板跨中弯矩。

5.7.3 钢-混凝土组合梁承托及桥面板纵向抗剪承载力验算时，应分别验算图 5.7.3 所示的纵向受剪界面 a-a、b-b、c-c 及 d-d。

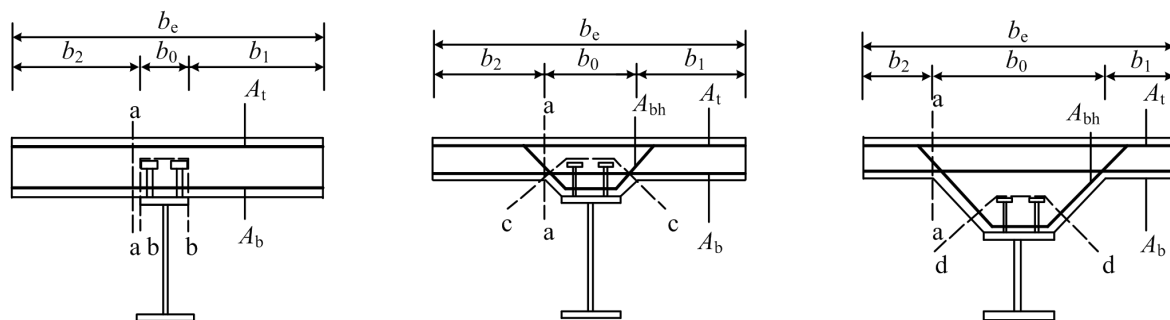


图 5.7.3 混凝土桥面板纵向受剪界面

图中 A_t ——混凝土桥面板顶部附近单位长度内钢筋面积的总和 (mm^2);

A_b ——混凝土桥面板底部单位长度内钢筋面积的总和 (mm^2);

A_{bh} ——承托底部单位长度内钢筋面积的总和 (mm^2)。

5.7.4 单位梁长混凝土桥面板内钢筋总面积应满足下式要求:

$$A_e > 0.8 L_s / f_{sd} \quad (5.7.4)$$

式中: 0.8——系数 (N/mm^2);

A_e ——单位长度混凝土桥面板内横向钢筋总面积 (mm^2/mm), 按图 5.7.3 和表 5.7.4 取值;

L_s ——纵向受剪界面的长度, 按图 5.7.3 所示的 a-a、b-b、c-c 及 d-d 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值 (mm);

f_{sd} ——横向钢筋的抗拉强度设计值 (MPa)。

表 5.7.4 单位长度上横向钢筋的截面积 A_e

剪切面	a-a	b-b	c-c	d-d
A_e	$A_b + A_t$	$2A_b$	$2(A_b + A_{bh})$	$2A_{bh}$

5.7.5 承受桥面板结合面纵向剪力的横向钢筋在剪切面外的长度应满足锚固长度的要求; 底部横向钢筋间距不应大于连接件超出横向钢筋高度的 4 倍, 且不应大于 600mm。

5.7.6 钢-混凝土组合梁承托及混凝土桥面板纵向界面受剪承载力计算应符合下式要求:

$$V_{ld} \leq V_{lRd} \quad (5.7.6)$$

式中: V_{ld} ——形成组合作用以后, 单位梁长内混凝土桥面板各纵向受剪界面的纵向剪力 (N/mm);

V_{lRd} ——单位梁长内各纵向受剪界面受剪承载力设计值 (N/mm)。

5.7.7 形成组合作用之后, 单位梁长内混凝土桥面板各纵向受剪界面的纵向剪力 V_{ld} 应符合下列规定:

1 单位梁长内 a-a 纵向受剪界面的计算纵向剪力:

$$V_{ld} = \max \left\{ V_1 \frac{b_1}{b_c}, V_1 \frac{b_2}{b_c} \right\} \quad (5.7.7-1)$$

2 单位梁长内 b-b、c-c 及 d-d 纵向受剪界面的计算纵向剪力:

$$V_{ld} = V_1 \quad (5.7.7-2)$$

式中: b_c ——混凝土桥面板的有效宽度 (mm);

b_1 、 b_2 ——混凝土桥面板左右两侧在 a-a 界面以外的有效宽度 (mm), 见图 5.7.3。

V_1 ——形成组合作用之后，单位梁长的钢梁与混凝土桥面板的界面纵向剪力；

3 单位梁长的界面纵向剪力，应按下列要求进行计算：

1) 由竖向剪力引起的单位梁长的界面纵向剪力：

$$V_1 = \frac{V_d S_{0c}}{I_0} \quad (5.7.7-3)$$

2) 由预应力束集中锚固力、混凝土收缩变形或温差引起的纵向剪力：

预应力束在梁跨中间锚固，锚固点前后均传递纵向剪力：

$$V_1 = \frac{V_t}{l_{cs}} \quad (5.7.7-4)$$

预应力束在梁跨中间锚固，锚固点前（预应力作用区段）传递剪力或梁端部锚固：

$$V_1 = \frac{2V_t}{l_{cs}} \quad (5.7.7-5)$$

式中： V_d ——形成组合作用之后，作用于组合梁的竖向剪力（N）；

V_t ——由预应力束集中锚固力、混凝土收缩变形或温差的初始效应在混凝土桥面板中产生的纵向剪力（N）；

S_{0c} ——混凝土桥面板对组合截面中和轴的面积矩（ mm^3 ）；

I_0 ——组合梁截面换算截面惯性矩（ mm^4 ）；

l_{cs} ——混凝土收缩变形或温差引起的纵向剪力计算传递长度（mm），取主梁间距和主梁长度的 1/10 中的较小值。

5.7.8 单位长度内纵向界面受剪承载力设计值 V_{Rd} 应按下列公式计算，并应取两者的较小值：

$$V_{Rd} = 0.7b_f f_{td} + 0.8A_e f_{sd} \quad (5.7.8-1)$$

$$V_{Rd} = 0.25b_f f_{cd} \quad (5.7.8-2)$$

式中： V_{Rd} ——单位长度内纵向界面受剪承载力（N/mm）；

b_f ——纵向受剪界面的长度，按图 5.7.3 所示的 a-a、b-b、c-c 及 d-d 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值（mm）；

f_{td} ——混凝土轴心抗拉强度设计值（MPa）；

f_{sd} ——横向钢筋的抗拉强度设计值（MPa）；

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）。

5.7.9 在集中反力作用下普通钢筋混凝土桥面板的抗冲切计算应按现行行业标准《公

路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 执行；不配置抗冲切钢筋的超高性能混凝土桥面板，其抗冲切承载力计算可按下列公式计算（见图 5.7.9）：

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.7\beta_h\beta_\rho f_{td} + 0.15\sigma_{pc,m})U_m h_0 \quad (5.7.9-1)$$

$$\beta_\rho = 0.75 + 0.04\sqrt[3]{Pf_{sd}} + 0.1\sqrt[3]{\frac{A_{sy}}{sh_0}}f_{sy} \quad (5.7.9-2)$$

式中： F_{ld} —— 最大集中反力设计值（N）；

β_h —— 截面高度尺寸效应系数，当 $h \leq 300\text{mm}$ 时，可取 1.0；当 $h \geq 800\text{mm}$ ，可取 0.85；当 $300\text{mm} \leq h \leq 800\text{mm}$ 时，其间可按直线插入取值，此处 h 为板的高度；

β_ρ —— 钢筋和钢板条的影响系数；

P —— 超高性能混凝土板破坏锥体截面内纵向与横向受拉钢筋的配筋百分率的均值，当 P 大于 4.0 时，取 $P=4.0$ ；

f_{sd} —— 钢筋抗拉强度设计值（MPa）；

f_{sy} —— 钢板条抗拉强度设计值（MPa）；

f_{td} —— 超高性能混凝土轴心抗拉强度设计值（MPa），其中纤维取向系数应取局部纤维取向系数 $K_f=1.75$ ；

$\sigma_{pc,m}$ —— 设有预应力钢筋的板截面上，由于预应力引起的超高性能混凝土的有效平均压应力（MPa），其值宜控制在 1.0~3.5MPa 范围内；

U_m —— 距集中反力作用面 $h_0/2$ 处破坏锥体截面面积的周长（mm）；

A_{sy} —— 钢板条的截面面积（mm²）；

s —— 钢板条的间距（mm）；

h_0 —— 板的有效高度（mm）。

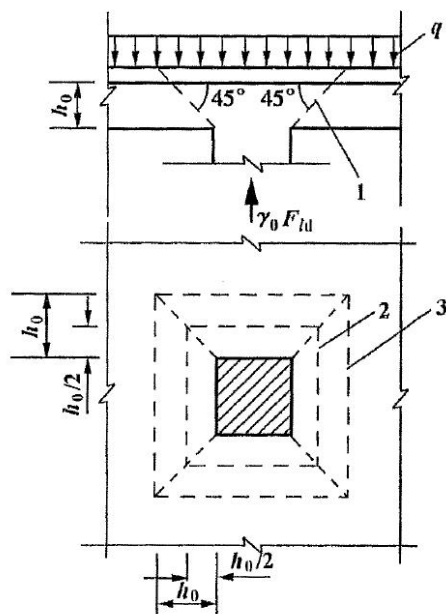


图 5.7.9 板抗冲切承载力计算

1-冲切破坏锥体的斜截面；2-距集中反力作用面 $h_0/2$ 处破坏锥体截面周长；3-冲切破坏锥体的底面线

5.7.10 超高性能混凝土桥面板的计算应符合附录 F，组合桥面板的计算应符合附录 G。

6 正常使用极限状态验算

6.1 一般规定

6.1.1 钢-混凝土组合梁应根据正常使用极限状态要求进行短暂状况和持久状况的计算。按持久状况设计时，应对钢-混凝土组合梁的截面应力、抗裂性、裂缝宽度和挠度进行计算；按短暂状况设计时，应对钢-混凝土组合梁的截面应力进行计算。各项计算值应满足本规范规定的相应限值。

6.1.2 钢-混凝土组合梁的正常使用极限状态验算，应采用下式：

$$S_{sd} \leq C \quad (6.1.2)$$

式中： S_{sd} ——正常使用极限状态作用（或荷载）组合的效应设计值；

C ——结构构件达到正常使用要求所规定的变形、应力和裂缝宽度等的限值。

6.1.3 钢-混凝土组合梁的正常使用极限状态应符合下列规定：

1 对短期挠度验算及混凝土结构抗裂验算，作用（或荷载）应采用现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 短期效应组合；对长期挠度验算，作用（或荷载）应采用现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 长期效应组合；计算值不得超过本规范规定的各相应限值。预应力作用应作为荷载考虑，荷载分项系数可取 1.0。

2 应力验算的作用（或荷载）应采用标准组合。其中，汽车荷载应计入冲击系数。

3 对连续梁等超静定结构，尚应计入由预加力、混凝土收缩徐变、基础不均匀沉降以及温度变化等引起的次效应。

6.1.4 钢-混凝土组合梁的挠度应符合下列规定：

1 由汽车荷载（不计冲击力）所引起简支或连续梁的竖向挠度，不应超过计算跨径的 $1/600$ ；梁悬臂端部的竖向挠度不应超过悬臂长度的 $1/300$ ；

2 当结构自重和静活载产生的挠度超过计算跨径的 $1/1600$ 时，桥跨结构应设置预拱度，其值等于结构重力和 $1/2$ 静活载所产生的竖向挠度和，预拱度线形应采用平顺曲线；

3 对于临时或特殊结构，其竖向挠度容许值，可与有关部门协商确定。

6.1.5 钢-混凝土组合梁的局部稳定应符合本规范第 6.4 节的要求。

6.1.6 计算钢-混凝土组合梁的挠度和应力时应计入施工顺序的影响，并应计入混凝土徐变、收缩以及温度等作用的效应。

6.1.7 计算钢-混凝土连续组合梁的挠度时，在正弯矩区，可按有效宽度内的全截面计算；在负弯矩区，假定混凝土开裂退出工作，可按钢梁和混凝土桥面板有效宽度内钢筋的组合截面计算。

6.2 应力验算

6.2.1 钢-混凝土组合梁受弯构件在弯矩及预应力作用下产生的混凝土桥面板及钢梁法向应力可按下列公式计算：

混凝土桥面板板顶应力：

$$\sigma_c = -\frac{M_k}{n_0 I_0} y_c - \frac{\sigma_e A_p}{n_0 A_0} + \frac{\sigma_e A_p e}{n_0 I_0} y_c \quad (6.2.1-1)$$

钢梁下翼缘应力：

$$\sigma_s = \frac{M_k}{I_0} y - \frac{\sigma_e A_p}{A_0} - \frac{\sigma_e A_p e}{I_0} y \quad (6.2.1-2)$$

式中： σ_c ——混凝土桥面板板顶应力（MPa）；

M_k ——截面弯矩值（N·mm）；

n_0 ——钢材弹性模量与混凝土弹性模量的比值， $n_0 = E_s/E_c$ ；

I_0 ——混凝土桥面板与钢梁组合截面的换算惯性矩（mm⁴）；

A_0 ——混凝土桥面板与钢梁组合截面的换算面积（mm²）；

A_p ——体外预应力筋的截面面积（mm²）；

y_c ——混凝土桥面板顶至组合梁弹性中和轴的距离（mm）；

σ_s ——钢梁下翼缘应力（MPa）；

y ——钢梁下翼缘至组合梁弹性中和轴的距离（mm）；

e ——预应力筋形心位置至换算截面中性轴的偏心距（向下为正）（mm）。

6.2.2 钢-混凝土组合梁截面验算时，应计入钢梁与混凝土桥面板结合后混凝土徐变的影响，计算可采用混凝土有效弹性模量法按下列公式计算：

混凝土的有效弹性模量

$$E_{c\phi} = \frac{E_c}{1 + \psi_L \phi(t, t_0)} \quad (6.2.2-1)$$

钢与混凝土的有效弹性模量比

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi(t, t_0)) \quad (6.2.2-2)$$

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c} \quad (6.2.2-3)$$

式中 E_c ——混凝土的弹性模量（MPa）；

ψ_L ——根据荷载类型确定的徐变因子，永久作用取 1.1，用于调整内力的强迫位移作用取 1.5，混凝土收缩作用取 0.55；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 ，计算考虑龄期为 t 的混凝土徐变系数，可取为徐变系数

最终值，根据混凝土桥面板的加载龄期和理论厚度按表 6.2.2 采用。

n_0 ——短期荷载作用下钢与混凝土弹性模量比；

E_s ——钢材的弹性模量（MPa）。

表 6.2.2 普通混凝土徐变系数 $\phi(t, t_0)$

理论 厚度 (mm)	40% ≤ RH < 70%								70% ≤ RH < 99%							
	加载龄期 t_0 (d)								加载龄期 t_0 (d)							
	3	7	14	30	60	90	180	360	3	7	14	30	60	90	180	360
50	4.40	3.75	3.30	2.85	2.50	2.31	2.02	1.77	3.05	2.60	2.28	1.98	1.73	1.60	1.40	1.23
100	3.90	3.33	2.92	2.53	2.21	2.05	1.79	1.57	2.83	2.41	2.12	1.83	1.61	1.49	1.30	1.14
150	3.65	3.12	2.74	2.37	2.08	1.92	1.68	1.47	2.72	2.32	2.04	1.76	1.54	1.43	1.25	1.09
200	3.50	2.99	2.62	2.27	1.99	1.84	1.61	1.41	2.65	2.26	1.99	1.72	1.51	1.39	1.22	1.07
250	3.39	2.89	2.54	2.20	1.93	1.78	1.56	1.36	2.60	2.22	1.95	1.69	1.48	1.37	1.20	1.05
300	3.31	2.82	2.48	2.14	1.88	1.74	1.52	1.33	2.56	2.19	1.92	1.66	1.46	1.35	1.18	1.03
350	3.24	2.77	2.43	2.10	1.84	1.70	1.49	1.30	2.53	2.16	1.90	1.64	1.44	1.33	1.17	1.02
400	3.18	2.72	2.39	2.06	1.81	1.67	1.46	1.28	2.51	2.14	1.88	1.63	1.43	1.32	1.15	1.01
450	3.14	2.68	2.35	2.03	1.78	1.65	1.44	1.26	2.49	2.12	1.86	1.61	1.41	1.31	1.14	1.00
500	3.10	2.64	2.32	2.01	1.76	1.63	1.42	1.25	2.47	2.11	1.85	1.60	1.40	1.30	1.14	0.99

注：1 表中 RH 代表桥梁所处环境的年平均相对湿度（%），表中数值按 40% ≤ RH < 70% 取 55%，70% ≤ RH < 99% 取 80% 计算所得；

2 表中理论厚度 $h=2A/u$ ，A 为混凝土桥面板的截面面积，u 为混凝土桥面板与大气接触的周边长度；

3 本表适用于一般硅酸盐类水泥或快硬水泥配制而成的混凝土；

4 本表适用于季节性变化的平均温度 -20℃ ~ +40℃；

5 本表数值系按 C40 混凝土计算所得，对于强度等级为 C50 及以上混凝土，表列数值应乘以 $\sqrt{32.4/f_{ck}}$ ，式中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值；

6 构件的实际理论厚度和加载龄期为表列中间值时，混凝土徐变系数可按直线内插法取值。

6.2.3 混凝土桥面板收缩作用应按钢与混凝土桥面板结合后开始计入。混凝土构件的收缩量可采用名义收缩系数乘以收缩折减系数计算得到。名义收缩系数可按表 6.2.3-1 所列数值采用；收缩折减系数可根据混凝土桥面板与钢梁结合前发生的龄期和理论厚度按表 6.2.3-2 采用。

表 6.2.3-1 混凝土名义收缩系数 $\varepsilon_{cs0} \cdot 10^3$

40% ≤ RH < 70%	70% ≤ RH < 99%
0.529	0.310

注：1 本表适用于一般硅酸盐类水泥或快硬水泥配制而成的混凝土；

2 本表适用于季节性变化的平均温度-20℃~+40℃；

3 本表数值系按 C40 混凝土计算所得，对于强度等级为 C50 及以上混凝土，表列数值应乘以 $\sqrt{32.4/f_{ck}}$ ，式中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值，按本规范表 3.1.3 采用。

表 6.2.3-2 收缩折减系数

理论厚度 (mm)	现浇	3d	7d	14d	30d	60d	90d	180d	360d
50	1.00	1.00	0.79	0.67	0.51	0.37	0.29	0.18	0.10
100	1.00	1.00	0.89	0.83	0.73	0.63	0.55	0.42	0.29
150	1.00	1.00	0.93	0.88	0.82	0.74	0.68	0.57	0.44
200	1.00	1.00	0.95	0.91	0.86	0.80	0.76	0.66	0.55
250	1.00	1.00	0.96	0.93	0.89	0.84	0.80	0.73	0.63
300	1.00	1.00	0.96	0.94	0.91	0.87	0.84	0.77	0.68
350	1.00	1.00	0.97	0.95	0.92	0.89	0.86	0.80	0.72
400	1.00	1.00	0.97	0.96	0.93	0.90	0.88	0.82	0.76
450	1.00	1.00	0.98	0.96	0.94	0.91	0.89	0.84	0.78
500	1.00	1.00	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.86	0.80

注：钢与混凝土桥面板结合前发生的龄期和理论厚度为表列数值中间值时，折减系数可按直线内插法取值。

6.2.4 混凝土徐变、收缩、温度等作用引起的截面应力增量，可按本规范附录 H 进行计算。

6.3 负弯矩区裂缝宽度验算

6.3.1 钢-混凝土组合梁负弯矩区段应按作用频遇组合并考虑长期效应影响，最大裂缝宽度应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 轴心受拉构件的规定计算，其值不应大于现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 规定的限值。

6.3.2 按作用频遇组合计算的钢-混凝土组合梁负弯矩区段开裂截面纵向受拉钢筋的应力 σ_{ss} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s y_s}{I_{cr}} \quad (6.3.2-1)$$

$$M_s = M_e (1 - \alpha_r) \quad (6.3.2-2)$$

式中： M_s ——按作用频遇组合计算的负弯矩值 (N·mm)；

y_s ——钢筋截面重心至钢筋和钢梁形成的组合截面中和轴的距离 (mm)；

M_e ——钢与混凝土形成组合梁之后，由作用频遇组合产生的按照未开裂模型进行弹性计算得到的连续组合梁中支座负弯矩值 (N·mm)；

I_{cr} ——开裂截面惯性矩 (mm^4);

α_r ——正常使用极限状态连续组合梁中支座负弯矩调幅系数,其取值不宜超过15%。

6.4 挠度验算

6.4.1 组合梁的挠度可根据给定的构件刚度用结构力学的方法,并考虑长期作用的影响进行计算;仅受正弯矩作用的组合梁,其抗弯刚度应取未开裂截面的折减刚度;连续组合梁宜按变截面刚度梁进行计算,在距中间支座两侧各0.15倍梁跨度范围内取开裂截面的折减刚度,其余区段仍取未开裂截面的折减刚度。

6.4.2 钢-混凝土组合梁未开裂截面的折减刚度 B 可按式确定:

$$B = \frac{E_s I_{tr}}{1 + \xi} \quad (6.4.2)$$

式中: B ——组合梁换算截面刚度 ($\text{N} \cdot \text{mm}^2$);

E_s ——钢材的弹性模量 (N/mm^2);

I_{tr} ——组合梁的换算截面惯性矩 (mm^4),可将截面中的混凝土桥面板有效宽度除以钢与混凝土弹性模量的比值 α_E 换算为钢截面宽度后,计算整个截面的惯性矩;对于钢梁与压型钢板混凝土组合板构成的组合梁,取其较弱截面的换算截面进行计算,且不计压型钢板的作用;

ξ ——刚度折减系数,按本标准第6.4.3条进行计算。

6.4.3 钢-混凝土组合梁的刚度折减系数 ξ 可按下列式计算:

$$\xi = 4 \frac{S}{HL} \frac{E_s}{n_r K_n} \quad (6.4.3)$$

式中: S ——混凝土桥面板的换算截面对换算组合截面中性轴的面积矩 (mm^3);

L ——组合梁计算跨度 (mm);

H ——组合梁截面高度 (mm);

n_r ——每个剪跨区段内抗剪连接件的数目;

K_n ——单个抗剪连接件的抗剪刚度 (N/mm),可按本标准第7.2.3条计算。

6.4.4 钢-混凝土组合梁开裂截面的折减刚度 $B_{cr,e}$ 可按式确定:

$$B_{cr,e} = \frac{E_s I_{cr,e}}{1 - \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_{tr}}\right) \frac{M_{cr}}{M_s}} \leq B \quad (6.4.4-1)$$

$$I_{cr,e} = \frac{I_{cr}}{1+\xi} \quad (6.4.4-2)$$

$$M_{cr} = f_{tk} \frac{\alpha_E}{1+\xi} \frac{I_{tr}}{y_c} \quad (6.4.4-3)$$

式中： M_{cr} ——组合梁的开裂弯矩 ($N \cdot mm$)；
 M_s ——按作用频遇组合计算的负弯矩值 ($N \cdot mm$)；
 f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值 (MPa)；
 I_{cr} ——组合梁开裂截面的惯性矩，不计受拉区混凝土对刚度的影响，但计入纵向钢筋和预应力筋的作用 (mm^4)；
 y_c ——混凝土桥面板顶至组合梁弹性中和轴的距离 (mm)；
 ξ ——刚度折减系数，按本标准第 6.4.3 条进行计算。

6.5 局部稳定验算

6.5.1 钢-混凝土组合梁腹板局部稳定计算，可按弹性约束于翼板，简支于竖向加劲肋和水平加劲肋上的薄板考虑。

6.5.2 腹板最小厚度应满足表 6.5.2 的要求。

表 6.5.2 腹板最小厚度

钢材种类	Q235 Q235q	Q355 Q345q	Q370q	Q390	Q420 Q420q
不设竖向加劲肋及纵向水平加劲肋	$\frac{\eta h_w}{70}$	$\frac{\eta h_w}{60}$	$\frac{\eta h_w}{55}$	$\frac{\eta h_w}{55}$	$\frac{\eta h_w}{50}$
仅设竖向加劲肋，但不设纵向水平加劲肋 (图 6.4.2-1)	$\frac{\eta h_w}{150}$	$\frac{\eta h_w}{130}$	$\frac{\eta h_w}{120}$	$\frac{\eta h_w}{120}$	$\frac{\eta h_w}{110}$
设一道纵向水平加劲肋和竖向加劲肋 (图 6.4.2-2)	$\frac{\eta h_w}{250}$	$\frac{\eta h_w}{220}$	$\frac{\eta h_w}{210}$	$\frac{\eta h_w}{200}$	$\frac{\eta h_w}{190}$
设两道纵向水平加劲肋和竖向加劲肋 (图 6.4.2-3)	$\frac{\eta h_w}{300}$	$\frac{\eta h_w}{300}$	$\frac{\eta h_w}{280}$	$\frac{\eta h_w}{270}$	$\frac{\eta h_w}{250}$

注：1) h_w 为腹板计算高度，对焊接梁为腹板的全高，对铆接梁为上、下翼缘角钢内排铆钉线的间距。

2) η 为折减系数， $\eta = \sqrt{\tau/f_{vd}}$ ，但不应小于 0.85。 τ 为基本组合下腹板剪应力。

3) 腹板厚度满足不设任何加劲肋，有局部竖向压应力作用时，仍应按构造设置竖向加劲肋(图 6.5.2-4)。

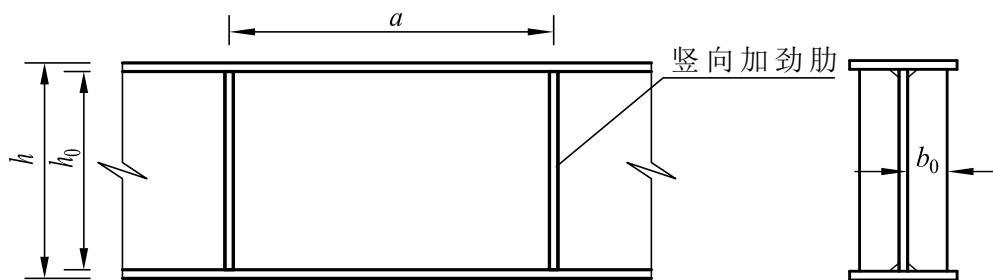


图 6.5.2-1 仅布置竖向加劲肋

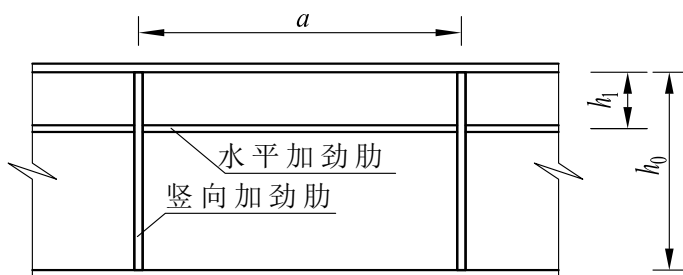


图 6.5.2-2 布置一道纵向水平加劲肋及竖向加劲肋

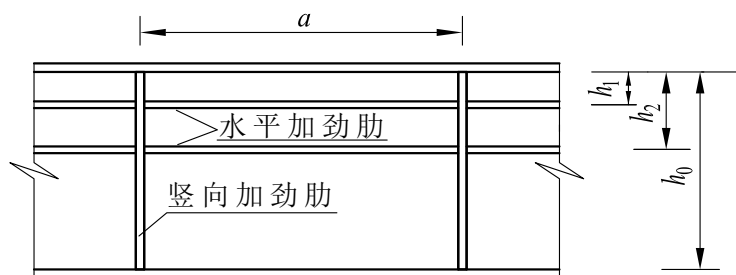


图 6.5.2-3 布置两道纵向水平加劲肋及竖向加劲肋

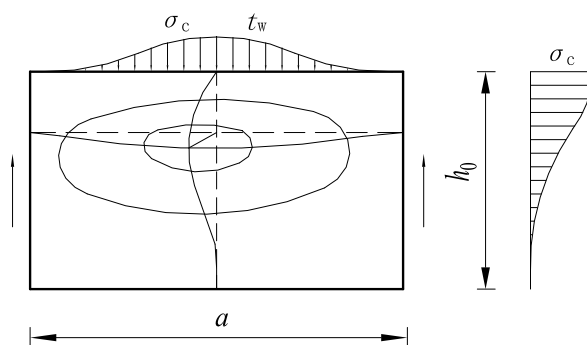


图 6.5.2-4 钢梁腹板受局部压应力

6.5.3 腹板竖向加劲肋的间距 a 不应大于腹板高度 h_w 的 1.5 倍，并满足下列要求：

- 1 不设水平加劲肋时，竖向加劲肋的间距 a 应满足下式要求；

$$\left(\frac{h_w}{100t_w} \right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{345} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{77 + 58(h_w/a)^2} \right)^2 \right] \leq 1 \quad \left(\frac{a}{h_w} \right) > 1 \quad (6.5.3-1a)$$

$$\left(\frac{h_w}{100t_w}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{345}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{58+77(h_w/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad \left(\frac{a}{h_w}\right) \leq 1 \quad (6.5.3-1b)$$

2 设置一道水平加劲肋时，竖向加劲肋的间距 a 应满足下式要求，纵向加劲肋宜布置于距受压翼缘 $0.2h_w$ 附近（图 6.5.3-1a）；

$$\left(\frac{h_w}{100t_w}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{900}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{120+58(h_w/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad \left(\frac{a}{h_w}\right) > 0.8 \quad (6.5.3-2a)$$

$$\left(\frac{h_w}{100t_w}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{900}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{90+77(h_w/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad \left(\frac{a}{h_w}\right) \leq 0.8 \quad (6.5.3-2b)$$

3 设置两道水平加劲肋时，竖向加劲肋的间距 a 应满足下式要求，两道纵向水平加劲肋宜分别布置于距受压翼缘 $0.14h_w$ 和 $0.36h_w$ 附近（图 6.5.3-1b）。

$$\left(\frac{h_w}{100t_w}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3000}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{187+58(h_w/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad \left(\frac{a}{h_w}\right) > 0.64 \quad (6.5.3-3a)$$

$$\left(\frac{h_w}{100t_w}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3000}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{140+77(h_w/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad \left(\frac{a}{h_w}\right) \leq 0.64 \quad (6.5.3-3b)$$

式中： t_w ——腹板厚度；

σ ——作用标准组合下的受压翼缘处腹板正应力（MPa）；

τ ——作用标准组合下的腹板剪应力（MPa）。

h_w ——钢梁腹板计算高度（mm），焊接钢梁为腹板全高；

t_w ——腹板厚度（mm）；

a ——竖向加劲肋的间距（mm）；

τ ——作用标准组合下的腹板剪应力（MPa）；

V ——板段中间截面处的剪力（N）。

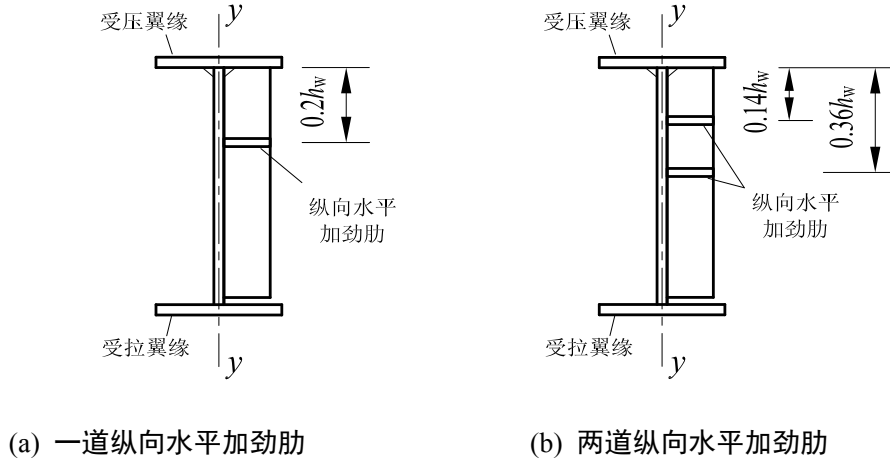


图 6.5.3-1 纵向水平加劲肋布置图

4 局部压应力很大的梁，必要时尚宜在受压区布置短加劲肋（图 6.5.3-2）；

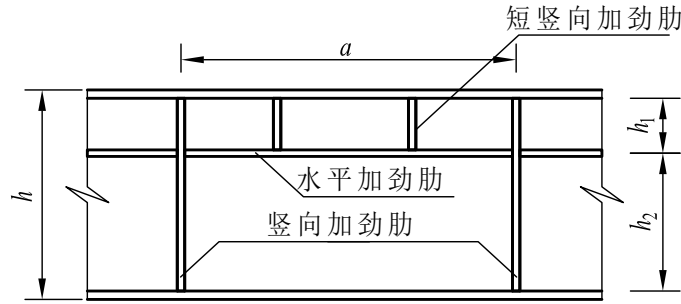


图 6.5.3-2 短竖加劲肋的布置图

6.5.4 腹板加劲肋的尺寸应满足下列要求。

1 当仅用竖向加劲肋加强腹板时，则成对设置的中间竖向加劲肋的每侧宽度不应小于 $h_w/30+40$ mm；

2 当用竖向加劲肋与水平加劲肋加强腹板时，则加劲肋的截面横矩不应小于：

竖向加劲肋： $3h_w t_w^3$ ；

水平加劲肋： $h_w t_w^3 [2.4(a/h_w)^2 - 0.13]$ 但不应小于 $1.5h_w t_w^3$ ；

3 加劲肋伸出肢的宽厚比不得大于 15；

4 当采用单侧加劲肋时，其截面对于按腹板边线为轴线的惯矩不得小于成对加劲肋对腹板中心的截面惯矩。

6.5.5 梁的支座处和上翼缘承受有较大固定集中荷载处，应设置成对的竖向加劲肋。并按承受支座反力或固定集中荷载的轴心受压构件计算其在腹板平面外的稳定性。

6.5.6 支承加劲肋应满足下列要求：

$$\gamma_0 \frac{R_v}{A_s + B_{eb} t_w} \leq f_{cd} \quad (6.5.6-1)$$

$$\gamma_0 \frac{2R_v}{A_s + B_{ev}t_w} \leq f_d \quad (6.5.6-2)$$

$$B_{eb} = B + 2(t_f + t_b) \quad (6.5.6-3)$$

$$\begin{cases} B_{ev} = (n_s - 1)b_s + 24t_w & (b_s < 24t_w) \\ B_{ev} = 24n_s t_w & (b_s \geq 24t_w) \end{cases} \quad (6.5.6-4)$$

- 式中： R_v —— 支座反力设计值（N）；
 A_s —— 支承加劲肋面积之和（ mm^2 ）；
 t_w —— 腹板厚度（mm）；
 B_{eb} —— 腹板局部承压有效计算宽度（mm）；
 B —— 上支座宽度（mm）；
 t_f —— 下翼板厚度（mm）；
 t_b —— 支座垫板厚度（mm）；
 B_{ev} —— 计算的腹板有效宽度（mm）。当设置一对支承加劲肋并且加劲肋距两端距离不小于 12 倍腹板厚时，有效计算宽度按 24 倍腹板厚计算；设置多对支承加劲肋时，按每对支承加劲肋求得的有效计算宽度之和计算，但相邻支承加劲肋之间的腹板有效计算宽度不得大于加劲肋间距；
 n_s —— 支承加劲肋对数；
 b_s —— 支承加劲肋间距（mm）。

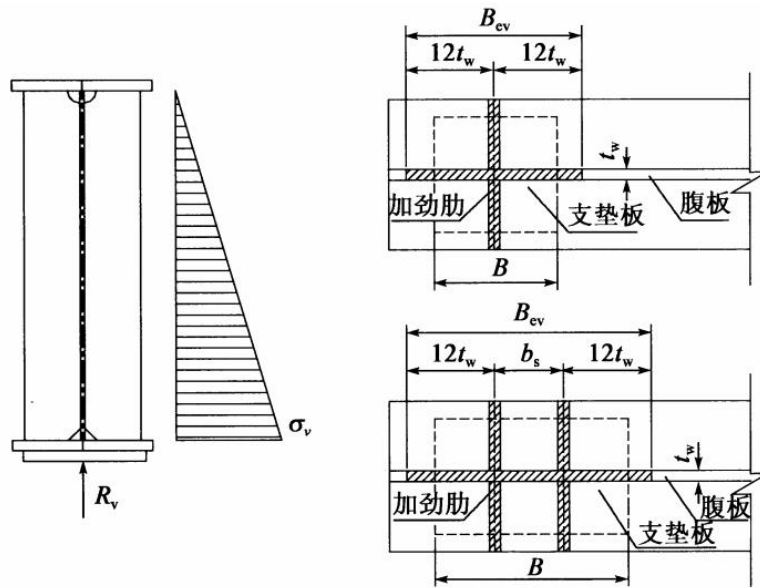


图 6.5.6 支承加劲肋的腹板有效计算宽度

7 抗剪连接件

7.1 一般规定

7.1.1 钢-混凝土组合梁抗剪连接件的选用应保证钢梁和混凝土桥面板有效组合并共同承担作用。

7.1.2 钢-混凝土组合梁的抗剪连接件宜采用电弧螺栓焊抗剪螺柱，也可采用开孔板、钢樨（如图 7.1.2 所示），或有可靠依据的其他类型连接件。

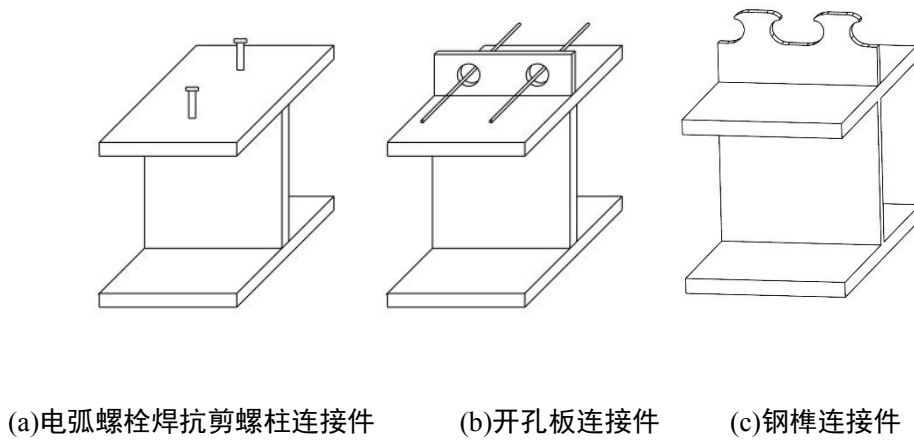


图 7.1.2 连接件的种类和设置方向

7.1.3 抗剪连接件的选用应符合下列规定：

- 1 当钢梁与混凝土桥面板结合面剪力的作用方向不明确时，应选用电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件；
- 2 当电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件布置过密，或对抗剪刚度、抗疲劳性能有较高要求时，宜选用开孔板连接件；
- 3 当对抗剪刚度要求很高，且拉拔力作用较小时，可选用钢樨连接件。
- 4 不同形式的连接件不宜在同一截面混合使用。
- 5 连接件的纵向间距在同一组合梁中不宜超过 3 种。

7.1.4 钢-混凝土组合梁正常使用极限状态下，单个抗剪连接件承担的剪力设计值不应超过 0.75 倍的抗剪承载力设计值。

7.2 抗剪连接件验算

7.2.1 单个电弧螺栓焊抗剪螺柱的抗剪承载力设计值应根据下列公式确定：

$$N_v^c = \min \left(2.1\lambda A_{std} f_{std} \left(\frac{E_c}{E_s} \right)^{0.4} \left(\frac{f_{cu}}{f_{std}} \right)^{0.2}, 0.43\eta A_{std} \sqrt{f_{cd} E_c} \right) \quad (7.2.1)$$

式中： N_v^c ——电弧螺栓焊抗剪螺柱抗剪承载力 (N)；

A_{std} ——栓杆的截面面积 (mm^2)；

E_c 、 E_s ——混凝土和电弧螺栓焊抗剪螺柱的弹性模量 (MPa)；

f_{cu} ——边长为 150 mm 的混凝土立方体抗压强度 (MPa)；

f_{cd} ——混凝土的轴心抗压强度设计值 (MPa)；

f_{std} ——电弧螺栓焊抗剪螺柱的抗拉强度 (MPa)；

λ ——电弧螺栓焊抗剪螺柱埋深和直径比 (H/d) 影响系数， λ 取值：对于 $4 \leq H/d \leq 5.2$ 时， $\lambda = 6 - H/1.05d$ ；当 $5.2 < H/d \leq 6$ 时，取 1；

η ——群柱效应折减系数。当 $6 < l_d/d < 13$ 时，按表 7.2.1 取值；当 $l_d/d \geq 13$ 时，不考虑群钉效应，取 1.0；

H_s ——电弧螺栓焊抗剪螺柱埋深 (mm)；

l_d ——电弧螺栓焊抗剪螺柱纵向间距 (mm)；

d ——电弧螺栓焊抗剪螺柱直径 (mm)。

表 7.2.1 群柱效应折减系数

混凝土强度等级	C40	C45	C50	C55	C60	C60 以上
η 取值	$\eta = 0.021l_d/d + 0.73$	$\eta = 0.016l_d/d + 0.80$	$\eta = 0.013l_d/d + 0.84$			1.0

7.2.2 开孔板连接件的单孔抗剪承载力设计值应根据下式确定：

$$N_v^c = 11.4(d_1^2 - d_2^2)f_{td} + 0.8d_2^2 \cdot f_{sd} \quad (7.2.2)$$

式中： N_v^c ——开孔板连接件的单孔抗剪承载力设计值 (N)；

d_1 ——开孔直径 (mm)；

d_2 ——横向贯通钢筋直径 (mm)；

f_{td} ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (MPa)；

f_{sd} ——钢筋抗拉强度设计值 (MPa)。

7.2.3 单个钢樨连接件的抗剪承载力设计值应根据下式确定：

$$N_v^c = \min \begin{cases} \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot (1 + \rho_D) \\ \chi_x \cdot \chi_y \cdot 90 \cdot h_{po}^{1.5} \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot (1 + \rho_{D,i}) \\ 0.25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \end{cases} \quad (7.2.3-1)$$

$$h_{po} = \min \begin{cases} c_{D,o} + 0.07 \cdot e_x \\ c_{D,u} + 0.13 \cdot e_x \end{cases} \quad (7.2.3-2)$$

$$\chi_x = \begin{cases} 1.0 (e_x \geq 4.5 \cdot h_{po}) \\ \frac{e_x}{4.5 \cdot h_{po}} (e_x < 4.5 \cdot h_{po}) \end{cases} \quad (7.2.3-3)$$

$$\chi_y = \begin{cases} 1.0 \text{ (横向布置1道钢棒连接件或2道钢棒连接件且 } e_y \geq 9 \cdot h_{po} \text{)} \\ \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{e_y}{9 \cdot h_{po}} + 1 \right) \leq 1.0 \text{ (横向布置2道钢棒连接件且 } 120 \text{ mm} < e_y < 9 \cdot h_{po} \text{)} \end{cases} \quad (7.2.3-4)$$

式中： e_x ——钢棒连接件的纵向间距 (mm)， $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$ ；

h_D ——钢棒连接件的高度 (mm)， $h_D = 0.4 \cdot e_x$ ；

t_w ——钢棒连接件的板材厚度 (mm)， $6 \text{ mm} \leq t_w \leq 60 \text{ mm}$ 且 $0.08 \leq t_w / h_D \leq 0.5$ ， 当

$t_w \geq 40 \text{ mm}$ 时， 取 $t_w = 40 \text{ mm}$ ；

h_{po} ——桥面板冲切锥体高度 (mm)，；

$c_{D,o}$ ——钢棒连接件顶部的混凝土包裹层厚度 (mm)， $c_{D,o} \geq 20 \text{ mm}$ ；

$c_{D,u}$ ——钢棒连接件底部的混凝土包裹层厚度 (mm)， $c_{D,u} \geq 20 \text{ mm}$ ；

η_D ——钢棒连接件的表面折减系数， $\eta_D = 3 - \frac{e_x}{180}$ ；

ρ_D ——剪切配筋率， $\rho_D = \frac{E_r \cdot A_b}{E_c \cdot A_D}$ ；

$\rho_{D,i}$ ——冲切配筋率， $\rho_{D,i} = \frac{E_r \cdot A_{sf}}{E_c \cdot A_{D,i}}$ ；

A_b ——混凝土卵中横向钢筋的横截面积 (mm^2)；

A_D ——混凝土卵的面积， 取 $A_D = 0.2 \cdot e_x^2$ (mm^2)；

A_{sf} ——混凝土板中单个连接件上方横向钢筋的总横截面积 (mm^2)；

$A_{D,i}$ ——单个钢棒连接件混凝土板的面积， 取 $A_{D,i} = h_c \cdot e_x$ (mm^2)；

h_c ——混凝土板的高度 (mm)；

χ_x ——纵向折减系数；

χ_y ——横向折减系数。

7.2.4 连接件的抗剪刚度宜采用试验的方法确定，确定方法见式(7.2.4-1)。当无试验资料时，电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件抗剪刚度可按经验公式(7.2.4-2)计算，设置孔中贯通钢筋的开孔板连接件抗剪刚度可按经验公式(7.2.4-3)计算：

$$K_n = \frac{0.5N_v^c}{S_{0.5N_v^c}} \quad (7.2.4-1)$$

$$K_{ns} = 1.43N_v^c \quad (7.2.4-2)$$

$$K_{np} = \frac{15.8E_c}{d_1^2 d_2^2} N_v^c \quad (7.2.4-3)$$

式中： K_n ——连接件抗剪刚度 (N/mm)；

$S_{0.5N_v^c}$ ——0.5 倍连接件抗剪承载力时对应的滑移 (mm)；

K_{ns} ——电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件抗剪刚度 (N/mm)；

K_{np} ——开孔板连接件抗剪刚度(N/mm)。

7.2.5 钢-超高性能混凝土组合梁的连接件宜采用电弧螺栓焊抗剪螺柱，其抗剪承载力设计值和抗剪刚度按下列公式计算：

$$N_v^c = \frac{1}{\gamma_{sud}} \left(0.85 + \frac{f_{cu,k}}{f_{std}} \right) A_{ss} f_{std} \quad (7.2.5-1)$$

$$K_{ss} = \frac{N_v^c}{0.019d_{ss}} \quad (7.2.5-2)$$

式中： γ_{sud} —— 抗力系数，建议取值 1.25。

$f_{cu,k}$ —— 边长 100 mm 的超高性能混凝土立方体抗压强度标准值 (MPa)；

f_{std} —— 电弧螺栓焊抗剪螺柱材料的抗拉强度最小值 (MPa)；

A_{ss} —— 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件杆部截面面积 (mm²)；

k_{ss} —— 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件的抗剪刚度 (N/mm)；

d_{ss} —— 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件杆部的直径 (mm)。

7.3 抗剪连接件的数量计算与布置

7.3.1 每个剪跨区段内抗剪连接件的数目 n_f 应满足下式要求：

$$n_f \geq V_s / N_v^c \quad (7.3.1)$$

式中： V_s ——每个剪跨区段内钢梁与混凝土桥面板交界面的纵向剪力；

N_v^s ——连接件的抗剪承载力设计值。

7.3.2 剪跨区的划分应以弯矩绝对值最大点及零弯矩点为界限逐段进行(图 7.3.2)。

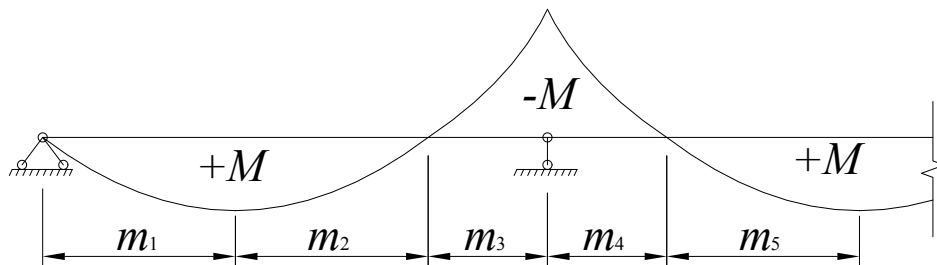


图 7.3.2 连续梁剪跨区划分图

7.3.3 每个剪跨区段内钢梁与混凝土桥面板交界面的纵向剪力 V_s 应按下列方法确定：

1 位于正弯矩区段的剪跨：

$$V_s = \min \{ A_s f_d, A_c f_{cd} \} \quad (7.3.3-1)$$

式中： A_s ——钢梁的截面面积（ mm^2 ）；

f_d ——塑性设计时，采用的钢材抗拉、抗压和抗弯强度设计值（MPa），按本规范表 3.2.4 采用；

A_c ——混凝土桥面板的截面面积（ mm^2 ）；

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）。

2 位于负弯矩区段的剪跨：

$$V_s = A_{rt} f_{sd} \quad (7.3.3-2)$$

式中： A_{rt} ——负弯矩区混凝土桥面板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积（ mm^2 ）；

f_{sd} ——钢筋抗拉强度设计值（MPa）。

3 当采用电弧螺栓焊抗剪螺柱和槽钢抗剪件时，可将剪跨区 m_2 和 m_3 、 m_4 和 m_5 分别合并为一个区配置抗剪连接件（见图 7.5.2），合并为一个区段后的纵向剪力应符合下列规定：

$$V_s = A_c f_{cd} + A_{rt} f_{sd} \quad (7.3.3-3)$$

7.3.4 位于负弯矩区段的抗剪连接件，其抗剪承载力设计值 N_v^c 应乘以折减系数 0.9（中间支座两侧）或 0.8（悬臂部分）。

7.3.5 抗剪连接件可在对应的剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷

载作用时，应将剪跨区段内的连接件总数 n_f 按各剪力区段的剪力图面积分配，然后各自均匀布置（图 7.5.5）

$$n_1 = n_f A_1 / (A_1 + A_2) \quad (7.3.5-1)$$

$$n_2 = n_f A_2 / (A_1 + A_2) \quad (7.3.5-2)$$

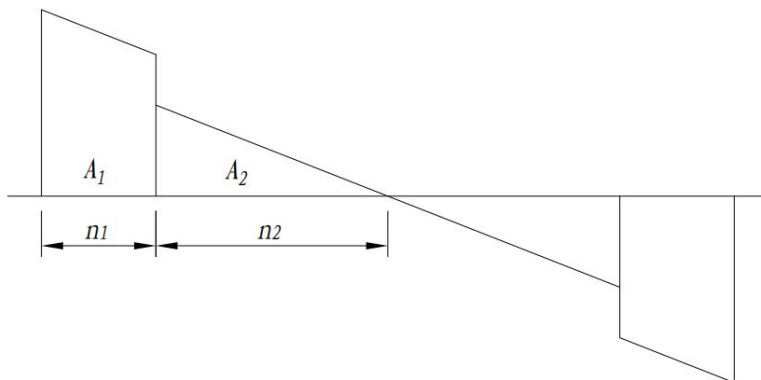


图 7.3.5 集中力作用时剪力连接件的布置图

7.3.6 抗剪连接件在结合面端部的布置，应计入由于预应力束集中锚固力、混凝土收缩变形或温差引起的纵向剪力进行加强布置。该纵向剪力按本规范公式（7.4.5-5）进行计算。

7.3.7 钢棒连接件混凝土中横向钢筋的横截面积 A_b 应根据下列公式确定：

$$A_b \geq 0.5 \cdot \frac{V_p}{f_{sd}} \quad (7.3.7)$$

式中： V_p 为单个钢棒连接件纵向剪力设计值，可取 V_{gud} 。

7.3.8 单个钢棒连接件开孔范围内箍筋应设置不少于两支，钢筋直径不应小于 10mm，箍筋的横截面积 A_{sv} 应根据下列公式确定：

$$A_{sv} = 0.3 \cdot \frac{V_p}{f_{sd}} \quad (7.3.8)$$

8 构造

8.1 混凝土桥面板

8.1.1 混凝土桥面板可采用全厚度预制、部分厚度预制，部分厚度预制桥面板应采用有效措施保证新老混凝土有效结合并共同受力。

8.1.2 混凝土桥面板板厚不宜小于 180mm，根据需要可设计承托。当有承托时，应符合下列规定（见图 8.1.2）：

- 1 承托高度 h_{c2} 不宜大于混凝土桥面板厚度 h_{c1} 的 1.5 倍。
- 2 承托顶的宽度 b_0 不宜小于钢梁上翼缘宽度 b_t 与 1.5 倍承托高度 h_{c1} 之和。
- 3 承托边至抗剪连接件外侧的距离不得小于 40mm。
- 4 承托外形轮廓应在由连接件根部起的 45° 角线的界限以外。

5 承托中横向钢筋的下部水平段应设置在距钢梁上翼缘 50mm 的范围之内；抗剪连接件抗掀起端底面高出横向钢筋的距离 h_e 不得小于 30mm，且在正弯矩区应进入混凝土桥面板受压区 40mm；横向钢筋间距不应大于 $4h_e$ 且不应大于 600mm。

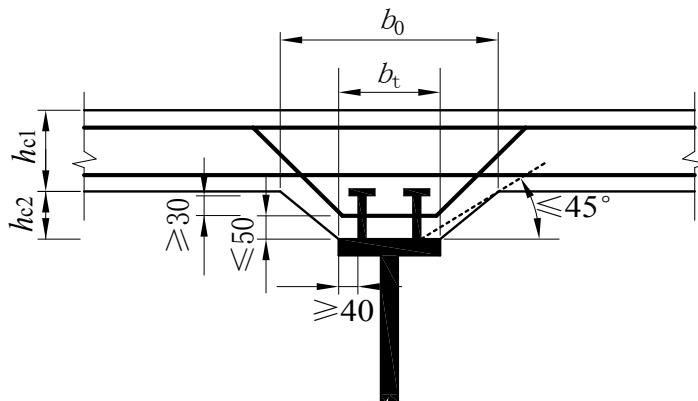


图 8.1.2 组合梁的截面形式

8.1.3 钢-混凝土组合梁边梁混凝土桥面板的构造应符合下列规定（见图 8.1.3）：

- 1 有承托时，伸出长度不宜小于 h_{c2} ；
- 2 无承托时，应同时满足伸出钢梁中心线不小于 150mm、伸出钢梁翼缘边不小于 50mm 的要求。

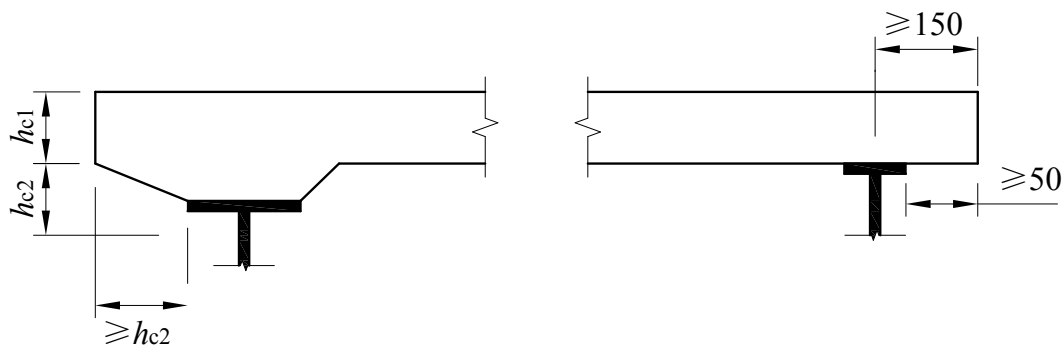


图 8.1.3 边梁构造图

8.1.4 组合梁桥面板的配筋应满足下列要求：

1 负弯矩区钢筋混凝土桥面板受拉钢筋截面配筋率不应小于 1.5%。板下层钢筋截面面积不宜小于截面总钢筋截面积的 50%。

2 在连续组合梁中间支点负弯矩区，桥面板上缘纵向钢筋应伸过梁的反弯点，并满足锚固长度要求。

3 桥面板内应按计算设置横向钢筋。

8.1.5 当混凝土桥面板采用预制板时，预制板安装前宜存放 6 个月以上。

8.1.6 预制桥面板预留连接槽口的布置及结构形式应结合受力和施工要求确定，预制桥面的湿接缝应采用比桥面板混凝土至少高一等级的补偿收缩混凝土浇筑。

8.1.7 预制混凝土桥面板应采用措施使预制板与钢梁间密贴，并满足防水要求。密贴措施可采用橡塑垫条、界面胶剂等措施。

8.2 超高性能混凝土桥面板

8.2.1 超高性能混凝土桥面板可采用矮肋板等形式的单向板和等厚板、华夫板等形式的双向板。

8.2.2 对于单向板，当面板厚度不小于 80mm 时，面板内应布设不少于 3 层的钢筋，两层横桥向钢筋位于外侧、纵桥向钢筋位于内侧；当面板厚度小于 80mm 时，下层横向钢筋宜用横向钢板条替代。对于双向板，超高性能混凝土板厚度与钢结构的横（纵）隔板间距之比不宜小于 1/22，且不应小于 80mm。

8.2.3 超高性能混凝土矮肋板由面板和纵肋组成，总高度、面板厚度、纵肋尺寸及布置间距应根据桥面板支撑条件及纵、横桥向受力分配特点确定，超高性能混凝土矮肋板尺寸示意图 5.2.1，且应符合下列规定：

- 1 矮肋板总高度 h_a 与钢结构的横（纵）隔板间距之比不宜小于 1/18。
- 2 面板厚度 h_f 不宜小于 80 mm。
- 3 纵肋高度 h_l 不宜小于 100 mm。
- 4 纵肋底宽 b_b 不宜小于 100 mm，顶宽 b_t 应大于底宽，且顶、底宽差值不宜小于 20 mm。
- 5 纵肋间距不宜小于 500 mm，且不宜大于 700 mm。

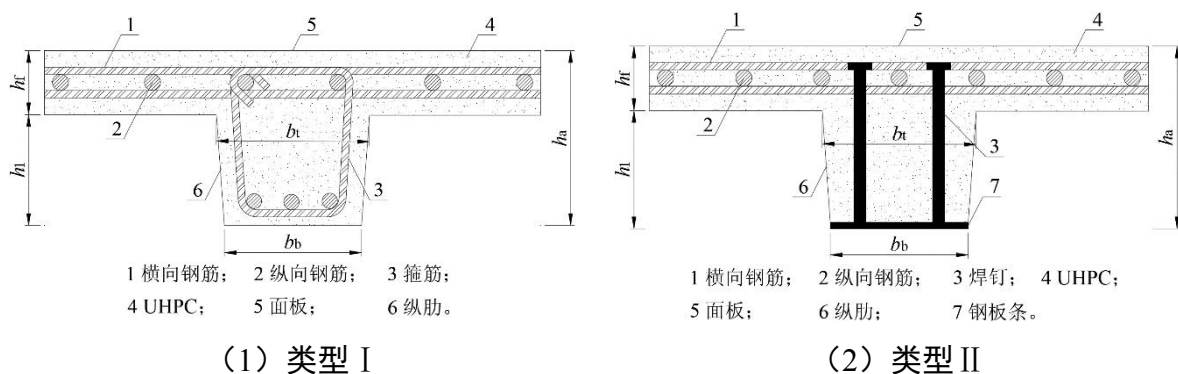


图 8.2.3 超高性能混凝土矮肋板尺寸示意图

8.2.4 当超高性能混凝土矮肋板采用纵肋底设置钢板条代替纵肋下缘设置钢筋时，钢板条及其顶面的电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件应符合下列规定：

1 钢板条宽度不应小于肋底宽度，厚度不宜小于 8 mm。

2 钢板条顶面的电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件直径不宜小于 13 mm，电弧螺栓焊抗剪螺柱钉帽底面宜位于面板下层横向钢筋的上方，且与后者的净距不宜小于 20 mm。

8.2.5 超高性能混凝土华夫板由面板和纵横肋组成，可采用四点、对边、四边等支撑方式。其总高度、面板厚度、纵横肋尺寸及布置间距应根据桥面板支撑条件及纵、横桥向受力分配特点确定，超高性能混凝土华夫板尺寸示意图 8.2.5，且应符合下列规定：

1 华夫板总高度 h_a 与隔板间距之比不宜小于 1/22。

2 面板厚度 h_f 不宜小于 80 mm。

3 纵横肋高度 h_l 宜保持一致，且不宜小于 100 mm。

4 纵横肋底宽 b_b 不宜小于 100 mm，顶宽 b_t 应大于底宽，且顶、底宽差值不宜小于 20 mm。

5 纵横肋间距不宜小于 500 mm，且不宜大于 1200 mm。

6 华夫板四周宜设置边肋，边肋尺寸可根据边界条件和接缝设计需求适当增加。

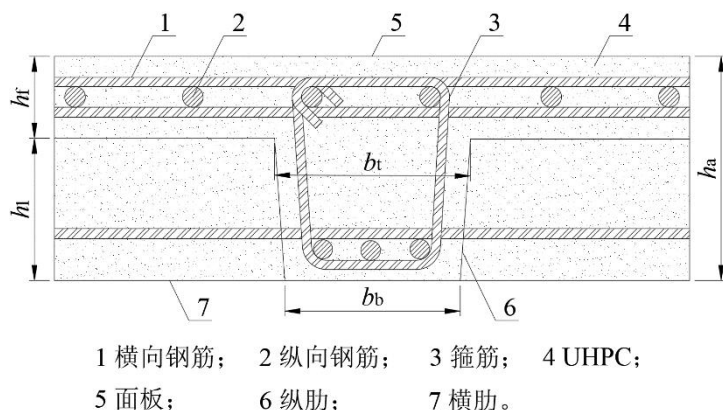


图 8.2.5 超高性能混凝土华夫板尺寸示意图

8.2.6 钢筋的超高性能混凝土保护层厚度应满足下列要求：

1 普通钢筋保护层厚度应取钢筋外缘至构件表面的距离，不应小于钢筋公称直

径。

2 普通钢筋的保护层厚度不宜小于 1.5 倍纤维长度。经工艺试验验证后，保护层厚度不应小于 1.0 倍纤维长度。当掺入长度不等的混杂纤维时，应取掺入纤维的长度最大值计算保护层厚度。

3 梁、板的最外侧钢筋保护层最小厚度还不应小于表 8.2.6 的规定值。

表 8.2.6 梁、板的保护层最小厚度

环境类别	梁、板的保护层最小厚度（mm）
I 类-一般环境	15
II 类-冻融环境	20
III类-近海或海洋氯化物环境	25
IV类-除冰盐等氯化物环境	20
V 类-盐结晶环境	20
VI类-化学腐蚀环境	25
VII类-磨蚀环境	25

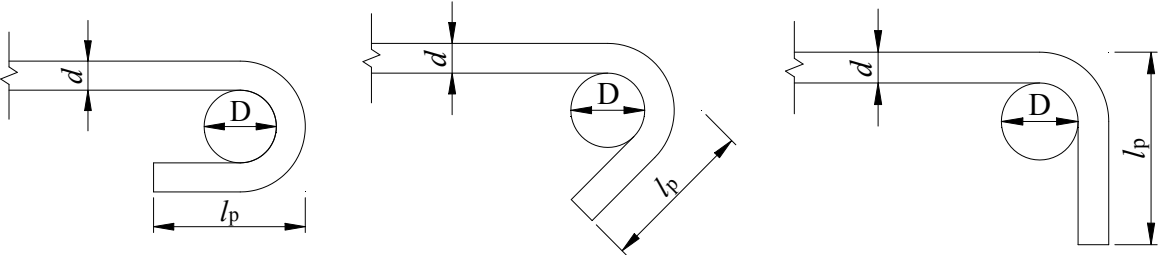
- 注：1 表中数值是针对各环境类别的最低作用等级、钢筋和超高性能混凝土无特殊防腐措施规定的。
- 2 对钢筋和超高性能混凝土有特殊防腐措施处理的，保护层最小厚度可将表中相应数值减小 5 mm，但不得小于 15 mm。
- 3 对工厂预制的超高性能混凝土构件，其保护层最小厚度可将表中相应数值减小 5 mm，但不得小于 15 mm。

8.2.7 当计算中充分利用钢筋的强度时，其最小锚固长度应符合表 8.2.7 的规定，示意图见图 8.2.7。

表 8.2.7 钢筋最小锚固长度

钢筋种类		HPB300	HRB400、HRBF400、RRB400	HRB500
受压钢筋（直端）		14d	8d	11d
受拉钢筋	直端	16d	10d	13d
	弯钩端	14d	8d	11d

- 注：1 d 为钢筋公称直径（mm）。
- 2 当超高性能混凝土在凝固过程中易受扰动时，锚固长度应增加 25%。
- 3 当带肋钢筋的公称直径大于 25 mm 时，锚固长度应增加 25%。
- 4 当钢筋位于现浇接缝区域时，锚固长度应增加 25%。
- 5 当受拉钢筋末端采用弯钩时，锚固长度为包括弯钩顶点在内的投影长度 l_p ，如图 5.4.2 所示。



(1) 180°弯钩

(2) 135°弯钩

(3) 90°弯钩

图 8.2.7 末端弯钩的锚固投影长度示意图

8.2.8 普通钢筋净距不应小于 1.5 倍钢筋公称直径，不应小于 1.5 倍纤维长度，且不应小于 20 mm。

8.3 钢-混凝土组合桥面板

8.3.1 组合桥面板可由钢底板、加劲肋、连接角钢、连接件、钢筋网及混凝土组成，见图 8.3.1。

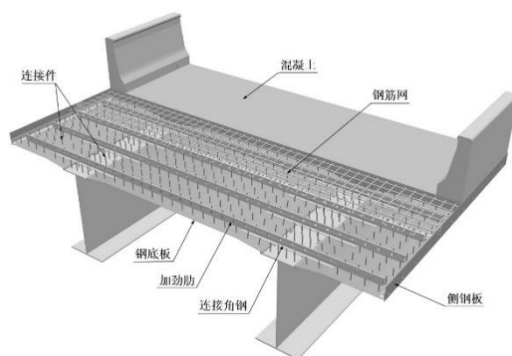


图 8.3.1 钢-混凝土组合桥面板的组成

8.3.2 组合桥面板的混凝土宜采用低收缩、高抗裂、高韧性的超高性能混凝土。

8.3.3 组合桥面板应与钢主梁主受力方向锚固连接。

8.3.4 钢底板应设置加劲肋，加劲肋宜等间距布置，可采用板肋、开孔钢板肋、T 形肋、U 形肋或槽形肋等。

8.3.5 加劲肋的间距宜为 50~70cm，加劲肋应与单向组合桥面板的主受力方向保持一致。

8.3.6 组合桥面板在钢底板与混凝土交界面应设置连接件，可采用电弧螺栓焊抗剪螺栓连接件、开孔钢板连接件等。

8.3.7 组合桥面板的跨度不宜大于 6m，悬臂长度不宜大于 2.5m，悬臂长度与跨度之比宜控制在 0.4 左右；如悬臂部分有较大荷载作用时，或悬臂长度超过 2.5m，宜设置纵梁或支撑架。

8.3.8 组合桥面板的桥面板最小厚度应按式（8.3.6）计算，且不宜小于 160mm。

$$h = 25L + 100 \quad (8.3.8)$$

式中： h —— 桥面板的最小厚度（mm）；

L —— 桥面板的计算跨径（m）。

8.3.9 梁端桥面板应进行加厚设计，加厚长度不宜小于 2m。

8.3.10 钢底板最小厚度不宜低于 6mm，加劲肋钢板厚度宜根据桥面板具体跨度计算确

定，其最小厚度不宜低于 8mm，加劲肋高厚比应符合现行行业标准《公路钢结构桥梁设计规范》JTG D64 的相关规定。

8.3.11 组合桥面板应设置承托，承托斜率宜取 1:3~1:5，承托高度宜控制在 100mm 左右。

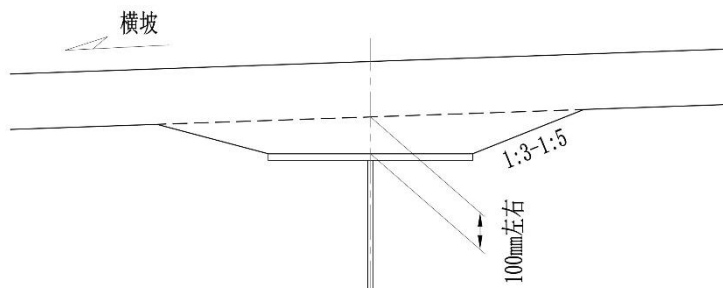


图 8.3.9 钢-混凝土组合桥面板承托设置

8.3.12 组合桥面板应进行完整的桥面排水设计，桥面负弯矩区应设置可靠的防水层。

8.4 桥面板湿接缝

8.4.1 现浇普通混凝土接缝的最小尺寸需要满足：

1 最小厚度 H_{min} 应大于纵向钢筋的弯曲直径、2 倍的纵向钢筋直径和混凝土保护层之和。

2 最小长度 L_{min} 应比混凝土预制板的厚度大 160mm 以上。

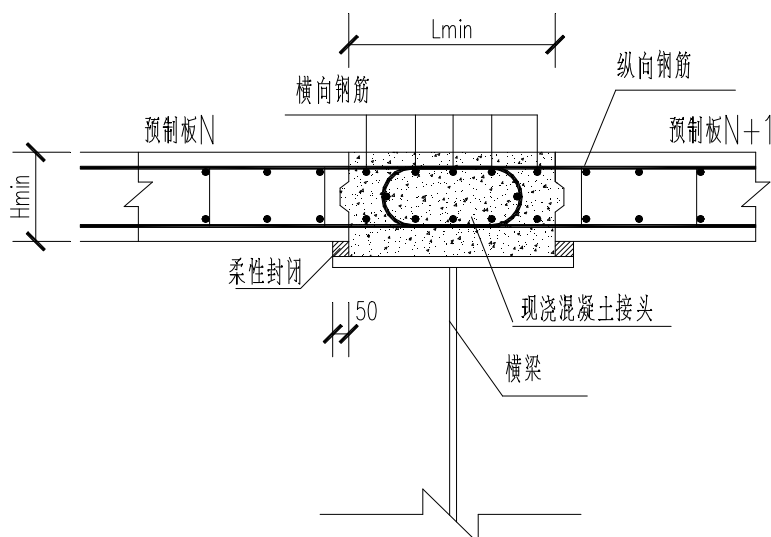


图 8.4.1 现浇混凝土接缝

8.4.2 湿接缝现浇混凝土应选用补偿收缩混凝土，且强度等级不应低于预制板，限制膨胀率宜大于 0.025%，宜具备自密实性能并添加纤维以增强抗裂性。

8.4.3 普通混凝土桥面板湿接缝可采用超高性能混凝土进行连接，钢筋宜交错布置，并应符合下列规定：

- 1 交错布置钢筋的锚固长度 l_a 应符合本规程 8.2.10 条规定。
- 2 交错布置钢筋的重叠长度 l_{os} 不应小于 0.8 倍的钢筋锚固长度。
- 3 交错布置钢筋的净距 l_d 不应小于 1.5 倍纤维长度和 2 倍钢筋公称直径，且不宜大于钢筋重叠长度 l_{os} 和 100mm。
- 4 交错布置钢筋的保护层厚度不宜小于 2 倍钢筋公称直径，且不宜大于 3 倍钢筋公称直径。若交错布置钢筋的保护层厚度小于 2 倍钢筋公称直径时，钢筋的锚固长度和重叠长度应在第 1 款和第 2 款规定值基础上增加 3d。

表 8.4.3 受拉钢筋绑扎接头搭接长度

钢筋种类	HPB300	HRB400、HRBF400、RRB400	HRB500
搭接长度	26d	16d	21d

- 注：1 当带肋钢筋直径 d 大于 25 mm 时，其受拉钢筋的搭接长度应按表值增加 3d 采用。
- 2 当超高性能混凝土在凝固过程中易受扰动时，搭接长度应增加 3d。
- 3 在任何情况下，受拉钢筋的搭接长度不应小于 160 mm。
- 4 当钢筋位于现浇接缝区域时，搭接长度应增加 3d。
- 5 当受拉钢筋末端采用弯钩时，锚固长度为包括弯钩顶点在内的投影长度，如图 5.4.2 所示。

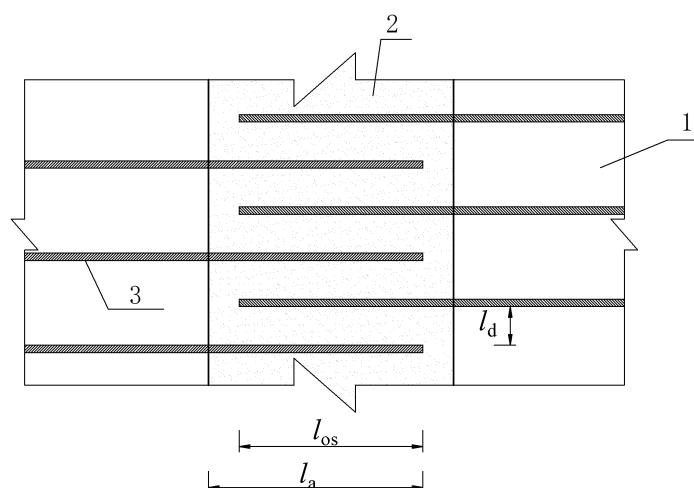


图 8.2.12 受力钢筋交错布置接头

1-预制超高性能混凝土梁或板；2-超高性能混凝土现浇接缝；3-预埋钢筋

8.4.4 超高性能混凝土桥面板纵、横向两类湿接缝的构造宜进行必要的强化处理。湿接缝预埋钢筋直径不应小于 12 mm，间距不应大于 200 mm。钢筋的保护层厚度和锚固长度应分别符合本标准的规定。

8.4.5 对于超高性能混凝土平板和矮肋板的纵、横向湿接缝，以及型钢-超高性能混凝土组合板的纵向湿接缝，宜选用 T 形接缝，见图 8.4.5，其构造宜符合下列规定：

- 1 超高性能混凝土板宜通过倒角过渡形成局部加高构造。其中，加高区高度 h_g 不宜小于 0.5 倍预制板厚 h_b ，加高过渡区宽度 b_g 与高度 h_g 之比不宜小于 2，加高区底部宽度 b_1 不宜小于 100mm。

- 2 槽口深度 h_c 不宜小于 50mm，且不宜大于 0.5 倍板厚 h_b 。
- 3 接缝顶部宽度 b_f 不宜小于 500mm，槽口宽度 b_c 不宜小于 150mm。
- 4 接缝宽度 b_j 不宜小于 200mm。

。

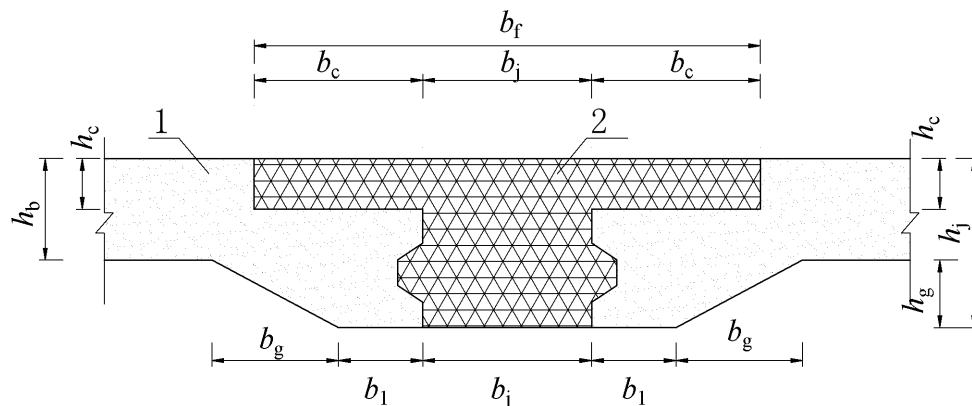


图 8.4.5 超高性能混凝土桥面板 T 形接缝方案

1-预制超高性能混凝土板；2-超高性能混凝土现浇接缝

8.5 钢梁及结合面

8.5.1 钢梁的翼板厚度不应小于 16mm；腹板厚度不应小于 12mm；所用填板厚度不应小于 4mm。

8.5.2 与混凝土结合的钢梁上翼缘宽度不得小于 250mm，并不应大于其厚度的 24 倍。

8.5.3 钢梁的横隔板和横撑架的位置宜根据受力分析确定，但在梁的两端和跨中应布置横隔板或横撑架。

8.5.4 对于 $h_w/t > 72\varepsilon/\eta$ 的非加劲腹板和 $h_w/t > 31\varepsilon\sqrt{k_\tau}/\eta$ 的加劲腹板，应在支承处设置横向加劲肋。

8.5.5 钢梁结合面在浇筑（或安装）混凝土桥面板前应清除铁锈、焊渣、冰层、积雪、泥土等影响结合性能的杂物。

8.5.6 钢梁结合面边缘垫条范围内应进行防腐涂装。

8.6 抗剪连接件

8.6.1 抗剪连接件的设置应符合下列规定：

1 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面高出桥面板底部钢筋顶面不宜小于 30mm；

2 连接件沿梁跨度方向的最大间距不应大于混凝土桥面板（包括承托）厚度的 3 倍或连接件高度的 4 倍，且不应大于 600mm；

3 连接件高度不应小于 100mm，当桥面板较薄时应优先满足保护层要求；

- 4 连接件的外侧边缘与钢梁翼缘边缘之间的距离不应小于 30mm;
- 5 连接件的外侧边缘至混凝土桥面板边缘间的距离不应小于 100mm;
- 6 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。
- 7 连接件应在沿梁跨度方向各部位均设置。

8.6.2 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件除应满足本规范第 8.3.1 条要求外, 尚应符合下列规定:

1 当电弧螺栓焊抗剪螺柱位置不正对钢梁腹板时, 如钢梁上翼缘承受拉力, 则栓杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 1.5 倍; 如钢梁上翼缘不承受拉力, 则电弧螺栓焊抗剪螺柱杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 2.5 倍;

2 电弧螺栓焊抗剪螺柱长度不应小于其杆径的 4 倍, 并不宜超过其杆径的 6 倍;

3 电弧螺栓焊抗剪螺柱沿梁轴线方向的间距不应小于杆径的 6 倍; 垂直于梁轴线方向的间距不宜小于杆径的 4 倍; 当电弧螺栓焊抗剪螺柱间距较小时, 应计入群钉效应;

4 焊接电弧螺栓焊抗剪螺柱的钢板厚度不应小于电弧螺栓焊抗剪螺柱直径的 0.5 倍。

8.6.3 开孔板连接件除应符合本规范第 8.3.1 条要求外, 尚应满足以下规定:

1 开孔间距应大于 2.25 倍开孔直径;

2 开孔板间距大于 1.25 倍开孔板高度时, 开孔板连接件的抗剪承载力可按实际开孔数量乘以单孔承载力;

3 孔内贯通钢筋直径不应大于开孔直径的 1/2;

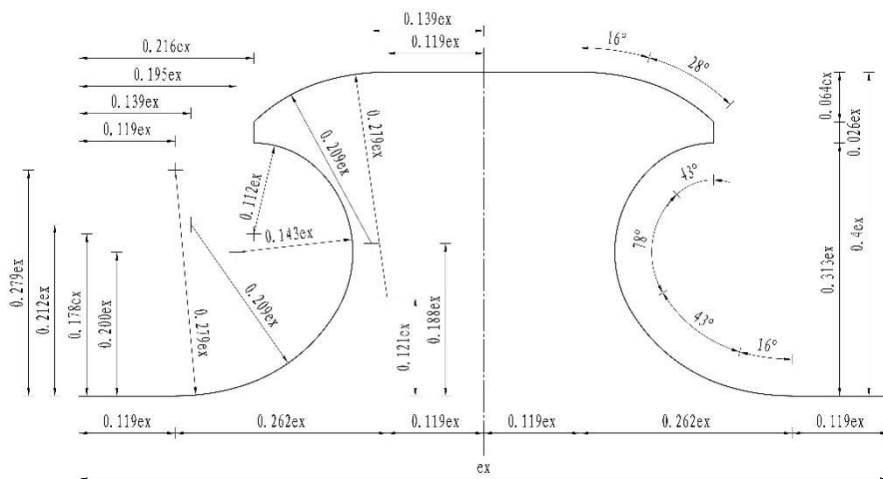
4 开孔板与钢梁之间的焊接宜采用双面角焊缝;

5 焊接开孔板连接件的钢板厚度不宜小于开孔板的板厚;

6 当开孔板连接件多列布置时, 相邻开孔板的间距, 不宜小于开孔直径的 3 倍。

8.6.4 钢樨连接件应满足以下规定:

1 钢樨连接件的构造尺寸见图 8.6.4-1:



注：尺寸允许偏差为 $+2mm,-4mm$ 。

图 8.5.4-1 钢棒连接件形状、尺寸和公差

2 钢棒连接件可采用 1 道或者 2 道，当采用 2 道钢棒连接件时，钢棒连接件横向间距 $e_y \geq 120mm$ 。钢棒连接件的构造示意见图 8.6.4-2：

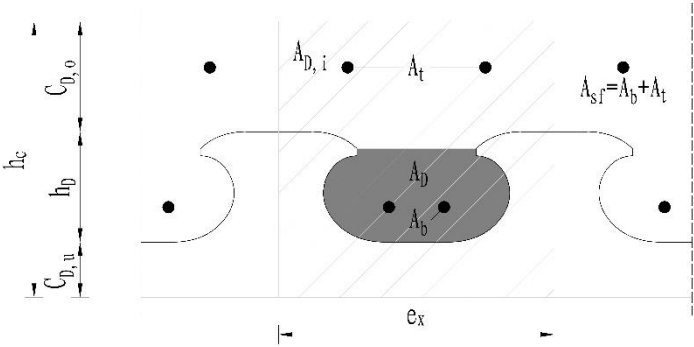
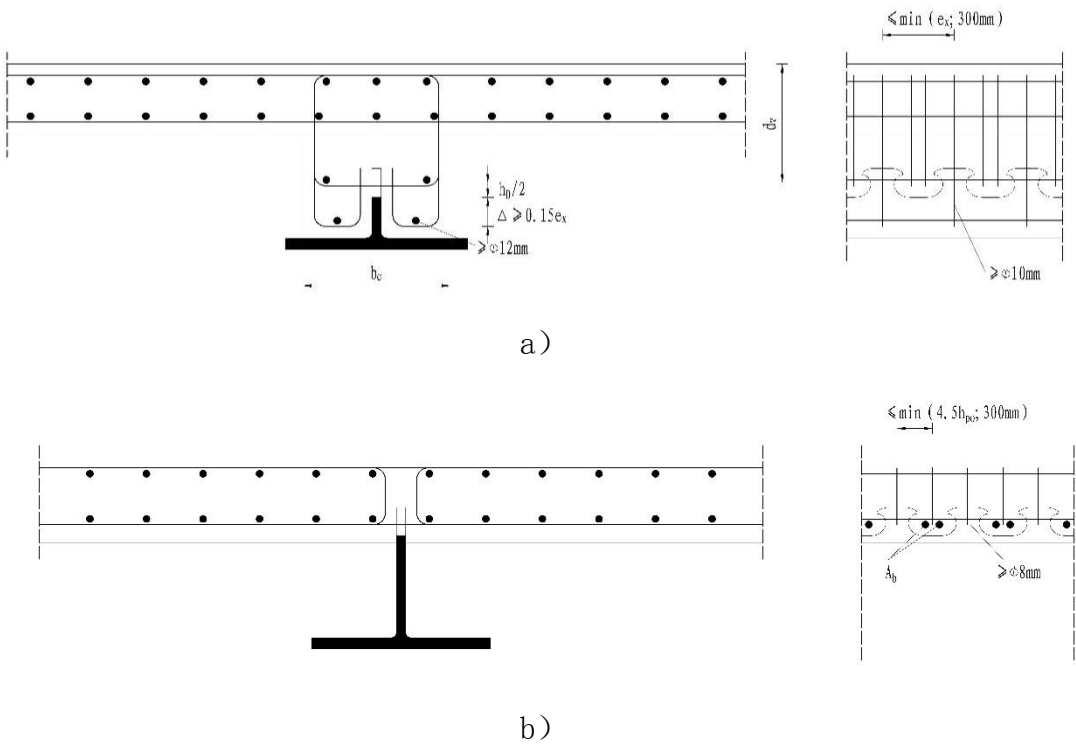


图 8.6.4-2 钢棒连接件的构造示意图

图中： A_t ——混凝土板中横向钢筋的横截面积（ mm^2 ）；

3 组合结构的混凝土腹板宽度 b_c 不应小于 250mm，钢棒连接件纵向到混凝土边缘的最小距离不应小于 $2.5h_{po}$ ，横向到混凝土边缘的最小距离不应小于 $5.0h_{po}$ ，钢棒连接件的钢筋构造示意及要求见图 8.6.4-3：



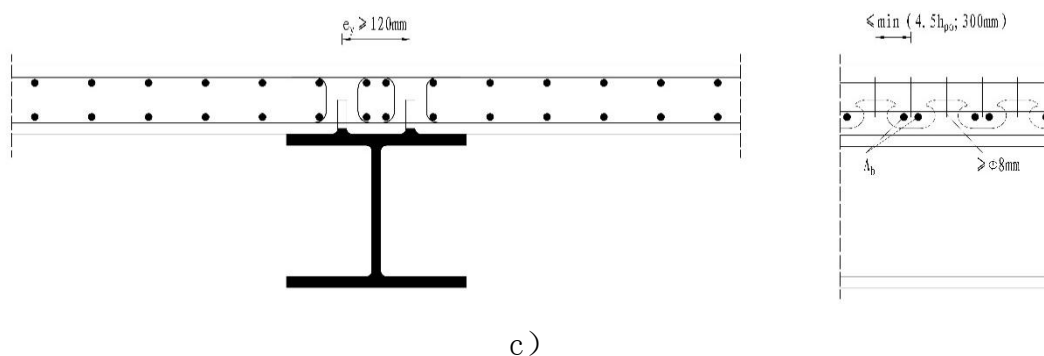


图 8.6.4-3 钢樨连接件的钢筋构造示意图

8.6.5 钢-超高性能混凝土组合梁中的电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件，应满足下列规定：

- 1 焊有连接件的钢板厚度不应小于电弧螺栓焊抗剪螺柱直径的 0.5 倍。
- 2 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件的材料、机械性能以及焊接要求应满足现行国家标准《紧固件 电弧螺柱焊用螺柱和瓷环》GB/T 10433 的规定。
- 4 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件的间距不宜超过 300 mm，其中矮肋板中钢板条顶面的焊钉连接件间距不宜大于 200 mm。
- 5 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件剪力作用方向上的间距不宜小于电弧螺栓焊抗剪螺柱直径的 5 倍，且不应小于 100 mm；剪力作用垂直方向的间距不宜小于电弧螺栓焊抗剪螺柱直径的 2.5 倍，且不应小于 50 mm。
- 6 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件的外侧边缘与钢板边缘的距离不应小于 25 mm。
- 7 电弧螺栓焊抗剪螺柱外侧边缘至超高性能混凝土板边缘间的距离不应小于 20 mm。

9 施工

9.1 一般规定

9.1.1 组合桥梁施工宜采用标准化、工业化、智能化和绿色施工技术。

9.1.2 施工前设计单位应进行技术交底，建设单位应组织施工单位对设计文件会审。施工单位施工前应编制施工组织设计和专项施工方案等，明确施工工艺、质量控制和安全措施。

9.1.3 组合梁的材料、制造、涂装、检验及安装应符合国家现行标准《钢结构焊接规范》GB 50661、《公路桥涵施工技术规范》JTG/T 3650 和《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

9.1.4 施工前应根据组合梁结构特点和受力特性确定施工程序和工艺，防止桥面板开裂。

9.1.5 钢樨连接件切割工艺应符合现行行业标准《公路钢结构桥梁设计规范》JTGD64 的规定，应按均匀速度一次性切割，切割路径示意图 9.1.5。

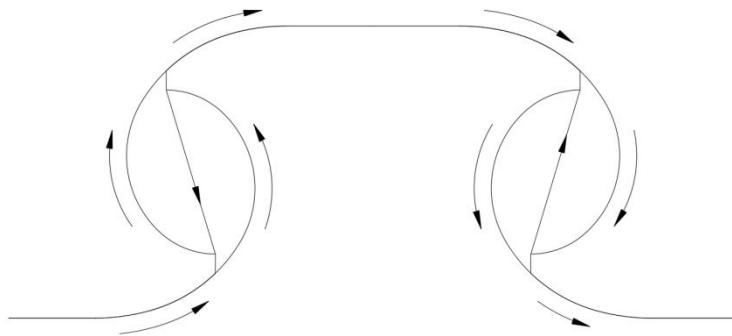


图 9.1.5 钢樨连接件的切割路径示意图

9.1.6 钢梁和混凝土连接处应做好防、排水措施。

9.1.7 施工阶段应对临时支承结构、吊装机具进行施工安全验算。

9.2 钢梁制造与运输

9.2.1 钢梁制造前，制造厂应对设计文件进行工艺性审查，且应进行施工详图绘制、相关工艺评定、制造工艺文件编制。

9.2.2 钢梁节段间宜采用全断面对接连接。

9.2.3 抗剪连接件与钢结构焊接前，应进行焊接工艺评定试验，合格后方可正式实施。

9.2.4 电弧螺栓焊抗剪螺柱连接件施工应符合下列要求：

- 1 电弧螺栓焊抗剪螺柱焊接前应进行工艺评定，确定焊接参数；
- 2 电弧螺栓焊抗剪螺柱应采用专用设备平位施焊，确保电弧螺栓焊抗剪螺柱与钢

梁表面垂直，焊脚均匀。

9.2.5 开孔板连接件应在工厂焊接形成板单元。

9.2.6 钢梁涂装应符合下列要求：

1 材料应具有良好的附着性、耐蚀性，具有出厂合格证和检验资料并符合耐久性要求；

2 涂装前，应对钢梁表面进行喷砂除锈，除锈等级和表面粗糙度应符合现行行业标准《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》JT/T 722 的规定；

3 各道涂层的涂装间隔时间应符合材料的技术要求；

4 涂装施工完成后的 4h 内应对涂层的表面采取必要的保护措施；

5 与混凝土接触的钢表面及电弧螺栓焊抗剪螺柱不宜涂装，但允许有漆雾附着。

9.2.7 应根据需要设置临时连接板件、临时吊点等设施。

9.2.8 钢构件需经钢结构制作工厂验收合格，并应出具出厂合格证、构件清单后方可进场。

9.2.9 钢构件在运输、安装过程中不应利用连接件进行绑扎固定，不应产生损伤或永久变形。当有变形和损伤，应矫正和修复合格后方可进行安装。

9.2.10 钢构件宜按安装顺序、进度计划配套加工、运输、进场。

9.3 钢梁安装

9.3.1 安装施工前，应根据桥位环境条件、交通组织、施工机械能力、桥梁结构及构件特点、预制混凝土桥面板安装等因素，合理选择支架安装、整孔吊装、顶推及悬臂拼装等安装方法，制定专项施工方案。

9.3.2 钢梁安装施工应符合现行行业标准《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》JTG/TD64-01、《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651、《公路桥涵施工技术规范》JTG/T 3650 和《城市桥梁工程施工和质量验收规范》CJJ2 的相关要求。

9.4 桥面板施工

9.4.1 混凝土浇筑前，钢梁的安装位置、高程、纵向连接、连接件及临时支架应达到设计和施工要求。

9.4.2 对预制桥面板各单元之间的湿接缝和钢-混凝土接头，宜采用补偿收缩混凝土。接缝或接头浇筑时，宜进行温度控制，防止其产生温度应力裂缝。

9.4.3 混凝土桥面结构应全断面连续浇筑。桥面板混凝土浇筑前，应检查连接件的安装质量。普通钢筋安装过程中，不应损伤连接件。

9.4.4 混凝土浇筑过程中应保证抗剪连接件周围的混凝土密实性。对直立电弧螺栓焊抗剪螺柱，宜采用平板式振捣器；对侧立电弧螺栓焊抗剪螺柱，宜选用较小直径的插入式振捣棒，体距离电弧螺栓焊抗剪螺柱端部 30~50mm，在保证振捣效果的前提下，避免触

碰电弧螺栓焊抗剪螺柱造成损坏。

9.4.5 桥面板预制应符合下列规定：

- 1 桥面板安装前，宜存放 6 个月以上。
- 2 桥面板预制及存放台座基础宜选择坚实地基，对软质地基应进行加固。
- 3 桥面板底模、侧模宜采用刚度较大的钢模，保证接缝平顺，板面平整，转角光滑，并定期校正。底模制作安装精度应满足平整度不应大于 2mm，长宽尺寸允许偏差应为±3mm 的要求；气温变化大时宜设伸缩缝。
- 4 为保证连接件与钢筋的准确匹配，应在底模上严格标出桥面板钢筋位置，并宜在板各边标示出至少 3 排电弧螺栓焊抗剪螺柱等连接件的相对位置。
- 5 侧模上应开有钢筋定位槽口。
- 6 桥面板预制混凝土强度达到 2.5MPa 时，板四周和板顶面应人工凿毛保证粗骨料出露，凿毛深度不宜小于 5mm。

9.4.6 混凝土桥面板运输与安装应符合下列规定：

- 1 预制板的存放支点宜和吊点位置相吻合；安装时应采用四点起吊并配置相应的吊具。起吊安装时，同时 4 个支点应严格调平，保证在同一平面内，防止吊装受力不均产生裂纹。
- 2 构件吊运时混凝土强度应不低于设计规定的吊装强度；设计未规定时，应不低于设计强度的 80%。
- 3 吊装和移运过程中应避免碰撞湿接缝钢筋，并应保证湿接缝混凝土浇筑质量。
- 4 桥面板安装允许偏差应为±5mm，相邻两板错开量应小于 3mm。

9.4.7 湿接缝施工应符合下列规定：

- 1 湿接缝混凝土的配合比应进行专项设计，施工前应进行工艺试验，浇筑时机和浇筑顺序应符合设计和施工控制的要求。
- 2 湿接缝混凝土浇筑应防止干缩裂纹。应保湿、保温养护不少于 7d；当气温低于 5℃时，宜采用热水拌和混凝土，浇筑完成后应及时覆盖保温。
- 3 湿接缝混凝土强度达到 85%设计强度前，不应在其上进行施工作业。

9.4.8 混凝土桥面板现场浇筑施工应符合下列规定：

- 1 混凝土桥面板的浇筑时机和浇筑顺序应符合设计和施工控制的要求。
- 2 混凝土桥面板浇筑可利用钢梁支撑安装模板，并应在桥面板混凝土达到规定的强度后拆除。模板安装、拆除过程中应避免损伤钢梁及表面防腐涂层。
- 3 浇筑前，应清除钢梁上翼缘和连接件上的锈蚀、污垢，保持表面清洁。
- 4 在混凝土桥面板强度达到 85%设计强度前，不应在其上进行施工作业。

9.4.9 超高性能混凝土桥面板的浇筑与养护应符合下列规定：

- 1 浇筑混凝土前应检查混凝土的均匀性和坍落度；
- 2 混凝土应采用平板振捣或模外振捣器振捣成型。所采用的振捣机械和振捣方法

除应保证密实外，尚应避免拌合物离析、分层，以及纤维露出构件表面。

3 拌合物浇筑倾落的自由高度不应超过 0.5m。无法避免时，应进行试验来避免钢纤维从水泥浆中离析或结团。

4 混凝土浇筑过程应保持连续性，避免出现混凝土表面失水结壳及冷凝。

5 混凝土浇筑施工的气温应在 5℃ 以上。露天施工时风力应不大于 6 级，下雨时不应浇筑施工。

6 混凝土浇筑成型后，外露表面应及时采用养护薄膜覆盖。薄膜上应加铺土工布洒水保湿。当环境气温在 5℃ 以上时，可采用自然养护，养护不少于 7d。当环境平均气温低于 10℃ 或最低气温低于 5℃ 时，应按冬期施工处理，采取保温措施。

7 当采用蒸汽养护工艺时，应按第 6 款成型并覆盖。蒸汽养护前应对缺水部位进行及时补水养护。蒸汽养护应在混凝土浇筑不少于 6h 后进行。

9.4.10 预应力工程应满足下列要求：

1 严格控制桥面板混凝土内的预应力管道的位置，保证衔接顺直，相邻孔道对位高差应为+2mm。

2 采用支点位移法对桥面板施加预应力的结构，梁板安装时应严格控制梁底临时支座和永久支座顶高程，允许偏差应为+1mm。临时支座的卸落顺序应符合结构受力要求，同一墩顶的多个临时支座宜分 4~5 级均匀、同步卸落。

10 验收

10.1 一般规定

10.1.1 钢结构出厂时应提交产品合格证、钢材及辅材质量证明书或检验报告、加工图、杆件发送表及包装清单、工厂栓接面抗滑移系数试验报告、焊缝重大修补记录、产品试板的试验报告（有产品试板时）、成品检查记录、探伤检查记录、工厂试装记录（有试装时）等资料。

10.1.2 钢-混凝土组合梁的验收必须使用计量检定、校准合格的计量器具，并按有关规定进行操作。

10.1.3 钢-混凝土组合梁的验收除应符合本标准规定外，尚应符合国家现行相关标准的要求。

10.2 钢梁

I 主控项目

10.2.1 钢材、型材原材料品种、质量，应符合设计要求和国家现行标准的规定。

检查数量：质量证明文件全数检查；抽样数量按进场批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：检查质量证明文件和抽样检验报告。

10.2.2 焊接材料品种、质量应与钢材匹配，由焊接工艺评定试验确定，应符合设计要求和国家现行标准的规定。

检查数量：质量证明文件全数检查；抽样数量按进场批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：检查质量证明文件和抽样检验报告。

10.2.3 高强度螺栓连接副的品种、质量及检验，应符合设计要求和国家现行标准的规定。

检查数量：质量证明文件全数检查；抽样数量按进场批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：检查质量证明文件和抽样检验报告。

10.2.4 电弧螺栓焊抗剪螺柱及焊接瓷环的规格、尺寸及允许偏差，应符合设计要求和国家现行标准的规定。

检查数量：质量证明文件全数检查；抽样数量按进场批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：用钢尺和游标卡尺量测。

10.2.5 涂装体系应符合设计要求。各种涂料品种、质量，应符合设计要求和现行《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》JT/T 722 的规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查产品的质量合格证明文件、中文产品标志及检验报告等。

II 一般项目

10.2.6 钢梁零件宜采用数控、自动或半自动等方式精密切割下料。切割面的质量、零件尺寸允许偏差应符合设计要求和现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的规定。

检查数量：按切割面数抽查 10%，且不应少于 3 个。

检验方法：观察检查和用钢卷尺、拉力器、直角尺、钢板尺、样块、塞尺实测检查。

10.2.7 零件的矫正宜采用冷矫，冷矫时的环境温度不宜低于-12℃，矫正后的零件其表面不应有明显的凹痕和损伤。采用热矫时，矫正后的零件应自然冷却，冷却过程中不得锤击和用水急冷。矫正工艺要求应符合现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查和用钢卷尺、平尺、拉力器、直角尺、钢板尺、塞尺、样块实测检查。

10.2.8 钢-混凝土组合桥梁零件尺寸的允许偏差应符合设计要求和现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查和用钢卷尺、拉力器、直角尺、钢板尺实测检查。

10.2.9 高强度螺栓孔、铆钉孔和主要零件上的螺栓孔应钻制成形。孔径、孔距允许偏差应符合设计要求和现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检查数量：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件。

检验方法：观察检查和用比照样块、游标卡尺、钢板尺、钢卷尺、试孔器、拉力器检查。

10.2.10 板单元成品尺寸允许偏差应符合设计要求和现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：采用直角尺、钢板尺、钢平尺、塞尺、游标卡尺、平台、拉线、钢卷尺、经纬仪、水准仪检查。

10.2.11 钢-混凝土组合桥梁预拼装应在检查合格并设有预拱度的胎架上进行。预拼装允许偏差应符合设计要求和表 10.2.11 的规定。

检查数量：全数检查。

表 10.2.11 钢-混凝土组合桥梁节段预拼装主要尺寸允许偏差

序号	项目	允许偏差 (mm)	检查方法
1	梁高	$\pm 2 (h \leq 2m)$	尺量两端腹板处
		$\pm 4 (h > 2m)$	
2	两相邻梁段上下翼缘错边量	焊接: ≤ 1 栓接: ≤ 2	尺量
3	两相邻梁段腹板错边量	焊接: ≤ 1 栓接: ≤ 2	尺量
4	预拼装全长	± 15	尺量预拼装长度
5	主梁中心距	± 5	尺量两端腹板中心线距
6	旁弯	1/5000	尺量桥梁中心线与其预拼装全长 1 两端中心所连直线的偏差
7	相邻两主梁横断面对角线差	8	测量
8	拱度	+10, -3	经纬仪、水准仪测量, 与计算拱度相比
9	支点处高低差	5	水准仪测量三个支座处水平时, 另一支座翘起高度

10.2.12 所有焊缝应待焊缝金属冷却后进行外观检查, 并填写检查记录备查。不得有裂纹、未熔合、焊瘤、烧穿、夹渣、未填满弧坑和焊漏等缺陷。焊缝外观质量应符合设计要求和现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检查数量: 全数检查。

检验方法: 测温计、焊脚检测器、样块、目测、放大镜、钢板尺、钢卷尺等检查。

10.2.13 焊缝施焊 24 小时后, 经外观检验合格, 方可进行无损检测。焊缝无损检验的质量分级、检验方法、检验部位及执行标准应符合《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的规定, 设计有特殊要求时按照设计要求执行。

检查数量: 全数检查。

检验方法: 采用无损检测设备。

10.2.14 涂料涂层的表面外观质量应符合设计要求和现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检查数量: 全数检查。

检验方法: 目视检查, 采用涂层附着力拉拔仪检查。

10.2.15 涂层厚度应符合设计要求、所用涂装材料产品说明书和现行《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检查数量: 质量证明文件全数检查; 抽样数量按进场批次和产品的抽样检验方案

确定。

检验方法：采用湿膜对比卡检查涂层湿膜厚度，采用漆膜测厚仪检查涂层干膜厚度。

10.2.16 涂层对底材附着力和各涂层间附着力，应符合《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

检验数量：全数检查。

检验方法：划格法、拉开法等。

10.3 连接件

I 主控项目

10.3.1 电弧螺栓焊抗剪螺柱的焊接质量应符合设计要求。设计无要求时应符合下列规定：

1 电弧螺栓焊抗剪螺柱周边焊缝长度、宽度、高度、饱满度及电弧螺栓焊抗剪螺柱与钢板的垂直度和结合程度应符合焊接工艺规定。

2 电弧螺栓焊抗剪螺柱沿轴线方向焊缝平均高度不小于 0.2 倍电弧螺栓焊抗剪螺柱直径。

3 电弧螺栓焊抗剪螺柱沿轴线方向焊缝最小高度不小于 0.15 倍电弧螺栓焊抗剪螺柱直径。

4 电弧螺栓焊抗剪螺柱周边焊缝平均直径不小于 1.25 倍电弧螺栓焊抗剪螺柱直径。

5 对于电弧螺栓焊抗剪螺柱焊接位置偏差，沿杆件的纵向，电弧螺栓焊抗剪螺柱根部和顶部应控制在 $\pm 3\text{mm}$ ；沿杆件的横向，电弧螺栓焊抗剪螺柱根部应控制在 $\pm 3\text{mm}$ ，顶部应控制在 $\pm 5\text{mm}$ 。

6 每班开始生产前应按规定的焊接工艺试焊 2 个电弧螺栓焊抗剪螺柱，沿电弧螺栓焊抗剪螺柱轴线弯曲 30° ，焊缝应完好无损伤。

检查数量：抽检 5%，但每工作班不小于 2 个。

检验方法：观察、尺量。

10.3.2 开孔板连接件的孔壁应光滑无毛刺，允许存在局部轻微毛糙，但无明显凸起或尖锐棱角，不影响钢筋穿入与混凝土填充。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查。

II 一般项目

10.3.3 电弧螺栓焊抗剪螺柱的焊接接头外观质量实测项目允许偏差和检验方法应符合表 10.3.3-1 的要求。当采用电弧焊方法进行抗剪螺柱焊接时，其焊缝最小焊脚尺寸还应符合表 10.3.3-2 的要求。

检查数量：检查批电弧螺栓焊抗剪螺柱数量的 1%，且不应少于 10 个。

表 10.3.3-1 电弧螺栓焊抗剪螺柱焊接接头外观质量实测项目允许偏差和检验方法

序号	项目	允许偏差	检查方法
1	焊缝外形尺寸	360°范围内焊缝饱满 电弧焊：最小焊脚尺寸应符合表 10.3.3-2 的规定	目测、钢尺、焊缝量规
2	焊缝缺陷	无气孔、夹渣、裂纹等缺陷	目测、放大镜（5 倍）
3	焊缝咬边	咬边深度 $\leq 0.5\text{mm}$ ，且最大长度不得大于 1 倍的电弧螺栓焊抗剪螺柱直径	钢尺、焊缝量规
4	电弧螺栓焊抗剪螺柱焊后高度	高度偏差 $\leq \pm 2\text{mm}$	钢尺
5	电弧螺栓焊抗剪螺柱焊后倾斜角度	倾斜角度偏差 $\theta \leq 5^\circ$	钢尺、量角器

表 10.3.3-2 采用电弧焊方法的抗剪螺柱焊接接头最小焊脚尺寸

序号	抗剪螺柱直径	角焊缝最小焊脚尺寸	检查方法
1	10、13	6	钢尺、焊缝量规
2	16、19、22	8	
3	25	10	

10.3.4 开孔板连接件施工质量实测项目允许偏差和检验方法应符合表 10.3.4 的规定。

表 10.3.4 开孔板安装实测项目允许偏差和检验方法

序号	项目	允许偏差		检查方法和频率
1	孔径偏差	$D \leq 20\text{mm}$	$\pm 1\text{mm}$	游标卡尺或孔径量规：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件
2		$D > 20\text{mm}$	$\pm 2\text{mm}$	
3	孔位偏差	相邻孔中心距	$\leq 3\text{mm}$	钢尺检查：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件
4		任意两孔中心距	$\leq 5\text{mm}$	
5		孔群中心线与板边垂直度偏差	$\leq L/1000$ （L 为孔群长度）	
6	板厚偏差	板厚 $\leq 10\text{mm}$	$\pm 0.5\text{mm}$	游标卡尺：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件
7		板厚 $> 10\text{mm}$	$\pm 1\text{mm}$	
8	安装位置偏	平面位置偏差	$\leq 5\text{mm}$	尺量：按钢构件数

	差			量抽查 10%，且不应少于 3 件
9		标高偏差	单个开孔板 $\pm 3\text{mm}$ 同一组开孔板顶面标高差 $\leq 2\text{mm}$	钢尺和水准仪：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件
10		垂直度偏差	$\leq 2^\circ$	角尺：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件
11		同一排开孔板的间距偏差	$\pm 10\text{mm}$	尺量：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件
12	连接质量	焊缝质量	焊缝无裂纹、未熔合，焊脚高度符合设计要求	用 0.25~0.5kg 小锤全数轻击无松动，
13			无内部缺陷	按 1%比例抽检焊缝做渗透检测
14		钢筋中心与开孔板孔中心偏差	$\leq 3\text{mm}$	游标卡尺：按钢构件数量抽查 10%，且不应少于 3 件
15		混凝土结合	孔内及周边混凝土需饱满	全数敲击听声，检查，存在质疑时局部钻芯检验

10.4 桥面板

I 主控项目

10.4.1 受力钢筋的品种、级别、规格、数量应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察、尺量。

10.4.2 钢筋采用机械连接或焊接连接时，其接头的力学性能、弯曲性能应符合现行有关标准的规定。

检查数量：按现行行业标准《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 和《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的规定确定。

检验方法：检查质量证明文件和抽样检验报告。

10.4.3 模板、支架的安装和拆除应符合国家现行有关标准的规定和施工技术专项方案的规定，并应稳固牢靠、接缝严密。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察和用钢尺量。

10.4.4 混凝土的强度等级必须符合设计要求。用于检验混凝土强度的试件应在浇筑地点随机抽取。

检查数量：应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204的有关规定。

检验方法：检查施工记录及混凝土强度试验报告。

10.4.5 桥面板结构表面裂缝宽度、裂缝长度和裂缝深度应小于设计限值，当设计未规定时，裂缝宽度应 $\leq 0.2\text{mm}$ 、裂缝深度 $\leq \frac{1}{3}$ 板厚、裂缝长度 $\leq 1\text{m}$ ；当裂缝宽度超过设计规定或限值时，应先通过评估、后作处理，处理后的部位应重新验收。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察、尺量、裂缝观测仪或塞尺等量测，检查处理记录。

10.4.6 预留、预埋钢筋和钢构件应设置齐全、位置正确。

检查数量：全数检查。

检验方法：尺量、检查施工记录。

II 一般项目

10.4.7 钢筋安装实测项目允许偏差和检验方法应符合现行《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》JTG F80-1 的相关要求。

检查数量：受力钢筋间距每构件检查 2 个断面，非受力钢筋每构件测 10 个间距；钢筋骨架尺寸按骨架总数 30%抽查；保护层厚度每立模侧面不少于 5 处。

10.4.8 桥面板模板安装允许偏差和检验方法应符合现行《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定

检查数量：首次使用及大修后的模板应全数检查；使用中的模板抽查 10%，且不少于 5 件，少于 5 件时全数检查。

检验方法：钢尺、靠尺、拉线检查。

10.4.9 预制桥面板表面应无孔洞、漏筋、蜂窝、麻面等一般缺陷。对已经出现的一般缺陷应按技术处理方案进行处理，处理后的部位应重新验收。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查处理记录。

10.4.10 混凝土桥面板实测项目允许偏差和检验方法应符合表 10.4.10 的规定。

表 10.4.10 混凝土桥面板实测项目允许偏差和检验方法

序号	项目	允许偏差	检查方法和频率
1	混凝土强度 (MPa)	在合格标准内容	同条件标养水泥混凝土抗压强度评定标准
2	板长 (mm)	± 10	尺量：不少于 5 处
3	板宽 (mm)	$+10, 0$	

序号	项目		允许偏差	检查方法和频率
	板厚 (mm)		+10, 0	
4	板纵向中线相对旁弯最大偏离值 (mm)		10	拉线尺量
5	表面垂直度		4‰	测量: 1m 靠尺和塞尺量测, 检查不少于 5 处
6	平整度 (mm)		≤5	测量: 1m 靠尺和塞尺量测, 检查不少于 5 处
7	坡度 (%)		±0.15	水准仪: 每板测 2 个断面
8	预留孔洞	中心位置 (mm)	10	尺量
		尺寸 (mm)	+10, 0	尺量: 不少于 2 处
9	预埋件	中心位置 (mm)	3	尺量
		外露长度 (mm)	+10, 0	

10.5湿接缝

I 主控项目

10.5.1 混凝土强度等级、抗渗等级必须符合设计文件要求。用于检验混凝土强度的试件应在浇筑地点随机抽取

检查数量: 应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

检验方法: 检查施工记录及混凝土强度试验报告。

10.5.2 钢筋的连接方式须符合设计的要求, 质量验收实测项目允许偏差和检验方法参考 10.4.2 条执行。

10.5.3 湿接缝现浇混凝土分段浇筑顺序及方法应符合设计要求。

检验数量: 全部检查。

检验方法: 观察检查。

10.5.4 现浇湿接缝上预留、预埋钢筋和钢构件应设置齐全、位置正确。

检查数量: 全数检查。

检验方法: 尺量、检查施工记录。

II 一般项目

10.5.5 湿接缝混凝土外观质量应平整密实, 颜色均匀、整洁, 无露筋、空洞、石子堆垒, 桥面流水畅通。对空洞、蜂窝、漏浆、掉角等缺陷应修整, 并养护到规定强度。

检验数量: 全数检查。

检验方法: 观察检查。

10.5.6 湿接缝外观尺寸允许偏差和检验方法应符合表 10.5.6 的规定。

表 10.5.6 湿接缝外观尺寸允许偏差和检验方法

序号	项目	允许偏差 (mm)	检查方法和频率
1	轴线偏位	10	拉线尺量
2	顶面高程	±10	水准仪，每条不少于 5 处
3	长度	+5,-10	尺量，测顶面中线处
4	与相邻梁段错台	≤5	尺量
5	表面垂直度	4‰	1m 靠尺测量不少于 5 处
6	表面平整度	5mm	1m 靠尺检查不少于 5 处

10.6 安装

I 主控项目

10.6.1 工厂制造钢梁结构尺寸、焊缝质量、涂装质量、剪力联结器数量及质量、工地栓接板接头位置的栓接面、连接板、工地焊缝坡口等应符合设计要求和相关标准的规定。

检验数量：全数检查。

检验方法：检查检测资料、观察、尺量。

10.6.2 钢梁安装连接焊缝质量应符合设计文件和相关标准规范要求。

检验数量：全数检查。

检验方法：观察、尺量和 NDT 仪器检测。

10.6.3 钢梁梁段、杆件拼装前应对钢梁抗滑移试件进行抗滑移系数检验，检验结果应不小于 0.45。

检验数量：全数检查。

检验方法：检验试验单位进行检验。

10.6.4 在支架上进行钢梁拼装时，冲钉和施工螺栓总数量不应少于孔眼总数的 1/3，其中冲钉不得超过 2/3；孔眼较少部位冲钉和工作螺栓数量不应少于 6 个或将全部孔群布满冲钉和高强度螺栓。采用悬臂法拼装钢梁时，连接处冲钉数量应按所承受的荷载计算确定，但不应少于该栓孔群总数的一半，其余栓孔布置工作螺栓，冲钉和高强度螺栓应均匀布置。

检验数量：全数检查。

检验方法：观察。

10.6.5 桥面板现场安装时钢梁与桥面板的结合面、剪力联结器表面应清理干净，剪力联结器应无变形、锈蚀等。

检验数量：全数检查。

检验方法：观察。

10.6.6 杆件结合点可能积水的缝隙应在涂装前进行封填，缝宽不大于 0.3mm 时用底层涂料封填，缝宽大于 0.3mm 用腻子封填。

检验数量：全数检查。

检验方法：观察、尺量。

II 一般项目

10.6.7 钢板梁、开口钢箱梁安装尺寸允许偏差和检验方法应符合表 10.6.7 的规定。

检验数量：全数检查。

表 10.6.7 钢板梁或开口钢箱梁尺寸允许偏差和检验方法

序号	项目		允许偏差 (mm)	检验方法
1	梁高 h	$h \leq 2m$	± 2.0	测量两端腹板处高度
		$h > 2m$	± 4.0	
2	主梁中心距		± 3.0	尺量两端腹板中心线距
3	相邻梁段连接板错边量		≤ 1.0	尺量
4	连续梁长度		± 15.0	拼接后量全长
5	主梁上拱度		$+10.0$ -3.0	尺量或测量跨中
6	横断面对角线差		4.0	尺量两端断面
7	旁弯 (L 为钢梁跨度)		板梁 $L/5$ ，箱梁 $3+0.1L$ ，且均不大于 8.0	尺量、全站仪
8	支点高差		5.0	尺量、水平仪

10.6.8 钢桁梁安装架设允许偏差和检验方法应符合表 10.6.8 的规定。

检验数量：全数检查。

表 10.6.8 钢桁梁架设允许偏差和检验方法

序号	项目		允许偏差 (mm)	检验方法
1	墩台处横梁中线与设计线路中线偏差		10.0	测量检查
2	两孔 (联) 间相邻桁梁中线相对偏差		5.0	测量检查
3	墩台处横梁顶与设计高程偏差		± 10.0	测量检查
4	两孔 (联) 间相邻横梁相对高程		5.0	测量检查
5	每孔梁对角线支点的相对高差		5.0	测量检查
6	固定支座与理论设计位置纵横向偏差	跨度 $\geq 60m$	± 20.0	测量检查
		跨度 $< 60m$	± 10.0	
7	钢梁平面	弦杆节点对梁跨端节点中心连线的偏移	$L/5000$ (L 为钢梁跨度)	测量检查
		弦杆节点对相邻两个奇数或偶数节点中心连线	5.0	

序号	项目		允许偏差 (mm)	检验方法
		的偏移		
8	竖杆在钢梁的横断面内垂直偏移		竖杆理论长度的 1/700	测量检查
9	钢梁立面拱度偏差	设计拱度 $\leq 60\text{mm}$	± 4.0	测量检查
		$60\text{mm} < \text{设计拱度} \leq 120\text{mm}$	设计拱度的 $\pm 8\%$	
		设计拱度 $> 120\text{mm}$	按技术文件中规定	
10	两主桁相对节点位置	支点处相对高差	梁宽的 1/1000	测量检查
		梁跨中心节点处相对高差	梁宽的 1/500	
		跨中其他节点处相对高差	根据支点及跨中节点高差按比例增减	

10.6.9 结合梁的允许偏差和检验方法应符合表 10.6.9 的规定。

检验数量：全数检查。

表 10.6.9 组合梁允许偏差和检验方法

序号	项目	允许偏差 (mm)	检验方法
1	桥梁全长	± 15.0	尺量，检查桥面及钢梁
2	梁高	+ 15.0 -5.0	尺量，检查梁段桥面板顶至钢梁底
3	桥面板厚	+ 15.0 -5.0	尺量，检查跨中及两端
4	桥面板中心线与钢梁中心线	10.0	尺量，检查梁端及跨中
5	桥面防护墙内侧宽度	+ 15.0 -5.0	
6	桥面平整度	5.0	1m 平尺检查，节段不少于 5 处
7	上拱度（与设计值相比）	+ 15.0 -3.0	测量，检查跨中

10.6.10 桥面板安装实测项目允许偏差和检验方法应符合表 10.6.10 的规定。

表 10.6.10 桥面板安装实测项目允许偏差和检验方法

序号	项目		规定值或允许偏差	检查方法和频率
±	平面位置 (mm)	顺桥纵轴线	10	测量：全站仪构件测 1 点
		垂直桥纵轴线方	5	

		向		
2	顶面高程 (mm)		±10	水准仪：每跨测 5 处
3	相邻板顶面高差 (mm)		≤10	测量：测每相邻板高差最大处
4	垂直度		1.2%	垂线和尺量：每孔 2 片，测 2 点

附录 A 超高性能混凝土纤维取向系数的确定方法

A.1 一般规定

A.1.1 超高性能混凝土纤维取向系数宜通过对超高性能混凝土实体模型进行多向切割并开展四点弯曲试验确定。

A.1.2 若无试验数据，纤维系数可按下列规定取值：

- 1 当构件厚度 $h \leq 50\text{mm}$ 时， $K_g = 1.00$ ， $K_l = 1.00$ 。
- 2 当构件厚度 $h \geq 100\text{mm}$ 时， $K_g = 1.25$ ， $K_l = 1.75$ 。
- 3 当构件厚度 $50 < h < 100\text{mm}$ 时，按第 1 款和第 2 款规定直线内插取用。

A.2 实体模型与模制试件制作

A.2.1 超高性能混凝土实体模型的厚度应与实际结构保持一致，平面尺寸不宜小于 $500\text{mm} \times 1000\text{mm}$ ，且切割试件数量不宜少于 3 个。

A.2.2 超高性能混凝土实体模型的浇筑、成型、养护方式应与实际结构保持一致。

A.2.3 模制试件的厚度 h 应与实际结构保持一致，平面尺寸宜为 $1h \times 4h$ 。

A.2.4 模制试件浇筑与成型应符合本规程第 8.3 节有关规定，养护方式应与实际结构保持一致。

A.3 实体试件切割

A.3.1 超高性能混凝土实体模型的切割试件方向不宜少于两个纤维取向，即平行于超高性能混凝土浇筑方向和垂直于超高性能混凝土浇筑方向。

A.3.2 超高性能混凝土实体模型切割前，应明确切割施工顺序、制定切割施工安全应急预案和环境保护措施、并确定切割区域边界基准。

A.3.3 采用混凝土切割机对超高性能混凝土实体模型进行多向切割，切割试件应测 3 个不同位置的断面尺寸，尺寸误差应在 $\pm 3\text{mm}$ 以内；切割试件应测 2 个不同位置的长度尺寸，尺寸误差应在 $\pm 10\text{mm}$ 以内。

A.4 试验方法和系数确定

A.4.1 超高性能混凝土切割试件、模制试件的弯拉强度试验应符合现行《超高性能混凝土》GB/T 31387 的规定。

A.4.2 若试件下边缘断裂位置处于两个集中荷载作用线之间，则试件的弯拉强度应按

下式计算：

$$f_{fq} = \frac{F_u L}{bh^2} \quad (\text{A.4.2})$$

式中： f_{fq} ——切割试件弯拉强度（MPa），计算结果精确至 0.01MPa；

F_u ——切割试件极限荷载（N）；

b 、 h ——切割试件跨中截面的宽度、高度（mm）；

L ——支座间跨度（mm）。

A.4.3 有效试件的开裂位置应位于两个集中荷载之间，有效试件数量不应少于 2 个。

当有效试件数量少于 2 个时，该组试件无效，应重新进行试验。

A.4.4 切割试件的弯拉强度应按下式进行修正：

$$f_{fx} = \frac{f_f}{\lambda} \quad (\text{A.4.4-1})$$

$$\lambda = \begin{cases} 1 + \frac{(b+h-l_f)}{10bh} & \text{模制试件} \\ 1 + \frac{(b-5h+5l_f)l_f}{10bh} & \text{切割试件} \end{cases} \quad (\text{A.4.4-2})$$

式中： f_{fx} ——切割试件的修正弯拉强度（MPa），计算结果精确至 0.01MPa；

f_f ——试件的弯拉强度实测值（MPa），计算结果精确至 0.01MPa；

λ ——截面弯拉强度修正系数。

A.4.5 纤维取向系数应按下列公式计算

$$\text{整体纤维取向系数} \quad K_g = \frac{f_{fm,m}}{f_{fqx,m}} \quad (\text{A.4.5-1})$$

$$\text{局部纤维取向系数} \quad K_l = \frac{f_{fm,m}}{f_{fqx,min}} \quad (\text{A.4.5-2})$$

式中： K_g ——整体纤维取向系数， $1.0 \leq K_g \leq 2.0$ ；

K_l ——局部纤维取向系数， $1.0 \leq K_l \leq 2.5$ ；

$f_{fm,m}$ ——模制试件的弯曲强度平均值（MPa）；

$f_{fqx,m}$ ——切割试件的修正弯曲强度平均值（MPa）；

$f_{fqx,min}$ ——切割试件的修正弯曲强度最小值（MPa）。

附录 B 超高性能混凝土收缩及徐变

B.1 收缩试验方法

B.1.1 本方法适用于测定在无约束和规定的温湿度条件下硬化超高性能混凝土试件的收缩变形。

B.1.2 超高性能混凝土的收缩试验应采用尺寸为 $100\text{mm}\times 100\text{mm}\times 515\text{mm}$ 的棱柱体试件，每组应为 3 个试件。

B.1.3 收缩试验的试验设备应符合下列规定：

1 测量超高性能混凝土收缩变形的装置应具有硬钢或石英玻璃制作的标准杆，并应在测量前及测量过程中及时校核仪表的读数。

2 收缩测量装置可采用下列形式之一：

(1) 卧式混凝土收缩仪的测量标距应为 540mm ，并应装有精度为 $\pm 0.001\text{mm}$ 的千分表或测微器。

(2) 立式混凝土收缩仪的测量标距和测微器同卧式混凝土收缩仪。

(3) 其他形式的变形测量仪表的测量标距不应小于 100mm ，并至少能达到 $\pm 0.001\text{mm}$ 的测量精度。

B.1.4 试件和测头应符合下列规定：

1 采用卧式混凝土收缩仪时，试件两端应预埋测头或留有埋设测头的凹槽。卧式收缩试验用测头（图 B.1.4-1）应由不锈钢或其他不锈的材料制成。

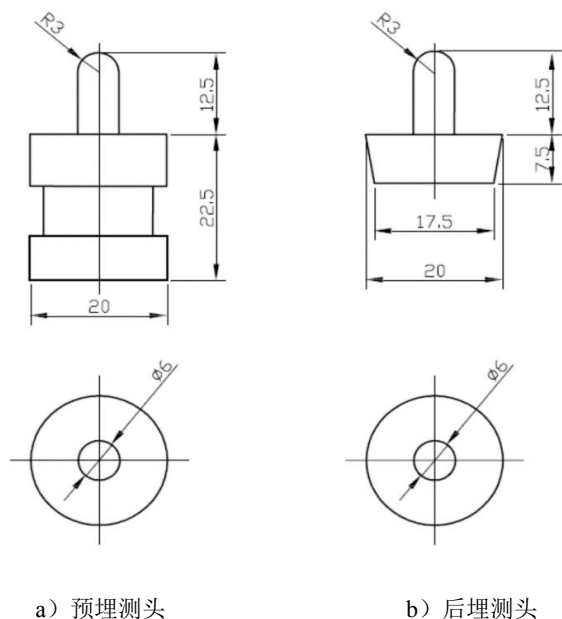


图 B.1.4-1 卧式收缩试验用测头

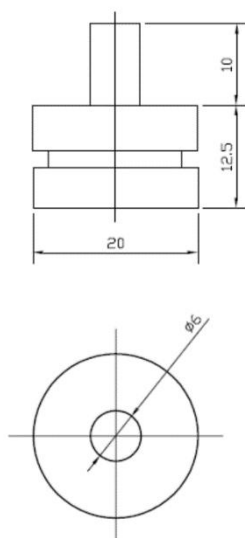


图 B.1.4-2 立式收缩试验用测头

2 采用立式混凝土收缩仪时，试件一端中心应预埋测头（图 B.1.4-2）。立式收缩试验用测头的另外一端宜采用 M20mm×35mm 的螺栓（螺纹通长），并应与立式混凝土收缩仪底座固定。螺栓和测头都应预埋进去。

3 采用接触法引伸仪时，所用试件的长度应至少比仪器的测量标距长出一个截面边长。测头应粘贴在试件两侧面的轴线上。

4 使用混凝土收缩仪时，制作试件的试模应具有能固定测头或预留凹槽的端板。使用接触法引伸仪时，可用一般棱柱体试模制作试件。

5 收缩试件成型时不得使用机油等憎水性脱模剂。试件成型后应带模养护 1~2d，并保证拆模时不损伤试件。对于事先没有埋设测头的试件，拆模后应立即粘贴或埋设测头。采用标准养护的试件，拆模后应立即送至温度为 $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$ 、相对湿度为 95% 以上的标准养护室养护。采用热养护的试件，拆模后应立即进行标准热养护。

B.1.5 超高性能混凝土收缩试验应按下列步骤进行：

1 收缩试验应在恒温恒湿环境中进行，室温应保持在 $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$ ，相对湿度应保持在 $60\%\pm 5\%$ 。试件应放置在不吸水的搁架上，底面应架空，每个试件之间的间隙应大于 30mm。

2 采用标准养护的超高性能混凝土试件，在试件浇筑成型后应立即放入标准养护室，当超高性能混凝土抗压强度达到 $25\text{MPa}\pm 5\text{MPa}$ 的龄期时，从标准养护室取出，并应立即移入恒温恒湿室内预置 1h，再测定其初始长度，此后应至少按下列规定的时间间隔测量其变形读数：1、3、7、14、28、45、60、90、120、150、180、360d（从移入恒温恒湿室内计时）。

3 采用热养护的超高性能混凝土试件，应在标准热养护结束后移入恒温恒湿室，并在恒温恒湿室内预置 4h，再测其初始值，测量时应记下试件的初始干湿状态。此后应至少按下列规定的时间间隔测量其变形读数：1、3、7、14、28、45、60、90、

120、150、180、360d（从测试初长开始计时）。

4 收缩测量前应先用标准杆校正仪表的零点，并应在测定过程中至少再复核 1-2 次，其中一次应在全部试件测读完后进行。当复核时发现零点与原值的偏差超过±0.001mm 时，应调零后重新测量。

5 试件每次在卧式收缩仪上放置的位置和方向均应保持一致。试件上应标明相应的方向记号。试件在放置及取出时应轻稳仔细，不得碰撞表架及表杆。当发生碰撞时，应取下试件，并应重新以标准杆复核零点。

6 采用立式混凝土收缩仪时，整套测试装置应放在不易受外部振动影响的地方。读数时宜轻敲仪表或者上下轻轻滑动测头。安装立式混凝土收缩仪的测试台应有减振装置。

7 用接触法引伸仪测量时，应使每次测量时试件与仪表保持相对固定的位置和方向。每次读数应重复 3 次。

B.1.6 超高性能混凝土收缩试验结果计算和确定应按下列方法进行：

1 超高性能混凝土收缩应按下列式计算：

$$\varepsilon_{st} = \frac{L_0 - L_t}{L_b} \quad (\text{B.1.6})$$

式中： ε_{st} —— 试验期为 t (d) 的超高性能混凝土收缩， t 从测定初始长度时算起；

L_b —— 试件的测量标距，用混凝土收缩仪测量时应等于两测头内侧的距离，即等于超高性能混凝土试件长度（不计测头凸出部分）减去两个测头埋入深度之和（mm）。采用接触法引伸仪时，即为仪器的测量标距；

L_0 —— 试件长度的初始读数（mm）；

L_t —— 试件在试验期为 t (d) 时测得的长度读数（mm）。

2 每组应取 3 个试件收缩的算术平均值作为该组混凝土试件的收缩测定值，计算应精确到 1.0×10^{-6} 。

3 试验报告中明确养护方式，作为相互比较的超高性能混凝土收缩值可取试验期为 90d 所测得的干燥收缩值。

B.2 收缩应变

B.2.1 采用标准热养护的超高性能混凝土，养护结束后的超高性能混凝土收缩应变可取零。

B.2.2 采用标准养护（环境温度 $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ ，相对湿度大于 95%）的超高性能混凝土，其收缩应变宜通过试验确定。若无实测数据，标准养护的超高性能混凝土收缩应变可按下列公式计算：

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cs,0} \cdot e^{\frac{c}{\sqrt{t+d}}} \quad (\text{B.2.2})$$

式中： $\varepsilon_{cs}(t)$ —— 计算考虑的龄期为 t 时的收缩应变；
 $\varepsilon_{cs,0}$ —— 名义终极收缩应变，可取 $700\mu\varepsilon$ ；
 t —— 计算考虑时刻的超高性能混凝土龄期（d）；
 c, d —— 拟合系数，可取 $c=-2.48, d=-0.86$ 。

B.3 徐变系数

B.3.1 超高性能混凝土的徐变系数宜通过试验确定。

B.3.2 若无实测数据，且超高性能混凝土压应力不大于 $0.4f_{cu,k}$ 时，超高性能混凝土的徐变系数可按下式计算：

$$\phi(t, t_0) = \phi_0(t_\infty, t_0) \cdot \frac{(t - t_0)^a}{(t - t_0)^a + b} \quad (\text{B.3.2})$$

式中： $\phi(t, t_0)$ —— 加载龄期为 t_0 ，计算考虑龄期为 t 时的超高性能混凝土徐变系数；
 $\phi_0(t_\infty, t_0)$ —— 加载龄期为 t_0 时的超高性能混凝土徐变系数终极值，可按表 B.3.2 取值；
 t —— 计算考虑时刻的超高性能混凝土龄期（d）；
 t_0 —— 加载时超高性能混凝土龄期（d）；
 a, b —— 拟合系数，可按表 B.3.2 取值。

表 B.3.2 超高性能混凝土徐变系数终极值和系数 a 、 b 取值表

加载龄期 t_0 (d)	养护制度	徐变系数终极值 $\phi(t_\infty, t_0)$	系数 a	系数 b
4	标准养护	1.2	0.6	3.2
7	标准养护	1.0	0.6	4.5
28	标准养护	0.8	0.6	10
-	标准热养护结束后	0.2	0.6	10

附录 C 体外预应力钢-混凝土组合桥梁计算

C.0.1 体外预应力钢-混凝土组合桥梁承载能力极限状态计算时应考虑体外预应力的贡献项。采用塑性设计方法时，体外预应力应取极限应力设计值；采用弹性设计方法时，体外预应力筋的弹性应力可按下列公式计算，并应符合下列规定：

$$\sigma_e = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_e \leq 0.65f_{pk} \quad (C.0.1-1)$$

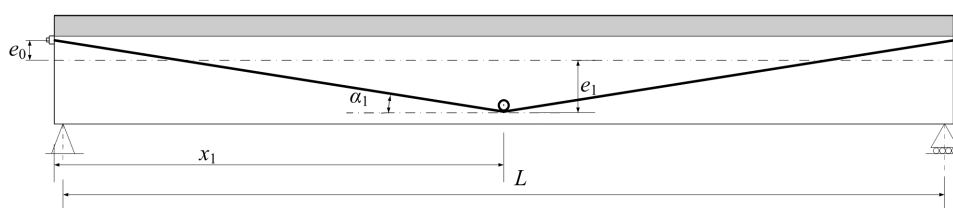
$$\Delta\sigma_e = \frac{E_p \Delta_s}{L_t} \frac{l_1}{l_2} \chi \quad (C.0.1-2)$$

1 跨中布置 1 个转向块（图 C.0.1a），

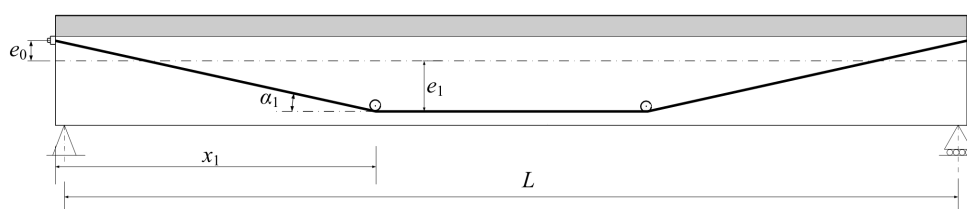
$$\chi = 2 \sin \alpha_1 + 6 \frac{e_0}{L} \cos \alpha_1 \quad (C.0.1-3)$$

2 跨中对称布置 2 个转向块（图 C.0.1b），

$$\chi = \frac{4x_1 \sin \alpha_1}{L} \left(\frac{3}{2} - \frac{x_1}{L} \right) + \frac{4e_1}{L} \left(\frac{3}{2} - \frac{2x_1}{L} \right) (1 - \cos \alpha_1) + \frac{6e_0}{L} \cos \alpha_1 \quad (C.0.1-4)$$



(a) 跨中布置 1 个转向块



(b) 跨中对称布置 2 个转向块

图 C.0.1 体外预应力筋弹性应力增量计算

式中： σ_{pe} ——体外预应力筋的有效应力（MPa）；

$\Delta\sigma_e$ ——体外预应力筋的弹性应力增量（MPa）；

L ——组合梁计算跨径（mm）；

L_t ——跨径内的体外预应力筋长度（mm）；

l_1 ——连续体外预应力筋两个锚固端间的总长度（mm）；

l_2 ——与 l_1 相关的由活荷载最不利布置图确定的荷载跨长度之和（mm）；

x_1 ——锚固端与第 1 个转向块之间的预应力筋水平投影长度(mm), 见图 C.0.1a;

Δ_s ——跨中截面的挠度 (mm), 按本标准第 6.4.3 条计算;

e_0 ——端部锚固处预应力筋形心位置至换算截面中性轴的偏心距 (mm), 位于中性轴以下取正值, 反之取负值;

e_1 ——第 1 个转向块处预应力筋形心位置至换算截面中性轴的偏心距 (mm);

α_1 ——锚固端与第 1 个转向块之间的预应力筋与中性轴的夹角 (rad)。

C.0.2 体外预应力钢-混凝土组合简支梁长期挠度可按下列公式计算:

$$f_l = f_e + \Delta f \quad (\text{C.0.2-1})$$

$$\Delta f = k_1 \left(\frac{5qL^4}{384B} - \frac{T_p e L^2}{8B} + \frac{15T_p L}{E_s A_0} \right) \lambda(t) \quad (\text{C.0.2-2})$$

$$\lambda(t) = \frac{0.59t}{2.35 + t} \quad (\text{C.0.2-3})$$

$$k_1 = \frac{1}{0.12 - 0.30\bar{\sigma}} \quad (\text{C.0.2-4})$$

式中: f_e ——组合梁在荷载作用下的短期挠度 (mm), 向下为正;

Δf ——长期荷载作用下产生的挠度增量 (mm);

$\lambda(t)$ ——与时间有关的系数;

t ——计算时刻 (月);

k_1 ——与混凝土桥面板平均应力有关的系数, 按式(C.0.2-4)计算;

$\bar{\sigma}$ ——混凝土桥面板的平均应力 (MPa), 受压取负值, 受拉取 $\bar{\sigma} = 0$;

T_p ——预应力筋有效预拉力 (N), 非预应力钢-混凝土简支组合梁时 (不包括体内预应力钢-混凝土组合梁) 取 $T_p = 0$ 。

e ——预应力筋形心位置至截面换算中性轴的偏心距 (向下为正) (mm)。

附录 D 剪切屈曲系数计算

D.0.1 对于设置刚性横向加劲肋和不设纵向加劲肋，或设置两个以上纵向加劲肋的腹板，如果采用中间横向加劲肋，其剪切屈曲系数 k_τ 可采用下式计算：

$$\begin{cases} k_\tau = 5.34 + 4.00(h_w/a)^2 + k_{\tau sl} & a/h_w \geq 1 \\ k_\tau = 4.00 + 5.34(h_w/a)^2 + k_{\tau sl} & a/h_w < 1 \end{cases} \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$k_{\tau sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \quad (\text{D.0.1-2})$$

式中： a —— 横向加劲肋距离（mm）；

$k_{\tau sl}$ —— 系数；

I_{sl} —— 纵向加劲肋绕 Z-Z 轴的抗弯惯性矩，见图 5.3.2（b）。对设置两个或以上纵向加劲肋的腹板，加劲肋无需等间距布置， I_{sl} 为加劲肋的刚度和。

D.0.2 长宽比 $\alpha = \frac{a}{h_w}$ 满足 $\alpha \geq 3$ 时，式（D.0.1-1）也可用于设置一个或两个纵向加劲肋的腹板。

D.0.3 对设置一个或两个纵向加劲肋和 $\alpha < 3$ 的腹板，剪切屈曲系数 k_τ 可采用下式计算

$$k_\tau = 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2.2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad (\text{D.0.3})$$

附录 E 组合梁侧扭屈曲的弹性临界弯矩计算

E.0.1 组合梁侧扭屈曲的弹性临界弯矩宜采用数值分析方法计算。

E.0.2 组合梁侧扭屈曲的弹性临界弯矩，可采用弹性约束压杆模型（见图 E.0.2），按下列公式简化计算：

$$M_{cr} = \frac{N_{cr} W_{0s}}{(A_{sb} + A_{sw}/2)} \quad (E.0.2-1)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_s I_{sby}}{l_0^2} \quad (E.0.2-2)$$

$$l_0 = \frac{l}{\sqrt{m^2 + \frac{k_s l^4}{m^2 \pi^4 E_s I_{sby}}}} \quad (E.0.2-3)$$

$$m^2 (m+1)^2 = \frac{k_s l^4}{\pi^4 E_s I_{sby}} \quad (E.0.2-4)$$

$$k_s = \frac{3E_s I_w}{h_s} \quad (E.0.2-5)$$

$$I_w = \frac{1 \times t_w^3}{12} \quad (E.0.2-6)$$

$$I_{sby} = \frac{t_{sb} b_{sb}^3}{12} \quad (E.0.2-7)$$

式中： M_{cr} ——组合梁侧扭屈曲的弹性临界弯矩（N·mm）；

N_{cr} ——等效弹性约束压杆的临界力（N）；

E_s ——钢材弹性模量（MPa）；

W_{0s} ——不考虑开裂混凝土的截面模量（mm³）；

I_{sby} ——等效弹性约束压杆关于 y 轴的惯性矩（mm⁴）；

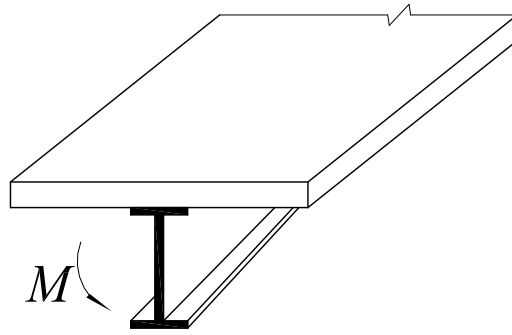
A_{sb} 、 A_{sw} ——受压下翼缘和受压腹板的面积（mm²）；

b_{sb} 、 t_{sb} ——钢梁下翼缘的宽度和厚度（mm）；

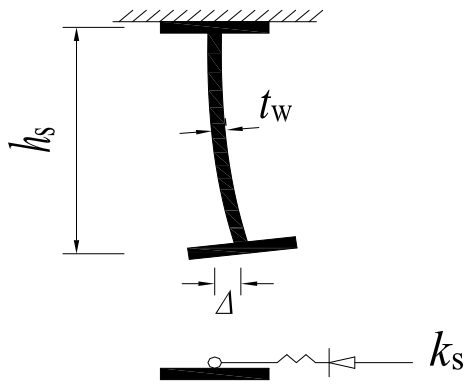
k_s ——单位梁长的转动约束刚度（N/mm²）；

I_w ——单位宽度腹板出平面的截面惯性矩（mm）；

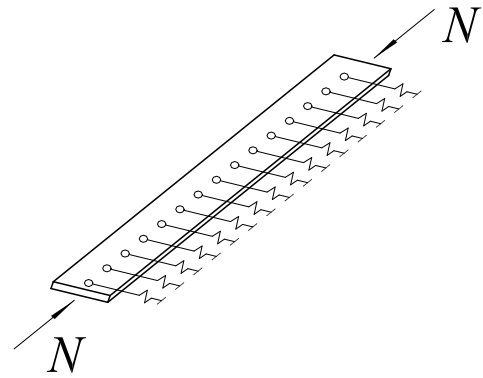
h_s ——钢梁翼缘剪力中心间的距离（mm）。



(a) 受负弯矩作用的组合梁



(b) 弹性侧向约束



(c) 计算模式

图 E.0.2 弹性约束压杆模型

附录 F 超高性能混凝土桥面板裂缝计算

F.1.1 钢筋超高性能混凝土桥面板应按作用频遇组合并考虑长期效应的影响验算裂缝宽度，并应符合下列规定：

1 当超高性能混凝土桥面板的拉应力不大于 f_{tk}/K 时，可不验算钢筋超高性能混凝土构件裂缝宽度；当拉应力大于 f_{tk}/K 时，应验算钢筋超高性能混凝土构件裂缝宽度。

2 钢-超高性能混凝土组合梁结构中超高性能混凝土最大裂缝宽度应满足本规程第 4.3.5 条的要求。

F.1.2 超高性能混凝土表面最大裂缝宽度 w_{tmax} 可按下列公式计算并满足：

$$w_{tmax} = w_{smax} \cdot (h - x_0 - x') / (h_0 - x_0 - x') \quad (F.1.1-1)$$

$$w_{tmax} \leq w_{max} \quad (F.1.2-2)$$

式中： h ——截面高度；

h_0 ——截面有效高度（受拉区钢筋合力点至受压区边缘距离）；

x_0 ——受压区高度；

x' ——受拉弹性区高度（超高性能混凝土拉应力在 $0 \sim f_{tk}/K$ 之间）；

w_{max} ——最大裂缝宽度限值；

w_{smax} ——钢筋位置处最大裂缝宽度；

w_{tmax} ——超高性能混凝土表面最大裂缝宽度。

F.1.3 钢筋超高性能混凝土构件，钢筋位置处最大裂缝宽度 w_{smax} 可按下列公式计算：

$$w_{smax} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{ss}}{E_s} (1.62c + 0.07 \frac{d}{\rho_{te}}) \quad (F.1.3-1)$$

$$\psi = 1 - \frac{0.4(f_{tk} - f_{tk} / K_g)}{\rho_{te} \sigma_{ss}} \quad (F.1.4-2)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (F.1.5-3)$$

式中： w_{smax} ——钢筋位置处最大裂缝宽度；

α_{cr} ——构件受力特征系数，应按表 F.1.3-1 规定取值；

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：当 $\psi < 0.4$ 时，取 $\psi = 0.4$ ；

当 $\psi > 1.0$ 时， $\psi = 1.0$ ；

f_{tk} ——超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值；

- K_g ——超高性能混凝土整体纤维取向系数，按本规程第 3.2.4 条规定取值；
- σ_{ss} ——由作用频遇组合下的裂缝位置的钢筋应力；
- E_s ——钢筋弹性模量；
- c ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底部的距离；
- d ——纵向受拉钢筋直径，采用不同直径的钢筋时， d 改用换算直径 d_e ，

$$d_e = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i} \text{ 式中 } n_i \text{ 为受拉区第 } i \text{ 中钢筋的根数，} d_i \text{ 为受拉区第 } i$$

中钢筋的直径，应按表 F.1.3-2 规定取值；

- ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率，当 $\rho_{te} > 0.1$ 时，取 $\rho_{te} = 0.1$ ；
当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$ ；
- A_{te} ——有效受拉超高性能混凝土截面面积，轴心受拉构件取构件截面面积；受弯、偏心受拉构件取 $2a_s b$ ；
- a_s ——受拉钢筋重心至受拉边缘的距离；
- b ——对矩形截面， b 为截面宽度，对翼缘位于受拉区的 T 形、I 形截面，为受拉区有效翼缘宽度。

表 F.1.3-1 构件受力特征系数 α_{cr}

构件类型	受弯构件	偏心受拉构件	轴心受拉构件
构件受力特征系数 α_{cr}	2.2	2.4	2.7

表 F.1.3-2 受拉区钢筋直径 d_i

受拉区钢筋种类	单根普通钢筋	普通钢筋的束筋
d_i 取值	公称直径 d	等代直径 d_{se}

注： $d_{se} = \sqrt{nd}$ ， n 为组成束筋的普通钢筋根数， d 为单根普通钢筋公称直径。

F.1.4 作用频遇组合下，钢筋超高性能混凝土纵向受拉钢筋的应力 σ_{ss} 计算宜考虑超高性能混凝土的抗拉作用。

条文说明

国内外已有研究表明，超高性能混凝土中掺入了钢纤维，超高性能混凝土基体开裂后，仍然能够有效承担拉应力，进而有效降低钢筋应力。因此，计算开裂截面钢筋应力时，有必要合理地考虑超高性能混凝土抗拉贡献。其基本思路是：首先根据基本假定建立计算截面的轴力平衡方程和弯矩平衡方程，然后求解截面曲率和中性轴位置，最后基于平截面假定获得钢筋应力。图 F.1.4-1 给出了钢筋超高性能混凝土受弯构件的钢筋应力计算过程示意（以工字型断面为例）。钢筋超高性能混凝土轴拉构件和偏拉构件可以参考上述思路计算钢筋应力。

基本假定：

- (1) 可视裂缝时截面应变分布满足平截面假定；
- (2) UHPC 受压及钢筋受拉的应力应变均取线弹性；
- (3) 考虑受拉区 UHPC 参与截面受力，UHPC 受拉应力应变曲线按下列公式取值。

$$\begin{cases} \sigma_t = \frac{f_{tk}}{K} \times \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{el}} \right) & (\varepsilon \leq \varepsilon_{el}) \\ \sigma_t = f_{tk} / K & (\varepsilon_{el} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{tu}) \end{cases}$$

$$\varepsilon_{el} = f_{tk} / (KE_c)$$

$$\varepsilon_{tu} = 0.002$$



已知按作用（或荷载）频遇组合计算弯矩值 M_s

计算图示如图 6-2 所示，根据轴力平衡条件和弯矩平衡条件，求得截面应变分布（即曲率 φ 和中和轴位置 x_0 ）

$$\sum N = 0 \quad C_{UHPC} = T_{UHPC1} + T_{UHPC2} + T_s$$

$$\sum M = M_s \quad M_s = C_{UHPC} \cdot \frac{2}{3} x_0 + T_{UHPC1} \cdot \frac{2}{3} x' + T_{UHPC2} \left(\frac{h - x_0 - x'}{2} + x' \right) + T_s (h_0 - x_0)$$



已求得截面曲率 φ 和中和轴位置 x_0

$$\text{求得钢筋应力 } \sigma_{ss} = (h_0 - x_0) \varphi E_s$$

图 F.1.4-1 超高性能混凝土受弯构件钢筋应力计算过程

$$\rho_{te} = \frac{A_r}{A_{te}} \quad (\text{F.1.5-3})$$

- 式中： w_{tmax} ——超高性能混凝土层表面的最大裂缝宽度（mm）；
- α_{cr} ——构件受力特征系数，按表 F.1.3-1 采用；
- ψ ——裂缝间受拉钢筋应变不均匀系数：当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ；
当 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ；
- σ_{ss} ——根据作用（或荷载）频遇组合计算的钢筋拉应力（MPa），应按非线性计算；
- E_r ——钢筋的弹性模量（MPa）；
- c_s ——验算方向上（纵桥向或横桥向），受拉区钢筋外边缘至超高性能混凝土层表面的距离（mm）
- ρ_{te} ——按有效受拉超高性能混凝土层截面面积计算的受拉钢筋配筋率；
- A_r ——受拉区钢筋截面面积（mm²）；
- A_{te} ——超高性能混凝土层有效受拉截面面积（mm²），纵桥向超高性能混凝土层按轴心受拉构件计算，取计算模型中超高性能混凝土层截面面积 $A_{te} = b_c h_c$ ，横桥向超高性能混凝土层按偏心受拉构件计算，取 $A_{te} = 0.5b_c h_c$ ， b_c 、 h_c 分别为计算模型中超高性能混凝土层的宽度和厚度；
- d_s ——验算方向上（纵桥向或横桥向），受拉区钢筋直径（mm）；
- f_{tk} ——不配筋超高性能混凝土的轴心抗拉强度标准值（MPa）；
- y_0 ——受拉区超高性能混凝土层表面到中性轴的距离（mm）；
- h_{td} ——受拉区未开裂的超高性能混凝土层高度，即拉应力在 $0 \sim f_{tk}$ 的高度（mm）；
- h_r ——受拉区钢筋重心到超高性能混凝土层表面的距离（mm）。

表 6.6.5 构件受力特征系数

计算方向	α_{cr}
横桥向	1.6
纵桥向	1.8

条文说明

编制组对 40 个钢-超高性能混凝土组合板试件进行了负弯矩作用下的静力试验，研究了主要设计参数对试件横向受弯性能的影响，对平均裂缝间距和钢筋应变进行了统计和分析，并结合现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）中裂缝宽度计算公式，对平均裂缝间距计算公式和钢筋应变不均匀系数计算公式进行了修正，建立了钢-超高性能混凝土

土组合桥面最大裂缝宽度公式，公式的保证率达到 95%。

F.1.6 对于用钢板条作为体外配筋的超高性能混凝土桥面板，正弯矩作用下受拉区超高性能混凝土表面最大裂缝宽度计算应符合下列规定：

1. 超高性能混凝土层底面的最大裂缝宽度按下式计算：

$$w_{\text{tmax}} = \alpha \left(\varepsilon_{\text{t,a}} - \frac{f_{\text{tk}}}{KE_c} \right) l_c \quad (\text{F.1.9-1})$$

式中： α ——安全系数，取 1.38；

$\varepsilon_{\text{t,a}}$ ——组合桥面超高性能混凝土层底面的拉应变（ $\mu\varepsilon$ ）；

f_{tk} ——不配筋超高性能混凝土的轴心抗拉强度标准值（MPa）；

K ——超高性能混凝土中纤维取向系数，取 1.25；

E_c ——超高性能混凝土弹性模量（MPa）；

l_c ——正弯矩区超高性能混凝土层的平均裂缝间距（mm），按下式计算：

$$l_c = 1.164 \frac{h_c}{\rho_t} \quad (\text{F.1.10-2})$$

式中： h_c ——计算模型中超高性能混凝土层厚度（mm）；

ρ_t ——横桥向每延米钢板条占有率， $\rho_t = b_t / b_c$ ，各参数详见附录 G 中图 G.0.2。

2. 超高性能混凝土层底面拉应变 $\varepsilon_{\text{t,a}}$ 计算应按非线性方法计算。

条文说明

编制组按照钢板条宽度和超高性能混凝土层厚度两个变量，制作了 12 个钢板条-超高性能混凝土组合板试件，研究了在正弯矩作用下超高性能混凝土层底面抗裂性能。

研究表明，荷载作用下同一截面超高性能混凝土层底面应变与钢板条底面应变基本一致，采用现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）中受拉钢筋应变不均匀系数 ψ 的计算方

法，对正弯矩作用下超高性能混凝土层与钢板条的底面应变进行统计，发现 ψ 值在整个加载过程中保持稳定，这与现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）中的相关规定有明显区别。结论表明，正弯矩作用下超高性能混凝土层底面的开裂并不是由于钢板条与超高性能混凝土层间的相对滑移导致的。

故此，最大裂缝计算公式参考了《法国超高性能混凝土结构设计规范 NFP 18-710 2016》的规定，基于不配筋超高性能混凝土裂缝宽度计算公式，考虑带电弧螺栓焊抗剪螺柱钢板条的加劲作用，并对裂缝宽度、间距等因素进行了修正。其中，引入安全系数 α 使计算结果具有 95% 保证率。

附录 G 钢-混凝土组合桥面板设计计算

G.1 一般规定

G.1.1 钢-混凝土组合桥面板采用的混凝土强度等级不宜低于 C40，应采用高性能补偿收缩混凝土，其指标应符合现行《补偿收缩混凝土应用技术规程》(JTJ/T 178) 的规定。

G.1.2 钢-混凝土组合桥面板钢底板可采用免涂装耐候钢，其耐大气腐蚀指数应不小于 6.5，质量应符合现行《桥梁用结构钢》(GB/T 714) 的规定。

G.1.3 钢-混凝土组合桥面板钢底板与钢梁间的垫条宜采用橡塑复合垫条，垫条应具备密封、止水及调节横坡的作用。

G.1.4 钢-混凝土组合桥面板有效宽度应符合下列规定：

1 混凝土凝固前，钢底板单元有效宽度应按现行行业标准《公路钢结构桥梁设计规范》JTG D64 计算；

2 混凝土凝固后，桥面板有效宽度应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 计算。

G.1.5 钢-混凝土组合桥面板应根据组合截面形成过程对应的各工况和结构体系进行计算。

G.2 承载能力极限状态计算

G.2.1 钢-混凝土组合桥面板的抗弯承载力计算应符合下列规定：

1 抗弯承载力采用塑性设计方法计算。正弯矩极限承载力应验算钢-混凝土组合桥面板的跨中截面；负弯矩极限承载力应验算钢-混凝土组合桥面板的承托与板交界处截面以及板根部截面。

2 正弯矩区钢-混凝土组合桥面板的抗弯承载力计算应符合下列规定：

1) 塑性中和轴位于混凝土截面内（图 G.2.1-1），即 $f_d b t \leq f_{cd} b h_c + f_{sd} A_s$ 时，抗弯承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x_c \left(h_0 - \frac{x_c}{2} \right) + f_{sd} A_s (h_0 - a_s) \quad (G.2.1-1)$$

$$h_0 = h_c + \frac{t}{2} \quad (G.2.1-2)$$

$$f_d b t = f_{cd} b x_c + f_{sd} A_s \quad (G.2.1-3)$$

式中： γ_0 —— 桥梁结构重要性系数，取 1.1；
 M_d —— 弯矩设计值（N·mm）；
 f_{cd} —— 混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）；
 b —— 钢-混凝土组合桥面板单位宽度（mm）；
 x_c —— 混凝土板受压区高度（mm）；
 h_0 —— 截面有效高度（mm）。
 f_{sd} —— 普通钢筋抗拉(或抗压)强度设计值（MPa）；
 A_s —— 混凝土板上缘钢筋的截面面积（mm²）；
 a_s —— 受压区钢筋合力点到混凝土板上缘距离（mm）；
 h_c —— 混凝土板厚度（mm）；
 t —— 钢底板厚度（mm）；
 f_d —— 钢材抗拉(或抗压)强度设计值（MPa）。

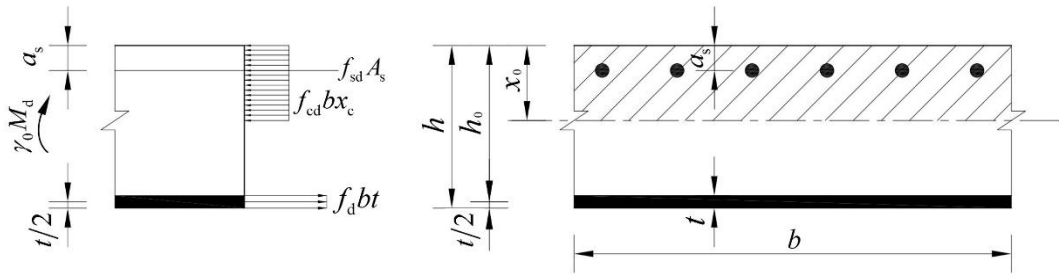


图 G.2.1-1 塑性中和轴在混凝土内的正弯矩区组合桥面板截面抗弯承载力计算图示

2) 塑性中和轴位于钢底板截面内 (图 G.2.1-2)，即 $f_d bt > f_{cd} bh_c + f_{sd} A_s$ 时，抗弯承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b h_c \left(h_0 - \frac{h_c}{2} \right) + f_{sd} A_s (h_0 - a_s) + \frac{1}{2} f_d b t x_s \quad (\text{G.2.1-4})$$

$$h_0 = h_c + \frac{t}{2} + \frac{x_s}{2} \quad (\text{G.2.1-5})$$

$$f_d b (t - x_s) = f_{cd} b h_c + f_{sd} A_s + f_d b x_s \quad (\text{G.2.1-6})$$

式中： x_s —— 钢底板的受压区高度（mm）。

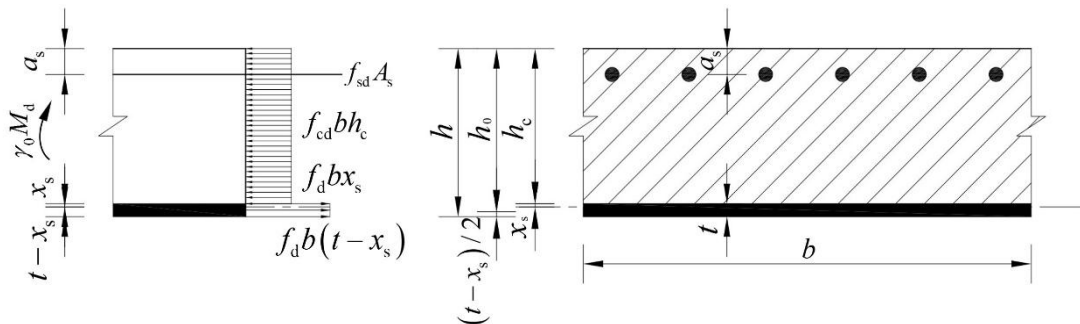


图 G.2.1-2 塑性中和轴在钢底板内的正弯矩区组合桥面板截面抗弯承载力计算图示

3 负弯矩区钢-混凝土组合桥面板的抗弯承载力计算应符合下列规定：

1) 塑性中和轴位于混凝土截面内 (图 G.2.1-3)，即 $f_{sd}A_s \geq f_d b t$ 时，抗弯承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s (h_c - x_c - a_s) + \frac{1}{2} f_{cd} b x_c^2 + f_d b t \left(\frac{t}{2} + x_c \right) \quad (G.2.1-7)$$

$$f_{sd} A_s = f_{cd} b x_c + f_d b t \quad (G.2.1-8)$$

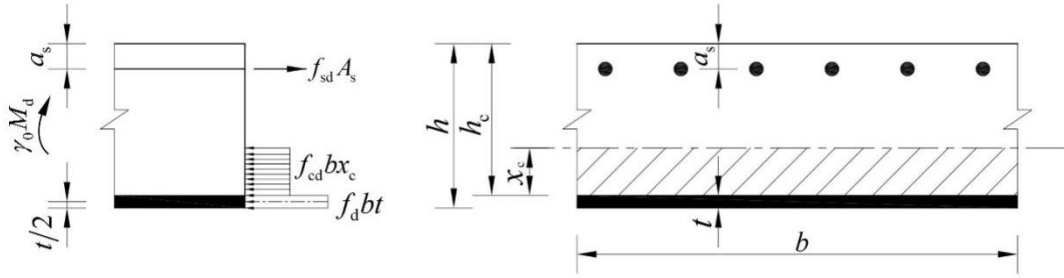


图 G.2.1-3 塑性中和轴在混凝土内的负弯矩区组合桥面板截面抗弯承载力计算图示

2) 塑性中和轴位于钢底板截面内 (图 G.2.1-4)，即 $f_{sd} A_s < f_d b t$ 时，抗弯承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s (h - x_s - a_s) + \frac{1}{2} f_d b x_s^2 + \frac{1}{2} f_d b (t - x_s) \quad (G.2.1-9)$$

$$f_d b x_s = f_d b (t - x_s) + f_{sd} A_s \quad (G.2.1-10)$$

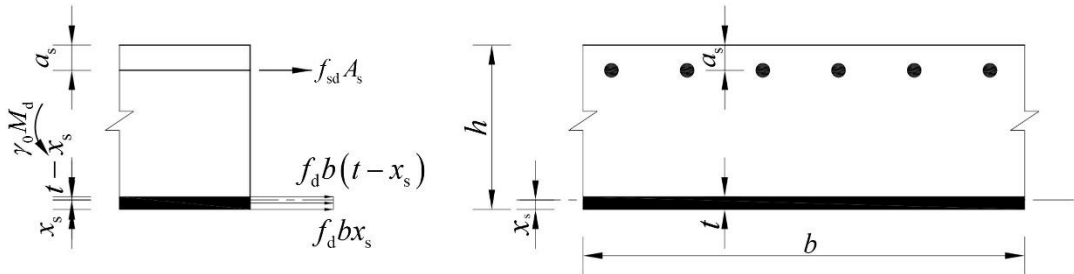


图 G.2.1-4 塑性中和轴在钢底板内的负弯矩区组合桥面板截面抗弯承载力计算图示

G.2.2 钢-混凝土组合桥面板抗剪承载力计算应符合下列规定：

1 钢-混凝土组合桥面板垂直于加劲肋方向的斜截面抗剪极限承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 V_d \leq 0.07 f_{cd} W_r h_0 \quad (G.2.2-1)$$

式中： V_d —— 钢-混凝土组合桥面板斜截面剪力设计值 (N)；

W_r —— 钢-混凝土组合桥面板剪力作用范围内的有效肋宽 (mm)，见图

G.2.2-1。

条文说明

垂直于加劲肋方向的斜截面抗剪承载能力是指钢-混凝土组合桥面板截面的整体抗剪能力。

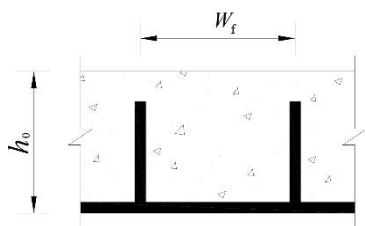


图 G.2.2-1 剪力作用范围内有效肋宽示意

2 钢-混凝土组合桥面板平行于加劲肋方向的斜截面抗剪极限承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 V_d \leq V_{uc} + V_{us} \quad (\text{G.2.2-2})$$

$$V_{uc} = 1.75 f_{td} b h_0 / (1 + \lambda) \quad (\text{G.2.2-3})$$

$$V_{us} = 0.2 f_{vp} b t \quad (\text{G.2.2-4})$$

式中： V_{uc} —— 混凝土斜截面抗剪承载力设计值（N）；
 V_{us} —— 钢底板斜截面抗剪承载力设计值（N）；
 λ —— 钢-混凝土组合桥面板计算截面的剪跨比，可取 $\lambda = a/h_0$ ，当 λ 小于 1.5 时，取 1.5，当 λ 大于 3 时，取 3， a 取集中荷载作用点至支点截面的距离；
 f_{td} —— 混凝土轴心抗拉强度设计值（MPa）；
 f_{vp} —— 钢材塑性抗剪强度设计值（MPa）， $f_{vp} = f_y / \sqrt{3}$ 。

G.2.3 承受集中荷载作用的钢-混凝土组合桥面板的抗冲切承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.6 f_{td} c_p h_c \quad (\text{G.2.3-1})$$

$$c_p = 2\pi h_c + 2a_c + 2b_c + 8h_f \quad (\text{G.2.3-2})$$

式中： F_{ld} —— 钢-混凝土组合桥面板的冲切力设计值（N）；
 c_p —— 临界周长（mm），见图 G.2.3-1；
 a_c —— 荷载长度（mm）；
 b_c —— 荷载宽度（mm）；
 h_f —— 铺装层厚度（mm）。

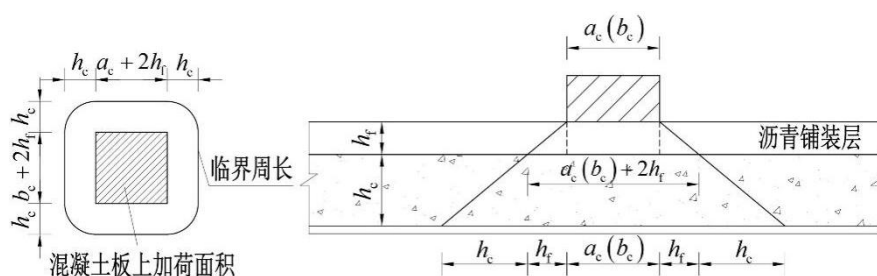


图 G.2.3-1 剪力临界周长示意

G.2.4 负弯矩区段内，钢-混凝土组合桥面板的连接件抗剪极限承载力应乘以折减系数 0.9。

G.3 正常使用极限状态验算

G.3.1 钢板-混凝土组合桥面板正截面应力和刚度计算时不考虑混凝土受拉区和开孔板的贡献，按图 A.5.1 计算。

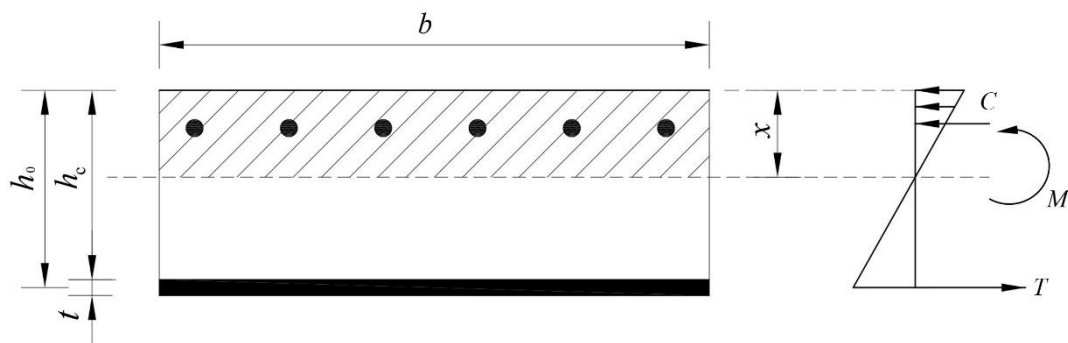


图 G.3.1 正截面应力分布示意

G.3.2 组合桥面板负弯矩区的混凝土裂缝宽度验算参照现行行业规范。

G.3.3 在汽车荷载（不计冲击力）作用下，钢-混凝土组合桥面板的正负挠度绝对值之和不大于计算跨径的 1/800。

附录 H 基于有效弹性模量的虚拟荷载法

H.0.1 基于有效弹性模量的虚拟荷载法可用于计算混凝土徐变、收缩等引起的截面应力增量。

H.0.2 虚拟荷载法可按下列步骤计算：

1 假定钢梁与混凝土之间无连接，混凝土桥面板在温度、收缩等作用下产生自由形变 ε_c ；

2 根据混凝土桥面板的应变及有效弹性模量求解虚拟荷载 P_0 ；将该虚拟荷载 P_0 反向施加于混凝土桥面板形心上，使混凝土桥面恢复形变 ε_c ；

3 恢复钢梁与混凝土桥面板之间的连接，释放 P_0 ，求解截面应力；

4 将以上 3 个步骤的应力进行叠加。

H.0.3 组合截面各位置处的应力增量可按下列公式计算：

混凝土桥面板截面：

$$\Delta\sigma_c = \frac{1}{n_L} \left[\frac{P_0}{A_{0L}} + \frac{M_0}{I_{0L}} y_{0L}^c \right] - \frac{P_0}{A_c} \quad (\text{H.0.3-1})$$

钢梁截面：

$$\Delta\sigma_s = \frac{P_0}{A_{0L}} + \frac{M_0}{I_{0L}} y_{0L}^s \quad (\text{H.0.3-2})$$

式中： P_0 ——虚拟荷载（N），通过混凝土在作用（或荷载）效应下的应变求解；

M_0 ——虚拟荷载由于偏心产生的弯矩（N·mm）；

A_{0L} ——换算截面面积（mm²）；

I_{0L} ——换算截面惯性矩（mm⁴）；

y_{0L}^c ——混凝土桥面板所求应力点至换算截面中和轴的距离（mm）；

y_{0L}^s ——钢梁所求应力点至换算截面中和轴的距离（mm）。

H.0.4 虚拟荷载应符合下列规定：

1 徐变引起的永久作用截面应力增量：

$$P_0 = E_{c\phi} A_c \varepsilon_0 \phi(t, \tau) \quad (\text{H.0.4-1})$$

$$M_0 = P_0 y_{0c} \quad (\text{H.0.4-2})$$

有效弹性模量比：

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi(t, t_0)) \quad (\text{H.0.4-3})$$

式中： y_{0c} ——混凝土桥面板形心至换算中和轴的距离（mm）；

$E_{cs\phi}$ ——考虑徐变影响时永久作用的有效弹性模量（MPa）；

ψ_L ——永久作用的徐变因子，取 1.1；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 ，计算考虑龄期为 t 的混凝土徐变系数。徐变系数最终值，可根据混凝土桥面板的加载龄期和理论厚度按本规范表 6.2.3 采用。

2 考虑徐变影响的收缩截面应力增量：

$$P_0 = E_{cs\phi} A_c \varepsilon_{sh}(t, \tau) \quad (H.0.4-4)$$

$$M_0 = P_0 y_{0c} \quad (H.0.4-5)$$

有效弹性模量比取为：

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi(t, t_0)) \quad (H.0.4-6)$$

式中： $E_{cs\phi}$ ——考虑徐变影响时混凝土收缩作用的有效弹性模量（MPa）；

ψ_L ——混凝土收缩作用的徐变因子，取 0.55。

3 温度作用的截面应力增量：

温度荷载作用下有效弹性模量比 n_L 取为 n_0 ，即

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi(t, t_0)) \quad (H.0.4-7)$$

ψ_L ——温度作用的徐变因子，取 0。

1) 整体升降温度

假定温度变化后组合梁的温度一致，约束应力增量仅为钢与混凝土之间由于膨胀率不同的变形差值。

$$P_0 = E_c A_c \Delta t (\alpha_s - \alpha_c) \quad (H.0.4-8)$$

$$M_0 = P_0 y_{0c} \quad (H.0.4-9)$$

2) 矩形温差

即假定钢梁温度一致、混凝土结构一致。

$$P_0 = E_c A_c (t_s \alpha_s - t_c \alpha_c) \quad (H.0.4-10)$$

$$M_0 = P_0 y_{0c} \quad (H.0.4-11)$$

3) 梯形温差

梯度温度转换的虚拟荷载，应按积分公式求解，并应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关要求。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;

2) 表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;

3) 表示允许稍有选择,在条件允许时首先这样做的:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

2 规范中指定应按其他有关标准、规范执行时,写法为:“应按……执行”或“应符合……要求(规定)”。

引用标准名录

- 1 《碳素结构钢》 GB/T 700
- 2 《桥梁用结构钢》 GB/T 714
- 3 《钢结构用高强度大六角头螺栓连接副》 GB/T 1231
- 4 《钢筋混凝土用钢 第 1 部分：热轧光圆钢筋》 GB 1499.1
- 5 《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》 GB 1499.2
- 6 《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
- 7 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》 GB/T 3632
- 8 《非合金钢及细晶粒钢焊条》 GB/T 5117
- 9 《热强钢焊条》 GB/T 5118
- 10 《预应力混凝土用钢丝》 GB/T 5223
- 11 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T 5224
- 12 《厚度方向性能钢板》 GB/T 5313
- 13 《紧固件 电弧螺柱焊用螺柱和瓷环》 GB/T 10433
- 14 《预应力混凝土用螺纹钢筋》 GB/T 20065
- 15 《混凝土膨胀剂》 GB/T 23439
- 16 《超高性能混凝土》 GB/T 31387
- 17 《普通混凝土拌合物性能试验方法标准》 GB/T 50080
- 18 《普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法标准》 GB/T 50082
- 19 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
- 20 《钢结构焊接规范》 GB 50661
- 21 《钢筋焊接及验收规程》 JGJ 18
- 22 《钢筋机械连接技术规程》 JGJ 107
- 23 《无粘结预应力钢绞线》 JG 161
- 24 《公路桥涵设计通用规范》 JTG D60
- 25 《公路钢结构桥梁设计规范》 JTG D64
- 26 《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》 JTG/T D64-01
- 27 《公路工程质量检验评定标准第一册土建工程》 JTG F80-1
- 28 《补偿收缩混凝土应用技术规程》 JTJ/T 178
- 29 《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》 JT/T 722
- 30 《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》 JTG/T 3310
- 31 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》 JTG 3362
- 32 《公路桥涵施工技术规范》 JTG/T 3650
- 33 《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》 JTG/T 3651

- 34 《城市桥梁设计规范》 CJJ 11
- 35 《城市桥梁工程施工和质量验收规范》 CJJ 2
- 36 《环氧树脂砂浆技术规程》 DL/T 5193