

UDC

中华人民共和国行业标准

TB

TB 10002.2—2005

J 461—2005

P

铁路桥梁钢结构设计规范

Code for design on steel structure of railway bridge

2005-06-14 发布

2005-06-14 实施

中华人民共和国铁道部 发布

中华人民共和国行业标准

铁路桥梁钢结构设计规范

Code for design on steel structure of railway bridge

TB 10002.2—2005

J 461—2005

主编单位：中铁大桥勘测设计院有限公司

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：2005 年 6 月 14 日

关于发布《铁路桥涵设计基本规范》 等五项标准的通知

铁建设〔2005〕108号

现发布《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005)、《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—2005)、《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—2005)、《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—2005)、《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—2005),自发布之日起实行。部铁建设〔1999〕139号文发的《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—99)、《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—99)、《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—99)、《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—99)、《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—99),自发布之日起同时废止。

以上标准由建设管理司负责解释,由铁路工程技术标准所组织出版社出版发行。

中华人民共和国铁道部

二〇〇五年六月十四日

前 言

本规范是根据铁道部建设管理司的安排，为贯彻落实铁路跨越式发展的要求，在《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—99)基础上修订而成的。

本规范编制过程中认真总结了我国铁路钢桥建设的经验和教训，借鉴了国内外有关标准的规定，在广泛征求意见的基础上，经反复审查定稿。

工程技术人员必须按照“以人为本、服务运输、强本简末、系统优化、着眼发展”的铁路建设理念，结合工程具体情况，因地制宜，充分发挥主观能动性，积极采用安全、可靠、先进、成熟、经济、适用的新技术，不能生搬硬套标准。勘察设计单位执行（或采用）单项或局部标准，并不免除设计单位及设计人员对整体工程和系统功能质量问题应承担的法律责任。

本规范共分 10 章，主要内容包括：总则、术语和符号、材料及基本容许应力、结构内力计算、杆件的计算长度、长细比和构件截面、构件连接、桥面系及联结系、钢板梁、钢桁梁、支座等，另有 3 个附录。

本次修订的主要内容如下：

1. 增订焊接构件设计使用最大板厚的规定。
2. 修订钢梁主体结构用钢种与国家标准的衔接的规定。
3. 对原来 U 形缺口冲击试验标准的内容统一为 V 形缺口夏比冲击试验，并规定了冲击韧性指标。
4. 对钢桁梁的纵、横向联结系的有关条文进行了修订。
5. 对钢板梁的竖向刚度进行了修订。
6. 对钢梁支座的有关条文进行了修订。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

在执行本规范过程中，希望各单位结合工程实践，认真总结经验，积累资料。如发现需要修改和补充之处，请及时将意见及有关资料寄交中铁大桥勘测设计院有限公司（湖北省武汉市汉阳大道 34 号，邮政编码：430050），并抄送铁道部经济规划研究院（北京市海淀区羊坊店路甲 8 号，邮政编码：100038），供今后修订时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位：中铁大桥勘测设计院有限公司。

本规范主要起草人：方秦汉、徐伟、汤筱敏、杜萍。

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	3
2.1	术 语	3
2.2	符 号	4
3	材料及基本容许应力	6
3.1	基本材料	6
3.2	基本容许应力	8
4	结构内力计算	19
4.1	结构内力计算原则	19
4.2	强度及稳定计算	19
4.3	疲劳计算	22
5	杆件的计算长度、长细比和构件截面	25
5.1	杆件的计算长度	25
5.2	杆件的容许最大长细比	27
5.3	构件截面	28
6	构件连接	34
6.1	机械连接	34
6.2	焊接连接	37
7	桥面系及联结系	39
7.1	桥 面 系	39
7.2	联结系的设置	40
8	钢 板 梁	45
9	钢 桁 梁	48
10	支 座	50

附录 A	铁路桥梁用钢 Q235qD、Q345qD、Q345qE、 Q370qD、Q370qE、Q420qD、Q420qE 主要 技术条件	52
附录 B	横梁面内闭合框架在横梁受竖向荷载时的结点 弯矩计算	55
附录 C	单线简支钢桁梁的纵、横梁由于弦杆变形引起 的内力计算	57
本规范用词说明		59
《铁路桥梁钢结构设计规范》条文说明		60

1 总 则

1.0.1 为统一铁路桥梁钢结构设计标准，贯彻国家有关法规和铁路技术政策，使铁路桥梁钢结构设计符合安全适用、技术先进、经济合理的要求，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于铁路网中客货列车共线运行、旅客列车设计行车速度等于或小于 160 km/h 、货物列车设计行车速度等于或小于 120 km/h （转 8 A 货车 80 km/h ）的 I、II 级标准轨距铁路简支或连续的铆接、栓焊钢桁梁、板梁及全焊钢梁的设计。

本规范适用于跨度为 168 m 以下的单、双线桁梁和跨度在 40 m 以下的板梁，其他形式的钢桥，除参照本规范外，尚应符合有关补充规定。

公、铁两用桥中单独承受公路荷载的钢结构应按现行《公路桥涵设计规范》进行设计。钢塔架设计可参照本规范进行。

1.0.3 铁路桥梁钢结构应具有规定的强度、刚度、稳定性和耐久性，应按 100 年设计使用年限设计。桥梁钢结构设计时，还应进行长大货物列车限速通过的检算。

1.0.4 采用本规范设计时，尚应符合现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1) 的规定。货车速度为 120 km/h 时、开行双层集装箱货车时及铺设无碴轨道时，尚应满足有关补充规定的要求。

1.0.5 铁路钢桥的刚度应满足现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1) 的有关规定。特殊结构及代表性桥梁应进行车桥耦合动力分析，其舒适度、脱轨系数、平稳性指标等应满足现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1) 的有关规定。

1.0.6 钢结构的构件设计宜标准化，使同型构件能互换。

结构应经济合理、便于加工、运输、安装；细节应便于检查、养护。

结构细节应注意降低附加应力。

1.0.7 桥跨结构应预设上拱度，上拱度曲线应与恒载和半个静活载产生的挠度曲线形状基本相同，但方向相反。

1.0.8 桥跨结构在计算荷载可能的最不利组合作用下，横向倾覆稳定系数不应小于 1.3。

1.0.9 钢梁应能适应千斤顶将其顶起。起顶设施及结构本身都应按起顶荷重超载 30% 检算。

1.0.10 曲线上线路中心有偏移的桥以及其他有偏心荷载的桥应计算偏载对桥跨结构的影响。

1.0.11 铁路桥梁钢结构设计除应符合本规范外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 梁 beam

直线或曲线形构件。主要承受各种荷载产生的弯矩和剪力。

2.1.2 简支梁 simple-supported beam

一端支承在固定支座上，另一端支承在活动支座上的梁。

2.1.3 连续梁 continuous beam

由三个或三个以上支座支承的梁。

2.1.4 桁架 truss

由若干杆件构成的平面或空间格架式结构或构件。各杆件主要承受各种荷载产生的轴向力。

2.1.5 钢梁 steel beam

以钢材作为主要建筑材料的梁。

2.1.6 强度 strength

材料或构件受力时抵抗外力的能力。其值为在一定的受力状态或工作状态下，材料所能承受的最大应力或构件所能承受的最大内力，后者亦称承载能力。

2.1.7 刚度 stiffness, rigidity

结构或构件抵抗变形的能力。

2.1.8 变形 deformation

荷载引起的结构或构件中各点间的相对位移。可恢复的变形为弹性变形，不可恢复的变形为塑性变形。

2.1.9 挠度 deflection

结构或构件在荷载作用下任一横截面的形心在垂直于原来轴线方向的线位移，称为该截面的挠度。

2.1.10 预拱度 camber

为抵消梁、拱、桁架等结构在荷载作用下产生的挠度，而在施工或制造时所预留的与挠度方向相反的校正量。

2.1.11 主桁（主梁） main truss

在上部结构中，支承各种荷载并将其传递至墩、台的桁（梁）。

2.1.12 横梁 floor beam

在上部结构中，沿桥轴横向设置并支承于主桁（主梁）上的梁。

2.1.13 纵梁 stringer

在上部结构中，沿桥轴向设置并支承于横梁上的梁。

2.1.14 桥面系 floor system, bridge decking

上部结构中，直接承受车辆、人群等荷载并将其传递到主桁（主梁）的整个桥面构造系统。包括桥面铺装、桥面板、纵梁、横梁及人行道等。

2.1.15 支座 bearing

设在桥梁上部结构与下部结构之间的传力装置，其应能使上部结构具有必要的活动性。

2.1.16 应力幅 stress range

构件或连接的最大应力与最小应力的代数差。

2.2 符 号

2.2.1 内力、外力

N ——轴向力

M ——弯矩

V ——剪力

P ——高强度螺栓的容许抗滑承载力

2.2.2 应力

$[\sigma]$ ——钢材轴向容许应力

$[\sigma_w]$ ——钢材弯曲容许应力

$[\sigma_0]$ ——构件或连接的疲劳容许应力幅

$[\tau]$ ——钢材剪切容许应力

E ——钢材弹性模量

G ——钢材剪切模量

σ ——法向应力

τ ——剪应力

2.2.3 几何特性

L_0 ——构件计算长度

A ——截面积

I ——截面惯性矩

S ——面积矩

λ ——构件长细比

r_x, r_y ——构件截面对 $X-X$ 轴及 $Y-Y$ 轴的回转半径

B ——两主梁（或主桁）间的中心距

h ——构件的高度

b ——构件的宽度

h_f ——焊脚尺寸

2.2.4 计算系数

μ_t ——活载冲击力的动力系数

μ_0 ——高强度螺栓连接的钢材表面抗滑移系数

f ——活动支座的摩擦系数

φ_1 ——中心受压杆件轴向容许应力的折减系数

φ_2 ——构件只在一个主平面受弯时的容许应力折减系数

C ——构件斜弯曲作用下容许应力增大系数

m ——高强度螺栓连接处的抗滑面数

k ——安全系数

3 材料及基本容许应力

3.1 基本材料

3.1.1 铁路钢桥的基本钢材应根据当地的最低设计温度，选取满足桥梁设计要求的化学成分、力学性能、工艺性能及焊接性能，并应符合表 3.1.1 的规定。

表 3.1.1 铁路钢桥的基本材料

名 称		钢材牌号	质量等级	应 符 合 的 标 准
钢梁主体结构		Q235q	D 级	《桥梁用结构钢》(GB 714—2000) 实物交货技术条件见附录 A。Q420qD 仅用于受压非断裂控制部件
		Q345q	D、E 级	
		Q370q	D、E 级	
		Q420q	D、E 级	
桥梁辅助结构		Q235—B、Z		《碳素结构钢》(GB 700)
连接型钢		Q345c		现行《低合金结构钢》(GB 1591)
铆 钉		BL2 (铆螺 2) BL3 (铆螺 3)		现行《标准件用碳素热轧圆钢》(GB 715)
精制螺栓		BL2 (铆螺 2) BL3 (铆螺 3)		现行《标准件用碳素热轧圆钢》(GB 715)
粗制螺栓		BL2 (铆螺 2) BL3 (铆螺 3)		现行《标准件用碳素热轧圆钢》(GB 715)
高强度螺栓	螺 栓	20MnTiB (20 锰钛硼)		现行《合金结构钢技术条件》(GB 3077)
		35VB (35 钒硼)		现行 GB/T 1231 中附录 A
	螺母及垫圈	35、45 15MnVB (15 锰钒硼)		现行《优质碳素结构钢钢号和一般技术条件》(GB 699)

续表 3.1.1

名 称	钢材牌号	质量等级	应符合的标准
铸件（支座的上、下摆、摇轴、座板等）	ZG230—450 II（铸钢 230—450 II） ZG270—500 II（铸钢 270—500 II）		现行《碳素钢铸件分类及技术条件》(GB 5676)
销、铰、辊轴	35 号锻钢		现行《优质碳素结构钢钢号和一般技术条件》(GB 699)

注：经过试验取得充分依据也可采用符合桥跨结构要求的其他钢材。

3.1.2 高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈应符合现行国家标准 GB/T 1228 ~ 1231 的规定。

3.1.3 焊接性能应与基材相匹配，选用的焊接材料、焊接工艺，均应根据设计要求通过焊接工艺评定。

3.1.4 整体节点焊接接头（包括焊缝金属和热影响区）冲击韧性不得低于母材标准；散装节点，垂直于受力方向的熔透对接焊、T 形角焊、棱角焊焊接接头（包括焊缝金属和热影响区）冲击韧性不得低于母材标准，顺应力方向未熔透的 T 形角焊、棱角焊焊接接头冲击韧性根据钢材牌号不同不得低于表 3.1.4 的规定。

表 3.1.4 焊接接头冲击韧性

钢 材 牌 号		Q345q		Q370q		Q420q	
质 量 等 级		D	E	D	E	D	E
试 验 温 度 (°C)		- 20	- 40	- 20	- 40	- 20	- 40
冲击 韧性 (J)	整体节点的焊接接头	34		41		47	
	散装节点垂直于应力方向的熔透对接焊、T 形角焊、棱角焊焊接接头	34		41		47	
	散装节点顺应力方向未熔透的 T 形角焊、棱角焊焊接接头	29		35		40	

3.1.5 钢桥涂装材料应符合铁道部现行的《铁路钢桥保护涂装》

(TB/T 1527) 的规定。

3.1.6 钢材的弹性系数可按照表 3.1.6 的规定确定。

表 3.1.6 钢材弹性系数

弹性模量 E (MPa)	剪切模量 G (MPa)	泊松比 ν
2.1×10^5	8.1×10^4	0.3

3.2 基本容许应力

3.2.1 钢材的基本容许应力应按照表 3.2.1 的规定确定。

表 3.2.1 基本容许应力

序号	应力种类	单位	钢 材 牌 号						
			Q235qD	Q345qD Q345qE	Q370qD Q370qE	Q420qD Q420qE	ZG230 —450[]	ZG270 —500[]	35 号 锻钢
1	轴向应力 $[\sigma]$	MPa	135	200	210	230	—	—	—
2	弯曲应力 $[\sigma_w]$	MPa	140	210	220	240	125	150	220
3	剪应力 $[\tau]$	MPa	80	120	125	140	75	90	110
4	端部承压 (磨光顶紧) 应力	MPa	200	300	315	345	—	—	—
5	销孔承压应力	MPa	—	—	—	—	—	—	180
6	辊轴 (摇轴) 与平板自由接触的径向受压	kN/cm	—	—	—	—	$0.55d$	$0.61d$	$0.60d$
7	铰轴放置在铸钢铰轴颈上时的径向受压	kN/cm	—	—	—	—	—	—	$8.4d$

注：1 表列的 Q235qD、Q345qD、Q345qE、Q370qD、Q370qE、Q420qD、Q420qE 容许应力是同 GB/T714—2000 中板厚 $t \leq 16\text{mm}$ 的屈服强度及极限抗拉强度相对应，当 $t \geq 16\text{mm}$ 时，表列各类容许应力可按屈服点的比例予以调整。

2 辊轴 (摇轴) 与接触的平板用不同钢种时，径向受压容许应力应采用其较低者。

3 表中符号 d 为辊轴、摇轴或铰轴的直径，以厘米计。

4 序号 2 中直接搁置桥枕的桥面系纵梁的弯曲容许应力 $[\sigma_w]$ 采用 $[\sigma]$ 。

5 序号 7 系按接触圆弧中心角为 $2 \times 45^\circ$ 考虑；条件不符时可另行确定。

3.2.2 工厂焊缝基本容许应力宜与基材相同，并不应大于基材的容许应力。

3.2.3 高强度螺栓预拉力的设计值，应根据高强度螺栓的螺纹直径、性能等级按表 3.2.3 的规定确定。

表 3.2.3 高强度螺栓预拉力设计值

螺 纹 直 径	M22	M24	M27	M30
性 能 等 级	10.9 S			
预拉力设计值 (kN)	200	240	290	360

3.2.4 采用抗滑型高强度螺栓连接时，设计抗滑移系数采用 0.45。

3.2.5 铆钉及精制螺栓容许应力应按表 3.2.5 的规定确定。

表 3.2.5 铆钉及螺栓容许应力 (MPa)

类 别	受 力 种 类	容 许 应 力
工厂铆钉	剪 切	110
	承 压	280
工地铆钉	剪 切	100
	承 压	250
精制螺栓	剪 切	90
	承 压	220

- 注：1 平头铆钉的容许应力减低 20%；
 2 铆钉计算直径为铆钉孔的公称直径；
 3 粗制螺栓直径至多较栓孔直径小 0.3 mm；
 4 本表适用于 BL2，当采用 BL3 时，容许应力可提高 10%。

3.2.6 检算中心受压杆件的总稳定性时，其轴向容许应力的折减系数 φ_1 可根据钢种按表 3.2.6 的规定确定。

3.2.7 各种构件或连接的疲劳容许应力幅，应按表 3.2.7—1 的规定确定，各种构件或连接基本形式及疲劳容许应力幅类别应符合表 3.2.7—2 的规定。

表 3.2.6 中心受压杆件轴向容许应力折减系数 φ_1

焊接 H 形杆件 (检算翼板 平面内总稳定性)				焊接 H 形 (检算腹板平面内 总稳定性)、焊接箱形及铆接杆件			
杆件 长细 比 λ	φ_1			杆件 长细 比 λ	φ_1		
	Q235qD	Q345qD Q345qE Q370qD Q370qE	Q420qD Q420qE		Q235q	Q345qD Q345qE Q370qD Q370qE	Q420qD Q420qE
0 ~ 30	0.900	0.900	0.866	0 ~ 30	0.900	0.900	0.885
40	0.864	0.823	0.777	40	0.878	0.867	0.831
50	0.808	0.747	0.694	50	0.845	0.804	0.754
60	0.744	0.677	0.616	60	0.792	0.733	0.665
70	0.685	0.609	0.541	70	0.727	0.655	0.582
80	0.628	0.544	0.471	80	0.660	0.583	0.504
90	0.573	0.483	0.405	90	0.598	0.517	0.434
100	0.520	0.424	0.349	100	0.539	0.454	0.371
110	0.469	0.371	0.302	110	0.487	0.396	0.319
120	0.420	0.327	0.258	120	0.439	0.346	0.275
130	0.375	0.287	0.225	130	0.391	0.298	0.235
140	0.338	0.249	0.194	140	0.346	0.254	0.200
150	0.303	0.212	0.164	150	0.304	0.214	0.166

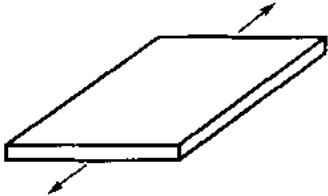
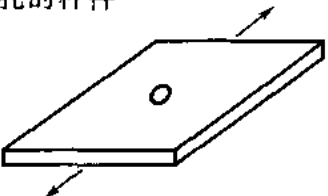
表 3.2.7—1 各种构件或连接的疲劳容许应力幅

疲劳容许应力幅类别	疲劳容许应力幅 $[\sigma_0]$ (MPa)	构件及连接形式
I	149.5	I
II	121.7	5.1, 5.2, 5.3
III	130.7	4.2

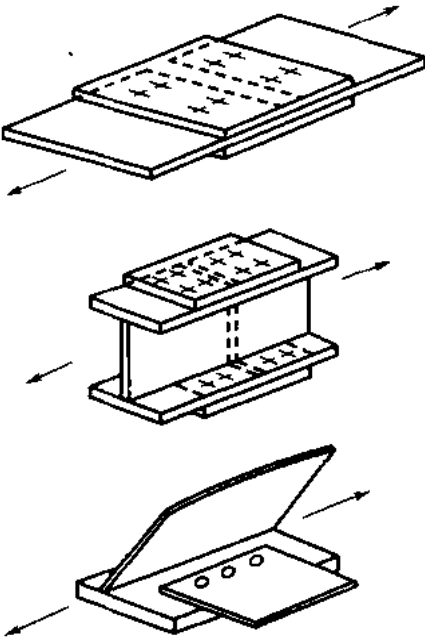
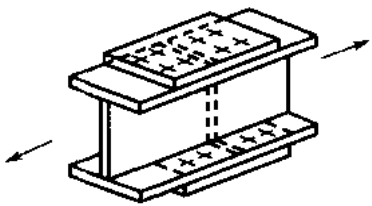
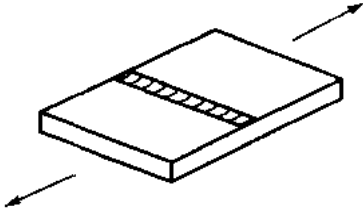
续表 3.2.7—1

疲劳容许应力幅类别	疲劳容许应力幅 $[\sigma_0]$ (MPa)	构件及连接形式
IV	110.3	6.1, 6.2, 6.3, 7.1, 7.2
V	109.6	4.1
VI	114.0	2
VII	99.9	8, 9
VIII	91.1	3
IX	71.9	10, 12
X	72.9	11.1
XI	60.2	11.2
XII	80.6	13

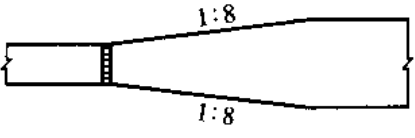
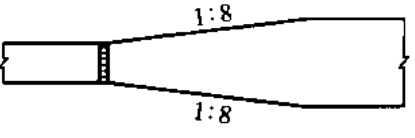
表 3.2.7—2 构件或连接基本形式及疲劳容许应力幅类别

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
1	母材 	原轧制表面, 侧边刨边, 表面粗糙度不得大于 $\sqrt{25}$; 精密切割表面粗糙度不得大于 $\sqrt{12.5}$; 不得在母材上引弧	I	非连接部位的母材
2	留有空孔的杆件 	机械钻孔, 孔壁光滑, 表面粗糙度不得大于 $\sqrt{25}$	VI	弦杆泄水孔处
3	铆接构件	机械钻孔, 表面粗糙度不得大于 $\sqrt{25}$	VII	铆钉孔处净截面

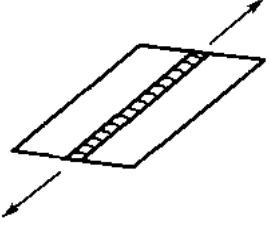
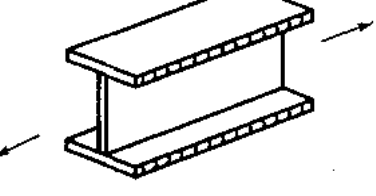
续表 3.2.7—2

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
4	高强度螺栓			
4.1		(1) 单面或双面拼接, 经检算第一排螺栓无滑移 (2) 直接拼接断面超过 60% 总断面积的双面拼接对称接头 (3) 不传递验算方向应力的有高强度螺栓紧固的基材	V	栓接毛截面处
4.2		(1) 单面或双面拼接, 经检算第一排螺栓受力大于抗滑力 (2) 非全断面拼接的构件, 直接拼接断面小于 60% 总断面	III	栓接净截面处
5	横向对接熔透焊缝			
5.1	等厚等宽钢板对接 	(1) 采用埋弧自动焊 ① 定位焊接不得有裂缝、焊渣、焊瘤等缺陷 ② 焊缝背面必须清除影响焊接的焊瘤、熔渣和焊根等缺陷 ③ 多层焊的每一层必须将焊渣、缺陷清理干净再焊下一层	II	桁梁构件及板梁中横向对接焊缝处

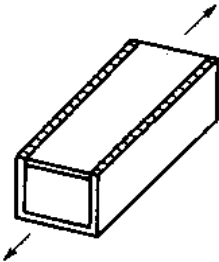
续表 3.2.7—2

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
5 5.2	等厚不等宽钢板对接 	④ 必须在距杆件端部 80 mm 以外的引板上起、熄弧 (2) 焊缝加强高顺受力方向磨平, 焊趾处不留横向痕迹 (3) 焊缝需经无损探伤检验, 焊缝质量符合《铁路钢桥制造规范》中 I 级焊缝的要求	II	桁梁构件及板梁中横向对接焊缝处
5.3	等宽不等厚宽钢板对接 	(4) 横向对接焊缝应一次连续施焊完毕, 不得有断弧, 如发生断弧, 应将断弧处已焊成的焊缝刨成 1:5 斜坡后再继续搭接 50 mm 后施焊 (5) 同一位置焊接返修次数不得超过二次		
6	纵向焊缝	(1) 采用埋弧焊、气体保护焊 (2) 焊缝必须平整连续 (3) 受拉及受疲劳控制的杆件, 焊缝全长超声波探伤。焊缝质量应符合《铁路钢桥制造规范》中 II 类焊缝要求 (4) 受压及不受疲劳控制的杆件, 探伤范围从杆端至工地栓孔外 1 m。焊缝质量应符合《铁路钢桥制造规范》中 II 类焊缝要求 (5) 同一位置焊接返修不得超过二次	IV	(1) 工字形、箱形、T 形构件、板梁翼缘及纵向肋的纵向角焊缝, 或棱角焊缝 (2) 板梁中腹板及盖板的纵向焊缝

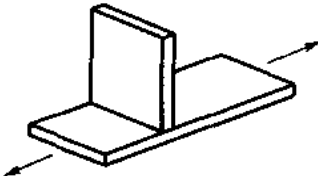
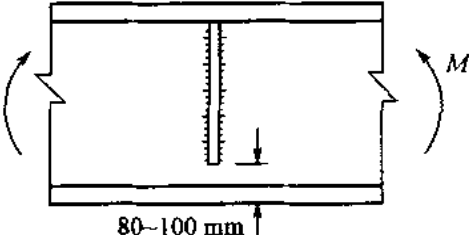
续表 3.2.7—2

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
6.1	纵向连续对接焊缝 	(1) 焊缝应一次连续施焊完毕, 如果特殊情况而中途停焊时, 焊前、焊后需处理。用原定预热温度及施焊工艺继续施焊。焊缝表面要顺受力方向磨修平整, 不得有超出《铁路钢桥制造规范》中规定的凹凸不平现象 (2) 焊缝两侧不得有大于 0.3 mm 的咬边或直径大于等于 1 mm 的气孔。小于 1 mm 的气孔, 每米不多于 3 个, 间距不小于 20 mm (3) 埋弧自动焊必须在距杆件端 80 mm 以外的引板上起、熄弧	IV	(1) 工字形、箱形、T 形构件、板梁及加劲肋的角焊缝, 或棱角焊缝 (2) 板腹盖板的纵向焊缝
6.2	工字形连续角焊缝 	(1) 焊缝应一次连续施焊完毕, 如果特殊情况而中途停焊后, 再焊时, 焊前、焊后需进行处理。用原定预热温度及施焊工艺继续施焊。焊后焊缝表面要顺受力方向磨修平整, 不得有超出《铁路钢桥制造规范》中规定的凹凸不平现象 (2) 纵向角焊缝的咬肉不得大于 0.3 mm, 不得有直径大于等于 1 mm 的气孔。直径小于 1 mm 的气孔, 每米不多于 3 个, 间距不小于 20 mm (3) 埋弧自动焊必须在距杆件端 80 mm 以外的引板上起、熄弧		

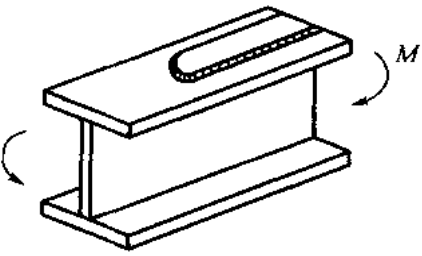
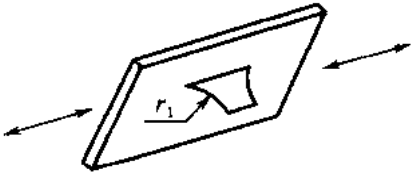
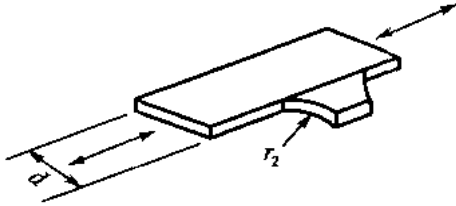
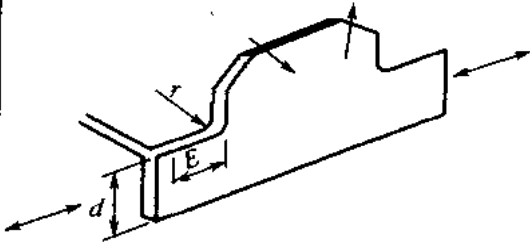
续表 3.2.7—2

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
6 6.3	箱形棱角焊缝 	(1) 焊缝应一次连续施焊完毕, 如果特殊情况而中途停焊时, 焊前、焊后需进行处理。用原定预热温度及施焊工艺继续施焊。焊后, 焊缝表面要磨修平整。不得有超出《铁路钢桥制造规范》中规定的凹凸不平现象 (2) 一根杆件有不同的熔深时, 如系焊缝表面高相同, 则深熔深的焊缝起弧应该在距杆端 80 mm 以外的引板上, 在施焊上一层焊缝前必须将前一道焊缝停弧处的缺陷清除干净, 清除长度不小于 60 mm。坡口深度变化处过渡区的斜坡不大于 1:10。最后一道焊缝必须在距杆端 80 mm 以外的引板起、熄弧 (3) 一根杆件有不同的熔深时, 如系坡口底面高相同, 则加高焊缝起弧必须在距杆端 80 mm 以外的引板上, 终端必须磨修, 将缺陷清除干净。清除熄弧的长度不小于 60 mm, 并使高的焊缝成 1:10 的坡度匀顺过渡到较低的焊缝。第一道焊缝必须在距杆端 80 mm 以外的板上起、熄弧	IV	(1) 工字形、箱形、T 形构件、板梁翼缘及纵向加劲肋的角焊缝, 或棱角焊缝 (2) 板梁中腹板及盖板的纵向焊缝

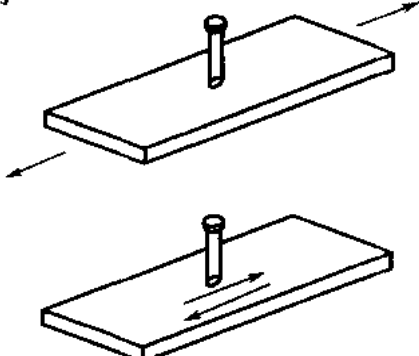
续表 3.2.7—2

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
7	工字形对接焊缝与角焊缝交叉	(1) 采用埋弧自动焊 (2) 垂直于受力方向的焊缝按类别 5 横向对接焊缝要求 (3) 顺受力方向的角焊缝按类别 6 纵向焊缝接头要求	IV	工字形、箱形、T 形构件及纵向加劲肋的纵向角焊缝与盖板或腹板对接焊缝交叉处
7.1	盖板对接焊缝与角焊缝交叉			
7.2	腹板对接焊缝与角焊缝交叉			
8	横向角接焊缝 	(1) 采用成型好的手工焊、CO ₂ 气体保护焊或半自动焊施焊 (2) 焊趾处不允许有咬肉, 如不满足以上条件可用砂轮顺受力方向打磨 (3) 对起、熄弧处进行磨修, 严格保证质量	VII	(1) 箱形杆件隔板及板端封端处的连接角焊缝 (2) 板梁腹板与竖向加劲肋的连接角焊缝
9	板梁竖向加劲肋与腹板连接焊缝端部 	(1) 焊缝端部至腹板表面应匀顺过渡 (2) 对起、熄弧处进行磨修, 严格保证质量 (3) 在腹板侧, 受拉区不得有咬肉 (4) 必要时, 竖向加劲肋端部 100 mm 内焊趾处锤击	VII	板梁竖向加劲肋与腹板连接焊缝端部 (这里是指检算顺桥轴方向的主拉应力或拉力)

续表 3.2.7—2

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
10	板梁盖板端焊缝 	(1) 端部焊缝不得有咬肉 (2) 盖板端焊缝打磨匀顺过渡, 坡度不大于 1:5 (3) 盖板端部焊趾锤击长度 100 mm	IX	板梁盖板焊缝端部或焊趾处
11	平联节点板	(1) 坡口焊透, 焊缝两端顺受力方向打磨, 使圆弧匀顺过渡 (2) 水平节点板与主板焊接时, 节点板先焊, 后根据需要切圆弧, 然后双面倒棱、磨修。在切弧、倒棱、磨修时, 应将焊缝的缺陷清除干净	X	板梁腹板、翼缘板或竖杆件与水平节点板手工焊接的端部
11.1				
11.2		(3) 在焊缝两端长 100 mm 的范围内及焊缝端部锤击 (4) $r_1 \geq 100 \text{ mm}$, $r_2 \geq \frac{d}{10}$, 但不小于 100 mm	XI	
12	整体节点 	(1) 单面坡口棱角焊缝质量要求按 6.3 (2) 圆弧处应顺受力方向打磨, 并自圆弧末端向外打磨长度为 E, $E \geq 100 \text{ mm}$, $r \geq \frac{1}{5} d$, 但不小于 100 mm	IX	整体节点、圆弧起点、棱角焊缝

续表 3.2.7—2

类别	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳容许应力幅类别	检算部位
13		焊趾不得有咬肉、裂纹，成形应良好， $\frac{h}{d} \geq 4$ h —钉高 d —钉直径	Ⅶ	结合梁受拉翼缘的传剪栓钉焊缝前母材及栓钉焊接断面（剪应力）

3.2.8 各种外力组合的容许应力提高系数应按表 3.2.8 的规定确定。

表 3.2.8 各种外力组合容许应力的提高系数

序 号	外 力 组 合		提 高 系 数
1	主 力		1.00
2	主力 + 制动力		1.25
3	主力 + 风力		1.20
4	主力 + 次应力 + 制动力（或风力）		1.45
5	钢 梁 安 装	主 力	1.20
		主力 + 风力	1.30 ~ 1.40

注：1 表中次应力指由节点刚性在主桁杆件中引起的次应力。

2 序号 4 仅检算强度用。

4 结构内力计算

4.1 结构内力计算原则

4.1.1 结构构件的内力应按弹性受力阶段确定。变形应按杆件的毛截面计算，不考虑栓（钉）孔削弱的影响。

4.1.2 为简化计算，可将桥跨结构划分为若干个平面系统分别计算，但应考虑各个平面系统间的共同作用和相互影响。

4.2 强度及稳定计算

4.2.1 结构构件的强度应按表 4.2.1 规定的公式计算。

表 4.2.1 强度计算公式

计算应力的种类	构件受力	计算公式	公式编号
法向应力	中心受拉	$\frac{N}{A} \leq [\sigma]$	(4.2.1—1)
	在一个主平面内受弯曲	$\frac{M}{W} \leq [\sigma_w]$	(4.2.1—2)
	受压或受拉并在一个主平面内受弯曲或与此相当的偏心受压及偏心受拉	$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq [\sigma]$	(4.2.1—3)
	受斜弯曲	$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq C [\sigma_w]$	(4.2.1—4)
	受压或受拉并受斜弯曲或与此相当的偏心受压及偏心受拉	$\frac{N}{A} \pm \left(\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) \frac{1}{C} \leq [\sigma]$	(4.2.1—5)
剪应力	受弯曲	$\tau_{\max} = \frac{VS}{I_n \delta} \leq C_r [\tau]$	(4.2.1—6)
换算应力	受弯曲 受压或受拉并受弯曲	$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1[\sigma]$	(4.2.1—7)

注：表中 N, M, V ——检算截面上的计算轴向力(MN)、弯矩(MN·m)、剪力(MN)；
 A ——检算截面上的计算面积 (m^2)，拉杆为净截面积，压杆为毛截面积；
 I_m ——毛截面惯性矩 (m^4)；
 W, W_x, W_y ——检算截面处对主轴的计算截面抵抗矩 (m^3)；检算受拉翼缘为净截面抵抗矩；检算受压翼缘为毛截面抵抗矩，为简化计，均可按毛截面的重心轴计算；
 δ ——腹板厚度 (m)；
 S ——中性轴以上的毛截面对中性轴的面积矩 (m^3)；
 σ ——截面检算处按计算截面计算的法向应力 (MPa)；
 τ ——截面检算处的剪应力 (MPa)；
 C ——斜弯曲作用下容许应力增大系数：

$$C = 1 + 0.3 \times \frac{\sigma_{m2}}{\sigma_{m1}} \leq 1.15$$

σ_{m1}, σ_{m2} ——截面检算处由于弯矩 M_x, M_y 所产生的较大和较小的应力；

C_τ ——剪应力分布不均匀容许应力增大系数：

$$\text{当 } \frac{\tau_{\max}}{\tau_0} \leq 1.25, C_\tau = 1.0;$$

$$\text{当 } \frac{\tau_{\max}}{\tau_0} \geq 1.50, C_\tau = 1.25;$$

$$\text{当 } \frac{\tau_{\max}}{\tau_0} \text{ 为中间值时, } C_\tau \text{ 按直线比例计算: } \tau_0 = \frac{V}{h\delta};$$

h ——腹板全高 (m)。

4.2.2 结构构件的总稳定性应按表 4.2.2 规定的公式计算。

表 4.2.2 总稳定性计算公式

计算应力的种类	构件受力	计算公式	公式编号
法向应力	中心受压	$\frac{N}{A_m} \leq \varphi_1[\sigma]$	(4.2.2—1)
	在一个主平面内受弯曲	$\frac{M}{W_m} \leq \varphi_2[\sigma]$	(4.2.2—2)
	受压并在一个主平面内受弯曲或与此相当的偏心受压	$\frac{N}{A_m} + \frac{\varphi_1}{\mu_1 \varphi_2} \cdot \frac{M}{W_m} \leq \varphi_1[\sigma]$	(4.2.2—3)

注：1 对于仅通过翼缘板连接的焊接 T 形截面压杆，应按偏心受压杆检算其稳定性，计算公式中的折减系数 φ_1 可采用焊接箱形截面压杆的值；

2 表中 N ——计算轴向力 (MN)；

M ——构件中部 1/3 长度范围内最大计算弯矩 (MN·m)；

A_m ——毛截面积 (m^2);

W_m ——毛截面抵抗矩 (m^3);

φ_1 ——中心受压杆件的容许应力折减系数; 根据钢种、截面形状及验算所对的轴等按本规范表 3.2.6 采用;

φ_2 ——构件只在一个主平面内受弯时的容许应力折减系数 (若是压弯杆, 可按 $N=0$ 的情况来确定 φ_2), 在不作进一步分析时可按本规范式 (4.2.2—4) 计算构件的换算长细比 λ_e , 并按 $\lambda_e = \lambda$ 从本规范表 3.2.6 查得相应的 φ_1 , 用作 φ_2 ;

$$\lambda_e = \alpha \cdot \frac{l_0 r_x}{h r_y} \quad (4.2.2-4)$$

α ——系数, 焊接杆件取 1.8, 铆接杆件取 2.0;

l_0 ——构件受压翼缘 (指因弯矩而受压) 对弱轴的计算长度;

r_x, r_y ——构件截面对 $x-x$ 轴 (强轴) 及 $y-y$ 轴 (弱轴) 的回转半径 (见图 4.2.2);

h ——见图 4.2.2。

对于下列情况, 取 $\varphi_2 = 1$:

(1) 箱形截面杆件;

(2) 任何截面杆件, 当所验算的失稳平面和弯矩作用平面一致时。

μ_1 ——考虑弯矩因构件受压而增大所引用的值;

当 $\frac{N}{A_m} \leq 0.15 \varphi_1 [\sigma]$ 时, 取 $\mu_1 = 1.0$

当 $\frac{N}{A_m} > 0.15 \varphi_1 [\sigma]$ 时, 取 $\mu_1 = 1 - \frac{n_1 N \lambda^2}{\pi^2 E A_m}$

λ ——构件在弯矩作用平面内的长细比;

E ——弹性模量 (MPa);

n_1 ——压杆容许应力安全系数, 主力组合时取 1.7, $[\sigma]$ 应按主力组合采用; 主力加附加力组合时取 1.4, $[\sigma]$ 应按主力加附加力组合采用。

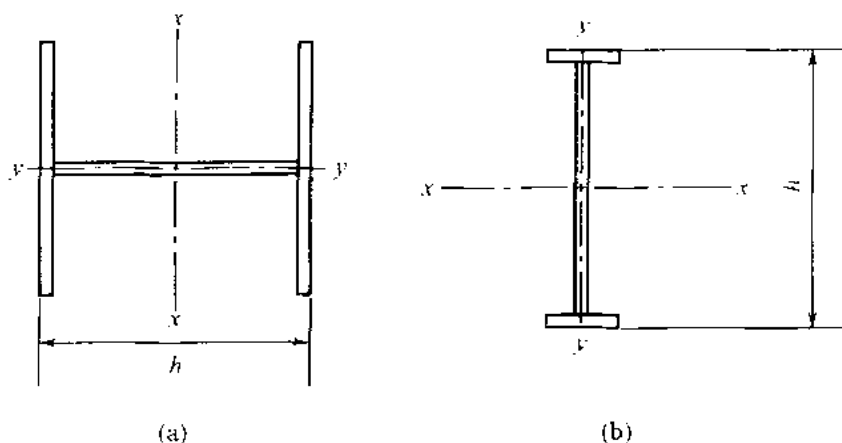


图 4.2.2 H 形杆件及 I 形梁简图

4.3 疲劳计算

4.3.1 凡承受动荷载的结构构件或连接,应进行疲劳检算。疲劳荷载组合包括设计荷载中的恒载加活载(包括冲击力、离心力,但不考虑本规范第 7.1.6 条与第 9.0.6 条活载发展系数)。

列车竖向活载包括竖向动力作用时,应将列车竖向静活载乘以运营动力系数 $(1 + \mu_f)$,其值按下式计算:

$$1 + \mu_f = 1 + \frac{18}{40 + L} \quad (4.3.1)$$

式中 L ——桥梁跨度 (m),承受局部活载杆件为影响线加载长度;

μ_f ——活载冲击力的动力系数。

4.3.2 双线铁路桥主桁(或主梁)构件(第 4.3.3 条除外)检算疲劳时,按一线偏心加载并以杠杆原理分配于主桁(或主梁),并以双线系数 r_d 修正,双线系数 r_d 应符合表 4.3.2 的规定。

表 4.3.2 钢梁双线系数 r_d

δ_1/δ_2	3/7	4/8	5/9
r_d	1.13	1.16	1.19

注: δ_1/δ_2 为一线作用下,按杠杆原理计算,两片桁架(或主梁)各自承受的荷载比。

4.3.3 双线铁路桥的横梁及连接横梁的主桁挂杆,按一线最大活载,另一线为 80 kN/m 活载加载,计算疲劳内力。

4.3.4 铁路纵梁与横梁布置在同一平面,当纵梁与横梁用鱼形板连接,纵梁可以承受支点弯矩时,则纵梁跨中弯矩取 $0.85M_0$,支点弯矩取 $0.6M_0$ (M_0 为按简支梁计算的跨中弯矩)。

4.3.5 焊接及非焊接(栓接)构件及连接均需进行疲劳强度检算,当疲劳应力均为压应力时,可不检算疲劳。

1 焊接构件及连接疲劳检算公式

1) 疲劳应力为拉—拉构件或以拉为主的拉—压构件,

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \geq -1。$$

$$r_d r_n (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \leq r_t [\sigma_0] \quad (4.3.5-1)$$

式中 $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ ——最大、最小应力, 拉力为正, 压力为负;

$[\sigma_0]$ ——疲劳容许应力幅 (见本规范表 3.2.7—1);

r_d ——双线桥的双线系数 (见本规范表 4.3.2), 双线桥的横梁及相应的挂杆和单线桥均取 1;

r_n ——损伤修正系数 (见表 4.3.5—1);

表 4.3.5—1 损伤修正系数 r_n 、 r'_n

跨度 (m)	r_n	r'_n		
		恒:活 (2:8)	恒:活 (3:7)	恒:活 (4:6)
> 20	1.00	1.00	1.00	1.00
16	1.10	1.08	1.07	1.06
12	1.15	1.12	1.11	1.09
8	1.30	1.24	1.21	1.18
5	1.45	1.36	1.32	1.27
4	1.50	1.40	1.35	1.30

r_t ——板厚修正系数, 板厚 $t \leq 25$ mm, $r_t = 1$

$$t > 25 \text{ mm}, r_t = \sqrt[4]{\frac{25}{t}}$$

2) 疲劳应力以压为主的拉—压构件, $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} < -1。$

$$r_d r'_n \sigma_{\max} \leq r_t r_p [\sigma_0] \quad (4.3.5-2)$$

式中 r'_n ——损伤修正系数 (见本规范表 4.3.5—1);

r_p ——应力比修正系数 (见本规范表 4.3.5—2);

2 非焊接构件及连接疲劳检算公式

1) 疲劳应力为拉—拉的构件, $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \geq 0$

$$r_d r_n (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \leq r_t [\sigma_0] \quad (4.3.5-3)$$

2) 疲劳应力为拉—压的构件, $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} < 0$

$$r_d r'_n \sigma_{\max} \leq r_t r_p [\sigma_0] \quad (4.3.5-4)$$

表 4.3.5—2 应力比修正系数 r_p

ρ	-1.8	-1.6	-1.4	-1.2	-1.0	-0.8	-0.6	-0.4	-0.2
焊接构件	0.38	0.41	0.43	0.46	—	—	—	—	—
非焊接构件	0.45	0.48	0.52	0.56	0.60	0.65	0.71	0.79	0.88

5 杆件的计算长度、长细比和构件截面

5.1 杆件的计算长度

5.1.1 杆件的计算长度可按表 5.1.1 的规定确定。

表 5.1.1 杆件计算长度

杆 件			弯曲平面	计算长度
主 桁	弦 杆		面内及面外	l_0
	端斜杆、端立杆、连续梁中间支点处立柱或斜杆作为桥门架时		面内	$* 0.9l_0$
			面外	l_0
	桁架的腹杆	无相交和无交叉	面内	$* 0.8l_0$
			面外	l_0
		与杆件相交或相交叉（不包括与拉杆相交叉）	面内	l_1
			面外	l_0
		与拉杆相交叉	面内	l_1
			面外	$0.7l_0$
纵向及横向联结系	无 交 叉		面内及面外	l_2
	与拉杆相交叉		面内	l_1
			面外	$0.7l_2$
	与杆件相交或相交叉（不包括与拉杆相交叉）		面内	l_1
			面外	l_2

- 注：1 * 与该腹杆交会的主桁受拉弦杆，其长细比应不大于 100，否则其计算长度应另行计算。
- 2 当杆件两端均与受压杆件相连接时，其计算长度不小于该杆件两连接栓群中心的距离。
- 3 l_0 ——主桁各杆件的几何长度（即杆端节点中距），如杆件全长被横向结构分割时，则为其较长的一段长度。
- 4 l_1 ——从相交点至杆端节点较长的一段长度。
- 5 l_2 ——纵向（横向）联结系系统线与节点板连在主桁杆件的固着线交点的距离。

5.1.2 半穿式钢梁受压翼缘（或弦杆）计算长度 l 的计算可按下列方法进行：

当桥跨结构主梁（或主桁）的节间长度 $d \leq \frac{L}{3m}$ 时， $l = \alpha L$ ，系数 α 和 m 根据 β 值从表 5.1.2 求得。

表 5.1.2 系数 α 及 m

β	0	5	10	19	20	30	50	100	150
α	0.696	0.524	0.443	0.370	0.367	0.353	0.330	0.290	0.264
m	1				2				
β	200	242	243	300	500	700	1000	1060	1061
α	0.246	0.234	0.234	0.225	0.204	0.189	0.174	0.171	0.171
m	2		3						4
β	1500	2000	2500	3000	3082	3083	4000	5000	6000
α	0.160	0.149	0.142	0.136	0.135	0.135	0.127	0.121	0.116
m	4				5				
β	7129	7130	8000	10000	—	—	—	—	—
α	0.112	0.112	0.109	0.103	—	—	—	—	—
m	5	6			—				

注：表中 $\beta = \frac{L^4}{16\delta EI_m}$ (5.1.2—1)

式中 m ——屈曲时受压翼缘（或弦杆）形成半正弦波的个数；

L ——梁（或桁）的计算跨度（m）；

d ——节间长度（m）；

I_m ——受压翼缘（或弦杆）毛截面对竖轴的惯性矩（全长平均值）（ m^4 ）；

E ——钢的弹性模量（MPa）；

δ ——半框架（除端半框架外）上节点由单位水平力（ $P=1$ ）作用而引起的最大位移（一个翼缘或弦杆的）（m/MN），其数值为

$$\delta = \frac{h^3}{3EI_c} + \frac{Bh^2}{2EI_g} \quad (5.1.2-2)$$

h ——压翼缘或弦杆的截面重心至横梁顶面的高度（m）；

B ——两主梁（或主桁）间的距离（m）；

I_c ——加劲肋（或竖杆）毛截面向梁（或桁）平面外弯曲的惯性矩（ m^4 ）；

I_g ——横梁截面的惯性矩（ m^4 ）。

注：板梁受压翼缘的截面，对于焊接结构为盖板束的截面积；对于铆接结构为盖板、翼角以及在翼角范围内一部分腹板的面积。翼缘的纵向力按上述截面积乘以翼缘截面重心处的应力计算。

5.2 杆件的容许最大长细比

5.2.1 杆件的容许最大长细比应符合表 5.2.1 的规定。

表 5.2.1 杆件容许最大长细比

杆 件			长 细 比 λ
主桁杆件	弦杆 受压或受反复应力的杆件		100
	不受活载的腹杆		150
	仅受拉力的腹杆	长度 $\leq 16\text{ m}$	180
		长度 $> 16\text{ m}$	150
联结系杆件	纵向联结系 支点处横向联结系		单线 110 双线 130
	制动联结系		130
	中间横向联结系		150

整体式截面的构件，其计算长细比等于计算长度与相应回转半径之比。

计算受拉或受压的 H 形杆件的长细比时应考虑腹板，当受压杆件的计算面积中未包括腹板时，可不考虑腹板。

5.2.2 以缀板组合的杆件，其长细比的计算应符合下列要求：

1 组合杆件分肢容许最大长细比：压杆应为 40，其他杆件应为 50。分肢的计算长度：用铆接缀板时应为最近铆钉的间距，用焊接缀板时应为相邻缀板的净距。

2 缀板构造应符合表 5.2.2 的规定。

3 组合杆件在缀板平面内弯曲时，其换算长细比应按下式计算：

$$\lambda_2 = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \quad (5.2.2-1)$$

式中 λ ——在缀板平面内弯曲时，全杆件按整体截面计算的长细比；

λ_1 ——分肢的长细比。

表 5.2.2 缀板构造

名 称		压杆或压—拉杆		拉 杆	
		主要的	次要的	主要的	次要的
缀板长度	端部的	1.25 S	0.75 S	S	0.75 S
	中间的	0.75 S		0.75 S	
缀板厚度		S/45 但应 ≥ 10 mm	S/55 但应 ≥ 8 mm	10 mm	8 mm
缀板一侧 铆钉	最小数目	3	3	3	3
	最大距离 (mm)	120	120	120	120

注：S 为缀板与杆件分肢连结最近铆钉线或焊缝的距离。

4 缀板剪力的计算：

1) 中心受压组合杆件缀板的剪力可按下式计算：

$$V = \alpha A_m [\sigma] \frac{\varphi_{\min}}{\varphi} \quad (5.2.2-2)$$

式中 α ——系数，Q235q 的杆件为 0.015，Q345q、Q370q 的杆件为 0.017，Q420q 的杆件为 0.018；

A_m ——组合杆件中被接合的分肢的总面积 (m^2)；

$[\sigma]$ ——基本容许应力 (MPa)；

$\varphi_{\min}$ ——检算杆件总稳定性时容许应力折减系数的较小值；

φ ——检算杆件在缀板平面内总稳定性的容许应力折减系数。

2) 剪力 V 值假定在杆件全长不变。

3) 压弯组合杆件，应另计由弯曲产生的剪力。

4) 在平行平面上有数组缀板时，剪力 V 由各组缀板平均分担，兼用整板和缀板时，则一半剪力由整板承担，另一半由缀板承担。

5.2.3 桥跨结构中用以减少压杆计算长度的杆件，应以该压杆内力的 3% 为抗力，予以检算。

5.3 构件截面

5.3.1 结构各部分截面的容许最小尺寸应符合表 5.3.1 的规定。

表 5.3.1 结构各部分截面的容许最小尺寸 (mm)

构 件		最小厚度或尺寸
钢 板	挂杆翼板 跨长 $\geq 16\text{m}$ 焊接板梁的腹板	12
	填 板	4
	其 他	10
联结系角钢肢厚度		10
纵梁与横梁及横梁与主桁的连接角钢		$100 \times 100 \times 12$

5.3.2 主桁杆件的截面，应主要地集中在平行于主桁面的板上，但 H 形压杆的腹板厚度不宜小于：

铆接杆—— 0.4δ ；

焊接杆—— 0.5δ （当 $\delta \geq 24\text{mm}$ 时）；

0.6δ （当 $\delta < 24\text{mm}$ 时）；

δ ——翼板厚。

在主桁中不宜采用由缀板组合的焊接杆件。

5.3.3 组合压杆的板或板束宽度 b 与厚度 δ 的比例宜按表 5.3.3 的规定选用。

表 5.3.3 组合压杆板束宽度与厚度最大比例

序 号	板 件 类 型		钢 材 牌 号					
			Q235qD		Q345qD、Q370qD Q345qE、Q370qE		Q420qD、Q420qE	
			λ	b/δ	λ	b/δ	λ	b/δ
1	H 形截面中的腹板		< 60	34	< 50	30	< 45	28
			≥ 60	$0.4\lambda + 10$	≥ 50	$0.4\lambda + 10$	≥ 45	$0.4\lambda + 10$
2	箱形截面中的板件		< 60	33	< 50	30	< 45	28
			≥ 60	$0.3\lambda + 15$	≥ 50	$0.3\lambda + 15$	≥ 45	$0.3\lambda + 14.5$
3	H 形或 T 形无加劲 的伸出肢	铆接杆	—	≤ 12	—	≤ 10	—	—
		焊接杆	< 60	13.5	< 50	12	< 45	11
			≥ 60	$0.15\lambda + 4.5$	≥ 50	$0.14\lambda + 5$	≥ 45	$0.14\lambda + 4.7$

续表 5.3.3

序号	板件类型		钢 材 牌 号					
			Q235qD		Q345qD、Q370qD Q345qE、Q370qE		Q420qD、Q420qE	
			λ	b/δ	λ	b/δ	λ	b/δ
4	铆接杆角 钢伸出肢	受轴向 力的主 要杆件	—	≤ 12	—	≤ 12	—	—
		支撑及次 要杆件	—	≤ 16	—	≤ 16	—	—

注: 1 b, δ ——见图 5.3.3;

2 当计算压应力 σ 小于容许应力 $\varphi_1[\sigma]$ 时, 表中 b/δ 值除序号 4 外, 可按规定放宽, 其方法为: 根据该杆件计算压应力与基本容许应力之比 φ 按本规范表 3.2.6 查出相应的 λ 值, 再根据此 λ 值按本表算出该杆件容许的 b/δ 值。

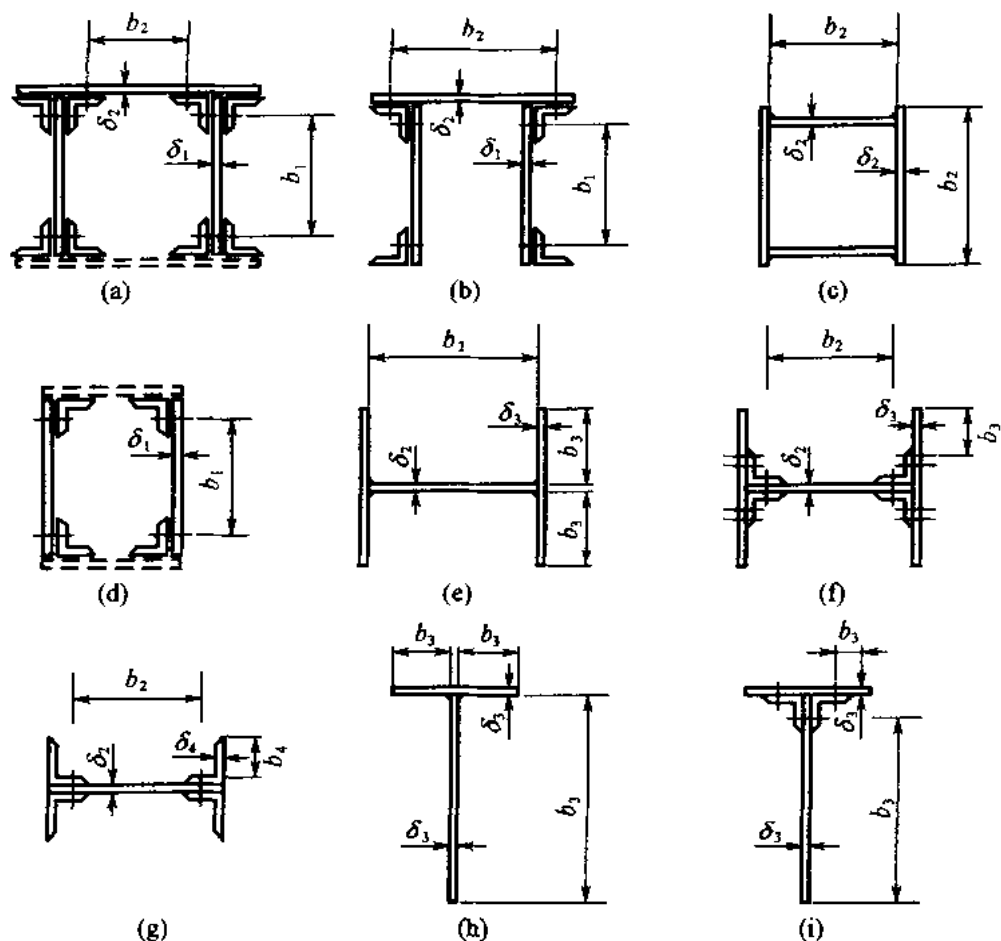


图 5.3.3 板(板束)位置简图

注: 图中 $b_1, \delta_1, b_2, \delta_2, b_3, \delta_3, b_4, \delta_4$ 分别表示表 5.3.3 中序号 1、2、3、4 项中的 b 及 δ 。

以缀板组合的杆件，其缀板厚度应符合本规定第 5.2.2 条的规定。

5.3.4 受拉焊接构件板件的最大厚度应根据拉应力的、最低设计温度及钢板和焊接接头的冲击韧性等因素，经设计计算、试验确定。顺应力及垂直应力方向均有焊缝的构件，设计使用的最大板件厚度不得超过表 5.3.4—1 (a) 及表 5.3.4—1 (b) 的规定。仅顺应力方向有焊缝的构件，设计使用的最大板件厚度不得超过表 5.3.4—2 (a) 及表 5.3.4—2 (b) 的规定。

5.3.5 受压非断裂控制部件的最大使用板厚，应通过构件的稳定性计算及焊接工艺试验决定。一般情况下，Q345qD 最大使用厚度不得大于 35 mm，Q345qE 最大使用厚度不得大于 40 mm；Q370qD、Q420qD 最大使用厚度不得大于 40 mm，若超过 40 mm 时，应采用同钢种的 E 级钢，其最大板厚一般不应超过 50 mm。

表 5.3.4—1 (a) 顺应力及垂直应力方向均有焊缝的构件的最大使用厚度

构件 序号	设计拉应力 (MPa) (按毛截面计算)			钢材 质量 等级	最低设计温度 (℃)										
	钢 材 牌 号				0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40	-45	-50
	Q345q	Q370q	Q420q		使用的钢板最大厚度 (mm)										
1	—	105	115	E	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	100	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
2	—	140	155	E	50	50	50	50	50	50	50	50	50	44	36
	135	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	36
3	—	175	190	E	50	50	50	50	50	50	46	38	32	25	20
	165	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	38	32	25	20
4	—	190	210	E	50	50	50	50	50	44	36	30	24	18	14
	185	—	—	E	40	40	40	40	40	40	36	30	24	18	14
5	—	210	230	E	50	50	50	48	42	36	28	22	18	14	—
	200	—	—	E	40	40	40	40	40	36	28	22	18	14	—

表 5.3.4—1 (b) 顺应力及垂直应力方向均有焊缝的构件
的最大使用厚度

构件 序号	设计拉应力 (MPa) (按毛截面计算)		钢材 质量 等级	最低设计温度 (℃)											
	钢 材 牌 号			0	- 5	- 10	- 15	- 20	- 25	- 30	- 35	- 40	- 45	- 50	
	Q345q	Q370q		使用的钢板最大厚度 (mm)											
1	100	105	D	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
2	135	140	D	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	24	
3	165	175	D	35	35	35	35	35	35	32	26	20	14	—	
4	185	190	D	35	35	35	35	35	30	25	18	14	—	—	
5	200	210	D	35	35	35	34	28	22	18	14	—	—	—	

- 注: 1 此表可根据设计拉应力数值采用内插法推算出板件的最大使用厚度;
2 最低设计温度为桥址处历年极端最低气温减 5°C;
3 经过研究和科学试验并得到批准, 板厚可不受本表的限制。

表 5.3.4—2 (a) 仅顺应力方向有焊缝的构件的最大使用厚度

构件 序号	设计拉应力 (MPa) (按净截面计算)			钢材 质量 等级	最低设计温度 (℃)										
	钢 材 牌 号				0	- 5	- 10	- 15	- 20	- 25	- 30	- 35	- 40	- 45	- 50
	Q345q	Q370q	Q420q		使用的钢板最大厚度 (mm)										
1	—	105	115	E	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	100	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
2	—	140	155	E	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	135	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
3	—	175	190	E	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	42
	165	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
4	—	190	210	E	50	50	50	50	50	50	50	50	50	42	34
	185	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	34
5	—	210	230	E	50	50	50	50	50	50	50	50	44	36	28
	200	—	—	E	40	40	40	40	40	40	40	40	40	36	28

表 5.3.4—2 (b) 仅顺应力方向有焊缝的构件的最大使用厚度

构件 序号	设计拉应力 (MPa) (按净截面计算)		钢材 质量 等级	最低设计温度 (℃)											
	钢 材 牌 号			0	- 5	- 10	- 15	- 20	- 25	- 30	- 35	- 40	- 45	- 50	
	Q345q	Q370q		使用的钢板最大厚度 (mm)											
1	100	105	D	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
2	135	140	D	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
3	165	175	D	35	35	35	35	35	35	35	35	35	34	26	
4	185	190	D	35	35	35	35	35	35	35	35	34	26	20	
5	200	210	D	35	35	35	35	35	35	35	34	28	20	14	

- 注：1 此表可根据设计拉应力数值采用内插法计算出板件的最大使用厚度；
 2 最低设计温度为桥址处历年极端最低气温减 5℃；
 3 经过研究和科学试验并得到批准，板厚可不受本表的限制。

6 构件连接

6.1 机械连接

6.1.1 在抗滑型高强度螺栓连接中，每个高强度螺栓的容许抗滑承载力应按式计算：

$$P = m\mu_0 N / K \quad (6.1.1)$$

式中 P ——高强度螺栓的容许抗滑承载力；

m ——高强度螺栓连接处的抗滑面数；

μ_0 ——高强度螺栓连接的钢材表面抗滑移系数；

N ——高强度螺栓的设计预拉力；

K ——安全系数，取 1.7。

6.1.2 抗滑型高强度螺栓连接接头，顺接头轴力方向的双抗滑面连接的螺栓排数超过 6 排时或单抗滑面连接的螺栓排数超过 4 排时，第一排螺栓的轴向力应按式 (6.1.2) 检算，当不能满足时应予调整或将该排螺栓不计入连接螺栓的有效数量中。

$$0.30 S_L < nm\mu_0 N \quad (6.1.2)$$

式中 S_L ——螺栓接头在活载（包括冲击）作用下的轴向力；

n ——第一排螺栓总数。

6.1.3 高强度螺栓或铆钉的布置应使其与构件的轴线对称，避免偏心。

6.1.4 高强度螺栓或铆钉的容许间距应符合表 6.1.4 的规定。

6.1.5 连接杆件的每排栓、钉数目不应少于下列规定：

- 1 一排高强度螺栓时 2 个，一排铆钉时 3 个；
- 2 二排及二排以上高强度螺栓或铆钉时，每排 2 个。

6.1.6 位于主要杆件角钢上的高强度螺栓（或铆钉）的直径，

不宜超过角钢肢宽度的 $1/4$ 。不得已时，肢宽 80 mm 的角钢肢上可用孔径 24 mm 的高强度螺栓（或铆钉），肢宽 100 mm 的角钢肢上可用孔径 26 mm 的高强度螺栓（或铆钉）。

表 6.1.4 高强度螺栓或铆钉的容许间距

尺寸名称		方 向		构件应力种类	容许间距	
					最 大	最小
栓、钉中心间距		沿对角线方向		拉力或压力	—	$3.5 d$
		靠边的行列			$7 d$ 或 16δ 中之较小者	$3 d$
		中间行列	垂直应力方向		24δ	
			顺应力方向	拉力	24δ	
				压力	16δ	
栓、钉中心至构件边缘距离	裁切或滚压边缘	顺应力方向或沿对角线方向		拉力或压力	8δ 或 120 mm 中之较小者	$1.5 d$
	裁切边缘	垂直应力方向				$1.3 d$
	滚压边缘					

注： d ——栓（钉）孔直径（mm）；

δ ——栓（铆）各部分中外侧钢板或型钢厚度（mm）。

6.1.7 主桁杆件及板梁翼缘用高强度螺栓或铆钉连接时，其栓（钉）数量应按连接杆件的承载能力计算。当腹杆为最小截面控制时，其连接栓（钉）数量可按 1.1 倍的杆件内力与 75% 的杆件净面积强度的较大值进行计算。对于桥面系、联结系、缀板以及所有考虑安装影响的杆件可按内力计算并假定纵向力在栓（钉）群上是平均分布的。

板梁腹板拼接采用栓（钉）连接时，栓（钉）群的强度不应小于拼接处腹板净截面抗弯强度与该处最大剪力的组合强度。

6.1.8 轴向受力杆件的高强度螺栓或铆钉连接接头，应符合下列规定：

- 1 杆件的肢与节点板偏心连接，且这些肢在连接范围内无

缀板相联系时，或杆件的肢仅一面有拼接板时，其栓（钉）总数应增加 10%。

2 主桁杆件及板梁翼缘的拼接板与被拼接部分间的连接高强度螺栓或铆钉的强度，在按净截面拼接时应不低于按净截面积计算的拼接板强度；在按毛截面或有效截面拼接时，应不低于按毛截面积或有效截面积计算的拼接板强度。

3 对于铆接杆件截面的个别部分不直接连接而是经过截面的其他部分连接者，其连接铆钉数目应予增加，隔一层板增加 10%；隔两层或两层板以上时增加 20%；但铆钉总数可不增加。

4 当隔着填板连接，而填板在接头范围以外有相当其面积 $1/4$ 以上的铆钉时，则连接铆钉数量可不增加。

6.1.9 铆钉最大铆合厚度不应大于钉孔直径的 4.5 倍。当用双铆钉枪、冲击式风顶或马蹄形铆钉机铆合时，则铆合厚度可增至孔径的 5.5 倍。超过上述厚度，每加厚 2 mm，铆钉数量应增加 1%。

6.1.10 销接接头的作用力可按被连接构件的内力计算。

无论受压或受拉的销接构件，均应按扣除销孔的净面积计算。

当销的长度大于直径的两倍时，对承受挠曲的销可按简支梁进行近似计算，并假定各集中力作用在和销相接触的各板条的轴线上。

6.1.11 销接接头中，带销孔的受拉构件，其销孔各部尺寸应满足下列规定：

1 垂直杆轴方向并通过销孔中心的净面积应比构件计算所需的净面积大 40%；

2 由杆端到销孔边的截面积不应小于构件计算的截面积。

6.1.12 销与销孔直径之差，如无特殊需要，宜尽可能小。

销体精加工部分的长度，应比被连接的杆件两外侧面间的距离长 6 mm 以上。销的两端必须使用帽形螺母或带垫圈的螺母。

6.2 焊接连接

6.2.1 对于主要构件，不得使用间断焊接、塞焊和槽焊。

6.2.2 对接焊缝应保证焊缝根部完全熔透。在受拉和拉压接头中，尚应对焊缝表面顺应力方向进行机械加工。

不等厚或不等宽的板采用对接焊缝时，为使厚（宽）板向较薄（窄）板均匀过渡，应将厚（宽）板的一侧或双侧做成坡度，该坡度对于受拉或拉压接头不陡于 1:8；对于受压接头不陡于 1:4。同时还应对焊缝表面顺应力方向进行机械加工，使之匀顺过渡。

具有上述厚度和宽度两种过渡并存的板的对接接头严禁使用。

6.2.3 焊缝的计算厚度应符合下列规定：

1 对接焊缝等于焊接杆件的最小厚度，不计焊缝的加强高。

2 角焊缝

1) 熔透的角接焊等于焊接杆件的最小厚度；

2) 部分熔深的坡口角焊缝等于焊缝根部到焊缝的表面最小距离；

3) 不开坡口的角焊缝等于 $0.7h_f$ (h_f 为焊脚尺寸，见图 6.2.3)。

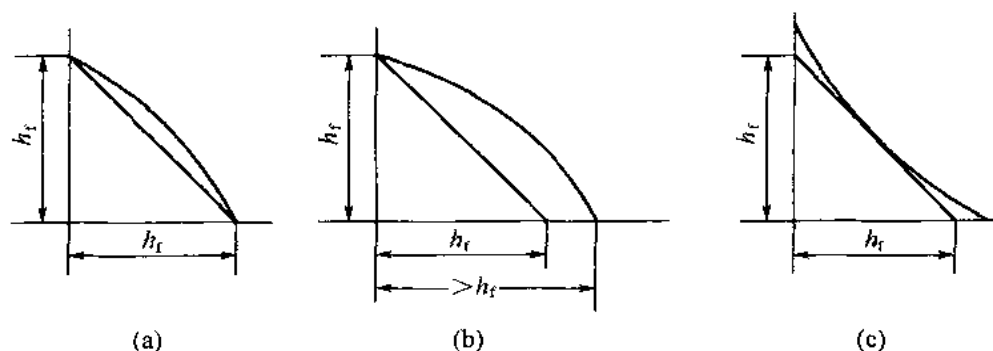


图 6.2.3 不开坡口的角焊缝截面图

6.2.4 焊缝的计算长度 l_f 应符合下列规定：

1 对接焊缝：等于具有设计焊缝厚度的焊缝长度。

2 角焊缝：采用起熄弧引板施焊的自动埋弧角焊缝，按实际长度计；其他角焊缝按实际长度减去 10 mm 计。

在承受轴向力的连接中，顺受力方向的角焊缝的最大计算长度不得大于焊脚尺寸的 50 倍，并不宜小于焊脚尺寸的 15 倍，且不应大于构件连接范围的长度。

6.2.5 角焊缝的作用力应按被连接构件的内力计算，并假定在焊缝计算长度上的剪应力是平均分布的。

6.2.6 用于 T 形截面的组合角焊缝，必须在杆件的两侧配置。但抵抗横向变形得到保证时，可只进行一侧焊接。

6.2.7 经检算高强度螺栓连接不发生滑移时，可与焊接连接并用。

6.2.8 不开坡口的角焊缝的最小焊脚尺寸不应小于表 6.2.8 的规定。

表 6.2.8 不开坡口的角焊缝最小焊脚尺寸 (mm)

两焊接板中之较大厚度	不开坡口角焊的最小焊脚尺寸	
	凸形角焊缝	凹形角焊缝
10 及其以下	6	5
12 ~ 16	8	6.5
17 ~ 25	10	8
26 ~ 40	12	10

不开坡口的角焊缝的最小长度：自动焊及半自动焊不宜小于焊缝厚度的 15 倍，手工焊不宜小于 80 mm。

7 桥面系及联结系

7.1 桥面系

7.1.1 钢桥宜优先采用有碴桥面。当采用明桥面时，其明桥面纵梁的中心距不得小于 2 m，桥枕与纵（板）梁应采用可靠的连接方式，不应采用钩头螺栓连接。

7.1.2 栓、铆接纵梁在竖面内的弯矩、剪力和反力，应按跨径等于横梁中距的简支梁计算。

栓、铆接横梁在竖面内的弯矩、剪力和反力应按跨径等于主梁（主桁）中距的简支梁计算。

7.1.3 纵横梁腹板之间宜采用角钢连接。

当设有鱼形板、牛腿或其他能承受支点弯矩的结构时，则纵梁与横梁的连接应能承受全部纵梁纵向力和支点弯矩，该弯矩可按纵梁跨中弯矩的 0.6 倍计算，而连接纵横梁腹板的角钢肢上的栓（钉）数量应按简支反力增加 10% 计算。当不设承受支点弯矩的结构时，在连接于纵梁的竖角钢肢上的栓（钉）数量应按简支反力增加 20% 计算。在连接于横梁的竖角钢肢上的栓（钉）数量应按简支反力增加 40% 计算。

7.1.4 横梁与主梁（主桁）连接的强度，计算应符合下列规定：

1 当不设承受支点弯矩的结构时，在连接于横梁的竖角钢肢上的栓（钉）数量，应按简支反力增加 10% 计算，在连接于主梁（主桁）的竖角钢肢上的栓（钉）数量，按支点反力增加 20% 计算；双线和公铁两用梁应根据计算确定。

2 当设有能承受支点弯矩的结构时，则全部弯矩由该结构承受，而连接横梁和主梁（主桁）的竖角钢肢上的栓（钉）数量仍按支点反力增加 10% 计算。

7.1.5 横梁作为框架或半框架的一部分时，所承受的支点弯矩可按附录 B 的规定计算。

对于半穿式钢梁的横梁，应计入横向半框架的水平抗力所产生的附加弯矩，并应按主力组合进行验算。该水平抗力系作用于受压翼缘（或弦杆）的截面重心处，方向朝半框架内；大小为受压翼缘（或受压弦杆）纵向力的 1%。

当横梁兼作支承处横向联结系支杆时，还应考虑其作为支杆所受的力。

7.1.6 在计算桥面系的强度时，除必须按纵横梁单独受载的情况计算外，还应计算与主桁弦杆或主梁翼缘共同受力引起的纵梁轴向力和横梁弯矩。

按共同受力情况计算时，可不考虑各构件不在同一高程的偏心影响，并可假定纵梁铰接于横梁、横梁固接于主梁（主桁）中心。

桥跨的平面纵向联结系不宜与纵梁直接连接。单线简支桥跨当其纵梁不直接与纵向联结系相连时，可按本规范附录 C 所列方法进行近似计算。此时，纵梁的容许应力提高系数可采用 1.2；横梁的容许应力提高系数可采用 $1.7C$ ，其中 C 为本规范第 4.2.1 条斜弯曲作用下容许应力增大系数。

当桥面系与主桁弦杆采用同一钢种而其连续长度又不超过 80 m 时，可不检算桥面系与主桁共同作用的影响。

7.1.7 当容许应力增加 20% 时，桥面系应与主桁的承载能力基本一致。

7.2 联结系的设置

7.2.1 钢梁应加强纵横向联结。一般应设置上、下平面纵向联结系。主桁（主梁）的纵向联结系，不应采用三角形桁架。其杆件宜采用工形截面。

7.2.2 上承式板梁，除必须在支承处设有加强的横向联结系作

桥门外，还应沿梁长设置横向联结系，其间距不应大于 4 m。

下承式桁梁应设置加强的桥门架及加强的横向联结系，横向联结系的间距不应超过两个节间。

半穿式梁（桁）应在每个横梁竖直平面内设置半框架。横向半框架的计算应计及水平抗力的作用。计算方法可按本规范第 7.1.5 条的规定办理。

纵梁的横向联结系应与梁的上、下翼缘连接。板梁和纵梁的横向联结系当焊于竖加劲肋时，则该加劲肋应与梁的受压翼缘相连。

7.2.3 在桁式联结系的计算中，可假定节点为铰接以确定杆件的内力。

纵向联结系杆件应计及自重引起的弯矩，该弯矩应按跨径等于杆件长度的简支梁计算。

7.2.4 纵向联结系应按横向水平力进行检算。当设置上、下平面纵向联结系时，横向水平力的分配系数应按表 7.2.4 采用。

表 7.2.4 横向水平力在纵向联结系的分配系数

横 向 水 平 力	桥面系所在平面	另一平面
主 桁 风 力	0.5	0.5
桥面系风力、列车风力、车辆摇摆力、离心力	1.0	0.2

7.2.5 计算上平面纵向联结系在横向水平力作用下的内力，可将该联结系与桥门架或支承处横联相交的节点作为支点。

7.2.6 在交叉形和菱形的纵向联结系中，应计算由于主桁弦杆或主梁翼缘和横梁变形所引起的联结系杆件的内力。该内力与风力组合计算时，容许应力提高系数可采用 1.2。

由于主桁弦杆（主梁翼缘）和横梁变形引起的纵向联结系杆件内力，可按下列公式计算。

1 纵向联结系斜杆内力

交叉形

$$N_d = \frac{N}{A} \times \frac{A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_p} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{A} \cos^3 \alpha} \quad (7.2.6-1)$$

交叉形，当横梁兼作撑杆时

$$N_d = \frac{A_d \left(\frac{N}{A} \cos^2 \alpha + 0.6 \sigma_b \sin^2 \alpha \right)}{1 + 4 \frac{A_d}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{A} \cos^3 \alpha} \quad (7.2.6-2)$$

菱形

$$N_d = \frac{N}{A} \times \frac{A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_p} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{48 I} B^2 \cos^3 \alpha + \frac{A_d}{A} \cos^3 \alpha} \quad (7.2.6-3)$$

2 纵向联结系撑杆内力

交叉形、菱形

$$N_p = (N_d^L + N_d^R) \sin \alpha \quad (7.2.6-4)$$

式中 N, A ——弦杆（翼缘）的内力（MN）、毛截面积（m²）；

N_d, A_d ——联结系斜杆的内力（MN）、毛截面积（m²）；

N_p, A_p ——联结系撑杆的内力（MN）、毛截面积（m²）；

A_b ——横梁毛截面积（m²）；

I ——弦杆（翼缘）对竖轴的毛截面惯性矩（m⁴）；

α ——联结系斜杆与弦杆的交角；

B ——主桁（主梁）中距（m）；

σ_b ——横梁按竖向荷载和毛截面计算的最大纤维应力（MPa）。

当 σ_b 和 N 的符号相反时，可按不利的内力组合，假定式（7.2.6-2）中的 σ_b 或 N 为零。

7.2.7 位于压力弦杆平面内的联结系斜杆，除按本规范第 7.2.4 条及第 7.2.6 条检算外，还应以两弦杆内力之和的 3% 作为节间剪力，予以检算，其容许应力应与基本容许应力相同。

7.2.8 当采用菱形桁式的纵向联结系时，联结系与弦杆或翼缘连接的节点处，弦杆或翼缘截面所承受的作用于联结系平面的弯矩可按下列公式计算：

$$M = \pm \frac{N_p \cdot d}{4} \quad (7.2.8)$$

式中 N_p ——联结系撑杆内力 (MN)；

d ——联结系节间长度 (m)。

该附加弯矩仅在弦杆（翼缘）检算强度及疲劳时予以考虑。考虑这附加力矩组合时，强度容许应力提高系数可采用 1.2。

7.2.9 跨度大于 48 m 的钢梁，应在跨度的中部设制动联结系。为减小桥面系与主桁弦杆共同作用的影响，跨度大于 80 m 的简支梁，宜在跨间设置可使纵梁纵向移动的活动支承，其间距不应大于 80 m。当纵梁连续长度大于 48 m 时，还应在其中部设制动联结系。

7.2.10 计算桥门架各杆件因受上平面纵向联结系横向反力所生内力时，可假定其腿杆下端为固端。

当桥门架的门楣为桁架时，其腿杆上弯矩零点的位置可按下列式计算：

$$l_0 = \frac{c(c+2l)}{2(2c+l)} \quad (7.2.10)$$

式中 l_0 ——弯矩零点至下弦节点中心的距离 (m)；

l ——下弦节点中心至上弦节点中心的距离 (m)；

c ——下弦节点中心至门楣在腿杆上的下节点中心的距离 (m)。

7.2.11 由单根型钢组成的拉杆，可不考虑杆件连接的偏心弯矩，但其计算截面积应符合下列规定：

1 由单个角钢组成的杆件等于连接肢的截面积与 50% 非连接肢的截面积之和。

2 由单个槽形杆件（轧制的或组合的）用腹板连接及 T 形

杆件用翼缘连接的计算截面积均减少 10%。

7.2.12 计算由单个角钢组成的联结系压杆应力，当仅以一个肢与节点板相连，且采用最小回转半径计算其长细比时，可不计及杆件连接的偏心影响。

8 钢 板 梁

8.0.1 钢板梁材质宜采用 Q235qD 钢。

8.0.2 简支钢板梁由静活载（不计冲击力）所引起的竖向挠度，不应超过其跨度的 $1/900$ ，横向宽度（两主梁中心距）不应小于跨度的 $1/15$ ，且不小于 2.2 m。

8.0.3 支承桥枕的铆接板梁，应至少有一层盖板覆盖上翼缘全长。其余盖板若在跨度范围内中断，其实际截断点应伸出理论截断点之外有足够长度，以满足强度和疲劳强度的要求，且在此长度内所布置的铆钉不应少于 3 排。

8.0.4 焊接板梁的外层盖板中断时，应伸出理论断点之外，其延伸部分的长度由计算确定。

外层盖板中断后，应将板端沿板宽度方向加工成不陡于 1:4 的斜边，厚度方向加工成不陡于 1:8 的斜坡，末端宽度不宜小于 20 mm，厚度定为焊脚高度加 2 mm。

8.0.5 支承桥枕的铆接或焊接板梁，上翼缘宽度不宜小于 240 mm。焊接板梁翼缘板的伸出长度（从腹板中心算起）对厚度之比不得超过 10。

8.0.6 板梁应在端支承和其他传递集中外力处设置成对的竖加劲肋。加劲肋的伸出肢应与梁的支承翼缘磨光顶紧。设置加劲肋还应符合下列规定：

1 支承加劲肋的伸出肢宽厚比不应大于 12。

2 支承加劲肋按压杆设计，其截面为加劲肋加每侧不大于 15 倍腹板厚的腹板，计算长度为支承处横向联结系上、下两节点间距之 0.7 倍。

3 支承加劲肋应检算其伸出肢与翼板顶紧部分的支承压力。

8.0.7 简支板梁腹板中间竖加劲肋和水平加劲肋的设置，应符合下列规定：

1 当 $h/\delta \leq 50$ 时，可不设置中间竖加劲肋。

2 当 $140 \geq h/\delta > 50$ 时，应设置中间竖加劲肋，其间距：

$$a \leq 950\delta/\sqrt{\tau}, \text{ 且不应大于 } 2\text{ m}。$$

3 当 $250 \geq h/\delta > 140$ 时，除设置竖加劲肋外，还应在距压翼缘 $(1/4 \sim 1/5)h$ 处设置水平加劲肋。

4 当仅用竖加劲肋加强腹板时，则成对设置的中间竖加劲肋的每侧宽度不得小于 $\frac{h}{30} + 0.04$ (以 m 计)。

5 当用竖加劲肋和水平加劲肋加强腹板时，则加劲肋的截面惯矩不得小于：

$$\text{竖加劲肋：} 3h\delta^3；$$

$$\text{水平加劲肋：} h\delta^3 \left[2.4 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 0.13 \right]，\text{但不得小于 } 1.5h\delta^3。$$

6 加劲肋伸出肢的宽厚比不得大于 15。

7 当采用单侧加劲肋时，则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。

以上各式中：

h ——板梁腹板计算高度 (m)，焊接板梁为腹板全高，铆接板梁为两翼缘角钢最近铆钉线的距离；

δ ——腹板厚 (m)；

τ ——检算板段处的腹板平均剪应力 (MPa)， $\tau = V/h\delta$ ， V 为板段中间截面处的剪力 (MN)。

8.0.8 板梁腹板的纵向拼接焊缝宜设在受压区。板梁中除交叉焊缝外，各焊缝间的距离不宜小于 10δ (δ 为腹板厚度)。

加劲肋与腹板对接焊缝相交时，肋及焊缝均不应中断，可在焊缝上连续通过。

8.0.9 上承板梁按本规范式 (4.2.2—2) 检算主梁弯矩平面外稳定性时，其计算长度应为受压翼缘联结系节点间的距离。

8.0.10 板梁翼缘的拼接板净面积应较被拼接部分的净面积增大10%。

板梁腹板拼接时，应将拼接板成对地设置在腹板的两侧，拼接板总厚度应大于被拼接腹板的厚度，拼接板净截面抵抗矩应大于被拼接腹板的净截面抵抗矩。

8.0.11 桥枕直接铺设在板梁上翼缘时，一个轮重的压力分布长度应为：当计算板梁翼缘铆钉及翼缘焊缝时为1 m；检算腹板局部稳定时为1.5 m（不计冲击力）。

9 钢 桁 梁

9.0.1 钢桁梁由静活载引起的竖向挠度（按平面桁架计算）简支桁梁及连续桁梁的边跨不应大于 $L/900$ ，连续桁梁的中跨不应大于 $L/750$ ， L 为检算跨的跨长。

下承式简支桁梁及连续桁梁的边跨，其宽度与跨度之比不宜小于 $1/20$ ，连续梁中跨的宽跨比不宜小于 $1/25$ 。

9.0.2 桁架杆件重心线应在各节点处交会于节点中心。否则，应计算偏心影响。

支座铰点和弦杆中心线不在同一高程时，应计算纵向力对节点的偏心影响。

9.0.3 桁架杆件的轴向力可按节点为铰接的假定计算。

主桁杆件截面高度与节长之比在连续桁梁中大于 $1/15$ ，简支桁梁中大于 $1/10$ 时，应计算由于节点刚性引起的次应力。

9.0.4 在桁架中，与横梁、横联或横撑构成闭合框架的挂杆或立柱，应计算其当横梁承受竖向荷载时所产生的轴向力和弯矩。该弯矩可按本规范附录 B 计算。

9.0.5 作为桥门架腿杆的主桁斜杆或竖杆，应计算桥门架受横向力时所产生的轴向力和弯矩。计算假定和腿杆上弯矩零点位置，可按本规范第 7.2.10 条办理。

当桥门架腿杆是主桁斜杆时，主桁弦杆应计算桥门架受横向力时所产生的腿杆轴向力的影响。

9.0.6 在设计时，应将基本容许应力增加 20%，桥跨结构中所有主要杆件承担超量活载的能力应基本一致。这些杆件由活载产生的内力，在计算主力组合时乘以活载发展系数 η 或按相应桥跨的检定载重进行检算。

$$\eta = 1 + \frac{1}{6}(\alpha_m - \alpha) \quad (9.0.6)$$

式中 α ——杆件恒载内力与包括冲击力的活载内力之比；

α_m ——该桁架所有弦杆中最大的 α 值。

特大桥的检定载重应在初步设计中确定。

9.0.7 主桁受拉杆件的拼接板净面积，应较被拼接部分的净面积大 10%。

主桁受压杆件的拼接板有效面积 ($\varphi_1 A_m$) 应大于被拼接压杆有效面积的 10%。当在节点内拼接时，拼接板的受压容许应力折减系数可采用 0.9；在节点外拼接时，可与该压杆的受压容许应力折减系数相同。

受压杆件接头采用磨光顶紧时，接头处拼接板的毛面积可按被拼接部分的毛面积 50% 计算。

9.0.8 节点板任何连接截面的撕破强度，应较各被连接杆件的强度至少大 10%。在检算时，其净面积上的容许应力应符合下列规定：

1 垂直于被连接杆件中线的截面部分采用基本容许应力 $[\sigma]$ 。

2 与被连接杆件中线倾斜相交或平行的截面部分采用 $0.75[\sigma]$ 。

主桁节点板除检算节点板的撕破强度外，还应在主力作用下检算其法向应力和剪应力，容许应力分别为 $[\sigma]$ 及 $0.75[\sigma]$ 。计算方法可近似地按偏心受拉或偏心受压进行计算。

9.0.9 H 形杆件的排水孔直径不宜小于 50 mm。

10 支 座

10.0.1 钢梁应根据反力、纵横向移动量和转角大小等因素，选用满足位移要求位移和转动灵活、耐久性好、便于检查维护的钢支座。

10.0.2 活动支座的移动量应不小于当容许应力提高 20% 后的活载（包括冲击力）所产生的变形与温度变化影响的和。

活动支座应计及由于活载（包括冲击力）和温度变化引起纵向位移后的偏心影响。

10.0.3 固定支座应按承受全部纵向水平力计算，并不得小于活动端的支座摩阻力。

检算活动支座各部件时，其纵向水平力的大小按该活动支座的最大摩阻力 T 计：

$$T = f \cdot R \quad (10.0.3)$$

式中 R ——由恒载和静活载所生的最大支承反力 (MN)；

f ——活动支座的摩擦系数：辊轴（摇轴）支座为 0.05；
其他活动支座为 0.5。

10.0.4 支座构造除按温度需要设置钢梁横向伸缩间隙外，并应能制止梁的横向移动。为使荷载反力均匀分布于支承垫石上，支座顺桥方向及横桥方向从铰平面起至支承垫石顶，反力的传布角度均不应大于 45° ，且活动支座底板厚度应不小于 40 mm。对大吨位支座反力的传布角度和底板厚度均应另行确定。

活动支座底板下支承面的计算有效尺寸：顺桥方向，弧形及摇轴支座不应大于底板厚度的 4 倍；辊轴支座不应大于两排最边辊轴中距加上板厚的 4 倍。

横桥方向，任何支座均不应大于底板顶面压力接触线长度加

上板厚的 2 倍。

活动支座削边辊轴的宽度与其直径之比，可采用 0.5。

摇轴的构造宜采用顶面为铰或圆柱面支承，并使上下弧面圆心重合。摇轴的宽高比不宜小于 0.7。

铸钢制成的支座中，铸件各部分厚度不应小于 30 mm。

10.0.5 计算受拔力锚栓的锚固时，应按照其内力增加 50%。

10.0.6 辊轴之间应在两端面用杆件联系，但须不妨碍清扫，并应保证不向侧面滑动和纵向爬行。

辊轴活动支座还应设置防护装置。

附录 A 铁路桥梁用钢 Q235qD、Q345qD、 Q345qE、Q370qD、Q370qE、 Q420qD、Q420qE 主要技术条件

A.0.1 桥梁钢化学成分应符合表 A.0.1—1 的规定，添加微量元素应符合表 A.0.1—2 的规定。

表 A.0.1—1 桥梁钢化学成分 (%)

钢 号	质量等级	C	Si	Mn	P	S	Als
					不大于		
Q235q	D	≤0.18	≤0.30	0.50 ~ 0.80	0.025	0.025	≥0.015
Q345q	D	≤0.18	≤0.60	1.10 ~ 1.60	0.025	0.025	≥0.015
Q345q	E	≤0.17	≤0.50	1.20 ~ 1.60	0.020	0.015	≥0.015
Q370q	D	≤0.17	≤0.50	1.20 ~ 1.60	0.025	0.025	≥0.015
Q370q	E	≤0.17	≤0.50	1.20 ~ 1.60	0.020	0.015	≥0.015
Q420q	D	≤0.17	≤0.60	1.30 ~ 1.70	0.025	0.025	≥0.015
Q420q	E	≤0.17	≤0.60	1.30 ~ 1.70	0.020	0.015	≥0.015

表 A.0.1—2 添加微量元素的最大量表 (%)

V	Nb	Ti	N
≤0.08	0.010 ~ 0.035	≤0.02	≤0.018

注：Q420qD、Q420qE 钢 V 与 Ti 的添加微量元素总量不得大于 0.08。

A.0.2 桥梁钢力学性能应符合表 A.0.2 的规定。

A.0.3 铁路桥梁用钢交货状态：Q235q、Q345q 热轧状态交货。Q370qD、Q370qE、Q420qD、Q420qE 均应正火状态交货。Q370qE 钢板实物的冲击韧性交货条件：-40℃时冲击功，板厚小于等

于 24 mm 不低于 100 J, 板厚大于 24 mm 不低于 120 J。Q420qE 钢板实物的冲击韧性交货条件为 -40℃ 冲击功不低于 120 J。

表 A.0.2 桥梁钢力学性能

牌 号	质量等级	厚 度 (mm)	屈服点 σ_s (MPa)	抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	V 型冲击功(纵向)			180°弯曲试验 钢材厚度 (mm)	
						温度 (℃)	J	时效 (J)		
			不 小 于						≤16	> 16
Q235q	D	≤ 16	235	390	26	- 20	27	27	$d = 1.5a$	$d = 2.5a$
		> 16 ~ 35	225	380						
Q345q	D	≤ 16	345	510	21	- 20	34	34	$d = 2a$	$d = 3a$
		> 16 ~ 35	325	490	20					
	E	≤ 16	345	510	21	- 40				
		> 16 ~ 35	325	490	20					
		> 35 ~ 40	315	470	20					
		> 40 ~ 50	300	460	19					
Q370	D	≤ 16	370	530	21	- 20	41	41	$d = 2a$	$d = 3a$
		> 16 ~ 35	355	510	20					
		> 35 ~ 40	330	490	20					
	E	≤ 16	370	530	21	- 40				
		> 16 ~ 35	355	510	20					
		> 35 ~ 50	330	490	20					
		> 50 ~ 60	330	490	20					
		> 60 ~ 80	315	470	19					
Q420q	D	≤ 16	420	570	20	- 20	47	47	$d = 2a$	$d = 3a$
		> 16 ~ 35	410	550	19					
		> 35 ~ 40	400	540	19					
	E	≤ 16	420	570	20	- 40				
		> 16 ~ 35	410	550	19					
		> 35 ~ 50	400	540	19					
		> 50 ~ 60	390	530	19					
		> 60 ~ 80	375	515	18					

A.0.4 桥梁钢的最大碳当量应符合表 A.0.4 的要求。

碳当量计算公式：

$$C_{eq}(\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$$

表 A.0.4 最大碳当量

牌 号	Q345q	Q370q	Q420q
碳当量 C_{eq}	0.43 %	0.44 %	0.45 %

A.0.5 钢板化学成分允许偏差应按现行国标 GB/T 222 的规定执行。

A.0.6 包装标志及质量证明书应按现行国标 GB/T 247 和 GB/T 2101 的规定执行。

A.0.7 凡本技术条件未尽事宜按照 GB/T 714—2000 的标准执行。

附录 B 横梁面内闭合框架在横梁受竖向荷载时的结点弯矩计算

B.0.1 单（双）线上承及下承桁梁横梁面内闭合框架在横梁受竖向荷载时的结点弯矩应按下列公式计算：

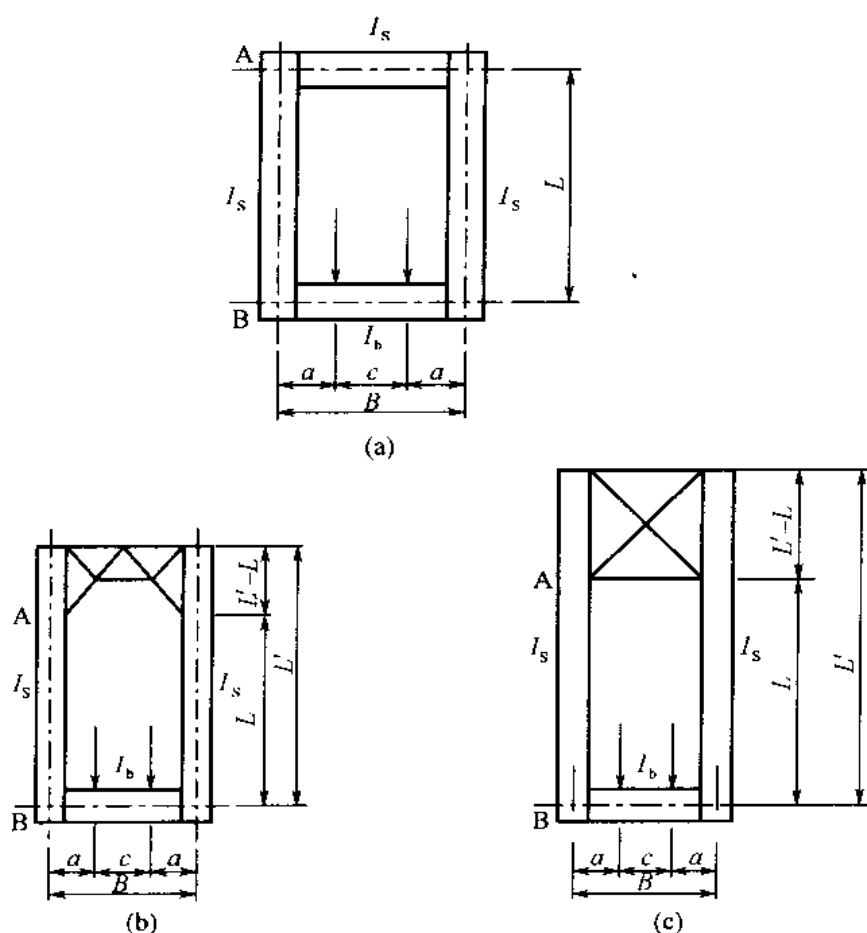


图 B.0.1

结点 B 处：

$$M_B = - \frac{3}{(2 - 0.5\beta) \frac{i_b}{i_s} + 3} \mu M \quad (\text{B.0.1—1})$$

结点 A 处:
$$M_A = -\frac{1}{2}\beta M_B \quad (\text{B.0.1—2})$$

式中 M ——横梁按简支计算的跨中最大弯矩 ($\text{MN}\cdot\text{m}$);

μ ——横梁按简支计算的平均弯矩与跨中最大弯矩之比:
对横梁恒载及双线桥纵梁反力所产生弯矩, 取 $\mu = 2/3$; 对单线桥纵梁反力所产生弯矩, 取 $\mu = (a + c)/B$;

β ——图 B.0.1(a)所示框架 $\beta = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{i_s}{i_a}}$, 图 B.0.1(b)、

图 B.0.1(c)所示框架 $\beta = L/L'$;

i_a, i_b, i_s ——框架横撑、横梁与竖杆在框架面内的刚度系数:

$$i_a = \frac{EI_a}{B}, \quad i_b = \frac{EI_b}{B}, \quad i_s = \frac{EI_s}{L};$$

E ——钢的弹性模量 (MPa);

I_a, I_b, I_s ——框架横撑、横梁与竖杆在框架面内的惯性矩 (m^4);

L ——图 B.0.1(a)中为横梁与撑杆间的距离(m), 图 B.0.1(b)及图 B.0.1(c)中为横联门楣最下端节点至横梁重心轴之间的距离(m);

L' ——上弦节点中心至横梁重心轴的距离 (m);

B ——主桁中心距离 (m)。

附录 C 单线简支钢桁梁的纵、横梁由于 弦杆变形引起的内力计算

C.0.1 竖向载重产生的纵梁轴向力应按下式计算：

$$N_m = tm \left(1 - \frac{m-1}{n} \right) \frac{K \cdot \sigma_{\text{aver}} \cdot L}{1 + \xi} \quad (\text{C.0.1})$$

最大的 N_m 发生在跨度中间（或纵梁两断缝中间），即 n 为偶数时， $m = n/2$ ； n 为奇数时， $m = (n-1)/2$ 。

式中 L ——跨长（当纵梁间无断缝时）或纵梁两断缝间长度（m）；

n ——在 L 长度内桥面系节间总数；

m ——从跨端或段端数起，进行验算的节间的序号；

$$K = \frac{3IB}{a^3(2c+a)};$$

I ——横梁对竖轴的毛惯矩（ m^4 ）；

B, a, c ——图 C.0.1 所示的各种尺寸（m）；

$\sigma_{\text{aver}} = \frac{\sum \frac{S^\circ}{A} d}{L}$ ——不考虑共同受力时在 L 长度内桥面系所在平面的桁梁弦杆应力的平均值（MPa）；

S° ——不考虑共同受力时，各弦杆在竖向载重下的内力（MN），计算时对于所有弦杆应采用相同的活载位置，但为简化计算起见， S° 可采用各弦杆内力影响线最不利的加载情况下的数值；

A ——桁架梁各弦杆的毛截面积（ m^2 ）；

d ——桁架梁节间长度 (m);

$$\xi = \frac{K(n+1)(n+2)}{6n} \left(\frac{L}{A_{\text{aver}}} + \frac{L}{A_z} \right)$$

A_{aver} ——在 L 长度内桁架梁弦杆毛面积的平均值 (m^2);

A_z ——纵梁毛截面积 (m^2);

t ——考虑连接处松动沉落度的系数, 对用铆钉连接的纵梁为 0.7, 用高强度螺栓连接的纵梁用 0.8。

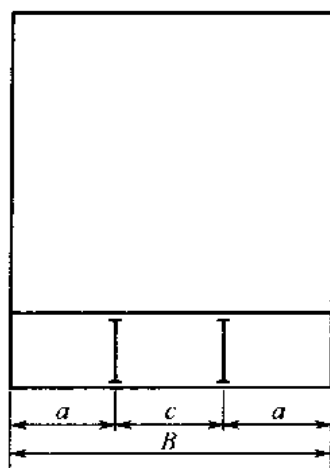


图 C.0.1

C.0.2 两纵梁之间的横梁截面因水平面内的挠曲而产生的应力, 应按下式计算:

$$\sigma_y = 1.5t \frac{I}{I_j} \left(1 - \frac{2m-2}{n} \right) \frac{\sigma_{\text{aver}} L b}{a(2c+a)(1+\xi)} \quad (\text{C.0.2})$$

最大的 σ_y 应力发生在端横梁 (即 $m=1$) 上。

式中 m ——从跨端或段端数起, 进行检算的横梁的序号;

b ——横梁翼缘宽度 (m);

I_j ——横梁对竖向轴的净惯矩 (m^4);

其余符号意义同第 C.0.1 条。

本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

(1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

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用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

(3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

《铁路桥梁钢结构设计规范》

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

1.0.2 本规范条文主要是根据我国建桥生产实践及科学试验的现有经验编写的，因此适用范围有一定的局限性，一般讲，跨度在 168 m 以下的单双线桁梁和跨度在 40 m 以下的板梁，采用本规范进行设计是适宜的，对于更大跨度的桥梁和其他形式的桥跨，以及当采用新钢种、新技术、新工艺设计时，应先进行必要的科学试验和试制工作，必要时还应进行运营观测，以取得设计所需的数据和经验来补充条文之不足。

1.0.4 货运列车采用转 8 A，其行车速度为 ≤ 80 km/h。当货运列车速度达 120 km/h 时，须根据试验结果补充规定。当开行双层集装箱时，其建筑限界和轴重等标准应符合有关规定。当铺设无碴轨道时，其设计标准也应符合无碴轨道有关补充规定特殊要求。

1.0.5 该条是根据《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1)的要求新增加的内容。

1.0.6 设计钢结构时，要使轮廓尺寸、构件形式、节点及联结布置等尽可能适合构件标准化的需要，使同类型构件在跨长相等或相近的桥上能互换使用，以便于组织施工及修复。

结构应经济合理，要结合工厂制造工艺和装备，考虑构件形式及结构细节便于制造，并力求栓（钉）间距和钉线位置统一

化，以适应样板钻孔，便于工厂制造和工地安装；要结合拟定的架梁方案，工地起吊设备的最大吊重和最大吊距，以及工厂至工地的运输条件，考虑构件长度及重量，便于架设和运输。

应力集中容易导致疲劳开裂乃至脆断，而结构在其传力途径中的截面变化的缓急程度是影响应力集中的主要因素，所以，在设计中应该避免截面的急剧变化。

焊接残余应力和变形都是必然要发生的，在制订设计条文时，对于一般情况下的焊接残余应力和变形已反映在试验项目的试件中，因此也都得到了应有的考虑，本条规定的目的希望引起设计人员的注意，把可能产生的应力和应变尽量予以控制。

1.0.8 为检算已建成钢梁的稳定性，一般以横向为主，在检算钢梁的横向倾覆稳定时都系桥上无车控制，由于基本风压将受钢梁所在地区百年一遇的风压控制，对钢梁上风压的阻力系数的大小将产生很大影响，因此必须对钢梁进行稳定性的检算。当荷载（无论是竖直及横向荷载）在符合规范规定的条件下，它将较好地反映桥梁能保持稳定的必要条件。

1.0.9 钢梁在安装或检修支座时，常需将梁顶起，故在结构上应预设可供起顶用的结构（如牛腿、顶梁）或在连续梁的中间支承节点处布置可供起顶用的结构等。考虑到顶起时着力的不平衡及其他偶然因素，故起顶结构应按实有重量超载 30% 检算。在布置千斤顶位置时，并需考虑抽换支座等必需的操作净空。

如连续梁各支点不同时起顶，应考虑支点反力变化对主桁（主梁）杆件的影响。如一个支点采用多台千斤顶起顶时，该支点起顶时的多台千斤顶应与油泵并联。

1.0.10 在曲线上的桥梁，为了制造上的方便，多做成直的，因此线路中心线与桥梁中心线有一偏移，使桥梁受偏心荷载，另外，其他有偏心荷载的桥，如公、铁路两用桥，由于公路汽车荷载对主桁发生偏载影响，因此这种桥跨结构亦应计算由于偏心而产生的超载。曲线板梁的计算参见《梁式桥跨》一书。

3.1.1 《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—99) 以下简称原桥规, 关于钢桥主体结构使用的钢材钢号是以合金元素命名的。自建国以来, 根据历次工程的需要陆续研究开发了 16q、16Mnq、14MnNbq 和 15MnVNq 四种钢号的钢材, 形成了国产钢材的系列, 它们的屈服点分别为: 240 MPa、340 MPa 和 420 MPa。我国加入世界贸易组织后, 为了和国际标准接轨, 国家在上述钢材的基础上制定了《桥梁用结构钢》(GB/T 714—2000)。国标的钢号是以屈服点命名的, 钢号的第一个字 Q 为汉语拼音屈服点首写字母, 第二个数目字为板厚 16 mm 的屈服点大小, 第三个字 q 为汉语拼音桥梁用钢首写字母, 最后一个字是钢材的等级。国标桥梁结构钢共四个钢号, 每一个钢号有 A、B、C、D、E 五个等级。新钢号与原钢号化学成分、冲击韧性的规定均不相同, 尤其是冲击韧性。国标规定采用夏比 V 形缺口冲击试验, 试件是纵向取样, V 形缺口。原桥规规定除 14MnNbq 外, 其余钢号均采用夏比 U 形缺口冲击试验, 夏比 U 试件是横向取样, U 形缺口。这两种标准如何对应需要积累大量的数据。目前根据现有的试验数据和国内外资料, 暂定出两者的对应关系, 今后需进行试验验证。国标钢号与原桥规用钢材料对应关系见说明表 3.1.1—1, 化学成分对比见说明表 3.1.1—2, 力学性能比较见说明表 3.1.1—3。

说明表 3.1.1—1 国标钢号与原桥规用钢对应表

国 标 钢 号	原 桥 规 钢 号
Q235qD	16q
Q345qD	16Mnq
Q370qE	14MnNbq
Q420qE	15MnVNqC

本次规范修订中桥梁用钢完全按国标规定, 为满足铁路桥梁的使用要求, 在国标的基础上明确规定其有关的条件与参数, 保证用钢的焊接性能与力学性能不低于原桥规规定的用钢水平。

说明表 3.1.1—2 国标钢号与原桥规用钢化学成分比较

钢 号	C	Si	Mn	P	S	V	N	Nb
Q235qD 16q	≤0.18 0.12~0.20	≤0.30 0.12~0.25	0.50~0.80 0.40~0.70	≤0.025 ≤0.035	≤0.025 ≤0.040			
Q345qD 16Mnq	≤0.18 0.12~0.20	≤0.60 0.20~0.60	1.10~1.60 1.20~1.60	≤0.025 ≤0.035	≤0.025 ≤0.035			
Q370qE 14MnNbq	≤0.17 0.11~0.17	≤0.50 0.20~0.60	1.20~1.60 1.20~1.60	≤0.020 ≤0.025	≤0.015 ≤0.015			≤0.045 0.010~0.035
Q420qE 15MnVNqC	≤0.17 ≤0.16	≤0.60 0.20~0.60	1.30~1.70 1.30~1.70	≤0.020 ≤0.020	≤0.015 ≤0.015	≤0.08 0.10~0.16	≤0.018 0.01~0.015	

说明表 3.1.1—3 原桥规用钢与国标钢号规定力学性能比较

牌 号	厚 度 (mm)	屈服点 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	伸长率 (%)	冲 击 功			180°冷弯 t > 16 mm
					温度(℃)	J	时效	
Q235qD 16q	16~35 无规定	225 230	380 380	26 26	-20 -20	≥27 3.5 *	≥27 3.5 *	2.5t 1.5t
Q345qD 16Mnq	16~35 ≤36	325 350~330	490 520~500	20 21~19	-20 -40	≥34 3.5 *	≥34 3.5 *	3.0t 2~3t
Q370qE 14MnNbq	16~50 17~60	355~330 ≥340~355	510~490 490~665	20 ≥19	-40 -40	≥41 ≥40	≥41 ≥40	3.0t 3.0t
Q420qE 15MnVNqC	16~50 26~60	410~400 420	550~540 560	19 ≥19	-40 -40	≥47 ≥7 *	≥47 ≥7 *	3.0t 3.0t

注：1 * 冲击韧性值为夏比 U 横向冲击，单位为 kg/cm²；

2 14MnNbq、15MnVNqC 为正火状态交货。

钢材的实物交货技术条件，不能等于国家标准，如果钢材的实物技术条件与标准一样，焊后的产品就达不到要求。国外钢材的实物技术指标高出其国家标准 2 倍以上，因此焊接使用没有问题。我国的钢厂在以往的交货中不重视实物的技术水平，造成在制造中许多问题，为此，自芜湖桥开始规定了实物交货技术条件，并根据经验确定了具体指标。

3.1.2 铁路钢桥使用的高强度大六角头螺栓连接副，由一个

10.9 S 高强度大六角头螺栓、一个 10H 高强度大六角螺母，两个 HRC35 ~ 45 高强度垫圈组成，其形式尺寸、形位公差与技术条件，应按现行国家标准办理。

3.1.3 在焊接结构中，自动焊、半自动焊所采用的焊丝、焊剂，手工焊的焊条及其焊接工艺，直接影响焊接接头的性能，为使其尽可能与基材相匹配，规定要求通过试验选用合适的焊接材料和焊接工艺，确保焊接质量和结构安全。

3.1.4 焊接接头的冲击韧性是断裂韧性的要求，同时也是成昆铁路栓焊梁、九江桥、芜湖桥的生产质量总结。

3.1.5 剪切模量 $G \approx \frac{E}{2(1+\nu)}$ ，当 $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ ，泊松比 $\nu \approx 0.3$ 时，则 $G = \frac{210}{2(1+0.3)} \approx 8.1 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。

3.2.1 钢材基本容许应力对屈服强度的安全系数，各钢号基本上都采用 1.7 左右。厚度不同时，屈服强度也随之变化，为了避免采用统一的基本容许应力后导致安全系数有过大的波动，当屈服点不同时，各类容许应力可按屈服点的比例予以调整。依照国标 (GB/T 714—2000)，钢材基本容许应力对屈服强度的安全系数采用 1.7 左右，对抗拉强度的安全系数采用 2.5 左右，计算钢材基本容许应力 (见说明表 3.2.1)，大宗定料或进行钢材招标时，可提出补充条件，修正钢材的基本容许应力。

说明表 3.2.1

钢材 牌号	质量 等级	厚度 (mm)	屈服点 σ_s (MPa)	抗拉强度 σ_b (MPa)	容 许 应 力		取用 [σ_0] (MPa)
					$\frac{1}{1.7}\sigma_s$ (MPa)	$\frac{1}{2.5}\sigma_b$ (MPa)	
Q235q	C D	≤ 16	235	390	138.2	156	135
		> 16 ~ 35	225	380	132.4	152	
		> 35 ~ 50	215	375	126.5	150	
		> 50 ~ 60	205	375	120.6	150	

续说明表 3.2.1

钢材 牌号	质量 等级	厚度 (mm)	屈服点 σ_s (MPa)	抗拉强度 σ_b (MPa)	容许应力		取用 [σ_0] (MPa)
					$\frac{1}{1.7}\sigma_s$ (MPa)	$\frac{1}{2.5}\sigma_b$ (MPa)	
Q345q	C D E	≤ 16	345	510	202.9	204	200
		$> 16 \sim 35$	325	490	191.2	196	
		$> 35 \sim 50$	315	470	185.3	188	
		$> 50 \sim 60$	305	470	179.4	188	
Q370q	C D E	≤ 16	370	530	217.6	212	210
		$> 16 \sim 35$	355	510	208.8	204	
		$> 35 \sim 50$	330	490	194.1	196	
		$> 50 \sim 60$	330	490	194.1	196	
Q420q	C D E	≤ 16	420	570	247.1	228	230
		$> 16 \sim 35$	410	550	241.2	220	
		$> 35 \sim 50$	400	540	235.3	216	
		$> 50 \sim 60$	390	530	229.4	212	

容许剪应力以基本容许应力的 $1/\sqrt{3} \approx 0.6$ 倍为准。

端部承压容许应力（磨光顶紧）以基本容许应力的 1.5 倍为准。

弯曲容许应力根据习惯仍定为基本容许应力的 1.05 倍。

铸钢由于未经热轧，均匀性较差，缺陷较多，所以弯曲容许应力对屈服点采用了较高的安全系数 1.85。

辊轴自由接触的容许应力受铸钢 ZG230—450 II 及尺寸大于 100 ~ 300 mm 的 35 号锻钢屈服强度的控制，仍沿用原标准。

铸钢的容许弯应力、剪应力及销与销孔间承压应力主要用在节点的钢销。这几项容许应力系参考 1959 年桥规及其他国家规范对钢销容许应力的规定及其相应的计算假定确定的。35 号锻钢屈服强度随尺寸大小而异，规范系以尺寸为 100 ~ 300 mm，屈

服强度为 260 MPa 者为准；弯应力和剪应力考虑钢材的匀质系数，所以规定了较 1959 年桥规略偏小的值。销与销孔间的承压应力，1959 年桥规未作规定，为了在永久结构中希望减轻钢销的磨损，因此采用了偏低的容许应力值。

放置在铸钢摇轴颈上铰轴的径向受压容许应力，也是参照 1959 年桥规确定的。

3.2.2 根据本规范第 3.1.4 条条文，要求焊缝性能与基材相匹配，则焊缝基本容许应力与基材相同。

3.2.4 抗滑型高强度螺栓连接的板面抗滑移系数 μ_0 ，与板面处理有关。近年来行之有效的措施是将板面除锈后，采用热喷铝涂层。设计的抗滑移系数 μ_0 可采用 0.45。

3.2.6 本规范条文表中所列数据是采用铁科院研究成果。详见余振生《铁路钢桥压杆承载力参数的制定》一文。

3.2.7 表 3.2.7—1 各种构件或连接的疲劳容许应力幅是依照下述步骤制定的。

本规范疲劳检算所采用的理论是容许应力法，表中所列的疲劳容许应力幅 $[\sigma_0]$ 是构件或连接在应力比 $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = 0$ 时， 2×10^6 能承受的等幅应力。

$[\sigma_0]$ 是通过疲劳试验求得的。试验用的试件是按结构的构件或连接受力状态设计的。在疲劳试验机上给试件加一定的最大应力和最小应力，任其循环反复，进行等幅应力 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 疲劳，直至破坏。试件破坏时的循环次数为疲劳应力幅 $\Delta\sigma$ 时的致伤循环次数。当 $\rho = 0$ ， $\sigma_{\min} = 0$ ， $\Delta\sigma$ 即为 $\sigma_{\max}$ 。同样的疲劳试件，承受同一水平的应力幅，它的致伤循环次数并不相同，试件数量做得多时，可以看出每一种应力水平，致伤循环次数的常用对数呈正态分布。从理论上讲，将各种不同应力水平的循环次数的常用对数分布曲线都求出来，然后将各应力水平的相同保证率的点连接起来，就可以得到不同保证率的应力幅——循环次数对

数曲线。这样做试验工作量太大了，通常选定 8 ~ 15 个不同的应力幅做试验，求各个不同应力幅时的致伤循环次数，用应力幅与循环次数的对数作为变量进行统计分析，减去两个标准差，就可以得到疲劳抗力 $S-N$ 曲线。 $S-N$ 曲线是直线方程 $\lg N = C + m \lg \Delta \sigma$ 。在规范中应用时，稍作修正，使各种不同构造细节方程的 m 值协调一致。说明表 3.2.7 的抗力方程式就是这样求得的，将式中 $N = 2 \times 10^6$ 代入，即可求得 $[\sigma_0]$ 。

说明表 3.2.7 疲劳抗力方程

疲劳容许应力幅类别	连接形式	疲劳抗力方程式 $\lg N + m \lg \sigma = C$	$[\sigma_0] (\text{MPa})$ $n = 2 \times 10^6$	构件及连接形式
I	母 材	$\lg N + 4 \lg \sigma = 15$	149.5	1
II	横向对接焊缝	$\lg N + 3.5 \lg \sigma = 13.6$	121.7	5.1, 5.2, 5.3
III	高强度螺栓 连接（净截面 验算）	$\lg N + 3 \lg \sigma = 12.65$	130.7	4.2
IV	纵向连续焊缝	$\lg N + 3.5 \lg \sigma = 13.45$	110.3	6.1, 6.2, 6.3, 7.1, 7.2
V	高强度螺栓 连接（毛截面 验算）	$\lg N + 3 \lg \sigma_i = 12.42$	109.6	4.1
VI	空 孔	$\lg N + 3.5 \lg \sigma_i = 13.50$	114.0	2
VII	横向角接焊缝	$\lg N + 3 \lg \sigma_i = 12.30$	99.9	8, 9
VIII	铆 接	$\lg N + 3 \lg \sigma_i = 12.18$	91.1	3
IX	整体节点板 梁盖板端部	$\lg N + 3.5 \lg \sigma_i = 12.80$	71.9	10, 12
X	平联节点板	$\lg N + 3 \lg \sigma_i = 11.89$	73.0	11.1
XI	平联节点板	$\lg N + 3 \lg \sigma_i = 11.64$	60.2	11.2
XII	剪 力 钉	$\lg N + 3 \lg \sigma_i = 12.02$	80.6	13

规范条文中表 3.2.7—1 疲劳容许应力幅 $[\sigma_0]$ ，就是从说明表 3.2.7 录入的结果。本表是根据我国自己的长期试验结果进行

分析与再分析制定的。

规范条文中表 3.2.7—2 是将各种构件或连接基本形式和疲劳容许应力幅用图表联系在一起，便于使用。在采用本规定验算疲劳时，部件必须符合本表规定的加工质量与要求。

3.2.8 桥梁上不同荷载的机遇不同，因此，对各种荷载组合下应有不同的安全储备，采用的安全系数也理当有所区别，这反映在设计上，则对材料的容许应力会有所不同。对于主力作用下的安全系数要求高一些，对于附加力和特殊荷载则可以低一些，根据这一原则确定了以主力时的容许应力为基础。对于其他荷载组合时，将容许应力分别乘以不同的提高系数。

桥跨结构上出现最大制动力或最大风力的机会原已很少，而在竖向荷载作用下，产生最大内力时，最大制动力与最大风力同时出现的机会更少，故制动力不与风力组合。

主力 + 次应力 + 制动力（风力）组合时的容许应力提高系数采用 1.45，这样在荷载发展至容许应力增加 20% 时，上述荷载组合条件下计算的应力值虽有可能超过钢材的屈服强度，但考虑到次应力系按弹性受力阶段计算的，当应力超过弹性极限后已不符合实际情况而偏大，因此实际最大纤维应力将不致超过屈服点。在这种情况下，钢材的匀质系数未予考虑，但即使钢材屈服强度低于额定数值，或有其他不利因素时，导致最大纤维应力超过实际屈服强度，则也仅个别杆件端部截面出现局部流变，不致影响整个桥梁的安全。该条文是根据新修订的《铁路桥涵设计基本规范》设计荷载 4.1.1 规定修订的。

4.1.1 在通常的桥跨结构中，对钢梁整体来说，钉孔是很有限的，它对变形的计算结果影响很小。同时在钉孔比较集中的部位，又往往有拼接板等可以补偿，因此不考虑钉孔削弱的影响是与实际接近的。

4.2.1 强度验算的目的在于使构件的任何截面的计算应力都不超过容许应力。

对受拉杆件及梁的受拉翼缘，其计算面积均采用净截面积。由于铆接杆件的钉孔由铆钉杆填实，应能传递压力。高强度螺栓连接的杆件，则由于高强度螺栓的预拉力导致钢材侧面产生强大的压力，使栓孔断面处的局部屈服强度有所提高。同时，压杆强度一般受压溃强度控制，这与拉杆在净截面处破坏情况不同。因此铆栓结合的受压杆件及梁的压翼缘在强度计算中均不需扣孔，这样对中心压杆也就没有必要进行强度验算了。

强度计算中，受弯构件还规定需检算其换算应力，以考察在法向应力和剪应力共同作用时的情况。

强度计算公式均沿用习惯的计算公式。

4.2.2 梁或压弯杆所用的容许应力折减系数 φ_2 是按照弹性稳定理论，取其为沿梁弯矩图呈矩形的构件所推得的 M_{cr} ，折合为压杆长细比 λ_e ，再从规范条文中表 3.2.6 查用得到。按弹性稳定理论，其 M_{cr} 可写作：

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GJ_D} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_y (h/2)^2}{l^2 GJ_D}}$$

$$= \frac{\pi^2 EI_y h}{2l^2} \sqrt{\frac{4 GJ_D l^2}{\pi^2 EI_y h^2} + 1}$$

式中 E, G ——弹性模量及剪切弹性模量；

I_y ——梁截面对弱轴（在弯矩作用面内的形心轴）的惯性矩；

J_D ——截面抵抗自由扭转的常数；

l ——构件按其受压翼缘支撑点间的距离计算的自由长度；在正常情况下，这一长度较短，而位于这一长度范围内的杆件弯矩图和矩形相近；

h ——上下翼缘形心间的距离。

在用 I_x 表示截面对强轴的惯矩的情况下，受压翼缘形心处的法向应力 σ_{cr} 等于 $\frac{M_{cr}(h/2)}{I_x}$ 。再让 σ_{cr} 和一压杆的 $\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda_e^2$

相等，就可将 λ_e 求出如下：

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}h}{2I_x} = \frac{\pi^2 EI_y h^2}{4l^2 I_x \beta^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_e^2}$$

$$\lambda_e = \frac{2\beta l}{h} \sqrt{\frac{I_x}{I_y}} = \frac{2\beta l r_x}{h r_y} \approx \alpha \frac{l}{h} \cdot \frac{r_x}{r_y}$$

式中 β^2 ——代表 M_{cr} 最后一式内的根式的倒数；

α ——规范所列系数，等于 2β ；若为焊接杆件，其每一翼缘往往是一块厚度较大的整板，这使 J_D 较大，上述根式将大于 1，当 β 较小，今按 $\beta = 0.9$ 来推算 α ，得 $\alpha = 1.8$ ；若为铆接杆，其每一翼缘往往由几块薄板组成，假使其各薄板间会发生少量的滑动，其 J_D 就应大幅度减小，为了安全，将 β 按 1.0 计，得 $\alpha = 2$ 。

采用这一换算方法的假定是：存在于梁的 σ_{cr} 和 $\varphi_2[\sigma]$ 间的比值，是和存在于压杆的 σ_{cr} 和 $\varphi_1[\sigma]$ 间的比值相等。由于压杆是全截面受压，而梁只是部分截面受压，且梁的压应力最大值只在局部发生，这一假定在本质上就有偏于安全的一面。若梁（或压弯杆）在受压翼缘不设支撑，或支撑点较稀，则 l 较大，在 l 范围内的弯矩图就不会是矩形（其最大弯矩所占长度当小于 l 很显著），这里所引用的 M_{cr} 算式就低估了梁在总体失稳时所提供的抵抗力矩。对于中间不设支撑点的受弯杆，其两端往往不是简支，这也使 l 不应按其支点间全长计算。对于所说的这两种情况，规范条文中式（4.2.2—4）是保守的。在确有理论根据作阐明的条件下，可以放宽。

关于本规范式（4.2.2—3），这是一个交叉影响性质的公式，在用极限状态形式表达时，它是：

$$\frac{P}{P_A} + \frac{M}{(1 - P/P_e) M_u} \leq 1.0$$

式中 P, M ——同时作用于压弯杆的轴力和弯矩；

P_A ——杆件只受压（不受弯）时的压溃荷载；

M_u ——杆件只受弯（不受压）时所能承受的极限弯矩；
若受稳定控制，其值是 $n_2 \varphi_2 [\sigma] W_m$ ；若稳定不控制，将是 $n_2 [\sigma] W_m$ （也可以列入 φ_2 ，但写明 $\varphi_2 = 1$ ）； n_2 代表验算受弯失稳所用的安全系数；

P_e ——杆件在弯矩作用面内失稳时的欧拉荷载。

注：并不是欧拉荷载和这里的稳定问题发生联系，而是因为欧拉荷载内有 EI/l^2 这一乘数能代表杆件的弹性特性，引用 P_e 将可使弯矩扩大数写成式中的那种形式。

为了将上式改写成容许应力的算式， P 当用 $n_1 N$ 代替。 M 今用 $n_3 M$ 代替， P_A 将写作 $n_1 \varphi_1 [\sigma] \times A_m$ ， M_u 将写作 $n_2 \varphi_2 [\sigma] \times W_m$ ， P_e 当写作 $\pi^2 EA / \lambda^2$ 。这里的 N 和 M 是指由设计荷载所生的轴向力及弯矩，而 n_1 和 n_3 分别代表对 N 及 M 所应取的安全系数，由此可得下式：

$$\frac{N}{A_m} + \left(\frac{\varphi_1}{\mu \varphi_2} \right) \frac{M}{W_m} \leq \varphi_1 [\sigma]$$

式中

$$\mu = \left(1 - \frac{n_1 N \lambda^2}{\pi^2 EA_m} \right) \frac{n_2}{n_3} = \left(1 - \frac{n_1 N \lambda^2}{\pi^2 EA_m} \right) m$$

当 M 由主力所生时， $n_3 = 1.7$ ，由附加力所生时， $n_3 = 1.4$ ，也就是 $n_3 = n_2$ ，因此 $m = 1$ 。

在本规范内钢结构在主力组合时， $n_1 = n_2 = n_3 = 1.7$ ；在主加附组合时， $n_1 = n_2 = n_3 = 1.4$ 。

对于仅通过翼缘连接的 T 形截面压杆，经试验表明系在偏心弯矩平面内丧失稳定，因此 T 形压杆的杆力将通过该截面的剪心；在分别由两块矩形截面板组合成的 T 形杆其剪心在翼缘与腹板交接处。根据这样确定的杆端偏心距的数值将远大于制定中心压杆容许应力值时所考虑的偶然偏心 and 初始弯曲值，因此不宜再

把这类压杆作为中心压杆来检算其稳定性，而应按偏心压杆进行计算。

4.3.1 凡承受动荷载的结构构件或连接，应进行疲劳检算。疲劳荷载组合，应包括荷载中的恒载、活载、活载冲击力、离心力。活载发展系数是用于使设计的桥梁各部件在强度检算时，能承受的活载均匀，对疲劳损伤没关系。故在疲劳内力组合中，不考虑第 9.0.6 条的活载发展系数。

由于疲劳检算是计算桥梁在长期使用时间内的损伤累积，故冲击系数不使用 TBJ2—85 及 TBJ2—96 中第 3.3.5 条所规定的冲击值，这个冲击值是针对蒸汽机车在强度设计中制定的。疲劳检算应用运营冲击系数。根据研究，随着内燃、电力机车普遍使用，运营冲击系数就是以内燃、电力机车为动力的货物列车在桥梁上产生的动力冲击。其平均值与标准差的表达式为

$$\text{平均值} \quad \mu = 0.033 + \frac{0.600}{\sqrt{L} - 0.2}$$

$$\text{标准差} \quad S = \frac{0.300}{\sqrt{L} - 0.2}$$

计算结果和规范用于强度设计冲击公式计算结果的 1/2 基本相当，为便于设计人员使用，本疲劳检算的运营冲击系数简化为：

$$\mu = \frac{28/2}{40 + L} = \frac{14}{40 + L}$$

上述规定适用于货车速度 80 km/h 的情况。当货物列车提速到 120 km/h 时，列车为内燃机车牵引。显然，由于内燃和电力机车没有锤击作用，动力作用相对平稳。从理论上讲，内燃机车应该存在一个与桥梁发生共振的临界速度，从根据已有试验数据得到的动力系数与速度关系规律看，120 km/h 的列车运营速度尚未达到这个临界速度值，但从平均效果看，其在桥梁产生的动力系数是随速度的提高逐渐上升的。对有些跨度，内燃机车在 120 km/h 时的动力系数超过蒸汽机车临界速度时的冲击系数，说明原规范动力系数已经包不住 120 km/h 的情况。经过对桥梁模

型的计算，将运营动力系数由 $\mu_t = \frac{14}{40 + L}$ 调整到 $\mu_t = \frac{18}{40 + L}$ ，能够满足 120 km/h 的要求。

4.3.2 双线系数

双线铁路钢桥的疲劳检算，要考虑双线列车同时作用的影响，乘以双线系数。研究双线系数包括研究两线列车在桥上相遇的概率，和相遇时损伤的计算方法。由于两列车在桥上的位置不同，在部件里产生的应力历程曲线不同，对部件产生的损伤也不同。用精确法计算工作量太大，本规定在分析中，假定两线列车的运营情况为彼此独立的两个事件，通过概率分析和数理统计并综合多种情况组合分析计算得出双线系数，见本规范表 4.3.2。计算结果和实际情况接近。

4.3.3 双线铁路桥横梁及连接横梁的主桁挂杆的疲劳检算，也必须考虑双线影响。一线按最大活载，另一线考虑普通列车满布。

4.3.4 铁路纵梁与横梁布置在同一平面，纵梁与横梁用鱼形板连接，纵梁可以承受弯矩时，则纵梁跨中弯矩取 $0.85M_0$ ，支点弯矩取 $0.6M_0$ ， M_0 为按简支梁计算的跨中弯矩。这个弯矩系数是根据大量跨度 48 m 至 80 m 简支桁梁桥的检定试验结果拟定计算模式，进行理论分析，经概括简化后确定的。

4.3.5 本规范对疲劳强度的检算采用容许应力幅法。计算表达式反映出焊接构件逐渐代替铆接构件的现状。

钢桥有焊接部件，有非焊接部件。焊接部件中有很大的焊接残余应力，非焊接部件，如栓接接头有应力集中。焊接残余应力和应力集中对部件的疲劳均有影响，但由于焊接残余应力一般比应力集中大，所以影响程度不同。故在检算中分两种情况计算。

设部件承受最大荷载时应力为 $\sigma_{\max}$ ，最小荷载时应力为 $\sigma_{\min}$ ，拉为正，压为负。 $\sigma_{\max}$ 及 $\sigma_{\min}$ 均为拉应力时，称部件承受拉拉应力；当 $\sigma_{\max}$ 是拉应力， $\sigma_{\min}$ 是压应力，称部件承受拉压应

力；当 $\sigma_{\min}$ 是压应力， $\sigma_{\max}$ 也是压应力时，称部件承受压应力。部件承受压应力时，疲劳裂纹不扩展，不考虑疲劳。部件承受拉应力时又分两种情况，一种是以拉为主的拉应力，一种是以压为主的拉应力。所以在疲劳检算时，先要根据部件是焊接部件还是非焊接部件，区分其为拉拉构件；以拉为主的拉压构件；以压为主的拉压构件。区分的办法是以应力比为依据，应力比 $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ ，焊接构件 $\rho \geq 0$ 时为拉拉构件； $0 > \rho \geq -1$ 为以拉为主的拉压构件； $\rho < -1$ 为以压为主的拉压构件。焊接构件的拉拉构件或以拉为主的拉压构件，疲劳破坏是应力幅 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 控制。焊接构件以压为主的拉压构件是应力比与最大应力控制。非焊接构件 $\rho \geq 0$ 时为拉拉构件； $\rho < 0$ 时为拉压构件。非焊接构件的拉拉构件，疲劳破坏为应力幅控制，拉压构件不分以拉为主或以压为主，疲劳都是应力比和最大应力控制。

本规范在疲劳作用计算时，增加双线系数和损伤修正系数。

双线系数 r_d 在本规范 4.3.2 条文说明中已介绍。

原规范确定的疲劳损伤修正系数主要依据货车最高速度 80 km/h、年运量大于 3 000 万 t 的标准荷载比频谱，共计日开行疲劳列车 97 列，其中货车 70 列，客车 27 列。如果仅增加列车速度，则标准荷载效应比频谱不变，变化的是年运量。原疲劳条款的年运量目标值为 6 000 万 t，当速度提高到 120 km/h 后，区间平均间隔时间将可缩短到 9.9 min。这时日可开行 145 列列车，以相同比例计，将包括 105 辆货车，40 列客车。因此车速增加使货车年运量也增加，年运量目标值可达到 9 000 万 t。从而使疲劳损伤增加 K 倍。 K 由公式 $K = \sqrt[3]{\frac{9000}{6000}}$ 确定。对各种构造细节进行增加运量后的损伤计算，为设计简便，将其与损伤修正系数合并考虑。得出满足时速 120 km/h 的运营损伤修正系数。计算结果表明，影响线长度 8 m 以上的钢梁构件或桥梁，在考虑因速

度增加导致年运量增加而产生的疲劳损伤时,采用原设计参数尚可以满足需要。因此仅对原条文中计算影响线为 8 m、5 m 和 4 m 的参数予以修改。

本规范在疲劳抗力计算时,增加有板厚修正系数和应力比修正系数。应力比修正系数是用于最大应力与应力比控制的构件。

板厚修正系数 r_t ,厚板和薄板比较,厚板的材质及焊接、制造工艺有许多比较难保证的因素,对疲劳强度将产生下降的影响,板厚修正系数是厚板与薄板相比,在材质及工艺方面的总体反映。

应力比修正系数 r_p 在疲劳最大应力控制的试验中,由于最大应力和最小应力不同,即试验时应力比 $\left(\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right)$ 及平均应力 $\left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}\right)$ 不同,相同循环次数能承受的 $\sigma_{\max}$ 不同。设计中容许应力幅是用 $\rho = 0$ 时 σ_0 表示,故在最大应力控制时,应将 σ_0 乘以不同 ρ 的应力比修正系数 r_p 。 r_p 与旧规范中的 $\frac{1}{1 - 0.6\rho}$ 的意义相同。本规定系将原始试验数据进行归纳列表给出,较旧规范更准确,更便于使用。本规范还对 $l = 64$ m 简支钢桁梁进行有代表性的疲劳检算,结果如说明表 4.3.5。

说明表 4.3.5 验算比较 (实际应力/容许应力)

名 称	受拉杆件 E_2E_4	受拉压杆 A_3E_4	吊 杆 A_3E_3	纵 梁	纵梁的 鱼形板 连接	横 梁
TBJ2—85	88%	53%	59.1%	103.5%	108% * 124% Δ	105%
本 规 范	92%	60%	54% (60%)	114%	125%	101% (117%)

注: 1 * 按 1975 年《铁路工程技术规范 (第二篇)·桥涵》计算值。

2 Δ 按 TBJ2—85《铁路桥涵设计规范》计算值。

3 括弧中数值系将 $L = 16$ m 的损伤修正系数由 1.0 增改为 1.1 的计算结果。

从上表中可以看出，本规范制定的疲劳检算公式是偏于安全的。

5.1.1

(1) 弦杆在主桁平面内的计算长度

在计算受压弦杆稳定时，若作一些偏于安全的假定：①略去腹杆对弦杆的约束影响；②假定相邻的受压弦杆和检算的受压弦杆同时到达压溃临界状态。这样，在桁架平面内就可把弦杆的两端看成是支承在不沉陷的支座上，并在支座上可以自由转动的杆件。这种弦杆在桁架平面内的稳定，实际上与各弦杆在节点处互相铰接的情况相同。因此计算时可将其几何长度作为计算长度。

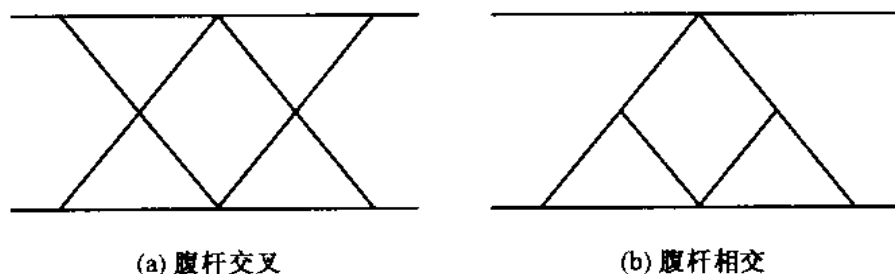
在连续桁梁中反弯点附近相邻两弦杆中有一根受压而另一根受拉，当受拉弦杆应力未达屈服点时，可对相邻的受压弦杆起约束作用，这一有利因素规范未考虑。

(2) 腹杆在桁架平面内的计算长度

由于节点板的刚性及弦杆对腹杆的约束作用，腹杆在桁架平面内的计算长度一般将小于几何长度，现仍按原规定：中间腹杆采用 $0.8l_0$ ；端斜杆及端立杆由于仅一端与一根受拉弦杆相连接，当弦杆应力较高时，对端斜杆的约束作用稍小，因此采用 $0.9l_0$ 。

(3) 相交或交叉腹杆在主桁平面内的计算长度

多根腹杆交会在一起时，由于其交会的情况不同，对所计算腹杆的计算长度的影响也不相同。所以规范将腹杆的交会情况区分为交叉和相交（如说明图 5.1.1 所示）。



说明图 5.1.1

当腹杆一端与受压弦杆铰接，另一端与受拉弦杆刚接并在中部与一腹杆相交时，受拉弦杆对这腹杆所起的约束作用并不大。因此，该腹杆计算长度是按相交点至杆端较长的一段取值。

(4) 弦杆和腹杆在桁架平面外的计算长度

当杆件两端在桁架平面外均设有刚度足够的支撑系，并略去与其相连的其他杆件（包括节点板）的任何约束影响时，两端可看做是铰接，所以其计算长度可采用几何长度。

(5) 交叉腹杆在桁架平面外的计算长度

压杆与拉杆交叉，当拉杆应力较小，则压杆在丧失稳定时较相交腹杆应力为零的情况为好，因此在这种情况下，该受压腹杆可偏安全地视作两端铰接。若与之交叉杆拉力为零，则可视为弹性支承推求压杆计算长度的折减系数。

当交叉腹杆的惯矩及几何长度相同时，无论是具有一个或两个交叉的受压腹杆，如果相交各杆件都是贯通的（即采用全部惯矩在交会处相连），则它在桁架平面外的计算长度折减系数均为 0.7 左右。但若在交点处各杆件不贯通或不采用全部惯矩相连，则受压腹杆的计算长度，将有可能大于规范规定的计算长度。

5.2.1 为了提高受拉杆件自振频率，防止发生低风速涡振，根据频率公式：

$$f_y = \frac{C}{\lambda l} \sqrt{1 + \frac{P_0}{P_{cr}}}$$

式中 C ——常数；

λ ——长细比；

l ——杆件长度。

可以看出，对受拉杆件，限制 λ 的同时，还要限制 l ，具体参见“九江长江大桥总结”第 169 页叙述。由于已建成的桥梁在使用过程中存在一些刚度偏弱的问题，为了适应列车提速的需要，加强桥梁的联结系刚度，增加安全储备，修订了纵向联结系杆件的长细比，将纵向联结系杆件的长细比规定由原 130 提高为：单线

110、双线 130。

5.2.3 在桁梁中，为了减少压杆的计算长度，需加设一些杆件，为了使这些杆件能对压杆起到支撑作用，其刚度及强度均不应太小，参考有关规范，规定这些杆件应以该压杆内力的 3% 为抗力进行检算。

5.3.1 钢梁各部分钢板厚度，除应考虑在长期运营过程中会有锈蚀现象外，同时还应具有一定的刚性，以便制造和运输。故根据受力情况，规定主要受力的杆件及节点板均不小于 10 mm，联结系等次要部件也不小于 10 mm。

挂杆受力比较复杂，国内实测结果表明应力分布很不均匀，在历史上，有一些两端用长列铆钉连于节点板的挂杆曾在其上端头排铆钉处的净截面发生过开裂。参考这些经验，故规定其翼板厚度不小于 12 mm。

规定跨度 ≥ 16 m 的焊接板梁腹板厚度不小于 12 mm，是为了减少焊接变形，且有益于提高腹板局部稳定。

5.3.2 主桁杆件腹板一般不与节点板直接相连，杆力靠翼板间接传递效果较差，根据国内一些实测资料，H 形杆件腹板平均应力有低于翼板平均应力的现象，个别实测资料表明：腹板应力与翼板平均应力之比，在节点附近只达 75% ~ 82%，在杆件中部也仅 88% 左右。国外试验结果证明，未被直接连接的腹板效率随着接头的长度而异；较短的接头将使腹板不能全部发挥作用。为了使杆件均匀受力，除接头布置有适当长度外，杆件截面主要应布置在与主桁节点板直接连接的翼板上，以改善其受力情况。

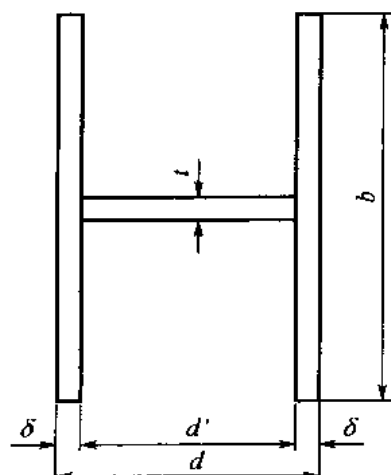
但当 H 形杆件截面很大，翼板很厚时，为了保证杆件的整体作用，腹板也不宜过薄。

若假定翼板的临界应力与腹板的临界应力相等，则可推算出腹板厚度 t 与翼板厚度 δ 应有的比例关系。

$$\text{翼板的临界应力 } \sigma_1 = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{\delta}{b/2} \right)^2 k_1$$

$$\text{腹板的临界应力 } \sigma_2 = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{d'} \right)^2 k_2$$

式中符号的意义如说明图 5.3.2 所示。



说明图 5.3.2

取 $k_1 = 0.425$ （一端简支、一端自由）和 $k_2 = 4.0$ （两端简支），代入上式化简后，得 $t/\delta = 0.65 d'/b$ 。

现按一般桥梁焊接杆件尺寸 d 及 b 定出 t/δ ，见说明表 5.3.2。

说明表 5.3.2

δ		d	d'	b	t/δ	
					计 算	采 用
< 25	20	460	420	480	0.57	0.6
	24	460	412	500	0.54	
≥ 25	25	460	410	600	0.44	0.5
	32	600	536	760	0.46	

在特大跨度桥， d'/b 有时在 0.6 左右， t/δ 将可降为 0.4。

5.3.3 本条文采用了铁科院研究成果。

详见余振生“铁路钢桥压杆承载力参数的制定”一文。

5.3.4 自从桥梁钢结构引入焊接技术后，桥梁断裂破坏事故屡

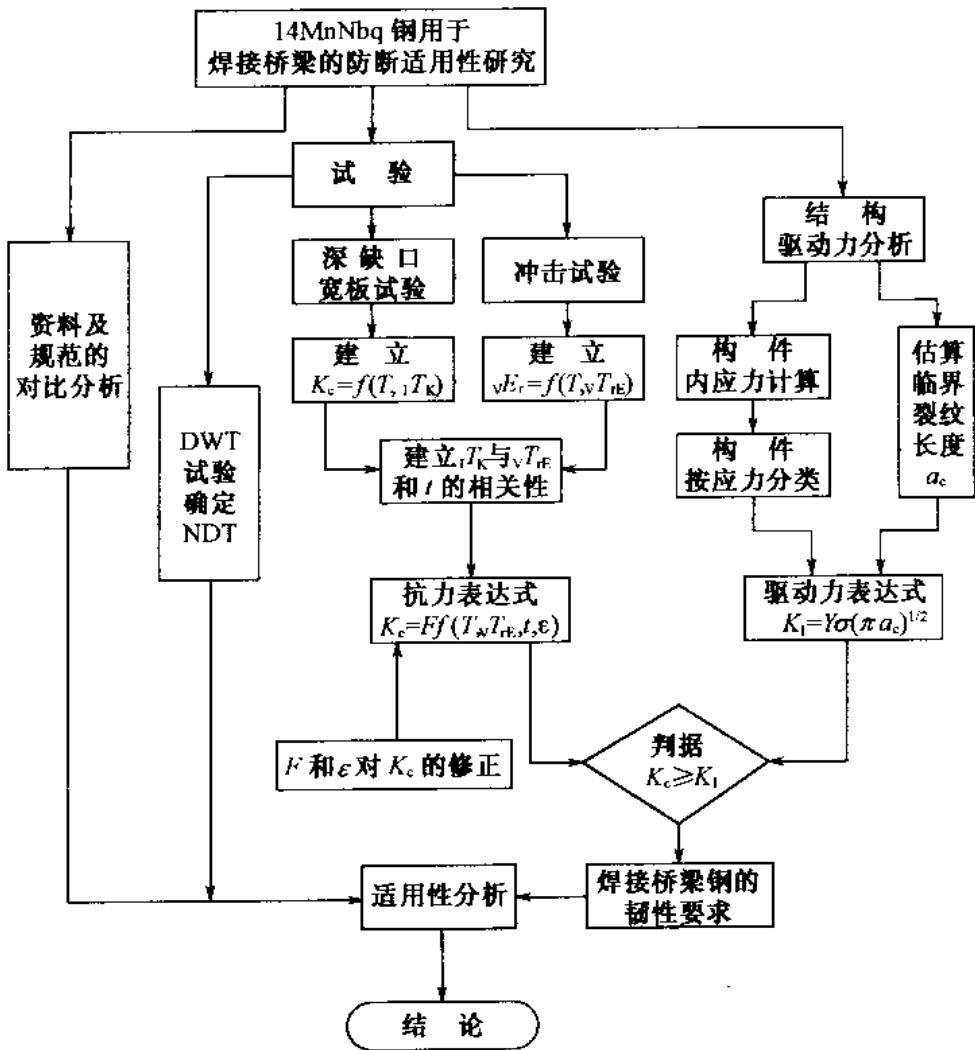
有发生。德国的 Zoo 桥，1936 年完工后仅 6 个月，气温 -10°C 时发生脆性破坏。比利时的 Hasselt 桥，全焊空腹桁梁，跨度 200 英尺，完工后 14 个月的 1938 年 3 月 14 日，由于气温下降，引起脆性破坏遭坠毁。美国的 Point Pleasant 桥，中跨跨径 210 m 上弦为眼杆的吊桥，在 1967 年冬天的一个傍晚，突然间，中间一跨弹跳起来，把 75 辆汽车抛入天空，飞坠河中，钢梁随之塌落下来，事故中 46 人死亡，9 人受伤。美国的 Fremount 桥，1972 年 12 月份在架设过程中，箱形截面的拱肋上翼缘与下翼缘交汇处发生 89 mm 长的裂缝，发展到腹板而破坏，导致伸臂孔落入河中。在日本、加拿大、英国、德国等国类似情况时有报导。及至 1995 年南韩的圣水桥，由于厚薄板对接过渡区没有处理好，而遭坠毁，其他行业的焊接钢结构，也同样存在脆性破坏。

断裂力学的发展和应用，是由于人们付出了惨重的代价之后进行了艰苦的探索和辛勤的劳动，在大量试验研究的基础上取得的成果。有关防断设计反映在桥梁设计规范中有英、美、日三国（英国的 BS5400 和美国的 AASHTO、AREA，日本的国铁建造物设计标准解说）。

我国将断裂力学引入桥梁钢结构始于九江长江大桥的建设，随后在桥梁设计规范的修订及芜湖长江大桥的建设，对 16Mnq 及 14MnNbq，均列入专题进行研究，取得了可喜的成就。该工作由大桥局归口，委托 725 研究所完成。16Mnq 钢完成了 10 个批号近 140 块大型深缺口宽板系列温度断裂试验、系列温度夏比冲击和落锤试验，并且其科研成果于 1993 年通过了铁道部科技司、建设司的鉴定。14MnNbq 钢进行了 5 个厚度规格 10 组基体 10 组焊缝共计 108 块深缺口宽板系列温度断裂试验和 5 个厚度规格共计 970 个试样的系列温度冲击试验，其科研成果于 2001 年 7 月通过了国家科委的鉴定。15MnVNq 钢的断裂韧性试验其试验料是由山海关桥梁厂提供的 15MnVNq—C 钢，板厚为 40 mm 和 56 mm，分别对基材和焊缝进行了一系列断裂力学的试验。九江长江大桥的 15MnVNq 钢

的大板试验等有关断裂韧性方面的试验资料详见《九江长江大桥技术总结》。在本次规范修订时，综合了以上一系列试验研究成果，并结合国标 GB/T 714—2000 制定的。

研究思路见框图



(1) 结构基材及其焊缝的断裂力抗力通过深缺口宽板拉伸试验测定断裂韧性 $K_c = f(T, T_K)$

(2) 又将结构基材及其焊缝通过 V 形缺口试验测定的冲击韧性值，建立 $\sqrt{E_r} = f(T, T_{re})$

(3) 通过宽板试验的 K_c 和冲击试验的 $\sqrt{E_r}$ ，建立特征温度的关系式，从而把宽板试验的 K_c 值表示为温度 T ，材料冶金因素

$\sqrt{T_{IE}}$, 加载速率 ϵ , 板厚 t 和裂纹尖锐度修正系数 F 等影响因素在内的结构材料抗断能力函数:

$$K_c = F \cdot f(T, \sqrt{T_{IE}}, \epsilon, t)$$

(4) 杆件内应力 σ , 临界裂纹尺寸 a_c , 结构几何因素 Y , 则可建立结构断裂驱动力, 其表达式为

$$K_I = Y\sigma \sqrt{\pi a_c}$$

由断裂力学判据 $K_I \leq K_c$, 据此就能确定结构在各种环境条件下防断安全运行所需要的材料最低断裂韧性要求。

美、英、日三国的规范对钢材及焊接接头的缺口韧性都提出具体的缺口冲击韧性的要求, 美国规范还明确规定: 未列入规定的缺口韧性要求, 由有资格的工程师认可。

5.3.5 根据结构的受力特点, 考虑受压非断裂构件的实际情况, 避免部分钢材采用厚板时由于焊接工艺引起的层状撕裂, 规定了部分钢材的使用厚度。

6.1.2 抗滑型高强度螺栓连接的接头, 当螺栓排数较多时, 其力的分布很不均匀, 与计算中按每个螺栓均匀受力的假定有较大的出入。经试验表明螺栓多于 6 排时, 即使排数再增加, 但螺栓群端(末)排螺栓所受的力总要占到外力的 30% 左右。当该值大于端(末)排螺栓的抗滑移极限时, 即由螺栓群的端(末)排向中间各排螺栓进行力的重分布, 即所谓“解扣滑移”现象。在大桥工程局及铁道科学研究院的摩擦型高强度螺栓的动力试验中, 发现多排螺栓接头的端(末)两排螺栓反复错动较大时会破坏摩擦面, 引起表面磨损, 直接影响抗滑移系数, 同时预紧力也受到一定的损失。因此板层间的抗滑移系数和预紧力都有了改变, 已不再是设计中所采用的计算值了, 为安全计, 该排螺栓不宜计入有效数量中而应另行增补。

详见方秦汉《长列摩擦型高强度螺栓接头极限承载力》一文和余振生《摩擦型高强度螺栓接头极限承载力的研究》一文。

6.1.4 高强度螺栓或铆钉的容许间距是根据铆钉的特性确定的。现仍沿用 1975 年规范的规定。

6.1.5 为使钉群能承受意外的局部弯矩，并考虑到现场施铆时需采用冲钉定位，螺栓临时固定，特规定一排铆钉时，钉不少于 3 个；而高强度螺栓因在安装时，不需要采用安装螺栓固定，故规定其一排时不少于 2 个。

6.1.7 为适应荷载发展的需要，避免造成结构的薄弱环节，保证其安全耐久，要求主桁杆件的连接强度不应低于被连接杆件的承载能力。

有些桁梁的腹杆，不是按其内力来选择截面，这些杆件可能是由于受长细比控制，或者为简化杆件类别来确定其截面，以致这种杆件的实有承载力比计算杆力高出较多，而其截面在同一桁架的同类型的腹杆中往往属最小，故习惯把它称为最小截面控制杆件，以示区别。这种杆件在确定其连接钉数量时，原则上宜按承载力计算，但若按承载能力计算所需栓、钉数量过多，可酌予缩减。

在计算双线桁梁疲劳控制的腹杆连接栓、钉数量时，除按疲劳强度设计外，还应满足该杆件在双线荷载条件下的承载能力要求。

对于板梁腹板拼接的栓（钉）数量：跨度不大的板梁，腹板厚度较薄，而拼接板由于受最小板厚的限制，拼接板强度往往较板梁腹板为大，此时，将拼接处的连接钉按拼接板的抗剪强度来设计，并无必要。而规定应按弯矩和剪力的合力检算栓（钉）群最远处栓（钉）的强度。规范中的规定，对于弯矩来讲，按腹板的全强考虑；对剪力来讲，按拼接所在位置产生的最大剪力考虑。而一般产生最大弯矩和最大剪力的荷载位置不是一致的，按此规定偏于安全。

6.1.8 杆件的肢与节点板偏心连接，且这些肢在连接范围内无缀板相联系，或杆件的肢仅有一面有拼接板时，则栓、钉除受剪外，还承受附加弯矩，故规定栓、钉数量增加 10%。

铆接杆件截面的个别部分不直接连接者，铆钉需承受附加弯

矩，故数量应予增加；栓接杆件依靠板层间摩擦力传递杆力，不存在高强度螺栓杆受弯的问题，故其数量不必增加。

6.1.9 铆接结构中的铆钉，要求在施铆时钉杆能紧密地填充各板层的钉孔，并具相当大的握紧力。这样的要求，只有钉长在一定限度内才有可能。当铆合厚度过大，要使连接的铆钉完全密实地填充各板层钉孔是比较困难的，因此规范对最大铆合厚度作了限制。当超过规定厚度时，为了不致因某些铆钉填充不满、铆合不紧而影响结构的连接强度起见，所以规定应增加铆钉数量。

6.1.10 钢销的受力状态与应力分布都很复杂，在实用计算上，常采用近似的方法，即按材料力学中受弯构件的计算方法，把销作为简支梁，以各被连接构件的内力作为集中力，作用于销接触的束板中心线上，计算钢销的弯应力、剪应力和孔壁承压应力，使之小于各自的容许应力。

配合上述的近似计算，确定了本规范第 3.2.1 条规定的有关容许应力值。

6.1.11 本条关于眼杆销孔各部尺寸的一些规定，都是根据实验数据确定的。

6.2.1 对于主要杆件，间断焊接、塞焊和槽焊后，会造成残余应力大，应力集中，抗疲劳性能差，故不得使用。

6.2.2 为避免桥梁上重要构件内力的偏心传递，以及考虑疲劳的影响，对于桁梁杆件、板梁翼缘和腹板在接宽或接长时应采用对接焊缝，而不应采用贴角焊缝。

当焊缝强度与基材相当时，欲保证对接焊缝的静力强度不低于基材及使焊缝匀顺过渡，则需要求对接焊缝厚度不小于所连板中较薄者的厚度。

对接焊中，采用双面施焊可使焊缝面积较单面施焊时小，且焊后的凸凹变形较易控制。对于较薄的钢板和双面施焊有困难时，必须将焊缝根部完全焊透，以保证焊缝的强度和疲劳强度。对于在外力作用下，承受拉应力或反复应力时，焊缝表面的平整

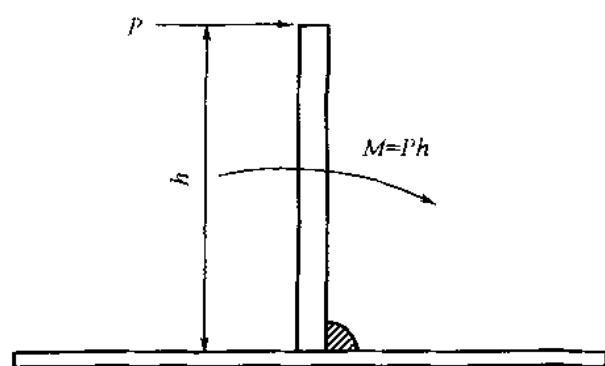
程度也将直接影响构件的疲劳强度，因此焊缝表面应磨平加工。

对于不同板厚或板宽的对焊接头，为了减少该处的应力集中，使应力传递比较匀顺，厚板、宽板在端部应刨削加工成斜坡，必要时并采用适当形状的坡口，且焊后的焊缝表面，亦须按规定的坡度磨平加工，匀顺过渡。

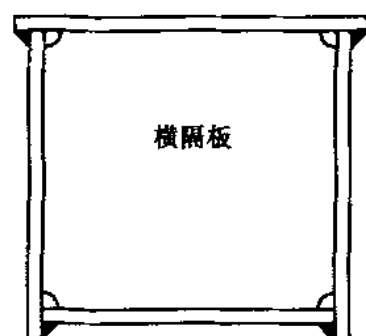
6.2.4 桥梁中主要构件的对焊接缝和角焊缝均采用埋弧自动焊。进行这种焊接时，两端设有引弧板，因此焊缝长度不予折减。手工焊的起熄弧均在构件上，在起熄弧处，焊缝金属断面不完全，因此这两部分不应计入焊缝的计算长度。必须强调的是：起熄弧处均不许存在弧坑等缺陷，且该处的焊缝截面均应尽可能堆填丰满。

纵向搭接侧面角焊缝的应力分布是不均匀的，焊缝越长，不均匀现象越显著。因此，对计算长度给予此项限制。

6.2.6 在 T 形接头中，若采用单侧角焊缝，当外力作用时，角焊缝承受弯矩（如说明图 6.2.6—1），在其根部引起应力集中，对横向变形的抵抗很弱，因此不应布置这种形式的焊缝。但是，像桁梁的箱形杆件截面隅角处的角焊缝，由于有抵抗横向变形的构造（设有横隔板）因此可以采用单侧角焊缝（如说明图 6.2.6—2）。



说明图 6.2.6—1



说明图 6.2.6—2

6.2.8 在钢桥构件中，有些角焊缝按计算要求所需焊缝尺寸甚小，而过小的焊缝线能量小，不易保证一定的熔深，且冷却速度较快，易使焊缝及热影响区钢材硬化，产生裂纹。因此，这

些焊缝应按施焊工艺上的要求，增大其焊缝截面尺寸，见本规范第 6.2.8 条条文中表 6.2.8 的规定。

角焊缝的长度太短，焊缝冷却速度快，容易产生焊接缺陷，因此，参照有关资料，对焊缝的最小长度也作出规定。

7.1.1 根据已建桥梁运营时桥面系产生的问题，为了避免新建桥梁发生类似的问题，修订了钢桥桥面系的规定。明确规定了桥枕与纵（板）梁应采用可靠的连接方式，不应采用钩头螺栓连接。

7.1.3 纵梁和横梁腹板间的连接，曾采用过一块板焊于纵梁腹板端与横梁腹板相连，这种结构刚度较大，是导致纵梁端切角处应力较高翼缘焊缝出现裂纹的原因之一。而且这种细节对纵梁安装和更换也不方便，因此规范建议纵横梁腹板之间采用角钢连接。

纵梁与横梁连接的强度按纵梁支点处力矩和反力确定，纵梁支点负弯矩的大小与支点柔度有关。现仍按 1975 年规范的规定，支点弯矩近似按简支梁跨中弯矩的 60% 计算。

由于纵梁的连续作用，纵梁实际反力一般较按简支梁计算值大 10% 左右，故连接纵横梁的竖角钢肢上的钉、栓数量均应按简支反力增大 10% 计算。

纵梁端不设承受支点力矩的结构时，连接柔性将减小梁端弯矩，减少与横梁腹板相连接角钢肢被撕裂、铆钉头被拉脱的危险，同时也能改善连接处横梁腹板的受力状态。为此，美国铁路桥规范规定：

(1) 该处连接应采用角钢，且该角钢的柔性肢不得使用焊接来连接横梁腹板。

(2) 该角钢的柔性肢的宽度不得小于 101.6 mm，厚度不得小于 12.7 mm。

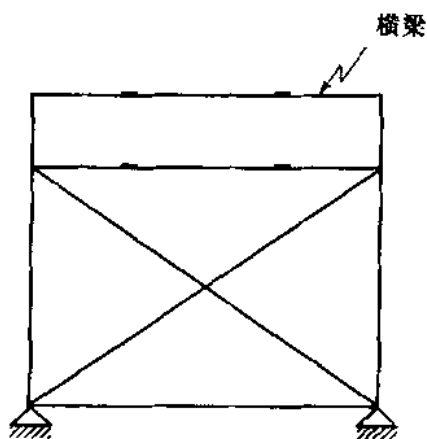
(3) 纵梁连接角钢柔性肢在顶部 1/3 梁高范围内栓（钉）线至角钢背间距不得小于 $\sqrt{Lt}/8$ （以 mm 计），其中 L = 纵梁跨长（以 mm 计）， t = 角钢柔性肢厚度（以 mm 计）。这些规定可供设计借鉴。

7.1.4 计算横梁与主梁连接时，由于纵梁的连续作用而引起反力增大，因此规定横梁连接角钢上的连接栓（钉）数量应按计算增加 10%。

横梁系弹性固定于主桁上，当梁端不设能承受端弯矩的构造时，横梁连接角钢上的连接栓（钉），除承受横梁反力外，尚需承受梁端弯矩。此时在与主桁连接的角钢肢上，铆钉受剪受拔，栓接的抗滑力也有所降低。因此栓（钉）数量需要增加，故规定单线简支梁按支点反力增大 20% 计算栓（钉）数量。

7.1.5 当横梁作为框架（或半框架）的一部分时，横梁支点处弯矩有时较大，以致需按此弯矩检算横梁端部连接强度。按附录 B 检算半穿梁的半框架时，横向抗力同时使横梁跨中弯矩增加。

横梁兼作支承处横联支杆时，如说明图 7.1.5 所示，由于竖杆杆力有时较大，竖杆变形影响下的横联斜杆力也较大，横联斜杆对横梁的偏心连接，有时会使横梁跨中弯矩超载较多，这种不利影响应在设计中予以考虑。



说明图 7.1.5

横梁兼作平纵联支杆时，平纵联对横梁连接的偏心影响，对横梁跨中弯矩一般起卸载作用，但在连续梁的支点附近会使横梁跨中弯矩有所增大，这种影响设计时应予注意。

7.1.6 由于纵横梁与主桁共同作用的大小与结构形式关系较大，

目前尚无适合各种桥梁的成熟公式可资应用，因此在规范中仅对计算假定作出规定，以便在需要检算时，根据上述假定，按照桥跨结构具体情况进行计算。

单线简支桁梁可按附录 C 所列方法进行近似计算。在按该法计算时，由于纵梁在竖平面的弯矩规定按简支计算，本已偏大，而一般在计算与主桁弦杆（主梁翼缘）共同作用时，两者产生最大应力的荷载位置并不一致，为简化计，往往又将此予以忽略，两者累积起来，以致使计算结果偏大，故纵梁容许应力规定可乘以提高系数 1.2。计算横梁在垂直荷载及水平面内挠曲共同作用时，横梁容许应力仍按 1975 年规范规定 $\sigma_w = 1.7 C[\sigma_w]$ 。其所以规定这样高的容许应力，主要是由于计算方法的不准确，例如在计算中对产生两平面内最大挠曲应力的竖向荷载位置不一致，栓、钉及连接构件的变形，弦杆及纵横梁截面的形心线不在同一高程。因此计算结果将比实际应力偏大。

按目前国内已有的一般铁路桁梁，如主桁与桥面系用同一钢种而其连续长度不超过 80 m 时，纵横梁一般不受共同作用控制，因此为简化计算起见，规定凡符合上述情况时，可不检算共同作用。

桥跨的平面纵向联结系若与纵梁直接联接，则纵梁所受共同作用影响增大，故不宜采用。

7.2.1 为保证结构的整体稳定及传递水平力，钢梁应设置上、下平面纵向联结系。

由于已建成的桥梁在使用过程存在一些刚度偏弱的问题，为了适应列车提速的需要，加强桥梁的联结系刚度，增加安全储备。规定了纵向联结系杆件宜采用工形截面。

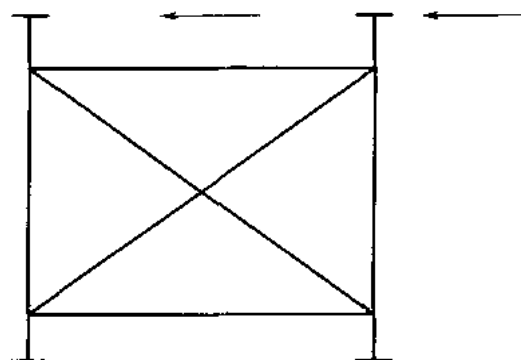
主桁（主梁）采用三角形纵向联结系中，当纵联参加主桁弦杆（主桁翼缘）共同作用时，主桁弦杆（主梁翼缘）受横梁的约束，导致主桁弦杆（主梁翼缘）承受较大的次应力，故不应采用。

7.2.2 近几年来国内通过理论分析，发现下承式钢桁梁的横向刚度主要依靠足够的桁宽和刚劲的桥门。由于已建成的桥梁在使

用过程存在一些横向刚度偏弱的问题，为了适应列车提速的需要，除设置加强的桥门架外，有必要设置加强的横向联结系。

纵梁的横向联结系与纵梁上下翼缘连接，是为了改善其受力情况。武汉长江大桥及浪江桥过去曾因横向联结系不与纵梁下翼缘连接，结果与联结系相联的纵梁腹板下部或加劲角下端曾出现裂缝。改善细节构造后的上述二桥以及其他按此细节新设计的钢梁，都没有在横向联结系与纵梁上下翼缘相连的结构中出现问題，因此将这一细节构造列入规范。

在焊接板梁中，若将横向联结系焊连于腹板加劲肋上（说明图 7.2.2）。由桥枕传至主梁翼缘的水平力对横向联结系的偏心影响，应在主梁及横联杆件的设计中予以考虑。



说明图 7.2.2

7.2.4 规定桥面系所在平联的主桁风力分配系数为 0.5，有时偏小些，但桥面系风力分配系数为 1.0，则稍偏大些，经过它们互相调剂后，基本上能反映实际情况。

7.2.6

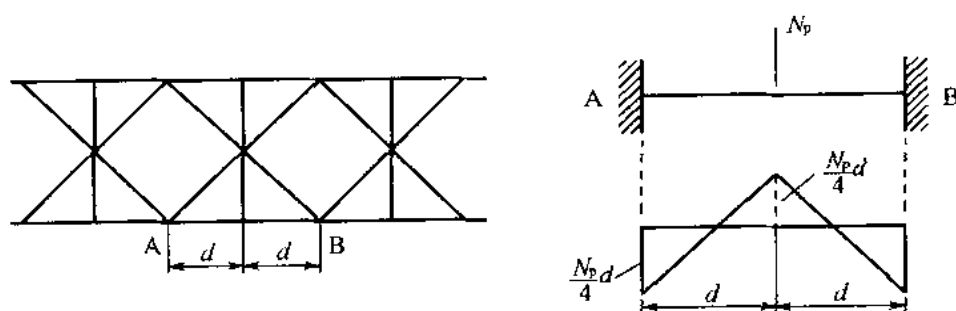
(1) 规范条文中的式 (7.2.6—1) ~ 式 (7.2.6—6) 的推导见《铁路标准设计通讯》1965 年第 1 期，1966 年第 6 期和 1979 年第 7 期。

(2) 主桁（主梁）的纵向联结系采用 T 形截面杆件时，如以翼缘与主桁弦杆（主梁翼缘）连接，则在其参与主桁弦杆（主梁翼缘）共同作用之中，由于连接肢受偏心弯矩影响，所产生的变

形在公式中未加考虑，这使按规范条文中式（7.2.6—1）和式（7.2.6—2）计得的 T 形纵向联结系的共同作用力偏大较多，因此在计算该联结系时，可不另计该杆件所受的偏心联结影响。

7.2.7 桁架左右两受压弦杆与纵向联结系组成的其长为弦杆受压区长度的组合受压结构，如果纵向联结系平面内具有初弯曲，则会由于弦杆轴向力在组合的受压结构中产生结构面内的剪力。因此，规定以两弦杆内力之和的 3% 作为节间剪力来计算纵向联结系斜杆的内力，予以检算。

7.2.8 如说明图 7.2.8 所示的菱形式联结系。若将 AB 一段弦杆或翼缘视作在 A、B 两处固定的梁，则在撑杆内力 N_p 作用下，联结系与弦杆或翼缘联结的节点处的计算弯矩 $M = \pm \frac{N_p \cdot 2d}{8} = \pm \frac{N_p d}{4}$ 。弦杆（或翼缘）在此附加弯矩下产生次应力，检算时容许应力提高 20%。由于在节间中段 $d/3$ 范围内弯矩仅为上述的 $1/3$ ，通常不致使弦杆（或翼缘）失稳，故规范规定该力矩不在稳定检算中考虑。



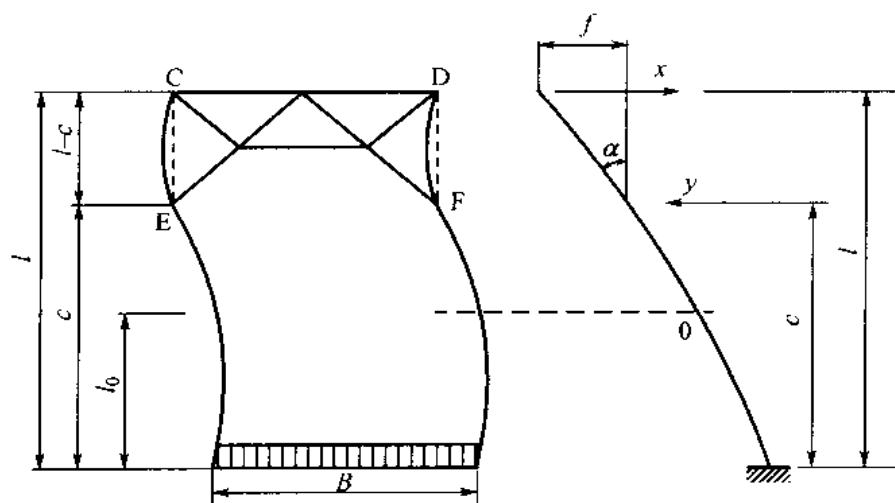
说明图 7.2.8

7.2.9 除短桥制动力可通过轨道传至桥头路基外，在有明桥面的钢桥中，如无制动联结系，则列车制动力（当桥上铺设长钢轨时，还有长钢轨纵向荷载）将主要地经过横梁传至主桁（梁）上，使横梁产生水平弯曲应力，另外横梁还要承受与主桁（梁）共同作用而引起的水平弯曲应力，这样横梁受力过大。为改善横

梁受力情况，可根据计算需要，设置纵梁活动支承及制动联结系。考虑到经济和简化结构起见，并使纵横梁的附加应力不致过高，故规定跨度大于 48 m 的钢梁，应设置制动联结系。制动联结系通常设于跨度中部或纵向活动支承（断缝）的中部，这样一般可使其两侧纵梁在参与主桁弦杆共同作用时影响减小。

铺设长钢轨的桥跨结构应根据桥跨结构的特点和长钢轨的布置方案及其锁定方式来确定各种长钢轨纵向荷载作用下的检算内容。长钢轨纵向荷载有温度力、伸缩力、挠曲力和断轨力等，其计算方法参见铁道部科学研究院编的《桥上无缝线路设计办法》及《桥上无缝线路设计办法附录》。在铁路钢桥上，长钢轨纵向荷载对桥跨构件的影响，主要检算制动架，其他杆件受力均甚小，不必检算。

7.2.10 当桥门架的门楣为桁架，而其中各杆件仅受轴向力时，假定说明图 7.2.10 中 EFCD 产生位移，但该部分填充杆件的长度不变，E、C 两点及 D、F 两点移动后，仍各自在一条垂直线上，取右半肢为自由体，则 F 点的转角为



说明图 7.2.10

$$\begin{aligned}
 EI \tan \alpha &= (-xl + yc) c + (x - y) \frac{c^2}{2} \\
 &= -x \left(lc - \frac{c^2}{2} \right) + y \frac{c^2}{2}
 \end{aligned}$$

因为 D 及 F 仍在一条垂直线上，所以

$$f = (l - c) \tan \alpha$$

但

$$EI f = \frac{x(l - c)^3}{3}$$

故
$$\frac{x(l - c)^3}{3} = \left[-x \left(cl - \frac{c^2}{2} \right) + y \frac{c^2}{2} \right] (l - c)$$

由此得
$$\frac{x}{y} = \frac{3c^2}{2l^2 + 2lc - c^2} \quad (\text{说明 7.2.10—1})$$

在反弯点处力矩为零，即

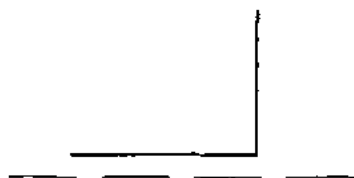
$$x(l - l_0) - y(c - l_0) = 0$$

得
$$\frac{x}{y} = \frac{c - l_0}{l - l_0} \quad (\text{说明 7.2.10—2})$$

解式 (说明 7.2.10—1) 和式 (说明 7.2.10—2)，得

$$\begin{aligned} \frac{3c^2}{2l^2 + 2lc - c^2} &= \frac{c - l_0}{l - l_0} \\ l_0 &= \frac{c}{2} \times \frac{2l^2 - lc - c^2}{l^2 + lc - 2c^2} \\ &= \frac{c(l + c)(l - c) + l(l - c)}{2(l + c)(l - c) + c(l - c)} \\ &= \frac{c}{2} \times \frac{(c + 2l)}{(2c + l)} \end{aligned}$$

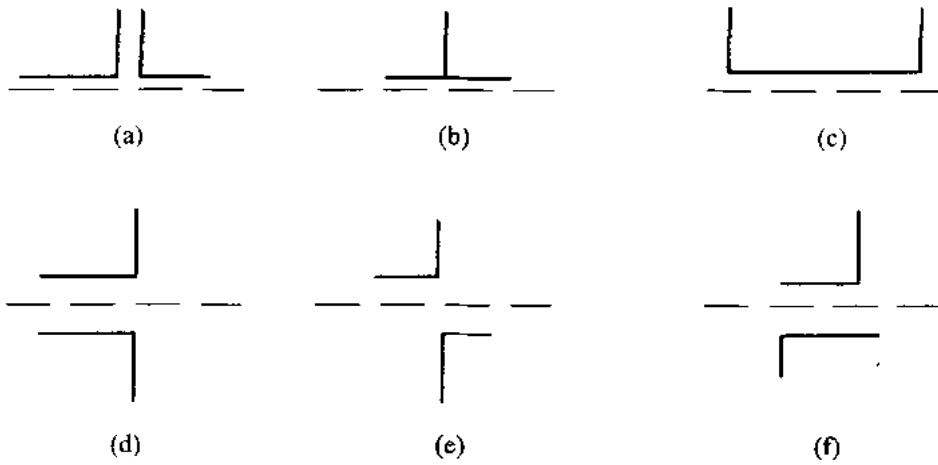
7.2.11 单个角钢的连接 (说明图 7.2.11—1)，由于连接板中心和杆件截面重心不在一条线上，产生了由连接板中心轴和角钢中心轴的偏心所引起的弯矩。



说明图 7.2.11—1

由于角钢承受了偏心弯矩，因此它所能抵抗的轴向应力仅为材料强度的 70% ~ 80%，这折减即是因偏心产生，因此它和非

连接肢与连接肢的宽度比值有关，比值越大，偏心亦越大，强度折减也越多。所以单个角钢组成的拉杆仅一肢与节点板相连时，其计算面积等于连接肢截面积加上非连接肢截面积的 50%。如角钢的伸出肢旁另外连上一短角钢并与节点板相连，则杆件伸出肢上的作用力就不需要经过连接肢传递，避免了连接肢的超载，因此也不必再行折减。在此情况下，一般短角钢上的栓（钉）数量（与杆件肢相连部分）至少应较计算数量多 50%，并不少于 5 个。当截面为 T 形或槽形如说明图 7.2.11—2(a)、(b)、(c)。连接时其计算截面积应减少 10%，当截面为两个角钢组成，并像说明图 7.2.11—2 (d)、(e)、(f) 布置时，均可不需将计算面积予以折减。



说明图 7.2.11—2

在检算拉杆长细比时，无论是单角钢或 T 形的杆件均按全截面计算。

7.2.12 单个角钢组成的联结系压杆，一般受最大容许长细比控制。为了简化计算起见，采用最小回转半径计算其长细比以确定其受压容许应力时，可不考虑连接的偏心影响。

8.0.1 近年来铁路提速后，运营部门发现某些已建成的钢板梁其横向刚度不足，需进行维修加固。针对这种情况，将钢板梁材质采用 Q235qD，以增加其刚度。

8.0.2 根据近年来铁路提速后，运营部门发现某些已建成的钢板梁其横向刚度不足，故将原 TBJ2—96 规定的宽跨比 1/20 改为 1/15。

8.0.3 铆接板梁的翼角面积尽可能加大，使之有较大的强度，这对于翼缘上有桥枕直接搁置受集中压力时更为重要。外层盖板中断处，应根据强度和疲劳强度的检算结果确定其延伸长度，以适合铆钉连接需要。

8.0.4 焊接板梁外层盖板的端部和该处焊缝应进行加工，以降低应力集中的影响，提高其抗疲劳性能。盖板中断处应根据强度和疲劳强度的计算结果，布置盖板的延伸长度，以适合栓接连接需要。

8.0.5 当桥枕直接搁置在翼缘角钢水平肢上时，角钢肢将承受压弯，易使角钢肢在根部开裂。今按照经验，将角钢肢的宽厚比给予限制。

8.0.6 支承加劲肋的伸出肢与梁的支承翼缘磨光顶紧以传递支承应力，因此支承加劲肋具有受压板的功能，规范按习惯采用宽厚比不大于 12 以保证支承加劲肋具有足够的刚度。端加劲肋可以认为是一两端铰接的压杆，其挠曲曲线可取级数表示，即

$$y = \alpha_1 \sin \frac{\pi x}{l} + \alpha_2 \sin \frac{2\pi x}{l} + \alpha_3 \sin \frac{3\pi x}{l} + \dots$$

根据铁木辛柯所著《弹性稳定理论》，由应变能及功的原理可求出：

$$\left(\frac{q_0 l}{4} \right)_{cr} = 2.06 \frac{\pi^2 El}{l^2} = \frac{\pi El}{(0.696l)^2}$$

所以其计算长度 $l_0 = 0.696l = 0.7l$ 。

支承加劲肋除按压杆设计外，还应检算加劲肋与翼缘接触处的支承压力，其计算面积为加劲肋外伸部分与翼板紧贴部分的面积。

8.0.7 本条所给数据按 $\sigma_s = 345 \text{ MPa}$ 的 Q345q 钢制订。

(1) 竖加劲肋的主要作用是帮助腹板防止剪力屈曲，而板件

的临界剪应力 τ_{cr} 可用下式计算：

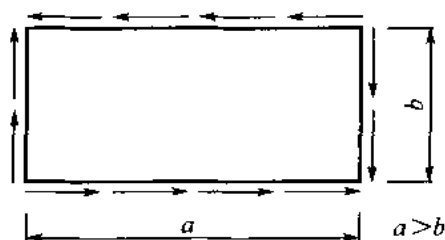
$$\tau_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \times \left(\frac{\delta}{h} \right)^2$$

式中 $K = 5.34 + 4/\alpha^2$;

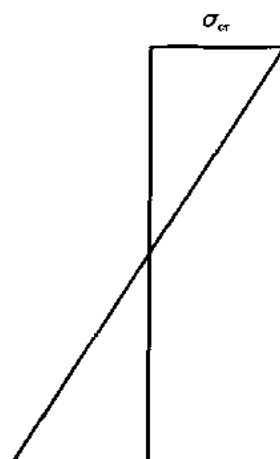
$$\alpha = a/b;$$

a, b ——矩形板件长度和宽度的尺寸（须使 $a > b$, $\alpha > 1$ ），
如说明图 8.0.7—1 所示。

在不设竖肋时， α 值很大， K 值将趋近于 5.34。



说明图 8.0.7—1



说明图 8.0.7—2

令 $\tau_{cr} \geq 1.72 \times 120 = 207 \text{ MPa}$ （其中 120 MPa 是 Q345qD 和 Q345qE 钢的 $[\tau]$ ，1.72 是安全系数），解得 $h/\delta \leq 70$ 。

为考虑不平度等不利因素，以折减系数 0.715 乘所得的 h/δ ，得 $h/\delta = 50$ 。

(2) 对于周边简支，并承受弯曲法向应力（如说明图 8.0.7—2）其临界压应力的公式为

$$\sigma_{cr} = 23.9 \times \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \times \left(\frac{\delta}{h} \right)^2$$

式中的 23.9 是当板件很长、且不设竖肋时的屈曲系数 K 最小值。

令 $\sigma_{cr} \geq 1.15 \times 200 = 230 \text{ MPa}$ （其中 200 MPa 为 Q345qD 和

Q345qE 钢的 $[\sigma]$, 1.15 为安全系数 n), 且将折减系数取为 1.00, 则由上式可得 $h/\delta = 140$ 。

这里将 n 取得较低并将折减系数取得较大的理由是: 翼缘的抗弯强度大, 使腹板在上、下两边的支承优于简支, K 值实际上较 23.9 为大, 若使腹板因受弯屈曲而部分地退出工作, 强大的受压翼缘将立刻分担稍多于按平面假设所算出的弯曲法向应力, 保持梁的安全不受危害。

从设计实践出发, 这时仍需设置中间竖肋来抗剪。在用 (1) 中所给的 τ_{cr} 及 K 算式进行计算时, 若竖肋间距小于腹板高度, 则 b 将代表竖肋间距, a 将代表腹板高度 h 。当 a 值已经选定时, 随着 b 值的减小, K 值将减小。现按实用可能情况, 认为 b 值不会小于 $h/2$, 得 $a = 2$, $K = 6.34$, 若再令 $\tau_{cr} \geq 1.3\tau$ (式中 τ 为腹板内的平均剪应力, 1.3 为安全系数), 则从 (1) 中 τ_{cr} 算式可得 $b/\delta \approx 960/\sqrt{\tau}$ (这里的 b 同规范内的 a 的含义相同)。计算可以证实: 若 $b > 0.5h$, 则 $n > 1.30$, 即更为安全。

(3) 当设置一根水平肋, 且将水平肋设在离受压缘距离为 $h/4$ 处时, 屈曲系数 K 为 93, 即

$$\sigma_{cr} = \frac{93\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{\delta}{h}\right)^2$$

令 $\sigma_{cr} \geq 1.40 \times 200$, 则由上式可得 $h/\delta \approx 250$ 。

若使水平肋离翼缘的距离小于 $h/4$, 而接近 $h/5$, 则 K 值大于 93, 将 h/δ 限于 250, 将更为安全。

(4) 在腹板两侧设置竖加劲肋, 以保证腹板在剪力作用下的稳定。加劲肋的尺寸应能保证: 当腹板发生翘曲时, 肋条仍能保持平直。这里关于加劲肋宽度不得小于 $h/30 + 0.04$ (以 m 计) 的规定是沿用已经很久的经验数据。

(5) 在竖肋和水平肋并用时, 将水平肋置于距受压翼缘 $h/5$ 处, 可使板件屈曲系数 K 值达 129 (按水平肋抗弯刚度足以使板件在设肋处不发生屈曲考虑); 但当腹板高度不大时, 水平肋离

翼缘太近，将使构造细节难于布置，这时就可将它置于距受压翼缘 $h/4$ 处，其屈曲系数将降为 93。

按照线弹性稳定理论分析计算的结果，竖肋及水平肋的截面惯矩不小于本条所列的数值。

(6) 关于板梁腹板整体稳定和板块局部稳定的检算，根据国内对箱形梁的研试结果，提出了一套检算方法，现列下式供设计参考。

对于腹板受压区板件的整体稳定验算的基本公式是：

$$\sum \Delta u \geq V \cdot \sum \Delta T \quad (\text{说明 8.0.7—1})$$

式中 V 为安全系数，对于焊接梁用 1.35，铆接梁用 1.2； Δu 为板或肋的应变能增量； ΔT 为板或板条上所作用的外力的功的增量。

当 $a/b = 1 \sim 3$ 时，其屈曲面 ω 取

$$\omega = \omega_0 \sin \frac{\pi(x - Ky)}{a} \sin \frac{\pi y}{b} \quad (\text{说明 8.0.7—2})$$

式中 ω_0 ——翘曲面上的最大挠度 (m)；

K ——系数，为 0.707；

a ——两竖肋之间的间距 (m)；

b ——挠曲区高度 (m)，可取 $3/4$ 腹板高。

当 a/b 不在上述范围时，其 ω 应取双重三角级数，另作个别计算。

ω_0 取式 (说明 8.0.7—2) 时的功能公式如下：

(1) 挠曲区板块的应变能增量

$$\Delta u = \frac{\alpha \pi^4 D}{8 b^2} \left(1 + \frac{5}{\alpha^2} + \frac{2.25}{\alpha^4} \right) \omega_0^2$$

式中 $\alpha = \frac{a}{b}$ ；

$$D = \frac{E \delta^3}{12(1 - \mu^2)}。$$

(2) 各水平加劲肋屈曲时的应变能增量，其值为

$$\Delta u_i = \frac{EI_i}{4a^3} \pi^4 \left(\sin \frac{\pi y_i}{b} \right)^2 \omega_0^2$$

式中 I_i ——水平加劲肋的惯性矩（如用单侧肋则为对肋与腹板接触边线的惯性矩）（ m^4 ）；

y_i ——水平加劲肋至受压翼缘边缘距离（从其重心算起）（ m ）。

(3) 板上挠曲应力所作的功增量

$$\Delta T_\sigma = \frac{\pi^2 \delta}{32\alpha} \sigma_1' \omega_0^2$$

式中 σ_1' ——受压翼缘边缘的压应力（ MPa ）。

(4) 板上剪应力所作的功增量：

$$\Delta T_\tau = \frac{0.707\pi^2}{4\alpha} \delta \tau_{\text{aver}}' \omega_0^2$$

式中 τ_{aver}' ——板边的平均剪应力（ MPa ）。

(5) 各肋上挠曲应力所作的功增量

$$\Delta T_i = \frac{A_i}{4a} \sigma_i' \pi^2 \left(\sin \frac{\pi y_i}{b} \right)^2 \omega_0^2$$

式中 A_i ——各水平加劲肋的截面积（ m^2 ）；

σ_i' ——各水平加劲肋上所受的挠曲应力，按其重心处的 σ 计（ MPa ）。

以上有关式中：

E ——钢的弹性模量（ MPa ）；

δ ——板的厚度（ m ）。

关于板梁腹板板块局部稳定的检算：

(1) 安全系数

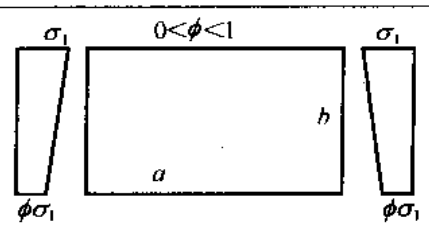
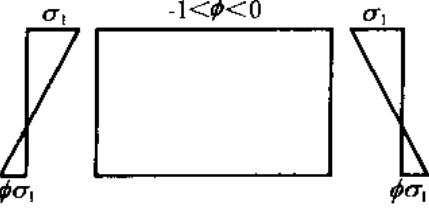
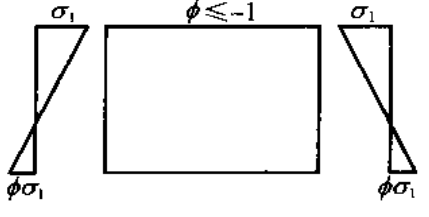
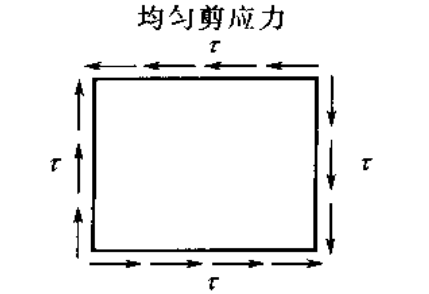
$$V = \frac{1}{\frac{1+\varphi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{kl}} + \frac{P}{2P_{kl}} + \sqrt{\left(\frac{3-\varphi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{kl}} + \frac{P}{2P_{kl}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{kl}} \right)^2}}$$

(说明 8.0.7—3)

按上式算出的 V 不应小于：焊接梁用 1.35，铆接梁用 1.2。

式中 σ_{kl} 及 τ_{kl} 见说明表 8.0.7—1。

说明表 8.0.7—1

荷 载	翘曲 应力	适应 范围	翘 曲 系 数
	$\sigma_{kl} = K\sigma_e$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$K = \frac{8.4}{\varphi + 1.1}$ $K = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \frac{2.1}{\varphi + 1.1}$
	$\sigma_{kl} = K\sigma_e$		$K = (1 + \varphi)K' - \varphi K'' + 10\varphi(1 + \varphi)$ 其中 K' 为 $\varphi = 0$ 时的翘曲系数 K'' 为 $\varphi = -1$ 时的翘曲系数
	$\sigma_{kl} = K\sigma_e$	$\alpha \geq \frac{2}{3}$ $\alpha < \frac{2}{3}$	$K = 23.9$ $K = 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2$
均匀剪应力 	$\tau_{kl} = K\sigma_e$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$K = 5.34 + 4.00/\alpha^2$ $K = 4 + 5.34/\alpha^2$

$$P_{kl} = K_{pl} \cdot \frac{(1 + \alpha^2)^2}{\alpha^2} \cdot \left(\frac{100\delta}{a} \right)^2$$

$$\alpha = \frac{a}{b_i}$$

当 P_{kl} 以 MPa 计时, K_{pl} 值焊接梁为 24, 铆接梁为 27。

σ_1 、 τ 、 P 分别为实际荷载所产生的法向应力、剪应力、轮轴在板边上的压皱单宽应力(MPa)。

腹板高度范围内压皱应力的分布按下式计算：

$$\sigma_y = \frac{P}{2} \left(1 + \frac{\gamma}{h} \right) \left(1 - \frac{2\gamma}{h} \right)^2 \quad (\text{说明 } 8.0.7-4)$$

(2) 当按式(说明 8.0.7—3)算出 V 以后,再按下式求临界换算应力：

$$\sigma_{vk} = V \cdot \sqrt{\sigma_1^2 + P^2 - \sigma_1 P + 3\tau^2} \quad (\text{说明 } 8.0.7-5)$$

如 σ_{vk} 超过比例极限,则先查说明表 8.0.7—2 得 $\bar{\sigma}_{vk}$,再计算

$$V = \frac{\bar{\sigma}_{vk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + P^2 - \sigma_1 P + 3\tau^2}} \quad (\text{说明 } 8.0.7-6)$$

V 不得小于规定的安全系数。

说明表 8.0.7—2 Q345qD 和 Q345qE 钢弹性屈曲系数 $\sqrt{\tau}$ (MPa)

σ_{vk}	$\sqrt{\tau}$	$\bar{\sigma}_{vk}$	σ_{vk}	$\sqrt{\tau}$	$\bar{\sigma}_{vk}$
			768	0.427	328
255	1	255	805	0.409	329
265.5	0.98	260	846	0.39	330
277.7	0.956	265	895	0.37	331
289.5	0.934	270	950	0.35	332
303	0.909	275	1018	0.327	333
318	0.881	280	1095	0.305	334
335.5	0.85	285	1205	0.278	335
354.5	0.819	290	1350	0.249	336
377	0.783	295	1550	0.217	337
402.5	0.745	300	1920	0.176	338
435	0.701	305	2685	0.126	339
474	0.655	310	2850	0.119	339.1
523	0.603	315	3030	0.112	339.2
590	0.543	320	3240	0.105	339.3
606	0.53	321	3500	0.097	339.4
624	0.516	322	3840	0.0885	339.5
642	0.503	323	4290	0.0791	339.6
664	0.489	324	4960	0.0685	339.7
686	0.474	325	6070	0.056	339.8
710	0.46	326	8580	0.0396	339.9
739	0.443	327	∞	—	340

说明表 8.0.7—3 Q235qD 钢弹性屈曲系数 $\sqrt{T}$ 表(MPa)

σ_{vk}	$\sqrt{\tau}$	$\bar{\sigma}_{vk}$	σ_{vk}	$\sqrt{\tau}$	$\bar{\sigma}_{vk}$
180	1	180	434	0.523	227
190.5	0.971	185	453	0.503	228
202.5	0.938	190	474	0.483	229
216.5	0.901	195	499	0.461	230
232.5	0.861	200	526	0.439	231
239.5	0.863	202	559	0.415	232
247.5	0.825	204	599	0.389	233
256	0.805	206	648	0.361	234
265	0.785	208	712	0.33	235
275	0.764	210	797.5	0.296	236
286	0.741	212	922	0.257	237
298	0.718	214	1 133.5	0.21	238
311.5	0.693	216	1 504	0.149	239
327.5	0.666	218	1 798.5	0.133	239.2
345	0.638	220	2 081.5	0.115	239.4
354	0.624	221	2 549	0.094	239.6
365	0.608	222	2 923	0.082	239.7
376.5	0.592	223	3 579	0.067	239.8
389	0.576	224	5 104	0.047	239.9
402.5	0.559	225	∞	—	240
417.5	0.541	226	—	—	—

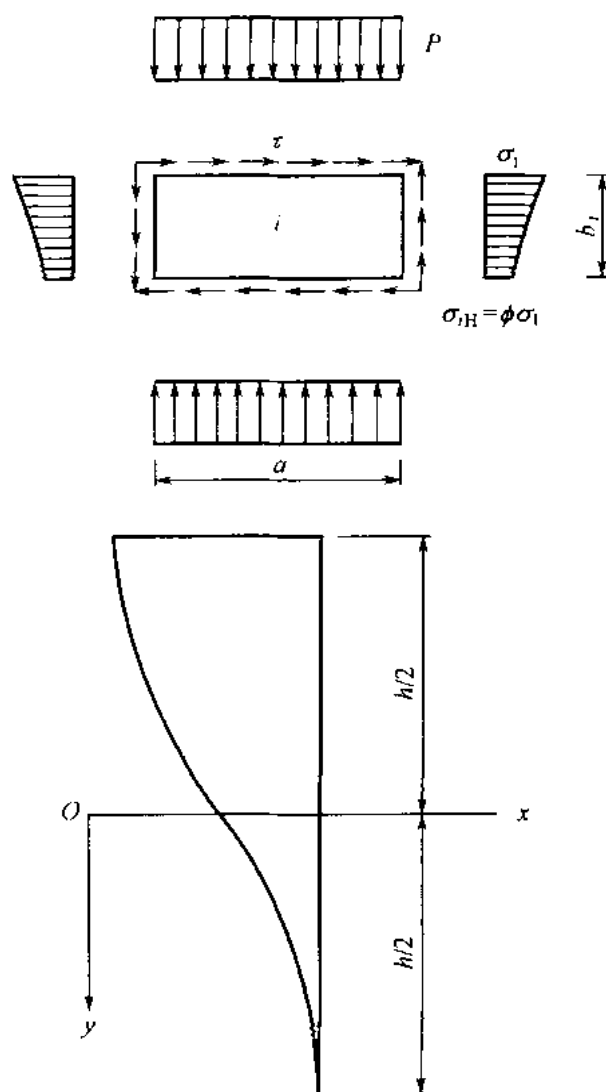
说明表 8.0.7—2 及说明表 8.0.7—3 系根据下式推算：

$$\sqrt{\tau} = \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{vk} (\sigma_s - \bar{\sigma}_{vk})}{\sigma_p (\sigma_s - \sigma_p)}}$$

式中 σ_s ——钢材屈服极限；

σ_p ——钢材比例极限， $\sigma_p \approx 0.75\sigma_s$ ；

表中数值：Q345q 钢 $\sigma_s = 345 \text{ MPa}$ ，Q235q 钢 $\sigma_s = 235 \text{ MPa}$ 。



说明图 8.0.7—3

说明图 8.0.7—3 中 b_i 为肋所围成的要检算的局部板块的高度； $a = ab$ ；

$$\sigma_e = 19 \left(\frac{100\delta}{b_i} \right)^2$$

式中 δ ——板的厚度 (m)。

8.0.8 规范规定板梁上的焊缝应错开 10 倍腹板厚度的距离，以

避免焊缝热影响区过分集中使材质受到较大的影响。

8.0.9 梁在弯矩平面外的极限承载力系根据等弯矩结构无侧向支撑的等截面简支梁导出的（国内外试验成果也都以此条件为基础）。上承板梁荷载虽作用于上翼缘，但因有平纵向联结系起侧向支撑的作用，它主要还是挠矩，因此可近似地按承受纯弯矩（即按荷载作用于形心）计算。

由于实际上梁承受的弯矩在沿梁长度方向是变化的，并不是像公式推导的等弯矩，因此临界弯矩较按公式计算所得尚可提高一些。并且在翼缘长细比不大时，缺陷对临界力的影响并不显著。还有，公式是按梁侧倾时，荷载在横向偏离剪力中心造成弯扭失稳。实际上，两片 I 形构件用平纵联组成的上承板梁不会出现那样大的偏离。

8.0.10 板梁拉翼缘照拉杆办理，因此规定拼接板的净面积较被拼接部分的净面积大 10%。为简化计，压翼缘可按拉翼缘处理。

8.0.11 枕木铺设在上翼缘时，车轮压力与分布长度与钢轨、枕木的截面大小及枕木的支距、间距有关，当采用 43 kg/m 钢轨（ $I_p = 1472 \text{ cm}^4$ ），枕木支距 $L = 2 \text{ m}$ （即主梁或纵梁中距），枕木断面为 $20 \text{ cm} \times 24 \text{ cm}$ （ $I_p = 23\,040 \text{ cm}^4$ ），枕木净距若为 $10 \sim 21 \text{ cm}$ ，故枕木间距 $a_{\max} = 21 + 20 = 41 \text{ cm}$ ； $a_{\min} = 10 + 20 = 30 \text{ cm}$ ，枕木支撑中心至钢轨中心距离 $C = 25 \text{ cm}$ 。当 $1/3 > K > 0.055$ 时，则每个轮压可由 5 根枕木承受。

$$K = \frac{a^3 E_n I_n}{C^2 (3L - 4C) E_p I_p}$$

式中 E_n, E_p ——木材和钢的弹性模量。

$$\text{现 } K = \frac{41^3 \times 10^5 \times 23\,040}{25^2 (3 \times 200 - 4 \times 25) \times 2.1 \times 10^6 \times 1\,472} = 0.164$$

$$\text{或 } K = \frac{30^3 \times 10^5 \times 23\,040}{25^2 (3 \times 200 - 4 \times 25) \times 2.1 \times 10^6 \times 1\,472} = 0.0644$$

K 均小于 $1/3$ ，大于 0.055 ，因此可按一个轮压分布于 5

根枕木来计算。

承担最大一部分轮压的枕木的载重：

$$P_1 = \frac{1 + 18K + 7K^2}{5 + 34K + 7K^2} P \quad (P \text{ 为一个车轮的压力})$$

当 $a = 41 \text{ cm}$ 时，

$$P_1 = \frac{1 + 18 \times 0.164 + 7 \times 0.164^2}{5 + 34 \times 0.164 + 7 \times 0.164^2} \times P = 0.385 P$$

每个轮重的分布长度为

$$\frac{0.41}{0.385 P} \times P = 1.065 \text{ m}$$

当 $a = 30 \text{ cm}$ 时，

$$P_1 = \frac{1 + 18 \times 0.0644 + 7 \times 0.0644^2}{5 + 34 \times 0.0644 + 7 \times 0.0644^2} \times P = 0.303 P$$

每个轮重的分布长度为

$$\frac{0.30}{0.303 P} \times P = 0.99 \text{ m}$$

因此在检算翼缘铆钉及翼缘焊缝时，轮重的分布长度规定按 1.0 m 计算。

但在检算板梁腹板稳定时，应该考虑轮重在腹板内的分布随着离承压翼缘距离而趋向均匀。所以，分布长度当按轴距 1.5 m 计算。

9.0.1 桁梁的竖向刚度(挠跨比 δ/L)及横向刚度(宽跨比 B/L)的限值，主要为了列车运行的平稳性，列车司机及旅客的舒适度，还要防止列车在桥上的脱轨。根据近年来的研究成果并吸收铁道部工务部门的意见，简支桁梁的挠跨比及宽跨比仍沿用1999年桥规不变；对连续桁梁桥的中孔，由于受边孔的约束，刚度增加而且在中支点处的弹性曲线，无论竖向及水平向都是匀顺的，所以其限值可以放宽。

详见曹雪琴《铁路钢桥梁正常使用极限状态竖向刚度的研究》一文，曾庆元、张麒《钢桁梁桥横向刚度限值研究》一文，

曾庆元、郭向荣《铁路连续梁横向刚度限值分析》一文。

9.0.3 主桁杆件截面高度与节长之比在连续桁梁中不大于 $1/15$ ，简支桁梁中不大于 $1/10$ 时，节点刚性所产生的次应力大致在容许范围以内，为简化计算，故规定此时可不进行这项次应力的计算。

由节点刚性所产生的次应力还与桁架的形式有较大的关系，在特大跨度桥梁设计时亦需虑及。

9.0.4 桁梁由于横梁和立杆或挂杆的刚性连接，都存在着框架作用，使杆端产生弯矩，主桁斜杆实际上也参与框架作用。但按此算得的横梁端弯矩中，分配给竖杆的弯矩与略去斜杆的影响算得者接近相等，因此在计算竖杆时，为简化计，对于框架的构成，可不考虑斜杆；主桁斜杆本身，则由于框架作用产生的杆端弯矩一般较小，可以略去不计。

不考虑主桁斜杆影响的横梁面内的竖直框架计算，可按附录 B 进行。该计算中的公式推导过程，可见《铁路标准设计通讯》1979 年第 7 期《关于钢桁梁纵联与横梁计算中的一些问题》。

9.0.6 铁路钢桥设计应力，均留存一些发展余量，以便在长期使用中，适应机车车辆重量的增长及特种超重列车通过的需要，但由于桁梁中各杆件恒、活载内力的比值各不相同，因此当杆件应力由设计应力 $[\sigma]$ 提高到检定容许应力 $1.2[\sigma]$ 时，所能承受活载的增长倍数也不相同，这样形成整个钢桁梁杆件强弱不一，而钢梁的承载能力则取决于最弱的杆件，这样就不能利用较强杆件的潜力。为了发挥较强杆件的潜在能力，在增加钢料不多的条件下，使所有杆件承受活载的能力比较一致，以提高钢梁的承载能力，因此规定所有杆件在活载所产生的杆力乘以增大系数 η 。

当某一杆件的 $a_{\max}$ 与一般杆件的 a 值相差太大时，从节省钢料出发，并考虑活载在使用年限内增长情况， $a_{\max}$ 可采用较低数值。

9.0.7 对于拉杆破坏在净截面处，为了保证拼接处不比原净截面弱，规定拉杆拼接板的净面积较被拼接部分的净面积大 10%。

因拉杆由于杆件尺寸公差、板厚公差等影响，使拼接板的疲劳承载能力迅速下降，据已有桥梁拼接接头分析，拉杆拼接板疲劳承载能力得以保证，很大一部分是依靠了这加大的 10%，虽然拧栓规则作了一些必要的规定以保证接头的可靠性，但它规定 $< 1\text{ mm}$ 的公差影响可以忽略不计，这对接头处高强度螺栓的有效程度可能影响较小，但从已有的疲劳试验发现，双摩擦面的对接接头试件，当两端心板有板厚公差存在时，拼接板的疲劳强度迅即下降，接近空孔杆件的疲劳强度水平，所以此规范拉杆拼接板净面积仍保留原定标准较被拼接净面积大 10% 考虑。

对于压杆拼接板面积，考虑到由于拼接板可能产生局部偏心等影响，要求其有效面积也应大于被拼接压杆有效面积的 10%。当压杆在节点外拼接时，拼接板按规定采用被拼接压杆的容许应力折减系数，则其实有毛面积将为被拼接压杆毛面积的 1.1 倍；这里没有对拼接截面的惯矩提出要求，是因为即使拼接处惯矩稍弱，对于构件的整体稳定影响极微，但在设计中应尽可能使拼接截面的惯矩不致削弱。在节点内拼接时，由于拼接板厚度及栓钉布置规范都有一定要求，因此其计算长度不会大，所以规范规定此时拼接板的 φ 值可采用 0.9。

10.0.1 跨度在 10 m 以内，由于反力较小，梁端转角及温度变化影响均不大，可考虑采用平板支座；跨度 10 ~ 24 m，反力较大，同时钢梁由于温度及荷载影响，会产生较大的纵向移动和梁端转角，此时一般选用弧形支座；当跨度大于 24 m 时，弧形支座由于构造限制，将不能很好地满足自由伸缩的要求，所以应选用铰式辊轴或摇轴支座。养护中，发现这些支座弧面出现凹坑，故将原采用的 ZG II 25 定为 ZG35 II，铰轴支座除外。

10.0.2 活动支座为了使荷载发展后仍能正常工作，因此在计算纵向位移时，活载应按容许应力提高 20% 后或相应的检定载重

下的活载计算。对于简支梁，该活载的换算匀布荷载可按三角形影响线顶点位置在跨中处计算；对于连续梁，则应根据每个活动支座可能产生的绝对最大水平位移（包括伸长及缩短）分别计算。

温度变化幅度应根据当地情况确定。

在削边辊轴的活动支座中，布置辊轴时，应考虑活动支座在产生极限水平位移时，各辊轴之间仍能保持不小于 15 mm 的空隙，以便于养护。若设辊轴中心间距为 x ，辊轴宽度为 b ，辊轴最大转角为 α ，则

$$x = (b + 15) / \cos \alpha$$

若活动支座由中心位置（辊轴中心线铅垂时）向两侧的极限位移量各为 $\Delta/2$ 时，则辊轴最大转角为

$$\alpha = \frac{\Delta/4}{R} \times \frac{180^\circ}{\pi}$$

式中 R ——辊轴半径；

Δ ——活动支座绝对最大水平位移量。

确定辊轴宽度时，应考虑辊轴的弧长，除能满足移动量的需要外，两侧还应各留有一定的富裕量，所以

$$b = \frac{\Delta}{2} + C$$

式中 C ——辊轴两侧预留富裕量之和，一般不小于 50 mm，当辊轴半径较大时，还宜适当放大。

另外，辊轴宽度 b 还应满足第 10.0.4 条规定的宽度和直径的比例关系。

为了使活动支座两侧位移量相等，需定出活动支座下摆中心线与底板中心线相重合的温度 t （以℃计，下同）。

在连续梁中，若当地最高气温为 $t_{\text{高}}$ ，当地最低气温为 $t_{\text{低}}$ ，计算的活动支座由于活载产生的最大伸长量为 $\Delta_{\text{伸}}(+)$ ，计算的活动支座由于活载产生的最大缩短量为 $\Delta_{\text{缩}}(-)$ （钢梁就位后增减

的恒载应并入活载中考虑), 则

$$t = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_{\text{伸}} + \Delta_{\text{缩}}}{0.0000118L} + t_{\text{高}} + t_{\text{低}} \right)$$

式中 L ——活动支座的温度跨度, 即计算的活动支座至固定支座的间距。

$\Delta_{\text{伸}}$ 、 $\Delta_{\text{缩}}$ 、 $t_{\text{高}}$ 、 $t_{\text{低}}$ 均应计入符号, $t_{\text{高}}$ 、 $t_{\text{低}}$ 在 0°C 以上为 (+), 在 0°C 以下为 (-)。

当下摆中心线与底板中心线互相重合的温度 t 确定后, 则落梁时下摆与底板的相对位置的偏移量可按下式定出:

$$\text{偏移量 } a = 0.0000118L(t_{\text{落}} - t)$$

式中 $t_{\text{落}}$ ——落梁时的温度;

其他符号意义同上。

当 a 为正值时, 表示偏移量在远离固定支座的一侧; 当 a 为负值时, 偏移量在靠近固定支座的一侧 (偏移量以底板中心线为原点)。

在简支梁中, 由于活载水平位移不可能缩短, 因此只需令 $\Delta_{\text{缩}} = 0$, 仍可按上列各式计算。

10.0.3 当桥上铺设无缝线路时, 固定支座除承受制动力或风力外, 尚需考虑长钢轨纵向水平力的影响。

活动支座的相对移动部件之间, 要完全不产生摩阻力是很困难的, 因此活动支座必然会承受一部分纵向水平力。

活动支座传递纵向水平力的大小与支座的摩擦系数和支承反力大小有关。规范规定的各种活动支座类型的摩擦系数系表示该活动支座在使用过程中有可能出现的情况, 并不是一个一定会出现的情况。但为安全计, 因此对固定支座仍规定按承受全部纵向水平力考虑。

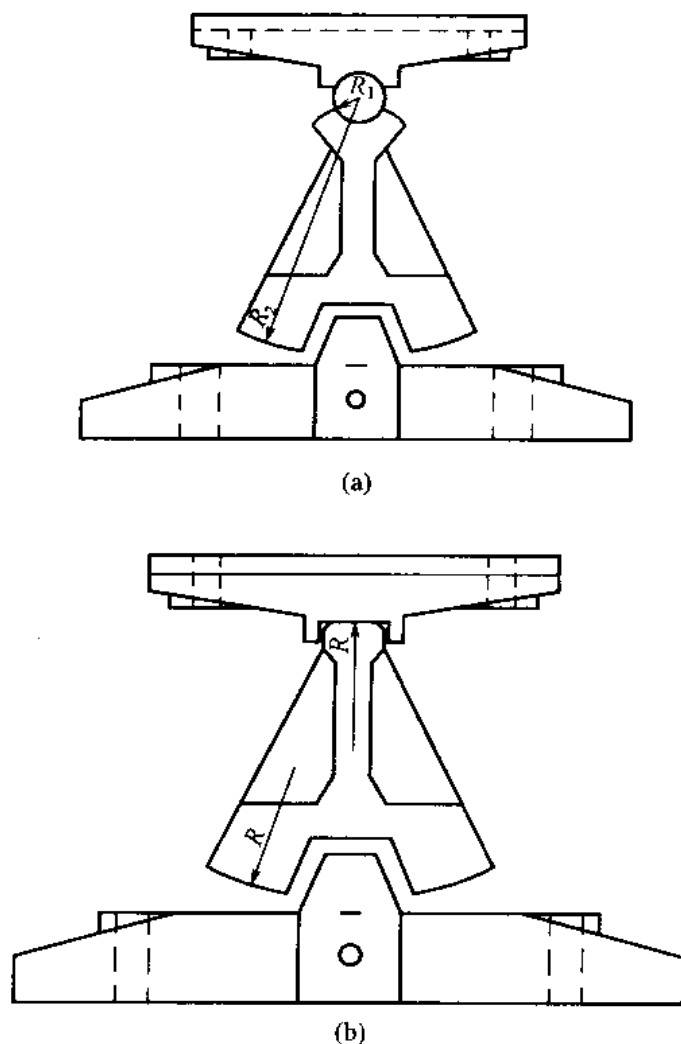
小跨度钢梁, 由于活动支座采用了平板支座或弧形支座, 其摩擦系数较大, 有可能全部纵向水平力小于活动支座的摩阻力, 此时固定支座有可能受到与活动端摩阻力大小相同的纵向水平

力，因此规定固定支座需承受全部纵向水平力并不得小于活动端的摩阻力。

活动支座能传递纵向水平力是由于摩阻力的存在，因此它所能传递的纵向水平力当然不应大于摩阻力，所以规范规定活动支座纵向水平力按该支座的最大摩阻力取用。

10.0.4 为了使支座具有充分的刚性，使力较均匀地分布于支承垫石。因此，规范参照国内外实践经验，对支座做了一些构造上的规定。

摇轴支座式样一般有如说明图 10.0.4 所示的那两种，说明



说明图 10.0.4

图10.0.4(a)所示的摇轴支座的顶面采用铰或圆柱面支承，因此上下圆弧面转动中心可以重合，这种式样的摇轴支座，水平移动是依靠铰或圆柱的转动及摇轴的滚动来完成，移动的轨迹顺滑，摩阻力小，支座顶面能始终保持在一个高程，但这种支座加工比较复杂。说明图10.0.4(b)所示的支座上摆直接搁置在摇轴上，上下弧面均为与平板自由接触的线支承，因此上下圆弧的半径基本相同，若要求上下圆弧圆心重合，这就相当于单辊轴支承，但又由于希望压缩支座高度，一般将上下圆弧面的圆心错开，致使其转动中心不能重合，这样在水平移动时，依靠摇轴的滚动与滑动相结合来完成，故摩阻力远较说明图10.0.4(a)所示的形式为大。同时还导致支座顶面高程会有微小的变动。由于每滑动一次都需克服摩阻力后才能实现，因此水平移动成为跳跃式的不连续移动，当反力较大时，使用单位反映这种支座有较大的声响发生，这将加快摇轴弧面的磨损而影响其使用寿命。但由于它制造方便，高度较低，因此还被采用在铁路桥上。

根据上述两种摇轴支座的优缺点，规范从使用着眼，希望采用工作原理与说明图10.0.4(a)相似的形式，因此提出了摇轴支座上下弧面转动中心应予重合的规定。

10.0.5 对于受拔力锚栓的锚固，要求握住锚栓的混凝土块的重力应为锚栓上拔力的1.5倍，使之有相当的安全储备，同时握裹强度也应按此考虑。试验表明：锚栓随着埋置深度的增加，应力递减很快，故埋得过深意义不大，为了增加握裹力，一般系对锚栓下端采取措施，如设置弯钩或将端部扩大成螺头形式的锚固板等。