



钢结构桥梁建设丛书

钢箱梁桥

**Design
of Steel**
Box Girder Bridges

设计

贾高炯 ■ 编著



人民交通出版社股份有限公司
China Communications Press Co., Ltd.

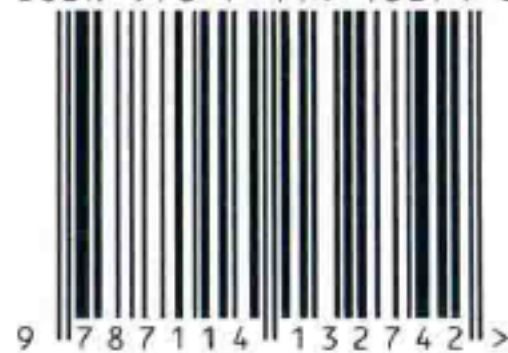
钢结构桥梁建设丛书

Design of Steel

Box Girder Bridges
钢箱梁桥设计



ISBN 978-7-114-13274-2



9 787114 132742 >

责任编辑 李 喆

封面设计 樊泰  书装
MOB:13521027010

网上购书 / www.jtbook.com.cn

定价: 36.00元

钢结构桥梁建设丛书

Design of Steel Box Girder Bridges

钢箱梁桥设计

贾高炯 编 著



人民交通出版社股份有限公司
China Communications Press Co., Ltd.

内 容 提 要

本书根据钢箱梁桥梁的结构特点,理顺出十一个章节,使之成为一本有系统的、理论与实践并重的书籍。本书依托实际实施的工程项目,针对设计时需要确定的设计构造及细节连接进行详细地介绍,并列举了部分算例,帮助理解设计原理。第一章介绍钢箱梁桥的发展历史过程、结构特点和适用范围,第二章介绍钢材的性能和钢箱梁的合理选材,第三章介绍钢箱梁的设计方法,第四~八章介绍板单元的理论基础、钢箱梁的细节设计与构造,第九章介绍钢箱梁的制造与安装,第十章介绍钢箱梁的涂装与铺装,第十一章列举一个实例工程的算例。

本书可供桥梁工程设计人员使用,也可作为相关技术人员和高校师生的参考书。

图书在版编目(CIP)数据

钢箱梁桥设计 / 贾高炯编著. —北京:人民交通出版社股份有限公司, 2016. 8

ISBN 978-7-114-13274-2

I. ①钢… II. ①贾… III. ①钢箱梁—箱梁桥—桥梁设计 IV. ①U448.212.5

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2016)第 189706 号

钢结构桥梁建设丛书

书 名:钢箱梁桥设计

著 作 者:贾高炯

责任编辑:李 喆

出版发行:人民交通出版社股份有限公司

地 址:(100011)北京市朝阳区安定门外外馆斜街 3 号

网 址:<http://www.ccpress.com.cn>

销售电话:(010)59757973

总 经 销:人民交通出版社股份有限公司发行部

经 销:各地新华书店

印 刷:北京市密东印刷有限公司

开 本:720×960 1/16

印 张:12

字 数:204 千

版 次:2016 年 8 月 第 1 版

印 次:2016 年 8 月 第 1 次印刷

书 号:ISBN 978-7-114-13274-2

定 价:36.00 元

(有印刷、装订质量问题的图书由本公司负责调换)

前 言

随着我国交通事业的发展,桥梁需要跨越的形式越来越多,钢箱梁桥由于其独特的优势,被广泛采用。我国对钢箱梁桥的研究起步较晚,但近 20 年来应用发展较快,由于对钢箱梁桥的认识不足,导致很多问题重复性出现。虽然交通运输部设立的西部交通建设科技项目“钢桥设计施工成套技术研究”在公路钢桥设计、施工、养护和检测技术方面取得了重要成果,并把相关成果写入我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)中。但这些成果并未被绝大多数桥梁设计人员所掌握,且部分核心技术主要掌握在一些大的设计院和科研院所。为了让更多从事桥梁设计及科研的技术人员了解关于钢箱梁桥发展的历史过程、核心技术和设计方法,编者调查了国际上已建成钢箱梁桥的情况,收集了国内外最新研究成果,汇集成书供大家学习和参考。

本书根据钢箱梁桥的结构特点,全书分为十一章,是一本理论与实践并重的书籍。本书依托实际的工程项目,针对设计时需要确定的设计构造及细节连接,进行详细介绍,并列举了部分算例,帮助理解设计原理。第一章介绍钢箱梁桥的发展历史过程、结构特点和适用范围;第二章介绍钢材的性能和钢箱梁的合理选材;第三章介绍钢箱梁的设计方法;第四章介绍钢结构的连接方法;第五~第八章介绍板单元的理论基础、钢箱梁各个组成构件(正交异性板、横隔板、腹板)的细节设计与构造;第九章介绍钢箱梁的制造与安装;第十章介绍钢箱梁的涂装与铺装;第十一章列举一个实例工程的算例。其中第二章由南昌市重点工程管理办公室钟曙亮完成,其余章节由华建通工程咨询有限公司总经理贾高炯完成。

感谢中国铁道科学研究院潘永杰博士、江西省公路科研设计院吴义林、钱济章、聂磊和龚汉清给予的技术帮助；感谢广东省交通规划设计研究院刘长海、中国铁道科学研究院李子睿、中国市政工程中南设计研究总院安徽分院赵国强给予的帮助。

人民交通出版社股份有限公司李喆编辑对本书进行了认真的审校，提出了许多很好的建议，从而提高了本书的出版质量，在此向他表示诚挚的谢意！我们期待这本书能在桥梁工程设计和建造中发挥良好的作用。

本书由于内容繁多，存在着一定的缺陷和错误，恳请读者批评指正。我们将会再版时加以修改补充，使本书进一步完善，惠及更多的桥梁设计及建设者。

贾马明

2016年6月

目 录

| | |
|--------------------------|----|
| 第一章 绪论 | 1 |
| 第一节 钢箱梁桥发展概况 | 1 |
| 第二节 钢箱梁桥结构特点 | 10 |
| 第三节 钢箱梁桥应用范围 | 11 |
| 第四节 钢箱梁组成构件及结构体系 | 14 |
| 第二章 钢箱梁的材料 | 15 |
| 第一节 钢材的主要力学性能 | 15 |
| 第二节 决定和影响钢材性能的要素 | 19 |
| 第三节 钢材在复杂应力状态下的工作 | 24 |
| 第四节 钢材的脆性断裂与预防 | 26 |
| 第五节 钢的种类、牌号和钢材(板)选用及技术标准 | 28 |
| 第三章 钢箱梁的设计方法 | 34 |
| 第一节 钢箱梁设计方法的发展 | 34 |
| 第二节 概率论极限状态设计法 | 38 |
| 第三节 结构分析模型 | 43 |
| 第四节 钢箱梁计算要点和整体设计 | 46 |
| 第四章 钢箱梁的连接 | 49 |
| 第一节 钢箱梁的连接方法 | 49 |
| 第二节 钢箱梁焊接连接 | 52 |
| 第三节 高强度螺栓连接 | 56 |
| 第五章 板单元稳定理论基础 | 63 |
| 第一节 板单元受力屈曲分析 | 63 |
| 第二节 加劲肋加劲板的屈曲 | 73 |
| 第三节 板件的边界条件 | 77 |
| 第四节 初始几何误差和残余应力对板单元稳定的影响 | 78 |
| 第六章 钢箱梁正交异性桥面板设计 | 79 |
| 第一节 正交异性板概述 | 79 |
| 第二节 正交异性桥面板构造设计 | 81 |

第三节 正交异性钢桥面板分析方法 89
 第四节 正交异性板疲劳及验算 97
 第五节 正交异性钢桥面板构造细节改进..... 103
 第七章 钢箱梁腹板设计..... 110
 第一节 钢箱梁腹板构造设计..... 110
 第二节 腹板抗屈曲验算..... 115
 第八章 钢箱梁横隔板设计..... 119
 第一节 钢箱梁横隔板受力分析..... 119
 第二节 钢箱梁横隔板刚度及间距..... 125
 第九章 钢箱梁制造与安装..... 134
 第一节 板单元制造..... 134
 第二节 钢箱梁节段拼装与运输..... 136
 第三节 桥上架设与连接..... 137
 第十章 钢箱梁涂装及桥面铺装设计..... 141
 第一节 钢箱梁涂装设计..... 141
 第二节 钢箱梁桥桥面铺装..... 146
 第十一章 钢箱梁算例..... 156
 参考文献..... 182

第一章 绪 论

第一节 钢箱梁桥发展概况

箱形梁桥诞生于 19 世纪中期。1850 年建成通车的布列坦尼亚桥(Britannia Bridge)是世界上用熟铁板铆接而成的第一座铁路箱形梁桥。该桥位于英国威尔士北部,由罗伯特·斯蒂芬森(Robert Stephenson)设计,其上部结构由两座平行的 4 跨连续箱形熟铁梁组成,如图 1-1a)所示,跨度为 $70\text{m}+140\text{m}+140\text{m}+70\text{m}$;箱形梁的横断面如图 1-1b)所示,列车在箱形梁内通过。



图 1-1 英国布列坦尼亚桥(Britannia Bridge)

自布列坦尼亚桥建成之后的 100 年间,由于静定钢桁梁的内力分析方法逐渐被工程界掌握,自重较轻的钢桁梁桥取代薄壁箱形梁桥,成为钢梁桥的发展主流,而薄壁闭口截面形式的桥梁则很少再被采用。第二次世界大战后,德国正式用钢桥面板(正交异性板)作为承受轮载的桥面,同时作为主梁翼缘参与主梁共同工作,建成了许多连续钢板梁桥和连续钢箱梁桥,由于其经济性较好,很快被世界各国采用。

1951 年德国建成的杜塞尔多夫—诺伊斯桥(Düsseldorf-Neuss Bridge)是跨度超过 200m 的第一座实腹钢梁桥,如图 1-2 所示。该桥主梁为 3 跨连续钢箱梁($103\text{m}+206\text{m}+103\text{m}$),采用正交异性钢桥面板。钢桥面板厚度 $14\sim 28\text{mm}$,纵

肋采用在中线剖开的轧制工字钢(剖开后的高度为 177~279mm),纵肋中心距 440mm;纵肋的跨度(即横肋中心距)1.91m。桥面总宽 30.13m,主梁为双箱单室,箱室宽 7.5m,梁高沿跨度变化,在中跨跨中为 3.3m,在中间桥墩处为 7.8m。钢箱梁腹板厚度为 12~16mm,用纵向肋和横向肋加劲。全梁分成许多部件,在工厂焊制完成,工地接头完全用铆接。全桥用钢量为 6 335t。



图 1-2 德国杜塞尔多夫—诺伊斯桥(Düsseldorf-Neuss Bridge)

20 世纪 60 年代,由于大型辊轧钢板、自动化切割和焊接等技术的发展,钢箱梁技术得到了快速发展。如 1966 年德国科隆市建成的动物园桥(Zoo Bridge)主梁采用 4 跨连续钢箱梁(73.5m+259m+144.5m+119.7m),该桥由弗瑞兹·莱昂哈特(Fritz Leonhardt)担任结构工程师,是当时世界上跨度最长的钢箱梁桥,也是世界上第一座焊接高强度钢桥,如图 1-3 所示。



图 1-3 德国动物园桥(Zoo Bridge)

20 世纪 70 年代末期以后,伴随着薄壁结构计算理论、有限元理论和计算机技术的进步,钢箱梁桥的发展迈上了一个新台阶。如 1978 年德国巴登—符腾堡州建成的内卡河谷桥(Neckartal Bridge),主梁采用 5 跨连续钢箱梁(233.6m+3×134.3m+253.2m),如图 1-4 所示。该桥由弗瑞兹·莱昂哈特(Fritz Leonhardt)设计,充分体现了钢箱梁的特点,桥面总宽达 31.5m,钢箱宽度为 10.0m,高度为 6.0m,钢箱梁采用悬臂施工法架设。

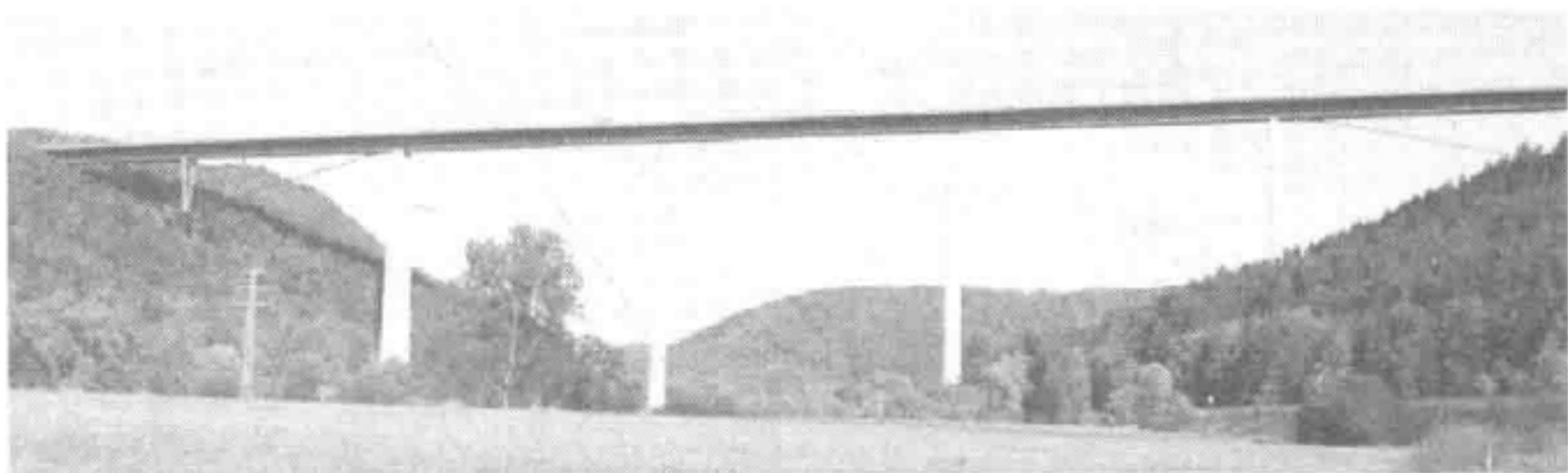


图 1-4 德国内卡河谷桥(Neckartal Bridge)

目前世界跨度最大的连续钢箱梁桥为巴西 1974 年建成的里约—尼特罗伊桥(Rio-Niterói Bridge, 也称 President Costa e Silva Bridge), 跨度为 200m+300m+200m, 如图 1-5 所示。钢箱宽度为 6.86m, 正交异性钢桥面板采用 U 形纵肋, 腹板和底板采用板条纵肋, 加劲肋工地接头采用焊接连接; 横梁高 1.0m, 间距为 5.0m, 如图 1-6 所示。

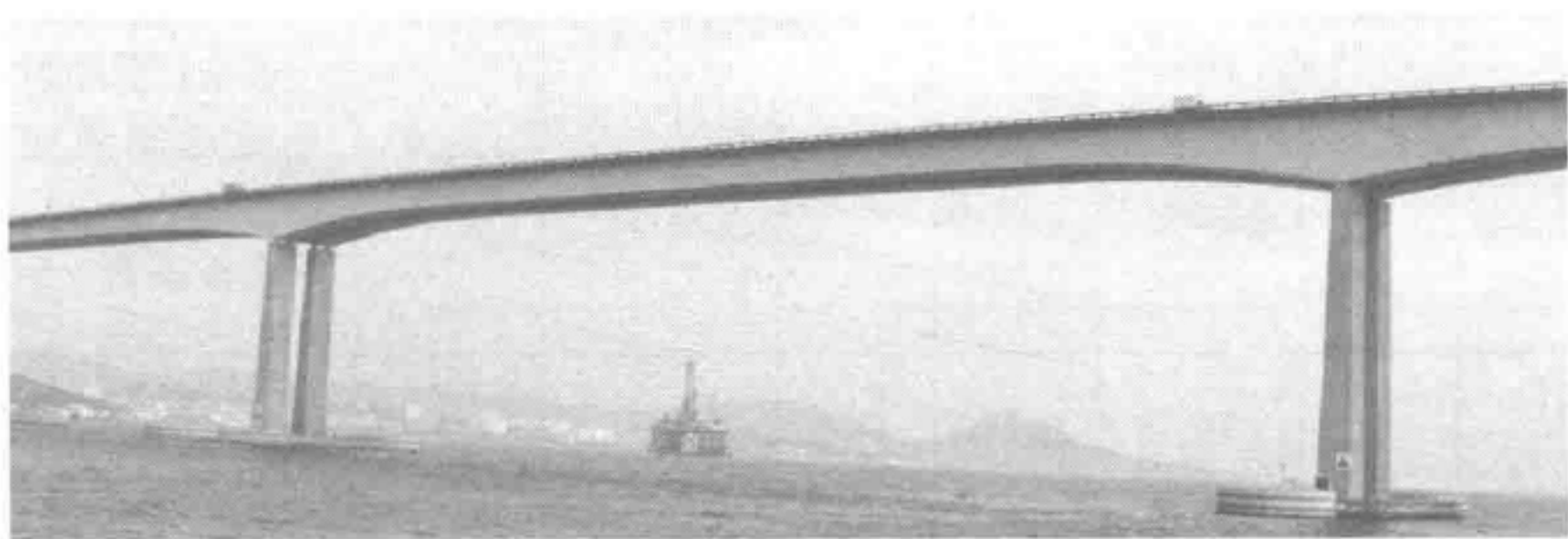


图 1-5 巴西 President Costa e Silva 桥

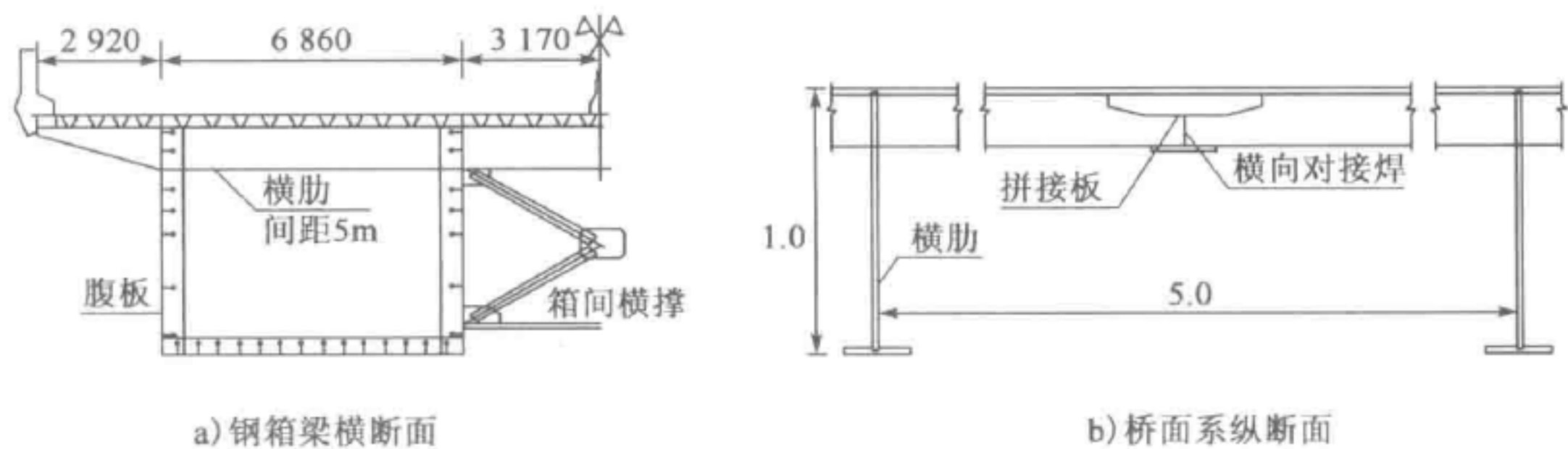
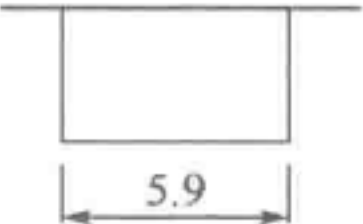
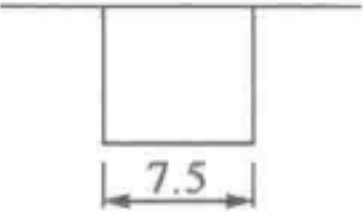
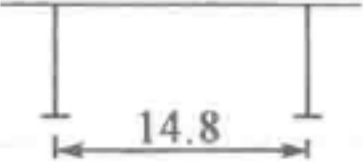
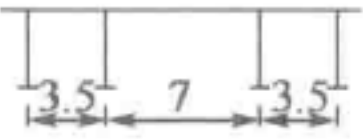
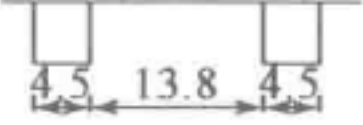



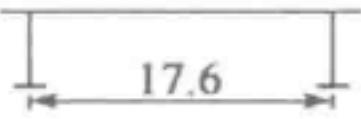
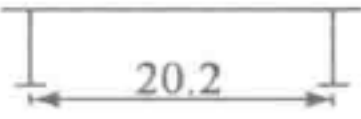
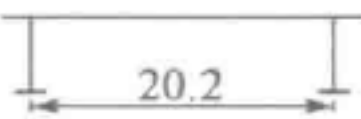
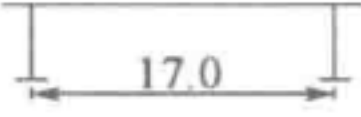
图 1-6 巴西 Costa, e Silva 总统桥钢箱梁细节构造(尺寸单位:mm)

表 1-1 为德国的连续钢梁桥;表 1-2 为日本连续钢梁桥;表 1-3 为世界最大跨度的连续钢箱梁桥。钢桥面板主要用于桁梁桥、拱桥、悬索桥和斜拉桥。

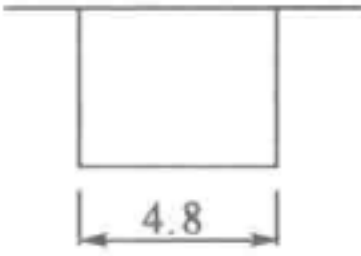
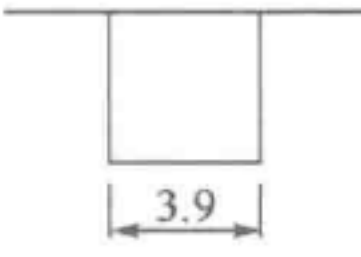
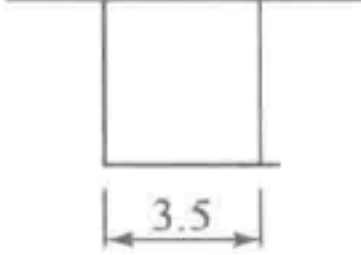
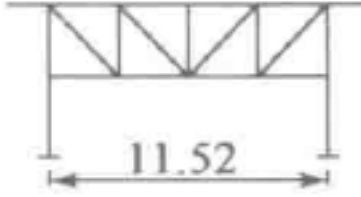
德国建成的钢桥面板连续梁桥 表 1-1

| 桥 名 | 建成 年代 | 跨度(m) | 梁宽 (m) | 梁高(m) | 用钢量 (kg/m ²) | 主梁断面(m) |
|--------------------------------|----------|--|-----------|----------|-----------------------------|--|
| Kurpfalz 桥 | 1950 | 56.1+74.8+ 56.1 | | | | 面板厚 12~16mm |
| Düsseldorf- Neuss 桥 | 1951 | 103+206+ 103 | | | | 面板厚 14~28mm |
| Parta 桥 | 1955 | 63.72+77.88 +106.2 | 14.0 | 3.5 | 258 |  |
| Sneyer 桥 | 1956 | 52+163.45+ 106.95 | 13.7 | 3.37~6.4 | |  面板厚 13~23mm; T 形纵肋; 框架横肋间距 1.75m,V 形横撑架间距 10.5~ 15.7m; 腹板厚 12~14mm |
| Aschaffen- burg-Main 河 桥 | 1965 | 82.5+118.0 +82.5 | 24.5 | 2.4~5.4 | 215 |  |
| Donall 河桥 | 1966 | 9 跨连续全长 930.15; L _{max} = 129.98 | 29.0 | 3.6~5.2 | 295 |  |
| Zoo 桥 | 1966 | 73.5+259+ 144.5+119.7 | 33.0 | 3.6~10.0 | |  面板厚 12~26mm; T 形纵肋,间距 300mm; T 形横肋,间距 1.5~ 1.65m; 腹板厚 10~36mm |
| Ruhrtal 桥 | 1966 | 19 跨连续梁, 全长 1 800.0, L _{max} =126.0 | 27.5 | 4.5 | 274 |  面板厚 12mm |


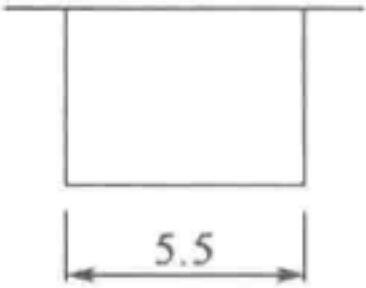
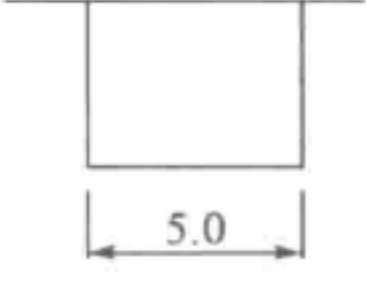
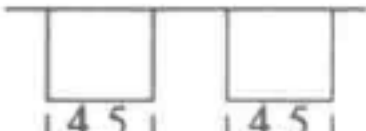
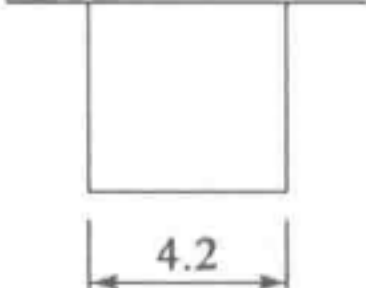
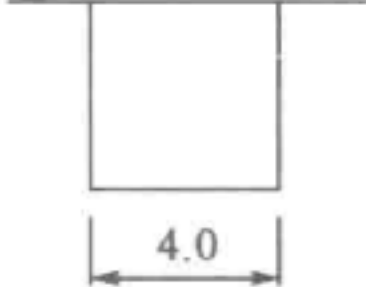

续上表

| 桥 名 | 建成年代 | 跨度(m) | 梁宽(m) | 梁高(m) | 用钢量(kg/m ²) | 主梁断面(m) |
|-------------------------|------|---|-------|----------|-------------------------|--|
| Hochheim-Main 河桥 | 1966 | 83+150+83 | 24.5 | 3.25~5.5 | 325 |  |
| Sinntal 桥 | 1968 | 60+80+5×110+80 | 30.0 | 4.2~5.2 | 271 |  |
| Grenzwald 桥 | 1968 | 65+100+120+120+125+120+120+100+65 | 30.0 | 4.0~5.8 | 260 |  |
| Hamborg 市 Rader Insel 桥 | 1972 | 77+80+111.73+221.54+111.73+5×84+3×104+88+75.5 | 29.5 | 5.0~9.5 | |  面板厚 12~16mm; U 形肋, 厚 8mm; 横肋间距 4.0m, 高 1.0m |

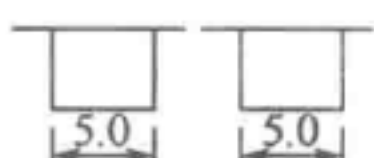
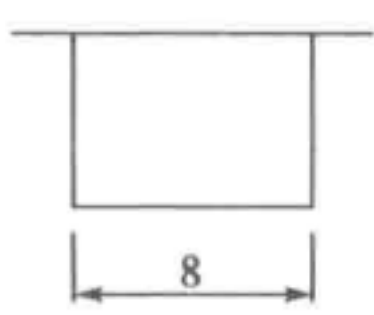
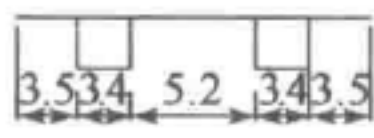
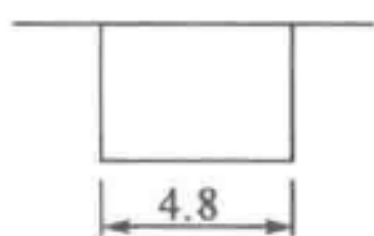
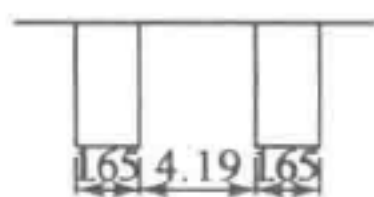
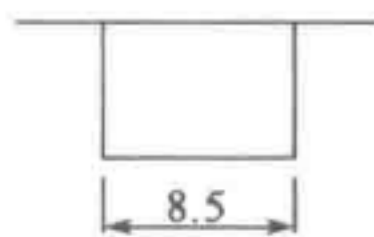
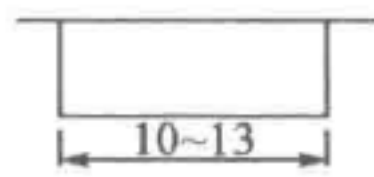
日本建成的钢桥面板连续梁桥 表 1-2

| 桥 名 | 建成年代 | 跨度(m) | 梁宽(m) | 梁高(m) | 用钢量 | 主梁断面(m) |
|-------|------|--|--------------------|---------|----------------------|---|
| 城凯岛桥 | 1959 | 70+95+70 | 车道宽 7.0 | 2.5~5.0 | 总重 899t |  |
| 琵琶湖桥 | 1964 | 4×41.82; 95+140+95; 20×41.82 | 车道宽 7.0 | 2.6~5.5 | 总重 2 696t |  |
| 米山桥 | 1966 | 67+93+67 | 车道宽 7.5 | 2.5~4.5 | 总重 1 381t |  |
| 新十三大桥 | 1966 | 90+90+89.5; 89.5+90+89.5 89.5+2×81 | 车道 13.5 全宽 19.0 | 3.0 | 295kg/m ² |  桁架式横梁, 间距 9.0m |

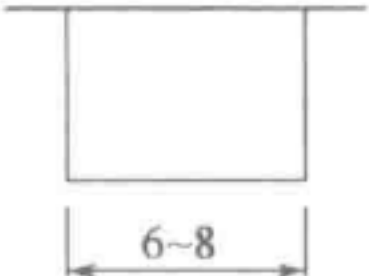
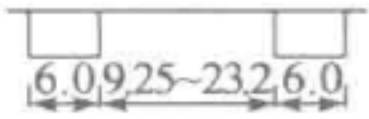
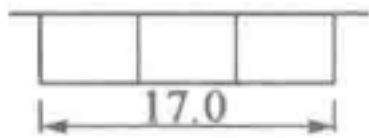
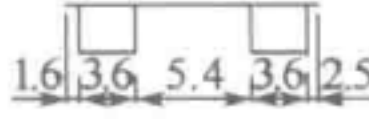
续上表

| 桥 名 | 建成年代 | 跨度 (m) | 梁宽 (m) | 梁高 (m) | 用钢量 | 主梁断面(m) |
|--------|------|-------------------------------------|-----------------------|-------------|----------------------|---|
| 多摩川桥 | 1968 | 79+132+79 | 车道 2×7.3 | 3.0 | 836kg/m ² |  |
| 京滨大桥 | 1971 | 89.12+130+89.12 | 车道 8.0 | 3.5~5.0 | 总重 1 679t |  |
| 河口湖大桥 | 1971 | 74.0+110.0+130.0+74.0 | 车道 7.5 | 2.607~6.107 | 总重 2 152t |  |
| 广岛大桥 | 1973 | 4×86.85; 3×86.85; 100+150+100 | 车道 2×8.5 | 3.7~6.3 | 总重 2 906t |  |
| 千木松大桥 | 1973 | 78 + 150 + 95.5 | 车道 7.5 | 3.0~6.0 | 总重 1 342t |  |
| 片上大桥 | 1974 | 95+160+120+100 | 车道 8.5 | 3.099~7.106 | 总重 1 817t |  |
| 第二摩耶大桥 | 1975 | 75+210+75 | 车道 2×8.0; 全宽 18 | 2.8~7.5 | 685kg/m ² |  <p>箱内小横肋间距 2.333m, 交叉大横肋间距 7.0m; 两箱梁间分配横梁间距 21.0m</p> |

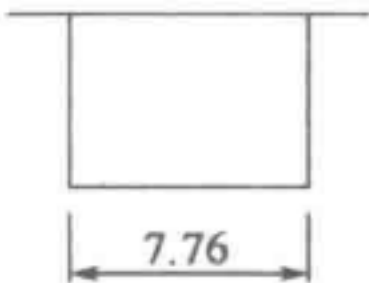
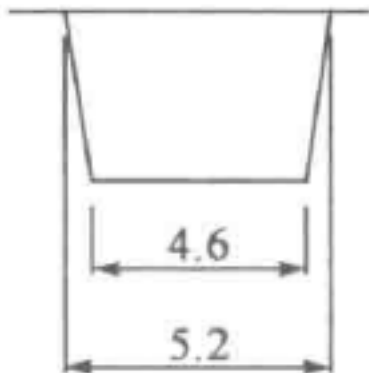
续上表

| 桥 名 | 建成年代 | 跨度 (m) | 梁宽 (m) | 梁高 (m) | 用钢量 | 主梁断面(m) |
|------------|------|---|--------------------------|-----------|----------------------|---|
| 八户大桥 | 1976 | 100.4+166+ 100.4 | 车道 2×7.0 | 4.0~6.5 | 总重 1 768t |  面板厚12~26mm |
| 门崎高架桥 | 1983 | 149.6+190.4 +190.4+149.6 | 车道 2×8.0; 全宽 18.25 | 4.6~8.32 | 582kg/m ² |  |
| 泊大桥 | 1985 | 91.2+170.0 +91.2 | 车道 2×7.25; 全宽 19.0 | | 650kg/m ² |  |
| 饰磨临 海大桥 | 1986 | 71.9+165.0 +71.9 | 车道 8.5; 全宽 12.5 | 2.5~6.5 | 522kg/m ² |  |
| 札幌大桥 | 1988 | 3×72.3,板梁; 90+150+90, 箱梁; 3×72.3,板梁; 3×72.3,板梁 | 车道 9.25; 全宽 13.0 | 3.0~7.0 | 495kg/m ² |  面板厚 12~16mm; U 形肋 320mm × 240mm×6mm; 腹板厚 12~16mm; 下翼缘厚 12~34mm; 横肋间距 3m; 箱梁间横撑间距 6.0m |
| 海田大桥 | 1989 | 148.5+250.0 +148.5 | 车道 2×7.75; 全宽 17.7 | 4.0~9.0 | 660kg/m ² |  |
| 有明西 运河桥 | 1993 | 92.5+125.5 +230+136, 梁—墩刚接连续 刚构; 平面为曲线, R=430m | 车道 2×8.0; 全宽 18.2 | 3.5~10.0 | 737kg/m ² |  横隔板: $h \leq 4m$, 框架; $h > 4m$, V 形、X 形 撑架 |

续上表

| 桥 名 | 建成年代 | 跨度 (m) | 梁宽 (m) | 梁高 (m) | 用钢量 | 主梁断面(m) |
|----------------|------|--|--------------------------------------|-------------|----------------------|---|
| namihaya 大桥 | 1995 | 169.3+250.0 +159.4 | 车道 7.5~11.9; 全宽 11.75~16.15 | 最大梁高 9.1 | 698kg/m ² |  |
| 正莲寺川桥 | 1996 | 118.5+235.0 +179.4 | 全宽 27.25~ 45.25 | 3.0~9.5 | 697kg/m ² |  <p>面板厚: 12mm、 20mm、25mm、30mm; 腹板厚: 14mm、 25mm; 下翼缘厚: 23mm、 41mm、48mm、50mm; 横隔板为框架、V 形、X形,间距约 6m; 支点处为实腹板; 横肋间距 3.0m</p> |
| 东京湾桥 | 1997 | 100 + 110 +120; 130 + 140 + 190 + 2 × 240 + 140 + 130 + 120 +110; 100 + 90 + 9 ×80; 10×80; 6 × 80 + 2 × 76.45+81.5 | 车道 6×3.5; 全宽 29.9 | 3.0~10.5 | 698kg/m ² |  <p>一箱三室 正桥:浅滩桥; 面板 12~25mm 或 12~16mm; 腹板 13~29mm 或 11~16mm; 翼缘 11~32mm 或 10~20mm</p> |
| 空港大桥 | 2003 | 80.0+30.0+ 110.0+140.0+ 150.0+160.0+ 150.0+140.0+ 110.0+30.0+ 80.0 | 车道 12.0; 人行道 3.0 | | 585kg/m ² |  |

续上表

| 桥 名 | 建成年代 | 跨度 (m) | 梁宽 (m) | 梁高 (m) | 用钢量 | 主梁断面(m) |
|---------------|------|-----------------------|----------------------------|-----------|----------------------|--|
| 第二留萌川桥 | 2003 | 77.0+163.0 +77.0 | 车道 10.5; 全宽 11.5 | 3.0~6.0 | 658kg/m ² |  |
| 多摩川原桥 (Ⅱ期) | 2004 | 114.7+160.0 +124.1 | 车道 7.5~10.0; 人行道 3.5 | | 总重 3 399t |  |

世界上长大钢箱梁桥

表 1-3

| 国 家 | 桥 名 | 桥长(m) | 最大跨度(m) | 建成年代(年) |
|-------|--------------------|---------|---------|---------|
| 日本 | 东京湾桥 | 4 384.4 | 240 | 1997 |
| 新西兰 | Auckland Harbour 桥 | 1 096 | 244 | 1969 |
| 德国 | Necker Tal 桥 | 900 | 264 | 1978 |
| 巴西 | Costa e Silva 桥 | 760 | 300 | 1974 |
| 德国 | Zoo 桥 | 597 | 259 | 1966 |
| 日本 | 尻无川新桥 | 580 | 250 | 1996 |
| 日本 | 海田大桥 | 550 | 250 | 1989 |
| 日本 | 正莲寺川大桥 | 532.9 | 235 | 1996 |
| 前南斯拉夫 | Sova 桥 | 480 | 261 | 1978 |
| 德国 | Koblenz-Süd 桥 | 442 | 236 | 1975 |

钢箱梁在我国的发展起源于 20 世纪 60 年代,且多用于铁路桥梁。1968 年 9 月,原宝鸡桥梁工厂制成 1 孔跨度为 32m 的整孔焊接箱形梁,采用 16Mnq 钢,质量约 37t,架设在南同蒲线与陇海线的联络线潼河桥上。1982 年在陕西安康建成了跨径为 176m 的箱形截面栓焊结构铁路斜腿刚架桥,目前仍是该种桥型铁路桥的世界纪录保持者。1984 年,在广东建成了采用正交异性桥面板栓焊结构的钢箱梁桥。

20 世纪 90 年代,我国才开始大规模使用正交异性钢桥面板箱梁,但发展速度非常快,20 年间取得了辉煌成就,令世界瞩目。我国建成的部分钢箱梁

桥见表 1-4。2011 年年底建成通车的崇启大桥(主桥 $102\text{m}+4\times 185\text{m}+102\text{m}=944\text{m}$)是目前国内已建成的最大跨度的正交异性桥面板钢箱连续梁桥,如图 1-7 所示。



图 1-7 崇启大桥主桥

中国国内部分钢箱梁桥 表 1-4

| 序 号 | 桥 名 | 建造年代(年) | 跨径布置(m) |
|-----|---------------|---------|----------------------------|
| 1 | 旧大北窑桥 | 1986 | |
| 2 | 九圩港大桥 | 1992 | $50+80+50$ |
| 3 | 新大北窑桥 | 2000 | $33+39+33$ |
| 4 | 哈尔滨尚志大桥 | 2002 | $51+55+50+51$ |
| 5 | 卢浦大桥引桥 | 2003 | $28+46+35$ |
| 6 | 广佛高速公路跨线桥 | 2004 | $47+65+47$ |
| 7 | 共和新路立交桥 | 2005 | $44+79+44+37$ |
| 8 | 朱家村立交桥 | 2006 | $36+60+36$ |
| 9 | 蓬岳路跨线桥 | 2007 | $2\times 35+45+2\times 35$ |
| 10 | 人民路跨沪宁高速公路桥 | 2008 | $40+60+40$ |
| 11 | 同集路东安桥 | 2009 | $30+33.5+30$ |
| 12 | 崇启大桥 | 2011 | $102+4\times 185+102$ |
| 13 | 新康立交桥 | 2011 | $46+74+74+46$ |
| 14 | 九堡大桥高架桥 | 2012 | $42+65+42$ |
| 15 | 港珠澳大桥 | 2012 | 6×110 |
| 16 | 苏州中环线跨沪宁高速公路桥 | 2013 | $44+70+35$ |

第二节 钢箱梁桥结构特点

钢箱梁一般由顶板、底板、腹板、横隔板、纵隔板及加劲肋等通过焊接或栓接的方式连接而成。其中顶板为由盖板和纵向加劲肋构成的正交异性桥面板。

钢箱梁主要具有下列优点。

(1)质量轻、节省钢材。由于钢箱梁能有效地发挥钢板的承载能力,不存在冗余构件,比钢桁梁桥节约钢材 20%左右,跨径越大越节约。同时由于上部结构的自重减轻,桥梁下部结构的造价也会相应地减小。

(2)抗弯和抗扭刚度大。钢箱梁采用闭口截面,在材料数量相同时,可较其他截面形式提供更大的抗弯和抗扭刚度,故特别适用于曲线桥和承受较大偏心荷载的直线桥。

(3)安装迅速,便于养护。箱形梁可以在工厂制成大型安装单元,从而减少工地连接螺栓数量。在施工时便于纵向拖拉或用顶推法架设。箱形梁结构简单,油漆方便,且由于内部为闭合空间,更容易抗锈蚀。

(4)适于做成连续梁。这是因为其截面形式能提供几乎相等的承受正、负弯矩的能力。

(5)有利于提高架设效率。随着大型架设机械的开发和节段架设工法的进步,箱梁适合应用于大段架设或者顶推,有利于提高架设效率、缩短工期。

(6)梁高小、适合于立交桥和建筑高度受到限制的桥梁等。采用较小的梁高可以有效地缩短引桥或引道的长度,降低整体工程造价。

(7)箱梁内部可作为桥梁维修管理通道,不需脚手架即可进行内部检查、涂装、修补等作业。同时,箱梁内部可作为电缆、水管、气管等附属设施的通道。

(8)如果箱梁内部密封,可切断外部水气等腐蚀介质,有利于防腐蚀或有利于延长涂装寿命。

(9)横隔板和加劲结构等都在箱内,外形简洁、美观。

尽管钢箱梁在结构、养护、美观上优势明显,但在具体进行钢箱梁的分析时,由于钢箱梁属于薄壁结构桥面板,为典型的正交异性板结构,其在整体荷载、局部荷载作用下的受力行为非常复杂,处于一种弯、剪、扭的复杂受力状态,因此在设计中需对以下问题进行深入的分析。例如,偏心荷载作用下钢箱梁的应力分析,正交异性钢桥面板的强度、刚度和疲劳性能分析,带肋加劲板的屈曲强度和屈曲后性能分析等。此外,在大跨度连续钢箱梁制造和架设过程中,需对以下问题进行研究,即钢箱梁制造的合理化、合理架设方案的选择、钢箱梁制造及架设精度标准等。

第三节 钢箱梁桥应用范围

由于钢箱梁桥有上述特点,钢箱梁常用在一些特殊的情况下,了解钢箱梁的特点才能合理确定其应用范围。

(1)大跨度连续钢箱梁多用于基础条件较差,水上施工条件差时。如崇启大桥,由于基础地质条件差,需要减轻上部结构的质量,海上施工条件恶劣,故选择连续钢箱梁桥,如图 1-8 和图 1-9 所示。

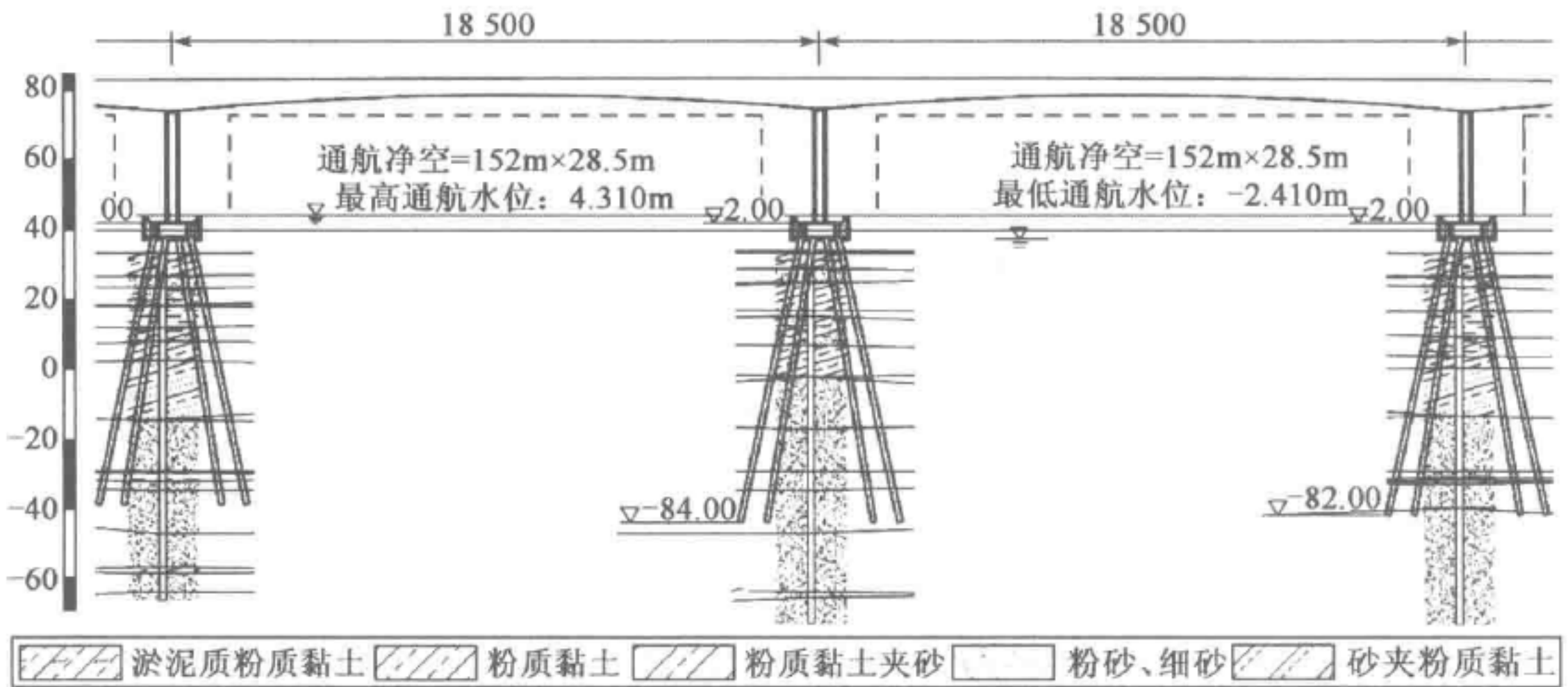


图 1-8 崇启大桥通航净空及地质示意图(尺寸单位:cm,高程单位:m)

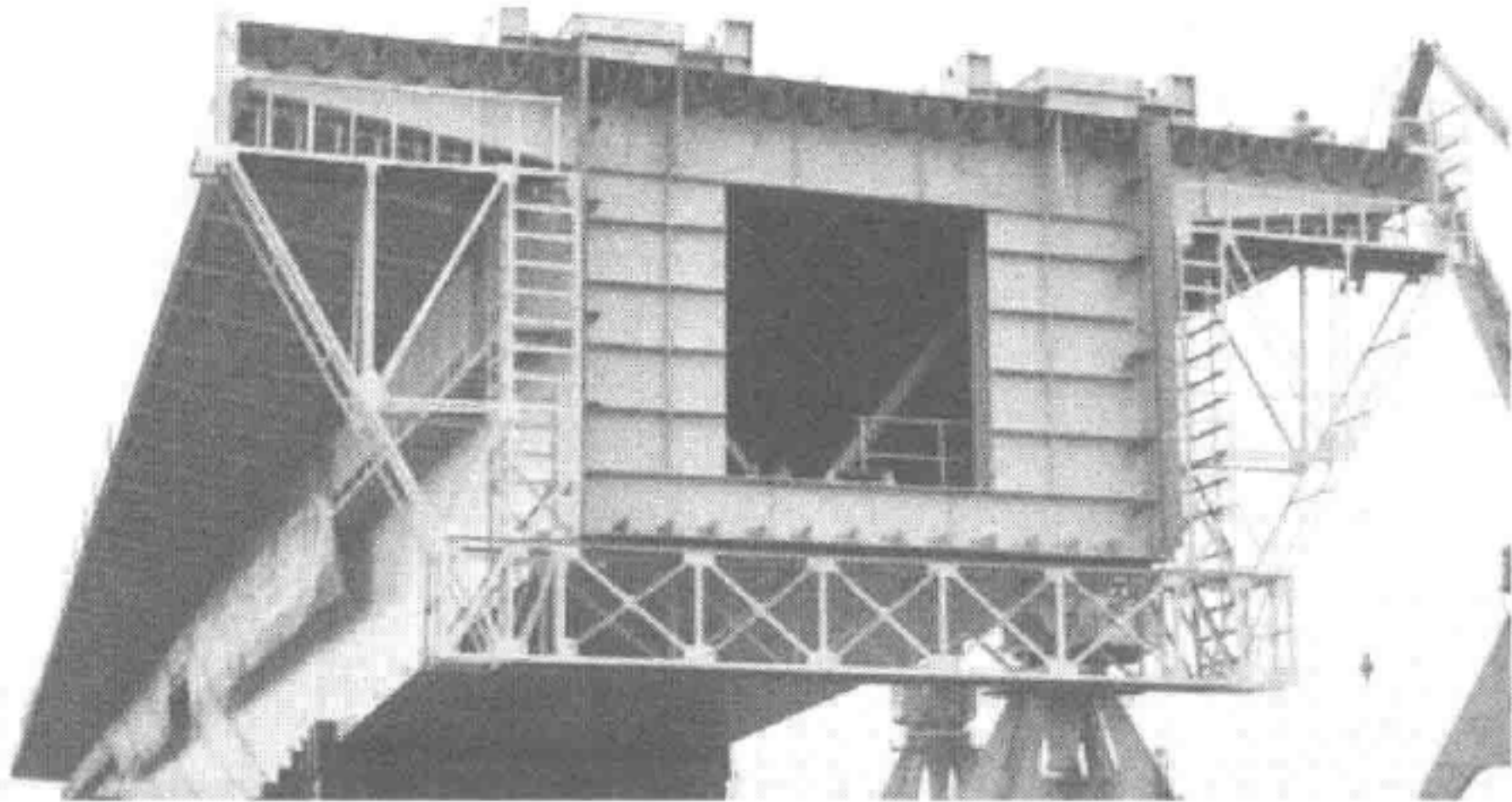


图 1-9 崇启大桥钢箱梁横断面

(2)大跨度连续钢箱梁。自重小、抗风稳定性好、抗扭刚度大、施工养护方便,抗风要求高。图 1-10 所示为港珠澳大桥 110m 连续钢箱梁,采用倒梯形钢箱梁,抗风和抗扭刚度大。

(3)市政高架桥、匝道桥钢箱梁。多用于道路曲线半径小、上跨交通量大的既有道路、异形结构、梁高受限、施工期间交通组织需要等。图 1-11 所示为石家庄中华大街与北二环交叉立交匝道桥,跨度大且位于平曲线平面小曲线半径上。

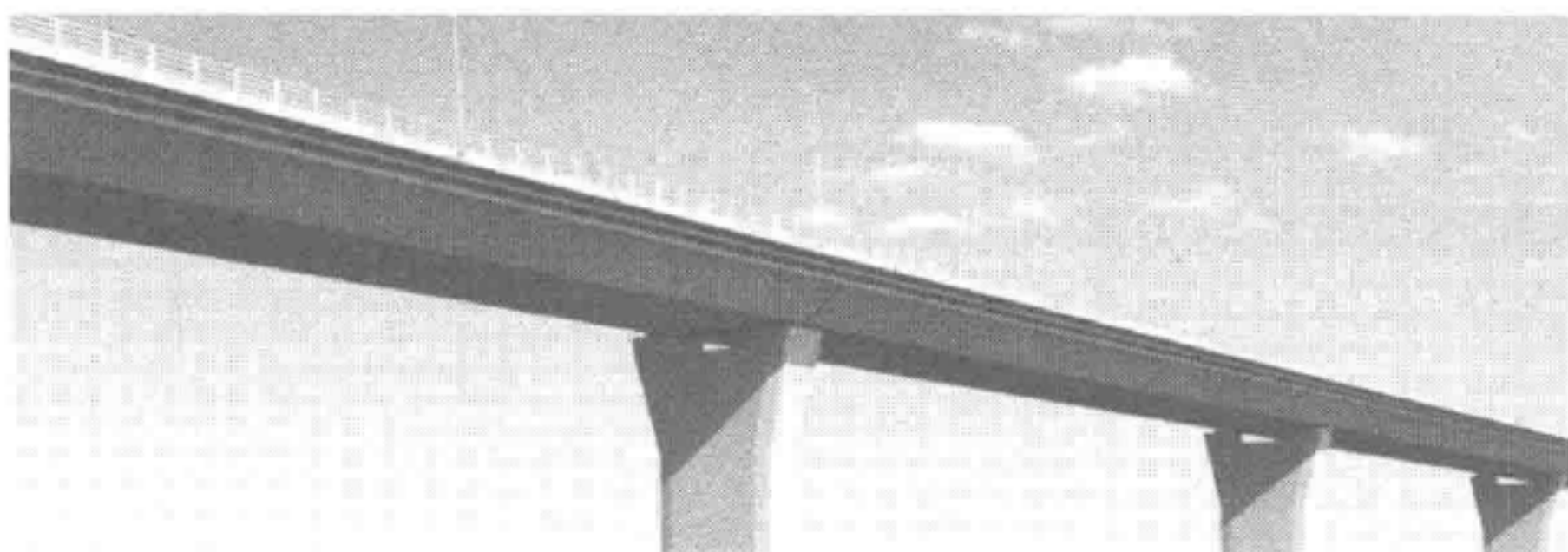


图 1-10 港珠澳大桥 110m 连续钢箱梁

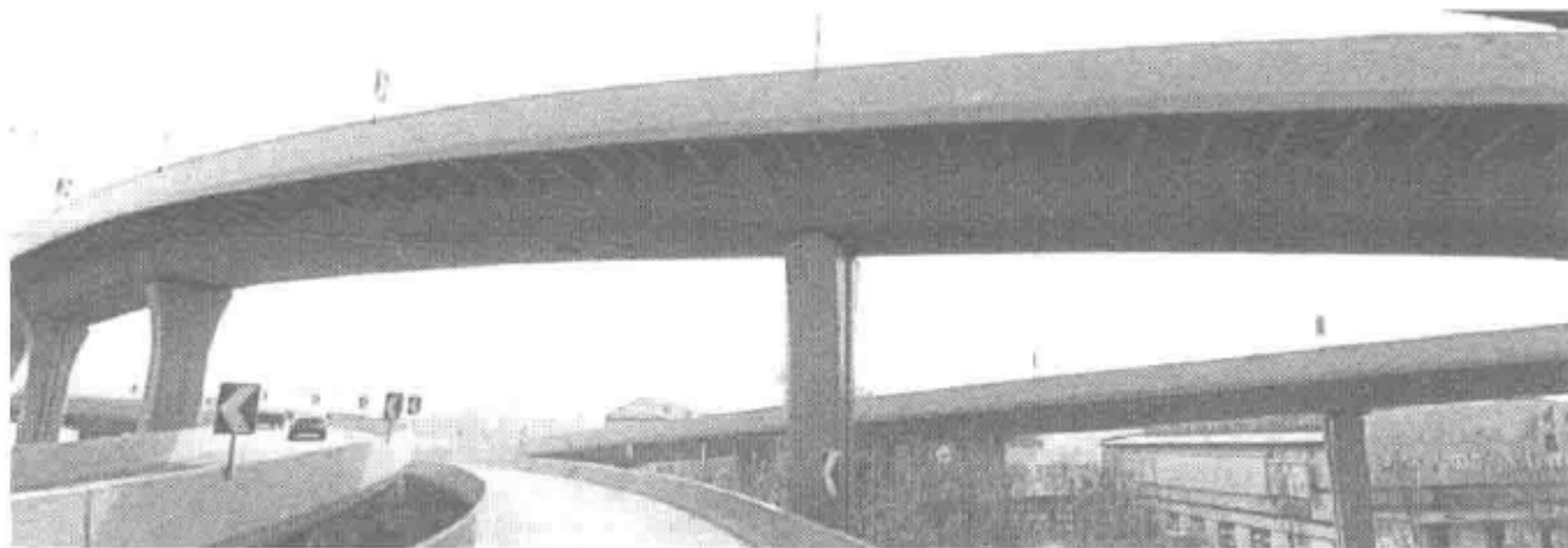


图 1-11 石家庄中华大街与北二环交叉立交匝道桥

(4) 人行桥钢箱梁。等梁高、主要由自振频率、景观控制设计。图 1-12 所示为英国卡斯尔福德人行桥,平面曲线半径较小,跨度大,曲线造型美观。

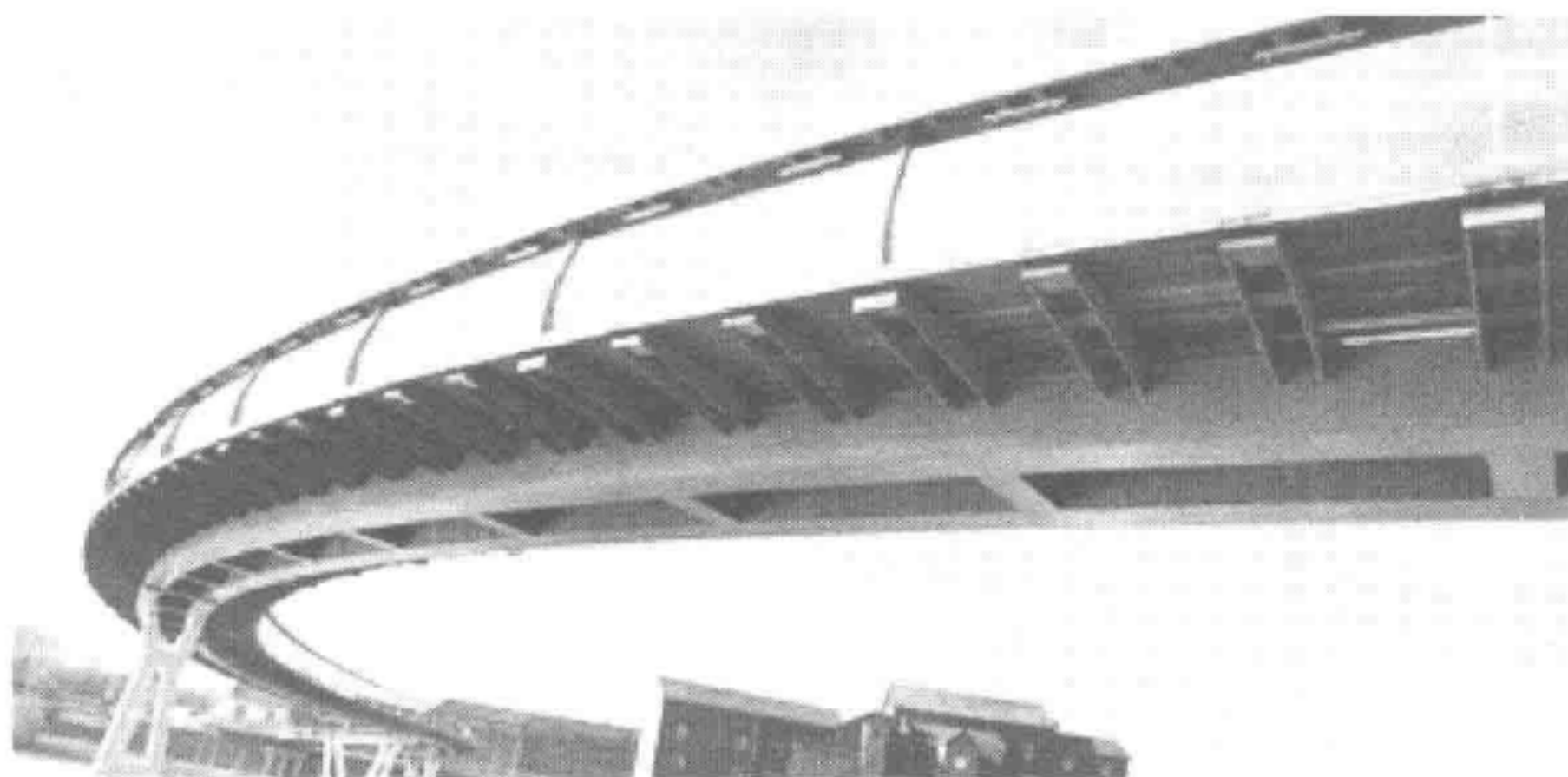


图 1-12 卡斯尔福德人行桥(Castleford footbridge)

第四节 钢箱梁组成构件及结构体系

钢板箱形梁是钢桥中常采用的结构形式。钢箱梁一般由顶板、底板、腹板、横隔板、横肋、纵隔板及加劲肋等通过全焊接的方式连接而成。其中顶板是由盖板、纵向加劲肋和横肋构成的正交异性桥面板。图 1-13 所示为港珠澳大桥 110m 连续钢箱梁构造图。

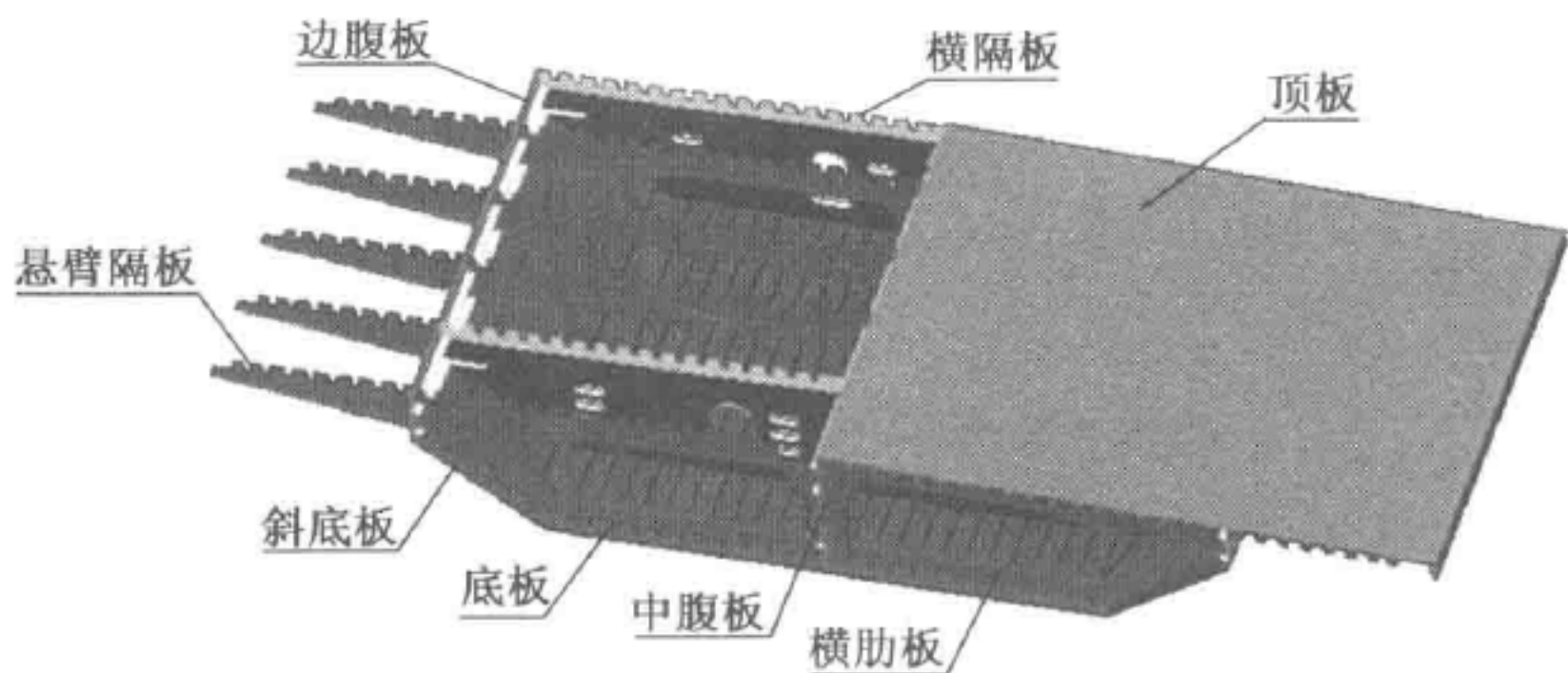


图 1-13 港珠澳大桥 110m 连续钢箱梁构造

钢箱梁是由带纵横肋的上、下翼缘和腹板组成的“薄壁”钢箱结构。主要断面形式有：单箱、双箱或多箱及梯形断面箱梁，如图 1-14 所示。

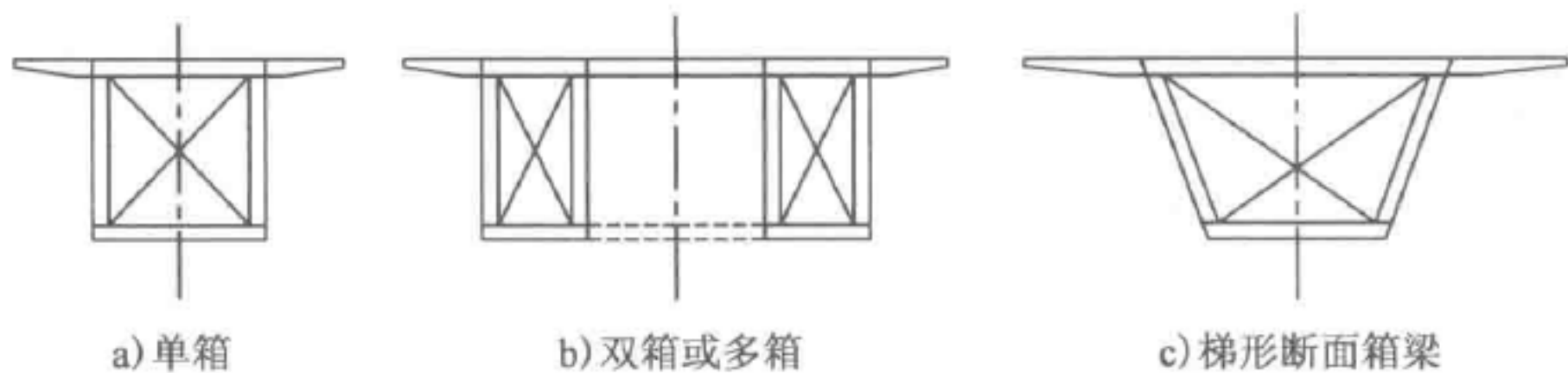


图 1-14 典型钢箱梁截面

钢箱梁有三个受力体系，其分别为：

- (1) 第一体系。钢桥面板和纵向加劲肋作为主梁的上翼缘与主梁一同构成主要承重构件——主梁体系。
- (2) 第二体系。由纵肋、横肋和桥面板组成的桥面系结构，其中桥面板被看作纵肋和横肋的共同上翼缘。
- (3) 第三体系。仅指桥面板，它被视为支承在纵肋和横肋上的各向同性的连续板——盖板体系。

第二章 钢箱梁的材料

第一节 钢材的主要力学性能

钢材的主要力学性能有抗拉强度、屈服强度、冷弯性能、冲击韧性、耐疲劳性和塑性变形性能等。

一、抗拉强度

抗拉强度是指材料在拉断前承受的最大应力值。当钢材屈服到一定程度后,由于内部晶粒重新排列,其抵抗变形能力又重新提高,此时变形虽然发展很快,但却只能随着应力的提高而提高,直至应力达到最大值。此后,钢材抵抗变形的能力明显降低,并在最薄弱处发生较大的塑性变形,此处试件截面迅速缩小,出现缩颈现象,直至断裂破坏,如图 2-1 所示。钢材受拉断裂前的最大应力值称为强度极限或抗拉强度,其计算公式如下:

$$\sigma=\frac{F_b}{S_0} \tag{2-1}$$

式中: F_b ——试样拉断时所承受的最大力;

S_0 ——试样原始横截面积。

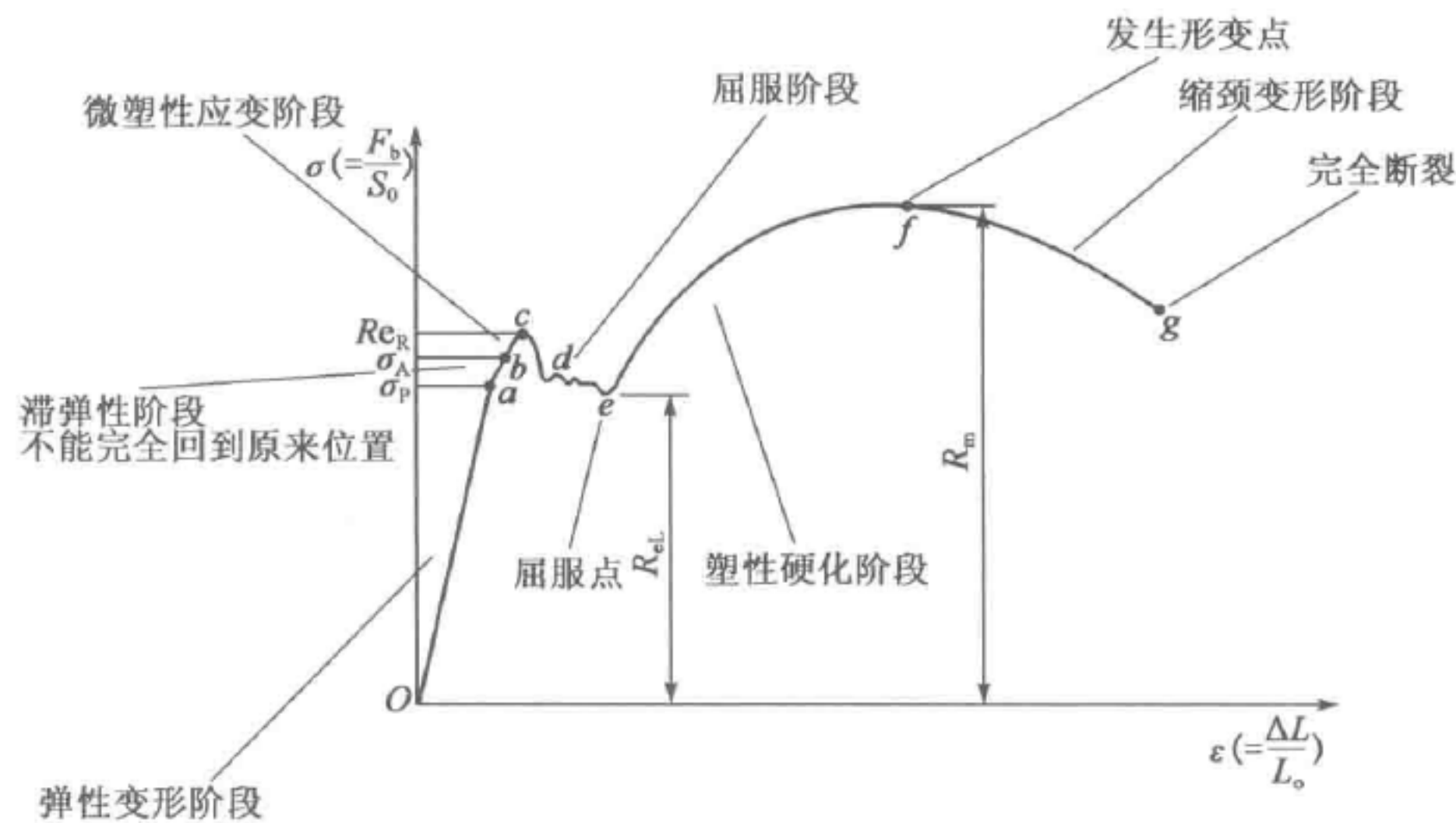


图 2-1 应力—应变的曲线关系

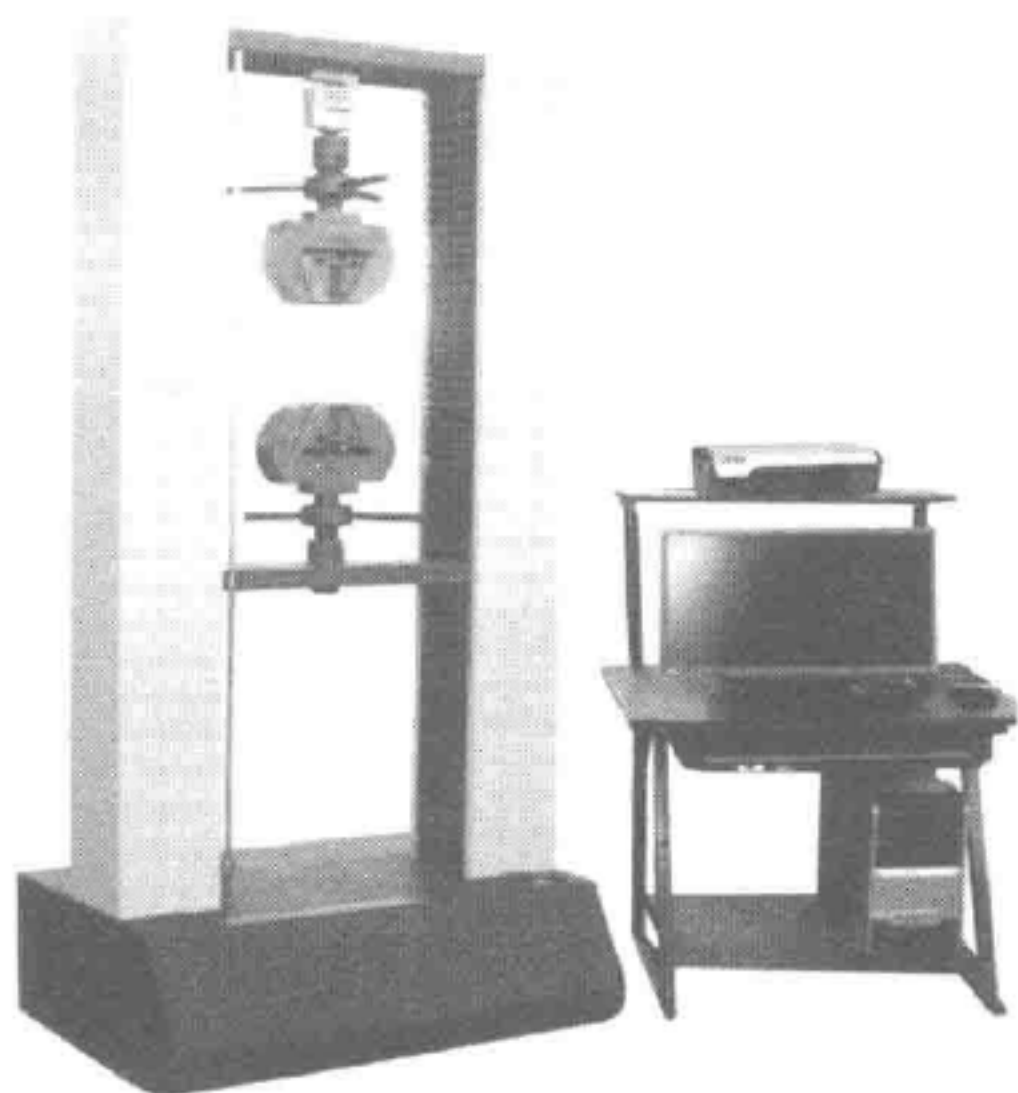


图 2-2 万能材料试验机

抗拉强度反映了钢材屈服后,结构还可承受的潜在能力。屈服强度一定时,抗拉强度越高,钢材的塑性变形能力越好,结构的耗能能力越好。《桥梁用结构钢》(GB/T 714—2008)6.4 条规定了不同强度等级钢材的最小抗拉强度值。

目前,国内测量抗拉强度比较普遍的方法是采用万能材料试验机(图 2-2)来进行材料抗拉/压强度的测定。

二、屈服强度

1. 屈服极限

屈服强度是材料开始发生明显塑性变形时的最低应力值。大于此极限的外力作用,将会使构件发生永久变形,无法恢复。

当应力超过弹性极限,进入屈服阶段后,变形增加较快,此时除了产生弹性变形外,还产生部分塑性变形。如图 2-1 所示,当应力达到 b 点后,塑性应变急剧增加,应力应变出现微小波动,这种现象称为屈服。这一阶段的最大、最小应力分别称为上屈服点和下屈服点。由于下屈服点的数值较为稳定,以它作为材料抗力的指标,称为屈服点或屈服强度。

材料的变形分为弹性变形(外力撤销后可以恢复原来形状)和塑性变形(外力撤销后不能恢复原来形状,形状发生变化,伸长或缩短)。

屈服极限是材料屈服的临界应力值。

(1)对于屈服现象明显的材料,屈服强度就是屈服点的应力。

(2)对于无明显屈服的金属材料,规定以产生 0.2% 残余变形的应力值为其屈服极限,称为条件屈服强度。

2. 工程意义

传统的强度设计方法,对塑性材料,以屈服强度为标准;对脆性材料,以抗拉强度为标准。需要注意的是,按照传统的强度设计方法,必然会导致片面追求材料的高屈服强度,但是随着材料屈服强度的提高,材料的抗脆断强度降低,材料的脆断危险性增加。屈服强度不仅有直接的使用意义,在工程上也是材料的某些力学行为和工艺性能的大致度量。例如材料屈服强度高,对应力腐蚀和氢脆

就敏感;材料屈服强度低,对冷加工成型性能和焊接性能好等。屈服强度的大小反映了材料对初始塑性变形的抗力。提高屈服强度,构件不易产生塑性变形,又不利于某些应力集中部位的应力重新分布,容易引起脆性断裂。因此,屈服强度是设计选材时的重要指标。

三、冷弯性能

冷弯性能是指钢材在常温下承受弯曲变形而不破裂的性能,冷弯性能是衡量钢材在常温下冷加工弯曲时产生塑性变形的能力。钢材的冷弯性能指标用试件在常温下能承受的弯曲程度表示,弯曲程度通过试件被弯曲的角度和弯心直径对试件厚度的比值来区分,图 2-3 为钢材冷弯试验示意图。试件采用的弯曲角度越大,弯心直径对试件厚度的比值越小,表示冷弯性能越高。冷弯试件的弯曲处会产生不均匀塑性变形,能在一定程度上揭示钢材是否存在内部组织的不均匀、内应力、夹杂物、未熔合和微裂缝等缺陷。因此,冷弯性能能反映钢材的冶炼质量和焊接质量。《桥梁用结构钢》(GB/T 714—2008)6.5 条对钢材的冷弯工艺性能有明确规定。钢箱梁桥梁设计时,冷弯性能是 U 肋的折弯弯曲半径取值的重要依据,桥面板存在双向横坡时对桥面板的横向折弯时,也需要保证相应的冷弯性能。

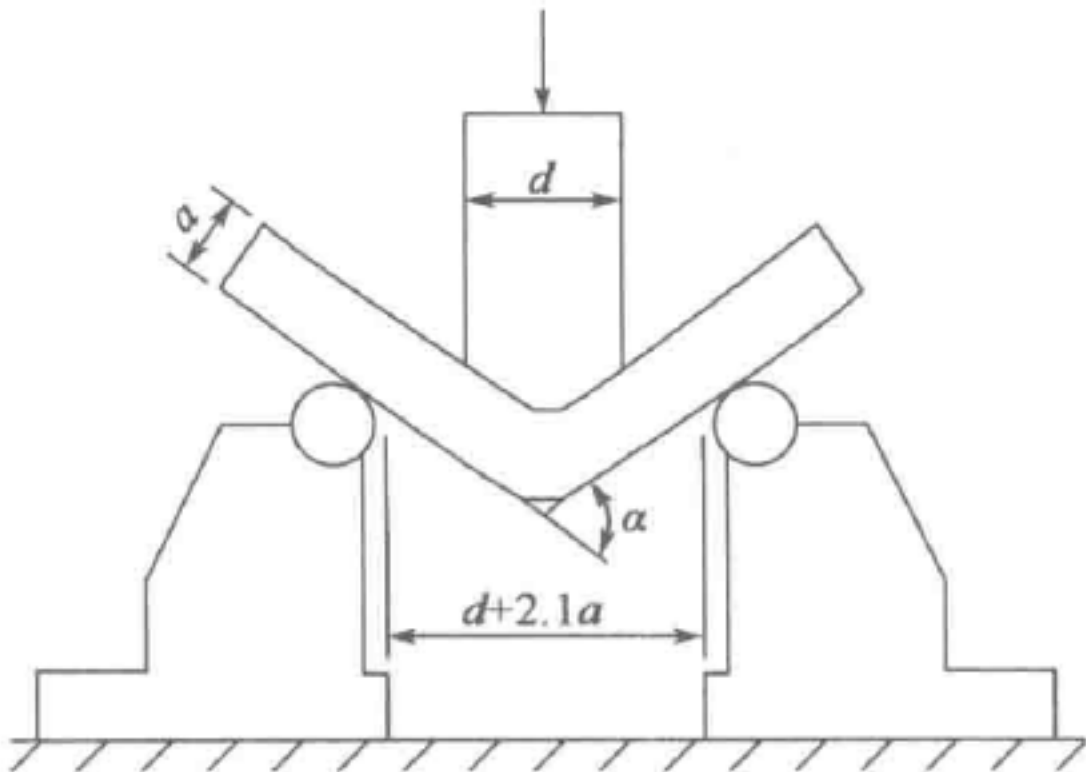


图 2-3 钢材冷弯试验示意图

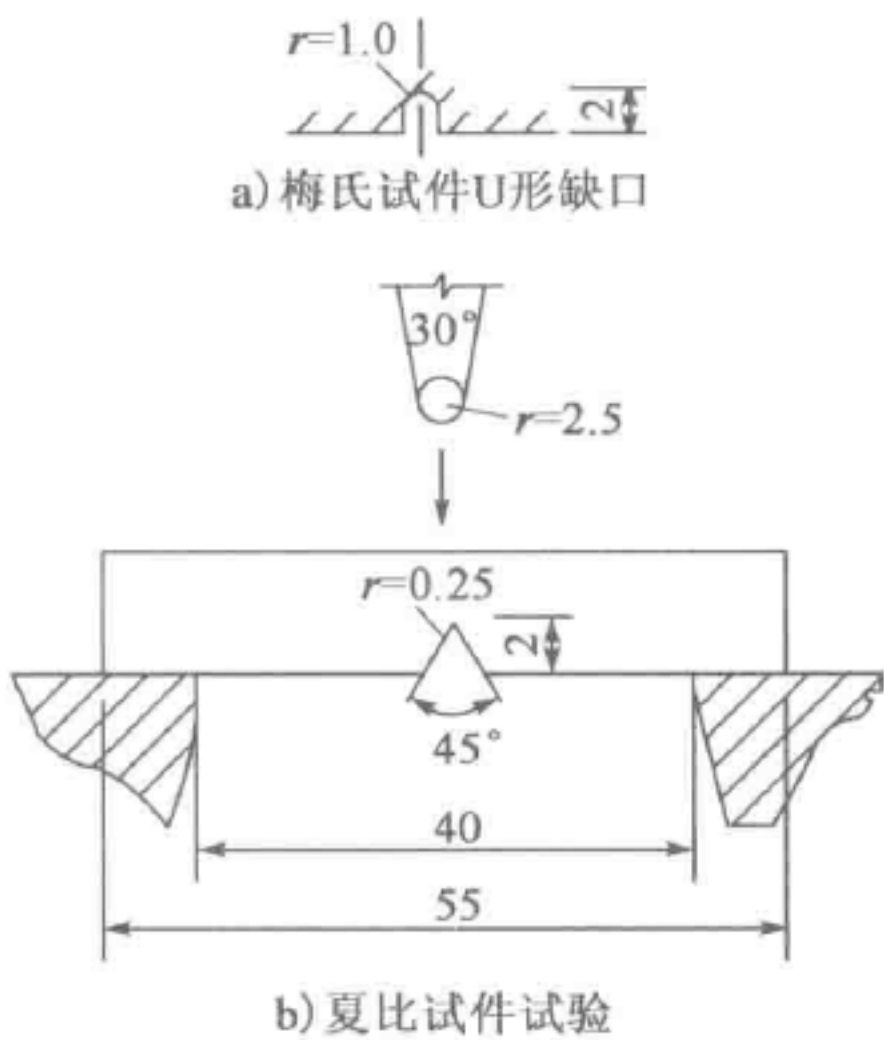


图 2-4 冲击韧性试验(尺寸单位:mm)

四、冲击韧度和脆断

冲击韧度是指钢材在塑性变形和断裂过程中吸收能量的能力,是反映金属材料对外来冲击负荷的抵抗能力,冲击韧性指标是通过标准试件的弯曲冲击韧性试验(图 2-4)确定的。以摆锤冲击试件刻槽的背面,使试件承受冲击弯曲面断裂。将试件冲断的缺口处单位截面积上所消耗的功作为钢材的冲击韧性指标,图 2-4 为测试冲击韧性的两

种方法。用冲击韧性值 a_k (单位 J/cm^2) 表示。 a_k 值越大, 钢材的冲击韧性越好。钢材的韧性与温度有密切关系, 随着温度的下降, 钢材的冲击韧性下降, 并且存在一个转变温度区, 为了防止钢材的低温脆断, 结构的使用温度应高于钢材的转变温度, 各种钢材的转变温度都不同, 应该通过试验确定。钢桥设计中主要是选用具有良好冲击韧性的钢材, 来防止脆性断裂的破坏。《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015) 3.1.3 条明确规定了不同工作温度和钢材强度的冲击韧性。

五、耐疲劳性

钢材承受交变荷载反复作用时, 可能在最大应力远低于屈服强度的情况下突然破坏, 这种破坏称为疲劳破坏。钢材的疲劳强度与很多因素有关, 如组织结构、表面状态、合金成分、夹杂物和应力集中等。一般来说, 钢材的抗拉强度高, 其疲劳极限也较高。钢材的内部组织结构、成分偏析及其他缺陷是决定其疲劳性能的主要因素。同时, 由于疲劳裂纹是在应力集中处形成和发展的, 钢材的截面变化、表面质量及内应力大小等可能造成应力集中的因素都与其疲劳极限有关。例如, 钢材焊接焊缝的表面微小的腐蚀缺陷, 都可使疲劳极限显著降低。当疲劳条件与腐蚀环境同时出现时, 可促使局部应力集中的出现, 大大增加了疲劳破坏的危险性。因此, 耐疲劳设计的关键是保证焊接质量和采用合理的构造。

六、塑性变形

钢材的塑性, 一般是钢材破坏前产生塑性变形的能力。衡量钢材塑性好坏的主要指标是伸长率 δ 和截面收缩率 Ψ 。伸长率 δ 是指钢材受外力(拉力)作用断裂时, 试件(图 2-5)拉断后的原标距长度的伸长量与原标距比值的百分率。 δ 值可按下式计算:

$$\delta = \frac{l_1 - l_0}{l_0} \times 100\% \quad (2-2)$$

式中: δ ——伸长率;

l_0 ——试件原标距长度;

l_1 ——试件拉断后标距间长度。

截面收缩率 Ψ 是指试件在拉断后, 颈缩区的断面面积缩小值与原断面面积比值的百分率。 Ψ 值可用下式进行计算:

$$\Psi = \frac{A_0 - A_1}{A_0} \times 100\% \quad (2-3)$$



式中： A_0 ——原来的断面面积；

A_1 ——试件拉断后颈缩区的断面面积。

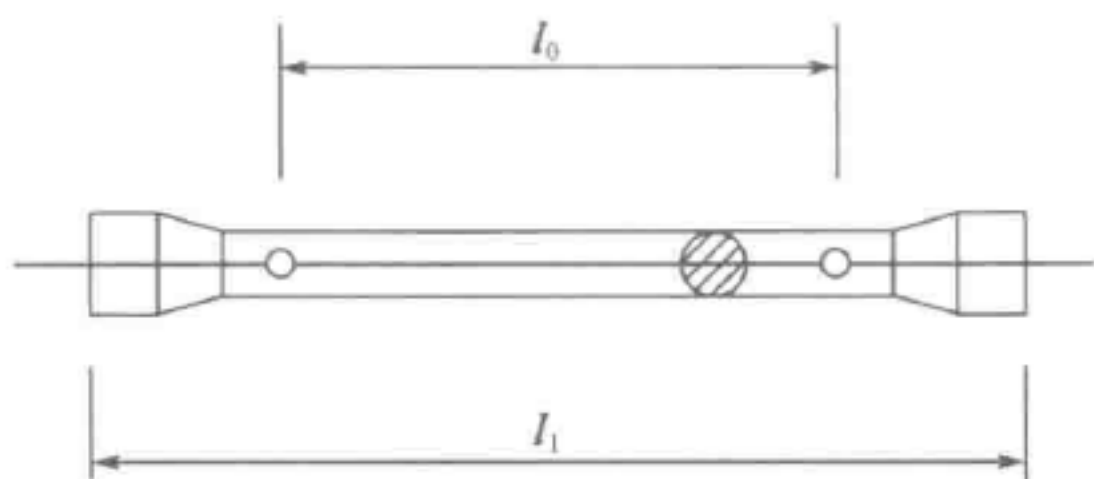


图 2-5 拉伸试件

断面收缩率表示钢材在颈缩区的应力状态条件下所能产生的最大塑性变形,它是衡量钢材塑性变形的一个比较真实和稳定的力学指标。由于在测量试件拉断后的截面时,容易产生较大误差,钢材塑性指标仍然采用伸长率作为材料力学指标。

具有良好塑性性能的钢材,能部分消除因钢材应力集中和材质缺陷等不利因素所造成的应力集中现象,改善材料的受力状况,不致因个别区域损坏而扩展到全构件并导致破坏(尤其是在动力荷载作用下的结构和构件)。

第二节 决定和影响钢材性能的要素

决定和影响钢材性能的要素有很多,如,钢材的化学成分及其微观组织结构,冶炼、浇铸、轧制的过程,残余应力、温度、钢材硬化、热处理等。但主要要素是化学成分,冶炼、浇铸、轧制的过程,以及应力集中和温度。

一、化学成分的影响

钢材是含碳量小于 2% 的铁碳合金,含碳量大于 2% 时则为铸铁。制造钢结构所用的材料,有碳素结构钢中的低碳钢和低合金结构钢。碳素结构钢中,除了铁、碳之外还加入总量不超过 3% 的合金元素。碳及其他元素虽然所占比例不大,但对钢材性能却有重要影响。

碳的含量对钢的强度、塑性、韧性和焊接性有决定性的影响。含碳量增加,钢材的抗拉强度和屈服强度也随之提高。但是其塑性、冷弯性能和冲击韧性,特别是低温冲击韧性降低,可焊性变坏。因此钢结构的含碳量不宜太高,一般不超过 0.22%,在焊接结构中则应限制在 0.20% 以内。

锰是钢结构中的常有元素。锰能够显著提高钢材强度而不过多降低塑性和冲击韧性。锰有脱氧作用,是弱脱氧剂。锰还能消除硫对钢材的热脆作用。碳素钢中锰是有益杂质,低合金钢中锰是合金元素,我国低合金钢中锰的含量在 $1.2\%\sim 1.6\%$ 。锰可使钢材的可焊性降低,故含量应受限制。

硅是有益元素,有更强的脱氧作用,是强脱氧剂。而且硅能使钢材的晶粒变细,适量的硅可提高钢材的强度而对其塑性、冷弯性能、冲击韧性和可焊性不会产生不良的影响。过量的硅将降低钢材的塑性和冲击韧性,恶化其抗锈能力和焊接性。硅的含量:在碳素镇静钢中为 $0.12\%\sim 0.3\%$;低合金钢中为 $0.2\%\sim 0.55\%$ 。

钒是熔炼锰钒低合金时特意添加的一种合金元素,可提高钢材强度和细化钢的晶粒,钒的化合物具有高温稳定性,使钢材的高温硬度提高。15MnV 钢是在低合金 16Mn 的基础上加上适量的钒而熔炼成功的一种新的强度较高的低合金结构钢。

硫和磷是两种极为有害的元素。硫与铁化合成为硫化铁(FeS),散布在纯铁体晶粒的间层中。含硫量过大时,会降低钢材的塑性、冲击韧性、疲劳强度和抗锈性等。当温度在 $800\sim 1200^{\circ}\text{C}$ 时,如在焊、铆和热加工时,硫化铁将熔化使用钢材变脆而产生裂纹,称为“热脆”。故应限制结构尤其是焊接结构的含硫量,一般要求不超过 $0.033\%\sim 0.050\%$ 。磷的有害作用,主要是使钢在低温时韧性降低并容易产生脆性破坏,称为“冷脆”,故也应限制其含量不超过 $0.035\%\sim 0.045\%$ 。

氧和氮容易从铁液中逸出,含量较少。这两种物质是极其有害的元素,使钢材变脆,氧的作用与硫类似,是引起热脆的因素之一。氮能使用钢材强化,与磷的作用相似,显著降低钢材的塑性、韧性、可焊性和冷弯作用,增大时效倾向和冷脆性。因此,重要的钢结构,特别是在低温动载下的结构用钢也应严格限制其含量。

二、冶炼、浇铸、轧制过程的影响

1. 冶炼和浇铸过程

冶炼和浇铸这一冶金过程形成了钢的化学成分与含量,金相组织结构以及不可避免的冶炼缺陷,从而确定不同的钢种号和相应的力学性能。

我国目前钢结构冶炼的方法主要是平炉和氧气顶吹转炉两种,其质量大体相当。电炉钢质量精良,但成本高,钢结构中一般不用。



注锭过程中因脱氧程度不同,分别成为镇静钢、半镇静钢和沸腾钢。镇静钢杂质少,偏析等冶炼金缺陷不严重,因而性能比沸腾钢好,但价格略高。

脱氧程度的不同和脱氧剂部分进入钢材,对钢材的化学成分产生影响。镇静钢中硅的含量较多,因而与沸腾钢相比,其强度和冲击韧性较高。

冶炼和浇铸的过程会产生偏析、非金属夹杂、气孔等冶炼金缺陷,从而降低钢材的力学性能。偏析是指钢材中化学成分分布不均;非金属夹杂是指钢中混有硫化物、氧化物等杂质;气泡是指浇铸时气体不能充分逸出而留在钢锭内形成的缺陷。

2. 轧制过程

轧制过程使金属的晶粒变细,也使气孔、裂缝焊合,因而改善钢材的力学性质。薄板因多次的辊轧而比厚板强度更高。浇铸时的非金属夹杂物在轧制后能造成钢材的分层,在设计中应避免拉力垂直板面的情况,以防止层间撕裂发生。

三、应力集中的影响

前述钢材的工作性能及力学性能指标,通常是以轴心受力构件中应力均匀分布的情况为基础的,事实上钢构件当中不可避免地存在孔洞、刻槽、凹角、裂纹以及厚度或宽度的突然改变,此时构件中的应力不再保持均匀分布,而是在某些区域产生高峰应力,另外一些区域则应力降低。

通常把截面高峰应力与平均应力(当截面受轴心力作用时)的比值称为应力集中系数。其数值取决于构件形状改变的急剧程度,表明应力集中程度的高低。

在应力集中的高峰应力区内,通常存在着同号的平面或三向应力状态。力学知识告诉我们,三向同号应力且各应力数值接近时,材料不易屈服。当是数值相等的三向拉应力时,直到材料断裂也不屈服。所以,三向拉应力的应力状态使钢材塑性变形的发展受到约束而导致脆性破坏。

四、温度的影响

根据近年来国内的试验研究,在负荷状态下加厚焊缝时,由于施焊时的热作用,在温度 $T \geq 600^{\circ}\text{C}$ 区域内的焊缝将退出工作,致使焊缝的平均强度降低。经计算分析并简化后引入了原焊缝在加固时的强度降低系数 η ,详见《钢结构加固技术规范》(CECS77:96)的相关规定。本规范引用了这条规定。但焊接返修的

预热温度应比相同条件下正常焊接的预热温度(表 2-1)高 30~50℃,应采用低氢焊接方法和焊接材料进行焊接。

常用结构钢材最低预热温度要求(℃) 表 2-1

| 钢材类别 | 接头最厚部件的板厚 t (mm) | | | | |
|-----------------|--------------------|------------------|------------------|------------------|----------|
| | $t \leq 20$ | $20 < t \leq 40$ | $40 < t \leq 60$ | $60 < t \leq 80$ | $t > 80$ |
| I ⁸ | — | — | 40 | 50 | 80 |
| II | — | 20 | 60 | 80 | 100 |
| III | 20 | 60 | 80 | 100 | 120 |
| IV ⁹ | 20 | 80 | 100 | 120 | 150 |

- 注:1. 中等热输入指焊接热输入约为 15~25kJ/cm,热输入每增大 5kJ/cm,预热温度可降低 20℃。
2. 当采用非低氢焊接材料或焊接方法焊接时,预热温度应比该表规定的温度提高 20℃。
3. 当母材施焊处温度低于 0℃时,应根据焊接作业环境、母材牌号及板厚的具体情况将表中母材预热温度适当增加,且应在焊接过程中保持这一最低道间温度。
4. 焊接接头板厚不同时,应按接头中较厚板的板厚选择最低预热温度和道间温度。
5. 焊接接头材质不同时,应按接头中较高强度、较高碳当量的钢材选择最低预热温度。
6. 本表各值不适用于供货状态为调质处理的钢材;控轧控冷(热机械轧制)钢材最低预热温度可下降的数值由试验确定。
7. “—”表示焊接环境在 0℃ 以上时,可不采取预热措施。
8. 铸钢除外, I 类钢材中的铸钢预热温度可参照 II 类钢材的要求。
9. 仅限于 IV 类钢材中的 Q460、Q460GJ 钢。

特别高或特别低的温度对钢材的性能有很大的影响。温度的急剧下降将增加钢材的强度与弹性模量(图 2-6),但对塑性与抗冲击能力不利。当温度从 20℃降到-200℃时,屈服强度和抗拉强度将大约增加 20%。在低温条件下,松弛损失也将有显著的降低。然而,温度的增加将产生相反的结果。超过 200℃,钢材的强度与弹性模量将有很大的降低,这对结构防火是很不利的。一旦发生火灾而使钢材达到临界温度,此时外荷载所产生的应力将超过钢材的强度,从而引起结构的破坏或倒塌。因此,在设计可能受有高温作业的结构时,以采用合金钢更为恰当,它在超过 350℃之后才出现强度下降的现象,430~540℃则强度(屈服强度和抗拉强度)急剧下降,到 600℃时强度很低不能承受荷载。若受高温的时间不长,当它冷却时又能恢复原有的强度。如果合金钢持续处于 350~550℃下,数小时,将呈严重脆性。在高温条件下,冷加工钢筋与热处理钢筋的强度会有永久的降低。此外,250℃邻近有蓝脆表象,约260~320℃时有徐变表象。

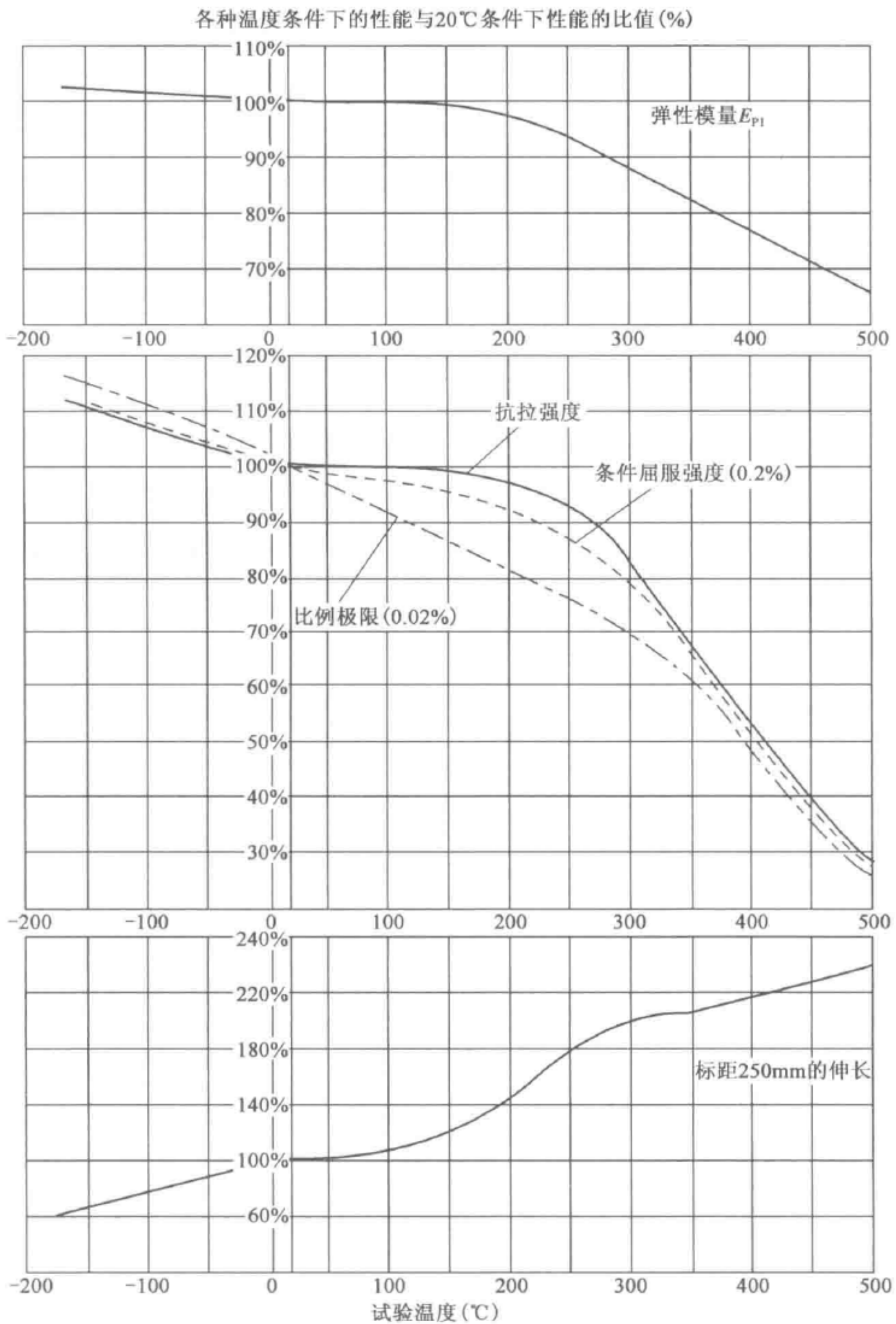


图 2-6 温度对钢材性能的影响

第三节 钢材在复杂应力状态下的工作

钢材的屈服强度 f_y 可视为钢材在单向拉伸(或压缩、弯曲)下弹性与塑性工作的分界标志。即当正应力 $\sigma < f_y$ 时钢材在弹性状态下工作;当 $\sigma \geq f_y$ 时则在塑性状态下工作。

在实际钢结构中,钢材常在双向或三向的复杂应力状态下工作,这时钢材的屈服并不只取决于某一方向的应力,而是由反映各方向应力综合影响的某个“应力函数”,即所谓的“屈服条件”来确定的。根据材料强度理论的研究和试验验证,形状改变能量强度理论给出的屈服条件能够较好地阐明接近于理想弹-塑性工作状况。

图 2-7a)表示三向主应力作用下的单元体,外荷载做功使单元体发生应变从而引起体积和形状改变,单元体内相应聚积体改变和形状改变两种应变能。形状改变能量强度理论认为外荷载对单元体单位体积所做的形状改变功或单元体单位体积内所聚积的形状改变应变能达到一定数量[式(2-3)的 U]时就会引起钢材的屈服。

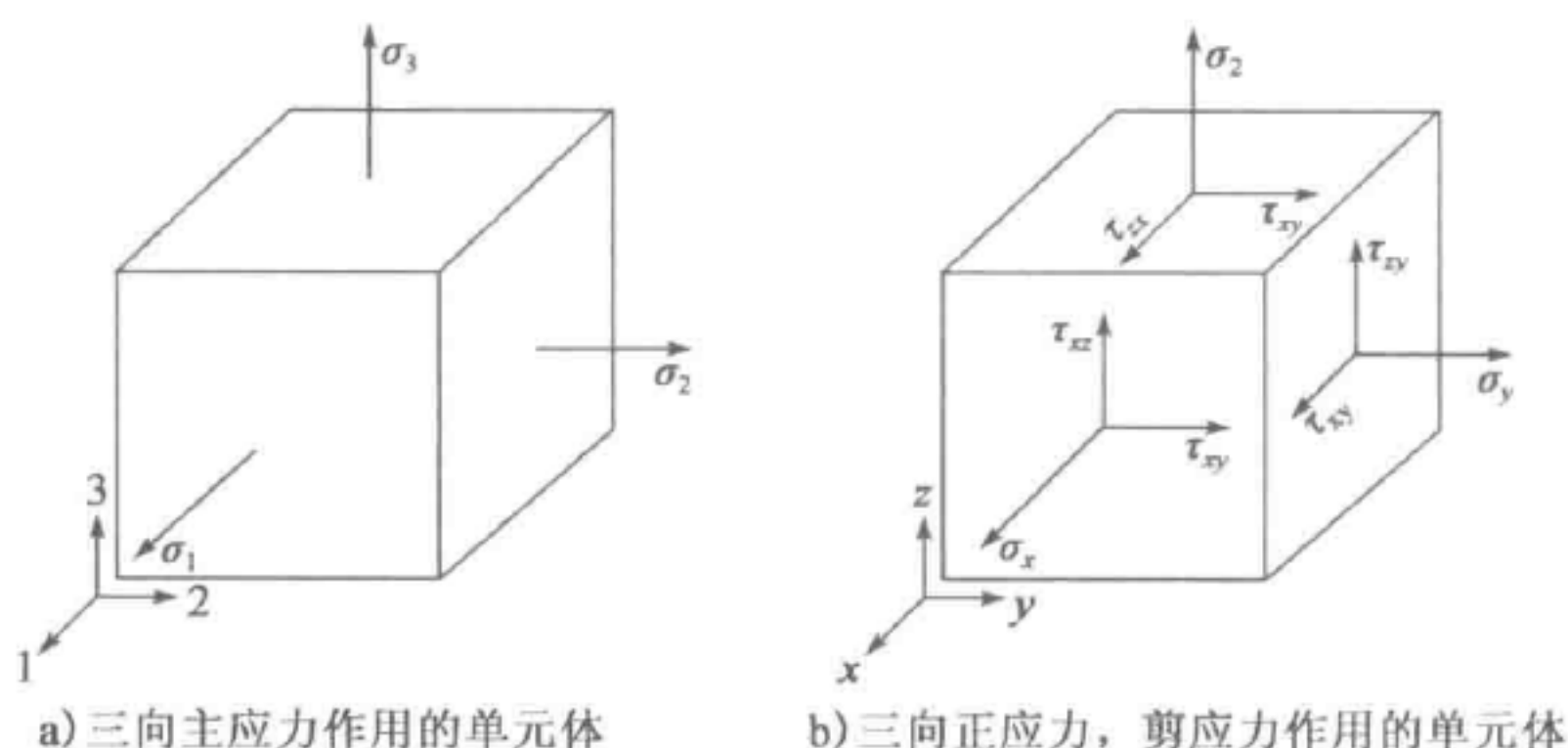


图 2-7 复杂应力作用下的单元体

由材料力学知识可以导出,单元体在三向主应力作用下[图 2-8a)]单位体积形状改变功或应变能为:

$$U = \frac{1+\nu}{3E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)] \quad (2-4)$$

式中: E 、 ν ——钢材的弹性模量和泊松比。

当仅有单向主应力作用,即 $\sigma_1 = \sigma$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ 时,此功或应变能为:

$$U = \frac{1+\nu}{3E} \sigma^2 \quad (2-5)$$



已知单向拉伸(或压缩)钢材屈服时的应力为 $\sigma = f_y$, 代入式(2-4)即得钢材屈服时, 需对单元体单位体积所做的形状改变功或单元体单位体积内所聚积的形状改变应变能 $[U]$ 为:

$$[U] = \frac{1+\nu}{3E} f_y^2 \quad (2-6)$$

式(2-4)中的 U 小于、等于或大于式(2-6)中的 U 分别表示三向主应力单元体处于不发生屈服(弹性工作)、极限状态或发生屈服(塑性工作)状态。由此解得该单元体不发生屈服的条件为:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} < f_y \quad (2-7)$$

或

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} < f_y \quad (2-8)$$

为了表达方便, 式(2-7)和式(2-8)中把左边应力函数表达式用符号 σ_{eq} 表示, 称为折算应力。对于单元体更为普遍的应力状态, 即如图 2-7b) 所示的三向正应力和剪应力复杂应力状态, 则可由材料力学单元体上正应力和剪应力与主应力间的关系代入式(2-7)得出其不发生屈服的条件为:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} < f_y \quad (2-9)$$

在双向应力作用下, 即 $\sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ 时, 为:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} < f_y \quad (2-10)$$

当只有单向正应力和剪应力作用, 即 $\sigma_x = \sigma$ 、 $\tau_{xy} = \tau$ 和 $\sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ 时, 为:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < f_y \quad (2-11)$$

当只有平面剪应力作用, 即只有 $\tau_{xy} = \tau$ 和 $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ 时, 为:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{3\tau^2} < f_y \quad (2-12)$$

或

$$\tau < \frac{f_y}{\sqrt{3}} \approx 0.58f_y = f_{vy} \quad (2-13)$$

式中: f_{vy} ——钢材的抗剪屈服强度(纯剪屈服应力), $f_{vy} = f_y/\sqrt{3} \approx 0.58f_y$ 。

由式(2-8)可见, 钢材的屈服仅取决于三向主应力间差值平方和的大小, 而不是三向主应力的自身值。如果三向主应力是彼此间相差很小的同号应力, 即当 $\sigma_1 \approx \sigma_2 \approx \sigma_3$ 时, 则单元体的变形主要是各向均匀伸长或缩短引起的体积改变, 而其形状基本保持不变, 故其形状改变应变能很小, 致使塑性变形遭到遏制。因

而,即使各主应力值很高,材料也很难转入屈服和有明显的变形。但是,由于高应力的作用,聚积在材料内的体积改变应变能很大,材料一旦遭到破坏,便呈现出无明显变形征兆的突然剧烈的脆性破坏。

第四节 钢材的脆性断裂与预防

一、钢材的脆性断裂

钢材的脆性断裂是指低名义应力(低于钢材抗拉强度或屈服强度)情况下发生突然断裂的破坏。其断裂面通常是纹理方向单一和较平的劈裂表面,很少或没有剪切唇边。

钢结构尤其是焊接结构,由于钢材加工制造、焊接等质量和构造上的原因,通常存在类似于裂纹性的缺陷。脆性断裂大多是因这些缺陷发展以致裂纹失稳扩展而发生的。

钢材的另一种脆性断裂是层状撕裂,或者说是钢材的 Z 向性能,主要发生在厚板中,是近 30 多年才引起注意的一种钢材破坏形式。钢材在轧制过程中,在顺轧制方向的材质最优,横轧制方向略次,而在厚度方向最差(厚板在厚度方向常呈层状)。当钢材在厚度方向产生应变而变形不受约束时,将使板弯曲,如图 2-8a)所示;当变形受到约束时(如厚板连接),就有可能在厚板中产生层状撕裂,如图 2-8b)所示。图中沿板厚度方向的应变是由焊缝冷却时的横向收缩引起。

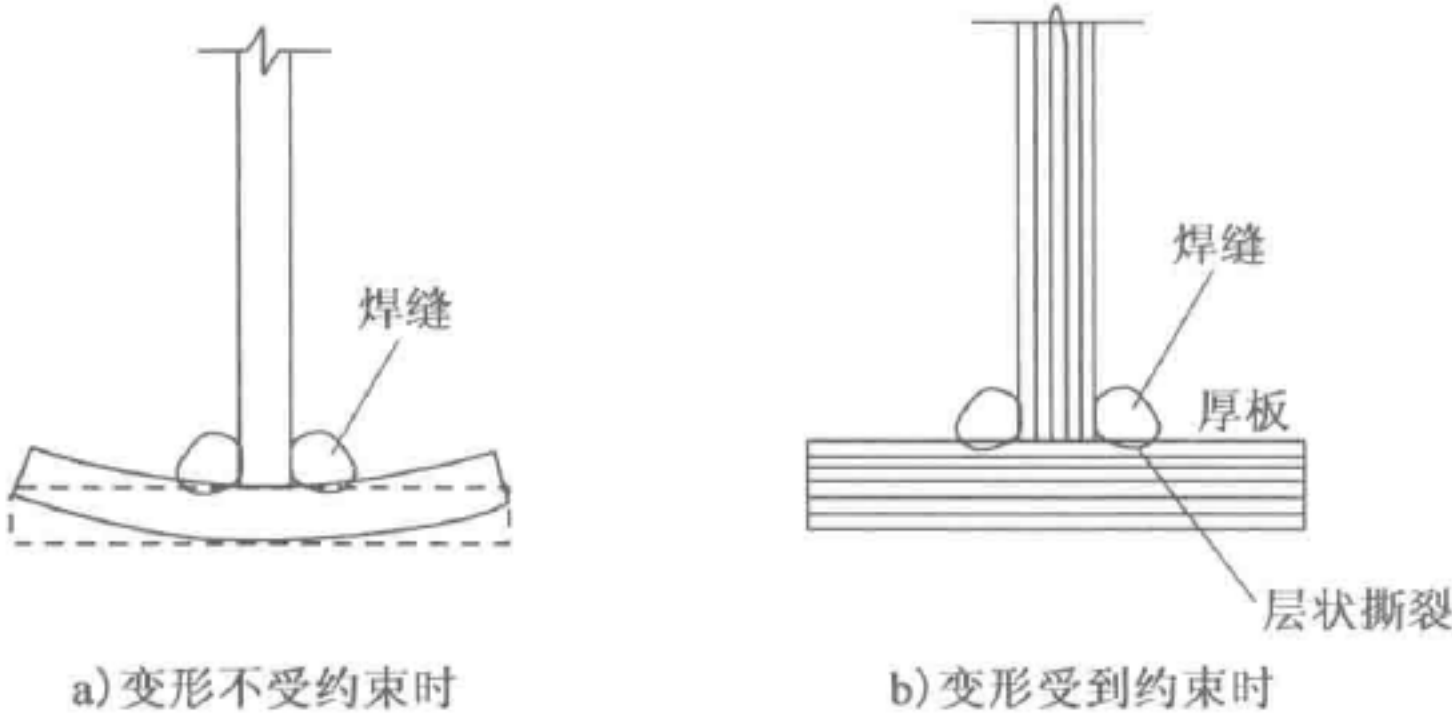


图 2-8 层状撕裂

一般认为钢材 Z 向性能主要由板厚、含硫量和断面收缩率控制,有时需辅助试验确定。因而对 Z 向性能主要有以下几项控制措施。

1. 适于厚度

适于厚度 15~150mm, $\sigma_k \leq 500\text{MPa}$ 的镇静钢板材。厚度小于 15mm 及大

于 150mm 时应与供方协商。

2. 技术要求

(1)硫含量要求,如表 2-2 所示。

| Z 向性能含硫量控制 | | | | 表 2-2 |
|------------|-------|--------|--------|-------|
| Z 向性能级别 | Z15 | Z25 | Z35 | |
| 含硫量(%) | ≤0.01 | ≤0.007 | ≤0.005 | |

(2)断面收缩率平均值及单个值要求,如表 2-3 所示,试件需按厚度方向取样。

| 断面收缩率要求 | | | 表 2-3 |
|---------|----------|------|-------|
| 级 别 | 断面收缩率(%) | | |
| | 三个试件平均 | 单个试件 | |
| | 不小于 | | |
| Z15 | 15 | 10 | |
| Z25 | 25 | 15 | |
| Z35 | 35 | 25 | |

(3)试验检测及试验报告按《金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2010)要求进行。

二、影响脆性断裂的因素

构件在制造过程中,由于焊接、安装工艺不合理,焊缝交错,焊接缺陷大。当这些因素消失之后,若构件所受到的上述作用与影响不能随之完全消失,仍有部分作用与影响残留在构件内,则这种残留的作用与影响,也称残余应力。一般是指钢结构在拉应力状态下没有出现警示性的塑性变形而突然发生的脆性断裂。

钢材脆性断裂破坏事故通常是多种不利因素综合影响的结果,主要是以下几方面。

- (1)钢材质量差,钢材的碳、硫、磷、氧、氮等元素含量过高,晶粒较粗,夹杂物等,冶金缺陷严重。
- (2)结构构件构造不当,孔洞、缺口或截面改变急剧或布置不当等,使应力集中严重。
- (3)制造安装质量差导致的残余应力严重。
- (4)结构受有较大动力荷载,或在较低环境温度下工作等,对较厚钢材更为严重。

三、脆性断裂的预防

影响结构构件脆性断裂破坏的因素虽是多方面的,但由断裂力学可知,决定

含裂纹元件裂纹失稳扩展的是所含裂纹的尺寸、裂纹应力场的作用状况和水平,以及钢材抵抗裂纹扩展的能力或韧性。当然钢材的韧性又与钢材质量、施加荷载速度和环境温度等有关。因此,在结构的设计、制造和施工安装中,设法考虑减小缺陷或裂纹的尺寸、降低裂纹场的实际应力(包括应力集中和残余应力)水平和选用合适的钢材以防止发生脆性断裂是至关重要的。为预防脆性断裂,除必要时需按断裂力学原理作断裂分析外,一般应注意以下几个方面。

(1)合理设计和选用钢材。设计时,应注意选择合适的结构方案和杆件截面、连接及构造形式,避免截面的急剧改变,减小构造应力集中。应根据结构的荷载情况(包括静力或动力性质)、所处环境温度和所用钢材厚度,选用合适的钢种并提出需要的技术要求(包括必要时的冲击韧性要求)等。

(2)合理制造和安装。钢材的冷热加工易使钢材硬化和变脆,应采取措施尽量减少其不利影响。例如,螺栓孔采用钻孔或冲孔后扩钻、对剪切边刨除其毛刺和硬化区等。焊接尤其是手工焊容易产生裂纹或类裂纹性缺陷,应选择合适的焊接工艺和参数,力求减少上述缺陷。防止焊接部位钢材局部过热,减小焊接残余应力。对厚钢板采用焊前预热、焊后保温或热处理等措施。保证有合格焊工施焊和必要的质量检验等,以保证合格优良的焊接质量。对结构和构件的拼装应采用合理的工艺顺序,提高精度,减小焊接和装配残余应力。

(3)建立必要的使用维修规定和措施。应保证结构按设计规定的用途、荷载和环境条件使用,不得超载。建立必要的维修措施,经常监视结构尤其是承受动力荷载结构发生裂纹或类裂纹等缺陷或损坏的情况,避免隐患及其发展。

第五节 钢的种类、牌号和钢材(板)选用及技术标准

一、钢的种类、牌号和技术标准

钢的种类,可按不同分类方法区分:按用途分为结构钢、工具钢和特殊用途钢等;按化学成分分为碳素钢、低合金钢、合金钢、铸钢、耐候结构钢等。碳素钢按碳元素含量分时有低碳钢($C \leq 0.25\%$)、中碳钢($0.25\% < C \leq 0.6\%$)和高碳钢($C > 0.6\%$),碳含量低于 0.06% 的称熟铁,高于 2.0% 的称为生铁或铸铁。合金钢按合金元素总含量分为低合金钢(合金元素总钢 $< 5\%$)、中合金钢和高合金钢(合金元素总量 $> 10\%$)。此外,尚有按冶炼方法分类的平炉钢、氧气转炉钢、碱性转炉钢和电炉钢等;按浇注方法(脱氧方法)分类的沸腾钢、半镇静钢、镇静钢和特殊镇静钢;按硫、磷含量和质量控制分类的高级优质钢(硫、磷含量分别 $\leq 0.035\%$ 和 0.03% ,



并有较好的机械性能)、优质钢(硫、磷含量分别 $\leq 0.045\%$ 和 0.04% ,并有较好机械性能)和普通钢(硫、磷含量分别 $\leq 0.05\%$ 和 0.045%)等。

1. 碳素结构钢(GB/T 700—2006)

(1)碳素结构钢的牌号。碳素结构钢是我国生产的专用于结构的普通碳素钢,共分 Q195、Q215、Q235、Q255 和 Q275 五种。其中 Q 是屈服点的汉语拼音首位字母,数字代表钢材厚度(直径) $\leq 16\text{mm}$ 时的屈服点下限(N/mm^2)。数字较低的钢材,碳含量和强度较低而塑性、韧性、焊接性较好。钢结构钢材主要用 Q235,其碳含量($0.12\%\sim 0.22\%$)和强度、塑性、焊接性等均较适中。碳素结构钢的牌号和化学成分(熔炼分析)应符合《碳素结构钢》(GB/T 700—2006)的要求。

(2)碳素结构钢的技术标准。各牌号的碳素结构钢均应符合《碳素结构钢》(GB/T 700—2006)的规定,其力学性能和冷弯性能参见该规范的规定。

2. 合金钢

合金钢是相对于碳钢而言的,为了改善钢的一种或几种性能,而有意向钢中加入一种或几种合金元素。加入的合金量超过碳钢正常生产方法所具有的一般含量时,称这种钢为合金钢。当合金总量低于 3.5% 时称为低合金钢;合金含量在 $3.5\%\sim 10\%$ 时称为中合金钢;大于 10% 时称为高合金钢。桥梁钢结构中使用较多的为低合金结构钢和合金结构钢。

(1)低合金结构钢

低合金结构钢是指在普通碳素钢中加入少量或微量合金元素,而使钢材性能发生变化,得到比一般碳钢性能更为优良的钢,还具有耐高温、耐低温等特殊性能。由于在这种钢中加入的合金元素总量不多,这类合金钢属于低合金钢。低合金高强度结构钢的生产工艺与碳素结构钢类似,故低合金高强度结构钢的价格与碳素结构钢相近。钢箱梁桥梁主体钢材通常采用的是低合金高强度钢。主要有 Q345、Q390、Q420、Q460、Q500、Q550、Q620、Q690。具体牌号、尺寸、外形、质量及允许偏差、技术要求、试验方法、检验规则、包装、标志和质量证明书按照《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—2008)执行。

(2)合金结构钢

合金结构钢是用作机械零件和各种工程构件并含有一种或数种一定量的合金元素的钢。这类钢由于具有合适的淬透性,经适宜的金属热处理后,显微组织为均匀的索氏体、贝氏体或极细的珠光体,具有较高的抗拉强度和屈强比(一般在 0.85 左右)、较高的韧性和疲劳强度、较低的韧性和脆性转变温度,常用于高强度螺栓或抗拉强度要求高的构件。合金高强度结构钢的牌号和化学成分和技

术标准应执行《合金结构钢》(GB/T 3077—1999)。

3. 铸钢

桥梁钢结构,尤其在大跨度情况下,支座及构造复杂的节点,有时会采用铸钢。铸钢分为铸造碳钢、铸造低合金钢和铸造特种钢三种。

铸钢牌号由代表铸钢的拼音字母(ZG)、该牌号铸钢的屈服强度最低值和该牌号铸钢的抗拉强度最低值三个部分按顺序组成,并在两数值之间用“-”隔开。一般工程用铸造碳钢件的力学性能应符合《一般工程用铸造碳钢件》(GB/T 11352—2009)的要求。

4. 耐候结构钢

耐候结构钢是指通过添加少量的合金元素(如 Cu、P、Cr、Ni、Mn、Mo、Al、V、Ti、Re 等)使其耐大气腐蚀性能获得明显改善的一类低合金钢。它的特点是利用自身在表面形成的锈层,有效阻滞腐蚀介质的渗入和传输,降低在大气环境的腐蚀速度。其分类及选用说明见表 2-4,耐候结构钢不同牌号的供货尺寸范围见表 2-5。

耐候结构钢的分类及选用说明 表 2-4

| 类 别 | 牌 号 | 生产方式 | 选 用 说 明 |
|-------|---|------|---|
| 高耐候钢 | Q305GNH、Q355 GNH | 热轧 | 用于车辆、集装箱、建筑、塔架或其他结构件等结构;与焊接耐候钢相比,具有较好的耐大气腐蚀性能 |
| | Q265GNH、Q310 GNH | 冷轧 | |
| 焊接耐候钢 | Q235NH、Q295 NH、Q355 NH、Q415 NH、Q460 NH、Q500NH、Q550 NH | 热轧 | 用于车辆、桥梁、建筑或其他结构件等结构;与高耐候钢相比,具有较好的焊接性能 |

耐候结构钢不同牌号的供货尺寸范围(单位:mm) 表 2-5

| 牌 号 | 厚度或直径 | | 牌 号 | 厚度或直径 | |
|---------|-------|------|--------|-------|------|
| | 钢板和钢带 | 型钢 | | 钢板和钢带 | 型钢 |
| Q235NH | ≤100 | ≤100 | Q355NH | ≤100 | ≤100 |
| Q265GNH | ≤3.5 | | Q415NH | ≤60 | |
| Q295NH | ≤100 | ≤100 | Q460NH | ≤60 | |
| Q295GNH | ≤20 | ≤40 | Q500NH | ≤60 | |
| Q310GNH | ≤3.5 | | Q550NH | ≤60 | |
| Q355GNH | ≤20 | ≤40 | | | |

5. 优质碳素结构钢

国家标准《优质碳素结构钢》(GB/T 699—1999)将优质碳素结构钢划分为



32 个牌号,分为低含锰量(0.25%~0.50%)、普通含锰量(0.35%~0.80%)和较高含锰量(0.70%~1.20%)三组,其表示方法包括平均含碳量的万分数、含锰量标识和脱氧程度三种。

32 个牌号是 08F、10F、15F、08、10、15、20、25、30、35、40、45、50、55、60、65、70、75、80、85、15Mn、20Mn、25Mn、30Mn、35Mn、40Mn、45Mn、50Mn、55Mn、60Mn、65Mn、70Mn。如,10F 表示平均含碳量为 0.10%,低含锰量的沸腾钢;45Mn 表示平均含碳量为 0.45%,普通含锰量的镇静钢;30Mn 表示平均含碳量为 0.30%,较高含锰量的镇静钢。在桥梁工程中,30~45 号钢主要用于重要结构的钢铸件和普通螺栓等。

二、钢材(板)的选用及技术标准

1. 钢材的选用及技术标准

钢结构桥梁,应根据结构形式、受力状态、连接方法、钢材厚度、价格及钢桥所处环境条件等因素,合理地选用钢材牌号和材质。钢材一般的选用原则见表 2-6;常规部件材质选用见表 2-7。

钢材一般的选用原则 表 2-6

| 工作温度(℃) | 不需要验算疲劳 | | 需要验算疲劳 | |
|---------|--|---|---|---|
| | 焊接结构 | 非焊接结构 | 焊接结构 | 非焊接结构 |
| | 不 应 采 用 Q235A(镇静钢) | | 钢材至少应采用 B 级钢 | 钢材至少应采 用 B 级钢 |
| >20 | 可采用 Q235B、 Q345A、Q390A、 Q420A、Q460 | 可采用 A 级钢 | | |
| 0<T≤20 | 应采用 B 级钢 | 宜采用 B 级钢 | | |
| -20<T≤0 | 应采用 C 级钢 | 应采用 C 级钢 | Q235 钢和 Q345 钢应采用 C 级钢; 对 Q390 钢、Q420 钢和 Q460 钢,应采 用 D 级钢 | 应采用 C 级钢 |
| T≤-20 | 应采用 D 级钢 | 对 Q235 钢 和 Q345 钢,应采用 C 级钢;对 Q390 钢、 Q420 钢 和 Q460 钢,应采用 D 级钢 | Q235 钢和 Q345 钢应采用 D 级钢; 对 Q390 钢、Q420 钢和 Q460 钢,应采 用 E 级钢 | 对 Q235 钢 和 Q345 钢,应采用 C 级钢;对 Q390 钢、 Q420 钢 和 Q460 钢,应采用 D 级钢 |

注:依据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015),其中 Q235 钢中的沸腾钢不宜应用于需要验算疲劳或工作温度低于-20℃的焊接构件,及需要验算疲劳且工作温度低于-20℃的非焊接构件。

常规部件材质选用 表 2-7

| 使用部位 | 推 荐 | 技术标准(现行) |
|-----------------|--------------------------------|---|
| 主体结构 | Q235 钢、Q345 钢 Q390 钢、Q420 钢 | 《碳素结构钢》(GB/T 700—2006) 《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—2008) |
| 高强度螺栓、螺 母、垫圈 | 8.8S、10.9S | 《钢结构用高强度大六角头螺栓》(GB/T 1228—2006) 《钢结构用高强度大六角螺母》(GB/T 1229—2006) 《钢结构用高强度垫圈》(GB/T 1230—2006) 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈 技术条件》(GB/T 1231—2006) 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》(GB/T 3632—2008) |
| 普通螺栓 | 4.6 级、4.8 级、5.6 级、8.8 级 | 《六角头螺栓 C 级》(GB/T 5780—2000) 《六角头螺栓》(GB/T 5782—2000) |
| 铆钉 | BL2、BL3 | 《标准件用碳素热轧圆钢》(GB/T 715—1989) |
| 锚栓 | Q235、Q345 | 《碳素结构钢》(GB/T 700—2006) 《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—2008) |
| 支座 | | 《一般工程用铸造碳钢件》(GB/T 11352—2009) |
| 销、铰、轴、斜拉索 锚具 | | 《优质碳素结构钢》(GB/T 699—1999) |

2. 钢板的选用

钢板是钢材四大品种(板、管、型、丝)之一。在发达国家,钢板产量占钢材生产总量的 50%以上,随着我国国民经济的发展,钢板生产量逐渐增长。钢板是一种宽厚比和表面积都很大的扁平钢材。钢板按厚度分为薄板和厚板两大规格。

薄钢板是用热轧或冷轧方法生产的厚度在 0.2~4mm 的钢板。薄钢板宽度在 500~1 400mm。厚钢板是厚度在 4mm 以上的钢板的统称,在实际工作中,常将厚度小于 20mm 的钢板称为中板;厚度为 20~60mm 的钢板称为厚板;厚度大于 60mm 的钢板则需在专门的特厚板轧机上轧制,故称特厚板。厚钢板的宽度为 0.6~3.0m。一般厚度在 6mm 以下的薄板可以做成卷板。平板可以是各种厚度的钢板,包括薄板、中板、厚板。采购钢板时可以参考表 2-8。

常用钢板规格

表 2-8

| 钢板公称厚度 | 按下列钢板宽度的最小和最大长度(mm) | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 600 | 650 | 700 | 750 | 800 | 850 | 900 | 950 | 1 000 | 1 100 | 1 250 | | | | |
| 0.35, 0.50, 0.55, 0.60 | 1 200 | 1 400 | 1 420 | 1 500 | 1 500 | 1 500 | 1 800 | 1 800 | 1 900 | 2 000 | | | | | |
| 0.65, 0.70, 0.75 | 2 000 | 2 000 | 1 420 | 1 500 | 1 500 | 1 700 | 1 800 | 1 900 | 2 000 | | | | | | |
| 0.80, 0.90 | 2 000 | 2 000 | 1 420 | 1 500 | 1 500 | 1 700 | 1 800 | 1 900 | 2 000 | | | | | | |
| 1 | 2 000 | 2 000 | 1 420 | 1 500 | 1 500 | 1 700 | 1 800 | 1 900 | 2 000 | 2 000 | 3 000 | | | | |
| 1.2, 1.3, 1.4 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 3 000 | | | | |
| 1.5, 1.6, 1.8 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 |
| 2.0, 2.2 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 |
| 2.5, 2.8 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 |
| 3.0, 3.2, 3.5, 3.8, 3.9 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 |
| 4.0, 4.5, 5 | | | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 |
| 6, 7 | | | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 |
| 8, 9, 10 | | | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 | 2 000 |
| 11, 12 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 25 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 26, 28, 30, 32, 34, 36, 38, 40 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 42, 45, 48, 50, 52, 55, 60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 165, 170, 180, 185, 190, 195, 200 | | | | | | | | | | | | | | | |



第三章 钢箱梁的设计方法

结构设计是对结构的强度、刚度、稳定以及疲劳进行系统的研究。结构设计和分析的最基本目标是在结构的设计使用年限内,能承受所有设计荷载,而不发生破坏。如何确定桥梁结构是安全的?需要确定桥梁所承受的荷载和桥梁结构本身所具有的承载能力。这就需要研究桥梁的设计方法,研究荷载大小和与结构几何参数有关的承载能力的确定,以及荷载与结构承载力之间的关系。

第一节 钢箱梁设计方法的发展

钢箱梁结构设计计算方法,按力学计算可分为弹性设计法和塑性设计法;从可靠度观点看,则可分为安全系数设计法和概率论设计法两大类。随着科学的进步和工程实践的进展,结构设计方法不断地发展。本节从可靠度角度介绍钢结构设计方法从较早的安全系数法向概率极限状态设计法的演变和发展。

一、安全系数法

最早的结构设计是以纯经验为依据的,到了 19 世纪,随着弹性体系力学的发展,提出了容许应力设计法,这是安全系数法最早的一种。1957 年以前,我国钢结构设计一直采用传统的容许应力设计法。

在 20 世纪 30 年代,随着对结构弹塑性和塑性受力及其破坏的研究发展和深入,又提出了最大荷载设计法(也称极限荷载设计法、破坏荷载设计法、破坏强度设计法或极限设计法等)。这种设计法仍采用安全系数的表达形式,但考虑结构材料的破坏阶段,因而比传统的容许应力设计法前进一步。

1. 传统的容许应力设计法

这种方法是结构的计算应力 σ 应不超过结构设计规范规定的容许应力 $[\sigma]$, 其表达式为:

$$\sigma = \frac{\sum N}{\Omega} \leq [\sigma] \quad (3-1)$$

式中: $\sum N$ ——构件各种标准荷载产生的总内力;

Ω ——构件的几何参数(截面特性、面积、截面抵抗扭转等);

σ ——根据弹性受力分析计算。

容许应力是将构件材料的极限应力(钢材屈服点标准值 f_y)除以大于 1 的安全系数 K 而得到的,即:

$$[\sigma] = \frac{f_y}{K} \quad (3-2)$$

安全系数 K 值大于 1,是考虑到结构在使用过程中,作用于结构上的各种荷载可能大于标准值,钢材屈服点可能小于标准值,截面尺寸可能偏小,计算图形不够准确,制造、安装产生的偏差以及未认识到的其他偏差等。规定 K 值时也要考虑经济性,既要符合当时条件下是经济的,又要保证结构在当时社会所能接受的条件。 K 值大小完全是根据经验确定的。

容许应力设计法形式简单,应用方便。但这种方法采用凭经验确定的定值的单一安全系数,没有考虑各种结构具体情况的差异,因而不能保证所设计结构具有比较一致的安全水平。例如,不同结构承受各种不同类型荷载的组合,各种荷载超过标准值的概率和幅度各不相同,尤其对某些活荷载有较大的超载可能,有些情况某些荷载小于标准值反而对结构更不利,因而在相同的安全系数下将反映不同的安全度。

此外,容许应力设计法按弹性方法计算构件应力,因而比对发展塑性变形能继续提高承载力的结构具有更大的实际安全储备和安全度。

2. 最大荷载设计法

这种设计法,考虑结构材料的破坏阶段,其设计准则是:结构构件由标准荷载所产生的总内力 $\sum N$ 乘以安全系数 K 应不超过构件截面的破坏抗力 R_u ,其表达式为:

$$K \sum N \leq R_u \quad (3-3)$$

式中: R_u ——破坏抗力,是材料破坏强度和构件几何参数 Ω 的函数,对钢结构一般可写为:

$$R_u = f_y \Omega \quad (3-4)$$

与式(3-1)所不同的,计算 Ω 时可考虑钢材的塑性变形性能。例如:计算受弯构件时 Ω 可采用截面塑性抵抗矩或部分截面发展塑性变形的抵抗矩等,可相应取得较好的经济效果。

式(3-3)中的 K 在形式上表达为对荷载产生的内力(效应) $\sum N$ 提高,而容许应力设计法式(3-1)中的 K 在形式上表达为对钢材屈服点标准值 f_y 的降低。但实际上两种设计方法的 K 都是笼统地包括了荷载超载、材料强度偏低等所有可能发生的不利因素。最大荷载设计法除可考虑结构材料的塑性变形发展和破

坏阶段外,仍与容许应力设计法一样,具有安全系数设计法形式简单、应用方便等优点,以及采用凭经验确定的单一安全系数等缺点。

二、半概率极限状态设计法

随着对荷载和材料性能变异的研究,科学家认识到结构由荷载产生的内力(效应)和构件承载力都是非确定性的。在 20 世纪 30~50 年代前苏联和美国学者都提出结构安全度问题应该采用概率分析的理论。为了改进定值单一安全系数设计法的缺点,在 50 年代中期,前苏联设计规范采用了三系数极限状态设计法。我国于 1957 年也推荐采用这种方法。这种方法有如下三个特点。

(1)明确提出了结构极限状态的概念,结构极限状态分为承载能力极限状态、变形极限状态和裂缝极限状态三类。

(2)在承载能力极限状态的计算表达式中,将单一的安全系数分解为考虑荷载可能比起标准值偏大和构件抗力可能比标准值偏小不利情况的两个系数,另外引入一个调整安全度的工作条件系数 m 。

(3)某些荷载的超载系数和材料强度的匀质系数是将荷载和材料强度作为随机变量,采用数量统计方法按一定的概率值。因此,在结构安全度问题中引进了概率的概念。

这种方法中承载能力极限状态设计表达式为:

$$\sum n_i N_i \leq m k f_k \Omega = m f_d \Omega \quad (3-5)$$

式中: N_i ——由各种荷载标准值产生的构件内力(效应);

n_i ——各荷载的超载系数;

m ——工作条件系数;

f_k ——材料强度标准值。

这种方法,虽然对材料强度匀质系数和部分荷载超载系数采用数理统计方法以一定的概率取值,但是由于条件限制,某些荷载超载系数和工作条件系数还必须用传统方法凭经验确定。因此这种方法可称为半概率半经验极限状态设计法,简称半概率法。

我国于 1974~1990 年采用的钢结构设计规范是多系数分析单一系数表达的容许应力设计法,也按承载能力和变形两种极限状态分别设计。承载能力极限状态设计可按下式表达:

$$\sigma = \frac{\sum N}{\Omega} \leq \frac{f_y}{K_1 K_2 K_3} = [\sigma] \quad (3-6)$$

式中: K_1 ——荷载系数加权平均值;



K_2 ——材料强度系数;

K_3 ——考虑少数荷载特殊变异情况、结构受力状况和工作条件、施工制造条件等特殊情况的修正系数。

这种方法,实质上也属于半概率极限状态设计法。半概率极限状态设计法除了某些系数仍需要经验确定,主要不足点是没有考虑荷载效应和材料抗力的联合概率分布和失效概率。

三、一次二阶矩极限状态设计法

20 世纪 60~70 年代,美国和其他一些国家的学者将 40~50 年代开展研究的以概率为基础的安全度理论进一步发展,并提出比较实用的方法。这种方法除考虑两类极限状态、采用数理统计以一定概率确定荷载和材料强度标准值以外,还给出极限状态方程和功能函数,用结构失效概率或可靠度指标度量结构可靠性,对荷载效应和结构抗力的联合分布进行考察,在结构极限状态方程和结构可靠度之间以概率建立关系。

这种方法,只需考虑随机变量的平均值(又称一阶原点矩)和方差(标准差的平方,又称二阶中心矩),而且在计算中对非线性的结构功能函数用泰勒级数展开,取一次幂项近似变为线性的。所以这种方法称为一次二阶矩极限状态设计法。因为用这种方法分析结构可靠度还存在一定的近似性,所以有时也称近似概率法。这种方法在 20 世纪 70 年代后期和 80 年代被一些国际组织和国家规范所采用,如国际标准化组织(ISO)、欧洲共同体、美国等。

四、概率极限状态设计法

我国公路桥梁结构曾采用过多种计算方法,无论它们属于弹性理论还是非弹性理论,都是把影响结构可靠性的各种参数视为确定的量,结构设计的安全系数一般依据经验或者主要依据经验来确定。然而,影响结构可靠性的诸如荷载、材料性能、结构几何参数等因素,无一不是随机变化的不确定的量。1999 年颁发的国家标准《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283—1999)引入了结构可靠性理论,把影响结构可靠性的各种因素均视为随机变量,以大量调查实测资料和试验数据为基础,运用统计数学的方法,寻求各随机变量的统计规律,确定结构的失效概率(或可靠指标)来度量结构的可靠性。这种方法称为“可靠度设计法”,用于结构的极限状态设计也称“概率极限状态设计法”。

承载能力的极限状态,即结构或结构构件达到最大承载力或不适于继续承载的变形状态。所谓“极限状态”,就是当结构的整体或某一部分,超过了设计规

定的要求时,这个状态称为极限状态。极限状态又分为承载能力极限状态与正常使用极限状态。

这里讲“概率计算”,就是以结构的失效概率来确定结构的可靠度。过去容许应力法采用了一个安全系数 K (简称单一系数法),就是只用一个安全系数来确定结构的可靠程度。而现在采用了多个分项系数(简称多系数法),把结构计算划分得更细更合理,针对不同情况,给出了不同的分项系数。这些分项系数是由统计概率方法确定的,所以具有实际意义。诸多的分项系数从不同方面对结构计算进行修订后,使其材料得以充分发挥作用,结构更加安全可靠。这些系数都是结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的概率(也即可靠度),所以这个计算方法的全称也为“以概率理论为基础的极限状态设计法”。我国现行的桥梁设计规范均采用该方法。下一节将从可靠度角度详细介绍本方法。

第二节 概率论极限状态设计法

结构设计的目的是要使设计的结构能够满足各种预定功能要求。我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)规定钢结构桥的设计使用年限不小于 100 年。如何确定在结构设计使用年限内完成预定功能要求的可靠度?本方法研究引入可靠度理论,把影响结构可靠性的主要因素均视为随机变量,以实测资料和试验数据为基础,运用统计数学的方法,寻求各随机变量的统计规律,确定结构的失效概率(或可靠度)来度量结构的可靠性,提出以分项系数形式表达的极限状态表达式。

一、结构的功能要求

我国规范《公路工程结构可靠度统一标准》(GB/T 50283—1999)规定,公路工程结构必须满足下列功能要求。

(1)安全性。在正常施工和正常使用时,结构应能承受可能出现的各种作用,在预计的偶然事件发生时及发生后,仍能保持必需的整体稳定性。

(2)适用性。在正常使用时,具有良好的工作性能,满足预定的使用要求,例如不产生影响正常使用的过大变形等。

(3)耐久性。在正常维护下,应随时间的变化仍能满足预定功能要求,例如不发生严重腐蚀而影响结构的使用寿命等。



二、结构的可靠性、可靠度

结构可靠性是结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的能力。结构的可靠性是结构的安全性、适用性和耐久性的统称。结构可靠性研究,就是围绕“完成预定功能的能力”而展开的,因为研究“能力”问题必然涉及“规定的时间”和“规定的条件”,最后对各种功能的“能力”必须给出恰当的数量化指标。

用来度量结构可靠性的指标称为可靠度。它是可靠性的定量描述,是指结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的概率,是表示可靠性的大小。因为影响可靠性的各种因素存在着不定性,如荷载、材料性能等的变异、计算模型的不完善,制作、安装质量的差异等,而且这些因素都是随机的,所以度量可靠性比较科学的方法是用概率论表示。因此,可靠度是建立在统计数学基础上,经过调查、统计、计算分析确定的。

三、失效概率和可靠指标

工程结构的可靠度通常受各种荷载(作用)效应、材料性能、结构几何参数等诸多因素的影响,把这些因素作为基本变量 Z_1, Z_2, \dots, Z_n , 建立极限状态方程为:

$$Z = g(Z_1, Z_2, \dots, Z_n) = 0 \quad (3-7)$$

式中: Z ——结构的功能函数, $Z = g(Z_1, Z_2, \dots, Z_n)$ 。

若功能函数中仅包含结构抗力 R 和荷载(作用)综合效应 S 两个基本变量,则功能函数可写为:

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (3-8)$$

从可靠度理论的角度考虑,结构的安全度取决于荷载(作用)在结构中引起的效应(S)以及结构自身所具有抗力(R)的关系。而荷载效应(S)和结构抗力(R)均非固定数值,而为服从一定分布规律的随机变量,如图 3-1 所示。

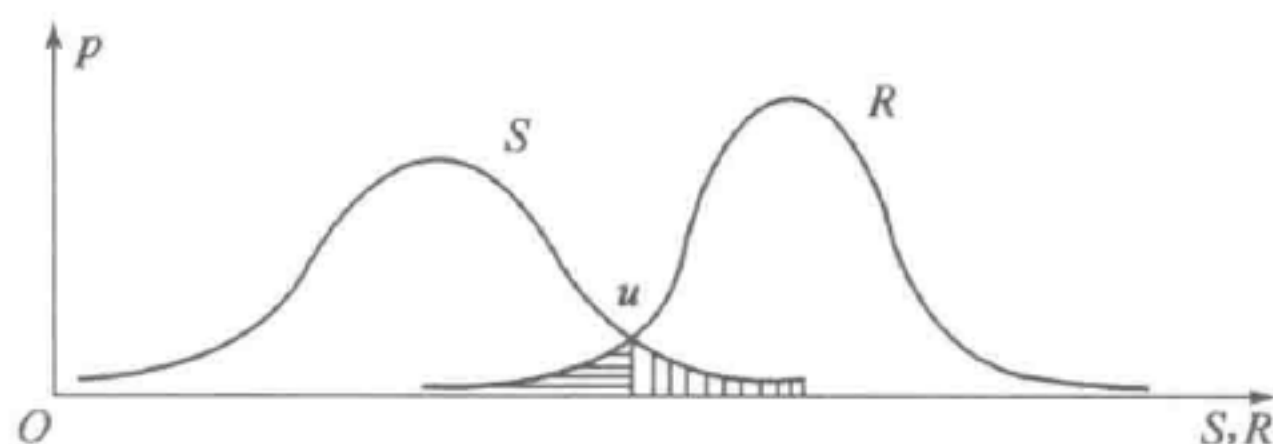


图 3-1 荷载效应与结构抗力的概率分布曲线

根据结构功能函数的取值,把结构区分为以下三种不同状态。

- (1) $Z = R - S > 0$, 意味着结构抗力大于作用效应,结构处于可靠状态。
- (2) $Z = R - S < 0$, 意味着结构抗力小于作用效应,结构处于失效状态。

(3) $Z=R-S=0$, 意味着结构抗力等于作用效应, 结构处于极限状态。

结构失效概率就是结构功能函数小于零的概率, 即:

$$P_f = P[Z=R-S < 0] \quad (3-9)$$

根据概率论, 结构可靠度(结构可靠概率)与失效概率有互补关系, 即:

$$P_s = 1 - P_f \quad (3-10)$$

功能函数中基本变量 R 和 S 均为正态分布, 根据概率论定理, 功能函数 $Z=R-S$ 也服从正态分布。

Z 的平均值为:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (3-11)$$

式中: μ_R, μ_S —— R, S 的平均值。

Z 的标准差值为:

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3-12)$$

式中: σ_R, σ_S —— R, S 的标准差。

随机变量 Z 的密度函数分布曲线如图 3-2 所示。

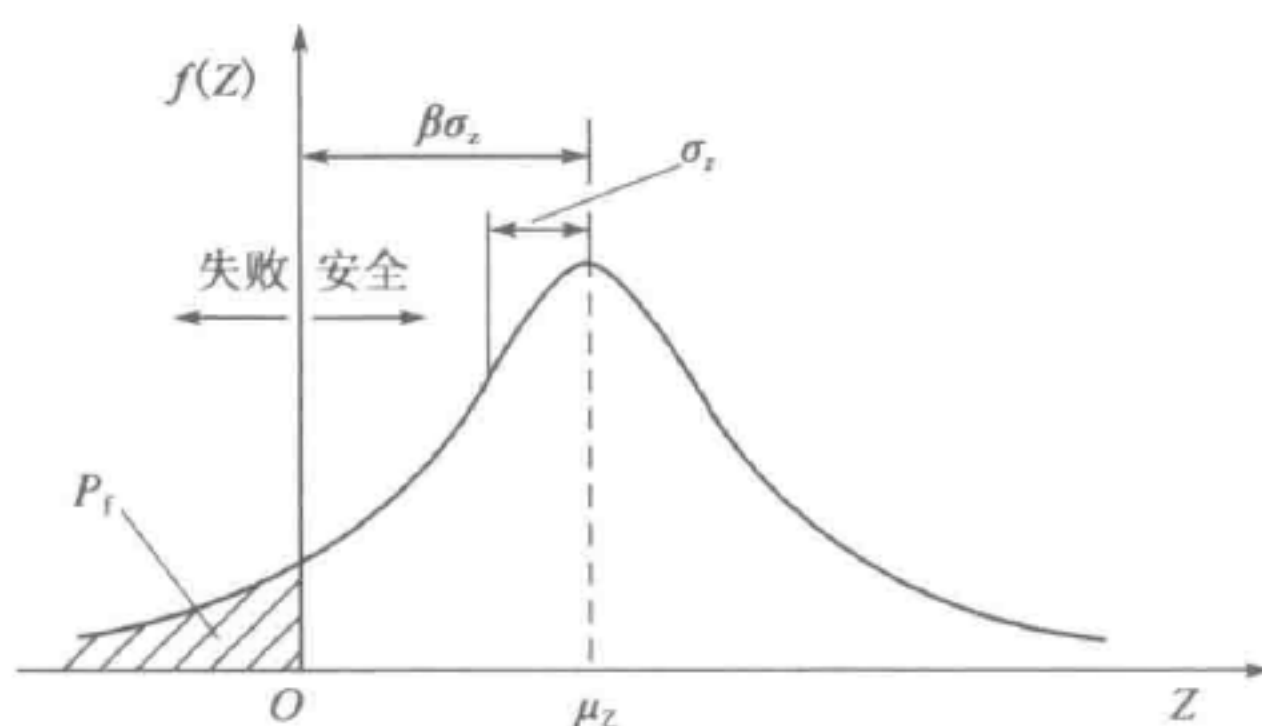


图 3-2 Z 值的概率密度分布曲线

图 3-2 中, $-\infty \sim 0$ 的阴影面积为失效概率, 则 $0 \sim +\infty$ 曲线包围的面积就是可靠概率, $Z < 0$ 的失效概率可写成式(3-11)。引入标准正态变量 x , 令 $\mu_r = 0, \sigma_r = 1$, 以便于利用标准正态分布表示。则 $x = \frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z}, dZ = \sigma_Z dx$ 。

$$P_f = \int_{-\infty}^{-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx = \phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \phi(-\beta) \quad (3-13)$$

式中: $\phi(\cdot)$ ——标准正态分布函数。

采用概率 P_f 表示结构的可靠度具有明确的物理意义, 能较好地反映问题的实质, 但计算失效概率比较复杂, 因此, 国内外都采用可靠指标 β 代替失效概率来衡量结构的可靠度。



结构设计中,除了满足可靠性要求外,还必须考虑经济性。两者之间是互相矛盾的。结构设计要解决的基本问题,就是在结构的可靠与经济之间选择一种合理的平衡,力求比较经济的途径使所设计的结构具有适当的可靠度,也就是以适当的可靠度来满足各种预定的功能要求。

从概率论的观点看,结构的安全可靠不可能是绝对的,总是存在风险的。但只要结构的失效概率足够小,小到可以接受的程度,就可以认为这一结构设计是可靠的。根据这样的认识而得到的计算方法称为概率法。

四、结构的极限状态设计

结构的极限状态是指整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求,此特定状态称为该功能的极限状态。

结构的极限状态分为以下两大类。

1) 承载能力极限状态

这种极限状态对应于结构或构件达到最大承载能力或不适于继续承载变形的状态。当结构或构件出现下列状态之一时,即认为超过了承载能力极限状态。

(1) 整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡(如倾覆等)。

(2) 结构构件或连接因超过材料强度而破坏(包括疲劳破坏),或因过度变形而不适于继续承载。

(3) 结构转变为机动体系。

(4) 结构或结构构件丧失稳定(如压屈等)。

(5) 地基丧失承载能力而破坏(如失稳等)。

《公路工程可靠度统一标准》(GB/T 50283—1999)规定,结构的极限状态采用极限状态方程来描述,极限状态中的若干变量也可组合为作用效应和结构抗力两个综合变量,对于任意验算点处的极限状态方程可写为:

$$S_G + S_Q = R \quad (3-14)$$

式中: S_G 、 S_Q 、 R ——永久荷载效应、可变荷载效应和结构抗力的设计验算点坐标。

采用标准值和分项系数表示,上式可写为:

$$\gamma_G S_{GK} + \gamma_Q S_{QK} = \frac{R_K}{\gamma_R} \quad (3-15)$$

式中: S_{GK} 、 S_{QK} 、 R_K ——按规范规定的标准值计算的永久荷载效应、可变荷载效应和结构构件抗力;

γ_G 、 γ_Q 、 γ_R ——永久荷载分项系数、可变荷载分项系数和构件抗力分项系数。

要使式(3-14)与式(3-15)等价,必须满足以下条件,即:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_G &= \frac{S_G}{S_{GK}} \\ \gamma_Q &= \frac{S_Q}{S_{QK}} \\ \gamma_R &= \frac{R_K}{R} \end{aligned} \right\} \quad (3-16)$$

如果采用按式(3-16)确定的各分项系数值,则按式(3-15)设计结构构件与采用概率极限状态设计的效果是一致的。由式(3-16)可知,由分项系数 γ_G 、 γ_Q 、 γ_R 的大小验算点 S_G 、 S_Q 、 R 值。而 S_G 、 S_Q 、 R 值不仅与目标可靠指标 β_K 有关,而且与极限状态方程所包含的全部基本变量的统计特征有关。要确定最佳的分项系数,需要通过大量计算比较,从各组被选定的 S_G 、 S_Q 、 R 中选出最佳的一组,使设计的结构构件实际的 β 值与规定的 β_K 值在总体上的差值最小。

根据以上原则,并结合我国公路桥梁的以往设计经验对于承载能力极限状态,在基本荷载(作用)效应组合下,结合我国规范《公路桥涵通用设计规范》(JTG D60—2015)和《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)给出了如下实用设计表达式:

$$\gamma_0 S \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} G_{iK}, \gamma_{Qi} \gamma_{Li} Q_{iK}, \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Lj} \gamma_{Qj} Q_{jK} \right) \leq R_d \quad (3-17)$$

式中参数请参考该规范,其中 R_d 已经体现抗力分项系数 γ_R 。

荷载标准是荷载代表值之一,是结构设计的主要参数。它是一个定值,但来源于实际调查,经数理统计分析,已赋予概率意义。荷载标准由其概率分布的某一分位值确定,包括永久荷载标准、可变荷载标准值。

与在“校准”确定目标可靠指标时一样,荷载(作用)效应分项系数也是在效应最简单的组合下,用优化的方法确定的。确定的原则是:在恒载和汽车荷载标准值已给定的前提下,选取一级分项系数 γ_G 、 γ_Q ,使所设计的各构件的可靠指标与规定的目标可靠指标 β_K 之间在总体上误差最小。《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)给出了各种荷载的分项系数值和组合系数。《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)给出的钢材的材料分项系数是 1.25,即 $f_d = f_y / 1.25$,规范给出的值是在此基础上取为 5 的整数倍。

2) 正常使用极限状态

这种极限状态对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值的状态。当结构或结构构件出现下列状态之一时,应认为超过了正常使用极限状态。



- (1)影响正常使用或外观的变形。
- (2)影响正常使用或耐久性的局部损坏。
- (3)影响正常使用的振动。
- (4)影响正常使用的其他特定状态。

我国规范《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)规定,公路桥涵结构按正常使用极限状态设计时,应根据不同的设计要求,采用作用的频遇值组合或准永久组合,给出下列规定。

(1)频遇组合。频遇组合为永久作用标准值与汽车荷载频遇值、其他可变作用准永久值相组合。

$$S_{fd} = S(\sum_{i=1}^m G_{iK}, \psi_{f1} Q_{1K}, \sum_{j=2}^n \psi_{Qj} Q_{jK}) \quad (3-18)$$

(2)准永久组合。准永久组合为永久作用标准值与可变作用准永久值相组合。

$$S_{qd} = S(\sum_{i=1}^m G_{iK}, \sum_{j=2}^n \psi_{Qj} Q_{jK}) \quad (3-19)$$

式(3-18)和式(3-19)中参数见相应规范。

公路钢结构桥梁正常使用阶段常只涉及变形计算。规范规定汽车荷载采用频遇值,且频遇值系数取为 1.0。

3) 疲劳设计

我国《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)规定,钢结构构件抗疲劳设计时,除特别指明外,各作用应采用标准值,作用分项系数取为 1.0。《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)规定,疲劳计算是采用相应的疲劳荷载计算模型,不涉及其他荷载和荷载组合。

第三节 结构分析模型

结构分析采用的模型和基本假定,应能反映结构实际受力状态,其精度应能满足结构设计要求。钢箱梁建模分析,分为第一体系整体计算分析和局部板单元有限元分析。第一体系整体计算分析通常是用于整体结构的静动力分析,来模拟计算结构的整体受力和动力性能,与其结构形式梁单元体系受力分析相同,截面单元赋予离散的结构单元上。不管是第一体系整体计算建模分析还是局部板单元有限元分析,均需考虑以下几个方面的问题,即结构单元的离散、边界条件的模拟、荷载的施加、动力计算时阻尼的确定、材料特性和几何特性的选取。

计算模型是能够对结构做出承载能力评估和响应分析的一种数值表示。有限元建模就是将连续的结构离散为有限的单元体。因为能够对真实结构进行有效的模拟,所以有限元方法在研究和工程实践中得到了广泛的应用。但是,利用有限元模型对真实结构进行静动力分析时总是存在一定的误差,这些误差主要来源于以下几个方面。

(1)模型的结构误差。这一误差通常由描述结构的运动的控制方程引起的。

(2)模型阶次误差。将无限次的连续体系离散为有限自由度的离散模型阶次的误差。

(3)模型参数误差。参数误差来源于不精确的物理参数估计以及不真实的边界条件模拟。

一、第一体系整体分析模型

结构分析应基于考虑极限状态的合理的结构计算模型。第一体系整体计算模型一般采用梁单元模拟,截面采用钢板厚度中线构成的线框架,分别赋予不同板件厚度的形式模拟,截面需要考虑顶底板纵向加劲肋,由于腹板纵向加劲肋不参与整体弯曲受力,建立截面时可不考虑。薄壁截面需要计算沿封闭截面周边形成扭转剪力流,建立截面时需要定义扭转线框。当桥面存在横坡时,截面应按实际横坡进行模拟。横隔板和横肋自重可按集中荷载加于相应位置。其他荷载加载与一般梁单元建模相同,这里不再累述。

二、板单元局部分析模型

1. 板单元的特点

按照板的宽厚比可将板分为厚板、薄板和薄膜三种。如果板的厚度 t 与幅面的最小宽度 b 相比,相比不算小($h/L > 1/5 \sim 1/8$)时,由于板内的横向剪力产生的剪切变形和弯曲变形相比属于同量级大小,计算时不能忽略不计,这种板称为厚板。如果板的厚度与幅面最小宽度相比较小($1/80 \sim 1/100 < h/L < 1/5 \sim 1/8$)时,这时的剪切变形与弯曲变形相比很微小,可以忽略不计,这种板属于薄板。当板的厚度极小,以致其抗弯刚度可以忽略,这种板完全靠薄膜的拉力来支承横向荷载的作用,称为薄膜。连续钢箱梁属于薄板焊接箱形构件,应按薄板稳定理论进行分析。板随厚长比变化分类示意图如图 3-3 所示。

板单元计算分析时,为了考虑不同类型板受力特性,分别用不同单元类型进行模拟分析,不同单元适用类型参见表 3-1。铁摩辛柯梁是能考虑剪切变形的梁,而位移和转角是独立的,不是通过位移导数求得。欧拉—伯努利梁是基于平

截面假定,弯曲是主要变形,忽略剪切变形的影响,计算公式通过平衡微分方程得到,而非变形协调方程。两种梁的力学分析示意图如图 3-4 所示。平面应力单元,常用于分析非常薄的板,薄板各层之间不相互作用,即假设 $\sigma_z=0$,与材料力学中不考虑受弯杆件各层之间的相互作用是一样的。非常薄的板应使用薄板理论进行模拟计算分析,防止剪力锁。

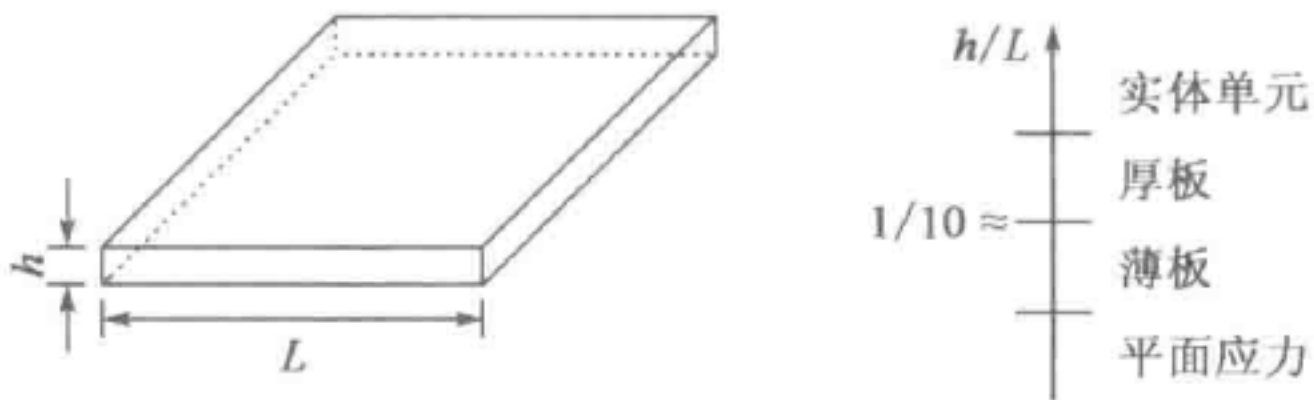


图 3-3 板随厚长比变化分类示意图

| 板单元计算模型采用类型 | | | 表 3-1 |
|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-------|
| 平面应力单元 | 薄 板 | 厚 板 | |
| $\sigma_z=\tau_{xz}=\tau_{yz}=0$ | 欧拉—伯努利梁 (Euler-Bernoulli Beam) | 铁摩辛柯梁 (Timoshenko Beam) | |

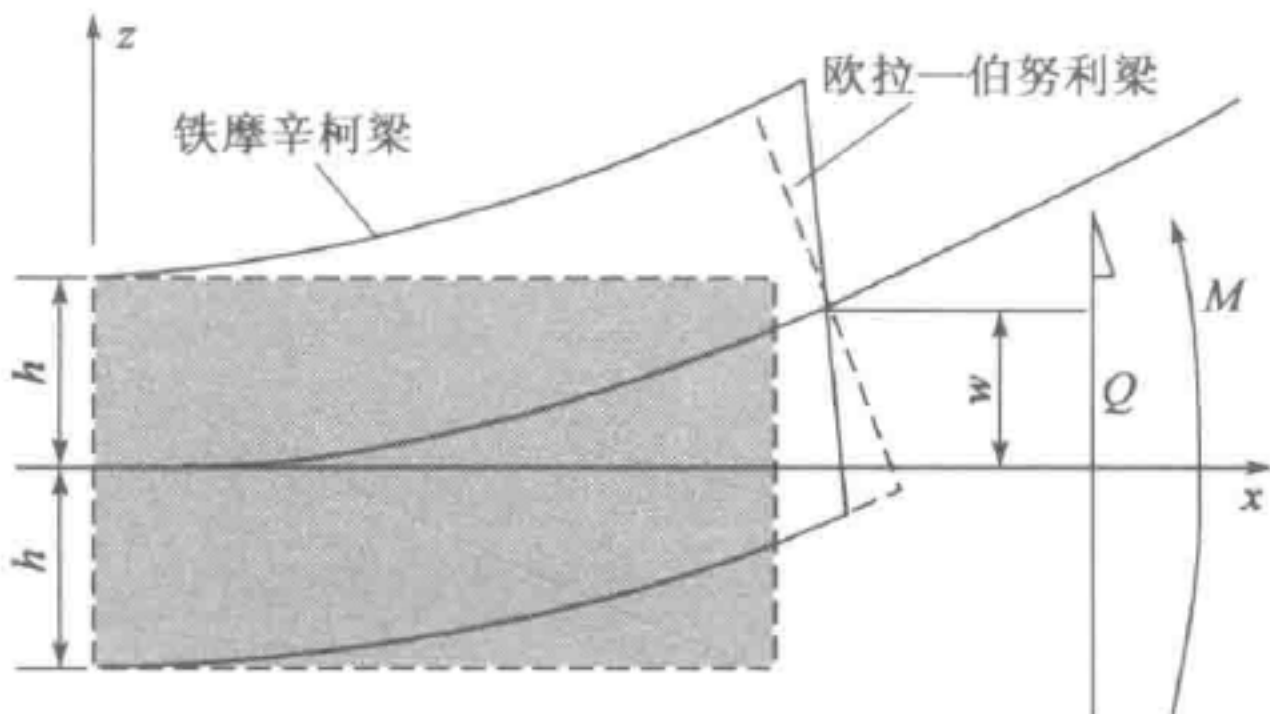


图 3-4 欧拉—伯努利梁和铁摩辛柯梁力学分析示意图

板单元没有面内旋转自由度,每个节点只有 5 个自由度,由厚度来体现面内和面外的刚度,挠度比板单元厚度薄的时候,可忽略面内变形。

2. 板单元建模

局部分析模型的建立,关键是局部模型的选取、合理边界条件的确定和荷载的施加。从整体模型中选取的局部模型隔离体,在自由边上常会设置合理的边界条件来模拟隔离与整体模型的等效。隔离体大小和边界条件约束的选择直接影响分析结构的准确性。隔离体通常取关注影响区域的 2~3 倍范围,隔离体自由边应选至板单元约束刚度较大的位置,这时在自由边施加的边界条件不会增

大结构的刚度。

单元网格划分尽量采用规则的四边形和三角形,四边形尽量不采用向内凹陷的形状,这样会降低单元刚度,无法避免时,可以把该单元拆分成两个三角形单元。互相交叉板单元应在交叉线上共节点,单元划分时,统筹考虑所有需要共节点的位置进行合理的控制。

单元边界条件的模拟在模型建立时最为关键。不同单元类型单元连接时,要注意自由度的耦合,板单元没有绕单元坐标系 Z 轴的旋转自由度,所以当与梁单元连接时,如果诱发板单元绕单元 Z 轴的旋转,连接位置在某个方向将成为铰接。因为实体单元没有旋转自由度,与板单元相连接时有可能在某个方向成为铰。

当两个单元无法利用共节点传递荷载时,需要采用刚性连接把两单元连接起来,但在连接位置某一方向上位移不是连续的,应力分布也不是很均匀。从属节点本应该依靠外荷载而产生位移,但因为被设置为从属于主节点,所以不能产生与相邻节点的正常位移,导致位移不连续。应力的不连续发生在距连接位置单位特性长度(一般为厚度或高度尺寸)的局部范围内,该范围内的应力不可信。刚性连接应尽量使用距重要位置 2~3 倍长度范围以外。在受扭位置最好不要使用刚性连接,因为刚性连接约束了截面的翘曲,所以会夸大结构的抗扭刚度。

对称结构最好利用结构的对称性进行分析,这样建模简便,分析结果也对称。结构模型对称时,几何形状、材料、荷载、边界条件均应对称,边界条件应设置为不能让结构的变形越过对称面。但特征值分析、屈曲分析时不能使用对称条件,因为模态不是对称的。

在节点处作用集中荷载时,容易发生应力奇异现象,例如平面弹性问题、节点支承问题。集中荷载作用下的应力奇异随网格密度的增加而增加。当不可避免地需要施加集中荷载时,较理想的处理方法为不使用相应位置的分析结果,利用圣维南原理判断适用范围的结果,或在集中荷载周边建立较细的三角形单元网格,忽略相应位置的分析结果。在非常小的范围内用均布荷载替代集中荷载。在集中荷载位置删除非常小的单元,用均布荷载替代。

第四节 钢箱梁计算要点和整体设计

一、钢箱梁设计要点

钢箱梁计算要点是基于钢箱梁发生破坏的形式而确定的,钢箱梁桥的破坏形式有以下几种:强度、刚度、脆性断裂、稳定、疲劳和腐蚀。



强度破坏分为整体和局部破坏。整体破坏指的是截面的平均应力达到屈服点 f_y ；截面应变迅速增加导致结构破坏(变形过大或者断裂)局部破坏是指截面的局部范围应力达到屈服点 f_y ，局部范围应变迅速增加最后导致局部结构破坏(局部变形过大或者断裂)。

钢箱梁稳定从力学角度分为弹性屈曲稳定(第一类稳定)和弹塑性极值稳定(第二类稳定)，从失稳破坏范围分为整体失稳和局部失稳。整体失稳是指桥梁主要承重结构失稳，结构整体丧失承载能力。局部失稳是指桥梁次要构件或构件中的局部板件失稳，结构失稳后不一定完全丧失承载能力。

钢结构疲劳破坏是指在反复荷载作用下，钢材应力低于极限强度时发生的破坏现象。疲劳破坏计算最重要的是确定好疲劳加载模型、材料和构造上本身抗疲劳的承载能力、疲劳破坏评估方法。

脆性断裂是指在很小的外荷载应力甚至没有外荷载的情况下，钢结构焊缝处出现的断裂破坏现象。主要有以下原因：结构内部存在微小裂纹、存在严重的应力集中和较大的残余拉应力、材料韧性差、焊接时预热不够和刚度大无法释放残余应力等。脆性断裂破坏的研究还在发展中，钢桥设计中应该选用具有良好冲击韧性的钢材，避免采用约束大的焊接构造细节，焊接中进行必要的预热，避免过大的焊接层间温差。

钢结构腐蚀是指金属处于大气环境，空气中相对湿度大于一定数值时，在金属表面形成水膜，空气中水分在金属表面吸附凝聚及溶有空气中污染物，表面水膜(电解质膜)层下金属发生电化学腐蚀。阻止形成腐蚀的条件有：涂装和防止钢材表面接触空气或降低空气的湿度。阴极保护作用有：防腐底漆中添加锌粉、铝粉形成富锌(铝)涂料，热喷涂技术将锌铝喷涂在钢材表面或采用镀锌技术。保证结构的可维护性、避免容易积水和尘灰堆积的构造细节。

二、钢箱梁整体设计

钢箱梁整体设计首先考虑的是满足功能要求。根据交通量荷载合理确定桥梁纵断面、平面、横断面，选择合理的施工方式，做好交通组织设计，确保交通安全，结构选型考虑使用性能要求。

安全上确保桥梁结构的强度、刚度、稳定、疲劳、防腐等要求。经济上选择合适的结构形式、施工方法，使造价最低。美观上要使桥梁与环境相适应，桥梁结构比例协调，考虑一定的景观亮化提升区域的景观特色。施工上要考虑有足够的制作空间，便于自动化施工，便于运输和安装，减少施工风险和工期。养护上要有检修通道，便于定期检查桥梁的状态，便于维修或更换，便于二次涂装。

钢箱梁结构合理性确定,需要进行以下几方面的研究:①钢箱梁的构造与设计计算方法;②钢箱梁桥的扭转、畸变与横隔板的合理间距和刚度;③钢箱梁桥腹板构造与设计方法;④钢箱梁桥 U 形或 V 形加劲肋与桥面钢板刚度的匹配与协调;⑤钢箱梁桥轮压荷载对钢箱梁桥面板体系和顶板的作用;⑥钢箱梁桥横隔板(梁)间距的决定因素;⑦钢箱梁桥纵隔板(梁)设置原则;⑧钢箱梁桥梁高的确定原则;⑨提出钢箱梁的构造要求与设计方法。

为研究横隔板间距对集中荷载作用下钢箱梁畸变的影响,通过设置不同数量横隔板的简支钢箱梁,比较其在集中荷载作用下的畸变效应和刚性扭转效应,得到最大畸变效应随横隔板数量的变化曲线。在箱梁腹板顶端施加集中荷载,按畸变、刚性扭转、对称弯曲和偏心荷载四种工况采用荷载分解的方法进行计算。

钢箱梁的整个设计过程,可分为以下步骤。

(1)首先通过概念设计及总体计算得到沿桥长方向各板件的宽度和厚度。

(2)通过桥面局部计算配置上翼缘桥面板的纵向加劲肋及横向加劲肋(横梁)。

(3)复核上翼缘加劲板件稳定性,并根据稳定性要求设计腹板及底板纵、横向加劲肋(横向加劲肋需配合上翼缘横向加劲肋的间距模数),使加劲板件屈曲为由其最薄弱区格(即宽厚比最大区格)屈曲控制,验算其最薄弱区格局部稳定性。

(4)总体计算复核优化钢箱梁板件设计。

(5)分别对修改后上翼缘、下翼缘、腹板采用大挠度理论,并计入几何误差、残余应力及材料非线性影响进行有限元分析(板壳单元)计算组成钢箱梁带肋板件整体—局部稳定性(极限承载力)是否满足设计要求。

(6)建立全桥有限元模型(板壳单元或梁—板壳混合单元)计算各施工阶段及运营阶段钢箱梁整体—局部稳定性。[当钢箱梁截面不会发生弯扭屈曲,且对于所有位置板件区格宽厚比能使该区格弹性屈曲应力大于 4 倍屈服强度,即通用宽厚比 $R_R < 0.5$ 可不进行此步计算,其中 $R_R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$]。

第四章 钢箱梁的连接

钢箱梁由钢板、型钢等组合连接制成基本构件,如带加劲肋的板单元、横隔板、悬臂单元、箱梁节段单元等,运输到工地或者组装场地再通过安装连接组成整体结构。钢箱梁制造一般分为三个阶段,分别为板单元制造、阶段安装和桥上连接。例如,港珠澳大桥非通航深水区 110m 连续钢箱梁的加工、制造与安装。板单元制造在山桥产业园完成,通过海上运输至中山安装基地组合成钢箱梁大节段,然后海上运至桥位节段拼装连接而成。连接在钢箱梁桥中占有很重要的地位,将直接影响钢箱梁的制造安装与经济指标以及使用性能。连接设计应符合安全可靠、节省钢材、构造简单、制造安装方便等原则。

第一节 钢箱梁的连接方法

钢箱梁结构的连接方法可分为焊接连接、螺栓连接和铆钉连接。其中普通螺栓连接使用最早,约从 18 世纪中期开始,至今仍是安装连接的一种重要方法。19 世纪 20 年代开始使用铆钉连接,此后发展成在钢结构连接中占统治地位。19 世纪下半期出现焊缝连接,在 20 世纪 20 年代后逐渐广泛使用并取代铆钉连接成为钢结构的主要连接方法。20 世纪中期又发展为使用高强度螺栓连接,现已在一些较大钢结构的安装连接中得到较多地使用。

一、铆钉连接

铆钉是指一端有半圆形钉头的圆柱形短杆,将它穿入需要连接的各钢板或型钢钉孔中,并把伸出的一端压成或锤成第二个钉头,如图 4-1 所示。铆接分为冷铆和热铆两种。热铆紧密性较好,但铆杆与铆孔间有间隙,不能参与传力。冷铆时钉杆镦粗,涨铆孔,钉杆与钉孔间无间隙。直径大于 10mm 时常用热铆;直径小于 10mm 时常用冷铆。铆接的主要特点是:工艺简单、连接可靠、抗振、耐冲击。与焊接相比,其缺点是结构笨重,铆孔削弱被连接件截面强度 15%~20%,劳动强度大,噪声大,生产效率低,因此,铆接经济性和紧密性不如焊接。且铆接不适于太厚的材料、材料越厚铆接越困难,一般的铆接不适于承受拉力,因为其抗拉强度比抗剪强度低得多。铆钉连接由于费工、费料,铆合工艺复杂,而且在动荷载下容易松动,已逐渐被焊接和高强度螺栓替代。

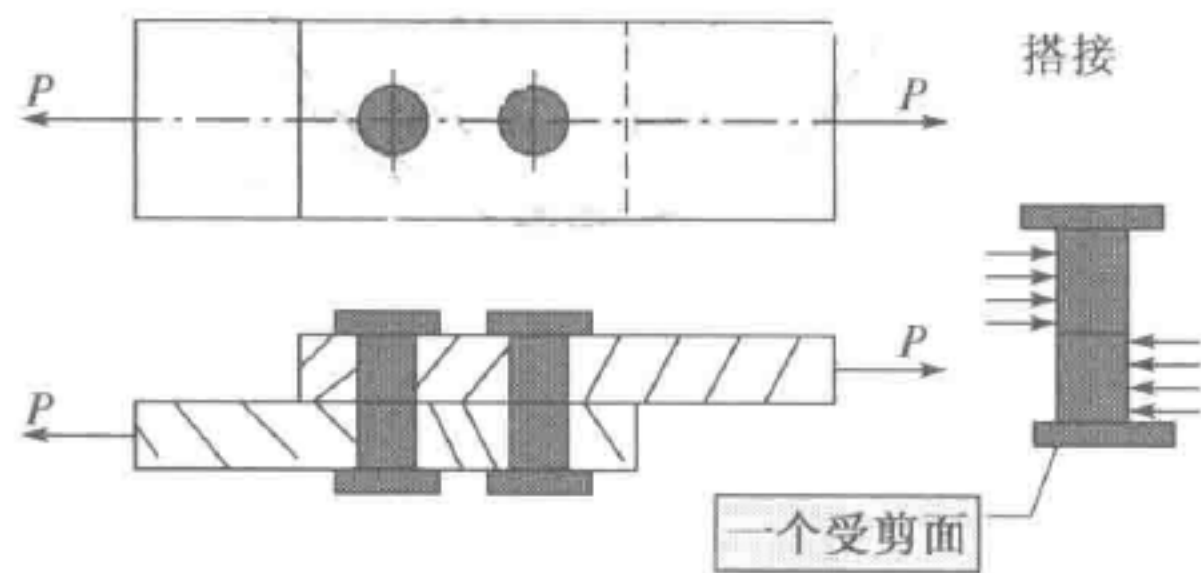


图 4-1 铆钉连接示意图

二、普通螺栓连接

钢结构普通螺栓连接即将普通螺栓、螺母、垫圈机械地与连接件连接在一起形成的一种连接形式,如图 4-2 所示。从连接的工作机理来看,荷载是通过螺栓杆受剪、连接板孔壁承压来传递的,这种连接螺栓和连接板孔壁之间有间隙,接头受力后会产生较大的滑移变形,因此一般受力较大的结构或承受动荷载的结构采用普通螺栓连接时,螺栓应采用精制螺栓以减小接头的变形量。精制螺栓连接是一种紧配合连接,即螺栓孔径和螺栓直径差约在 0.2~0.5mm,施工时需要强行打入。精制螺栓连接加工费用高、施工难度大,工程上已极少使用,逐渐被高强度螺栓连接替代。

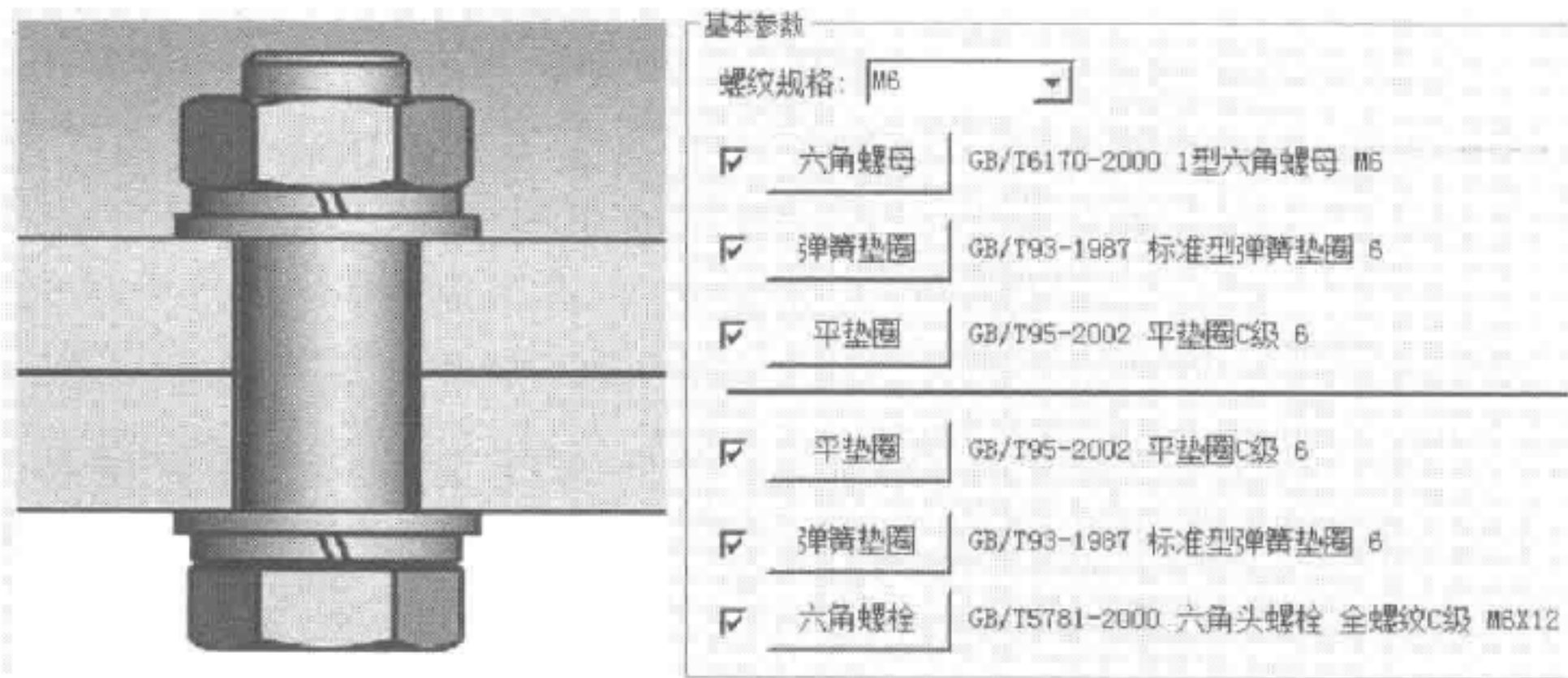


图 4-2 普通螺栓示意图及对应规范选用

螺栓按照性能等级分为 3.6、4.6、4.8、5.6、5.8、6.8、8.8、9.8、10.9、12.9 十个等级,其中 8.8 级及以上螺栓材质为低碳合金钢或者中碳钢并经热处理(淬火、回火),统称高强度螺栓,8.8 级以下统称普通螺栓。螺栓性能等级标号由两个部分数字组成,分别表示螺栓的公称抗拉强度和材质的屈强比。例如,性能等级 4.6 级的螺栓其含义为:第一部分数字(4.6 中的“4”)为螺栓材质公称抗拉强



度(MPa)的 $1/100$;第二部分数字(4.6 中的“6”)为螺栓材质屈强比的 10 倍;两部分数字的乘积($4 \times 6 = “24”$)为螺栓材质公称屈服点(MPa)的 $1/10$ 。

普通螺栓按制作精度可分为 A、B、C 级三个等级,A、B 级为精制螺栓(5.6、5.8 级),C 级为粗制螺栓,钢结构用连接螺栓,除特别注明外,一般为普通粗制 C 级螺栓(4.6 级、4.8 级)。精制螺栓的制造、安装要求较高,目前较少采用。粗制螺栓表面不需特殊加工,主要用于受拉连接和安装连接。

三、高强度螺栓

高强度螺栓连接是近五、六十年来迅速发展和应用的螺栓连接形式。高强度螺栓连接是通过螺栓杆内很大的拧紧预拉力把连接板的板件夹紧,足以产生很大的摩擦力,从而提高连接的整体性和刚度。高强度螺栓连接具有施工简单、受力性能好、可拆换、耐疲劳以及在动力荷载作用下不致松动等优点,是目前广泛使用的连接方法。图 4-3 为正在连接高强度螺栓的矮寨大桥。

高强度螺栓采用优质碳素结构钢或合金结构钢,经过热处理获得较高强度并具有一定塑性和韧性的一种特殊螺栓,使用中要施加强大的预拉力。目前我国有大六角头和扭剪型两种形式;土木工程中常用的型号有 M16、M20、M22、M24,最大规格可达 M30;常用性能等级分 10.9S 和 8.8S 两级。通常采用 10.9S 级。材质主要采用 20MnTiB、40Cr、ML20MnTiB、35CrMn、35VB 钢。

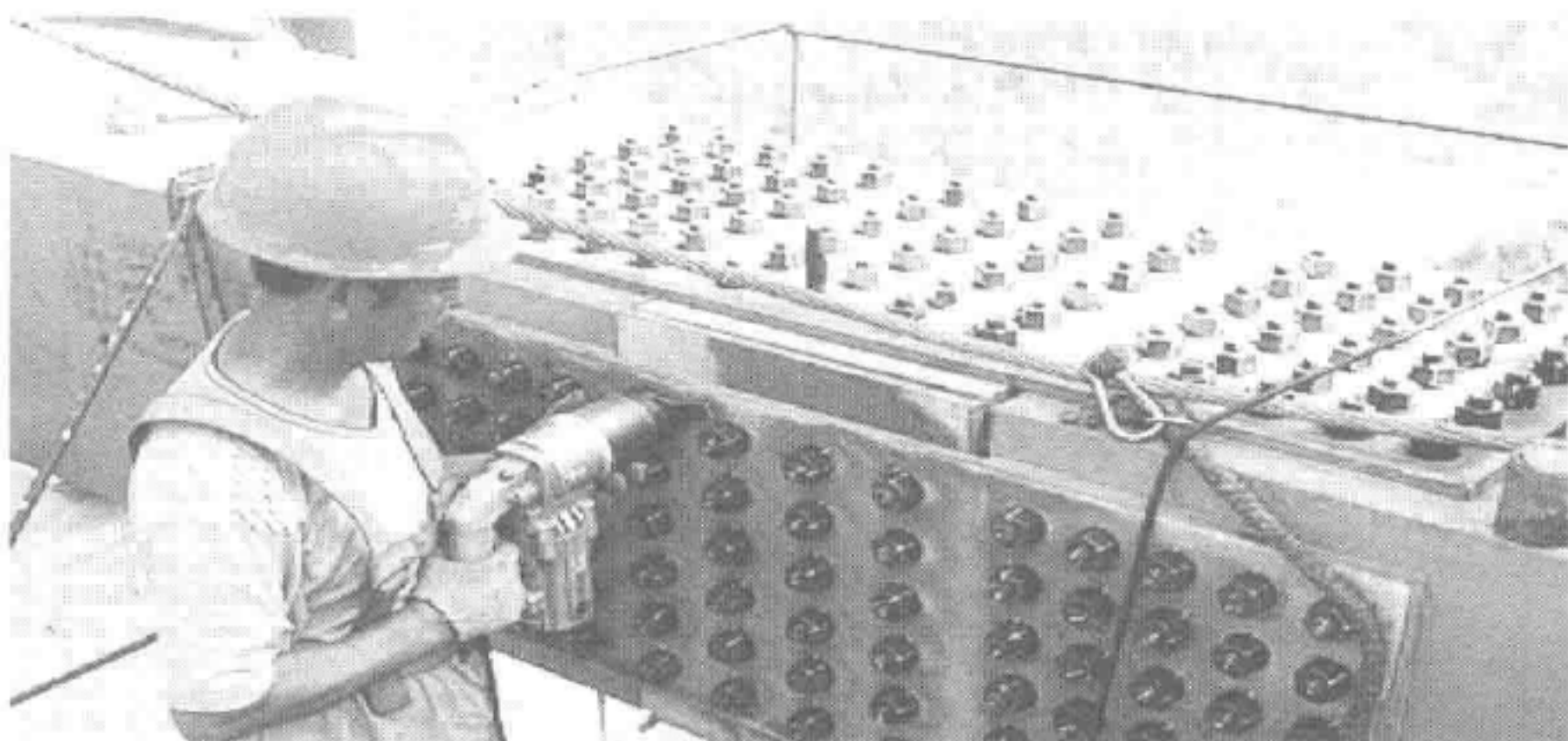


图 4-3 正在连接高强度螺栓的矮寨大桥

四、焊缝连接

焊缝连接是现代钢结构最主要的连接方法。在钢结构中主要采用电弧焊;较少特殊情况下可采用电渣焊和电阻焊。

焊缝连接的优点是对钢材从任何方位、角度和形状相交都能方便适用,一般不需要附加连接板,也不需要钢材上开孔,不使截面受削弱,因而构造简单,节省钢材,制造方便,并易于采用自动化操作,生产效率高。此外,焊缝连接的刚度较大,密封性较好。

焊缝连接的缺点是焊缝附近钢材因焊接的高温作用而形成热影响区,其金相组织和机械性能发生变化,某些部位材质变脆;焊接过程中钢材受到不均匀的高温和冷却,使结构产生焊接残余应力和残余变形,影响结构的承载能力、刚度和使用性能;焊接连接的刚度大和材料连续是优点,但也使局部裂纹一经发生便容易扩展到整体。因此,与高强度螺栓连接相比,焊接连接的塑性和韧性差,脆性较大,疲劳强度较低。此外,焊缝可能出现气孔、夹渣等缺陷,也是影响焊接质量的不利因素。现场焊接的拼装定位和操作较麻烦,因而构件间的安装连接应尽量采用高强度螺栓连接,或设安装螺栓定位后再焊接。

目前桥梁工程界在受力连接中,常用焊缝连接和高强度连接,本书将在下列章节对该两种连接方式详细进行阐述,其他连接方式请参考相关书籍或规范。

第二节 钢箱梁焊接连接

钢箱梁焊接连接包括:板单元对接拼接、板单元与其加劲肋焊接连接、板单元之间组装焊接连接、节段之间焊接连接。

一、钢箱梁主要焊接连接

钢箱梁的焊接连接主要有:板单元的对接焊,U肋与顶、底板的单边坡口贴角焊,横隔板与腹板、顶底板的T形对接焊,腹板与顶底板T形对接焊,加劲板肋与腹板、顶底板、横隔板T形对接焊等。钢箱梁主要焊缝连接形式分对接焊缝和角接焊缝两种,对接焊缝主要有对接接头和T形接头两种,角焊缝主要有T形接头。焊缝的构造形式分为角焊缝、熔透焊、部分熔透焊和坡口贴角焊等。焊缝形式和构造尺寸的选择与构件的受力形式、板材厚度、母材的强度有关。严禁随意加大焊缝尺寸。钢箱梁焊缝主要形式如图4-4所示。

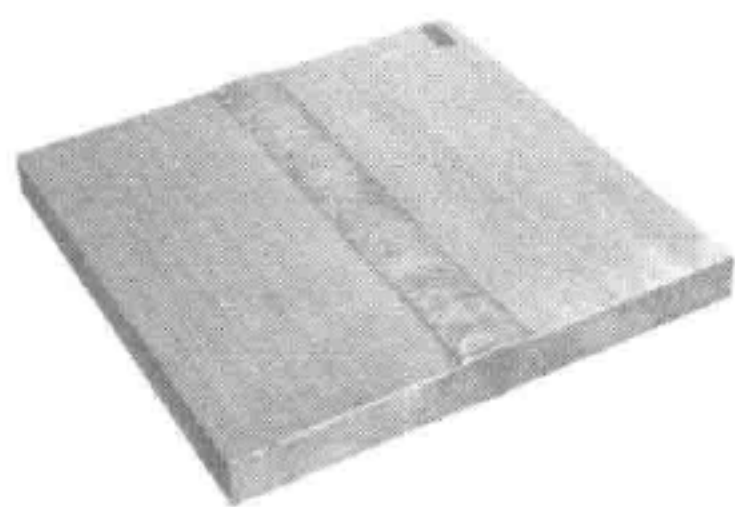
二、构件焊接连接焊缝构造形式的选择

1. 板单元拼接焊缝

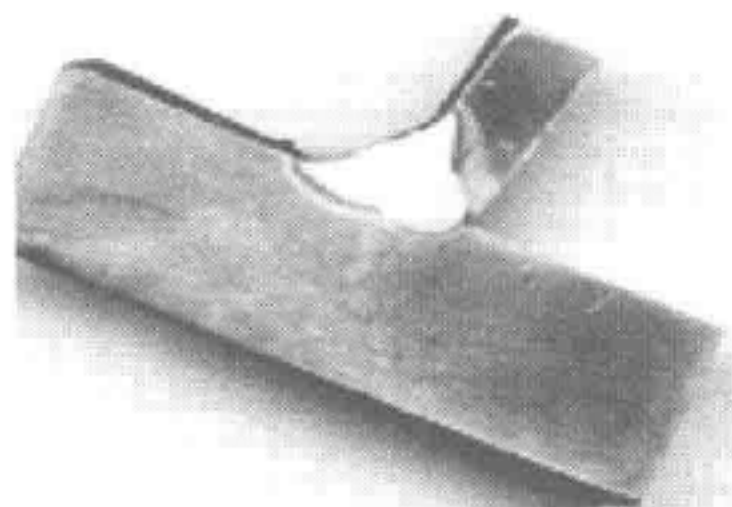
由于板单元参与整体受力,焊缝要求与母材强度相同,需要熔透焊,并对封



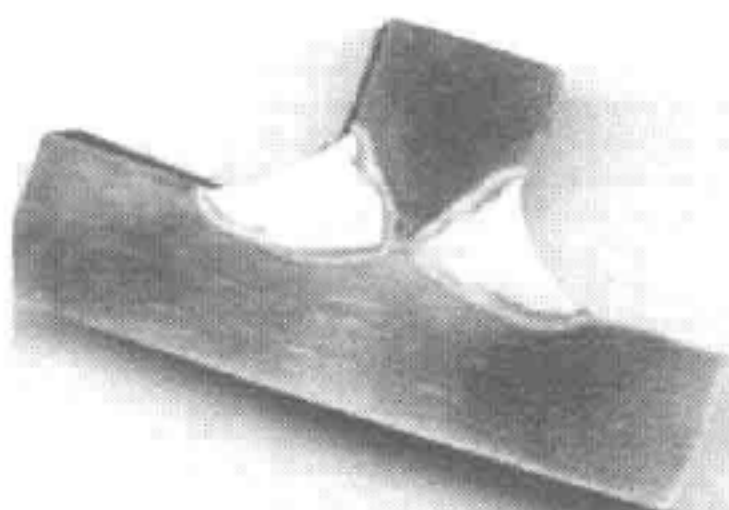
焊的余高根据坡口尺寸的大小进行控制。对接焊缝坡口形式在满足焊透质量的情况下,尽可能减少焊缝体积,以便节省焊条和减小对焊件的温度影响。当板件厚度为不大于 20mm 时,可用带封底的单面双侧坡口焊,如图 4-4a) 所示。当板件厚度大于 20mm 时,可采用双面坡口或 U 形坡口。但 U 形坡口加工较困难,主要只从正面焊,背面清根补焊。双面坡口焊的加工较为简单,焊缝体积较小,用于有条件翻转焊件从两面焊接时。



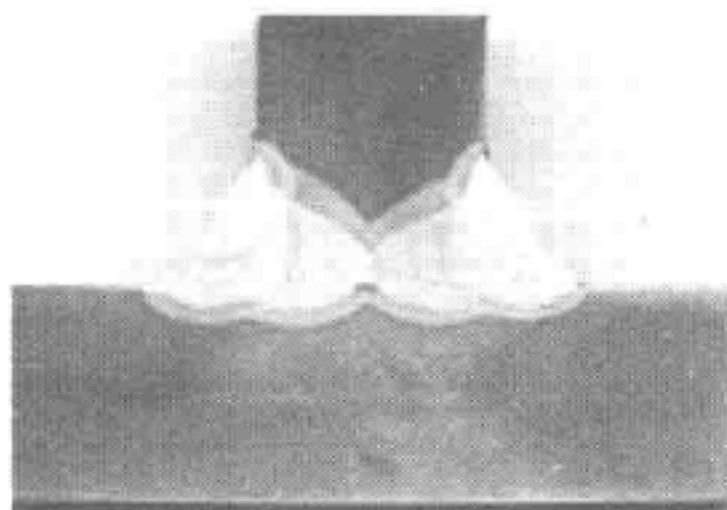
a) 板单元拼接对接焊



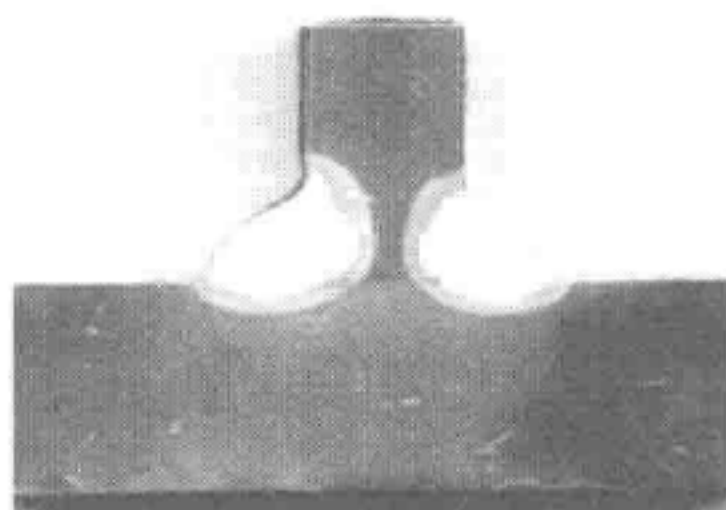
b) U肋与顶底板单边坡口焊



c) 带钝边双面坡口贴角焊



d) 双面坡口贴角熔透焊



e) 双贴角焊接

图 4-4 钢箱梁常用焊缝形式构造

2. 顶底板与其加劲肋焊接

顶底板加劲肋一般有开口和闭口两种,当采用闭口加劲肋时,由于内侧无法施焊,只能采用单边施焊,为了减少应力集中和增强闭口加劲肋与顶板焊接强度,减小疲劳破坏,尽可能焊透一点,但是不能完全焊透,焊透后焊缝内侧表面不易控制,更容易疲劳破坏。所以我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)规定,熔透不小于 80%。欧洲规范规定熔透不小于 75%。美国规范规定,熔透为 80%,最小不小于 70%。现在国际上通常采用单面坡口贴角组合焊,如图 4-4b) 所示。开口加劲肋与顶板的焊接,由于开口加劲肋两边都可以施焊,为了避免焊透对顶板的伤害,可以选择双面坡口贴角焊,如图 4-4c) 所示。

3. 钢箱梁中间横隔板与腹板、顶底板焊接

由于横隔板以扭转剪切为主,可以采用双面贴角焊缝,如图 4-4e)所示。而钢箱梁支点处横隔板需要承受很大的集中荷载,要求能够直接传递集中荷载,减少应力集中和避免出现疲劳,支点处横隔板与底板的焊缝应完全熔透焊,如图 4-4d)所示。横隔板在行车道范围内与顶板的焊缝间隙要求小于 1mm。

4. 腹板与顶底板 T 形对接焊

由于腹板与顶底板参与整体受力,腹板与顶底板结合面上需要承受较大的拉压正应力和剪应力。焊缝需要熔透焊,采用双面坡口贴角焊,如图 4-4d)所示。

5. 腹板和横隔板其上的加劲肋与自身的焊缝连接

腹板和横隔板上的加劲肋仅起到稳定板的作用,使板单元具有面外变形的刚度,不参与受力,所以焊缝连接质量等级可以适当降低,通常采用双面贴角焊,如图 4-4e)所示。

6. 焊缝构造要求及尺寸确定

焊缝的各项力学性能参数不低于母材标准值,通常采用等强度设计,角焊缝一般按照焊缝有效厚度不小于被焊板厚的 1.1 倍确定。顶、底板的纵横向对接焊缝、边纵腹板与顶板、斜底板间焊缝均为 I 级熔透焊缝,并尽量采用熔敷金属量少、焊后变形小的坡口。角焊缝端部应围焊,所有焊缝均需进行打磨,所有焊缝断面形式均应焊成“凸”形,焊件厚度大于 20mm 的角接接头,应采用收缩时不易引起层状撕裂的工艺及构造,焊接顺序的设计应尽量减小周边构件对焊件的约束。所有要求熔透焊或者部分熔透焊的焊缝质量等级均应为 I 级,双面贴角焊质量等级可采用 II 级。焊接尽量采用自动焊和半自动焊。对于 Q345 钢材,举例说明焊缝尺寸确定的计算方法。

1) 顶底板与其加劲肋焊接

(1) U 肋与顶底板焊接

顶板上的 U 肋既承受第一体系的纵向正应力,又承受第二体系的面外弯曲和扭转应力。U 肋与顶板连接的焊缝,既受纵向剪切应力又受弯曲正应力。U 肋与底板的连接仅受纵向的剪切应力。现以 U 肋强度要求较高的正应力控制进行等强度计算焊缝尺寸。U 肋厚度通常厚度为 6mm、8mm、10mm,本次以使用较多的 8mm 为例进行计算。我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)规定 U 肋与顶板焊缝熔透应不小于 80%。查询该规范可知,U 肋

正应力强度设计值为 $f_d = 275\text{MPa}$, 对接焊缝抗正应力强度设计值为 $f_d^w = 160\text{MPa}$, 角焊缝正应力强度设计值为 $f_{fd}^w = 175\text{MPa}$ 。现假定 U 肋厚度为 t , 熔深为 h_1 , 贴角焊脚尺寸有效高度为 h_2 , 则计算公式为:

$$h_1 \times f_d^w + h_2 \times f_{fd}^w = 1.1t \times f_d \quad (4-1)$$

$$h_2 = \frac{1.1t \times f_d - h_1 \times f_d^w}{f_{fd}^w} = \frac{1.1t \times f_d - 0.8t \times f_d^w}{f_{fd}^w} = \frac{0.3 \times 8 \times 275}{175} = 3.8(\text{mm})$$

组合焊缝有效高度为 $h = h_1 + h_2 = 0.8 \times 8 + 3.8 = 10.2(\text{mm})$, 通常采用焊缝有效高度为 10mm , 如图 4-5a) 所示。

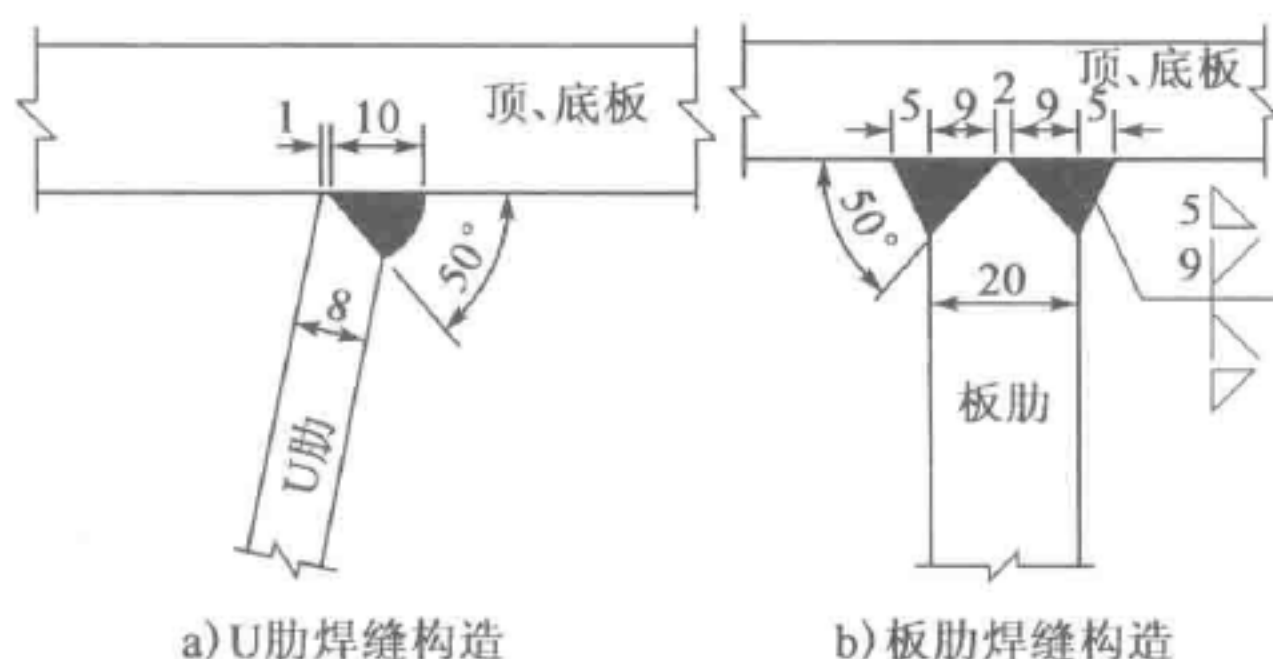


图 4-5 顶底板与加劲肋连接焊缝构造(尺寸单位:mm)

(2) 板肋与顶底板焊接(带钝边双面坡口贴角焊)

为了取得较好的面外惯性矩, 开口的顶底板加劲肋通常采用 T 形或 L 形截面, 与顶底板连接的加劲肋腹板厚度通常不大于 24mm 为最为经济。本次以使用较多的 20mm 厚板肋为例进行计算。板肋设计强度值为 $f_d = 270\text{MPa}$, 对接焊缝强度为 $f_d^w = 270\text{MPa}$, 角焊缝强度设计值为 $f_{fd}^w = 175\text{MPa}$ 。现假定板肋厚度为 t , 熔深为 h_1 , 贴角焊脚尺寸有效高度为 h_2 。通常做法是留钝边长度为 2mm 进行开口。计算公式如下:

$$h_1 = \frac{20 - 2}{2} = 9(\text{mm})$$

$$h_2 = \frac{1.1t \times f_d - 2h_1 \times f_{fd}^w}{2f_{fd}^w} = \frac{1.1 \times 20 \times 270 - 2 \times 9 \times 270}{2 \times 175} = 3.1(\text{mm})$$

则焊脚尺寸 $h_1 = \frac{h_2}{0.7} = \frac{3.1}{0.7} = 4.4(\text{mm})$, 设计时取为 5mm 。焊缝构造如图 4-5b) 所示。

2) 双面贴角焊

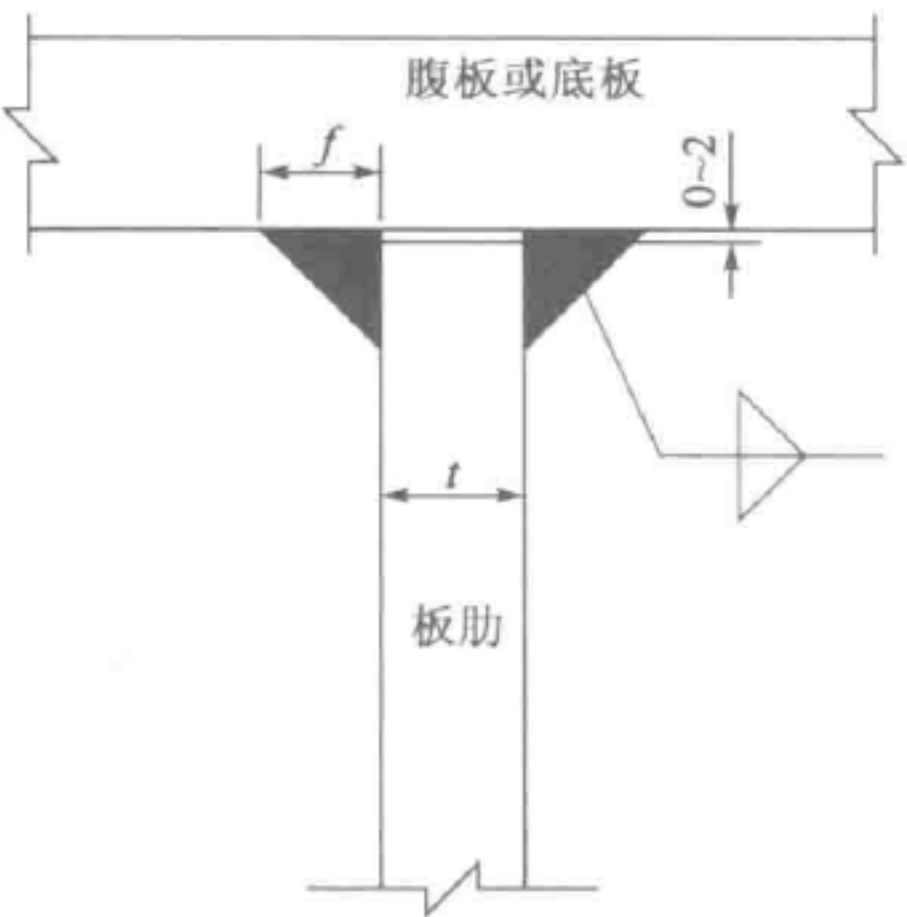
双面贴角焊的板肋焊缝连接面以受剪切为主。底板与板肋焊缝连接, 底板纵向板肋与底板共同受纵向力, 而不承受面外力及车轮引起的疲劳应力, 当板厚

不大于 14mm 时,通常采用双面贴角焊。当加劲肋与底板共同受力时,主要受到与焊接面变形协调的滑移剪切约束,所以主要由剪切强度控制。钢箱梁中间横隔板与腹板、顶底板焊缝连接,主要以受剪切为主,横隔板厚度一般不大于 14mm,也通常采用双面贴角焊。顶底板纵肋与横隔板焊接,通常在连接面形成竖向抗剪切受力,所以顶底板纵肋与横隔板连接也以受剪切为主。腹板及横隔板加劲肋的焊接也可按此方式确定,并考虑 1.1 倍的增大。下面双面贴角焊接连接为例进行计算。分别假定板肋厚度为 t ,贴角焊脚尺寸为 f ,则双面贴角焊计算为:

$$2 \times 0.7 h_f \times f_{vd}^w = 1.1 t \times f_{vd}$$

(4-2)

由于板件抗剪强度设计值与角焊缝抗剪强度设计值相同,则焊接尺寸为:



$$h_f = \frac{1.1 t \times f_{vd}}{2 \times 0.7 \times f_{vd}^w} = \frac{1.1 t}{2 \times 0.7} = 0.786 t$$

焊脚尺寸计算结果见表 4-1;焊缝构造如图 4-6 所示。当横隔板与顶板双面贴角焊连接时,由于需要考虑车轮作用下引起的疲劳效应,板间缝隙应小于 1mm。从以上计算可以看出,焊接板件厚度不大于 14mm 时,焊缝焊脚尺寸不大于 11mm。采用双面贴角焊焊敷金属体积不大。当板厚大于 16mm 时,采用双面贴角焊焊敷金属体积较大,这时应采用开坡口的形式进行焊接。

图 4-6 双面贴角焊

双面贴角焊焊脚尺寸计算

表 4-1

| | | | | | | |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|
| 焊接板厚 t (mm) | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |
| 计算焊脚尺寸(mm) | 4.7 | 6.3 | 7.9 | 9.4 | 11.0 | 12.6 |
| 采用焊脚尺寸 h_f (mm) | 6 | 6 | 8 | 10 | 11 | |

注:板厚为 6mm、8mm 的是顶底板 U 肋与横隔板之间采用双面贴角焊。

第三节 高强度螺栓连接

一、高强度螺栓连接副特点

钢结构用摩擦型高强度螺栓连接副包括扭剪型高强度螺栓连接副和高强度大六角头螺栓连接副,见图 4-7,都是由螺栓、螺母和垫圈配套组成连接副使用

的。螺栓与螺母及垫圈的组合使用是有约束性的,三者在满足各自性能条件的前提下,组成的连接副还必须满足连接副的性能要求,即三者组成的连接副必须具有离散程度基本一致的紧固轴力或扭矩系数,才是合格的连接副产品。高强螺栓连接副是指大六角高强螺栓必须是 1 个螺杆,2 个垫圈,1 个螺母配套使用;扭剪型高强螺栓必须是 1 个螺杆,1 个垫圈,1 个螺母配套使用;这里的配套就是“一副”,不能多用也不能少用(不能少了垫圈,或改用普通螺母)。使用的高强度螺栓应有配套的螺母、垫圈,使用时按配套使用,不得互换。选用检验合格的螺栓、螺母和垫圈。其连接副扭矩系数保证期为自出厂之日起 6 个月。

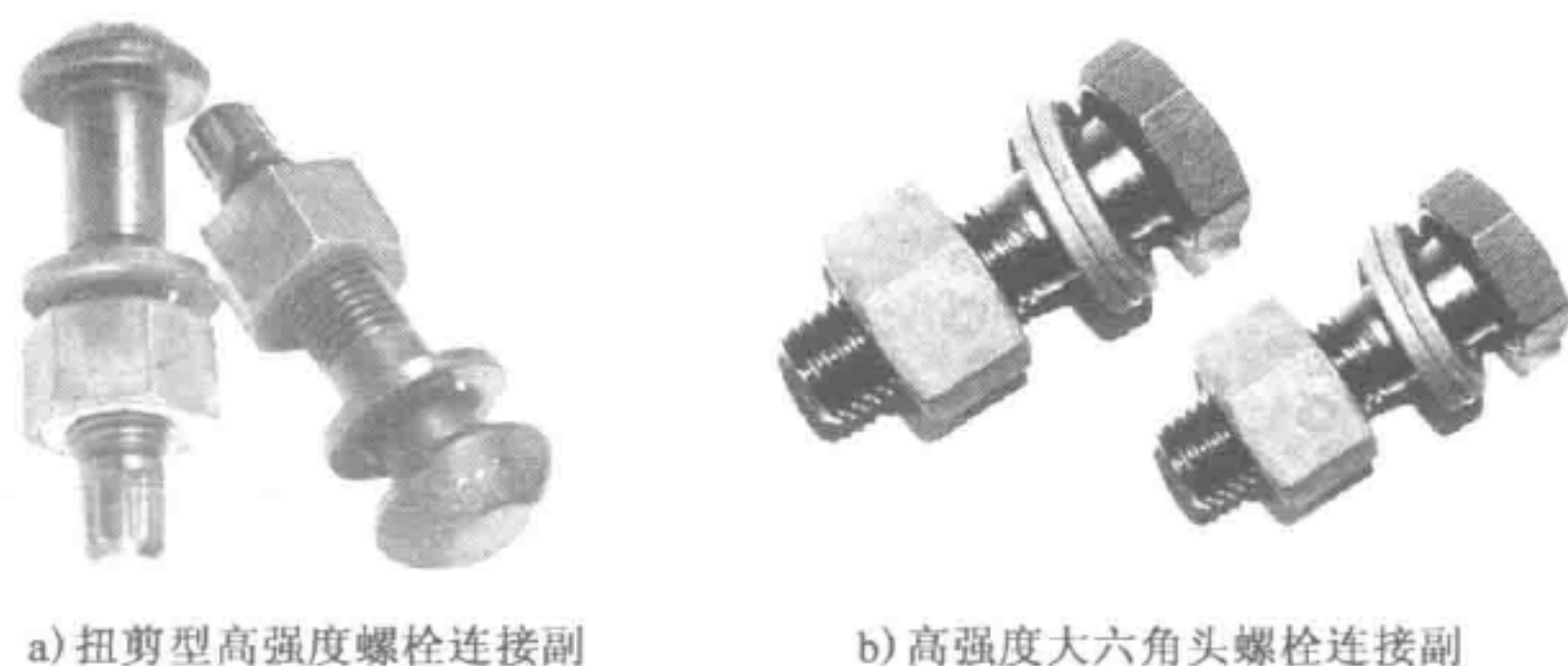


图 4-7 高强度螺栓连接副

二、技术条件及规格选用

高强度螺栓技术标准、尺寸、标记等应符合国家标准《钢结构用螺栓连接副》产品系列标准。该系列包括《钢结构用高强度大六角头螺栓》(GB/T 1228—2006)、《钢结构用高强度大六角螺母》(GB/T1229—2006)、《钢结构用高强度垫圈》(GB/T1230—2006)、《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》(GB/T1231—2006)和《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》(GB/T 3632—2008)。《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》(GB/T1231—2006)规定了直径规格 M12~M30 钢结构用高强度大六角头螺栓连接副的技术要求、试验方法、检验规则、标志及包装;《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》(GB/T 3632—2008)规定直径规格为 M16~M30 钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副的形式尺寸、技术要求、试验方法、标记方法及验收与包装。其余三本规范均是规定对应的零件尺寸和标记方法。扭剪型高强度螺栓其性能只有 10.9S 级,推荐采用 20MnTiB、ML20MnTiB(适用规格 \leq M24)和 35VB、35CrMn(适用规格 M27、M30)。大六角头高强度螺栓其性能等级分为 8.8S 和 10.9S 两个级别,8.8S 级推荐采用 20MnTiB、40Cr、ML20MnTiB(适用规格 \leq

M24)和 35CrMn、35VB(适用规格 \leq M30), 10.9S 级推荐采用 20MnTiB、ML20MnTiB(适用规格 \leq M24)和 35VB(适用规格 \leq M30)。《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)只罗列了 M20~M30 规格和 8.8S、10.9S 两个级别。高强螺栓最小规格 M12,钢箱梁桥常用 M20~M30,超大规格的螺栓性能不稳定,设计中应慎重使用。

三、高强度螺栓连接的受力特点

高强度螺栓按照设计和受力要求的不同可分为高强螺栓摩擦型连接和高强螺栓承压型连接两种,两者的本质区别是极限状态不同。虽然是同一种螺栓,但是在计算方法、要求、适用范围等方面都有很大的不同。在抗剪设计时,高强螺栓摩擦型连接是以外剪力达到板件接触面间由螺栓拧紧力所提供的最大摩擦力作为极限状态,也即是保证连接在整个使用期间内外剪力不超过最大摩擦力,板件不会发生相对滑移变形(螺杆和孔壁之间始终保持原有的空隙量),被连接板件按弹性整体受力。在抗剪设计时,高强螺栓承压型连接中允许外剪力超过最大摩擦力,这时被连接板件之间发生相对滑移变形,直到螺栓杆与孔壁接触,此后连接就靠螺栓杆身剪切和孔壁承压以及板件接触面间的摩擦力共同传力,最后以杆身剪切或孔壁承压破坏作为连接受剪的极限状态。总之,摩擦型高强螺栓和承压型高强螺栓实际上是同一种螺栓,只不过是设计是否考虑滑移。摩擦型高强螺栓绝对不能滑动,螺栓不承受剪力,一旦滑移,设计就认为达到破坏状态。承压型高强螺栓可以滑动,螺栓也承受剪力,最终破坏相当于普通螺栓破坏(螺栓剪坏或钢板压坏)。

高强螺栓是预应力螺栓,构件间的夹紧力是靠对螺栓施加预拉力来实现的,所以螺栓必须采用高强度钢制造,这也是称为高强度螺栓连接的原因。摩擦型用扭矩扳手施加规定预应力。扭剪型高强度螺栓的尾部连有一个截面较小的沟槽和梅花头,用特制扳手旋拧螺母时以梅花头为反拧支点,终拧时梅花头沿沟槽被拧断即为达到规定的预拉力值。大六角头螺栓采用扭矩法,用可直接显示或控制扭矩的特制扭矩扳手,根据事先测定的扭矩与螺栓预拉力的对应关系施加扭矩,达到预定扭矩时自动或人工停拧。

高强度螺栓连接是靠连接件接触面间的摩擦力来阻止其相互滑移的,为使接触面有足够的摩擦力,就必须提高构件的夹紧力和增大构件接触面的摩擦系数,摩擦系数的大小对承载力的影响很大。摩擦系数主要受接触面的形式和构件的材质影响。为了增大接触面的摩擦系数,施工时常采用喷砂、用钢丝刷清理等方法对连接范围内构件接触面进行处理。

试验表明,在高强度螺栓连接中,对于抗拉型高强度螺栓,螺栓受拉时,疲劳



强度较低,在动载作用下,其承载能力不宜超过 $0.8P$ (P 为螺栓的允许轴力),因此,受拉时仅适用于静载作用下使用,如受压杆件的法兰对接、T 形接头等。

承压型连接的高强度螺栓不适用于直接承受疲劳荷载,且在荷载作用下将产生滑移,也不宜用于承受反向内力的连接。在钢箱梁连接中不建议采用承压型高强度螺栓。

四、结合面处理

对高强度螺栓结合面进行喷砂或抛丸处理,清除表面上铁锈、油污等杂质,达到 Sa2.5 级及以上标准,然后电喷铝层或涂防滑涂料,建议处理后的摩擦系数不低于 0.40。图纸有规定时,按图纸规定执行。经处理后的高强度螺栓连接处摩擦面,应采取保护措施,防止沾染脏物和油污。严禁在高强度螺栓连接处摩擦面上做任何标记。在厂内存放、运输和安装现场保管中要特别防止连接表面的污染。安装单位要特别注意保护好高强度螺栓的连接板和母体的连接表面的清洁度摩擦表面的特性。不允许随意使用砂轮机打磨连接板连接面和母体连接表面。

五、高强度螺栓设计

钢箱梁制造加工常受到板材下料、厂房规模、线形和精度控制、吊装和运输的限制,需要分板块和分节段制造,这时板块和节段需要连接。通常采用栓接的位置如下所述。

1. 钢箱梁顶板纵肋连接

钢箱梁顶板由于直接承受车轮轮压作用,疲劳问题突出,为了避免焊接引起的疲劳破坏,通常采用高强度螺栓连接,图 4-8 为 U 肋采用高强度螺栓连接的照片。

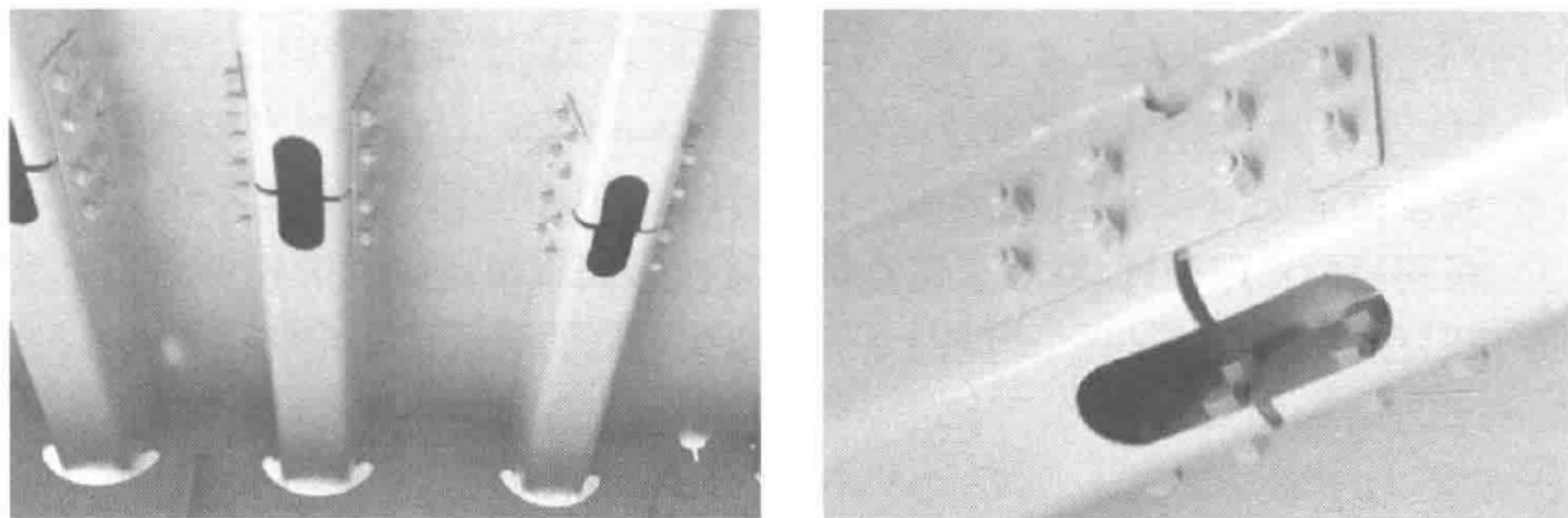


图 4-8 U 肋高强度螺栓连接

2. 钢箱梁阶段拼装连接

对于钢箱梁大阶段拼装(图 4-9),为线性控制和快速固定,常采用栓接连接。当节段对接时,为避免立焊和仰焊导致焊接质量无法保证,也常采用高强度螺栓连接,例如阶段对接时 U 肋采用栓接(图 4-8)。为方便吊装牛腿的重复使用,吊点的拆卸,钢箱梁临时吊点,常采用高强度螺栓连接。大跨度钢桁梁、桁架,为方便杆件制造、精度控制、方便杆件组装、线性控制、减少焊接工作量,常采用栓接进行杆件和节段连接。钢箱梁顶板由于受铺装的影响,通常采用焊接连接。

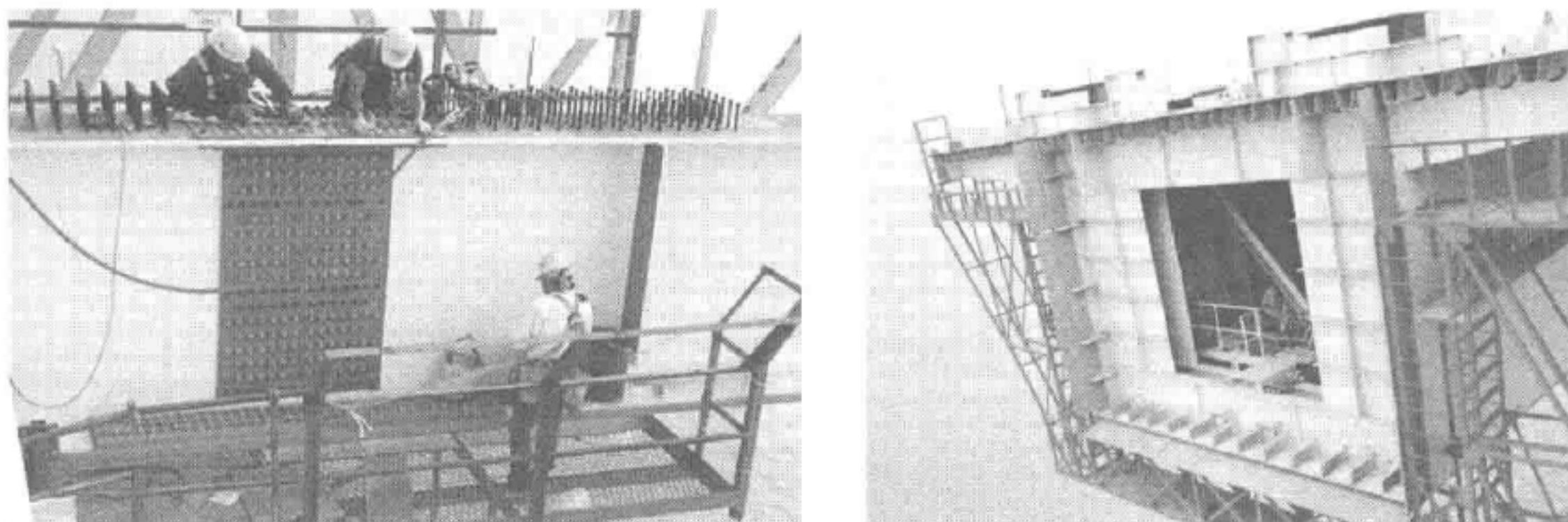


图 4-9 高强度螺栓连接的阶段拼装钢梁

3. 高强度螺栓连接计算

高强度螺栓连接设计通常采用等强度设计,然后通过设计计算校核的方法。下面以 U 肋高强度螺栓连接为例,说明高强度螺栓连接的设计方法。U 肋的截面形式如图 4-10 所示。

1) 螺栓直径及数量计算

U 肋开手孔前截面面积为 $S_1 = 5\,767.6\text{mm}^2$,开手孔口截面面积 $S_2 = 5\,127.6\text{mm}^2$,则:

$$\sum N = S_1 \times f_d = 5\,767.6 \times 275 = 1\,586.1(\text{kN})$$

初步拟定采用 8 个螺栓,则 $N = 1\,586.1/8 = 198.3(\text{kN})$ 。

根据目前常用设计,高强度螺栓拼接板接触面常采用抛丸除锈并喷铝的处理方式,这里摩擦系数 $\mu = 0.45$ 。为了避免偏心受力,通常采用双面拼接板,这里 $n_f = 2$,则:

$$N_{vd}^b \geq N, N_{vd}^b = 0.9n_f\mu P_d$$

$$P_d \geq \frac{N}{0.9n_f\mu} = \frac{198.3}{0.9 \times 2 \times 0.45} = 244.8(\text{kN})$$

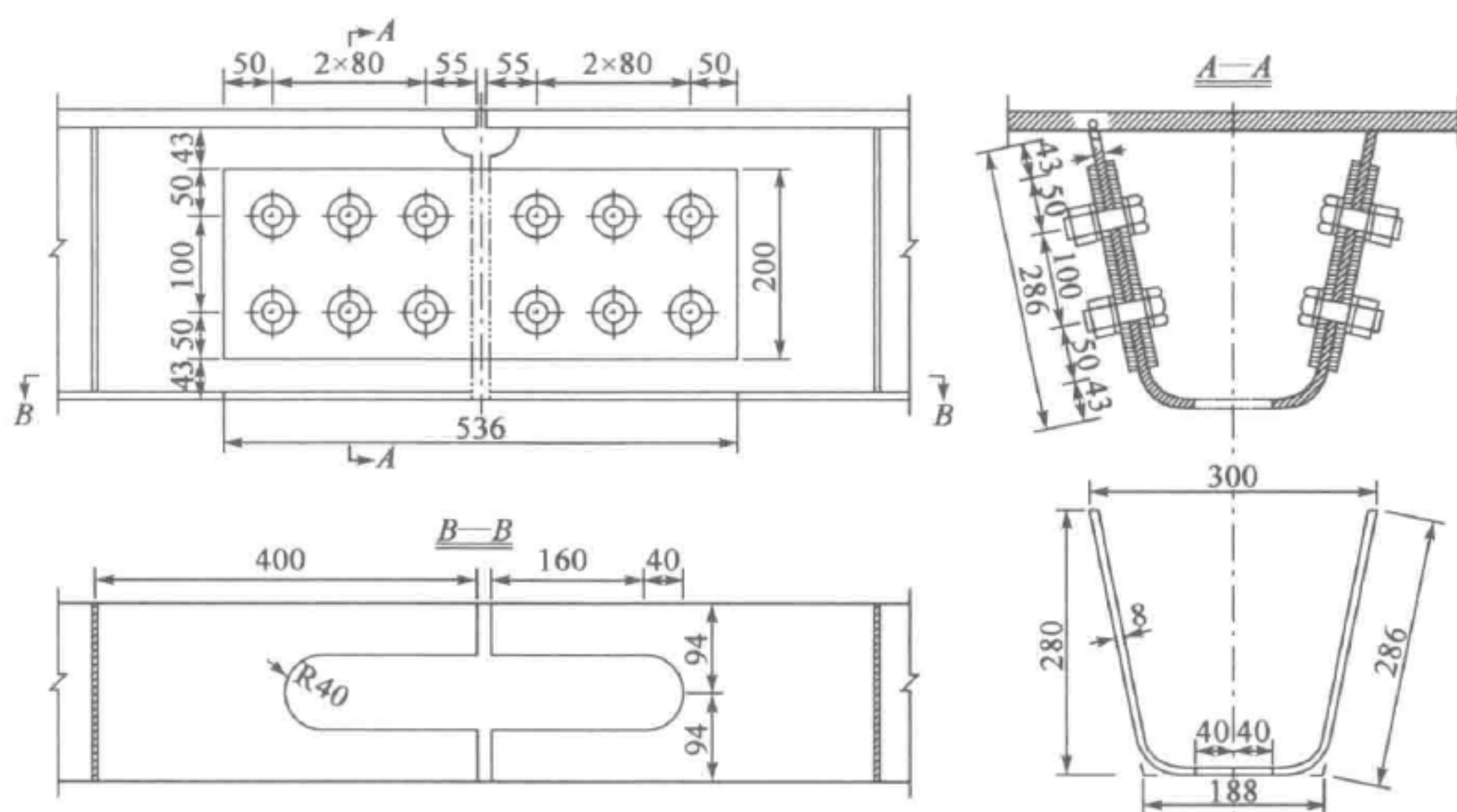


图 4-10 U 肋螺栓连接构造(尺寸单位:mm)

查询规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)3.2.5 条,10.9S 级 M24 高强度螺栓预拉设计值为:

$$P_d = 225 \text{ kN} < N = 244.8 \text{ kN}$$

重新调整螺栓数量,假定采用 12 个 10.9S 级 M22 高强度螺栓,这时:

$$\sum N_{bd} = 12 \times 0.9 n_f \mu P = 12 \times 0.9 \times 2 \times 0.45 \times 190 = 1864.8 (\text{kN}) > 1586.1 (\text{kN})$$

即满足设计要求。

2) 螺栓间距布置

依据规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015),螺栓最小间距为 $3d_0 = 3 \times 22 = 66 (\text{mm})$,距离板边缘最小距离为 $1.5d_0 = 1.5 \times 22 = 33 (\text{mm})$ 。依据规范《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)8.3.4 条,顺力方向最小间距为 $2d_0 = 2 \times 22 = 44 (\text{mm})$ 。取纵向间距为 80mm,螺栓距边缘的距离取 50mm。为扩大 U 肋腹板连接面,竖向间距取 100mm。螺栓布置如图 4-10 所示。

3) 拼接板厚度确定

根据规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)要求,螺栓间的距离最大 $L \leq 16t$,螺栓中心距离板边缘的距离 $L_1 \leq 8t$ 。则 $50/8 = 6.25 \leq t$,取板厚为 8mm。拼接板尺寸如图 4-10 所示。盖板的截面积 $S = 200 \times 8 \times 2 \times 2 = 6400 (\text{mm}^2) > 5767.6 (\text{mm}^2)$,满足设计要求。

受拉时拼接板净截面计算如下:

$$A_n = (b - n_1 d_0) t = (200 - 2 \times 22) \times 8 = 1\,246 (\text{mm}^2)$$

有效面积:

$$A = \frac{A_n}{(1 - 0.5 \frac{n_1}{n})} = \frac{1\,246}{1 - 0.5 \frac{2}{6}} = 1\,495.2 (\text{mm}^2)$$

$4A = 4 \times 1\,495.2 = 5\,980.8 (\text{mm}^2) > 5\,767.6 (\text{mm}^2)$, 满足设计要求。

第五章 板单元稳定理论基础

所谓结构失稳,是指结构所受外力达到一定程度时,其平衡状态开始丧失,稍有扰动(实际上是不可避免的)则变形迅速增大,最后使结构遭到破坏。就理想状态而言,钢箱梁此类的薄壁结构有三种失稳模式:①结构或结构构件的整体失稳;②组成构件的板件局部失稳;③结构整体—局部相关失稳(相关是指相互影响)。

钢箱梁常为 3、4 类截面(局部稳定控制设计,弹性理论分析),为了使钢箱梁设计有合理的根据,必须研究薄板弹性稳定性。板屈曲时,钢箱梁板受力情况有五种:①单向均匀受压,钢箱梁顶底板轴向拉压受力;②承受均匀剪力,钢箱梁简支端支座附近剪力为最重要的因素,故在两加劲肋之间的这部分腹板可作为承受均匀剪力的矩形板;③弯曲应力作用,在跨度中部,与正应力相比剪应力可以忽略,于是在两加劲肋之间的这部分腹板处于纯弯状态;④弯曲应力与剪应力的共同作用,在简支端支座与跨中之间的诸截面内或者连续梁中间支承处,同时受到相当大的弯曲应力与剪应力的共同作用;⑤弯曲应力、剪应力和侧向压应力共同作用,横隔梁在弯剪扭及轮压和支反力作用下为三种应力共同作用。

针对板单元受力存在的以上五种情况,分别对各种情况的受力进行分析。为了使计算更为方便且不影响计算结果,做如下假定:剪切应力 τ 均匀分布于板的四周,弯曲应力及正应力则相等地分布在板单元的两端,当板发生屈曲时,板梁的翼缘不发生侧向倾覆。板单元的屈曲通常与板单元的尺寸(长、宽、厚)、边界约束、所受力的内力(正应力、剪切应力、弯曲应力)、板件的加劲肋等因素有关。

第一节 板单元受力屈曲分析

板单元平衡分支稳定理论的小挠度弹性薄板屈曲微分方程如式(5-1)所示:

$$D\left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4}\right) = N_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \quad (5-1)$$

式中: D ——板的抗弯刚度, $D=Et^3/12(1-\mu^2)$,它与梁的抗弯刚度 EI 相当。

与梁的抗弯刚度相比,板条的刚度比梁要大一个因子 $1/(1-\mu^2)$,产生这一

差异的原因在于梁的横向变形是自由的,而板条的横向变形受相邻板条的约束。

如令 $N_y=0;N_{xy}=0$,则可根据式(5-1)计算单向压力作用下板的临界荷载,同样也可用以计算纯剪时板的临界荷载或压力与剪力组合时的临界荷载。

一、单向均匀受压四边简支板的屈曲应力

1. 板的弹性屈曲

如图 5-1 所示,以受单向均匀压力荷载 P_x 作用下四边简支板($a \times b \times t$)为例,由式(5-1)可推导得到板的屈曲荷载:

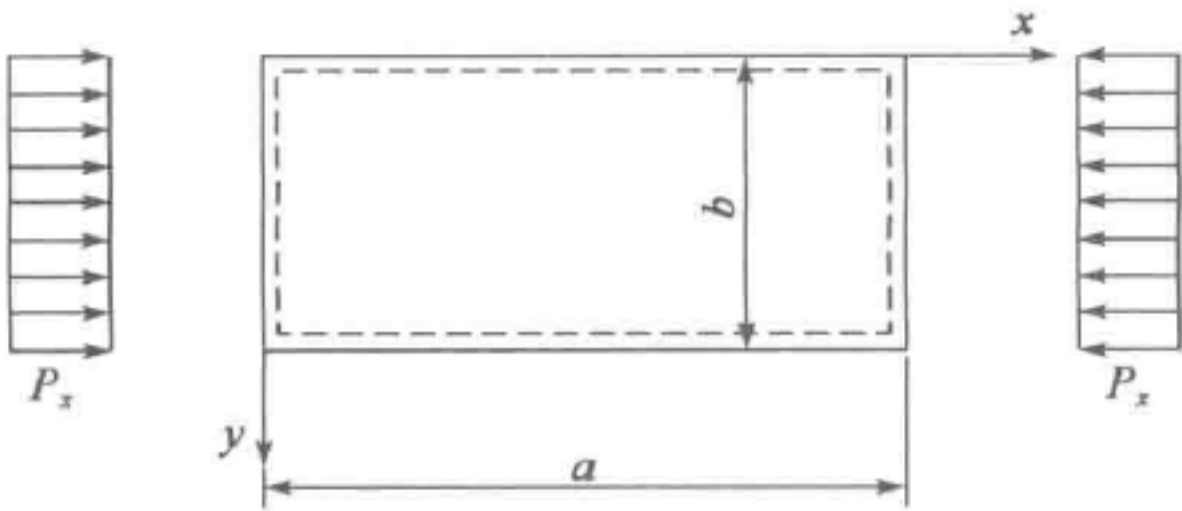


图 5-1 四边简支板受单向压力荷载作用

$$P_{cr}=\frac{\pi^2 D}{b^2}(\frac{mb}{a}+\frac{a}{mb})^2 \tag{5-2}$$

式中: m ——板屈曲时在 x 方向的屈曲半波数, m 应取为正整数,且应使 P_{cr} 有最小值。定义屈曲系数 $k=(mb/a+a/mb)^2$,则 $P_{cr}=k\pi^2 D/b^2$ 。

图 5-2 为屈曲系数 k 与板长宽比 a/b 的相互关系曲线。可以看出,当 a/b

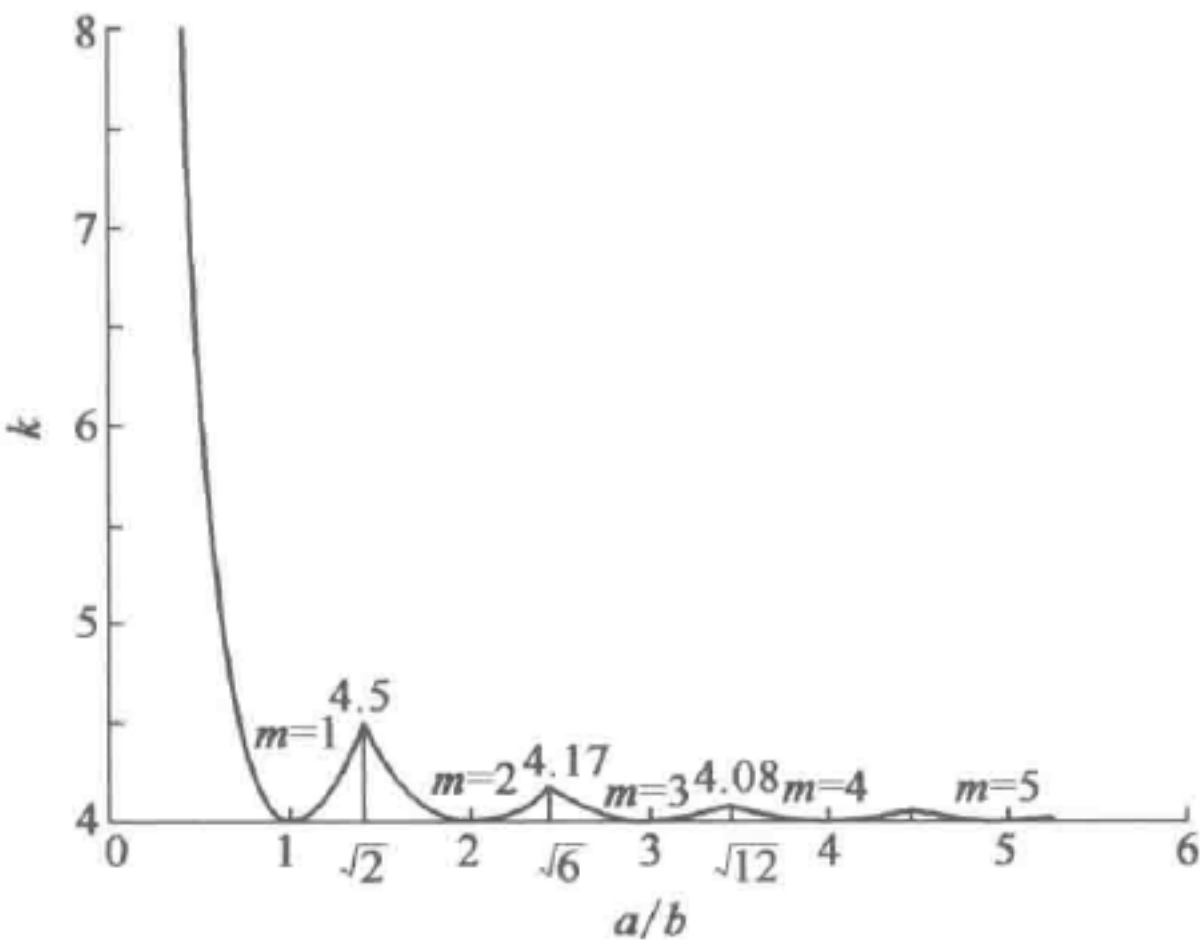


图 5-2 屈曲系数与板长宽比(a/b)关系曲线



趋向无穷大即板为狭长板时,屈曲系数趋于最小值 4。当板宽不变,使板长 a 变小至 $a/b=\sqrt{2}$ 时, k 值仅可提高为 4.5。从图 5-2 还可看出,对于一般板件,如果想通过横向加劲,使板长 a 减小来提高轴向板的承载能力是不太现实的,因为要想较大地提高 k ,则要求 $a/b<1$,这样的加劲设置是很不经济的。但通过设置足够强劲的纵向加劲肋,如在横向板中设置一道纵向加劲肋,则 b 将变成 $b/2$,当 $a\gg b$ 时, k 值基本没有变化,而由式(5-2)可知屈曲荷载将可增大至原来的 4 倍。

此外,将 $D=Et^3/12(1-\mu^2)$ 代入式(5-2),并整理可得任意支承形式下无加劲板的屈曲应力为:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{t} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (5-3)$$

对于钢材,取 $E=2.06\times 10^5 \text{ MPa}$, $\mu=0.31$,则 $\sigma_{cr}=187\,441(t/b)^2$ 可近似取 $\sigma_{cr}=190\,000(t/b)^2$ 。式中, k 为屈曲系数,与板的支承条件、受力状态(均匀压力,非均匀压力,受剪)、板的长宽比 $\beta=a/b$ 相关。

表 5-1 为在不同边界条件下,加载边简支的均匀受压板的屈曲系数最小值理论计算值。

加载边简支时单向均匀受压板的最小屈曲系数

表 5-1

| 非加载边 支承条件 | 一边简支, 一边自由 | 一边简支, 一边固定 | 两边简支 | 一边固定, 一边自由 | 两边固定 |
|--------------|---------------|---------------|------|---------------|------|
| 屈曲系数 k | 0.425 | 5.41 | 4.00 | 1.28 | 6.97 |

2. 板的弹塑性屈曲

板的弹塑性屈曲是指板屈曲时,应力或变形在板的一部分或者全部超过了材料的弹性极限而进入了塑性范围。可近似地取 $k_{cr,q}=k_{cr}\sqrt{\phi_t}$, $\phi_t=E_t/E$,近似理论计算结果精度很高,并且偏于安全。钢板塑性变形后 $\phi_t=E_t/E<1$,可以看出塑性变形后,板的屈曲稳定性变差。

3. 受压板屈曲后性能

四边支承的受压板失稳后会偏离原来的平面位置,出现屈曲。与受压杆不同,板屈曲后板面内会形成薄膜张力,还会有很大的承载能力。板面发生弯曲,在横向产生张力,并对板的进一步弯曲起约束作用,使受压板能够继续承受增大的压力,如图 5-3 所示。由于薄膜张力对板边部的弯曲变形的约束较中部大,板

屈曲后的应力分布也不再均匀。要对板屈曲后的性能进行分析,就必须采用板的大挠度理论。

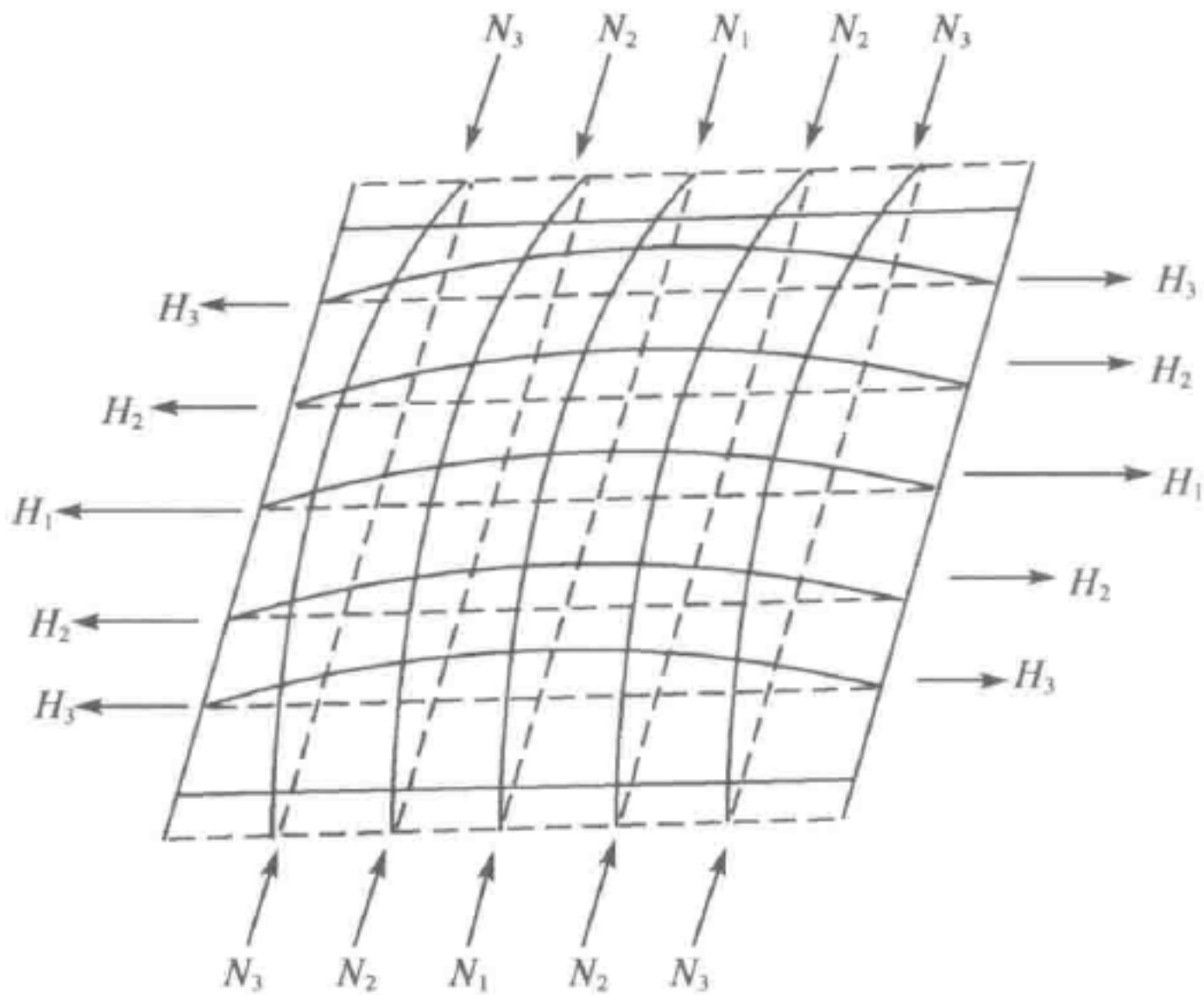


图 5-3 板单元屈曲后的变形

通过计算可得到 $\sigma_{cr,q} = \sigma_{cr} + \frac{E\pi^2 f^2}{8b^2}$, 其中 f 为板中心屈曲后挠度。推导过程见李国豪主编的《桥梁结构稳定与振动》。从该式可以看出达到板的屈曲, 板开始翘曲, 以后仍能抵抗超过屈曲荷载的轴向压应力, 如图 5-4 所示。这就是板的屈曲后性能。通过计算可以求出屈曲后板内应力分布函数, 即:

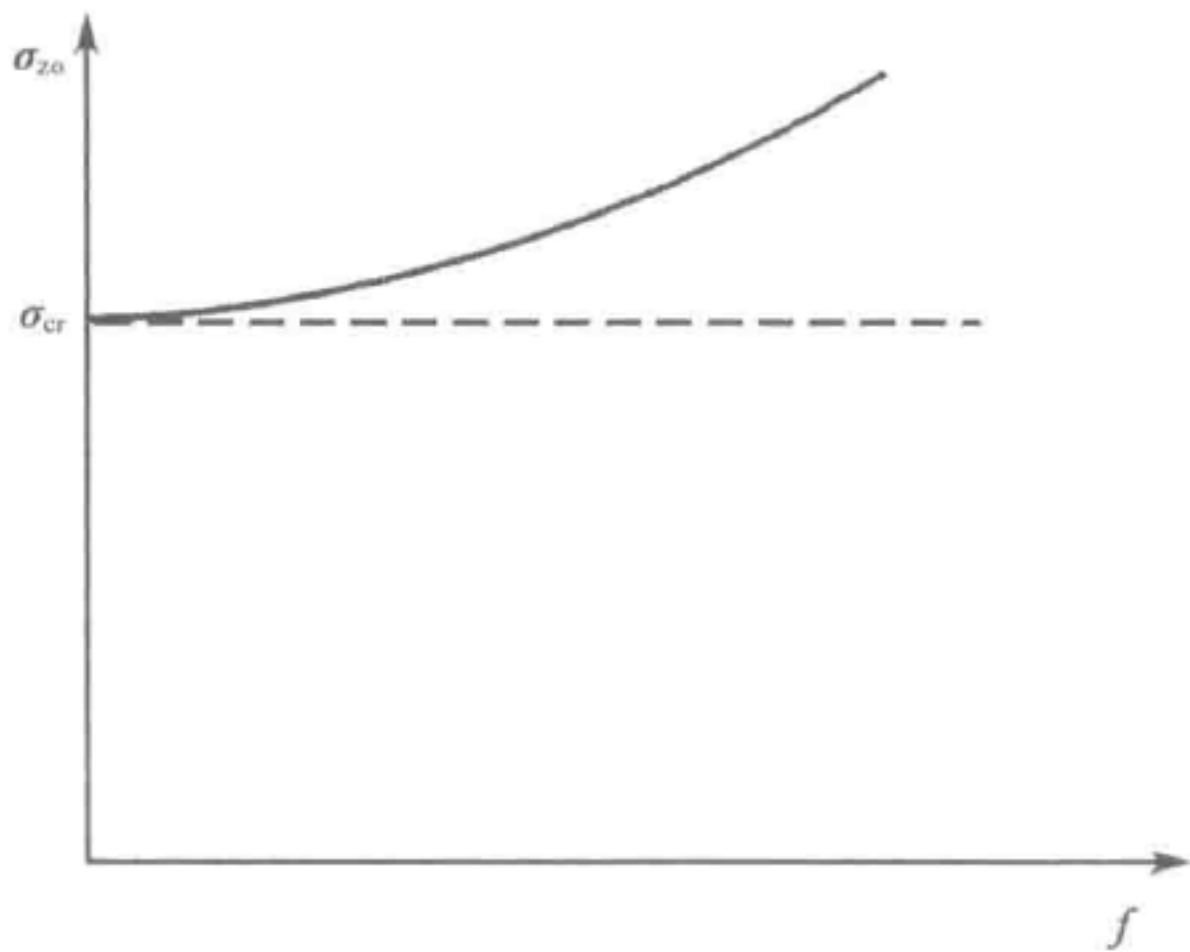


图 5-4 板单元屈曲后应力与挠度的关系



$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_{cr,q} + (\sigma_{cr,q} - \sigma_{cr}) \cos \frac{2\pi y}{b} \\ \sigma_y &= (\sigma_{cr,q} - \sigma_{cr}) \cos \frac{2\pi x}{b} \end{aligned} \right\} \quad (5-4)$$

从图 5-5 中可以看出,板屈曲后,板面内应力 σ_x 是不均匀的,越接近边界应力越大。板面内还产生 y 向的应力 σ_y , σ_y 在板的中部区域是拉应力。正由于这个拉应力,板在屈曲后仍具有继续承担更大外荷载的能力。四边支承矩形板屈曲后强度利用,通常都采用有效宽度比法。有效宽度比的概念可用图 5-6 说明板达到稳定极限承载能力时的应力分布情况,即可用虚线表示的简化应力图形代替。

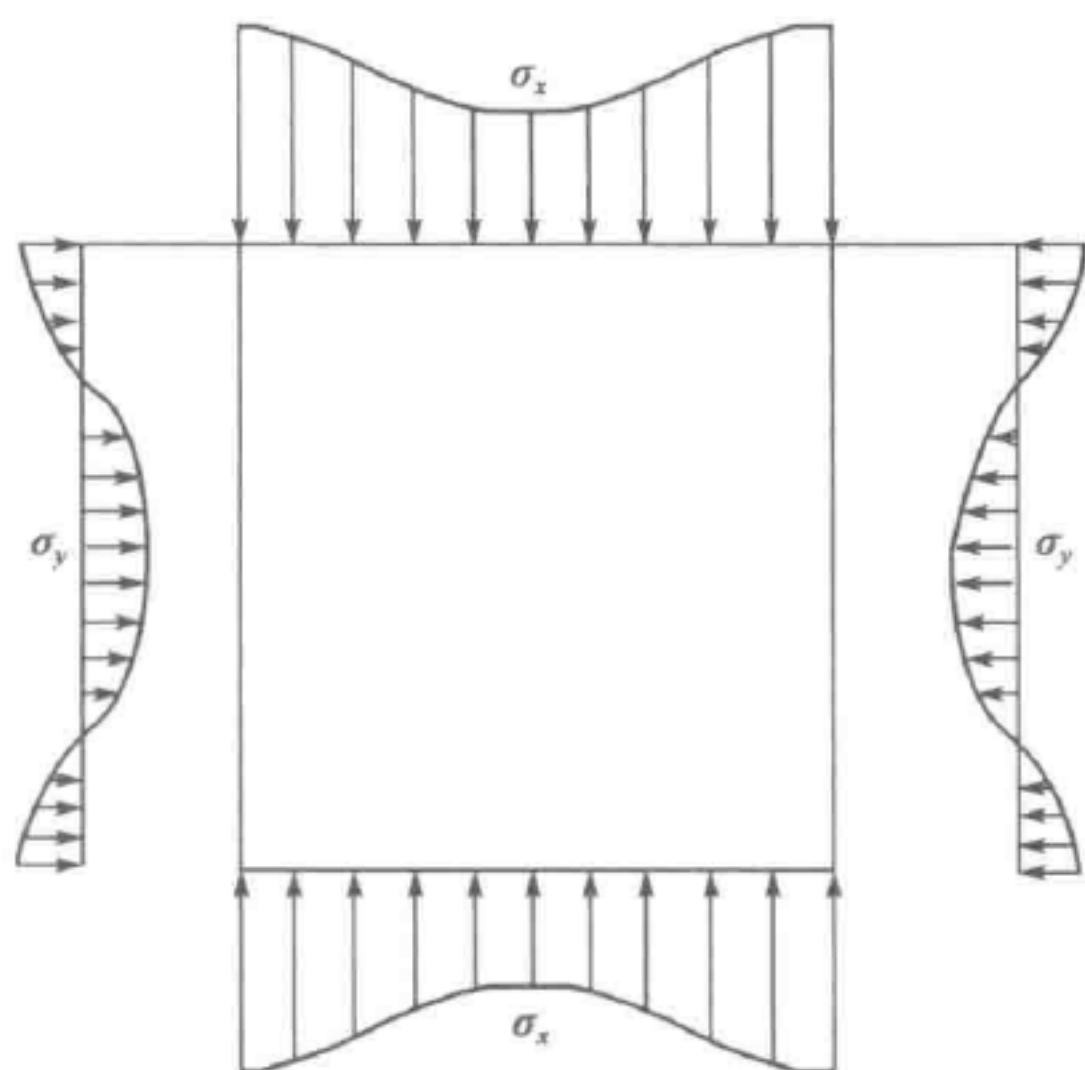


图 5-5 板单元屈曲后应力分布规律

从图 5-6a)中可以看出,板屈曲后承载潜力 ΔN 和应力 $\Delta \sigma$ 分别为:

$$\Delta N = 2(f_y - \sigma_{cr})t \quad (5-5)$$

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta N}{bt} = 2(f_y - \sigma_{cr}) \frac{d}{b} \quad (5-6)$$

板的平均极限应力为:

$$\sigma_u = \sigma_{cr} + \Delta \sigma = \frac{2d}{b} f_y + (1 - \frac{2d}{b}) \sigma_{cr} \quad (5-7)$$

$$\sigma_u = k_1 f_y + k_2 \sigma_{cr} \quad (5-8)$$

$$k_1 + k_2 = 1 \quad (5-9)$$

为了设计的方便,可用图 5-6b)的应力图替代图 5-6a)。条件是:

$$f_y b_e t = \sigma_u b t \quad (5-10)$$

这样可以计算得有效宽度为：

$$b_e = (k_1 + k_2 \frac{\sigma_{cr}}{f_y})b \quad (5-11)$$

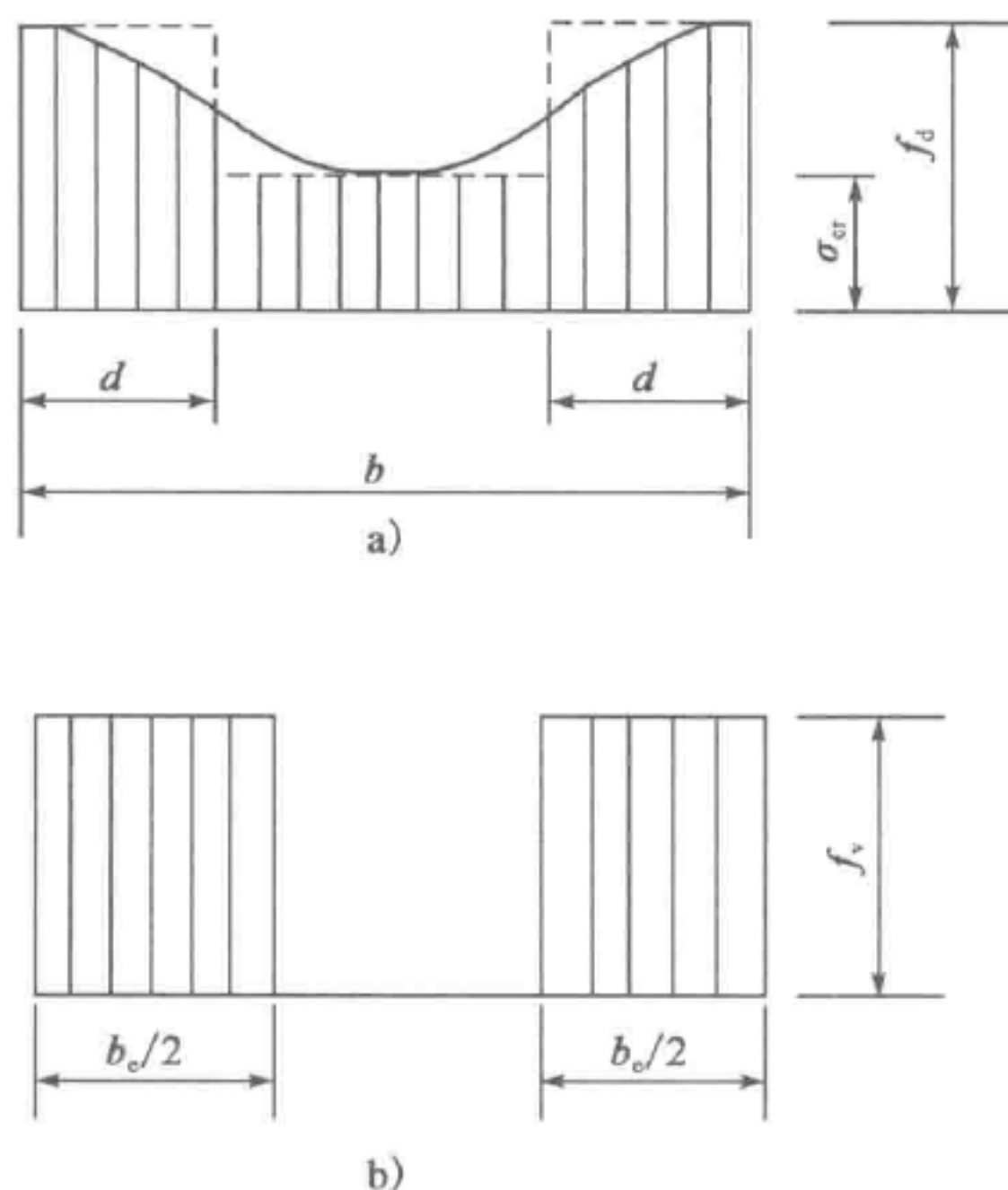


图 5-6 板屈曲后应力分布的简化和有效宽度

二、板单元纯剪作用下屈曲

受均匀剪力 $\tau \cdot t$ 作用的四边简支矩形板，利用能量法计算板的屈曲临界值 τ_{cr} 。板的屈曲弯曲应变能为 ΔU ，板屈曲时外力所做的功为 ΔT ，令 $\Delta U = \Delta T$ ，可解得临界应力为：

$$\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 D}{b^2 t} \quad (5-12)$$

其中：
$$\lambda^2 = \frac{\beta^4}{81(1+\beta^2)^4} \left[1 + \frac{81}{625} + \frac{81}{25} \left(\frac{1+\beta^2}{1+9\beta^2} \right)^2 + \frac{81}{25} \left(\frac{1+\beta^2}{9+\beta^2} \right)^2 \right]$$

$$k_\tau = \frac{\pi^2}{32\lambda\beta}$$

$$\beta = \frac{a}{b}$$

根据参数关系可以绘制图形并近似拟合，可以用下式来表达刚度系数：



$$\left. \begin{aligned} k_r &= 5.35 + \frac{4}{\beta^2} & (\beta \geq 1) \\ k_r &= 4 + \frac{5.35}{\beta^2} & (\beta < 1) \end{aligned} \right\} \quad (5-13)$$

此时,板的纯剪屈曲系数 k_r 仅与 β 有关,即与板的长宽比有关。对于无限长板两边简支, $k_r = 5.35$; 对于无限长板两边固定, $k_r = 8.98$ 。

当 τ_{cr} 超过弹性极限时,屈曲应力可近似地按下式计算:

$$\tau_{cr} = k_r \frac{\pi^2 D}{b^2 t} \sqrt{\phi_r} \quad (5-14)$$

其中:

$$\phi_r = \frac{E_1}{E}$$

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

其他边界条件下板的纯剪屈曲系数 k_r 的数值列于表 5-2~表 5-4 中。

纯剪屈曲系数 k_r 的数值

表 5-2

| | | | | | | | | | | |
|-------------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $\beta=a/b$ | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 4.0 |
| k_r | 9.34 | 8.0 | 7.3 | 7.1 | 7.0 | 6.8 | 6.6 | 6.1 | 5.9 | 5.7 |

注:四边为简支。

纯剪屈曲系数 k_r 的数值

表 5-3

| | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|------|------|----------|
| $\beta=a/b$ | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | ∞ |
| k_r | 12.28 | 11.12 | 10.21 | 9.81 | 9.61 | 8.99 |

注:边 $y=0, y=b$ 固定;边 $x=0, x=a$ 简支。

纯剪屈曲系数 k_r 的数值

表 5-4

| | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| $\beta=a/b$ | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | ∞ |
| k_r | 14.71 | 11.50 | 10.34 | 10.85 | 8.99 |

注:四边为固定。

从表 5-2~表 5-4 可以看出,纯剪屈曲系数 k_r 与板单元的长宽比和板单元的边界条件有关。边界条件对纯剪屈曲系数 k_r 响应不明显,基于钢板焊接箱梁划分出的板单元区格的边界条件刚度完全刚性固结较为困难,可以偏于安全地把考虑的板单元的边界条件为四边简支,也可在其之间选择合理的插值。

根据以上计算的临界应力,可以计算出纯剪板单元不设置加劲肋时的宽厚比,即:

$$\tau \leq \tau_{cr} = k_{\tau} \frac{\pi^2 E t^2}{12 b^2 (1 - \mu^2)} \quad (5-15)$$

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \mu^2) \tau}} \quad (5-16)$$

式(5-16)为纯剪腹板不设置加劲肋时的宽厚比限值。

三、受不均匀分布纵向力作用的腹板屈曲

现在讨论沿 $x=0$ 和 $x=a$ 边作用着非均匀分布纵向力的情况,如图 5-7 所示。纯弯曲、偏心受压或偏心受拉的板都属于这种受力情况。纵向应力的分布可以写成:

$$\sigma = \sigma_1 \left[1 + (\Psi - 1) \frac{y}{b} \right] \quad (5-17)$$

式中: σ_1 ——上侧边缘应力值;

$\Psi\sigma_1$ ——下侧边缘应力值;

Ψ ——应力分布变化系数。

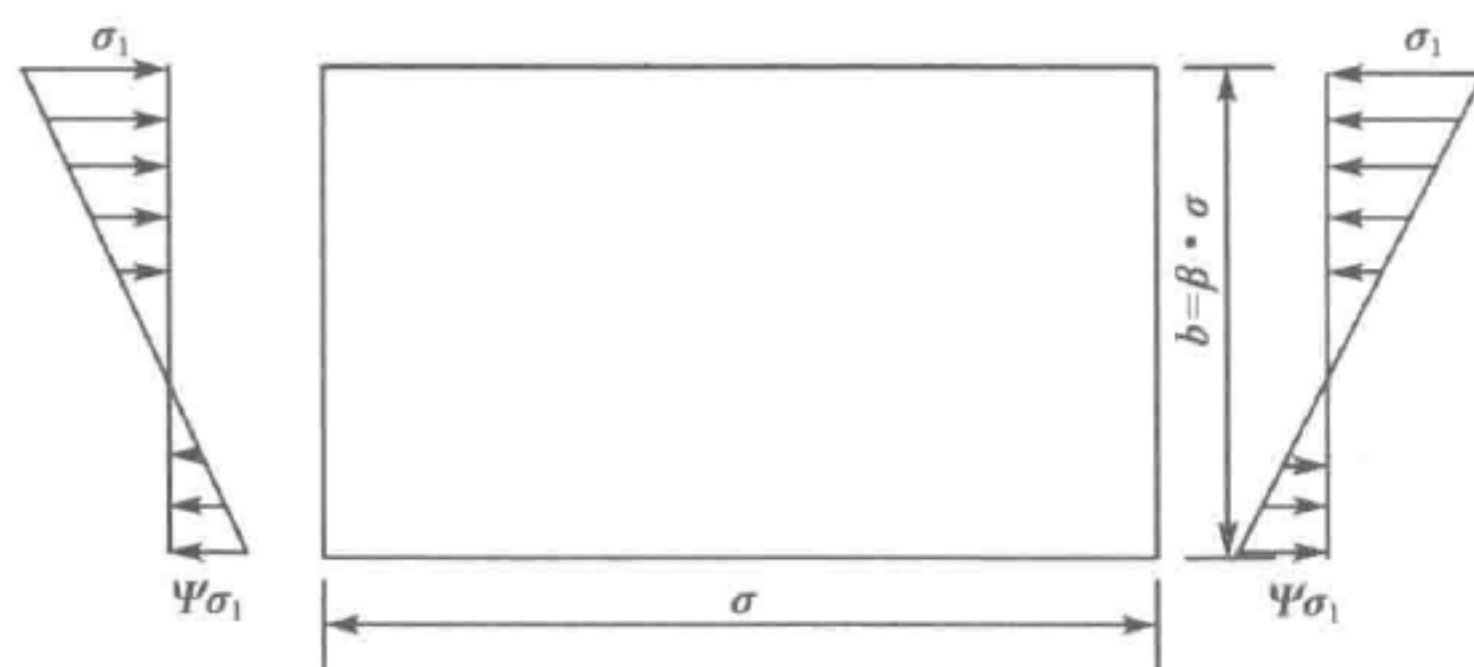


图 5-7 不均匀受压四边简支板

将 Ψ 改变,可得各种不同的情形。 $\Psi=1$ 为均匀受压, $\Psi=-1$ 为纯弯, $\Psi<1$ 为压弯组合, $\Psi>1$ 为弯拉组合。钢箱梁常常上下翼缘不对称,受弯时,中性轴不位于腹板中心,腹板的纯弯情况很少存在。

我们还用能量法计算 σ_1 的临界值,屈曲弯曲应变能为 ΔU ,板屈曲时外力所做的功为 ΔT ,令 $\Delta U = \Delta T$,运算以后仍可得到板的屈曲应力 $\sigma_{cr} = k\pi^2 D / (b^2 t)$ 。

李国豪主编的《桥梁结构稳定与振动》一书中规定,对于纯弯曲($\Psi=-1$),当 $\beta=a/b \approx 0.7$ 时, k 为最小值, $k_{min}=24.1$;对于均匀受压($\Psi=1$), $k_{min}=4$ 。另外,当 $\beta>0.6$ 时,对于相同的 Ψ , k 值的变化已不大,都可用相应的 k_{min} ,因此屈曲系数 k 也可偏安全地按下列各近似式计算:



$$\left. \begin{aligned}
 &\text{当 } 1 \geq \Psi > \frac{1}{3} \text{ 时} \\
 &\quad k_{\min} = \frac{8}{1 + \Psi} \quad (4 \leq k_{\min} < 6) \\
 &\text{当 } \frac{1}{3} \geq \Psi > -0.4 \text{ 时} \\
 &\quad k_{\min} = \frac{4.1}{0.526 + 0.474\Psi} \quad (6 \leq k_{\min} < 12.2) \\
 &\text{当 } -0.4 \geq \Psi \geq -2 \text{ 时} \\
 &\quad k_{\min} = 6(1 - \Psi)^2 \quad (11.8 \leq k_{\min} \leq 54)
 \end{aligned} \right\} \quad (5-18)$$

《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)附录 B. 0. 2 给出计算公式, 见式(5-19):

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{当 } 1 \geq \Psi \geq 0 \text{ 时} \\
 &\quad k = \frac{8.2}{1.05 + \Psi} \quad (7.81 \geq k \geq 4) \\
 &\text{当 } 0 \geq \Psi \geq -1 \text{ 时} \\
 &\quad k = 7.81 - 6.29\Psi + 9.78\Psi^2 \quad (23.88 \geq k \geq 7.81) \\
 &\text{当 } -1 \geq \Psi \geq -2 \text{ 时} \\
 &\quad k = 5.98(1 - \Psi)^2 \quad (53.82 \geq k \geq 23.92)
 \end{aligned} \right\} \quad (5-19)$$

两者在计算 k 值上均偏于安全地取 $\beta = a/b$, 使 k 最小时的长宽比值。从结果来看两者 k 值的计算结果相差很小。

把 $D = Et^3/12(1 - \mu^2)$ 代入 $\sigma_{cr} = k\pi^2 D/b^2 t$, 且 $\sigma \leq \sigma_{cr}$ 可得:

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2) \sigma}} \quad (5-20)$$

式(5-20)为不设置加劲肋时纯弯时的宽厚比限值。

四、剪力与纵向力共同作用下板的屈曲

纵向应力 σ 和剪应力 τ 共同作用下板的临界应力 σ_{cr}^* 和 τ_{cr}^* 与仅 σ 或 τ 作用时的临界应力 σ_{cr} 或 τ_{cr} 的比例无疑均小于 1, 这个比例大小与共同作用的应力种类和板的长宽比都有关系, 如图 5-8 所示。不能简单地用板的强度和屈曲系数表示出来板临界力, 而是两者相关联的屈曲方程式为:

$$\phi\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}, \frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right) = 0 \quad (5-21)$$

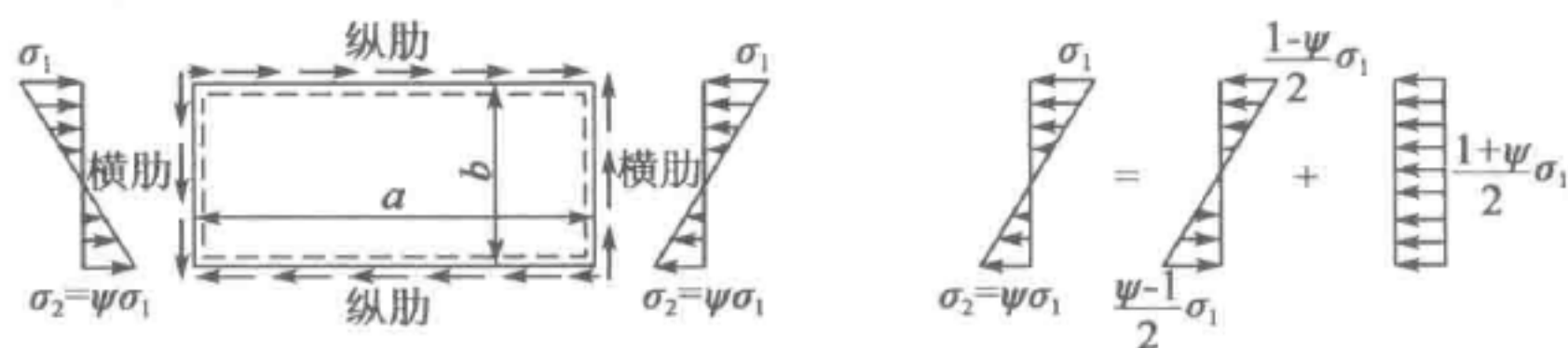


图 5-8 剪力与纵向力共同作用下板

日本学者 Timoshenko 以双三角级数为屈曲模态,用能量法对纯弯应力与剪应力组合以及均布压应力与剪应力组合进行了计算,得出了如式(5-22)所示的曲线方程式:

$$\left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{1-\Psi}{2}\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \frac{1+\Psi}{2}\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right) = 1 \quad (5-22)$$

设区格最大压应力 σ_1 与 τ 具有相同的安全系数 ν , 即 $\sigma_{cr}^* = \nu\sigma_1$, $\tau_{cr}^* = \nu\tau$, 可得:

$$\nu = \frac{1}{\frac{1+\Psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\Psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad (5-23)$$

五、线性分布压应力、对边均匀压应力与剪应力组合板的临界应力

这种组合应力状态如图 5-9 所示,与图 5-8 相比,图 5-9 在竖向多了均匀压应力 σ_y 。因此这一组合应力作用下的屈曲应力相关方程可通过对式(5-22)插入有关 σ_y 的项来获得,即:

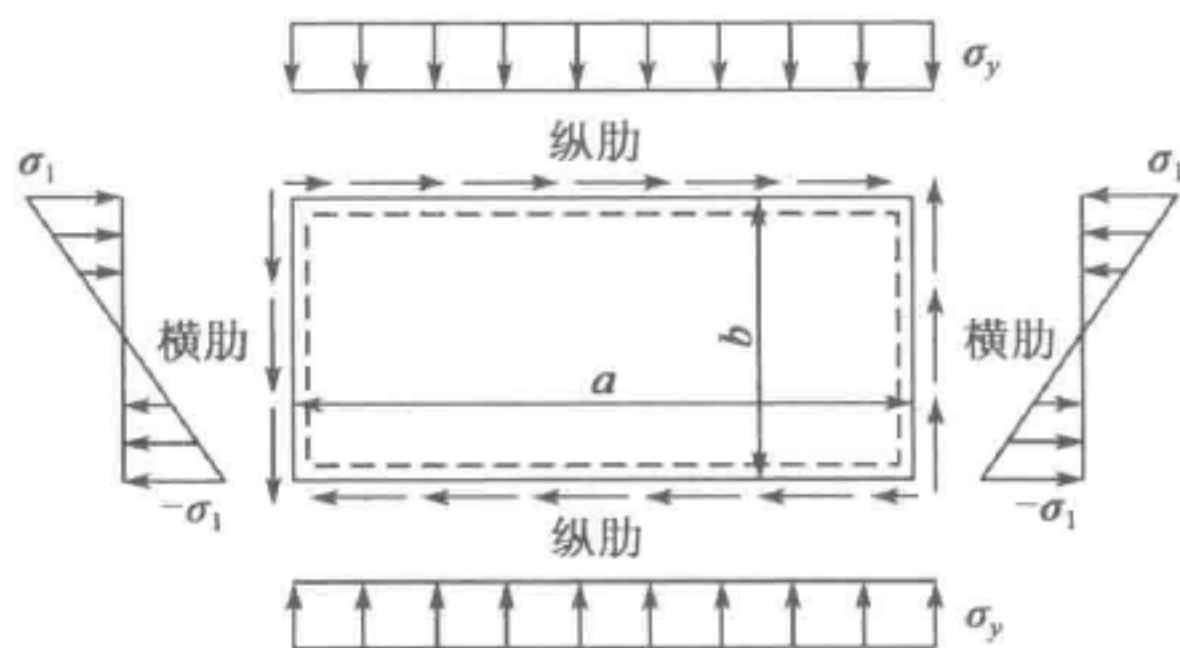


图 5-9 线性分布压应力、对边均匀压应力与剪应力组合板

$$\left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{1-\Psi}{2}\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \frac{1+\Psi}{2}\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right) + \left(\frac{\sigma_{y,cr}^*}{\sigma_{y,cr}}\right) = 1 \quad (5-24)$$

式中:

$$\sigma_{cr}^* = \nu\sigma_1$$



$$\begin{aligned}\tau_{cr}^* &= \nu \tau, \\ \sigma_{y,cr}^* &= \nu \sigma_y \\ \nu &= \frac{1}{\frac{1+\Psi}{4} \cdot \frac{\sigma_l}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_y}{2\sigma_{y,cr}} \sqrt{\left(\frac{3-\Psi}{4} \cdot \frac{\sigma_l}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_y}{2\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}\end{aligned}\quad (5-25)$$

我国《铁路桥梁钢桥设计规范》(TB 10002.2—2005)给出的腹板局部稳定性验算公式即是基于上式给出的,同时考虑换算应力超过比例极限的弹塑性屈曲修正,要求安全系数 ν 对于焊接梁不小于 1.35,对于铆接梁不小于 1.2。

第二节 加劲肋加劲板的屈曲

在板的屈曲情形中,屈曲应力临界值与板的弯曲刚度成正比,要提高板的抗屈曲能力,需要提高板的弯曲刚度,增加板的厚度固然可以增加板弯曲刚度,进而增加板的稳定性,但用料较费不经济。因此常借助加劲肋提高板的抗屈曲稳定性。

与未加劲板屈曲计算一样,可用能量法来研究加劲肋对于板单元屈曲临界应力的影响,只是修改能量方程如下:

$$\Delta U + \Delta \sum_i U_i = \Delta T + \Delta \sum_i T_i \quad (5-26)$$

式中: $\Delta \sum_i U_i$ ——加劲肋弯曲应变能;

$\Delta \sum_i T_i$ ——作用于加劲肋的压力做的功。

一、均匀受压简支矩形加劲板

对于两端受压的简支矩形薄板,设置加劲肋可有两种不同的方式:加劲肋设在板的纵向[图 5-10a)]和加劲肋设在板的横向[图 5-10b)]。前一种加劲肋将承受轴向压力,后一种则不承受压力。无论哪种设置形式,在临界力作用下,板的屈曲情况都有两种可能:①加劲肋在板的中间,像是弹性支承,如图 5-11b)所示;②加劲肋在板的中间,像是刚性支承,如图 5-11c)所示。

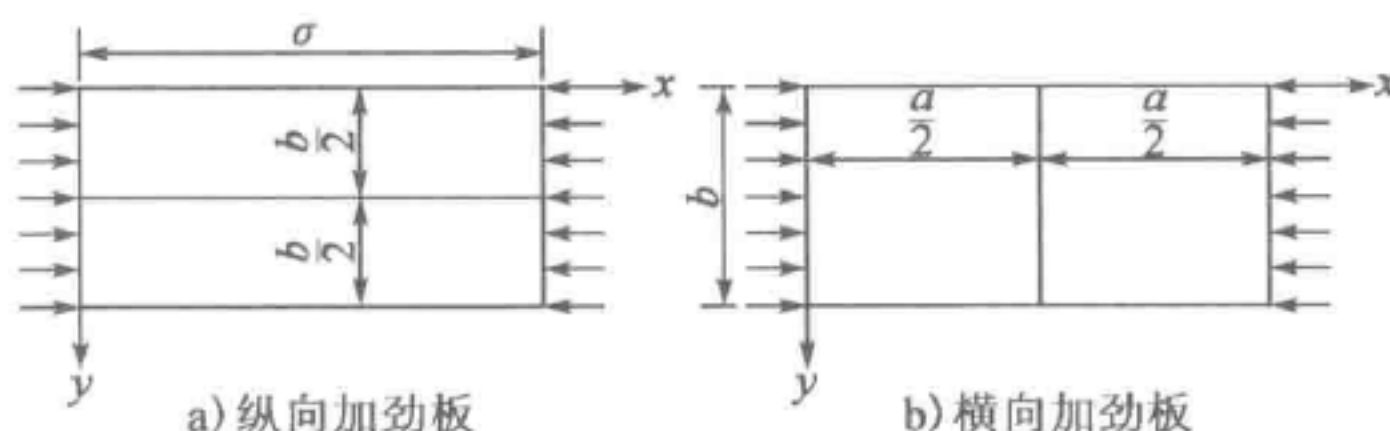


图 5-10 均匀受压简支矩形加劲板

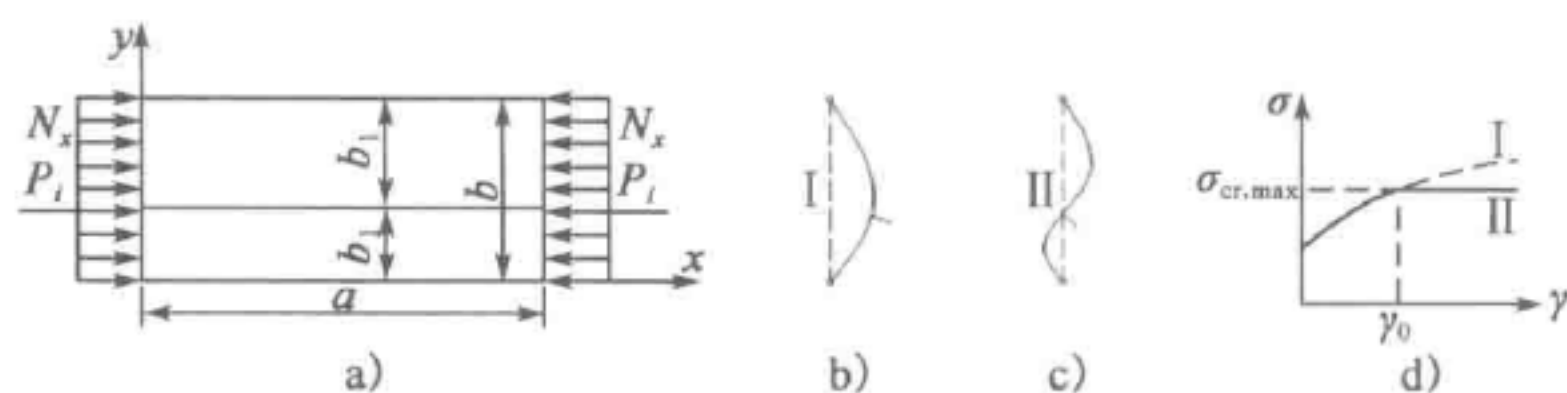


图 5-11 均匀受压简支矩形纵向加劲板

对于两端均匀受压简支板,当板的长宽 $\beta = a/b \geq 1$ 时,屈曲系数 k 近似地等于常数 4,在这种情况下,板的屈曲稳定性与板的长度无关。如用横向加劲肋来加劲,只有把横向加劲肋设置得很密,使板被分为短波,才能提高板的屈曲稳定性,但这样做是不经济的。假如在板的纵向设置具有足够刚度的加劲肋,把板分割为两个宽为 $b/2$ 的板。并且在板屈曲时,加劲肋仍保持直的状态,此时板的屈曲稳定性将提高 4 倍。因此,对于受压板,纵向加劲肋是提高板屈曲稳定性的有效措施。从上面分析来看,在设计加劲肋时,应要求在板屈曲时仍能保持直的状态。但这并不意味要求抗弯刚度 $EI = \infty$ 。事实上,加劲肋的刚度只要达到能使板同时出现图 5-11b) 和 c) 两种屈曲情况,便达到最优设置。因此,在设计中对加劲肋刚度的要求条件是:

$$\sigma_{cr(1)} = \sigma_{cr(2)} \quad (5-27)$$

下面就以四边简支的中央有一条纵向加劲肋为例,用能量法推导板的屈曲临界应力与加劲肋的刚度的关系。推导过程见铁摩辛柯主编的《弹性稳定理论》。这里列出运算结论见式(5-28),只取半波数 $m=1$ 。

当 $\beta > 2$ 时,

$$k_{cr} = \frac{(1+\beta^2)^2 + 2\gamma}{\beta^2(1+2\delta)} \quad (5-28)$$

当 $\beta \leq 2$ 时,

$$(k\beta^2)^2(1+4\delta) - k\beta^2[(1+2\delta)(c+d) - 8\gamma\delta] + cd - 4\gamma^2 = 0$$

式中: β ——整个板的长宽比, $\beta = \frac{a}{b}$;

γ ——加劲肋刚度比, $\gamma = \frac{EI_L}{bD}$;

δ ——加劲肋面积比, $\delta = \frac{A_L}{bt}$;

$c = (1+\beta^2)^2 + 2\gamma$;

$d = (1+9\beta^2)^2 + 2\gamma$ 。

加劲肋所需的最优刚度 γ_0 可由 $\sigma_{cr(1)} = \sigma_{cr(2)}$ 的条件确定。从上式可计算 k_{cr}



的最小刚度为 16 的条件,可得:

$$\left. \begin{array}{l} \text{当 } \beta > 2 \text{ 时,} \\ \text{当 } \beta \leq 2 \text{ 时,} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \gamma_0 = 8\beta^2(1+2\delta) - \frac{1}{2}(1+\beta^2)^2 \\ \gamma_0 = 24 + 96\delta + 112\delta^2 \end{array} \quad (5-29)$$

加劲肋刚度随之确定。

若有两根相同的纵向加劲肋将板宽等分为三个部分,可得近似临界刚度值为:

$$k_{cr} = \frac{(1+\beta^2)^2 + 3\gamma}{\beta^2(1+3\delta)} \quad (5-30)$$

当 $\gamma > \gamma_0$ 时, $k_{cr, \min} = 36$, 由此可按上式确定加劲肋所需要的最大刚度比值 γ_0 。

若等间距的加劲肋多于两个,则临界应力的刚度方程可近似表达为:

$$k_{cr} = \frac{(1+\beta^2)^2 + 2 \sum_i \gamma_i \sin^2 \frac{\pi c_i}{b}}{\beta^2 (1 + 2 \sum_i \delta_i \sin^2 \frac{\pi c_i}{b})} \quad (5-31)$$

式中: c_i ——第 i 个加劲肋距横向板边的距离。

二、在纯剪应力作用下的简支矩形板的加劲

与未加劲板的屈曲一样,可用能量法来研究加劲肋对于临界剪应力的影响,加劲肋弯曲刚度 EI 的相应的极限值可由研究板与加劲肋的弯曲应变能而得到,临界应力的公式仍可写成如下标准形式:

$$\tau_{cr} = k_r \frac{\pi^2 D}{b^2 t} \quad (5-32)$$

式中屈曲系数 k_r 值只与板的长宽比 β 及肋板刚度比 γ 有关,即 $\gamma = EI/(Dd)$, d 为横向加劲肋间距。

首先讨论一承受均布剪应力并由一平分板的加劲肋所加劲的简支矩形板(图 5-12)。如果加劲肋的刚度不够,屈曲板的倾斜的波将横过加劲肋,于是随

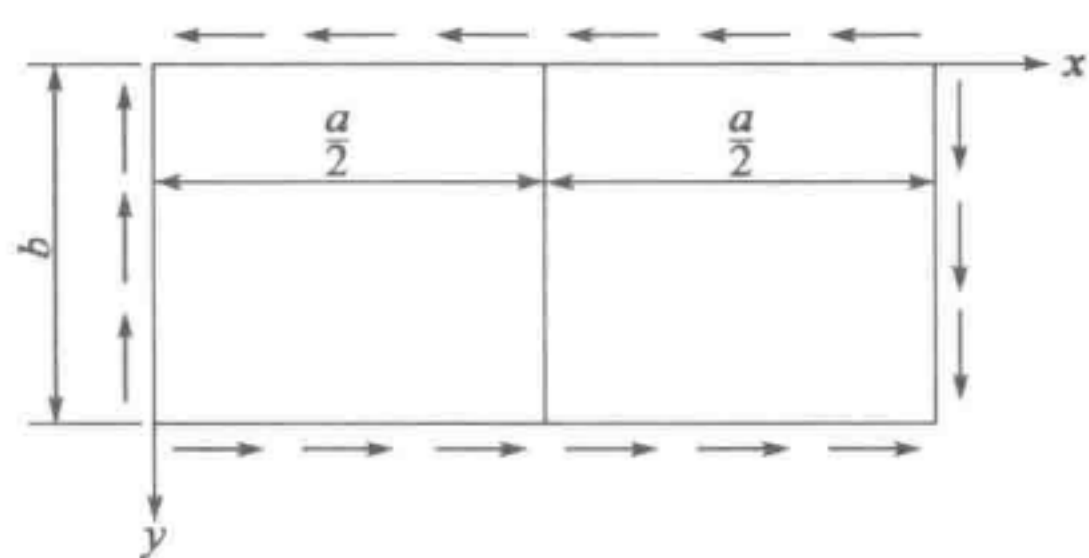


图 5-12 纯剪应力作用下的简支矩形板

同板的屈曲,加劲肋也将发生弯曲,逐渐地增大加劲肋的刚度,可能达到这一情况:板的每一半将如大小为 $(a/2) \times b$ 的简支边矩形板那样地屈曲,而加劲肋保持为直线。加劲肋弯曲刚度 EI 的相应的极限值可由研究板与加劲肋的弯曲应变能而得到。记这弯曲刚度

与板完成曲面时的刚度 Da 之比为 γ 。

通过求出肋板的最大刚度比 γ_0 ，只要保证 $\gamma \geq \gamma_0$ 时，腹板屈曲后，肋条仍保持直的状态，犹如腹板的刚性支撑，确定 γ_0 后，即可确定加劲肋所需的最小抗弯刚度。这里列出设置一根横向加劲肋等分加劲板及设置两根加劲肋三等分加劲板的几个 γ_0 数值，见表 5-5 和表 5-6。

一根加劲肋等分板布置刚度比 γ_0 值 表 5-5

| | | | | |
|---------------------------|----|------|-----|------|
| a/b | 1 | 1.25 | 1.5 | 2 |
| $\gamma_0=EI/(D \cdot d)$ | 15 | 6.3 | 2.9 | 0.83 |

两根加劲肋三等分板布置刚度比 γ_0 值 表 5-6

| | | | | | |
|---------------------------|------|------|------|------|------|
| a/b | 1.2 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 |
| $\gamma_0=EI/(D \cdot d)$ | 22.6 | 10.7 | 3.53 | 1.37 | 0.64 |

如果一长腹板为 i 个纵向加劲肋所加劲，利用能量法，将加劲肋的弯曲应变能加于屈曲板的弯曲应变能，并使两者之和等于剪力所做的功，可得到临界剪应力 τ_{cr} 为：

$$\tau_{cr}=\frac{\pi^2 D}{b^2 t} \frac{1}{2 \alpha}\left\{2+6 \alpha^2+\frac{s^2}{b^2}+\frac{b^2}{s^2}\left[\gamma+\left(1+\alpha^2\right)^2\right]\right\}$$

(5-33)

式中：

$$\gamma=\frac{2 \sum_i(E I)_i \sin ^2 \frac{\pi c_i}{b}}{D b}$$

(5-34)

式中： $(EI)_i$ ——离板边为离板边为 c_i 的加劲肋的弯曲刚度。

须决定 α 与 S ，以使式(5-33)为最小的界剪应力，见式(5-35)。

$$\tau_{cr}=k_r \frac{\pi^2 D}{b^2 t}$$

(5-35)

表 5-7 中列出了因子 k_r 的几个值，为了指明加劲肋对临界应力的影响，表中所列的 k_r 值应与对于未加加劲肋的长板所得的值进行比较。与无加劲肋时的屈曲系数 $k_r=5.35$ 相比，增设加劲肋后的板的抗剪临界剪切应力有很大提高。

式(5-32)中的 k_r 值 表 5-7

| | | | | | | | | | | | |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| γ_0 | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| k_r | 6.98 | 7.70 | 8.67 | 9.36 | 9.90 | 10.4 | 10.8 | 11.1 | 11.4 | 11.7 | 12.0 |

例如，取一长矩形板， $b=2\ 050\text{mm}$ ， $t=10\text{mm}$ ，以三根等间距的高 100mm 、



厚 14mm 的板肋作为加劲肋,则:

$$I = \frac{th^3}{12} + S\left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{14 \times 100^3}{12} + 14 \times 100 \times \left(\frac{100}{2}\right)^2 = 4.67 \times 10^6 (\text{mm}^4)$$

$$\gamma_0 = \frac{2 \sum_i (EI)_i \sin^2 \frac{\pi c_i}{b}}{Db} = \frac{2 \times 4.67 \times 10^6 \times E (\sin^2 \frac{\pi}{4} + \sin^2 \frac{2\pi}{4} + \sin^2 \frac{3\pi}{4})}{\frac{E \times 10^3}{12(1-0.31^2)} \times 2050} \approx 100$$

根据表 5-7 可查得 k_r 的值为 12,即可确定临界屈曲应力 τ_{cr} 。

对于同时受弯、剪应力和侧向压应力加劲板的屈曲计算,可以参见相关论文或者专著,这里给出如下验算公式:

$$\frac{1+\Psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_y}{2\sigma_{y,cr}} \sqrt{\left(\frac{3-\Psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_y}{2\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \frac{1}{\nu} \quad (5-36)$$

当确定腹板不发生屈曲的加劲肋间距和刚度时,《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)5.3.3 条有详细规定,请参见该规范。

第三节 板件的边界条件

板件屈曲承载力根据板边缘支承条件的不同而不同。对于焊接箱型梁板件的屈曲,翼缘或腹板由焊接相互连接的边缘不能将其视为固定边,日本规范规定,一般而言可按最不利的边界条件可将其边缘视为简支。李国豪主编的《桥梁结构稳定与振动》一书给出了各种截面形式下,约束板对验算板的约束系数计算公式及验算板的屈曲系数计算公式。对于箱形截面的闭合部分,考虑约束条件下的屈曲系数计算公式为:

$$k = \left(2 + \frac{2}{10\xi + 3}\right)^2 \quad (5-37)$$

$$\xi = \left(\frac{t}{t_0}\right)^3 \times \frac{0.38}{1 - \left(\frac{tc}{t_0 b}\right)^2} \quad (5-38)$$

式中: k ——验算板的屈曲系数;

ξ ——约束系数;

t 、 b ——验算板的厚度及宽度;

t_0 、 c ——约束板的宽度及厚度。

对于上翼缘悬臂部分,考虑腹板约束条件下的屈曲系数计算公式为:

$$k = \left(0.65 + \frac{1}{3\xi + 4} \right)^2 \quad (5-39)$$

$$\xi = 2 \times \left(\frac{t}{t_0} \right)^3 \frac{c}{b} \times \frac{1}{1 - 0.106 \left(\frac{tc}{t_0 b} \right)^2} \quad (5-40)$$

根据式(5-39)和式(5-40)对几座连续钢箱梁截面翼缘的屈曲系数进行计算,表明约束系数 ξ 接近于无穷大,即腹板对上、下翼缘的约束作用接近于简支边界。因此,在连续钢箱梁加劲板件的屈曲分析时,偏于安全的将箱型断面中约束板对加劲板的约束作用视为边界简支约束。

第四节 初始几何误差和残余应力对板单元稳定的影响

对于钢箱梁板单元来说,具有平衡分支点的稳定问题(第一类稳定)是不存在的,实际发生的一般都是第二类稳定问题。结构的初始几何误差、焊接残余应力和残余变形是产生第二类问题的主要原因。第二类稳定问题实质上是一个极限承载能力的问题,失稳为极值点失稳。

在板件焊接和冷却过程中,由于焊件受热和冷却的不均匀导致产生焊接残余应力和残余变形。板件在加工及制作中,不可避免地存在误差导致板件出现各种面外的变形,这些面外变形、焊接残余变形均构成初始几何误差。初始几何误差在钢箱梁的制作和安装过程中是无法避免的。估算初始几何误差和残余应力对结构承载能力有多大的影响尤为重要。对于几何误差的影响,欧洲规范规定初始几何误差的形态采用一阶特征值屈曲模态,几何误差的幅值推荐采用制造规范给出的允许偏差的80%。残余应力与构建焊缝构造和分布有很大关系,一般借鉴试验研究,确定合理的初始应力的分布来模拟考虑残余应力对构件稳定的影响。残余应力根据大量试验研究,对于钢箱梁板件一般为 $-20 \sim 20 \text{MPa}$ 。在稳定分析时,应把初始几何误差和残余应力作为初始条件进行计算。

第六章 钢箱梁正交异性桥面板设计

第一节 正交异性板概述

正交异性钢桥面板(图 6-1)是用纵横向互相垂直的加劲肋(纵肋和横肋)连同桥面盖板所组成的共同承受车轮荷载的结构。这种结构因为其刚度在互相垂直的两个方向上有所不同,造成构造上的各向异性,故称为正交异性板桥面。世界上首座正交异性钢桥面板桥由德国工程师于 1930 年研制,并于 1936 年施工建造。正交异性钢桥面板作为公路桥,最早使用于 1948 年原联邦德国的多依茨桥,从 20 世纪 60 年代开始陆续使用。我国在正交异性板技术方面起步比较晚,直到 20 世纪 90 年代才开始大规模使用,但发展速度很快。1984 年建成的三茂线北江大桥是我国第一次采用正交异性板桥面结构,该桥是一个公铁两用桥。正交异性钢桥面板已成功用在世界上数千座桥梁上,尤其是在欧洲、亚洲和南美洲。虽然正交异形板具有自身的优点,但是该体系的设计在我国还属于发展阶段,很多已经出现的问题以及没能预知的问题还没有得到研究和解决。本节把国内外在正交异性板方面的最新研究成果进行了汇总和梳理。

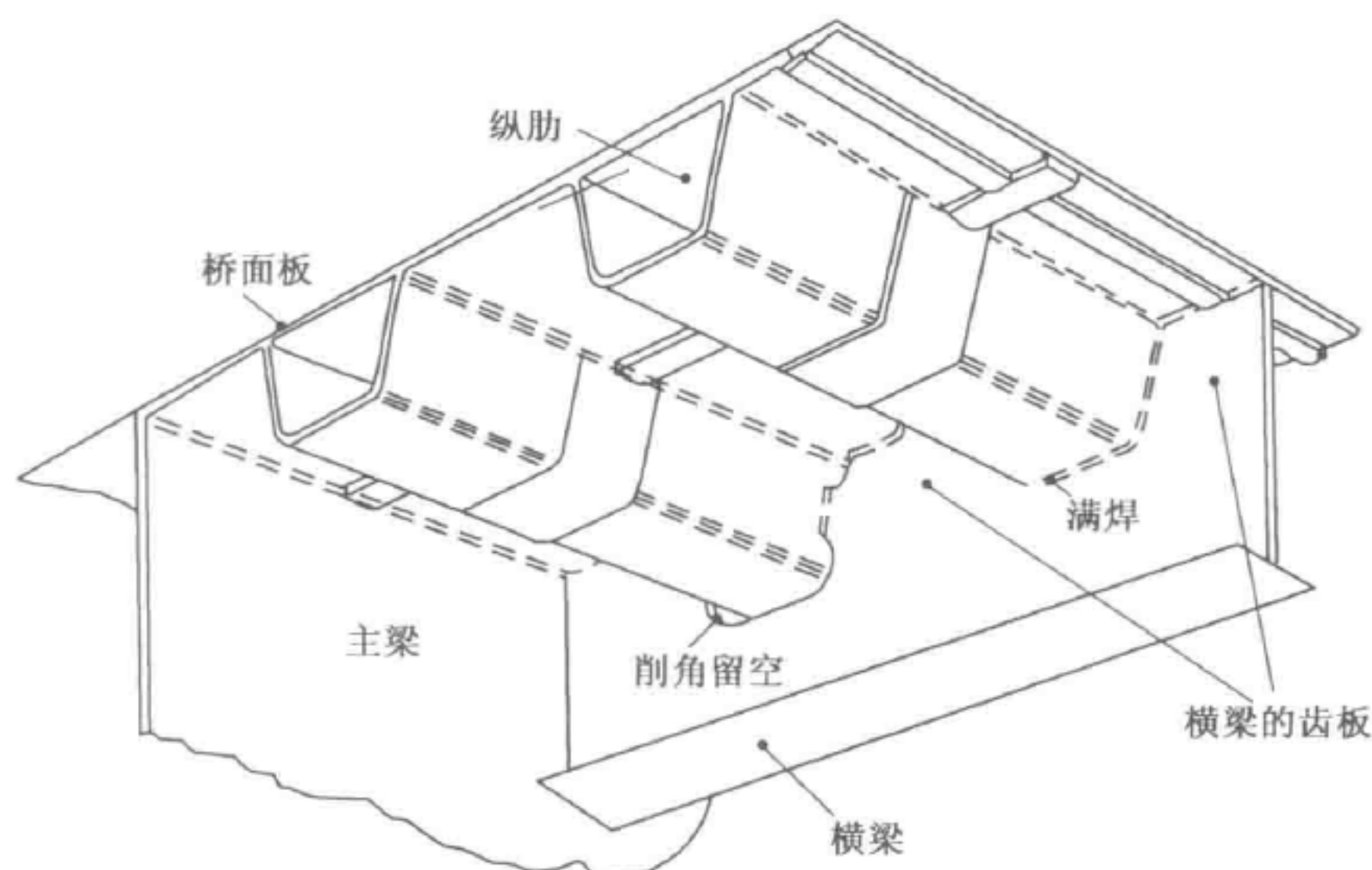


图 6-1 正交异性桥面板结构示意图

异性钢桥面板的构成部分主要有顶板、纵肋、横肋，顶板兼作桥面板。钢桥面如仅按强度计算只需要 6~10mm，薄钢板刚度过小，在汽车轮压下会产生过大变形，国内外很多规范规定不小于 14mm，桥面板下用密布的纵肋和垂直于纵肋的分布较疏的横肋来加劲。桥面板上用 40mm 及以上厚度的环氧沥青或者浇筑式沥青铺装。

正交异性钢桥面根据加劲肋的截面形式，分为开口加劲肋和闭口加劲肋，如图 6-2 所示。开口截面有平钢板，正、偏球钢板，不等边角钢和倒 T 形钢等；闭口截面有倒梯形，半圆形，U 形，三角形，加强三角形和 Y 形等。开口、闭口截面纵肋优缺点比较见表 6-1。

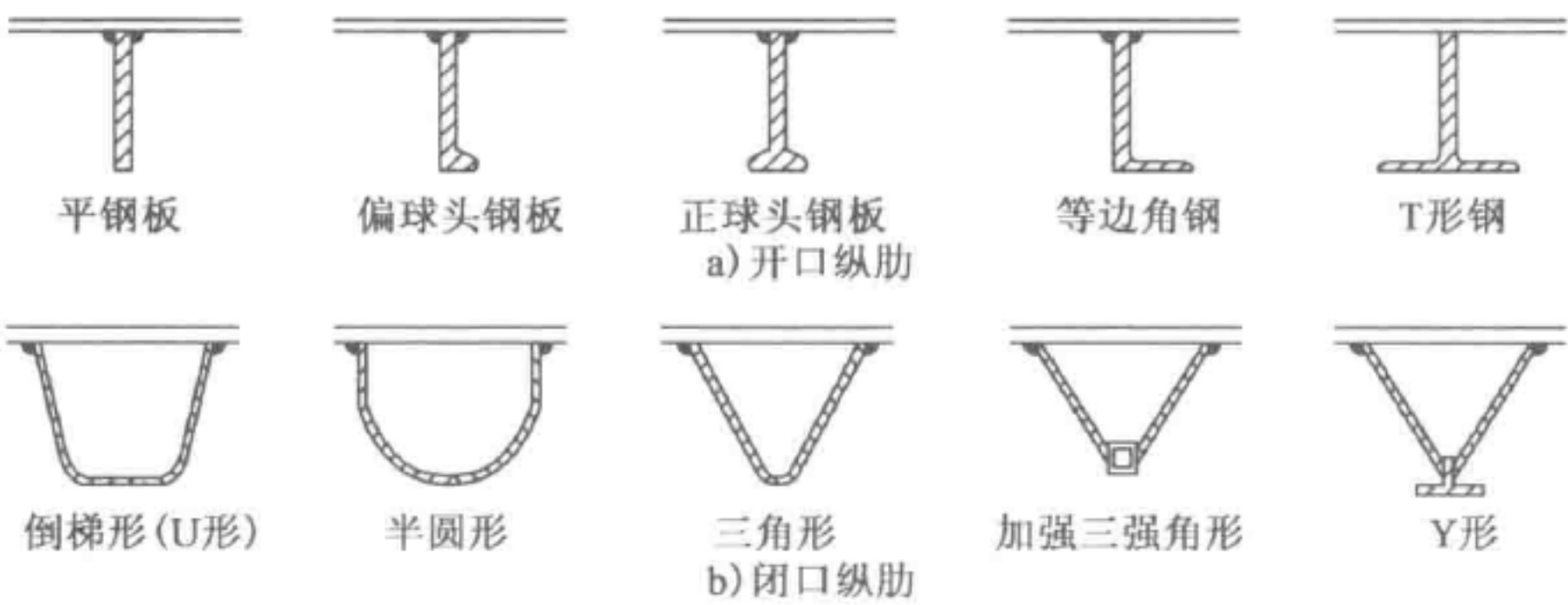


图 6-2 正交异性钢桥面板纵肋截面形式

开口、闭口纵肋优缺点比较

表 6-1

| 截面形式 优缺点 | 开 口 肋 | 闭 口 肋 |
|-------------|---|---|
| 优点 | 1. 形式简单，工厂制作和现场连接较为简单； 2. 易于按不同的截面内力来改变纵肋截面，纵肋截面可得到充分利用； 3. 纵肋与横肋交叉连接构造简单 | 1. 纵肋和桥面板焊缝道数少； 2. 抗弯抗扭刚度大，横向荷载分配作用效应好，用钢量及制造工作量少； 3. 具有较高的屈曲强度，有利于承受较大的轴向压力 |
| 缺点 | 1. 纵肋与桥面板连接焊缝道数多； 2. 抗弯刚度低，横纵肋间距小，用钢量多； 3. 开口截面纵肋屈曲强度低，不利于承受较大的轴向压力 | 1. 闭口肋与桥面板焊接需单侧部分熔透焊，焊接工艺要求高，且易疲劳； 2. 几何造型与固有的扭转刚度大，易引起次应力和次应变； 3. 现场连接构造复杂，误差要求高 |

德国采用纵肋截面形式的演变见表 6-2。



德国纵肋截面演变 表 6-2

| 纵 肋 断 面 | 断 面 图 | 跨度(横肋间距,m) | 应用年份(年) |
|---------|-------|------------|-----------|
| 球扁钢肋 | | 0.9~2.65 | 1947~1973 |
| L形或倒T形肋 | | 1.17~2.46 | 1948~1957 |
| 板肋 | | 1.5~2.5 | 1955~1966 |
| V形肋 | | 2.3~3.0 | 1961~1963 |
| Y形肋 | | 2.24~4.0 | 1957~1963 |
| 倒梯形肋 | | 1.88~5.0 | 1954~至今 |

由于 U 肋冷压成型技术的改进,提高了纵向肋的抗扭刚度,改善了结构局部的受力性能,从 1970 年至今梯形肋(现称 U 肋)已占据了支配地位,并形成了标准,纳入设计规范。日本近些年来趋向使用大截面闭口加劲肋,但由于在横梁开口更多,不利于横梁的抗剪,且横向挠曲度增加到期桥面铺装过早破坏。正交异性桥面板设计、细节构造和制造通常是由疲劳和断裂极限状态控制。做必要的详细构造,需要先进的疲劳评估技术和精确的应力幅分析,这些需要利用有限元分析或模型试验。

第二节 正交异性桥面板构造设计

一、桥面板刚度

桥面板应具有足够的局部和整体刚度,避免桥面铺装层产生裂纹。表 6-3 所示为各国对桥面板厚度的要求钢桥面板顶板厚度规定。

各国规范对正交异性钢桥面板厚度规定值 表 6-3

| 规 范 | 行 车 道 | 人 行 道 | 备 注 |
|-----------|--|--|--------------------------|
| 欧洲规范 2006 | 当铺装层 $\geq 70\text{mm}$ 时, $t \geq 14\text{mm}$; 当铺装层 $\geq 40\text{mm}$ 时, $t \geq 16\text{mm}$ | $t \geq 10\text{mm}$ | 且厚度与纵肋腹板间距有关, 板面弯矩不用验算 |
| 日本规范 2002 | $t \geq 0.037 \times a$ (A 类活载); $t \geq 0.037 \times a$ (B 类活载) 且 $t \geq 12\text{mm}$ | $t \geq 0.025 \times a$, 且 $t \geq 12\text{mm}$ | 大断面 U 肋推荐 18~19mm |
| 美国规范 2014 | $t \geq 14\text{mm}, a \times 4\%$ | | a 为纵肋腹板间距 |
| 中国规范 2015 | $t \geq 14\text{mm}$ | $t \geq 10\text{mm}$ | 要求纵肋厚度 $\geq 8\text{mm}$ |

我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)规定,在车辆荷载作用下,正交异形钢桥面板顶板的挠跨比 $D/L \leq 1/700$,如图 6-3 所示。

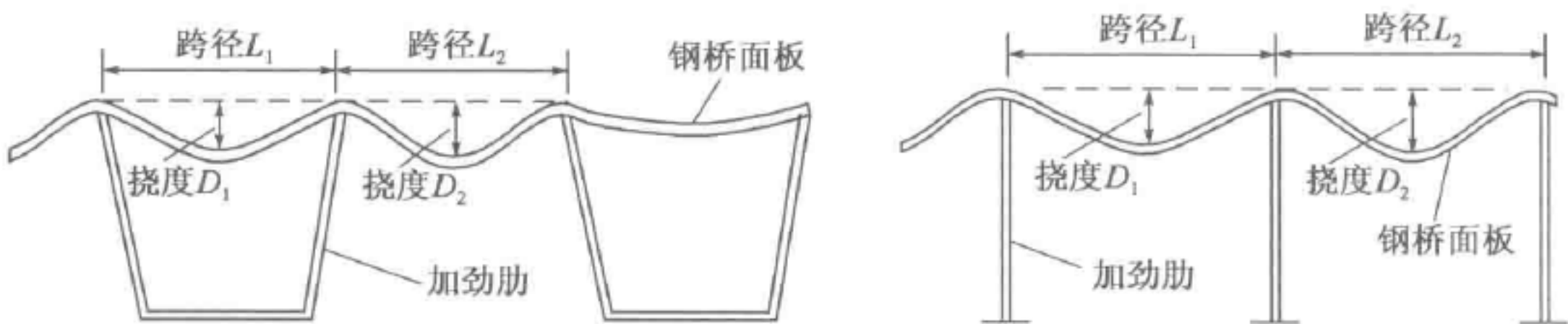


图 6-3 正交异性钢桥面板挠跨比示意图

由中国铁道科学研究院、中交公路规划设计院有限公司和浙江舟山连岛工程建设指挥部联合编写的《正交异形钢桥面板系统的设计和基本维护指南》(2010 报批稿)规定,纵肋间面板相对挠度不大于 0.4mm。可由 Kloeppel* 公式确定桥面板需要的最小厚度:

$$t \geq (0.004a)(\sqrt[3]{p})$$

(6-1)

式中: a ——纵肋腹板间距(mm);

p ——轮载面压力(kPa)。

根据我国车辆荷载和 U 肋布置情况(U 肋腹板跨度为 300mm)可以计算,并忽略桥面铺装应力的扩散,可计算如下:

$$p = \frac{140}{(0.6 \times 0.2)} = 1\,166.7(\text{kPa})$$

$$t \geq (0.004a)(\sqrt[3]{p}) = (0.004 \times 300)(\sqrt[3]{1\,166.7}) = 12.6(\text{mm})$$

* Kloeppel 为李国豪和邓文中导师,李国豪为首届弟子,邓文中为关门弟子。



考虑误差及腐蚀,所以规范取桥面板最小厚度不小于 14mm。

二、纵肋形式及设置

行车道部分纵肋目前广泛采用 U 肋截面,人行道部分可以采用球扁钢。正交异性钢桥面板纵肋的演变,见图 6-4。U 纵肋截面尺寸的确定主要考虑生产工艺和刚度(抗扭和抗弯)两个方面的因素。在生产工艺方面,对于屈服强度 $\sigma_s \leq 345\text{MPa}$ 的钢材,U 肋通常采用冷弯成型。为了避免冷弯塑性变形对韧性的过大影响,欧洲及美国规范规定 U 肋内侧半径 $R \geq 4t$ (t 为 U 肋壁厚);日本规范规定 U 肋内侧半径 $R \geq 5t$ (图 6-5)。对于屈服 $\sigma_s \geq 420\text{MPa}$ 的钢材,采用热弯成型,以避免冷弯裂纹。在刚度方面,各国规范均规定纵肋厚度 $t \geq 6\text{mm}$ 。我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)对纵肋的截面尺寸的宽厚比进行了详细的规定,详见该规范第五章。

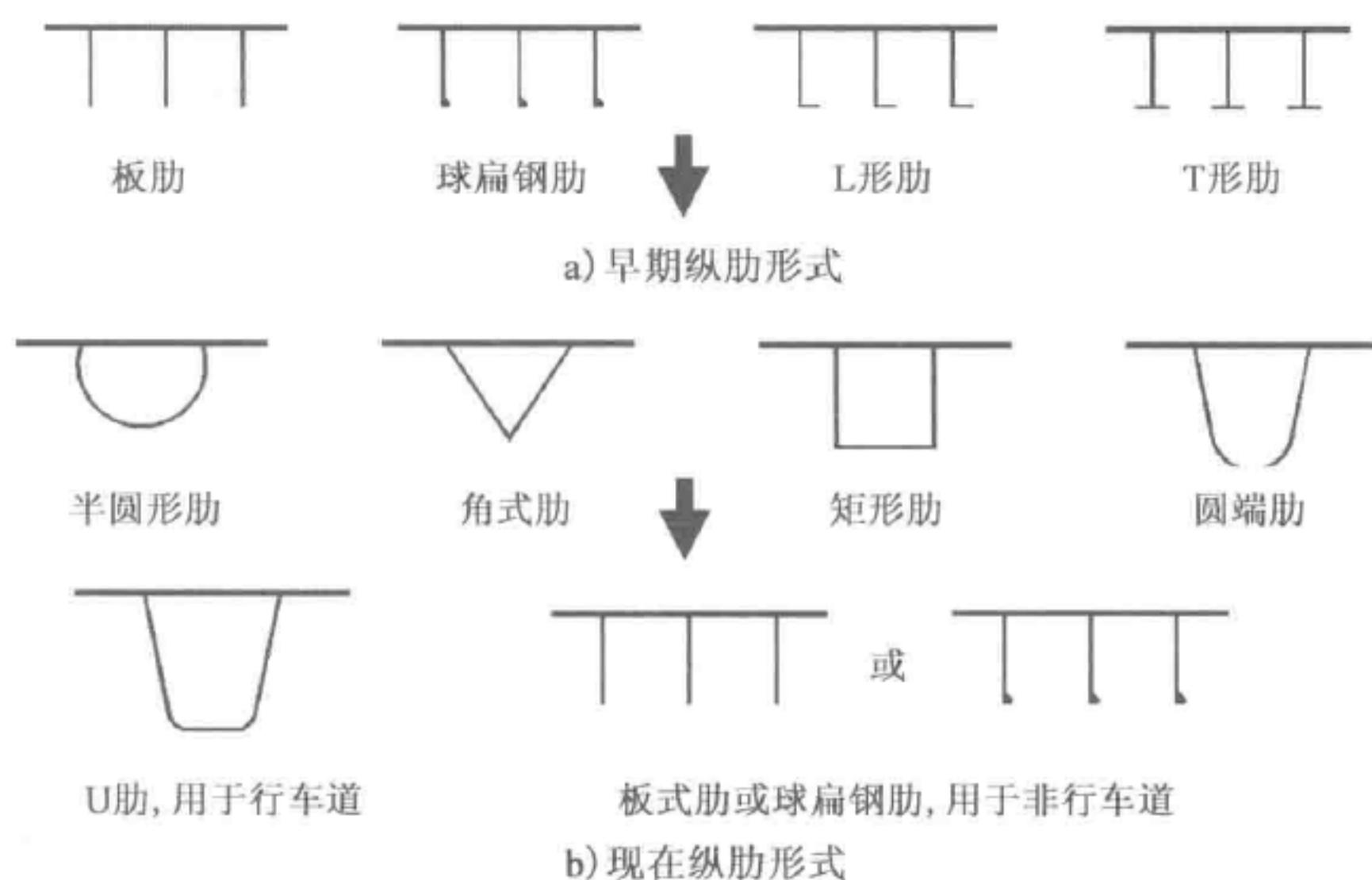


图 6-4 正交异性钢桥面板纵肋的演变

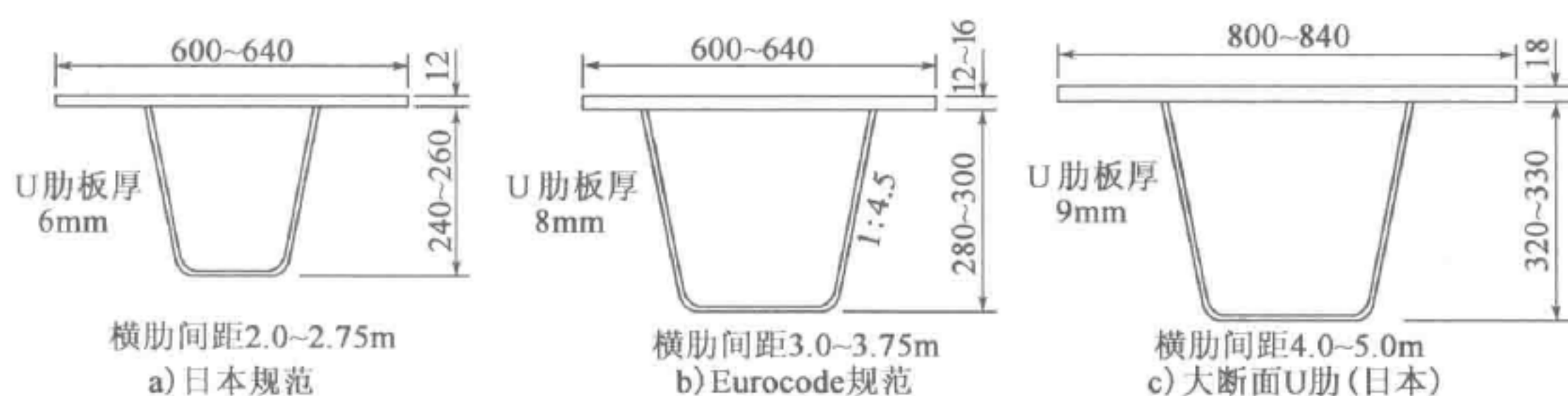


图 6-5 正交异性钢桥面板常用 U 肋 (尺寸单位:mm)

三、横肋(梁)设计

横肋(梁)的设计包括间距、腹板厚度和高度三个参数。这些参数不是孤立确定的,需要综合考虑纵肋截面尺寸、刚度和桥面板厚度等。Eurocode3 规定横肋腹板厚度不小于 10mm。纵肋高度与横肋高度比不小于 0.4。横肋高度也与桥面板横向跨度(即腹板间距或者梁肋横向间距有关)。我国典型桥梁横肋(梁)采用情况见表 6-4。

我国典型桥梁横肋(梁)采用情况 表 6-4

| 桥 名 | 桥型 | 上结构 | 设计年份 (年) | 横肋(梁) 形式 | 横肋(梁) 腹板厚 (mm) | 横肋(梁) 高(mm) | 横肋(梁) 跨度(m) |
|-------|-----|-----|-------------|-------------|----------------------|----------------|----------------|
| 杭州湾大桥 | 斜拉桥 | 箱梁 | 2003 | 实腹式横隔板 | 10 | 3 000 | 16.9 |
| 苏通大桥 | 斜拉桥 | 箱梁 | 2004 | 实腹式横隔板 | 10 | 4 000 | 18.4 |
| 猎德大桥 | 悬索桥 | 箱梁 | 2006 | 实腹式横隔板 | 10 | 3 500 | 16.0 |
| 港珠澳大桥 | 连续梁 | 箱梁 | 2012 | T 形横肋 | 16 | 1 000 | 7.2 |
| 崇启大桥 | 连续梁 | 箱梁 | 2013 | T 形横肋 | 12 | 1 220 | 7.5 |
| 沪通大桥 | 斜拉桥 | 钢桁梁 | 2014 | T 形横肋 | 14 | 1 400 | 16.5 |
| 沌口大桥 | 斜拉桥 | 箱梁 | 2014 | 实腹式横隔板 | 12 | 3 850 | 13.47 |

四、桥面板、纵肋和横肋的匹配性

为了使钢桥面板具有必要的强度和刚度,降低面外变形引起的次应力,并便于组装和焊接,确保其疲劳耐久性和合理的经济性,桥面板的厚度、U 肋的断面尺寸和刚度及横肋间距之间应有合理的匹配性。对世界上一些已建成采用正交异性钢桥面且经济性高、工作性能表现良好的桥梁进行统计,结果列入表 6-5 中;正交异性钢桥面板匹配性构造尺寸示意图如图 6-6 所示。

正交异性钢桥面板匹配性经济性高、工作性能表现良好的桥梁 表 6-5

| 桥名 | 桥型 | 国家 | 建成 年份 (年) | 上部 结构 | h (mm) | a (mm) | b (mm) | t_r (mm) | $a+e$ (mm) | L (mm) | t_d (mm) | d (mm) | t_r (mm) |
|------------|-------------|----|-----------------|-----------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| 新小贝 尔特桥 | 悬索桥 | 丹麦 | 1970 | 箱梁 | 244 | 144 | 287 | 6 | 598 | 3 000 | 12 | 3 000 | 8 |
| 弗里蒙 特大桥 | 系杆拱 | 美国 | 1973 | 箱梁/ 横梁 | 305 | 152 | 305 | 8 | 600 | 3 430 | 13 | 1 270 | 11 |
| 法罗桥 | 斜拉桥/ 连续梁 | 丹麦 | 1985 | 箱梁 | 294 | 148 | 287 | 6 | 620 | 4 000 | 12 | 3 250 | 10 |

续上表

| 桥名 | 桥型 | 国家 | 建成 年份 (年) | 上部 结构 | h (mm) | a (mm) | b (mm) | t_r (mm) | $a+e$ (mm) | L (mm) | t_d (mm) | d (mm) | t_r (mm) |
|------------------|-------------|-----|-----------------|------------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| 金门大 桥 | 悬索桥 | 美国 | 1985 | 桁架 横梁 | 279 | 152 | 356 | 9 | 673 | 7 620 | 16 | 305 | 13 |
| 诺曼底 大桥 | 斜拉桥/ 连续梁 | 法国 | 1994 | 箱梁 | 243 | 193 | 293 | 7/8 | 605 | 3 930 | 12/ 14 | 3 000 | 16 |
| 霍加考 斯特桥 | 悬索桥 | 瑞士 | 1996 | 箱梁 | 294 | 150 | 287 | 6 | 600 | 4 000 | 12 | 4 000 | 10 |
| 大带东 大桥 | 悬索桥 | 丹麦 | 1998 | 箱梁 | 294 | 150 | 287 | 6 | 600 | 4 000 | 12 | 800 | 12 |
| 大带东 引桥 | 连续梁 | 丹麦 | 1998 | 箱梁 | 294 | 150 | 287 | 6 | 600 | 4 022 | 12 | 900 | 14 |
| 艾尔弗 雷德大桥 | 悬索桥 | 美国 | 2003 | 箱梁 | 305 | 166 | 356 | 8 | 660/ 726 | 6 200 | 16 | 3 000 | 26 |
| 米约大 桥 | 斜拉桥 | 法国 | 2004 | 箱梁 | 300 | 200 | 300 | 7 | 600 | | | 600 | 20 |
| 新塔科 马海峡大 桥 | 悬索桥 | 美国 | 2007 | 桁架/ 横梁 | 305 | | | 8 | | 6 100 | 16 | 1 690 | 9 |
| 苏通大 桥 | 斜拉桥 | 中国 | 2008 | 箱梁 | 292 | 164 | 284 | 8 | 600 | 4 000 | 14 | 4 000 | 20 |
| 梅杰力 大桥 | 斜拉桥 | 匈牙利 | 2008 | 箱梁/ I形梁 | 292 | 184 | 284 | 8 | 600 | 4 000 | 14 | 1 696 | 12 |
| 昂船洲 大桥 | 斜拉桥 | 中国 | 2009 | 箱梁 | 339 | 150 | 298 | 9 | 600 | 3 800 | 18 | 变化 | 12 |
| 仁川二 桥 | 斜拉桥 | 韩国 | 2009 | 箱梁 | 260 | 188.5 | 304.1 | 8 | 600 | 3 750 | 14 | 3 000 | 11 |
| 奥克兰 新海湾大 桥 | 悬索桥 | 美国 | 2012 | 箱梁 | 345 | | 300 | 12 | 600 | 5 000 | 14 | 1 370 | |

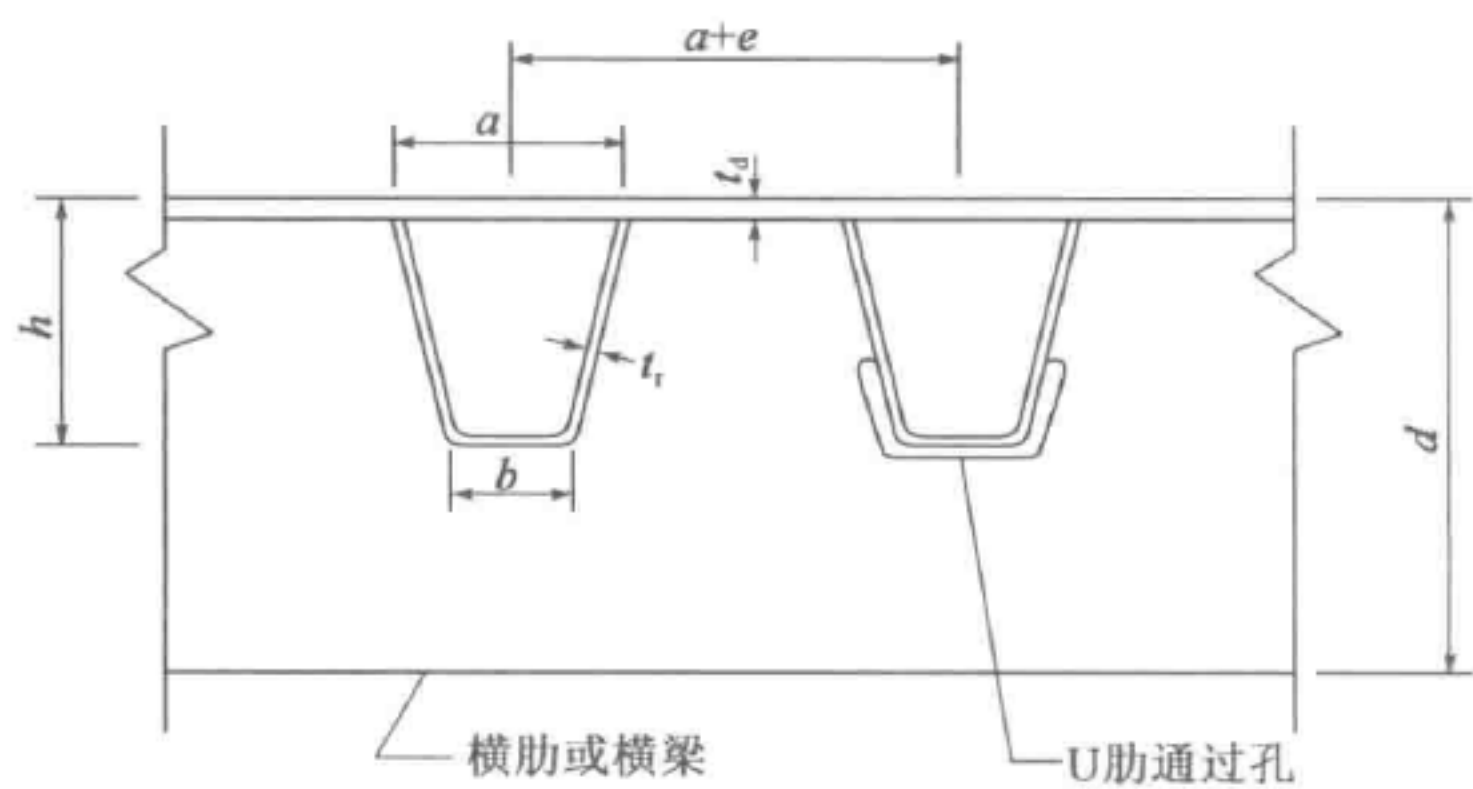


图 6-6 正交异性钢桥面板匹配性构造尺寸示意图

表 6-6 为中国、日本、德国正交异性钢桥面板匹配性采用情况；表 6-7 为日本正交异性钢桥面板匹配性设计演变过程；表 6-8 为中国有代表性桥梁正交异性钢桥面板匹配性采用情况。

中、日、德正交异性钢桥面板合理匹配性采用情况 表 6-6

| 桥面板厚度(mm) | 12 | 14、16 | 18、19 |
|------------------------|--|---|---|
| U 肋截面(宽×高×厚)(mm×mm×mm) | 320 × 240 × 6 (日本)、320 × 260 × 6 (日本)、300 × 280 × 8 (德国) | 320 × 240 × 8 (日本)、320 × 260 × 8 (日本)、300 × 280 × 8 (德国、中国) | 400 × 330 × 8、420 × 330 × 8、440 × 340 × 9 |
| U 肋中心距(mm) | 640 (日本)、600 (德国) | 640 (日本)、600 (德国、中国) | 800、840、880 |
| 横肋间距(m) | 2.0~2.5 | 3.0~3.75 | 4.0~5.0 |
| 备注 | 现在很少采用 | 已纳入德国、日本现行规范 | 尚未纳入规范 |

日本正交异性板匹配性设计演变过程 表 6-7

| 桥面板厚度(mm) | 12 | 14、16 | 18、19 |
|----------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| U 肋截面(宽×厚×高-R-m)(mm×mm×mm) | 320×6×240-40-1:4.5、320×6×260-40-1:4.5 | 320×8×240-40-1:4.5、320×8×260-40-1:4.5 | 440×8×343-40-1:4.5、450×9×330-45-1:4.5 |
| 横肋间距(m) | 2.0~2.5 | 3.0~3.75 | 4.0~5.0 |
| 设计规范 | 1983 年版 | 2002 年版 | 尚未纳入规范 |



中国有代表性桥梁正交异性板匹配性采用情况 表 6-8

| 桥名 | 桥型 | 上结构 | 设计 年份 (年) | U 肋截面 (顶宽×高×底宽×壁厚) (mm×mm×mm×mm) | 顶板厚 (mm) | U 肋 间距 (mm) | 横肋 间距 (mm) |
|-------|-----|-----|-----------------|---|--------------------|-------------------|------------------|
| 杭州湾大桥 | 斜拉桥 | 箱梁 | 2003 | 300×280×180×8 | 16 | 600 | 3 500 |
| 苏通大桥 | 斜拉桥 | 箱梁 | 2004 | 300×300×180×8、 300×298×180×8、 300×296×180×8、 300×294×180×10、 300×290×180×10 | 14、16、18、 20、24 | 600 | 2 800(300) |
| 猎德大桥 | 悬索桥 | 箱梁 | 2006 | 300×260×200×8 | 14 | 600 | 3 000 |
| 港珠澳大桥 | 连续梁 | 箱梁 | 2012 | 300×300×180×8 | 18 | 600 | 2 500 |
| 崇启大桥 | 连续梁 | 箱梁 | 2009 | 285.8×282×170×8、 285×280×170×8、 284.2×278×170×10、 283.3×276×170×10 | 16、18、 20、22 | 570 | 2 800 |
| 沪通大桥 | 斜拉桥 | 钢桁梁 | 2014 | 300×280×188×8 | 16 | 600 | 2 800 |
| 沌口大桥 | 斜拉桥 | 箱梁 | 2014 | 300×280×170×10 | 20 | 600 | 3 000 |

各国规范对正交异性钢桥面板匹配性规定如下所述。

(1)Eurocode3 规定

桥面板厚度根据行车类型、桥面板与桥面铺装组合作用、桥面板纵肋的腹板间距确定。行车道桥面板下加劲肋腹板的间距满足以下要求。

- ①车行道桥面板：要求 $e/t=25$ ，并建议 $e\leqslant 300\text{mm}$ ；
- ②人行道桥面板： $t\geqslant 10\text{mm}$ 且 $e/t\leqslant 40, e\leqslant 600$ ；
- ③加劲肋厚度： $t_{\text{肋}}\geqslant 6\text{mm}$ 。

加劲肋的最小刚度应根据行车类型、主梁腹板或者纵梁腹板相对于重车道的位置确定，防止由于桥面板挠曲差异造成桥面铺装开裂。并推荐纵肋刚度值按图 6-7 取用。

(2)我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)对纵肋的规定

正交异性钢桥面板纵肋宜等间距布置；不等间距布置时，最大间距不宜超过最小间距的 1.2 倍；应连续通过横向加劲肋或者横隔板，加劲肋与顶板焊缝的过焊孔宜采用堆焊填实，焊缝应平顺；闭口加劲肋的几何尺寸应满足式(6-2)规定。

$$\frac{t_r a^3}{t_d^3 h} \leqslant 400$$

(6-2)

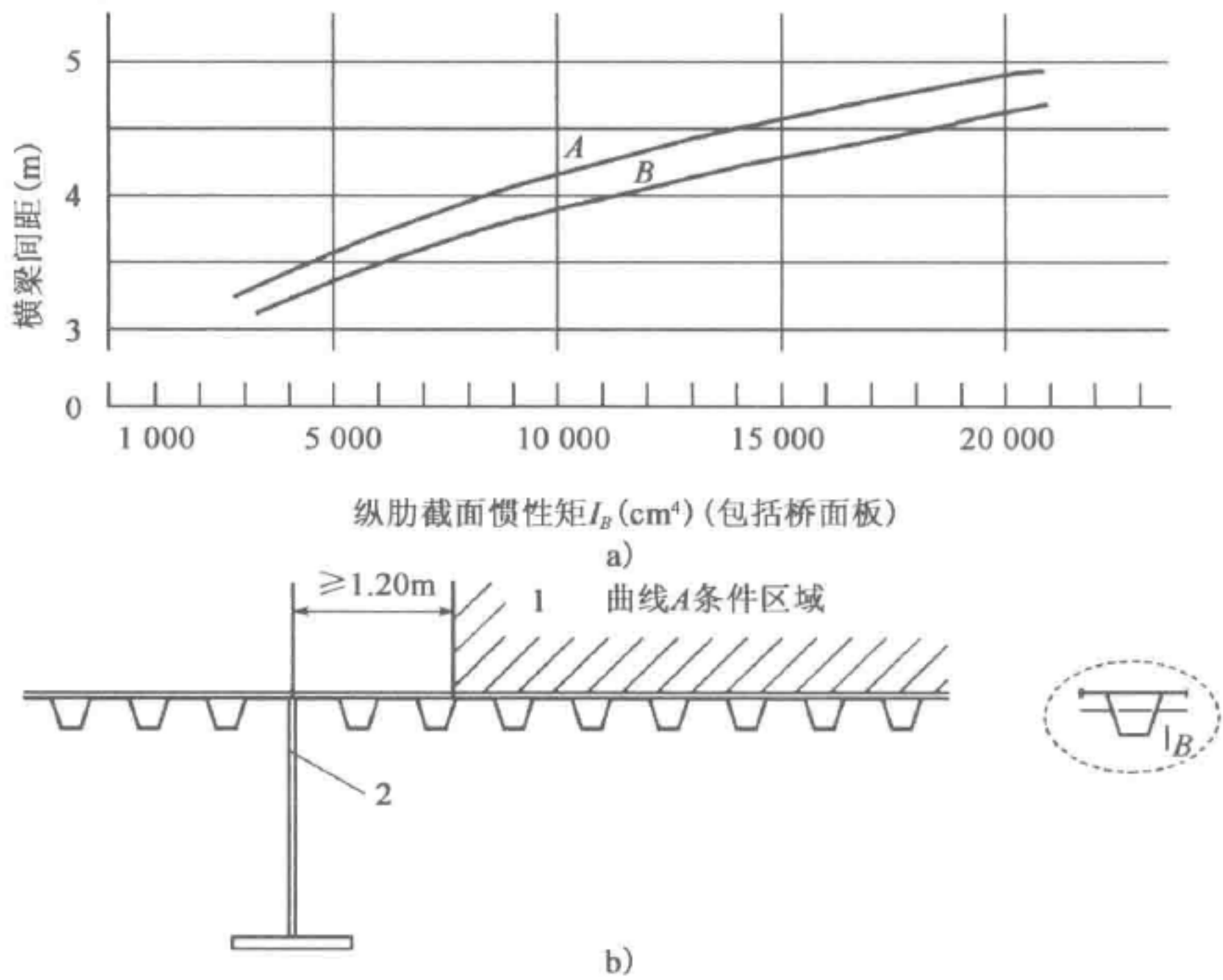


图 6-7 纵向加劲肋最小刚度

1-重车道;2-主梁或纵梁腹板

- 注:1. 曲线 A 适用于 b)中没有包括的所有加劲肋;
2. 曲线 B 适用于主梁腹板1.2m内,承重最大的行车道下的加劲肋;
3. 该图适用于各种类型的加劲肋。

该规定与美国规范规定相同。

(3)美国规范对正交异性钢桥面板匹配性规定

美国规范对正交异性钢桥面板匹配性规定见表 6-9。

美国规范推荐正交异性板细节构造 表 6-9

| 位 置 | | 限值(mm) |
|----------------------|---------|-----------------------------|
| 桥面板厚度 | | $t_d > 14$ |
| 加劲肋厚度 | | $6 < t_r < 12$ |
| 加劲肋横向间距 | 直接承受轮压 | $600 < s < 762$ |
| | 不直接承受轮压 | $600 < s < 1\ 000$ |
| 横肋间距 | | $L < 6\ 000$ |
| 加劲肋高度与横肋高度比值 | | $h_{rib}/h_{FB} < 0.4$ |
| 横肋腹板厚度 | | $10 < t_{FB} < 20$ |
| 加劲肋在横肋腹板孔洞高度与加劲肋高度比值 | | $h_{cutout}/h_{rib} > 0.33$ |



第三节 正交异性钢桥面板分析方法

一、钢桥面板内力分类

钢桥面板为正交异性板(Orthotropic Plate)结构,由面板、纵肋和横肋组成,三者互为垂直,焊接成整体而共同工作。在均布荷载或集中荷载作用下有很大的极限承载力,非常适合既可纵向移动又可横向移动的交通荷载(如汽车荷载)。但是,钢桥面板在纵向和横向的结构性能不同,在轮载作用下是一个影响面受力,产生“鼓曲”状变形,导致面板、纵肋和横肋的面外变形,并在焊接连接约束处产生较大的次应力集中,易引发疲劳裂纹。应认清钢桥面板(正交异性板)的结构特征、受力行为(变形、应变)、疲劳特点(多数为面外变形引发的疲劳裂纹)等。由于正交异性板组成的复杂性,全部采用板壳单元模拟,一次得到整个结构的全部内力和应力是非常不经济的,通常将其内力分析分为三个体系来计算。

(1)第一体系由桥面板与纵肋组成主梁的上翼缘,与主梁一同构成主要承重构件——主梁体系。此体系产生的变形为钢箱梁整体变形,当上翼缘的有效分布宽度确定后,其力学分析与一般梁相同,可以按照初等梁弯曲理论计算。

(2)第二体系由纵肋、横肋和桥面板组成的结构——桥面结构体系。其中桥面板被看成是纵肋和横肋共同的上翼缘,该体系支承在主梁上,仅承受桥面车轮荷载。该体系也是沿桥纵向简支在钢箱梁的腹板上和沿桥横向弹性支承在横隔板上的桥面板,研究证明,该结构体系的实际承载能力远大于按小挠度弹性理论所求得的承载力。这是由于它具备相当大的塑性储备能,该部分变形包括沿桥纵向的变形和沿桥横向的变形,变形后是一个曲面,计算比较复杂。

(3)第三体系仅指桥面板,被视作支承在纵肋和横肋上的各向同性连续板——面板体系。支承在纵向加劲肋腹板之间的桥面板变形,由于横隔板的间距远大于纵肋的间距,纵肋腹板之间的桥面板相当于单向板,短边的长度为纵肋的间距或纵肋的上口宽度。该体系直接承受车轮局部荷载,并把荷载传递给纵肋和横肋。桥面板应力可呈薄膜应力状态,桥面板具有很大的超额承载力。第三体系的应力主要是沿桥横向的应力,设计中通常只采用纵向的第一和第二体系应力的组合而忽略第三体系的应力,但是第三体系的应力通常是造成正交异性板疲劳的重要因素。进行正交异形板的疲劳验算时,必须考虑第三体系应力的影响。

实际应用中,第二体系作为较接近板的实际受力状态,它的应力状态按正交

异形板理论来计算。正交异性钢桥面板受力分析如图 6-8 及表 6-10 所示。

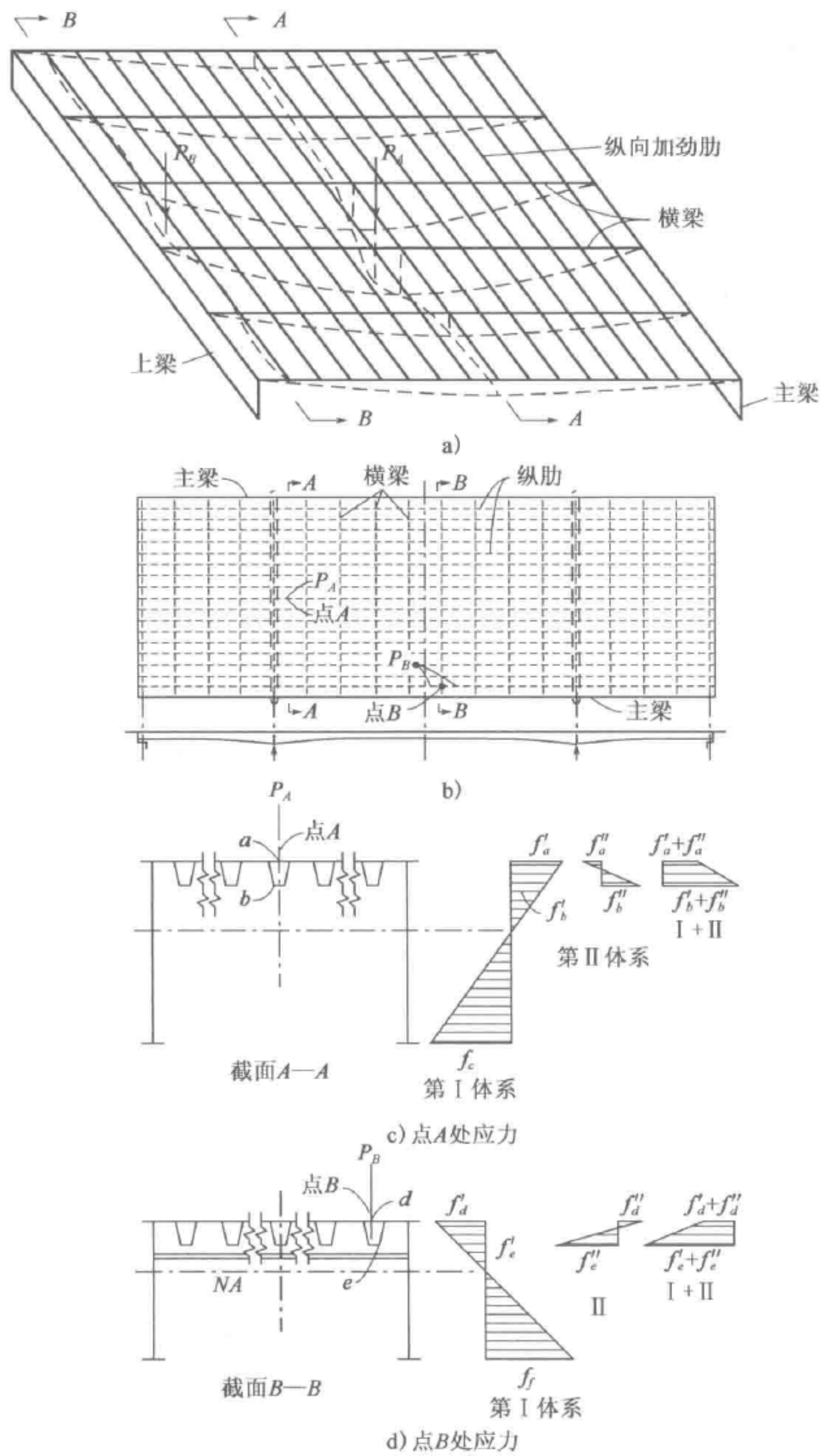


图 6-8 正交异性钢桥面板受力分析示意图

正交异性钢桥面板受力分析

表 6-10

| 体系 | 作 用 | 图 例 | 结 果 |
|----|-----------|-----|-----------------------------|
| 1 | 桥面板局部变形 | | 在桥面板与纵肋连接处产生横向弯曲应力 |
| 2 | 桥面板横向弯曲变形 | | 纵肋位移差引起的桥面板横向应力 |
| 3 | 纵肋弯曲变形 | | 纵肋弹性支承在横肋上形成弹性支承连续梁,承受弯剪和剪力 |
| 4 | 横肋平面内弯曲 | | 横肋支承在腹板上作为横梁承受弯矩和剪力 |
| 5 | 横肋腹板面外变形 | | 纵肋在横肋出弯曲转动带动横肋腹板形成面外弯曲变形 |
| 6 | 纵肋扭转畸变 | | 纵肋腹板在横肋通过孔连接处产生局部弯曲变形 |
| 7 | 整体分析 | | 箱梁整体受力产生轴向应力、弯曲应力和剪应力 |

二、钢桥面板内力计算

钢箱梁正交异性钢桥面板的计算难点在于计算第二体系应力。第二体系是多次超静定结构,计算比较复杂,通常采用简化的方法分析或者全桥有限元分析。有限元分析由于计算工作量大,在拟定初步构造时,简化计算就显得比较重要。常用的简化计算方法为 Peklian-Esslinger 法(P-E 法)和等效格子梁法。20 世纪 50 年代,前联邦德国的 Pelikan W 和 Esslinger M 提出用正交异性板理论计算钢桥面板,简称 P-E 法。等效格子梁法是用一个等效的梁格体系来代表正交异性钢桥面板,类似于我们常说的梁格法。

1. Peklian-Esslinger 法

P-E 法认为钢桥面板是支承在刚度无穷大主梁和等间距弹性横梁上的连续正交异性板,该方法计算正交异性钢桥面板第二体系应力时有如下基本假定(参

见图 6-9)。

(1) 假设钢桥面板在顺桥向简支在钢箱梁的腹板上, 在横向弹性支承在间距相等的横肋或横梁上。

(2) 桥面板计算时, 假定钢梁腹板的抗弯刚度无穷大, 在顺桥向等间距布置的纵肋连同桥面盖板的纵向抗弯刚度为 D_y 。

(3) 横向抗弯刚度等于桥面板刚度 D_P 。

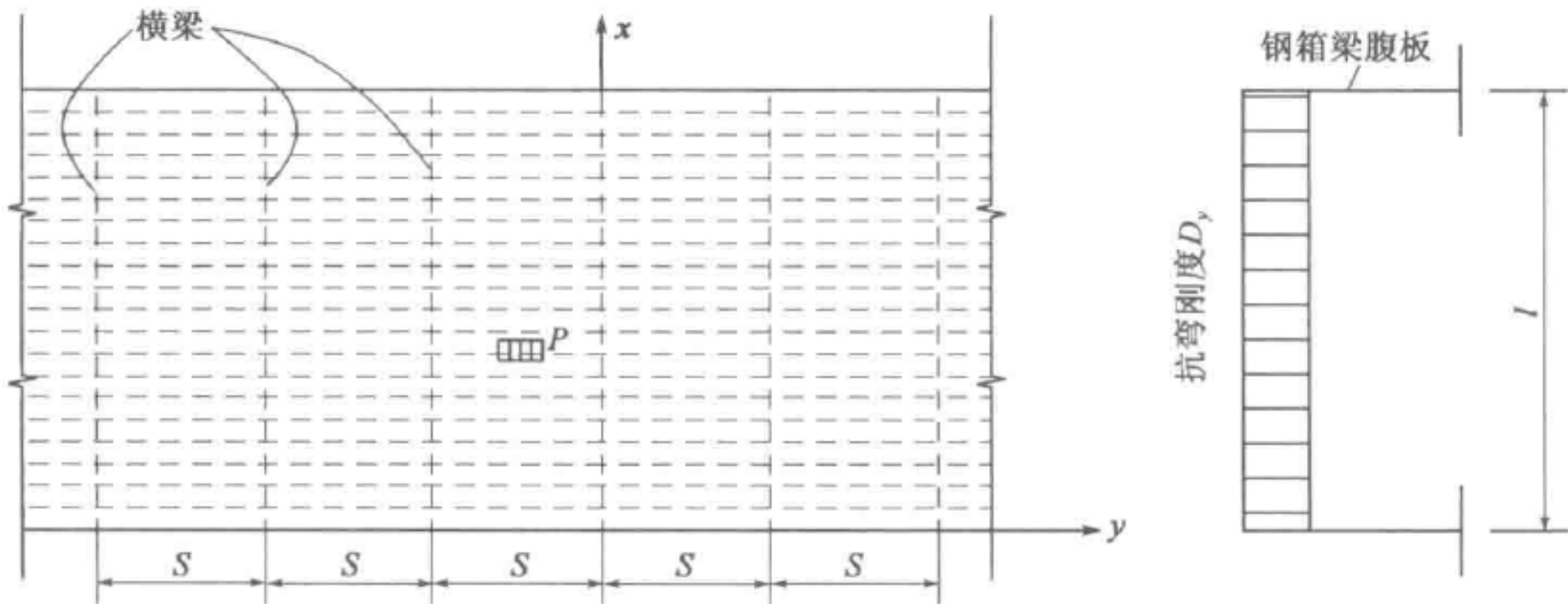


图 6-9 P-E 法简化分析示意图

计算分为以下两个阶段。

(1) 第一阶段。假定横肋的刚度无穷大, 计算纵肋和横肋中的最大弯矩, 并计算横肋的支反力。

(2) 第二阶段。根据第一步计算得到横肋的支反力并考虑横肋的柔性对第一步计算得到的纵肋和横肋的弯矩进行修正。阶段分析示意图如图 6-10 所示。由于横肋的变形, 纵肋的支点弯矩减小, 跨中弯矩增大, 横肋的跨中弯矩减小, 在第二阶段对以上数值进行修正。

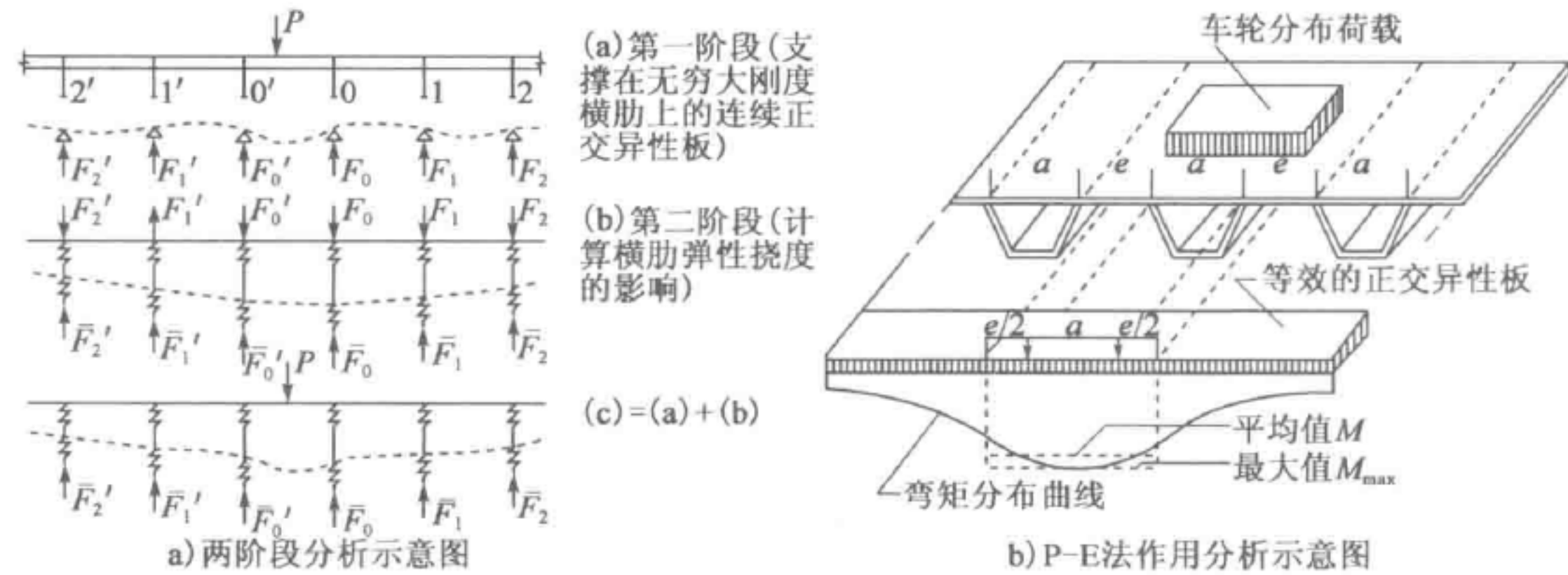


图 6-10 P-E 法分析示意图



纵肋设计时,应计算 A 和 B 点,见图 6-11。 B 点位于横肋跨中和纵肋的跨中附近,横肋的竖向变形比较大,纵肋跨中的竖向变形也比较大,导致纵肋的跨中正弯矩比较大,要验算该点纵肋的跨中弯矩。 A 点位于最靠近主梁腹板的纵肋和横肋相交的位置,此处横肋弹性变形较小,横肋支承作用比较强大,纵肋变形较小,纵肋支点负弯矩较大,因此要验算支点负弯矩。

横肋设计时,如果横肋是简支在主梁腹板上或主梁腹板抗扭刚度较小,应检查横肋跨中附近的正弯矩。如横肋连续支承在多个主梁的腹板上,要考虑横肋靠近主梁腹板的负弯矩,一般情况下其支点负弯矩应取跨中正弯矩的 $\pm 80\%$ 左右。

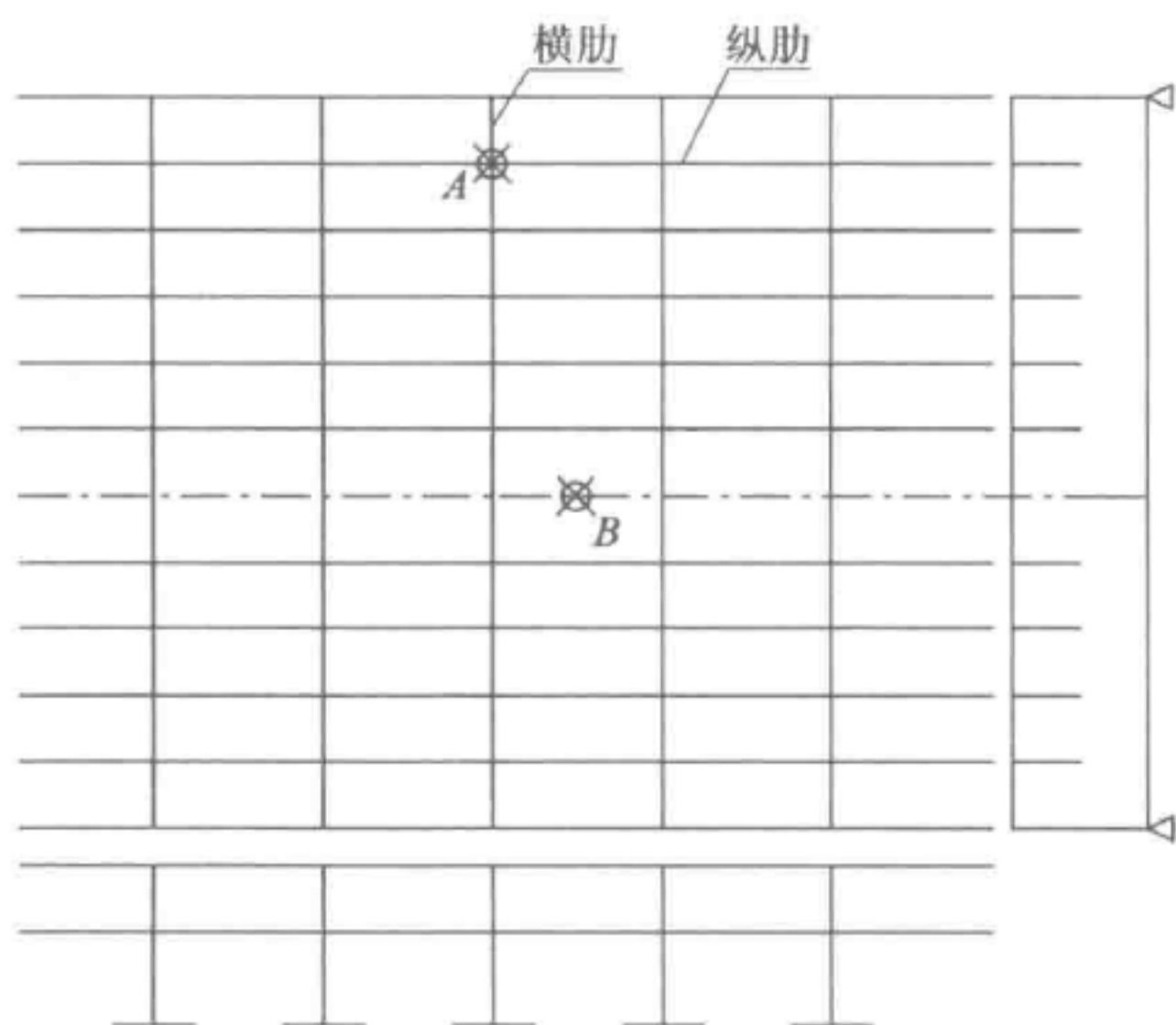


图 6-11 P-E 法计算点示意图

P-E 法概念比较清晰,易于理解,该方法提出比较早,影响比较大,可以进行手算,但计算比较烦琐,而且只适用于桥面简支在钢箱梁腹板上的情况;很难考虑有悬臂板、纵隔板的钢箱梁,箱梁周边对横隔板的弹性嵌固作用,只能近似得到横隔板的弯曲正应力和弯曲剪应力。

2. 等效格子梁法

等效格子梁法是将每一构件的刚度集中到与其毗连的邻近梁格内,即把纵肋刚度集中到梁格的纵梁内,横肋的刚度集中到梁格的横梁内。为了考虑闭口加劲肋之间的荷载分配,假想在纵肋之间有虚拟的梁单元将各个纵肋连在一起,直接承受荷载的纵肋通过假想的配梁将荷载传给附近的纵肋,采用位移法求解。因为通过假想的等效分配梁将荷载分配给其他的纵肋,所以称为等效格子梁法。

可以考虑有悬臂板、钢箱梁内设置纵隔板等情况,使用范围比较广。

正交异性板桥面等效格子梁法分析的思路是用一个等效的梁格体系来代表正交异性板桥面。对每根纵肋和横肋(横隔板)采用与其中心线相重合的梁单元近似模拟,即等效格子梁的布置与纵肋和横肋(横隔板)的位置一致。事实上,等效格子梁和正交异性板有着不同的结构特征,因此,这个假想只能是近似的,一般认为梁格布置越密,这种近似性就越好,计算结果也更符合实际,这种分析方法不仅适用于正交异性板,而且适用于斜交异性板和曲线梁分析。

正交异性钢桥面板采用等效格子梁法分析时,需要计算等效分配梁的抗弯刚度,横肋的跨度取各主梁之间的间距,抗弯刚度取其实际值,忽略等效分配梁和横肋(梁)的抗扭刚度。关于等效分配抗弯刚度的推导过程参见王应良等的论文《梯形加劲肋正交异性板钢桥面分析的等效格子梁法》。

3. 三维空间有限元分析法

随着计算机和计算程序的发展,三维空间有限元计算分析和建模效率越来越高,计算结果比较准确,计算分析使用越来越多。但是,三维空间有限元分析不能将钢箱梁第一体系应力、第二体系应力和第三体系应力分开,而规范组合是采用第一体系和第二体系应力的组合。又由于钢箱梁构造复杂,采用非线性功能比较好的有限元分析程序进行分析,花费大量的时间计算,得到的结果也不一定理想,一般还是采用线性计算。即使采用非线性计算也不能很好地考虑残余应力、制造缺陷等因素,得到的极限承载能力偏高,用于设计偏于不安全,而且不能考虑每一根加劲肋。而规范是通过大量的试验和计算得到的,考虑多种因素,而且对加劲肋刚度也进行了限制,以便能为板件提供足够的支承作用。因此采用三维空间有限元分析很难计算出纵肋和横肋之间的每个板件的屈曲安全度。

当对正交异性钢桥面板进行三维空间有限元分析时,需要经验丰富的设计师,取出比较合理的隔离体、有限单元的划分、边界条件的模拟和荷载的施加,并对计算结果做出合理的判断。这里不再赘述,参见三维空间有限元分析相关书籍。

4. 截面有效宽度计算

1) 剪力滞引起的有效宽度计算

钢箱梁产生的弯曲的纵向力(压应力)通过腹板或肋板传给翼板,而剪应力在翼板上的分布是不均匀的,在交接处最大,离开腹板或肋板逐渐减小,因此剪切变形沿翼板分布是不均匀的,从而引起弯曲时远离肋板的翼板的纵向位移滞



后于肋板附近的纵向位移,所以其弯曲正应力的横向分布呈曲线形状,这种现象工程界称为“剪力滞效应”。剪力滞影响示意图如图 6-12 所示。

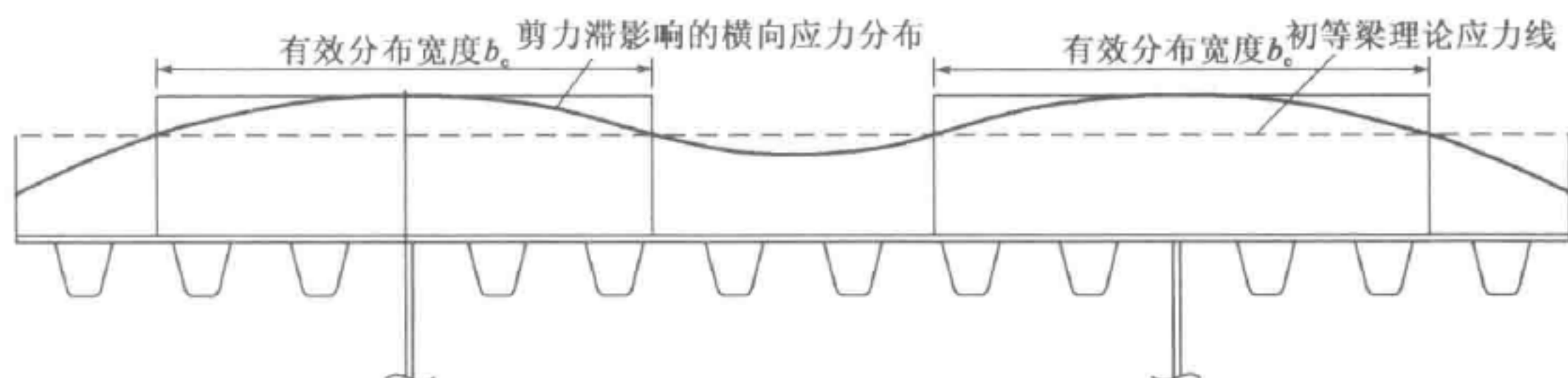


图 6-12 剪力滞影响示意图

2) 局部屈曲引起的有效宽度计算

钢箱梁腹板的屈曲后强度来源于薄膜拉力。正交异性板常有一组和作用力方向平行的纵肋及一组横肋组成,如图 6-13 所示。板件两端加载边在受力后保持平直,当压力 N 达到临界值时,纵向板条由直变弯,横肋因而受拉,并对纵肋的弯曲变形提供弹性约束,使纵肋还能继续承受增大的外力。由于横肋也有弯曲变形,处于板中央纵肋挠度大于两边的纵肋挠度。因此,原来承受均匀压力的板,在加载边保持平直的条件下屈曲后应力分布不再均匀。按照四边简支板大挠度理论分析的结构,屈曲后板内应力分布如图 6-14 所示,两边应力大,中部应力小,而且随 N 增大而越来越不均匀;计算时假定纵边可以平行移动,但始终保持直线。这种边界条件和一般薄壁构件中的加劲板基本相符合。目前计算薄而宽的加劲板受压承载能力常采用有效宽度的方法。把在宽度上分布不均匀的应力集中到板的两侧,应力都是 f_y ,即得到有效宽度:

$$b_e = \frac{b\sigma_{av}}{f_y} \quad (6-3)$$

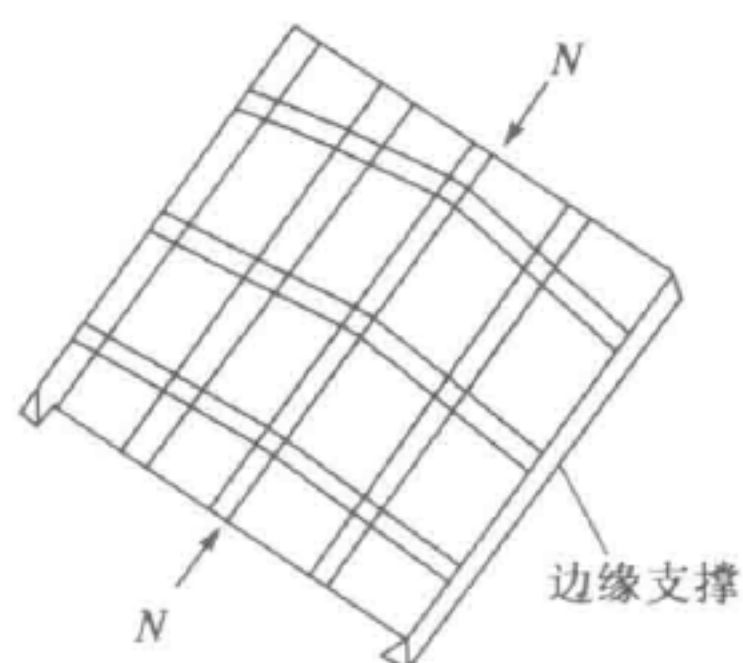
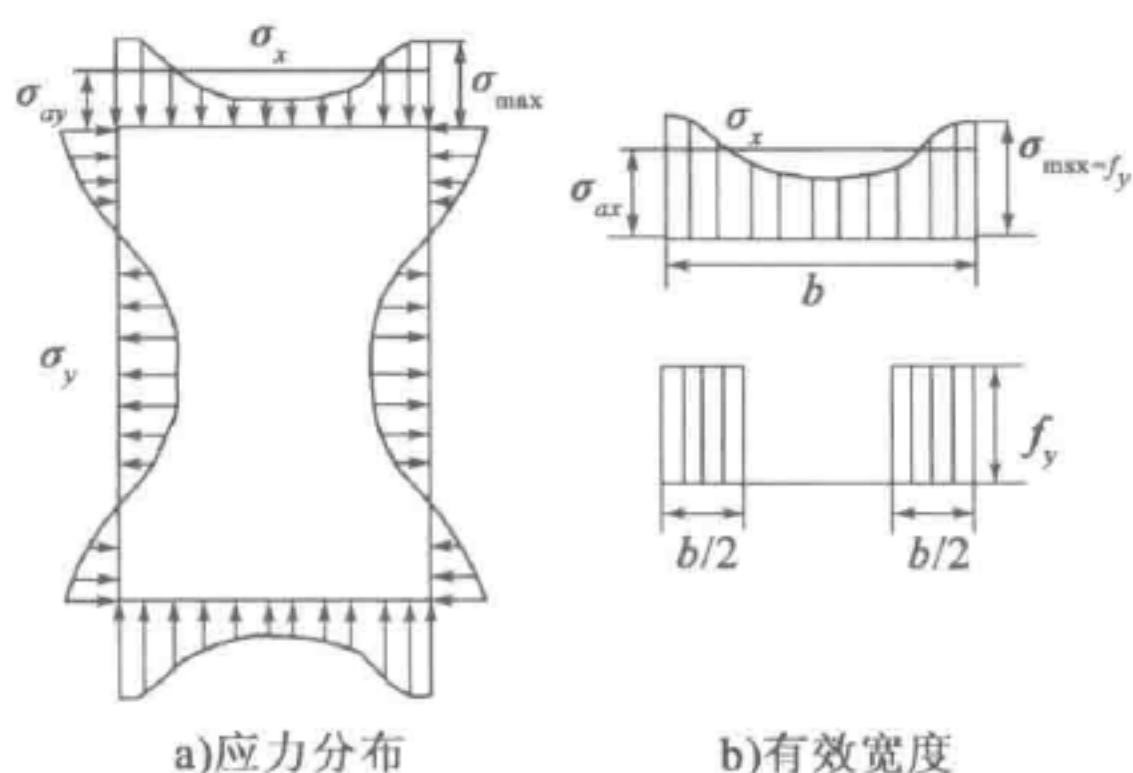


图 6-13 加劲肋板屈曲后的变形



a) 应力分布 b) 有效宽度

图 6-14 屈曲后应力分布和有效宽度

依据板单元弹性稳定分析可以得到有效宽度的计算公式。使宽度为 b_e 的四边简支板临界应力等于屈服点,即:

$$f_y = \frac{4\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b_e/t)^2} \quad (6-4)$$

可得

$$b_e = t \cdot \sqrt{\frac{4\pi^2 E}{12(1-\mu^2)f_y}} \quad (6-5)$$

由板的屈曲分析知,板的临界应力为:

$$\sigma_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2} \quad (6-6)$$

则

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (6-7)$$

实际的试验所得有效宽度比式(6-5)和式(6-7)计算得到的低,因为板件或多或少存在着缺陷。实际计算为板理论半经验的公式。根据我国试验资料,把公式修正为:

$$b_e = t \cdot \sqrt{\frac{4\pi^2 E}{12(1-\mu^2)f_y}} \left[1 - 0.475 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \quad (6-8)$$

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \left(1 - 0.25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \right) \quad (6-9)$$

从上式可以看出,有效宽度值不仅和材料屈服点有关,还和板件的宽厚比有关。

根据板的稳定理论,板屈曲后,板面内的应力分布是不均匀的,越接近受约束的边界应力越大。板面内还产生横向应力 σ_y , 横向应 σ_y 在板的中部区域是拉应力,正由于这个拉应力,板在屈曲后仍具有继续承担更大外荷载的能力。桥面板局部屈曲影响示意图见图 6-15。为了方便用初等梁理论来表示剪力滞和屈曲后引起的效应,各国规范均是通过翼缘有效宽度的折减来考虑剪力滞和屈曲后的影响。

从上图可以看出,当正交异性板受到的轴向应力小于屈曲应力时,仅有剪力滞引起的效应。当受到的轴向应力大于板的屈曲应力时,则剪力滞和局部屈曲后共同影响应力的分布。我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)和欧洲规范 Eurocode3(1993-1-5—2006)均是通过有效宽度的方法来考虑剪力滞和局部稳定影响的。我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)



第 5.1.7~5.1.9 条对有效分布宽度和有效截面面积有详细的规定。欧洲规范 Eurocode3(1993-1-5—2006)中 3.2、4.4 和 4.5 节对剪力滞和屈曲后强度利用的有效截面宽度计算均有详细的规定。计算时可以依据规范计算,这里不再赘述。

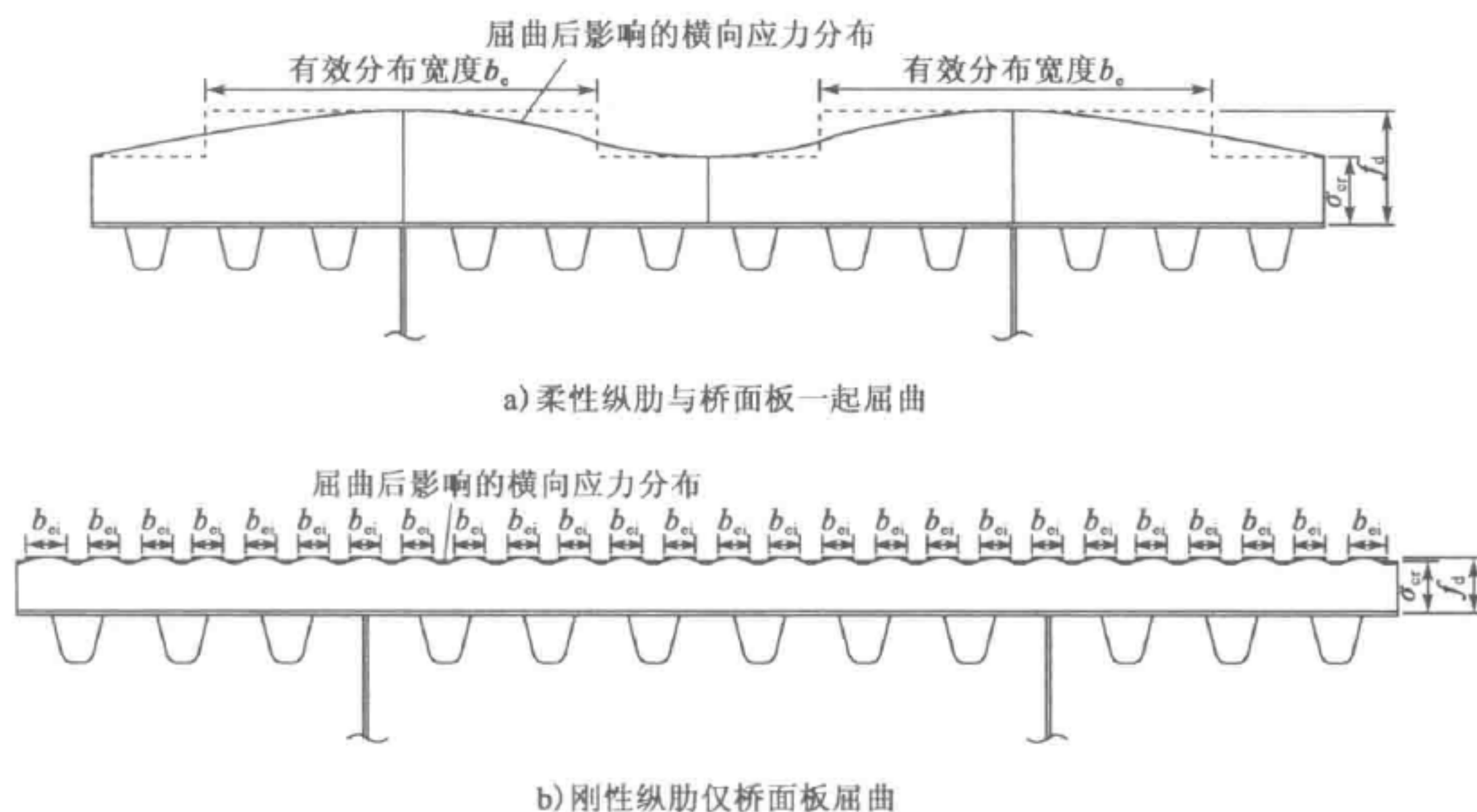


图 6-15 板屈曲后影响示意图

第四节 正交异性板疲劳及验算

人们认识和研究疲劳问题,已经有 150 多年的历史。在不懈地探索材料与结构疲劳奥秘的实践中,对疲劳的认识不断地得到修正和深化。什么是疲劳?美国试验与材料协会(ASTM)在“疲劳试验及数据统计分析有关术语的标准定义”中做出这样的定义:在某点或某些点承受扰动应力,且在足够多的循环扰动作用之后形成裂纹或完全断裂的材料中所发生的局部的、永久结构变化的发展过程,称为疲劳。我国近十几年来,建成了许多采用钢箱梁的悬索桥、斜拉桥和连续梁桥。然而,这些桥服役不久,钢桥面板即产生了不同程度的疲劳裂纹,并呈现早发性、多发性和再现性状态。本节从正交异性钢桥面板的研发、应用出发,到产生许多疲劳裂纹,然后经过长期不间断的研究、改进和实桥检验,直到现在,特别是德国和日本,把钢桥面板的结构设计、制造和安装与疲劳综合考虑,这与通常用疲劳检算来确保结构耐久性的思路有很大不同。我国钢桥面板应用稍晚些,但用量很大,尤其需要这方面的经验和教训。弄清楚钢桥面板的结构特

征、受力行为、疲劳裂纹部位极为重要。中国铁道科学研究院汇集了世界各国桥梁(包括日本)钢桥面板上产生的裂纹类别及发生部位,见图 6-16。

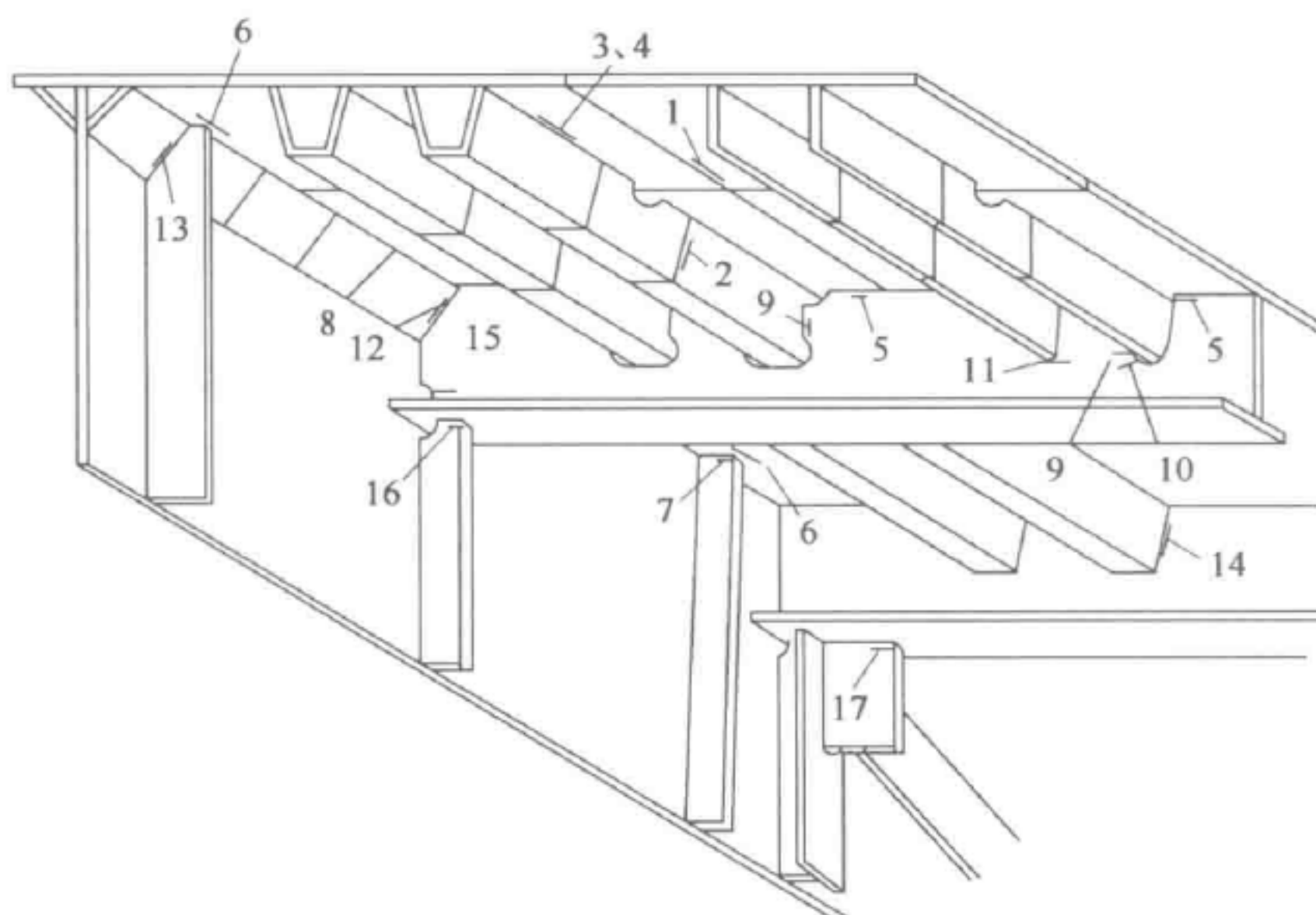


图 6-16 正交异性钢桥面板各种裂纹汇总

1-面板纵向对接焊缝裂纹;2-纵肋现场钢衬垫对接焊缝处;3-纵肋与面板间的角焊缝焊趾处裂纹;4-纵肋与面板间的角焊缝焊跟处裂纹;5-横肋与面板间角焊缝焊趾处裂纹;6-面板与竖向加劲肋角焊缝端部焊趾处裂纹;7-面板与竖向加劲肋侧面角焊缝焊趾处裂纹;8-面板与角撑板间角焊缝焊趾处裂纹;9-横肋与纵肋交叉处,横肋侧焊趾处裂纹;10-横肋与纵肋交叉处,弧形缺口母材处裂纹;11-纵肋与横肋角焊缝处横肋焊趾处裂纹;12-横肋与角撑角焊缝处裂纹;13-竖向加劲肋与角撑板角焊缝处裂纹;14-端横梁与纵肋角焊缝处裂纹;15-横肋下翼缘与腹板角焊缝端部裂纹;16-横肋下翼缘与竖向加劲肋角焊缝处裂纹;17-箱内横撑节点板处裂纹

一、正交异性钢桥面板疲劳裂纹成因

正交异性钢桥面板疲劳裂纹主要为主应力引起的裂纹和面外变形产生的次应力引起的裂纹。

1. 主应力引起的裂纹

主应力引起的裂纹主要是由于板件平面内的变幅应力引起的。正交异性钢桥面板典型的由主应力引起裂纹的细节为纵向 U 肋嵌补段的现场焊接接头,如图 6-17 和图 6-18 所示。

由荷载引起的钢桥面板的疲劳裂纹可以通过基于构造细节分类的名义应力幅进行疲劳验算。目前世界各国设计规范对正交异性钢桥面板相关细节均给出了相应的设计疲劳曲线。

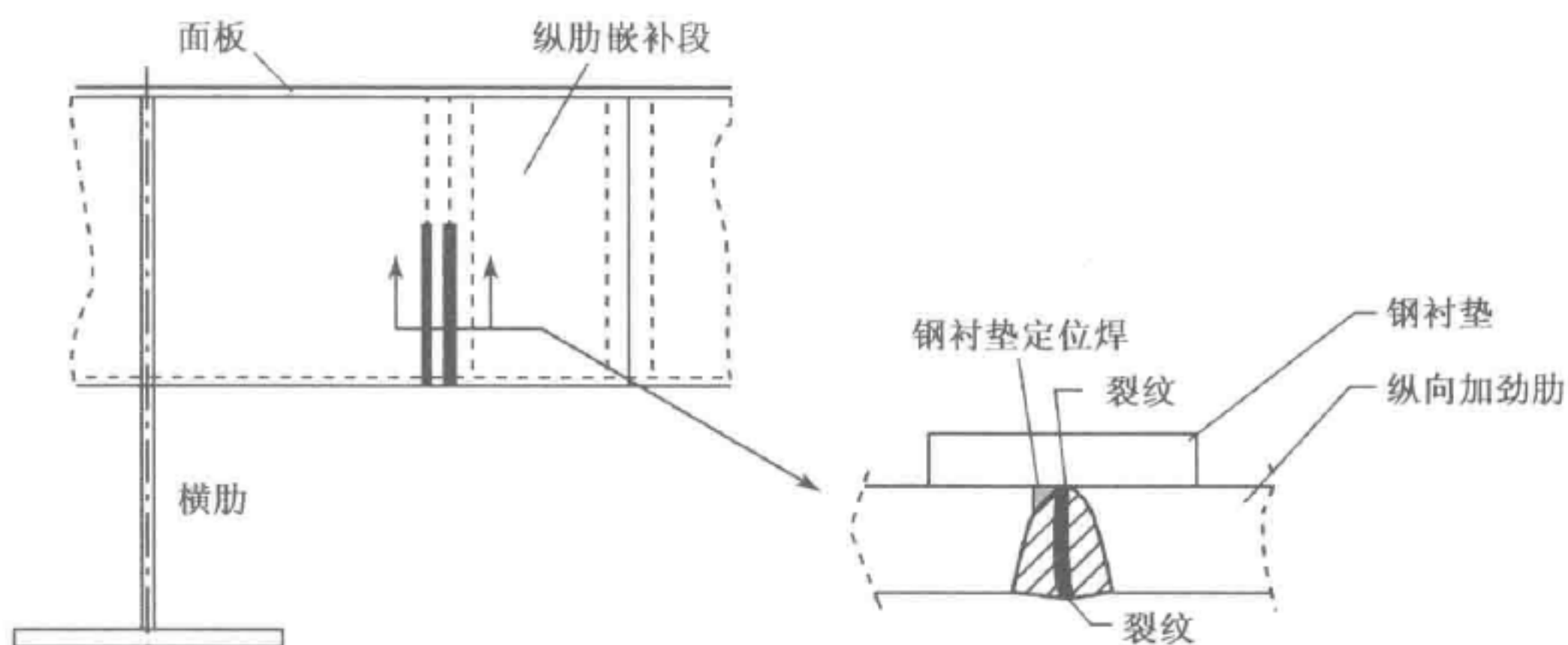


图 6-17 纵肋嵌补段处由于荷载引起的疲劳裂纹

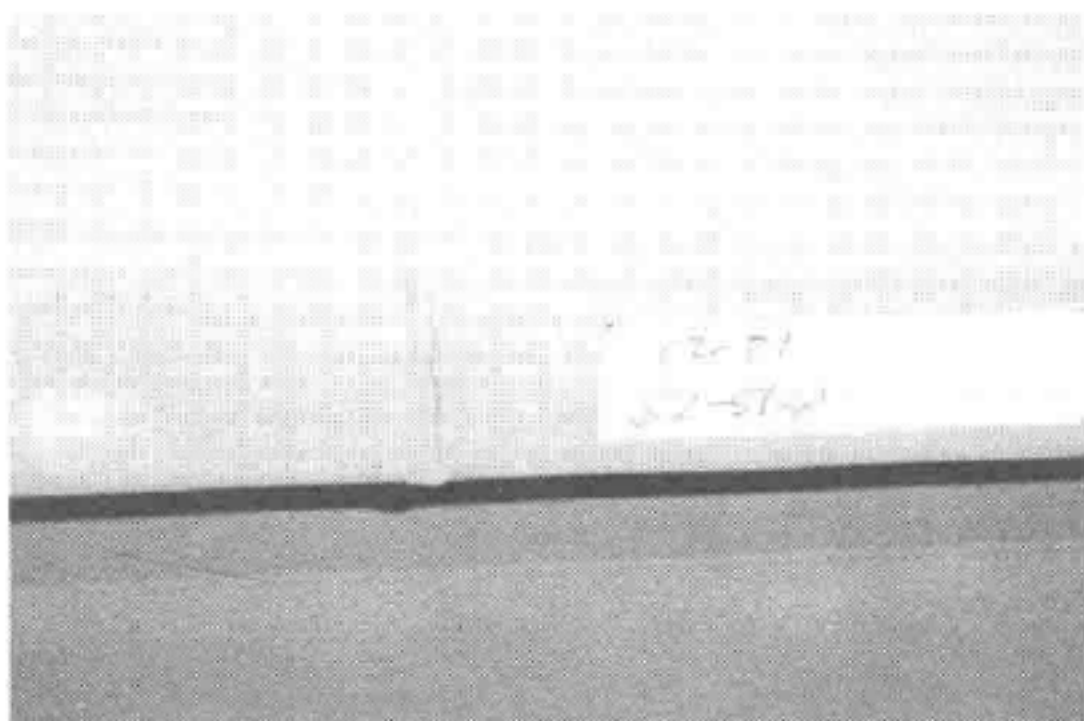


图 6-18 纵肋嵌补段处由于荷载引起的疲劳裂纹实桥照片

2. 面外变形引起的开裂

正交异性钢桥面板由互为垂直的面板、纵肋和横肋组成。在移动轮载作用下其中某一部件产生竖向挠曲变形,将导致与之垂直的另一部件产生面外变形,当该面外变形受到约束,将产生较大的次弯曲应力而引发裂纹。由于轮载作用次数很大,在 100 年设计寿命内通常达到 10^7 次以上。如设计不当,在很短时间内可能发生裂纹,少则 3~5 年,多则 10 年左右。而且,在同一位置裂纹是多发性的。焊接缺陷是这类裂纹的另一诱因。正交异性钢桥面板面外变形引起的疲劳裂纹主要集中在以下部位。

- (1) 两横肋之间面板与纵肋的连接焊缝位置,如图 6-19 所示。
- (2) 纵肋与横肋交叉部位(弧形缺口处),如图 6-20 所示。
- (3) 横肋腹板在纵肋与面板纵向焊缝处设置的过焊孔处,如图 6-21 所示。

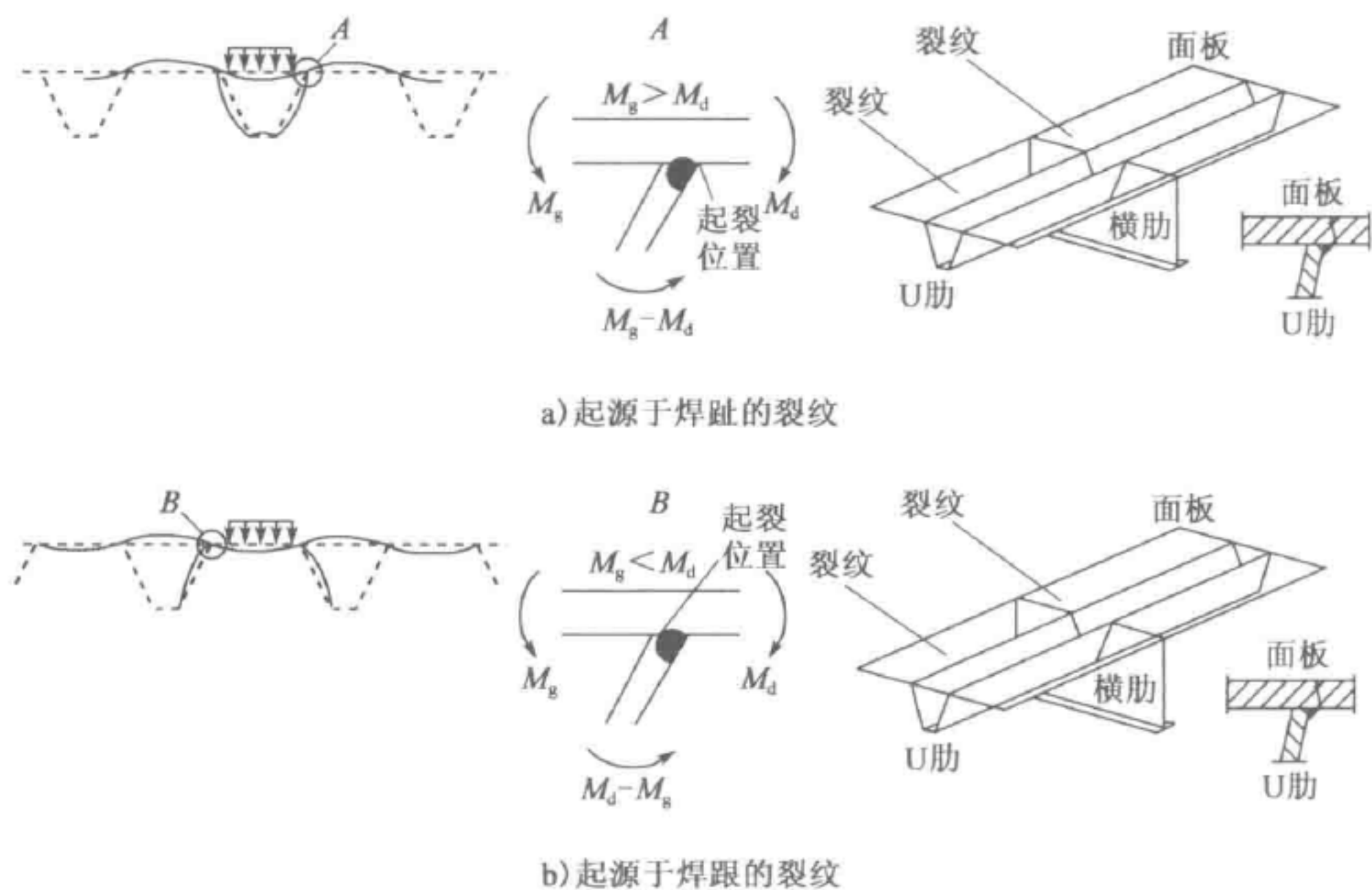


图 6-19 面板与纵肋焊缝处由于轮载作用产生面外变形引起的疲劳裂纹

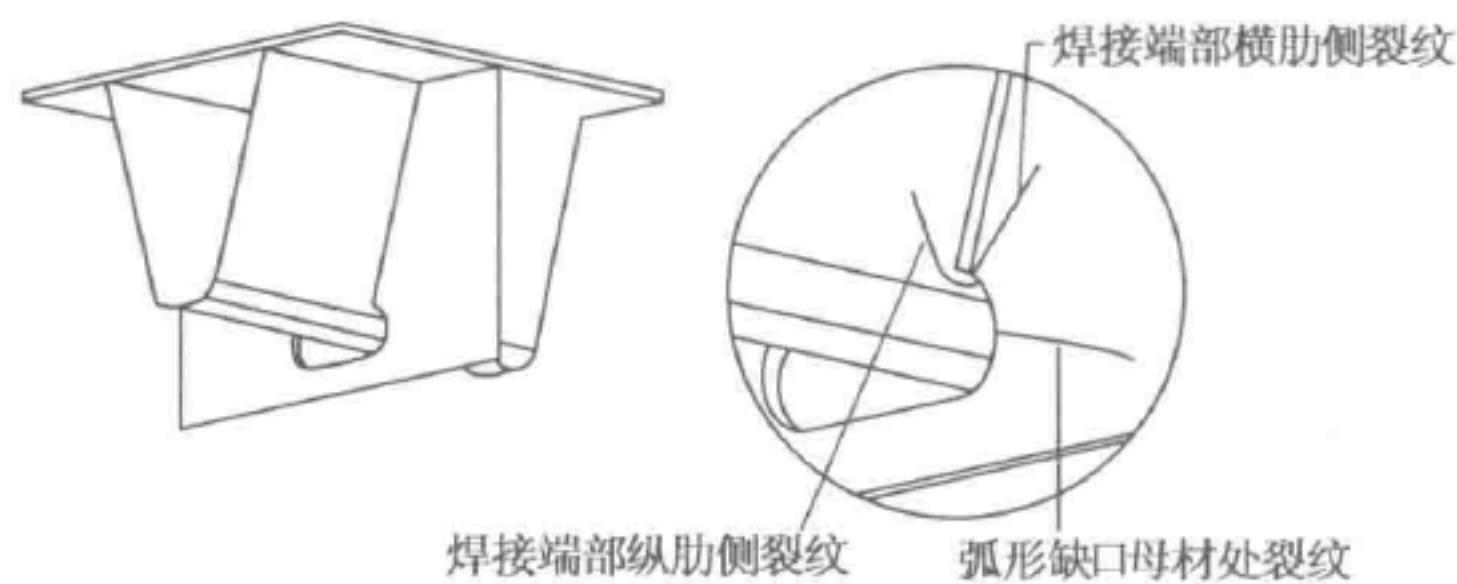


图 6-20 纵肋与横肋交叉的弧形缺口部位由于面外变形引起的疲劳裂纹

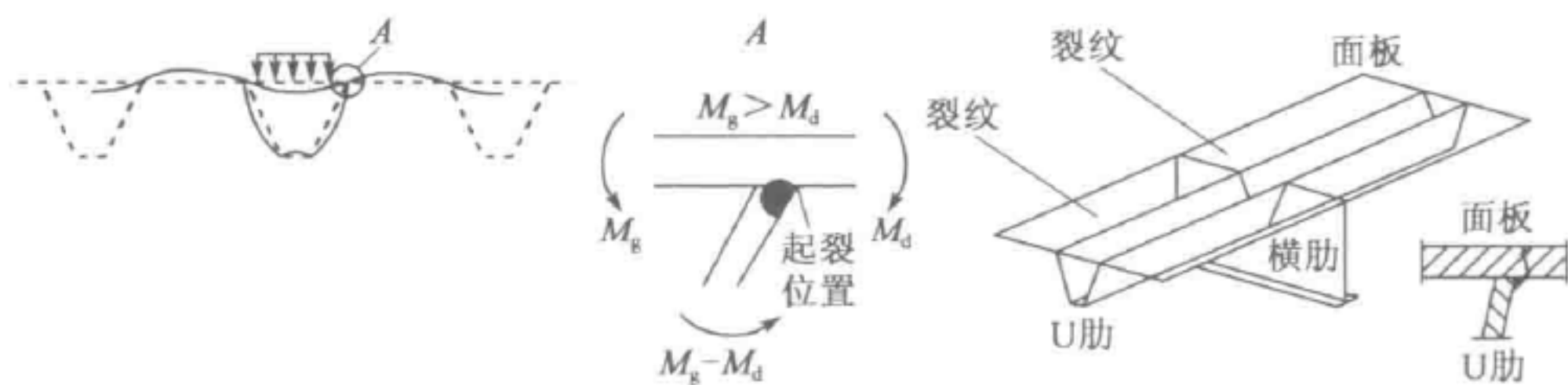


图 6-21 纵肋与面板纵向焊缝处横肋腹板过焊孔处面外变形引起的疲劳裂纹

面外变形引起次应力而产生的裂纹，目前各国桥梁疲劳设计规范中尚无明确的验算方法。但是，通过合理的正交异性钢桥面板的构造细节设计，可以有效地避免面外变形引起的疲劳裂纹。

二、正交异性钢桥面板疲劳设计

正交异性钢桥面板构造细节疲劳设计包括:钢正交异性桥面板的整体结构设计,面板、纵肋、横肋三者之间连接的构造细节设计,以及对制造加工和焊接的要求。弄清楚正交异性钢桥面板的结构特征、受力行为、疲劳裂纹类型及其产生的原因,是疲劳设计的核心问题。

目前钢桥的疲劳设计方法主要有两种,即无限寿命设计法和安全寿命设计法。德国工程师 August Wohler(1819~1914 年)进行了一系列的试验研究后最先提出“对于疲劳,应力幅比构件承受的最大应力更重要。应力幅越大,疲劳寿命越短,应力幅小于某一极限值时,将不发生疲劳破坏。”他最先引入应力—寿命($S-N$)曲线和疲劳极限的概念,如图 6-22 所示。

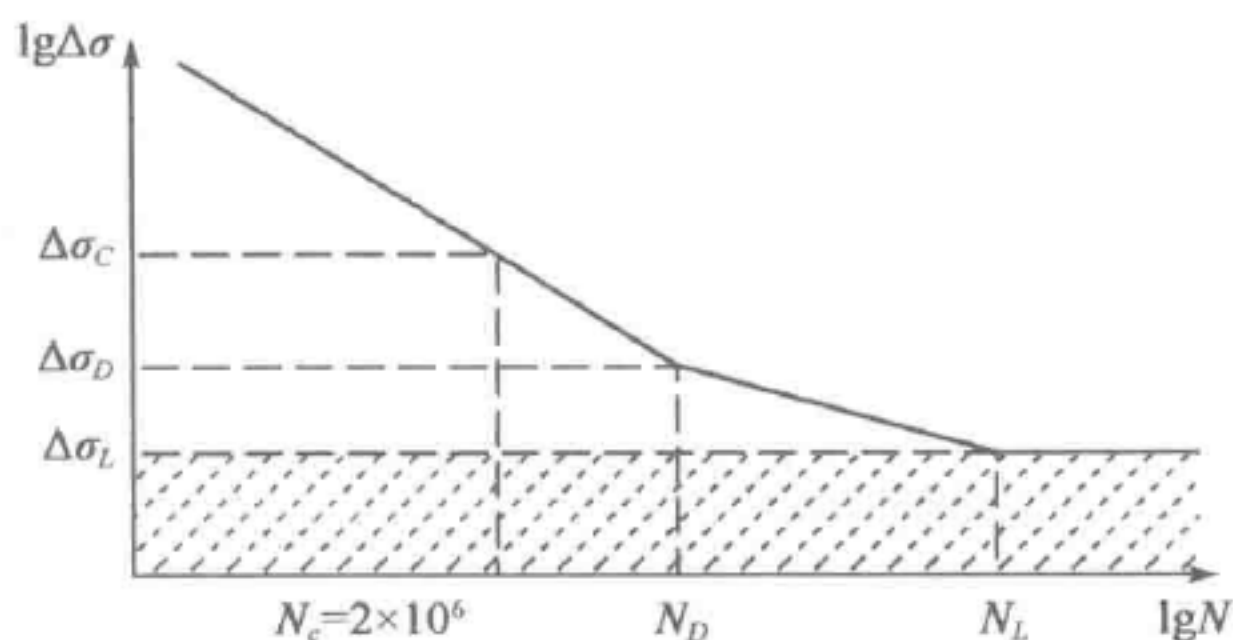


图 6-22 应力—寿命($S-N$)曲线

(1)无限寿命设计法。对于无裂纹的构件,控制其应力水平使其小于疲劳持久极限,则不萌生疲劳裂纹。判别公式为:

$$\Delta\sigma_{Rmax} \leq [\Delta\sigma_L] \quad (6-10)$$

式中: $\Delta\sigma_{Rmax}$ ——最大工作应力幅;

$[\Delta\sigma_L]$ ——截至疲劳极限。

无限寿命设计要求将构件中的使用应力控制在很低的水平,材料的潜力得不到充分的发挥,对于并不需要经受很多循环次数的构件,无限寿命设计是很不经济的。

(2)安全寿命设计法。安全寿命设计法是构件在一定使用期内不发生疲劳破坏。该方法有扎实的研究和实桥长期服役验证的基础,是钢桥较成熟的疲劳设计方法。我国规范和欧洲规范均采用了该方法,对疲劳应力根据构造细节进行分类验算。

安全疲劳应力验算是采用疲劳荷载或疲劳荷载谱,计算被评定细节构件断面的名义应力 $\Delta\sigma_i$ 及相应的应力循环次数 n_i (应力谱),依据 Miner 线性累积损

伤定律,求得等效等幅应力 $\Delta\sigma_{eq}$ 及 $\sum n_i$, 然后与给定的等幅容许疲劳抗力曲线 $[\Delta\sigma]-N$ 进行比较(图 6-23),最后判别。

Miner 定律:

$$\Delta\sigma_{eq} = \left[\frac{\sum (\Delta\sigma_i^m n_i)}{\sum n_i} \right]^{\frac{1}{m}} \tag{6-11}$$

判别式:

$$\Delta\sigma_{eq} \leq [\Delta\sigma_N] \tag{6-12}$$

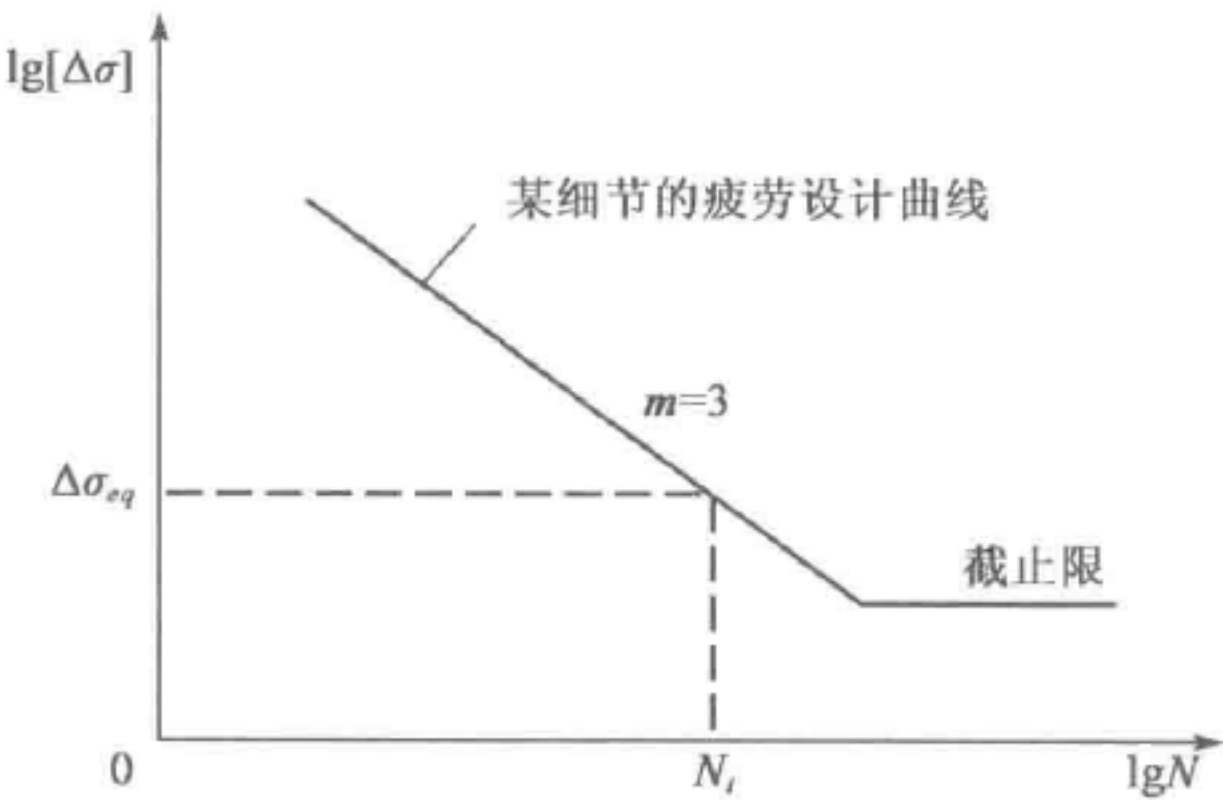


图 6-23 疲劳抗力设计曲线

$[\Delta\sigma_N]$ 的值需根据构件构造细节、综合损伤系数和效应折减进行确定。

正交异性钢桥面板各疲劳细节对车道荷载不敏感,对车轮荷载极为敏感,且由于正交异性钢桥面板各疲劳细节的有效影响范围狭小,变化幅度大,因此疲劳细节还对车轮横向位置十分敏感。我国规范和欧洲规范对确定 $\Delta\sigma_{eq}$ 时,均给出了相应的车辆荷载模型,以及车轮在车道上的横向位置概率。详见相应规范。

三、疲劳验算内容及流程

1. 钢箱梁疲劳验算位置

钢箱梁疲劳验算位置如图 6-24 所示。

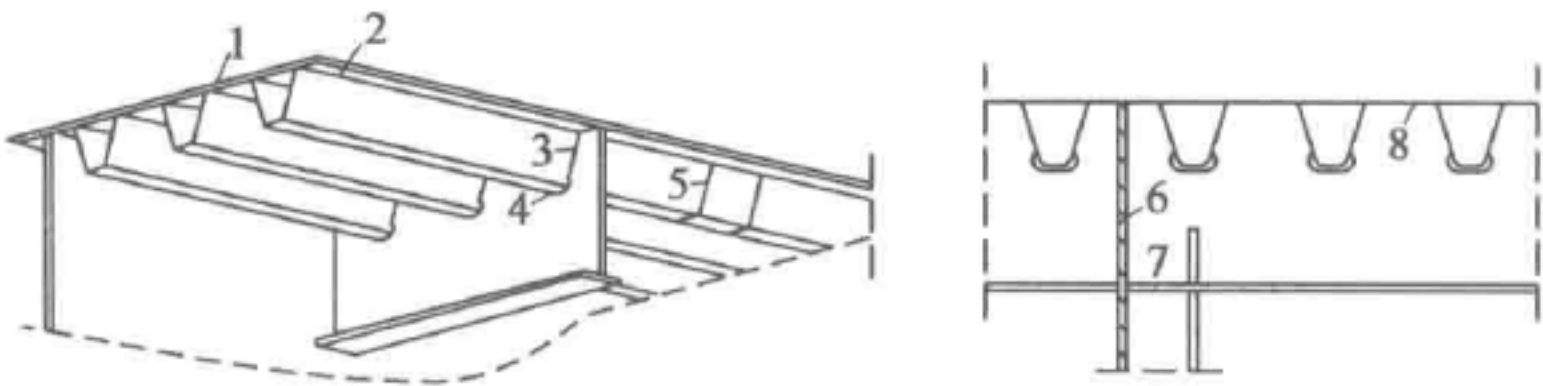


图 6-24 疲劳验算位置示意图

1-桥面板;2-纵肋和面板的焊缝;3-纵肋与横肋腹板的焊缝;4-横肋腹板的弧形缺口;5-纵肋接头;6-横肋接头;7-横肋与主梁腹板的焊缝;8-横肋腹板与面板的焊缝



2. 疲劳验算流程

基于 Miner 线性累积损伤法则,采用细节等级分类及相应于各细节的 $S-N$ 曲线(即基于名义应力幅的疲劳验算)方法,进行结构的疲劳验算,基本过程如下:

- (1)确定须进行疲劳验算的部位。
- (2)计算在疲劳荷载作用下各部位的应力历程。
- (3)采用雨流计数法将应力历程变成不同的应力幅 $\Delta\sigma_i$ 和相对应的循环次数 n_i 。
- (4)按求得的 $\Delta\sigma_i$ 和 n_i ,确定疲劳应力谱,并按 Miner 线性累积损伤法则求算等效常幅应力 $\Delta\sigma_{eq}$ 及其相应的应力循环次数 N 。
- (5)确定各部位的构造细节及相应的 $S-N$ 曲线。
- (6)对照细节类别分级,根据相应的细节等级的 $S-N$ 设计曲线和等效常幅应力幅 $\Delta\sigma_{eq}$,判定各部位的疲劳性能是否满足要求。
- (7)如果设计方案的某部位疲劳性能不能满足要求时,可以进一步作如下选择:
 - ①重新设计构件,以减少应力水平;
 - ②改变细部设计,选用等级较高的构造细节。

第五节 正交异性钢桥面板构造细节改进

一、桥面板与纵肋焊缝的改进

以欧洲规范为例,目前其规定除人行道部分纵肋与桥面板可采用图 6-25a)所示的角焊缝连接外;行车道处均需采用部分熔透的坡口角焊缝,具体构造要求如图 6-25 中 b)所示。

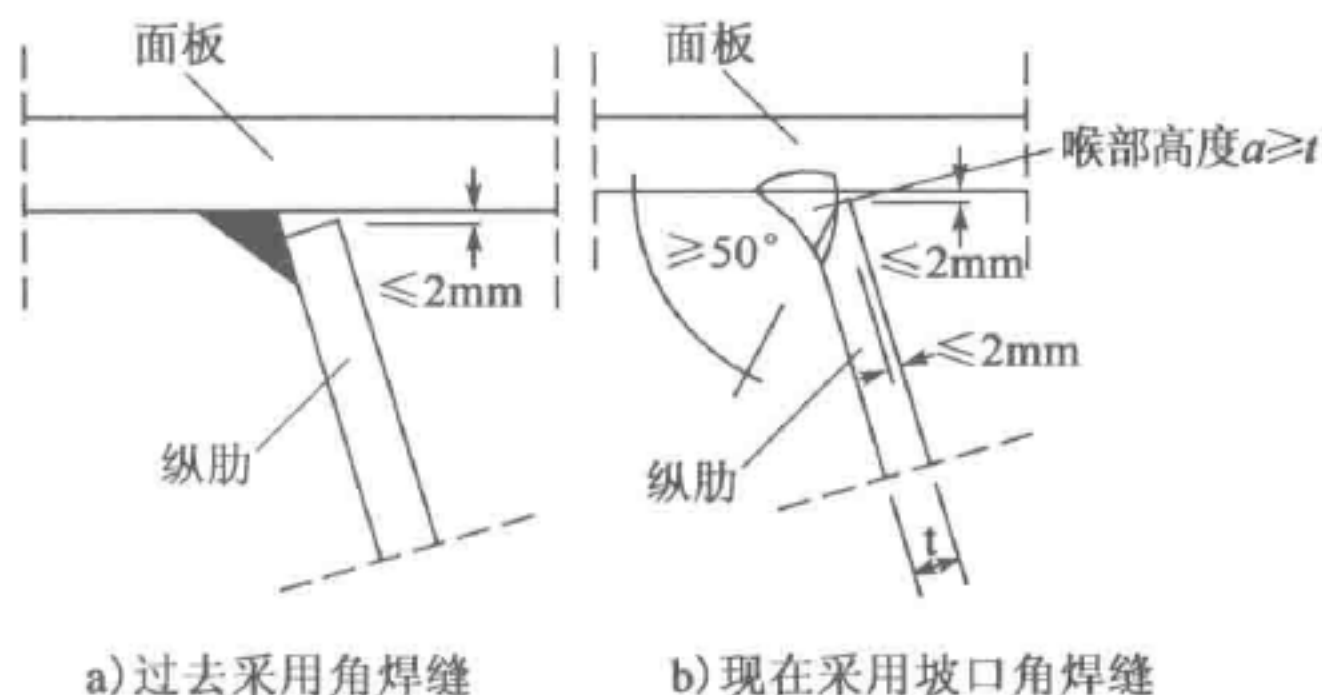


图 6-25 纵肋与面板焊接构造细节

面板纵向对接焊缝处横肋过焊孔的演变,如图 6-26 所示。

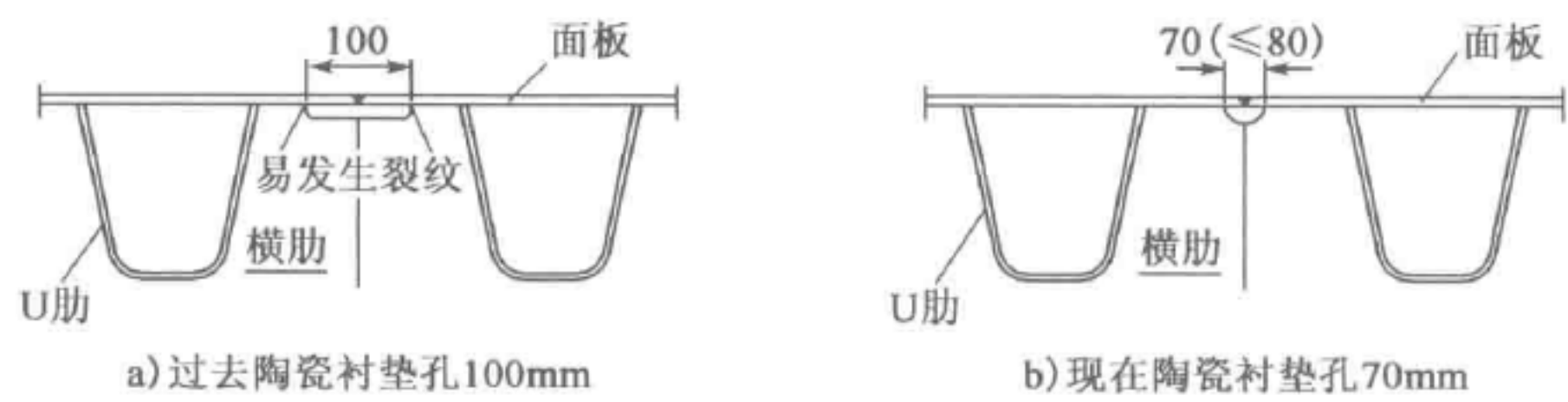


图 6-26 面板纵向对接焊缝处横肋过焊孔的改进(尺寸单位:mm)

二、纵肋与横肋交叉部位构造细节

纵肋与横肋交叉部位是控制正交异性钢桥面板耐久性的关键构造细节,特别是当采用闭口截面纵肋时,在这一部位应力传递复杂,如构造设计不当极易引起疲劳裂纹。根据纵肋与横肋布置关系可分为纵肋不贯通横肋及纵肋贯通横肋两种情况。

纵肋不贯通横肋构造如图 6-27a)所示,在两横肋间用角焊缝焊接纵肋与横肋腹板。在轮载作用下,易引起横肋面外变形,且横肋横向受力时在纵肋下翼缘角部有较大的应力集中,如图 6-27b)所示,在该处极易引起疲劳裂纹。因此,目前各国规范规定,除特殊情况外(如横肋高度很小时,且横肋腹板需为 Z 向钢)这一构造方式一般不再采用,宜采用纵肋贯通横肋的方式。

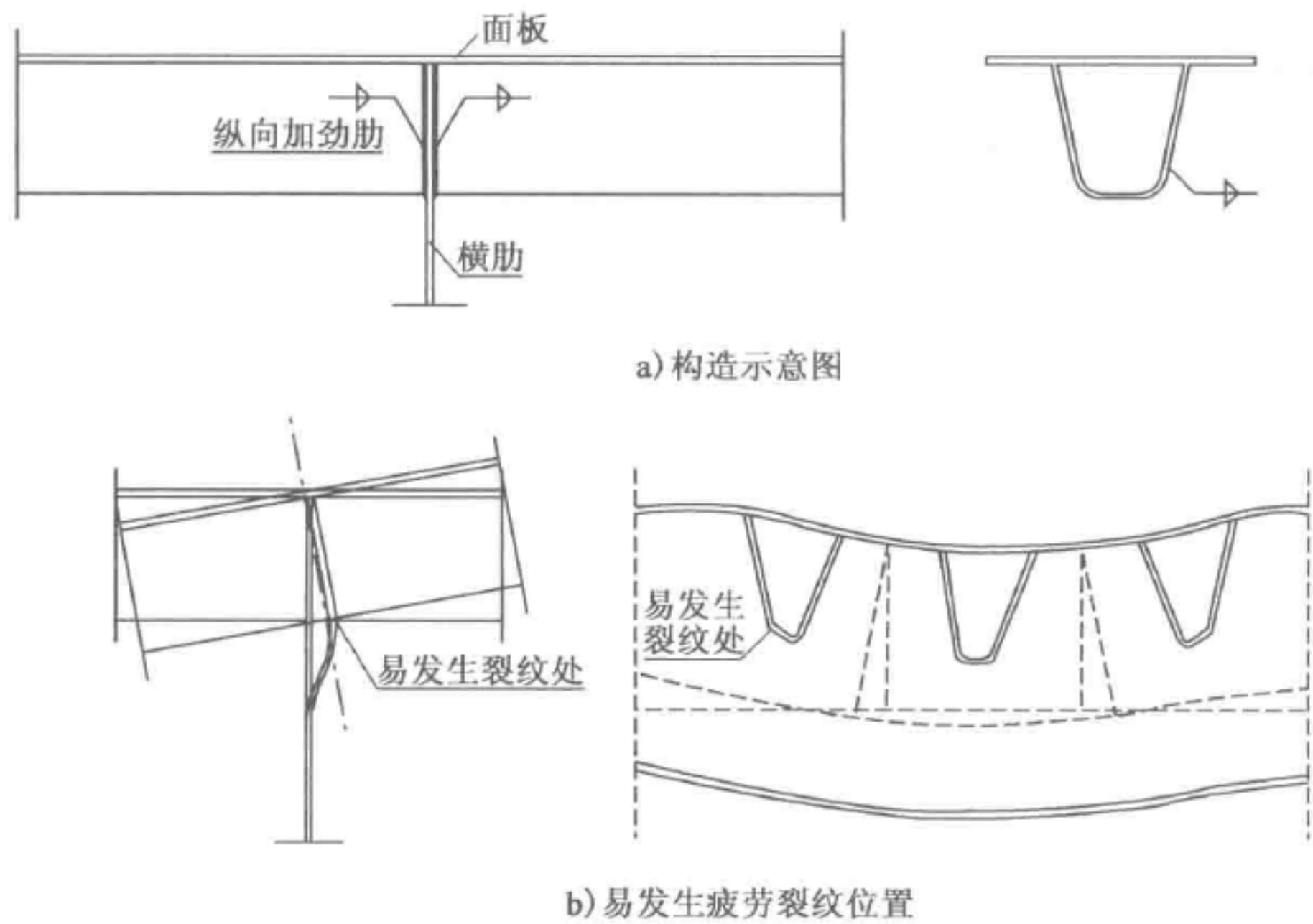


图 6-27 纵肋不贯通横肋



在纵肋贯通横肋的情况下,早期横肋腹板在纵肋与面板焊缝处开设过焊孔,如图 6-27a)所示。随着研究的深入,认为这一构造形式在轮载直接作用下过焊孔处的面板易产生过大应力集中,而产生疲劳裂纹。因此,在最新的各国设计规范推荐的纵肋与横肋交叉部位构造细节改进为横梁腹板在纵肋与面板焊缝处不开设过焊孔,横肋腹板与面板及纵肋的角焊缝连续施焊,如图 6-28b)所示。上述过焊孔演变过程如图 6-29 所示。

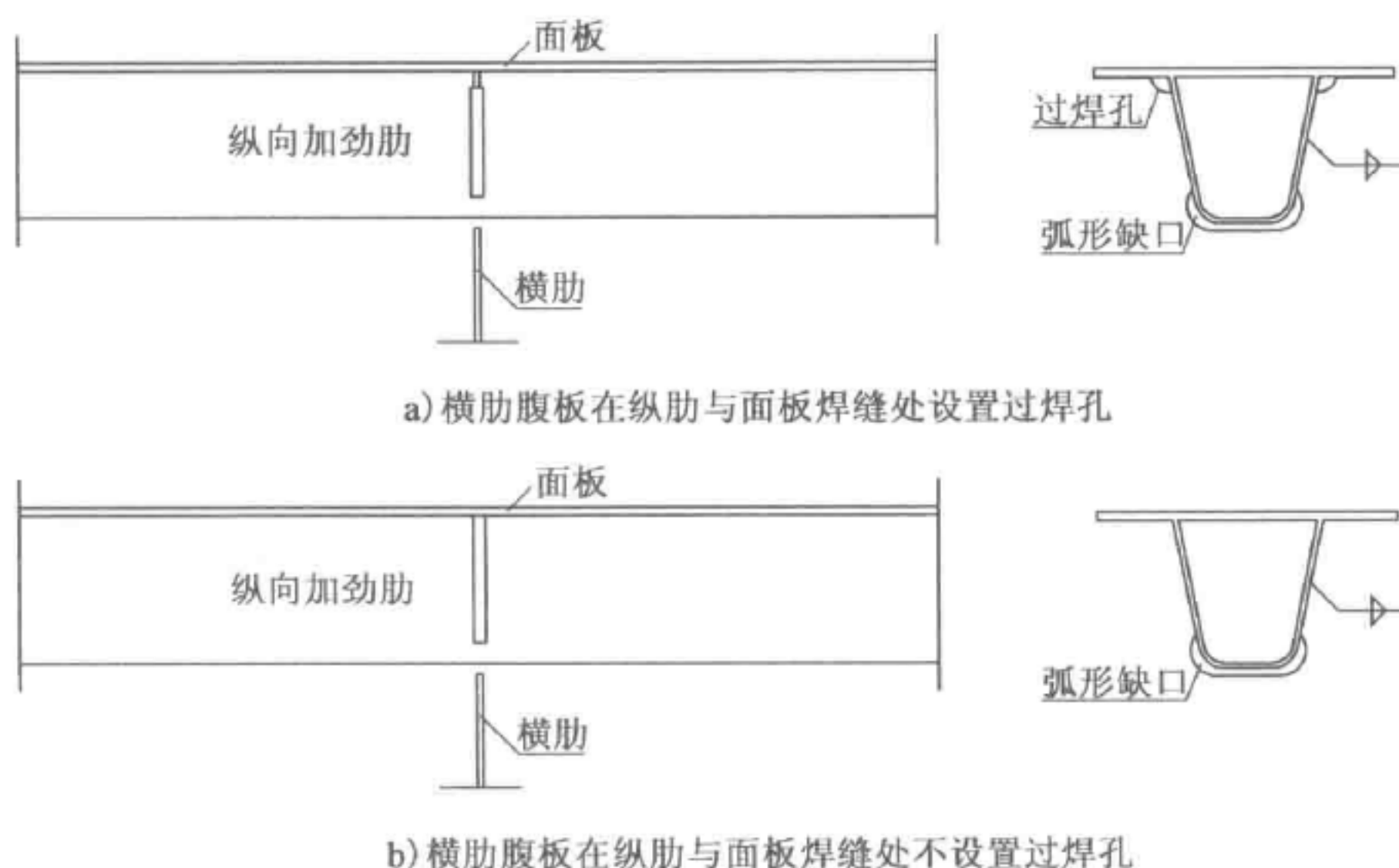


图 6-28 纵肋贯通横肋焊接细节的改善



图 6-29 横肋在面板与纵肋角焊缝处过焊孔的改进

另外,在纵肋下翼缘处,需在横肋上设置弧形缺口。若横肋直接焊接到 U 肋下翼缘上,在移动轮载作用下,U 肋的挠曲变形将引起横肋腹板的反复面外变形。该变形受到连接焊缝的约束,必然在焊趾处产生很大的次弯曲应力,而很快引发疲劳裂纹。开弧形缺口是为了减小约束。而且,如果弧形缺口设计不当,切割和焊接施工质量较差,也会由于横梁腹板面外变形及横梁腹板面内应力在

其与纵肋焊缝端部和局部突变处的应力集中现象,在横梁腹板与纵向加劲肋连接焊缝端部易产生疲劳裂纹,如图 6-30 所示。

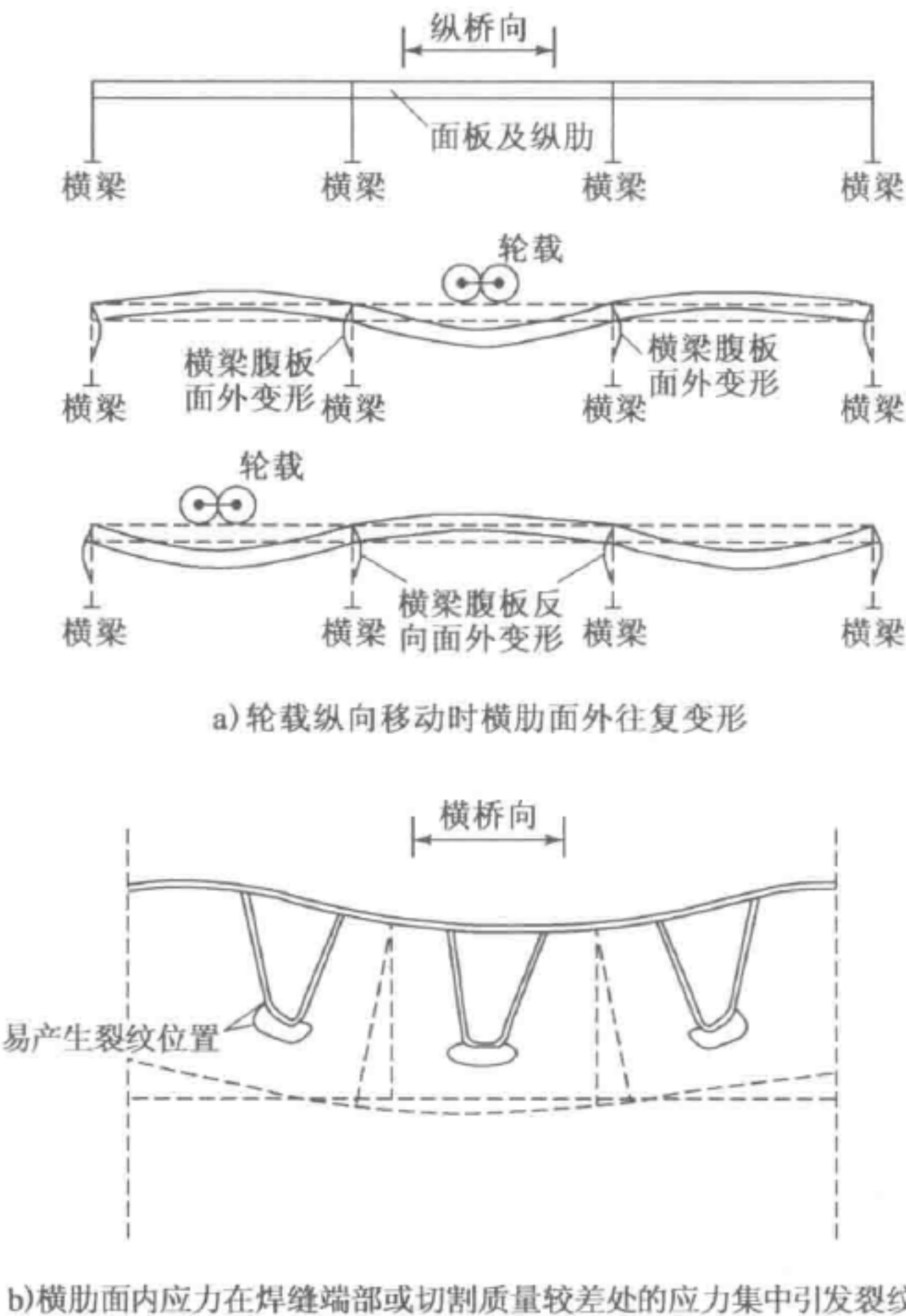


图 6-30 纵肋贯通横肋细节易产生疲劳裂纹位置示意图

纵肋在横肋或横隔板腹板开孔的细节构造形状,需要考虑焊缝和切割的自由边引起的疲劳应力集中,同时需要考虑数控切割制造的限制。最优化形状的确定需要考虑以下几个方面。

- (1) 切割自由边的曲率半径尽可能大,以降低自由边的应力集中。
- (2) 纵肋间的横肋或横隔板齿牙尽可能大,以减小平面内剪应力和齿牙的弯曲应力。
- (3) 沿纵肋高度开孔要尽可能的高,以避开纵肋的高应力区和减小纵肋弯曲引起的横肋腹板面外弯曲次应力。
- (4) 沿纵肋高度开孔要尽可能的低,以避免纵肋产生过多的扭转。
- (5) 为避免该处疲劳裂纹的萌生,各国在试验研究的基础上规定了横肋腹板



弧形缺口的构造细节。图 6-31 给出欧洲规范推荐的弧形缺口构造细节；图 6-32 给出了美国规范推荐的横肋腹板弧形缺口构造细节。

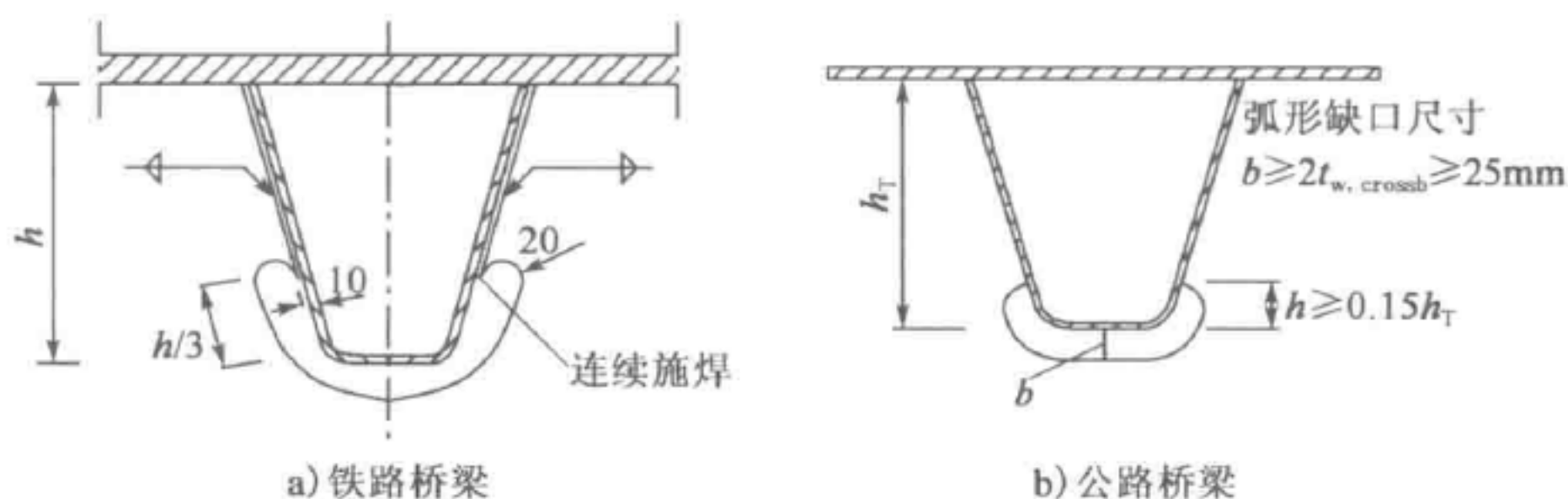


图 6-31 欧洲规范横梁腹板弧形缺口构造示意图

注： $t_{w, crossb}$ 为横肋腹板板厚。

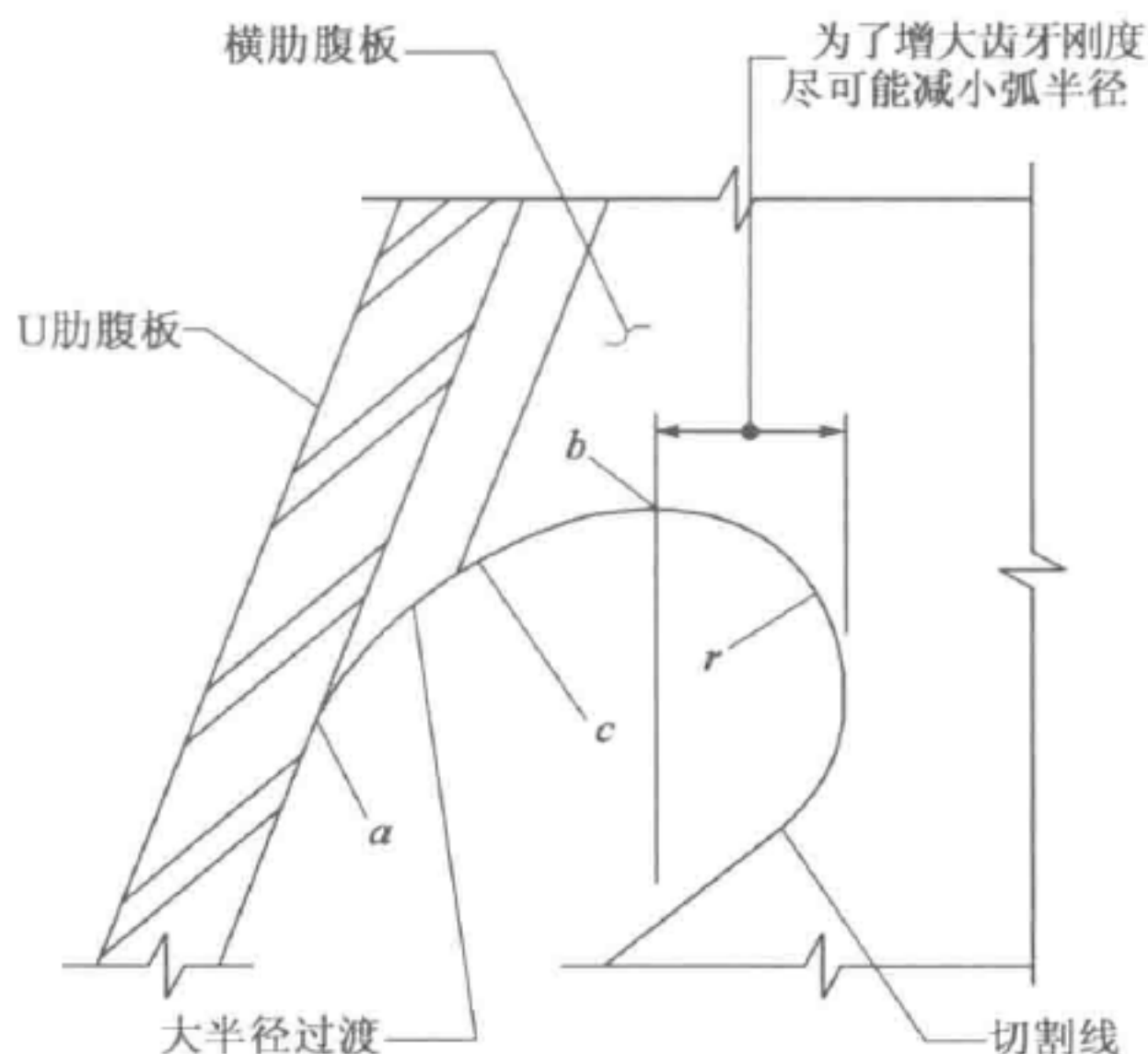


图 6-32 美国规范横肋腹板弧形缺口构造示意图

图 6-33 给出日本道路桥示方书规定的弧形缺口细节、欧洲规范规定弧形缺口尺寸及两规范的对比情况。由图 6-33c) 可知，两规范给出的弧形缺口差别很小。中美典型桥梁横梁腹板弧形缺口构造见图 6-34。



图 6-33 日本规范给出的弧形缺口细节及其与欧洲规范的对比(尺寸单位: mm)

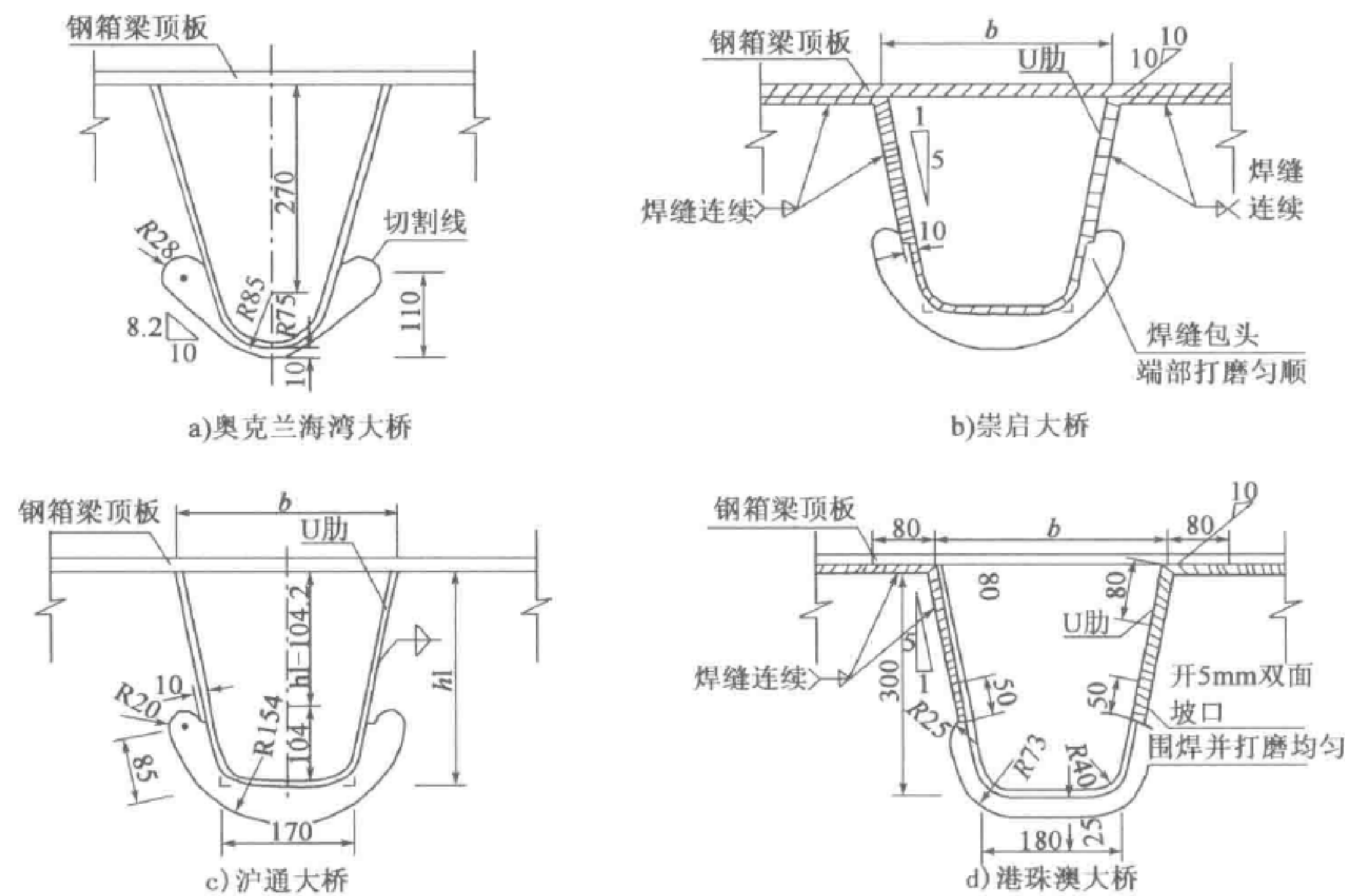


图 6-34 中美典型桥梁横梁腹板弧形缺口构造(尺寸单位:mm)

三、钢桥面板现场连接形式

面板(有效宽度内)和纵肋可视为支承在横肋上的多跨弹性支承连续梁。因此,为减小轮载作用下现场接头处的弯矩,钢桥面板现场接头一般多设置在纵肋跨径 $L/4$ (L 为纵肋跨径,即横肋间距)的位置。钢桥面板现场连接主要有以下两种方式。

(1)全焊连接(面板陶瓷衬垫单面焊双面成型,纵肋嵌补段焊接)

面板采用陶瓷衬垫单面焊双面成型工艺焊接,在面板对接焊接完成后,焊接纵肋嵌补段,如图 6-35 所示。

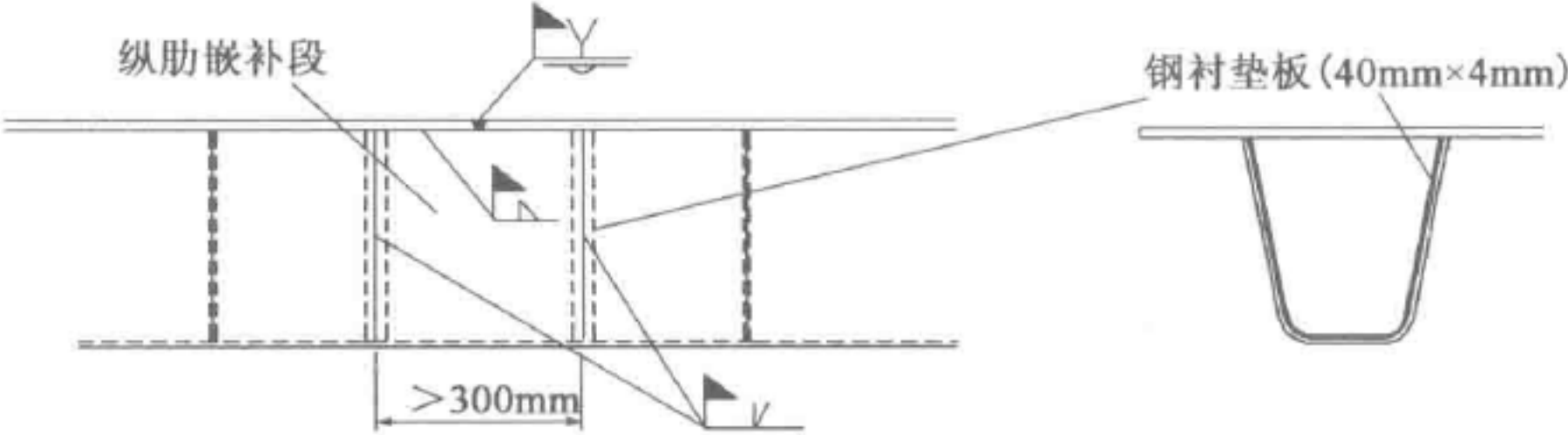


图 6-35 全焊连接



U 肋嵌补段需采用钢衬垫板对接焊,这种细节的疲劳强度较低,并且 U 肋对接焊及其与面板的角接焊均处于仰焊位置施焊,仰焊工作条件恶劣,同时为防止熔化焊缝金属滴落,需采用多道小线能量焊接,增加焊接材料消耗,延长工期。经过一段时间运营后,在这些焊接部位容易产生疲劳裂纹。

(2) 面板焊接,纵向加劲肋高强度螺栓连接

面板采用陶瓷衬垫单面焊双面成型工艺焊接,纵向加劲肋采用高强度螺栓连接,如图 6-36 所示。

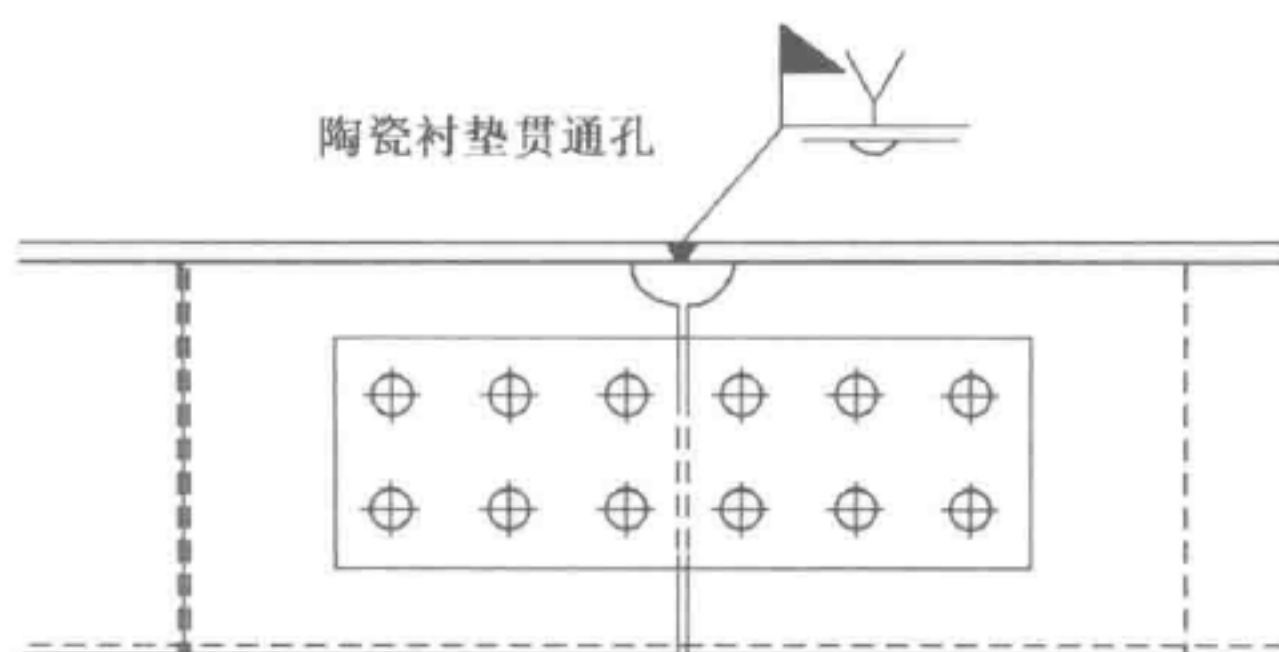


图 6-36 面板焊接、纵肋栓接

该方案克服了全焊连接和全部栓接的各自缺点。德国和日本将此方案纳入其设计规范,并在 1999 年建成的日本来岛大桥、明石海峡大桥和多多罗大桥中得到了应用。我国从南京长江二桥开始采用这一方案。

第七章 钢箱梁腹板设计

钢箱梁的应用十分广泛,为了更经济、有效地承受荷载,提高钢箱梁的抗弯刚度,在不影响腹板平均剪应力的前提下,钢箱梁常通过减小腹板厚度或增加腹板高度来达到这一目的,从而也使钢箱梁腹板的稳定问题变得更为突出。与钢箱梁的顶、底板不同,腹板受力较为复杂,不但承受剪力和扭矩产生的剪应力,还要承受弯矩产生的弯曲应力,多数情况下腹板是在弯曲应力和剪应力的共同作用下受力。在钢箱梁桥设计中,腹板加劲肋的合理设置和稳定计算方法是桥梁设计师比较关心的问题。

第一节 钢箱梁腹板构造设计

钢箱梁设计时,采用高腹板的钢箱梁对结构整体稳定有利,但又带来了腹板局部稳定的问题。为了提高钢箱梁腹板的局部屈曲荷载,常采用设置加劲肋的构造措施予以加强,图 7-1 所示为崇启大桥靠近中支点一节段腹板加劲肋设置示意图

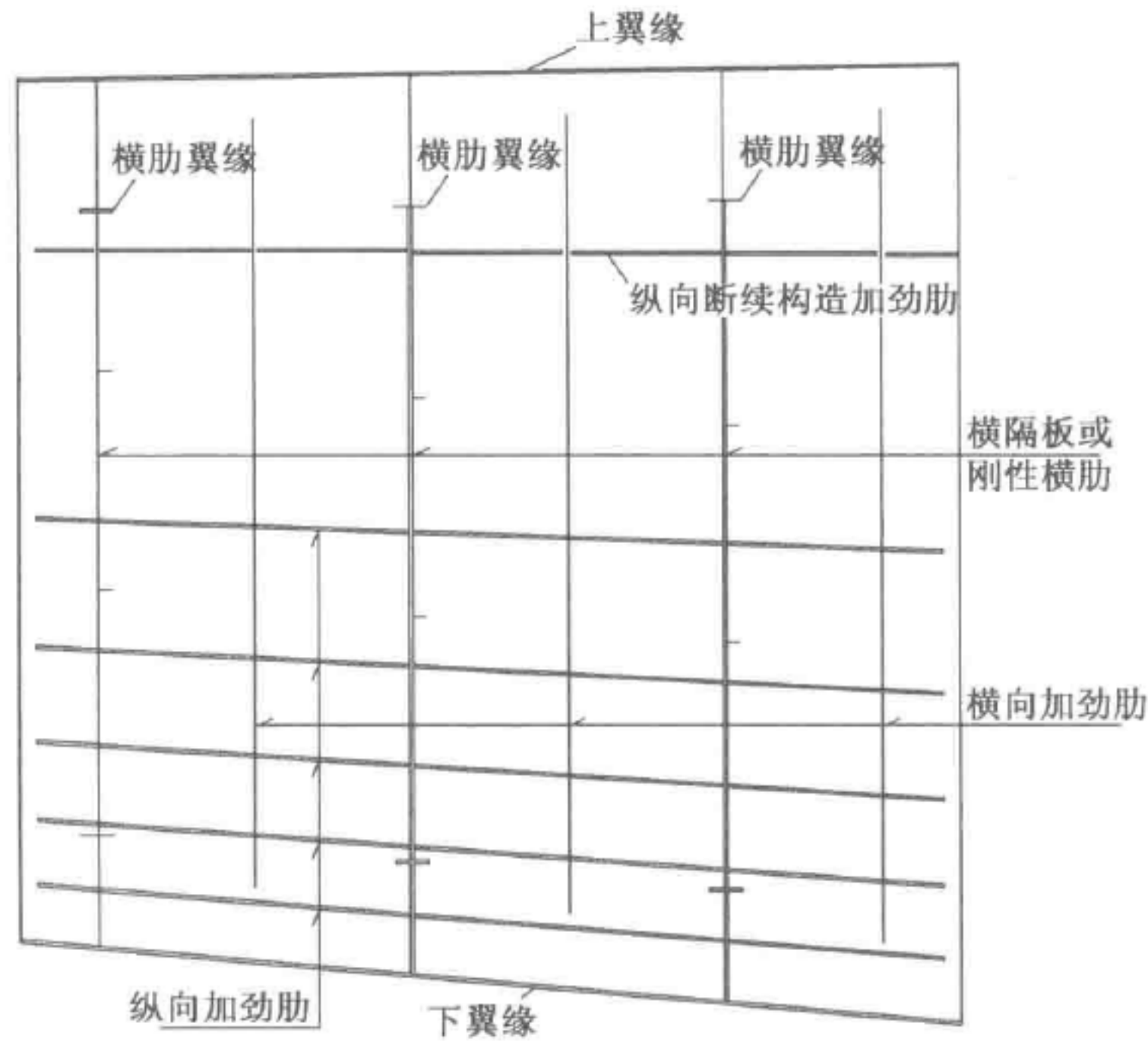


图 7-1 崇启大桥腹板加劲肋设置示意图



示意图。设置加劲肋后,腹板被划分为不同的区格。对于钢箱梁的腹板,根据弯矩和剪力的分布情况,靠近梁端部的区格主要受剪力的作用,而在跨中附近的区格则主要受到弯曲正应力的作用,其他区格则常受到正应力和剪应力的联合作用。对于受到集中荷载作用的区段,还承受局部压应力的作用。

钢箱梁腹板由于受正交异性桥面板横肋(梁)支承的需要,与正交异性板横肋(梁)对应位置需设置刚度较大的腹板横肋,并与顶底板横肋构造框架横隔板,顶板横肋间距常为 2~6m 间距范围,所以腹板就被横隔板和刚性横肋划分成同样间距的区格。这时计算腹板稳定时,只需要计算相关区格腹板的稳定和保证腹板稳定区格范围内腹板加劲肋设置,如图 7-2 所示。腹板高度较高且弯曲正应力较大时,常会设置多道纵向加劲肋。腹板除了受力稳定需设置加劲肋外,有时为了腹板安装时保证平面形状,和运输吊装时保证截面形状,设置一定抵抗外力的加劲肋。

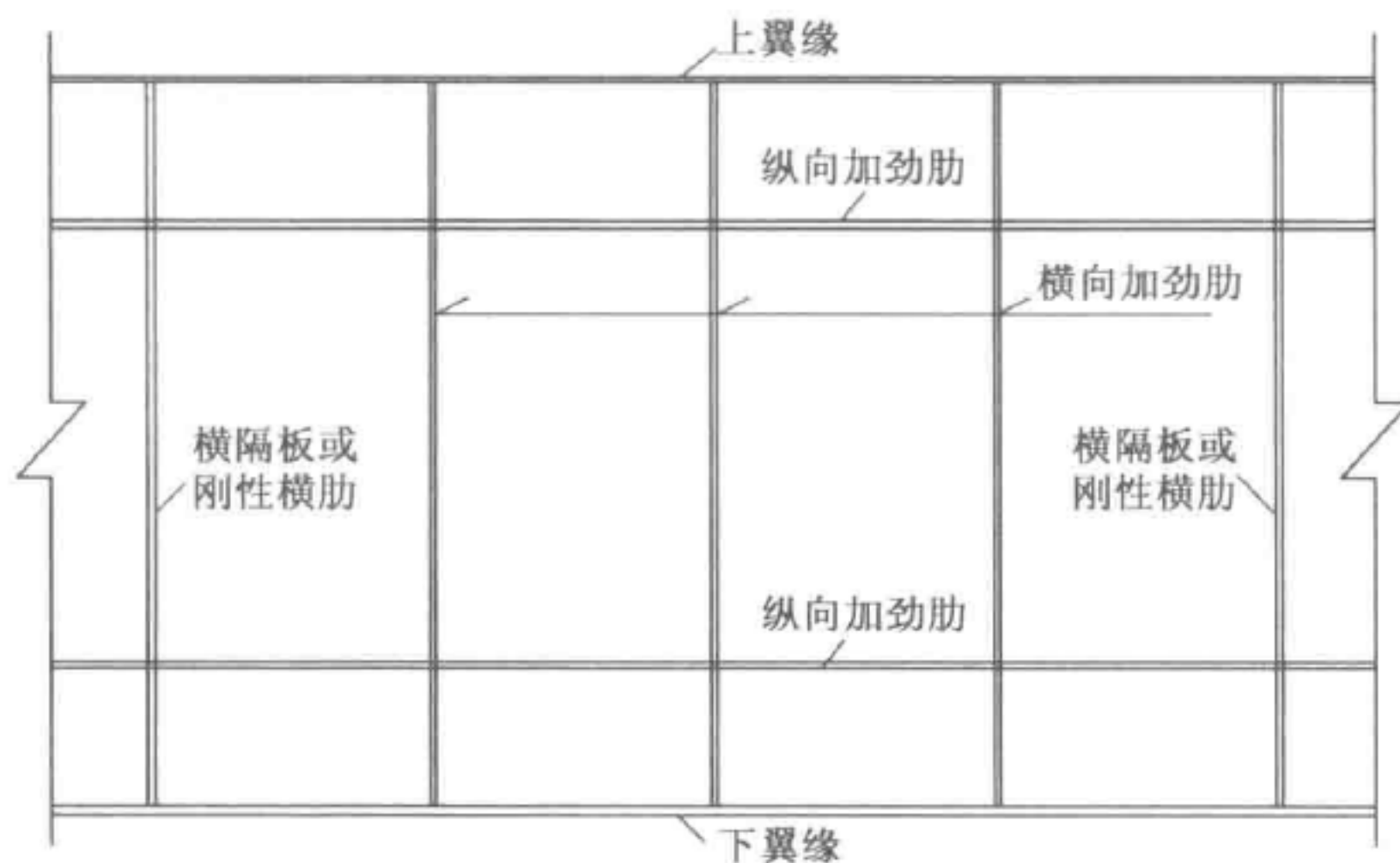


图 7-2 腹板构造示意图

设置横向加劲肋和纵向加劲肋的腹板在正应力和剪应力作用下,有可能出现两种失稳模态。当加劲肋的刚度相对腹板厚度较小时,在失稳状态下加劲肋随腹板的面外变形产生弯曲,此时,加劲肋起到增加腹板的面外刚度的作用。当加劲肋的刚度相对腹板厚度足够大时,加劲肋可以约束腹板的面外变形,在失稳状态下,腹板在加劲肋处不出现面外变形,加劲肋对腹板起到支撑作用,失稳模态在加劲肋处形成节线。如果在加劲肋处形成波节线,可以将腹板近似简化为图 7-3 所示的由加劲肋或翼板围成的单个四边简支板进行稳定计算

目前,国内外一些规范多采用腹板区格划分的稳定设计方法,该方法需对加劲肋的设置和构造进行要求,以保证板块失稳时在加劲肋形成波节线。当腹

板加劲肋有足够刚度时,由横向和纵向加劲肋围成的每个“腹板局部区格”的应力必须满足其局部稳定的要求。

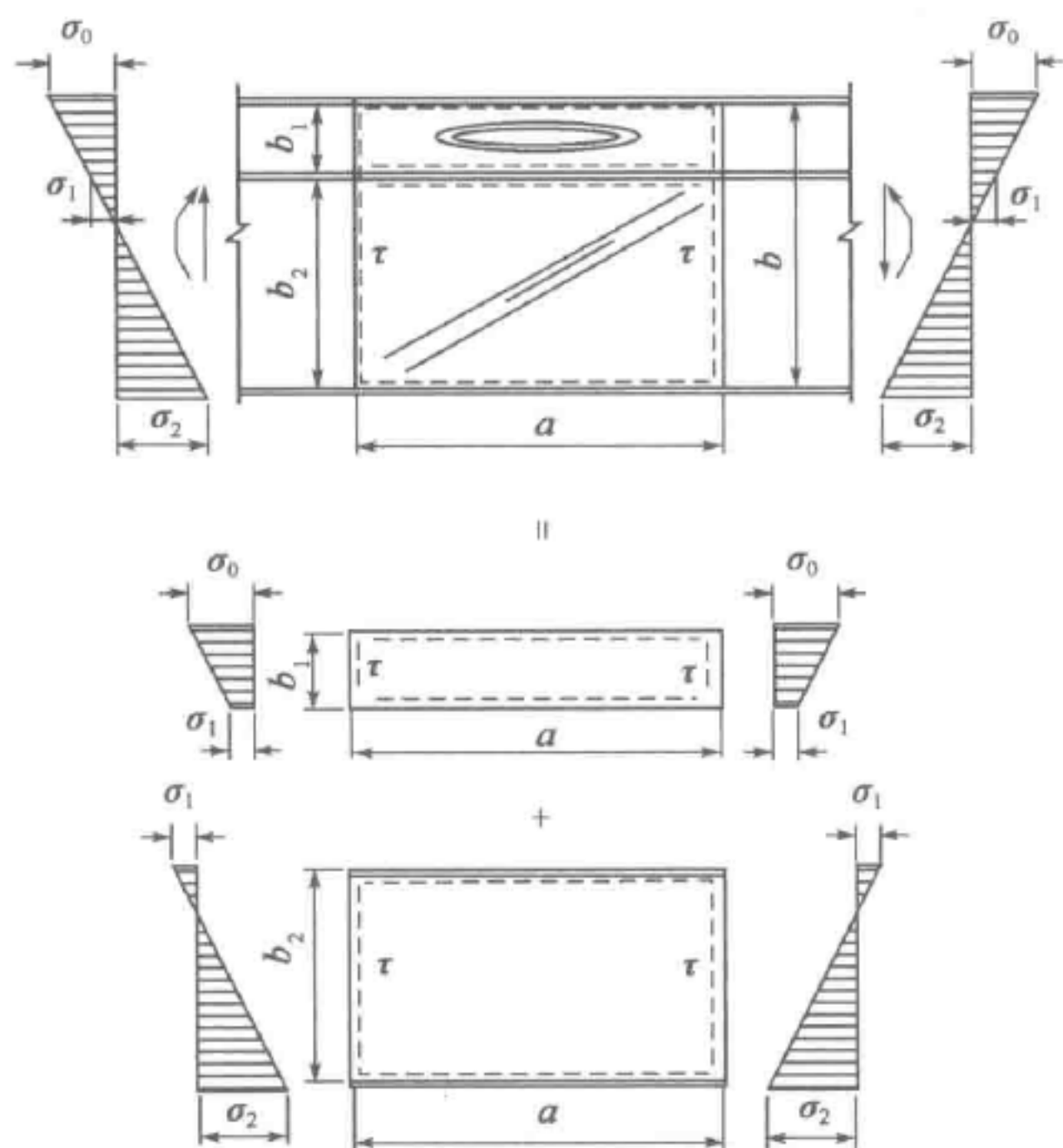


图 7-3 腹板稳定分析简化示意图

在钢箱梁设计时,提高腹板稳定临界应力主要有增加板厚和设置加劲肋两种方法。其中设置加劲肋的效果更加显著,是减小腹板厚度、减少用钢量最为有效的途径,在钢桥设计中最为常用。为了防止腹板的失稳,一般需要设置横向加劲肋和纵向加劲肋。横向加劲肋主要用于防止腹板剪切失稳和集中力作用引起的应力集中,而纵向加劲肋的作用主要是防止腹板在弯曲压应力作用下的弯压失稳。但腹板也不应过薄,若太薄,腹板所节省的材料费用将会被加劲构件的费用抵消。

根据钢箱梁腹板的高度、厚度及其实际应力状态,初步假定纵向加劲肋和横向加劲肋的尺寸和间距,对各板块进行局部稳定性验算,计算出屈曲安全系数最小的板块,调整纵向加劲肋和横向加劲肋的位置,重新计算各板块的屈曲安全系数,使各板块的屈曲安全度基本相等,并满足规范要求,可以得到比较经济的结构设计。

在设计钢箱梁腹板时,通常总是将加劲肋的刚度选得 $\gamma \geq \gamma_0$,因此可以认为腹板被加劲肋划分为长为 a 、宽为 b 的矩形板块。腹板抗屈曲设计一般有两种方式:一种为对选定的加劲肋间距验算腹板的屈曲安全度;另一种为确定腹板不



发生屈曲的加劲肋间距。钢箱梁腹板的设计首先是确定腹板的厚度,通常的做法是:根据计算的剪切应力,并以此为根据决定腹板的厚度,然后决定加劲肋的间距,以腹板能传递剪应力而不发生屈曲为宜。对于大跨度钢箱梁桥,腹板厚度在纵桥向是变化的,以节约用钢量。腹板厚度的另一限制通常是考虑腐蚀,并且由于宽而长且薄的板加工安装时保证其平面形状是很困难的。10mm 的厚度通常被认为是最小的厚度,以防止腐蚀及在构造与装运时保证材料适于操作。

(1) 腹板横向加劲肋设置

通过钢箱梁整体计算,算出腹板剪应力包络图,基于整体布置的横隔板或横肋把剪力包络图划分为不同的区格,根据每个区格最大的剪应力,选取合理的屈曲安全系数,确定出每个区格的临界屈曲剪应力。通过试算调整,确定不同区格合理的横向加劲肋间距,并使每个区格的安全系数接近相等,进而得到比较经济的横向加劲肋设置,如图 7-4 所示。横向加劲肋间距确定后,需要进一步确定横向加劲肋的刚度,根据第五章第二节加劲板屈曲分析中介绍的加劲肋临界刚度的计算方法计算出所需加劲肋临界刚度,把临界刚度增大一定的倍数后作为设计时需要的最小刚度。根据以往的经验该增大倍数常取 10~15。

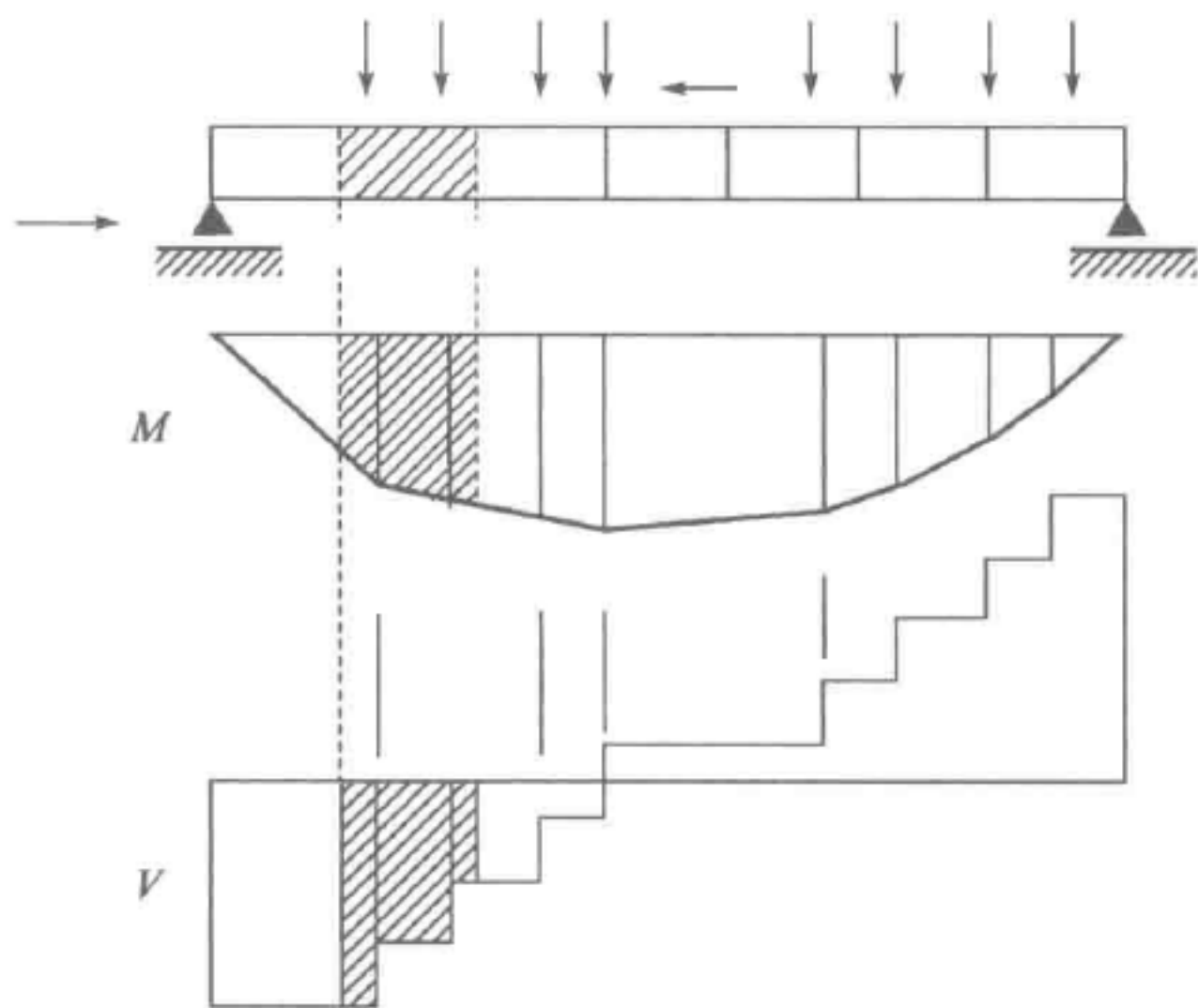


图 7-4 腹板横向加劲肋设置计算示意图

(2) 腹板纵向加劲肋设置

纵向加劲肋设置与横向加劲肋设置方法类似,通过钢箱梁整体计算,确定出各个横隔板划分出的腹板区格两侧的弯曲应力分布,根据每个区格最大的弯曲应力,选取合理的屈曲安全系数,确定出每个区格的临界屈曲弯曲应力。通过试算调整,确定合理的水平加劲肋位置能使各板块的屈曲安全度相等或者接近,从

而比较充分地发挥每个板块的抗力。腹板纵向加劲肋位置确定后,根据加劲板屈曲稳定分析,确定加劲肋的临界刚度,把临界刚度增大一定倍数后作为设计采用的加劲肋刚度。当剪应力接近零时, $b_1=0.525b_3$, $b_2=0.629b_3$, $b_1+b_2+b_3=b$ 。对于剪应力较大的区域,可以采用以上公式初步拟定腹板纵向加劲肋间距,然后计算各块板的屈曲安全度后进行相应的调整,以达到最优效果。腹板纵向加劲肋设置计算示意图见图 7-5。

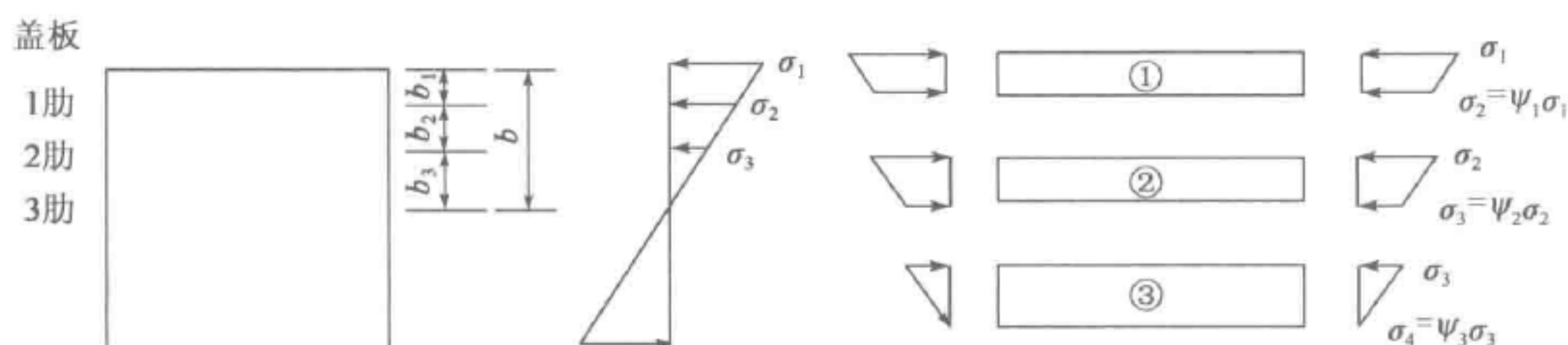


图 7-5 腹板纵向加劲肋设置计算示意图

(3) 腹板屈曲后应力利用

屈曲后强度的研究起源于薄壁结构,是从研究板的屈曲后性能开始的,目前板件的屈曲后强度研究涉及各个方面,包括冷弯薄壁型钢、高腹板的钢梁、钢压弯构件等。宽厚比大的板件受压或受剪后会出现屈曲,屈曲时偏离平面位置,产生凸曲,板件凸曲后还有很大的承载潜力。钢箱梁腹板屈曲具有同样性质,腹板屈曲并不意味着钢箱梁立即损坏,仍会有屈曲后强度,因此极限承载力实际比临界力高。

钢箱梁腹板的屈曲后强度来源于薄膜拉力,钢箱梁腹板受剪屈曲后强度计算是利用拉力场的概念,腹板的极限剪力大于屈曲剪应力,精确确定拉力场剪应力需要算出拉力场宽度,比较复杂。当利用腹板受剪屈曲后强度时,拉力场对横向加劲肋的作用可以分成竖向和水平两个力。对于中间加劲肋,可以认为两相邻区格的水平力由翼缘承受。因此,这类加劲肋只按轴心压力计算其在腹板平面外的稳定。对于支座加劲肋,当和其相邻的区格利用屈曲后强度时,则必须考虑拉力场水平分力的影响,按压弯构件计算其在腹板平面外的稳定。钢箱梁腹板受弯屈曲后强度的计算是利用有效截面的概念。我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTGD64—2015)对腹板屈曲后强度利用没有规定,是为了防止腹板屈曲后产生过大变形。欧洲 Eurocode3 规范和我国《钢结构设计规范》(GB50017—2003)对腹板屈曲后的强度利用均有明确规定。在实际工程结构设计中,我国的设计一般都采用临界力作为极限值,也是为了避免结构在使用过程中发生太大的变形。但考虑腹板具有屈曲后的强度,安全度可以取得小一些。

钢箱梁腹板屈曲后强度的发挥取决于薄膜应力的发挥,而这都依赖于加劲

肋的布置,加劲肋的设置很大程度上影响了钢箱梁腹板拉力场的形成,直接关系到钢箱梁的极限承载力。钢箱梁腹板屈曲后,因为截面刚度发生了变化,腹板的变形比起弹性理论计算的变形要大。

另外我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)第 5.3.3 条对腹板加劲肋设置有详细规定,这里不再赘述。但是该规范相关规定是基于弯曲中性轴位于腹板中心附近,当偏离较远时需要专门进行设计,对于大跨度钢箱梁桥,需设置较大的悬臂翼缘,弯曲中性轴常常偏离腹板中心,需要专门的设计。

第二节 腹板抗屈曲验算

一、钢箱梁简支端腹板验算

简支端腹板主要受剪切应力,如图 7-6 所示。

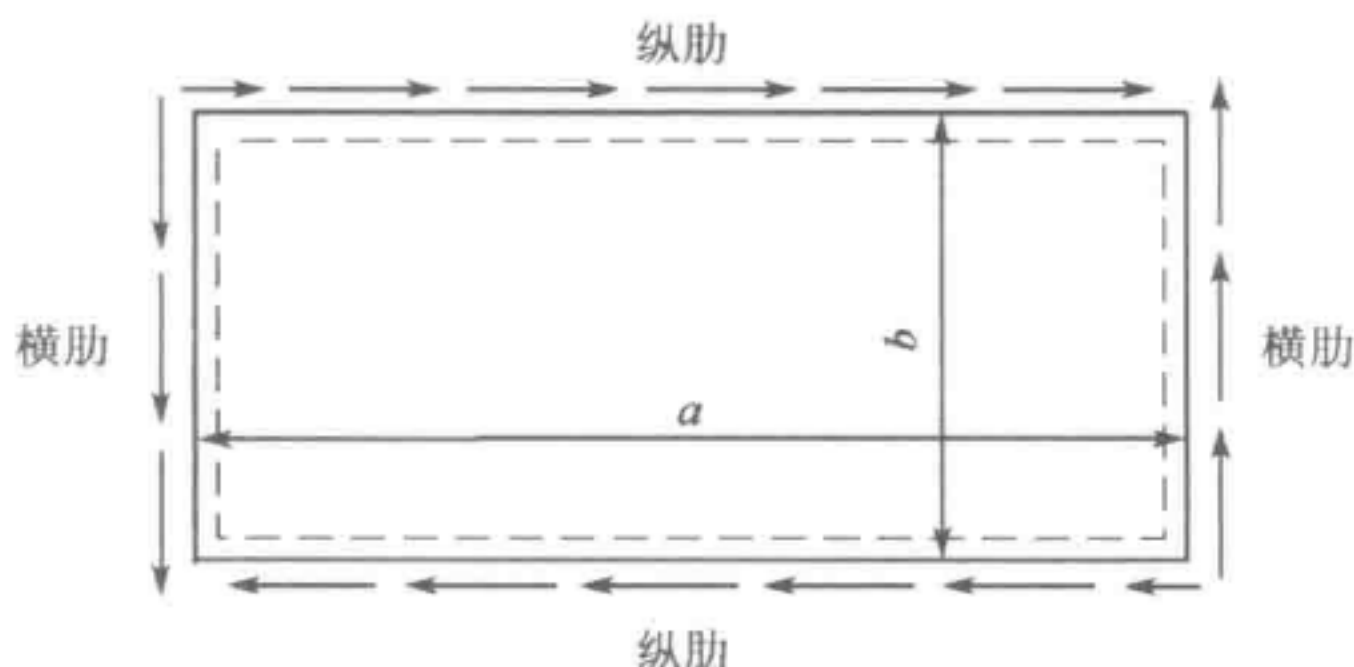


图 7-6 腹板受纯剪应力荷载作用

屈曲验算公式为:

$$\tau \leq [\tau_{cr}] = \frac{\tau_{cr}}{v} \quad (7-1)$$

考虑腹板以加劲肋加劲,首先决定高厚比(d/t)的极限值,在这个极限值除了集中荷载的作用点之外,这样的加劲是不必要的。对于这种情形,在集中荷载之间并在支座附近的部分腹板,可作为承受剪应力作用的矩形板,略去翼缘板处的约束并假设板很长,则剪应力临界值为:

$$\tau_{cr} = 5.35 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{d^2} \quad (7-2)$$

可得 $\frac{d}{t} \leq \sqrt{\frac{5.35\pi^2 E}{12(1-\mu^2)v\tau}}$, 取安全系数 $v=1.5$, $E=2.06 \times 10^5$ (MPa)。假定腹板

厚度为 16mm 的 Q345 钢材,取 $\tau=f_{\text{vd}}=160\text{MPa}$,即:

$$\frac{d}{t} \leq \sqrt{\frac{5.35\pi^2 E}{12(1-\mu^2)\nu\tau}} = \sqrt{\frac{5.35 \times \pi^2 \times 2.06 \times 10^5}{12(1-0.31^2) \times 1.5 \times 160}} \approx 64.6$$

该值与《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)5.3.3 条中表 5.3.3 规定,不设置横向加劲肋及纵向加劲肋时, $\frac{d}{t} \leq 60$ 非常接近。

在计算支座附近的加劲肋之间所需的间距时,将两加劲肋之间的腹板部分视作一简支板,其长度等于高度 d ,宽度 b 等于加劲肋轴线间的距离,则剪应力的临界值为:

$$\tau_{\text{cr}} = \left(5.35 + 4 \frac{b^2}{d^2}\right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{b^2} \quad (7-3)$$

仍取安全系数 $\nu=1.5$,则:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{1.16}{\sqrt{0.412 \frac{\tau}{E} - \frac{t^2}{d^2}}} \quad (7-4)$$

根据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)5.3.3 条中表 5.3.3 规定,取 $d/t=140$,则:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{1.16}{\sqrt{0.412 \frac{\tau}{E} - \frac{t^2}{d^2}}} = \frac{1.16}{\sqrt{0.412 \frac{160}{2.06 \times 10^5} - \left(\frac{1}{140}\right)^2}} \approx 70.7$$

假定腹板厚度为 16mm,加劲肋间距应小于 $16 \times 70.7 = 1\,131.2(\text{mm})$,取 1 000mm。根据 $\gamma = \frac{EI}{Dd}$,可确定横向加劲肋抗弯刚度。

二、钢箱梁跨中腹板验算

钢箱梁跨中腹板主要受弯曲应力,如图 7-7 所示。

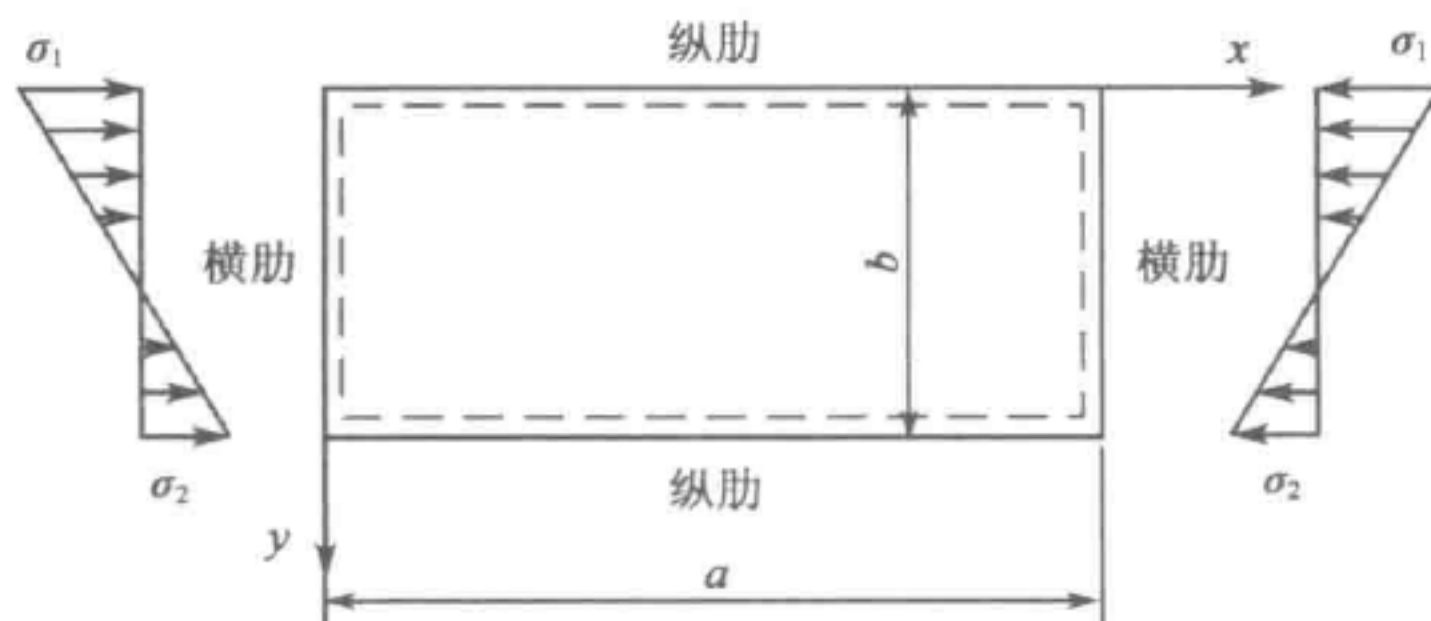


图 7-7 腹板受纯弯曲应力荷载作用

屈曲验算公式为:

$$\sigma_1 = [\sigma_{cr}] = \frac{\sigma_{cr}}{\nu} \quad (7-5)$$

在应用理论公式时,首先决定腹板在跨中的厚度,在跨中只须考虑弯曲应力,因为承受弯曲的长矩形板在屈曲时分成较短的波,所以通常可以略去横向加劲肋引起的约束,由于顶板纵向应力低于底板应力,则 $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < -1$,则偏于保守的弯曲临界应力值为:

$$\sigma_{cr} = 23.92 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{b^2} \quad (7-6)$$

由式(7-6)可计算对应任何 σ_{cr} 值时腹板的高厚比。为了避免腹板在工作条件下任何屈曲的可能性, σ_{cr} 的值必须是腹板内的最大弯曲应力。在选择必需的安全系数时,在处理上不同于受压构件的板,故在以前的讨论中会建议板的尺寸比例应使应力小于临界屈曲应力不致发生屈曲。但对于钢箱梁,腹板的屈曲并不表示结构即将有任何危险,而仅表明不再负担全部的弯曲压应力。在这样的情况下,应选用较小的安全系数。同样假定腹板厚度为 16mm 的 Q345 钢材,取 $\sigma_{cr} = f_d = 275 \text{ MPa}$, 由于为了考虑局部应力集中及疲劳效应,这里我们建议安全系数同样取 $\nu = 1.5$, $\sigma_{cr} = 0.8 f_d = 0.8 \times 275 = 220 (\text{MPa})$ 。

$$\sigma_{cr} \leq 23.92 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{b^2} \quad (7-7)$$

可得:

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{23.92 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2) \sigma_{cr}}} = \sqrt{23.92 \times \frac{\pi^2 \times 2.06 \times 10^5}{12(1-0.31^2) \times 220}} \approx 142.8$$

与《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)5.3.3 条中表 5.3.3 规定的 $b/t < 140$ 非常接近。

三、钢箱梁同时受较大的剪应力和弯曲正应力腹板验算

钢箱梁腹板同时受到相当大的受弯曲应力和剪应力,如在梁端与跨中之间段或在连续梁的中间支承处,如图 7-8 所示。

屈曲验算公式为:

$$\left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{1-\psi}{2} \left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \frac{1+\psi}{2} \left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right) = 1 \quad (7-8)$$

设区格最大压应力 σ_1 与 τ 具有相同的安全系数 ν , 即: $\sigma_{cr}^* = \nu \sigma_1$, $\tau_{cr}^* = \nu \tau$, 可得:

$$\nu = \frac{1}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad (7-9)$$

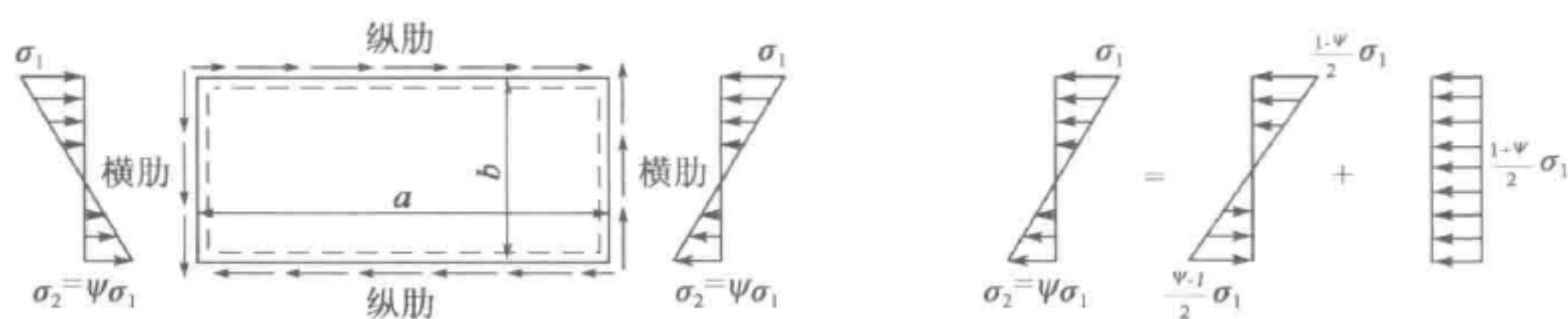


图 7-8 腹板受弯、剪应力荷载组合作用

四、钢箱梁中间梁段受集中力作用腹板验算

钢箱梁中间梁段除了承受弯剪应力的共同作用,也可能受到车辆的垂直压力,这时腹板承受对边线性分布压应力、弯剪应力组合作用如图 7-9 所示。

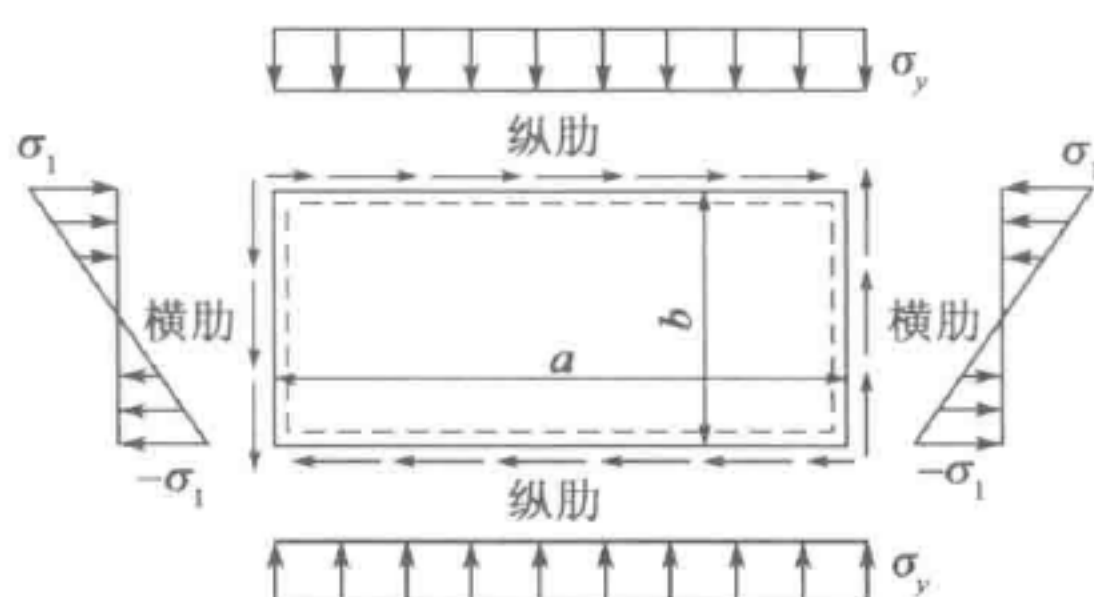


图 7-9 腹板受对边均匀受压、弯剪组合作用

屈曲验算公式为:

$$\left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{1-\psi}{2} \left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \frac{1+\psi}{2} \left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right) + \left(\frac{\sigma_{y,cr}^*}{\sigma_{y,cr}}\right) = 1 \quad (7-10)$$

同样设区格各分项应力具有相同的安全系数 ν , 即: $\sigma_{cr}^* = \nu\sigma_1$, $\tau_{cr}^* = \nu\tau$, $\sigma_{y,cr}^* = \nu\sigma_y$, 代入式(7-10), 解方程可求得:

$$\nu = \frac{1}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_y}{2\sigma_{y,cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_y}{2\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad (7-11)$$

对于钢箱梁腹板加劲肋设置,我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)5.3.3 条有详细规定,请参见该规范详细规定,本书不再列出此部分内容。

第八章 钢箱梁横隔板设计

在钢箱梁桥中,由于恒载作用、活载的偏心加载作用以及轮载直接作用在箱梁的顶板上,箱梁断面发生畸变和横向弯曲变形,为了减少钢箱梁的这种变形,增加整体刚度,防止过大的局部应力,需要在箱梁的支点处和跨间设置横隔板。横隔板分为中间横隔板和支点横隔板,支点横隔板除了上述作用外,还将承受支座处的局部荷载,起到分散支座反力的作用。

钢箱梁横隔板对正交异性钢桥面板起着支承作用。横隔板可以限制薄壁钢箱梁发生畸变和横向弯曲变形,可以有效抑制横截面形状的变形,减少箱梁的畸变位移和应力,从而在一定程度上抑制梁体由于局部屈曲而产生的失稳现象。虽然横隔板可以显著减小畸变效应,但是,并不是设置横隔板越多,畸变效应就一直大幅度地减少,当横隔板间距减小到临界间距时,再继续增加横隔板也是不经济、没有意义的。所以,合理确定横隔板的间距及刚度是钢箱梁桥设计合理性的关键。

横隔板间距及刚度对于正交异性钢桥面板钢箱梁受力性能影响主要有以下三个方面:第一,钢箱梁横隔板可以有效地保持箱梁的截面形状,减少偏心荷载作用下由于截面畸变而产生的位移、纵向畸变正应力、横向弯曲畸变应力,改善荷载横向分布;第二,横隔板兼作上、下翼缘的横向加劲肋以及腹板的竖向加劲肋,因此横隔板的设置间距通常是横向加劲肋和竖向加劲肋设置间距的整数倍,横肋间距及刚度是决定钢箱梁板件局部屈曲的重要控制参数;第三,上翼缘横肋间距对正交异性钢桥面板及铺装的耐久性有着相当重要的影响。正交异性钢桥面板承载能力相当大,控制设计的常是铺装层耐久性对其提出的刚度要求。另外,纵肋与横隔板/横肋间的焊接连接(包括交叉处的弧形缺口)部位是钢桥面板最易发生疲劳裂纹的部位,合适的横肋/横隔板间距可避免这类裂纹的发生。因此,横隔板的间距(与U肋匹配)是这些问题的主要影响因素之一。

第一节 钢箱梁横隔板受力分析

钢箱梁横隔板合理设置需要弄清楚钢箱梁的力学特性。不设置横隔板的钢箱梁其横截面形状是个框架结构,由于钢板厚度较薄,可以认为是几何可变体

系,在反对称荷载作用下,除了引起截面刚性扭转外,还产生了截面畸变,截面的畸变变形使箱梁各个板块在垂直方向产生横向的弯曲应力,板块的横向弯曲造成各箱梁壁板产生翘曲变形,由此产生纵向的翘曲应力和翘曲剪应力,该纵向翘曲应力和翘曲剪应力非常之大,能达到钢箱梁恒活载作用下弯曲正应力同一个数量级,可见畸变效应对钢箱梁在应力方面影响很大。合理设置横隔板,可减少钢箱梁畸变和横向弯曲变形,进而减小翘曲应力和翘曲剪应力。

一、钢箱梁的力学特性分析

作用在钢箱梁上的主要荷载是恒载与车辆活载。恒载一般是对称分布的。车辆活荷载可以是对称作用,也可以是非对称偏心作用,需要分别加以考虑。箱梁在偏心荷载作用下,可根据图 8-1 进行分解。图 8-1 为单室箱梁在偏心荷载作用下力的分解及在各分力作用下的变形。箱梁最终的受力及变形将产生对称弯曲、扭转、畸变和横向弯曲基本变形状态,如图 8-2 所示。

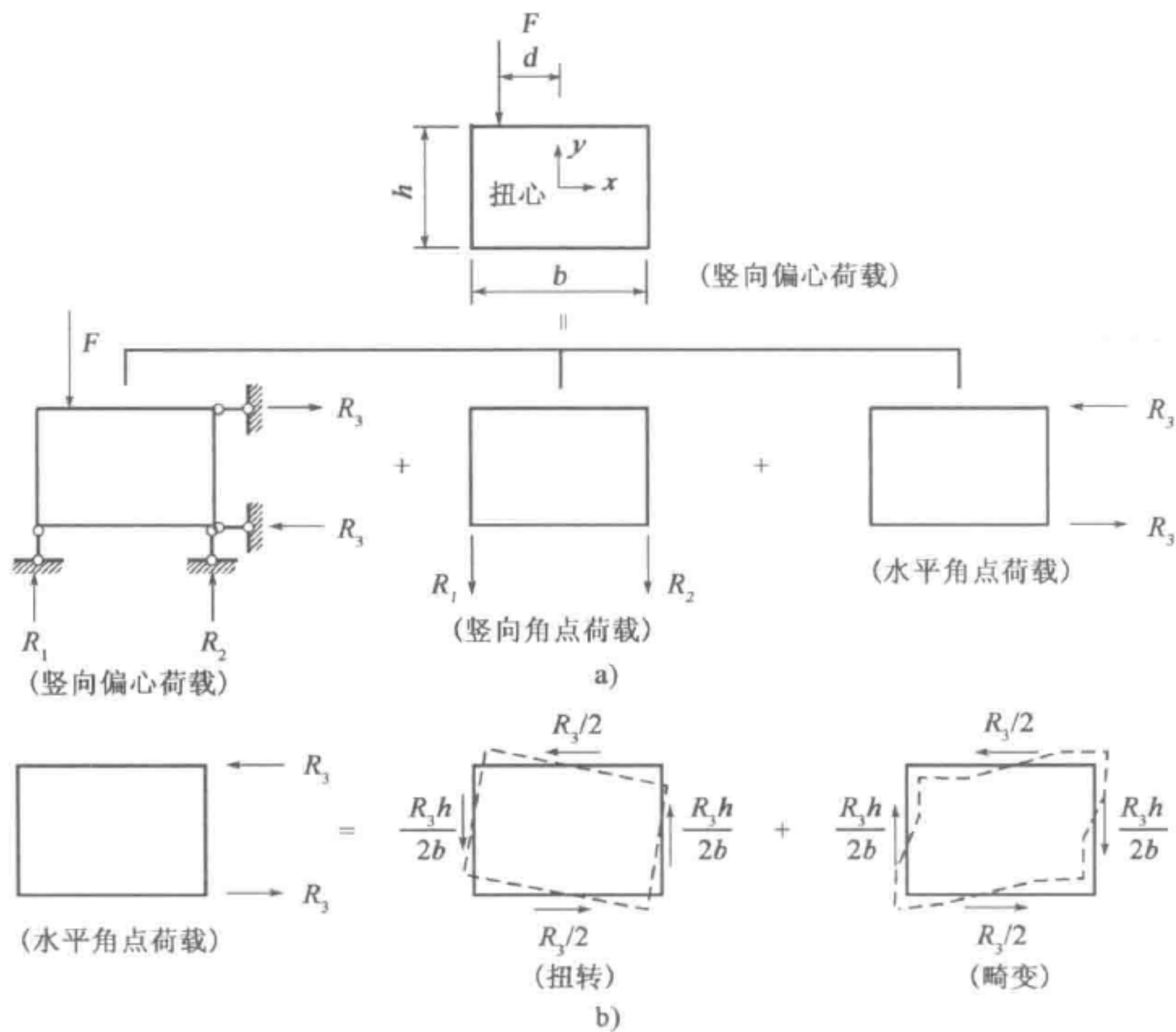


图 8-1

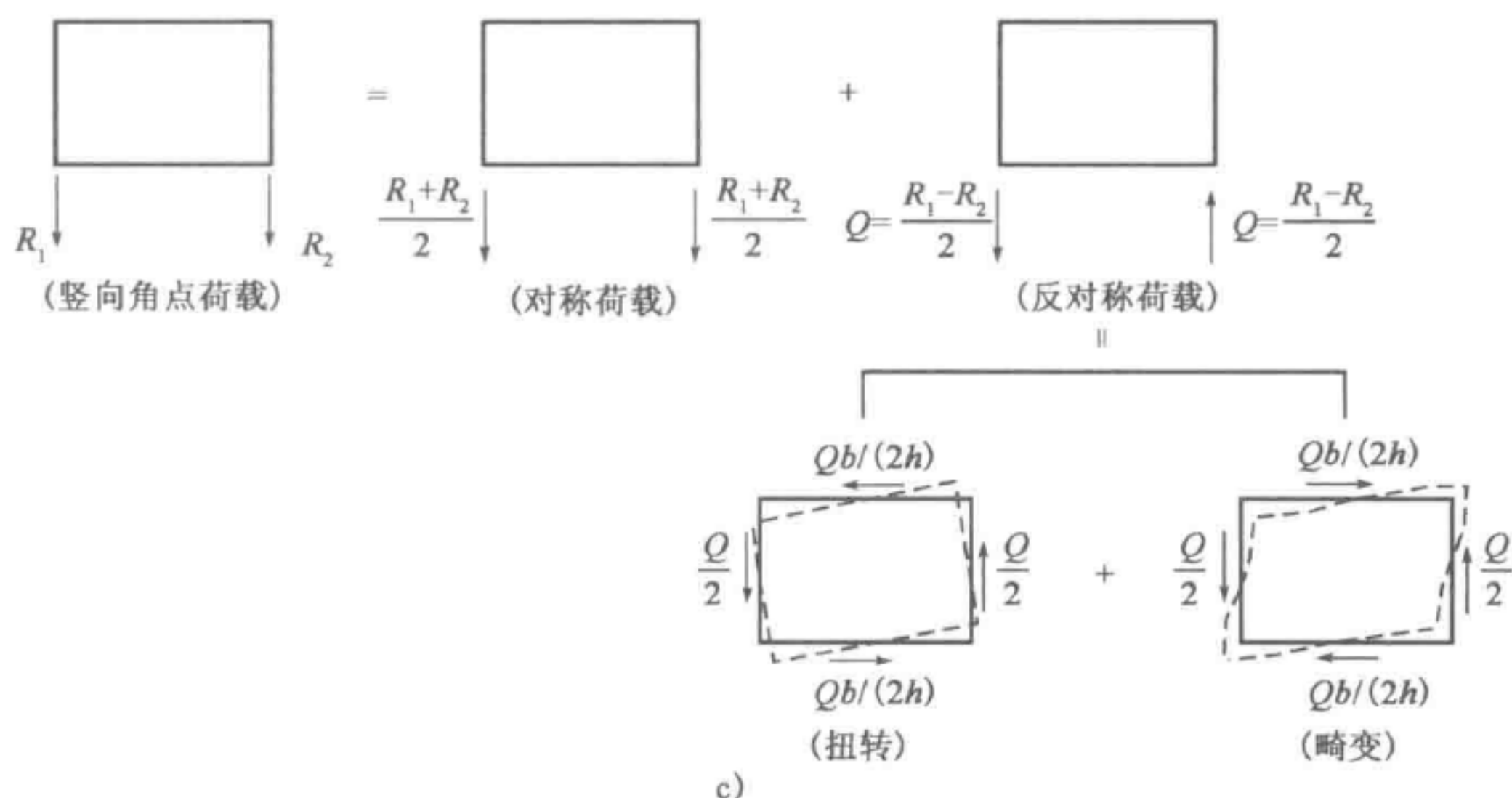


图 8-1 箱梁在偏心荷载作用下的分解及变形

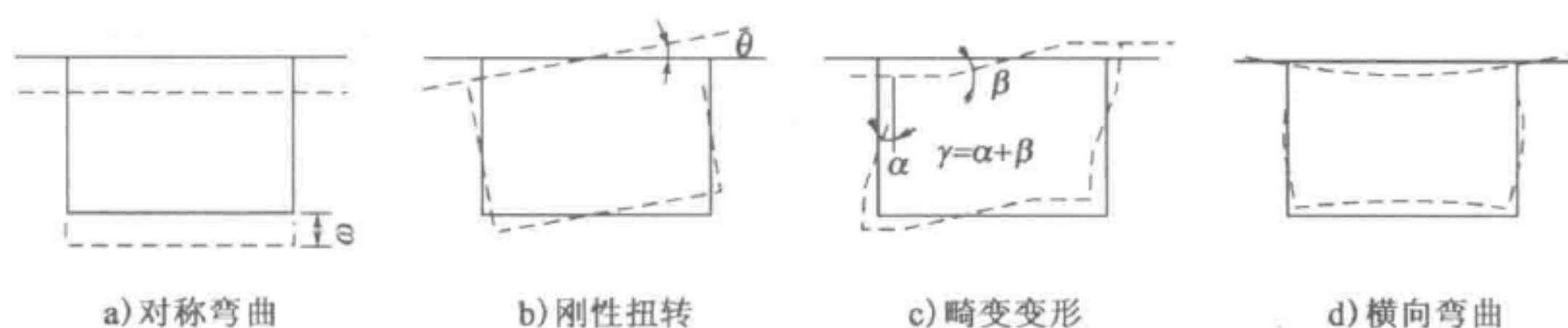


图 8-2 偏心荷载作用下箱梁的变形状态

1. 对称弯曲

对称弯曲产生竖向位移 w , 并在横截面上产生纵向正应力 σ_m [图 8-3a)] 及剪应力 τ_m [图 8-3d)]。对于腹板间距不大的钢箱梁, 利用初等梁理论计算纵向正应力分布是正确的。但是, 如果腹板间距大, 翼缘板中存在剪力滞效应, 靠近腹板的正应力大, 而远离腹板的正应力小, 沿着翼缘板方向应力分布是不均匀的。

2. 刚性扭转

箱梁截面在扭矩作用下发生扭转时, 若箱梁周边没有发生变形, 称为刚性扭转, 其主要变形特征用扭转角表示 [图 8-2b)]。而箱梁的刚性扭转又包括约束扭转和自由扭转。当箱梁受扭时, 截面各纤维在顺桥向上可以自由变形, 即为自由扭转。发生自由扭转的杆件截面虽出现了凹凸变形, 但纵向纤维并没有伸长或缩短, 截面可自由翘曲, 因而, 自由扭转不产生纵向正应力, 只产生剪应力 τ_k [图 8-3 e)]。而当箱梁受扭时, 纵向纤维顺桥向变形受到限制, 截面不能自由翘曲, 即称为约束扭转。约束扭转将引起翘曲正应力 σ_w [图 8-3b)] 和剪应力 τ_w

[图 8-3f)]。当有支承条件约束(横隔板刚度很大)或受扭截面各点纤维沿纵向变形不协调时,都将产生约束扭转。

3. 畸变

钢箱梁截面受扭时,其周边发生变形,钢箱梁的周边投影无法保持其原有形状,称为箱梁发生畸变,畸变角 γ 是其主要变形特征,畸变对宽箱的受力影响很大。畸变会引起翘曲正应力 σ_{dw} [图 8-3c)]和畸变剪应力 τ_{dw} [图 8-3g)]。与此同时,畸变引起箱形截面周边变形,使各板件发生横向弯曲,故畸变在板内还将引起横向弯曲应力 σ_{dt} [图 8-3 h)]。在实际工程设计中,我们在箱梁纵向布置相当数量的横隔板,从而限制箱梁在弯扭作用下的变形,使畸变应力达到较小值。

4. 横向弯曲

箱梁在恒载和活载作用下,横隔板发生弯曲、剪切变形,从而引起箱梁发生横向弯曲。箱梁在偏心荷载作用下,应该按照弯扭构件进行整体受力分析,同时,还要考虑局部荷载作用的影响。当车辆荷载作用在顶板上,除直接受荷载作用的局部区域产生横向弯曲以外,由于整个截面是一个超静定结构,同时还将引起其他各构件也发生横向弯曲,这些弯曲在各个构件的纵、横截面上将产生横向弯曲正应力 σ_c [图 8-3i)]和剪应力。

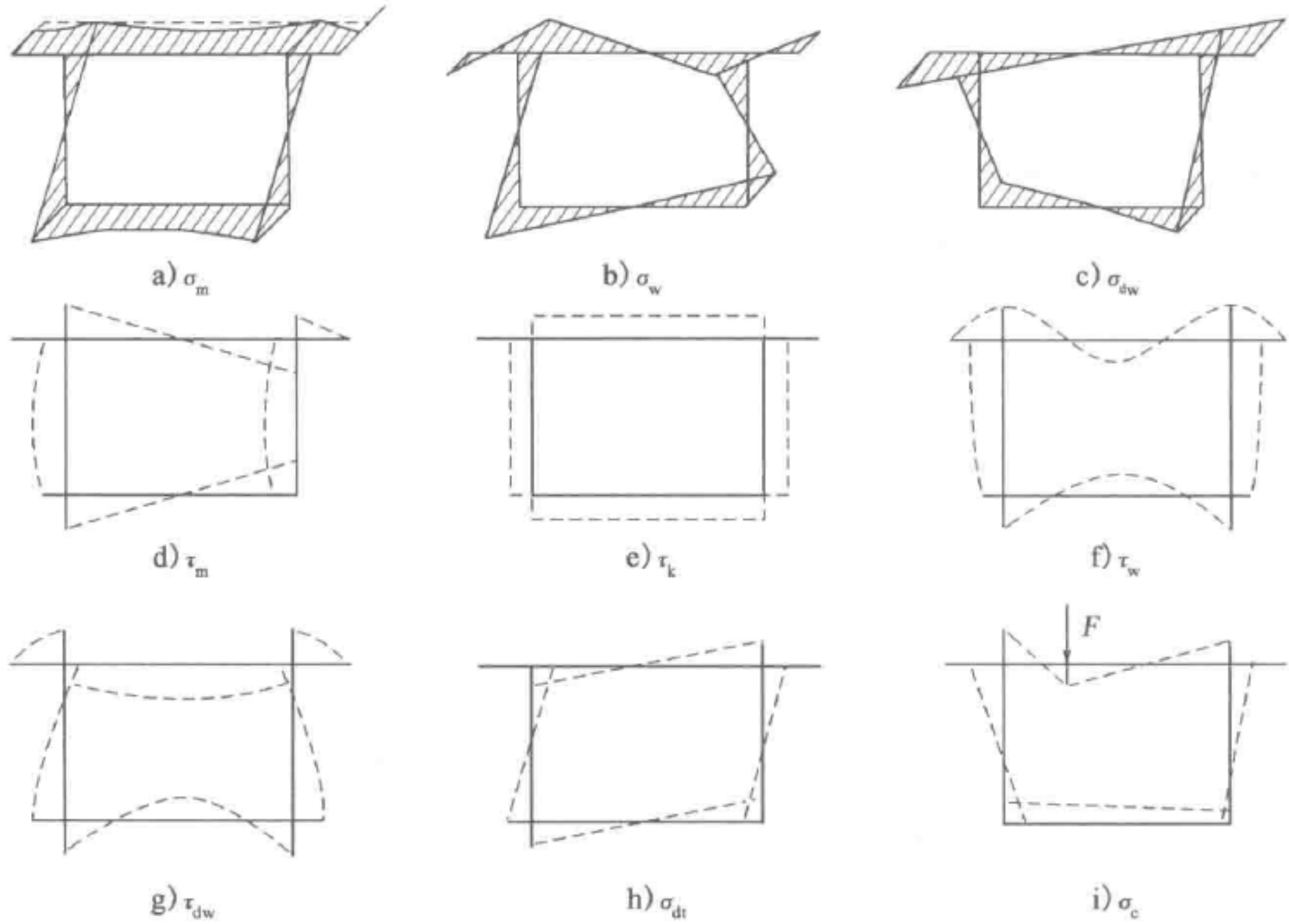


图 8-3 单室箱梁在偏心荷载作用下的横截面应力

根据以上分析,可以得到箱梁在偏心荷载作用下产生的所有应力,见表 8-1。

箱梁在偏心荷载作用下产生的应力表 8-1

| | | |
|------|---------|--|
| 横截面 | 纵向正应力 | $\sigma_z = \sigma_m + \sigma_w + \sigma_{dw}$ |
| | 剪应力 | $\tau = \tau_m + \tau_k + \tau_w + \tau_{dw}$ |
| 纵向截面 | 横向弯曲正应力 | $\sigma_h = \sigma_{dt} + \sigma_c$ |

一般而言,在偏心荷载作用下,单室箱梁横隔板的间距及其刚度对其力学行为具有重要影响。但钢箱梁横隔板面外刚度较小,因此在扭转分析中,不考虑横隔板的影响,亦即横隔板的设置间距和刚度并不影响扭转翘曲(约束扭转翘曲)应力的大小。

根据小西一郎主编的《钢桥》以及美国国家公路与运输协会标准(AASHTO)规范规定,当满足式(8-1)时,可忽略扭转的畸变翘曲应力,而只需考虑自由扭转。

$$k = \ell \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}} \geq 10$$

(8-1)

而当满足式(8-2)时,则必需考虑扭转畸变(约束畸变)翘曲应力,而可忽略自由扭转。

$$k = \ell \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}} < 0.4$$

(8-2)

- 式中:
- ℓ ——桥梁跨度;

G ——钢材的剪切模量;

E ——钢材的弹性模量;

J 忽略加劲肋的贡献——扭转常数,亦称自由扭转惯性矩 $J = \Omega^2 / \oint ds/t = 4A^2 / \oint ds/t$;

C_w ——翘曲常数(Warping constant),亦称约束扭转惯性矩或广义扇形惯性矩。

因此,需从分析约束畸变翘曲应力的角度来探讨钢箱梁横隔板所需的间距及刚度。

二、翼缘与腹板相交处翘曲应力计算(角点应力)

《英国桥梁规范》(BS5400)给出的约束畸变产生的翘曲纵向正应力分布如图 8-4 所示。其翘曲纵向角点应力计算公式如下所示。

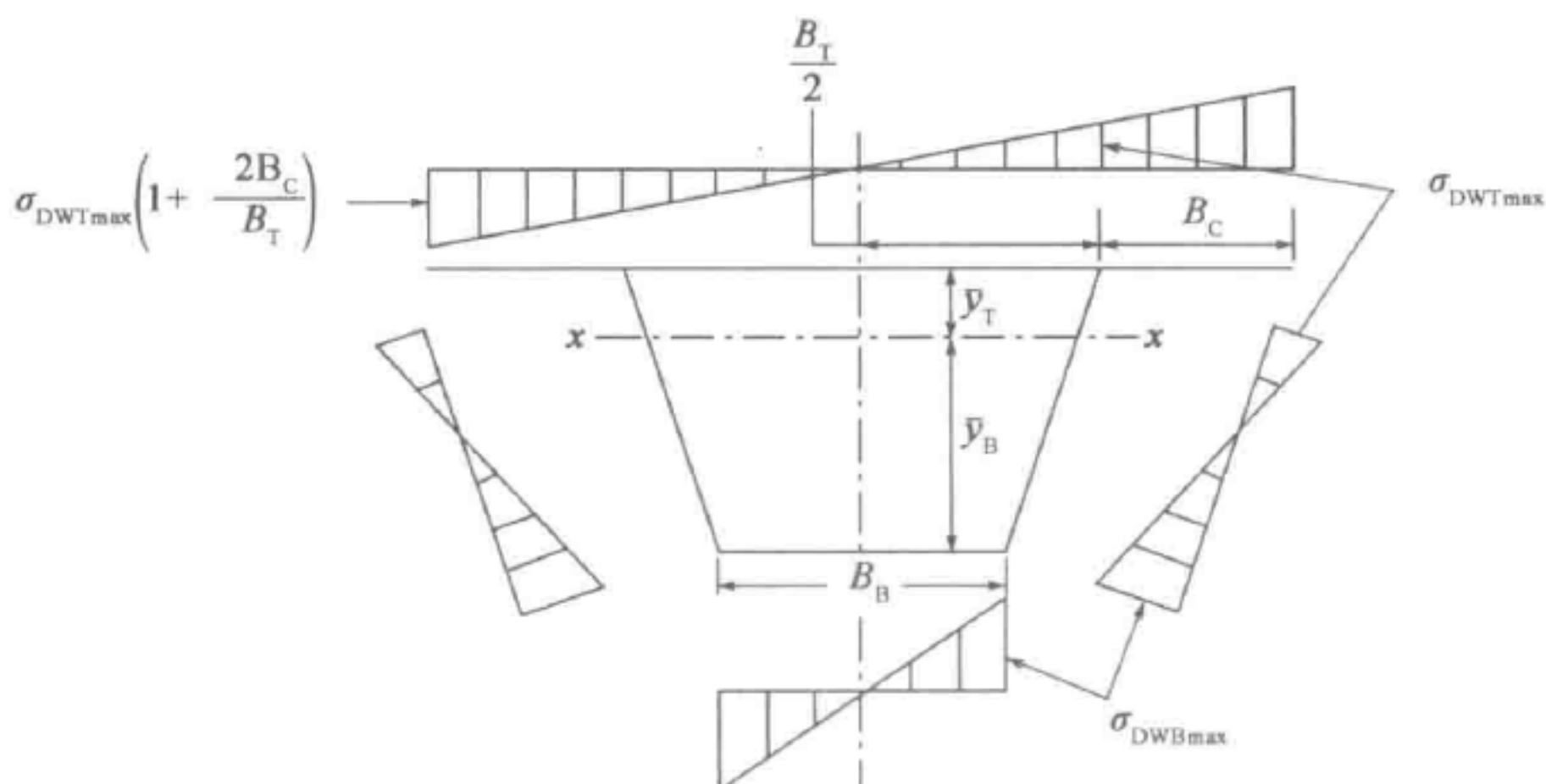


图 8-1 BS5400 规范给出的约束畸变翘曲产生的纵向正应力分布

(1) 均布扭矩作用下角点应力

均布扭矩作用下角点应力的计算公式为：

$$\sigma_{DW} = \frac{T_{UD} \bar{y} L_D^2}{4.5 B_T I_x} \quad (\beta L_D < 1.6) \quad (8-3)$$

$$\sigma_{DW} = 0.6 \frac{T_{UD} \bar{y} L_D^2}{\beta^2 L_D^2 B_T I_x} \quad (\beta L_D \geq 1.6) \quad (8-4)$$

(2) 两横隔板之间作用集中扭矩时角点应力

两横隔板之间作用集中扭矩时角点应力的计算公式为：

$$\sigma_{DW} = \frac{T_y L_D}{B_T I_x} \quad (\beta L_D \leq 1.0) \quad (8-5)$$

$$\sigma_{DW} = \frac{T_{UD} \bar{y} L_D}{4.5 B_T I_x} \quad (\beta L_D > 1.0) \quad (8-6)$$

其中：

$$\beta L_D = \left(\frac{K L_D^4}{E I_x} \right)^{0.25}$$

$$K = \frac{24 D_{YT} R_D}{B_T^3}$$

$$R_D = \frac{B_B + B_T}{B_B \left(\frac{B_B}{B_B + B_T} \right) \left(\frac{2 D_{YT} d}{D_{YC} B_T} + 1 \right) - B_B V_D \left\{ \left(2 + \frac{B_B}{B_T} \right) \frac{D_{YT} d}{D_{YC} B_T} + 1 \right\}}$$

$$V_D = \frac{\left\{ \left(2 + \frac{B_B}{B_T} \right) \frac{D_{YT} d}{D_{YC} B_T} + 1 \right\}}{\left(\frac{B_T}{B_B} + 1 \right) \left(1 + \frac{2 D_{YT} d}{D_{YC} B_T} \left(1 + \frac{B_B}{B_T} + \frac{B_B^2}{B_T^2} \right) + \frac{D_{YT} B_B^3}{D_{YC} B_T^3} \right)}$$



式中: T_{UD} ——均布扭矩;

T ——作用于两横隔板之间的集中扭矩;

\bar{y} ——角点距截面水平中性轴距离;

L_D ——横隔板间距;

B_T ——腹板中心线间上翼缘宽度;

I_x ——截面对水平中性轴惯性矩;

D_{YT} ——考虑横向加劲肋刚度贡献的单位长度上翼缘横向抗弯刚度;

B_B ——腹板中心线间下翼缘宽度;

d ——腹板净高度;

D_{YB} ——考虑横向加劲肋刚度贡献的单位长度下翼缘横向抗弯刚度;

D_{YC} ——考虑竖向加劲肋刚度贡献的单位长度腹板横向抗弯刚度。

(3) 均布扭矩及集中扭矩组合作用下角点应力

分别按式(8-3)~式(8-6)计算两种扭矩作用下的角点应力,而后将两种角点应力线性叠加。

(4) 车辆荷载产生的一系列集中扭矩作用下的角点应力

车辆荷载产生的一系列集中扭矩作用下的角点应力的计算公式为:

$$\sum \sigma_{DW} = \sigma_{DW1} \sum (C_{\beta x}) \quad (8-7)$$

其中:

$$C_{\beta x} = P_n (\cos \beta x - \sin \beta x) e^{-\beta x}$$

$$\beta x = \left(\frac{Kx^4}{EI_x} \right)^{0.25}$$

式中: σ_{DW1} ——单位力作用下产生的集中扭矩作用于两横隔板之间时的角点应力;

P_n ——桥轴向距两横隔板中间 x 距离的集中力;

K 与式(8-3)~式(8-6)表达式中解释相同。

第二节 钢箱梁横隔板刚度及间距

钢箱梁设置横隔板可以有效地保持箱梁的截面形状,减少偏心荷载作用下由于截面畸变而产生的位移、纵向畸变正应力、横向弯曲畸变应力,改善荷载横向分布,因此钢箱梁横隔板的位置和刚度决定了钢箱梁畸变应力的影响。反过来,可以通过控制钢箱梁畸变应力来确定钢箱梁横隔板的位置和刚度。本节将分析横隔板间距及刚度对在偏心荷载作用下钢箱梁的截面畸变应力的影响,并计算相应的畸变应力,并以此作为结构强度和板件局部稳定性验算的基础。

图 8-5 为钢箱梁横隔板通常采用的形式。

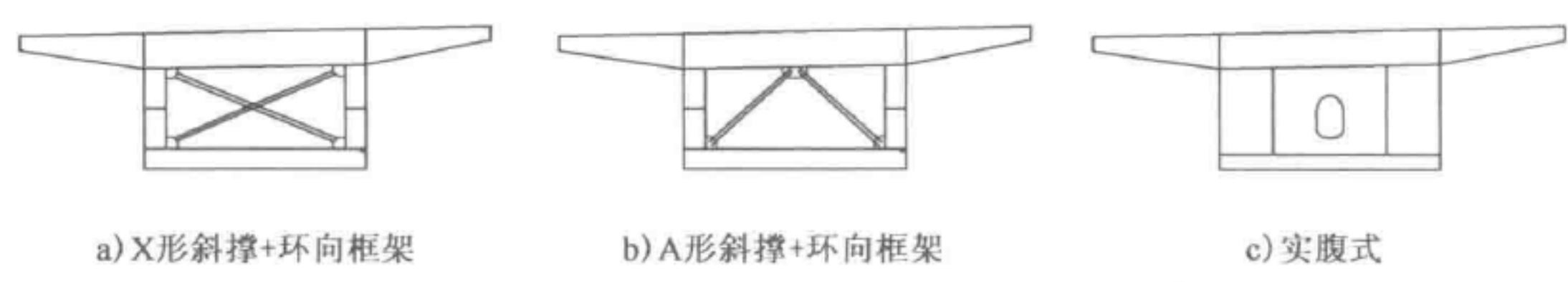


图 8-5 横隔板类型示意图

一、横隔板间距

从制造、安装的角度出发,为保证施工过程中箱梁截面的整体性,采用过大的横隔板间距是不合理的。对跨径不大于 100m 的普通钢箱梁,横隔板间距 L_d 满足以下要求时,在偏心活载作用下,箱梁的翘曲应力与容许应力的比值在 0.02~0.06。

$$\left. \begin{aligned} L_d &\leq 6\text{m} & (L \leq 50\text{m}) \\ L_d &\leq 0.14L - 1 \text{ 且 } \leq 20\text{m} & (L > 50\text{m}) \end{aligned} \right\} \quad (8-8)$$

式中: L ——桥梁等效跨径(m);
 L_d ——两相邻横隔板间距。

二、横隔板刚度

计算钢箱梁畸变应力和翘曲应力是确定钢箱梁横隔板的关键问题,畸变应力和翘曲应力计算方法有很多种,可以参见相关专著。我国规范《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)8.5.2 条文说明规定:在弹性地基梁比拟法思路的基础上,结合有限元的离散思想,采用弹性支撑连续梁比拟法分析变截面钢箱梁的畸变翘曲应力。日本正莲寺川桥、东京湾桥、札幌大桥等均采用这种方法计算,下面简要介绍下该方法。

如图 8-6 所示,单室矩形箱梁畸变控制微分方程为:

$$EI_{Dw}V - kV = p_v \quad (8-9)$$

其中

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{e}{e+f} \frac{B_u + B_l}{4} H \\ \alpha_2 &= \frac{f}{e+f} \frac{B_u + B_l}{4} H \\ e &= \frac{I_{\square}}{B_l} + \frac{B_u + 2B_l}{12} F_h \end{aligned}$$



$$f = \frac{I_{fu}}{B_u} + \frac{2B_u + B_l}{12} F_h$$

式中： p_v ——箱梁畸变水平分力偶；

I_{DW} ——箱梁畸变翘曲惯性矩，其计算公式为：

$$I_{DW} = \frac{1}{3} \left\{ \alpha_1^2 F_u \left(1 + \frac{2b_1}{B_u} \right)^2 + \alpha_2^2 F_l \left(1 + \frac{2b_2}{B_l} \right)^2 + 2F_h (\alpha_1^2 - \alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2) \right\}$$

E ——钢材的弹性模量；

I_{DW} ——箱梁截面主扇形惯性矩；

F_u ——箱梁上顶板截面面积(包括加劲肋)；

F_l ——箱梁下顶板截面面积(包括加劲肋)；

F_h ——一个腹板的截面积；

I_{fu} ——顶板对箱梁对称轴的惯性矩；

I_{fl} ——底板对箱梁对称轴的惯性矩；

H ——腹板斜高度。

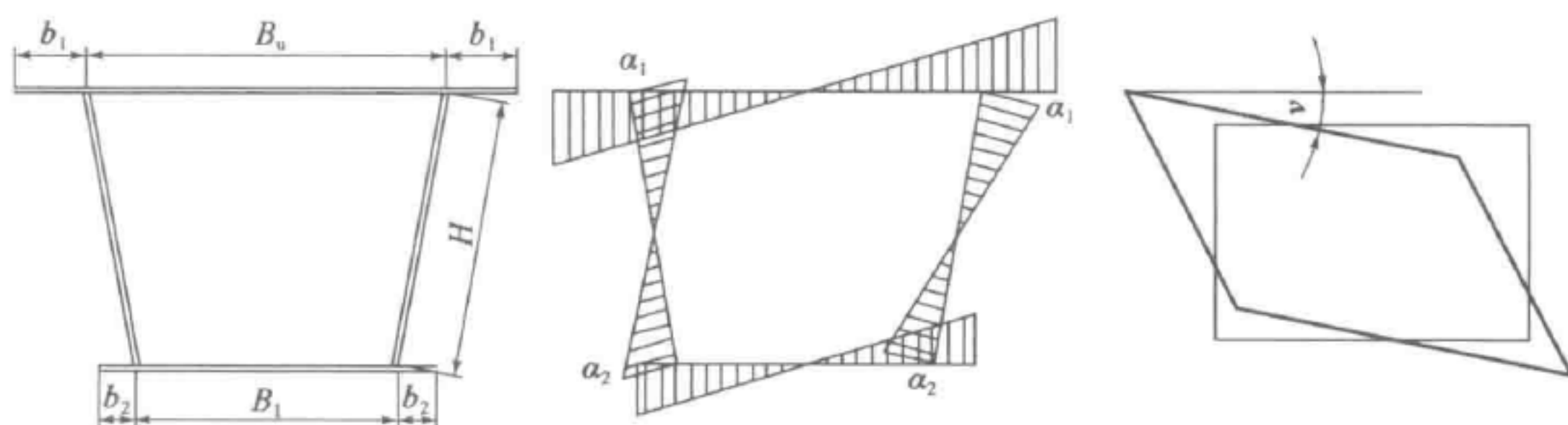


图 8-6 单室矩形箱梁及其畸变简化

箱梁板壁畸变框架刚度的计算公式为：

$$k = 48E \frac{\left(\frac{B_u}{I_u} + \frac{B_l}{I_l} + 6 \frac{H}{I_h} \right)}{3 \frac{H^2}{I_h^2} + 2 \frac{BH}{I_u I_h} + 2 \frac{BH}{I_l I_h} + \frac{B^2}{I_u I_l}} \quad (8-10)$$

式中： I_u 、 I_l 、 I_h ——上、下翼缘及腹板的板壁横向单位宽度抗弯惯性矩， $I_{u,l,h} = t_{u,l,h}^3 / 12(1 - \mu)$ 。

由式(8-9)可以看出单室矩形箱梁畸变与弹性地基梁弯曲的控制微分方程是类似的，亦即可比拟成如图 8-7a)所示的弹性地基梁弯曲的计算图示，弹性地基梁的挠度即为箱梁的畸变角，而弹性地基梁的弯矩即为箱梁畸变双力矩。

当薄壁钢箱梁设置横隔板时，则计算图示应如图 8-7b)所示，一般而言，箱梁

板壁的畸变框架刚度较小,在计算中可偏安全地忽略其贡献,同时忽略上、下翼缘横肋与腹板竖肋组成的闭合框架的剪切刚度,可得到如图 8-7c)所示的弹性支撑连续梁计算模型,而当横隔板剪切刚性很大时,可认为其为刚性支撑连续梁。

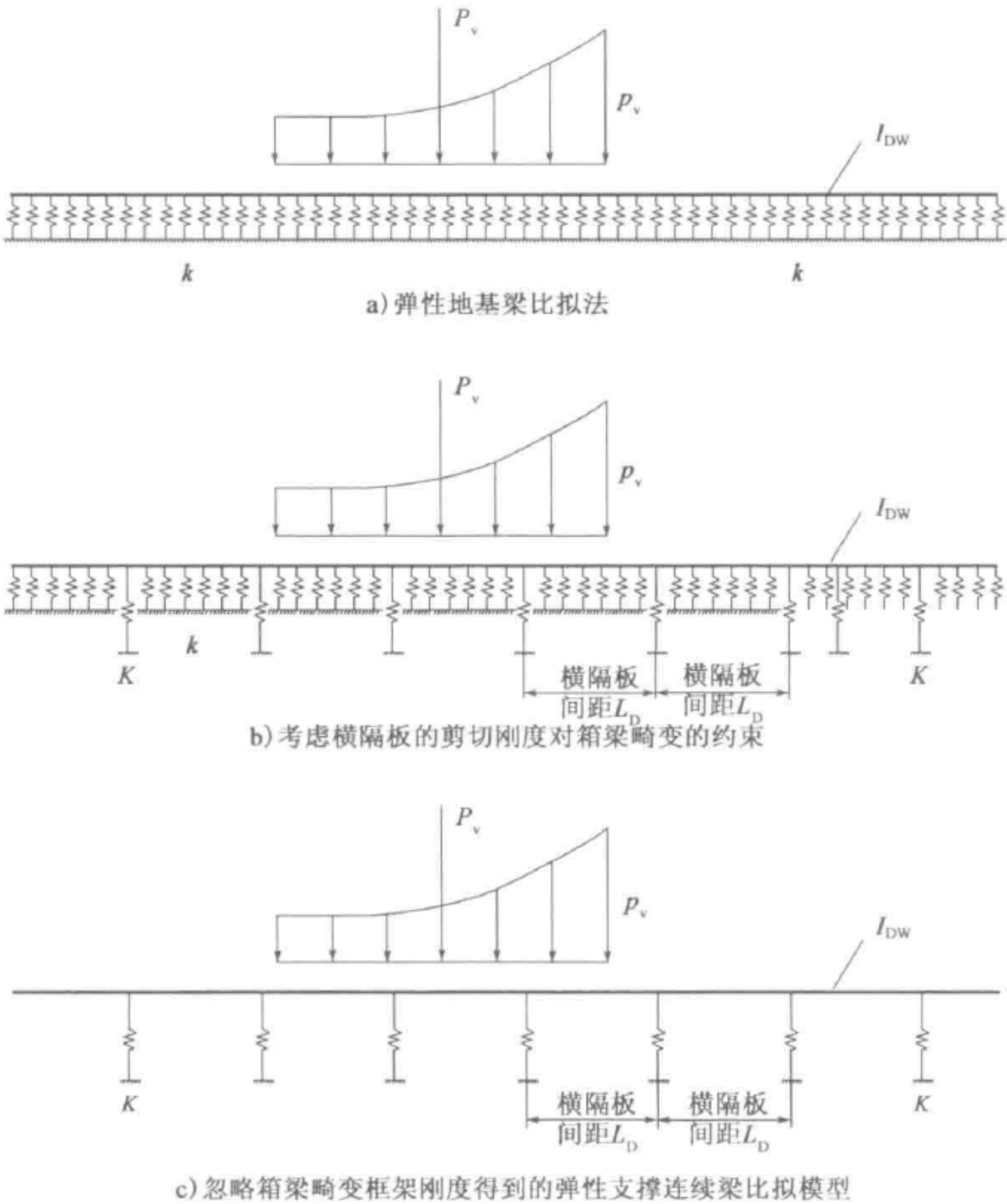


图 8-7 弹性支撑连续梁比拟法分析钢箱梁的畸变翘曲示意图

通过计算出的畸变应力加以控制,进而确定横隔板最小刚度。根据日本相关文献,其横隔板刚度设置时试图将畸变翘曲应力控制在容许应力的 2.5%,即对于 Q345 而言为 5.0MPa。如前所述,箱梁纵向正应力由弯曲应力、扭转翘曲应力、畸变翘曲应力叠加而成。而我国设计单位通常假定箱梁的活载偏载系数为 1.15,即用采用活载弯曲应力乘以 1.15,作为正应力以包括翘曲应力(一般而言活载作用下箱梁的扭转翘曲应力较小,可忽略不计),而且通常公路钢箱梁活



载引起的纵向弯曲应力考虑偏载后不超过 60.0MPa, 因此可认为畸变翘曲应力控制在 0.15 倍活载弯曲应力以下, 即 $0.15 \times 60 / 1.15 = 7.83(\text{MPa})$ 以下即可。

(1) 实腹式横隔板刚度

实腹式横隔板的计算公式为:

$$K = 4GA_c t_d \quad (8-11)$$

式中: G ——钢材剪切模量;

t_d ——横隔板的板厚;

A_c ——箱梁板壁形心围成的面积。

(2) 桁架式横隔板刚度

桁架式横隔板计算如式(8-11)和式(8-12)所示, 其示意图如图 8-8 所示。

① X 形斜撑式横隔板, 其剪切刚度的计算公式为:

$$K = 8EA_c^2 \frac{A_b}{L_b^3} \quad (8-12)$$

② V 形或 A 形斜撑式横隔板, 其剪切刚度的计算公式为:

$$K = 2EA_c^2 \frac{A_b}{L_b^3} \quad (8-13)$$

式中: E ——弹性模量;

A_c ——箱梁板壁形心围成的面积;

A_b ——单个斜撑的截面积;

L_b ——斜撑的长度。

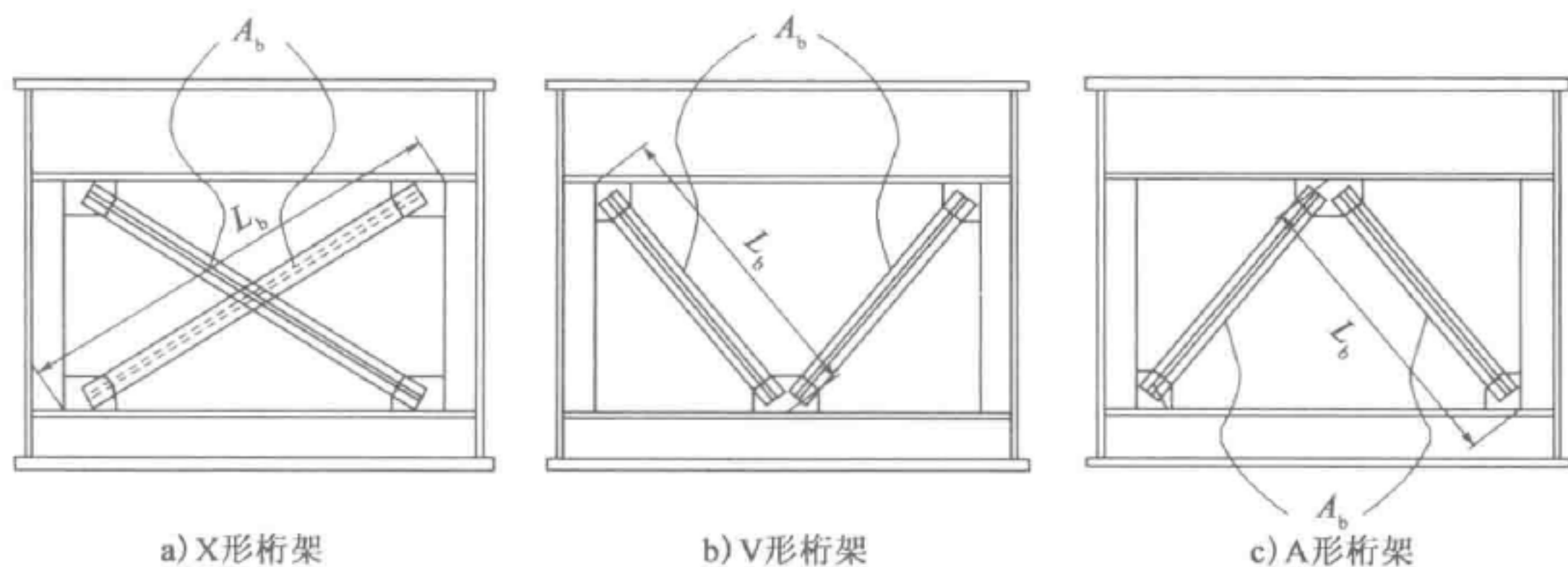


图 8-8 桁架式横隔板

(3) 框架式横隔板刚度计算

分布取顶板、底板和腹板厚度的 24 倍宽度作为框架截面(图 8-9)的上翼缘有效宽度。依据日本公路钢结构桥梁设计指南, 矩形框架式横隔板的刚度 K 可由下式近似求得:

$$K=\beta K'$$
$$K'=\frac{48E\left(\frac{b}{I_u}+\frac{b}{I_l}+\frac{6h}{I_h}\right)}{\left(\frac{b^2}{I_u I_l}+\frac{2bh}{I_u I_h}+\frac{2bh}{I_l I_h}+\frac{3h^2}{I_h^2}\right)}$$

(8-14)

式中： E ——弹性模量；
 b ——框架的宽度；
 h ——框架的高度；
 $I_u、I_l、I_h$ ——分别为顶板、底板和腹板处横隔板简化为框架截面的惯性矩；
 β ——开口率修正系数。

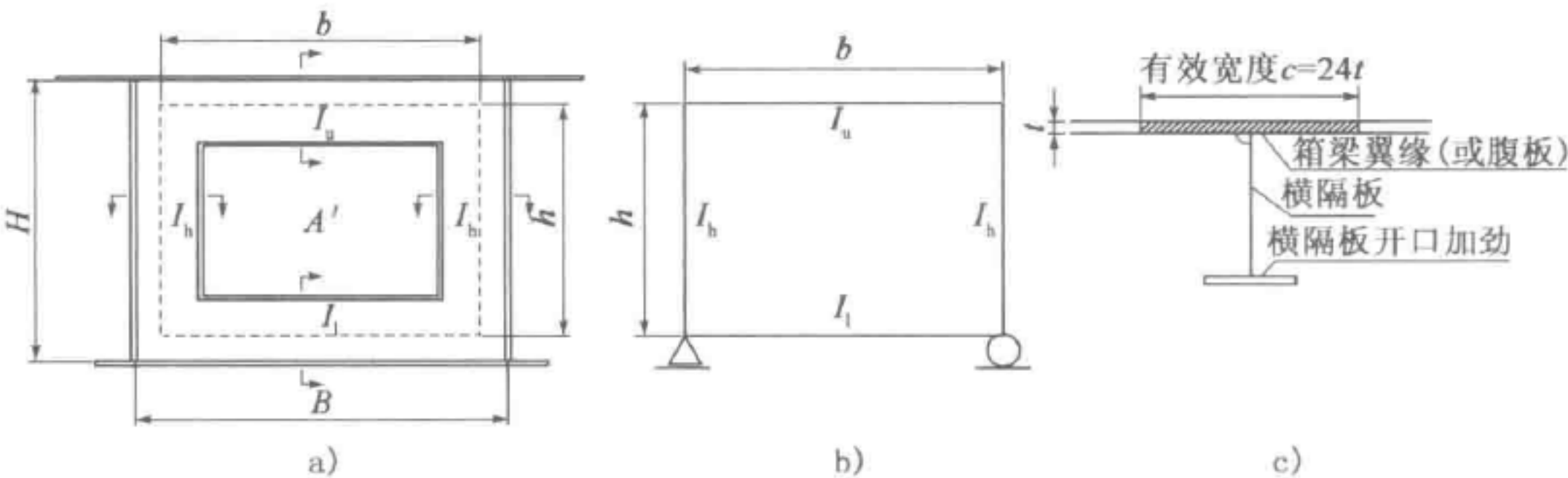


图 8-9 框架式横隔板

为了抵抗箱梁的畸变,横隔板必须有足够的刚度。横隔板的最小刚度 K 应满足下式的要求。

$$K\geqslant 20\frac{EI_{dW}}{L_d^3}$$

(8-15)

三、中间横隔板应力计算

(1)实腹式横隔板剪应力计算

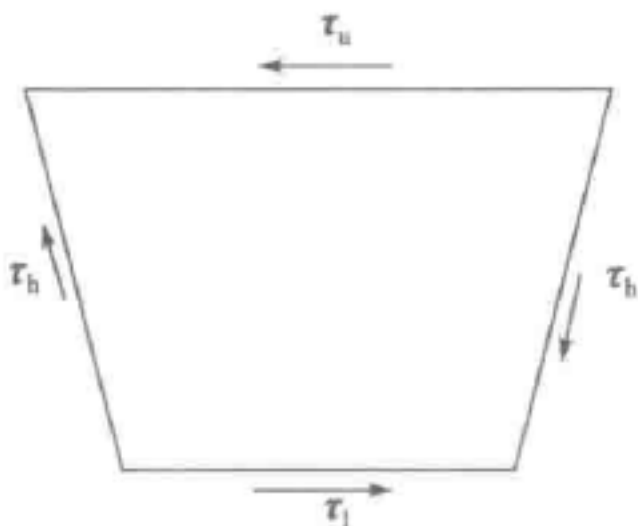


图 8-10 实腹式横隔板应力计算示意图

实腹式横隔板剪应力(图 8-10)按下式计算：

$$\tau_u=\frac{B_l}{B_u}\frac{T_d}{2At_d}$$
$$\tau_h=\frac{T_d}{2At_d}$$
$$\tau_l=\frac{B_u}{B_l}\frac{T_d}{2At_d}$$

(8-16)

(2)框架横隔板计算

当钢箱梁为分离式,箱梁间有横向联系梁



(图 8-11)时,框架构件须考虑集中力产生的附加弯矩的影响。

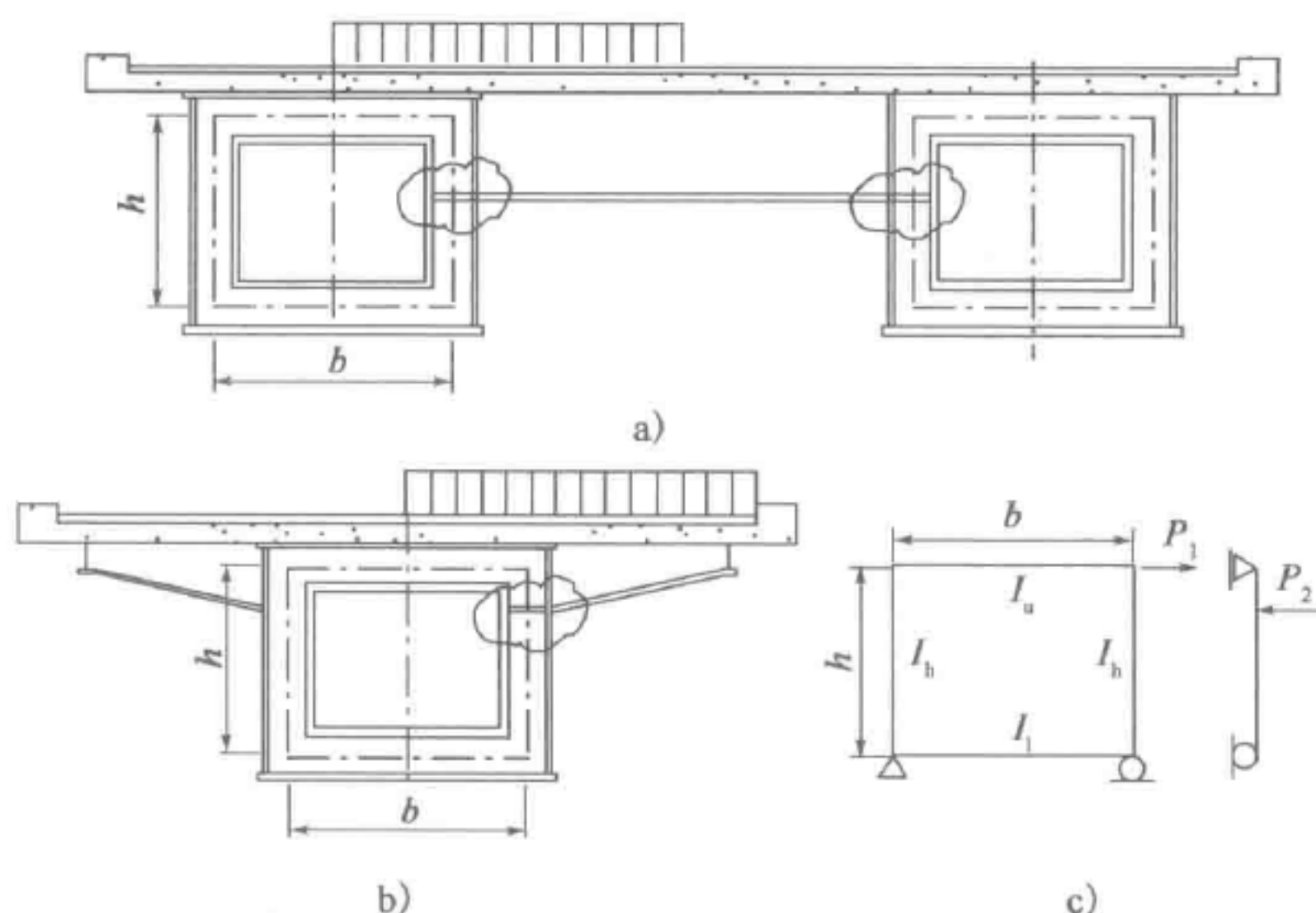


图 8-11 框架式横隔板计算示意图

(3) 对称桁架式横隔板计算

对称桁架式横隔板简化为轴心拉压杆件计算,桁架斜腹板内力按下式近似计算。

X 形桁架

$$N_b = \frac{L_b}{4A} T_d \quad (8-17)$$

V 形桁架

$$N_b = \frac{L_b}{2A} T_d \quad (8-18)$$

(4) 支撑加劲肋设计

支撑加劲肋的计算公式为:

$$\gamma_0 \frac{R_v}{A_s + B_{cb} t_w} \leq f_d \quad (8-19)$$

$$\gamma_0 \frac{2R_v}{A_s + B_{ev} t_w} \leq f_d \quad (8-20)$$

式中: R_v ——支座反力设计值;

A_s ——支承加劲肋面积之和;

t_w ——腹板厚度;

B_{cb} ——腹板局部承压有效计算宽度, $B_{cb} = B + 2(t_f + t_b)$;

B ——上支座宽度;

t_f ——下翼缘板厚度；
 t_b ——支座垫板厚度；
 B_{ev} ——腹板有效宽度，如图 8-12 所示，按式(8-21)计算。当设置一对支承加劲肋并且加劲肋距梁端距离不小于 12 倍腹板厚时，有效计算宽度按 24 倍腹板厚度计算；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；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。

$$\left. \begin{aligned} B_{ev} &= (n_s - 1)b_s + 24t_w & (b_s < 24t_w) \\ B_{ev} &= 24n_st_w & (b_s \geq 24t_w) \end{aligned} \right\} \quad (8-21)$$

式中： n_s ——支承加劲肋对数；

b_s ——支承加劲肋间距。

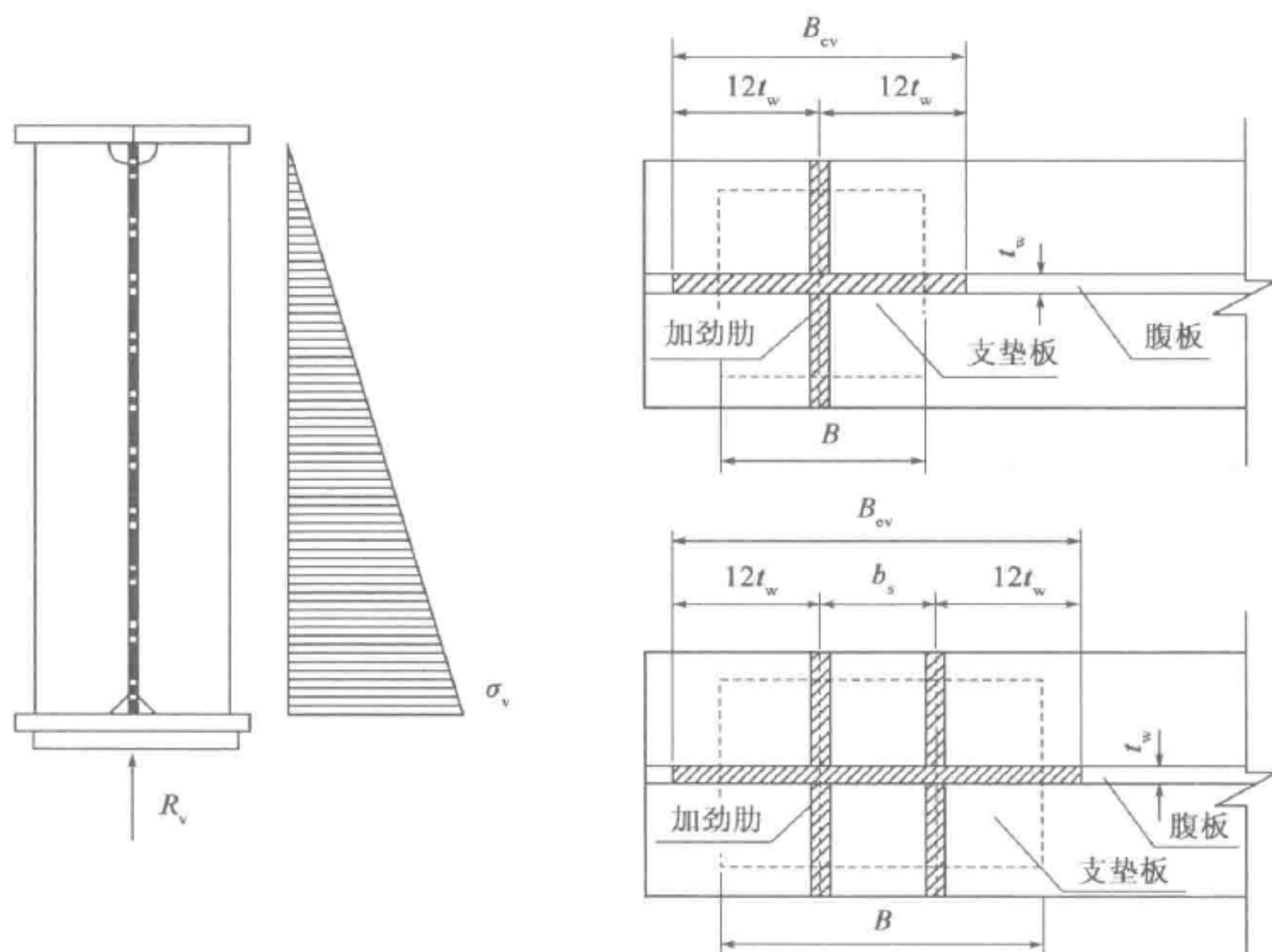


图 8-12 支承加劲肋的腹板有效计算宽度

四、横隔板加劲肋设置

实腹式横隔板受力与钢箱梁腹板类似，所不同的是，横隔板需要开设人孔和纵肋通过孔。横实腹式隔板整体受力，加劲肋的设置与钢箱梁腹板相同。人孔



需要做局部加强处理。图 8-13 是常见横隔板加劲肋设置的形式,图中未示出纵肋通过孔。

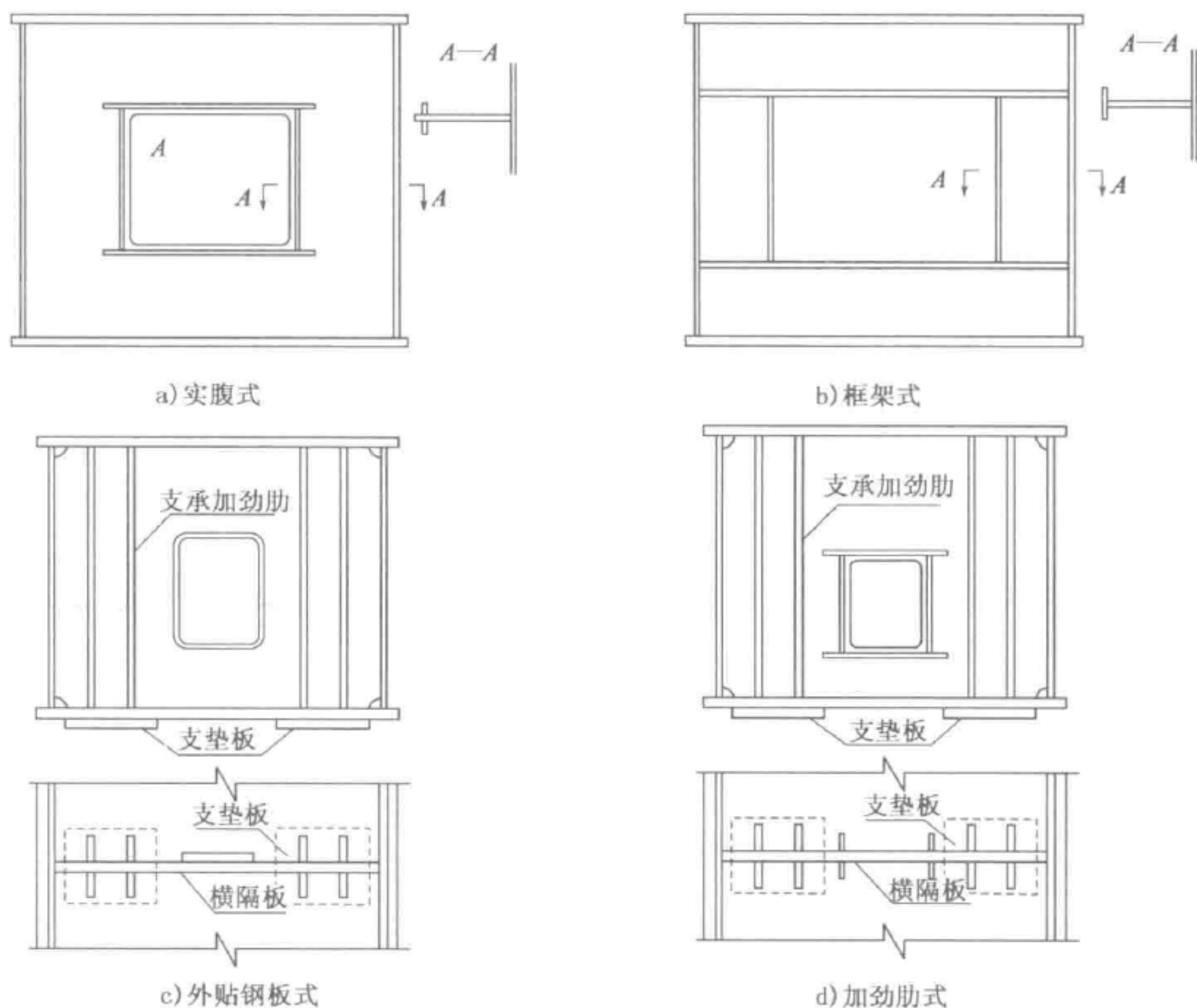


图 8-13 常用横隔板加劲肋构造形式

第九章 钢箱梁制造与安装

钢箱梁制造应采用工厂化、机械化、标准化、自动化和装配化等生产效率高、质量有保证且环保的制造方法。钢箱梁的制造又分为板单元制造、节段拼装、桥上架设与连接。通常钢箱梁工厂制造包括以下主要作业：下料、切割、划线、制孔、组装、焊接、矫形、预拼装、涂装和运输等。主要生产工序为：板单元制造、板单元运输、板块拼接、梁段组焊及预拼装、涂装、大块件拼焊、称重、梁段运输、桥上连接和最终涂装。钢箱制造时由于吊装和运输的问题，需要对整体结构进行纵向分割和横断面分割，分割时应考虑以下因素：可供应钢板的最大长度和最大宽度，以利于减少拼接焊接工作量；厂房大小及起吊能力，宜在厂房内制造，避免室外制造时受气候和环境的影响；最大构件转体的设备能力，以利于所有焊缝处于俯位置和立位置焊接，避免仰焊；便于组成稳定的构件，便于组装和施焊。

钢箱梁结构复杂，钢板厚度较大，熔透焊缝和坡口焊缝较多，所产生的焊接变形和残余应力较大，制造过程中控制难度较大，横隔板设计为整体式，下部直接插入底板 U 肋，上部和预先焊在顶板的上接板横位熔透对接，因此在横隔板单元制作过程中控制尺寸精度是一个难点。

第一节 板单元制造

一、板单元划分

板单元划分在满足设计要求和保证钢箱梁制造质量的前提下，综合考虑供料、运输及批量生产等因素，对梁段进行板单元划分，同时必须考虑以下几个问题。即：能够避免仰位焊接，钢板轧制宽度，板块单元的制造难易程度，板块接缝设置应有利于结构受力，钢箱梁拼装时组装便捷，有利于精度控制。桥面板单元划分还应避开轮迹线。图 9-1 为崇启大桥板单元划分。

二、板单元制造

板单元制造按照“钢板赶平及预处理→数控精确下料→零件加工(含 U 型肋制造)→胎型组装→反变形焊接→局部修整”的顺序进行。其关键工艺如下：



钢板赶平及预处理,数控精切下料,U加劲肋制造,利用旋转钻孔胎型钻制顶板U肋螺栓孔,板件用数控钻床制孔,用高精度U肋自动定位板单元组装胎组装顶、底板单元,腹板的组装和焊接,横隔板单元外形尺寸控制。对单侧有纵肋的板单元采用反变形焊接,优先选用自动和半自动二氧化碳焊接方法。板单元制造需要遵循板材预处理、数控切割下料、组焊、修整检验的施工顺序,如图9-2所示。组装、焊接均应采用自动化设备完成,不仅可以提高生产效率,还能稳定产品质量,消除质量隐患。板单元制造的关键是U肋加工制造,U肋加工钢板切割下料后用双面铣床加工边缘,螺栓连接的U肋采用卡样孔进行螺栓孔钻孔,这样可以提高标准化水平,在专用数控铣床上同时加工U肋坡口和钝边尺寸,精度应控制为 $\pm 0.5\text{mm}$,角度控制为 $\pm 0.5^\circ$ 。最后在数控折弯机上轧制成形。U肋加工工艺流程,如图9-3所示。

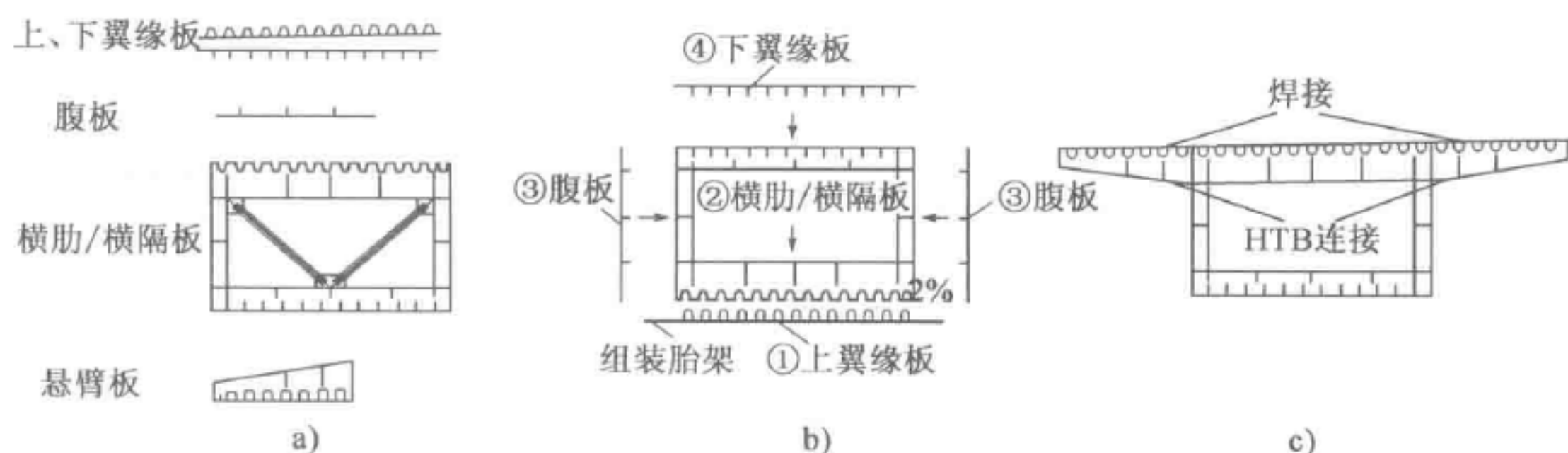


图 9-1 崇启大桥板单元划分

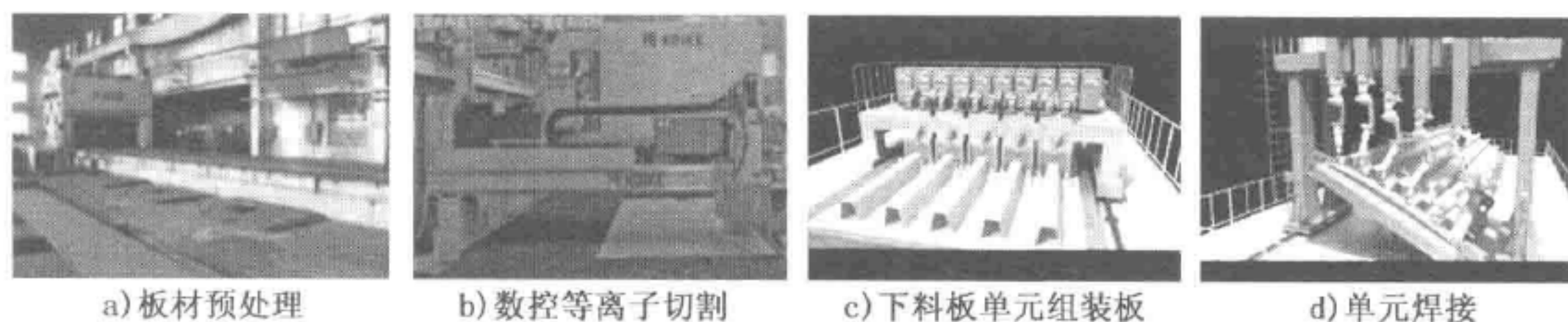


图 9-2 板单元制造工序



图 9-3



d) 坡口加工



e) 数控折弯



f) U肋成品

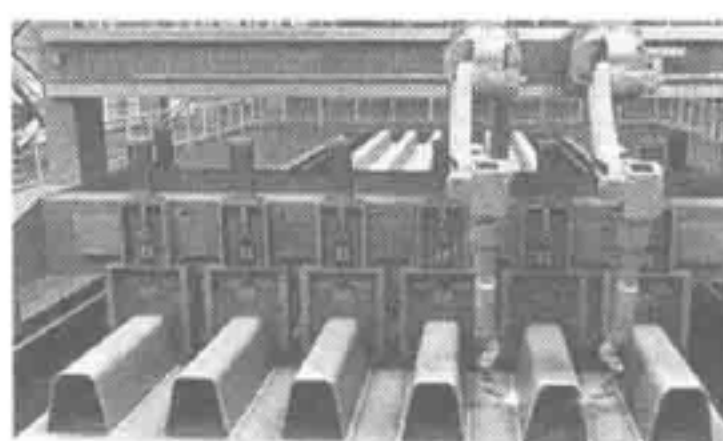
图 9-3 U肋加工工序

三、板单元组装

钢箱梁制造中应实现板单元化,尽量避免或减少零散部件参与梁段组装。这样所有板单可按类型在专用胎架上形成流水作业制造,实现生产规范化,产品标准化,质量稳定化。板单元组装前应先进行焊缝位置打磨和除尘,利用卡具自动定位和压紧,保证组装间隙小于 0.5mm。采用自动定位焊,保证 U 肋根部焊接质量。U 肋板单元在反变形胎架上焊接,预设双向反变形,采用船位技术焊接。确保焊缝根部熔合、内在质量和外观成型及板单元焊后平整度,避免焊后矫正。U 肋板单元制造质量是保证耐久性的关键。焊接完成后,应对非焊接的自由边棱角进行圆角铣削,尽量采用自动化,避免人工打磨效率低的问题。其他板肋板单元的制作也可以采用 U 肋板单元的焊接技术。板单元组装焊接关键工艺如图 9-4 所示。



a) 焊缝打磨和除尘



b) 自动定位和定位焊



c) U肋板单元组焊

图 9-4 板单元组装

第二节 钢箱梁节段拼装与运输

钢箱梁阶段拼装应全部在厂房内完成,避免日光照射和恶劣天气对拼装焊接质量的影响,实现全天候作业,有效提高钢箱梁质量和生产效率。拼装车间应设置天车、拼宽胎架和总拼胎架。总拼胎架应按桥梁线形设计,横向预设拱度,



并设置可拆卸横梁供梁段出胎使用。为缩短梁段制作周期、预先把顶底板单元在拼宽胎架拼接成板。

钢箱梁总体拼装应采用多阶段连续匹配组装、焊接和预拼装同时完成的长线法施工技术,长线法施工如图 9-5 所示。制定合理组焊顺序,有效控制阶段尺寸和线形。广泛采用数字焊机施焊,提高数字化焊接水平和信息化管理水平,有效保证焊接质量稳定性。为提高桥梁线形精度及大阶段拼装效率,可将两个或多个小节段在总拼胎架上焊接成分段。节段钢箱梁应分别在专业打砂和涂装厂房内进行打砂和涂装,如图 9-6 所示。钢箱梁大节段在专用胎架上按桥梁线形焊成一体,并在厂房内完成接口处的涂装。

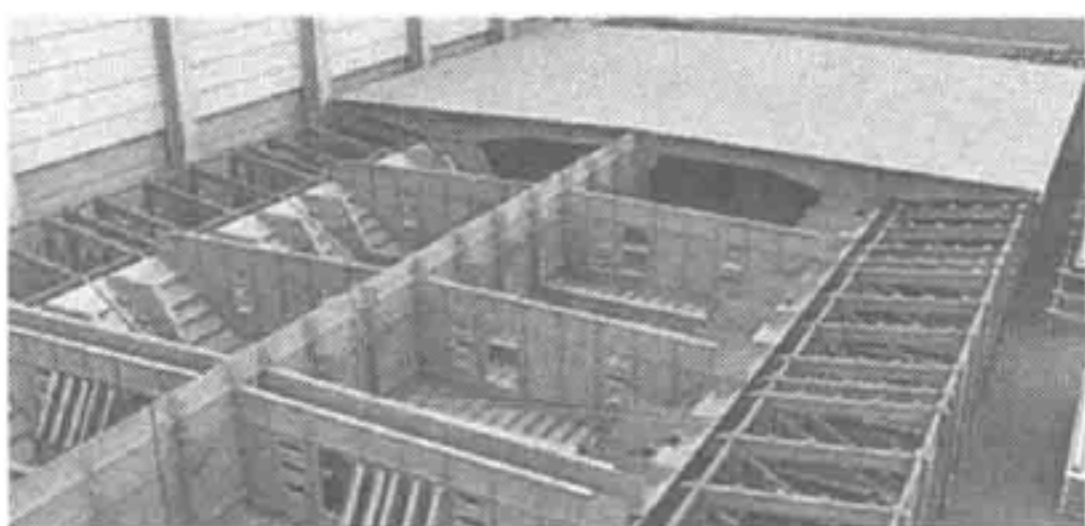


图 9-5 钢箱梁长线法拼装

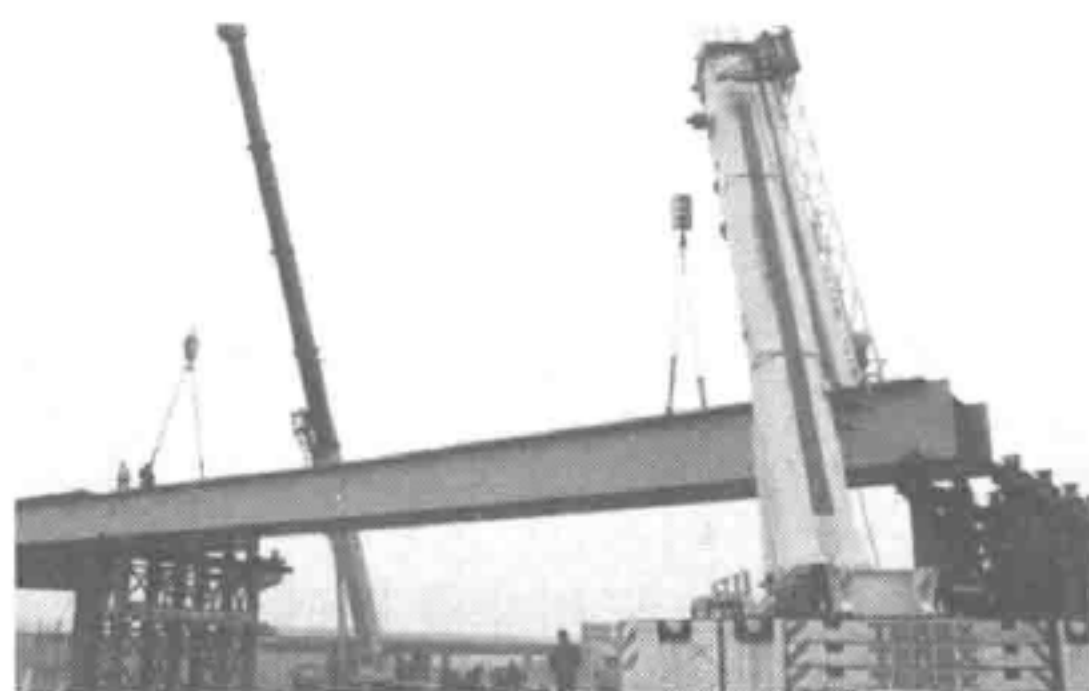


图 9-6 专用打砂和涂装房

钢箱梁小节段工厂连接和大节段现场连接均采用以焊接为主的栓焊组合方式,除顶板 U 肋和板肋采用栓接连接外,顶板、底板及其加劲肋和腹板及其加劲肋等均采用焊接连接。为了确保耐久性,箱梁外 U 肋工厂连接和现场连接的手孔采用不锈钢螺栓固定钢板进行封堵,同时对箱梁外 U 肋和板肋的连接接缝、拼接板及 U 肋手孔封板底部等采用密封胶密封(建议采用 MF860F 聚硫防腐密封胶或者性能更优越的产品)在其端头设置钢封板。

第三节 桥上架设与连接

钢箱梁的架设方式通常采用节段吊装和顶推,分别如图 9-7 和图 9-8 所示。钢箱梁架设方式的选择常常也会影响钢箱梁横断面的选择。不管采用哪种方式架设,由于受到运输条件和厂房大小的限制,钢箱梁通常采用厂内制作小节段梁段,桥位现场拼装成大节段然后进行架设,或者直接做成大节段,运输至桥位进行架设。吊装又分为陆上吊装和水上吊装,当陆上钢箱梁架设采用吊装时,需要考虑吊装操作空间、吊装吨位和对交通通行的影响。



a) 陆上架设



b) 崇启大桥水上架设

图 9-7 钢箱梁吊装架设

一、钢箱梁吊装架设

钢箱梁在吊装之前,需要做合理的节段划分。在确保结构受力基本不变的前提下,节段划分应基于国内已有的施工设备、运输能力,结合节段质量与长度的均匀性,同时兼顾施工方案的经济性。对多跨连续梁,在条件许可的情况下,可采用大段吊装方案,具有施工速度快、安装精度高和经济性好等优点。大跨度连续钢箱梁采用大节段吊装时,为减少搭设临时支架,除每联首节大节段钢箱梁支撑在两个主墩上外,首段长度可取边跨长度与次边跨长度的 $1/5 \sim 1/4$ 之和。其余梁段均一端支撑在主墩上,另一端则支撑在已就位梁段上(梁段间的支撑),在待装梁段接口顶板上设置牛腿,在已就位梁段接口顶板处设置临时支座,吊装时牛腿搭接在临时支座上,起到支撑及精确调位作用。图 9-8 为跨沪宁高速公路钢箱梁顶推架设图,图 9-9 为港珠澳大桥 110m 跨径连续钢箱梁首节段吊装。



图 9-8 跨沪宁高速公路钢箱梁顶推架设



图 9-9 港珠澳大桥大跨度连续钢箱梁首段吊装

吊装时,为了保证结构在架设期间的安全性,承包商应结合施工方案,对临时吊点、施工牛腿等进行专项设计,并对钢箱梁进行必要的加强。大节段安装调位过程中对钢箱梁控制断面或应力较大的断面进行监测,确保安装匹配过程中的结构应力安全。



待梁段吊装至设计位置后,与已架设的相邻梁段采用牛腿搭接,在合适的温度时段焊接定位马板。利用全封闭施工平台(参见图 9-10)进行接口处的施工,满足桥位环保要求、施工质量和安全要求。并且按照先顶板焊接,再完成腹板、底板对接焊接,然后拧紧箱梁顶板 U 肋或板肋的高强度螺栓,最后完成箱梁其余加劲肋对接焊接。环缝栓焊合格后进行接口处的涂装施工,并确保涂装质量。

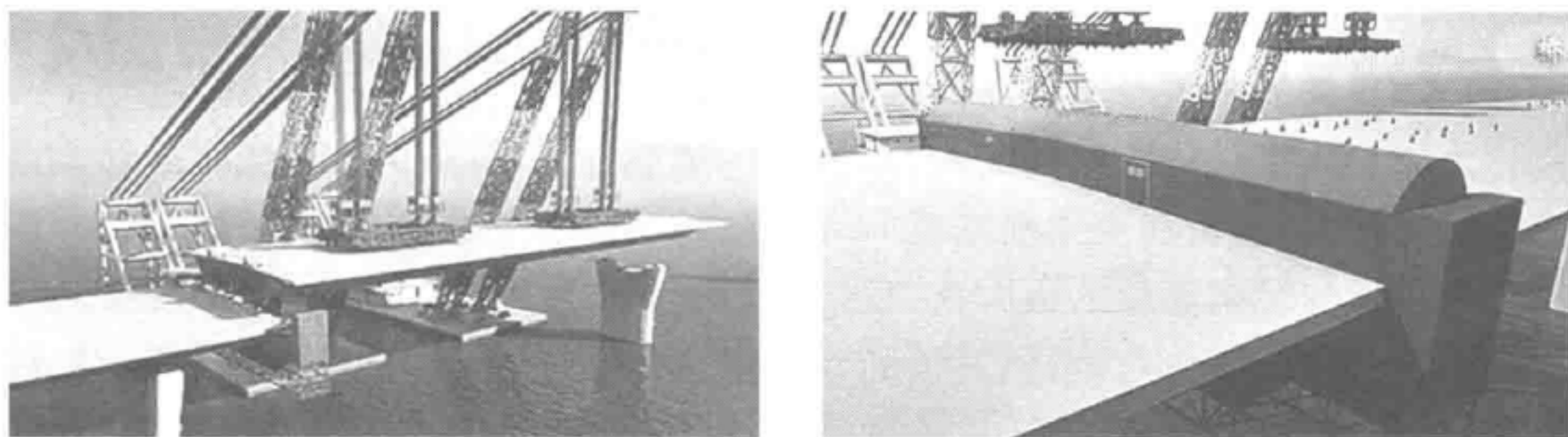


图 9-10 港珠澳大桥 110m 跨度连续钢箱梁吊装及封闭施工平台

二、钢箱梁顶推架设

1. 钢箱梁顶推施工的特点

为减小施工对交通的影响,对于不便于吊装安装的钢箱梁桥,通常采取钢箱梁顶推施工方法。顶推施工是借助于各子系统有机组合与协调工作来实现的。顶推施工的基本过程是沿桥梁纵轴方向的后台设置安装场,分阶段制作梁段,逐渐逐段焊接后通过施加水平力,借助滑块、滑道,同时克服滑块与滑道板之间的摩擦将梁体逐段向前顶推直至全桥就位,就位后落梁更换正式支座,形成最终结构。

钢箱梁顶推施工需要经历一个复杂而漫长的施工过程,结构中的各部分是在顶推施工过程中逐步形成的,各个施工阶段不仅结构受力体系不同,而且施工荷载与成桥状态也有一定的差异,造成结构在顶推过程的受力状态难以确定;另外,顶推时梁体结构通常刚度较成桥小,顶推过程中梁体承受正负交替弯矩,对钢结构顶推来说顶推过程的局部受力尤其应引起重视;再者钢箱梁顶推过程常常需设置临时设施,如临时墩、拼装平台、顶推导梁等。临时设施的安全性直接关乎梁体结构的安全,因此,顶推过程临时设施的重要性不亚于主体结构。

钢箱梁顶推施工全过程主要由以下几个阶段组成。

(1) 第一阶段。顶推前准备工作。本阶段主要完成大型临时结构的施工,如临时墩架设、拼装平台施工、钢导梁加工及拼装。

(2) 第二阶段。钢梁逐段顶推施工,直至主体结构顶推到位。本阶段施工重

点在于顶推过程梁体线形的控制。

(3)第三阶段。主体结构顶推到位后进行落梁与体系转换,完成顶推。本阶段重点在于确保体系转换过程结构的安全。

由钢箱梁顶推施工特点可知,顶推施工过程对梁体的受力状态,尤其是钢结构局部受力和顶推临时设施的工作状态应适时掌握并进行分析,对于大吨位连续顶推、多点连续顶推还应对顶推设备进行监控。

2. 钢箱梁顶推施工设计及计算分析

为减小顶推过程中主梁的内力,进而达到节省材料,降低施工成本或加大顶推跨度的目的,通常在主梁前端或两端设置导梁。从受力状态分析,导梁的控制内力是导梁与箱梁连接的最大正、负弯矩和下翼缘的最大支点反力。较长的导梁可以减小主梁的负弯矩,但过长的导梁也会导致导梁与箱梁连接处负弯矩和支反力的相应增加,合理的导梁长度应是主梁最大悬臂负弯矩与使用状态支点负弯矩基本接近。导梁的刚度在满足稳定和强度的条件下,宜选用较小的刚度及变刚度的导梁,这将在顶推时减小最大悬臂状态的负弯矩,使负弯矩的两个峰值比较接近。此外,在设计中要考虑动力系数,使结构有足够的安全储备。为减轻自重,最好采用从根部至前端为变刚度的或分段变刚度的导梁。

导梁的设计首先是拟定三个参数,即导梁长度、导梁的单位长度质量和导梁的弯曲刚度;在此基础上进行有限元分析,对导梁的强度、刚度和稳定性进行验算。

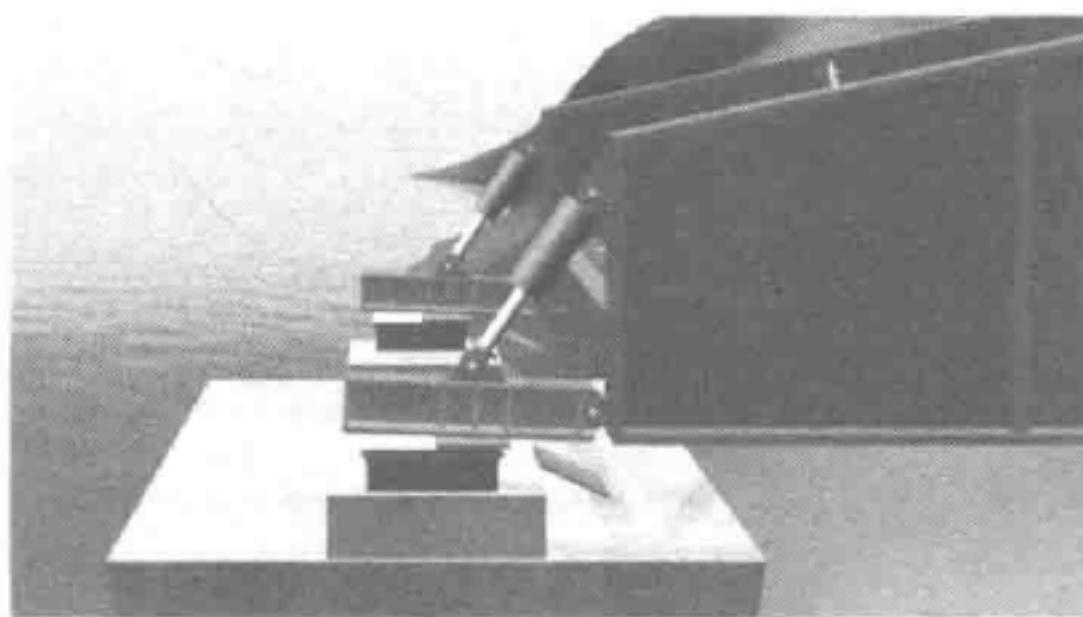


图 9-11 导梁前端千斤顶

根据以往经验,导梁的长度通常取顶推跨径的 $0.6 \sim 0.7$ 倍,导梁单位长度质量与顶推钢箱梁单位长度质量之比为 $1/10 \sim 1/5$ 。刚度为顶推钢箱梁刚度的 $1/10 \sim 1/5$ 。在顶推过程中,导梁前端常会有很大的竖向位移,为方便导梁前端够到支墩,导梁前端需安装一小吨位千斤顶,参见图 9-11。

顶推计算分析时,可用仅受压连接模拟拼装平台的支撑。对于存在竖曲线的滑道,通过强制位移来模拟导梁与钢箱梁线形与滑道线形存在相对位移的差值。施工阶段划分可取顶推 1m 长一个阶段,边界条件应在结构受力变形前施加。通过整个施工过程的模拟计算,可以计算出导梁和钢箱梁的最大应力包络图和最大反力包络。通过计算出的最大反力对关键部分进行局部受力分析,确保局部受力的强度和稳定满足设计要求。

第十章 钢箱梁涂装及桥面铺装设计

第一节 钢箱梁涂装设计

由于钢材与周围介质(大气、土壤、水等)接触发生了化学或电化学反应以后,就会形成新的金属化合物,使钢材失去原有的光泽、强度、韧性等,钢材不断被消耗使其受到破坏。钢材的锈蚀一般属于电化学腐蚀,还会受到其他因素的影响,加速其发生化学反应的因素有:湿度、温度、气候条件、电解质、铁锈、氧化皮等。如何避免或减缓钢箱梁钢材的锈蚀,目前最为经济的办法是采用涂装使钢材与锈蚀因素相隔绝。

一、钢箱梁防腐涂装体系设计

钢箱梁涂装体系应根据各部位所处的环境条件、工作条件和涂装维修的难易程度的不同,涂装的功能要求、类型和寿命也应不尽相同。根据《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》(JT/T 722—2008)给出的规定,涂装体系按保护年限长短分为普通型(10~15年)和长效型(15~25年);所处环境分为C1、C2、C3、C4、C5-I、C5-M腐蚀种类;钢箱梁涂装根据部位和方案的不同,可分为钢箱梁主体及挑臂外表面、钢箱梁主体内表面、桥面、钢箱梁特殊部位等。

钢箱梁主体及挑臂外表面(除桥面)是指除桥面车行道以外的、所有直接暴露于大气中的钢箱梁外表面部分,其防腐寿命应首先考虑耐腐蚀寿命长的涂装体系方案。

钢箱梁主体内表面是指箱内所有部分,该部分处于封闭环境中,根据桥梁规模大小有时需要设置抽湿系统,可保证箱内相对湿度小于50%,U肋在与桥面焊接前,其内侧应完成涂装,涂车间底漆一道。

桥面是指车行道及检修道铺装下的钢桥面部分,要求涂装体系与桥面钢板和铺装黏结层都具有足够的附着力,防腐寿命与铺装层相同。

防腐涂装设计,即是根据腐蚀环境、工作条件、防腐年限设计合理的涂装配套体系。

1. 涂装设计条件

(1)根据桥梁所处大气环境确定腐蚀等级。

(2)如钢箱梁内设置抽湿系统,相对湿度应控制在 50%以下。

(3)当桥面铺装层采用环氧沥青混凝土热铺装时,铺装温度约 230℃,桥面板下侧温度约 160℃。

(4)景观要求。钢箱梁外侧的面漆应具有较优的耐候性(保光泽性、保色性和自洁性等)。色相应与周边环境相协调(待有关方最后选定)。

(5)结构要求。构造上应避免滞水、积尘部位;所有钢材棱角部位应倒圆, $r \geq 2\text{mm}$ 。

(6)维修要求。为便于维修中涂膜检查,钢箱梁内侧面漆宜选用浅灰色。

2. 涂装设计寿命及要求

(1)当钢箱梁桥涂装面积大、维修工作量大且工作条件恶劣、养护成本非常高时,宜首选耐腐蚀寿命长的方案,以降低维护费用。

(2)当钢箱梁涂装面积较小、维修工作量小、养护成本相对较小且易维护时,可以适当降低涂装设计寿命。

对于重防腐涂装体系,防锈底漆应选用高性能防锈涂料,如无机富锌漆或有机富锌漆。中间漆选用封闭性较优的并与底漆和面漆相容性较好附着力较高的涂料,如环氧云铁漆,面漆选用耐候性(保光泽性、保色性等)较优、抗老化性能较强的涂料,如氟树脂等涂料。钢箱梁桥面的防锈漆上面设桥面铺装层(采用热铺法施工),防锈底漆的耐热温度应 $\geq 250^\circ\text{C}$,需采用厚膜型无机富锌漆,并与铺装层的防水层有很好的黏着力。

钢箱梁桥涂装体系可参照《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》(JT/T 722—2008)的规定执行,这里不再累述。

二、常用涂装配套体系层的特点

钢箱梁桥防腐涂装一般分为三层,即底漆、中间漆和面漆。重度防腐时,需在底漆和中间漆之间增加一道封闭涂层,面漆也需增加一道。底漆的作用是附着在钢材上,为以后施工的涂料提供基础,保护钢材免遭腐蚀等;中间漆的作用是增强整个体系的屏蔽性、减少外界的腐蚀介质的渗透,增加干膜厚度以及承上启下;面漆的作用是良好的保光保色性、不易粉化,具有指定的光泽、装饰性强等。表 10-1 为针对钢箱梁涂装常用的涂装层的特性进行说明。



涂装体系特性表

表 10-1

| 涂层 | 名称 | 涂层厚度 (μm) | 功 能 | 构 成 |
|------|-------------|---------------------------|---|--|
| 底漆层 | 环氧磷酸锌底漆 | ≥ 60 | 通过缓蚀和隔绝水汽的渗透来防锈 | 以环氧树脂、磷酸锌、防锈颜填料、助剂和溶剂等配制而成 |
| | 环氧富锌底漆 | 60~80 | 环氧树脂具有附着力, 锌粉起导电性和阴极保护作用, 电化学防锈为主 | 以环氧树脂、锌粉、硅酸乙酯为主要原料, 增稠剂、填料、助剂、溶剂等组成 |
| | 无机富锌底漆 | ≥ 80 | 以水或醇为溶剂。导电、阴极保护、耐高温、耐盐雾 | 主要分为水性无机富锌漆和醇溶性无机富锌漆; 由碱金属硅酸盐为成分一, 锌粉及颜料为组分二, 组成的双组分分装产品 |
| | 热喷铝或锌 | ≥ 100 | 耐磨、耐腐、耐热、隔热、抗氧化、防腐年限长 | 钢结构表面直接喷融化的锌、铝 |
| 封闭涂层 | 环氧封闭漆 | ≥ 25 | 在锌喷涂层、铝合金喷涂层、无机富锌漆表面作封闭涂层 | 由环氧树脂、聚酰胺树脂、颜料、助剂和稀释剂等组成 |
| 中间漆 | 环氧(厚浆)漆 | ≥ 80 | 优异的附着力和耐久性, 耐磨性及耐冲击性能; 优良的耐盐水性, 耐油性、耐碱性及一定程度的耐酸性, 也可做面漆 | 由环氧树脂、改性树脂、防腐颜料、着色颜料、助剂、溶剂和固化剂等组成 |
| | 环氧(云铁)漆 | ≥ 120 | 漆膜坚韧, 具有良好的附着力、柔韧性、耐磨性和封闭性能 | 以灰色云母氧化铁为颜料, 以环氧树脂为基料, 聚酰胺树脂为固化剂等组成两罐装冷固化环氧涂料 |
| 面漆 | 丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆 | ≥ 70 | 耐候性、保光、保色性、耐化学品性、耐盐雾性能, 漆膜坚韧, 良好的耐冲击性和耐磨性, 优异的装饰性能 | 以脂肪族异氰酸酯和含羟基的丙烯酸树脂为基料, 并配以耐候性颜料、助剂等组成双组分高性能防腐蚀面漆 |
| | 聚硅氧烷面漆 | ≥ 100 | 优异的耐水、耐盐水及耐化学品腐蚀性能, 优良的附着力, 耐冲击性和柔韧性, 卓越的耐候性和保色保光性 | 由含羟基的聚硅氧烷树脂、脂肪族异氰酸酯固化剂、高级颜料、助剂、溶剂等组成 |
| | 氟碳树脂漆 | ≥ 40 | 保光、保色性、耐候性及耐热、耐腐蚀、耐化学品、耐沾污、耐摩擦 | 高级氟碳树脂、特种树脂、主要成膜物质的双组分自干涂料 |
| | 氟碳面漆 | ≥ 40 | 漆膜坚韧、耐冲击; 涂层耐水、耐盐水、耐介质腐蚀; 良好的抗渗透屏蔽性能; 对除锈等级要求较低, 可手工除锈 | 由环氧树脂、鳞片状云母氧化铁、复合缓蚀剂、改性固化剂等组成的双组分环氧漆 |

注: 各个涂层不能任意搭配, 需要进行体系配套。可依照规范《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》(JT/T 722—2008) 进行配套体系选择。

三、钢箱梁涂装案例

1. 崇启大桥主桥

崇启大桥主桥为 102m+4×185m+102m 连续钢箱梁,是目前国内最大跨度连续钢箱梁桥,由中交公路规划设计研究院于 2008 年完成初步设计,2009 年完成施工图设计。初步设计完成后委托中国铁道科学研究院对崇启大桥关键技术进行研究,并于 2009 年 3 月编制完成了《崇启大桥大跨度连续钢箱梁关键技术研究》。

崇启大桥初步设计涂装设计主要有:

(1)钢箱梁主体及挑臂外表面(除桥面)。其是指除桥面车行道以外的、所有直接暴露于大气中的钢箱梁外表面部分,其防腐寿命要求为 30 年以上。

(2)钢箱梁主体内表面。其是指箱内所有部分,该部分处于封闭环境中,并设置有抽湿系统,可保证箱内相对湿度小于 50%,防腐寿命要求为 50 年。U 肋在与桥面焊接前,其内侧应完成涂装,涂车间底漆一道。

(3)桥面其是指车行道及检修道铺装下的钢桥面部分,要求涂装体系与桥面钢板和铺装黏结层都具有足够的附着力,防腐寿命与铺装层相同。

崇启大桥初步设计涂装体系选用,参见表 10-2。

初步设计采用的涂装体系设计 表 10-2

| 结 构 部 位 | 涂层 | 涂装体系 | 膜厚(μm) |
|-------------------------------|------|----------------|--------|
| 钢箱梁主体及挑臂外表面(除桥面) | 车间底漆 | 抛丸除锈达到 Sa2.5 级 | |
| | | 环氧富锌底漆 | 60~80 |
| | 二次涂装 | 喷砂 Sa2.5 级 | |
| | | 无机富锌底漆 | 75 |
| | | 环氧封闭漆 | 25 |
| | | 环氧云铁中间漆 | 140 |
| | | 聚氨酯面漆 | 40+40 |
| 钢箱梁主体内表面(要求配抽湿设施,相对湿度 RH≤50%) | 车间底漆 | 喷砂 Sa2.5 级 | |
| | | 醇溶性无机硅酸锌车间底漆 | 20 |
| | 二次涂装 | 喷砂 Sa2.5 级 | |
| | | 环氧厚浆漆 | 70+70 |
| 桥面板顶面 | 车间底漆 | 喷砂 Sa2.5 级 | |
| | | 无机硅酸锌车间底漆 | 20 |
| | | 喷砂 Sa2.5 级 | |
| | 底漆 | 环氧富锌漆 | 75 |

注:崇启大桥钢箱梁内设置安装抽湿系统,以确保箱内湿度小于 50%,抽湿系统的设计委托专业人员设计完成。



2. 港珠澳大桥深水区非通航孔 110m 连续钢箱梁涂装设计

港珠澳大桥深水区非通航孔桥防腐涂装体系是根据《公路桥梁钢结构防腐涂装计算条件》(JT/T 722—2008)的要求,防腐涂装设计保护年限大于 30 年,选耐腐蚀寿命长的重防腐涂装体系。采用的涂装体系见表 10-3。

港珠澳大桥深水区非通航孔桥防腐涂装体系

表 10-3

| 部 位 | | 涂装体系及用料 | 技术要求(最低干膜厚度) | 场地 |
|---|-----------|----------------|--------------------------------------|----|
| 钢箱梁外表面(含桥面路缘石、护栏底座、路灯底座、外部检查车轨道和连接构件等,除钢桥面外) | | 表面净化处理 | 无油、干燥 | 工厂 |
| | | 二次表面喷砂除锈 | Sa2.5 级, $Rz30\sim70\mu m$ | 工厂 |
| | | 环氧富锌底漆 2 道 | $2\times50\mu m$ | 工厂 |
| | | 环氧云铁中间漆 2 道 | $2\times100\mu m$ | 工厂 |
| | | (非自清洁)氟碳面漆 2 道 | $2\times40\mu m$ | 工厂 |
| 钢箱梁(含箱形横梁)内表面(含梁内检查车轨道、电缆支架等附属件),钢箱梁内除湿系统保持湿度小于 45% | | 焊缝修补 | 同上要求 | 工地 |
| | | 二次表面喷砂除锈 | Sa2.5 级, $Rz30\sim70\mu m$ | 工厂 |
| | | 环氧富锌底漆 1 道 | $80\mu m$ | 工厂 |
| | | 环氧厚浆漆 1 道 | $120\mu m$ | 工厂 |
| | | 焊缝修补 | 机械打磨除锈 St3 级后涂上述同部位油漆 | 工地 |
| 钢 桥 面 (含行车道和中央分隔带) | 临时防护 | 喷砂除锈 | Sa2.5 级, $Rz25\sim50\mu m$ | 工厂 |
| | | 环氧磷酸锌底漆 | $60\mu m$ | 工厂 |
| | 桥面铺装前涂装 | 二次表面抛丸除锈 | Sa2.5 级, $Rz25\sim50\mu m$ | 工地 |
| | | 环氧富锌底漆 1 道 | $80\mu m$ | 工地 |
| 高强度螺栓连接部位 | 摩擦面 | 二次表面喷砂除锈 | Sa2.5 级, $Rz30\sim70\mu m$ | 工厂 |
| | | 无机富锌防锈防滑涂料 | $120\pm40\mu m$ | 工厂 |
| | 钢箱梁内螺栓终拧后 | 表面处理 | 除油除污,对螺栓、螺帽、垫圈的外露部位机械打磨 St3 级 | 工地 |
| | | 底漆涂装 | 对螺栓、螺帽、垫圈的外露部位涂装环氧富锌底漆 1 道 $80\mu m$ | 工地 |
| | | 整体涂装环氧厚浆漆 | $120\mu m$ | 工地 |
| | | | | |

第二节 钢箱梁桥桥面铺装

一、钢桥面铺装应用发展过程

我国首次研究钢桥面铺装起于 20 世纪 80 年代的肇庆马房桥,采用的是胶粉复合改性沥青,首次系统研究起于广东虎门大桥(SMA 铺装技术),1997 年 5 月通车,后来武汉白沙洲大桥、江阴长江大桥、宜昌长江公路大桥等采用了类似的铺装技术。1997 年首次在香港青马大桥应用浇筑式沥青混凝土铺装技术,2003 年在山东胜利黄河公路大桥首次采用浇筑式沥青混凝土铺装,2004 年安庆长江大桥称为长江上第一座采用浇筑式沥青混凝土铺装的钢桥。之后深港西部通道、长沙三汊矶大桥、贵州北盘江大桥也采用了同样的铺装技术。我国于 2000 年在南京长江二桥上首次采用环氧沥青混凝土铺装技术(美国环氧技术),2005 年在润扬长江大桥再次使用,后来出现了国产环氧、日本环氧沥青混凝土。之后,南京三桥、苏通大桥、湛江海湾大桥、杭州湾大桥等采用了环氧沥青混凝土铺装。由于环氧沥青修补技术难度大,目前在应用上受到一定的阻碍。我国于 2002~2005 年对桥面铺装材料与技术进行了较为系统的研究。对桥面铺装力学条件、铺装结构、材料技术指标等内容进行一次系统、全面的研究,并把推荐的几种典型的铺装结构,列入了《公路沥青路面设计规范》(JTG D50—2006)并应用至今。2006 年 9 月交通部发布了由重庆交通科研设计院主编的《公路钢箱梁桥面铺装设计与施工技术指南》(交工编字[2006] 274 号),弥补了国内桥面铺装设计与施工的空白,为我国钢箱梁桥面铺装的设计提供了技术指导,为施工控制提出了具体的检测方法和指标。目前交通部把钢桥铺装养护与管理技术研究列为西部课题,目前正在研究之中,将对各类铺装的典型病害提出有效的处治措施,并制定相应的桥面管理办法。“苏通大桥建设关键技术研究”和“港珠澳大桥跨海集群工程建设关键技术与示范”中,列专题对钢桥面铺装的关键技术开展了深入研究。在十余年的发展期间,对各类大跨径钢桥,结合其自身特点,开展了桥面铺装专题研究,累计有约 20 多项。现有铺装结构与材料在一定程度上延缓了早期病害的发生,改善了桥面铺装的使用性能,提高了使用寿命,但其实实际使用寿命有待于进一步提高。对于特殊的使用条件(海洋性气候环境、大跨径桥梁、存在重载高温等),国外的铺装技术无法满足,国内的铺装技术还存在不足,需要针对各典型铺装方案开展深入的研究。



二、钢桥面典型铺装结构及特点

钢桥面铺装面层类型主要有热拌沥青混凝土或改性密级配沥青混凝土、高温拌和浇筑式沥青混凝土、沥青玛蹄脂混凝土和环氧树脂沥青混凝土。

1. 改性沥青 SMA 混合料铺装层

早期由于对 SMA 和钢桥面铺装认识不足,在 SMA 钢桥面铺装应用中出现了车辙、推移、裂缝等多种病害。随着材料和技术的进步,目前各项综合性能有较大提升。该铺装方案工艺日趋成熟、施工控制较为简单,适用于面积小、无特殊要求的市政公路桥。

主要优点:柔韧性、抗松散、抗裂能力强;具有良好的耐久性和防水性能;抗塑流和抗永久变形的能力强;具有粗糙的表面构造,防滑性能好。

主要缺点:结构整体密水性有限,疲劳耐久性欠佳,铺装层较厚(大于 60mm),对集料要求高,保质年限短。特别是在一些比较重要的大跨径桥梁上,目前很少应用。

1997 年 5 月建成通车的虎门大桥钢桥面铺装采用的是 70mm 厚的细粒式改性沥青混凝土铺装,通车以来铺装层已经进行了多次重修。由于原钢箱梁结构局限性,铺装层的设计方案一直无法解决钢板疲劳变形引起的使用寿命缩短问题,且维修的周期越来越短,主要表现为开裂、推移、坑槽、车辙等病害。后来采用 35mm+35mm 双层 TAF 环氧沥青混凝土铺装进行了大修。黏结层采用日本的 taf 环氧树脂。图 10-1 为虎门大桥发生病害的桥面铺装。表 10-4 为改性沥青 SMA 应用工程。

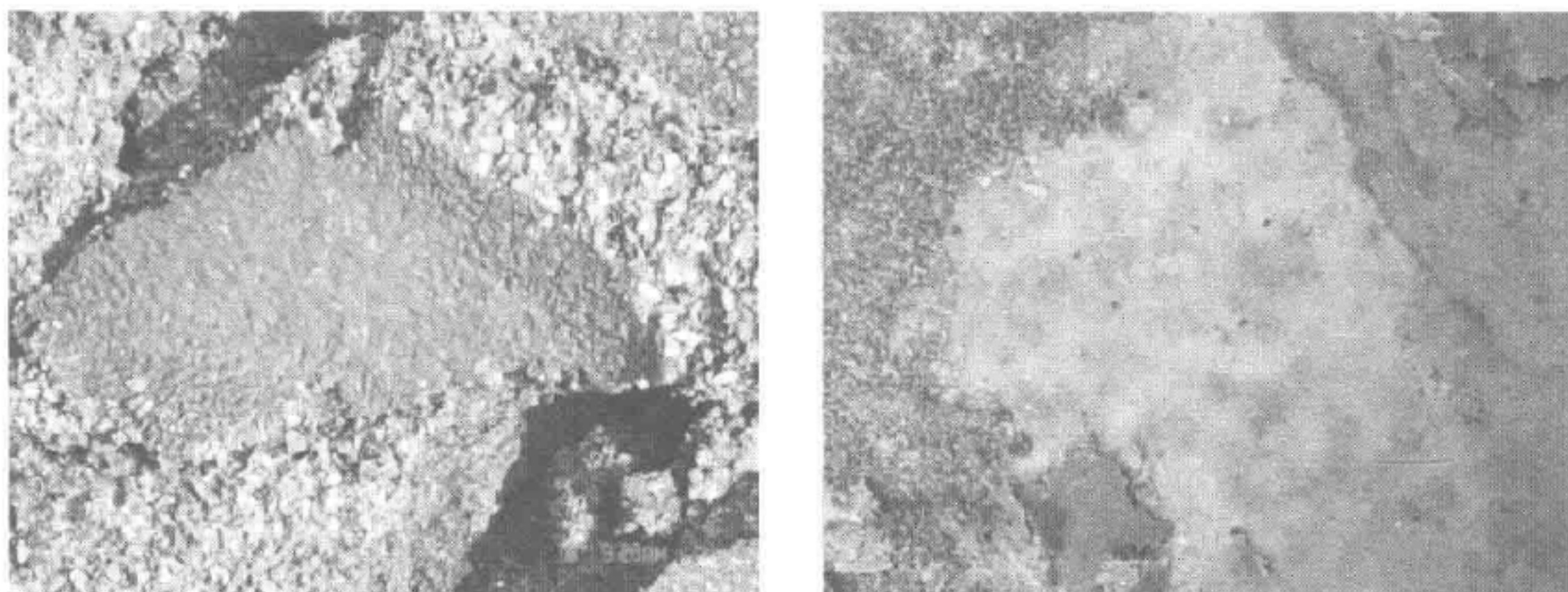


图 10-1 虎门大桥采用改性沥青

改性沥青 SMA 应用工程 表 10-4

| 桥 梁 名 称 | 地 址 | 现铺装结构 | 使用情况 | 通车时间 |
|-----------|------|----------|-----------|-------------|
| 重庆鹅公岩长江大桥 | 重庆 | 双层 SMA | 病害多、未翻修 | 2000 年 12 月 |
| 厦门海沧大桥 | 厦门 | 双层 SMA | 病害多、已翻修多次 | 1999 年 12 月 |
| 武汉军山大桥 | 湖北武汉 | 双层 SMA | 病害多、已翻修多次 | 2001 年 9 月 |
| 上海芦浦大桥 | 上海 | 双层 SMA | 无病害 | 2003 年 6 月 |
| 虎门大桥 | 广东东莞 | SMA、EA 等 | 病害多、已翻修多次 | 1997 年 5 月 |
| 柳州红光大桥 | 广西柳州 | 双层 SMA | 使用情况良好 | 2005 年 1 月 |
| 宜昌西陵长江大桥 | 湖北宜昌 | ERS | 病害多 | 2006 年 4 月 |
| 杭州江东大桥 | 浙江杭州 | 双层 SMA | 车辙、推移等病害 | 2008 年 12 月 |
| 宜昌长江公路大桥 | 湖北宜昌 | 双层 SMA | 有病害、已翻修 | 2010 年 6 月 |

2. 高温拌和浇筑式沥青混凝土

该铺装方案在引入我国后,根据我国国情,对结构和材料进行调整和优化,形成了浇筑式+SMA 铺装典型结构。该方案在我国最长使用寿命已经超过了 12 年。无论从施工质量可靠度,还是后期养护管理,与同类方案相比,具有明显优势。随着人们对桥面铺装使用要求的提高和混合料稳定性的改善,浇筑式+高弹体改性沥青 SMA 方案应用更为广泛,主要应用在大跨径的钢桥和跨海大桥已经耐久性要求较高的钢桥上(表 10-5),重载极为苛刻的桥梁慎用。

主要优点:空隙率接近零,具有优良的防水、抗老化性能,无需设置防水层;抗裂性能强,对钢板的追从性、与钢板之间的黏结性能好于一般沥青混合料。

主要缺点:高温稳定性差,易形成车辙。

1999 年 9 月建成通车的江阴长江大桥,当时为了解决钢箱梁导热性强,夏天温度很高,冬天温度很低,沥青的特性很难两面兼顾的问题,经一年多的研究与试验,最后采用的是 50mm 厚的浇筑式沥青混凝土铺装。大桥通车后,交通量迅猛增长,超载车数量和超载量均大幅度增加,在高负荷的交通运营下,桥面铺装层出现大面积破坏,特别是 2002 年进入冬季后,损坏急剧恶化,出现铺装层整块推移、脱落,在进行了大范围维修后,病害并没有得到有效控制,后来采用环氧树脂沥青铺装结构进行了重铺,取得了很好的效果。图 10-2 为车辙维修痕迹及正在维修的江阴长江大桥桥面铺装。图 10-3 为采用环氧树脂沥青进行重铺后的江阴长江桥面铺装良好。

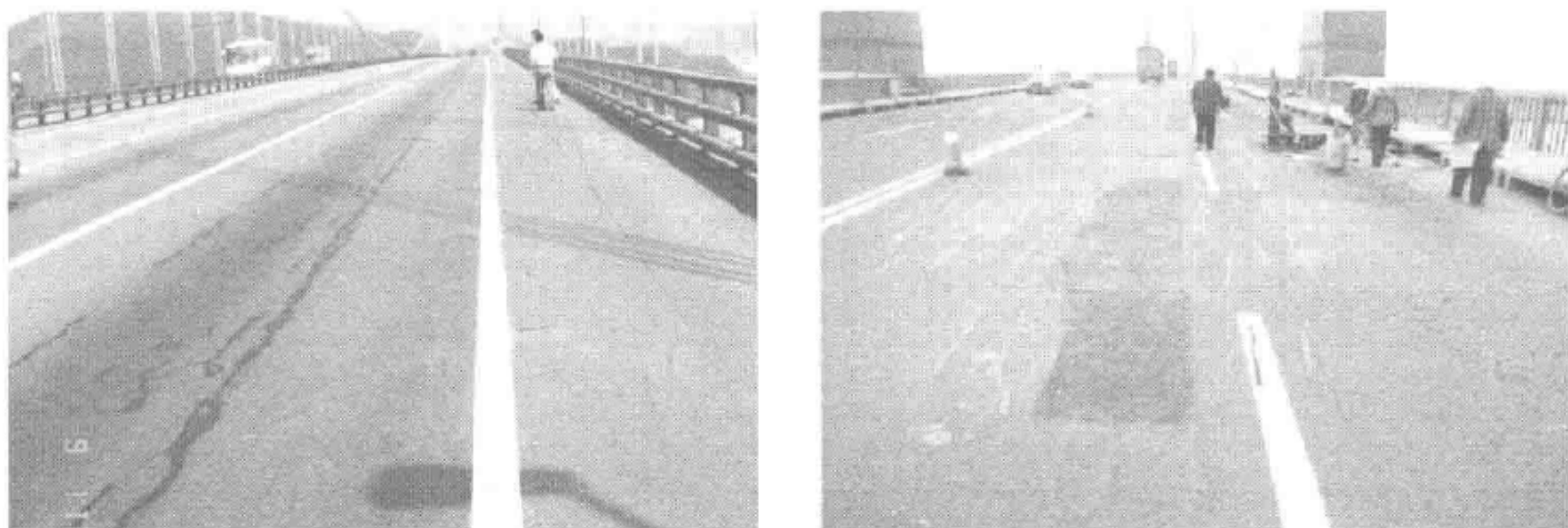


图 10-2 江阴长江大桥原桥面铺装病害及维修(浇筑式沥青铺装)

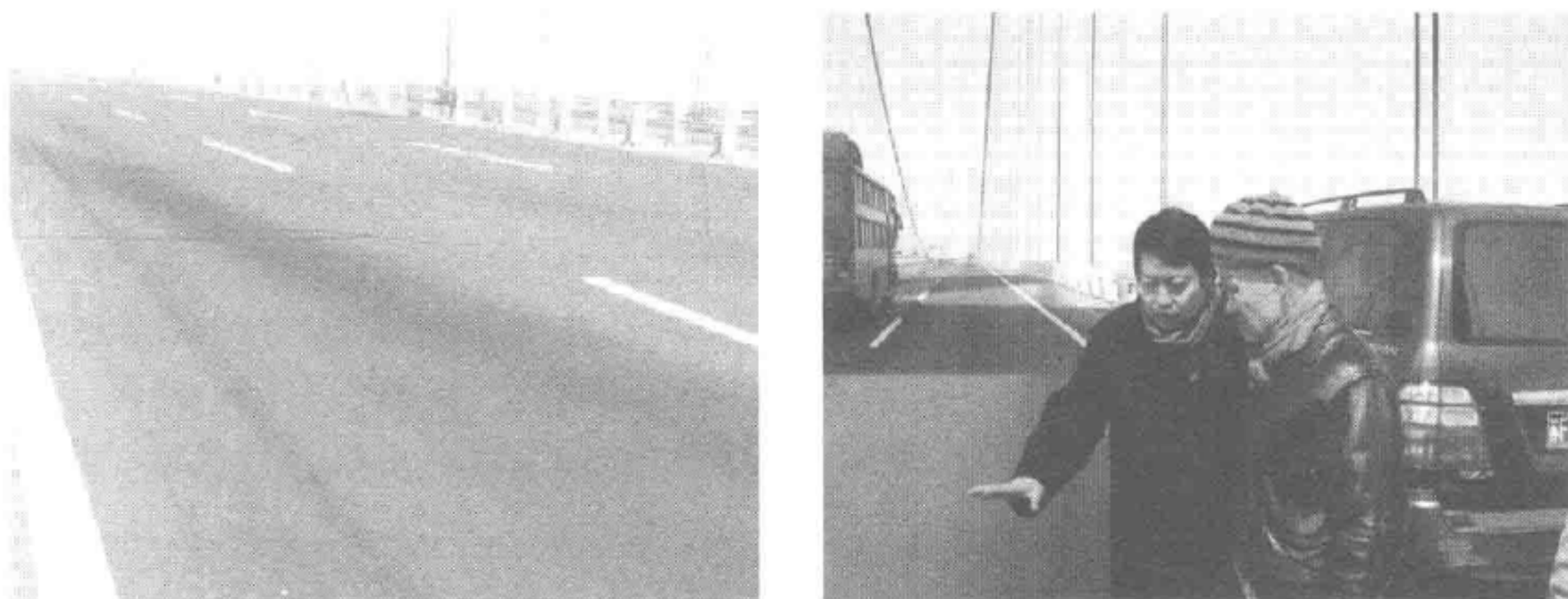


图 10-3 江阴长江大桥桥面铺装效果良好(环氧树脂沥青)

浇筑式沥青+SMA 应用工程 表 10-5

| 桥梁名称 | 地址 | 现铺装结构 | 使用情况 | 通车时间 |
|-----------|------|--------|----------|-------------|
| 香港青马大桥 | 香港 | GA | 少量病害 | 1997 年 5 月 |
| 胜利黄河大桥 | 山东东营 | GA+SMA | 有病害 | 2003 年 7 月 |
| 安庆长江大桥 | 安徽安庆 | GA+SMA | 使用良好 | 2004 年 7 月 |
| 天津子牙河大桥 | 天津 | GA+SMA | 使用良好 | 2004 年 8 月 |
| 长沙环线三汊矶大桥 | 湖南长沙 | GA+SMA | 使用良好 | 2006 年 8 月 |
| 汕头礮石大桥 | 广东汕头 | GA+SMA | 有病害、多次修补 | 2007 年 1 月 |
| 深圳湾公路大桥 | 香港 | GA+SMA | 使用良好 | 2007 年 7 月 |
| 重庆菜园坝长江大桥 | 重庆 | GA+SMA | 使用良好 | 2007 年 10 月 |
| 贵州北盘江大桥 | 贵州兴仁 | GA+SMA | 使用良好 | 2008 年 11 月 |

续上表

| 桥 梁 名 称 | 地 址 | 现铺装结构 | 使用情况 | 通车时间 |
|-----------|------|--------|------|------------|
| 重庆朝天门长江大桥 | 重庆 | GA+SMA | 使用良好 | 2009 年 4 月 |
| 南宁大桥 | 广西南宁 | GA+SMA | 使用良好 | 2009 年 6 月 |
| 福州鼓山大桥 | 福建福州 | GA+SMA | 使用良好 | 2010 年 5 月 |
| 上海闵浦二桥 | 上海 | GA+SMA | 使用良好 | 2010 年 5 月 |
| 赣州公路大桥 | 江西赣州 | GA+SMA | 使用良好 | 2010 年 8 月 |

3. 环氧沥青混凝土铺装

环氧沥青混凝土相对其他类型沥青混凝土,具有明显的强度优势,高温抗车辙能力高于其他结构,较好地满足了我国重载交通的要求。从 2000 年引入内地后,得到了较为广泛的应用(表 10-6)。由于其特殊的材料构造,对施工条件和工艺有特殊的要求,特别是湿度、温度和时间控制要高于其他结构。因此,由此引发的早期病害非常普遍。除此之外,需要较长的时间养护才能达到设计强度,同时养护修补比较困难。这也是该技术在國內应用步伐缓慢的一个重要因素。在使用条件(交通、温度)苛刻的部分地区的钢桥上具有应用优势。

主要优点:强度高;高温时抗塑流和永久变形能力很强,低温抗裂性能很好;具有极好的抗疲劳性能;具有高度的抵抗化学物质侵蚀的能力,包括溶剂、燃料和油。

主要缺点:对施工设备和条件要求高,养护修补困难。

环氧沥青混凝土应用工程 表 10-6

| 桥 梁 名 称 | 地 址 | 现铺装结构 | 使用情况 | 通车时间 |
|----------|------|---------|-----------|-------------|
| 南京长江二桥 | 江苏南京 | 环氧沥青混凝土 | 存在较多病害 | 2001 年 3 月 |
| 南京长江三桥 | 江苏南京 | 环氧沥青混凝土 | 存在较多病害 | 2005 年 1 月 |
| 润扬长江大桥 | 江苏扬州 | 环氧沥青混凝土 | 病害多,多次修补 | 2005 年 5 月 |
| 湛江海湾大桥 | 广东湛江 | 环氧沥青混凝土 | 病害多,处治多次 | 2006 年 12 月 |
| 武汉阳逻大桥 | 湖北武汉 | 环氧沥青混凝土 | 存在较多病害 | 2007 年 12 月 |
| 杭州湾跨海大桥 | 浙江杭州 | 环氧沥青混凝土 | 较多病害,处治多次 | 2008 年 5 月 |
| 苏通长江公路大桥 | 江苏苏州 | 环氧沥青混凝土 | 使用良好 | 2008 年 5 月 |
| 珠江黄埔大桥 | 广东广州 | 环氧沥青混凝土 | 病害多,处治多次 | 2008 年 9 月 |
| 武汉天兴洲大桥 | 湖北武汉 | 环氧沥青混凝土 | 有病害 | 2009 年 2 月 |



续上表

| 桥梁名称 | 地址 | 现铺装结构 | 使用情况 | 通车时间 |
|----------|------|---------|-------|-------------|
| 贵州坝陵河大桥 | 贵州关岭 | 环氧沥青混凝土 | 鼓包、裂缝 | 2009 年 12 月 |
| 上海闵浦大桥 | 上海 | 环氧沥青混凝土 | | 2010 年 5 月 |
| 鄂东长江公路大桥 | 湖北黄石 | 环氧沥青混凝土 | | 2010 年 10 月 |
| 荆岳大桥 | 湖北荆州 | 环氧沥青混凝土 | | 2010 年 12 月 |

三、钢桥面铺装存在的问题

目前国内钢桥面铺装的质量问题较为突出,疲劳开裂、车辙以及钢板预铺装层间滑移是铺装破坏的主要形式,部分桥面铺装频繁维修,严重时影响到车辆通行、行车安全及钢结构损伤,造成经济损失和不良的社会影响。

1. 病害发生早且多

单桥超过 10 000m²,未出现任何病害的极少,70%的钢桥面铺在通车一年后出现病害。例如,2007 年 12 月通车的武汉阳逻长江大桥采用双层 60mm 厚的环氧沥青混凝土结构,黏结剂采用的是美国 ChemoCo 公司生产的环氧沥青。通车一两年后出现了早期的病害,如图 10-4 所示。

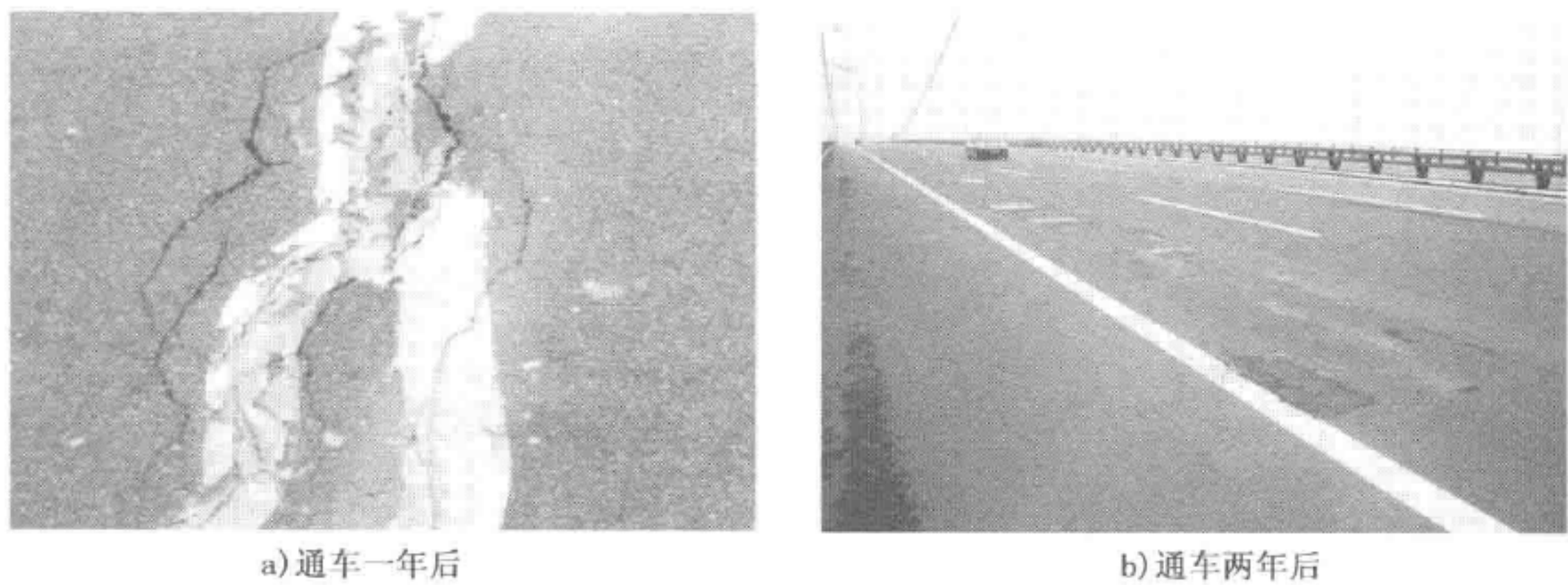


图 10-4 武汉阳逻大桥桥面铺装病害

2. 施工控制不到位对材料的施工技术要求过于苛刻

2008 年 12 月建成通车的广州黄埔大桥,日交通量 5 000~8 000 辆,采用 60mm 环氧沥青混凝土,通车两年出现了各类病害累计 100 多处,累计修补面积超过 1 000m²,破坏率接近 2%。如图 10-5 所示为 2005 年 10 月通车的润扬大桥北汊桥采用的环氧沥青铺装,通车 3~6 年,桥面 70%出现病害。如图 10-6 所

示为润扬大桥北汊桥修复中的桥面铺装。

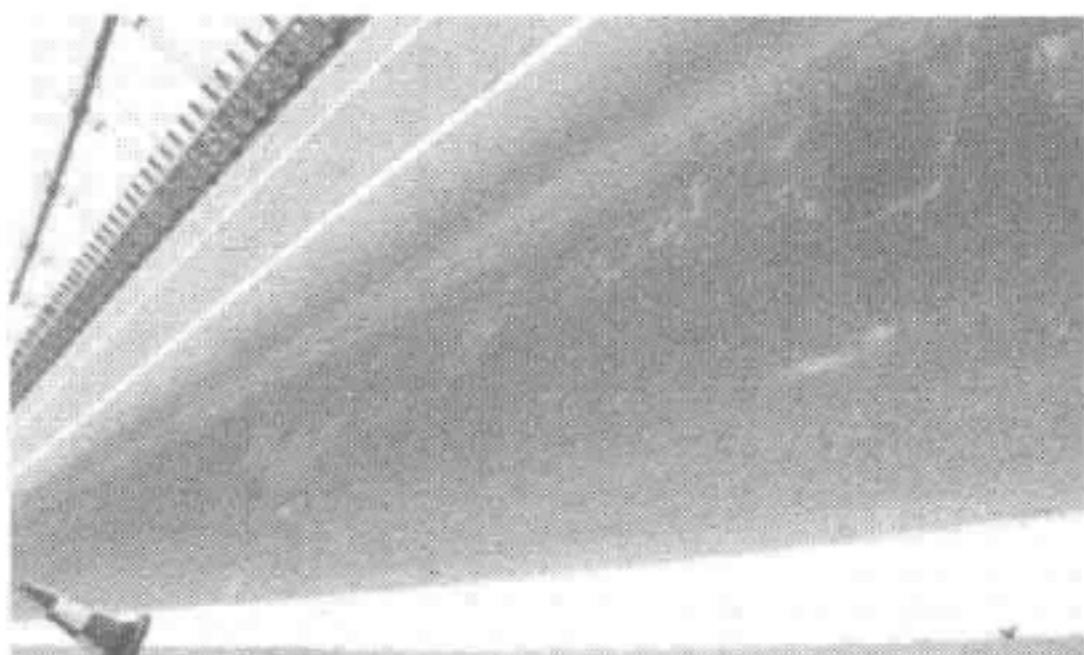


图 10-5 广州黄埔大桥桥面铺装修补痕迹



图 10-6 润扬大桥北汊桥修复中的桥面铺装

3. 部分新材料不成熟

2001 年 9 月建成的宜昌长江公路大桥采用的是双层 SMA 铺装,铺装下层厚度为 37mm,铺装上层为 33mm,该桥通车八年后,改性沥青面层与钢桥面板间产生剪切滑移以及箱梁温度破坏等因素导致铺装层破坏,主要病害表现为:推移、波浪、开裂、车辙、拥包等。2010 年 6 月采用 ERS 方案进行了整体翻修,翻修后通车仅两个月,就出现较为严重的车辙、坑洞等病害,又再次进行了翻修。图 10-7 为宜昌公路长江大桥桥面铺装病害及维修。



a)大修中的桥面铺装



b)严重推移导致的裂痕

图 10-7 宜昌长江公路大桥桥面铺装

4. 重载、高温极为苛刻

2000 年 9 月建成通车的武汉白沙洲大桥采用双层 SMA 铺装,使用不到四年桥面铺装发生两次滑移,2003 年国庆前夕,桥面铺装发生通车以来最大病害,主要为纵向加劲肋顶上方和横隔板上方铺装层的表面裂缝和滑移,最大滑移



面积达 29m^2 。2004 年 8 月又出现了较为严重的滑移开裂,发生推移的桥面面积达到 300m^2 。从修复现场发现滑移开裂部位的铺装层与钢板间已脱空,防水黏结层已经彻底失去作用,铺装层与钢板两者之间无法达到变形协同作用。武汉白沙洲大桥大面积病害如图 10-8 所示。

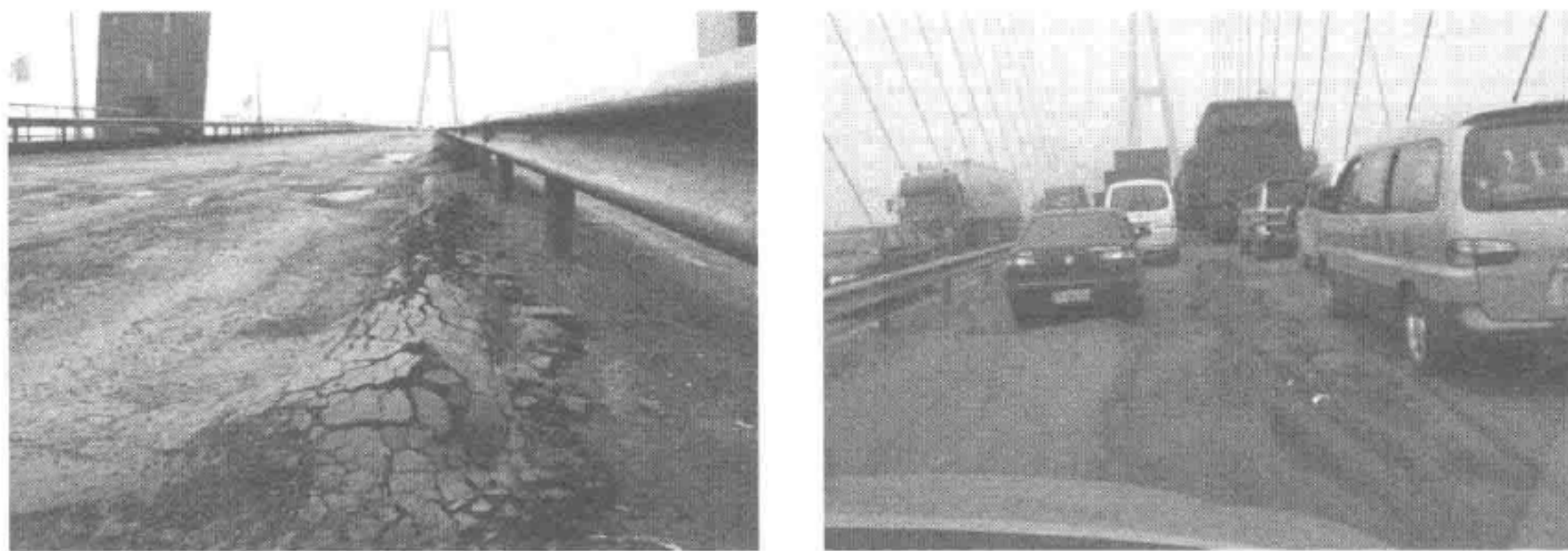


图 10-8 武汉白沙洲大桥桥面铺装大面积病害

四、钢桥面铺装选择与设计

1. 钢桥面铺装选择原则

钢箱梁桥铺装选择需要根据桥梁结构特点、运行交通荷载、自然环境要求,考虑地材情况、施工条件、工期要求,结合本地桥面铺装工程经验及国内同类型桥梁桥面铺装工程经验,进行桥面铺装结构选择与设计。自然环境的影响主要表现在温度与湿度两个方面,而温度是影响沥青混合料性能的重要因素。交通荷载是使桥面铺装发生破坏的最根本的原因,不同类型的轴载给铺装材料带来不同程度的损坏。在行车荷载和温度变化的多次反复作用下,会引起桥面铺装层的开裂破坏,这是各种类型桥面铺装的主要破坏形式。铺装层各层之间的模量越接近,则荷载作用下的各层层间剪应力越小,对于钢桥面而言,钢板与沥青混合料模量之比可达到 $200:1$,这将造成非常大的层间剪应力。

在全部工作温度范围内,对于结构刚度小、纵横坡大、交通量大、荷载重而需要提供较大层间抗剪连接的桥面,应选择反应性树脂防水层的铺装结构、兼具防水和铺装下层功能的浇筑式沥青混凝土防水层(下层)的铺装结构和环氧沥青混凝土铺装结构。并根据桥面铺装的防水要求、气候交通条件、桥面系结构特点、恒重限制等合理选择下层和面层沥青混凝土类型。图 10-9 为钢桥面铺装设计流程。

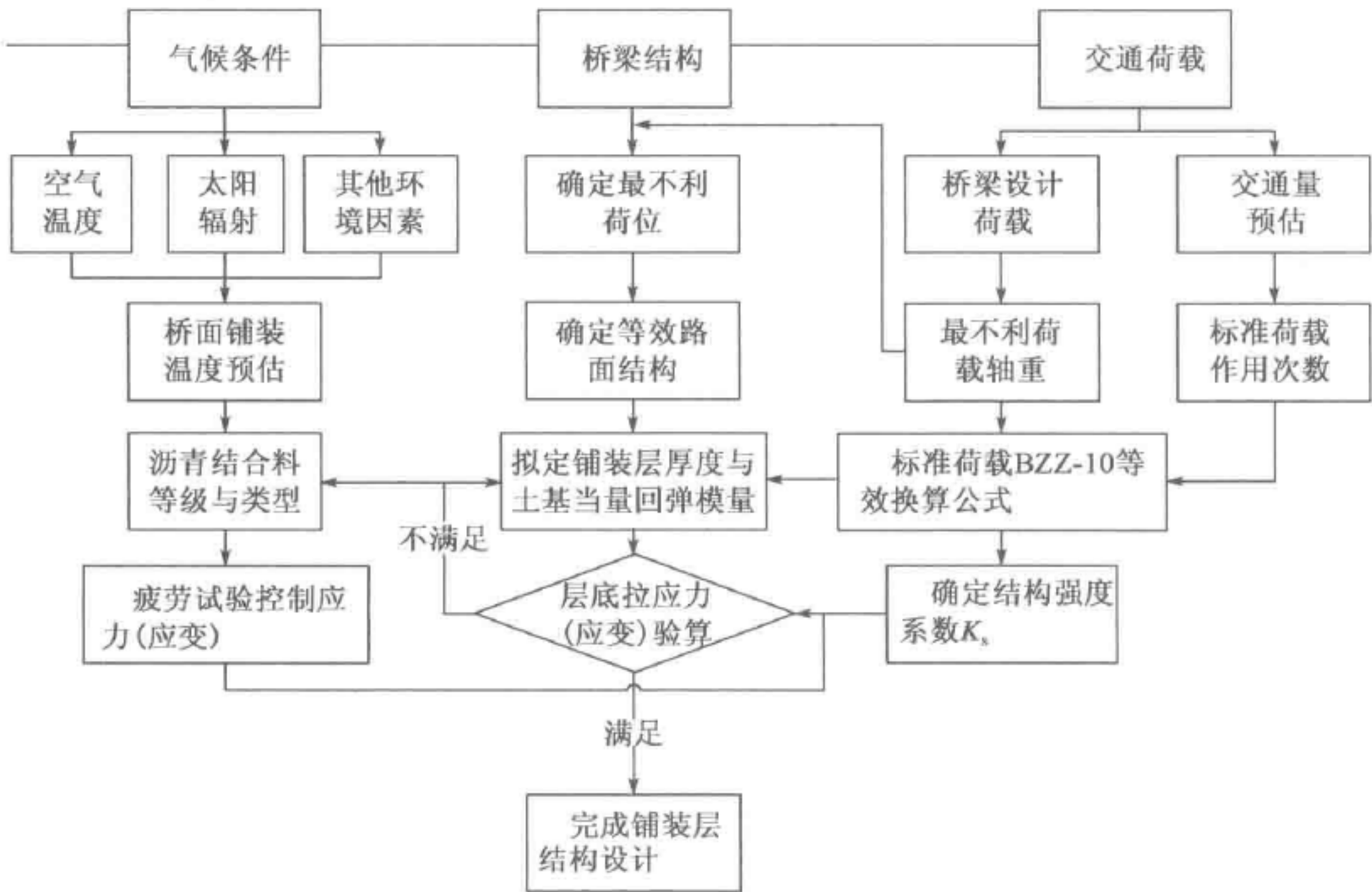


图 10-9 钢桥面铺装设计流程

2. 钢桥面铺装设计

钢箱梁桥桥面铺装设计主要内容包括行车道铺装设计、中央分隔带铺装设计和桥面排水设计。根据桥面铺装结构层位及功能可分为钢桥面板防腐涂装层、防水层黏结、保护层(铺装底层)和磨耗层(铺装面层)。

(1) 钢桥面板防腐涂装层

通过涂层将钢板与外界腐蚀环境隔开,敦化缓蚀作用,增加油漆层的附着力。

(2) 磨耗层(铺装面层)

钢桥面铺装层的主要功能是在设计期内为车辆提供稳定、平整的行驶路面,要求铺装层具有较高的强度及耐久性,较好的耐磨性及抗滑性,优良的高温稳定性、低温抗裂性以及防水防渗透能力。

(3) 保护层(铺装底层)

该层具有良好的承重和传递荷载的性能、良好的泌水性和适应桥梁结构变形的能力。

(4) 防水黏结层

防水黏结层是整个桥面铺装结构形成有机整体的关键。防水黏结层除了防



止水分下渗锈蚀钢板,还应黏结钢桥面板与铺装层,使之成为一个整体,并且能够作为应变吸收层。

基于以上钢桥面铺装各层的功能和性能要求,钢桥面铺装设计时,应对以下铺装体系指标进行研究,如图 10-10 所示。

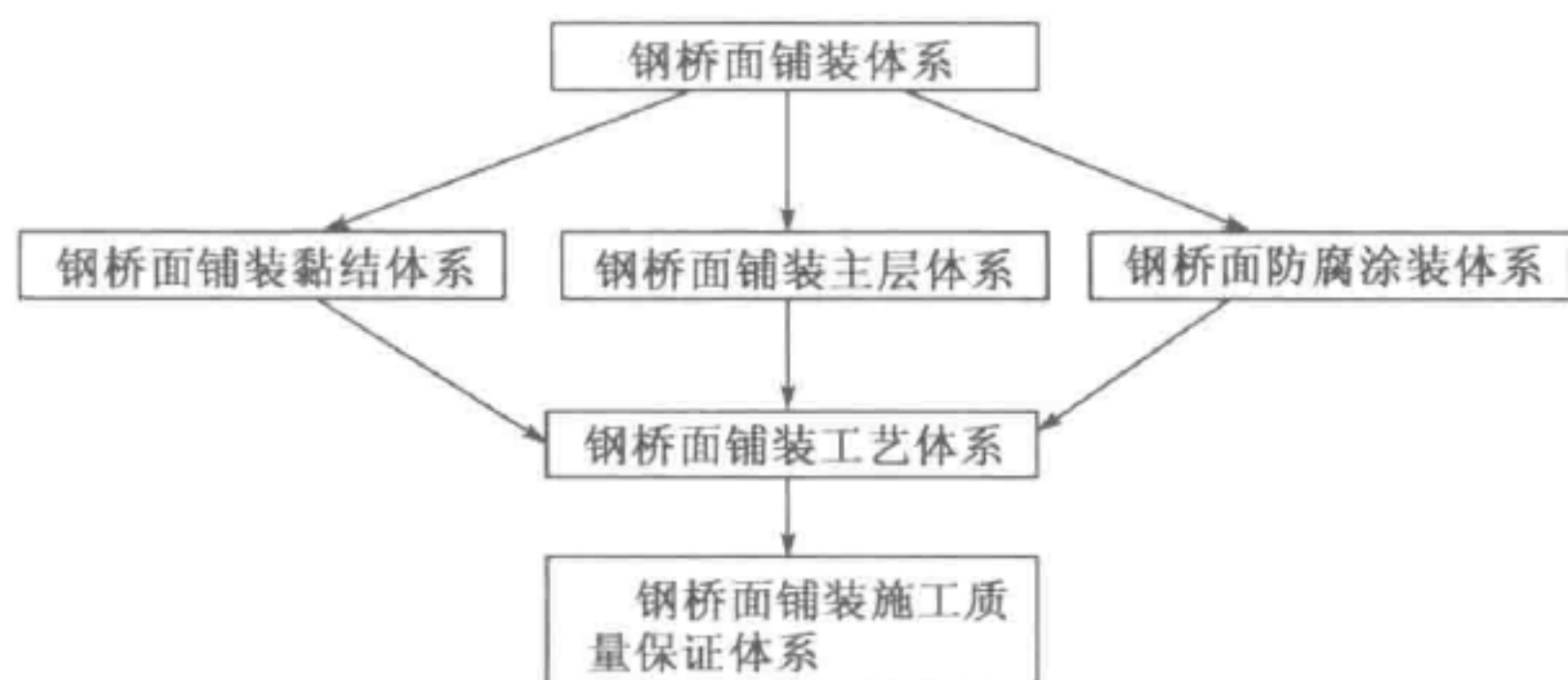


图 10-10 钢桥面铺装体系研究框架

重庆交通科研设计院主编的《公路钢箱梁桥面铺装设计与施工技术指南》(交工编字[2006] 274 号)列出了常用的钢桥铺装体系,为设计提供了技术指导,为施工控制提出了具体的检测方法和指标。详见该指南,这里不再赘述。

第十一章 钢箱梁算例

一、概述

本桥取材于我国云南地区某二级公路上跨高速公路桥,本桥与被交高速公路右偏角 60° ,道路平面布置见图 11-1,横断面布置见图 11-2。为不影响下方高速公路通行,选用 50m 简支钢箱梁跨越高速,采用中间不设置临时墩顶推施工。

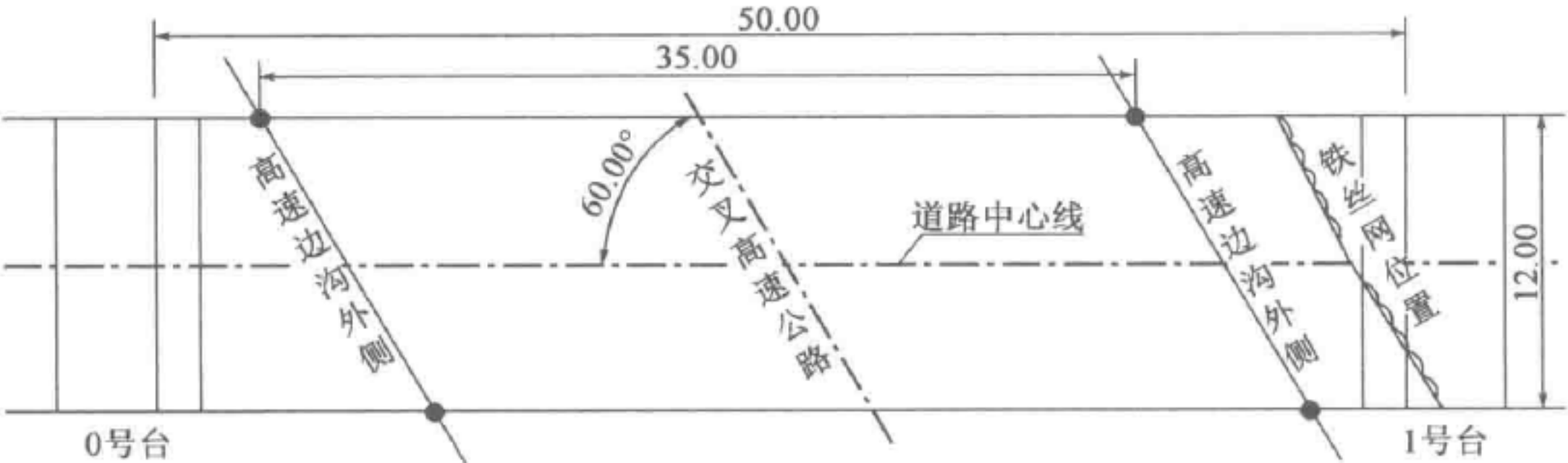


图 11-1 道路平面布置图(尺寸单位:m)

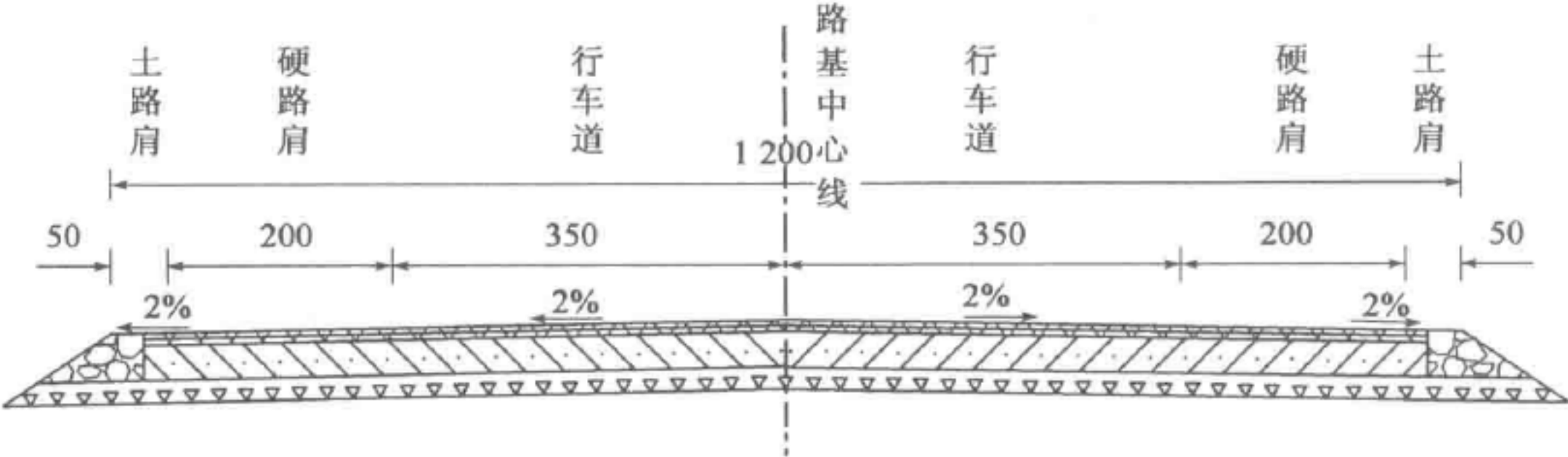


图 11-2 道路标准横断面(尺寸单位:cm)

二、总体设计

1. 材料选择

钢箱梁设计选用钢材材质需要从以下两个方面考虑以达到安全和经济的效



果:一是强度选择,根据设计经验,本桥选用 Q345 屈服强度的低合金钢;二是质量等级的选择,质量等级选择最主要是需要钢材具有一定的焊接性能和抗脆性断裂的性能,并具有一定的冲击韧性。桥址处年温度为 $0\sim 29^{\circ}\text{C}$,年均温度为 15°C 。温差较大,冬季日温差可达 $12\sim 20^{\circ}\text{C}$,夏季日温差为可达 $4\sim 10^{\circ}\text{C}$ 。根据桥址处的气候特征,需要具有 0°C 冲击韧性的合格保证,故选择 Q345C 的质量等级。

2. 横断面拟定

钢箱梁高跨比通常采用 $1/30\sim 1/20$,简支钢箱梁一般取较大值,依据经验本桥选用中心梁高为 2.4m ,依据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015) 8.4.3 条的有关规定,纵向腹板应避开车轮迹带,宜设置在车道中部或车道线处。并考虑主箱室抗扭,需要确定箱室大小,选定箱梁腹板为 $1/3$ 的斜率,以减小底板的宽度,如图 11-3 所示。

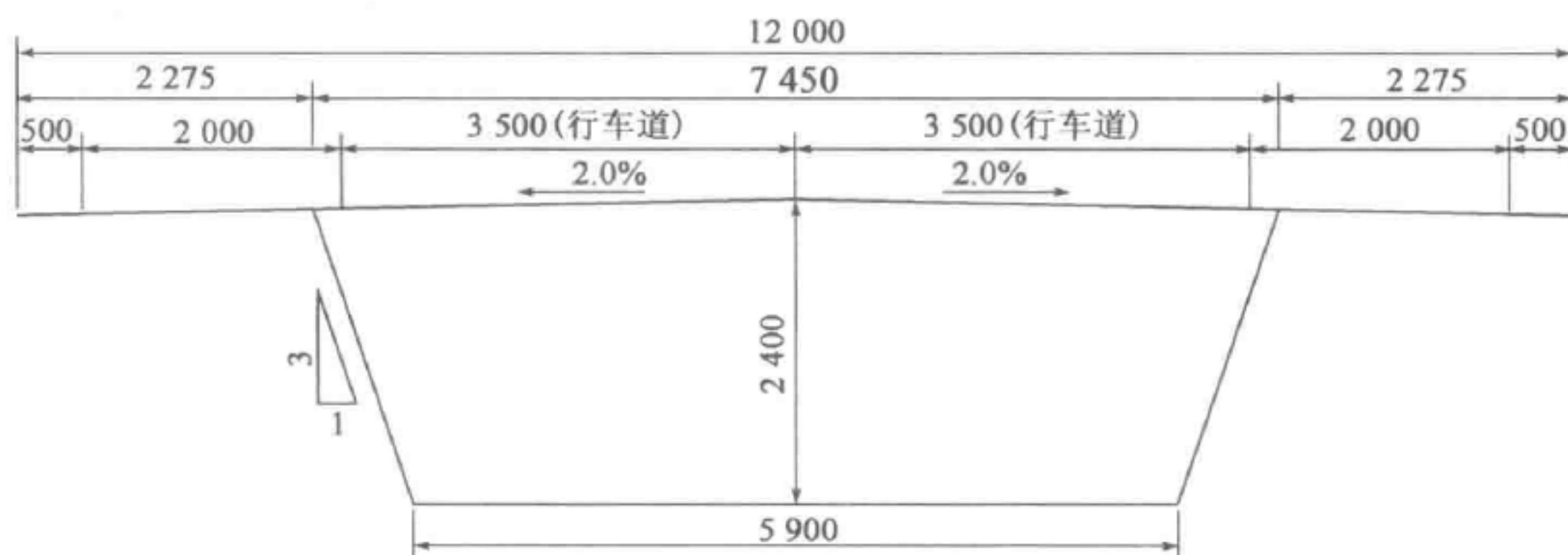


图 11-3 拟定横断面布置(尺寸单位:mm)

3. 正交异性板(顶底板)拟定

正交异性钢桥面板的设计需要对顶板、U 肋、横隔板(横肋)合理匹配性进行设计。参考国内外大跨度桥梁采用较多和病害较少的正交异性桥面板,对本桥进行设计,顶板 U 肋横断面采用如图 11-4 所示,横向间距为 600mm ,桥面板厚度选用 16mm 。横隔板(横肋)纵桥向间距采用 $2\,800\text{mm}$ 。钢箱梁底板成桥后主要以受拉为主,底板加劲肋主要考虑加工制作、运输、顶推施工对局部刚度的需要而设置。根据经验,底板加劲肋采用形式如图 11-5 所示。为了节约钢材,根据经验,初步拟定底板厚度,跨中 20m 长度范围选用厚度为 20mm ,其余段采用厚度为 16mm 。

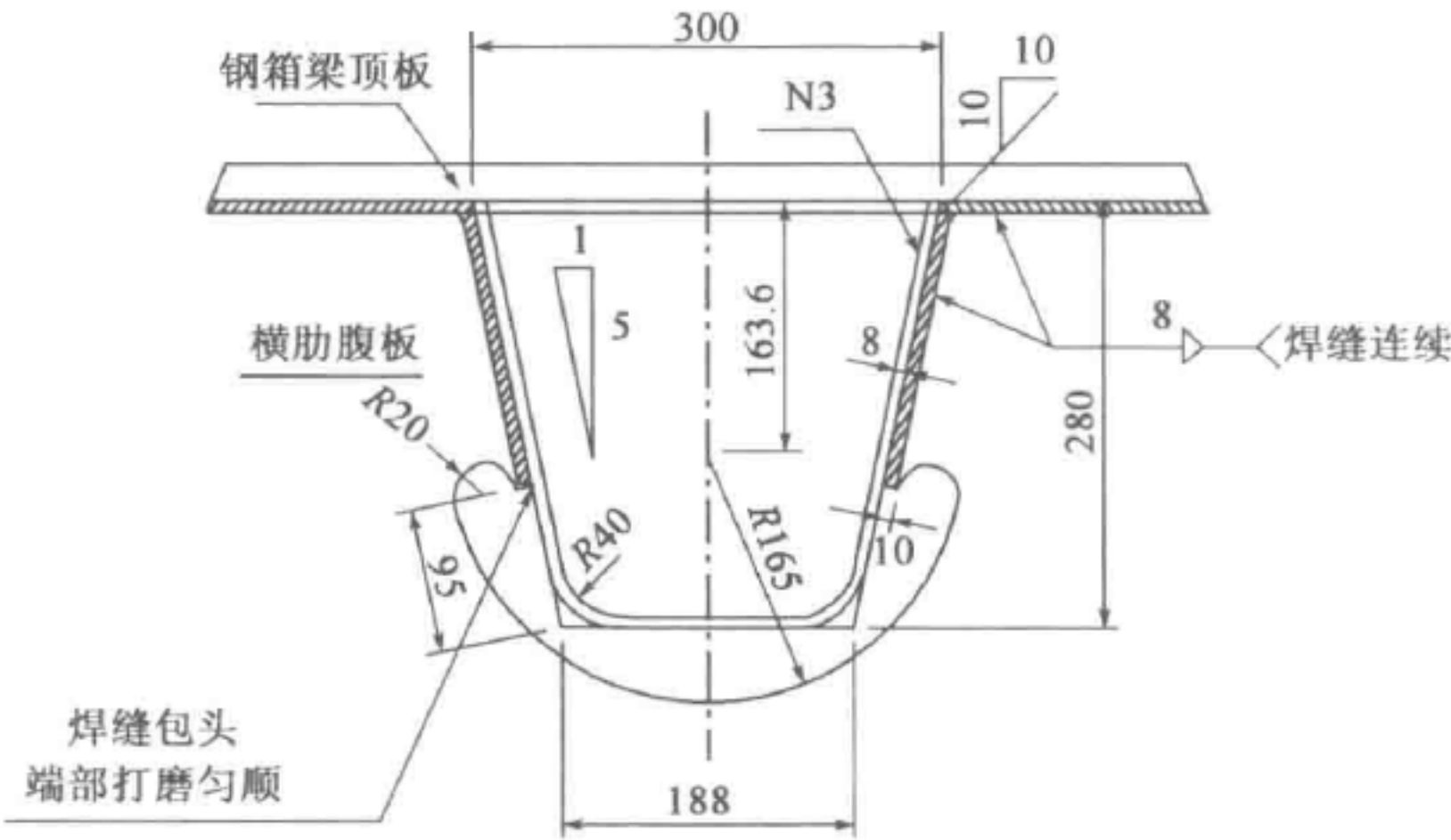


图 11-4 顶板 U 肋及通过孔构造(尺寸单位:mm)

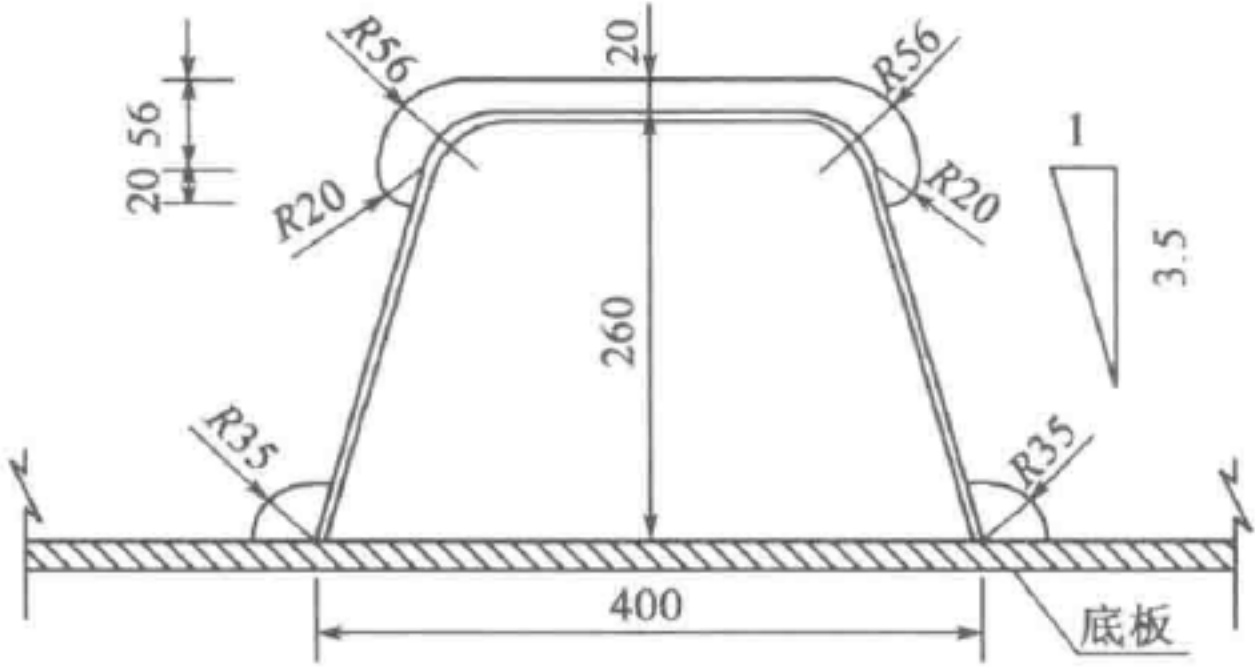


图 11-5 底板 U 肋及通过孔构造(尺寸单位:mm)

4. 腹板设计拟定

根据初步拟定钢箱梁构造,初步估算钢箱梁用钢量约为 460kg/m^2 ,桥面铺装为 28kN/m 。汽车荷载采用公路—Ⅰ级,考虑冲击系数为 $\mu=0.2$,偏载系数为 1.15。初步计算腹板内力见表 11-1。

腹板内力初步计算 表 11-1

| 内 力 | 自重(kN) | 二期荷载(kN) | 汽车荷载(含冲击系数)(kN) |
|-----------|------------|----------|-----------------|
| 单端支反力 | 1 380.0 | 700.0 | 1 666.8 |
| 单腹板剪力 | 690.0 | 350.0 | 958.4 |
| 单腹板剪力基本组合 | 2 589.8 kN | | |

拟定腹板厚度为 14mm,则高厚比为 $2\,418/14\approx 173$ 。依据《公路钢结构桥

梁设计规范》(JTG D64—2015)5.3.1 条第 2~4 款,初步计算腹板强度。为方便手算,现把箱形截面腹板抗剪简化成开口截面,上翼缘宽取翼缘厚度的 24 倍,下翼缘箱内侧取 12 倍底板厚度,如图 11-6 所示。

$$\tau = \frac{VS}{It} = \frac{2\,589.8 \times 10^3 \times 162\,772\,44}{31\,375\,109\,410 \times 14} = 96(\text{MPa})$$

由 $\gamma_0 \tau \leq f_{\text{vd}}$, 即:

$$1.1 \times 96 = 105.6 \leq 160$$

暂考虑铺装厚度 50mm 对局部车轮压力扩散的影响。不考虑 U 肋分担车压。

$$\sigma_c = \frac{F}{t\ell_x} = \frac{70 \times 10^3}{14 \times (200 + 16 \times 5 + 2 \times 50)} = 13.2(\text{MPa})$$

$$\gamma_0 \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{f_d}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_{\text{vd}}}\right)^2} = 1.1 \times \sqrt{\left(\frac{13.2}{275}\right)^2 + \left(\frac{96}{160}\right)^2} = 0.662 < 1$$

拟定腹板厚度满足初步计算。

考虑腹板高厚比较大,需要设置纵向加劲肋,腹板横向加劲肋设置如图 11-7 布置,依据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)5.3.3 条第 4 款,计算纵向加劲肋刚度,拟定纵向加劲肋厚度为 16mm。

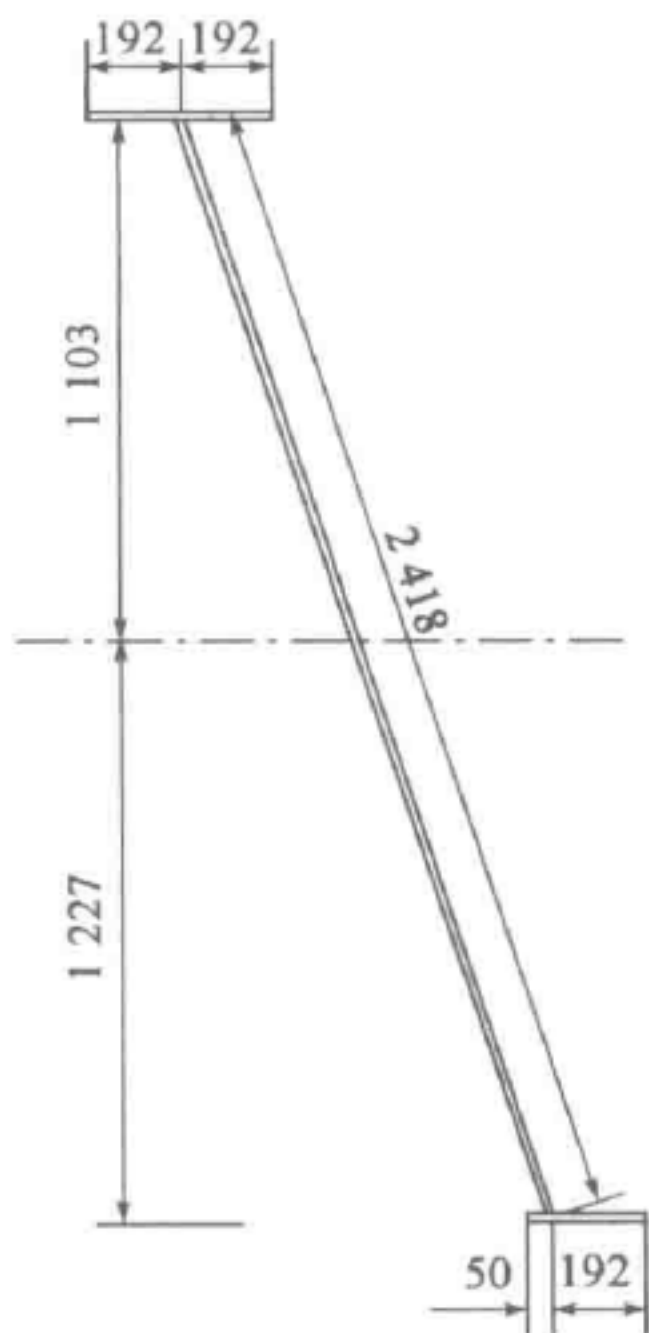


图 11-6 腹板简化(尺寸单位:mm)

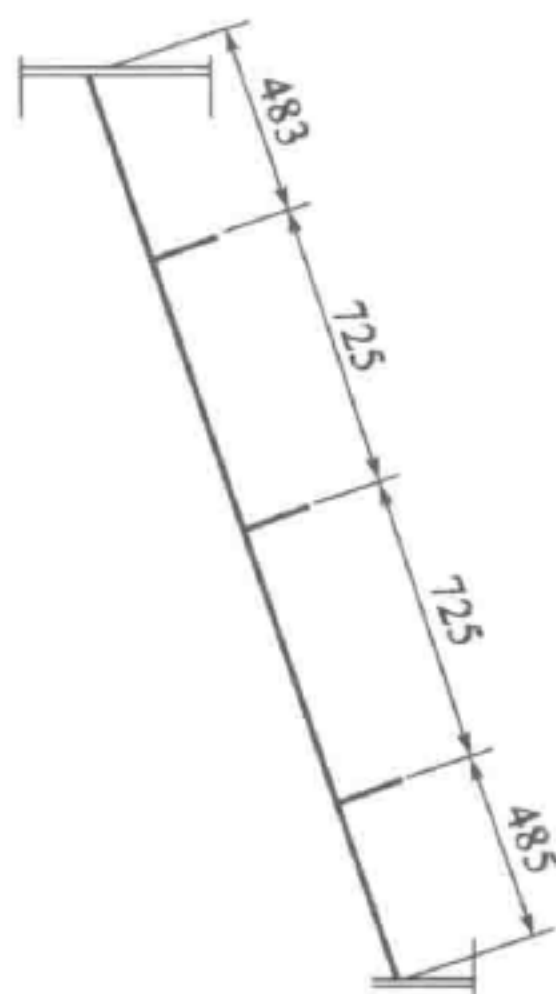
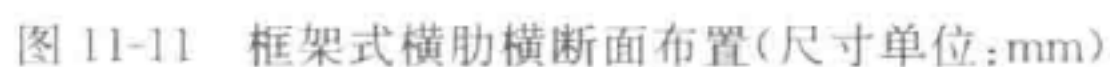


图 11-7 腹板纵肋布置(尺寸单位:mm)



钢箱梁主体结构采用 Q345qC 钢板。钢板厚度采用情况见表 11-2,横隔板

标准间距 5.6m,两道横隔板之间设置一道横肋。箱梁外侧与横隔板和横肋对应位置均设置挑臂。

1. 设计规范

- (1)《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283—1999)。
- (2)《公路工程技术标准》(JTG B01—2014)。
- (3)《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)。
- (4)《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)。
- (5)《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)。
- (6)《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T D60-01—2004)。
- (7)《公路桥涵施工技术规范》(JTG/T F50—2011)。
- (8)《桥梁用结构钢》(GB/T 714—2008)。

2. 参考规范

- (1)《道路桥示方书・同解说》(日本道路协会,平成 8 年 12 月)。
- (2)《钢床版设计要领・同解说》(日本本州四国联络桥公团,1989)。
- (3)《上部构造设计基准・同解说》(日本本州四国联络桥公团,1989)。
- (4)《钢道路桥设计便览》(日本道路协会,昭和 54 年 2 月)。
- (5)《Eurocode 3:Design of steel structures》(1993-1-1-2—2005)。
- (6)铁路钢桥设计及制造相关规范。

3. 主要材料及性能指标

主梁采用 Q345qC 钢材,其主要力学性能见表 11-3,钢材屈服强度及其相关容许应力随板厚变化根据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)规定执行。

结 构 钢 材 性 能表 11-3

| 钢种力学性能 | Q345qC |
|--------------------------------|---------------------------------------|
| 弹性模量 E (MPa) | 210 000 |
| 剪切模量 G (MPa) | 79 000 |
| 泊松比 γ | 0.31 |
| 拉压弯容许应力 $[\sigma]$ (MPa) | 275($\leq 16\text{mm}$) |
| 拉压弯容许应力 $[\sigma]$ (MPa) | 270($> 16\text{mm}, < 40\text{mm}$) |
| 剪切容许应力 $[\tau]$ (MPa) | 160 |
| 屈服强度 σ_s (MPa) | 345 |
| 线膨胀系数 ($1/^{\circ}\text{C}$) | 0.000 012 |

4. 总体静力验算(第一体系计算)

1) 计算模型

主梁共划分为 27 个单元, 28 个节点, 支座与主梁采用刚性连接。支座横桥向一侧固定一侧滑动, 纵桥向一端固定一端滑动。计算模型如图 11-12 所示。

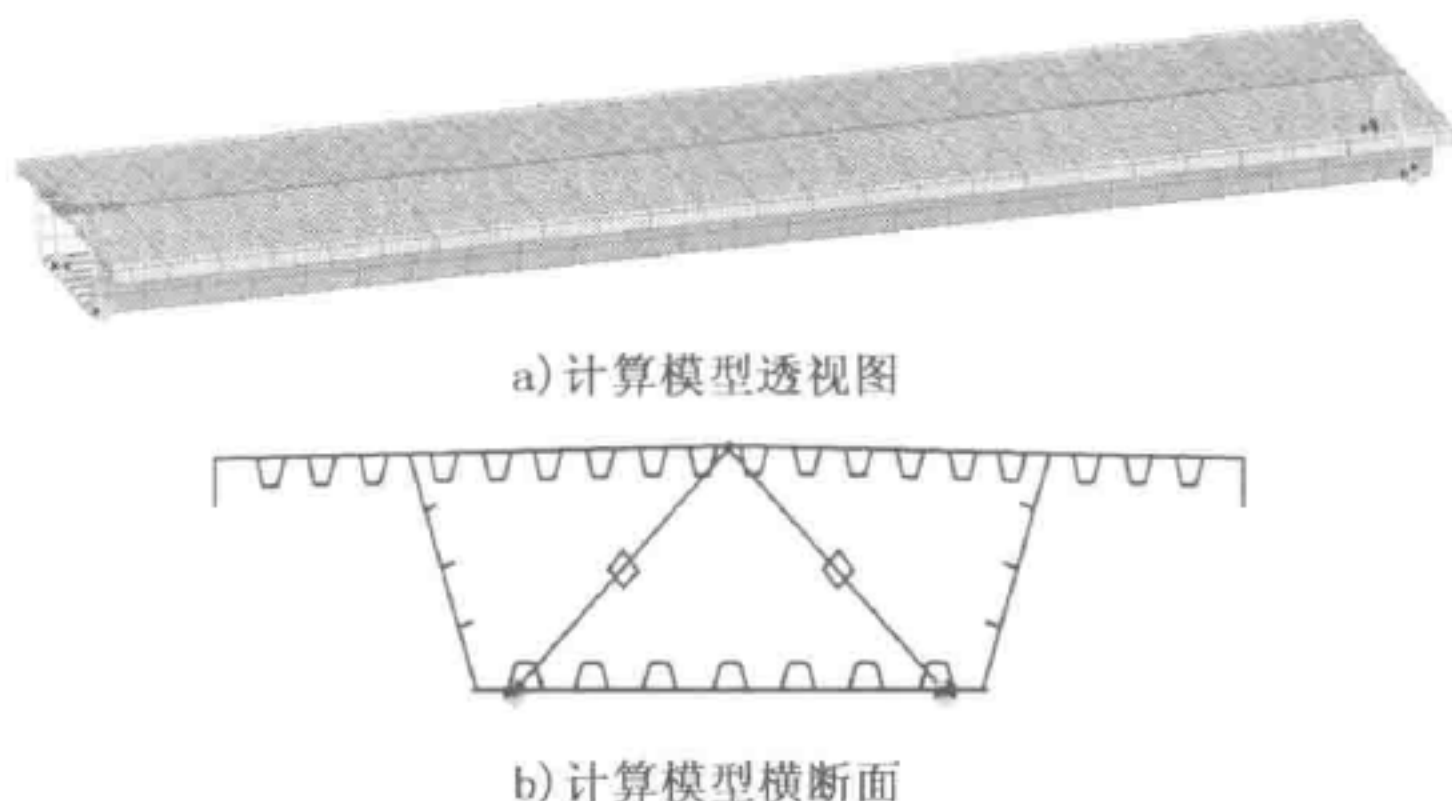


图 11-12 计算模型

考虑剪力滞影响计算, 依据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)

5.1.8 条, 计算剪力滞有效分布宽度。

$$b_1 = b_3 = 2\,284\text{mm}$$

$$b_2 = 7\,429/2 = 3\,715(\text{mm})$$

$$l = L = 48\,800\text{mm}$$

$$b_{e,1}^s = b_{e,3}^s = b_1 = b_3 = 2\,284\text{mm}$$

$$\frac{b_1, b_3}{l} = \frac{2\,284}{48\,800} = 0.047 < 0.05$$

$$b_{e,2}^s = (1.1 - 2 \frac{b_2}{l}) b_2 = (1.1 - 2 \times \frac{3\,715}{48\,800}) \times 3\,715 = 0.948 \times 3\,715 = 3\,522(\text{mm})$$

$$0.05 < \frac{b_2}{l} = \frac{3\,715}{48\,800} = 0.076 < 0.3$$

因为 $(2\,284 + 2 \times 3\,522 + 2\,284)/11\,998 = 0.97$, 可以看出, 剪力滞对应力增大约有 3% 的影响, 为了计算方便, 可暂不考虑剪力滞影响。剪力滞影响如图 11-13 所示。

2) 荷载

(1) 恒荷载

恒荷载包括自重和二期荷载。横隔板和加劲肋重力按均布荷载分摊到全桥。二期荷载按 28kN/m 考虑。

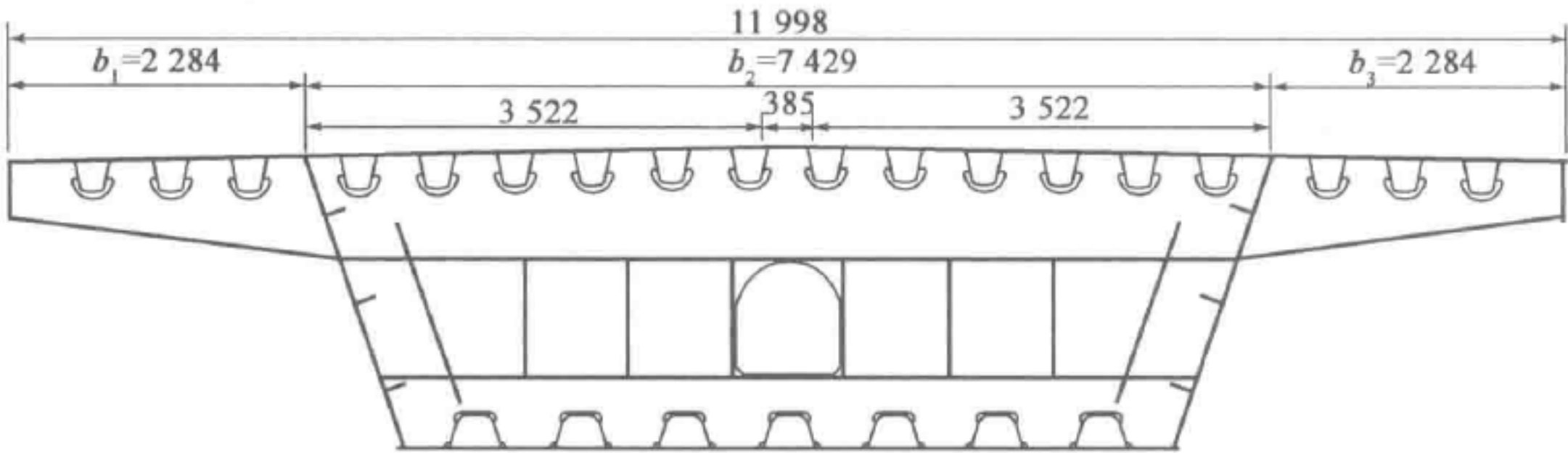


图 11-13 剪力滞影响计算(尺寸单位:mm)

(2) 温度作用

按欧洲规范 Eurocode1(1991-1-5;2003)取用,包括温度梯度升温 and 温度梯度降温。梁截面温度计算如图 11-14 所示。

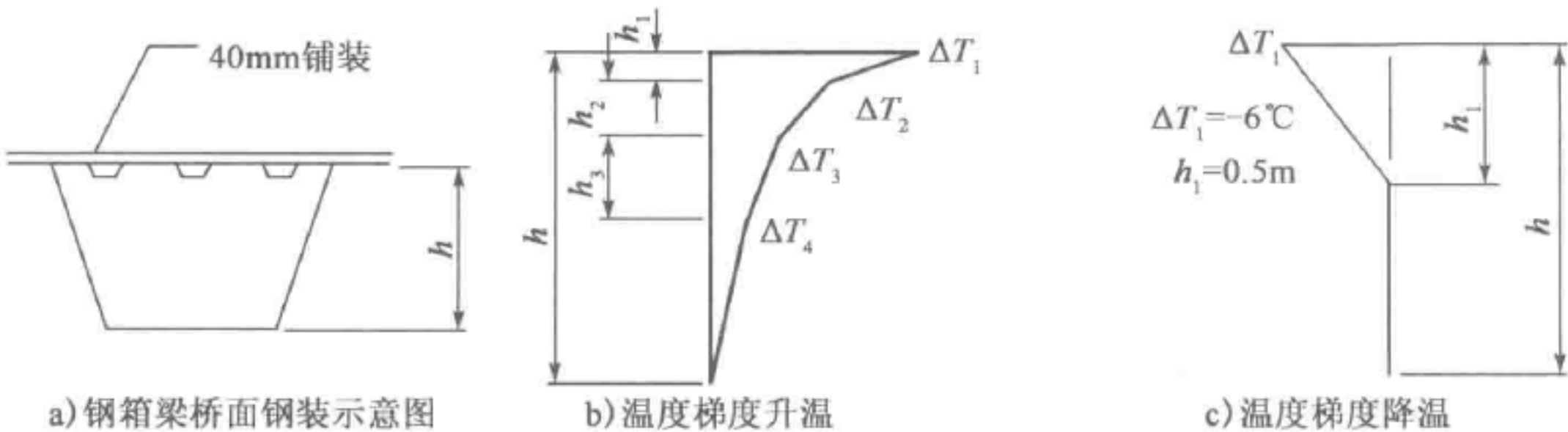
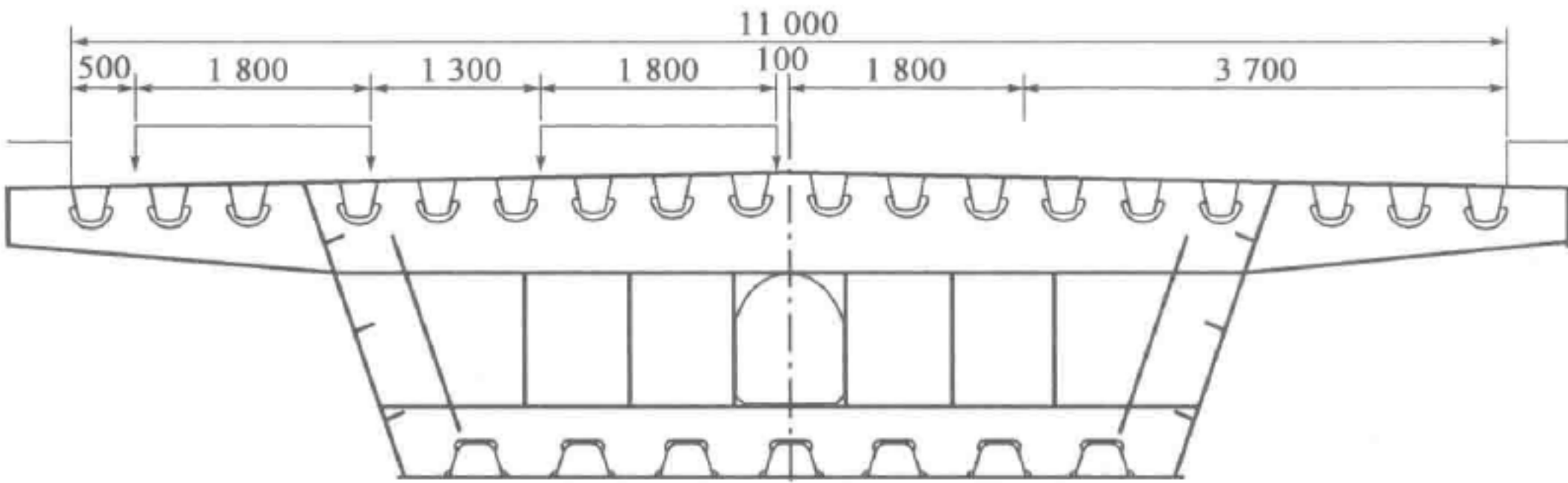


图 11-14 梁截面温度计算

注: $\Delta T_1=24^{\circ}\text{C}$, $\Delta T_2=14^{\circ}\text{C}$, $\Delta T_3=8^{\circ}\text{C}$, $\Delta T_4=4^{\circ}\text{C}$, $h_1=0.1\text{m}$, $h_2=0.2\text{m}$, $h_3=0.3\text{m}$ 。

(3) 汽车荷载

按《公路桥涵通用技术规范》(JTG D60—2015)公路—I级;按 2 车道加载;汽车荷载冲击系数 0.2。汽车横向布置分为对称布载和偏载两种情况,布载情况如图 11-15 所示。



a) 偏载布载

图 11-15

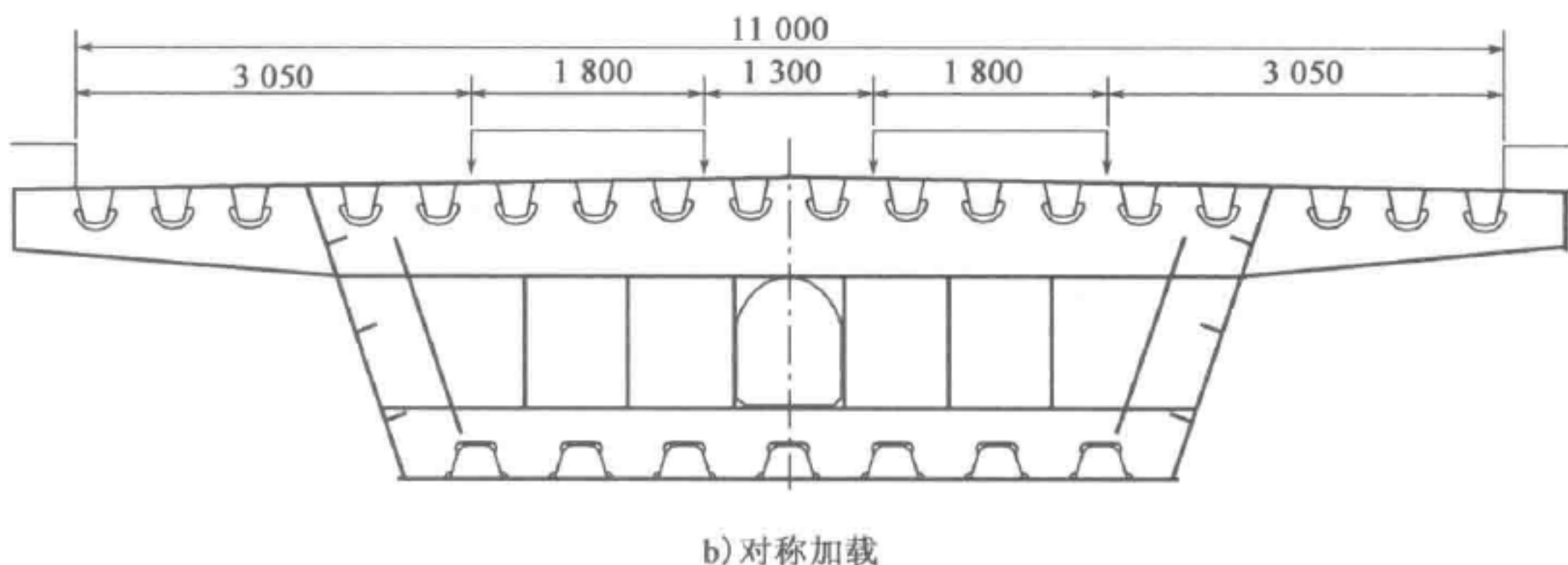


图 11-15 车道荷载布载(尺寸单位:mm)

(4) 荷载组合

根据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)的规定,成桥阶段分析主要考虑以下三种荷载组合。

- ①组合一:恒载+汽车;
- ②组合二:恒载+汽车+温度梯度升温;
- ③组合三:恒载+汽车+温度梯度降温。

3) 成桥阶段主要计算结果

(1) 结构刚度

桥梁在汽车荷载作用下的最大向下竖向挠度为 $33.7\text{mm} < 48\,800/600 = 81.3$,满足规范要求。汽车荷载作用下变形如图 11-16 所示。

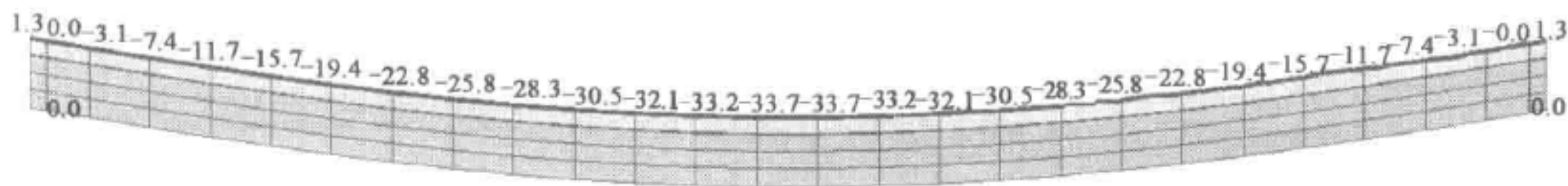
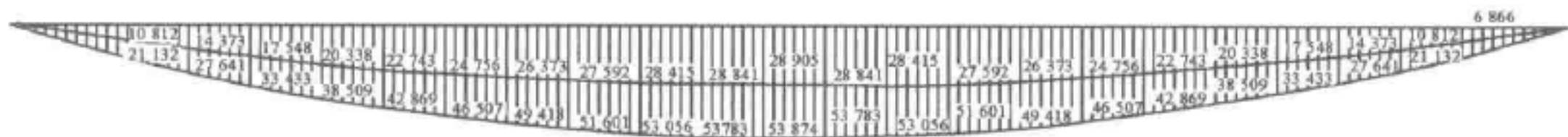


图 11-16 汽车荷载作用下变形(不含冲击系数)

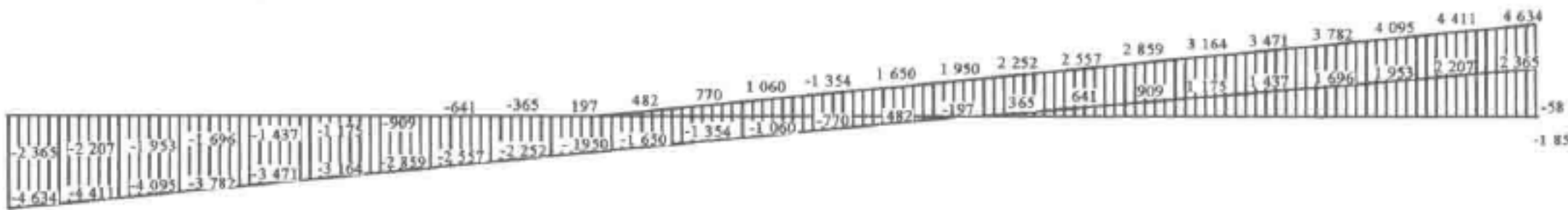
(2) 反力计算

由于温度梯度不产生反力,在荷载基本组合作用下,单支座反力最大值为 $3\,694.0\text{kN}$,最小反力为 386.0kN 。基本组合内力包络图如图 11-17 所示。



a) 弯矩包络图(单位:kN·m)

图 11-17



b) 剪力包络图(单位:kN)

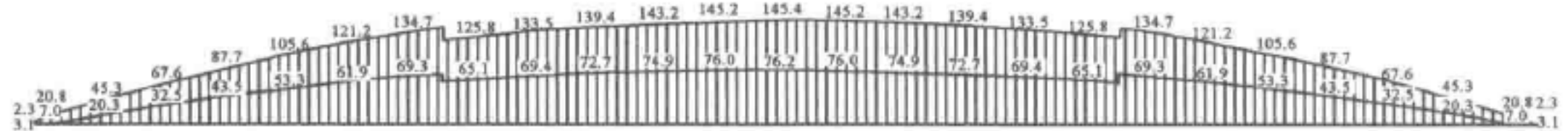
图 11-17 基本组合内力包络图

(3) 钢箱梁内力计算

钢箱梁内力计算如图 11-17 所示。

(4) 箱梁应力计算

钢箱梁上翼缘最大压应力为 100.5MPa,位移跨中。下翼缘最大拉应力为 145.2MPa,位于跨中。基本组合正应力包络图如图 12-18 所示。



a) 下翼缘应力包络图



b) 上翼缘应力包络图

图 11-18 基本组合正应力包络图(单位:MPa)

钢箱梁腹板最大剪应力为 73.6MPa,位于支座位置。基本组合剪应力包络图如图 11-19 所示。



图 11-19 基本组合剪应力包络图(单位:MPa)

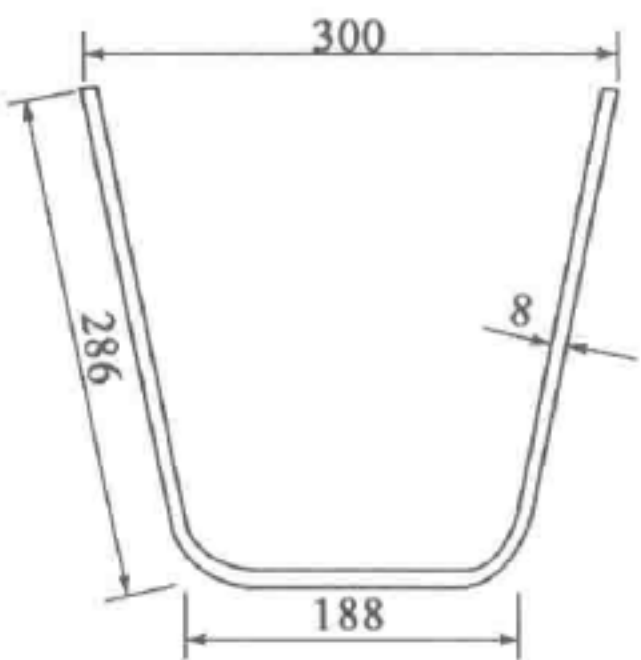


图 11-20 顶板 U 肋横断面(尺寸单位:mm)

5. 正交异性桥面板匹配性验算

(1) 构造验算

$b_s/t_s = 188/8 = 23.5 \leq 30 \sqrt{345/f_y} = 30$, 满足要求。

$h_s/t_s = 286/8 = 35.75 \leq 40 \sqrt{345/f_y} = 40$, 满足要求。

(2) 顶板纵肋刚度验算

顶板 U 肋横断面如图 11-20 所示。



$$\gamma_1 = \frac{EI_1}{bD} = \frac{EI_1}{b \times \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}} = \frac{12(1-\nu^2)I_1}{bt^3}$$

$$= \frac{12 \times (1-0.31^2) \times 209\,643\,387.25}{7\,418 \times 16^3} = 74.84$$

$$n = n_1 + 1 = 12 + 1 = 13$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1} = \sqrt[4]{1+13 \times 74.84} = 5.6$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{5\,600}{7\,418} = 0.755$$

$$\alpha = 0.755 < \alpha_0 = 5.6$$

$$\delta_1 = \frac{A_{s,1}}{bt} = \frac{5\,767.58}{7\,418 \times 16} = 0.048\,6$$

$$\gamma_1^* = \frac{1}{n} [4n^2(1+n\delta_1)\alpha^2 - (\alpha^2 + 1)^2]$$

$$= \frac{1}{13} [4 \times 13^2(1+13 \times 0.048\,6) \times 0.755^2 - (0.755^2 + 1)^2]$$

$$= 48.18$$

则

$$\gamma_1 = 74.84 > \gamma_1^* = 48.18$$

$$A_{s,1} = 5\,767.58 > \frac{bt}{10n} = \frac{7\,418 \times 16}{10 \times 13} = 912.98$$

则满足规范要求。

(3) 横肋刚度验算

顶板横肋横断面如图 11-21 所示。

$$I_t = 6\,332\,196\,320$$

$$\gamma_t = \frac{EI_t}{aD} = \frac{EI_t}{a \times \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}} = \frac{12(1-\nu^2)I_t}{at^3}$$

$$= \frac{12 \times (1-0.31^2) \times 6\,332\,196\,320}{5\,600 \times 16^3} = 2\,994.4$$

$$\gamma_t = 2\,994.4 > \frac{1+n\gamma_1^*}{4\left(\frac{a_t}{b}\right)^3} = \frac{1+13 \times 48.18}{4 \times \left(\frac{2\,800}{7\,418}\right)^3} = 2\,916.3$$

则满足规范要求。

(4) 桥面板匹配性设计

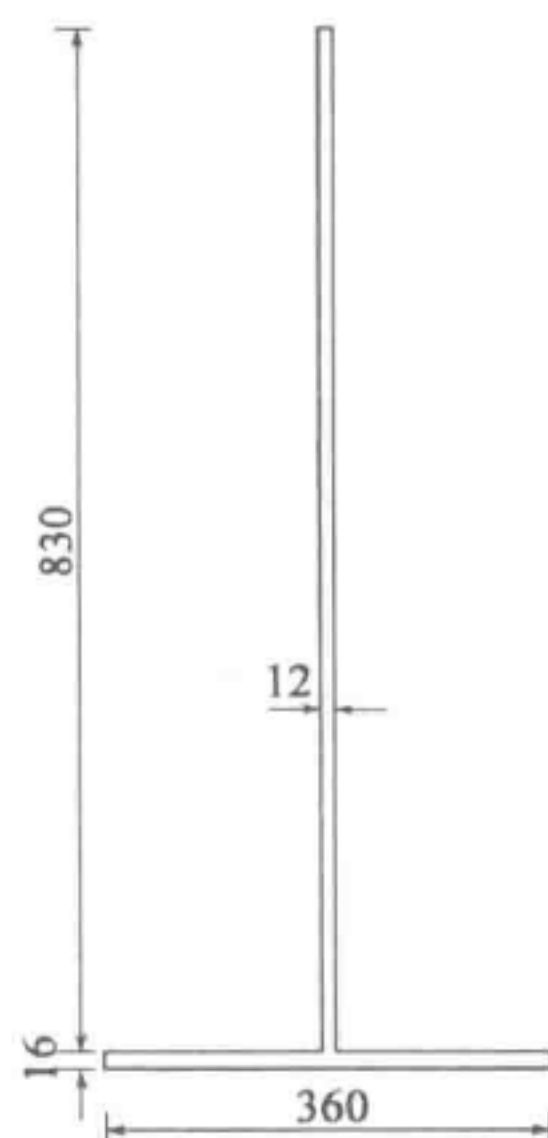


图 11-21 顶板横肋横断面
(尺寸单位:mm)

$$\frac{t_r a^3}{t_f^3 h'} = \frac{8 \times 300^3}{16^3 \times 286} = 184.4 < 400, \text{满足规范要求。}$$

6. 第二体系应力及变形计算

取第一体系中顶板应力较大的跨中区段,进行第二体系应力计算。取两相邻实腹式横隔板和框架式横肋间顶板的跨中进行计算,模型选择沿桥轴纵中心线取 6.4m 长的顶底板、腹板以及相应的加劲肋。模型网格尺寸顶板及 U 肋,纵桥向全 200mm;横桥向取 100mm,根据局部加载需要再局部细分,边界条件取腹板下翼缘铰支固定。计算模型见图 11-22。

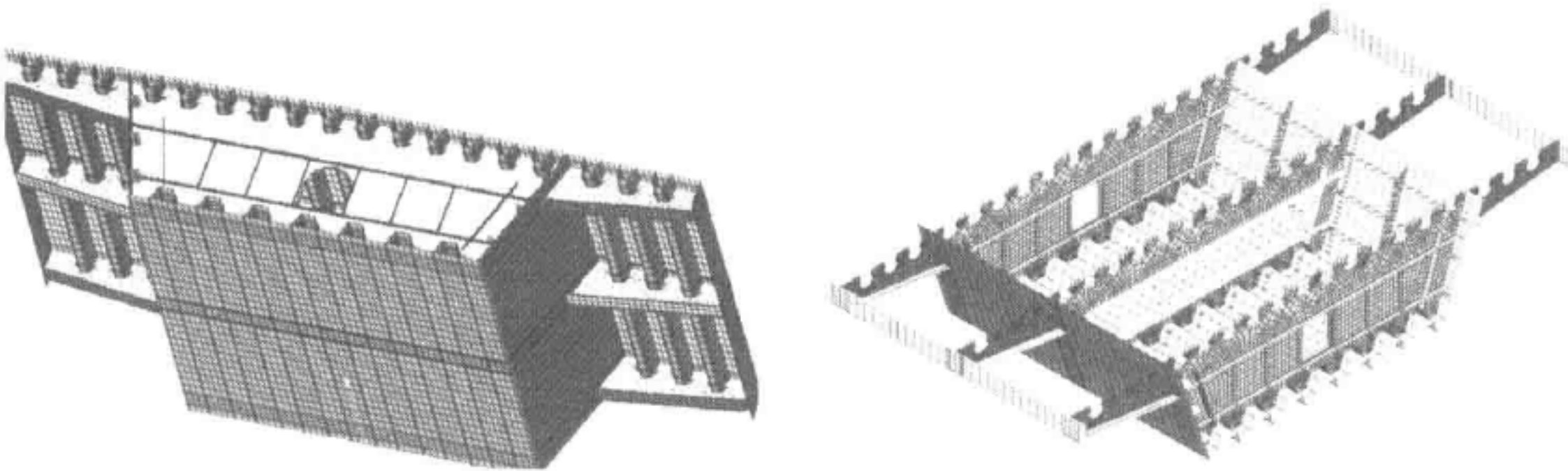


图 11-22 有限元计算模型透视图

按图 11-23 所示加载工况进行应力及相对变形计算。

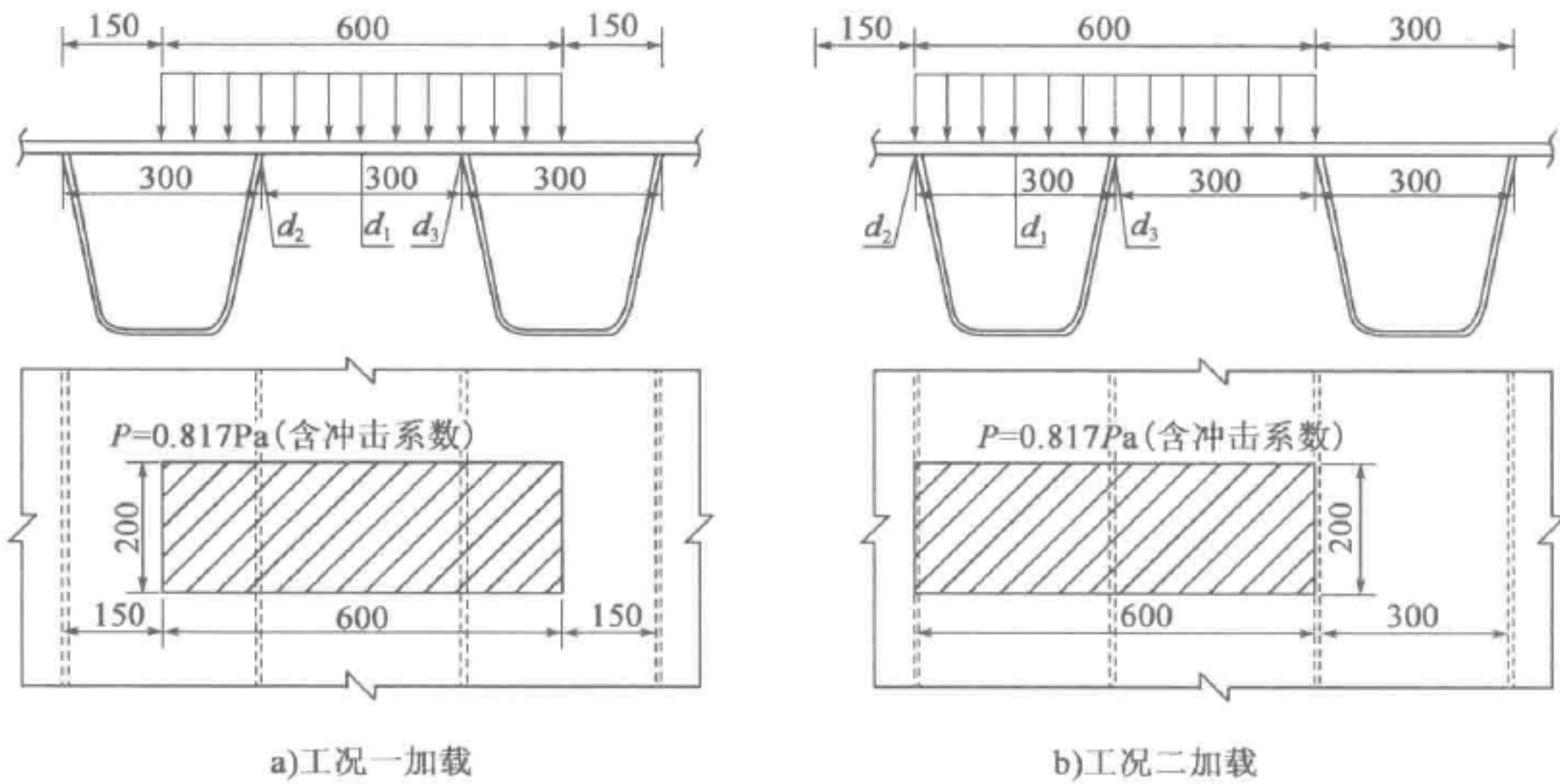


图 11-23 桥面板加载布载图(尺寸单位:mm)

在两工况车轮荷载作用下,桥面板上下面横纵向应力计算、主梁顶板、U 肋

的 Mises 应力见图 11-24~图 11-29,箱梁顶板应力见表 11-4。云图宽度取车轮作用下两 U 肋间宽度 900mm,纵桥向长度为 200mm。

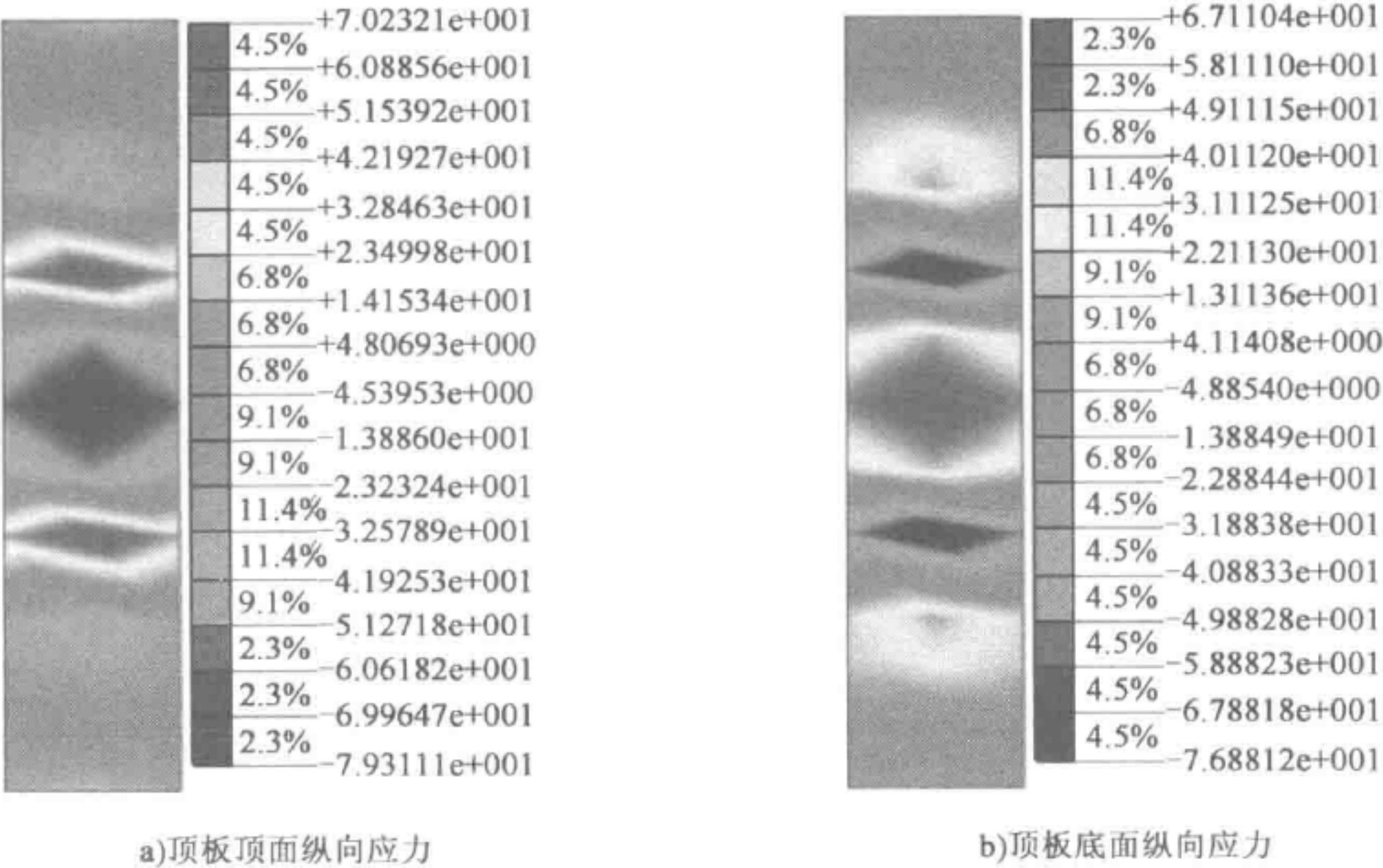


图 11-24 工况一加载顶板纵向应力计算(单位:MPa)

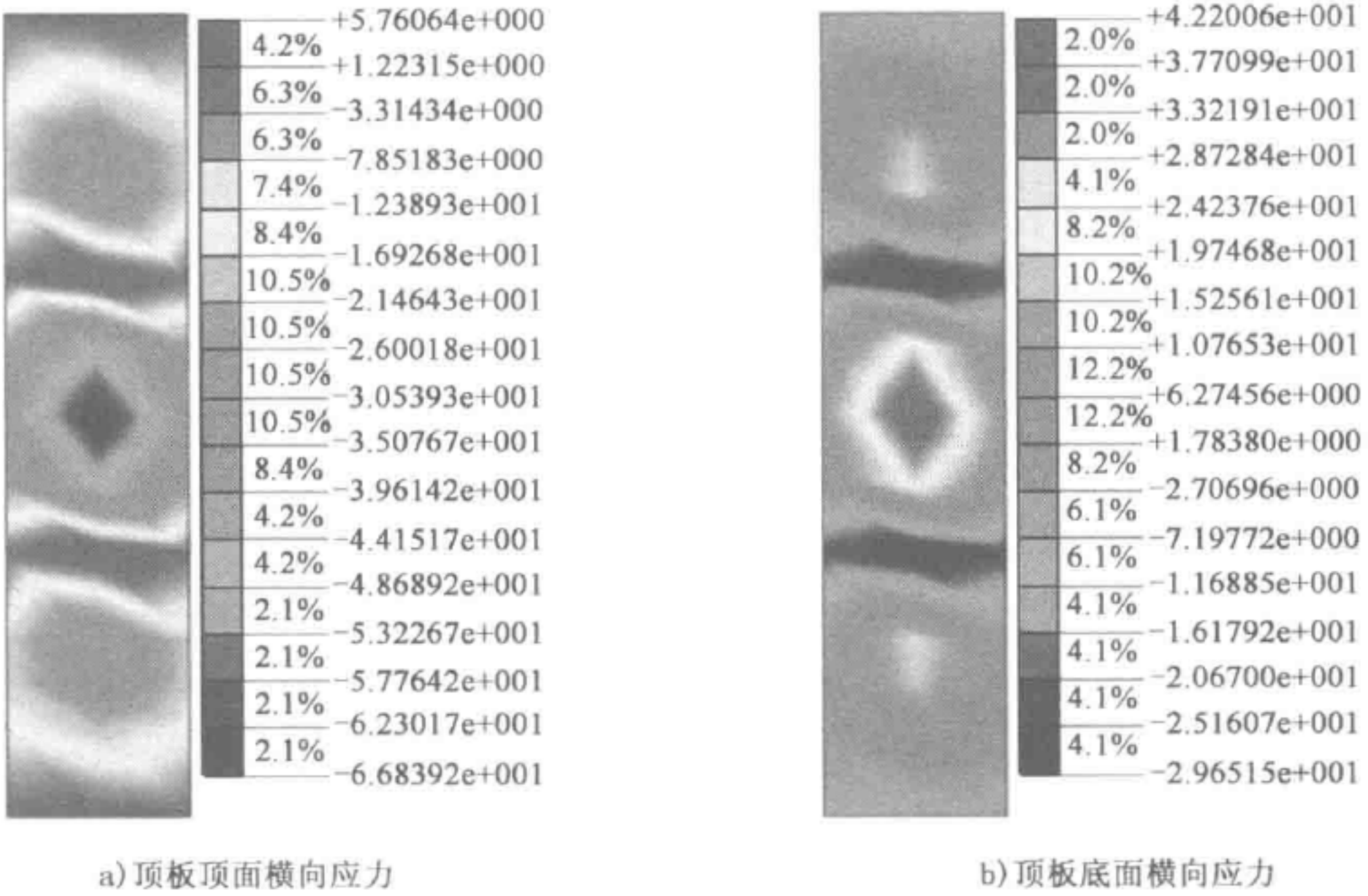


图 11-25 工况一加载顶板横向应力云图(单位:MPa)

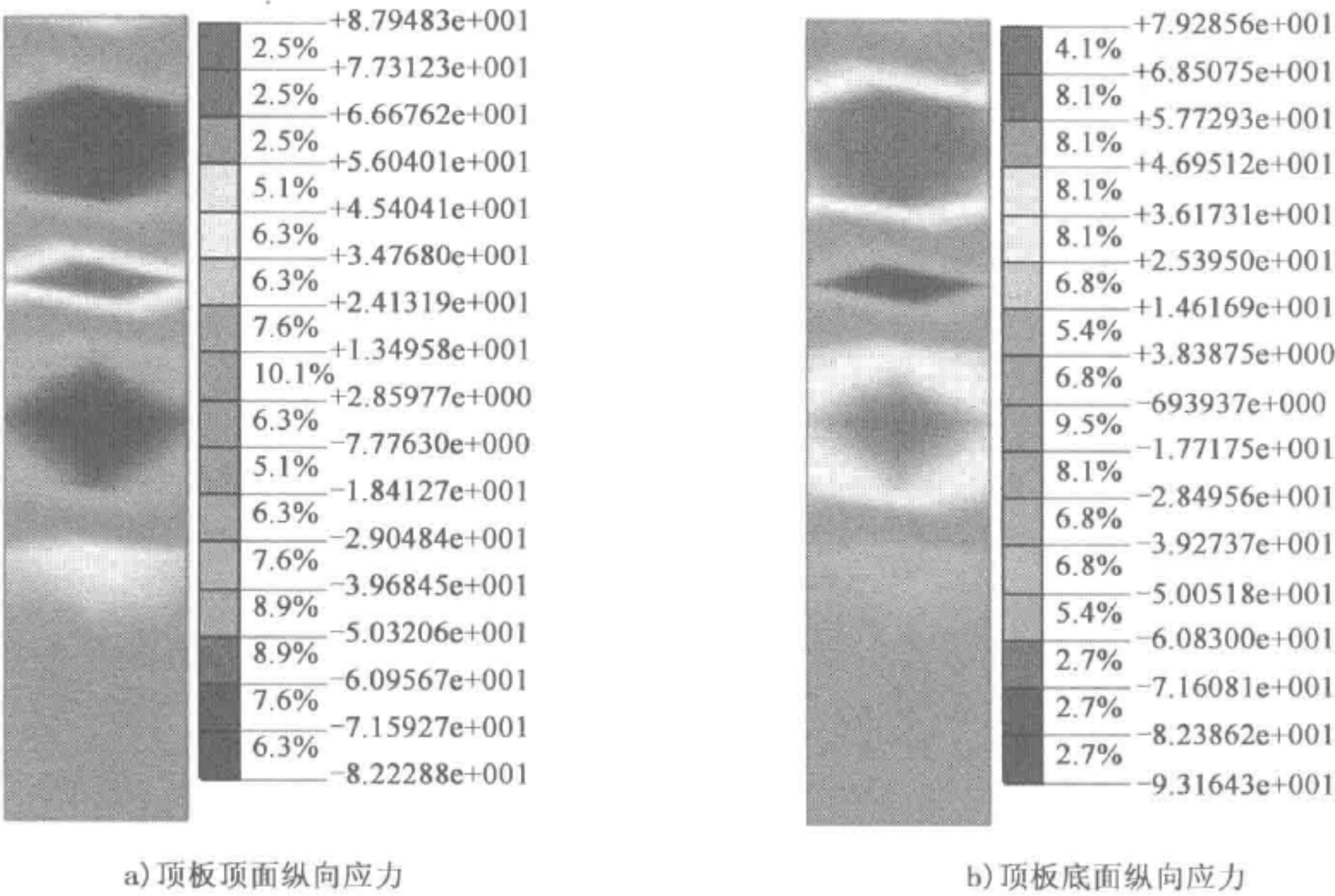


图 11-26 工况二加载顶板纵向应力计算(单位:MPa)

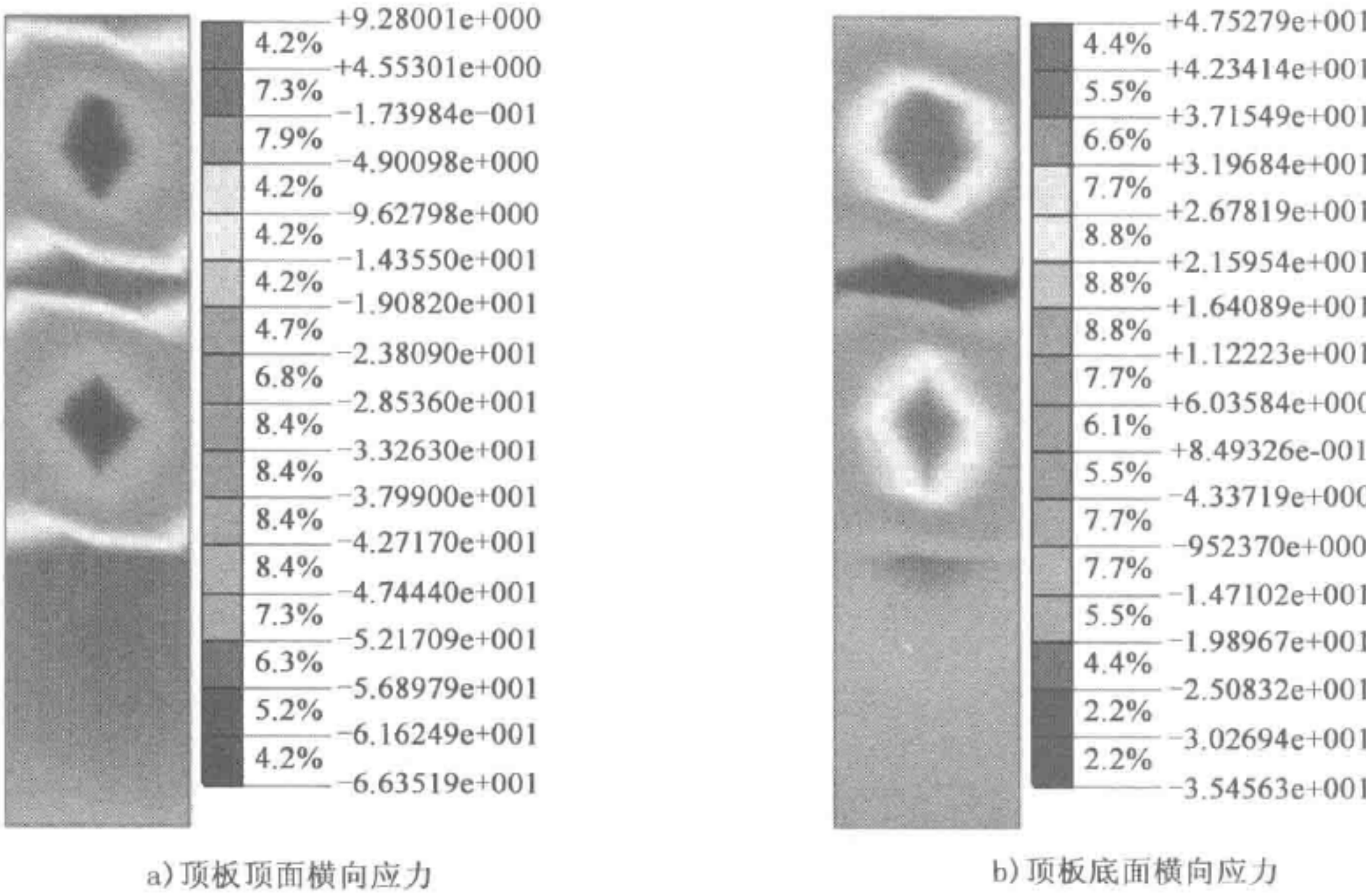
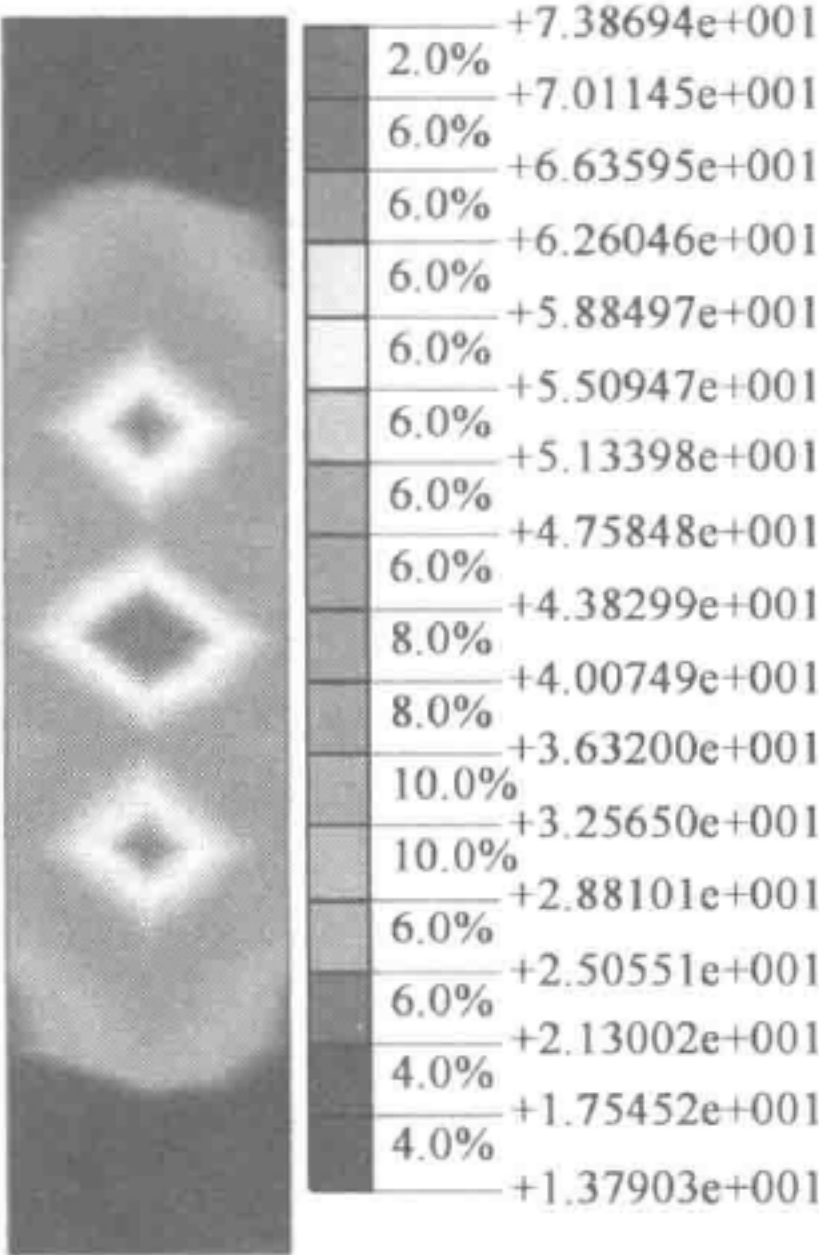
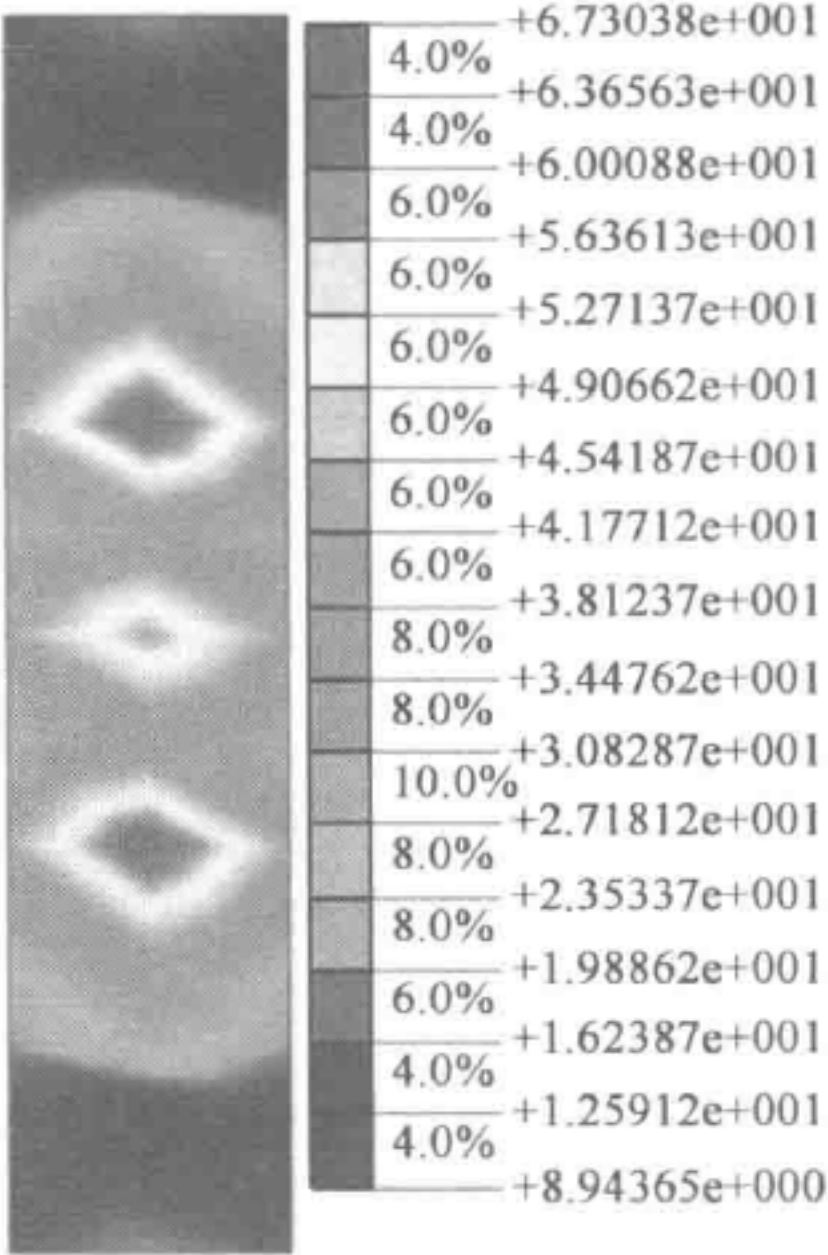


图 11-27 工况二加载顶板横向应力计算(单位:MPa)

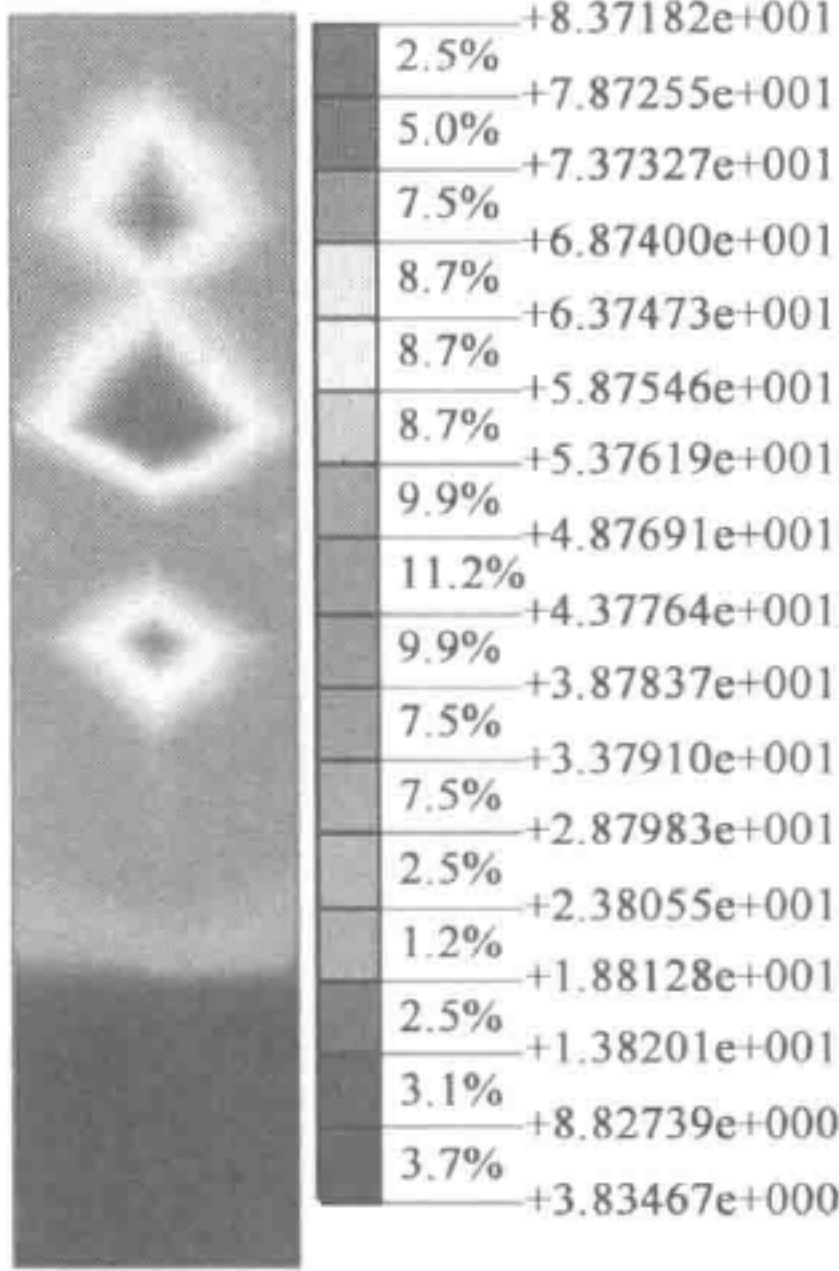


a) 顶板顶面Mises应力

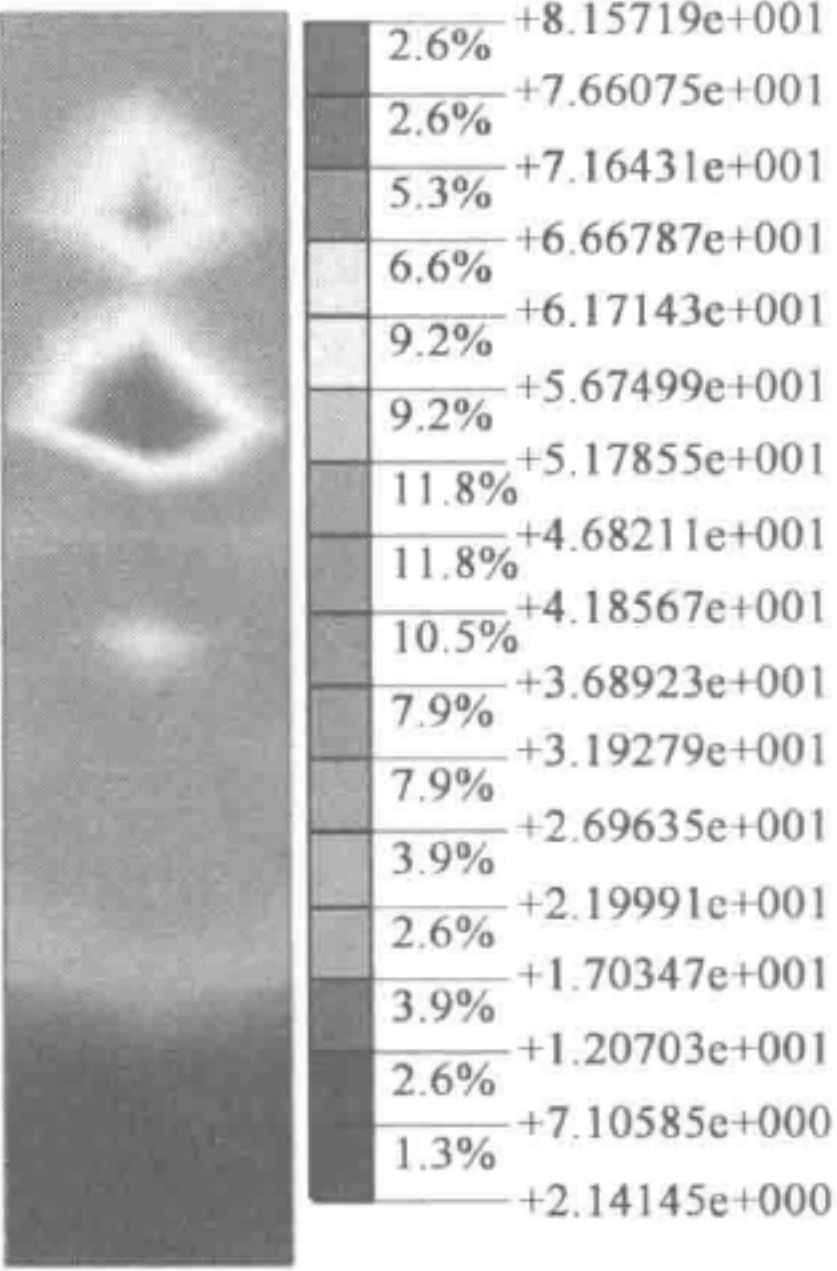


b) 顶板底面Mises应力

图 11-28 工况一加载顶板 Mises 应力计算(单位:MPa)



a) 顶板顶面Mises应力



b) 顶板底面Mises应力

图 11-29 工况二加载顶板 Mises 应力计算(单位:MPa)

箱梁顶板应力(单位:MPa) 表 11-4

| | | |
|-----------------|-----|-------|
| 顶板纵向应力 | max | 87.9 |
| | min | -82.2 |
| 顶板横向应力 | max | 42.2 |
| | min | -66.8 |
| 顶板 Mises 应力 | | 83.7 |
| 顶板 U 肋 Mises 应力 | | 52.9 |

依据以上计算,取第一体系计算应力顶板在基本荷载组合作用下最大压应力为 100.5MPa,第二体系应力在车辆荷载(含冲击系数 0.4)作用下最大压应力是 82.2MPa,两体系组合为 $1.1 \times (100.5 + 82.2 \times 1.8) = 273.3\text{MPa} < 275\text{MPa}$,满足规范要求。

两种工况箱梁顶板相对变形于曲率结果如表 11-5 所示,由表可知,箱梁顶板最大相对变形 0.203mm,满足 $d/L < 1/700$ 的要求。

顶板相对变形计算 表 11-5

| 工况 | d_1 (mm) | d_2 (mm) | d_3 (mm) | 相对变形 Δ (mm) | d/L |
|------|------------|------------|------------|--------------------|---------|
| 工况 1 | 0.902 | 0.723 | 0.723 | 0.179 | 1/1 676 |
| 工况 2 | 0.951 | 0.832 | 0.665 | 0.203 | 1/1 478 |

7. 屈曲计算

基本组合作用下跨中最大弯矩组合设计值为 53 784.4kN·m。计算荷载及边界:主梁一端固结约束;另一端主梁形心位置施加 54 000kN·m 的弯矩。

图 11-30 中,整体一阶失稳安全系数为 2.3,出现在顶板的悬臂端板。

图 11-31 中,顶板一阶失稳安全系数为 16.3,出现在箱室中心位置并靠近横肋约为 U 肋 1/3 跨径处。

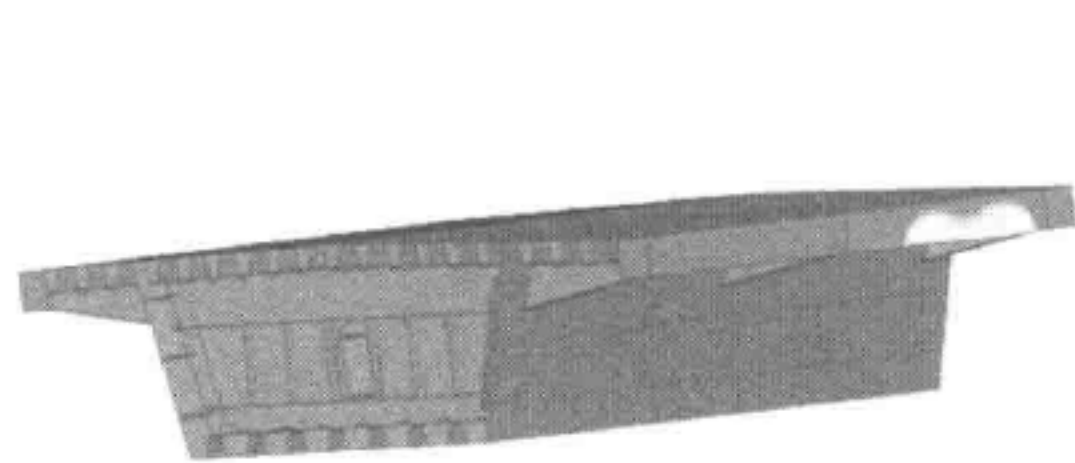


图 11-30 整体一阶屈曲模态图形

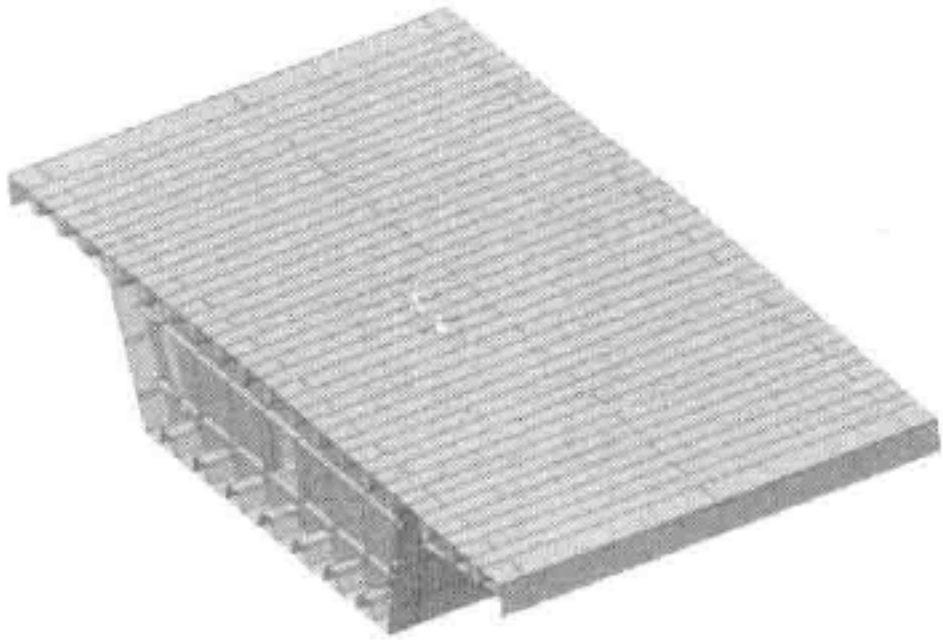


图 11-31 顶板一阶屈曲模态图

横肋有限元计算分析,横肋荷载布载如图 11-32~图 11-34 所示。

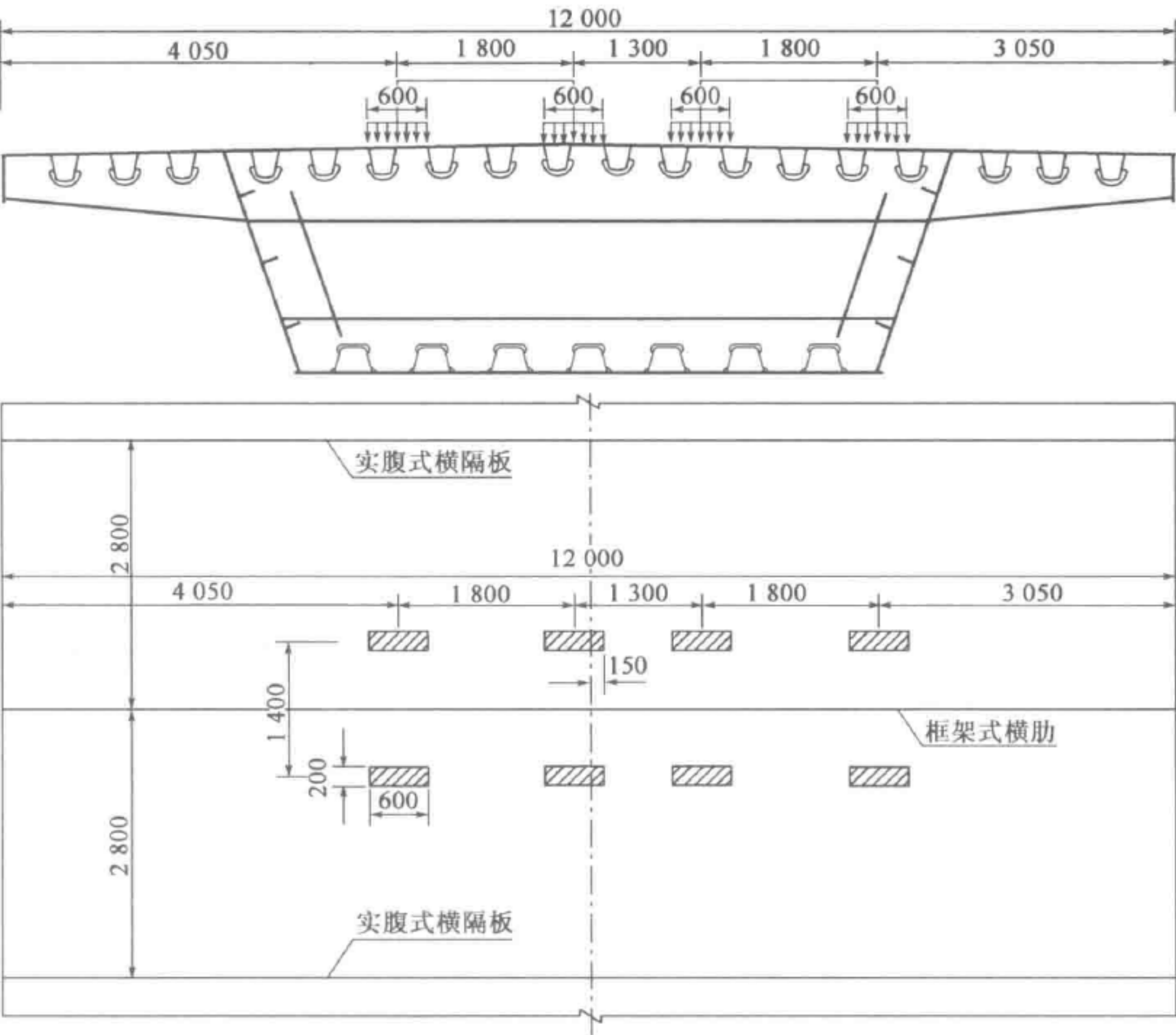


图 11-32 顶板横肋强度验算布载(尺寸单位:mm)

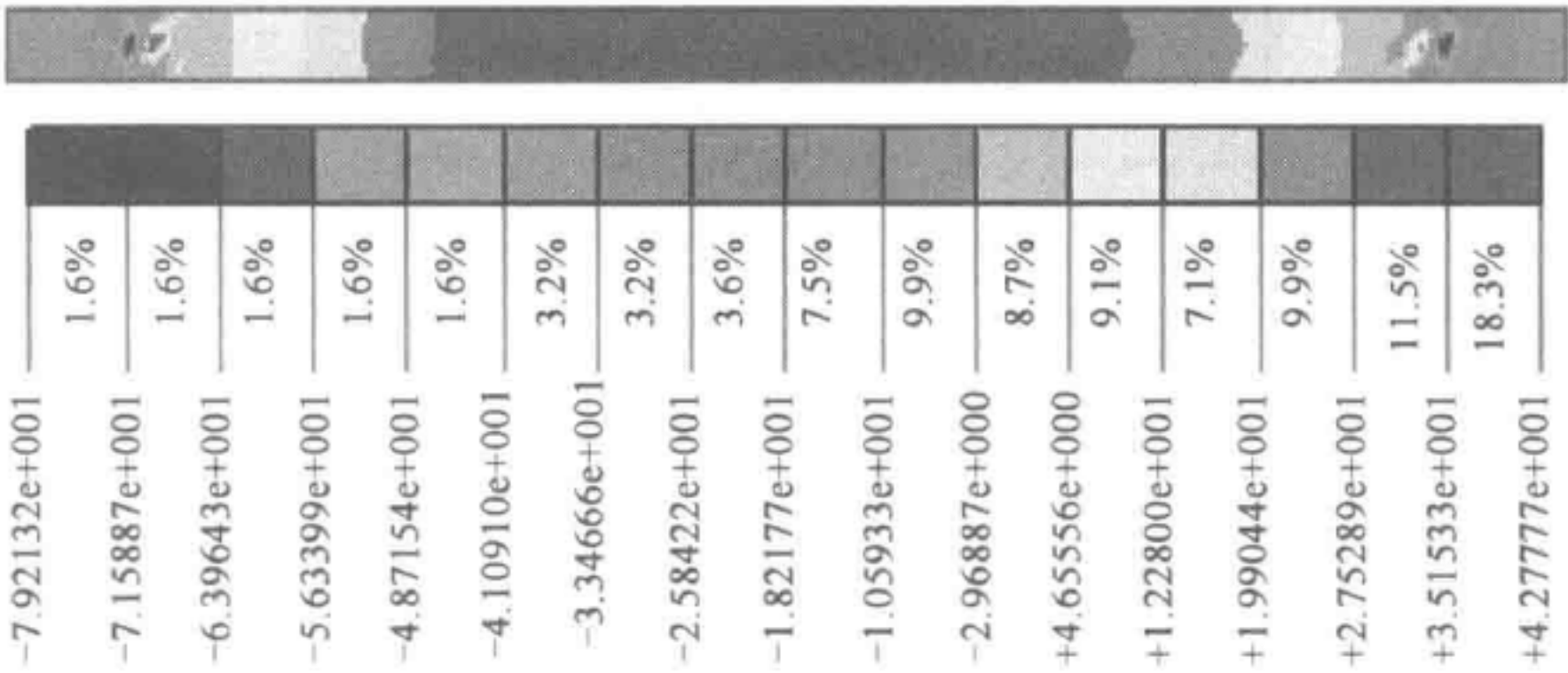


图 11-33 顶板横肋下翼缘强度计算(单位:MPa)

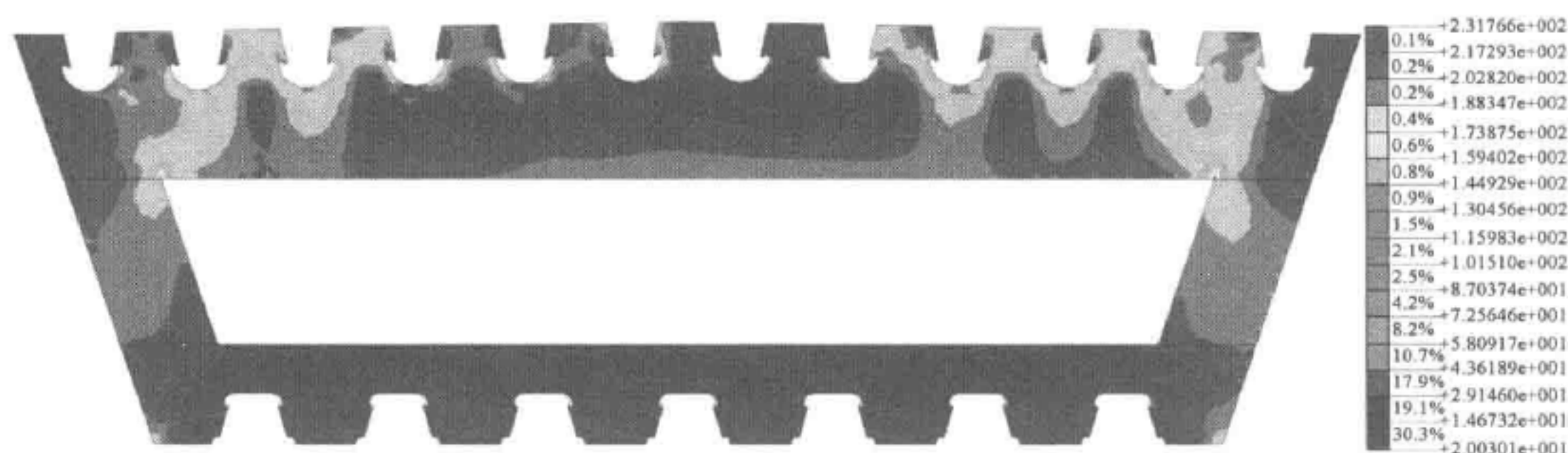


图 11-34 框架式横肋 Mises 应力云图(单位:MPa)

8. 横隔板计算

(1) 支点位置

$$I_{\parallel} = \frac{16 \times 6\,000^3}{12} = 2.88 \times 10^{11}$$

$$I_{\perp} = \frac{16 \times 12\,000^3}{12} = 2.304 \times 10^{12}$$

$$F_u = 16 \times 12\,000 + 18 \times 5\,767.6 = 295\,816.8 (\text{mm}^2)$$

$$F_l = 16 \times 6\,000 + 7 \times 4\,571.9 = 128\,003.3 (\text{mm}^2)$$

$$F_h = 14 \times 2\,418 = 33\,852 (\text{mm}^2)$$

$$e = \frac{I_{\parallel}}{B_l} + \frac{B_u + 2B_l}{12} F_h = \frac{2.88 \times 10^{11}}{5\,900} + \frac{7\,434 + 2 \times 5\,900}{12} \times 33\,852 = 1.03 \times 10^8$$

$$f = \frac{I_{\perp}}{B_u} + \frac{2B_u + B_l}{12} F_h = \frac{2.304 \times 10^{12}}{7\,434} + \frac{2 \times 7\,434 + 5\,900}{12} \times 33\,852 = 3.685 \times 10^8$$

$$\alpha_1 = \frac{e}{e+f} \frac{B_u + B_l}{4}$$

$$H = \frac{1.03 \times 10^8}{1.03 \times 10^8 + 3.685 \times 10^8} \frac{7\,434 + 5\,900}{4} \times 2\,418 = 1.76 \times 10^6$$

$$\alpha_2 = \frac{f}{e+f} \frac{B_u + B_l}{4} H = \frac{3.685 \times 10^8}{1.03 \times 10^8 + 3.685 \times 10^8} \frac{7\,434 + 5\,900}{4} \times 2\,418 = 6.3 \times 10^6$$

$$I_{DW} = \frac{1}{3} \left[\alpha_1^2 F_u \left(1 + \frac{2b_1}{B_u} \right)^2 + \alpha_2^2 F_l \left(1 + \frac{2b_2}{B_l} \right)^2 + 2F_h (\alpha_1^2 - \alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2) \right]$$

$$= \frac{1}{3} \left\{ \begin{aligned} & (1.76 \times 10^6)^2 \times 295\,816.8 \times \left(1 + \frac{2 \times 2\,284}{7\,434} \right)^2 + \\ & (6.3 \times 10^6)^2 \times 128\,003.3 \times \left(1 + \frac{2 \times 50}{5\,900} \right)^2 + \\ & 2 \times 33\,852 \times [(1.76 \times 10^6)^2 - 1.76 \times 10^6 \times 6.3 \times 10^6 + (6.3 \times 10^6)^2] \end{aligned} \right\}$$

$$= \frac{1}{3} (2.388\,4 \times 10^{18} + 5.254\,1 \times 10^{18} + 2.146\,2 \times 10^{18}) = 3.26 \times 10^{18}$$

由 $K=4GA_c t_D \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_d^3}$ 可得:

$$t_D \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_d^3 \cdot 4GA_c}$$

$$t_D \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_d^3 \cdot 4GA_c} = 20 \times \frac{2.06 \times 10^5 \times 3.26 \times 10^{18}}{5\,600^3 \times 4 \times 0.79 \times 10^5 \times 15\,669\,162} = 15.4$$

故取横隔板厚度为 20mm。

(2) 跨中位置

$$I_{fl} = \frac{20 \times 6\,000^3}{12} = 3.6 \times 10^{11}$$

$$I_{fu} = \frac{16 \times 12\,000^3}{12} = 2.304 \times 10^{12}$$

$$F_u = 16 \times 12\,000 + 18 \times 5\,767.6 = 295\,816.8 (\text{mm}^2)$$

$$F_l = 20 \times 6\,000 + 7 \times 4\,571.9 = 152\,003.3 (\text{mm}^2)$$

$$F_h = 14 \times 2\,418 = 33\,852 (\text{mm}^2)$$

$$e = \frac{I_{fl}}{B_l} + \frac{B_u + 2B_l}{12} F_h = \frac{3.6 \times 10^{11}}{5\,900} + \frac{7\,434 + 2 \times 5\,900}{12} \times 33\,852 = 1.153 \times 10^8$$

$$f = \frac{I_{fu}}{B_u} + \frac{2B_u + B_l}{12} F_h = \frac{2.304 \times 10^{12}}{7\,434} + \frac{2 \times 7\,434 + 5\,900}{12} \times 33\,852$$

$$= 3.685 \times 10^8 \alpha_1 = \frac{e}{e+f} \frac{B_u + B_l}{4} H$$

$$= \frac{1.153 \times 10^8}{1.153 \times 10^8 + 3.685 \times 10^8} \frac{7\,434 + 5\,900}{4} \times 2\,418 = 1.92 \times 10^6$$

$$\alpha_2 = \frac{f}{e+f} \frac{B_u + B_l}{4} H = \frac{3.685 \times 10^8}{1.153 \times 10^8 + 3.685 \times 10^8} \frac{7\,434 + 5\,900}{4} \times 2\,418$$

$$= 6.14 \times 10^6$$

$$I_{DW} = \frac{1}{3} \left[\alpha_1^2 F_u \left(1 + \frac{2b_1}{B_u} \right)^2 + \alpha_2^2 F_l \left(1 + \frac{2b_2}{B_l} \right)^2 + 2F_h (\alpha_1^2 - \alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2) \right]$$

$$= \frac{1}{3} \left\{ \begin{aligned} & (1.92 \times 10^6)^2 \times 295\,816.8 \times \left(1 + \frac{2 \times 2\,284}{7\,434} \right)^2 + (6.14 \times 10^6)^2 \times \\ & 152\,003.3 \times \left(1 + \frac{2 \times 50}{5\,900} \right)^2 + 2 \times 33\,852 \times [(1.92 \times 10^6)^2 - \\ & 1.92 \times 10^6 \times 6.14 \times 10^6 + (6.14 \times 10^6)^2] \end{aligned} \right\}$$

$$= \frac{1}{3} (2.8 \times 10^{18} + 5.9 \times 10^{18} + 2.0 \times 10^{18}) = 3.6 \times 10^{18}$$

由 $K=4GA_c t_D \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_d^3}$ 可得:

$$t_D \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_d^3 \cdot 4GA_c}$$

$$t_D \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_d^3 \cdot 4GA_c} = 20 \times \frac{2.06 \times 10^5 \times 3.6 \times 10^{18}}{6\,000^3 \times 4 \times 0.79 \times 10^5 \times 15\,680\,950} = 13.9$$

扭转刚度较小的跨中段按照构造横隔板取用 14mm 板厚,端部受扭较大的三个横隔板板厚取 20mm,支承横隔板按照受力计算,取用 24mm 厚。

(3) 支承加劲肋验算

支承加劲肋平面布置见图 11-35,根据第一体系计算,考虑汽车偏载在基本荷载组合作用下单支座反力为 3 371.4kN。

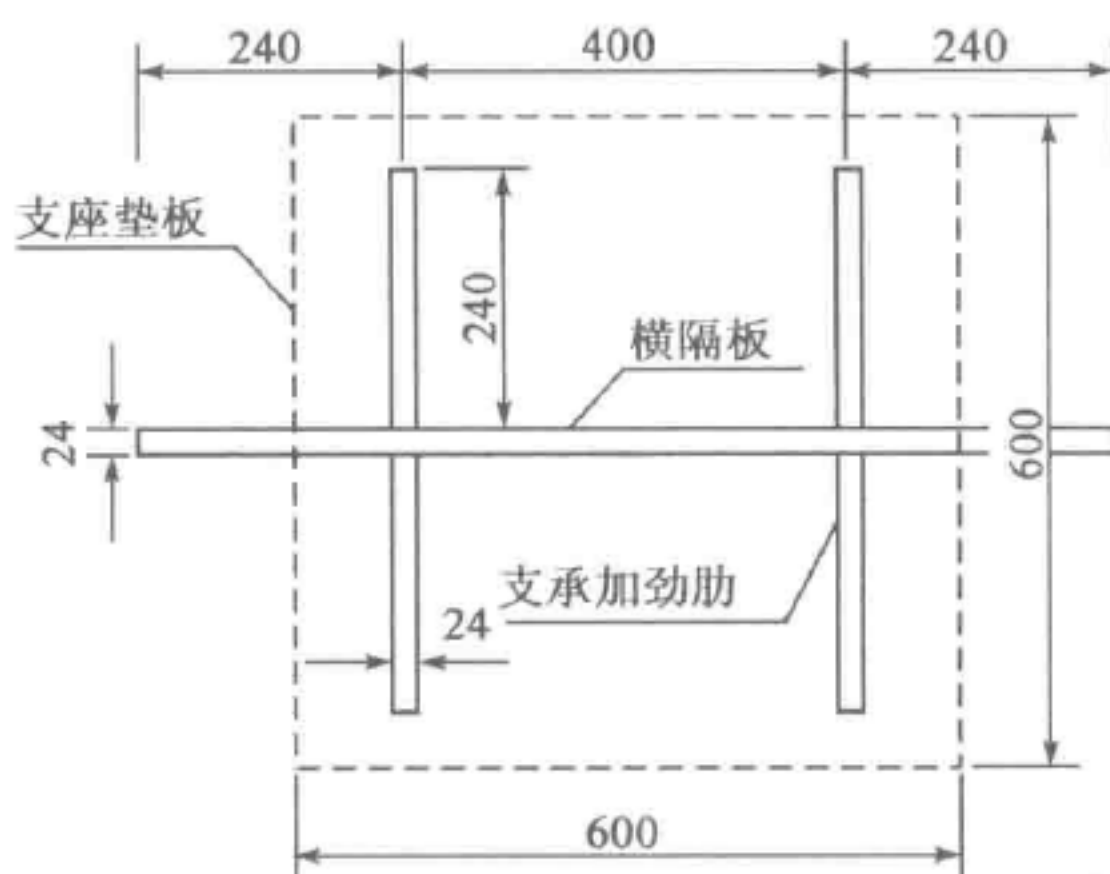


图 11-35 支承加劲肋平面布置示意图(尺寸单位:mm)

由于横隔板一侧宽度小于 $12t_w$,偏于安全的取两侧对称均为 $10t_w$,则:

$$B_{ev} = (n_s - 1)b_s + 20t_w = (2 - 1) \times 400 + 20 \times 24 = 840$$

其中:

$$b_s = 400 < 24t_w = 24 \times 24 = 576$$

$$\gamma_0 \frac{2R_v}{A_s + B_{ev}t_w} = 1.1 \times \frac{2 \times 3\,371.4 \times 10^3}{4 \times 240 \times 24 + 840 \times 24} = 171.7 \leq f_d = 270(\text{MPa})$$

故满足规范要求。

9. 腹板验算

1) 厚度验算

设置横向加劲肋和一道纵向加劲肋,根据第一体系计算,在基本组合作用下支点附近腹板最大剪应力为 $\tau = 73.6\text{MPa}$ 。

$$\eta = \sqrt{\frac{\tau}{f_{vd}}} = \sqrt{\frac{73.6}{160}} = 0.678 < 0.85$$

取 $\eta = 0.85$

$$t = 14\text{mm} \geq \frac{\eta h_w}{140} = \frac{0.85 \times 2\,418}{240} = 8.6(\text{mm}), \text{故满足规范要求。}$$

2) 屈曲验算

(1) 支点位置腹板屈曲验算

因 $a/h_w = 1\,000/2\,418 = 0.41 < 0.8$, $\sigma = 42.9\text{MPa}$, $\tau = 73.6\text{MPa}$, 则:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{h_w}{100t_w} \right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{900} \right)^2 + \left[\frac{\tau}{90 + 77 \left(\frac{h_w}{a} \right)} \right]^2 \right\} \\ &= \left(\frac{2\,418}{100 \times 14} \right)^4 \left\{ \left(\frac{42.9}{900} \right)^2 + \left[\frac{73.6}{90 + 77 \times \left(\frac{2\,418}{1\,000} \right)} \right]^2 \right\} = 0.185 \leq 1 \end{aligned}$$

故满足规范要求。

支点附近腹板稳定, 取安全系数 $\nu = 1.5$, 横向加劲肋间距 $b = 1\,000$, $d = h_w = 2\,418$ 。

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= \left(5.35 + 4 \frac{b^2}{d^2} \right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{b^2} \\ &= \left(5.35 + 4 \frac{1\,000^2}{2\,418^2} \right) \frac{\pi^2 \times 2.06 \times 10^5}{12(1-0.31^2)} \frac{14^2}{1\,000^2} \\ &= 221.7(\text{MPa}) > 1.5 \times 73.6 = 110.4(\text{MPa}) \end{aligned}$$

故腹板满足稳定要求。

(2) 横肋间距变化位置腹板屈曲验算

腹板横向加劲肋变化间距变化为 $1\,400\text{mm}$ 时, 腹板稳定性验算, 根据第一体系计算结果, $\sigma_1 = -28.8\text{MPa}$, $\sigma_2 = 15.5\text{MPa}$, $\tau = 71.7\text{MPa}$, 则:

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{15.5}{-28.8} = -0.54 \\ \sigma_{cr} &= 23.92 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{b^2} \\ &= 23.92 \times \frac{\pi^2 \times 2.06 \times 10^5}{12(1-0.31^2)} \frac{14^2}{1\,400^2} = 448.4(\text{MPa}) \\ \tau_{cr} &= \left(5.35 + 4 \frac{b^2}{d^2} \right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{b^2} \\ &= \left(5.35 + 4 \frac{1\,000^2}{2\,418^2} \right) \frac{\pi^2 \times 2.06 \times 10^5}{12(1-0.31^2)} \frac{14^2}{1\,000^2} = 221.7(\text{MPa}) \end{aligned}$$

$$\nu = \frac{1}{\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

$$= \frac{1}{\frac{1-0.54}{4} \cdot \frac{28.8}{448.4} + \sqrt{\left(\frac{3+0.54}{4} \cdot \frac{28.8}{448.4}\right)^2 + \left(\frac{71.7}{221.7}\right)^2}} = 52.6$$

安全度较大,满足稳定要求。

(3) 跨中位置腹板屈曲验算

跨中腹板稳定验算 $\sigma_1 = 100.5 \text{ MPa}$, 由上面计算临界应力可知:

$$\sigma_{cr} = 448.4 \text{ MPa}$$

$$\nu = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_1} = \frac{448.4}{100.5} = 4.46$$

安全系数大于 4, 满足要求。

腹板一阶屈曲系数为 9.4, 出现在横肋与腹板横向加劲肋之间的腹板中心区格内, 如图 11-36 所示。

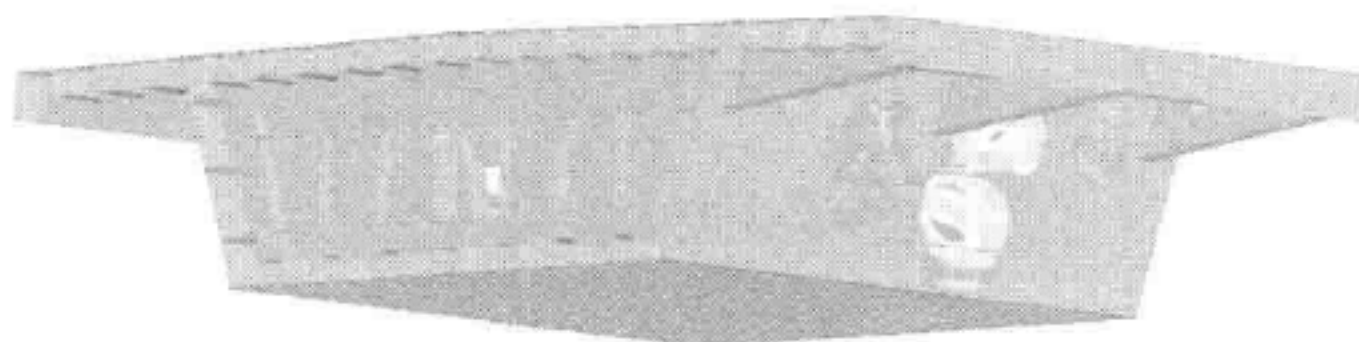


图 11-36 有限元计算腹板一阶屈曲模态图

四、钢箱梁顶推施工阶段验算

钢箱梁顶推施工前,需设置好合理的施工场地。当桥梁存在单向纵坡时,有条件时应由高程低的一侧向高程高的一侧顶推,避免由于几何位移和导梁下挠降低下方净空。如果钢箱梁位移竖曲线上,计算需要模拟支承边界的初始位形,以便准确计算支承反力及局部应力。

顶推设计的关键问题是导梁的设计及顶推方式的选择。较长的导梁可以减少主梁悬臂负弯矩,但同时过长的导梁也会使导梁与箱梁接头处的负弯矩和支反力相应增加。导梁的合理长度应使主梁最大悬臂负弯矩和支承反力控制在合理范围。在满足强度和稳定的条件下,宜选用较少重量及变截面的导梁,以减少顶推时主梁最大悬臂状态的负弯矩。国内外工程实践证明,钢导梁的长度以钢箱梁顶推自由长度的 0.6~0.7 倍为宜,刚度为顶推钢箱梁刚度的 1/10~1/5。本项目钢导梁长度拟定为 38m。刚度取主梁抗弯刚度的 1/5。



导梁主体结构为两个变截面工字形钢板梁,连接于钢箱梁预留接头上。两钢板梁之间采用工字钢连接。钢板梁根部高度与钢箱梁预留接头高度相同。图 11-37为顶推立面布置示意图。

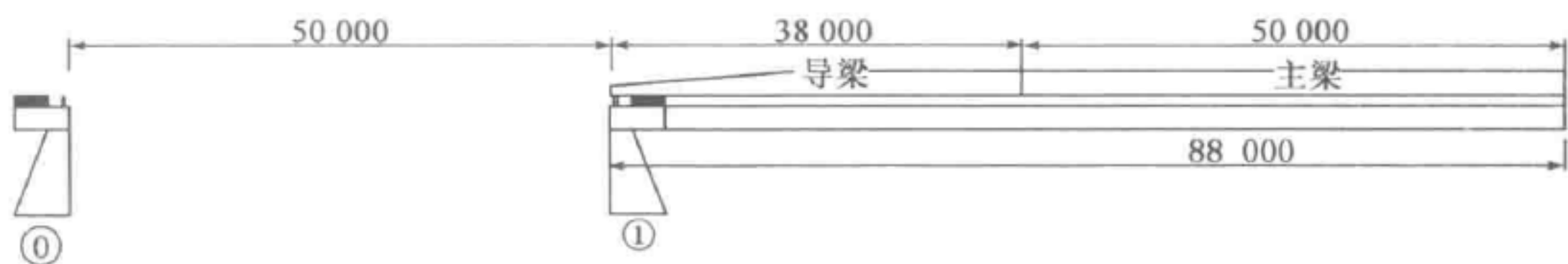


图 11-37 顶推立面布置示意图(尺寸单位:mm)

1. 主要顶推施工步骤

顶推施工流程见图 11-38。

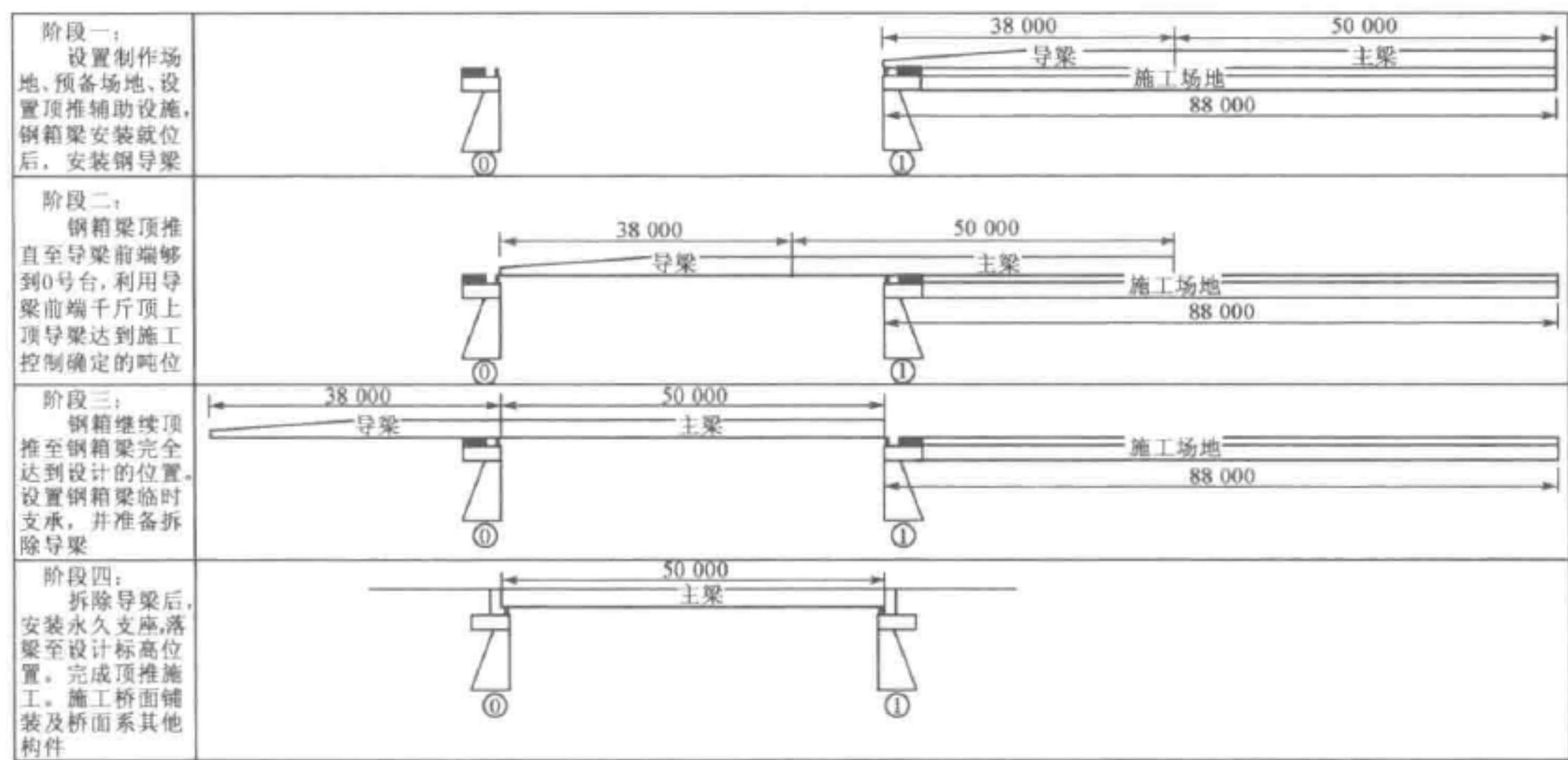


图 11-38 顶推施工流程

2. 顶推施工计算模拟

主梁共划分为 25 个单元,26 个节点,导梁共划分为 19 个单元,19 个节点,其中导梁与主梁连接端共节点。固定支座模拟场地,仅受压弹性连接模拟支承。在钢箱梁一端设置水平向约束,以控制结构体系处于非可变体系。顶进阶段长度取 2m 一个阶段进行近似模拟,支承边界条件均采用变形前支承,通过变形前支承,模拟导梁前端千斤顶上顶力。计算模型见图 11-39。

3. 主要计算成果

(1)反力包络图

顶推阶段最大反力为 2 449kN,发生在最大悬臂状态,单侧腹板承受局部压

力为 1 225kN,应适设置临时加固构造,避免箱梁腹板发生局部屈曲,如图 11-40 所示。

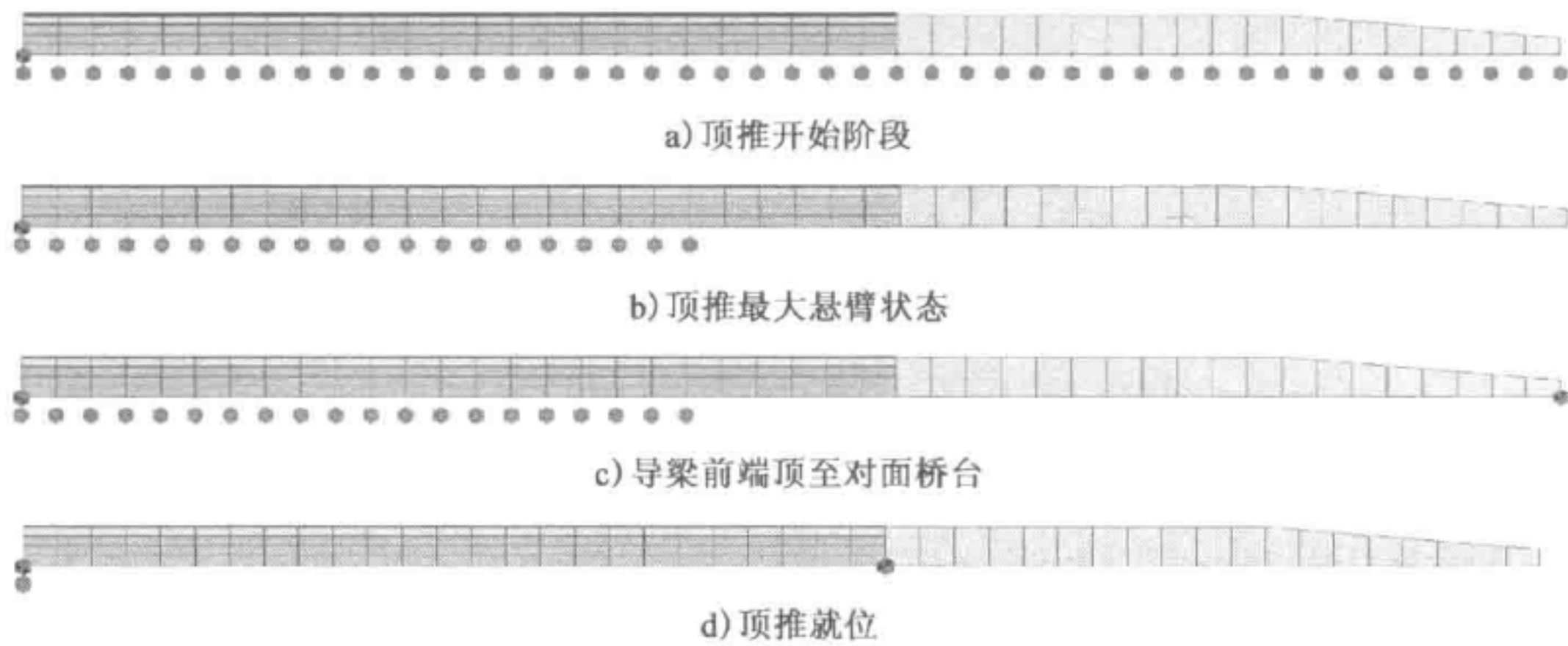


图 11-39 计算模型

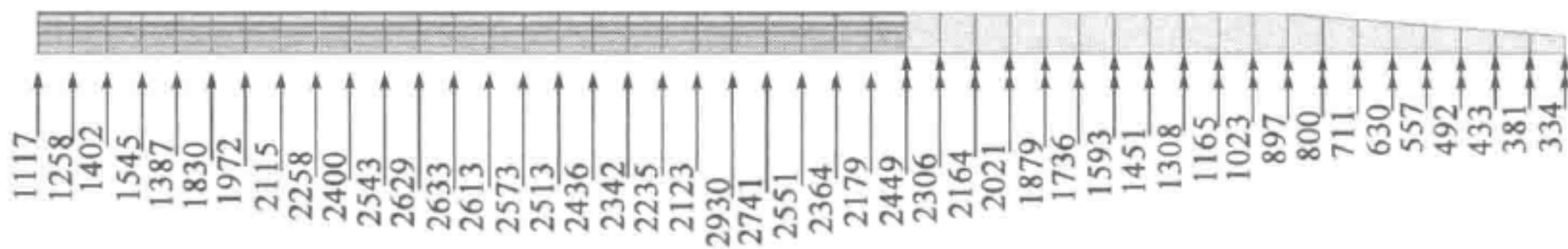


图 11-40 顶推反力包络图(单位:kN)

(2)应力包络图

从图 11-41~图 11-45 可以看出,钢箱梁顶推最大应力为 134.4MPa,发生在钢导梁与主梁连接的根部。钢箱梁最大应力为 35.5MPa。顶推阶段满足强度要求。

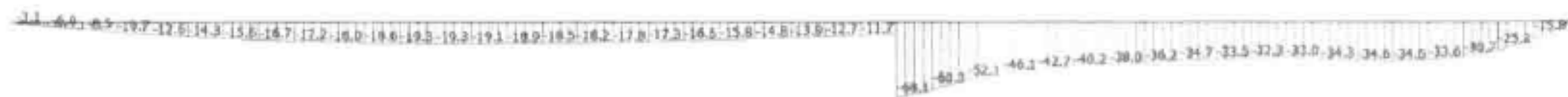


图 11-41 上翼缘最大压应力包络图(单位:MPa)



图 11-42 上翼缘最大拉应力包络图(单位:MPa)



图 11-43 下翼缘最大压应力包络图(单位:MPa)



图 11-44 下翼缘最大拉应力包络图(单位:MPa)



图 11-45 最大应力包络图(单位:MPa)

参 考 文 献

- [1] 小西一郎. 钢桥[M]. 东京:丸善株式会社,1975.
- [2] Chen W-F, Duan L. Bridge Engineering Handbook [M]. CRC Press LLC,2000.
- [3] Wolchuk R. Orthotropic redecking of bridges on the north american continent[J]. Structural Engineering International,1992.
- [4] Cuninghame J R, Beales C. Fatigue crack locations in orthotropic steel decks[C]. Proceedings IABSE Workshop Remaining Fatigue Life of Steel structures, 1990:133-146.
- [5] Fisher J W. Bridge Fatigue Guide-Design and Details[M]. AISC Inc. ,1977.
- [6] Hsin-Yang Chung. fatigue reliability and optimal inspection strategies for steel bridges[D]. Dissertation of PhD,2004.
- [7] 三木千寿,塩崎匡克,馆石和雄,等. 箱断面桁のダイアフラムと下フランジ縦リブの交差部の疲労強度[C]//土木学会论文集. 1997.
- [8] 日本道路協會. 道路橋示方書・同解説[S]. 日本东京:丸善株式会社,2002.
- [9] 日本鐵道綜合研究所. 鐵道構造物等設計標準・同解説[S]. 日本东京:丸善株式会社,2000.
- [10] 日本鋼構造協會. 鋼構造物の疲労設計指針・同解説[S]. 东京:技報堂,1993.
- [11] 日本土木学会鋼構造委員会鋼床版の疲労小委員会. 鋼床版の疲労[M]. 日本土木学会,1990.
- [12] 日本橋梁建設協會. 新しい鋼橋の誕生Ⅱ改訂版[M]. 日本橋梁建設協會,2004.
- [13] 永田考,岩崎雅紀. 鋼床版構造の合理化に関する研究一材の厚肉化と舗装の薄層化一[J]. 横河ブリッジグループ技報,1998.
- [14] AASHTO. AASTO LRFD bridge design specifications[S]. 3rd Ed. , 2004.
- [15] DEXTER R J, FISHER J W. Fatigue Cracking of Orthotropic Steel Decks [R]. Iabse Workshop, Lausanne 1997.
- [16] 李小珍,任伟平,卫星,等. 现代钢桥新型结构形式及其疲劳问题分析[J].



钢结构,2006.

- [17] Miner M A. Cumulative Damage in Fatigue[J]. Journal of Applied Mechanics, 12,1945.
- [18] Cuninghame J R. and Beales C. Fatigue crack locations in orthotropic steel decks, IABSE Periodical No. 4, 1990.
- [19] Cuninghame J R. Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, Transport and Road Research Laboratory, Report259, Crowthorne, Berkshire, 1990.
- [20] Kolstein H. Fatigue Behaviour of Field-Welded Rib Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks[R]. Iabse workshop, Lausanne,1990.
- [21] Xiao Z-G, Yamada K, Inoue J, et al. Fatigue cracks in longitudinal ribs of steel orthotropic deck[J]. International Journal of Fatigue,2006.
- [22] F. B. P. de Jong. European Research on the Improvement of the Fatigue Resistance and Design of Steel Orthotropic Bridge[C]//2004 Orthotropic Bridge Conference. 2004.
- [23] de Jong F B P. Overview Fatigue Phenomenon in Orthotropic Bridge Decks in the Netherlands[C]//2004 Orthotropic Bridge Conference. 2004.
- [24] Connor R J. Fisher. J. W. Consistent Approach to Calculating Stresses for Fatigue Design of Welded Rib-to-web Connections in Steel Orthotropic Bridge Decks[J]. Journal of Bridge Engineering(ASCE), 2006.
- [25] US Department of Transportation Federal Highway Administration. Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges [R]. FHWA-IF-12-027, 2012.
- [26] EN1993-1-9;2005. Design of Steel Structures Part 1-9;Fatigue[S]. 2005.
- [27] EN1991-2;2003. Actions on structure—part2; Traffic Loads on Bridges [S]. 2003.
- [28] EN1993-2;2006. Design of Steel Structures Part2;Steel Bridges[S]. 2006.
- [29] 李国豪,项海帆,沈祖炎,等. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京:中国铁道出版社,1992.
- [30] 李扬海,鲍卫刚. 公路桥梁结构可靠度与概率极限状态设计[M]. 北京:人民交通出版社,1997.
- [31] 铁摩辛柯 S P,盖莱 J M. 弹性稳定理论[M]. 张福范,译. 北京:科学出版

- 社,1965.
- [32] 中国铁道科学研究院科研中心. 崇启大桥大跨度连续钢箱梁关键技术研究[R]. 2009.
- [33] 同济大学桥梁工程系. 苏通长江公路大桥钢箱梁合理构造与受力特性研究报告[R]. 2002.
- [34] 中华人民共和国行业标准. JTG D60—2015 公路桥涵设计通用规范[S]. 2015.
- [35] 中华人民共和国行业标准. JTG D64—2015 公路钢结构桥梁设计规范[S]. 2015.
- [36] 中华人民共和国行业标准. JTG B01—2014 公路工程技术标准[S]. 2014.
- [37] 中华人民共和国行业标准. TB 10002. 3—2005 铁路桥梁钢结构设计规范[S]. 2005.
- [38] Construction Industry Research And Information Association(CIRIA). Structural action in steel box girders[M]. london,1977.
- [39] Chatterjee S. The Design of Modern Steel Bridges ,2nd Ed[M]. Blackwell Science,2003.
- [40] Stephen P, Timoshenko Woinowsky-krieger. S. Theory of Plate and Shells[M]. McGRAW-Hill,1958.
- [41] Timoshenko S P,GERE J M. Theory of Elastic Stability (2nd Ed)[M]. McGRAW-Hill,1985.
- [42] 张麒,方淑君,戴公连. 钢箱梁受压翼缘局部稳定分析[J]. 钢结构,2002,17(3).
- [43] 郭金琼. 箱形梁设计理论[M]. 北京:人民交通出版社,1989.
- [44] Cynthia Pearson and Norbert Delatte. Collapse of the Quebec Bridge, 1907[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities,1,2006,1(20).
- [45] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京:人民交通出版社,2000.
- [46] 陈惠发, Atsuta T. 梁—柱分析与设计[M]. 周绥平,刘西拉,译. 北京:人民交通出版社,1997.
- [47] 王国周,瞿履谦. 钢结构——原理与设计[M]. 北京:清华大学出版社,1993.
- [48] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计的新进展[J]. 建筑钢结构进展,2004,6(2).
- [49] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 北京:科学出版社,2003.

- [50] 中华人民共和国国家标准. GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中华人民共和国建设部, 2003.
- [51] 日本钢结构协会. 钢结构技术总览(建筑篇)[M]. 陈以一, 傅功义, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [52] 藤井裕司, 大桥治一. 斜张桥主桁腹板的屈曲实验报告[J]. 本四技报, 1994, 18(71).
- [53] 大桥治一, 大川宗男. 长大斜张桥钢床板的压缩强度的评价[J]. 本四技报, 1996, 20(78).
- [54] BS EN1993-1-1:2005. Eurocode 3 Design of steel structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings[S]. British: European Committee for Standardization, 2005.
- [55] BS EN1993-2:2006. Eurocode 3 Design of steel structures. Part 2: Steel bridges [S]. British: European Committee for Standardization, 2006.
- [56] 日本道路协会. 道路橋示方书・同解説 II 鋼橋編[S]. 日本: 丸善株式会社, 2002.
- [57] 日本運輸省鐵道局. 鐵道構造物等設計標準・同解説——鋼・合成構造物[S]. 日本: 丸善株式会社, 2000.
- [58] AASHTO LRFD Bridge 2005 Design Specifications (SI Units, Third Edition)-2005 Interim Revisions[S]. American: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2005.
- [59] BS5400. Steel, Concrete and Composite Bridges Part 3: Code of Practice for Design of Steel Bridges[S]. British Standards Institution, 2000.
- [60] BS5400. Steel, Concrete and Composite Bridges Part 6: Specification for Materials and Workmanship, Steel[S]. British Standards Institution, 1999.
- [61] 小西一郎. 钢桥[M]. 朱立东, 等, 译. 北京: 人民铁道出版社, 1980.
- [62] 中国机械工程学会焊接学会. 焊接手册 第3卷. 焊接结构[M]. 3版. 1 北京: 机械工业出版社, 2008.
- [63] 颜海. 大跨度斜拉桥扁平钢箱梁整体-局部相关稳定问题[D]. 上海: 同济大学, 2004.
- [64] 李立峰. 正交异性钢箱梁局部稳定分析理论及模型试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2005.
- [65] 上海闵浦大桥主跨钢桁梁设计关键技术研究——分报告之四: 上海闵浦大

桥主跨钢桁梁双向压弯构件稳定性研究[R]. 北京:中国铁道科学研究院铁道建筑研究所, 2008.

- [66] 上海闵浦大桥主跨钢桁梁设计关键技术研究——分报告之五:上海闵浦大桥钢梁制造与安装精度标准研究[R]. 北京:中国铁道科学研究院铁道建筑研究所, 2008.