

21 世纪交通版

高等学校教材(公路与交通工程)编写委员会

主任委员:王秉纲 (长安大学)

副主任委员:胡长顺 (长安大学)

陈艾荣 (同济大学)

王 炜 (东南大学)

杜 颖 (人民交通出版社)

委 员:周 伟 (交通部交通科学研究院)

郑建龙 (长沙理工大学)

张建仁 (长沙理工大学)

刘小明 (北京工业大学)

梁乃兴 (重庆交通大学)

向中富 (重庆交通大学)

徐 岳 (长安大学)

郭忠印 (同济大学)

杨晓光 (同济大学)

黄晓明 (东南大学)

叶见曙 (东南大学)

黄 侨 (哈尔滨工业大学)

裴玉龙 (哈尔滨工业大学)

马松林 (哈尔滨工业大学)

赵明华 (湖南大学)

邵旭东 (湖南大学)

陈宝春 (福州大学)

王殿海 (吉林大学)

符铎砂 (华南理工大学)

秘 书 长:韩 敏 (人民交通出版社)

总 序

当今世界,科学技术突飞猛进,全球经济一体化趋势进一步加强,科技对于经济增长的作用日益显著,教育在国家经济与社会发展中所处的地位日益重要。进入新世纪,面对国际国内经济与社会发展所出现的新特点,我国的高等教育迎来了良好的发展机遇,同时也面临着巨大的挑战,高等教育的发展处在一个前所未有的重要时期。其一,加入 WTO,中国经济已融入到世界经济的发展进程之中,国家间的竞争更趋激烈,竞争的焦点已更多地体现在高素质人才的竞争上,因此,高等教育所面临的是全球化条件下的综合竞争。其二,我国正处在由计划经济向社会主义市场经济过渡的重要历史时期,这一时期,我国经济结构调整将进一步深化,对外开放将进一步扩大,改革与实践必将提出许多过去不曾遇到的新问题,高等教育面临加速改革以适应国民经济进一步发展的需要。面对这样的形势与要求,党中央国务院提出扩大高等教育规模,着力提高高等教育的水平与质量。这是为中华民族自立于世界民族之林而采取的极其重大的战略步骤,同时,也是为国家未来的发展提供基础性的保证。

为适应高等教育改革与发展的需要,早在 1998 年 7 月,教育部就对高等学校本科专业目录进行了第四次全面修订。在新的专业目录中,土木工程专业扩大了涵盖面,原先的公路与城市道路工程,桥梁工程,隧道与地下工程等专业均纳入土木工程专业。本科专业目录的调整是为满足培养“宽口径”复合型人才的要求,对原有相关专业本科教学产生了积极的影响。这一调整是着眼于培养 21 世纪社会主义现代化建设人才的需要而进行的,面对新的变化,要求我们对人才的培养规格、培养模式、课程体系和内容都应作出适时调整,以适应要求。

根据形势的变化与高等教育所提出的新的要求,同时,也考虑到近些年来公路交通大发展所引发的需求,人民交通出版社通过对“八五”、“九五”期间的路桥及交通工程专业高校教材体系的分析,提出了组织编写一套面向 21 世纪的具有鲜明交通特色的高等学校教材的设想。这一设想,得到了原路桥教学指导委员会几乎所有成员学校的广泛响应与支持。2000 年 6 月,由人民交通出版社发起组织全国面向交通办学的 12 所高校的专家学者组成面向 21 世纪交通版高等学校教材(公路类)编审委员会,并召开第一次会议,会议决定着手组织编写土木工程专业具有交通特色的道路专业方向、桥梁专业方向以及交通工程专业教材。会议经过充分研讨,确定了包括基本知识技能培养层次、知识技能拓宽与提高层次以及教学辅助层次在内的约 130 种教材,范围涵盖本科与研究生用教材。会后,人民交通出版社开始了细致的教材编写组织工作,经过自由申报及专家推荐的方式,近 20 所高校的百余名教授承担约 130 种教材的主编工作。2001 年 6 月,教材编委会召开第二次会议,全面审定了各门教材主编院校提交的教学大纲,之后,编写工作全面展开。

面向 21 世纪交通版高等学校教材编写工作是在本科专业目录调整及交通大发展的背景下展开的。教材编写的基本思路是:(1)顺应高等教育改革的形势,专业基础课教学内容实现与土木工程专业打通,同时保留原专业的主干课程,既顺应向土木工程专业过渡的需要,又保持服务公路交通的特色,适应宽口径复合型人才培养的需要。(2)注重学生基本素质、基本能

力的培养,为学生知识、能力、素质的综合协调发展创造条件。基于这样的考虑,将教材区分为二个主层次与一个辅助层次,即基本知识技能培养层次与知识技能拓宽与提高层次,辅助层次为教学参考用书。工作的着力点放在基本知识技能培养层次教材的编写上。(3)目前,中国的经济发展存在地区间的不平衡,各高校之间的发展也不平衡,因此,教材的编写要充分考虑各校人才培养规格及教学需求多样性的要求,尽可能为各校教学的开展提供一个多层次、系统而全面的教材供给平台。(4)教材的编写在总结“八五”、“九五”工作经验的基础上,注意体现原创性内容,把握好技术发展与教学需要的关系,努力体现教育面向现代化、面向世界、面向未来的要求,着力提高学生的创新思维能力,使所编教材达到先进性与实用性兼备。(5)配合现代化教学手段的发展,积极配套相应的教学辅件,便利教学。

教材建设是教学改革的重要环节之一,全面做好教材建设工作,是提高教学质量的重要保证。本套教材是由人民交通出版社组织,由原全国高等学校路桥与交通工程教学指导委员会成员学校相互协作编写的一套具有交通出版社品牌的教材,教材力求反映交通科技发展的先进水平,力求符合高等教育的基本规律。各门教材的主编均通过自由申报与专家推荐相结合的方式确定,他们都是各校相关学科的骨干,在长期的教学与科研实践中积累了丰富的经验。由他们担纲主编,能够充分体现教材的先进性与实用性。本套教材预计在二年内完全出齐,随后,将根据情况的变化而适时更新。相信这批教材的出版,对于土木工程框架下道路工程、桥梁工程专业方向与交通工程专业教材的建设将起到有力的促进作用,同时,也使各校在教材选用方面具有更大的空间。需要指出的是,该批教材中研究生教材占有较大比例,研究生教材多具有较高的理论水平,因此,该套教材不仅对在校学生,同时对于在职学习人员及工程技术人员也具有很好的参考价值。

21世纪初叶,是我国社会经济发展的重要时期,同时也是我国公路交通从紧张和制约状况实现全面改善的关键时期,公路基础设施的建设仍是今后一项重要而艰巨的任务,希望通过各相关院校及所有参编人员的共同努力,尽快使全套面向21世纪交通版高等学校教材(公路类)尽早面世,为我国交通事业的发展做出贡献。

面向21世纪交通版
高等学校教材(公路类)编审委员会
人民交通出版社
2001年12月

第三版前言

第三版《混凝土简支梁(板)桥》计算示例集,系在第二版内容的基础上,依据 2004 年交通部颁标准《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)、《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)和 2005 年交通部颁标准《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)重新编写的。本书第二版含有五个示例,考虑到原有示例四(预应力混凝土 T 形梁桥)所采用 24 ϕ 5 碳素钢丝、锥形锚具及用抽拔橡胶管成孔工艺等制作的 T 梁桥,在现实工程中应用极少,故在第三版中删除原示例四,而改为四个示例。

重新编写的四个示例,在原有内容上有所充实:诸如示例一增加了吊钩与栏杆扶手的计算;示例二增加了持久状况正常使用极限状态(裂缝宽度和结构挠度)的验算;示例四增加了主梁端部局部抗压承载力的验算等。在此需要特别提出的是,示例二整体式斜交板桥的计算。由于新规范中主要可变(汽车)荷载形式的改变,过去国内学者研制的计算图表已不再适用,按照新规范(2004 年版)荷载标准的简化计算图表还有待研究开发。在新版《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的条文说明第 4.1.4 条给出了“斜交板桥根据奥尔森(Olsen)提出的实验数据,按正交板桥计算条件如表 4-1”,并提出“凡斜交角 $\varphi \leq 40^\circ$ 的装配式斜板桥均可按计算跨径为斜跨的正交板桥计算,”但没有说明具体的计算方法。本示例永久作用采用尼尔森(Nielsen)方法,可变作用则根据奥尔森提出的将斜交板转化为正交板采用 G-M 法进行计算。计算精度分析表明,用上述方法计算的纵向设计弯矩值与采用 ANSYS 通用有限元程序的计算值较为相近,可以据此配置斜板桥的纵向钢筋;但是横向设计弯矩值误差较大,且无规律可循。用日本《钢筋混凝土道路桥设计规范》中所建议的直接由斜交板桥的纵向钢筋配筋量(用上述方法求得)乘以修正系数,求得横向钢筋配筋量,来配置斜板桥的横向钢筋。从比较计算结果来看,该横向配筋量的承载能力略大于电算值。本示例即采用该方法布置横向钢筋。

本书例一由杨咏昕、陆莲娣编写,例二由石雪飞编写,例三由张元凯编写,例四由柳惠芬编写,全书由易建国主编。

由于编者水平有限,对新规范理解不够透彻,兼之编写时间紧迫,书中会有不少缺点与错误,恳请读者批评指正。

编 者

二〇〇六年六月

第二版前言

《混凝土简支梁(板)桥》自 1991 年出版后,承蒙读者厚爱,先后已印刷五次,印数达 23500 册。这次利用再版机会,对原书作了修改与补充。除对原书的一些差错进行更正外,其中示例一改动较大,重新进行编写,增加了箍筋设计、斜截面抗剪强度验算以及使用阶段主应力验算等内容,较原书的示例一有所充实。另外,考虑到目前工程上夹片锚具与低松弛、高强度钢绞线的应用日趋普遍,单根预应力束张拉力增大,相应的简支预应力混凝土 T 梁梁间距也增大,故而增加示例五。该示例取主梁全长为 39.96m,计算跨径为 39.0m,主梁高度为 2.30m,主梁间距为 2.50m 为例,较全面的介绍了设计与计算全过程,并增添了原示例四未曾介绍的行车道板的荷载效应计算、截面配筋设计与强度验算等内容。为此,再版的桥梁计算示例丛书《混凝土简支梁(板)桥》一书,将对在校学生和从事桥梁建设的工程技术人员更具参考价值。

本书例一由陆莲娣、杨詠昕编写,易建国审核,例五由柳惠芬编写,周宗泽审核,全书由易建国主编。

由于编者水平有限,编写时间较紧,书中仍会有不少缺点与错误,恳请读者批评指正。

编 者
二〇〇〇年十月

第一版前言

《桥梁计算示例集》是为了配合《桥梁工程》课程的教学,针对课程的主要内容,结合近年来我国公路桥梁工程的实际状况,依据 1985 年交通部颁布标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)编写的。

本书为混凝土简支梁(板)桥计算示例,由四个比较典型的计算示例组成,即:

例一为预应力混凝土空心板桥计算示例。取计算跨径为 12.60m 的双椭圆形孔空心板梁为对象,详细地介绍了空心板梁的特点、各项计算内容(包括板块间铰的计算与栏杆的计算等),以及截面强度、应力与变形的验算。荷载横向分布系数采用铰接板法。

例二为钢筋混凝土整体式斜交板桥计算示例。以计算跨径为 8.00m、斜交角为 30° 的整体式斜板为对象,比较系统地介绍了应用现成图表进行内力计算、截面配筋等有关内容。并通过电算分析比较,指出了应用现成图表计算的局限性与不足之处。

例三为装配式钢筋混凝土简支 T 形梁(包括桥墩)桥计算示例。示例分为两部分:第一部分为计算跨径 19.50m、五梁式简支 T 形梁桥计算,较全面地介绍了主梁、横梁、行车道板与支座的计算过程,并比较系统地介绍了采用连接筋形式的连续桥面的计算方法。荷载横向分布系数采用 G-M 法。第二部分为钻孔灌注桩、双柱式桥墩的计算(包括盖梁、墩柱、钻孔桩的内力与配筋计算、截面强度与变形验算等),其中钻孔桩内力计算采用 m 值法。

例四为预应力混凝土简支 T 形梁桥计算示例。以计算跨径为 38.88m、五梁式 T 形梁为对象(采用 24 ϕ 5 碳素钢丝、锥形锚具、抽拔橡胶管的成孔工艺),详尽地介绍了预应力混凝土 T 形简支梁计算的全过程(包括横梁的计算),其中荷载横向分布系数采用修正的刚性横梁法。

学生通过对本书的学习,可以加深对桥梁工程基本理论和重要概念的理解,熟悉具体工程设计的计算内容、步骤与方法等等,使理论与实践能较好较快地结合起来。本书可作为在校学生进行各阶段设计时的参考书,也可供从事桥梁工程的有关技术人员使用参考。

本书例一由重庆交通学院陆莲娣、向中富编写,西安公路学院陈祥宝审核。例二由西安公路学院杨炳成编写,重庆交通学院顾安邦审核。例三由同济大学易建国编写,重庆交通学院徐君兰审核。例四由同济大学杨士金编写,云南工学院董明审核。全书由易建国主编,顾安邦主审。

由于编者水平有限,书中会有不少缺点和错误,恳请读者批评指正。

编 者

1990 年 8 月

21世纪交通版高等学校教材、教学参考书（公路类）目录

交通工程专业

序号	教材名称	主编学校	定价
1	国家规划教材 交通工程学	北京工业大学	42元
2	交通工程总论（第二版）	东南大学	32元
3	交通运输工程导论	同济大学	22元
4	国家土木工程专业规划教材 道路工程（土木、交通工程）	同济大学	40元
5	交通工程专业英语	哈尔滨工业大学	28元
6	交通调查与分析（第二版）	长安大学	38元
7	道路通行能力分析	长安大学	27元
8	城市交通网络分析	华中科技大学	
9	道路交通工程系统分析方法	东南大学	28元
10	交通影响分析	华中科技大学	
11	交通系统仿真技术	北京工业大学	26元
12	交通流理论	吉林大学	21元
13	城市总体规划原理	同济大学	
14	交通枢纽规划与设计	哈尔滨工业大学	
15	交通规划与设计	东南大学	
16	公路网规划	哈尔滨工业大学	27元
17	停车场规划设计与管理	北京工业大学	30元
18	交通设计方法与运用	同济大学	
19	交通工程设施设计	东南大学	35元
20	交通工程设计理论与方法	长安大学	40元
21	机电工程系统	华南理工大学	
22	国家规划教材 交通管理与控制（第三版）	同济大学	32元
23	交通与环境	长安大学	
24	智能运输系统概论	吉林大学	25元
25	道路交通安全	哈尔滨工业大学	32元
26	道路交通安全管理法规概论及案例分析	哈尔滨工业大学	29元
27	环境经济学	长安大学	32元
28	运输经济学	同济大学	40元
29	客运交通系统	同济大学	
30	物流学	同济大学	
31	城市轨道交通	同济大学	
32	交通工程计算示例	湖南大学	
33	交通工程专业课程设计指导书	同济大学	
34	交通工程专业生产实习指导书	哈尔滨工业大学	7元
35	交通工程专业毕业设计指导书	长安大学	
36	综合运输系统规划（研）	哈尔滨工业大学	
37	交通安全系统分析（研）	哈尔滨工业大学	

标有估价者为即将出版

土木工程专业（道路工程专业方向）

序号	教材名称	主编学校	定价
一、基本知识技能层次教材			
1	土质学与土力学（第三版）	同济大学	26元
2	道路建筑材料（第四版）	同济大学	35元
3	公路工程地质（第三版）	长安大学	23元
4	测量学（第二版）	长安大学	34元
5	土木工程概论	同济大学	
6	道路工程制图（第四版）	同济大学	估价 36元
7	道路工程制图习题集（第四版）	湖南大学	估价 25元
8	专业英语（第二版）（土木、路桥工程专业）	湖南大学	30元
9	工程经济学原理与应用	长沙理工大学	
10	道路勘测设计（第二版）	长安大学	40元
11	公路施工组织及概预算（第二版）	长沙理工大学	27元
12	公路工程项目管理	长安大学	
13	路基路面工程（第二版）	东南大学	52元
14	公路经济学教程	长沙理工大学	23元
15	道路结构力学（上册、下册）	长安大学	50元
16	国家土木工程专业规划教材—路面工程	东南大学	
17	道路经济与管理（第二版）	长安大学	
18	公路施工技术与管理	重庆交院	估价 35元
19	道路工程（桥隧方向）	重庆交院	32元
二、知识技能拓展及提高层次教材			
1	城市道路设计（第二版）	华中科大	22元
2	道路经济与管理决策	华中科大	
3	软土与软土地基处理	同济大学	
4	路基路面工程检测技术	长沙理工大学	46元
5	交通地理信息系统	华南理工	
6	公路工程计算机辅助管理	长安大学	
7	沥青路面	长安大学	
8	水泥混凝土路面	同济大学	
9	公路养护与管理	长安大学	
10	道路与桥梁工程计算机绘图	长安大学	31元
11	公路土工合成材料原理与应用	东南大学	22元
12	道路管理与系统分析方法	东南大学	估价 42元
13	地基处理	东南大学	
14	路基设计原理与计算	东南大学	40元
15	GPS测量原理及其应用	东南大学	28元
16	公路几何设计与交通安全	长安大学	
17	公路防排水与水毁防治技术	长安大学	
18	高速公路（第二版）	同济大学	21元
19	公路工程造价编制与管理	重庆交院	31元
20	工程项目招标与投标	重庆交院	30元

21	公路环境与景观设计	长沙理工大学	30元
22	道路设施管理	同济大学	
23	道路规划与几何设计	同济大学	
24	特殊地区路基工程	长安大学	
25	现代加筋土理论与技术	长安大学	估价 28元
26	高速公路设计	长安大学	估价 34元
27	现代土木工程施工	重庆交院	
28	土木工程造价控制	长安大学	
29	公路工程监理	山东交通学院	
30	公路测设新技术	长安大学	36元
31	道路勘测设计一体化	北京工业大学	
32	集成化道路、桥梁工程CAD	大连理工大学	
33	路基防护与加固工程	重庆交院	
34	公路小桥涵勘测设计	重庆交院	31元
35	道路与桥梁工程病害诊断与处治	北京工业大学	
36	道路与桥梁检测技术	福州大学	
37	水泥与水泥混凝土	长安大学	30元
38	道路工程结构分析数值方法 (研)	长沙理工大学	
39	路面设计原理 (研)	同济大学 长沙理工大学	
40	路基设计原理 (研)	长安大学 长沙理工大学	
41	公路路线设计原理与方法 (研)	华南理工 长安大学	估价 32元
42	现代道路工程材料 (研)	华南理工 重庆交院	
43	工程经济学 (研)	同济大学	
44	路线CAD原理与方法 (研)	东南大学	
45	路面断裂与损伤 (研)	长安大学	
46	高等土质学 (研)	长安大学	
47	沥青与沥青混合料 (研)	长安大学	
48	路面功能设计 (研)	东南大学	
49	道路景观设计 (研)	东南大学	
50	路面新技术 (研)	东南大学	

土木工程专业（桥梁与隧道工程专业方向）

序号	教材名称	主编学校	定价
一、基本技能层次教材			
1	桥梁工程（桥方向）（上、下）	同济大学	上册42元
		重庆交院	下册30.8元
2	桥梁工程（路方向）	同济大学	
3	桥梁工程（土木、交通工程）	湖南大学	52元
4	基础工程（第二版）	长安大学	33元
5	结构设计原理（第二版）	东南大学	51元
6	隧道工程（第二版）（上）	长安大学	65元
7	桥涵水文（第三版）	长安大学	24元
8	钢桥	同济大学	估价 35元
9	斜弯桥设计与分析	同济大学	
10	水力学	长安大学	19元
11	轨道交通桥梁	同济大学 重庆交院	

12	工程弹塑性力学（研）	浙江大学	
二、知识技能拓展与提高层次			
1	桩基设计与计算	湖南大学	
2	桥梁检测与加固	华中科大	27元
3	桥梁钢—混凝土组合结构设计原理	哈工大	26元
4	桥梁结构试验	同济大学	22元
5	桥梁抗震	同济大学	15元
6	桥梁抗风	同济大学	
7	桥梁工程CAD及信息技术	湖南大学	
8	桥梁施工技术	同济大学	
9	桥梁施工组织管理	长安大学	
10	大跨与新型桥梁	福州大学	
11	斜拉桥的设计、施工与控制	长沙理工大学	
12	大跨度桥梁结构计算理论	长沙理工大学	18元
13	服役桥梁动态可靠度理论与维修加固策略	长沙理工大学	
14	公路隧道勘察设计	长安大学	
15	隧道结构力学计算	长安大学	29元
16	大跨度桥梁极限承载力分析	长沙理工大学	
17	现代大跨拱桥	重庆交院	
18	隧道施工（第二版）	长安大学	
19	工程结构试验	同济大学	
20	公路隧道运营管理	长安大学	28元
21	桥梁工程概论（土木、交通工程）	长安大学	27元
22	桥梁结构分析建模方法与应用	长安大学	
23	桥梁加固理论与方法	长安大学	
24	桥梁结构电算（本、研）	同济大学	
25	高等工程结构试验（研）	同济大学	
26	箱梁理论（第二版）（研）	福州大学	
27	结构工程数值方法（研）	长安大学	
28	桥梁健康状态监测（研）	同济大学	
29	结构分析的有限元方法与程序设计（研）	浙江大学	
30	桥梁结构动力计算（研）	福州大学	
31	桥梁结构稳定理论与计算（研）	福州大学	
32	桥梁施工控制与监测（研）	湖南大学 长沙理工大学 重庆交院	
33	高等混凝土结构理论（研）	湖南大学 重庆交院	
34	现代预应力技术—理论与实践（研）	福州大学 重庆交院	
35	轨道交通桥梁结构理论（研）	同济大学	
36	高等隧道与地下工程结构理论（研）	同济大学 长安大学 重庆交院	
37	高等钢筋混凝土结构（研）	重庆交院	27元
38	高等桥梁结构理论（研）	同济大学	35元

公路工程管理专业

序号	教材名称	主编学校	定价
1	建设项目投资控制与管理	长沙理工大学	

2	管理信息系统	重庆交院	31元
3	工程项目融资	长沙理工大学 华南理工	29元
4	公路建设项目可行性研究	东南大学	估价 30元
5	工程风险管理	湖南大学	21元
6	公路工程定额原理与估价	长安大学	34元
7	工程质量控制与管理	长安大学	29元

工程机械管理专业

序号	教材名称	主编学校	定价
1	工程机械底盘设计	长安大学	36元
2	工程机械设计	长安大学	38元
3	公路工程机械化施工与管理	重庆交院	40元
4	工程机械维修	长安大学	38元
5	施工机械概论	长安大学	35元
6	工程机械专业英语	长安大学	估价 35元

四、教学指导书与示例丛书

序号	教材名称	主编学校	定价
一、路、桥隧专业方向课程设计、毕业设计指导书			
1	《道路勘测设计》毕业设计指导	长安大学	30元
2	《基础工程》毕业设计指导书	长安大学	
3	土木工程专业毕业设计指南《道路工程分册》	长沙理工大学	
4	土木工程专业毕业设计指南《隧道与地下工程分册》	长安大学	
5	土木工程专业毕业设计指南《桥梁工程分册》	重庆交院	
6	土木工程专业毕业设计指南《岩土工程分册》	湖南大学	
7	交通工程专业毕业设计指南	长安大学	
二、设计计算示例			
1	桥梁计算示例丛书		
①	拱桥(1)	华中科大	36元
	拱桥(2)	重庆交院	
	钢管混凝土拱桥	华南理工	
②	连续梁桥(1)	重庆交院	
	连续梁桥(2)	华南理工	
③	斜拉桥	重庆交院	
④	悬索桥(第二版)	重庆交院	16元
⑤	混凝土简支梁(板)桥(第二版)	同济大学	27元
⑥	桥梁地基与基础	湖南大学	16元
2	道路结构计算示例	长安大学	
3	简明桥梁施工计算示例	重庆交院	
4	隧道设计示例	长安大学	
5	《结构设计原理》计算示例	东南大学	
6	公路小桥涵设计示例		
三、工程实习指导书			
	《桥梁工程》	重庆交院	

人民交通出版社公路图书介绍

人民交通出版社公路图书部是该社公路图书核心出版部门,现承担国家级重点图书“交通科技丛书”、“现代桥梁技术丛书”、“当代交通领域重要著作丛书”以及“二十一世纪交通版高等学校教材”等重点图书的出版任务。联系电话:010-85285983

一、21世纪交通版高等学校教材

※ ※ ※ ※ ※ ※ ※

1. 交通工程总论(第二版)(徐吉谦) 32元
2. 交通工程专业英语(裴玉龙) 28元
3. 交通运输工程导论(姚祖康) 22元
4. 国家规划教材·交通工程学(任福田) 42元
5. 道路通行能力分析(陈宽民) 27元
6. 交通流理论(王殿海) 21元
7. 交通系统仿真技术(刘运通等) 26元
8. 公路网规划(裴玉龙) 27元
9. 停车场规划设计与运营(关宏志) 30元
10. 交通工程设施设计(李峻利主编) 35元
11. 交通工程设计理论与方法(马荣国) 40元
12. 智能运输系统概论(杨兆升) 25元
13. 国家规划教材·交通管理与控制(第三版)(杨佩昆) 32元
14. 运输经济学(严作人) 40元
15. 道路交通工程系统分析方法(王 炜) 28元
16. 交通工程专业生产实习指导书(朱从坤) 7元
17. 道路交通安全(裴玉龙等) 32元
18. 交通调查与分析(王建军) 38元
19. 交通运输设施与管理(郭忠印) 33元
20. 路基路面工程(第二版)(邓学均) 52元
21. 普通高等教育土建学科专业“十五”规划教材
道路工程(严作人等) 40元
22. 普通高等教育土建学科专业“十五”规划教材
结构设计原理(第二版)(叶原曙) 51元
23. 道路交通安全管理法规概论及案例分析(裴玉龙) 29元
- ※ ※ ※ ※ ※ ※ ※
24. 道路与桥梁工程计算机绘图(许金良) 31元
25. 道路建筑材料(第四版)(李立寒) 35元
26. 道路勘测设计(第二版)(杨少伟) 40元
27. 土质学与土力学(第三版)(高大钊) 26元
28. 路基设计原理与计算(李峻利) 40元
29. 公路土工合成材料应用原理(黄晓明) 22元
30. GPS测量原理及其应用(胡伍生) 28元
31. 公路经济学教程(袁剑波) 23元
32. 环境经济学(董小林) 32元
33. 专业英语(第二版)(李 嘉) 30元
34. 路基路面工程检测技术(李宇峰) 46元
35. 测量学(第二版)(许姬姬) 34元
36. 公路工程地质(三版)(裴明健) 23元
37. 道路结构力学(上、下)(郑传超、王秉纲) 50元
38. 城市道路设计(吴瑞麟) 22元
39. 工程项目招标与投标(周 直) 30元
40. 公路小桥涵勘测设计(孙家骝) 31元
41. 公路环境与景观设计(刘朝辉) 30元
42. 高速公路(第二版)(方守恩) 21元
43. 公路工程估价编制与管理(沈其明) 31元
44. 水泥与水泥混凝土(申爱琴) 30元
45. 道路工程(凌天清) 32元
46. 道路工程制图(第四版)(谢步瀛) 36元
47. 道路工程制图习题集(第四版)(袁 果) 25元
48. 公路测试新技术(熊应) 36元
49. 现代加筋土理论与技术(曹胜友)(研) 24元
50. 高速公路设计(赵一飞) 38元
51. 公路路线设计原理与方法(符铮砂) 估价 32元
52. 公路施工技术与运营(廖正环) 40元

53. 隧道结构力学计算(夏永旭) 29元
54. 桥梁工程(土木、交通工程)(邵旭东) 52元
55. 桥梁钢—混凝土组合结构设计原理(黄 桥) 26元
56. 桥梁检测与加固(王国鼎) 27元
57. 高等桥梁结构理论(项海帆)(研) 35元
58. 桥梁结构试验(章关永) 22元
59. 桥梁抗震(叶爱君) 15元
60. 水力水(王亚玲) 19元
61. 桥梁工程概论(第2版)(罗 轲) 27元
62. 桥涵水文(第三版)(高冬光) 24元
63. 高等钢筋混凝土结构(周志祥)(研) 27元
64. 基础工程(第三版)(王晚谋) 33元
65. 大跨度桥梁结构计算理论(李传习) 18元
66. 钢桥(徐君兰) 16元
67. 隧道工程(第二版)(上)(王毅才) 65元
68. 钢桥(吴冲) 估价 35元
69. 公路隧道运营管理(吕唐成) 28元
70. 结构分析的有限元法与 MATLAB 程序设计(徐荣桥)(研) 28元

※ ※ ※ ※ ※ ※ ※

71. 桥梁计算示例丛书—桥梁地基与基础(赵明华) 16元
72. 桥梁计算示例丛书—悬索桥(徐君兰) 16元
73. 桥梁计算示例丛书—混凝土简支梁(板)桥(第三版)
(易建国) 估价 26元
74. 桥梁计算示例丛书—拱桥(第二版)(王国鼎) 36元
75. 《道路勘测设计》毕业设计指导(许金良) 30元

※ ※ ※ ※ ※ ※ ※

76. 工程项目融资(赵 华) 29元
77. 管理信息系统(李友根) 31元
78. 公路工程定额原理与估价(石勇民) 34元
79. 工程风险管理(邓铁军) 21元
80. 工程质量控制与管理(郭晓光) 29元
81. 环境经济学(董小林) 32元

※ ※ ※ ※ ※ ※ ※

82. 现代工程机械发动机与底盘构造(陈新轩) 38元
83. 施工机械概论(王 进) 35元
84. 工程机械维修(许 安) 38元
85. 工程机械状态检测与故障诊断(陈新轩) 29元
86. 工程机械底盘设计(郝录平) 36元
87. 公路施工机械(李自光) 43元
88. 公路工程机械化施工与管理(郭小宏) 40元
89. 工程机械设计(吴永平) 38元
90. 工程机械专业英语(宋永刚) 36元

二、21世纪交通版交通土建类高职高专统编教材

1. 公路建设法规概论(田 文) 14元
2. 公路工程试验仪器使用与维护(李玉珍) 30元
3. 公路工程施工招标投标文件编制实例(文德云) 38元
4. 公路环境建设与管理(田 平) 26元
5. 公路概论(第二版)(高红宾) 22元
6. 公路工程CAD基础教程(郑益民) 26元
7. 道路建筑材料(第二版)(姜志青) 29元
8. 毕业设计与毕业答辩指导(上) 15元
9. 毕业设计与毕业答辩指导(下) 17元
10. 工程地质(第二版)(齐丽云等) 23元
11. 公路工程检测技术(第二版)(金桃等) 28元
12. 公路工程施工监理基础(李文不) 24元

13. 公路隧道施工(黄成光)	59 元
14. 工程机械与施工用电(王定祥)	33 元
15. 公路工程建设招标与投标(文德云)	30 元
16. 交通工程基础(张邻生)	19 元
17. 道路工程制图(第二版)(刘松雪)	25 元
18. 道路工程制图习题集(第二版)(曹育梅)	24 元
19. 工程测量(第二版)(李仕东)	24 元
20. 工程力学(第二版)(孔七一)	26 元
21. 公路施工组织设计(马敬坤)	16 元
22. 道路工程专业英语(薛廷河)	19 元
23. 公路工程项目管理(陈烈)	27 元
24. 土质与土力学(孟祥波)	21 元
25. 结构力学(第二版)(李 轲)	23 元
26. 公路工程造价(陆春其)	24 元
27. 公路建设项目可行性研究(过秀成)	35 元
28. 城市道路设计(王连成)	24 元
29. 公路养护技术与管理(彭富强)	16 元
30. 结构设计原理(第二版)(孙元桃)	23 元
31. 公路设计(金仲伙)	36 元
32. 桥涵施工技术(第二版)(王常才)	33 元
33. 基础工程(陈基松)	19 元
34. 桥涵设计(白淑毅)	26 元
35. 桥涵水力水文(第二版)(舒国明)	23 元
36. 公路施工技术(俞高明)	26 元
37. 汽车安全检测(杜兰卓)	25 元
38. 桥梁工程(李楠元)	39 元
39. 路基路面工程(果振锋)	31 元
40. 公路勘测设计(陈方畔)	23 元
41. 工程测量实训指导(马真安等)	16 元
42. 特殊地区公路(王海波)	23 元
43. 路基路面检测技术(杨尧丰)	25 元
44. 桥梁工程技术(郭发忠)	估价 35 元
45. 公路路政管理(马彦芹)	18 元

三、交通职业技术学院路桥专业教学参考书

1. 试题库及题解(第二版)(1~4册)	全套 108 元
2. 《地质与土质》实习实验指导	12 元
3. 课程设计指导	27 元
4. 桥梁施工组织与管理基础(王洁)	21 元
5. 道路建筑材料试验实训指导(第二版)(姜志青)	22 元

四、高等学校教材

1. 交通土建工程制图(第二版)(和丕壮)	38 元
2. 交通土建工程制图习题集(第二版)(和丕壮)	20 元
3. 地铁与轻轨(第二版)(张庆贺)	40 元
4. 高等专科学校会计(谢军占)	30 元
5. 土木工程水文学(叶镇国)	26 元
6. 土木工程水文学原理及习题解法指南(叶镇国)	33 元
7. 拱桥设计计算(第二版)(王国鼎)	35 元
8. 桥梁建筑美学(盛洪飞)	56 元
9. 交通土木工程测量(张津宜)	33 元
10. 公路桥梁电算(第二版)(杨炳成)	35 元
11. 桥梁桩基计算与检测(赵明华)	24 元
12. 软土工程施工技术与环境保护(杨林德)	28 元
13. 预应力混凝土结构设计原理(李国平)	25 元
14. 土木工程计算机绘图基础(尚守平)	39 元
15. 交通工程学(第二版)(李作敏)	28 元
16. 施工企业管理(陈良德)	24 元
17. 工程项目管理(周亮)	20 元
18. 道路规划与设计(李渭波)	46 元
19. 现代工程机械液力与液压系统(颜荣庆)	39 元
20. 桥梁施工及组织管理(上)(99版)(黄绳武)	36 元

21. 桥梁施工及组织管理(下)(99版)(苏寅申)	29 元
22. 结构稳定与稳定内力(李存权)	23 元
23. 公路计算机辅助设计(符铮砂)	30 元
24. 公路实用勘测设计(何景华)	19 元
25. 无粘结与部分预应力结构(房贞政)	19 元
26. 水泥混凝土路面施工与施工机械(何挺继)	30 元
27. 现代公路施工机械(何挺继)	45 元
28. 工程机械机电液一体化(焦生杰)	28 元
29. 路基路面工程(何亮益)	45 元

五、公路施工现场技术人员培训教材

1. 公路施工技术	65 元
2. 公路施工测量技术	42 元
3. 公路工程定额与统计	25 元
4. 公路工程试验与检测	30 元
5. 公路工程材料与管理	38 元
6. 公路施工安全技术	30 元

六、机场工程系列教材(全套)112 元

1. 机场排水设计(岑国孚)	
2. 机场施工与管理(黄灿华)	
3. 机场地势设计优化与 CAD 技术(楼设荣)	

七、高速公路从业人员培训教程

1. 收费岗位	35 元
2. 养护岗位	48 元
3. 路政岗位	40 元
4. 机电岗位	30 元

八、公安部、建设部实施畅通工程科技丛书

1. 城市交通管理规划指南	30 元
2. 城市道路交通设计指南	30 元
3. 城市交通管理评价体系	30 元

九、注册土木工程师(岩土)专业考试复习导航与习题精解

1. 浅基础、深基础与地基处理(李镜培、楼晓明、叶观宝)	42 元
2. 地基工程与特殊条件下的岩土工程(周健、高广运)	36 元

十、丛书类

同济大学桥梁工程现代科技丛书

1. 组合结构桥梁(刘玉攀)	39 元
2. 桥梁造型(陈艾荣)	120 元

公路桥梁设计丛书

1. 悬索桥设计(雷俊卿)(第十一届全国优秀科技图书获奖书目)	56 元
2. 桥梁通用构造及简支梁桥(胡兆同)	25 元
3. 刚架桥(郭晓光)	23 元
4. 预应力混凝土连续梁桥设计(徐 岳)	55 元
5. 斜拉桥(刘士林)	50 元

公路建设百问丛书

1. 隧道设计与施工百问(李宁军)	27 元
2. 桥梁施工百问(刘吉士)	52 元
3. 公路建设管理知识百问(杨 琦)	30 元
4. 桥梁检测与维修加固百问(徐 燕)	25 元
5. 公路工程概预算百问(祁凤坡)	18 元
6. 公路工程质量问题及防治措施百问(王国清)	35 元
7. 桥梁设计百问(邵旭东)	27 元
8. 公路设计百问(李嘉)	38 元
9. 公路施工项目管理知识百问(廖正环)	22 元
10. 路表路面施工百问(熊应)	30 元
11. 公路施工测量百问(许延超)	32 元

交通科技丛书

1. 水泥混凝土路面设计与施工(王秉纲)	48 元
2. 混凝土搅拌理论与设备(冯忠绪)	22 元
3. 水泥混凝土路面设计理论与方法(姚祖康)	38 元
4. 道路安全工程(郭忠印)	55 元
5. 高速公路软土地基处理技术(中交一勘院)	30 元

6. 路面管理系统原理(潘玉利)	38 元
7. 沥青路面施工与维修技术(郝培文)	35 元
8. 高等级公路半刚性基层沥青路面(沙庆林)	78 元
9. 高速公路收费系统理论与方法(刘伟铭)	45 元
10. 水泥混凝土路面滑模施工技术(傅智)	58 元
11. 乳化沥青与稀浆封层技术(乳化沥青学组)	26 元
12. 沥青路面施工机械与机械化施工(筑机学会)	45 元
13. 中国智能运输系统体系框架(国家 ITS 专题组)	90 元
14. 悬索桥结构非线性分析理论与方法(潘永仁)	26 元
15. 道路交通组织优化(程忠民)	56 元
16. 停车场规划设计与运营(关宏志)	30 元
17. 钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁结构设计原理(张树仁)	45 元
18. 改性沥青及其乳化技术(第二版)(杨林江)	26 元
19. 组合梁抗扭分析与设计(胡少伟)	38 元
20. 高速公路沥青路面早期损坏分析与防治对策(沈金安)	70 元
21. 预应力混凝土桥梁新技术—探索与实践(周志祥)	36 元
22. 沥青混凝土路面机群施工配置(郭小宏)	30 元
23. 山区公路路基稳定性理论与应用(陈谦应)	36 元
24. 沥青路面结构行为理论(孙立军)	70 元
25. 特大跨径石拱桥研究与实践(刘士林)	35 元
26. 公路边坡稳定技术(邓卫东)	估价 44 元

现代桥梁技术丛书

1. 斜拉桥(第二版)(林元培)	38 元
2. 预应力混凝土梁拱组合体系桥梁(金成林)	48 元
3. 桥梁深水基础(刘自明)	68 元

当代交通领域重要著作丛书

1. 沥青及沥青混合料路用性能(沈金安)	68 元
2. 路面分析与设计(黄仰贤、美、余定选译)	70 元
3. 现代桥梁抗风理论与实践(项海帆)	70 元

高速公路丛书

1. 高速公路规划与设计(编委会)	27 元
2. 高速公路路基设计与施工(编委会)	46 元
3. 高速公路交通工程及沿线设施(编委会)	42 元
4. 高速公路建设管理(编委会)	62 元
5. 高速公路立交工程(编委会)	48 元
6. 高速公路路面设计与施工(编委会)	72 元
7. 高速公路环境保护与绿化(刘书奎)	23 元
8. 高速公路运营管理(第二版)(编委会)	38 元
9. 高速公路养护管理(编委会)	38 元

厦门海沧大桥建设丛书

1. 建设与管理(一)	50 元
2. 科研·试验·专用技术标准(二)	60 元
3. 桥梁景观(三)	42 元
4. 东航道悬索桥(四)	70 元
5. 西航道连续网构桥(五)	25 元
6. 互通立交·引桥·引道(六)	32 元
7. 交通工程·桥路面铺装(七、八)	66 元
8. 摄影专集	118 元

润扬长江公路大桥建设丛书

1. 建设管理(一)	60 元
2. 科研·试验与勘测(二)	98 元
3. 悬索桥(三)	109 元
4. 斜拉桥(四)	62 元
5. 钢桥面铺装(五)	40 元

公路机械化施工与养护技术丛书

1. 石料生产技术(姚望科)	34 元
2. 公路工程机械化施工(费建西)	39 元
3. 高等级公路养护技术与养护机械(郭贵平)	42 元
4. 沥青路面机械化施工技术与管理(郭建建)	16 元
5. 高速公路机械化施工及组织管理(廖正环)	23 元

6. 公路机械化施工现代管理技术(王国安)	13 元
-----------------------------	------

公路行业名师文丛

1. 可与共学(姚祖康)	60 元
2. 聚珍求索(张登良)	78 元

同望工程师系列丛书

1. 公路工程投标实务与快速报价分析(张铁成)	48 元
2. 公路工程造价与快捷编标(修订版)(张铁成)	59 元

岩土工程丛书

1. 工程降水设计施工基础渗透理论(吴林高)	30 元
2. 深基础工程特殊技术问题(史佩桥)	72 元
3. 大型超深基坑工程实践与理论(赵锡宏)	35 元
4. 沉井沉箱施工技术(周申一等)	38 元
5. 英汉对照图示基础工程学(史佩桥)	30 元

十一、公路旧桥检测评定与加固技术丛书(全套)估价 200 元

1. 混凝土旧桥材质状况及耐久性检测评定指南及工程实例	
2. 公路旧桥加固成套技术及工程实例	
3. 公路旧桥承载能力评定方法及工程实例	
4. 公路旧桥核算分析指南及工程实例	
5. 公路桥梁试验检测技术培训教程	

十二、培训教材类

公路工程监理培训教材

1. 合同管理(雷俊卿)	24 元
2. 工程费用监理(张建仁)	15 元
3. 监理概论(刘健新)	18 元
4. 工程质量监理(李宇峙)	17 元
5. 工程进度监理(郭晓光)	16 元

6. 公路施工环境保护监理 (浙江省交通厅工程质量监督站)	28 元
--	------

公路工程试验检测技术培训教材(第二版)

1. 公路几何线形检测技术(赵一飞)	16 元
2. 路基路面试验检测技术(张超)	45 元
3. 桥涵工程试验检测技术(王建华)	28 元
4. 隧道工程试验检测技术(陈建勋)	22 元
5. 交通工程试验检测技术(王建华)	25 元

十三、手册、指南及法规文件汇编类

公路桥涵设计手册

1. 基本资料(毛瑞祥主编)	46 元
2. 涵洞(顾克明主编)	32 元
3. 拱桥(上)(石绍甫主编)	50 元
4. 拱桥(下)(顾安邦主编)	36 元
5. 墩台与基础(江祖铭主编)	42 元
6. 梁桥(上)(徐光辉主编)	52 元
7. 梁桥(下)(刘效尧主编)	52 元
8. 预应力技术及材料设备(第二版)(朱新实、刘效尧)	52 元
9. 桥梁附属构造与支座(金吉寅主编)	46 元
10. 桥位设计(高冬光主编)	42 元

公路设计手册

1. 路基(第二版)(交通部)	78 元
2. 路面(第三版)(姚祖康主编)	估价 53 元

公路施工手册

1. 基本作业(杨理准主编)	46 元
2. 桥涵(上)新版(公路一局)	132 元
3. 桥涵(下)新版(公路一局)	143 元
4. 工程材料	128 元
5. 路基(路桥集团第二工程局)	138 元

公路工程常用数据系列手册

1. 桥梁设计常用数据手册(本书编委会)	92 元
2. 桥梁施工常用数据手册(张峻义)	119 元
3. 道路设计常用数据手册(李嘉)	35 元
4. 道路施工常用数据手册(姚占勇)	89 元

其它手册、指南、文件汇编

1. 公路工程概预算手册(沈其明) 80 元
 2. 现代工程测量仪器应用手册(冯虎) 78 元
 3. 桥梁施工违规纠正手册(苏权科) 45 元
 4. 水泥混凝土路面养护维修手册 32 元
 5. 高速公路养护管理手册(手册编委会) 98 元
 6. 现代混凝土配合比设计手册(张应立) 92 元
 7. 湖北省京珠高速公路桥梁养护技术手册 50 元
 8. 公路水泥混凝土路面施工技术规范实施与应用指南(傅智) 44 元
 9. 公路机械化施工手册(何挺继) 98 元
 10. 混凝土全过程质量管理手册(张应立) 49 元
 11. 公路排水设计手册(姚祖康) 26 元
 12. 英汉道路工程词汇(第四版)(黄兴安) 118 元
 13. 县乡公路手册(广州公路局) 88 元
 14. 公路工程施工监理手册(第二版)(部公路司) 120 元
 15. 公路机务管理手册(中国筑机学会) 50 元
 16. 公路工程建设项目计量与支付手册(郭晓光) 72 元
 17. 路桥施工计算手册(周水兴) 92 元
 18. 交通土建软土地基工程手册(河海大学) 138 元
 19. 交通工程手册(公路学会) 88 元
 20. 筑路机械手册(何挺继主编) 175 元
 21. 国外公路工程机械技术性能手册 32 元
 22. 公路施工项目管理手册(陈传德主编) 60 元
 23. 公路设计交通安全审查手册(冯桂炎) 36 元
 24. 实用土木工程手册(第三版)(杨文渊) 98 元
 25. 简明公路施工手册(第二版)(杨文渊) 78 元
 26. 公路施工测量手册(蔡让等) 43 元
 27. 简明工程机械施工手册(杨文渊主编) 68 元
 28. 公路小桥涵手册(河北交规院) 30 元
 29. 公路工程混合料配合比设计与试验技术手册(徐培华) 50 元
 30. 公路设计工程师手册(刘伯莹、姚祖康) 82 元
 31. 公路工程新材料及其应用指南(廖正环) 34 元
 32. 道路勘测设计软件开发与应用指南(朱照宏) 78 元
 33. 沥青路面道路质量评估及养护指南(路桥总公司译) 12 元
 34. 公路工程质量通病防治指南(部公路司) 72 元
 35. 西部通县公路建设技术指南(部公路司) 50 元
 36. 公路工程招投与投标指南(王清池等) 45 元
 37. 山区高速公路勘察设计指南(中交一勘院) 48 元
 38. 公路工程造价指南(杨子敏) 68 元
 39. 公路设计指南(陈胜营) 30 元
 40. 桥梁监理工程师指南(增订版)(王文涛) 26 元
 41. 公路路基路面施工监理指南(修订版)(熊焕荣) 31 元
 42. 桥梁与隧道施工监理指南(刘吉士) 33 元
 43. 河北公路建设技术指南(河北交通厅公路管理局) 50 元
 44. 道路交通安全指南(刘挺通) 98 元
 45. 公路交通安全设施标准汇编 52 元
 46. 公路工程国内招标文件范本(2003年版)(上、下册) 92 元
 47. 公路工程勘察设计招标文件范本 68 元
 48. 公路工程勘察设计招标资格预审文件范本 16 元
 49. 公路建设招标投标法规文件汇编 24 元
 50. 公路基本建设与交通工程概预算编制办法及各省补充规定汇编 29 元
 51. 高速公路联网收费暂行技术要求 40 元
 52. 建(构)筑物地基基础特殊技术论文集 60 元
 53. 2004 年道路工程分会学术交流会议论文集 60 元
 54. 中国公路学会计算机应用分会 2004 年年会学术论文 43 元
 55. 交通建设法律法规文件汇编(中国交通建设监理协会) 38 元
 56. 公路工程施工质量检查与验收手册(周继利) 118 元
 57. 桥梁施工专项技术指南(桂业理) 85 元
 58. 隧道防水工程指南(吕康成) 43 元
 59. 隧道施工组织管理指南(吴焕通) 68 元
 60. 公路工程施工项目试验员实用手册(万材柏) 48 元
 61. 路桥二程施工项目管理实用手册(杨恩民) 42 元
 62. 公路工程勘察设计招标投标指南(张宝胜) 59 元
 63. 公路灵活性设计指南(美国联邦公路管理局著/湖南交通规划勘察设计院译) 65 元
 64. 高速公路通行车辆计重收费实施指南(孙兴焕) 26 元
 65. 美国沥青再生指南(美国沥青再生协会编著/深圳海川工程科技有限公司译) 70 元
 66. 交通工程设施施工监理指南(苏权科) 58 元
 67. 公路路基层面环保工程质量检验评定实用手册(熊焕荣) 70 元
 68. 降低造价公路设计指南(2005 版)(部公路司) 60 元
 69. 新理念公路设计指南(2005 版)(部公路司) 80 元
 70. 公路工程施工质量控制与检查实用手册(王云明等) 72 元
 71. 文明公路桥涵设计实用指南(孟广文) 32 元
 72. 公路工程施工监理质量控制技术手册(文德云) 96 元
 73. 高速公路运营管理指南(曾江洪) 65 元
 74. 公路工程(竣)交工验收指南(胡保存) 54 元
 75. 公路建设管理法规文件汇编(2006 年版)(交通部公路司) 65 元
 76. 公路工程施工组织设计编制手册(王洪江) 48 元
- ## 十四、其他图书
1. 桥梁工程结构中的负剪力滞效应(张士铎) 20 元
 2. 盾构隧道(张凤祥) 128 元
 3. 土压力计算原理与圆弧加筋土挡土墙设计理论(高江平) 20 元
 4. 北京交通与奥运 50 元
 5. 农村公路建设与管理必读(中国公路建设行业协会) 43 元
 6. 公路建设项目环境后评价分析(董小林) 26 元
 7. 国外沥青路面设计方法总汇(沈金安) 80 元
 8. 悬索桥上部结构施工(周昌林) 60 元
 9. 湖北省军山长江公路大桥技术总结 86 元
 10. 公路小桥涵设计示例(刘培文) 44 元
 11. 公路挡土墙施工(陈忠达) 29 元
 12. 《中华人民共和国道路交通安全法》通释(张世诚) 16 元
 13. 合安高速公路工程建设论文集 40 元
 14. 高等级公路路基路面养护技术(徐培华) 32 元
 15. 公路桥梁荷载试验(湛润水) 58 元
 16. 边坡工程防治技术(赵明阶) 38 元
 17. 公路与桥梁水毁防治(高冬光) 42 元
 18. 九景高速公路论文集 50 元
 19. 工程施工组织设计编制与管理(李辉) 30 元
 20. 公路钢桥腐蚀与防护(任必年) 33 元
 21. 湖北省京珠高速公路建设论文集(湖北交通厅) 90 元
 22. 江苏省高速公路建设论文集(连徐、宁靖盐)(江苏交通厅) 70 元
 23. 桥梁施工成套机械设备(李自光) 68 元
 24. 山区高速公路建设与管理(云南公路学会) 68 元
 25. 压实与摊销(美卓戴纳派克公司) 58 元
 26. 超长大桥建设的序幕(刘建新译) 35 元
 27. 岩土工程的回顾与前瞻(高大钊) 56 元
 28. 高速公路沥青路面早期破坏现象及预防(沙庆林) 45 元
 29. 黄土地区高速公路施工新技术 30 元
 30. 公路建设单位会计实务(刘晓燕) 42 元
 31. 桥梁结构空间分析设计方法与应用(戴公通) 25 元
 32. 高墩大跨连续刚构桥(马宝林) 25 元
 33. 灌注桩检测与处理(张宏) 22 元
 34. 现代公路勘测设计实用技术(第二版)(刘培文) 53 元
 35. 八一大桥建设与管理 40 元
 36. 全国优秀公路勘察设计技术交流成果汇编(部公路司) 68 元
 37. 公路旧桥加固技术与实例(湛润水等) 38 元
 38. 真空排水预压法加固软土技术(姜炎) 20 元
 39. 高等级公路软土地基路堤设计与施工技术(王晓谋) 25 元

40. 高等级公路控制测量(聂 让)	33 元	92. 配桥—连续组合梁桥(王文涛)	30 元
41. 路基路面施工及组织管理(张 润)	39 元	93. 公路桥梁荷载横向分布计算方法(贺拴海)	20 元
42. 互通式立体交叉设计范例(谢光盛)(吴国雄,李 方)	41 元	94. 公路工程实用泥设技术(王文锐)	22 元
43. 道路通行能力分析(张起森)	28 元	95. 公路沥青路面养护新技术(常魁和)	28 元
44. 桥梁结构高耐久性混凝土设计与施工规程	6 元	96. 美国公路桥梁设计规范	98 元
45. 桥梁损伤诊断(刘效尧)	30 元	97. 柴油机构造与维修(朱军)	26 元
46. 宜昌长江公路大桥工程建设论文集	70 元	98. 公路工程测量员必读(李仕东)	45 元
47. 河北公路论文集—建设与发展问题研究	70 元	99. 公路路基施工要点与质量控制(王书斌)	50 元
48. 公路边坡防护与治理(杨航宇)	26 元	100. 公路工程施工项目管理实务	68 元
49. 公路施工组织及概预算(1999 年)(张起森)	27 元	101. 交通行政许可实施程序规定交通行政许可监督检查及责任追究规定(交通部)	8 元
50. 公路工程投资、估算与概、预算编制示例(邢凤坡)	25 元	102. 高速公路通信管道设计与施工—路肩敷设法(冯治安)	30 元
51. 高速公路机电系统(裴小雄)	35 元	103. 公路工程施工管理用表(王大庆)	68 元
52. 城市道路交通(郑红武)	22 元	104. 公路工程工程量清单计量规则	50 元
53. 曲线梁桥计算(孙广华)	16 元	105. 湖北省京珠高速公路养护纲要	70 元
54. 连续桥面简支梁桥墩台计算实例(袁伦一)	14 元	106. 沥青路面机械化施工(荆农)	38 元
55. 高速公路路政管理(范 锐)	17 元	107. 道路交通事故防治工程(金会庆)	33 元
56. 现代筑路机械电控控制技术(焦生杰)	16 元	108. 桥梁施工监理方法与要点(苏权科)	75 元
57. 复合式路面设计原理与施工技术(胡长顺)	23 元	109. 高等级公路边坡冲刷理论与植被防护技术(高民欢)	45 元
58. 振动压路机及振动压实技术(李 冰)	45 元	110. 广佛公路大修工程建设管理与技术	36 元
59. 高等级公路施工技术与管理(王明怀)	68 元	111. 高等级公路路基路面施工二质量控制技术(徐培华)	50 元
60. 公路桥梁伸缩装置(李扬海)	18.5 元	112. 高速公路交通安全管理实务(段广云)	42 元
61. 全站仪与高等级公路测量(聂 让)	20 元	113. 公路安全保障工程实施细则(王松根)	30 元
62. 滑模式水泥混凝土摊铺机及施工技术(颜荣庆)	22 元	114. 桥梁钢筋混凝土结构设计原理计算示例(黄桥)	40 元
63. 斜拉桥换索工程(第二版)(王文涛)	38 元	115. 水泥混凝土路面改建技术(刘黎等)	26 元
64. 沥青加热技术(王志廷)	20 元	116. 公路支挡结构(凌天清等)	46 元
65. 机场场道工程施工(蔡水田)	24 元	117. 桥梁结构地震响应分析与抗震设计(谢 旭)	44 元
66. 公路工程实用电算(廖正环)	30 元	118. 现代公路工程爆破(刘运通)	52 元
67. 高等级公路建设与管理(吴海燕)	17 元	119. 桥梁工程(刘静嘉)	26 元
68. 半刚性路面材料结构与性能(沙爱民)	13.8 元	120. 沥青混合料粘弹性力学及材料学原理(刘立新)	28 元
69. 公路 CAD 技术(许金良)	14.6 元	121. 可靠度在交通系统规划与管理中的应用(陈艳艳)	30 元
70. 拱桥与不对称拱(郭益义)	17 元	122. 中承式钢管混凝土系杆拱桥—京杭运河特大桥设计与施工(倪顺龙)	43 元
71. 混凝土斜梁桥(黄平明)	18 元	123. 现代公路测量实用程序及其应用(王建忠)	45 元
72. 现代混凝土结构技术(郑建岚)	20 元	124. 预应力混凝土连续箱梁桥裂缝分析与防治(朱汉华)	28 元
73. 公路工程八大通病分析与防治(山西公路局)	15 元	125. 斜拉桥设计(刘士林)	估价 80 元
74. 钢管混凝土拱桥设计与施工(陈宝春)	36 元	126. 公路水运工程试验检测人员业务考试大纲(2006 年版)(交通部基本建设质量监督总站)	22 元
75. 塑料板排水法加固软基工程实例集	26 元	127. 中国西部地区公路自然气候特征与筑路材料产品技术标准(凌天清)	65 元
76. 公路挡土墙设计(陈忠达)	19 元	128. 守护平安—交通建设工程安全生产要点(交通部)	25 元
77. 桥梁悬臂施工与设计(雷俊卿)	34 元	129. 关注安全 从我做起—交通安全生产挂图(交通部)	30 元
78. 顶管施工技术(新版)(余彬泉)	31 元	130. 公路技术词典(交通部)	126 元
79. 加筋土工程设计与施工(何光春)	23 元	131. 第三届全国公路科技创新高层论坛论文集(上、下)(公路学会)	200 元
80. 水泥混凝土路面施工及新技术(吴初航)	28 元	132. 公路工程施工合同管理实用读本(马珍)	估价 19 元
81. 公路工程施工监理实务(修订版)(刘吉士)	16.8 元	133. 交通部公路水运工程监理工程师执业资格考试大纲(2006 年版)(交通部基本建设质量监督总站)	28 元
82. 现代道路测试技术(姜朝云)	23 元	134. 公路土石混填路基压实度波动检测技术应用(赵明阶)	30 元
83. 公路工程施工监理 400 问答(文德云)	22 元		
84. FIDIC 条款与公路工程施工监理(李宇峙)	58 元		
85. 公路施工企业管理(精)(山西公路局)	50 元		
86. 桥梁工程估算及概预算编制实例(袁 方)	28 元		
87. 公路工程常用仪器使用与检修(张翠玉)	25 元		
88. 工程机械故障剖析与处理(焦福全)	26 元		
89. 混凝土损伤断裂(蔡四维)	16 元		
90. 江阴长江公路大桥工程建设论文集	70 元		
91. 桥梁施工控制技术(向中富)	39 元		

兴通书店联系电话:010-85285656 或 85285659
发行部联系电话:010-85285992

目 录

例一 预应力混凝土空心板桥计算示例

一、设计资料	1
二、构造形式及尺寸选定	1
三、空心板毛截面几何特性计算	2
(一)毛截面面积 A	2
(二)毛截面重心位置	2
(三)空心板毛截面对其重心轴的惯矩 I	3
四、作用效应计算	3
(一)永久作用效应计算	3
(二)可变作用效应计算	4
(三)作用效应组合	16
五、预应力钢筋数量估算及布置	17
(一)预应力钢筋数量的估算	17
(二)预应力钢筋的布置	19
(三)普通钢筋数量的估算及布置	19
六、换算截面几何特性计算	20
(一)换算截面面积 A_0	20
(二)换算截面重心位置	20
(三)换算截面惯性矩 I_0	21
(四)换算截面弹性抵抗矩	21
七、承载能力极限状态计算	21
(一)跨中截面正截面抗弯承载力计算	21
(二)斜截面抗剪承载力计算	22
八、预应力损失计算	25
(一)锚具变形、回缩引起的应力损失 σ_{l2}	25
(二)加热养护引起的温差损失 σ_{l3}	25
(三)预应力钢绞线由于应力松弛引起的预应力损失 σ_{l5}	25
(四)混凝土弹性压缩引起的预应力损失 σ_{l4}	26
(五)混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{l6}	26
(六)预应力损失组合	28
九、正常使用极限状态计算	29
(一)正截面抗裂性验算	29

(二)斜截面抗裂性验算	32
十、变形计算	35
(一)正常使用阶段的挠度计算	35
(二)预加力引起的反拱度计算及预拱度的设置	36
十一、持久状态应力验算	38
(一)跨中截面混凝土法向压应力 σ_k 验算	38
(二)跨中截面预应力钢绞线拉应力 σ_p 验算	38
(三)斜截面主应力验算	38
十二、短暂状态应力验算	41
(一)跨中截面	41
(二) $l/4$ 截面	42
(三)支点截面	43
十三、最小配筋率复核	44
十四、铰缝计算	45
(一)铰缝剪力计算	45
(二)铰缝抗剪强度验算	48
十五、预制空心板吊环计算	48
十六、栏杆计算	48
(一)栏杆的构造及布置	49
(二)栏杆柱的作用效应计算	49
(三)栏杆柱承载能力复核	50
(四)扶手计算	51

例二 钢筋混凝土整体式斜交板桥计算示例

一、设计资料	53
二、作用效应计算	54
(一)永久作用效应计算	54
(二)可变作用效应计算	56
(三)作用效应汇总	58
三、作用效应组合	58
四、截面钢筋设计与配置	59
(一)配筋设计	59
(二)钢筋布置	61
五、持久状况极限承载能力验算	63
六、持久状况正常使用极限状态验算	64
(一)裂缝宽度验算	64
(二)挠度验算	65
七、支撑的设置	67
八、小结	67

例三 装配式钢筋混凝土简支 T 形梁桥(包括桥墩)计算示例

第 I 部分 钢筋混凝土简支 T 形梁桥的计算

一、设计资料	72
二、主梁的计算	73
(一)主梁的荷载横向分布系数	73
(二)作用效应计算	78
(三)持久状况承载能力极限状态下截面设计、配筋与验算	84
(四)持久状况正常使用极限状态下裂缝宽度验算	93
(五)持久状况正常使用极限状态下挠度验算	94
三、横梁的计算	95
(一)横梁弯矩计算(用 G-M 法)	95
(二)横梁截面配筋与验算	97
(三)横梁剪力效应计算及配筋设计	99
(四)横梁接头钢板及焊缝计算	100
四、行车道板的计算	102
(一)计算图式	102
(二)永久荷载及其效应	102
(三)截面设计、配筋与强度验算	103
(四)连续板桥面计算	104
五、支座计算	109
(一)选定支座的平面尺寸	109
(二)确定支座的厚度	110
(三)验算支座的偏转	110
(四)验算支座的抗滑稳定性	111

第 II 部分 钻孔灌注桩、双柱式桥墩的计算

一、设计资料	111
二、盖梁计算	112
(一)荷载计算	112
(二)内力计算	118
(三)截面配筋设计与承载力校核	120
三、桥墩墩柱设计	122
(一)荷载计算	122
(二)截面配筋计算及应力验算	124
四、钻孔桩计算	125
(一)荷载计算	125
(二)桩长计算	127

(三)桩的内力计算(m 法)	128
(四)桩身截面配筋与承载力验算	129
(五)墩顶纵向水平位移验算	130

例四 预应力混凝土简支 T 形梁桥计算示例(用夹片锚具)

一、设计资料及构造布置	132
(一)设计资料	132
(二)横截面布置	132
(三)横截面沿跨长的变化	136
(四)横隔梁的设置	136
二、主梁作用效应计算	136
(一)永久作用效应计算	136
(二)可变作用效应计算(修正刚性横梁法)	138
(三)主梁作用效应组合	147
三、预应力钢束的估算及其布置	147
(一)跨中截面钢束的估算和确定	147
(二)预应力钢束布置	148
四、计算主梁截面几何特性	152
(一)截面面积及惯矩计算	152
(二)截面静矩计算	154
(三)截面几何特性汇总	155
五、钢束预应力损失计算	156
(一)预应力钢束与管道壁之间的摩擦引起的预应力损失	157
(二)由锚具变形、钢束回缩引起的预应力损失	157
(三)混凝土弹性压缩引起的预应力损失	159
(四)由钢束应力松弛引起的预应力损失	162
(五)混凝土收缩和徐变引起的预应力损失	162
(六)成桥后张拉 N7 号钢束混凝土弹性压缩引起的预应力损失	163
(七)预加力计算及钢束预应力损失汇总	163
六、主梁截面承载力与应力验算	164
(一)持久状况承载能力极限状态承载力验算	164
(二)持久状况正常使用极限状态抗裂验算	170
(三)持久状况构件的应力验算	173
(四)短暂状况构件的应力验算	178
七、主梁端部的局部承压验算	180
(一)局部承压区的截面尺寸验算	180
(二)局部抗压承载力验算	182
八、主梁变形验算	183
(一)计算由预加力引起的跨中反拱度	183
(二)计算由荷载引起的跨中挠度	186

(三)结构刚度验算.....	186
(四)预拱度的设置.....	186
九、横隔梁计算	186
(一)确定作用在跨中横隔梁上的可变作用.....	186
(二)跨中横隔梁的作用效应影响线.....	187
(三)截面作用效应计算.....	189
(四)截面配筋计算.....	190
十、行车道板计算	191
(一)悬臂板荷载效应计算.....	191
(二)连续板荷载效应计算.....	192
(三)截面设计、配筋与承载力验算	195
附录 I 铰接板荷载横向分布影响线竖标表	197
附录 II 整体式斜板桥计算用图表.....	208
附录 III G-M 法 K_0, K_1, μ_0, μ_1 值的计算用表.....	215
参考文献.....	220

例一 预应力混凝土空心板桥计算示例

一、设计资料

1. 跨径：标准跨径 $l_k = 13.00\text{m}$ ；

计算跨径 $l = 12.60\text{m}$ 。

2. 桥面净空： $2.5\text{m} + 4 \times 3.75\text{m} + 2.5\text{m}$ 。

3. 设计荷载：汽车荷载：公路—II级荷载；人群荷载： 3.0kN/m^2 。

4. 材料：预应力钢筋 1×7 钢绞线，直径 12.7mm ；

非预应力钢筋采用 HRB335，R235；

空心板混凝土采用 C40；

铰缝为 C30 细集料混凝土；

桥面铺装采用 C30 沥青混凝土；

栏杆及人行道板为 C25 混凝土。

5. 设计依据及参考书

(1) 《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)；

(2) 《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)，简称《桥规》；

(3) 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)，简称《公预规》；

(4) 《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)，简称《圬工规范》；

(5) 《〈公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范〉(JTG D62—2004) 条文应用算例》。袁伦一，鲍卫刚，编著。人民交通出版社，2005；

(6) 《钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁结构设计原理》(按新颁 JTG D62—2004 编写)。张树仁，郑绍珪，等，编著。人民交通出版社，2004 年 9 月；

(7) 《公路小桥涵设计示例》。刘培文，周卫，等，编著。人民交通出版社，2005 年。

二、构造形式及尺寸选定

本示例桥面净空为净 $2.5\text{m} + 4 \times 3.75\text{m} + 2.5\text{m}$ ，全桥宽采用 20 块 C40 的预制预应力混凝土空心板，每块空心板宽 99cm ，高 62cm ，空心板全长 12.96m 。采用先张法施工工艺，预应力钢筋采用 1×7 股钢绞线，直径 12.7mm ，截面面积 98.7mm^2 ， $f_{pk} = 1860\text{MPa}$ ， $f_{pd} = 1260\text{MPa}$ ， $E_p = 1.95 \times 10^5\text{MPa}$ 。预应力钢绞线沿板跨长直线布置。C40 混凝土空心板的 $f_{ck} = 26.8\text{MPa}$ ， $f_{ct} = 18.4\text{MPa}$ ， $f_{tk} = 2.4\text{MPa}$ ， $f_{td} = 1.65\text{MPa}$ 。全桥空心板横断面布置如图 1-1，每块空心板截面及构造尺寸见图 1-2。

(三) 空心板毛截面对其重心轴的惯矩 I

由图 1-3, 设每个挖空的半圆面积为 A' :

$$A' = \frac{1}{8}\pi d^2 = \frac{1}{8}\pi \times 38^2 = 567.1(\text{cm}^2)$$

半圆重心轴:

$$y = \frac{4d}{6\pi} = \frac{4 \times 38}{6 \times \pi} = 8.06(\text{cm}) = 80.6(\text{mm})$$

半圆对其自身重心轴 $O-O$ 的惯矩为 I' :

$$I' = 0.00686d^4 = 0.00686 \times 38^4 = 14304(\text{cm}^4)$$

则空心板毛截面对其重心轴的惯矩 I 为:

$$\begin{aligned} I &= \frac{99 \times 62^3}{12} + 99 \times 62 \times 0.7^2 - 2 \times \left[\frac{38 \times 8^3}{12} + 38 \times 8 \times 0.7^2 \right] - 4 \times 14304 \\ &\quad - 2 \times 567.1 \times [(8.06 + 4 + 0.7)^2 + (8.06 + 4 - 0.7)^2] - 87.5 \times (24.9 + 0.7)^2 \\ &= 1520077.25(\text{cm}^4) = 1.5201 \times 10^6(\text{cm}^4) = 1.5201 \times 10^{10}(\text{mm}^4) \end{aligned}$$

(忽略了铰缝对自身重心轴的惯矩)

空心板截面的抗扭刚度可简化为图 1-4 的单箱截面来近似计算:

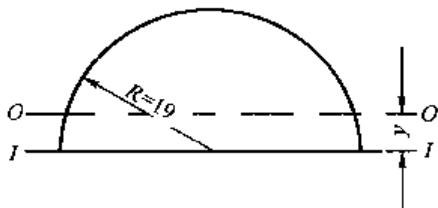


图 1-3 挖空半圆构造 (尺寸单位: cm)

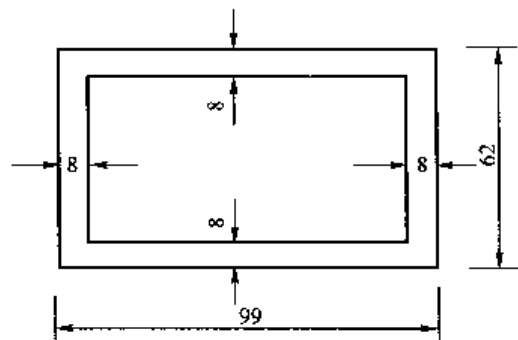


图 1-4 计算 I_T 的空心板截面简化图 (尺寸单位: cm)

$$\begin{aligned} I_T &= \frac{4b^2h^2}{\frac{2h}{t_1} + \frac{2b}{t_2}} = \frac{4 \times (99 - 8)^2 \times (62 - 8)^2}{\frac{2 \times (62 - 8)}{8} + \frac{2 \times (99 - 8)}{8}} \\ &= 2.6645 \times 10^6(\text{cm}^4) \\ &= 2.6645 \times 10^{10}(\text{mm}^4) \end{aligned}$$

四、作用效应计算

(一) 永久作用效应计算

1. 空心板自重 (第一阶段结构自重) g_1

$$g_1 = A \cdot \gamma = 3174.3 \times 10^{-4} \times 25 = 7.936(\text{kN/m})$$

2. 桥面系自重 (第二阶段结构自重) g_2

人行道及栏杆重力参照其它桥梁设计资料, 单侧按 12.0kN/m 计算。

桥面铺装采用等厚度 10cm 的沥青混凝土, 则全桥宽铺装每延米重力为:

$$0.1 \times 15 \times 23 = 34.5 (\text{kN/m})$$

上述自重效应是在各空心板形成整体后, 再加至板桥上的, 精确地说由于桥梁横向弯曲变形, 各板分配到的自重效应应是不相同的, 本例为计算方便近似按各板平均分担来考虑, 则每块空心板分摊到的每延米桥面系重力为:

$$g_2 = \frac{12 \times 2 + 34.5}{20} = 2.925 (\text{kN/m})$$

3. 铰缝自重 (第二阶段结构自重) g_3

$$g_3 = (87.5 + 1 \times 62) \times 10^{-4} \times 24 = 0.359 (\text{kN/m})$$

由此得空心板每延米总重力 g 为:

$$g_1 = g_1 = 7.936 \text{kN/m} \text{ (第一阶段结构自重)}$$

$$g_{II} = g_2 + g_3 = 2.925 + 0.359 = 3.284 (\text{kN/m}) \text{ (第二阶段结构自重)}$$

$$g = \sum g_i = g_1 + g_{II} = 7.936 + 3.284 = 11.22 (\text{kN/m})$$

由此可计算出简支空心板永久作用 (自重) 效应, 计算结果见表 1-1。

永久作用效应汇总表

表 1-1

作用种类	作用 g_i (kN/m)	计算跨径 l (m)	作用效应 M (kN·m)		作用效应 V (kN)		
			跨中 $\left(\frac{1}{8}gl^2\right)$	$\frac{1}{4}$ 跨 $\left(\frac{3}{32}gl^2\right)$	支点 $\left(\frac{1}{2}gl\right)$	$\frac{1}{4}$ 跨 $\left(\frac{1}{4}gl\right)$	跨中
g_1	7.936	12.60	157.49	118.12	50.00	25.00	0
g_{II}	3.284	12.60	65.17	48.88	20.69	10.34	0
$g = g_1 + g_{II}$	11.220	12.60	222.66	167.00	70.69	35.34	0

(二) 可变作用效应计算

本示例汽车荷载采用公路—II级荷载, 它由车道荷载及车辆荷载组成。《桥规》规定桥梁结构整体计算采用车道荷载。公路—II级的车道荷载由 $q_k = 0.75 \times 10.5 = 7.875 (\text{kN/m})$ 的均布荷载和 $P_k = \left[180 + \frac{(360-180)(12.6-5)}{(50-5)} \right] \times 0.75 = 157.8 (\text{kN})$ 的集中荷载两部分组成。

而在计算剪力效应时, 集中荷载标准值 P_k 应乘以 1.2 的系数, 即计算剪力时

$$P'_k = 1.2P_k = 1.2 \times 157.8 = 189.36 (\text{kN})$$

按《桥规》车道荷载的均布荷载应满布于使结构产生最不利效应的同号影响线上, 集中荷载标准值只作用于相应影响线中一个最大影响线峰值处。多车道桥梁上还应考虑多车道折减, 双车道折减系数 $\xi=1$, 四车道折减系数 $\xi=0.67$, 但不得小于两设计车道的荷载效应。

1. 汽车荷载横向分布系数计算

空心板跨中和 $l/4$ 处的荷载横向分布系数按铰接板法计算, 支点处按杠杆原理法计算。支点至 $l/4$ 点之间的荷载横向分布系数按直线内插求得。

(1) 跨中及 $l/4$ 处的荷载横向分布系数计算

首先计算空心板的刚度参数 γ ：

$$\gamma = \frac{\pi^2 EI}{4GI_T} \left(\frac{b}{l} \right)^2 \approx 5.8 \frac{I}{I_T} \left(\frac{b}{l} \right)^2$$

由前面计算：

$$I = 1.5201 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_T = 2.6645 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$$

$$l = 12.6 \text{ m} = 12600 \text{ mm}$$

将以上数据代入，得：

$$\gamma = 5.8 \times \frac{1.5201 \times 10^{10}}{2.6645 \times 10^{10}} \times \left(\frac{1000}{12600} \right)^2 = 0.02084$$

求得刚度参数后，即可按其查《公路桥涵设计手册—梁桥（上册）》（徐光辉，胡明义，主编，人民交通出版社，1996年3月）第一篇附录（二）中20块板的铰接板桥荷载横向分布影响线表，由 $\gamma=0.02$ 及 $\gamma=0.03$ 内插得到 $\gamma=0.02084$ 时1号至10号板在车道荷载作用下的荷载横向分布影响线值，计算结果列于表1-2中。由表1-2画出各板的横向分布影响线，并按横向最不利位置布载，求得两车道及四车道两种情况下的各板横向分布系数。各板的横向分布影响线及横向最不利布载见图1-5。由于桥梁横断面结构对称，所以只需计算1号至10号板的横向分布影响线坐标值。

各板荷载横向分布系数计算如下（参照图1-5）：

1号板：

四行汽车：

$$m_{4\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.126 + 0.074 + 0.052 + 0.030 + 0.023 + 0.013 + 0.009 + 0.006) \\ = 0.167$$

两行汽车：

$$m_{2\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.126 + 0.074 + 0.052 + 0.030) = 0.141$$

人群荷载：

$$m_{\text{人}} = \sum \eta_{i\text{人}} = 0.205 + 0.002 = 0.207$$

2号板：

四行汽车：

$$m_{4\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.136 + 0.083 + 0.057 + 0.034 + 0.024 + 0.014 + 0.010 + 0.006) \\ = 0.182$$

两行汽车：

$$m_{2\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.136 + 0.083 + 0.057 + 0.034) = 0.155$$

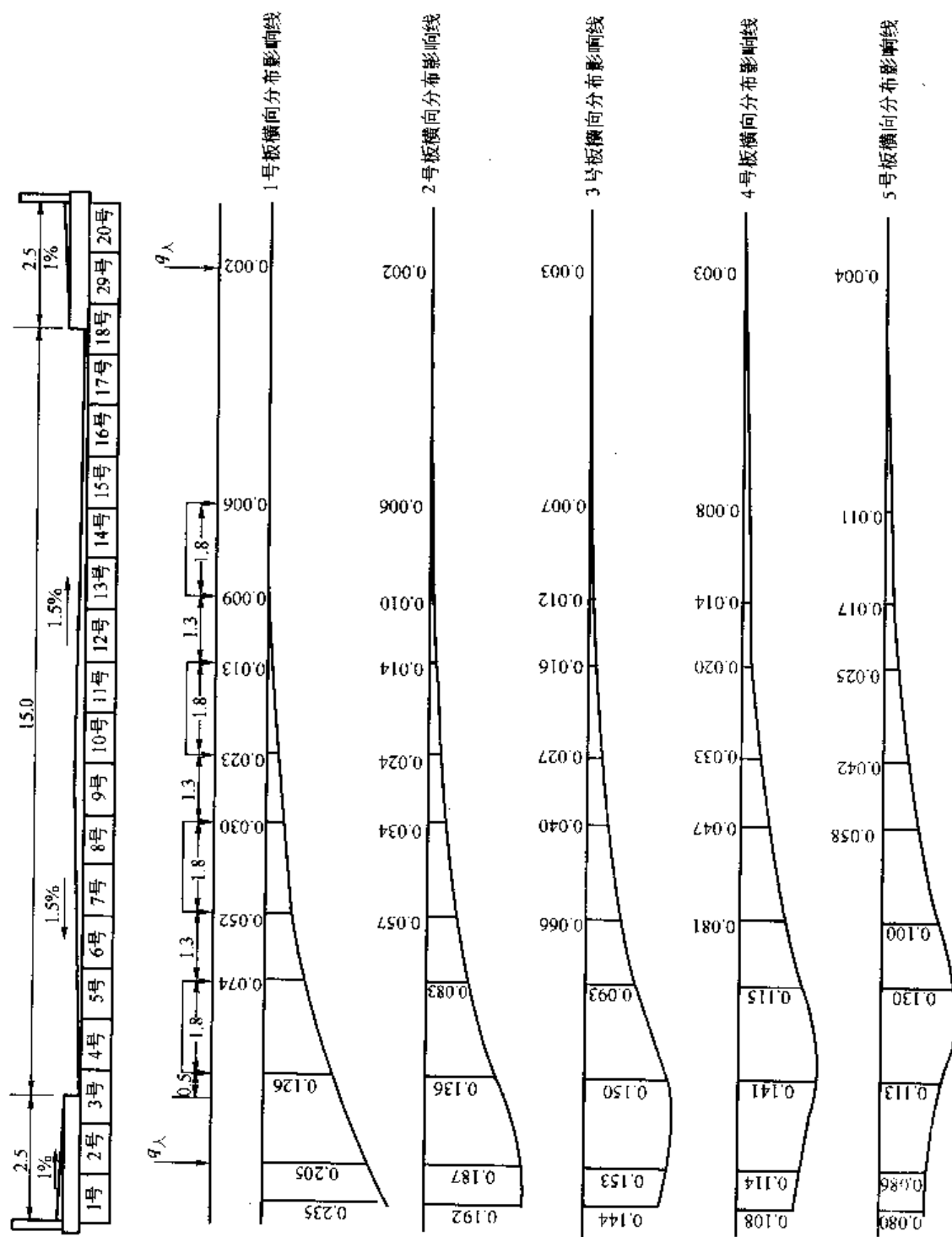
人群荷载：

$$m_{\text{人}} = \sum \eta_{i\text{人}} = 0.187 + 0.002 = 0.189$$

表 1-2

各板荷载横向分布影响线坐标值表

作用位置 板号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	0.235	0.192	0.144	0.108	0.080	0.060	0.045	0.033	0.025	0.019	0.015	0.011	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002
2	0.192	0.187	0.156	0.116	0.088	0.065	0.049	0.036	0.027	0.020	0.016	0.012	0.009	0.007	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002
3	0.144	0.156	0.161	0.136	0.101	0.076	0.057	0.042	0.031	0.023	0.018	0.014	0.011	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002
4	0.108	0.116	0.136	0.146	0.124	0.093	0.070	0.053	0.039	0.029	0.022	0.017	0.013	0.010	0.007	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003
5	0.080	0.088	0.101	0.124	0.137	0.118	0.088	0.066	0.050	0.037	0.028	0.021	0.016	0.012	0.009	0.007	0.006	0.005	0.004	0.004
6	0.060	0.065	0.076	0.093	0.118	0.132	0.114	0.086	0.064	0.048	0.036	0.027	0.021	0.016	0.012	0.009	0.007	0.006	0.005	0.005
7	0.045	0.049	0.057	0.070	0.088	0.114	0.130	0.112	0.085	0.063	0.048	0.036	0.027	0.021	0.016	0.012	0.010	0.008	0.007	0.006
8	0.033	0.036	0.042	0.053	0.066	0.086	0.112	0.128	0.111	0.084	0.063	0.047	0.036	0.027	0.021	0.016	0.013	0.011	0.009	0.008
9	0.025	0.027	0.031	0.039	0.050	0.064	0.085	0.111	0.127	0.111	0.084	0.062	0.047	0.036	0.027	0.021	0.017	0.014	0.012	0.009
10	0.019	0.020	0.023	0.029	0.037	0.048	0.063	0.084	0.111	0.127	0.110	0.084	0.063	0.048	0.036	0.028	0.022	0.018	0.015	0.014



a)

图 1-5

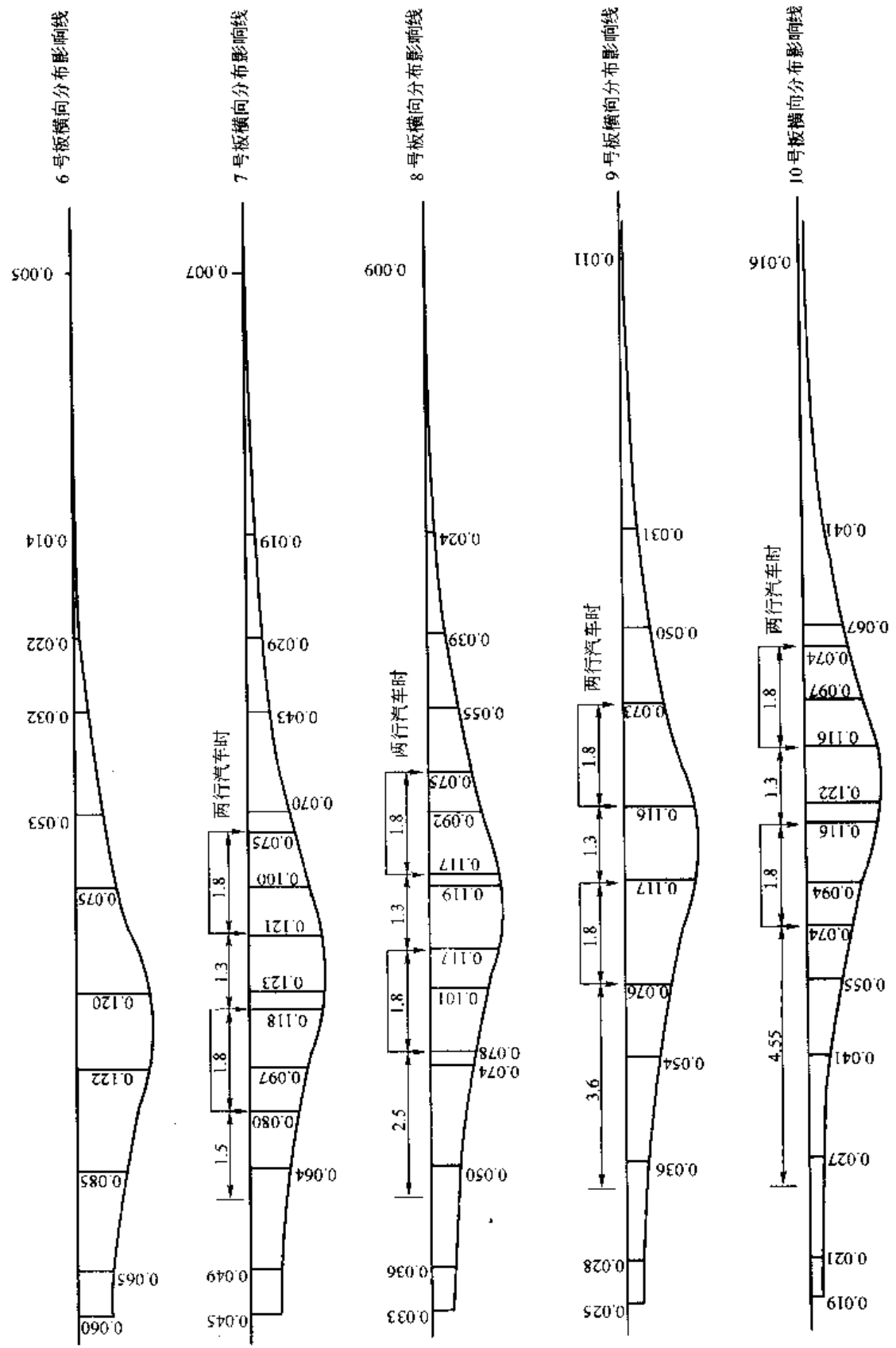


图 1-5 各板横向分布影响线及横向最不利布载图 (尺寸单位: m)

3 号板:

四行汽车:

$$m_{4\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.150 + 0.093 + 0.066 + 0.040 + 0.027 + 0.016 + 0.012 + 0.007) \\ = 0.206$$

两行汽车:

$$m_{2\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.150 + 0.093 + 0.066 + 0.040) = 0.175$$

人群荷载:

$$m_{\text{人}} = \sum \eta_{i\text{人}} = 0.153 + 0.003 = 0.156$$

4 号板:

四行汽车:

$$m_{4\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.141 + 0.115 + 0.081 + 0.047 + 0.033 + 0.020 + 0.014 + 0.008) \\ = 0.230$$

两行汽车:

$$m_{2\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.141 + 0.115 + 0.081 + 0.047) = 0.192$$

人群荷载:

$$m_{\text{人}} = \sum \eta_{i\text{人}} = 0.114 + 0.003 = 0.117$$

5 号板:

四行汽车:

$$m_{4\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.113 + 0.130 + 0.100 + 0.058 + 0.042 + 0.025 + 0.017 + 0.011) \\ = 0.248$$

两行汽车:

$$m_{2\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.113 + 0.130 + 0.100 + 0.058) = 0.201$$

人群荷载:

$$m_{\text{人}} = \sum \eta_{i\text{人}} = 0.086 + 0.004 = 0.090$$

6 号板:

四行汽车:

$$m_{4\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.085 + 0.122 + 0.120 + 0.075 + 0.053 + 0.032 + 0.022 + 0.014) \\ = 0.262$$

两行汽车:

$$m_{2\text{行}} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\text{行}} = \frac{1}{2} (0.085 + 0.122 + 0.120 + 0.075) = 0.201$$

人群荷载:

$$m_{\text{人}} = \sum \eta_{i\text{人}} = 0.065 + 0.005 = 0.070$$

7 号板:

四行汽车:

$$m_{4\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.064 + 0.097 + 0.123 + 0.100 + 0.070 + 0.043 + 0.029 + 0.019) \\ = 0.273$$

两行汽车:

$$m_{2\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.080 + 0.118 + 0.121 + 0.075) = 0.197$$

人群荷载:

$$m_{\lambda} = \sum \eta_{i\lambda} = 0.049 + 0.007 = 0.056$$

8号板:

四行汽车:

$$m_{4\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.050 + 0.074 + 0.101 + 0.119 + 0.092 + 0.055 + 0.039 + 0.024) \\ = 0.277$$

两行汽车:

$$m_{2\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.078 + 0.117 + 0.117 + 0.075) = 0.194$$

人群荷载:

$$m_{\lambda} = \sum \eta_{i\lambda} = 0.036 + 0.009 = 0.045$$

9号板:

四行汽车:

$$m_{4\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.036 + 0.054 + 0.076 + 0.117 + 0.116 + 0.073 + 0.050 + 0.031) \\ = 0.277$$

两行汽车:

$$m_{2\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.076 + 0.117 + 0.116 + 0.073) = 0.191$$

人群荷载:

$$m_{\lambda} = \sum \eta_{i\lambda} = 0.028 + 0.011 = 0.039$$

10号板:

四行汽车:

$$m_{4\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.027 + 0.041 + 0.055 + 0.094 + 0.122 + 0.097 + 0.067 + 0.041) \\ = 0.272$$

两行汽车:

$$m_{2\pi} = \frac{1}{2} \sum \eta_{i\pi} = \frac{1}{2} (0.074 + 0.116 + 0.116 + 0.074) = 0.190$$

人群荷载:

$$m_{\lambda} = \sum \eta_{i\lambda} = 0.021 + 0.016 = 0.037$$

各板横向分布系数计算结果汇总于表 1-3。由表 1-3 中数据可以看出: 四行汽车荷载作用时, 8 号、9 号板的横向分布系数最不利; 两行汽车作用时, 5 号、6 号板为最不利。为设计和施工方便, 各空心板设计成统一规格, 同时考虑到人群荷载与汽车荷载效应相组合, 因此, 跨中和 $l/4$ 处的荷载横向分布系数偏安全地取下列数值:

$$m_{4汽} = 0.277$$

$$m_{2汽} = 0.201$$

$$m_{人} = 0.090$$

各板荷载横向分布系数汇总表

表 1-3

板号 横向分布系数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$m_{4汽}$	0.167	0.182	0.206	0.230	0.248	0.262	0.273	0.277	0.277	0.272
$m_{2汽}$	0.141	0.155	0.175	0.192	0.201	0.201	0.197	0.194	0.191	0.190
$m_{人}$	0.207	0.189	0.156	0.117	0.090	0.070	0.056	0.045	0.039	0.037

(2) 车道荷载作用于支点处的荷载横向分布系数计算

支点处的荷载横向分布系数按杠杆原理法计算。由图 1-6, 5~8 号板的横向分布系数计算如下:

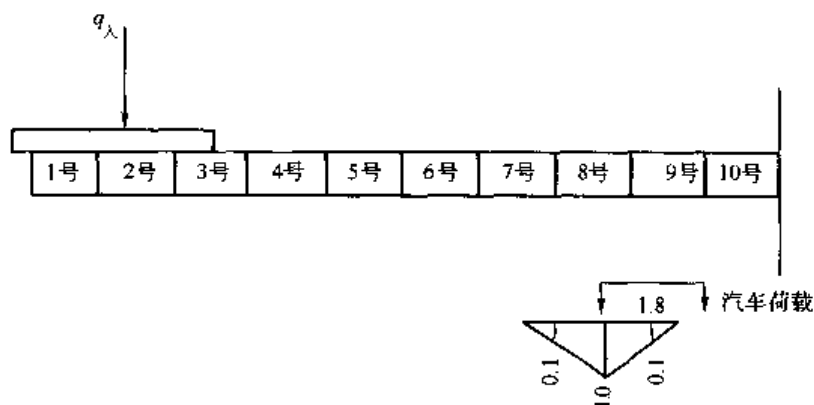


图 1-6 支点处荷载横向分布影响线及最不利布载图

$$\text{四行汽车: } m_{4汽} = \frac{1}{2} \times 1.0 = 0.5$$

$$\text{两行汽车: } m_{2汽} = \frac{1}{2} \times 1.0 = 0.5$$

$$\text{人群荷载: } m_{人} = 0$$

(3) 支点到 $l/4$ 处的荷载横向分布系数

按直线内插求得。

空心板的荷载横向分布系数汇总于表 1-4。

空心板的荷载横向分布系数

表 1-4

作用种类	作用位置	跨中至 $l/4$ 处	支点
汽车荷载	四行	0.277	0.500
	两行	0.201	0.500
人群荷载		0.090	0

2. 汽车荷载冲击系数计算

《桥规》规定汽车荷载的冲击力标准值为汽车荷载标准值乘以冲击系数 μ 。 μ 按结构基频 f 的不同而不同, 对于简支板桥:

$$f = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}}$$

当 $f < 1.5\text{Hz}$ 时, $\mu = 0.05$; 当 $f > 14\text{Hz}$ 时, $\mu = 0.45$; 当 $1.5\text{Hz} \leq f \leq 14\text{Hz}$ 时, $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157$ 。

式中: l ——结构的计算跨径 (m);

E ——结构材料的弹性模量 (N/m^2);

I_c ——结构跨中截面的截面惯矩 (m^4);

m_c ——结构跨中处的单位长度质量 (kg/m , 当换算为重力单位时为 Ns^2/m^2), $m_c = G/g$;

G ——结构跨中处每延米结构重力 (N/m);

g ——重力加速度, $g = 9.81\text{m/s}^2$ 。

由前面计算,

$$G = 11.220\text{kN/m} = 11.220 \times 10^3\text{N/m}$$

$$l = 12.6\text{m}$$

$$I_c = 1520.1 \times 10^3\text{cm}^4 = 1520.1 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

由《公预规》查得 C40 混凝土的弹性模量 $E = 3.25 \times 10^4\text{MPa}$, 代入公式得:

$$f = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{G/g}} = \frac{\pi}{2 \times 12.6^2} \sqrt{\frac{3.25 \times 10^4 \times 10^6 \times 1520.1 \times 10^{-5}}{11.220 \times 10^3 / 9.81}} = 6.5027(\text{Hz})$$

则:

$$\mu = 0.1767 \ln 6.5027 - 0.0157 = 0.3151$$

$$1 + \mu = 1.3151$$

3. 可变作用效应计算

(1) 车道荷载效应

计算车道荷载引起的空心板跨中及 $l/4$ 截面的效应 (弯矩和剪力) 时, 均布荷载 q_k 应满布于使空心板产生最不利效应的同号影响线上, 集中荷载 P_k (或 P'_k) 只作用于影响线中一个最大影响线峰值处, 见图 1-7。

① 跨中截面

弯矩: $M_k = \xi m (q_k \Omega_k + P_k y_k)$ (不计冲击时)

两行车道荷载:

$$\text{不计冲击 } M_k = 1 \times 0.201 \times (7.875 \times 19.845 + 157.8 \times 3.15) = 131.32(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{计入汽车冲击 } M_k = (1 + \mu) \xi m (q_k \Omega_k + P_k y_k)$$

$$= 1.3151 \times 1 \times 0.201 \times (7.875 \times 19.845 + 157.8 \times 3.15)$$

$$= 172.69 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

四行车道荷载:

$$\text{不计冲击 } M_k = 0.67 \times 0.277 \times (7.875 \times 19.845 + 157.8 \times 3.15) = 121.26 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{计入冲击 } M_k = 1.3151 \times 0.67 \times 0.277 \times (7.875 \times 19.845 + 157.8 \times 3.15)$$

$$= 159.4 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

剪力:

$$V_k = \xi m (q_k \Omega_k + P'_k y_k) \text{ (不计冲击时)}$$

两行车道荷载:

$$\text{不计冲击 } V_k = \xi m (q_k \Omega_k + P'_k y_k)$$

$$= 1 \times 0.201 \times \left(7.875 \times 1.575 + 189.36 \times \frac{1}{2} \right) = 21.52 (\text{kN})$$

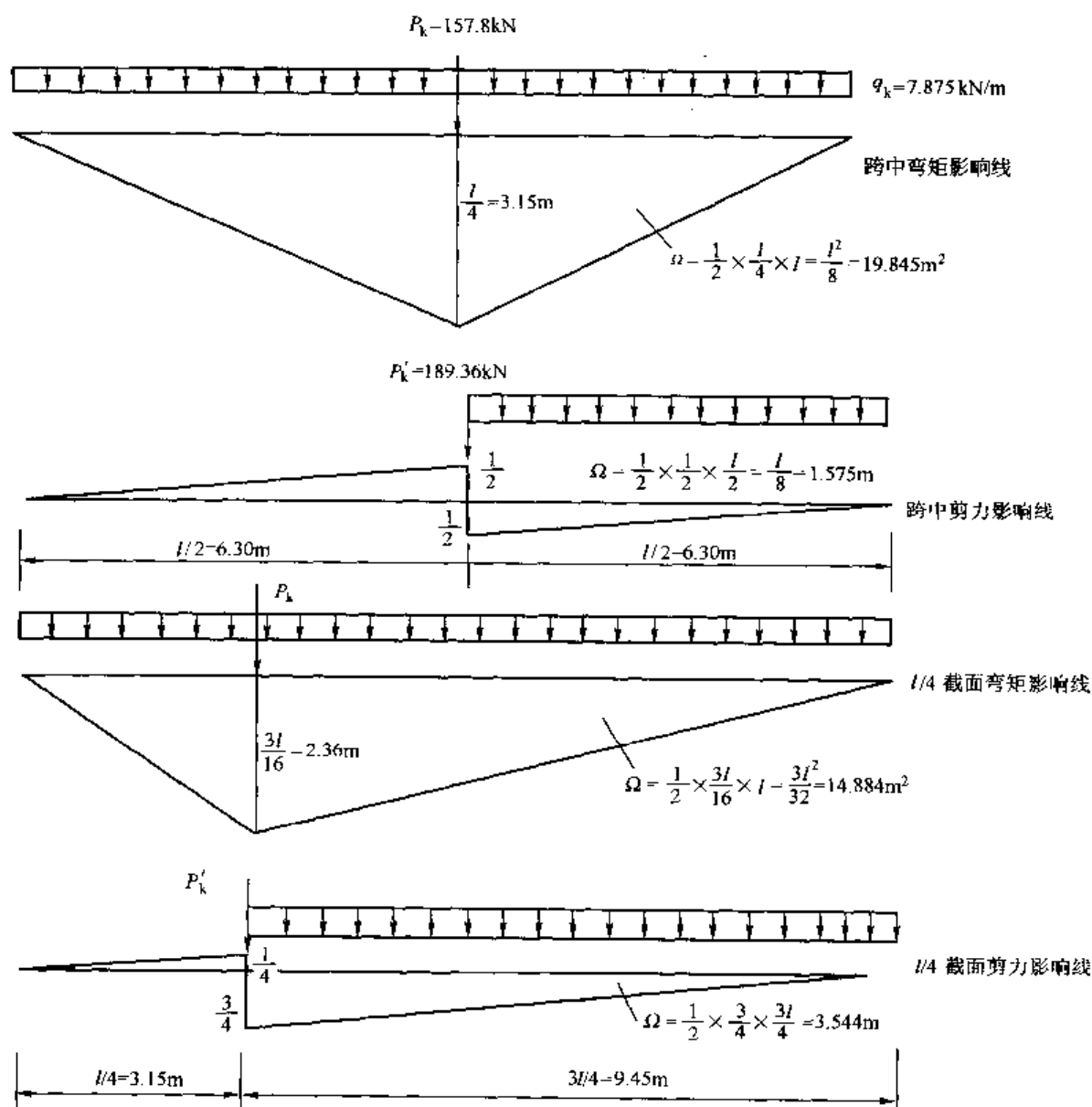


图 1-7 简支空心板跨中及 $l/4$ 截面内力影响线及加载图

计入冲击 $V_{\text{sk}} = (1 + \mu) \xi m (q_k \Omega_k + P'_k y_k)$

$$= 1.3151 \times 1 \times 0.201 \times \left(7.875 \times 1.575 + 189.36 \times \frac{1}{2} \right)$$

$$= 28.31 (\text{kN})$$

四行车道荷载:

不计冲击 $V_{\text{sk}} = 0.67 \times 0.277 \times \left(7.875 \times 1.575 + 189.36 \times \frac{1}{2} \right) = 19.87 (\text{kN})$

计入冲击 $V_{\text{sk}} = 1.3151 \times 0.67 \times 0.277 \times \left(7.875 \times 1.575 + 189.36 \times \frac{1}{2} \right)$

$$= 26.14 (\text{kN})$$

② $l/4$ 截面 (参照图 1-7)

弯矩: $M_K = \xi n (q_k \Omega_k + P_k y_k)$ (不计冲击时)

两行车道荷载:

$$\text{不计冲击 } M_K = 1 \times 0.201 \times (7.875 \times 14.884 + 157.8 \times 2.36) = 98.41 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

计入汽车冲击 $M_K = (1 + \mu) \xi n (q_k \Omega_k + P_k y_k)$

$$\begin{aligned} &= 1.3151 \times 1 \times 0.201 \times (7.875 \times 14.884 + 157.8 \times 2.36) \\ &= 129.42 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

四行车道荷载:

$$\begin{aligned} \text{不计冲击 } M_K &= 0.67 \times 0.277 \times (7.875 \times 14.884 + 157.8 \times 2.36) \\ &= 90.87 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{计入冲击 } M_K &= 1.3151 \times 0.67 \times 0.277 \times (7.875 \times 14.884 + 157.8 \times 2.36) \\ &= 119.50 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

剪力: $V_K = \xi m (q_k \Omega_k + P'_k y_k)$ (不计冲击时)

两行车道荷载:

$$\begin{aligned} \text{不计冲击 } V_K &= \xi m (q_k \Omega_k + P'_k y_k) \\ &= 1 \times 0.201 \times \left(7.875 \times 3.544 + 189.36 \times \frac{3}{4} \right) = 34.16 (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{计入冲击 } V_K &= (1 + \mu) \xi m (q_k \Omega_k + P'_k y_k) \\ &= 1.3151 \times 1 \times 0.201 \times \left(7.875 \times 3.544 + 189.36 \times \frac{3}{4} \right) \\ &= 44.92 (\text{kN}) \end{aligned}$$

四行车道荷载:

$$\text{不计冲击 } V_K = 0.67 \times 0.277 \times \left(7.875 \times 3.544 + 189.36 \times \frac{3}{4} \right) = 31.54 (\text{kN})$$

$$\begin{aligned} \text{计入冲击 } V_K &= 1.3151 \times 0.67 \times 0.277 \times \left(7.875 \times 3.544 + 189.36 \times \frac{3}{4} \right) \\ &= 41.47 (\text{kN}) \end{aligned}$$

③ 支点截面剪力

计算支点截面由于车道荷载产生的效应时, 考虑横向分布系数沿空心板跨长的变化, 同样均布荷载标准值应满布于使结构产生最不利效应的同号影响线上, 集中荷载标准值只作用于相应影响线中一个最大影响线的峰值处, 见图 1-8。

两行车道荷载:

$$\begin{aligned} \text{不计冲击系数 } V_K &= 1 \times \left[0.201 \times 7.875 \times 6.3 + \frac{1}{2} \times (0.5 - 0.201) \times \frac{12.6}{4} \times \right. \\ &\quad \left. 7.875 \times \left(\frac{1}{12} + \frac{11}{12} \right) + 189.36 \times 1 \times 0.5 \right] \\ &= 108.36 (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\text{计入冲击系数 } V_K = 1.3151 \times 108.36 = 142.51 (\text{kN})$$

四行车道荷载:

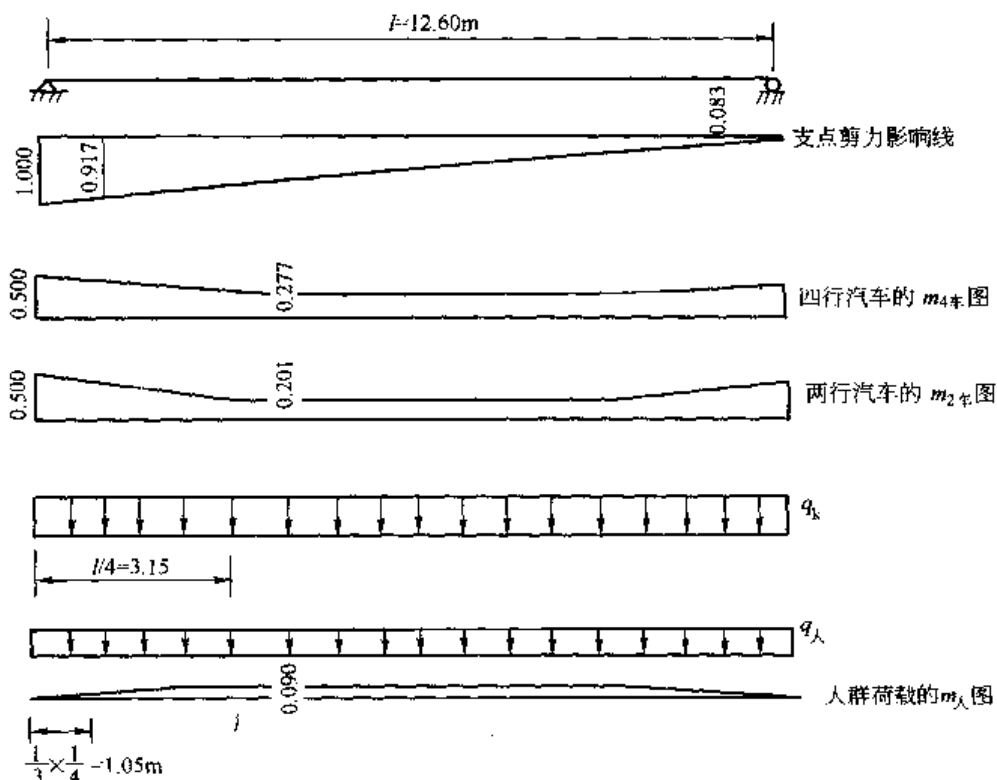


图 1-8 支点截面剪力计算简图

$$\begin{aligned}
 \text{不计冲击系数 } V_K &= 0.67 \times \left[0.277 \times 7.875 \times 6.3 + \frac{1}{2} \times (0.5 - 0.277) \times \frac{12.6}{4} \times \right. \\
 &\quad \left. 7.875 \times \left(\frac{1}{12} + \frac{11}{12} \right) + 189.36 \times 1 \times 0.5 \right] \\
 &= 74.50 (\text{kN})
 \end{aligned}$$

$$\text{计入冲击系数 } V_K = 1.3151 \times 74.5 = 97.97 (\text{kN})$$

(2) 人群荷载效应

人群荷载是一个均布荷载，其大小按《桥规》取用为 3.0 kN/m^2 。本示例人行道宽度为净宽 2.5 m ，因此 $q_\lambda = 2.5 \times 3 = 7.5 (\text{kN/m})$ 。人群荷载产生的效应计算如下（参照图 1-7 及图 1-8）。

① 跨中截面

$$\text{弯矩: } M_\lambda = m_\lambda q_\lambda \Omega_M = 0.09 \times 7.5 \times 19.845 = 13.40 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{剪力: } V_\lambda = m_\lambda q_\lambda \Omega_v = 0.09 \times 7.5 \times 1.575 = 1.06 (\text{kN})$$

② $\frac{l}{4}$ 截面

$$\text{弯矩: } M_\lambda = 0.09 \times 7.5 \times 14.884 = 10.05 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{剪力: } V_\lambda = 0.09 \times 7.5 \times 3.544 = 2.39 (\text{kN})$$

③ 支点截面剪力

$$V_\lambda = 0.09 \times 7.5 \times 6.3 - \frac{1}{2} \times \frac{12.6}{4} \times (0.09 - 0) \times 7.5 \times \left(\frac{1}{12} + \frac{11}{12} \right) = 3.19 (\text{kN})$$

可变作用效应汇总于表 1-5 中，由此看出，车道荷载以两行车控制设计。

可变作用效应汇总表

表 1-5

作用种类			作用效应	弯矩 M (kN · m)		剪力 V (kN)		
			截面位置	跨中	$l/4$	跨中	$l/4$	支点
车道荷载	两行	不计冲击系数	131.32	98.41	21.52	34.16	108.36	
		$\times (1+\mu)$	172.69	129.42	28.31	44.92	142.51	
	四行	不计冲击系数	121.26	90.87	19.87	31.54	74.50	
		$\times (1+\mu)$	159.46	119.50	26.14	41.47	97.97	
人群荷载			13.40	10.05	1.06	2.39	3.19	

(三) 作用效应组合

按《桥规》公路桥涵结构设计应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行效应组合，并用于不同的计算项目。按承载能力极限状态设计时的基本组合表达式为：

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 (1.2 S_{Gk} + 1.4 S_{Q1k} + 0.8 \times 1.4 S_{Qjk})$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，本桥属小桥 $\gamma_0=0.9$ ；

S_{ud} ——效应组合设计值；

S_{Gk} ——永久作用效应标准值；

S_{Q1k} ——汽车荷载效应（含汽车冲击力）的标准值；

S_{Qjk} ——人群荷载效应的标准值。

按正常使用极限状态设计时，应根据不同的设计要求，采用以下两种效应组合：

作用短期效应组合表达式：

$$S_{sd} = S_{Gk} + 0.7 \times S'_{Q1k} + 1.0 \times S_{Qjk}$$

式中： S_{sd} ——作用短期效应组合设计值；

S_{Gk} ——永久作用效应标准值；

S'_{Q1k} ——不计冲击的汽车荷载效应标准值；

S_{Qjk} ——人群荷载效应的标准值。

作用长期效应组合表达式：

$$S_{ld} = S_{Gk} + 0.4 \times S'_{Q1k} + 0.4 \times S_{Qjk}$$

式中：各符号意义见上面说明。

《桥规》还规定结构构件当需进行弹性阶段截面应力计算时，应采用标准值效应组合，即此时效应组合表达式为：

$$S = S_{Gk} + S_{Q1k} + S_{Qjk}$$

式中： S ——标准值效应组合设计值；

S_{Gk} ， S_{Q1k} ， S_{Qjk} ——永久作用效应、汽车荷载效应（计入汽车冲击力）、人群荷载效应的标准值。

根据计算得到的作用效应，按《桥规》各种组合表达式可求得各效应组合设计值，现将

计算汇总于表 1-6 中。

空心板作用效应组合计算汇总表

表 1-6

序 号	作用 种 类		弯矩 M (kN · m)		剪力 V (kN)			
			跨中	$l/4$	跨中	$l/4$	支点	
作用效应 标准值	永久作用 效应	G_1		157.49	118.12	0	25.00	50.00
		G_{11}		65.17	48.88	0	10.34	20.69
		$G_1 = G_1 + G_{11}$ (S_{Gk})		222.66	167.00	0	35.34	70.69
	可变作用 效应	车道荷载	不计冲击 S'_{Q1k}	131.32	98.41	21.52	34.16	108.36
			$\times (1+\mu)$ S_{Q1k}	172.69	129.42	28.31	44.92	142.51
		人群荷载 S_{Q1k}		13.40	10.05	1.06	2.39	3.19
承载能力 极限状态	基本组合 S_{ud}	1.2 S_{Gk} (1)		267.19	200.40	0	42.41	84.83
		1.4 S_{Q1k} (2)		241.77	181.19	39.63	62.89	199.51
		0.8 \times 1.4 S_{Q1k} (3)		15.01	11.26	1.19	2.68	3.57
		$S_{ud} = (1) + (2) + (3)$		523.97	392.85	40.82	107.98	287.91
正常使用 极限状态	作用短期 效应组合 S_{sd}	S_{Gk} (4)		222.66	167.00	0	35.34	70.69
		0.7 S'_{Q1k} (5)		91.92	68.89	15.06	23.91	75.85
		S_{Q1k} (6)		13.40	10.05	1.06	2.39	3.19
		$S_{sd} = (4) + (5) + (6)$		327.98	245.94	16.12	61.64	149.73
	使用长期 效应组合 S_{ld}	S_{Gk} (7)		222.66	167.00	0	35.34	70.69
		0.4 S'_{Q1k} (8)		52.53	39.36	8.61	13.66	43.34
		0.4 S'_{Q1k} (9)		5.36	4.02	0.42	0.96	1.28
		$S_{ld} = (7) + (8) + (9)$		280.55	210.38	9.03	49.96	115.31
弹性阶段 截面应力 计算	标准值效 应组合 S	S_{Gk} (10)		222.66	167.00	0	35.34	70.69
		S_{Q1k} (11)		172.69	129.42	28.31	44.92	142.51
		S_{Q1k} (12)		13.40	10.05	1.06	2.39	3.19
		$S = (10) + (11) + (12)$		408.75	306.47	29.37	82.65	216.39

五、预应力钢筋数量估算及布置

(一) 预应力钢筋数量的估算

本示例采用先张法预应力混凝土空心板构造形式。设计时它应满足不同设计状况下规范规定的控制条件要求，例如承载力、抗裂性、裂缝宽度、变形及应力等要求。在这些控制条件中，最重要的是满足结构在正常使用极限状态下的使用性能要求和保证结构在达到承载能力极限状态时具有一定的安全储备。因此，预应力混凝土桥梁设计时，一般情况下，首先根据结构在正常使用极限状态正截面抗裂性或裂缝宽度限值确定预应力钢筋的数量，再由构件的承载能力极限状态要求确定普通钢筋的数量。本示例以部分预应力 A 类构件设计，首先按正常使用极限状态正截面抗裂性确定有效预加力 N_{pe} 。

按《公预规》6.3.1条，A类预应力混凝土构件正截面抗裂性是控制混凝土的法向拉应力，并符合以下条件：

在作用短期效应组合下，应满足 $\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.70 f_{tk}$ 要求。

式中： σ_{st} ——在作用短期效应组合 M_{sd} 作用下，构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力；

σ_{pc} ——构件抗裂验算边缘混凝土的有效预压应力。

在初步设计时， σ_{st} 和 σ_{pc} 可按下列公式近似计算：

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sd}}{W}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{pe}}{A} + \frac{N_{pe} e_p}{W}$$

式中： A ， W ——构件毛截面面积及对毛截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

e_p ——预应力钢筋重心对毛截面重心轴的偏心距， $e_p = y - a_p$ ， a_p 可预先假定。

代入 $\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.70 f_{tk}$ 即可求得满足部分预应力 A 类构件正截面抗裂性要求所需的有效预加力为：

$$N_{pe} = \frac{\frac{M_{sd}}{W} - 0.70 f_{tk}}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W}}$$

式中： f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值。

本示例，预应力空心板桥采用 C40， $f_{tk} = 2.4 \text{ MPa}$ ，由表 1-6 得， $M_{sd} = 327.98 \text{ kN} \cdot \text{m} = 327.98 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$ ，空心板毛截面换算面积 $A = 3174.3 \text{ cm}^2 = 3174.3 \times 10^2 \text{ mm}^2$ ， $W = \frac{I}{y_T} = \frac{1520.1 \times 10^3 \text{ cm}^4}{(31 - 0.7) \text{ cm}} = 50.17 \times 10^3 \text{ cm}^3 = 50.17 \times 10^6 \text{ mm}^3$

假设 $a_p = 4 \text{ cm}$ ，则 $e_p = y_T - a_p = 31 - 0.7 - 4 = 26.3 \text{ (cm)} = 263 \text{ (mm)}$

代入得：

$$N_{pe} = \frac{\frac{327.98 \times 10^6}{50.17 \times 10^6} - 0.7 \times 2.4}{\frac{1}{3174.3 \times 10^2} + \frac{263}{50.17 \times 10^6}} = 578777 \text{ (N)}$$

则所需预应力钢筋截面面积 A_p 为：

$$A_p = \frac{N_{pe}}{\sigma_{con} - \sum \sigma_l}$$

式中： σ_{con} ——预应力钢筋的张拉控制应力；

$\sum \sigma_l$ ——全部预应力损失值，按张拉控制应力的 20% 估算。

本示例采用 1×7 股钢绞线作为预应力钢筋，直径 12.7mm，公称截面面积 98.7mm²， $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ ， $f_{pd} = 1260 \text{ MPa}$ ， $E_p = 1.95 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。

按《公预规》 $\sigma_{con} \leq 0.75 f_{pk}$ ，现取 $\sigma_{con} = 0.70 f_{pk}$ ，预应力损失总和近似假定为 20% 张拉控制应力来估算，则

$$A_p = \frac{N_{pe}}{\sigma_{con} - \sum \sigma_l} = \frac{N_{pe}}{\sigma_{con} - 0.2 \sigma_{con}} = \frac{578777}{0.8 \times 0.70 \times 1860} = 555.66 \text{ (mm}^2\text{)}$$

采用 7 根 1×7 股钢绞线，即 $\phi 12.7$ 钢绞线，单根钢绞线公称面积 98.7mm²，则 $A_p = 7 \times 98.7 = 690.9 \text{ (mm}^2\text{)}$ 满足要求。

(二) 预应力钢筋的布置

预应力空心板选用 7 根 1×7 股钢绞线布置在空心板下缘, $a_p = 40\text{mm}$, 沿空心板跨长直线布置, 即沿跨长 $a_p = 40\text{mm}$ 保持不变, 见图 1-9。预应力钢筋布置应满足《公预规》要求, 钢绞线净距不小于 25mm , 端部设置长度不小于 150mm 的螺旋钢筋等。

(三) 普通钢筋数量的估算及布置

在预应力钢筋数量已经确定的情况下, 可由正截面承载能力极限状态要求的条件确定普通钢筋数量, 暂不考虑在受压区配置预应力钢筋, 也暂不考虑普通钢筋的影响。空心板截面可换算成等效工字形截面来考虑:

由

$$b_k h_k = \frac{\pi}{4} \times 38^2 + 8 \times 38 = 1438.115 \text{ (cm}^2\text{)}$$

得

$$b_k = \frac{1438.115 \text{ cm}^2}{h_k}$$

$$\frac{1}{12} b_k h_k^3 = \frac{38 \times 8^3}{12} + 2 \times 0.00686 \times 38^4 + 2 \times 567.1 \times (8.06 + 4)^2 = 195191.53 \text{ (cm}^4\text{)}$$

把 $b_k = \frac{1438.115 \text{ cm}^2}{h_k}$ 代入 $\frac{1}{12} b_k h_k^3 = 195191.53 \text{ cm}^4$, 求得 $h_k = 40.4 \text{ cm}$, $b_k = \frac{1438.115}{40.4} = 35.6 \text{ (cm)}$ 。

则得等效工字形截面的上翼缘板厚度 h'_f :

$$h'_f = y_{\perp} - \frac{h_k}{2} = 31 - \frac{40.4}{2} = 10.8 \text{ (cm)}$$

等效工字形截面的下翼缘板厚度 h_f :

$$h_f = y_{\text{下}} - \frac{h_k}{2} = 31 - \frac{40.4}{2} = 10.8 \text{ (cm)}$$

等效工字形截面的肋板厚度:

$$b = b'_f - 2b_k = 99 - 2 \times 35.6 = 27.8 \text{ (cm)}$$

等效工字形截面尺寸见图 1-10。

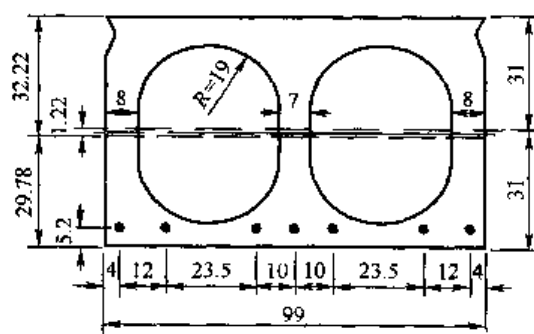


图 1-9 空心板跨中截面预应力钢筋的布置
(尺寸单位: cm)

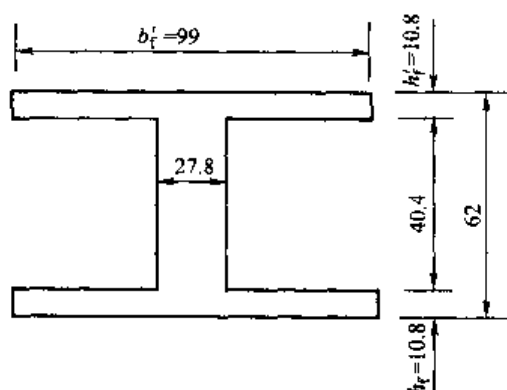


图 1-10 空心板换算等效工字形截面
(尺寸单位: cm)

估算普通钢筋时, 可先假定 $x \leq h'_f$, 则由下式可求得受压区高度 x , 设 $h_0 = h - a_{ps} = 62 - 4 = 58 \text{ (cm)} = 580 \text{ (mm)}$ 。

$$\gamma_0 M_{ud} \leq f_{cd} b'_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

由《公预规》， $\gamma_0 = 0.9$ ，C40， $f_{cd} = 18.4 \text{ MPa}$ 。由表 1-6，跨中 $M_{ud} = 523.97 \text{ kN} \cdot \text{m} = 523.97 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$ ， $b'_f = 990 \text{ mm}$ ，代入上式得：

$$0.9 \times 523.97 \times 10^6 \leq 18.4 \times 990 \times x \times \left(580 - \frac{x}{2} \right)$$

整理后得：

$$x^2 - 1160x + 51.78 \times 10^3 \leq 0$$

求得：

$$x = 46.5 \text{ mm} < h'_f = 108 \text{ mm}, \text{ 且 } x < \xi_b h_0 = 0.4 h_0 = 232 \text{ mm}$$

说明中和轴在翼缘板内，可用下式求得普通钢筋面积 A_s ：

$$A_s = \frac{f_{cd} b'_f x - f_{pd} A_p}{f_{sd}} = \frac{18.4 \times 990 \times 46.5 - 1260 \times 690.9}{280} < 0$$

说明按受力计算不需要配置纵向普通钢筋，现按构造要求配置。

普通钢筋选用 HRB335， $f_{sd} = 280 \text{ MPa}$ ， $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。

按《公预规》， $A_s \geq 0.003bh_0 = 0.003 \times 278 \times 580 = 483.72 \text{ mm}^2$ 。

普通钢筋采用 $5\phi 12$ ， $A_s = 5 \times \frac{\pi (12)^2}{4} = 565.5 \text{ (mm}^2\text{)} > 483.72 \text{ (mm}^2\text{)}$ 。

普通钢筋 $5\phi 12$ 布置在空心板下缘一排（截面受拉边缘），沿空心板跨长直线布置，钢筋重心至板下缘 40mm 处，即 $a_s = 40 \text{ mm}$ 。

六、换算截面几何特性计算

由前面计算已知空心板毛截面的几何特性。毛截面面积 $A = 317430 \text{ mm}^2$ ，毛截面重心轴至 $\frac{1}{2}$ 板高的距离 $d = 7 \text{ mm}$ （向下），毛截面对其重心轴惯性矩 $I = 15201 \times 10^6 \text{ mm}^4$ 。

（一）换算截面面积 A_0

$$A_0 = A + (\alpha_{Ep} - 1)A_p + (\alpha_{Es} - 1)A_s$$

$$\alpha_{Ep} = \frac{E_p}{E_c} = \frac{1.95 \times 10^5}{3.25 \times 10^4} = 6.0; A_p = 690.9 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_{Es} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{3.25 \times 10^4} = 6.15; A_s = 565.5 \text{ mm}^2$$

$$A = 317430 \text{ mm}^2$$

代入得：

$$A_0 = 317430 + (6 - 1) \times 690.9 + (6.15 - 1) \times 565.5 = 323797 \text{ (mm}^2\text{)}$$

（二）换算截面重心位置

所有钢筋换算截面对毛截面重心的静矩为：

$$\begin{aligned} S_{01} &= (\alpha_{Ep} - 1)A_p \times (310 - 7 - 40) + (\alpha_{Es} - 1)A_s \times (310 - 7 - 40) \\ &= (6 - 1) \times 690.9 \times 263 + (6.15 - 1) \times 565.5 \times 263 \\ &= 1674475 \text{ (mm}^3\text{)} \end{aligned}$$

换算截面重心至空心板毛截面重心的距离为：

$$d_{01} = \frac{S_{01}}{A_0} = \frac{1674475}{323797} = 5.2(\text{mm})(\text{向下移})$$

则换算截面重心至空心板截面下缘的距离为：

$$y_{01l} = 310 - 7 - 5.2 = 297.8(\text{mm})$$

换算截面重心至空心板截面上缘的距离为：

$$y_{01u} = 310 + 7 + 5.2 = 322.2(\text{mm})$$

换算截面重心至预应力钢筋重心的距离为：

$$e_{01p} = 297.8 - 40 = 257.8(\text{mm})$$

换算截面重心至普通钢筋重心的距离为：

$$e_{01s} = 297.8 - 40 = 257.8(\text{mm})$$

(三) 换算截面惯性矩 I_0

$$\begin{aligned} I_0 &= I + Ad_{01}^2 + (\alpha_{Ep} - 1)A_p e_{01p}^2 + (\alpha_{Es} - 1)A_s e_{01s}^2 \\ &= 15201 \times 10^6 + 317430 \times 5.2^2 + (6 - 1) \times 690.9 \times 257.8^2 + \\ &\quad (6.15 - 1) \times 565.5 \times 257.8^2 \\ &= 1.5633 \times 10^{10} (\text{mm}^4) \end{aligned}$$

(四) 换算截面弹性抵抗矩

$$\text{下缘: } W_{01l} = \frac{I_0}{y_{01l}} = \frac{1.5633 \times 10^{10}}{297.8} = 52.495 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

$$\text{上缘: } W_{01u} = \frac{I_0}{y_{01u}} = \frac{1.5633 \times 10^{10}}{322.2} = 48.5196 (\text{mm}^3)$$

七、承载能力极限状态计算

(一) 跨中截面正截面抗弯承载力计算

跨中截面构造尺寸及配筋见图 1-9。预应力钢绞线合力作用点到截面底边的距离 $a_p = 40\text{mm}$ ，普通钢筋离截面底边的距离 $a_s = 40\text{mm}$ ，则预应力钢筋和普通钢筋的合力作用点到截面底边的距离为：

$$a_{ps} = \frac{f_{sd}A_s a_s + f_{pd}A_p a_p}{f_{sd}A_s + f_{pd}A_p} = \frac{280 \times 565.5 \times 40 + 1260 \times 690.9 \times 40}{280 \times 565.5 + 1260 \times 690.9} = 40(\text{mm})$$

$$h_0 = h - a_{ps} = 620 - 40 = 580(\text{mm})$$

采用换算等效工字形截面来计算，参见图 1-10，上翼缘厚度 $h'_f = 108\text{mm}$ ，上翼缘工作宽度 $b'_f = 990\text{mm}$ ，肋宽 $b = 278\text{mm}$ 。首先按公式 $f_{pd}A_p + f_{sd}A_s \leq f_{cd}b'_f h'_f$ 判断截面类型：

$$\begin{aligned} f_{pd}A_p + f_{sd}A_s &= 1260 \times 690.9 + 280 \times 565.5 = 1028874(\text{N}) \\ &\leq f_{cd}b'_f h'_f = 18.4 \times 990 \times 108 = 1967328(\text{N}) \end{aligned}$$

所以属于第一类 T 形，应按宽度 $b'_f = 990\text{mm}$ 的矩形截面来计算其抗弯承载力。

由 $\sum x = 0$ 计算混凝土受压区高度 x ：

$$\text{由} \quad f_{pd}A_p + f_{sd}A_s = f_{cd}b'_f x$$

得

$$x = \frac{f_{pd}A_p + f_{sd}A_s}{f_{cd}b'_f} = \frac{1260 \times 690.9 + 280 \times 565.5}{18.4 \times 990} = 56.5(\text{mm})$$

$$< \xi_b h_0 = 0.4 \times 580 = 232(\text{mm})$$

$$< h'_f = 108(\text{mm})$$

将 $x=56.5\text{mm}$ 代入下列公式计算出跨中截面的抗弯承载力 M_{ud} ：

$$M_{ud} = f_{cd}b'_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 18.4 \times 990 \times 56.5 \times \left(580 - \frac{56.5}{2} \right)$$

$$= 567.86 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$= 567.86 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$> \gamma_0 M_d = 0.9 \times 523.97 = 471.57 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

计算结果表明，跨中截面抗弯承载力满足要求。

(二) 斜截面抗剪承载力计算

1. 截面抗剪强度上、下限复核

选取距支点 $h/2$ 处截面进行斜截面抗剪承载力计算。截面构造尺寸及配筋见图 1-9。首先进行抗剪强度上、下限复核，按《公预规》5.2.9 条：

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (\text{kN})$$

式中： V_d ——验算截面处的剪力组合设计值（kN），由表 1-6 得支点处剪力及跨中截面剪力，内插得到距支点 $h/2=310\text{mm}$ 处的截面剪力 V_d ：

$$V_d = 287.91 - \frac{310 \times (287.91 - 40.82)}{6300} = 275.75 (\text{kN})$$

h_0 ——截面有效高度，由于本示例预应力筋及普通钢筋都是直线配置，有效高度 h_0 与跨中截面相同， $h_0=580\text{mm}$ ；

$f_{cu,k}$ ——边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度，空心板为 C40，则 $f_{cu,k}=40\text{MPa}$ ， $f_{td}=1.65\text{MPa}$ ；

b ——等效工字形截面的腹板宽度， $b=278\text{mm}$ 。

代入上述公式：

$$\gamma_0 V_d = 0.9 \times 275.75 = 248.18 (\text{kN})$$

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{40} \times 278 \times 580 = 520.08 (\text{kN})$$

计算结果表明空心板截面尺寸符合要求。

按《公预规》第 5.2.10 条：

$$1.25 \times 0.5 \times 10^{-3} \times \alpha_2 f_{td} b h_0 = 1.25 \times 0.5 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 1.65 \times 278 \times 580 \\ = 166.28 (\text{kN})$$

式中， $\alpha_2=1.0$ ，1.25 是按《公预规》5.2.10 条，板式受弯构件可乘以 1.25 提高系数。

由于 $\gamma_0 V_d = 0.9 \times 275.75 = 248.18 (\text{kN}) > 1.25 \times 0.5 \times 10^{-3} \times \alpha_2 f_{td} b h_0 = 166.28\text{kN}$ ，并对照表 1-6 中沿跨长各截面的控制剪力组合设计值，在 $l/4$ 至支点的部分区段内应按计算要求配置抗剪箍筋，其它区段可按构造要求配置箍筋。

为了构造方便和便于施工，本示例预应力混凝土空心板不设弯起钢筋，计算剪力全部由混凝土及箍筋承受，则斜截面抗剪承载力按下式计算：

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs}$$

$$V_{cs} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} f_{sv}}$$

式中，各系数值按《公预规》5.2.7条规定取用：

α_1 ——异号弯矩影响系数，简支梁 $\alpha_1 = 1.0$ ；

α_2 ——预应力提高系数，本示例为部分预应力 A 类构件，偏安全取 $\alpha_2 = 1.0$ ；

α_3 ——受压翼缘的影响系数，取 $\alpha_3 = 1.1$ ；

b, h_0 ——等效工字形截面的肋宽及有效高度， $b = 278\text{mm}$ ， $h_0 = 580\text{mm}$ ；

P ——纵向钢筋的配筋率， $P = 100\rho = 100 \times \frac{690.9 + 565.5}{278 \times 580} = 0.78$ ；

ρ_{sv} ——箍筋的配箍率， $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b s_v}$ ，箍筋选用双股 $\phi 10$ ， $A_{sv} = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 157.08 \text{ (mm}^2\text{)}$ ，

则写出箍筋间距 s_v 的计算式为：

$$\begin{aligned} s_v &= \frac{\alpha_1^2 \alpha_2^2 \alpha_3^2 \times 0.2 \times 10^{-8} (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} f_{sv} A_{sv} b h_0^2}{(\gamma_0 V_d)^2} \\ &= \frac{1.0^2 \times 1.0^2 \times 1.1^2 \times 0.2 \times 10^{-6} (2 + 0.6 \times 0.78) \sqrt{40} \times 280 \times 157.08 \times 278 \times 580^2}{(0.9 \times 275.75)^2} \\ &= 257.2(\text{mm}) \end{aligned}$$

$f_{cu,k} = 40\text{MPa}$ ；

箍筋选用 HRB335，则 $f_{sv} = 280\text{MPa}$ ；

取箍筋间距 $s_v = 150\text{mm}$ ，并按《公预规》要求，在支座中心向跨中方向不小于一倍梁高范围内，箍筋间距取 100mm 。

配箍率 $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b s_v} = \frac{157.08}{278 \times 150} = 0.0038 = 0.38\% > \rho_{svmin} = 0.12\%$

(按《公预规》9.3.13条规定，HRB335， $\rho_{svmin} = 0.12\%$)

在组合设计剪力值 $\gamma_0 V_d \leq 1.25 \times 0.5 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 = 166.28\text{kN}$ 的部分梁段，可只按构造要求配置箍筋，设箍筋仍选用双股 $\phi 10$ ，配箍率 ρ_{sv} 取 ρ_{svmin} ，则由此求得构造配箍的箍筋间距

$$s'_v = \frac{A_{sv}}{b \rho_{svmin}} = \frac{157.08}{278 \times 0.0012} = 470.9 \text{ (mm)}。$$

取 $s'_v = 200\text{mm}$ 。

经比较和综合考虑，箍筋沿空心板跨长布置如图 1-11。

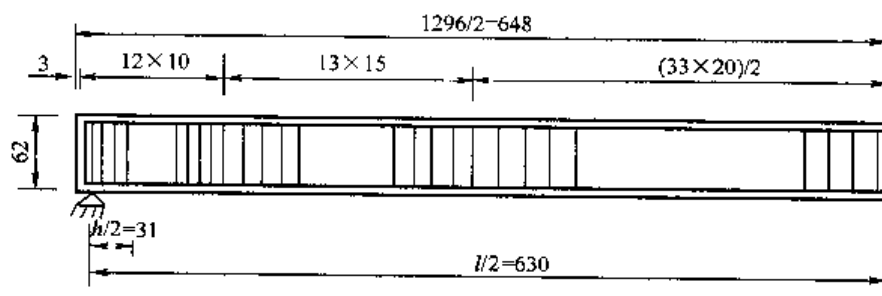


图 1-11 空心板箍筋布置图 (尺寸单位: cm)

2. 斜截面抗剪承载力计算

由图 1-11，选取以下三个位置进行空心板斜截面抗剪承载力计算：

- ① 距支座中心 $h/2=310\text{mm}$ 处截面, $x=5990\text{mm}$;
- ② 距跨中位置 $x=3300\text{mm}$ 处截面 (箍筋间距变化处);
- ③ 距跨中位置 $x=3300+13\times 150=5250\text{ (mm)}$ 处 (箍筋间距变化处)。

计算截面的剪力组合设计值,可按表 1-6 由跨中和支点的设计值内插得到,计算结果列于表 1-7。

各计算截面剪力组合设计值

表 1-7

截面位置 x (mm)	支点 $x=6300$	$x=5990$	$x=5250$	$x=3300$	跨中 $x=0$
剪力组合设计值 V_d (kN)	287.91	275.75	246.73	170.25	40.82

(1) 距支座中心 $h/2=310\text{mm}$ 处截面, 即 $x=5990\text{mm}$

由于空心板的预应力筋及普通钢筋是直线配筋, 故此截面的有效高度取与跨中近似相同, $h_0=580\text{mm}$, 其等效工字形截面的肋宽 $b=278\text{mm}$ 。由于不设弯起斜筋, 因此, 斜截面抗剪承载力按下式计算:

$$V_{cs} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P)} \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}$$

式中, $\alpha_1 = 1.0$, $\alpha_2 = 1.0$, $\alpha_3 = 1.1$, $b = 278\text{mm}$, $h_0 = 580\text{mm}$, $P = 100\rho = 100 \times \frac{690.9+565.5}{278 \times 580} = 0.78$ 。

此处, 箍筋间距 $s_v = 100\text{mm}$, $2\phi 10$, $A_{sv} = 157.08\text{mm}^2$ 。

则

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{157.08}{278 \times 100} = 0.00565 = 0.565\% > \rho_{svmin} = 0.12\%$$

$$f_{cu,k} = 40\text{MPa}, f_{sv} = 280\text{MPa}$$

代入, 得:

$$V_{cs} = 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 278 \times 580 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.78)} \sqrt{40} \times 0.00565 \times 280 = 396.61(\text{kN})$$

$$\gamma_0 V_d = 0.9 \times 275.75 = 248.18(\text{kN}) < V_{cs} = 396.61(\text{kN})$$

抗剪承载力满足要求。

(2) 距跨中截面 $x=3300\text{mm}$ 处

此处, 箍筋间距 $s_v = 200\text{mm}$, $V_d = 170.25\text{kN}$ 。

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{157.08}{278 \times 200} = 0.00283 = 0.283\% > \rho_{svmin} = 0.12\%$$

斜截面抗剪承载力:

$$V_{cs} = 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 278 \times 580 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.78)} \sqrt{40} \times 0.00283 \times 280 = 280.70(\text{kN})$$

$$\gamma_0 V_d = 0.9 \times 170.25 = 153.23(\text{kN}) < V_{cs} = 280.70(\text{kN})$$

斜截面抗剪承载力满足要求。

(3) 距跨中截面距离 $x=5250\text{mm}$ 处

此处, 箍筋间距 $s_v=150\text{mm}$, $V_d=246.73\text{kN}$ 。

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{157.08}{278 \times 150} = 0.00377 = 0.377\% > \rho_{svmin} = 0.12\%$$

斜截面抗剪承载力:

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 278 \times 580 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.78) \sqrt{40} \times 0.00377 \times 280} \\ &= 323.98(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\gamma_0 V_d = 0.9 \times 246.73 = 222.06(\text{kN}) < V_{cs} = 323.98(\text{kN})$$

计算表明均满足斜截面抗剪承载力要求。

八、预应力损失计算

本示例预应力钢筋采用直径为 12.7mm 的 1×7 股钢绞线, $E_p = 1.95 \times 10^5 \text{MPa}$, $f_{pk} = 1860\text{MPa}$, 控制应力取 $\sigma_{con} = 0.7 f_{pk} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ (MPa)}$ 。

(一) 锚具变形、回缩引起的应力损失 σ_{l2}

预应力钢绞线的有效长度取为张拉台座的长度, 设台座长 $L=50\text{m}$, 采用一端张拉及夹片式锚具, 有顶压时 $\Delta l=4\text{mm}$, 则

$$\sigma_{l2} = \frac{\sum \Delta l}{L} E_p = \frac{4}{50 \times 10^3} \times 1.95 \times 10^5 = 15.6 \text{ (MPa)}$$

(二) 加热养护引起的温差损失 σ_{l3}

先张法预应力混凝土空心板采用加热养护的方法, 为减少温差引起的预应力损失, 采用分阶段养护措施。设控制预应力钢绞线与台座之间的最大温差 $\Delta t = t_2 - t_1 = 15^\circ\text{C}$, 则

$$\sigma_{l3} = 2\Delta t = 2 \times 15 = 30(\text{MPa})$$

(三) 预应力钢绞线由于应力松弛引起的预应力损失 σ_{l5}

$$\sigma_{l5} = \Psi \xi \left(0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe}$$

式中: Ψ ——张拉系数, 一次张拉时, $\Psi=1.0$;

ξ ——预应力钢绞线松弛系数, 低松弛 $\xi=0.3$;

f_{pk} ——预应力钢绞线的抗拉强度标准值, $f_{pk}=1860\text{MPa}$;

σ_{pe} ——传力锚固时的钢筋应力, 由《公预规》6.2.6条, 对于先张法构件,

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l2} = 1302 - 15.6 = 1286.4(\text{MPa})$$

代入计算式, 得:

$$\sigma_{i5} = 1.0 \times 0.3 \times \left(0.52 \times \frac{1286.4}{1860} - 0.26 \right) \times 1286.4 = 38.45 \text{ (MPa)}$$

(四) 混凝土弹性压缩引起的预应力损失 σ_{i4}

对于先张法构件,

$$\sigma_{i4} = \alpha_{Ep} \sigma_{pe}$$

式中: α_{Ep} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值, $\alpha_{Ep} = \frac{1.95 \times 10^5}{3.25 \times 10^4} = 6.0$;

σ_{pe} ——在计算截面钢筋重心处, 由全部钢筋预加力产生的混凝土法向应力 (MPa), 其值为

$$\sigma_{pe} = \frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{i6} A_s$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma'_l$$

其中 σ'_l ——预应力钢筋传力锚固时的全部预应力损失, 由《公预规》6.2.8条, 先张法构件传力锚固时的损失为 $\sigma'_l = \sigma_{i2} + \sigma_{i3} + 0.5\sigma_{i5}$, 则

$$\begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - (\sigma_{i2} + \sigma_{i3} + 0.5\sigma_{i5}) \\ &= 1302 - 15.6 - 30 - 0.5 \times 38.45 \\ &= 1237.18 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{i6} A_s = 1237.18 \times 690.9 - 0 = 854.77 \times 10^3 \text{ (N)}$$

由前面计算空心板换算截面面积 $A_0 = 323797 \text{ mm}^2$, $I_0 = 1.5633 \times 10^{10} \text{ mm}^4$, $e_{p0} = 257.8 \text{ mm}$, $y_0 = 257.8 \text{ mm}$ 。

则

$$\sigma_{pe} = \frac{854.77 \times 10^3}{323797} + \frac{854.77 \times 10^3 \times 257.8}{1.5633 \times 10^{10}} \times 257.8 = 6.27 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{i4} = \alpha_{Ep} \sigma_{pe} = 6 \times 6.27 = 37.62 \text{ (MPa)}$$

(五) 混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{i6}

$$\sigma_{i6} = \frac{0.9 [E_p \epsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{Ep} \sigma_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15 \rho \rho_{ps}}$$

式中: ρ ——构件受拉区全部纵向钢筋的含筋率, $\rho = \frac{A_p + A_s}{A_0} = \frac{690.9 + 565.5}{323797} = 0.00388$;

$$\rho_{ps} = \rho_{ps} = 1 + \frac{e_{ps}^2}{i^2};$$

e_{ps} ——构件截面受拉区全部纵向钢筋截面重心至构件重心的距离, $e_{ps} = 297.8 - 40 = 257.8 \text{ (mm)}$;

$$i$$
——构件截面回转半径, $i^2 = \frac{I_0}{A_0} = \frac{1.5633 \times 10^{10}}{323797} = 48280.2 \text{ (mm}^2\text{)}$;

σ_{pc} ——构件受拉区全部纵向钢筋重心处, 由预应力 (扣除相应阶段的预应力损失) 和结构自重产生的混凝土法向压应力, 其值为

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0$$

N_{p0} ——传力锚固时，预应力钢筋的预加力，其值为

$$\begin{aligned} N_{p0} &= \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l6} A_s = [\sigma_{con} - (\sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + 0.5\sigma_{l6})] A_p - 0 \\ &= [1302 - (15.6 + 30.0 + 37.62 + 0.5 \times 38.45)] \times 690.9 \\ &= 828772.5 (\text{N}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{p0} \text{——} e_{p0} &= \frac{\sigma_{p0} A_p Y_p - \sigma_{l6} A_s Y_s}{N_{p0}} = \frac{828772.5 \times 257.8}{828772.5} \\ &= 257.8 (\text{mm}) \quad (\text{因为 } Y_p = Y_s = 257.8 \text{mm}); \end{aligned}$$

y_0 ——构件受拉区全部纵向钢筋重心至截面重心的距离，由前面计算 $y_0 = e_{ps} = 257.8 \text{mm}$;

$\epsilon_{cs}(t, t_0)$ ——预应力钢筋传力锚固龄期 t_0 ，计算龄期为 t 时的混凝土收缩应变；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 ，计算考虑的龄期为 t 时的徐变系数。

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 = \frac{828772.5}{323797} + \frac{828772.5 \times 257.8}{1.5633 \times 10^{10}} \times 257.8 = 6.08 (\text{MPa})$$

$$\rho_{ps} = 1 + \frac{e_{ps}^2}{i^2} = 1 + \frac{257.8^2}{48280.2} = 2.377$$

$$E_p = 1.95 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$\alpha_{Ep} = 6$$

考虑自重的影响，由于收缩徐变持续时间较长，采用全部永久作用，空心板跨中截面全部永久作用弯矩 M_{Gk} 由表 1-6 查得 $M_{Gk} = 222.66 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，在全部钢筋重心处由自重产生的拉应力为：

跨中截面：

$$\sigma_t = \frac{M_{Gk}}{I_0} y_0 = \frac{222.66 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times 257.8 = 3.67 (\text{MPa})$$

1/4 截面：

$$\sigma_t = \frac{167.00 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times 257.8 = 2.75 (\text{MPa})$$

支点截面：

$$\sigma_t = 0$$

则全部纵向钢筋重心处的压应力为：

跨中：

$$\sigma_{pc} = 6.08 - 3.67 = 2.41 (\text{MPa})$$

1/4 截面：

$$\sigma_{pc} = 6.08 - 2.75 = 3.33 (\text{MPa})$$

支点截面：

$$\sigma_{pc} = 6.08 (\text{MPa})$$

《公预规》6.2.7 条规定， σ_{pc} 不得大于传力锚固时混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 的 0.5 倍，设传力锚固时，混凝土达到 C30，则 $f'_{cu} = 30 \text{MPa}$ ， $0.5 f'_{cu} = 0.5 \times 30 = 15 \text{MPa}$ ，则跨中、1/4 截面、支点截面全部钢筋重心处的压应力 2.41MPa、3.33 MPa、6.08 MPa，均小于 $0.5 f'_{cu} = 15 \text{MPa}$ ，满足要求。

设传力锚固龄期为 7d, 计算龄期为混凝土终极值 t_u , 设桥梁所处环境的大气相对湿度为 75%。由前面计算, 空心板毛截面面积 $A=3174.3 \times 10^2 \text{ mm}^2$, 空心板与大气接触的周边长度为 u , $u=2 \times 990 + 2 \times 620 + 2\pi \times 380 + 4 \times 80 = 5927.6 \text{ (mm)}$ 。

理论厚度:

$$h = \frac{2A}{u} = \frac{2 \times 3174.3 \times 10^2}{5927.6} = 107.1 \text{ (mm)}$$

查《公预规》表 6.2.7 直线内插得到:

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = 0.000297$$

$$\phi(t, t_0) = 2.308$$

把各项数值代入 σ_{t6} 计算式中, 得:

跨中:

$$\sigma_{t6}(t) = \frac{0.9 (1.95 \times 10^5 \times 0.000297 + 6 \times 2.41 \times 2.308)}{1 + 15 \times 0.00388 \times 2.377} = 72.18 \text{ (MPa)}$$

$l/4$ 截面:

$$\sigma_{t6}(t) = \frac{0.9 (1.95 \times 10^5 \times 0.000297 + 6 \times 3.33 \times 2.308)}{1 + 15 \times 0.00388 \times 2.377} = 82.25 \text{ (MPa)}$$

支点截面:

$$\sigma_{t6}(t) = \frac{0.9 (1.95 \times 10^5 \times 0.000297 + 6 \times 6.08 \times 2.308)}{1 + 15 \times 0.00388 \times 2.377} = 112.36 \text{ (MPa)}$$

(六) 预应力损失组合

传力锚固时第一批损失 $\sigma_{l,1}$:

$$\sigma_{l,1} = \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + \frac{1}{2} \sigma_{l5} = 15.6 + 30 + 37.62 + \frac{1}{2} \times 38.45 = 102.45 \text{ (MPa)}$$

传力锚固后预应力损失总和 σ_l :

跨中截面:

$$\sigma_l = \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5} + \sigma_{l6} = 15.6 + 30 + 37.62 + 38.45 + 72.18 = 193.85 \text{ (MPa)}$$

$l/4$ 截面:

$$\sigma_l = 15.6 + 30 + 37.62 + 38.45 + 82.25 = 203.92 \text{ (MPa)}$$

支点截面:

$$\sigma_l = 15.6 + 30 + 37.62 + 38.45 + 112.36 = 234.03 \text{ (MPa)}$$

各截面的有效预应力: $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l$ 。

跨中截面:

$$\sigma_{pe} = 1302 - 193.85 = 1108.15 \text{ (MPa)}$$

$l/4$ 截面:

$$\sigma_{pe} = 1302 - 203.92 = 1098.08 \text{ (MPa)}$$

支点截面:

$$\sigma_{pe} = 1302 - 234.03 = 1067.97 \text{ (MPa)}$$

九、正常使用极限状态计算

(一) 正截面抗裂性验算

正截面抗裂性计算是对构件跨中截面混凝土的拉应力进行验算,并满足《公预规》6.3条要求。对于本示例部分预应力 A 类构件,应满足两个要求:第一,在作用短期效应组合下, $\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{tk}$; 第二,在荷载长期效应组合下, $\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0$, 即不出现拉应力。

式中: σ_{st} ——在作用短期效应组合下,空心板抗裂验算边缘的混凝土法向拉应力,由表 1-6,空心板跨中截面弯矩 $M_{sd} = 327.98 \text{ kN} \cdot \text{m} = 327.98 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$,由前面计算换算截面下缘弹性抵抗矩 $W_{old} = 52.495 \times 10^6 \text{ mm}^3$,代入得

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sd}}{W_{old}} = \frac{327.98 \times 10^6}{52.495 \times 10^6} = 6.25 (\text{MPa})$$

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后的预加力,在构件抗裂验算边缘产生的预压应力,其值为

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \sigma_{l6} = 1302 - 193.85 + 37.62 = 1145.77 (\text{MPa})$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l6} A_s = 1145.77 \times 690.9 - 72.18 \times 565.5 = 750794.7 (\text{N})$$

$$\begin{aligned} e_{p0} &= \frac{\sigma_{p0} A_p Y_p - \sigma_{l6} A_s Y_s}{N_{p0}} \\ &= \frac{1145.77 \times 690.9 \times 257.8 - 72.18 \times 565.5 \times 257.8}{750794.7} \\ &= 257.8 (\text{mm}) \end{aligned}$$

空心板跨中截面下缘的预压应力 σ_{pc} 为:

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 = \frac{750794.7}{323797} + \frac{750794.7 \times 257.8}{1.5633 \times 10^{10}} \times 297.8 = 6.01 (\text{MPa})$$

σ_{lt} ——在荷载的长期效应组合下,构件抗裂验算边缘产生的混凝土法向拉应力, $\sigma_{lt} = \frac{M_{ld}}{W_{old}}$,

由表 1-6,跨中截面 $M_{ld} = 280.55 \text{ kN} \cdot \text{m} = 280.55 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$ 。同样, $W_{old} = 52.495 \times 10^6 \text{ mm}^3$,代入 σ_{lt} 公式,则得:

$$\sigma_{lt} = \frac{M_{ld}}{W_{old}} = \frac{280.55 \times 10^6}{52.495 \times 10^6} = 5.34 (\text{MPa})$$

由此得:

$$\sigma_{st} - \sigma_{pc} = 6.25 - 6.01 = 0.24 (\text{MPa}) < 0.7f_{tk} = 0.7 \times 2.4 = 1.68 (\text{MPa})$$

$$\sigma_{lt} - \sigma_{pc} = 5.34 - 6.01 = -0.67 (\text{MPa}) < 0$$

符合《公预规》对 A 类构件的规定。

温差应力计算,按《公预规》附录 B 计算。本示例桥面铺装厚度 100mm,由《桥规》4.3.10 条, $T_1 = 14^\circ\text{C}$, $T_2 = 5.5^\circ\text{C}$,竖向温度梯度见图 1-12,由于空心板高为 620mm,大于 400mm,取 $A = 300 \text{ mm}$ 。

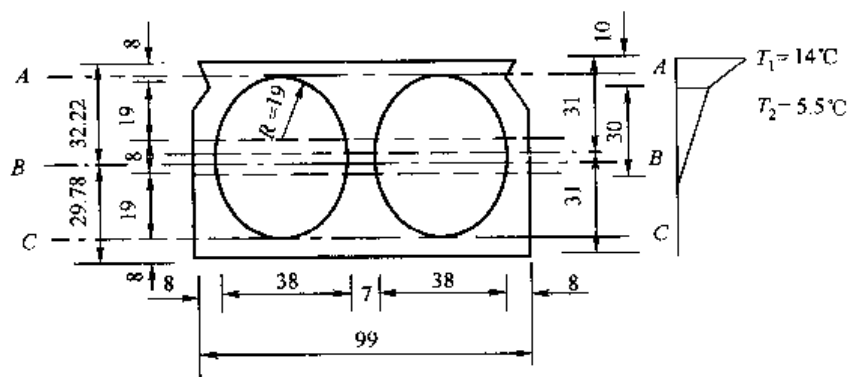


图 1-12 空心板竖向温度梯度 (尺寸单位: cm)

对于简支板桥, 温差应力:

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c$$

$$M_t^0 = \sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y$$

正温差应力:

$$\sigma_t = \frac{-N_t}{A_0} + \frac{M_t^0}{I_0} y + t_y \alpha_c E_c$$

式中: α_c ——混凝土线膨胀系数, $\alpha_c = 0.00001$;

E_c ——混凝土弹性模量, C40, $E_c = 3.25 \times 10^4 \text{ MPa}$;

A_y ——截面内的单元面积;

t_y ——单元面积 A_y 内温差梯度平均值, 均以正值代入;

y ——计算应力点至换算截面重心轴的距离, 重心轴以上取正值, 以下取负值;

A_0, I_0 ——换算截面面积和惯矩;

e_y ——单位面积 A_y 重心至换算截面重心轴的距离, 重心轴以上取正值, 以下取负值。

列表计算 A_y, t_y, e_y , 计算结果见表 1-8。

温差应力计算表

表 1-8

编号	单元面积 A_y (mm^2)	温度 t_y ($^{\circ}\text{C}$)	单元面积 A_y 重心至换算截面重心距离 e_y (mm)
1	$80 \times 990 = 79200$	$\frac{14 + 7.2}{2} = 10.6$	$e_y = 322.2 - \frac{80 (14 + 2 \times 7.2)}{3 (14 + 7.2)} = 286.5$
2	$(2 \times 80 + 70) \times 20 = 4600$	$\frac{7.2 + 5.5}{2} = 6.35$	$e_y = 322.2 - 80 - \frac{20 (7.2 + 2 \times 5.5)}{3 (7.2 + 5.5)} = 232.6$
3	$(2 \times 80 + 70) \times 300 = 69000$	$\frac{5.5}{2} = 2.75$	$e_y = 322.2 - 80 - 20 - \frac{1}{3} \times 300 = 122.2$

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c = (79200 \times 10.6 + 4600 \times 6.35 + 69000 \times 2.75) \times 0.00001 \times 3.25 \times 10^4 \\ = 344006 \text{ (N)}$$

$$\begin{aligned}
 M_t^0 &= -\sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y \\
 &= -(79200 \times 10.6 \times 286.5 + 4600 \times 6.35 \times 232.6 + 69000 \times 2.75 \times 122.2) \times \\
 &\quad 0.00001 \times 3.25 \times 10^4 \\
 &= -87.9139 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}
 \end{aligned}$$

正温差应力:

梁顶:

$$\begin{aligned}
 \sigma_t &= \frac{-N_t}{A_0} + \frac{M_t^0}{I_0} y + t_y \alpha_c E_c \\
 &= \frac{-344006}{323797} + \frac{-87.9139 \times 10^6 \times 322.2}{1.5633 \times 10^{10}} + 14 \times 0.00001 \times 3.25 \times 10^4 \\
 &= -1.06 - 1.81 + 4.55 \\
 &= 1.68 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

梁底:

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{-344006}{323797} + \frac{-87.9139 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times (-297.8) + 0 \\
 &= -1.06 + 1.67 \\
 &= 0.61 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

预应力钢筋重心处:

$$\begin{aligned}
 \sigma'_t &= \frac{-344006}{323797} + \frac{-87.9139 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times (-257.8) \\
 &= -1.06 + 1.45 \\
 &= 0.39 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

普通钢筋重心处:

$$\begin{aligned}
 \sigma'_t &= \frac{-344006}{323797} + \frac{-87.9139 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times (-257.8) \\
 &= -1.06 + 1.45 \\
 &= 0.39 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

预应力钢筋温差应力:

$$\sigma_t = \alpha_{Ep} \sigma'_t = 6 \times 0.39 = 2.34 \text{ (MPa)}$$

普通钢筋温差应力:

$$\sigma_t = \alpha_{Es} \sigma'_t = 6.15 \times 0.39 = 2.40 \text{ (MPa)}$$

反温差应力:

按《公预规》4.2.10条,反温差为正温差乘以-0.5,则得反温差应力:

梁顶:

$$\sigma_t = 1.68 \times (-0.5) = -0.84 \text{ (MPa)}$$

梁底:

$$\sigma_t = 0.61 \times (-0.5) = -0.31 \text{ (MPa)}$$

预应力钢绞线反温差应力:

$$\sigma_t = 2.34 \times (-0.5) = -1.17 \text{ (MPa)}$$

普通钢筋反温差应力:

$$\sigma_1 = 2.40 \times (-0.5) = -1.20(\text{MPa})$$

以上正值表示压应力，负值表示拉应力。

设温差频遇系数为 0.8，则考虑温差应力，在作用短期效应组合下，梁底总拉应力为：

$$\sigma_{st} = 6.25 + 0.8 \times 0.31 = 6.5(\text{MPa})$$

则 $\sigma_{st} - \sigma_{pc} = 6.50 - 6.01 = 0.49(\text{MPa}) < 0.7f_{tk} = 0.7 \times 2.4 = 1.68(\text{MPa})$ ，满足部分预应力 A 类构件条件。

在作用长期效应组合下，梁底的总拉应力为：

$$\sigma_{lt} = 5.34 + 0.8 \times 0.31 = 5.59(\text{MPa})$$

则 $\sigma_{lt} - \sigma_{pc} = 5.59 - 6.01 = -0.42(\text{MPa}) < 0$ ，符合 A 类预应力混凝土条件。

上述计算结果表明，本示例在短期效应组合及长期效应组合下，并考虑温差应力，正截面抗裂性均满足要求。

(二) 斜截面抗裂性验算

部分预应力 A 类构件斜截面抗裂性验算是以主拉应力控制，采用作用的短期效应组合，并考虑温差作用。温差作用效应可利用正截面抗裂计算中温差应力计算及表 1-8、图 1-12，并选用支点截面，分别计算支点截面 A-A 纤维（空洞顶面），B-B 纤维（空心板换算截面重心轴），C-C 纤维（空洞底面）处主拉应力，对于部分预应力 A 类构件应满足：

$$\sigma_{tp} \leq 0.7f_{tk}$$

式中： f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值，C40， $f_{tk} = 2.4\text{MPa}$ ；

σ_{tp} ——由作用短期效应组合和预加力引起的混凝土主拉应力，并考虑温差作用。

先计算温差应力，由表 1-8 和图 1-12：

1. 正温差应力

A-A 纤维：

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{-N_t}{A_0} + \frac{M_c^0}{I_0}y + t_y\alpha_c E_c \\ &= \frac{-344006}{323797} + \frac{-87.9139 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times (322.2 - 80) + 7.2 \times 0.00001 \times 3.25 \times 10^4 \\ &= -1.06 + (-1.36) + 2.34 \\ &= -0.08(\text{MPa})\end{aligned}$$

B-B 纤维：

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{-344006}{323797} + \frac{-87.9139 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times 0 + 1.42 \times 0.00001 \times 3.25 \times 10^4 \\ &= -1.06 + 0.46 \\ &= -0.6(\text{MPa})\end{aligned}$$

C-C 纤维：

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{-344006}{323797} + \frac{-87.9139 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times [-(297.8 - 80)] + 0 \\ &= -1.06 + 1.22 \\ &= 0.16(\text{MPa})\end{aligned}$$

2. 反温差应力

为正温差应力乘以 -0.5。

A-A 纤维:

$$\sigma_t = (-0.08) \times (-0.5) = 0.04(\text{MPa})$$

B-B 纤维:

$$\sigma_t = (-0.6) \times (-0.5) = 0.3(\text{MPa})$$

C-C 纤维:

$$\sigma_t = 0.16 \times (-0.5) = -0.08(\text{MPa})$$

以上正值表示压应力, 负值表示拉应力。

3. 主拉应力 σ_{tp}

(1) A-A 纤维 (空洞顶面)

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\tau = \frac{V_d S_{01A}}{b I_0}$$

式中: V_d ——支点截面短期组合效应剪力设计值, 由表 1-6, $V_d = 149.73\text{kN} = 149.73 \times 10^3\text{N}$;

b ——计算主拉应力处截面腹板总宽, 取 $b = 70 + 2 \times 80 = 230$ (mm);

I_0 ——计算主拉应力截面抗弯惯矩, $I_0 = 1.5633 \times 10^{10}$ (mm⁴);

S_{01A} ——空心板 A-A 纤维以上截面对空心板换算截面重心轴的静矩, $S_{01A} = 990 \times 80 \times \left(322.2 - \frac{80}{2}\right) = 22.35 \times 10^6$ (mm³)。

则

$$\tau = \frac{V_d S_{01A}}{b I_0} = \frac{149.73 \times 10^3 \times 22.35 \times 10^6}{230 \times 1.5633 \times 10^{10}} = 0.93 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} + \Psi_{II} \sigma_t$$

式中:

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{t6} A_s$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_t + \sigma_{t6} = 1302 - 234.03 + 37.62 = 1105.59(\text{MPa})$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{t6} A_s = 1105.59 \times 690.9 - 112.36 \times 565.5 = 700312.6(\text{N})$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p Y_p - \sigma_{t6} A_s Y_s}{N_{p0}} = \frac{1105.59 \times 690.9 \times 257.8 - 112.36 \times 565.5 \times 257.8}{700312.6}$$

$$= 257.8(\text{mm})$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} - \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0$$

$$= \frac{700312.6}{323797} - \frac{700312.6 \times 257.8}{1.5633 \times 10^{10}} \times 242.2$$

$$= 2.16 - 2.80$$

$$= -0.64(\text{MPa})$$

[y_0 ——A-A 纤维至截面重心轴的距离, $y_0 = 322.2 - 80 = 242.2$ (mm)]

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} + \Psi_{II} \sigma_t = -0.64 + 0 + 0.8 \times (-0.08)$$

$$= -0.70(\text{MPa}) \text{ (计入正温差效应)}$$

式中: M_s ——竖向荷载产生的弯矩, 在支点 $M_s=0$;

Ψ_{ij} ——温差频遇系数, 取 $\Psi_{ij}=0.8$ 。

计入反温差效应则

$$\sigma_{cx} = -0.64 + 0.8 \times 0.04 = -0.61(\text{MPa})$$

主拉应力:

$$\begin{aligned}\sigma_{tp} &= \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{-0.70}{2} - \sqrt{\left(\frac{-0.70}{2}\right)^2 + (0.93)^2} \\ &= -1.34(\text{MPa}) \quad (\text{计入正温差应力})\end{aligned}$$

计入反温差应力:

$$\sigma_{tp} = \frac{-0.61}{2} - \sqrt{\left(\frac{-0.61}{2}\right)^2 + (0.93)^2} = -1.28(\text{MPa})$$

负值表示拉应力。

预应力混凝土 A 类构件, 在短期效应组合下, 预制构件应符合 $\sigma_{tp} \leq 0.7f_{tk} = 0.7 \times 2.4 = 1.68(\text{MPa})$ 。现 A-A 纤维处 $\sigma_{tp} = -1.34\text{MPa} < 1.68\text{MPa}$ (计入正温差影响), $\sigma_{tp} = -1.28\text{MPa}$ (计入反温差影响), 符合要求。

(2) B-B 纤维 (空心板换算截面重心处)

参见图 1-12。

$$\tau = \frac{V_d S_{01B}}{b I_0}$$

式中: S_{01B} ——B-B 纤维以上截面对重心轴的静矩。

$$\begin{aligned}S_{01B} &= 990 \times 322.2 \times \frac{322.2}{2} - 2 \times \frac{\pi \times 380^2}{8} (322.2 - 80 - 190 + 80.6) - \\ &\quad 2 \times 380 \times (322.2 - 80 - 190) \times \frac{322.2 - 80 - 190}{2}\end{aligned}$$

$$= 35.29 \times 10^6 (\text{mm}^3) \quad (\text{铰缝未扣除})$$

$$\tau = \frac{V_d S_{01B}}{b I_0} = \frac{149.73 \times 10^3 \times 35.29 \times 10^6}{230 \times 1.5633 \times 10^{10}} = 1.47(\text{MPa})$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} + \Psi_{ij} \sigma_c (y_0 \text{——B-B 纤维至重心轴距离, } y_0 = 0)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{pc} &= \frac{700312.6}{323797} - \frac{700312.6 \times 257.8}{1.5633 \times 10^{10}} \times 0 \\ &= 2.16(\text{MPa})\end{aligned}$$

同样, $M_s=0$, $\Psi_{ij}=0.8$ 。

$$\sigma_{cx} = 2.16 + 0.8 \times (-0.6) = 1.68(\text{MPa})$$

$$\sigma_{cx} = 2.16 + 0.8 \times 0.3 = 2.40(\text{MPa})$$

$$\begin{aligned}\sigma_{tp} &= \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{1.68}{2} - \sqrt{\left(\frac{1.68}{2}\right)^2 + 1.47^2} \\ &= -0.85(\text{MPa}) \quad (\text{计入正温差应力})\end{aligned}$$

$$\sigma_{tp} = \frac{2.40}{2} - \sqrt{\left(\frac{2.40}{2}\right)^2 + 1.47^2} = -0.70(\text{MPa}) \quad (\text{计入反温差应力})$$

B-B 纤维处, $\sigma_{tp} = -0.85\text{MPa}$ (计入正温差应力), $\sigma_{tp} = -0.70\text{MPa}$ (计入反温差应

力), 负值为拉应力, 均小于 $0.7f_{tp}=0.7 \times 2.4=1.68$ (MPa), 符合《公预规》对部分预应力 A 类构件斜截面抗裂性要求。

(3) C-C 纤维 (空洞底面)

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\tau = \frac{V_d S_{01C}}{b I_0}$$

式中: S_{01C} ——C-C 纤维以下截面对空心板重心轴的静矩。

$$S_{01C} = 990 \times 80 \times \left(297.8 - \frac{80}{2}\right) + (6-1) \times 690.9 \times 257.8 +$$

$$(6.15-1) \times 565.5 \times 257.8$$

$$= 22.06 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

$$\tau = \frac{V_d S_{01C}}{b I_0} = \frac{149.73 \times 10^3 \times 22.06 \times 10^6}{230 \times 1.5633 \times 10^{10}} = 0.92 (\text{MPa})$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0$$

$$= \frac{700312.6}{323797} + \frac{700312.6 \times 257.8}{1.5633 \times 10^{10}} \times 217.8$$

$$= 2.16 + 2.52$$

$$= 4.68 (\text{MPa})$$

[y_0 ——C-C 纤维至重心轴距离, $y_0 = 297.8 - 80 = 217.8 (\text{mm})$]

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} + \psi_1 \sigma_t$$

$$= 4.68 + 0 + 0.8 \times 0.16 = 4.81 (\text{MPa}) (\text{计入正温差应力})$$

$$\sigma_{cx} = 4.68 + 0 + 0.8 \times (-0.08) = 4.62 (\text{MPa}) (\text{计入反温差应力})$$

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{4.81}{2} - \sqrt{\left(\frac{4.81}{2}\right)^2 + 0.92^2}$$

$$= -0.16 (\text{MPa}) (\text{计入正温差应力})$$

$$\sigma_{tp} = \frac{4.62}{2} - \sqrt{\left(\frac{4.62}{2}\right)^2 + 0.92^2} = -0.18 (\text{MPa}) (\text{计入反温差应力})$$

负值为拉应力。

C-C 纤维处的主拉应力 $\sigma_{tp} = 0.16 \text{MPa} < 0.7f_{tp} = 0.7 \times 2.4 = 1.68$ (MPa), $\sigma_{tp} = 0.18 \text{MPa} < 0.7f_{tp} = 0.7 \times 2.4 = 1.68$ (MPa)。

上述计算结果表明, 本示例空心板满足《公预规》对部分预应力 A 类构件斜截面抗裂性要求。

十、变形计算

(一) 正常使用阶段的挠度计算

使用阶段的挠度值, 按短期荷载效应组合计算, 并考虑挠度长期增长系数 η_θ , 对于 C40 混凝土, $\eta_\theta = 1.60$, 对于部分预应力 A 类构件, 使用阶段的挠度计算时, 抗弯刚度

$B_0 = 0.95E_c I_0$ 。取跨中截面尺寸及配筋情况确定 B_0 ：

$$B_0 = 0.95E_c I_0 = 0.95 \times 3.25 \times 10^4 \times 1.5633 \times 10^{10} = 4.827 \times 10^{14} (\text{mm}^2)$$

短期荷载组合作用下的挠度值，可简化为按等效均布荷载作用情况计算：

$$f_s = \frac{5}{48} \frac{l^2 M_s}{B_0} = \frac{5 \times 12600^2 \times 327.98 \times 10^6}{48 \times 4.827 \times 10^{14}} = 11.2 (\text{mm})$$

自重产生的挠度值按等效均布荷载作用情况计算：

$$f_G = \frac{5}{48} \frac{l^2 M_{GK}}{B_0} = \frac{5 \times 12600^2 \times 222.66 \times 10^6}{48 \times 4.827 \times 10^{14}} = 7.6 (\text{mm})$$

M_s , M_{GK} 值查表 1-6 得。

消除自重产生的挠度，并考虑长期影响系数 η 后，正常使用阶段的挠度值为：

$$f_l = \eta(f_s - f_G) = 1.6 \times (11.2 - 7.6) = 5.8 (\text{mm}) < \frac{l}{600} = \frac{12600}{600} = 21 (\text{mm})$$

计算结果表明，使用阶段的挠度值满足《公预规》要求。

(二) 预加力引起的反拱度计算及预拱度的设置

1. 预加力引起的反拱度计算

空心板当放松预应力钢绞线时跨中产生反拱度，设这时空心板混凝土强度达到 C30。预加力产生的反拱度计算按跨中截面尺寸及配筋计算，并考虑反拱长期增长系数 $\eta_s = 2.0$ 。

先计算此时的抗弯刚度：

$$B'_0 = 0.95E'_c I'_0$$

放松预应力钢绞线时，设空心板混凝土强度达到 C30，这时 $E'_c = 3.0 \times 10^4 \text{MPa}$ ，则

$$\alpha'_{Ep} = \frac{E_p}{E'_c} = \frac{1.95 \times 10^5}{3.0 \times 10^4} = 6.5, A_p = 690.9 \text{mm}^2$$

$$\alpha'_{Es} = \frac{E_s}{E'_c} = \frac{2.0 \times 10^5}{3.0 \times 10^4} = 6.7, A_s = 565.5 \text{mm}^2$$

换算截面面积：

$$A'_0 = 317430 + (6.5 - 1) \times 690.9 + (6.7 - 1) \times 565.5 = 324453 (\text{mm}^2)$$

所有钢筋换算面积对毛截面重心的静矩为：

$$\begin{aligned} S'_{01} &= (\alpha'_{Ep} - 1)A_p(310 - 7 - 40) + (\alpha'_{Es} - 1)A_s(310 - 7 - 40) \\ &= (6.5 - 1) \times 690.9 \times 263 + (6.7 - 1) \times 565.5 \times 263 \\ &= 1847128 (\text{mm}^3) \end{aligned}$$

换算截面重心至毛截面重心的距离为：

$$d'_{01} = \frac{S'_{01}}{A'_0} = \frac{1847128}{324453} = 5.7 (\text{mm}) (\text{向下移})$$

则换算截面重心至空心板下缘的距离：

$$y'_{01r} = 310 - 7 - 5.7 = 297.3 (\text{mm})$$

换算截面重心至空心板上缘的距离：

$$y'_{01u} = 310 + 7 + 5.7 = 322.7 (\text{mm})$$

预应力钢绞线至换算截面重心的距离：

$$e'_{01p} = 297.3 - 40 = 257.3 (\text{mm})$$

普通钢绞线至换算截面重心的距离：

$$e'_{01s} = 297.3 - 40 = 257.3(\text{mm})$$

换算截面惯矩:

$$\begin{aligned} I'_0 &= 15201 \times 10^6 + 317430 \times 5.7^2 + (6.5 - 1) \times 690.9 \times 257.3^2 + \\ &\quad (6.7 - 1) \times 565.5 \times 257.3^2 \\ &= 1.5676 \times 10^{10} (\text{mm}^4) \end{aligned}$$

换算截面的弹性抵抗矩:

下缘:

$$W'_{01z} = \frac{I'_0}{y'_{01z}} = \frac{1.5676 \times 10^{10}}{297.3} = 52.7279 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

上缘:

$$W'_{01u} = \frac{I'_0}{y'_{01u}} = \frac{1.5676 \times 10^{10}}{322.7} = 48.5776 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

空心板换算截面几何特性汇总于表 1-9。

空心板截面几何特性汇总表

表 1-9

项 目	符 号	单 位	C30 $\alpha'_{Ep} = 6.5$	C40 $\alpha_{Ep} = 6$
换算截面面积	A_0	mm^2	324453	323797
换算截面重心至截面下缘距离	y_{01z}	mm	297.3	297.8
换算截面重心至截面上缘距离	y_{01u}	mm	322.7	322.2
预应力钢筋至截面重心轴距离	e_{01p}	mm	257.3	257.8
普通钢筋至截面重心轴距离	e_{01s}	mm	257.3	257.8
换算截面惯矩	I_0	mm^4	1.5676×10^{10}	1.5633×10^{10}
换算截面弹性抵抗矩	W_{01z}	mm^3	52.7279×10^6	52.4950×10^6
	W_{01u}	mm^3	48.5776×10^6	48.5196×10^6

由前面九 (一) 计算得扣除预应力损失后的预加力为:

$$N_{p0} = 750794.7\text{N}$$

$$M_{p0} = 750794.7 \times 257.3 = 193.1795 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

则由预加力产生的跨中反拱度, 并乘以长期增长系数 $\eta_s = 2.0$ 后得:

$$\begin{aligned} f_p &= 2.0 \times \frac{5l^2 M_{p0}}{48 \times 0.95 E_c I'_0} \\ &= 2.0 \times \frac{5 \times 193.1795 \times 10^6 \times 12600^2}{48 \times 0.95 \times 3.0 \times 10^4 \times 1.5676 \times 10^{10}} \\ &= 14.3(\text{mm}) \end{aligned}$$

2. 预拱度的设置

由《公预规》6.5.5 条, 当预加应力的长期反拱值 f_p 小于按荷载短期效应组合计算的长期挠度 f_{st} 时, 应设置预拱度, 其值按该荷载的挠度值与预加应力长期反拱值之差采用。

本示例 $f_p = 14.3\text{mm} < f_{st} = 1.6 \times 11.2 = 17.9 (\text{mm})$, 应设置预拱度 Δ 。

跨中预拱度 $\Delta = f_{st} - f_p = 17.9 - 14.3 = 3.6 (\text{mm})$, 支点 $\Delta = 0$, 预拱度值沿顺桥向做成平顺的曲线。

十一、持久状态应力验算

持久状态应力验算应计算使用阶段正截面混凝土的法向压应力 σ_{kc} 、预应力钢筋的拉应力 σ_p 及斜截面的主压应力 σ_{cp} 。计算时作用取标准值，不计分项系数，汽车荷载考虑冲击系数并考虑温差应力。

(一) 跨中截面混凝土法向压应力 σ_{kc} 验算

跨中截面的有效预应力：

$$\sigma_p = \sigma_{con} - \sigma_l = 1302 - 193.85 = 1108.15(\text{MPa})$$

跨中截面的有效预加力：

$$N_p = \sigma_p A_p = 1108.15 \times 690.9 = 765620.8(\text{N})$$

由表 1-6 得标准值效应组合 $M_s = 408.75 \text{ kN} \cdot \text{m} = 408.75 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$ 。

则：

$$\begin{aligned}\sigma_{kc} &= \frac{N_p}{A_0} - \frac{N_p e_p}{W_{01u}} + \frac{M_s}{W_{01u}} + \sigma_l \\ &= \frac{765620.8}{323797} - \frac{765620.8}{48.5196 \times 10^6} \times 257.8 + \frac{408.75 \times 10^6}{48.5196 \times 10^6} + 1.68 \\ &= 8.39(\text{MPa}) < 0.5 f_{ck} = 0.5 \times 26.8 = 13.40(\text{MPa})\end{aligned}$$

(二) 跨中截面预应力钢绞线拉应力 σ_p 验算

$$\sigma_p = \sigma_{pe} + \sigma_{Ep} \sigma_{kt} \leq 0.65 f_{pk}$$

式中： σ_{kt} ——按荷载效应标准值计算的预应力钢绞线重心处混凝土法向应力。

$$\sigma_{kt} = \frac{408.75 \times 10^6}{1.5633 \times 10^{10}} \times 257.8 = 6.74(\text{MPa})$$

有效预应力：

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l = 1302 - 193.85 = 1108.15(\text{MPa})$$

考虑温差应力，则预应力钢绞线中的拉应力为：

$$\begin{aligned}\sigma_p &= \sigma_{pe} + \alpha_{Ep} \sigma_{kt} + \sigma_l \\ &= 1108.15 + 6 \times 6.74 + 1.17 \\ &= 1149.76(\text{MPa}) < 0.65 f_{pk} \\ &= 0.65 \times 1860 \\ &= 1209(\text{MPa})\end{aligned}$$

(三) 斜截面主应力验算

斜截面主应力计算选取支点截面的 A-A 纤维（空洞顶面）、B-B 纤维（空心板重心轴）、C-C 纤维（空洞底面）在标准值效应组合和预加力作用下产生的主压应力 σ_{cp} 和主拉应力 σ_{tp} 计算，并满足 $\sigma_{cp} \leq 0.6 f_{ck} = 0.6 \times 26.8 = 16.08(\text{MPa})$ 的要求。

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= \frac{\sigma_{cxk}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cxk}}{2}\right)^2 + \tau_k^2} \\ \sigma_{cxk} &= \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} + \sigma_l\end{aligned}$$

$$\tau_k = \frac{V_d S_{01}}{b I_0}$$

1. A-A 纤维 (空洞顶面)

$$\tau_k = \frac{V_d S_{01A}}{b I_0} = \frac{216.39 \times 10^3 \times 22.35 \times 10^6}{230 \times 1.5633 \times 10^{10}} = 1.35 (\text{MPa})$$

式中: V_d ——支点截面标准值效应组合设计值, 由表 1-6, $V_d = 216.39 \text{ kN} = 216.39 \times 10^3 \text{ N}$;

b ——腹板宽度, $b = 230 \text{ mm}$;

I_0 ——换算截面抗弯惯矩, $I_0 = 1.5633 \times 10^{10} \text{ mm}^4$ (见表 1-9);

S_{01A} ——A-A 纤维以上截面对空心板重心轴的静矩, 见九 (二) 计算, $S_{01A} = 22.35 \times 10^6 \text{ mm}^3$ 。

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{cxk}} &= \sigma_{\text{pc}} + \frac{M_k y_0}{I_0} + \sigma_t \\ &= -0.64 + 0 + (-0.08) = -0.72 (\text{MPa}) \end{aligned}$$

式中: σ_{pc} ——预加力产生在 A-A 纤维处的正应力, 见九 (二) 计算, $\sigma_{\text{pc}} = -0.64 \text{ MPa}$;

M_k ——竖向荷载产生的截面弯矩, 支点截面 $M_k = 0$;

σ_t ——A-A 纤维处正温差应力, 见九 (二) 计算, $\sigma_t = -0.08 \text{ MPa}$, 反温差应力 $\sigma_t = 0.04 \text{ MPa}$, 不再赘述。

则 A-A 纤维处的主应力为 (计入正温差应力):

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{cp}} &= \frac{-0.72}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0.72}{2}\right)^2 + 1.35^2} = \frac{1.04}{-1.76} (\text{MPa}) \\ \sigma_{\text{tp}} & \end{aligned}$$

计入反温差应力时:

$$\sigma_{\text{cxk}} = -0.64 + 0 + 0.04 = -0.60 (\text{MPa})$$

则

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{cp}} &= \frac{-0.60}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0.60}{2}\right)^2 + 1.35^2} = \frac{1.08}{-1.68} (\text{MPa}) \\ \sigma_{\text{tp}} & \end{aligned}$$

C40 混凝土主压应力限值为 $0.6 f_{\text{ck}} = 0.6 \times 26.8 = 16.08 (\text{MPa})$ 。

$\sigma_{\text{cpmax}} = 1.08 \text{ MPa} < 16.08 \text{ MPa}$, 符合《公预规》要求。

2. B-B 纤维

$$\tau_k = \frac{V_d S_{01B}}{b I_0} = \frac{216.39 \times 10^3 \times 35.29 \times 10^6}{230 \times 1.5633 \times 10^{10}} = 2.12 (\text{MPa})$$

式中: S_{01B} ——B-B 纤维以上截面对空心板重心轴的静矩, 见九 (二) 计算, $S_{01B} = 35.29 \times 10^6 \text{ mm}^3$ 。

由前面九 (二) 计算得 $\sigma_{\text{pc}} = 2.16 \text{ MPa}$, $\sigma_t = -0.6 \text{ MPa}$ (计入正温差), $\sigma_t = 0.3 \text{ MPa}$ (计入反温差)。则

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{cxk}} &= \sigma_{\text{pc}} + \frac{M_k y_0}{I_0} + \sigma_t \\ &= 2.16 + 0 + (-0.6) = 1.56 (\text{MPa}) (\text{计入正温差应力}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{cxk}} &= \sigma_{\text{pc}} + \frac{M_k y_0}{I_0} + \sigma_t \\ &= 2.16 + 0 + 0.3 = 2.46 (\text{MPa}) (\text{计入反温差应力}) \end{aligned}$$

则 B-B 纤维处的主应力为 (计入正温差应力):

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \frac{1.56}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1.56}{2}\right)^2 + 2.12^2} = \frac{3.04}{-1.48} \text{ (MPa)} \\ \sigma_{tp} & \end{aligned}$$

计入反温差应力:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \frac{2.46}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{2.46}{2}\right)^2 + 2.12^2} = \frac{3.68}{-1.22} \text{ (MPa)} \\ \sigma_{tp} & \end{aligned}$$

混凝土主压应力限值为 $16.08\text{MPa} > 3.68\text{MPa}$, 符合《公预规》要求。

3. C-C 纤维

$$\tau_k = \frac{V_d S_{01C}}{b I_0} = \frac{216.69 \times 10^3 \times 22.06 \times 10^6}{230 \times 1.5633 \times 10^{10}} = 1.33 \text{ (MPa)}$$

式中: S_{01C} ——C-C 纤维以下截面对空心板重心轴的静矩, 由九 (二) 计算, $S_{01C} = 22.06 \times 10^6 \text{ mm}^3$ 。

同样由九 (二) 计算得 $\sigma_{pc} = 4.68\text{MPa}$, $\sigma_t = 0.16\text{MPa}$ (正温差应力), $\sigma_t = -0.08\text{MPa}$ (反温差应力)。则

$$\begin{aligned} \sigma_{cxk} &= \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} + \sigma_t \\ &= 4.68 + 0 + 0.16 = 4.84 \text{ (MPa)} \text{ (计入正温差应力)} \\ \sigma_{cxk} &= \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} + \sigma_t \\ &= 4.68 + 0 + (-0.08) = 4.60 \text{ (MPa)} \text{ (计入反温差应力)} \end{aligned}$$

则 C-C 纤维处的主应力为 (计入正温差应力):

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \frac{4.84}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{4.84}{2}\right)^2 + 1.33^2} = \frac{5.18}{-0.36} \text{ (MPa)} \\ \sigma_{tp} & \end{aligned}$$

计入反温差应力时:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \frac{4.60}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{4.60}{2}\right)^2 + 1.33^2} = \frac{4.96}{-0.36} \text{ (MPa)} \\ \sigma_{tp} & \end{aligned}$$

混凝土主压应力为 $\sigma_{cp} = 5.18\text{MPa} < 16.08\text{MPa}$, 符合《公预规》要求。

计算结果表明使用阶段正截面混凝土法向应力、预应力钢筋拉应力和斜截面主压应力均满足规范要求。

以上主拉应力最大值发生在 A-A 纤维处为 1.76MPa , 按《公预规》7.1.6 条, 在 $\sigma_{tp} \leq 0.5 f_{tk} = 0.5 \times 2.4 = 1.2 \text{ (MPa)}$ 区段, 箍筋可按构造设置。在 $\sigma_{tp} > 0.5 f_{tk} = 1.2\text{MPa}$ 区段, 箍筋间距 s_v 按下列公式计算:

$$s_v = \frac{f_{sk} A_{sv}}{\sigma_{tp} b}$$

式中: f_{sk} ——箍筋抗拉强度标准值, 由前箍筋采用 HRB335, 其 $f_{sk} = 335\text{MPa}$;

A_{sv} ——同一截面内箍筋的总截面面积, 由前箍筋为双肢 $2\phi 10$, $A_{sv} = 157.08\text{mm}^2$;

b ——腹板宽度, $b = 230\text{mm}$ 。

则箍筋间距 s_v 计算如下:

$$s_v = \frac{f_{sk} A_{sv}}{\sigma_{tp} b} = \frac{335 \times 157.08}{1.76 \times 230} = 130 \text{ (mm)}$$

采用 $s_v = 100\text{mm}$ 。

此时配箍率:

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{s_v b} = \frac{157.08}{100 \times 230} = 0.0068 = 0.68\%$$

按《公预规》9.3.13条,对于HRB335, ρ_{sv} 不小于0.12%,满足要求。支点附近箍筋间距100mm,其它截面适当加大,需按计算决定,箍筋布置图见图1-11,既满足斜截面抗剪要求,也满足主拉应力计算要求,箍筋间距也满足不大于板高的一半即 $h/2=310\text{mm}$,以及不大于400mm的构造要求。

注意,在斜截面抗剪承载力计算中,本示例按等效工字形截面计算,这里没有按同样方法计算,笔者认为两种方法均可采用。

十二、短暂状态应力验算

预应力混凝土受弯构件按短暂状态计算时,应计算构件在制造、运输及安装等施工阶段,由预加力(扣除相应的应力损失)、构件自重及其它施工荷载引起的截面应力,并满足《公预规》要求。为此,对本示例应计算在放松预应力钢绞线时预制空心板的板底压应力和板顶拉应力。

设预制空心板当混凝土强度达到C30时,放松预应力钢绞线,这时,空心板处于初始预加力及空心板自重共同作用下,计算空心板板顶(上缘)、板底(下缘)法向应力。

C30混凝土, $E'_c = 3.0 \times 10^4 \text{MPa}$, $f'_{ck} = 20.1 \text{MPa}$, $f'_{tk} = 2.01 \text{MPa}$, $E_p = 1.95 \times 10^5 \text{MPa}$, $\alpha'_{ep} = \frac{E_p}{E'_c} = \frac{1.95 \times 10^5}{3.0 \times 10^4} = 6.5$, $\alpha'_{es} = \frac{2.0 \times 10^5}{3.0 \times 10^4} = 6.7$,由此计算空心板截面的几何特性,见表1-9。

放松预应力钢绞线时,空心板截面法向应力计算取跨中、 $l/4$ 、支点三个截面,计算如下。

(一) 跨中截面

1. 由预加力产生的混凝土法向应力(由《公预规》6.1.5条):

$$\begin{aligned} \text{板底压应力 } \sigma_{\text{下}} &= \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} \times \frac{y_{011}}{y_{010}} \\ \text{板顶拉应力 } \sigma_{\text{上}} & \end{aligned}$$

式中: N_{p0} ——先张法预应力钢筋和普通钢筋的合力,其值为

$$N_{p0} = \sigma_{j0} A_p - \sigma_{t6} A_s$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \sigma_{t4}$$

其中 σ_l ——放松预应力钢绞线时预应力损失值,由《公预规》6.2.8条对先张法构件

$$\sigma_l = \sigma_{l1} = \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + 0.5\sigma_{l5}, \text{ 则}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - \sigma_l + \sigma_{t4} = \sigma_{con} - (\sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + 0.5\sigma_{l5}) + \sigma_{t4} \\ &= \sigma_{con} - \sigma_{l2} - \sigma_{l3} - 0.5\sigma_{l5} \\ &= 1302 - 15.6 - 30 - 0.5 \times 38.45 \\ &= 1237.18 (\text{MPa}) \end{aligned}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{t6} A_s = 1237.18 \times 690.9 - 72.18 \times 565.5 = 813949.9 (\text{N})$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{t6} A_s y_s}{N_{p0}} = \frac{1237.18 \times 690.9 \times 257.3 - 72.18 \times 565.5 \times 257.3}{813949.9}$$

$$= 257.3(\text{mm})$$

$$\begin{aligned} \text{下缘应力 } \sigma_{\text{下}} &= \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} \times \frac{y_{01l}}{y_{01u}} \\ \text{上缘应力 } \sigma_{\text{上}} &= \frac{813949.9}{324453} \pm \frac{813949.9 \times 257.3}{1.5676 \times 10^{10}} \times \frac{297.3}{322.7} \\ &= 2.51 \pm \frac{3.97}{4.31} = \frac{6.48}{-1.80} (\text{MPa}) \end{aligned}$$

2. 由板自重产生的板截面上、下缘应力

由表 1-6, 空心板跨中截面板自重弯矩 $M_{G1} = 157.49 \text{ kN} \cdot \text{m} = 157.49 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$, 则由板自重产生的截面法向应力为:

$$\begin{aligned} \text{下缘应力 } \sigma_{\text{下}} &= \frac{M_{G1}}{I_0} \times \frac{y_{01l}}{y_{01u}} = \frac{157.49 \times 10^6}{1.5676 \times 10^{10}} \times \frac{-297.3}{322.7} = -2.99 (\text{MPa}) \\ \text{上缘应力 } \sigma_{\text{上}} &= \frac{157.49 \times 10^6}{1.5676 \times 10^{10}} \times \frac{297.3}{322.7} = 3.24 (\text{MPa}) \end{aligned}$$

放松预应力钢绞线时, 由预加力及板自重共同作用, 空心板上下缘产生的法向应力为:
下缘应力:

$$\sigma_{\text{下}} = 6.48 - 2.99 = 3.49 (\text{MPa})$$

上缘应力:

$$\sigma_{\text{上}} = -1.80 + 3.24 = 1.44 (\text{MPa})$$

截面上下缘均为压应力, 且小于 $0.7 f'_{\text{ck}} = 0.7 \times 20.1 = 14.07 (\text{MPa})$, 符合《公预规》要求。

(二) $l/4$ 截面

$$\begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{\text{con}} - \sigma_t + \sigma_{l/4} = \sigma_{\text{con}} - (\sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + 0.5\sigma_{l5}) + \sigma_{l4} \\ &= \sigma_{\text{con}} - \sigma_{l2} - \sigma_{l3} - 0.5\sigma_{l5} \\ &= 1302 - 15.6 - 30 - 0.5 \times 38.45 \\ &= 1237.18 (\text{MPa}) \end{aligned}$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{l6} A_s = 1237.18 \times 690.9 - 82.25 \times 565.5 = 808255.3 (\text{N})$$

$$\begin{aligned} e_{p0} &= \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{l6} A_s y_s}{N_{p0}} = \frac{1237.18 \times 690.9 \times 257.3 - 82.25 \times 565.5 \times 257.3}{808255.3} \\ &= 257.3 (\text{mm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下缘应力 } \sigma_{\text{下}} &= \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} \times \frac{y_{01l}}{y_{01u}} \\ \text{上缘应力 } \sigma_{\text{上}} &= \frac{808255.3}{324453} \pm \frac{808255.3 \times 257.3}{1.5676 \times 10^{10}} \times \frac{297.3}{322.7} \\ &= 2.49 \pm \frac{3.94}{4.28} = \frac{6.43}{-1.79} (\text{MPa}) \end{aligned}$$

由表 1-6, $l/4$ 截面板自重弯矩 $M_{G1} = 118.12 \text{ kN} \cdot \text{m} = 118.12 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$, 则由板自重

在 $l/4$ 截面产生的板上下缘应力为:

$$\begin{aligned} \text{下缘应力 } \sigma_{\text{下}} &= \frac{M_{G1}}{I_0} \times \frac{y_{01l}}{y_{01u}} = \frac{118.12 \times 10^6}{1.5676 \times 10^{10}} \times \frac{-297.3}{322.7} = -2.24 (\text{MPa}) \\ \text{上缘应力 } \sigma_{\text{上}} &= \frac{118.12 \times 10^6}{1.5676 \times 10^{10}} \times \frac{297.3}{322.7} = 2.43 (\text{MPa}) \end{aligned}$$

放松预应力钢绞线时, 由预加力及板自重共同作用下板上下缘应力为:

下缘应力:

$$\sigma_{\text{下}} = 6.43 - 2.24 = 4.19(\text{MPa})$$

上缘应力:

$$\sigma_{\text{上}} = -1.79 + 2.43 = 0.64(\text{MPa})$$

板上下缘应力均为压应力, 且小于 $0.7f'_{\text{ck}} = 0.7 \times 20.1 = 14.07\text{MPa}$, 符合《公预规》要求。

(三) 支点截面

预加力产生的支点截面上下缘的法向应力为:

$$\begin{aligned} \text{下缘应力 } \sigma_{\text{下}} &= \frac{N_{\text{p0}}}{A_0} \pm \frac{N_{\text{p0}} e_{\text{p0}}}{I_0} \times \frac{y_{01\text{t}}}{y_{01\text{u}}} \\ \text{上缘应力 } \sigma_{\text{上}} & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{p0}} &= \sigma_{\text{con}} - \sigma_{\text{t}} + \sigma_{\text{t4}} = \sigma_{\text{con}} - (\sigma_{\text{t2}} + \sigma_{\text{t3}} + \sigma_{\text{t4}} + 0.5\sigma_{\text{t5}}) + \sigma_{\text{t4}} \\ &= \sigma_{\text{con}} - \sigma_{\text{t2}} - \sigma_{\text{t3}} - 0.5\sigma_{\text{t5}} \\ &= 1302 - 15.6 - 30 - 0.5 \times 38.45 \\ &= 1237.18(\text{MPa}) \end{aligned}$$

$$N_{\text{p0}} = \sigma_{\text{p0}} A_{\text{p}} - \sigma_{\text{t6}} A_{\text{s}} = 1237.18 \times 690.9 - 112.36 \times 565.5 = 791228.1(\text{N})$$

$$\begin{aligned} e_{\text{p0}} &= \frac{\sigma_{\text{p0}} A_{\text{p}} y_{\text{p}} - \sigma_{\text{t6}} A_{\text{s}} y_{\text{s}}}{N_{\text{p0}}} = \frac{1237.18 \times 690.9 \times 257.3 - 112.36 \times 565.5 \times 257.3}{791228.1} \\ &= 257.3(\text{mm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下缘应力 } \sigma_{\text{下}} &= \frac{N_{\text{p0}}}{A_0} \pm \frac{N_{\text{p0}} e_{\text{p0}}}{I_0} \times \frac{y_{01\text{t}}}{y_{01\text{u}}} \\ \text{上缘应力 } \sigma_{\text{上}} &= \frac{791228.1}{324453} \pm \frac{791228.1 \times 257.3}{1.5676 \times 10^{10}} \times \frac{297.3}{322.7} \\ &= 2.44 \pm \frac{3.86}{4.19} = \frac{6.30}{-1.75}(\text{MPa}) \end{aligned}$$

板自重在支点截面产生的弯矩为 0, 因此, 支点截面跨中法向应力为:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{下}} &= 6.30 \\ \sigma_{\text{上}} &= -1.75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

下缘压应力 $\sigma_{\text{下}} = 6.30\text{MPa} < 0.7f'_{\text{ck}} = 0.7 \times 20.1 = 14.07(\text{MPa})$ 。

跨中、 $l/4$ 、支点三个截面在放松预应力钢绞线时板上下缘应力计算结果汇总于表 1-10。

短暂状态空心板截面正应力汇总表

表 1-10

截面 应力位置		跨中截面		$l/4$ 截面		支点截面	
		$\sigma_{\text{上}}$	$\sigma_{\text{下}}$	$\sigma_{\text{上}}$	$\sigma_{\text{下}}$	$\sigma_{\text{上}}$	$\sigma_{\text{下}}$
作用种类	预加力	-1.80	6.48	-1.79	6.43	-1.75	6.30
	板自重	3.24	-2.99	2.43	-2.24	0	0
总应力值 (MPa)		1.44	3.49	0.64	4.19	-1.75	6.30
压应力限值 $0.7f'_{\text{ck}} = 14.07\text{MPa}$		14.07	14.07	14.07	14.07		14.07

表中负值为拉应力, 正值为压应力, 压应力均满足《公预规》要求。

由上述计算, 在放松预应力钢绞线时, 支点截面上缘拉应力为:

$$\begin{aligned}\sigma_{\perp} &= 1.75 \text{ MPa} > 0.7f'_{tk} = 0.7 \times 2.01 = 1.407 \text{ (MPa)} \\ &< 1.5f'_{tk} = 1.15 \times 2.01 = 2.312 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

按《公预规》7.2.8条, 预拉区(截面上缘)应配置纵向钢筋, 并按以下原则配置:

当 $\sigma_{\perp} \leq 0.7f'_{tk}$ 时, 预拉区应配置其配筋率不小于 0.2% 的纵向钢筋;

当 $\sigma_{\perp} = 1.15f'_{tk}$ 时, 预拉区应配置其配筋率不小于 0.4% 的纵向钢筋;

当 $0.7f'_{tk} < \sigma_{\perp} < 1.15f'_{tk}$ 时, 预拉区应配置的纵向钢筋配筋率按以上两者直线内插取得。

上述配筋率为 $\frac{A'_s}{A}$, A'_s 为预拉区普通钢筋截面积, A 为截面毛截面面积, $A = 317430 \text{ mm}^2$ 。

由两者内插得到 $\sigma_{\perp} = 1.75 \text{ MPa}$ 时的纵向钢筋配筋率为 0.00276, 则 $A'_s = 0.00276 \times 317430 = 876.1 \text{ (mm}^2\text{)}。$

预拉区的纵向钢筋宜采用带肋钢筋, 其直径不宜大于 14mm, 现采用 HRB335 钢筋, $8\phi 12$, 则 $A'_s = 8 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 904.8 \text{ (mm}^2\text{)}$, 大于 876.1 mm^2 , 满足要求, 布置在空心板支点截面上边缘, 见图 1-13。

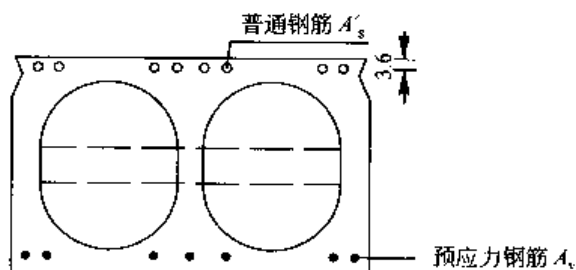


图 1-13 空心板支点截面钢筋布置图
(尺寸单位: cm)

为防止支点截面上缘拉应力过大, 还可采用降低支点截面预压力的方法, 即支点附近设置套管, 使预应力钢绞线与混凝土局部隔离, 以不传递预压力。设支点截面附近仅有 5 根钢绞线传递预压力, 另 2 根隔离, 则此时空心板上缘拉应力将减为 $\sigma_{\perp} = 1.75 \times \frac{5}{7} = 1.25 \text{ (MPa)} < 0.7f'_{tk} = 1.407 \text{ MPa}$, 按《公预规》要求, 预拉区需配置配筋率不小于 0.2% 的纵向普通钢筋, 其值为 $0.002 \times 317430 = 634.9 \text{ (mm}^2\text{)}$, 则可采用 $6\phi 12$ 钢筋, $A'_s = 6 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 678.6 \text{ (mm}^2\text{)}。$

十三、最小配筋率复核

按《公预规》9.1.12条, 预应力混凝土受弯构件最小配筋率应满足下列要求:

$$\frac{M_{ud}}{M_{cr}} \geq 1.0$$

式中: M_{ud} ——受弯构件正截面承载力设计值, 由七(一)计算得 $M_{ud} = 567.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

M_{cr} ——受弯构件正截面开裂弯矩值, 按下式计算:

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0$$

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0}$$

其中 σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后预应力钢筋和普通钢筋合力 N_{p0} 在构件抗裂边缘产生的混凝土预压应力, 由九(一)计算得 $\sigma_{pc} = 6.01 \text{ MPa}$,

S_0 ——换算截面重心轴以上部分对重心轴的静矩，其值为

$$S_0 = 990 \times 322.2 \times \frac{322.2}{2} - 2 \times 380 \times \frac{(322.2 - 80 - 190)^2}{2} - 2 \times \frac{\pi \times 380^2}{8} \times [80.6 + (322.2 - 80 - 190)]$$

$$= 35290870 (\text{mm}^3)$$

W_0 ——换算截面抗裂边缘的弹性抵抗矩，由六（四）计算得 $W_0 = W_{0It} = 52.495 \times 10^6 (\text{mm}^3)$ ，

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉标准值，C40， $f_{tk} = 2.40 \text{MPa}$ 。

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0} = \frac{2 \times 35290870}{52.495 \times 10^6} = 1.345$$

代入 M_{cr} 计算式得：

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 = (6.01 + 1.345 \times 2.40) \times 52.495 \times 10^6$$

$$= 484.95 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm}) = 484.95 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\frac{M_{ud}}{M_{cr}} = \frac{567.86}{484.95} = 1.17 > 1.0, \text{ 满足《公预规》要求。}$$

按《公预规》9.1.12条，部分预应力受弯构件中普通受拉钢筋的截面面积不应小于 $0.003bh_0$ 。本示例普通受拉钢筋 $A_s = 565.5 \text{mm}^2 > 0.003bh_0$ [$0.003bh_0 = 0.003 \times 278 \times 580 = 483.7 (\text{mm}^2)$]。这里 b 采用空心板等效工字形截面的肋宽， $b = 278 \text{mm}$ ，计算结果说明满足《公预规》要求。

十四、铰缝计算

（一）铰缝剪力计算

1. 铰缝剪力影响线

铰缝剪力近似按荷载横向分布理论计算。设铰缝剪力沿空心板跨长方向按半波正弦曲线分布，则由铰接板横向分布系数计算，可求得铰缝剪力影响线，参见图 1-14。

铰缝剪力影响线的计算表达式为：

当单位荷载 $P=1$ 作用在铰缝 i 以左时，铰

缝 i 处的剪力 $V_i = 1 - \sum_{k=1}^i \eta_{ik}$ ；

当单位力 $P=1$ 作用在铰缝 i 以右时，铰缝 i 处的剪力 $V_i = -\sum_{k=i+1}^n \eta_{ik}$ 。

式中： $\sum_{k=1}^i \eta_{ik}$ ——铰缝 i 以左各板的荷载横向分布影响线竖标值之和。

由表 1-2，得到铰缝剪力影响线各坐标值。考虑空心板桥横截面的结构对称性，只需计算铰缝 1~10 的剪力影响线，计算结果列于表 1-11。根据表 1-11，可画出各铰缝的剪力影响

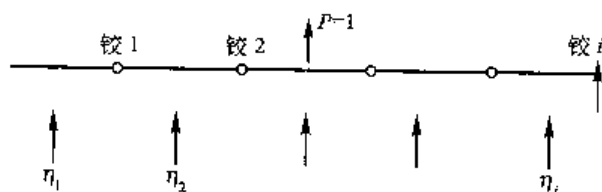


图 1-14 铰缝剪力计算示意图

表 1-11

铰缝剪力影响线计算表

荷载位置 项目	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
η	0.235	0.192	0.144	0.108	0.080	0.060	0.045	0.033	0.025	0.019	0.015	0.011	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002
$\eta + \eta_2$	0.427	0.379	0.300	0.224	0.168	0.125	0.094	0.069	0.052	0.039	0.031	0.023	0.017	0.013	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.004
$\eta + \eta_2 + \eta_8$	0.571	0.535	0.461	0.360	0.269	0.201	0.151	0.111	0.083	0.062	0.049	0.037	0.028	0.021	0.016	0.013	0.010	0.008	0.007	0.006
$\eta + \eta_2 + \eta_8 + \eta_6$	0.679	0.651	0.597	0.506	0.393	0.294	0.221	0.164	0.122	0.091	0.071	0.054	0.041	0.031	0.023	0.019	0.015	0.012	0.01	0.009
$\eta + \dots + \eta_6$	0.759	0.739	0.698	0.630	0.530	0.412	0.309	0.230	0.172	0.128	0.099	0.075	0.057	0.043	0.032	0.026	0.021	0.017	0.014	0.01
$\eta + \dots + \eta_6$	0.819	0.804	0.774	0.723	0.648	0.544	0.423	0.316	0.236	0.176	0.135	0.102	0.078	0.059	0.044	0.035	0.028	0.023	0.019	0.015
$\eta + \dots + \eta_6$	0.864	0.853	0.831	0.793	0.736	0.658	0.553	0.428	0.321	0.239	0.183	0.138	0.105	0.080	0.060	0.047	0.038	0.031	0.026	0.021
$\eta + \dots + \eta_6$	0.897	0.889	0.873	0.846	0.802	0.744	0.665	0.556	0.432	0.323	0.246	0.185	0.141	0.107	0.081	0.063	0.051	0.042	0.035	0.029
$\eta + \dots + \eta_6$	0.922	0.916	0.904	0.885	0.852	0.808	0.750	0.667	0.559	0.434	0.330	0.247	0.188	0.143	0.108	0.084	0.068	0.056	0.047	0.038
$\eta + \dots + \eta_{10}$	0.941	0.936	0.927	0.914	0.889	0.856	0.813	0.751	0.670	0.561	0.440	0.331	0.251	0.191	0.144	0.112	0.090	0.074	0.062	0.052
V_1	0.765	-0.19	-0.144	-0.108	-0.080	-0.060	-0.045	-0.033	-0.025	-0.019	-0.015	-0.011	-0.008	-0.006	-0.005	-0.004	-0.003	-0.002	-0.002	-0.002
V_2	0.573	0.621	-0.300	-0.224	-0.168	-0.125	-0.094	-0.069	-0.052	-0.039	-0.031	-0.023	-0.017	-0.013	-0.010	-0.008	-0.006	-0.005	-0.004	-0.004
V_3	0.429	0.465	0.539	-0.360	-0.269	-0.201	-0.151	-0.111	-0.083	-0.062	-0.049	-0.037	-0.028	-0.021	-0.016	-0.013	-0.010	-0.008	-0.007	-0.006
V_4	0.321	0.349	0.403	0.494	-0.393	-0.294	-0.221	-0.164	-0.122	-0.091	-0.071	-0.054	-0.041	-0.031	-0.023	-0.019	-0.015	-0.012	-0.010	-0.009
V_5	0.241	0.261	0.302	0.370	0.470	-0.412	-0.309	-0.230	-0.172	-0.128	-0.099	-0.075	-0.057	-0.043	-0.032	-0.026	-0.021	-0.017	-0.014	-0.010
V_6	0.181	0.196	0.226	0.277	0.352	0.456	-0.423	-0.316	-0.236	-0.176	-0.135	-0.102	-0.078	-0.059	-0.044	-0.035	-0.028	-0.023	-0.019	-0.015
V_7	0.136	0.147	0.169	0.207	0.264	0.342	0.447	-0.428	-0.321	-0.239	-0.183	-0.138	-0.105	-0.080	-0.060	-0.047	-0.038	-0.031	-0.026	-0.021
V_8	0.103	0.111	0.127	0.154	0.198	0.256	0.335	0.444	-0.432	-0.323	-0.246	-0.185	-0.141	-0.107	-0.081	-0.063	-0.051	-0.042	-0.035	-0.029
V_9	0.078	0.084	0.096	0.115	0.148	0.192	0.250	0.333	0.441	-0.434	-0.330	-0.247	-0.188	-0.143	-0.108	-0.084	-0.068	-0.056	-0.047	-0.038
V_{10}	0.059	0.064	0.073	0.159	0.111	0.144	0.187	0.249	0.330	0.439	-0.440	-0.331	-0.251	-0.191	-0.144	-0.112	-0.090	-0.074	-0.062	-0.052

线。经试算比较, 铰缝最大剪力发生在第 10 号板与第 11 号板之间, 即 V_{10} 最不利。现画出 V_{10} 影响线 (图 1-15), 并在其上布置汽车荷载, 得铰缝 V_{10} 的横向分布系数:

$$m_{\text{汽}} = \frac{1}{2} \times (0.5 + 0.307 + 0.215 + 0.131) = 0.577$$

布置人群荷载:

$$m_{\text{人}} = 0.06$$

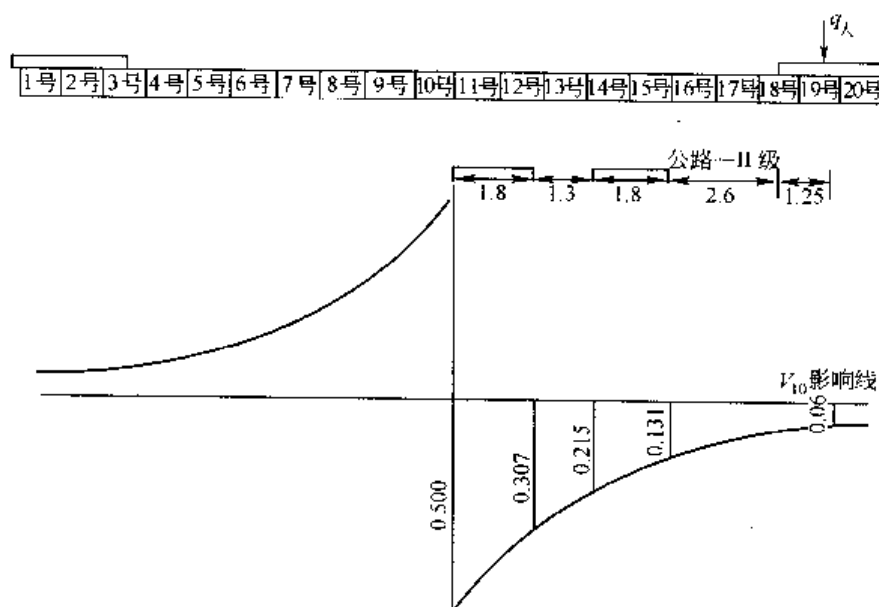


图 1-15 V_{10} 剪力影响线及横向最不利加载图 (尺寸单位: m)

2. 铰缝剪力

公路—II级车道荷载中的均布荷载 $q_k = 7.875 \text{ kN/m}$ 沿板桥纵向展开成半波正弦荷载时, 其表达式为:

$$p(x) = \frac{4q_k}{\pi} \sin \frac{\pi x}{l}, \text{ 其跨中峰值为 } P_{\text{汽}} = \frac{4q_k}{\pi} = \frac{7 \times 7.875}{\pi} = 10.03 \text{ (kN/m)}.$$

人群荷载沿板桥跨长也是均匀荷载, 展开成半波正弦荷载, 其跨中峰值为 $P_{\text{人}} = \frac{4q_{\text{人}}}{\pi} = \frac{4 \times 3 \times 2.5}{\pi} = 9.55 \text{ (kN/m)}.$

车道荷载中的集中荷载 P_k 展开成半波正弦荷载时其表达式为 $p_{\text{汽}}(x) = \frac{2}{l} P_k \sin \frac{\pi x}{l}$, 跨中峰值为 $p = \frac{2}{l} P_k = \frac{2 \times 189.36}{12.6} = 30.06 \text{ (kN)}$ (集中荷载只作用于跨中)。

计算铰缝剪力时, 沿纵向取 1m 长铰缝考虑, 并考虑汽车冲击系数及车道折减系数。

$$V_{\text{汽}} = (1 + \mu) \xi m P_i = 1.3151 \times 1 \times 0.577 \times (10.03 + 30.06) = 30.42 \text{ (kN)}$$

$$V_{\text{人}} = 9.55 \times 0.06 = 0.57 \text{ (kN)}$$

按承载力极限状态设计时的基本组合, 其铰缝剪力效应组合设计值为: $V_d = 1.2V_G + 1.4V_{\text{汽}} + 0.8 \times 1.4V_{\text{人}}.$

近似设 $V_G = 0$, 则 $V_d = 1.4 \times 30.42 + 0.8 \times 1.4 \times 0.57 = 43.23 \text{ (kN)}.$

(二) 铰缝抗剪强度验算

按《圬工规范》4.0.13条,混凝土构件直接受剪时,按下列公式计算:

$$\gamma_0 V_d \leq A f_{vd} + \frac{1}{1.4} \mu_t N_k$$

式中: V_d ——铰缝剪力设计值, $V_d = 43.23 \text{ kN}$;

γ_0 ——结构重要性系数, 本示例 $\gamma_0 = 0.9$;

A ——铰缝受剪截面面积, 参见图 1-16, 铰缝 I-I 受剪面积 A , 纵向取 1m 长铰缝, 偏安全取 $A = 70 \times 1000 = 70000 \text{ (mm}^2\text{)}$;

f_{vd} ——混凝土抗剪强度设计值, 由《圬工规范》表 3.3.2, 铰缝 C30, $f_{vd} = 2.09 \text{ MPa}$;

μ_t ——摩擦系数, 采用 $\mu_t = 0.7$;

N_k ——与受剪截面垂直的压力标准值, 近似认为 $N_k = 0$ 。

则 $\gamma_0 V_d = 0.9 \times 43.23 = 38.91 \text{ (kN)} < A f_{vd} = 70 \times 1000 \times 2.09 = 146300 \text{ (N)} = 146.3 \text{ (kN)}$

铰缝抗剪承载力满足《圬工规范》要求。

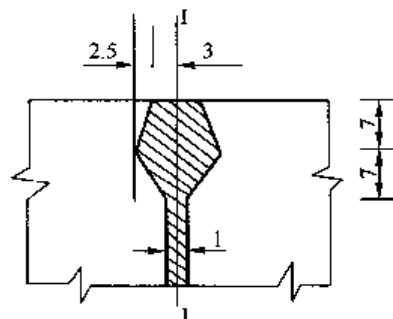


图 1-16 铰缝抗剪承载力计算
(尺寸单位: cm)

十五、预制空心板吊环计算

吊环预埋在预制空心板支座中心位置, 板一端设一个, 起吊时构件重力乘以 1.2 的动力系数。则预制空心板起吊时, 板跨中截面弯矩为:

$$M = 1.2 \times M_{G1} = 1.2 \times 157.49 = 188.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)} < M_d = 523.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

起吊时吊环内的总拉力为:

$$V = 1.2 \times V_{G1} = 1.2 \times 50.0 = 60.0 \text{ (kN)} < V_d = 287.91 \text{ (kN)}$$

所以不需要验算起吊时预制空心板截面的强度。

吊环钢筋直径的选择:

吊环选用 HRB335 普通钢筋, 其抗拉强度设计值 $f_{sd} = 280 \text{ MPa}$ 。

由下式:

$$\frac{60.0 \times 10^3}{2 \times \frac{\pi d^2}{4}} \leq 280$$

解得:

$$d^2 = \frac{60 \times 10^3 \times 2}{\pi \times 280}, d \geq 11.7 \text{ mm}$$

采用 $d = 16 \text{ mm}$, 即吊环钢筋用 $\phi 16 \text{ HRB335}$ 钢筋。

十六、栏杆计算

栏杆计算主要是为了说明栏杆计算的方法, 故取较简单的栏杆构造形式进行计算。

(一) 栏杆的构造及布置

栏杆构造及布置见图 1-17, 它由栏杆柱及上、下扶手组成, 栏杆柱间距为 2.7m。

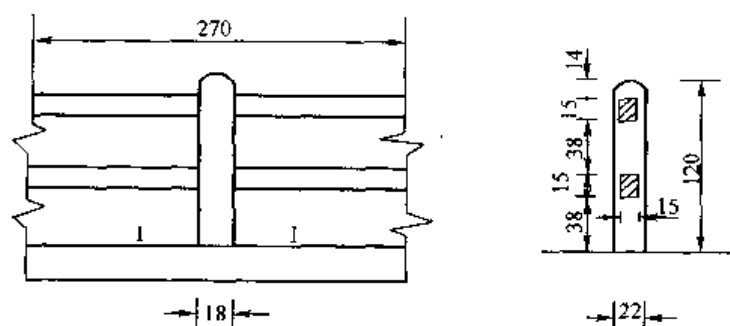


图 1-17 栏杆构造图 (尺寸单位: cm)

(二) 栏杆柱的作用效应计算

以栏杆柱根部截面为例计算效应。

1. 永久作用效应 (参照图 1-17)

扶手自重:

$$N_{G1} = 2 \times 0.15 \times 0.15 \times (2.70 - 0.18) \times 25 = 2.835 (\text{kN})$$

栏杆柱自重:

$$N_{G2} = 0.18 \times 0.22 \times 1.20 \times 25 = 1.188 (\text{kN})$$

栏杆柱根部截面上永久作用产生的总轴向力:

$$N_G = N_{G1} + N_{G2} = 2.835 + 1.188 = 4.023(\text{kN})$$

2. 荷载效应

按《桥规》4.3.5条,计算人行道栏杆荷载效应时,作用在栏杆柱顶上的水平推力标准值取 0.75kN/m ,作用在栏杆扶手上的竖向力标准值取 1.0kN/m 。

则荷载效应计算如下:

由于扶手两边对称, 作用于扶手上的竖向力在栏杆柱根部截面产生轴向力 N_p , 水平推力在栏杆柱根部截面形成剪力 V_p 、弯矩 M_p , 其大小为:

$$N_p = 1.0 \times 2.70 = 2.7(\text{kN})$$

$$V_p = 0.75 \times 2.70 = 2.025(\text{kN})$$

$$M_p = 0.75 \times 2.70 \times \left(1.2 - 0.14 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.995 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

3. 效应组合

栏杆柱根部截面 I-I 上按承载力极限状态基本组合的效应组合设计值为:

$$N_d = 1.2 \times 4.023 + 1.4 \times 2.7 = 8.608 (\text{kN})$$

$$V_d = 1.4 \times 2.025 = 2.835(\text{kN})$$

$$M_d = 1.4 \times 1.995 = 2.793(\text{kN} \cdot \text{m})$$

4. 栏杆柱的钢筋布置

栏杆柱采用 C25 混凝土, 参照已有设计, 栏杆柱受力钢筋采用 R235 普通钢筋 $\phi 12$, 箍筋采用 $\phi 8$, 布置如图 1-18。

(三) 栏杆柱承载力复核 (见图 1-19)

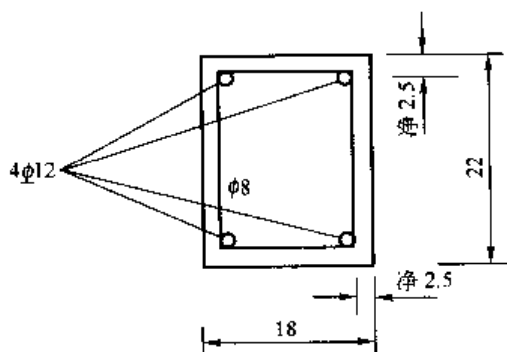


图 1-18 栏杆柱截面配筋图 (尺寸单位: cm)

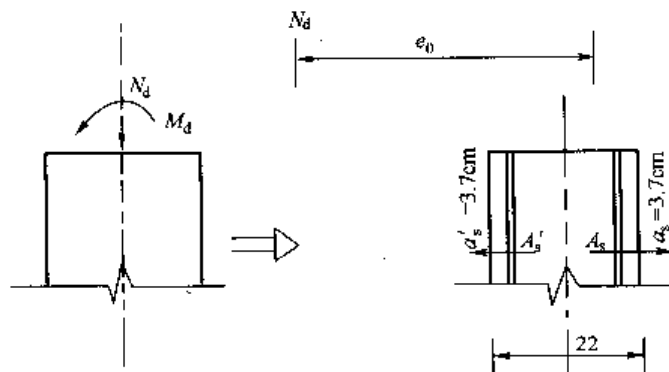


图 1-19 栏杆柱计算图式 (尺寸单位: cm)

栏杆柱是一个偏心受压构件, 按实际的配筋进行承载力复核。

按《公预规》9.1.12 条, 偏心受压构件全部纵向钢筋的配筋率不应小于 0.5%, 一侧钢筋的配筋率不应小于 0.2%。本示例栏杆柱中, 全部纵向钢筋配筋率为:

$$\rho = \frac{4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}}{180 \times 220} = 1.14\% > 0.5\%$$

一侧钢筋的配筋率为:

$$\rho' = \frac{2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}}{180 \times 220} = 0.57\% > 0.2\%$$

均满足《公预规》要求。

可先按大偏心受压构件计算。由所有的力对轴向力 N_d 作用点取矩的平衡条件, 得:

$$f_{cd}bx \left(e_s - h_0 + \frac{x}{2} \right) = \sigma_s A_s e_s - f'_{sd} A'_s e'_s$$

取 $\sigma_s = f_{sd}$, 则公式成为:

$$f_{cd}bx \left(e_s - h_0 + \frac{x}{2} \right) = f_{sd} A_s e_s - f'_{sd} A'_s e'_s$$

式中: f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值, C25 混凝土 $f_{cd} = 11.5 \text{ MPa}$;

A_s, A'_s ——分别为受拉、受压钢筋面积, 本示例采用对称配筋, $A_s = A'_s = 226.2 \text{ mm}^2$;

f_{sd}, f'_{sd} ——分别为 A_s, A'_s 钢筋的抗拉强度、抗压强度设计值, 本示例 A_s, A'_s 均采用 R235 普通钢筋, $f_{sd} = f'_{sd} = 195 \text{ MPa}$ 。

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{2.793 \times 10^6}{8.608 \times 10^3} = 324 (\text{mm})$$

$$e_s = e_0 + \frac{h}{2} - a_s = 324 + \frac{220}{2} - 37 = 397 (\text{mm})$$

$$e'_s = e_0 - \frac{h}{2} + a_s = 324 - \frac{220}{2} + 37 = 251(\text{mm})$$

$$h_0 = h - a_s = 220 - 37 = 183(\text{mm})$$

$$a_s = a'_s = 37\text{mm}$$

$$b = 180\text{mm}$$

把上述各项数值代入平衡式得：

$$11.5 \times 180 \times x \times \left(397 - 183 + \frac{x}{2} \right) = 195 \times 226.2 \times 397 - 195 \times 226.2 \times 251$$

整理后得：

$$\frac{x^2}{2} + 214x - 3111.07 = 0$$

解得：

$$x = 14.1\text{mm}$$

则

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{14.1}{183} = 0.08 < \xi_b = 0.62 (\text{《公预规》表 5.2.1})$$

由于 $x < \xi_b h_0$ ，栏杆柱确实是大偏心受压构件。

同时， $x = 14.1\text{mm} < 2a'_s = 2 \times 37\text{mm} = 74\text{mm}$ ，说明受压钢筋离中和轴太近，构件破坏时受压钢筋的应力达不到抗压设计强度，这时构件正截面承载力可按下式近似计算得到：

$$\gamma_0 N_d e'_s \leq f_{sd} A_s (h_0 - a'_s)$$

$$f_{sd} A_s (h_0 - a'_s) = 195 \times 226.2 \times (183 - 37) = 6439914 (\text{N} \cdot \text{mm}) = 6.44 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$> \gamma_0 N_d e'_s = 0.9 \times 8.608 \times 10^3 \times 251 = 1944547 (\text{N} \cdot \text{mm}) = 1.94 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

计算结果表明，截面抗弯承载力是足够的。

(四) 扶手计算

1. 扶手的作用效应计算

按《桥规》作用在扶手上的水平推力标准值为 0.75kN/m ，作用在扶手上的竖向力标准值为 1.0kN/m 。

扶手可近似成两端简支在两根相邻栏杆柱上的简支梁，承受 0.75kN/m 水平推力产生的水平弯矩及 1.0kN/m 竖向力产生的竖向弯矩，是一个双向受弯的受弯构件。

简支在两根相邻栏杆柱上的扶手的计算跨径取为栏杆柱间距，本算例为 2.7m ，见图 1-20。则荷载产生的扶手跨中最大水平弯矩为：

$$M_{\text{竖}} = \frac{1.0}{8} \times 2.7^2 = 0.9113 (\text{kN} \cdot \text{m}) = 91.13 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

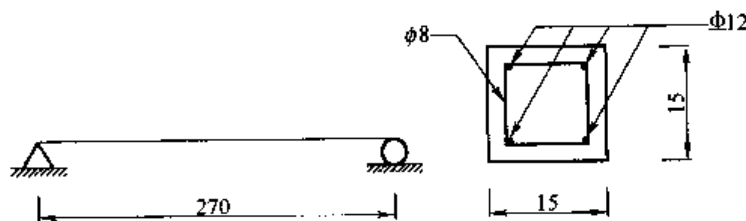


图 1-20 扶手计算图式 (尺寸单位: cm)

$$M_k = \frac{0.75}{8} \times 2.7^2 = 0.6834 (\text{kN} \cdot \text{m}) = 68.34 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

扶手跨中竖向弯矩为:

扶手自重产生的跨中竖向弯矩为:

$$M_G = 0.15 \times 0.15 \times 1 \times 25 \times 2.7^2 / 8 = 0.5126 (\text{kN} \cdot \text{m}) = 51.26 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

效应组合:

扶手跨中竖向弯矩按承载能力极限状态基本组合的效应组合设计值为:

$$1.2 \times 51.26 \times 10^4 + 1.4 \times 91.13 \times 10^4 = 189.09 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

扶手跨中水平弯矩按承载能力极限状态基本组合的效应组合设计值为:

$$1.4 \times 68.34 \times 10^4 = 95.68 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

2. 扶手承载力复核

本算例扶手设计成边长 0.15m 的正方形截面, 材料为混凝土 C25, 钢筋设置如图 1-20 所示。扶手承载力应按竖向及水平方向分别予以复核, 但由于扶手配筋在两个方向是相同的, 所以只要就最不利的一个方向进行复核即可。

首先验算配筋率:

$$h_0 = 150 - 35 = 115 (\text{mm})$$

$$A_s = 2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 226.2 (\text{mm}^2)$$

$$b = 150 \text{mm}$$

$$\rho_{\min} = 0.2\% \text{ 或 } \rho_{\min} = 45 \frac{f_{td}}{f_{sd}} = \frac{45 \times 1.23}{280} = 0.20\%$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{226.2}{150 \times 115} = 0.0131 = 1.31\% > \rho_{\min} = 0.2\%$$

混凝土受压区高度:

$$x = \frac{f_{sd} A_s}{f_{cd} b} = \frac{280 \times 226.2}{11.5 \times 150} = 36.7 (\text{mm}) < \xi_b h_0 = 0.56 \times 115 = 64.4 (\text{mm})$$

截面能承受的弯矩设计值为:

$$M_{ud} = f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 11.5 \times 150 \times 36.7 \times \left(115 - \frac{36.7}{2} \right) = 612 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$M_{ud} > \gamma_0 M_d = 0.9 \times 189.09 \times 10^4 = 170.18 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm}) (\text{竖向弯矩})$$

$$M_{ud} > \gamma_0 M_d = 0.9 \times 95.68 \times 10^4 = 86.11 \times 10^4 (\text{N} \cdot \text{mm}) (\text{水平向弯矩})$$

计算结果表明, 扶手截面抗弯承载力是足够的。

例二 钢筋混凝土整体式斜交板桥计算示例

弹性斜交板的理论精确解至今尚未得出来, 手算示例只能根据国内外学者长期以来研究制成的近似解计算图表, 在其限定的条件范围内进行。对于支点反力随斜交角变化而变化的规律仍无资料可查, 但在一般情况下, 板桥的计算剪力不控制设计, 可通过构造上加强来解决, 当然目前可以采用有限元方法来求解。

一、设计资料

1. 计算跨径: $l=8.00\text{m}$ 。
2. 桥面净空: 净 $-2\times 7\text{m}+2\times 0.5\text{m}$ 。
3. 设计荷载: 公路-II级。
4. 斜交角: 30° 。
5. 构造简图: 见图 2-1。
6. 使用材料: 板采用 C25 混凝土、HRB335

钢筋; 钢筋混凝土重度取 $\gamma_{\text{板}}=25\text{kN/m}^3$; $\frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.8 \times 10^4} = 7.14$, 桥面铺装采用混凝土, 取 $\gamma_{\text{装}} = 24\text{kN/m}^3$ 。

7. 各部分主要尺寸:

计算跨径: $l=8.00\text{m}$;

净跨径: $l_0=8.00-0.32=7.68\text{ (m)}$;

板总长: $L_{\text{总}}=8.00+0.32=8.32\text{ (m)}$;

板斜长: $L_{\text{斜}}=l/\cos 30^\circ=9.24\text{ (m)}$;

板全宽: $B=14+2\times 0.5=15\text{ (m)}$;

板斜宽: $B_{\text{斜}}=B/\cos 30^\circ=17.32\text{ (m)}$;

板厚: $t=0.40\text{m}$ 。

8. 设计环境: 环境类别为 I 类。

9. 计算依据:

(1) 中华人民共和国行业标准, 公路桥涵设计通用规范 (JTJ D60—2004), 简称《桥规》, 人民交通出版社, 2004 年;

(2) 中华人民共和国行业标准, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 (JTJ D62—2004), 简称《公预规》, 人民交通出版社, 2004 年。

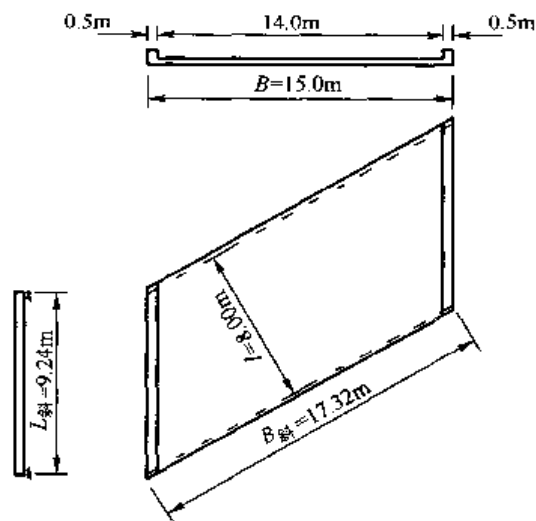


图 2-1 斜板桥的主要尺寸

二、作用效应计算

(一) 永久作用效应计算

1. 单位面积上的荷载集度 q

在行车道部分设置 1.5% 的双向横坡, 平均铺装层厚度为 0.09m。

$$q_{\text{铺}} = 1 \times 1 \times 0.09 \times 24 = 2.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{\text{板}} = 1 \times 1 \times 0.4 \times 25 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{\text{安}} = 0.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (将安全带、栏杆重力平均于全桥)}$$

$$q = q_{\text{铺}} + q_{\text{板}} + q_{\text{安}} = 2.2 + 10 + 0.5 = 12.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2. 主弯矩

永久作用效应采用《桥梁工程》(上册)(范立础主编, 人民交通出版社, 2001.11)第八章第二节推荐的方法进行计算, 方法简介及所用公式、图表见附录 II。

$$\text{依 } B_{\text{斜}}/L_{\text{斜}} = 17.32/9.24 = 1.874。$$

(1) 板跨中央

查附录 II 附表 2-1 得斜板的弯矩系数:

$$k_1 = 0.094, k_2 = -0.001$$

则

$$\begin{aligned} M_1 &= k_1 q l^2 = 0.094 \times 12.7 \times 9.24^2 \\ &= 101.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= k_2 q l^2 = -0.001 \times 12.7 \times 9.24^2 \\ &= -1.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

式中: M_1, M_2 ——自重作用下斜板桥跨中中点的主弯矩。

主弯矩的方向, 查附录 II 附图 2-1b) 查得主方向角:

$$\gamma = 30^\circ$$

(2) 自由边中点

查附录 II 附表 2-1 得:

$$k_1 = 0.095, k_2 = -0.018$$

$$\begin{aligned} M_1 &= k_1 q l^2 = 0.095 \times 12.7 \times 9.24^2 \\ &= 103.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= k_2 q l^2 = -0.018 \times 12.7 \times 9.24^2 \\ &= -19.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

式中: M_1, M_2 ——自重作用下斜板桥自由边中点的主弯矩。

主弯矩的方向, 查附录 II 附图 2-1a) 得主方向角:

$$\gamma = 22^\circ 30'$$

3. 钢筋方向的弯矩

因为 $l/B = 0.533 < 1.3$, 所以钢筋配筋按渐变方式布置, 即跨中主筋垂直于支撑边, 边缘钢筋平行于自由边。

(1) 板跨中央

$\varphi = 90^\circ$ 主筋方向垂直于支撑边, 并与桥轴线呈 30° 夹角。

则:

$$\delta = 30^\circ - \gamma = 0^\circ$$

说明在板跨中央, 主弯矩方向与钢筋方向一致。所以, 沿钢筋方向的弯矩为:

$$M'_1 = M_1 = 101.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_2 = M_2 = -1.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

式中: M'_1, M'_2 ——自重作用下斜板桥跨中中点钢筋方向的弯矩。

(2) 自由边中点

由于主钢筋方向在自由边区段与自由边平行, 则

$$\delta = \gamma = 22^\circ 30' = 22.5^\circ$$

$$\varphi = 90^\circ + 30^\circ = 120^\circ$$

$$\varphi - \delta = 120^\circ - 22.5^\circ = 97.5^\circ$$

则钢筋方向弯矩为:

$$\begin{aligned} M''_1 &= \frac{1}{\sin \varphi} \{ M_1 \cos \delta \sin(\varphi - \delta) + M_2 \cos^2(\varphi - \delta) + \\ &\quad [M_1 \sin \delta \cos \delta - M_2 \cos \delta \cos(\varphi - \delta)] \} \\ &= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{ 103.01 \cos 22.5^\circ \sin 97.5^\circ + (-19.51) \cos^2 97.5^\circ + \\ &\quad [103.01 \sin 22.5^\circ \cos 22.5^\circ + 19.51 \cos 22.5^\circ \sin 97.5^\circ] \} \\ &= 147.93 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M''_2 &= \frac{1}{\sin^2 \varphi} \{ M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos \delta \sin(\varphi - \delta) + \\ &\quad [M_1 \sin \delta \sin(\varphi - \delta) - M_2 \sin(\varphi - \delta) \cos(\varphi - \delta)] \} \\ &= \frac{1}{\sin^2 120^\circ} \{ 103.01 \sin^2 22.5^\circ - 19.51 \cos 22.5^\circ \sin 97.5^\circ + \\ &\quad (103.01 \sin 22.5^\circ \sin 97.5^\circ + 19.51 \sin 97.5^\circ \cos 97.5^\circ) \} \\ &= 38.997 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

式中: M''_1, M''_2 ——自重作用下斜板桥自由边中点钢筋方向的弯矩。

主弯矩及主钢筋方向的关系用图 2-2 表示。

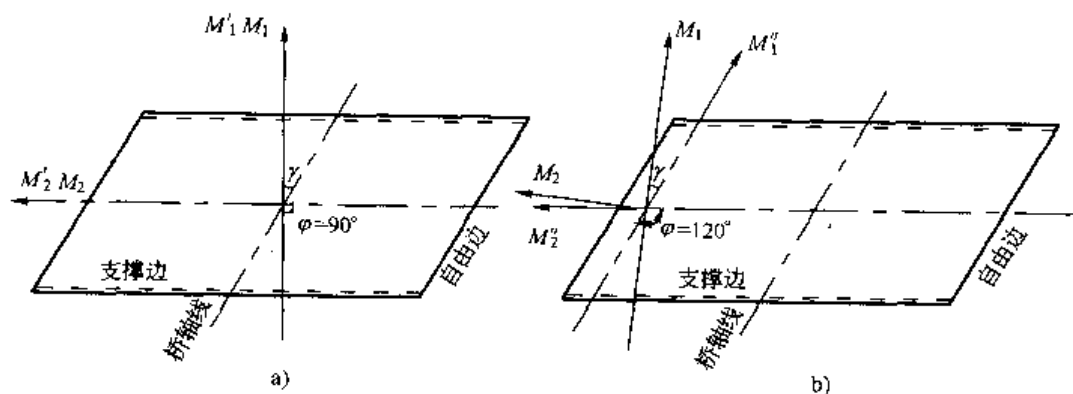


图 2-2 永久作用效应下的主弯矩及钢筋方向

(二) 可变作用效应计算

可变作用效应的计算目前尚无现成的表格可以套用,《公预规》4.1.4条推荐了根据Olsen试验数据提出的将斜桥简化为正桥计算的近似方法。本算例采用该方法将斜板简化为正板桥计算。在计算正板的内力时,借用G-M法的图表进行,计算取每1m板宽,桥宽15m取15块板,板的参数按各向同性板计算取值。

1. 汽车冲击系数

计算结构基频:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0.4^3}{12} = 0.0053 (\text{m}^4), m_c = \frac{G}{g} = \frac{12.2 \times 10^3}{9.81} = 1243.629 (\text{Ns}^2/\text{m})$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{\pi}{2 \times 8^2} \sqrt{\frac{2.8 \times 10^{10} \times 0.0053}{1243.629}} = 8.5 (\text{Hz})$$

按《桥规》4.3.2条规定,当 $1.5 \text{ Hz} \leq f \leq 14 \text{ Hz}$ 时,

$$\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157 = 0.1767 \times \ln 8.500 - 0.0157 = 0.36245$$

$$1 + \mu = 1 + 0.36245 = 1.36245$$

2. 斜板桥纵向弯矩的计算

$$L_{\text{斜}}/B = 9.24/15 = 0.616 < 0.7$$

$$\varphi = 30^\circ < 40^\circ$$

根据《公预规》条文说明表4-1,本例斜桥可以简化成计算跨径为8m,宽度为15m的正板桥。采用G-M法计算板桥可变作用效应纵向弯矩如下:

(1) 对于钢筋混凝土板桥,可看成各向同性板,此时, $\alpha=1$, $\theta = \frac{B}{l} = \frac{15}{8} = 1.875$,梁位示意图如图2-3。

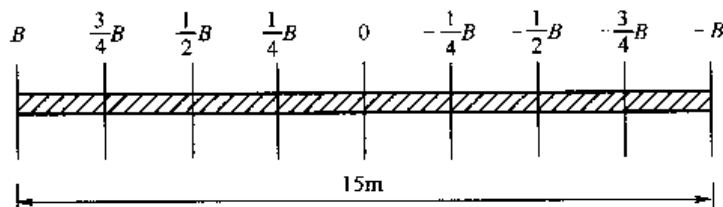


图 2-3 梁位示意图

(2) 计算跨中和自由边板单元荷载横向分布系数

根据 α , θ 值查 G-M 法 K_0 、 K_1 计算用表[●]得到 0 和 B 梁位的荷载横向影响线坐标值,并求得横向分布系数,如表 2-1。

荷载横向分布系数表

表 2-1

梁位	参数	荷载位置								
		B	$\frac{3}{4}B$	$\frac{1}{2}B$	$\frac{1}{4}B$	0	$-\frac{1}{4}B$	$-\frac{1}{2}B$	$-\frac{3}{4}B$	-B
0	K_{0i}	0.09	0.21	0.62	1.665	2.95	1.665	0.62	0.21	0.09
	η_{0i}	0.006	0.014	0.0413	0.111	0.197	0.111	0.0413	0.014	0.006

● 见附录 II-5。

续上表

梁位	参数	荷 载 位 置								
		B	$\frac{3}{4}B$	$\frac{1}{2}B$	$\frac{1}{4}B$	0	$-\frac{1}{4}B$	$-\frac{1}{2}B$	$-\frac{3}{4}B$	$-B$
B	K_{Bi}	8	3.127	1.03	0.29	0.09	0.02	0.018	0.005	0
	η_{Bi}	0.5333	0.2085	0.0687	0.0193	0.006	0.0013	0.0012	0.0003	0

注：表中： B ——桥宽的一半，取 $B = \frac{15}{2} = 7.5$ (m)；

K_{0i} 、 K_{Bi} ——汽车荷载作用在 i 梁位或 B 号梁时，0 号梁或 B 号梁的影响系数；

η_{0i} 、 η_{Bi} ——0 号梁位或 B 号梁位单位板宽荷载横向分布系数， $\eta_{0i} = \frac{K_{0i}}{2 \times B}$ ， $\eta_{Bi} = \frac{K_{Bi}}{2 \times B}$ 。

在影响线上按横向最不利位置布置车道荷载，对板跨中央区段，对比四车道加载，并按照《桥规》表 4.3.1-4 进行横向折减，得到最不利为板跨中央两车道对称布载，按相对应的影响线坐标值求出 0 号梁位处单位板宽的荷载横向分布系数。

对于跨中单位板宽绘出荷载横向分布影响线，如图 2-4 所示。

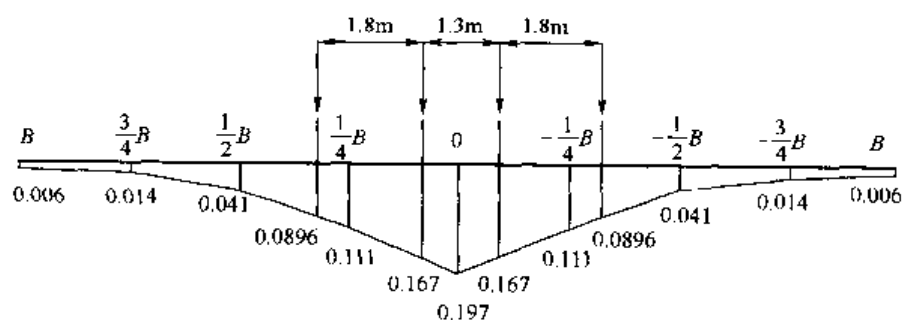


图 2-4 跨中单位板宽荷载横向分布影响线 (η)

板跨中央，1m 板宽 $m_{eq} = \frac{1}{2} \times (0.0896 + 0.167 + 0.0896 + 0.167) = 0.2566$ 。

故板跨中央纵向弯矩标准值（计冲击系数）为：

$$\begin{aligned}
 M'_1 &= (1 + \mu) \times m_{eq} \left(\frac{1}{4} P_k l + \frac{1}{8} q_k l^2 \right) \\
 &= 1.362 \times 0.2566 \times \left(\frac{1}{4} \times 144 \times 8 + \frac{1}{8} \times 7.875 \times 8^2 \right) \\
 &= 1.362 \times 90.066 \\
 &= 122.67 (\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

板跨中央纵向弯矩标准值（不计冲击系数）为：

$$M'_1 = \frac{122.67}{1.362} = 90.066 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

式中： P_k ——公路—II 级车道荷载的集中荷载标准值，按照《桥规》4.3.1 第 4 条规定取公路—I 级车道荷载的集中荷载标准值的 0.75 倍，其中公路—I 级车道荷载的集中荷载标准值按规定内插计算取 192kN，则 $P_k = 192 \times 0.75 = 144$ (kN)；

q_k ——公路—II 级车道荷载的均布荷载标准值，按照《桥规》4.3.1 第 4 条规定取公路—I 级车道荷载的均布荷载标准值的 0.75 倍，即 $q_k = 10.5 \times 0.75 = 7.875$ (kN/m)；

l ——板桥计算跨径，本例为 8m。

在影响线上按横向最不利位置布置车道荷载，对自由边中点区段，对比四车道偏载，并按照《桥规》表 4.3.1-4 进行横向折减，得到最不利为两车道偏载，按相应的影响线坐标值求出 B 梁位处单位板宽的荷载横向分布系数。

自由边中点荷载横向分布影响线如图 2-5 所示。

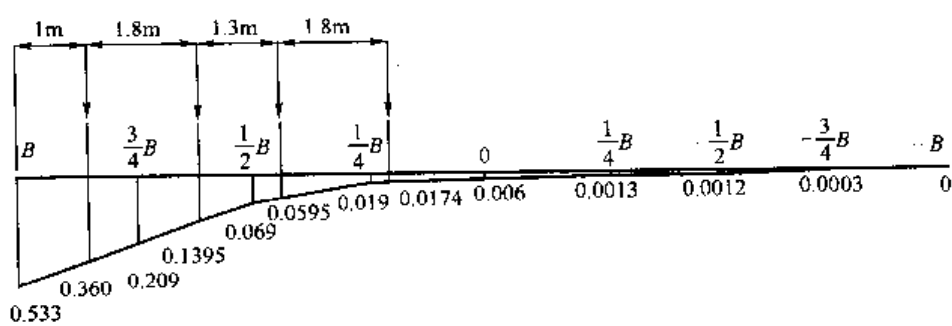


图 2-5 自由边中点单元给出荷载横向分布系数图 (η)

自由边中点，1m 板宽 $m_{cq} = \frac{1}{2} \times (0.360 + 0.1395 + 0.0595 + 0.0174) = 0.2882$ 。

故自由边中点纵向弯矩标准值为 (计冲击系数)：

$$\begin{aligned} M'_1 &= (1 + \mu) \times m_{cq} \left(\frac{1}{4} P_k l + \frac{1}{8} q_k l^2 \right) \\ &= 1.362 \times 0.2882 \times \left(\frac{1}{4} \times 144 \times 8 + \frac{1}{8} \times 7.875 \times 8^2 \right) \\ &= 1.362 \times 101.159 \\ &= 137.779 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

(三) 作用效应汇总

计算作用效应汇总如表 2-2。

计算作用效应汇总		表 2-2
荷载类型 \ 位置	板跨中央 M'_1 (kN·m)	自由边中点 M''_1 (kN·m)
永久作用	101.920	147.93
可变作用	122.67	137.779

三、作用效应组合

1. 基本组合

按《公预规》5.1.5 条，桥梁结构重要性系数取 0.9，按照《桥规》4.1.7 条的要求进行作用效应组合。

当结构重力产生的效应与汽车荷载所产生的效应同号时：

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k}) = \gamma_0 (1.2 S_{Gk} + 1.4 S_{Q1k})$$

或，当结构重力产生的效应与汽车荷载所产生的效应异号时：

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k}) = \gamma_0 (1.0 S_{Gk} + 1.4 S_{Q1k})$$

永久作用效应与基本可变荷载中的汽车荷载效应相组合；

(1) 板跨中央纵向设计弯矩

$$\begin{aligned}\gamma_0 M'_{j1} &= \gamma_0 \times (1.2 \times M'_{G1k} + 1.4 \times M'_{Q1k}) \\ &= 0.9 \times (1.2 \times 101.920 + 1.4 \times 122.67) \\ &= 264.638(\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

(2) 自由边中点纵向

$$\begin{aligned}\gamma_0 M''_{j1} &= \gamma_0 \times (1.2 \times M''_{Q1k} + 1.4 \times M''_{G1k}) \\ &= 0.9 \times (1.2 \times 147.93 + 1.4 \times 137.779) \\ &= 333.366(\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

式中： M'_{j1} ——板跨中央纵向弯矩作用组合；

M''_{j1} ——自由边中点纵向弯矩作用组合。

2. 设计弯矩的确定

设计控制值如表 2-3 所示。

设计弯矩控制表		表 2-3
荷载类型 \ 位置	板跨中央 $\gamma_0 M'_{j1}$ (kN · m)	自由边中点 $\gamma_0 M''_{j1}$ (kN · m)
设计值	264.638	333.366

四、截面钢筋设计与配置

(一) 配筋设计

按矩形单筋截面进行纵、横向钢筋配置。纵向钢筋的配置按照上节所得计算弯矩计算，横向钢筋配置通过高岛春生在《斜梁桥》（高岛春生，著，中国建筑工业出版社，1996）一书中介绍的日本《钢筋混凝土道路桥设计规范》中规定的简化方法由纵向钢筋用量折算获得。

纵向设计弯矩见表 2-3。取单位宽度 1m，板厚 0.4m 的 C25 混凝土截面，配置 HRB335 螺纹钢。桥梁结构的重要性系数 γ_0 取 0.9。

板跨各区段每米宽所需要的钢筋面积计算如下。

1. 跨中纵向

假定 $a_s = 3.1\text{cm}$ ，则 $h_0 = h - a_s = 40 - 3.1 = 36.9$ (cm)，用公式

$$\gamma_0 M'_{j1} = f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

求 x 值。将已知量代入：

$$264.638 = 11.5 \times 10^3 \times x \left(0.369 - \frac{x}{2} \right)$$

从中解得 $x = 0.069\text{m}$ 。

钢筋面积公式由公式 $f_{cd} b x = f_{sd} A_s$ 求得：

$$\begin{aligned}A'_{s1} &= \frac{f_{cd} b x}{f_{sd}} = \frac{11.5 \times 100 \times 6.9}{280} \\ &= 28.3(\text{cm}^2)\end{aligned}$$

按《公预规》5.2.2的规定,混凝土受压区高度应符合下列条件:

$$x = 0.069 \leq \xi_b h_0 = 0.56 \times (40 - 3.1)/100 = 0.20664(\text{m})$$

式中: ξ_b ——混凝土受压高度界限系数,对于 HRB335 钢筋和 C25 混凝土,按《公预规》表 5.2.1 查得为 0.56。

含筋率为:

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{A'_{s1}}{bh_0} = \frac{28.3}{100 \times 36.9} = 0.0077 = 0.77\% > \mu_{\min} = 45 \times \frac{f_{td}}{f_{sd}} \times 100\% \\ &= 45 \times \frac{1.23}{280} \times 100\% = 0.198\%\end{aligned}$$

同时满足不小于 0.2%,符合《公预规》9.1.12 条规定。

2. 自由边纵向

求中性轴 x :

$$\gamma_0 M'_{j1} = f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

代入已知量:

$$333.366 = 11.5 \times 10^3 \times x \left(0.369 - \frac{x}{2} \right)$$

从中解得 $x = 0.089\text{m}$ 。

钢筋面积公式由公式 $f_{cd} b x = f_{sd} A_s$ 求得:

$$\begin{aligned}A'_{s1} &= \frac{f_{cd} b x}{f_{sd}} = \frac{11.5 \times 100 \times 8.9}{280} \\ &= 36.6(\text{cm}^2)\end{aligned}$$

按《公预规》5.2.2的规定,混凝土受压区高度应符合下列条件:

$$x = 0.089 \leq \xi_b h_0 = 0.56 \times (40 - 3.1)/100 = 0.20664(\text{m})$$

式中: ξ_b ——混凝土受压高度界限系数,按《公预规》表 5.2.1 查得为 0.56。

含筋率为:

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{A'_{s1}}{bh_0} = \frac{36.6}{100 \times 36.9} = 0.0099 = 0.99\% > \mu_{\min} = 45 \times \frac{f_{td}}{f_{sd}} \times 100\% \\ &= 45 \times \frac{1.23}{280} \times 100\% = 0.198\%\end{aligned}$$

同时满足不小于 0.2%,符合《公预规》9.1.12 条规定。

3. 横向分布钢筋的计算

根据《公预规》9.2.5 条斜板钢筋的布置规定,行车道板内应设置垂直于主钢筋的分布钢筋,分布钢筋设在主钢筋的内侧,其直径不应小于 8mm,间距不应大于 200mm,截面面积不宜小于板的截面面积的 0.1%。这一规定比较粗略,而且根据斜桥的受力特点,横向弯矩比正桥大,因此最好根据计算确定。

●日本道桥协会所制订的《钢筋混凝土道路桥设计规范》提供了计算斜板桥横向分布钢筋量的经验公式。该规范第 4 章对钢筋混凝土板桥计算方法做了明确说明,斜桥采用正桥进行计算的条件及各参数与我国《公预规》相一致(上述方法只适用于纵向钢筋的配置)。而

● 摘自《斜梁桥》(高岛春生,著,中国建筑工业出版社,1996)第三章第二节。

横桥向分布钢筋用量可通过纵向钢筋乘以折算系数得到。分布钢筋的计算方法如下：

与主钢筋成直角方向每 1m 长度方向上的分布钢筋量 A''_{s2} ，可用下式计算：

$$A''_{s2} \geq A'_{s1} \left(2 - \frac{\varphi}{90^\circ} \right)$$

式中： A'_{s1} ——按日本《钢筋混凝土道路桥设计规范》第 3 条求得的正板桥与主钢筋成直角方向每 1m 长的分布钢筋量 (cm^2/m)；

φ ——日本《钢筋混凝土道路桥设计规范》中斜桥的斜角，与我国的斜交角大小互余。

正板桥配置在纵向抗拉主筋外侧的横向分布筋，其在桥轴方向每 1m 长的钢筋量，应大于每 1m 桥宽的纵向抗拉钢筋数量乘以系数 α 所得的值：

$$\alpha = \frac{0.6}{\sqrt{l}} \leq 0.5$$

式中： l ——计算跨径 (m)。

根据上述规定的分布钢筋计算方法计算配筋量如下：

$$\alpha = \frac{0.6}{\sqrt{l}} = \frac{0.6}{\sqrt{8}} = 0.212 \leq 0.5$$

$$A'_{s2} = A'_{s1} \times \alpha = 28.3 \times 0.212 = 6.0 (\text{cm}^2)$$

$$A''_{s2} \geq A'_{s2} \times \left(2 - \frac{90^\circ - \varphi}{90^\circ} \right) = 6.0 \times \left(2 - \frac{90^\circ - 30^\circ}{90^\circ} \right) = 8.0 (\text{cm}^2)$$

式中： A'_{s1} ——正桥每 1m 板宽的主筋配筋面积；

A'_{s2} ——正桥与主筋成直角方向每 1m 宽的分布钢筋；

A''_{s2} ——斜板桥与主筋成直角方向每 1m 宽的分布钢筋。

单位板长的截面面积 $1 \times 0.4 = 0.4 (\text{m}^2)$ ， $A''_{s2} = 8 \text{cm}^2$ ， $\frac{A''_{s2}}{A_c} = \frac{8}{0.4 \times 10^4} = 0.2\% > 0.1\%$ ，满足《公预规》9.2.5 条规定。

考虑到横向钢筋排于纵向钢筋之上，故钢筋形心到板边缘距离取 0.05m。

$$h_0 = 0.4 - 0.05 = 0.35 (\text{m})$$

由 $A''_{s2} = \frac{f_{cd} b x}{f_{sd}}$ ，得

$$x = \frac{A''_{s2} \times f_{sd}}{f_{cd} b} = \frac{8 \times 280}{11.5 \times 100} = 1.95 (\text{cm})$$

按《公预规》5.2.2 的规定，混凝土受压区高度应符合下列条件：

$$x = 1.95 \leq \xi_b h_0 = 0.56 \times (40 - 5) = 19.6 (\text{cm})$$

式中： ξ_b ——混凝土受压高度界限系数，按《公预规》表 5.2.1 查得为 0.56。

含筋率为：

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{A''_{s2}}{b h_0} = \frac{8}{100 \times 35} = 0.002 = 0.2\% > \mu_{\min} = 45 \times \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \times 100\% \\ &= 45 \times \frac{1.23}{280} \times 100\% = 0.198\% \end{aligned}$$

同时满足不小于 0.2%，符合《公预规》9.1.12 条规定。

(二) 钢筋布置

按上面计算所得的钢筋面积选择和配置钢筋。

1. 跨中区段的纵向主钢筋

根据《公预规》9.2.7条规定：当整体式斜板桥斜交角大于 15° 时，主钢筋宜垂直于板的支座轴线方向布置，此时，在板的自由边上下各设一条不少于三根主钢筋的平行于自由边的钢筋带，并用箍筋箍牢。本示例据此配置主钢筋如下。

跨中区段的纵向钢筋按垂直边配置，其分布宽度为：

$$B_{\text{斜}} - L_{\text{斜}} \cos 60^\circ = 17.32 - 9.24 \times 0.5 = 12.7(\text{m})$$

配置 $\phi 18$ 的HRB335钢筋，间距9cm，全宽共配142根钢筋，总的钢筋面积为：

$$2.545 \times 142 = 361.39(\text{cm}^2)$$

大于要求的钢筋面积： $28.3 \times 12.7 = 359.4(\text{cm}^2)$ ，满足要求。

2. 自由边纵向主钢筋

每侧自由边纵向在 $L_{\text{斜}} \cos 60^\circ = 4.62\text{m}$ 的范围内，以平行于自由边方向配置 $\phi 22$ 的HRB335钢筋，间距10.3cm，则每侧配置46根钢筋，配置钢筋面积为：

$$3.801 \times 46 = 174.9(\text{cm}^2)$$

大于要求的钢筋面积： $36.6 \times 4.62 = 169.1(\text{cm}^2)$ ，满足要求。

3. 横向分布钢筋的设置

根据《公预规》9.2.5条规定，行车道板内应设置垂直于主钢筋的分布钢筋。分布钢筋设在主钢筋内侧，其直径不应小于8mm，间距不应大于200mm。

横向分布钢筋平行于支撑边均匀设置，沿跨径方向每延米设置 $\phi 12$ 的HRB335钢筋，间距为9.8cm，全桥共布置82根，钢筋面积为 $1.13 \times 82 = 92.69(\text{cm}^2)$ ，大于要求的钢筋面积： $8 \times 8 = 64(\text{cm}^2)$ ，满足要求。

4. 附加钢筋

(1) 钝角处顶面

根据《公预规》9.2.7第1条规定，在钝角部位靠近顶板的上层，应布置垂直于钝角平分线的加强钢筋。

其钢筋面积用《桥梁工程》(上册)(范立础，主编，人民交通出版社，2001.11)第八章第二节推荐的经验公式确定，即在钝角顶面 $l_p/5$ 范围内，应在角平分线的垂直方向设置抵抗负弯矩的钢筋，单位宽度内钢筋数量 A_{sf} 可按式计算：

$$A_{sf} = kA_s$$

式中： A_{sf} ——每米桥宽的主钢筋数量；

k ——与斜交角有关的系数，可查附录II附表2-2；

A_s ——每米宽度的主钢筋面积数量，取板跨中央或自由边大者。

本例由附表2-2查得 $k=0.8$ ，故，

$$A_{sf} = 0.8 \times 36.6 = 29.3(\text{cm}^2)$$

采用 $\phi 20$ HRB335钢筋，间距10cm，每延米布置10根，每米内含钢筋面积为 $3.14 \times \frac{100}{10} = 31.4(\text{cm}^2) > 29.3(\text{cm}^2)$ ，满足要求。

(2) 自由边顶面

为了抵抗扭矩，在每边 $L_e/5$ 的范围内附设钢筋。故在 $L_e/5 = 1.85\text{m}$ 范围内设置 $\phi 12$ 的HRB335加强钢筋，间距10cm，每边20根。

(3) 钝角底面

《公预规》9.2.7 第 1 条规定, 在钝角部位靠近底板的下层, 应布置平行于钝角平分线的加强钢筋, 加强钢筋直径不宜小于 12mm, 间距 100~150mm, 布置于以钝角两侧 1.0~1.5m 长的扇形面积内。据此, 在钝角部位靠近底板的下层, 布置平行于钝角平分线的 $\phi 12$ 的 HRB335 加强钢筋, 间距为 10cm, 布置于以钝角两侧 1.5m 边长的扇形面积内。

板上、下缘钢筋配置见图 2-6 和图 2-7。

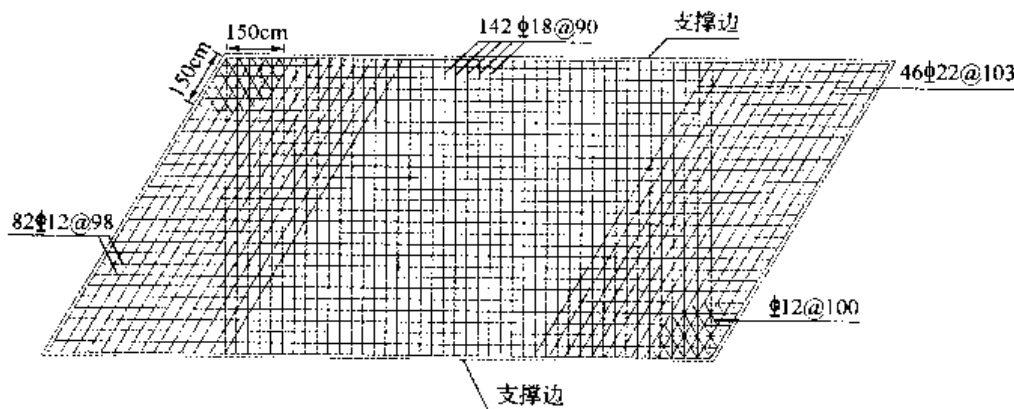


图 2-6 板下缘钢筋布置示意

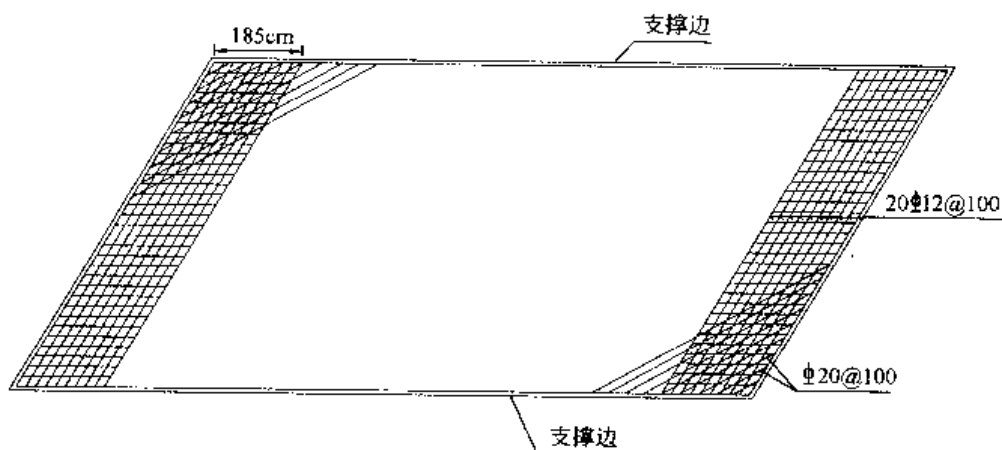


图 2-7 板上缘钢筋布置示意

五、持久状况极限承载力验算

按照板的各部分实际配筋, 求其截面实际承载能力, 检查是否满足持久状况极限承载力要求。

已知: 板宽 $b = 1\text{m}$, 板厚 $h = 0.4\text{m}$, 采用 HRB335 钢筋, C25 混凝土。查得 $f_{cd} = 11.5\text{MPa}$, $f_{sd} = 280\text{MPa}$ 。

1. 纵向板跨中央截面

按照上述结论每米宽配置 $\phi 18$ 的 HRB335 钢筋, 间距 9cm, 净保护层厚度为 3.1cm。

$$h_0 = h - a = 40 - 3.1 = 36.9(\text{cm})$$

$$A'_{s1} = \frac{100}{9} \times 2.545 = 28.3(\text{cm}^2)$$

依 $A'_{s1} = \frac{f_{cd}bx}{f_{sd}}$ 计算得到 $x = 6.89\text{cm}$ 。

依受压区混凝土求最大承载力：

$$\begin{aligned} M_u &= f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 11.5 \times 10^3 \times 0.0689 \times \left(0.369 - \frac{0.0689}{2} \right) \\ &= 265.081 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

依受拉区钢筋求最大承载力：

$$\begin{aligned} M_u &= f_{sd}A'_{s1} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 280 \times 10^3 \times 28.3 \times 10^{-4} \times \left(0.369 - \frac{0.0689}{2} \right) \\ &= 265.10 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

验算大于要求的承载力 $M'_{j1} = 264.638 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，满足要求。

2. 纵向板跨自由边处

按照上述结论，每侧自由边纵向在 4.62m 的范围内，以平行于自由边方向配置 $\phi 22$ 的 HRB335 钢筋，间距 10.3cm，净保护层厚度为 3.1cm。

$$h_0 = h - a = 40 - 3.1 = 36.9 (\text{cm})$$

$$A''_{s1} = \frac{100}{10.3} \times 3.801 = 36.9 (\text{cm}^2)$$

依 $A''_{s1} = \frac{f_{cd}bx}{f_{sd}}$ 计算得到 $x = 8.98\text{cm}$ 。

依受压区混凝土求最大承载力：

$$\begin{aligned} M_u &= f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 11.5 \times 10^3 \times 0.0898 \times \left(0.369 - \frac{0.0898}{2} \right) \\ &= 334.7 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

依受拉区钢筋求最大承载力：

$$\begin{aligned} M_u &= f_{sd}A''_{s1} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 280 \times 10^3 \times 36.9 \times 10^{-4} \times \left(0.369 - \frac{0.0898}{2} \right) \\ &= 334.86 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

验算大于要求的承载力 $M''_{j1} = 333.366 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，满足要求。

六、持久状况正常使用极限状态验算

(一) 裂缝宽度验算

按《公预规》6.4.3 条的规定，矩形截面钢筋混凝土构件最大裂缝宽度 W_{fk} 按下式计算：

$$W_{fk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\rho} \right) \quad (\text{mm})$$

$$\rho = \frac{A_s + A_p}{bh_0 + (b_t - b)h_t}$$

式中： C_1 ——钢筋表面形状系数，对光面钢筋， $C_1 = 1.4$ ；对带肋钢筋， $C_1 = 1.0$ ；

C_2 ——作用（或荷载）长期效应影响系数， $C_2 = 1 + 0.5 \frac{N_l}{N_s}$ ，其中 N_l 和 N_s 分别为作用（或荷载）长期效应组合和短期效应组合计算的内力值（弯矩或轴向力）；

C_3 ——与构件受力性质有关的系数，当为钢筋混凝土板式受弯构件时， $C_3=1.15$ ，其它受弯构件 $C_3=1.0$ ，轴心受拉构件 $C_3=1.2$ ，偏心受拉构件 $C_3=1.1$ ，偏心受压构件 $C_3=0.9$ ；

σ_{ss} ——钢筋应力，按《公预规》6.4.4条的规定计算；

d ——纵向受拉钢筋直径（mm），当用不同直径的钢筋时， d 改用换算直径 d_e ，

$d_e = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i}$ ，式中，对钢筋混凝土构件， n_i 为受拉区第 i 种普通钢筋的根数，

d_i 为受拉区第 i 种普通钢筋的公称直径；对混合配筋的预应力混凝土构件，预应力钢筋为由多根钢丝或钢绞线组成的钢丝束或钢绞线束，式中 d_i 为普通钢筋公称直径、钢丝束或钢绞线束的等代直径 d_{pe} ， $d_{pe} = \sqrt{nd}$ ，此处， n 为钢丝束中钢丝根数或钢绞线束中钢绞线根数， d 为单根钢丝或钢绞线的公称直径；对于钢筋混凝土构件中的焊接钢筋骨架，公式中的 d 或 d_e 应乘以1.3的系数；

ρ ——纵向受拉钢筋配筋率，对钢筋混凝土构件，当 $\rho > 0.02$ 时，取 $\rho = 0.02$ ；当 $\rho < 0.06$ 时，取 $\rho = 0.06$ ；对于轴心受拉构件， ρ 按全部受拉钢筋截面面积 A_s 的一半计算；

b_t ——构件受拉翼缘宽度；

h_t ——构件受拉翼缘厚度。

按照《桥规》4.1.7条得长短期效应组合如下：

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk} = 101.92 + 0.7 \times 90.066 = 164.966 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} = 101.92 + 0.4 \times 90.066 = 137.946 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

据上述规定，本例中 $C_1=1.0$ ， $C_2=1+0.5 \times \frac{N_t}{N_s} = 1.0 + 0.5 \times \frac{137.964}{164.966} = 1.41$ ， $C_3=$

1.15 ， $A_s = \frac{100}{9} \times 2.545 \times 10^{-4} = 28.278 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$ ， $d = 18\text{mm}$ ， $\rho = 0.0065$ ， $\sigma_{ss} =$

$$\frac{M_s}{0.87 A_s h_0} = \frac{164.966 \times 10^3}{0.87 \times 28.278 \times 10^{-4} \times 36.9 \times 10^{-2}} = 181.719 \text{ (MPa)}。$$

故

$$\begin{aligned} W_{rk} &= C_1 \times C_2 \times C_3 \times \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \times \left(\frac{30+d}{0.28+10\rho} \right) \\ &= 1.0 \times 1.41 \times 1.15 \times \frac{181.719}{2.0 \times 10^5} \times \left(\frac{30+18}{0.28+10 \times 0.0065} \right) \\ &= 0.20 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

根据《公预规》6.4.2条规定，钢筋混凝土构件 I 类环境计算的最大裂缝宽度不应超过 0.20mm，本例计算所得 $W_{rk}=0.20\text{mm}$ ，满足规范要求。

(二) 挠度验算

按《公预规》6.5.2第1条规定，钢筋混凝土受弯构件的刚度可按下式计算：

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_0}{B_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0$$

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0}$$

$$f_{tk} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2.8 \times 10^4 \text{ MPa}$$

式中: B ——开裂构件等效截面的抗弯刚度;

B_0 ——全截面的抗弯刚度, $B_0 = 0.95 E_c I_0$;

B_{cr} ——开裂截面的抗弯刚度, $B_{cr} = E_c I_{cr}$;

M_{cr} ——开裂弯矩;

γ ——构件受拉区混凝土塑性影响系数;

I_0 ——全截面换算截面惯性矩;

I_{cr} ——开裂截面换算截面惯性矩;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值。

$$\text{本例中, } \alpha_E = \frac{2.0 \times 10^5}{2.8 \times 10^4} = 7.14, A_s = \frac{100 \times 2.545}{9} = 28.278 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

$$x_a = \frac{0.5bh^2 + (\alpha_E - 1)A_s h_0}{bh + (\alpha_E - 1)A_s} = 0.207 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{1 \times 0.4^3}{12} + 1 \times 0.4 \times \left(0.207 - \frac{0.4}{2}\right)^2 + 7.14 \times 28.278 \times 10^{-4} \times (0.369 - 0.207) \\ = 0.0086 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 = 0.95 \times 2.8 \times 10^{10} \times 0.0086 = 228.76 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

$$\alpha_A = \frac{2\alpha_E A_s}{bh} = \frac{2 \times 7.14 \times 28.278 \times 10^{-4}}{1 \times 0.4} = 0.10$$

$$S_0 = (0.4 - 0.207) \times 1 \times \frac{0.4 - 0.207}{2} = 0.0186 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0 = \frac{2S_0 f_{tk} W_0}{W_0} = 2S_0 f_{tk} = 2 \times 0.0186 \times 1.78 \times 10^3 \\ = 66.216 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_s = S_{sd} = 164.966 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{cr} = \frac{1 + \frac{2\alpha_E A_s}{bh}}{1 + \frac{\alpha_E A_s}{bh}} = \frac{1 + \frac{2 \times 7.14 \times 0.0028278}{1 \times 0.4}}{1 + \frac{7.14 \times 0.0028278}{1 \times 0.4}} = 0.209 \text{ (m)}$$

$$I_{cr} = \frac{1 \times 0.4^3}{12} + 1 \times 0.4 \times \left(0.209 - \frac{0.4}{2}\right)^2 + 7.14 \times 28.278 \times 10^{-4} \times (0.369 - 0.209) \\ = 0.0086 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$B_{cr} = E_c I_{cr} = 2.8 \times 10^{10} \times 0.0086 = 240.8 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_0}{B_{cr}}} = \frac{228.76 \times 10^6}{\left(\frac{66.216}{164.966}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{66.216}{164.966}\right)^2\right] \times \frac{228.76 \times 10^6}{240.8 \times 10^6}}$$

$$= 239.00 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{m}^2)$$

按照《公预规》6.5.1条规定, 根据给定的构件刚度用结构力学方法计算构件挠度得到:

$$f_s = \frac{5M_s l^2}{48B} = \frac{5 \times 164.966 \times 10^3 \times 8^2}{48 \times 239.00 \times 10^6} = 0.0025(\text{m})$$

根据《公预规》6.5.3条规定, 当采用 C40 以下的混凝土时, 挠度长期增长系数 $\eta_0 = 1.60$ 。

$$f_l = f_s \times \eta_0 = 0.0025 \times 1.60 = 0.0040(\text{m})$$

按《公预规》6.5.3条规定, 梁式桥主梁考虑长期效应后最大挠度处不应超过计算跨径的 $\frac{1}{600}$ 。

$$[f] = \frac{1}{600} \times l = \frac{1}{600} \times 8 = 0.0133(\text{m})$$

$f_l = 0.0040\text{m} < [f] = 0.0133\text{m}$, 故挠度验算满足规范要求。

七、支撑的设置

对于小跨径正交的整体式板桥, 可以不设专门支座, 用简单的垫层代之即可。而对于同样大跨径的斜交整体式板桥, 一般随斜交角的增大, 钝角处的支反力急剧增大, 同时, 扭矩亦增大; 在锐角处, 反力减小, 甚至会向上翘起。因而, 要求要有较好的支撑条件, 并且支撑能满足双向变形的特点。能适应这一变形要求的支座为橡胶支座。它除了满足上述要求外, 由于有较大的弹性变形, 因而能起到反力重新分布的作用, 使受力趋于均匀。

有条件时亦可采用圆形板式橡胶支座, 使之更加适应各向变形的要求。其尺寸、间距设置依反力大小而定。

八、小结

目前, 弹性斜交板的理论精确解尚未得出, 手算示例只能依据国内外学者长期以来制成的近似解计算图表, 在其限定的条件范围内进行。随着计算机的发展, 目前可用有限元方法对其进行精确分析, 但相对复杂, 不适合于设计时的快速简化分析。由于规范中汽车荷载形式的改变, 过去国内学者按照荷载类型制订的计算用表不再适用, 按照新规范(2004版)荷载标准的简化计算图表有待研究开发。

日本《钢筋混凝土道路桥设计规范》规定了斜板桥的计算方法。其总体计算思路与我国规范相一致, 即通过一定的方式将斜桥转化为正桥计算, 计算出正桥的内力后乘以与斜角有关修正系数后得到斜桥的内力。日本规范规定的正板桥纵向配筋计算方法由于活载形式与我国不同而不适用于我国情况, 但是其横向钢筋的配置量(通过纵向钢筋数量乘以与斜交角和计算跨径有关的系数而得到)的计算方法可以借鉴。

我国《公预规》条文说明表 4-1 只规定了斜板桥按照正桥计算条件, 而没有说明具体的计算方法。本算例利用该规定将斜板桥向正桥转化, 在正板桥计算时借用了 G-M 法计算图

表来计算可变作用效应，从计算结果看纵向弯矩结果较为精确，而计算横向弯矩时所得结果偏小。因此，推荐使用 G-M 法计算正桥弯矩再修正到斜桥的方法计算斜桥的纵向弯矩，而采用日本规范建议的简化公式直接由斜桥的纵向配筋量乘以修正系数后得到横向配筋量。

恒载计算可直接利用尼尔森 (Nielsen) 的研究成果对斜桥进行计算，经过分析计算结果同样是纵向弯矩计算较为精确，而横向弯矩误差较大。

最终，本算例永久作用纵向设计弯矩采用尼尔森方法进行计算，而可变作用纵向设计弯矩采用奥尔森 (Olsen) 提出的简化方法将斜板转化为正板采用 G-M 法计算，纵向钢筋根据两者之和进行配置，而横向钢筋根据日本《钢筋混凝土道路桥设计规范》中规定的方法配置。

在算例编制过程中，采用有限元方法进行了电算，通过与电算结果的比较对本算例方法计算精度分析如下。

电算采用 Ansys 通用有限元软件进行，将斜板桥离散为由 Shell63 单元组成的斜板，分别计算永久作用效应与车道荷载作用效应。

1. 永久作用主弯矩比较

手算采用附录 II 的表格进行，根据斜角及桥宽查得弯矩计算系数 k 值，乘以恒载集度及跨长的平方后得到弯矩。表 2-4 列出了手算和电算的永久作用主弯矩，通过比较可以看出两者恒载值在纵向基本相同，但横向值偏离很多，板跨中央电算比手算大，而自由边中点手算比电算大，且没有规律。

永久作用主弯矩比较表 表 2-4

位置 \ 作用		永久作用		相对误差 (%)
		手算	电算	
板跨中央	M_1 (kN·m)	101.920	103.816	-1.86
	M_2 (kN·m)	-1.080	18.364	
自由边中点	M_1 (kN·m)	103.01	103	
	M_2 (kN·m)	-19.51	-1.37	

2. 可变作用车道荷载主弯矩比较

手算采用上述将斜板转化为正板，然后利用 G-M 法图表计算的方法进行，G-M 法含有计算纵梁横向分布影响线的 K 表与计算横梁用的 μ 表。查表获得 K 值后可以得到横向分布影响线，加载后得到某一板条横向分布系数，再经过纵向加载后得到某一板条的弯矩。查表获得 μ 值后可以直接计算得到跨中横梁弯矩，然后折算到单位板宽横向弯矩。电算加载模式附后。

表 2-5 列出了手算和电算的车道荷载主弯矩。

可变作用车道荷载纵向弯矩比较表 表 2-5

位 置	可 变 作 用		相对误差 (%)
	手算	电算	
板跨中央 (kN·m)	122.670	98.250	+19.9%
自由边中点 (kN·m)	137.779	144.682	-5.0%

从表 2-5 中可以看出手算结果比电算结果大，偏于安全。横向弯矩结果误差较大且没有规律，没有列出。上述手算的计算方法适用于斜交角小于 40° 的任意斜板桥。

3. 横向弯矩比较

手算根据将纵向配筋量乘以与斜角和计算跨径有关的修正系数后得到横向配筋的方法进行。根据手算所得横向钢筋量计算截面的弯矩承载能力，减去横向永久作用横向弯矩设计值，可得可变作用横向弯矩值设计值，将其与电算可变作用横向弯矩设计值的比较如表 2-6。

横 向 弯 矩 比 较			表 2-6
位 置	可 变 作 用		相对误差 (%)
	手算	电算	
板跨中央 (kN·m)	77.228	64.322	+16.7%

从比较结果看手算得到的配筋的承载力大于电算结果，偏于安全。

4. 附件：电算车道荷载加载方式及主弯矩配筋方向弯矩计算过程

采用 Shell63 单元在 Ansys 软件中建立斜板桥模型，并控制网格划分，使其方向和整体坐标系相一致。考虑到按《桥规》4.3.1 条规定对汽车荷载进行折减，车辆沿桥横向加载方式为：两车道居中加载，计算板跨中央区段；两车道偏载计算自由边区段。车道加载位置如图 2-8 和图 2-9。

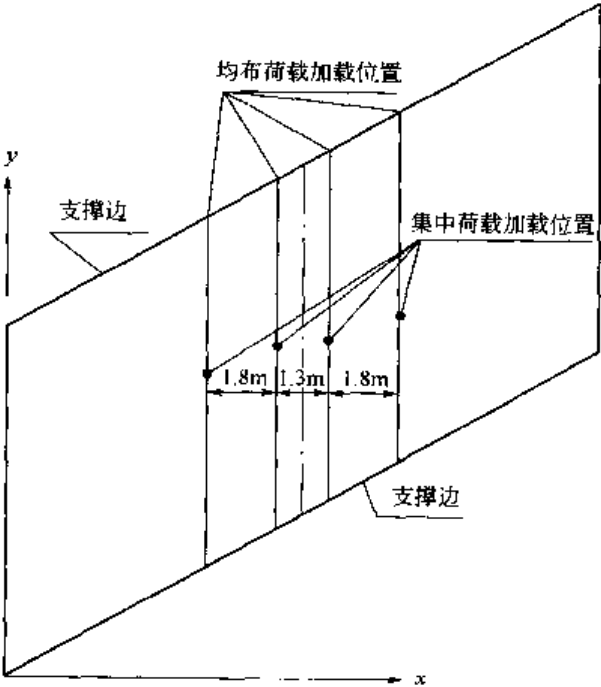


图 2-8 两车道居中加载图示

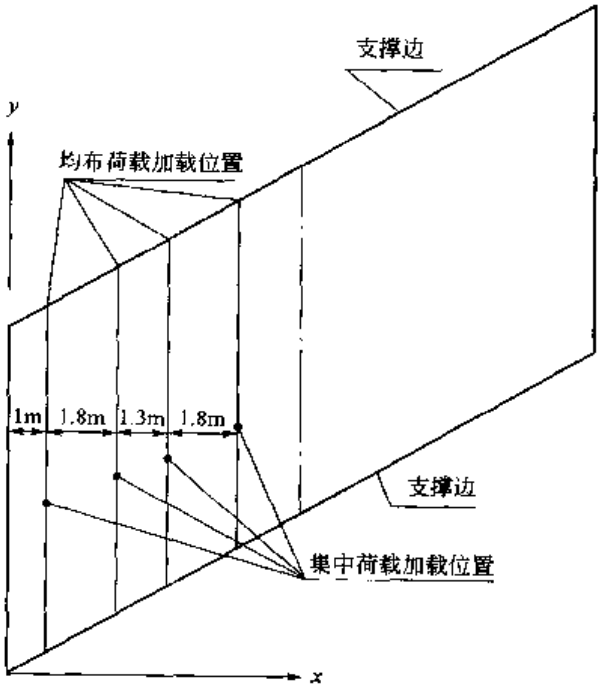


图 2-9 两车道偏载图示

根据 Ansys 计算结果：斜板跨中央、自由边中点的 x 及 y 方向弯矩，扭矩值 M_x^e ， M_y^e ， M_{xy}^e 如表 2-7。

Ansys 计算的单位板宽 M_x^e, M_y^e, M_{xy}^e 值

表 2-7

位置 \ 方向		纵向 M_x^e (kN · m)	横向 M_y^e (kN · m)	M_{xy}^e (kN · m)
原始值	板跨中央	63.055	40.325	13.447
	自由边中点	80.309	1.312	15.237
考虑冲击系数后	板跨中央	85.881	54.923	18.315
	自由边中点	109.381	1.787	20.753

(1) 求主弯矩大小及方向

$$M_{1,2} = \frac{M_x^e + M_y^e}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{M_x^e - M_y^e}{2}\right)^2 + (M_{xy}^e)^2}$$

板跨中央:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{54.923 + 85.881}{2} + \sqrt{\left(\frac{54.923 - 85.881}{2}\right)^2 + 18.315^2} \\ &= 70.402 + 23.980 \\ &= 94.382(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$M_2 = 70.402 - 23.980 = 46.422(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\tan 2\beta = \frac{-2M_{xy}^e}{M_x^e - M_y^e} = \frac{-2 \times 18.315}{54.923 - 85.881} = 1.183$$

$$2\beta = 49.796^\circ$$

$$\beta = 24.898^\circ$$

自由边中点:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1.787 + 109.381}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.787 - 109.381}{2}\right)^2 + 20.753^2} \\ &= 55.584 + 57.661 \\ &= 113.245(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$M_2 = 55.584 - 57.661 = -2.077(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\tan 2\beta = \frac{-2M_{xy}^e}{M_x^e - M_y^e} = \frac{-2 \times 20.753}{1.787 - 109.381} = 0.387$$

$$2\beta = 21.149^\circ$$

$$\beta = 10.574^\circ$$

(2) 钢筋方向的弯矩

板跨中央:

$$\delta = |24.898^\circ - 30^\circ| = 5.102^\circ$$

$$\psi = 90^\circ$$

钢筋方向的主弯矩:

$$M'_1 = M_1 \cos^2 \delta + M_2 \sin^2 \delta + (M_1 - M_2) \sin \delta \cos \delta$$

$$\begin{aligned} &= 94.382 \cos^2 5.102^\circ + 46.422 \sin^2 5.102^\circ + (94.382 - 46.422) \sin 5.102^\circ \cos 5.102^\circ \\ &= 98.250(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$M'_2 = M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos^2 \delta + (M_1 - M_2) \sin \delta \cos \delta$$

$$\begin{aligned}
&= 94.382\sin^2 5.102^\circ + 46.422\cos^2 5.102^\circ + (94.382 - 46.422)\sin 5.102^\circ \cos 5.102^\circ \\
&= 51.049(\text{kN} \cdot \text{m})
\end{aligned}$$

自由边中点：

$$\begin{aligned}
\delta &= |\beta| = 10.574^\circ \\
\psi &= 120^\circ \\
\psi - \delta &= 109.426^\circ
\end{aligned}$$

钢筋方向的主弯矩：

$$\begin{aligned}
M'_1 &= \frac{1}{\sin\psi} \{M_1 \cos\delta \sin(\psi - \delta) + M_2 \cos^2(\psi - \delta) + [M_1 \sin\delta \cos\delta + M_2 \cos\delta \cos(\psi - \delta)]\} \\
&= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{113.245 \cos 10.574^\circ \sin 109.426^\circ + (-2.077) \cos^2 109.426^\circ + \\
&\quad [113.245 \sin 10.574^\circ \cos 10.574^\circ + (-2.077) \cos 10.574^\circ \cos 109.426^\circ]\} \\
&= 144.682(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_2 &= \frac{1}{\sin\psi} \{M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos\delta \sin(\psi - \delta) + [M_1 \sin\delta \sin(\psi - \delta) - M_2 \sin(\psi - \delta) \cos(\psi - \delta)]\} \\
&= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{113.245 \sin^2 10.574^\circ + (-2.077) \cos 10.574^\circ \sin 109.426^\circ + \\
&\quad [113.245 \sin 10.574^\circ \sin 109.426^\circ - (-2.077) \sin 109.426^\circ \cos 109.426^\circ]\} \\
&= 23.972(\text{kN} \cdot \text{m})
\end{aligned}$$

例三 装配式钢筋混凝土简支 T 形梁桥 (包括桥墩) 计算示例

第 I 部分 钢筋混凝土简支 T 形梁桥的计算

一、设计资料

1. 桥面净空

净—7m+2×0.75m 人行道。

2. 主梁跨径和全长

标准跨径： $l_b = 20.00\text{m}$ (墩中心距离)；

计算跨径： $l = 19.50\text{m}$ (支座中心线距离)；

主梁全长： $l_{\text{全}} = 19.96\text{m}$ (主梁预制长度)。

3. 设计荷载

公路—II 级，人群荷载 3kN/m^2 。

4. 材料

钢筋：主筋用 HRB335 钢筋，其它用 R235 钢筋；

混凝土：C30。

5. 计算方法

极限状态法。

6. 结构尺寸

如图 3-1 所示，全断面五片主梁，设五根横梁。

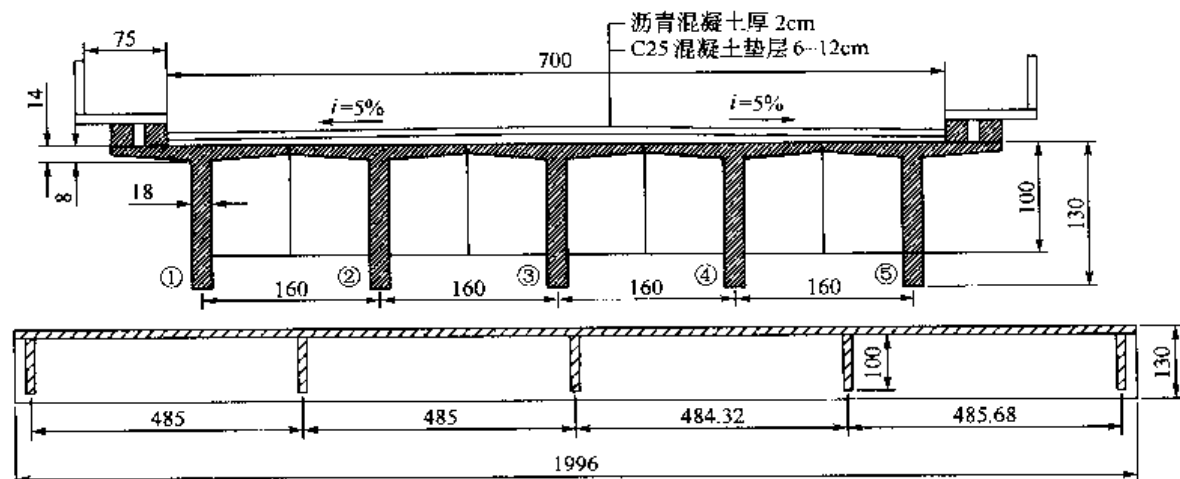


图 3-1 (尺寸单位: cm)

7. 设计依据

- (1) 《公路桥涵设计通用规范》(JTJ D60—2004), 简称《桥规》;
- (2) 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ D62—2004), 简称《公预规》;
- (3) 《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85), 简称《基规》。

二、主梁的计算

(一) 主梁的荷载横向分布系数

1. 跨中荷载弯矩横向分布系数 (按 G-M 法)

(1) 主梁的抗弯及抗扭惯矩 I_x 和 I_{Tx}

求主梁界面的重心位置 a_x (图 3-2):

平均板厚:

$$h_1 = \frac{1}{2} (8 + 14) = 11 \text{ (cm)}$$

$$a_x = \frac{(160 - 18) \times 11 \times \frac{11}{2} + 130 \times 18 \times \frac{130}{2}}{(160 - 18) \times 11 + 130 \times 18} = 41.2 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} \times 142 \times 11^3 + 142 \times 11 \times \left(41.2 - \frac{11}{2}\right)^2 + \\ &\quad \frac{1}{12} \times 18 \times 130^3 + 18 \times 130 \times \left(\frac{130}{2} - 41.2\right)^2 \\ &= 6627500 \text{ (cm}^4\text{)} \\ &= 6.6275 \times 10^8 \text{ (m}^4\text{)} \end{aligned}$$

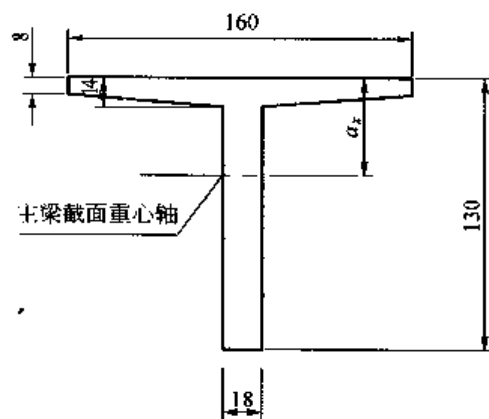


图 3-2 (尺寸单位: cm)

T 形截面抗扭惯矩近似等于各个矩形截面的抗扭惯矩之和, 即:

$$I_{Tx} = \sum c_i b_i t_i^3$$

式中: c_i ——矩形截面抗扭惯矩刚度系数 (查表);

b_i, t_i ——相应各矩形的宽度与厚度。

查表可知:

$$t_1/b_1 = 0.11/1.60 = 0.069, c_1 = 1/3$$

$$t_2/b_2 = 0.18/(1.3 - 0.11) = 0.151, c_2 = 0.301$$

故

$$\begin{aligned} I_{Tx} &= \frac{1}{3} \times 1.6 \times 0.11^3 + 0.301 \times 1.19 \times 0.18^3 \\ &= 0.71 \times 10^{-3} + 2.09 \times 10^{-3} \\ &= 2.80 \times 10^{-3} \text{ (m}^4\text{)} \end{aligned}$$

单位宽度抗弯及抗扭惯矩:

$$J_x = I_x/b = 6.6275 \times 10^{-2}/160 = 4.142 \times 10^{-4} \text{ (m}^4/\text{cm)}$$

$$J_{Tx} = I_{Tx}/b = 2.80 \times 10^{-3}/160 = 1.75 \times 10^{-5} \text{ (m}^4/\text{cm)}$$

(2) 横梁抗弯及抗扭惯矩

翼板有效宽度 λ 计算 (图 3-3):

横梁长度取为两边主梁的轴线间距, 即:

$$l = 4b = 4 \times 1.6 = 6.4 \text{ (m)}$$

$$c = \frac{1}{2}(4.85 - 0.15) = 2.35 \text{ (m)}$$

$$h' = 100 \text{ cm}, b' = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$c/l = 2.35/6.40 = 0.367$$

根据 c/l 比值可查附表[●], 求得: $\lambda/c = 0.548$, 所以:

$$\lambda = 0.548c = 0.548 \times 2.35 = 1.29 \text{ (m)}$$

求横梁截面重心位置 a_y :

$$\begin{aligned} a_y &= \frac{2\lambda h_1 \frac{h_1}{2} + h'b' \frac{h'}{2}}{2\lambda h_1 + h'b'} \\ &= \frac{2 \times 1.29 \times \frac{0.11^2}{2} + \frac{1}{2} \times 0.15 \times 1.0^2}{2 \times 1.29 \times 0.11 + 0.15 \times 1.0} \\ &= 0.21 \text{ (m)} \end{aligned}$$

横梁的抗弯和抗扭惯矩 I_y 和 I_{Ty} :

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{1}{12} \times 2\lambda h_1^3 + 2\lambda h_1 \left(a_y - \frac{h_1}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} b'h'^3 + b'h' \left(\frac{h'}{2} - a_y\right)^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 2 \times 1.29 \times 0.11^3 + 2 \times 1.29 \times 0.11 \left(0.21 - \frac{0.11}{2}\right)^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 0.15 \times 1.0^3 + 0.15 \times 1.0 \times \left(\frac{1.0}{2} - 0.21\right)^2 \\ &= 3.22 \times 10^{-2} \text{ (m}^4) \end{aligned}$$

$$I_{Ty} = c_1 b_1 h_1^3 + c_2 b_2 h_2^3$$

$h_1/b_1 = 0.11/4.85 = 0.023 < 0.1$, 查表得 $c_1 = 1/3$, 但由于连续桥面的单宽抗扭惯矩只有独立板宽扁板者的翼板, 可取 $c_1 = 1/6$ 。 $h_2/b_2 = 0.15/(1.0 - 0.11) = 0.17$, 查表得 $c_2 = 0.298$ 。

故

$$\begin{aligned} I_{Ty} &= \frac{1}{6} \times 0.11^3 \times 4.85 + 0.298 \times 0.89 \times 0.15^3 \\ &= 1.076 \times 10^{-3} + 0.895 \times 10^{-3} \\ &= 1.971 \times 10^{-3} \text{ (m}^4) \end{aligned}$$

单位抗弯及抗扭惯矩 J_y 和 J_{Ty} :

●附表摘自 F. 史来麦尔《土木工程师手册》1955 年第一卷第 843~846 页, 附表为:

c/l	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
λ/c	0.983	0.936	0.867	0.789	0.71	0.635	0.568	0.509	0.459	0.416

$$J_y = I_y / b = \frac{3.22 \times 10^{-2}}{4.85 \times 100} = 0.664 \times 10^{-4} \text{ (m}^4/\text{cm)}$$

$$J_{Ty} = I_{Ty} / b = \frac{1.971 \times 10^{-3}}{4.85 \times 100} = 0.406 \times 10^{-5} \text{ (m}^4/\text{cm)}$$

(3) 计算抗弯参数 θ 和扭弯参数 α

$$\theta = \frac{B'}{l} \sqrt{\frac{J_x}{J_y}} = \frac{4.0}{19.5} \sqrt{\frac{4.142 \times 10^{-4}}{0.664 \times 10^{-4}}} = 0.324$$

式中: B' ——桥宽的一半;

l ——计算跨径。

$$\alpha = G(J_{Tx} + J_{Ty}) / 2E_c \sqrt{J_x J_y} \bullet$$

按《公预规》3.1.6条, 取 $G_c = 0.4E_c$, 则:

$$\alpha = \frac{0.4 (1.75 + 0.406) \times 10^{-5}}{2 \sqrt{4.142 \times 10^{-4} \times 0.664 \times 10^{-4}}} = 0.026$$

$$\sqrt{\alpha} = 0.161$$

(4) 计算荷载弯矩横向分布影响线坐标

已知 $\theta = 0.324$, 查 G-M 图表 (见附录 III), 可得表 3-1 中数值。

表 3-1

	梁 位	荷 载 位 置								
		b	$\frac{3}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{1}{4}b$	0	$-\frac{1}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{3}{4}b$	$-b$
K_1	0	0.94	0.97	1.00	1.03	1.05	1.03	1.00	0.97	0.94
	$b/4$	1.05	1.06	1.07	1.07	1.02	0.97	0.93	0.87	0.83
	$b/2$	1.22	1.18	1.41	1.07	1.00	0.93	0.87	0.80	0.75
	$3b/4$	1.41	1.31	1.20	1.07	0.97	0.87	0.79	0.72	0.67
	b	1.65	1.42	1.24	1.07	0.93	0.84	0.74	0.68	0.60
K_0	0	0.83	0.91	0.99	1.08	1.13	1.08	0.99	0.91	0.83
	$b/4$	1.66	1.51	1.35	1.23	1.06	0.88	0.63	0.39	0.18
	$b/2$	2.46	2.10	1.73	1.38	0.98	0.64	0.23	-0.17	-0.55
	$3b/4$	3.32	2.73	2.10	1.51	0.94	0.40	-0.16	-0.62	-1.13
	b	4.10	3.40	2.44	1.64	0.83	0.18	-0.54	-1.14	-1.77

用内插法求各梁位处横向分布影响线坐标值 (图 3-4)。

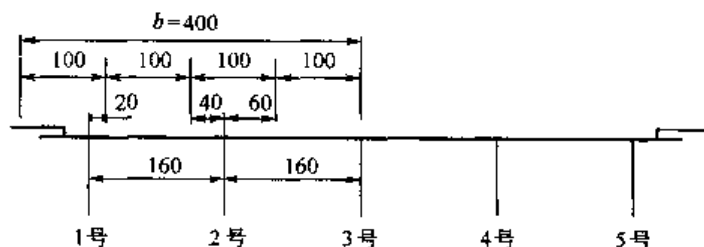


图 3-4 (尺寸单位: cm)

① 因为混凝土收缩系数很小, 式中未计入横向收缩的影响。

1号、5号梁:

$$K' = K_{\frac{3}{4}b} + (K_b - K_{\frac{1}{4}b}) \times 0.2$$

$$= 0.2K_b + 0.8K_{\frac{3}{4}b}$$

2号、4号梁:

$$K' = K_{\frac{1}{2}b} - (K_{\frac{1}{2}b} - K_{\frac{1}{4}b}) \times 0.4$$

$$= 0.6K_{\frac{1}{2}b} + 0.4K_{\frac{1}{4}b}$$

3号梁:

$K' = K_0$ (K_0 系梁位在 0 点的 K 值)

列表计算各梁的横向分布影响线坐标 η 值 (表 3-2)。

各梁的横向分布影响线坐标 η 值

表 3-2

梁号	计 算 式	荷 载 位 置								
		$\frac{1}{4}b$	$\frac{3}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{1}{4}b$	0	$-\frac{1}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{3}{4}b$	$-b$
1 号	$K'_1 = 0.2K_{1b} + 0.8K_{1\frac{3}{4}b}$	1.458	1.322	1.208	1.070	0.962	0.864	0.780	0.712	0.656
	$K'_0 = 0.2K_{0b} + 0.8K_{0\frac{3}{4}b}$	3.476	2.864	2.168	1.536	0.918	0.356	-0.236	-0.724	-1.258
	$\Delta = K'_1 - K'_0$	-2.018	-1.532	-0.960	-0.466	0.044	0.508	1.016	1.436	1.914
	$\Delta = \sqrt{a}$	-0.325	-0.248	-0.155	-0.075	0.007	0.082	0.164	0.231	0.308
	$K_a = K'_0 + \Delta\sqrt{a}$	3.151	2.616	2.013	1.461	0.925	0.438	-0.072	-0.493	-0.950
	$\eta = K_a/5$	0.630	0.523	0.403	0.292	0.185	0.088	-0.014	-0.099	-0.190
2 号	$K'_1 = 0.6K_{1\frac{1}{2}b} + 0.4K_{1\frac{1}{4}b}$	1.152	1.132	1.112	1.070	1.008	0.946	0.894	0.828	0.782
	$K'_0 = 0.6K_{0\frac{1}{2}b} + 0.4K_{0\frac{1}{4}b}$	2.140	1.864	1.578	1.320	1.012	0.736	0.390	0.054	-0.258
	$\Delta = K'_1 - K'_0$	-0.988	-0.732	-0.466	-0.250	-0.004	0.210	0.504	0.774	1.040
	$\Delta = \sqrt{a}$	-0.159	-0.118	-0.075	-0.040	-0.001	0.034	0.081	0.125	0.167
	$K_a = K'_0 + \Delta\sqrt{a}$	1.981	1.746	1.503	1.28	1.011	0.771	0.474	0.179	-0.091
	$\eta = K_a/5$	0.396	0.349	0.301	0.256	0.202	0.154	0.094	0.036	-0.018
3 号	$K'_1 = K_{10}$	0.94	0.97	1.00	1.03	1.05	1.03	1.00	0.97	0.94
	$K'_0 = K_{00}$	0.83	0.91	0.99	1.08	1.13	1.08	0.99	0.91	0.83
	$\Delta = K'_1 - K'_0$	0.11	0.06	0.01	-0.05	-0.08	-0.05	0.01	0.06	0.11
	$\Delta\sqrt{a}$	0.018	0.010	0.002	-0.008	-0.013	-0.008	0.002	0.010	0.018
	$K_a = K'_0 + \Delta\sqrt{a}$	0.848	0.920	0.992	1.072	1.117	1.072	0.992	0.920	0.848
	$\eta = K_a/5$	0.170	0.184	0.198	0.214	0.223	0.214	0.198	0.184	0.170

绘制横向分布影响线图 (图 3-5) 求横向分布系数。

按照《桥规》4.3.1 条和 4.3.5 条规定: 汽车荷载距人行道边缘距离不小于 0.5m, 人群荷载取 3kN/m^2 , 人行道板以 1.2kN 竖向力集中作用在一块板上。

各梁横向分布系数:

公路—II 级:

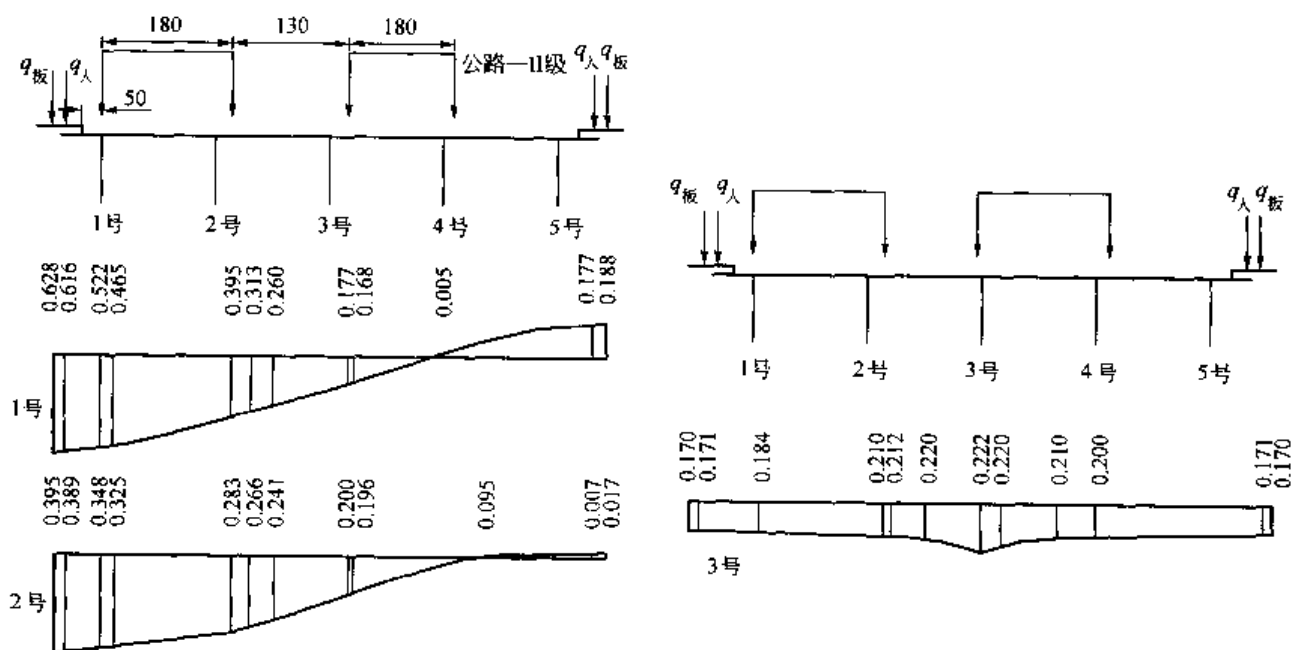


图 3-5 (尺寸单位: cm)

$$\eta_{1人} = \frac{1}{2} \times (0.522 + 0.313 + 0.177 - 0.005) = 0.504$$

$$\eta_{2人} = \frac{1}{2} \times (0.348 + 0.266 + 0.200 + 0.095) = 0.455$$

$$\eta_{3人} = \frac{1}{2} \times (0.184 + 0.212 + 0.222 + 0.200) = 0.409$$

人群荷载:

$$\eta_{1人} = 0.620$$

$$\eta_{2人} = 0.391$$

$$\eta_{3人} = 0.171 \times 2 = 0.342$$

人行道板:

$$\eta_{1板} = 0.632 - 0.191 = 0.441$$

$$\eta_{2板} = 0.397 - 0.019 = 0.378$$

$$\eta_{3人} = 0.170 \times 2 = 0.340$$

2. 梁端剪力横向分布系数计算 (按杠杆法)

公路—II级 (图 3-6):

$$\eta'_{1人} = \frac{1}{2} \times 0.875 = 0.438$$

$$\eta'_{2人} = \frac{1}{2} \times 1.000 = 0.500$$

$$\eta'_{3人} = \frac{1}{2} \times (0.938 + 0.250) = 0.594$$

人群荷载 (图 3-7):

$$\eta'_{1人} = 1.422$$

$$\eta'_{2人} = -0.422$$

$$\eta'_{3人} = 0$$

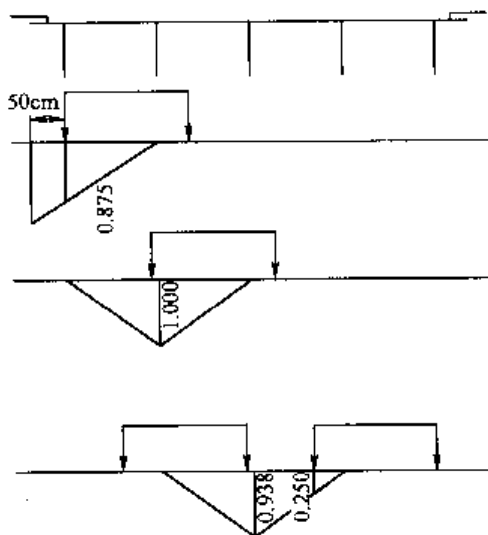


图 3-6

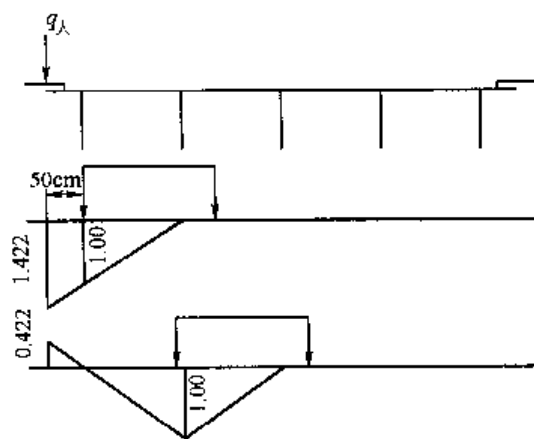


图 3-7

(二) 作用效应计算

1. 永久作用效应

(1) 永久荷载

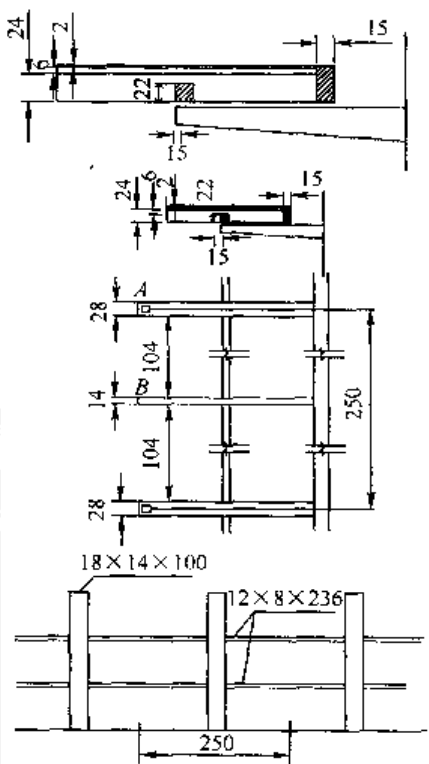
假定桥面构造各部分重力平均分配给主梁承担，计算见表 3-3。

钢筋混凝土 T 形梁桥永久荷载计算

表 3-3

构件名	构件简图尺寸 (尺寸单位: cm)	单元构件体积及算式 (m ³)	重度 (kN/m ³)	每延米重力 (kN/m)
主梁		$1.60 \times 1.30 - 2 \times 0.71 \times$ $\left(1.30 - \frac{0.08 + 0.14}{2}\right) = 0.390$	25	$0.390 \times 25 = 9.76$
横隔板 中梁—边梁		$0.89 \times \frac{0.16 + 0.15}{2} \times 2 \times 0.71$ $\times 5 \div 19.5 = 0.0502$ $0.89 \times \frac{0.16 + 0.15}{2} \times 0.71 \times 5 \div 19.5$ $= 0.0251$	25	$0.502 \times 25 = 1.26$ $0.0251 \times 25 = 0.63$
桥面铺装		沥青混凝土: $0.02 \times 1.60 = 0.032$; 混凝土垫层 (取平均厚度 9cm): $0.09 \times 1.60 = 0.144$	23 24	$0.032 \times 23 = 0.74$ $0.144 \times 24 = 3.46$ $\Sigma = 4.20$

续上表

构件名	构件简图尺寸 (尺寸单位: cm)	单元构件体积及算式 (m ³)	重度 (kN/m ³)	每延米重力 (kN/m)
人行道部分		缘石: $2.5 \times 0.32 \times 0.15 = 0.120$	23	$0.120 \times 23 = 2.76$
		支撑梁: $2 \times 1.04 \times 0.22 \times 0.15 = 0.069$	25	$0.069 \times 25 = 1.73$
		人行道梁 A: $0.85 \times 0.24 \times 0.28 = 0.057$	25	$0.057 \times 25 = 1.43$
		人行道梁 B: $0.85 \times 0.24 \times 0.14 = 0.028$	25	$0.028 \times 25 = 0.71$
		人行道板: $0.85 \times 0.06 \times 2.50 = 0.13$	25	$0.130 \times 25 = 3.19$
		铺面砖: $0.85 \times 0.02 \times 2.5 = 0.043$	18	$0.043 \times 18 = 0.77$
		栏杆柱: $1.0 \times 0.18 \times 0.14 = 0.025$	25	$0.025 \times 25 = 0.63$
		扶手: $2 \times 2.36 \times 0.08 \times 0.12 = 0.045$	25	$0.045 \times 25 = 1.13$
				$\Sigma = 12.35$

一侧人行道部分每 2.5m 长时重 12.35kN, 1.0m 长时重 $12.35/2.5 = 4.94$ (kN/m)。按人行道板横向分布系数分摊至各梁的板重为:

1 号、5 号梁:

$$\eta_{1\text{板}} = 0.441, \eta_{1\text{板}} q = 0.441 \times 4.94 = 2.18 (\text{kN/m})$$

2 号、4 号梁:

$$\eta_{2\text{板}} = 0.378, \eta_{2\text{板}} q = 0.378 \times 4.94 = 1.87 (\text{kN/m})$$

3 号梁:

$$\eta_{3\text{板}} = 0.340, \eta_{3\text{板}} q = 0.340 \times 4.94 = 1.68 (\text{kN/m})$$

各梁的永久荷载汇总于表 3-4。

各梁的永久荷载 (单位: kN/m)

表 3-4

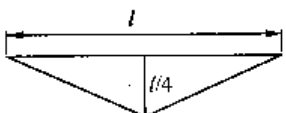
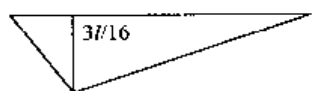
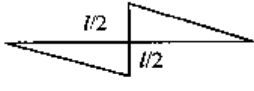
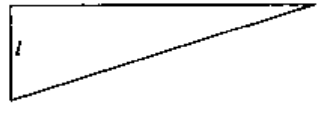
梁 号	主 梁	横 梁	栏杆及人行道	铺 装 层	合 计
1 (5)	9.76	0.63	2.18	4.20	16.77
2 (4)	9.76	1.26	1.87	4.20	17.09
3	9.76	1.26	1.68	4.20	16.90

(2) 永久作用效应计算

影响线面积计算见表 3-5。

影响线面积计算

表 3-5

项 目	计 算 面 积	影响线面积 ω_0
$M_{1/2}$		$\omega_0 = \frac{1}{4}l \times \frac{1}{2}l = \frac{1}{8} \times 19.5^2 = 47.53$
$M_{1/4}$		$\omega_0 = \frac{3l}{16} \times \frac{l}{2} = \frac{3}{32} \times 19.5^2 = 35.65$
$Q_{1/2}$		$\omega_0 = 0$
Q_0		$\omega_0 = \frac{1}{2}l = \frac{1}{2} \times 19.5 = 9.75$

永久作用效应计算见表 3-6。

永久作用效应计算表

表 3-6

梁 号	$M_{1/2}$ (kN · m)			$M_{1/4}$ (kN · m)			Q_0 (kN)		
	q	ω_0	$q\omega_0$	q	ω_0	$q\omega_0$	q	ω_0	$q\omega_0$
1 (5)	16.77	47.53	797.08	16.77	35.65	597.85	16.77	9.75	163.51
2 (4)	17.09	47.53	812.29	17.09	35.65	609.26	17.09	9.75	166.63
3	16.90	47.53	803.26	16.90	35.65	602.49	16.90	9.75	164.78

2. 可变作用效应

(1) 汽车荷载冲击系数

简支梁的自振频率为：

$$m_c = G/g$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{\pi}{2 \times 19.5^2} \sqrt{\frac{6.6275 \times 10^{-2} \times 3.0 \times 10^{10}}{3.677}} = 4.496(\text{Hz})$$

介于 1.5Hz 和 14Hz 之间，按《桥规》4.3.2 条规定，冲击系数按照下式计算：

$$\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157 = 0.2499$$

(2) 公路—II 级均布荷载 q_k ，集中荷载 P_k 及其影响线面积（表 3-7）

按照《桥规》4.3.1 条规定，公路—II 级车道荷载按照公路—I 级车道荷载的 0.75 倍采用，即均布荷载 $q_k = 7.875 \text{ kN/m}$ ， $P_k = 178.5 \text{ kN}$ 。

公路—II级及其影响面积 ω_0 表

表 3-7

项 目	项 点 位 置	q_k (kN/m ²)	P_k (kN)	ω_0
$M_{l/2}$	$\frac{l}{2}$ 处	7.875	178.5	47.53
$M_{l/4}$	$\frac{l}{4}$ 处	7.875	178.5	35.65
Q_0	支点处	7.875	178.5	9.75
$Q_{l/2}$	$\frac{l}{2}$ 处	7.875	178.5	2.438

可变作用 (人群) (每延米) p_k :

$$p_k = 3 \times 0.75 = 2.25(\text{kN/m})$$

(3) 可变作用效应 (弯矩) 计算 (表 3-8~表 3-10)

公路—II级产生的弯矩 (单位 kN·m)

表 3-8

梁 号	内 力	η (1)	$1+\mu$ (2)	q_k (3)	ω_0 (4)	P_k (5)	y_k (6)	弯矩效应 (1) \times (2) \times [(3) \times (4) + (5) \times (6)]
1	$M_{l/2}$	0.504	1.2499	7.875	47.53	178.5	4.875	783.96
	$M_{l/4}$	0.504			35.65		3.656	587.96
2	$M_{l/2}$	0.455			47.53		4.875	707.74
	$M_{l/4}$	0.455			35.65		3.656	530.79
3	$M_{l/2}$	0.409			47.53		4.875	636.19
	$M_{l/4}$	0.409			35.65		3.656	477.13

人群产生的弯矩 (单位: kN·m)

表 3-9

梁 号	内 力	η (1)	P_k (2)	ω_0 (3)	弯矩效应 (1) \times (2) \times (3)
1	$M_{l/2}$	0.620	2.25	47.53	66.30
	$M_{l/4}$	0.620	2.25	35.65	49.73
2	$M_{l/2}$	0.391	2.25	47.53	41.81
	$M_{l/4}$	0.391	2.25	35.65	31.36
3	$M_{l/2}$	0.342	2.25	47.53	36.57
	$M_{l/4}$	0.342	2.25	35.65	27.43

基本荷载组合: 按《桥规》4.1.6条规定, 永久作用设计值效应与可变作用设计值效应的分项系数为:

永久荷载作用分项系数: $\gamma_{Gf} = 1.2$;

汽车荷载作用分项系数: $\gamma_{Q1} = 1.4$;

人群荷载作用分项系数: $\gamma_{Q2} = 1.4$ 。

弯矩基本组合见表 3-10。

弯矩基本组合表 (单位: kN·m)

表 3-10

梁 号	内力	永久荷载	人群	汽车	$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right)$
	①	②	③	④	⑤
1	$M_{1/2}$	797.08	66.30	783.96	1915.47
	$M_{1/4}$	597.85	49.73	587.96	1436.64
2	$M_{1/2}$	812.29	41.81	707.74	1811.17
	$M_{1/4}$	609.26	31.36	530.79	1358.41
3	$M_{1/2}$	803.26	36.57	636.19	1705.98
	$M_{1/4}$	602.49	27.43	477.13	1279.52

注: γ_0 ——桥梁结构重要性系数, 本例取 $\gamma_0=0.9$;

ψ_c ——与其它可变荷载作用效应的组合系数, 本例取 $\psi_c=0.8$ 。

(4) 可变荷载剪力效应计算

计算可变荷载剪力效应应计入横向分布系数 η 沿桥跨变化的影响。通常分两步进行, 先按跨中的 η 由等代荷载计算跨中剪力效应; 再用支点剪力荷载横向分布系数 η' 并考虑支点至 $l/4$ 为直线变化来计算支点剪力效应。剪力计算时, 按照《桥规》4.3.1 条规定, 集中荷载标准值 P_k 需乘以 1.2 的系数。

①跨中剪力 $V_{1/2}$ 的计算 (见表 3-11~表 3-12)

公路—II 级产生的跨中剪力 $V_{1/2}$ (单位: kN)

表 3-11

梁 号	内 力	η (1)	$1+\mu$ (2)	q_k (3)	ω_0 (4)	P_k (5)	γ_k (6)	弯矩效应 (1) \times (2) \times [(3) \times (4) + (5) \times (6)]
1	$V_{1/2}$	0.504						79.56
2	$V_{1/2}$	0.455	1.2499	7.875	2.438	214.2	0.5	71.83
3	$V_{1/2}$	0.409						64.57

人群荷载产生的跨中剪力 (单位: kN)

表 3-12

梁 号	内 力	η (1)	P (2)	ω_0 (3)	弯矩效应 (1) \times (2) \times (3)
1	$V_{\lambda 1/2}$	0.620			3.40
2	$V_{\lambda 1/2}$	0.391	2.25	2.438	2.14
3	$V_{\lambda 1/2}$	0.342			1.88

②支点剪力 V_0 的计算 (见表 3-13~表 3-15)

计算支点剪力效应的横向分布系数的取值为:

- 支点处按杠杆法计算的 η'
- $l/4 \sim 3l/4$ 按跨中弯矩的横向分布系数 η (同前)
- 支点 $\sim l/4$ 处在 η 和 η' 之间按照直线变化 (图 3-8)

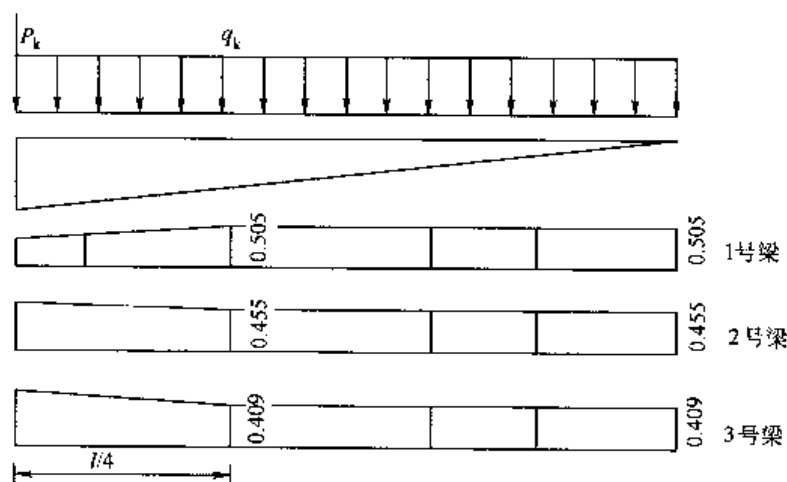


图 3-8

支点剪力效应计算式为：

$$V_d = (1 + \mu) \eta_{\text{活}} \omega_{\text{活}} q_k + (1 + \mu) \eta_{\text{支}} P_k$$

式中： $\eta_{\text{活}}$ ——相应于某均布活载作用处的横向分布图纵坐标；

q_k ——相应于某均布活载作用的数值；

P_k ——相应的某集中活载的数值。

人群均布荷载产生的支点剪力效应计算式为：

$$V_{d0\lambda} = \eta_{\lambda} \omega_{\lambda} p$$

$$p = \frac{11q_{\lambda}}{12} \times \frac{l}{4} \times \frac{\eta'_{\lambda} - \eta_{\lambda}}{2} = \frac{11l}{96} (\eta'_{\lambda} - \eta_{\lambda}) q_{\lambda}$$

式中： η'_{λ} ——跨中横向分布系数；

η_{λ} ——支点处横向分布系数。

梁端剪力效应计算：

汽车荷载作用下如图 3-8 所示，计算结果如表 3-13 所示。

公路—II 级产生的支点剪力效应计算表（单位：kN）

表 3-13

梁号	$1 + \mu$	$\sum \eta_{\lambda} y_i p_i$	剪力效应 ($1 + \mu$) $\sum \eta_{\lambda} y_i p_i$
1	1.2499	$214.2 \times 1.0 \times 0.438 + 7.875 (19.5/2 \times 0.505 - 0.75 \times 19.5/4 \times 0.066 \times 0.5 - 0.25 \times 19.5/8 \times 0.066 \times 2/3) = 131.34$	164.18
2		$214.2 \times 1.0 \times 0.5 + 7.875 (19.5/2 \times 0.455 + 0.75 \times 19.5/4 \times 0.045 \times 0.5) + 0.25 \times 19.5/8 \times 0.045 \times 2/3 = 142.82$	178.53
3		$214.2 \times 1.0 \times 0.438 + 7.875 (19.5/2 \times 0.409 + 0.75 \times 19.5/4 \times 0.185 \times 0.5) + 0.25 \times 19.5/8 \times 0.185 \times 2/3 = 161.96$	202.36

人群荷载作用如图 3-9，计算结果如表 3-14 所示。

③ 剪力效应基本组合（见表 3-15）。

由表 3-15 可知：剪力效应以 3 号梁（最大）控制设计。

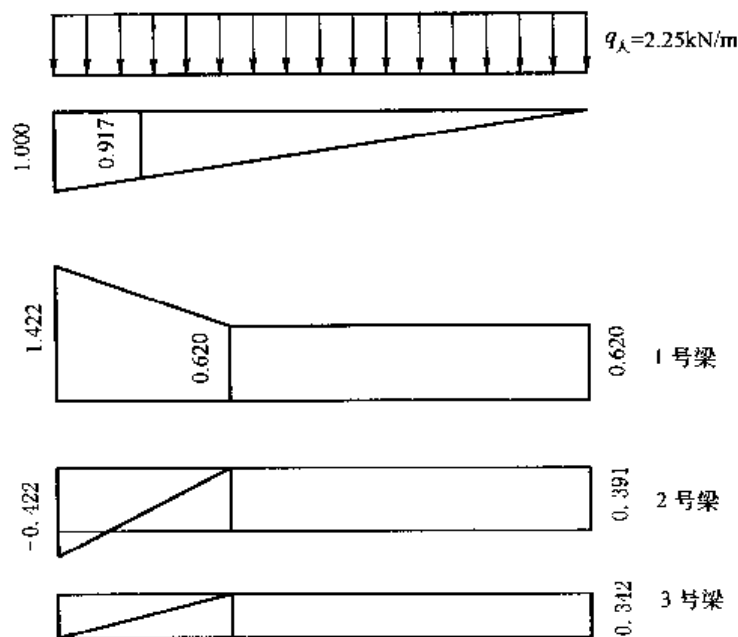


图 3-9

可变作用产生的支点剪力计算表 (单位: kN)

表 3-14

梁号	1	2	3
公式	$V_{0k} = \eta_k \omega_k q_k + P \quad P = \frac{l}{8} (\eta'_k - \eta_k) q_k \times 0.917$		
计算值	$\frac{1}{2} \times 19.5 \times 0.620 \times 2.25 + \frac{1}{8} \times 19.5 (1.422 - 0.620) \times 2.25 \times 0.917 = 17.63$	$\frac{1}{2} \times 19.5 \times 0.391 \times 2.25 + \frac{1}{8} \times 19.5 (-0.422 - 0.391) \times 2.25 \times 0.917 = 4.49$	$\frac{1}{2} \times 19.5 \times 0.342 \times 2.25 + \frac{1}{8} \times 19.5 (0 - 0.342) \times 2.25 \times 0.917 = 5.78$

剪力效应组合表 (单位: kN)

表 3-15

梁号	剪力效应	永久荷载	人 群	汽 车	$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gi,k} + \gamma_{Q1} S_{Q1,k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qj,k} \right)$
1	V_0	163.51	17.63	164.18	401.00
	$V_{1/2}$	0	3.40	79.56	103.67
2	V_0	166.63	4.49	178.53	409.50
	$V_{1/2}$	0	2.14	71.83	92.66
3	V_0	164.78	5.78	202.36	438.76
	$V_{1/2}$	0	1.88	64.57	83.25

注: γ_0 ——桥梁结构重要性系数, 本例取 $\gamma_0 = 0.9$;

ψ_c ——与其它可变荷载作用效应的组合系数, 本例取 $\psi_c = 0.8$ 。

(三) 持久状况承载能力极限状态截面设计、配筋与验算

1. 配置主筋

由弯矩基本组合表 3-10 可知, 1 号梁 M_d 值最大, 考虑到施工方便, 偏安全地一律按 1

号梁计算弯矩进行配筋。主梁尺寸图如图 3-10。

设钢筋净保护层为 3cm, 钢筋重心至底边距离 $a=10.5\text{cm}$, 则主梁有效高度 $h_0=h-a=130-10.5=119.5\text{ (cm)}$ 。

已知 1 号梁跨中弯矩 $M_d=1915.47\text{kN}\cdot\text{m}$, 按《公预规》5.2.3 公式 (5.2.3-2):

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s)$$

式中: A'_s ——受压区钢筋面积, $A'_s=0$;

f_{cd} ——混凝土轴心抗压设计强度, C30 混凝土, $f_{cd}=13.8\text{MPa}$;

b ——T 形截面腹板厚度, $b=0.18\text{m}$;

b'_f ——T 形截面受压区翼缘板计算宽度, $b'_f=1.58\text{m}$;

γ_0 ——结构重要性系数, 取 0.9。

$$\begin{aligned} 1915.47 &\leq 13.8 \times 10^3 \times \left[0.18x \left(1.195 - \frac{x}{2} \right) + \right. \\ &\quad \left. (1.58 - 0.18) \times 0.11 \times \left(1.195 - \frac{0.11}{2} \right) \right] \\ x^2 - 2.390x + 0.2042 &= 0 \end{aligned}$$

求解得到 $x=0.089\text{m} < 0.11\text{m}$ 。按《公预规》5.2.3 条:

$$f_{sd} A_s = f_{cd} b'_f x$$

$$A_s = \frac{13.8 \times 1.58 \times 0.089}{280} = 6.93 \times 10^{-3} (\text{m}^2)$$

选用 8 ϕ 32 和 2 ϕ 20 钢筋:

$$A_s = 64.34 + 6.28 = 70.62 (\text{cm}^2) > 69.3 (\text{cm}^2)$$

钢筋布置如图 3-10 所示。钢筋重心位置 y' 为:

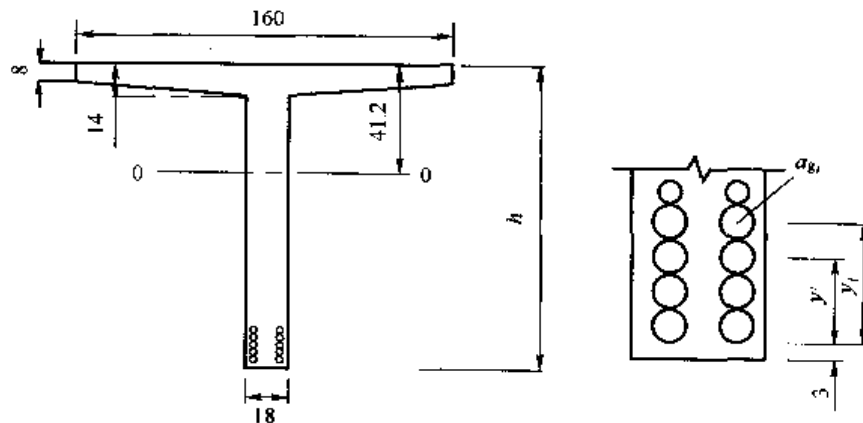


图 3-10 (尺寸单位: cm)

$$\begin{aligned} y' &= \sum a_{si} y_i / \sum a_{si} \\ &= \left[3.142 \left(4 \times 3.45 + \frac{2.2}{2} \right) + 8.043 (3.5 \times 3.452 + 2.5 \times 3.45 + 1.5 \times 3.45 + 0.5 \times 3.45) \right] \\ &\quad \div (3.142 + 4 \times 8.043) \end{aligned}$$

$$= \frac{268.78}{35.31} = 7.63(\text{cm})$$

实际有效高度:

$$h_0 = h - a - y' = 130 - 3 - 7.63 = 119.4(\text{cm})$$

按《公预规》9.1.12 要求, 含筋率 μ 满足规范要求:

$$\mu = A_s / (b' h_0) = 70.62 / (158 \times 119.4) = 0.37\% > 0.20\%$$

2. 持久状况截面承载力极限状态计算

按截面实际配筋值计算受压区高度 x 为:

$$x = f_{sd} A_s / (f_{cd} b' t) = 70.62 \times 280 / (13.8 \times 158) = 9.07(\text{cm})$$

截面抗弯极限状态承载力为:

$$\begin{aligned} M_d &= f_{cd} b' t x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\ &= 13.8 \times 10^3 \times 1.58 \times 0.091 \left(1.194 - \frac{0.091}{2} \right) \\ &= 2278.81(\text{kN} \cdot \text{m}) > 1915.47(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

满足规范要求。

3. 根据斜截面抗剪承载力进行斜筋配置

由表 3-15 可知, 支点剪力效应以 3 号梁为最大, 为偏安全设计, 一律用 3 号梁数值。跨中剪力效应以 1 号梁最大, 一律以 1 号梁为准。

$$V_{d0} = 438.76\text{kN}$$

$$V_{d\frac{l}{2}} = 103.67\text{kN}$$

假定有 2 ϕ 32 通过支点。按《公预规》9.3.10 条的构造要求:

$$a = \frac{1}{2} \times 3.45 + 3 = 4.73(\text{cm})$$

$$h_0 = h - a = 130 - 4.73 = 125.27(\text{cm})$$

根据《公预规》5.2.9 条规定, 构造要求需满足:

$$\begin{aligned} \gamma_0 V_d &\leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \\ 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 &= 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{30} \times 180 \times 1252.7 \\ &= 629.87(\text{kN}) > 438.76(\text{kN}) \end{aligned}$$

按《公预规》5.2.10 条规定:

$$\begin{aligned} 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 &= 0.50 \times 10^{-3} \times 1.39 \times 180 \times 1252.7 \\ &= 156.7(\text{kN}) < 438.76(\text{kN}) \end{aligned}$$

介乎两者之间应进行持久状况斜截面抗剪极限状态承载力验算。

(1) 斜截面配筋的计算图式。按《公预规》5.2.6 条与 5.2.11 条规定:

①最大剪力取用距支座中心 $\frac{h}{2}$ (梁高一半) 处截面的数值, 其中混凝土与箍筋共同承担不小于 60%, 弯起钢筋 (按 45% 弯起) 承担不大于 40%;

②计算第一排 (从支座向跨中计算) 弯起钢筋时, 取用距支座中心 $\frac{h}{2}$ 处由弯起钢筋承担的那部分剪力值;

③计算以后每一排弯起钢筋时, 取用前一排弯起钢筋点处由弯起钢筋承担的那部分剪力值。

弯起钢筋配置计算图式如图 3-11 所示。

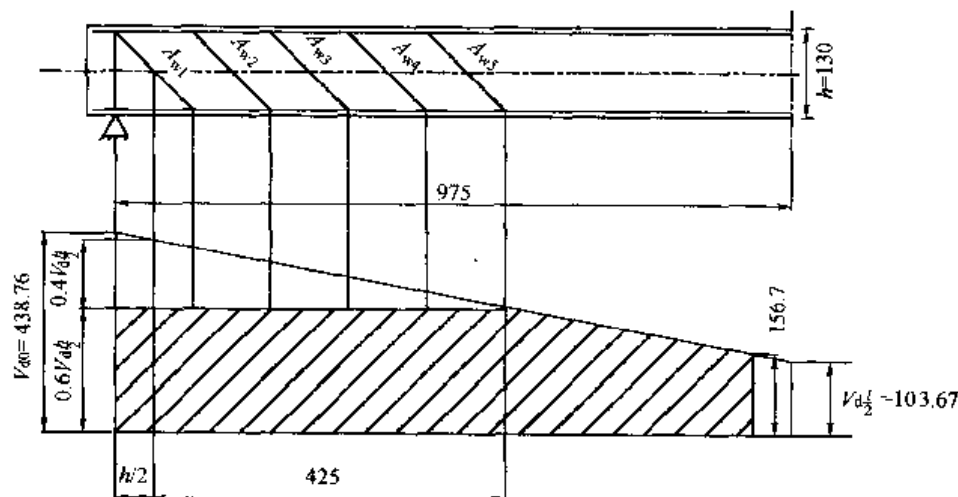


图 3-11 (尺寸单位: cm)

由内插可得: 距梁高 $h/2$ 处的剪力效应 $V_{d\frac{h}{2}}$ 为: $V_{d\frac{h}{2}} = 416.42\text{kN}$, 其中:

$$V_{dhk} = 0.6V_{d\frac{h}{2}} = 0.6 \times 416.42 = 249.85(\text{kN})$$

$$V_{ds} = 0.4V_{d\frac{h}{2}} = 0.4 \times 416.42 = 166.57(\text{kN})$$

相应各排弯起钢筋位置与承担的剪力值见表 3-16。

相应各排弯起钢筋位置与承担的剪力值

表 3-16

斜 筋 排 次	弯起点距支座 中心距离 (m)	承担的剪力值 V_{sb} (kN)	斜 筋 排 次	弯起点距支座 中心距离 (m)	承担的剪力值 V_{sb} (kN)
1	1.2	145.01	3	3.4	58.79
2	2.3	101.90	4	4.5	15.68

(2) 各排弯起钢筋的计算, 按《公预规》5.2.7 条规定, 与斜截面相交的弯起钢筋的抗剪承载能力 (kN) 按下式计算:

$$\gamma_0 V_{sb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{sd} A_{sb} \sin \theta_s$$

式中: f_{sd} ——弯起钢筋的抗拉设计强度 (MPa);

A_{sb} ——在一个弯起钢筋平面内的弯起钢筋的总面积 (mm^2);

θ_s ——弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角。

已知本示例用： $f_{sd}=280\text{MPa}$ ， $\theta_s=45^\circ$ ，故相应于各排钢筋弯起钢筋的面积按下式计算：

$$A_{sb} = \frac{\gamma_0 V_{sb}}{0.75 \times 10^{-3} f_{sb} \sin \theta_s}$$

式中： $0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sin \theta_s = 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 0.707 = 0.14857$ 。

则每排弯起钢筋的面积为：

$$A_{sb1} = 166.57 / 0.1485 = 1122(\text{mm}^2)$$

$$\text{弯起 } 2 \Phi 32; A'_{sb1} = 1608.6\text{mm}^2 > A_{sb1}$$

$$A_{sb2} = 145.01 / 0.1485 = 977(\text{mm}^2)$$

$$\text{弯起 } 2 \Phi 32; A'_{sb2} = 1608.6\text{mm}^2 > A_{sb2}$$

$$A_{sb3} = 101.90 / 0.1485 = 686(\text{mm}^2)$$

$$\text{弯起 } 2 \Phi 32; A'_{sb3} = 1608.6\text{mm}^2 > A_{sb3}$$

$$A_{sb4} = 58.79 / 0.1485 = 396(\text{mm}^2)$$

$$\text{弯起 } 2 \Phi 20; A'_{sb4} = 628\text{mm}^2 > A_{sb4}$$

$$A_{sb5} = 15.68 / 0.1485 = 106(\text{mm}^2)$$

$$\text{弯起 } 2 \Phi 16; A'_{sb5} = 402\text{mm}^2 > A_{sb5}$$

在近跨中处，增设 $2 \Phi 16$ 辅助斜筋， $A'_{sb5}=402\text{mm}^2$ 。按《公预规》5.2.11 条规定，弯起钢筋的弯起点，应设在按抗弯强度计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $h_0/2$ 外，本示例满足要求。

(3) 主筋弯起后持久状况承载能力极限状态正截面承载能力校核：计算每一弯起截面的抵抗弯矩时，由于钢筋根数不同，其钢筋的重心亦应不同，则有效高度 h_0 大小不同。此处系估算，可用同一数值，其影响不会很大。

$2 \Phi 32$ 钢筋的抵抗弯矩 M_1 为：

$$\begin{aligned} M_1 &= 2 f_s A_{s1} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\ &= 2 \times 280 \times 10^3 \times 8.043 \times 10^{-4} \times \left(1.194 - \frac{0.091}{2} \right) \\ &= 517.29(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$2 \Phi 20$ 钢筋的抵抗弯矩 M_2 为：

$$M_2 = 2 \times 280 \times 10^3 \times 3.14 \times 10^{-4} \times \left(1.194 - \frac{0.091}{2} \right) = 201.95(\text{kN} \cdot \text{m})$$

跨中截面的钢筋抵抗弯矩 ΣM 为：

$$\Sigma M = 280 \times 10^3 \times 70.62 \times 10^{-4} \times \left(1.194 - \frac{0.091}{2} \right) = 2271.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

全梁抗弯承载力校核见图 3-12。

4. 箍筋配置

按《公预规》5.2.11 条规定，箍筋间距的计算公式为：

$$S_v = \frac{\alpha_1^2 \alpha_3^2 \times 0.2 \times 10^{-6} \times (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k} A_{sv} f_{sv} b h_0^2}}{(\gamma_0 V_d)^2}$$

式中： α_1 ——异形弯矩影响系数，取 $\alpha_1=1.0$ ；

α_3 ——受压翼缘的影响系数，取 $\alpha_3=1.1$ ；

V_d ——距支座中心处截面上的计算剪力 (kN)；

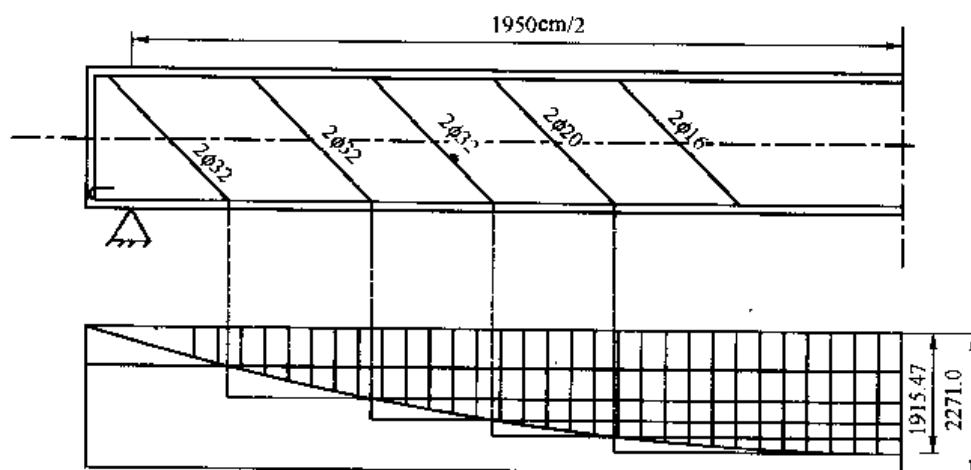


图 3-12

P ——斜截面内纵向受拉主筋的配筋率, $P=100\mu$;

A_{sv} ——同一截面上箍筋的总截面面积 (mm²);

f_{sv} ——箍筋的抗拉设计强度;

ξ ——混凝土和钢筋的剪力分担系数, 取 $\xi=0.6$ 。

选用 $2\phi 8$ 双肢箍筋 (R235, $f_{sv}=195\text{MPa}$), 则面积 $A_{sv}=1.006\text{cm}^2$; 距支座中心 $h_0/2$ 处的主筋为 $2\phi 32$, $A_g=16.086\text{cm}^2$; $h_0=130-3-\frac{d}{2}=130-3-\frac{3.45}{2}=125.28$ (cm); $\mu=\frac{A_g}{bh_0}=\frac{16.086}{18\times 125.28}=7.13\times 10^{-3}$; $P=100\mu=0.713$, 计算剪力 $V_d=438.76\text{kN}$ 。代入上式, 可得:

$$S_v = \frac{1.0^2 \times 1.1^2 \times 0.2 \times 10^{-6} \times (2 + 0.6 \times 0.713) \sqrt{30} \times 100.6 \times 195 \times 180 \times 1252.8^2}{(0.6 \times 1.0 \times 438.76)^2} = 257(\text{mm})$$

选用 $S_v=200\text{mm}$ 。

根据《公预规》9.3.13 条规定, 在支座中心向跨径方向长度不小于 1 倍梁高范围内, 箍筋间距不宜大于 100mm 。

综上所述, 全梁箍筋的配置为 $2\phi 8$ 双肢箍筋; 由支点至距支座中心 2.3m 处, S_v 为 10cm , 其余地方箍筋间距为 20cm 。

则配箍率 $\rho_{sv}=A_{sv}/(S_v b)$ 分别为:

当 $S_v=10\text{cm}$ 时:

$$\rho_{sv} = A_{sv}/(S_v b) = \frac{1.006}{18 \times 10} = 0.0056$$

当 $S_v=20\text{cm}$ 时:

$$\rho_{sv} = A_{sv}/(S_v b) = \frac{1.006}{18 \times 20} = 0.0028$$

均大于规范规定的最小配箍率: R235 钢筋不小于 0.18% 的要求。

5. 斜截面抗剪承载力验算

按《公预规》5.2.6 条规定, 斜截面抗剪强度验算位置为:

- (1) 距支座中心 $h/2$ (梁高一半) 处截面;
- (2) 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面;
- (3) 锚于受拉区的纵向主筋开始不受力处的截面;
- (4) 箍筋数量或间距有改变处的截面;
- (5) 受弯构件腹板宽度改变处的截面。

据此, 本示例斜截面抗剪强度的验算截面如图 3-13 所示。即有:

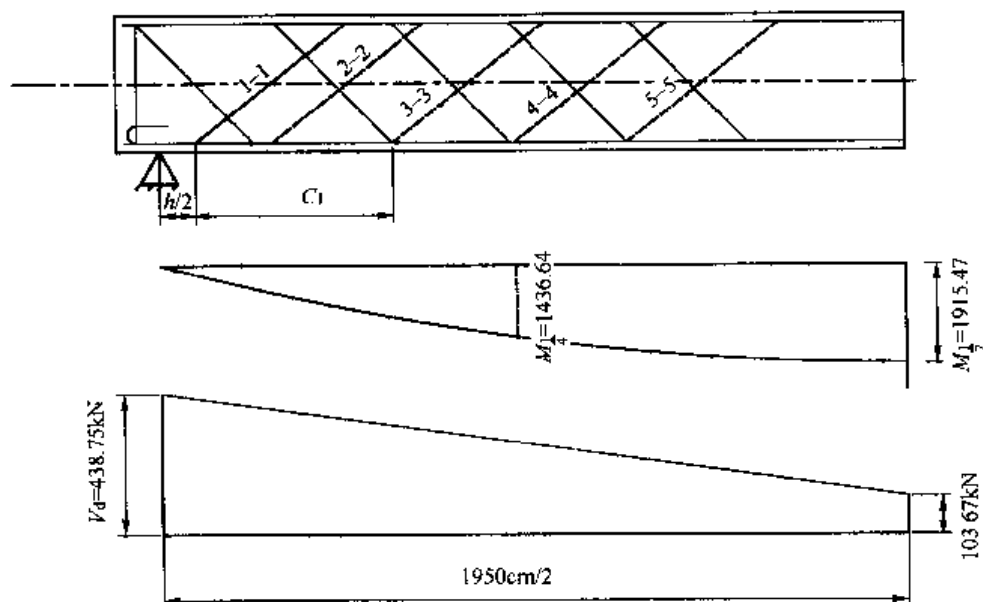


图 3-13

- (1) 距支座 $h/2$ 处截面 1-1, 相应的 $V_d=416.42\text{kN}$, $M_d=246.7\text{kN}\cdot\text{m}$;
- (2) 距支座中心 1.2m 处截面 2-2 (弯起钢筋弯起点), 相应的 $V_d=394.86\text{kN}$, $M_d=442.3\text{kN}\cdot\text{m}$;
- (3) 距支座中心 2.3m 处截面 3-3 (弯起点及箍筋间距变化处), 相应的 $V_d=351.75\text{kN}$, $M_d=796.8\text{kN}\cdot\text{m}$;
- (4) 距支座中心 3.4m 处截面 4-4 (弯起点), 相应的 $V_d=308.64\text{kN}$, $M_d=1102.5\text{kN}\cdot\text{m}$;
- (5) 距支座中心 4.5m 处截面 5-5 (弯起点及箍筋间距变化处), 相应的 $V_d=265.53\text{kN}$, $M_d=1359.7\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

应注意的是: 此时的 V_d , M_d 为计算的通过斜截面顶端正截面内的最大剪力 (kN) 和相应于上述最大剪力时的弯矩。最大剪力在计算出 C 值后, 可内插求得; 相应的弯矩可从按比例绘制的弯矩图上量取。

按《公预规》5.2.7 条规定: 受弯构件配有箍筋和弯起钢筋时, 其斜截面抗剪强度验算公式为:

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{sb}$$

$$V_{sb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s$$

$$V_{cs} = \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P)} \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}$$

式中: V_{cs} ——斜截面内混凝土与箍筋共同的抗剪能力 (kN);

ρ_{sv} ——箍筋的配筋率, $\rho_{sv} = A_{sv} / (S_v b)$;

V_{sb} ——与斜截面相交的普通弯起钢筋的抗剪能力 (kN);

A_{sb} ——斜截面内在同一弯起平面的普通弯起钢筋的截面面积 (mm^2)。

斜截面水平投影长度 C 按下式计算:

$$C = 0.6mh_0$$

式中: m ——斜截面受压端正截面处的剪跨比, $m = \frac{M}{Vh_0}$, 当 $m > 3$ 时, 取 $m = 3$ 。

为了简化计算可近似取 C 值为: $C \approx h_0$ (h_0 可用平均值), 即:

$$C = (125.28 + 119.40) \times \frac{1}{2} = 122.34(\text{cm})$$

由 C 值可内插求得各个斜截面顶端处的最大剪力和相应的弯矩。按《公预规》取 $\alpha_1 = 1.0$, $\alpha_3 = 1.1$ 。

斜截面 1-1:

截割一组弯起钢筋, 则纵向钢筋的含筋率 $P = 100\rho = 100 \times \frac{16.086}{18 \times 122.34} = 0.73$; $\rho_{sv} = 0.0056$ 。

$$\begin{aligned} V_{cs1} &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1223.4 \times \sqrt{(2 + 0.73 \times 0.6) \sqrt{30} \times 0.0056 \times 195} \\ &= 416.25(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$V_{sb1} = 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 1608.6 \times 0.707 = 238.83(\text{kN})$$

$$V_{cs1} + V_{sb1} = 416.25 + 238.83 = 655.08(\text{kN}) > 416.42(\text{kN})$$

斜截面 2-2:

截割一组弯起钢筋, $P = 100 \times \frac{16.086}{18 \times 122.34} = 0.73$; $\rho_{sv} = 0.0028$ 。

$$\begin{aligned} V_{cs2} &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1223.4 \times \sqrt{(2 + 0.73 \times 0.6) \sqrt{30} \times 0.0028 \times 195} \\ &= 294.33(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$V_{sb2} = 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 1608.6 \times 0.707 = 238.83(\text{kN})$$

$$V_{cs2} + V_{sb2} = 294.33 + 238.83 = 533.16(\text{kN}) > 394.86(\text{kN})$$

斜截面 3-3:

截割两组弯起钢筋, $P = 100 \times \frac{32.172}{18 \times 122.34} = 1.46$, $\rho_{sv} = 0.0028$ 。

$$\begin{aligned} V_{cs3} &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1223.4 \times \sqrt{(2 + 1.46 \times 0.6) \sqrt{30} \times 0.0028 \times 195} \\ &= 319.71(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$V_{sb3} = 238.83(\text{kN})$$

$$V_{cs3} + V_{sb3} = 319.71 + 238.83 = 558.54(\text{kN}) > 351.75(\text{kN})$$

斜截面 4-4:

$P = 100 \times \frac{10.30}{18 \times 122.34} = 0.47$; $\rho_{sv} = 0.0028$ 。

$$\begin{aligned} V_{cs4} &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1223.4 \times \sqrt{(2 + 0.47 \times 0.6) \sqrt{30} \times 0.0028 \times 195} \\ &= 284.76(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$V_{sb4} = 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 628 \times 0.707 = 93.24(\text{kN})$$

$$V_{cs4} + V_{sb4} = 284.76 + 93.24 = 378.0 \text{ (kN)} > 308.64 \text{ (kN)}$$

$$\text{斜截面 5-5: } P = 100 \frac{4.02}{18 \times 122.34} = 0.18, \rho_{sv} = 0.0028;$$

$$V_{cs5} = 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1223.4 \times \sqrt{(2 + 0.18 \times 0.6) \sqrt{30} \times 0.0028 \times 195} \\ = 273.69 \text{ (kN)}$$

$$V_{sb5} = 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 402 \times 0.707 = 59.69 \text{ (kN)}$$

$$V_{sv5} + V_{sb5} = 273.69 + 59.69 = 333.38 \text{ (kN)} > 265.53 \text{ (kN)}$$

6. 持久状况斜截面抗弯极限承载能力状态验算

钢筋混凝土梁斜截面抗弯承载能力不足而破坏的原因，主要是由于受拉区纵向钢筋锚固不好或弯起钢筋位置不当而造成。根据设计经验，如果纵向受拉钢筋与弯起钢筋在构造上注意按规范构造要求配置，斜截面抗弯承载能力可以得到保证而不必进行验算。作为示例，现验算一个斜截面。

验算斜截面抗弯承载能力的位置，按《公预规》5.2.12 条规定选取。其最不利的斜截面水平投影长度按下式通过试算确定：

$$\gamma_0 V_d = \sum f_{sd} A_{sd} \sin \theta_s + \sum f_{sv} A_{sv}$$

式中： V_d ——按荷载计算通过斜截面受压端的正截面内相应于最大弯矩组合设计时的剪力组合设计值。

一组（二根）弯起钢筋可承受的剪力：

$$\Phi 32 \text{ 时: } f_{sd} A_{sd} \sin \alpha = 280 \times 16.086 \times 0.707 \times 10^{-1} = 318.44 \text{ (kN)};$$

$$\Phi 20 \text{ 时: } f_{sd} A_{sd} \sin \alpha = 280 \times 6.28 \times 0.707 \times 10^{-1} = 124.32 \text{ (kN)}。$$

一组（双肢）箍筋可承受的剪力：

$$f_{sv} A_{sv} = 195 \times 1.006 \times 10^{-1} = 19.62 \text{ (kN)}$$

验算距支座中心 $h/2$ 处斜截面：箍筋间距为 10cm，若斜截面通过 6 根箍筋、1 组斜筋时（约距支座中心 1.2m）：

$$\gamma_0 V_d = 6 \times 19.62 + 318.44 = 434.16 \text{ (kN)} > 416.42 \text{ (kN)}$$

如图 3-14 所示最不利的斜截面在 1.20~1.25m 间，此处最大计算弯矩： $M_d = 442.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。则：

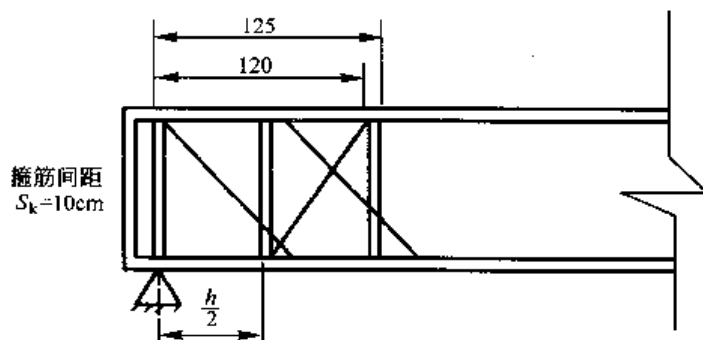


图 3-14 (尺寸单位: cm)

$$x = (f_{sd} A_w \sin \alpha + f_{sd} A_s) / (f_{cd} b' \epsilon) \\ = (280 \times 16.086 \times 0.707 + 280 \\ \times 16.086) / (13.8 \times 160) \\ = 3.482 \text{ (cm)}$$

按《公预规》5.2.12条规定,斜截面抗弯承载力应按下式进行验算:

$$\begin{aligned} \gamma_0 M_d &\leq f_{sd} A_s Z_s + \sum f_{sd} A_{sb} Z_{sb} + \sum f_{sv} A_{sv} Z_{sv} \\ &\leq [280 \times 10^3 \times 16.806 \times 10^{-4} \times 1.235 + 280 \times 10^3 \times 16.086 \times 10^{-4} \times 0.85 + 195 \times \\ &\quad 10^3 \times 1.01 \times 10^{-4} \times (0.05 + 0.15 + 0.25 + 0.35 + 0.45 + 0.55)] \\ &\leq (580.28 + 382.85 + 35.45) \\ &= 998.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)} > 442.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

式中: Z_s ——纵向受拉钢筋合力点至受压区中心点的距离, 本例 $Z_s = h_0 - \frac{x}{2} = 125.28 -$

$$\frac{3.482}{2} = 123.54 \text{ (cm)} = 1.235 \text{ (m)};$$

Z_{sb} ——与斜截面相交的同一弯起平面内弯起钢筋合力点至受压区中心点的距离, 本例 $Z_{sb} = 0.707 \times 1.2 = 0.85 \text{ (m)};$

Z_{sv} ——与斜截面相交的同一平面内箍筋合力点至斜截面受压端的水平距离, 本例截取 6 根箍筋。

斜截面抗弯承载能力满足设计要求。

(四) 持久状况正常使用极限状态下裂缝宽度验算

按《公预规》6.4.3条的规定, 最大裂缝宽度按下式计算:

$$W_{fk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\rho} \right) \text{ (mm)}$$

式中: C_1 ——考虑钢筋表面形状的系数, 取 $C_1 = 1.0$;

C_2 ——考虑荷载作用的系数, 长期荷载作用时, $C_2 = 1 + 0.5 \times \frac{N_l}{N_s}$, 其中 N_l 为长期荷载效应组合下的内力, N_s 为短期效应组合计算的内力;

C_3 ——与构件形式有关的系数, $C_3 = 1.0$;

d ——纵向受拉钢筋 A_s 的直径, 取 $d = 32\text{mm}$;

ρ ——含筋率 $\rho = A_s / [bh_0 + (b_1 - b) h_i]$, 代入后

$$\rho = 70.62 / [18 \times 119.4 + (160 - 18) \times 11] = 0.019$$

σ_{ss} ——受拉钢筋在使用荷载作用下的应力, 按《公预规》6.4.4条公式计算:

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87 A_s h_0}$$

取 1 号梁的弯矩效应相组合:

短期效应组合:

$$\begin{aligned} M_s &= \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk} = M_G + 0.7M_a + 1.0M_p \\ &= 797.08 + 0.7 \times 783.96 + 66.3 = 1412.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

长期效应组合:

$$\begin{aligned} M_l &= \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} = M_G + 0.4M_a + 0.4M_p \\ &= 797.08 + 0.4 \times 783.96 + 0.4 \times 66.3 = 1137.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

选短期组合时, 钢筋应力:

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87 A_s h_0} = \frac{1412.15}{0.87 \times 70.62 \times 10^{-4} \times 1.194} \\ = 19.25 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$C_1 = 1 + \frac{0.5 N_l}{N_s} = 1 + \frac{0.5 \times 1137.18}{1412.15} = 1.403$$

E_s ——钢筋的弹性模量，HRB335 钢筋， $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ ，代入后可得到：

$$W_{fk} = 1.0 \times 1.403 \times 1.0 \times \frac{19.25 \times 10^4}{2.0 \times 10^8} \times \left(\frac{3032}{0.28 + 10 \times 0.019} \right) = 0.178 \text{ (mm)} < 0.2 \text{ (mm)}$$

满足《公预规》6.4.2 条“在一般正常大气条件下，钢筋钢筋混凝土受弯构件不超过最大裂缝宽度的要求”。但是，还应满足《公预规》9.3.8 条规定，在梁腹高的两侧设置直径为 $\phi 6 \sim \phi 8$ 的纵向防裂钢筋，以防止产生裂缝。若用 $6\phi 8$ ，则

$A'_s = 3.018 \text{ cm}^2$ ， $\mu' = A'_s / (bh) = 3.018 / (18 \times 130) = 0.0013$ ，介乎 $0.0012 \sim 0.002$ 之间，可行。

(五) 持久状况正常使用极限状态下挠度验算

按《公预规》6.5.1 条和 6.5.2 条规定：

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 \right] \frac{B_0}{B_g}}$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0$$

$$\gamma = 2S_0 / W_0$$

$$f_{tk} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ MPa}$$

式中： S_0 ——全截面（不考虑开裂）换算截面重心轴以上部分对重心轴的面积矩。

x ——换算截面中性轴距 T 梁顶面的距离。 x 按下式求解：

$$\frac{1}{2} b_1 x^2 - \frac{1}{2} (b_1 - b) (x - t)^2 - n A_s (h_0 - x) = 0$$

代入后：

$$\frac{1}{2} \times 160 \times x^2 - \frac{1}{2} (160 - 18) (x - 11)^2 - 6.667 \times 70.62 \times (119.4 - x) = 0$$

化简：

$$x^2 + 225.87x - 7200.77 = 0$$

解方程得：

$$x \approx 28.32 \text{ cm} = 283.2 \text{ mm}$$

$$S_0 = 1600 \times 110 \times (283.2 - 110/2) + (283.2 - 110) \times 180 \times \frac{283.2 - 110}{2}$$

$$= 4.0163 \times 10^7 + 2.6998 \times 10^6 = 4.286 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$$

全截面对重心轴的惯性矩：

$$I_0 = 6.6275 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \text{ (见前)}$$

全截面抗裂边缘弹性抵抗矩：

$$W_0 = I_0 / (h_0 - x_0) = 6.6275 \times 10^{10} / (1194 - 283.3) = 7.28 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\gamma = 2S_0/W_0 = \frac{2 \times 4.286 \times 10^7}{7.28 \times 10^7} = 1.178$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0 = 1.178 \times 2.01 \times 7.28 \times 10^7 = 1.724 \times 10^8 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

I_{cr} 为开裂截面的惯性矩, 按下式计算:

$$I_{cr} = nA_s (h_0 - x)^2 + \frac{1}{3} b_1 x^3 - \frac{1}{3} (b_1 - b) (x - t)^3$$

代入后:

$$I_{cr} = 6.667 \times 7062 \times (1194 - 283.2)^2 + \frac{1600}{3} \times 283.2^3 - \frac{1}{3} \times (1600 - 180) \times (283.2 - 110)^3 \\ = 4.8712 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$B_{cr} = E_c I_{cr} = 3.0 \times 10^4 \times 4.8712 \times 10^{10} = 1.461 \times 10^{15}$$

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 = 0.95 \times 3.0 \times 10^4 \times 6.6275 \times 10^{10} = 1.889 \times 10^{15}$$

$$M_s = 1412.15 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1.412 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_0}{B_{cr}}} = \frac{1.889 \times 10^{15}}{\left(\frac{1.724 \times 10^8}{1.412 \times 10^9}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{1.724 \times 10^8}{1.412 \times 10^9}\right)^2\right] \times \frac{1.889 \times 10^{15}}{1.461 \times 10^{15}}} \\ = 1.483 \times 10^{15} \text{ (N} \cdot \text{mm}^2\text{)}$$

根据上述的计算结果, 结构的自重弯矩为 $797.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。公路 II 级可变荷载 $q_k = 7.875 \text{ kN/m}$; $P_k = 178.5 \text{ kN}$, 跨中横向分布系数为 $\eta = 0.504$; 人群荷载 $q_k = 2.25 \text{ kN/m}$, 跨中横向分布系数为 $\eta = 0.441$ 。

永久作用:

$$f_s = \frac{5M_G l_0^2}{48B} = \frac{5 \times 797.08 \times 10^6 \times 19500^2}{48 \times 1.483 \times 10^{15}} = 21.30 \text{ (mm)}$$

可变作用 (汽车):

$$f_s = \phi_1 \eta \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_k l_0^4}{B} + \frac{P_k l_0^3}{48B} \right) \\ = 0.7 \times 0.504 \left(\frac{5}{384} \times \frac{7.875 \times 10^3 \times 19.5^4 \times 10^9}{1.483 \times 10^{15}} + \frac{178.5 \times 10^3 \times 19.5^3 \times 10^9}{48 \times 1.483 \times 10^{15}} \right) = 10.090 \text{ (mm)}$$

可变作用 (人群):

$$f_s = \phi_1 \eta \frac{5}{384} \times \frac{q_k l_0^4}{B} = 1.259 \text{ mm}$$

式中: ϕ_1 ——作用短期效应组合的频遇值系数, 对汽车 $\phi_1 = 0.7$, 对人群 $\phi_1 = 1.0$ 。

根据《公预规》6.5.3 条规定, 当采用 C40 以下混凝土时, 挠度长期增长系数 $\eta_0 = 1.60$, 施工中可通过预拱度消除永久作用挠度, 则:

$$f_{\max} = 1.60 \times (10.09 + 1.259) = 18.16 \text{ (mm)} \approx 18.2 \text{ (mm)} < l_0/600 = 32.5 \text{ mm}, \text{ 符合规范的要求。}$$

三、横梁的计算

(一) 横梁弯矩计算 (用 G-M 法)

对于具有多根内横梁的桥梁, 由于主梁跨中处的横梁受力最大, 横梁跨中截面受力最不

利，故通常只要计算跨中横梁的内力，其它横梁可偏安全地仿此设计。

从主梁计算已知 $\theta=0.324$ 和 $\sqrt{a}=0.161$ ，当 $f=0$ 时，查 G-M 法用表并内插计算，列入表 3-17 内。荷载位置从 0 到 $-b$ 间的各项数值均与 0 到 b 间数值对称，故未列入表内。

表 3-17

系数项 \ 荷载位置	b	$\frac{3}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{1}{4}b$	0
μ_0	-0.240	-0.120	-0.001	0.120	0.244
μ_1	-0.098	-0.040	0.028	0.110	0.217
$\mu_0 - \mu_1$	0.142	0.080	0.029	-0.010	0.027
$(\mu_0 - \mu_1) \sqrt{a}$	0.024	0.013	0.005	-0.002	-0.004
$\mu_a = \mu_0 + (\mu_0 - \mu_1) \sqrt{a}$	-0.216	-0.107	0.004	0.118	0.240

绘制横梁跨中截面的弯矩影响线，加载求 $\Sigma \mu_a$ (见图 3-15)。

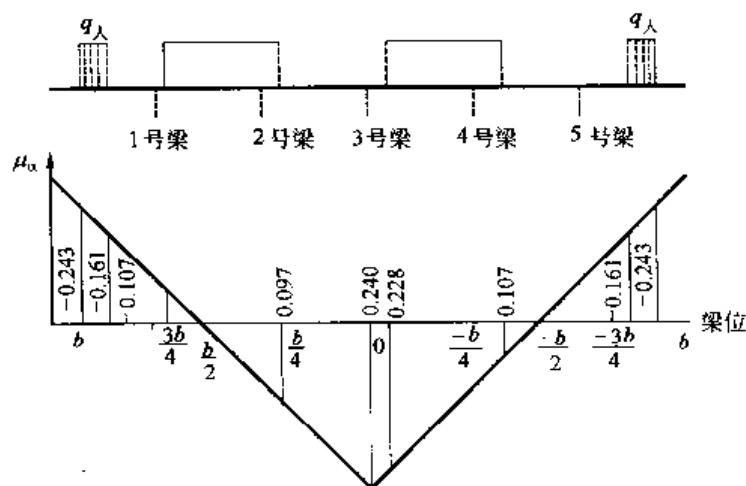


图 3-15

$$\Sigma \mu_{\kappa} = (-0.107 + 0.097) \times 2 = -0.020$$

$$\Sigma \mu_{\kappa} = -0.107 + 0.097 + 0.228 + 0.017 = 0.235$$

$$\Sigma \mu_{\lambda} = -0.243 + (-0.161) = -0.404$$

集中荷载换算成正弦荷载的峰值计算，可采用下式：

$$p = \frac{2}{l} \sum p_i \sin \frac{\pi x_i}{l}$$

式中： p ——正弦荷载的峰值；

l ——主梁计算跨径；

p_i ——集中荷载的数值；

x_i ——集中荷载 p_i 离支点的距离。

公路—II 级车辆荷载如图 3-16 所示。

$$\begin{aligned} p_{\kappa} &= \frac{2}{19.5} \left(120 \times \sin \frac{1.35}{19.5} \pi + 120 \times \sin \frac{2.75}{19.5} \pi + 140 \times \sin \frac{9.75}{19.5} \pi + 140 \times \sin \frac{8.35}{19.5} \pi \right) \\ &= 36.286 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

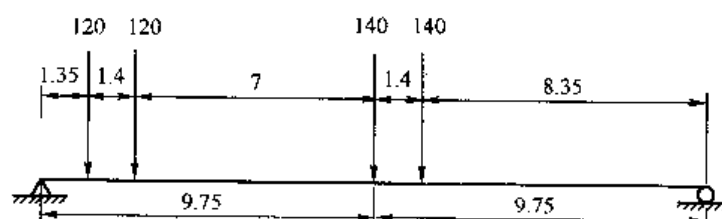


图 3-16 (尺寸单位: m)

$$\begin{aligned}
 p_A &= \frac{2q_A}{l} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{2q_A}{l} \left[\frac{l}{\pi} \cos \frac{\pi x}{l} \right]_0^l \\
 &= \frac{2q_A}{l} \left(\frac{-2l}{\pi} \right) = -\frac{4q_A}{\pi} \\
 &= \frac{-4 \times 2.25}{\pi} = -2.865 (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

横梁跨径为 6.4m, 冲击系数 $1+\mu=1.2499$, 可变荷载弯矩效应值为:

$$M_{\text{K}} = (1+\mu) p_{\text{K}} b b_1 \frac{\sum \mu_{\text{K}}}{2}$$

$$M_{\text{K}(+)} = 1.2499 \times 36.286 \times 4 \times 4.85 \times \frac{0.235}{2} = 103.39 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{\text{K}(-)} = 1.2499 \times 36.286 \times 4 \times 4.85 \times \frac{-0.020}{2} = -8.8 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_A = p_A b b_1 \sum \mu_A = 2.865 \times 4 \times 4.85 \times -0.404 = -22.45 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

荷载组合: 因为横梁弯矩影响线的正负面积很接近, 并且系预制架设, 恒载的绝大部分不产生内力, 故组合时不计入恒载内力。

按《桥规》4.1.6条, 荷载安全系数的采用如下:

$$M_{\text{K}(-)} = 1.4 M_{\text{K}} = 1.4 \times 103.39 = 144.75 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

负弯矩组合:

$$1.4 (M_A + M_{\text{K}(-)}) = 1.4 \times (22.45 + 8.8) = 43.75 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

故横梁内力:

正弯矩由汽车荷载控制: $\sum M_+ = 144.75 \text{kN} \cdot \text{m}$;

负弯矩由人群荷载控制: $\sum M_- = 43.75 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。

(二) 横梁截面配筋与验算

1. 正弯矩配筋

把铺装层折算 3cm 计入截面, 则横梁翼板有效宽度为 (图 3-17):

1/3 跨径:

$$640/3 = 213 (\text{cm})$$

$$b + 12h_a = 15 + 12 \times 14 = 183 (\text{cm})$$

按规范要求取小者, 即 $b' = 183 \text{cm}$, 暂取 $a = 8 \text{cm}$, 则

$$h_0 = 103 - 8 = 95 (\text{cm})$$

按《公预规》5.2.2条规定:

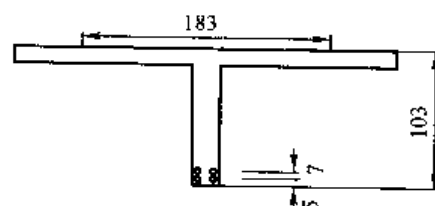


图 3-17 (尺寸单位: cm)

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$144.75 \leq 13.8 \times 1.83 \times x \left(0.95 - \frac{x}{2} \right) \times 10^3$$

$$0.5x^2 - 0.95x + 0.0057 = 0$$

解方程, 得到:

$$x = 0.011\text{m} = 1.11\text{cm}$$

由公式 $f_{sd} A_s = f_{cd} b'_{f1} h'_{f1}$, 得:

$$\begin{aligned} A_s &= 13.8 \times 1.83 \times 0.0111 / 280 \\ &= 1.00 \times 10^{-3} \text{ (m}^2\text{)} \\ &= 10.00 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

选用 4 $\Phi 20$, $A_s = 12.56\text{cm}^2$ 。

此时:

$$a = 5 + 3.5 = 8.5 \text{ (cm)}, h_0 = 103 - 8.5 = 94.5 \text{ (cm)}$$

$$x = 280 \times 12.56 / 13.8 \times 183 = 1.39 \text{ (cm)}$$

$\xi h_0 = 0.55 \times 94.5 = 51.98 \text{ (cm)} > x$, 满足要求。

验算截面抗弯承载力:

$$\begin{aligned} \gamma_0 M_d &= f_{cd} b'_{f1} x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\ &= 13.8 \times 10^3 \times 1.83 \times 0.0139 \times \left(0.945 - \frac{0.0139}{2} \right) \\ &= 329.3 \text{ (kN} \cdot \text{m)} > M_j = 144.5 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

2. 负弯矩配筋 (图 3-18)

取 $a = 3\text{cm}$, $h_0 = 100 - 3 = 97 \text{ (cm)}$ 。

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$43.75 = 13.8 \times 10^3 \times 0.15 x \left(0.97 - \frac{1}{2} x \right)$$

$$0.5x^2 - 0.97x + 0.057 = 0$$

解方程, 得到:

$$x = 0.022\text{m} = 2.2\text{cm}$$

$$A'_s = 13.8 \times 0.15 \times 0.022 / 280 = 1.63 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)} = 1.63 \text{ (cm}^2\text{)}$$

选用 2 $\Phi 16$, 则 $A_s = 2 \times 2.011 = 4.022 \text{ (cm}^2\text{)}$ 。

此时:

$$x = 280 \times 4.022 / (13.8 \times 15) = 5.44 \text{ (cm)}$$

验算截面抗弯承载力:

$$\begin{aligned} \gamma_0 M_d &= 13.8 \times 10^3 \times 0.15 \times 0.0544 \times \left(0.97 - \frac{0.0544}{2} \right) \\ &= 106.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)} > M_j = 43.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

横梁正截面含筋率:

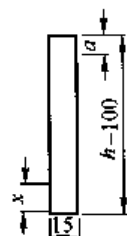


图 3-18 (尺寸单位: cm)

$$\mu_1 = \frac{4.022}{15 \times 97} \times 100\% = 0.276\%$$

$$\mu_2 = \frac{12.56}{183 \times 14 + 15 \times 80.5} \times 100\% = 0.333\%$$

均大于《公预规》9.1.12条规定的受拉钢筋最小配筋百分率0.20%。

(三) 横梁剪力效应计算及配筋设计

计算横梁各主要截面处的剪力影响线坐标, 据此绘制影响图(图3-19), 加载求出 $\sum \eta$ 值。

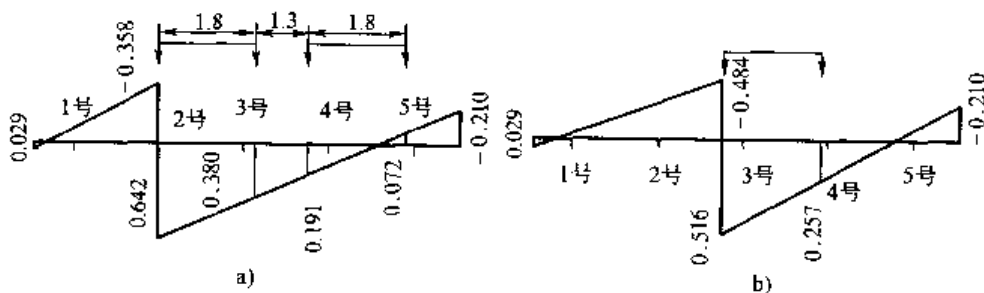


图 3-19 (尺寸单位: m)

经过比较, 2号梁位处截面的 $\sum \eta_{\text{右}}$ 为最大。

2号梁右截面 [图3-19a)]

$$\sum \eta_{\text{右}} = 0.642 + 0.38 + 0.191 - 0.072 = 1.142$$

2~3号梁中间 [图3-19b)]

$$\sum \eta_{\text{中}} = 0.516 + 0.257 = 0.773$$

荷载以轴重计, $\sum \eta_{\text{右}}/2 = 1.142/2 = 0.571$ 。

剪力效应计算:

$$V_{d\max} = p_{\text{右}} b'_i \sum \eta_{\text{右}}/2$$

$$V_{d\max} = 36.286 \times 4.85 \times 0.571 = 100.49 \text{ (kN)}$$

考虑汽车组合系数, 并取提高系数为1.40, 则取用的剪力效应值为:

$$V_{d\max} = 1.4 \times 100.49 = 140.69 \text{ (kN)}$$

按《公预规》5.2.9~5.2.10条抗剪承载力验算要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 = 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{30} \times 150 \times 945 = 395.96 \text{ (kN)}$$

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 = 0.5 \times 10^{-3} \times 1.39 \times 150 \times 945 = 98.52 \text{ (kN)}$$

计算剪力效应 $\gamma_0 V_d = 140.69 \text{ kN}$, 介乎两者之间, 横梁需配置抗剪钢筋。拟全部采用箍筋来承受剪力, 选取箍筋为双肢 $\phi 8$, $A_{sv} = 2 \times 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2$ 。按《公预规》5.2.11条规定, 箍筋间距 S_v 按下列公式计算:

$$\begin{aligned} S_v &= \frac{\alpha_1^2 \alpha_3^2 0.2 \times 10^{-6} (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} A_{sv} f_{sv} b h_0^2}{(\xi \gamma_0 V_d)^2} \\ &= \frac{1.1^2 \times 0.2 \times 10^{-6} \times (2 + 0.6 \times 0.886) \sqrt{30} \times 100.6 \times 195 \times 150 \times 945^2}{140.69^2} \\ &= 445.48 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

式中, $P = 100\mu = 100 \frac{A_s}{bh_0} = \frac{12.56}{15 \times 94.5} \times 100 = 0.886$ 。

故箍筋间距 S_v 为:

取 $s_k = 15\text{cm}$, 则 $\mu_{sv} = A_{sv} / (bs_k) = 1.006 / (15 \times 15) = 0.477\% > \mu_{kmin}$, 满足规范规定的构造要求。

(四) 横梁接头钢板及焊缝计算

1. 主筋与接头钢筋的焊缝长度 C 值计算

采用 16 锰钢板, 板厚 12mm, 焊缝高度可取用 8mm, 双面焊。按规范规定, 贴脚焊缝最小厚度 $\delta = 8\text{mm}$ 。已知 HRB335 钢筋 $[\sigma_s] = 280\text{MPa}$, 取 $[\sigma_{\text{焊}}] = [\tau_{\text{钢板}}] = 120\text{MPa}$, $A_s = 3.14\text{cm}^2$ 。则焊缝长度 C 为:

$$C = \frac{[\sigma_s] A_s}{2 [\sigma_{\text{焊}}] \delta} = \frac{280 \times 3.14}{2 \times 120 \times 0.8} = 4.58 \text{ (cm)}$$

2. 斜拉钢筋面积计算并确定其锚固长度 l 值

横梁接头处剪力假定由上下两个接头平均分摊, 各负担一半, 并计入剪力集中的影响而乘以 1.40 系数。以 2 号梁与 3 号梁之间的横梁接头处的 V_d 为最大。

$$V_{dmax} = p_{\text{FL}} \times b'_i \sum \eta_{\text{FL}} / 2 = 36.86 \times 4.85 \times 1.142 / 2 = 102.08 \text{ (kN)}$$

斜筋所承受的斜拉力 Z :

$$Z = V_{dmax} \times \frac{1}{2} \times 1.40 \times \sqrt{2} = 101.1 \text{ (kN)}$$

$$A_{\text{斜}} = Z / [\sigma_s] = \frac{101.1 \times 10^3}{28000} = 3.607 \text{ (cm}^2\text{)}$$

选用 $\Phi 25$, $A_s = 4.909\text{cm}^2$, 则:

$$\sigma_s = \frac{101.1 \times 10^3}{4.909} = 205.7\text{MPa} < [\sigma_s] = 280\text{MPa}$$

考虑到其上有铺装层与连接盖板等, 强度是充分的。斜拉钢筋的锚固长度 l 为:

$$l = A_s [\sigma_s] / \pi d [\tau_{\text{粘}}] = \frac{d}{4} \times \frac{[\sigma_s]}{[\tau_{\text{粘}}]}, [\tau_{\text{粘}}] = 1.78\text{MPa}$$

$$l = \frac{2.5}{4} \times \frac{280}{1.78} = 98.3 \text{ (cm)}$$

3. 选用接头钢板尺寸

从计算上看, 需要的钢板尺寸不大, 但为了满足构造要求, 选用尺寸为 $70\text{mm} \times 12\text{mm} \times 190\text{mm}$ 的钢板, 如图 3-20 所示。

4. 接头盖板计算

(1) 盖板强度计算拟选用 4 块 $60\text{mm} \times 12\text{mm} \times 160\text{mm}$ 16 锰钢板为接头盖板, 横梁内主筋和斜筋面积的总和为:

$$\sum A_s = 2 \times 4.909 + 4 \times 3.14 = 22.38 \text{ (cm}^2\text{)}$$

4 块钢板的总面积 $\sum A_{\text{盖板}} = 4 \times 6 \times 1.2 = 28.80 \text{ (cm}^2\text{)}$, 因为钢板的容许应力高于钢筋的容许应力, 故钢板的强度可靠。钢板的构造示意图 3-21。

(2) 盖板的焊缝计算

为便于计算, 做下述假定:

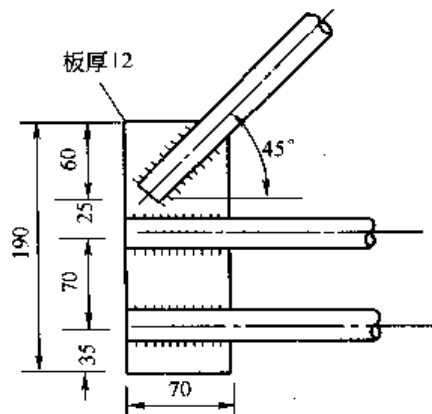


图 3-20 (尺寸单位: mm)

- ①横梁接头处最大弯矩和剪力同时发生；
- ②按等强度原理，即假定主钢筋应力用足；
- ③荷载作用在横梁的竖直平面内，横梁不发生扭转。

这样， $N = 4 \times 3.14 \times 2800 = 351.68$ (kN)；
 $e = 2.0$ cm (钢筋重心与钢板重心的距离)； $M_e = 351.68 \times 0.02 = 7.03$ (kN·m)。

把剪力效应移至钢板重心处时：

$$V_d = \frac{1}{2} V_{\max} = \frac{1}{2} \times 102.1 = 51.05 \text{ (kN)}$$

则有：

$$M_d = V_d \left(\frac{a}{2} + 1 \right) = 51.05 \times 0.045 = 2.297 \text{ (kN·m)}$$

N 产生的水平方向剪应力 (由 8 条焊缝共同承受)：

$$\tau_H = \frac{N}{8\delta(a - 2 \times 0.5)} = \frac{351.68}{8 \times \delta \times 6} = \frac{7.327}{\delta}$$

式中： δ ——焊缝厚度 (待求)。

V_d 产生的垂直方向剪应力：

$$\tau_v = \frac{Q}{8 \times \delta \times 6} = \frac{51.05}{48\delta} = \frac{1.064}{\delta}$$

由组合弯矩 ($M_d + M_e$) 产生的扭转剪应力，可用近似公式计算：

$$\tau_T = M_T / I_0$$

式中： $M = M_d + M_e = 7.03 + 2.297 = 9.33$ (kN·m)

$$\gamma = \sqrt{\frac{a^2}{4} + b^2} = \sqrt{\frac{7^2}{4} + 7.5^2} = \sqrt{68.55} = 8.28 \text{ (cm)}$$

$I_0 = \sum I_x + I_y$ (全部焊缝对形心 O 的极惯矩)

$$= 4a\delta \left(b_1^2 + b_2^2 + \frac{a^2}{6} \right) \text{ (略去 } \delta^3 \text{ 项)}$$

$$= 4 \times 7 \times \delta \left(7.5^2 + 1.5^2 + \frac{7^2}{6} \right) = 1867\delta$$

$$\tau_T = M\gamma / I_0 = \frac{9.33 \times 8.28}{1867 \times \delta} = \frac{4.138}{\delta}$$

$$\tau_{\Sigma} = \sqrt{(\tau_H + \tau_T \cos \alpha)^2 + (\tau_v + \tau_T \sin \alpha)^2} \text{ (见图 3-22)}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{7.327}{\delta} + \frac{4.138}{\delta} \times \frac{7.5}{8.28} \right)^2 + \left(\frac{1.064}{\delta} + \frac{4.138}{\delta} \times \frac{3.5}{8.28} \right)^2}$$

$$= \frac{1}{\delta} \sqrt{11.075^2 + 2.813^2} = 11.422 / \delta$$

按规范规定， $[\tau] = 160$ MPa， $\tau_{\Sigma} \leq [\tau]$ ，即：

$$\frac{1}{\delta} \times 11.422 \times 10 = \tau_{\Sigma} \leq [\tau]，故：$$

$$\delta = 0.71 \text{ cm}$$

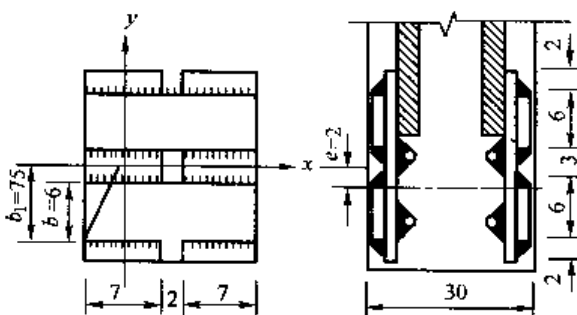


图 3-21 (尺寸单位: cm)

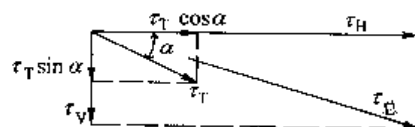


图 3-22

实际焊缝厚度为 $\delta = 1.2 \times 0.707 = 0.848 \text{ (cm)} > 0.71 \text{ cm}$, 满足要求。

四、行车道板的计算

(一) 计算图式

考虑到主梁翼缘板在接缝处沿纵向全长设置连接钢筋, 故行车道板可按两端固定和中间铰接的板计算, 见图 3-23。

(二) 永久荷载及其效应

1. 每延米板上的恒载 g

沥青混凝土层面:

$$g_1 = 0.02 \times 1.0 \times 23 = 0.46 \text{ (kN/m)}$$

C25 混凝土垫层:

$$g_2 = 0.09 \times 1.0 \times 24 = 2.16 \text{ (kN/m)}$$

T 梁翼缘板自重:

$$g_3 = 0.11 \times 1.0 \times 25 = 2.75 \text{ (kN/m)}$$

每延米跨宽板恒载合计:

$$g = \sum g_i = 5.37 \text{ kN/m}$$

2. 永久荷载产生的效应

弯矩:

$$M_{Ah} = -\frac{1}{2} \times 5.37 (1.60 - 0.18)^2 = -1.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

剪力:

$$V_{Ah} = \frac{gl'_b - b}{2} = 5.37 \times \frac{1.60 - 0.18}{2} = 3.81 \text{ (kN)}$$

3. 可变荷载产生的效应

公路—II 级: 以重车后轮作用于接缝轴线上为最不利布置, 此时两边的悬臂板各承受一半的车轮荷载 (如图 3-24)。

按照《桥规》4.3.1 条后车轮着地宽度 b_2 及长度 a_2 为:

$$a_2 = 0.2 \text{ m} \quad b_2 = 0.6 \text{ m}$$

顺行车向轮压分布宽度:

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.60 + 2 \times 0.11 = 0.82 \text{ (m)}$$

垂直行车方向轮压分布宽度:

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.6 + 2 \times 0.11 = 0.82 \text{ (m)}$$

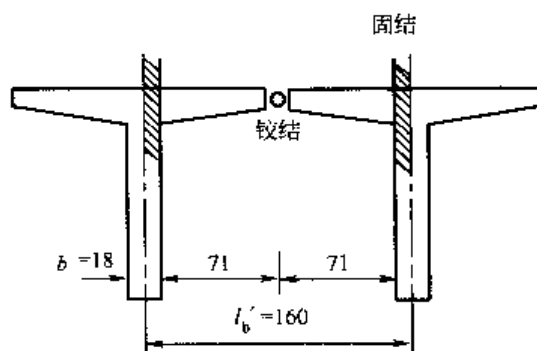


图 3-23 (尺寸单位: cm)

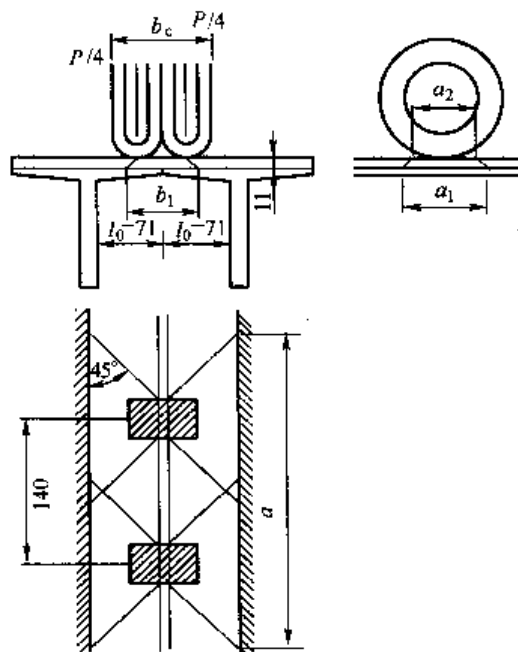


图 3-24 (尺寸单位: cm)

荷载作用于悬臂根部的有效分布宽度:

$$\begin{aligned}a &= a_1 + 1.4 + 2l_0 = 0.42 + 1.4 + 2 \times 0.71 \\&= 3.24 \text{ (m)}\end{aligned}$$

单轮时:

$$a' = a_1 + 2l_0 = 1.84\text{m}$$

按照《桥规》4.3.2条规定,局部加载冲击系数: $1 + \mu = 1.3$ 。

作用于每米宽板条上的弯矩为:

$$\begin{aligned}M_{Ap} &= -(1 + \mu) \frac{P}{4a} \left(l_0 - \frac{b_1}{4} \right) \times 2 \\&= -1.3 \times \frac{35 \times 2}{3.24} \left(0.71 - \frac{0.82}{4} \right) = -14.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

单个车轮时:

$$M'_{Ap} = -1.3 \times \frac{35}{1.84} (0.71 - 0.21) = 12.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

取最大值:

$$M_{Ap} = -14.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

作用于每米宽板条上的剪力为:

$$V_{Ap} = (1 + \mu) \frac{2P}{4a} = 1.3 \times \frac{70}{3.24} = 28.08 \text{ (kN)}$$

4. 基本组合

按《桥规》4.1.6条。

恒+汽:

$$\begin{aligned}1.2M_{Ah} + 1.4M_{Ap} &= -1.2 \times 1.35 - 1.4 \times 14.05 \\&= -1.62 - 19.67 = -21.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\1.2V_{Ah} + 1.4V_{Ap} &= 1.2 \times 3.81 + 1.4 \times 28.08 \\&= 4.57 + 39.31 = 43.88 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

故行车道板的设计作用效应为:

$$\begin{aligned}M_A &= -21.29 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V_A &= 43.88 \text{ kN}\end{aligned}$$

(三) 截面设计、配筋与强度验算

悬臂板根部高度 $h = 14\text{cm}$, 净保护层 $a = 2\text{cm}$ 。若选用 $\Phi 12$ 钢筋, 则有效高度 h_0 为:

$$h_0 = h - a - \frac{d}{2} = 0.14 - 0.02 - 0.006 = 0.114 \text{ (m)}$$

按《公预规》5.2.2条:

$$\begin{aligned}\gamma_0 M_d &\leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\21.29 &\leq 13.8 \times 10^3 \times 1.0 \times x \times \left(0.114 - \frac{x}{2} \right) \\x^2 - 0.228x + 0.00309 &= 0 \\x &= 0.0145\end{aligned}$$

验算 $\xi_r h_0 = 0.55 \times 0.114 = 0.0627 \text{ (m)} > x = 0.0145 \text{ (m)}$

按《公预规》5.2.2条规定:

$$\begin{aligned} f_{sd}A_s &= f_{cd}b'_fx \\ A_s &= 13.8 \times 1.0 \times 0.0145/280 \\ &= 7.15 \times 10^{-4}(\text{m}^2) = 7.15(\text{cm}^2) \end{aligned}$$

查有关板宽1m内钢筋截面与间距表,当选用 $\Phi 12$ 钢筋时,需要钢筋间距为15mm时(图3-25),此时所提供的钢筋截面积为:

$$A_g = 7.54\text{cm}^2 > 7.15\text{cm}^2$$

按《公预规》5.2.9条规定,矩形截面受弯构件的截面尺寸应符合下列要求,即:

$$\begin{aligned} V_j &\leq 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{f_{cu,k}}bh_0 = 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 114 \\ &= 318.45(\text{kN}) > V_j = 43.88(\text{kN}) (\text{满足要求}) \end{aligned}$$

按《公预规》5.2.10条:

$$\begin{aligned} V_j &\leq 0.5 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td}bh_0 = 0.5 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 1.39 \times 1000 \times 114 \\ &= 79.23(\text{kN}) > 43.88(\text{kN}) \end{aligned}$$

故不需要进行斜截面抗剪承载力计算,仅按构造要求配置箍筋。板内分布钢筋用 $\Phi 8$,间距取25cm。

承载力验算:

$$f_{sd}A_s = f_{cd}b'_fx$$

$$x = f_{sd}A_s / (f_{cd}b'_f) = 280 \times 0.000754 / (13.8 \times 1.0) = 0.0153(\text{m})$$

$$M_d = f_{cd}b'_fx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 13.8 \times 10^3 \times 1.0 \times 0.0153 \times \left(0.114 - \frac{1}{2} \times 0.0153 \right) = 22.45(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_j = M_A = 21.29\text{kN} \cdot \text{m} < M_d = 22.45\text{kN} \cdot \text{m}$$

承载力满足要求。

(四) 连续板桥面计算

1. 连接杆的设计

简支梁桥面连续,既具有计算简单、施工迅速、预制规格化等优点,又有着行车舒适、养护方便,故在国内外推广较快。目前国内常用的桥面连续的形式有三种:其一用矩形截面钢筋混凝土板作的固结连续板,这种形式钢筋用量较多,且由于混凝土承受较大的拉应力,容易开裂,雨水渗透要引起钢筋锈蚀;其二用钢筋混凝土板做的铰接连续板,这种形式虽然受力性能得到改善,因为板端断开可以释放其拉应力,但是构造复杂,施工也不方便;其三用粗钢筋做成连接杆,即在相邻两孔主梁顶面的端部用强度较高的粗钢筋连接,依靠钢筋传递水平力,钢筋两端锚固在梁顶端部的混凝土内。仅在梁端两支点长度范围内的钢筋包上柔软的垫层,钢筋在垫层内可以做微小的上、下移动,以适应梁体由于受荷后挠曲引起的梁端转动。柔性垫层具有良好的防腐蚀性能,并使钢筋完全与混凝土隔开,钢筋不承受局部轮重的压力。图3-26为应用连接杆作桥面连续的构造示例之一。分析比较三种连接形式的利

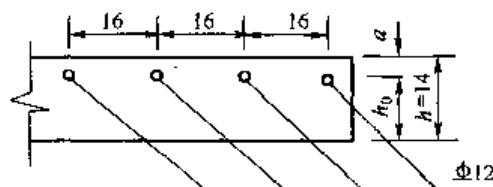


图 3-25 (尺寸单位: cm)

弊,可知连接杆比连接板安全可靠,施工简便,用料节省,而且由于每根主梁所需的连接钢筋根数不多,只要在桥面梗肋处上方开槽布置即可,对主梁断面的削弱很少。通常每根主梁(如T形梁)只需布置2根直径为20~25cm的钢筋就足够了。另外,在桥面现浇层中布置钢筋网(在接缝处不断开),以提高桥面接缝处的抗拉能力。为了使桥面平整、美观,以混凝土桥面上铺一层3cm左右的沥青混凝土面层作磨损层,可使假缝处产生的裂缝不致明显地反映到面层上,还可以提高桥面的使用质量。本示例采用连续杆形式。

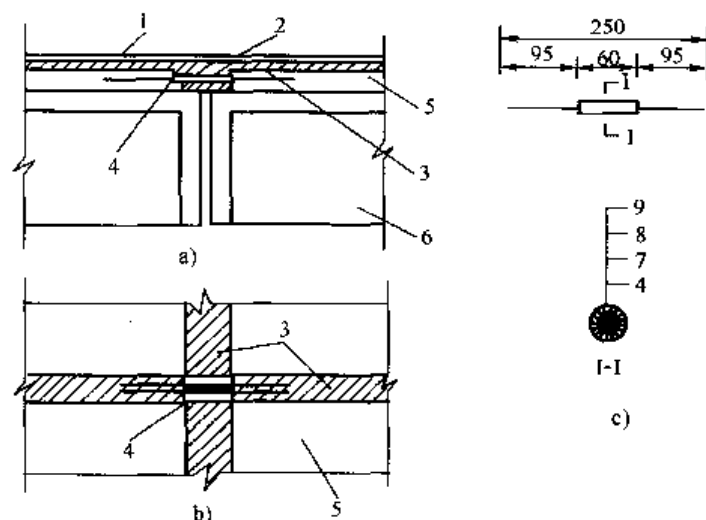


图 3-26 (尺寸单位: cm)

a) 立面图; b) 平面图; c) 连接杆示意

1-沥青混凝土上面层; 2-桥面防水层; 3-混凝土现浇层; 4-连接钢筋; 5-桥面板梗肋处; 6-梁体; 7-沥青涂层; 8-柔性垫层; 9-软套管

2. 连接筋(杆)的计算

连接杆可视为梁端固结的梁计算荷载效应,在永久作用、可变作用和温度变化等作用下呈拉弯构件受力状况。可变荷载作用和主梁梁端的转角、位移等使连接杆受弯曲;温度变化所引起主梁胀缩以及制动力等作用将使连接杆承受拉力。

(1) 按受弯构件计算作用效应

连接杆位于两主梁梁端之间,将承受自身恒载和作用其上的二期恒载(如面层)以及可变荷载的作用。鉴于连接杆自身恒载很小,且连接杆钢筋有防锈层、软垫层包缠,它和混凝土楔块间有空隙,作用其上的二期恒载与轮压并不直接作用在连接钢筋上,而是通过现浇的混凝土楔块传递到主梁上。故连接筋只承受可变荷载作用,主梁支承截面产生垂直位移和转动而产生的弯曲应力。

图 3-27 为公路 II 级布置时相邻两孔荷载位置。在图示集中荷载的作用下,右端梁的转角 ω_B 、垂直位移 Δ_B 与左端梁的转角 ω'_A 、垂直位移 Δ'_A 的计算公式为:

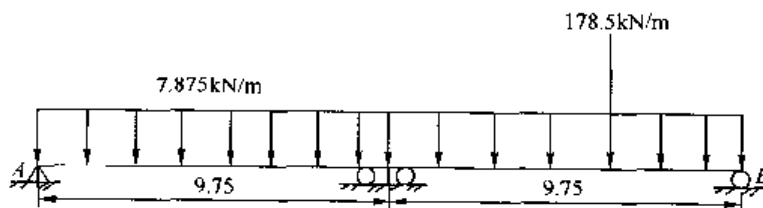


图 3-27 (尺寸单位: m)

$$\omega_{BP} = -\eta(1+\mu) \frac{Pl^2}{16EI} - \eta(1+\mu) \frac{ql^3}{24EI}$$

$$\Delta_B = \frac{h_s R_B}{A_s E_s} - \frac{1-a}{2} \omega_{BP}$$

式中: η ——主梁荷载横向分布系数, $\eta=0.504$;

μ ——冲击系数, $1+\mu=1.25$;

E ——主梁的弹性模量, $E_b=3.0 \times 10^4 \text{ MPa}$ (受弯);

I_b ——主梁的换算惯矩, $I_b=6.63 \times 10^{-2} \text{ m}^4$;

R_B ——活载作用下的支座反力;

h_s, A_s, E_s ——分别为橡胶支座的高度、承压面积和弹性模量,

$$h_s = 4.2 \text{ cm}, A_s = 360 \text{ cm}^2, E_s = 4.6 \times 10^2 \text{ MPa}$$

l ——连接杆长度, 暂定 $l=90 \text{ cm}$;

a ——两支座间的距离, $a=50 \text{ cm}$ 。

代入后, 得到右端转角与垂直位移分别为:

$$\begin{aligned} \omega_{BP} &= -0.504 \times 1.25 \times \frac{7.875 \times 19.5^3}{24 \times 3.0 \times 10^4 \times 6.63 \times 10^{-2} \times 10^3} \\ &= -7.71 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

$$R_B = 0.504 \times 1.25 \times \frac{7.875 \times 19.5}{2} = 48.37 (\text{kN})$$

$$\begin{aligned} \Delta_B &= \frac{0.042 \times 48.37}{0.036 \times 4.6 \times 10^2 \times 10^3} - \frac{0.9-0.5}{2} \times (-7.71 \times 10^{-4}) \\ &= 0.1227 \times 10^{-3} + 0.1542 \times 10^{-3} = 0.2769 \times 10^{-3} (\text{m}) \end{aligned}$$

同上, 左端转角 ω'_{AP} 与垂直位移 Δ'_A 分别为:

$$\begin{aligned} \omega'_{AP} &= -7.71 \times 10^{-4} - 0.504 \times 1.25 \times \frac{178.5 \times 19.5^2}{16 \times 3.0 \times 10^4 \times 6.63 \times 10^{-2} \times 10^3} \\ &= -0.771 \times 10^{-3} - 1.344 \times 10^{-3} \\ &= -2.115 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R'_A &= 0.504 \times 1.25 \times \frac{7.875 \times 19.5 + 178.5}{2} \\ &= 104.60 (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta'_A &= \frac{0.042 \times 104.60}{0.036 \times 4.6 \times 10^2 \times 10^3} + \frac{0.9-0.5}{2} \times 2.115 \times 10^{-3} \\ &= 0.265 \times 10^{-3} + 0.423 \times 10^{-3} = 0.688 \times 10^{-3} (\text{m}) \end{aligned}$$

根据梁端的转角与垂直位移值, 可求得连接杆的固端弯矩计算式为:

$$\begin{aligned} M_B &= \frac{E_c I_c}{l} \left(\frac{6\Delta_B}{l} + 4\omega_{BP} + 2\omega'_{AP} - \frac{6\Delta'_A}{l} \right) \\ M_A &= \frac{E_c I_c}{l} \left(\frac{6\Delta'_A}{l} - 2\omega_{BP} - 4\omega'_{AP} - \frac{6\Delta_B}{l} \right) \end{aligned}$$

式中: E_c, I_c ——分别为连接杆的弹性模量和惯矩, 其中 $E_c=2 \times 10^5 \text{ MPa}$;

l ——连接杆的计算跨径, $l=90 \text{ cm}$ 。

代入后, 得到:

$$M_B = \frac{E_c I_c}{0.90} \left[\frac{6 \times 0.2769 \times 10^{-3}}{0.9} + 4 \times (-0.771 \times 10^{-3}) - \right.$$

$$\begin{aligned}
& 2 \times 2.115 \times 10^{-3} - \frac{6 \times 0.688 \times 10^{-3}}{0.9} \Big] \\
& = \frac{E_c I_c}{0.90} (1.85 \times 10^{-3} - 3.09 \times 10^{-3} - 4.24 \times 10^{-3} - 4.6 \times 10^{-3}) \\
& = -11.2 E_c I_c \times 10^{-3} \text{ kN} \cdot \text{m} \\
M'_A & = \frac{E_c I_c}{0.90} \left[\frac{6 \times 0.688 \times 10^{-3}}{0.9} - 2 \times (-0.771 \times 10^{-3}) - \right. \\
& \quad \left. 4 \times (-2.115) \times 10^{-3} - \frac{6 \times 0.277 \times 10^{-3}}{0.90} \right] \\
& = \frac{E_c I_c}{0.90} (4.60 \times 10^{-3} + 1.54 \times 10^{-3} + 8.47 \times 10^{-3} - 1.85 \times 10^{-3}) \\
& = 14.18 E_c I_c \times 10^{-3} \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

选择连接杆钢筋为 R235 级, 直径为 $\phi 20$, 则钢筋应力为:

$\sigma_A = \frac{My}{I_c}$, 取 $y = \frac{d}{2} = 1.0 \text{ cm}$, 取 $M = M'_A$, 则:

$$\begin{aligned}
\sigma_A & = \frac{14.18 \times 2 \times 10^3 \times 10^3 \times 10^{-3} \times I_c \times 0.01}{I_c} \\
& = 28.36 \times 10^3 \text{ kPa} = 28.36 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

即:

$$\sigma_A = 28.36 \text{ MPa} \ll \sigma_s = 195 \text{ MPa}$$

(2) 按受拉构件计算内力

连接杆承受的纵向拉力主要有制动力与温度变化引起的水平拉力等。这些纵向力在各连接杆中的分配, 是与支座形式有关系的。为此, 可首先初步设计温度等作用下主梁位移零点的位置; 其次计算各墩顶上梁的位移量, 如果该位移量超过橡胶支座容许剪切变形 δ 的位移量, 则需用滑板支座, 否则可用适当厚度的橡胶支座; 最后根据按抗水平位移刚度分配给各墩的纵向力, 以主梁为脱离体来分别求出各连接杆所受的纵向力。

本示例以三孔桥面连续计算, 可近似地取中孔跨中为位移零点, 则由于温度变化和收缩引起的移动系数 m 值, 当取计算温度下降 15°C 、收缩按降温 5°C 计算时:

$$m = (-15 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-5}) = -20 \times 10^{-5}$$

橡胶支座容许最大位移量 δ_{\max} 为:

$$\delta_{\max} = h_s [\tan \alpha] = 0.3 h_s = 0.3 \times 4.2 = 1.26 (\text{cm})$$

式中: $[\tan \alpha]$ ——橡胶支座容许最大剪切变形, 一般为 0.3。

从位移零点到最大位移量点的距离 x 为:

$$x = |\sigma_{\max} / m| = 1.26 / 20 \times 10^{-5} = 63 (\text{m})$$

大于三孔梁长的一半, 故墩、台上的支座均可采用橡胶支座。

各墩在单位水平力作用下的抗水平位移刚度 k_i 为:

$$k_i = 1 / \left(\frac{h_p^3}{3EI} + \frac{h_s}{GA_{sn}} \right)$$

桥台在单位水平力作用下的抗水平位移刚度 k_0 为:

$$k_0 = 1 / \left(\frac{h_s}{GA_{sn}} \right)$$

式中: h_p ——墩顶至墩嵌固点的高度, 取 $h_p = 3.0\text{m}$;

EI ——墩柱截面的抗弯刚度, 取 $EI = 0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.049$;

h_s, G, A_s ——分别为橡胶支座的高度、剪切模量与承压面积, 其中 $G = 1.1\text{MPa}$, 其它见前;

n ——一个桥墩上橡胶支座的个数, 取 $n = 10$ 。

则 1 号墩与 2 号墩的 k 值为:

$$k_1 = k_2 = 1 / \left(\frac{3.0^3}{3 \times 0.67 \times 26 \times 10^7 \times 0.049} + \frac{0.042}{1.1 \times 10^3 \times 0.036 \times 10} \right) \\ = 1 / (1.054 \times 10^{-5} + 10.606 \times 10^{-5}) = 8576.32 (\text{kN/m})$$

0 号墩台与 3 号墩台的 k 值为:

$$k_0 = k_3 = 1 / \left(\frac{0.042}{1.1 \times 10^3 \times 0.036 \times 5} \right) = 4714.29 (\text{kN/m})$$

汽车制动力按《桥规》4.3.6 条, 为布置在荷载长度 (60m) 内的一行汽车车队总重力的 10%, 即 65.1kN, 但不得小于 90kN, 取制动力为 $H = 90\text{kN}$ 。

制动力在各墩台上的分配为: $H'_i = Hk_i / \sum k_i$, 即:

$$H'_0 = 90 \times 4714.29 / [(4714.29 + 8576.32) \times 2] = 15.96 (\text{kN})$$

$$H'_3 = 15.96 (\text{kN})$$

$$H'_1 = H'_2 = 90 \times 8576.32 / [(4714.29 + 8576.32) \times 2] \\ = 29.04 (\text{kN})$$

由于温度下降、混凝土收缩引起墩 (台) 顶端产生的纵向力 H''_i 为:

$H''_i = mk_i (L_0 - L_i)$, 即:

$$H''_0 = -20 \times 10^{-5} \times 4714.29 \times (30 - 0) = -28.29 (\text{kN})$$

$$H''_1 = -20 \times 10^{-5} \times 8576.32 \times (30 - 20) = -17.15 (\text{kN})$$

$$H''_2 = -20 \times 10^{-5} \times 8576.29 \times (30 - 40) = 17.15 (\text{kN})$$

$$H''_3 = -20 \times 10^{-5} \times 4714.29 \times (30 - 60) = 28.29 (\text{kN})$$

按图 3-28, 取各主梁为脱离体, 分别计算出在制动力作用下和温度降低、混凝土收缩时连杆中的纵向轴力, 如表 3-18。

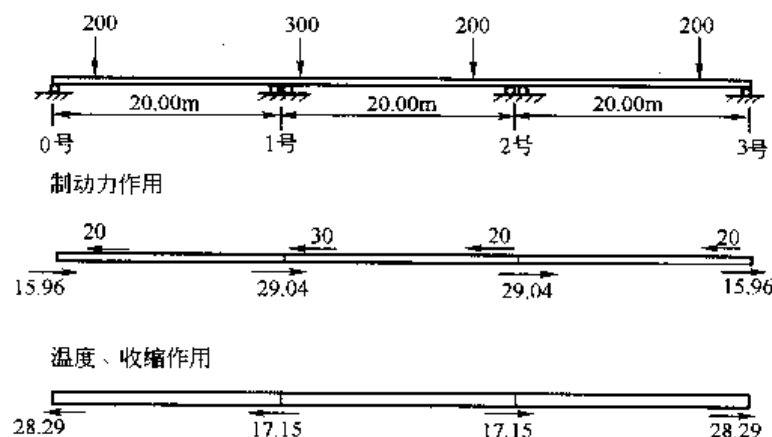


图 3-28 (尺寸单位: cm; 力单位: kN)

连杆中的纵向轴力

表 3-18

墩 位	1 号	2 号
制动力作用时	29.04kN	29.04kN
降温与混凝土收缩时	-17.15kN	17.15kN
合计	11.89kN	46.19kN

一孔中连杆用 10 根 $\Phi 20$ 的钢筋, 则连接筋的应力 σ_A 为:

$$\sigma_A = \frac{N}{F_g} = \frac{46.19}{31.42} = 1.47(\text{kN/cm}^2) = 14.7(\text{MPa})$$

考虑弯曲与受拉内力组合时, 则连杆的应力 σ_A 为:

公路—II 级

$$\sigma_A = 8.36 + 14.7 = 23.06(\text{MPa})$$

远小于钢筋抗拉设计强度 280MPa。

(3) 连接杆(筋)锚固长度的计算

连接筋埋入主梁内的锚固长度 l_1 为

$$l_1 = N/(\tau u)$$

式中: N ——连接筋所承受的最大拉力;

u ——连接筋周长, $u = \pi d$;

τ ——钢筋与混凝土黏着强度, 取 $\tau = 25\text{kg/cm}^2$, 即 $\tau = 2.5\text{MPa}$ 。

代入:

$$\begin{aligned} l_1 &= \frac{46.19}{2.5 \times 10^3 \times 3.142 \times 0.02} \\ &= 29.4 \times 10^{-2}(\text{m}) = 29.4(\text{cm}) \end{aligned}$$

计算所需锚固长度很小, 可按构造要求的锚固长度(以大于钢筋直径 20 倍为宜)取 $l_1 = 45\text{cm}$ 即可。

五、支座计算

采用板式橡胶支座, 其设计按《公预规》8.4 条要求进行。

(一) 选定支座的平面尺寸

橡胶支座的平面尺寸由橡胶板的抗拉强度和梁端或墩台顶混凝土的局部承压强度来确定。对橡胶板应满足:

$$\sigma_j = \frac{N}{ab} \leq [\sigma_j]$$

若选定支座平面尺寸 $ab = 20 \times 18 = 360(\text{cm}^2)$, 则支座形状系数 S 为:

$$S = \frac{l_{0a} \cdot l_{0b}}{\sum t_{es} (l_{0a} + l_{0b})}$$

$$l_{0a} = 20 - 1 = 19(\text{cm}), l_{0b} = 18 - 1 = 17(\text{cm}), s = \frac{19 \times 17}{2 \times 0.5 \times 36} = 8.97$$

$5 \leq s \leq 12$, 满足规范要求。

式中: t ——中间层橡胶片厚度, 取 $t = 0.5\text{cm}$ 。

橡胶板的平均容许压应力为 $[\sigma_1] = 10\text{MPa}$ ，橡胶支座的剪变弹性模量 $G_e = 1.0\text{MPa}$ (常温下)，橡胶支座的抗压弹性模量 E_e 为：

$$E_e = 5.4G_e s^2 = 5.4 \times 1.0 \times 8.97^2 = 434.5(\text{MPa})$$

计算时最大支座反力为 $N_{\text{恒}} = 164.68\text{kN}$ ， $N_{\text{汽}} = 202.73\text{kN}$ ， $N_{\text{人}} = 4.49\text{kN}$ 。

$$N_{\text{汽}} + N_{\text{恒}} + N_{\text{人}} = 371.9\text{kN}$$

故

$$\sigma_1 = \frac{371.9}{360} = 1.033(\text{kN/cm}^2) = 10.33(\text{MPa})$$

$$\frac{\sigma_1 - [\sigma_1]}{[\sigma_1]} = 3.3\% < 5\% (\text{可以选用})$$

(二) 确定支座的厚度

主梁的计算温差取 $\Delta T = 35^\circ\text{C}$ ，温度变形由两端的支座均摊，则每一个支座承受的水平位移 Δ_L 为：

$$\Delta_L = \frac{1}{2} \alpha \Delta T l' = \frac{1}{2} \times 10^{-5} \times 35 \times (1950 + 18) = 0.344(\text{cm})$$

计算汽车荷载制动力引起的水平位移，首先须确定作用在每一个支座上的制动力 H_T 。对于 20m 桥梁可布置一行车队，汽车荷载制动力按《桥规》4.3.6 条，为一车道上总重力的 10%，一车道的荷载的总重为： $7.875 \times 19.5 + 178.5 = 332.06(\text{kN})$ ， $332.06 \times 10\% = 33.2\text{kN}$ ，又要求不小于 90kN，取制动力为 90kN。五根梁共 10 个支座，每支座承受的水平力 H_T 为：

$$H_T = \frac{90}{10} = 9(\text{kN})$$

按《公预规》8.4 条要求，橡胶层总厚度 $\sum t$ 应满足：

(1) 不计汽车制动力时： $\sum t \geq 2\Delta_L = 0.688\text{cm}$ 。

(2) 计汽车制动力时： $\sum t \geq 1.43\Delta_L = 0.492\text{cm}$ ，或 $\sum t \geq \Delta_L / \left(0.7 - \frac{H_T}{2Gab}\right)$

即： $\sum t \geq 0.344 / \left(0.7 - \frac{900}{2 \times 11 \times 360}\right) = 0.587(\text{cm})$ 。

(3) $\sum t \geq 0.2a = 0.2 \times 20 = 4.0(\text{cm})$ 。

选用六层钢板、七层橡胶组成橡胶支座。上下层橡胶片厚度为 0.25cm，中间层厚度为 0.5cm，薄钢板厚度为 0.2cm，则：

橡胶片的总厚度为： $\sum t = 5 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 3(\text{cm})$ 。

支座总厚度： $h = \sum t + 6 \times 0.2 = 4.2(\text{cm})$ ，符合规范要求。

(三) 验算支座的偏转

支座的平均压缩变形 δ 为：

$$\delta = N \sum t / (abE_e) = \frac{371.9 \times 0.03}{0.2 \times 0.18 \times 434500} = 7.13 \times 10^{-4}(\text{m}) = 7.13 \times 10^{-2}(\text{cm})$$

按规范要求应满足 $\delta \leq 0.07 \sum t$ ，即

$$7.13 \times 10^{-2} \leq 0.07 \times 3 = 21 \times 10^{-2}(\text{cm})(\text{合格})$$

梁端转角 θ 为：

设恒载时主梁处于水平状态。已知公路-II级荷载作用下梁端转角

$$\theta = 2.118 \times 10^{-3}$$

验算偏转情况应满足:

$$\delta = 7.13 \times 10^{-2} \geq \theta \frac{a}{2} = 2.118 \times 10^{-3} \times \frac{20}{2} = 2.118 \times 10^{-2} (\text{cm})$$

符合规范要求。

(四) 验算支座的抗滑稳定性

按《公预规》8.4.3条规定,按下式验算支座抗滑稳定性:

$$\text{计入汽车制动力时: } \mu R_{Gk} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e} + F_{bk}$$

$$\text{不计入汽车制动力时: } \mu R_{Gk} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e}$$

式中: R_{Gk} ——在结构重力作用下的支座反力标准值,即 $R_{Gk} = 164.68 \text{ kN}$;

G_e ——橡胶支座的剪切模量,取 $G_e = 1.0 \text{ MPa}$;

F_{bk} ——由汽车荷载引起的制动力标准值,取 $F_{bk} = 9 \text{ kN}$;

μ ——橡胶支座与混凝土表面的摩阻系数,取 $\mu = 0.3$;

R_{Gk} ——结构自重标准值和0.5倍汽车荷载标准值(计入冲击系数)引起的支座反力;

A_g ——支座平面毛面积, $A_g = 20 \times 18 = 360 (\text{cm}^2)$ 。

1. 计入汽车制动力时

$$\begin{aligned} R_{Gk} &= 164.68 + \left(\frac{7.875}{2} \times 19.5 + 178.5 \right) \times 1.3 = 164.68 + 159.55 \\ &= 324.33 (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\mu R_{Gk} = 0.3 \times 324.33 = 97.27 (\text{kN})$$

$$1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e} + F_{bk} = 1.4 \times 0.1 \times 360 \times \frac{0.344}{3.0} + 9$$

$$= 5.78 + 9 = 14.78 (\text{kN}) < \mu R_{Gk} = 97.27 (\text{kN})$$

2. 不计入汽车制动力时

$$\mu R_{Gk} = 0.3 \times 164.8 = 49.40 (\text{kN})$$

$$1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e} = 5.78 \text{ kN} \leq \mu R_{Gk} = 49.40 \text{ kN}$$

均满足规范要求,支座不会发生相对滑动。

第 II 部分 钻孔灌注桩、双柱式桥墩的计算

一、设计资料

1. 设计标准及上部构造

设计荷载:公路-II级;

桥面净空：净—7m+2×0.75m；
 标准跨径： $l_b=20\text{m}$ ，梁长 19.96m；
 上部构造：钢筋混凝土 T 形梁。

2. 水文地质条件（本设计系假设条件）

冲刷深度：最大冲刷线为河床线下 2.8m 处；
 地质条件：软塑黏性土；
 按无横桥向的水平力（漂流物、冲击力、水流压力等）计算。

3. 材料

钢筋：盖梁主筋用 HRB335 钢筋，其它均用 R235 钢筋；
 混凝土：盖梁、墩柱用 C30，系梁及钻孔灌注桩用 C25。

4. 桥墩尺寸

考虑原有标准图，选用如图 3-29 所示结构尺寸。

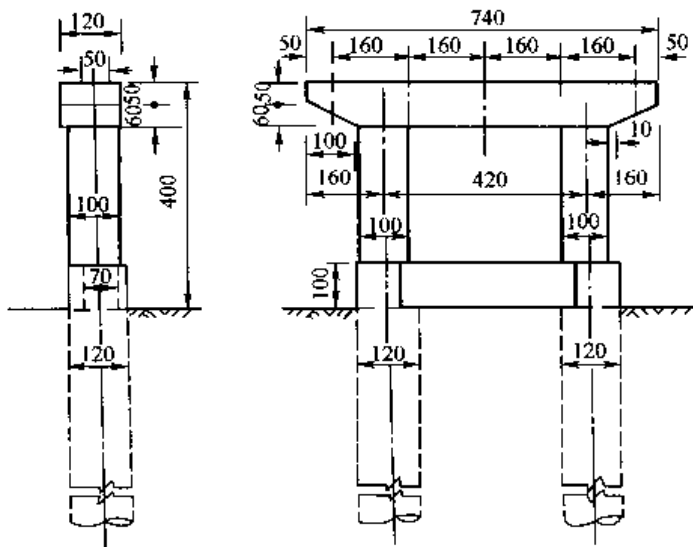


图 3-29（尺寸单位：cm）

5. 设计依据

《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTJ 024- 85）。

二、盖梁计算

（一）荷载计算

1. 上部结构永久荷载见表 3-19。

表 3-19

每片边梁自重 (kN/m)	每片中梁自重 (kN/m)		一孔上部构造自重 (kN)	每一个支座恒载反力 (kN)		
1、5 号	2、4 号	3 号		边梁 1、3	中梁 2、4	中梁 3
16.77	17.09	16.90	1689.02	167.36	170.56	168.66

2. 盖梁自重及作用效应计算 (1/2 盖梁长度) (图 3-30)

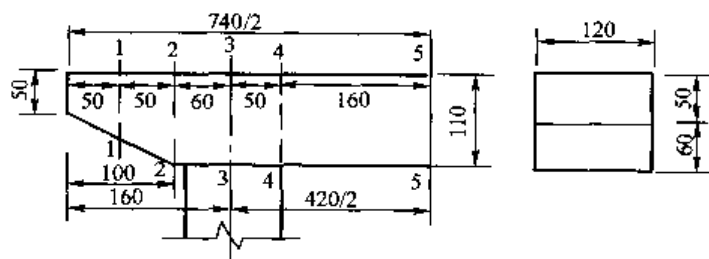


图 3-30 (尺寸单位: cm)

见表 3-20。

盖梁自重产生的弯矩、剪力效应计算

表 3-20

截面编号	自重 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	
			$V_{左}$	$V_{右}$
1-1	$q_1 = 0.5 \times 0.5 \times 1.2 \times 25 + \frac{0.5}{2} \times 0.3 \times 1.2 \times 25$ $= 7.5 + 2.25 = 9.75$	$M_1 = -7.5 \times \frac{0.5}{2} - 2.25 \times \frac{0.5}{3}$ $= -1.875 - 0.375$ $= -2.25$	-9.75	-9.75
2-2	$q_2 = \frac{1}{2} (0.8 + 1.1) \times 0.5 \times 1.2 \times 25 = 14.25$	$M_2 = -0.5 \times 1.0 \times 1.2 \times 25 \times 0.5$ $- \frac{1}{2} \times 0.6 \times 1.0 \times 1.2 \times 25 \times \frac{1}{3} = -7.5 - 3.0 = -10.50$	-24.00	-24.00
3-3	$q_3 = 1.1 \times 0.6 \times 1.2 \times 25 = 19.80$	$M_3 = -0.5 \times 1.0 \times 1.2 \times 25 \times 1.1$ $- \frac{1}{2} \times 0.6 \times 1.0 \times 1.2 \times 2.5 \times \left(\frac{1}{3} + 0.6 \right) = -19.8 \times \frac{0.6}{2}$ $= -16.5 - 8.4 = -24.9$ $= -30.84$	-43.80	69.30
4-4	$q_4 = 1.1 \times 0.5 \times 1.2 \times 25 = 16.50$	$M_4 = 113.1 \times 0.5 - (19.8 + 16.5) \times \frac{1.1}{2} - 15 \times 1.6 - 9$ $\times \left(\frac{1}{3} + 1.1 \right) = 56.55 - 19.965 - 24.00 - 12.897 = -0.31$	52.80	52.80
5-5	$q_5 = 1.1 \times 1.6 \times 1.2 \times 25 = 52.80$	$M_5 = 113.1 \times 21 - (19.8 + 16.5 + 52.8) \times \frac{2.7}{2} - 15 \times 3.2 - 9$ $\times \left(\frac{1}{3} + 27 \right) = 237.51 - 120.285 - 48 - 27.27 = 41.96$	0	0

$$q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 = 113.10 \text{ kN}$$

3. 可变荷载计算

(1) 可变荷载横向分布系数计算：荷载对称布置时用杠杆法，非对称布置时用偏心受压法。

① 公路—II 级

a. 单车列，对称布置（图 3-31）时：

$$\eta_1 = \eta_5 = 0$$

$$\eta_2 = \eta_4 = \frac{1}{2} \times 0.5625 = 0.281$$

$$\eta_3 = \frac{1}{2} (0.4375 + 0.4379) = 0.438$$

b. 双车列，对称布置（图 3-32）时：

$$\eta_1 = \eta_5 = \frac{1}{2} \times 0.5632 = 0.266$$

$$\eta_2 = \eta_4 = \frac{1}{2} (0.4375 + 0.4379) = 0.438$$

$$\eta_3 = \frac{1}{2} (0.5938 + 0.5938) = 0.594$$

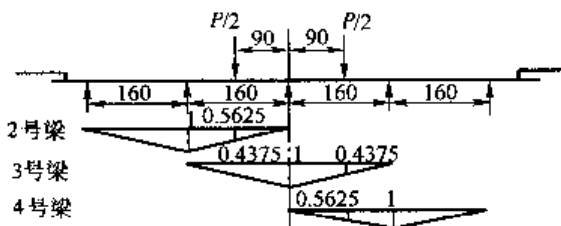


图 3-31 (尺寸单位: cm)

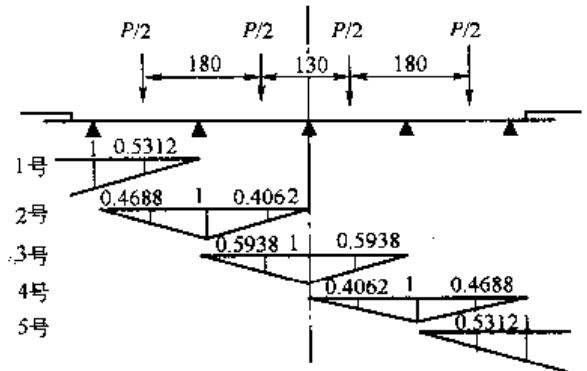


图 3-32 (尺寸单位: cm)

c. 单车列，非对称布置（图 3-33）时：

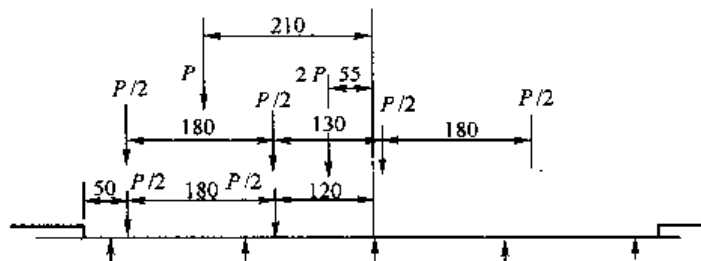


图 3-33 (尺寸单位: cm)

由 $\eta_i = \frac{1}{\eta} \pm ea_i / (2 \sum a^2)$ ，已知 $n=5$ ， $e=2.10$ ， $2 \sum a^2 = 2 (1.60^2 + 3.20^2) = 25.60$ ，

则

$$\eta_1 = \frac{1}{5} + \frac{2.1 \times 3.2}{25.60} = 0.200 + 0.263 = 0.463$$

$$\eta_2 = \frac{1}{5} + \frac{2.1 \times 1.6}{25.60} = 0.200 + 0.131 = 0.331$$

$$\eta_3 = \frac{1}{5} = 0.200$$

$$\eta_4 = \frac{1}{5} - 0.131 = 0.069$$

$$\eta_5 = \frac{1}{5} - 0.263 = -0.063$$

d. 双车列，非对称布置（图 3-33）时：

已知： $n=5$ ， $e=0.55$ ， $2\sum a^2=25.60$ ，则：

$$\eta_1 = \frac{1}{5} + \frac{0.55 \times 3.2}{25.60} = 0.200 + 0.069 = 0.269$$

$$\eta_2 = \frac{1}{5} + \frac{0.55 \times 1.6}{25.60} = 0.200 + 0.034 = 0.234$$

$$\eta_3 = \frac{1}{5} = 0.200$$

$$\eta_4 = \frac{1}{5} - 0.034 = 0.166$$

$$\eta_5 = \frac{1}{5} - 0.069 = 0.131$$

②人群荷载

$$q_A = 0.75 \times 3 = 2.25(\text{kN/m})$$

a. 两侧有人群，对称布置时（图 3-34）：

$$\eta_1 = \eta_5 = 1.422$$

$$\eta_2 = \eta_4 = -0.422$$

$$\eta_3 = 0$$

b. 单侧有人群，对称布置时（图 3-34）：

已知： $n=5$ ， $e=3.2+0.675=3.875$ ， $2\sum a^2=25.60$ 。

则：

$$\eta_1 = \frac{1}{5} + \frac{3.875 \times 3.2}{25.60} = 0.200 + 0.484 = 0.684$$

$$\eta_2 = \frac{1}{5} + \frac{3.875 \times 1.6}{25.60} = 0.200 + 0.242 = 0.442$$

$$\eta_3 = \frac{1}{5} = 0.200$$

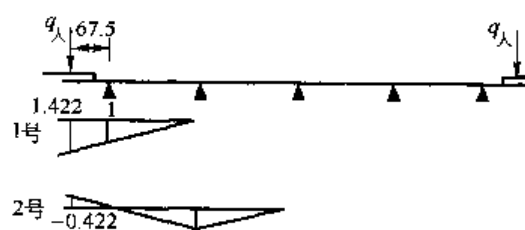


图 3-34（尺寸单位：cm）

$$\eta_4 = \frac{1}{5} - 0.242 = -0.042$$

$$\eta_5 = \frac{1}{5} - 0.484 = -0.284$$

(2) 按顺桥向可变荷载移动情况, 求得支座可变荷载反力的最大值 (图 3-35)。

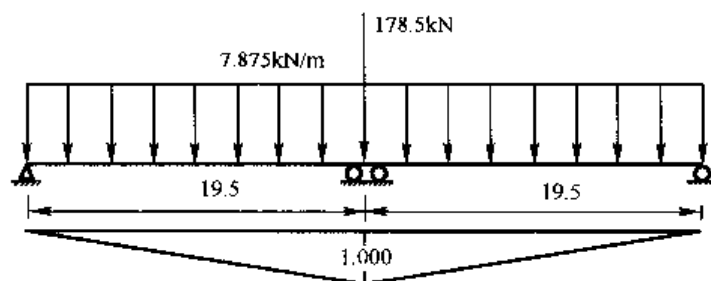


图 3-35 (尺寸单位: m)

①公路—II 级

双孔布载单列车时:

$$B = \frac{19.5 \times 2 \times 7.875}{2} + 178.5 = 332.06 \text{ (kN)}$$

双孔布载双列车时:

$$2B = 2 \times 332.06 = 664.12 \text{ (kN)}$$

单孔布置单列车时:

$$B = \frac{19.5 \times 7.875}{2} + 178.5 = 255.28 \text{ (kN)}$$

单孔布载双列车时:

$$2B = 510.56 \text{ (kN)}$$

②人群荷载 (图 3-36)

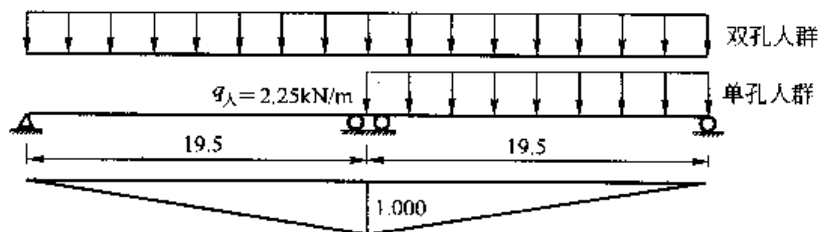


图 3-36 (尺寸单位: m)

单孔满载时:

$$B_2 = 2.25 \times \frac{1}{2} \times 1.008 \times 19.65 = 22.28 \text{ (kN) (一侧)}$$

双孔满载时 (一侧):

$$B_1 = B_2 = 22.28 \text{ (kN)}$$

$$B_1 + B_2 = 44.57 \text{ (kN)}$$

(3) 可变荷载横向分布后各梁支点反力 (计算的一般公式为 $R_i = B\eta_i$), 见表 3-21。

各梁支点反力计算

表 3-21

荷载横向分布情况			公路—II级荷载 (kN)				人群荷载 (kN)			
计算方法	荷载布置	横向分布系数 η	单孔		双孔		单孔		双孔	
			B	R_1	B	R_1	B	R_1	B	R_1
对称布置按杠杆法计算	单列行车 公路—II级	$\eta_1=0$		0		0				
		$\eta_4=0.281$		71.73		93.31				
		$\eta_3=0.438$	255.28	111.81	332.06	145.44				
		$\eta_2=0.281$		71.73		93.31				
		$\eta_5=0$		0		0				
	双列行车 公路—II级	$\eta_1=0.266$		135.81		176.66				
		$\eta_2=0.438$		223.63		290.88				
		$\eta_3=0.594$	510.56	303.27	664.12	394.49				
		$\eta_4=0.438$		223.63		290.88				
		$\eta_5=0.266$		135.81		176.66				
	人群荷载	$\eta_1=1.422$						31.68		63.38
		$\eta_2=-0.422$						-9.40		-18.81
		$\eta_3=0$					22.28	0	44.57	0
		$\eta_4=-0.422$						-9.40		-18.81
		$\eta_5=1.422$						31.68		63.38
非对称布置按偏心受压法计算	单列行车 公路—II级	$\eta_1=0.463$		118.19		153.74				
		$\eta_4=0.331$		84.50		109.91				
		$\eta_3=0.200$	255.28	51.06	332.06	66.41				
		$\eta_2=0.069$		17.61		22.91				
		$\eta_5=-0.063$		-16.08		-20.92				
	双列行车 公路—II级	$\eta_1=0.269$		137.34		178.65				
		$\eta_2=0.234$		119.47		155.40				
		$\eta_3=0.200$	510.56	102.11	664.12	132.82				
		$\eta_4=0.166$		84.75		110.24				
		$\eta_5=0.131$		66.88		87.00				
	人群荷载	$\eta_1=0.684$						15.24		30.49
		$\eta_2=0.422$						9.85		19.70
		$\eta_3=0.200$					22.28	4.46	44.57	8.91
		$\eta_4=-0.0422$						-0.94		-1.87
		$\eta_5=0.284$						-6.33		-12.66

(4) 各梁永久荷载、可变荷载反力组合:

计算见表 3-22, 表中均取用各梁的最大值, 其中冲击系数为:

$$1 + \mu = 1 + 0.2499 = 1.2499$$

各梁永久荷载、可变荷载基本组合计算表 (单位: kN)

表 3-22

编号	荷载情况	1号梁 R_1	2号梁 R_2	3号梁 R_3	4号梁 R_4	5号梁 R_5
①	恒载	330.71	337.12	333.34	337.12	330.74
②	公路—II级双列对称	220.83	227.24	493.11	227.24	220.83
③	公路—II级双列非对称	223.29	194.24	166.02	137.79	180.74
④	人群对称	63.38	-18.81	0	-18.81	63.38

各种荷载组合下的各截面弯矩计算见表 3-24。注意的是,表中内力计算未考虑施工荷载的影响。

各截面弯矩计算

表 3-24

荷载组合情况	墩柱反力 (kN)	梁支座反力 (kN)		各截面弯矩			
	G_1	R_1	R_2	截面②-②	截面③-③	截面④-④	截面⑤-⑤
组合⑥ 公路—II级双列对称	1573.69	614.92	545.55	-368.95	-676.41	-197.03	464.13
组合⑦ 公路—II级双列对称	1592.50	582.03	584.06	-349.22	-640.23	-135	547.26
组合⑧ 公路—II级双列非对称	1384.03	617.38	512.55	-370.43	-679.12	-295.80	110.76
组合⑨ 公路—II级双列非对称	1402.83	584.49	551.06	-350.70	-642.94	-233.77	193.87

(2) 相应于最大弯矩时的剪力计算

一般计算公式为:

截面①-①: $V_{左}=0$, $V_{右}=-R_1$;

截面②-②: $V_{左}=V_{右}=-R_1$;

截面③-③: $V_{左}=-R_1$, $V_{右}=G_1-R_1$;

截面④-④: $V_{左}=G_1-R_1$, $V_{右}=G_1-R_1-R_2$;

截面⑤-⑤: $V_{左}=G_1-R_1-R_2$, $V_{右}=G_1-R_1-R_2-R_3$ 。

计算值见表 3-25。

各截面剪力计算

表 3-25

荷载组合情况	墩柱反力 G_1 (kN)	梁支座反力 (kN)			各截面剪力 (kN)									
		R_1	R_2	R_3	截面①-①		截面②-②		截面③-③		截面④-④		截面⑤-⑤	
					$V_{左}$	$V_{右}$	$V_{左}$	$V_{右}$	$V_{左}$	$V_{右}$	$V_{左}$	$V_{右}$	$V_{左}$	$V_{右}$
组合⑥ 公路—II级	1573.69	614.92	545.55	826.45	0	-614.92	-614.92	-614.92	-614.92	958.77	958.77	413.22	413.22	-413.23
组合⑦ 公路—II级	1592.5	582.03	584.06	835.36	0	-582.03	-582.03	-582.03	-582.03	1010.47	1010.47	426.41	426.41	-408.95
组合⑧ 公路—II级	1384.03	617.38	512.55	499.36	0	-617.38	-617.38	-617.38	-617.38	766.65	766.65	254.1	254.1	-245.26
组合⑨ 公路—II级	1402.83	584.49	551.06	508.27	0	-584.49	-584.49	-584.49	-584.49	818.34	818.34	267.28	267.28	-240.99

2. 盖梁内力汇总 (表 3-26)

表中各截面内力均取表 3-24 和表 3-25 中的最大值。按表 3-26 可绘制内力计算的包络图。

盖梁内力汇总表

表 3-26

截面号		①-①	②-②	③-③	④-④	⑤-⑤
内力						
弯矩 (kN·m)	$M_{\text{自重}}$	-2.25	-10.50	-30.84	-0.31	41.96
	$M_{\text{荷载}}$	0	-370.43	-679.12	-295.80	547.26
	$M_{\text{计算}}$	-2.25	-380.93	-709.96	-296.11	589.22
剪力 (kN)	$V_{\text{自重}}$	左	-9.75	-24.00	-43.80	52.80
		右	-9.75	-24.00	69.30	52.80
	$V_{\text{荷载}}$	左	0	-617.38	617.38	1010.47
		右	-617.38	-617.38	1010.47	426.41
	$V_{\text{计算}}$	左	-9.75	-641.38	-661.18	1063.27
		右	-627.13	-641.38	1079.77	479.21

(三) 截面配筋设计与承载力校核

采用 C30 混凝土, 主筋选用 HRB335, $\Phi 22$, 保护层 5cm (钢筋中心至混凝土边缘)。
 $f_{\text{cd}}=13.8\text{MPa}$, $f_{\text{sd}}=280\text{MPa}$ 。

1. 正截面抗弯承载力验算

$$\gamma_0 M_d \leq f_{\text{cd}} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$f_{\text{sd}} A_s = f_{\text{cd}} b x$$

$$A_s = \frac{f_{\text{cd}} b x}{f_{\text{sd}}}$$

以下取③-③截面作配筋设计, 其它截面雷同, 在此不作详细计算。

已知: $bh=120\text{cm} \times 110\text{cm}$, $M_d=-709.96\text{kN} \cdot \text{m}$,

取 $\gamma_0=1.0$, $h_0=110-5=105\text{ (cm)}$ 。

即:

$$709.96 \times 10^6 \leq 13.8 \times 1200 \times x \left(1050 - \frac{x}{2} \right)$$

化简后为:

$$x^2 - 2100x + 85743.96 = 0$$

解方程得到 $x=41.63\text{mm}$ 。

$$A_s = f_{\text{cd}} b x / f_{\text{sd}} = 13.8 \times 1200 \times 41.63 / 280 = 2462.12(\text{mm}^2) = 24.62(\text{cm}^2)$$

用 $\Phi 22$ 钢筋, 其根数 $n = \frac{A_s}{A_{s1}} = \frac{24.62}{3.801} = 6.5$ 根, 实际选用 10 根, 配筋率: $\mu = \frac{38.01}{120 \times 105} \times 100\% = 0.302\%$ 。

该截面实际承载力 M_u 为:

$$\begin{aligned} M_u &= f_{\text{sd}} A_s (h_0 - x/2) \\ &= 280 \times 380 (1050 - 41.63/2) \\ &= 1095.34(\text{kN} \cdot \text{m}) > M_d = 709.96(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

就正截面承载力与配筋率而言, 配筋设计满足《公预规》要求。

其它截面的配筋设计如表 3-27 所示。

各截面钢筋量计算表

表 3-27

截面号	M (kN·m)	所需钢筋面积 A_s (cm ²)	所需Φ22 (根数)	实际选用		含筋率 (%)
				根数	A_s (cm ²)	
①-①	-2.25	—	—	6	22.81	0.266
②-②	-380.93	14.51	3.80	8	30.41	0.241
③-③	-709.96	24.62	6.5	10	38.01	0.302
④-④	-296.11	11.24	3.0	8	30.41	0.241
⑤-⑤	589.22	22.60	6.0	10	38.01	0.302

对比可知, 原标准图的配筋是适合的, 均大于计算值。

2. 斜截面抗剪承载力验算

按《公预规》5.2.10 条要求, 当截面符合: $\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0$ (kN) 可不进行斜截面抗剪承载力计算, 仅需按《公预规》9.3.13 条构造要求配置箍筋。

式中: α_2 ——预应力提高系数, 本例取 $\alpha_2 = 1.0$;

f_{td} ——混凝土抗拉设计强度, 本例取 $f_{td} = 1.39 \text{ MPa}$ 。

对于①-①截面:

$$0.5 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 = 0.5 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 1.39 \times 1200 \times 750 = 625.50 (\text{kN})$$

对于②-②截面~⑤-⑤截面:

$$0.5 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 = 0.5 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 1.39 \times 1200 \times 1050 = 875.70 (\text{kN})$$

按《公预规》5.2.9 条规定:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 = 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{30} \times 1200 \times 1050 = 3520 (\text{kN})$$

对照表 3-26 V_j 值, 本例可按构造要求设置斜筋与箍筋, 见图 3-38 所示。

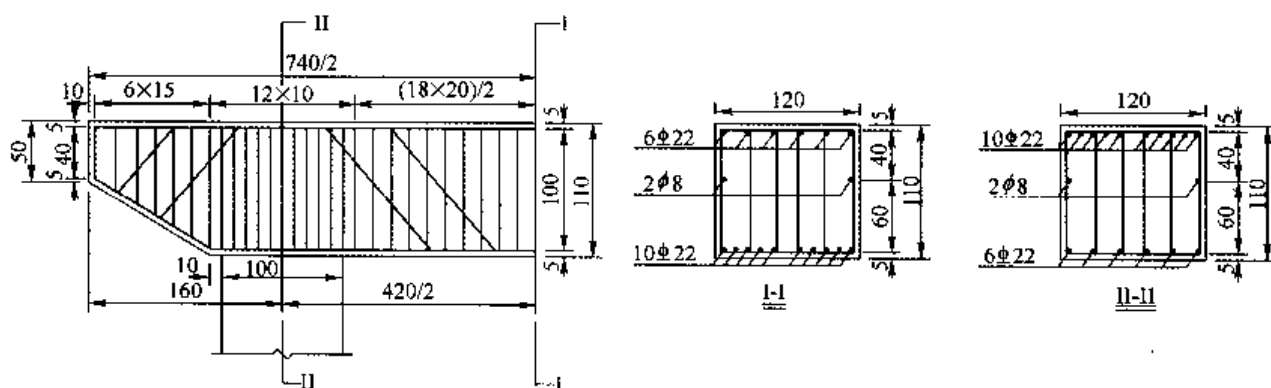


图 3-38 (尺寸单位: cm)

3. 全梁承载力校核

已知 $h_0 = 1050 \text{ mm}$, $\sigma_s = 280 \text{ MPa}$, 一根主筋 $\Phi 22$ 所能承受的弯矩值为: $M_l = \sigma_s \times A_s \times z$, 其中 $z = 0.92 h_0 = 966 \text{ mm}$, 代入后得 $M_l = 280 \times 380.1 \times 996 = 102.8 (\text{kN} \cdot \text{m})$, 据此绘制弯矩包络图和全梁承载力校核图, 如图 3-39 所示。

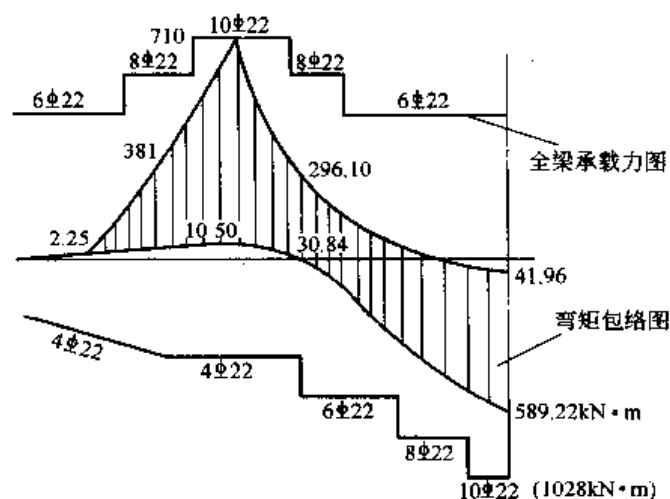


图 3-39

三、桥墩墩柱设计

墩柱一般尺寸见图 3-29 所示，墩柱直径为 $\phi 100\text{cm}$ ，用 C30 混凝土，R235 钢筋。

(一) 荷载计算

1. 恒载计算

由前式计算得：

- (1) 上部构造恒载，一孔重 1669.69kN
- (2) 梁盖自重（半根梁盖）113.10kN
- (3) 横系梁重

$$(1.00 \times 0.7 \times 3.2 \times 2.5) = 56 \text{ (kN)}$$

(4) 墩柱自重

$$3.1416 \times 0.5^2 \times 1.9 \times 25 = 37.31 \text{ (kN)}$$

作用墩柱底面的恒载垂直力为：

$$N_{\text{恒}} = \frac{1}{2} \times 1669.06 + 37.31 = 984.94 \text{ (kN)}$$

2. 汽车荷载计算

荷载布置及行驶情况见前述图 3-31~图 3-33，由盖梁计算得知：

(1) 公路—II 级

① 单孔荷载

单列车时：

$$B_1 = 0, B_2 = 255.28\text{kN}, B_1 + B_2 = 255.28\text{kN}$$

相应的制动力：

$T = 255.28 \times 2 \times 0.1 = 51 \text{ (kN)}$ ，按《公预规》制动力不小于 90kN，故取制动力为 90kN。

②双孔荷载

单列车时:

$$B_1 = 76.78 \text{ kN}, B_2 = 255.28 \text{ kN}$$

相应的制动力:

$$B_1 + B_2 = 322.06 \text{ kN}$$

$$T = 322.06 \times 2 \times 0.1 = 64.4 \text{ (kN)} < 90 \text{ (kN)}, \text{ 取制动力为 } 90 \text{ kN}.$$

(2) 人群荷载

①单孔行人 (单侧)

$$B_1 = 0, B_2 = 22.28 \text{ kN}, B_1 + B_2 = 22.28 \text{ kN}$$

②双孔行人 (单侧)

$$B_1 = B_2 = 22.28 \text{ kN}, B_1 + B_2 = 44.57 \text{ kN}$$

汽车荷载中双孔荷载产生支点处最大反力值, 即产生最大墩柱垂直力; 汽车荷载中单孔荷载产生最大偏心弯矩, 即产生最大墩柱底弯矩。

3. 双柱反力横向分布计算 (汽车荷载位置见图 3-40)

$$(1) \text{ 单列车时: } \eta_1 = \frac{210 + 210}{420} = 1.0,$$

$$\eta_2 = 1 - 1 = 0.$$

$$\text{双列车时: } \eta_1 = \frac{55 + 210}{420} = 0.631,$$

$$\eta_2 = 1.00 - 0.631 = 0.369.$$

(2) 人群荷载:

$$\text{单侧时: } \eta_1 = \frac{387.5 + 210}{420} = 1.423,$$

$$\eta_2 = 1.00 - 1.423 = -0.423.$$

$$\text{双侧时: } \eta_1 = \eta_2 = 0.50.$$

4. 荷载组合

(1) 最大最小垂直反力时, 计算见表 3-28。

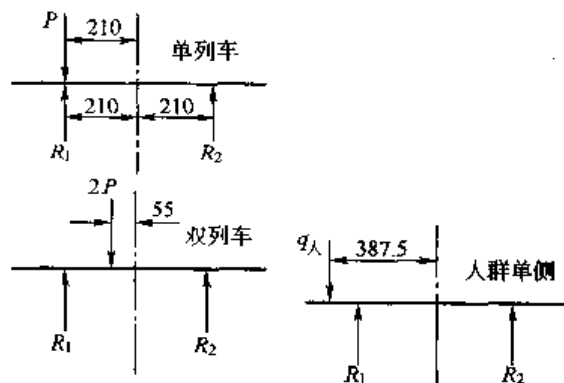


图 3-40 (尺寸单位: cm)

可变荷载组合垂直反力计算 (双孔)

表 3-28

编 号	荷载 状 况		最大垂直反力 (kN)		最小垂直反力 (kN)	
			横向分布 η_1	$B\eta_1 (1+\mu)$	横向分布 η_1	$B\eta_1 (1+\mu)$
1	公路-II级	单列车	1.000	415.04	0	0
2		双列车	0.631	523.78	0.369	306.30
3	人群荷载	单侧行人	1.423	63.42	-0.423	18.85
4		双侧行人	0.500	44.57	0.500	44.57

表中汽车-II级已乘以冲击系数, $1+\mu=1.2499$ 。

(2) 最大弯矩时, 计算见表 3-29。

可变荷载组合最大弯矩计算 (单孔)

表 3-29

编号	荷载情况	墩柱顶反力计算式 $B\eta_1(1+\mu)$	垂直力 (kN)			水平力 H (kN)	对柱顶中心弯矩 (kN·m)	
			B_1	B_2	B_1+B_2		$0.25(B_1-B)$	$1.14H$
1	上部构造与盖梁计算	—	—	—	947.63	—	0	0
2	单孔双列车	$510.56 \times 0.631 \times 1.2499$	402.67	0	402.67	45	102.30	51.30
3	人群单孔双侧	89.14×0.500	44.57	—	44.57	—	11.14	—

表 3-29 内水平力由两墩柱平均分配。

(二) 截面配筋计算及应力验算

1. 作用于墩柱顶的外力 (图 3-41)

(1) 垂直力

最大垂直力:

$$N_{\max} = 947.63 + 523.78 + 63.42 = 1534.83 \text{ (kN) (汽车)}$$

最小垂直力: (需考虑与最大弯矩值相适应)

由表 3-29 得到:

$$N_{\min} = 947.63 + 402.67 + 44.57 = 1394.87 \text{ (kN)}$$

(2) 水平力

$$H = 45 \text{ kN}$$

(3) 弯矩

$$M_{\max} = 102.30 + 51.30 + 11.14 = 164.74 \text{ (kN·m)}$$

2. 作用于墩柱底的外力

$$N_{\max} = 1534.83 + 37.31 = 1572.14 \text{ (kN)}$$

$$N_{\min} = 1394.87 + 37.31 = 1432.18 \text{ (kN)}$$

$$M_{\max} = 164.74 + 45 \times 1.9 = 250.2 \text{ (kN)}$$

3. 截面配筋计算

已知墩柱顶用 C30 混凝土, 采用 12 ϕ 16 HRB235 钢筋, $A_g = 24.13 \text{ cm}^2$, 则纵向钢筋配筋

率 $\rho = \frac{A_g}{\pi r^2} = \frac{24.13}{\pi \times (50)^2} = 0.31\%$ 。由于 $l_0/(2r) = 2 \times 1.9 / (2 \times 0.5) = 3.8 < 7$, 故不计偏心增大系数, 取 $\eta = \varphi = 1.0$;

(1) 双孔荷载, 按最大垂直力时, 墩柱顶按轴心受压构件验算, 根据《公预规》5.3.1 条:

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9\varphi(f_{cd}A + f'_{cd}A'_s)$$

$$\begin{aligned} 0.9\varphi(f_{cd}A + f'_{cd}A'_s) &= 0.9 \times 1 \times (13.8 \times 0.785 \times 10^6 + 280 \times 24.13 \times 10^2) \\ &= 11508.64 \text{ (kN)} > \gamma_0 N_d = 1534.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

满足规范要求。

(2) 单孔荷载, 最大弯矩时, 墩柱顶按小偏心受压构件验算:

$$N_d = 1394.87 \text{ kN}$$

$$M_d = 164.74 \text{ kN·m}$$

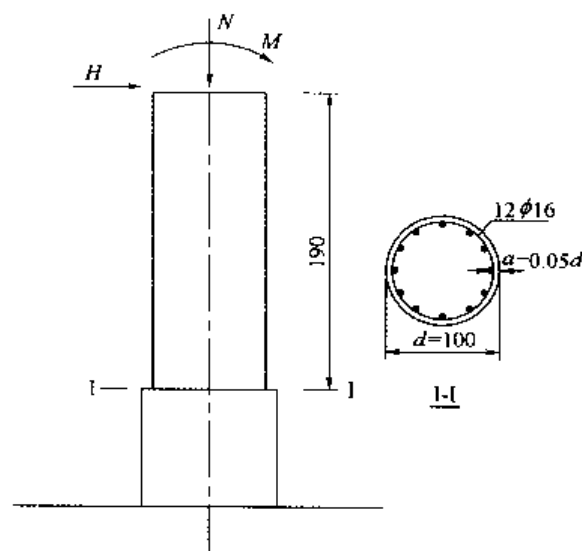


图 3-41 (尺寸单位: cm)

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} = 0.118\text{m} = 118\text{mm}$$

$$l_0/(2r) = 3.8 < 7$$

故 $\eta=1.0$, $\eta e_0=118.1\text{mm}$ 。

根据《公预规》5.3.9条偏心受压构件承载力计算应符合下列规定:

$$\gamma_0 N_d \leq Ar^2 f_{cd} + Cpr^2 f'_{sd}$$

$$\gamma_0 N_d e_0 \leq Br^3 f_{cd} + Dpgr^3 f'_{sd}$$

$$e_0 = \frac{Bf_{cd} + Dpgf'_{sd}}{Af_{cd} + Cp f'_{sd}} \cdot r$$

设 $g=0.88$, 代入 f_{cd} , f'_{sd} , ρ 后, 经整理得:

$$e_0 = \frac{13.8B + 0.764D}{13.8A + 0.868C} \cdot r$$

按《公预规》提供的附录C表C.0.2“圆形截面钢筋混凝土偏压构件正截面抗压承载力计算系数”表, 经试算查得各系数 A , B , C , D 为:

设 $\xi=0.86$, $A=2.3047$, $B=0.5304$, $C=1.8786$, $D=0.9639$, 代入后

$$e_0 = \frac{13.8 \times 0.5304 + 0.764 \times 0.9639}{13.8 \times 2.3047 + 0.868 \times 1.8786} \times 0.5 = 0.118(\text{m}) \approx 0.12(\text{m})$$

则

$$\begin{aligned} Ar^2 f_{cd} + Cpr^2 f'_{sd} &= (2.3047 \times 13.8 + 1.8786 \times 0.0031 \times 280) \times 500^2 \\ &= 8360000(\text{N}) = 8360(\text{kN}) > \gamma_0 N_d = 1394.87(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Br^3 f_{cd} + Dpgr^3 f'_{sd} &= (0.5304 \times 13.8 + 0.9639 \times 0.0031 \times 0.88 \times 280) \times 500^3 \\ &= 1007500000(\text{N} \cdot \text{mm}) = 1007.5(\text{kN} \cdot \text{m}) > \gamma_0 N_d e_0 = 164.74(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

墩柱承载力满足规范要求。

四、钻孔桩计算

钻孔灌注桩直径为 1.20m, 用 C25 混凝土, $\phi 16\text{R}235$ 级钢筋。灌注桩按 m 法计算, m 值为 $5 \times 10^3 \text{kN/m}^4$ (软塑黏性土)。桩身混凝土受压弹性模量 $E_c = 2.60 \times 10^4 \text{MPa}$ 。

(一) 荷载计算

每一根桩承受的荷载为:

1. 一孔恒载反力 (图 3-42)

$$N_1 = \frac{1}{2} \times 1689.02 = 844.51(\text{kN})$$

2. 盖梁恒重反力

$$N_2 = 113.10(\text{kN})$$

3. 系梁恒重反力

$$N_3 = \frac{1}{2} \times 56 = 28(\text{kN})$$

4. 一根墩柱恒重

$$N_4 = 37.31(\text{kN})$$

作用于桩顶的恒载反力 $N_{\text{恒}}$ 为:

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 1022.92 \text{ (kN)}$$

5. 灌注桩每延米自重

$$q = \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 \times 15 = 16.95 \text{ (kN/m) (已扣除浮力)}$$

6. 可变荷载反力

(1) 两跨可变荷载反力:

$$N_5 = 523.78 \text{ kN (公路—II级)}$$

$$N'_5 = 63.42 \text{ kN (人群荷载、单侧)}$$

(2) 单跨可变荷载反力:

$$N_6 = 402.67 \text{ kN (公路—II级)}$$

$$N'_6 = 44.57 \text{ kN (人群荷载、双侧)}$$

(3) 制动力 $T = 45 \text{ kN}$, 作用点在支座中心, 距桩顶距离为:

$$\left(\frac{1}{2} \times 0.042 + 1.1 + 1.9 \right) = 3.021 \text{ (m)}$$

(4) 纵向风力: 风压取 $0.7 \times 442 = 309.4 \text{ (Pa)}$,

$$\text{则由盖梁引起的风力: } W_1 = \frac{1}{2} \times 2.314 = 1.157 \text{ (kN)}.$$

$$\text{对桩顶的力臂为: } 1.10 \times \frac{1}{2} + 1.9 = 2.45 \text{ (m)}.$$

$$\text{墩柱引起的风力: } W_2 = 0.85 \text{ (kN)}.$$

$$\text{对桩顶的力臂为: } \frac{1}{2} \times 1.90 = 0.95 \text{ (m)}.$$

横向风因墩柱横向刚度较大, 可不予考虑。

7. 作用于桩顶的外力 (图 3-43)

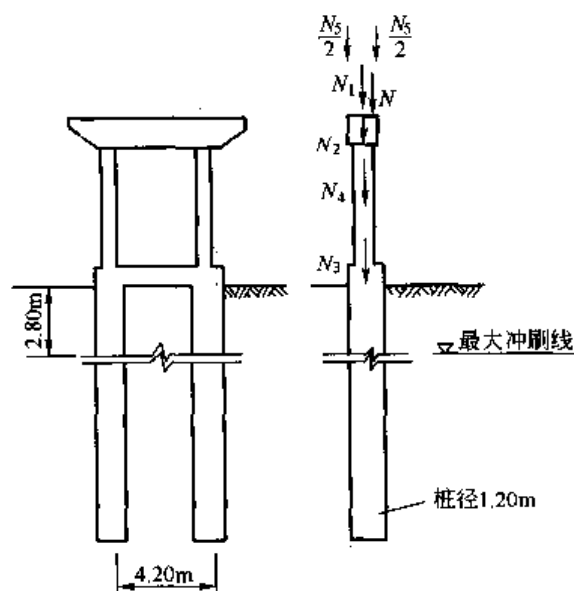


图 3-42

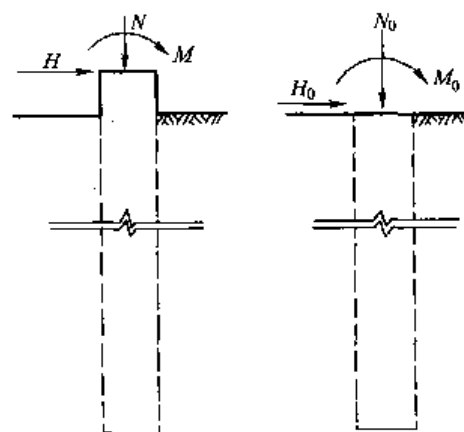


图 3-43

$$N_{\max} = 1022.92 + 523.78 + 63.42 = 1610.12 \text{ (kN) (双孔)}$$

$$N_{\min} = 1022.92 + 402.67 + 44.57 = 1470.16 \text{ (kN) (单孔)}$$

$$H = 45 + 1.157 + 0.85 = 47.01 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 M &= N_6 \times 0.25 + T \times 3.021 + W_1 \times 2.45 + W_2 \times 0.95 + N''_6 \times 0.25 \quad (\text{单跨可变荷载时}) \\
 &= 102.30 + 135.95 + 2.83 + 0.81 + 11.14 \\
 &= 251.40 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

8. 作用于地面处桩顶上的外力

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= 1610.12 + 16.96 = 1627.08 \quad (\text{kN}) \\
 N_{\min} &= 1470.16 + 16.96 = 1487.12 \quad (\text{kN}) \\
 H_0 &= 47.01 \quad (\text{kN}) \\
 M_0 &= 251.40 + 47.01 \times 1.0 = 298.41 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

(二) 桩长计算

由于假定土层是单一的, 可由确定单桩容许承载力的经验公式初步计算桩长。灌注桩最大冲刷线以下的桩长为 h , 则:

$$[N] = \frac{1}{2} U \sum l_i \tau_i + \lambda m_0 A \{ [\sigma_0] + k_2 \gamma_2 (h_3 - 3) \}$$

式中: U ——桩周长, 考虑用旋转式钻机, 成孔直径增大 5cm, 则 $U = \pi \times 1.25 = 3.93 \quad (\text{m})$;

τ_i ——桩壁极限摩阻力, 按表值取为 40kPa, 即 40kN/m²;

l_i ——土层厚度 (m);

λ ——考虑桩入土深度影响的修正系数, 取为 0.75;

m_0 ——考虑孔底沉淀厚度影响的清底系数, 取为 0.80;

A ——桩底截面积, $A = \pi R^2 = 1.13\text{m}^2$;

$[\sigma_0]$ ——桩底土层容许承载力, 取 $[\sigma_0] = 220\text{kPa}$;

k_2 ——深度修正系数, 取 $k_2 = 1.5$;

γ_2 ——土层的重度, 取 $\gamma_2 = 8.0\text{kN/m}^3$ (已扣除浮力);

h_3 ——一般冲刷线以下深度 (m)。

代入得:

$$\begin{aligned}
 [N] &= \frac{1}{2} [3.93 \times (2.8 + h) \times 40] + 0.75 \times 0.8 \times 1.13 [220 + 1.5 \times 8 \times (2.8 + h - 3)] \\
 &= 134.60 + 78.6h + 0.678 \times (217.6 + 12h) \\
 &= 282.13 + 86.74h
 \end{aligned}$$

桩底最大垂直力为:

$$N_{\max} = 1627.08 + 2.8 \times 16.96 + \frac{1}{2} qh = 1674.57 + 8.48h$$

即:

$$1674.57 + 8.48h = 282.13 + 86.74h$$

故:

$$h = \frac{1674.57 - 282.13}{86.74 - 8.48} = 17.79 \quad (\text{m})$$

取 $h = 20\text{m}$, 即地面以下桩长为 22.80m, 由上式反求:

$$\begin{aligned}
 [N] &= 282.13 + 86.74 \times 20 = 2016.93 \quad (\text{kN}) \\
 &> N_{\max} = 1674.57 + 8.48 \times 20 = 1844.17 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

可知桩的轴向承载力能满足要求。

(三) 桩的内力计算 (m 法)

1. 桩的计算宽度 b

$$b_1 = k_1(d+1) = 0.9(1.2+1.0) = 1.98(\text{m})$$

2. 桩的变形系数 α

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}}$$

式中: $E_b = 2.6 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, $I = 0.0491 \times d^4 = 0.102 \text{ m}^4$ 。

受弯构件: $EI = 0.67 E_b I$ 。

故:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1.98}{0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.102}} = 0.354$$

$$\alpha h = 0.354 \times 22.80 = 8.07 > 2.5$$

可按弹性桩计算。

3. 地面以下深度 z 处桩身截面上的弯矩 M_z 与水平压应力 σ_{xz} 的计算

已知作用于地面处桩顶上的外力为:

$$N_0 = 1477.14 \text{ kN}, H_0 = 47.01 \text{ kN}, M_0 = 298.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(1) 桩身弯矩 M_z

$$M_z = \frac{H_0}{\alpha} A_m + M_0 B_m$$

式中的无量纲系数 A_m , B_m 可由表格查得, 计算见表 3-30, 桩身的弯矩分布示于图 3-44。

桩身弯矩 M_z 计算 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

表 3-30

z	$\bar{z} = \alpha z$	$\bar{h} = \alpha h$	A_m	B_m	$\frac{H_0}{\alpha} A_m$	$M_0 B_m$	M_z
0.28	0.1	4.0	0.09960	0.99974	13.23	298.33	311.56
0.56	0.2	4.0	0.19696	0.99806	26.16	297.83	323.99
1.13	0.4	4.0	0.37739	0.98617	50.12	294.28	344.40
1.69	0.6	4.0	0.52938	0.95861	70.30	286.06	356.36
2.26	0.8	4.0	0.64561	0.91324	85.74	272.52	358.26
2.82	1.0	4.0	0.72305	0.85089	96.02	253.91	349.93
3.67	1.3	4.0	0.76761	0.73161	101.94	218.32	320.26
4.24	1.5	4.0	0.75466	0.68694	100.22	204.99	305.21
5.65	2.0	4.0	0.61413	0.40658	81.56	121.33	202.89
7.06	2.5	4.0	0.39896	0.14763	52.98	44.05	97.03
8.47	3.0	4.0	0.19305	0.07595	25.64	22.67	48.31
9.89	3.5	4.0	0.05081	0.01354	6.75	4.04	10.79
11.30	4.0	4.0	0.00005	0.00009	0.007	0.027	0.034

(2) 桩身水平压应力 σ_{xz}

$$\sigma_{xz} = \frac{\alpha H_0}{b_1} \bar{z} A_x + \frac{\alpha^2 M_0}{b_1} \bar{z} B_x$$

式中无量纲系数 A_x , B_x 可由表格查得, \bar{z} 为换算深度, $\bar{z} = \alpha z$ 。计算见表 3-31, 桩身的水平压应力分布示于图 3-44。

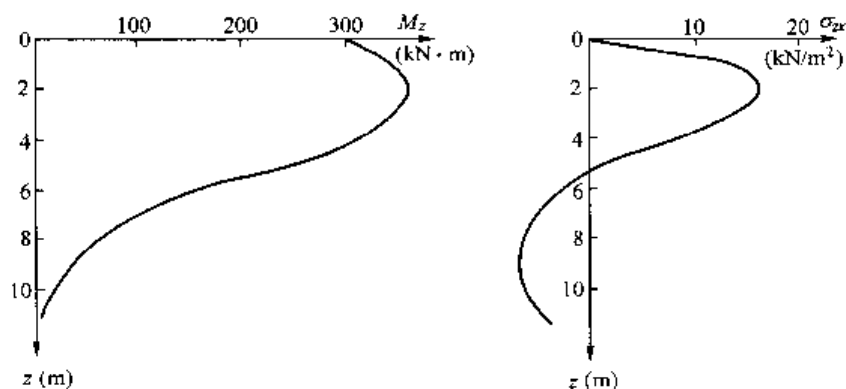


图 3-44

$$\alpha H_0 / b_1 = \frac{0.354 \times 47.01}{1.98} = 8.40$$

$$\alpha^2 M_0 / b_1 = \frac{(0.354)^2 \times 298.41}{1.98} = 18.89$$

水平压力 σ_{xz} 计算 (单位: kN/m^2)

表 3-31

z	$\bar{z} - \alpha z$	A_x	B_x	$\frac{\alpha H_0}{b_1} \bar{z} A_x$	$\frac{\alpha^2 M_0}{b_1} \bar{z} B_x$	δ_{xz}
0.28	0			0	0	0
0.56	0.2	2.11799	1.29088	3.56	4.87	8.43
1.13	0.4	1.80273	1.00064	6.06	7.56	13.62
1.98	0.7	1.36024	0.63885	8.00	8.44	16.44
2.54	0.9	1.09361	0.44481	8.27	7.56	15.83
3.11	1.1	0.85441	0.28606	7.89	5.95	13.84
4.24	1.5	0.46614	0.06288	5.87	1.78	7.65
5.65	2.0	0.14696	-0.07572	2.47	-2.86	-0.39
8.47	3.0	-0.08741	-0.09471	-2.20	-5.37	-7.57
11.30	4.0	-0.10788	0.01487	-3.62	-1.12	-4.74

(四) 桩身截面配筋与承载力验算 (图 3-45)

验算最大弯矩 $z=2.26\text{m}$ 处的截面强度, 该处的内力值为:

$$M=358.26\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N=1477.14\text{kN}$$

桩内竖向钢筋按 0.2% 配置, 则

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 \times 0.2\% = 22.62 (\text{cm}^2)$$

选用 $12\phi 16$, $A_s=24.13\text{cm}^2$, $\rho=0.21\%$ 。

桩的换算面积为:

$$A_0 = A_h + nA_s = \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 + 10 \times 24.13 \times 10^{-4} = 1.155 (\text{m}^2)$$

桩的换算截面模量 W_0 为:

$$W_0 = \frac{\pi}{4} \times R^3 + \frac{nA_s r_s^2}{2R} = 0.175\text{m}^3$$

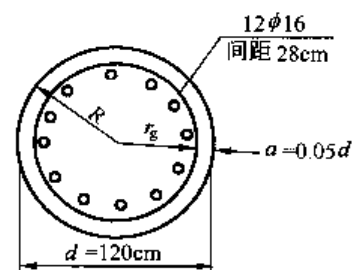


图 3-45

l_p 为桩的计算长度, 当 $ah \geq 4$ 时, 取 $l_p = 0.7 \left(l_0 + \frac{4.0}{\alpha} \right) = 7.91 \text{ (m)}$ 。

根据《公预规》5.3.9条和5.3.10条相关规定:

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 \frac{e_0}{(r_0 + r_s)} = 0.786, \zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{2r} = 1.0709 > 1, \text{取 } \zeta_2 = 1.$$

偏心增大系数:

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_0 / (r + r_s)} \left(\frac{l_0}{2r} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1.112$$

$$e_0 = M_0 / N_0 = 242.54 \text{ mm}$$

则 $\eta e_0 = 269.8 \text{ mm} \approx 270 \text{ mm}$ 。

按桥墩墩柱一节所示方法, 查《公预规》附录C相关表格, 可得到相关系数。

经试算, 当 $\xi = 0.6386$ 时, 从表中查得 $A = 1.6144$, $B = 0.6662$, $C = 0.7250$, $D = 1.7132$ 。另设 $g = 0.88$, $\rho = 0.21\%$, $f_{cd} = 11.5 \text{ MPa}$, $f'_{sd} = 195 \text{ MPa}$, 代入下式:

$$e_0 = \frac{B f_{cd} + D \rho g f'_{sd}}{A f_{cd} + C \rho f'_{sd}} r$$

$$= \frac{0.6662 \times 11.5 + 1.7132 \times 0.0021 \times 0.88 \times 195}{1.6144 \times 11.5 + 0.725 \times 0.0021 \times 195} \times 600$$

$$= 264 \text{ (mm)} \approx 270 \text{ (mm)}$$

则:

$$\gamma_0 N_d = 1477.14 \text{ kN} \leq A r^2 f_{cd} + C \rho r^2 f'_{sd} - (A f_{cd} + C \rho f'_{sd}) r^2$$

$$= 18.86 \times 600^2 = 6790 \text{ (kN)}$$

$$\gamma_0 N_d e_0 = 358.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq B r^3 f_{cd} + D \rho g r^3 f'_{sd} = (B f_{cd} + D \rho g f'_{sd}) r^3$$

$$= 8.28 \times 600^3 = 1788.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

钻孔桩的正截面受压承载力满足要求。

(五) 墩顶纵向水平位移验算

1. 桩在地面处的水平位移和转角 (x_0, φ_0) 计算

$$x_0 = \frac{H_0}{\alpha^3 EI} A_x + \frac{M_z}{\alpha^2 EI} B_x$$

当 $ah \geq 4$, $z=0$ 时, 查表得到:

$$A_x = 2.44066, B_x = 1.621$$

$$\alpha^3 EI = (0.354)^3 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.67 \times 0.102 = 0.788 \times 10^5$$

$$\alpha^2 EI = (0.354)^2 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.67 \times 0.102 = 2.227 \times 10^5$$

故:

$$x_0 = \frac{47.01}{0.788 \times 10^5} \times 2.441 + \frac{298.41}{2.227 \times 10^5} \times 1.621$$

$$= 1.456 \times 10^{-3} + 2.172 \times 10^{-3}$$

$$= 3.628 \times 10^{-3} \text{ (m)} = 3.63 \text{ (mm)} < 6 \text{ (mm)} \text{ (符合 } m \text{ 法计算要求)}$$

$$\varphi_0 = \frac{H_0}{\alpha^2 EI} A_\varphi + \frac{M_0}{\alpha EI} B_\varphi$$

同上查表得到:

$$A_\varphi = -1.62100, B_\varphi = -1.75058$$

$$\alpha EI = 0.354 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.06 \times 0.102 = 6.291 \times 10^5$$

代入得:

$$\begin{aligned}\varphi_0 &= \frac{47.01}{2.227 \times 10^5} \times (-1.621) + \frac{298.41}{6.291 \times 10^5} \times (-1.751) \\ &= -3.422 \times 10^{-4} - 8.306 \times 10^{-4} \\ &= -1.173 \times 10^{-3} \\ &= -0.00117(\text{rad})\end{aligned}$$

2. 墩顶纵向水平位移验算 (图 3-46)

由于桩露出地面部分为变截面, 其上部墩柱截面抗弯刚度为 $E_1 I_1$ (直径 d_1), 下部桩截面抗弯刚度为 EI (直径为 d), 假设 $n = E_1 I_1 / (EI)$, 则墩顶的水平位移公式为:

$$x_1 = x_0 - \varphi_0 l_0 + x_Q + x_m$$

式中:

$$x_Q = \frac{H}{E_1 I_1} \left[\frac{1}{3} (nh_2^3 + h_1^3) + nh_1 h_2 (h_1 + h_2) \right]$$

$$x_m = \frac{M}{2E_1 I_1} [h_1^2 + nh_2 (2h_1 + h_2)]$$

由于 $n = \frac{EI}{E_1 I_1}$, $E = E_1$, 所以

$$n = \left(\frac{1.0}{1.2} \right)^4 = 0.482, E_1 I_1 = 0.482 EI$$

已知: $h_1 = 3.0\text{m}$, $h_2 = 1.0\text{m}$, $h = 22.8\text{m}$,

故:

$$\begin{aligned}x_Q &= \frac{45}{0.482 \times 0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.102} \left[\frac{1}{3} (0.482 \times 1.0^3 + 3.0^3) + \right. \\ &\quad \left. 0.482 \times 3.0 \times 1.0 \times (3.0 + 1.0) \right] \\ &= 0.785 \times 10^{-3}(\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}x_m &= \frac{164.74}{2 \times 0.482 \times 0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.102} [3.0^2 + 0.482 \times 1.0 \times (2 \times 3.0 + 1.0)] \\ &= 1.190 \times 10^{-3}(\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}x_1 &= x_0 - \varphi_0 l_0 + x_Q + x_m \\ &= 3.630 \times 10^{-3} - (-0.00117 \times 4.0) + 0.785 \times 10^{-3} + 1.190 \times 10^{-3} \\ &= 10.275 \times 10^{-3}(\text{m}) = 10.28(\text{mm})\end{aligned}$$

墩顶容许的纵向水平位移 $[\Delta]$ 为:

$$[\Delta] = 5\sqrt{l} = 5 \times \sqrt{20} = 22.36(\text{mm}) > x_1 = 10.28(\text{mm})$$

符合规范要求。

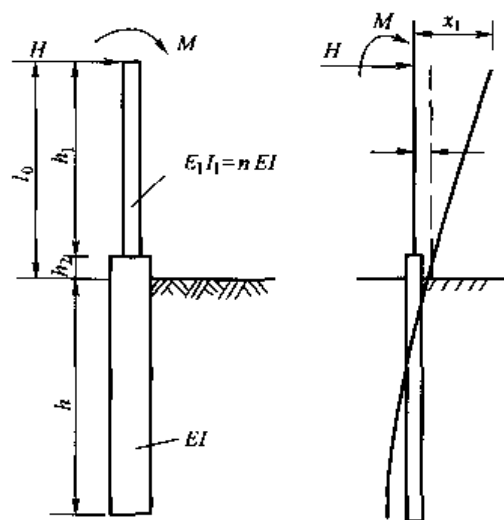


图 3-46

例四 预应力混凝土简支 T 形梁桥 计算示例（用夹片锚具）

一、设计资料及构造布置

（一）设计资料

1. 桥梁跨径及桥宽

标准跨径：40m（墩中心距离）；

主梁全长：39.96m；

计算跨径：39.00m；

桥面净空：净—14m+2×1.75m=17.5m。

2. 设计荷载

公路 II 级，人群荷载 3.0kN/m^2 ，每侧人行栏、防撞栏重力的作用力分别为 1.52kN/m 和 4.99kN/m 。

3. 材料及工艺

混凝土：主梁用 C50，栏杆及桥面铺装用 C30。

预应力钢筋采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）的 $\phi 15.2$ 钢绞线，每束 6 根，全梁配 7 束， $f_{pk}=1860\text{MPa}$ 。

普通钢筋直径大于和等于 12mm 的采用 HRB335 钢筋；直径小于 12mm 的均用 R235 钢筋。

按后张法施工工艺制作主梁，采用内径 70mm、外径 77mm 的预埋波纹管和夹片锚具。

4. 设计依据

（1）交通部颁《公路工程技术标准》（JTG B01—2003），简称《标准》；

（2）交通部颁《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004），简称《桥规》；

（3）交通部颁《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004），简称《公预规》。

5. 基本计算数据（见表 4-1）

（二）横截面布置

1. 主梁间距与主梁片数

主梁间距通常应随梁高与跨径的增大而加宽为经济，同时加宽翼板对提高主梁截面效率指标 ρ 很有效，故在许可条件下应适当加宽 T 梁翼板。本算例主梁翼板宽度为 2500mm，由

于宽度较大，为保证桥梁的整体受力性能，桥面板采用现浇混凝土刚性接头，因此主梁的工作截面有两种：预施应力、运输、吊装阶段的小截面（ $b_1=1600\text{mm}$ ）和运营阶段的大截面（ $b_1=2500\text{mm}$ ）。净—14m+2×1.75m 的桥宽选用七片主梁，如图 4-1 所示。

基本计算数据 表 4-1

名 称	项 目		符 号	单 位	数 据
混 凝 土	立方强度		$f_{cu,k}$	MPa	50
	弹性模量		E_c	MPa	3.45×10^4
	轴心抗压标准强度		f_{ck}	MPa	32.4
	轴心抗拉标准强度		f_{tk}	MPa	2.65
	轴心抗压设计强度		f_{cd}	MPa	22.4
	轴心抗拉设计强度		f_{td}	MPa	1.83
	短暂状态	容许压应力	$0.7f'_{ck}$	MPa	20.72
		容许拉应力	$0.7f'_{tk}$	MPa	1.757
	持久状态	标准荷载组合：			
		容许压应力	$0.5f_{ck}$	MPa	16.2
		容许主压应力	$0.6f_{ck}$	MPa	19.44
		短期效应组合：			
		容许拉应力	$\sigma_{st}-0.85\sigma_{pc}$	MPa	0
		容许主拉应力	$0.6f_{tk}$	MPa	1.59
φ15.2 钢 绞 线	标准强度		f_{pk}	MPa	1860
	弹性模量		E_p	MPa	1.95×10^5
	抗拉设计强度		f_{pd}	MPa	1260
	最大控制应力 σ_{con}		$0.75f_{pk}$	MPa	1395
	持久状态应力： 标准荷载组合		$0.65f_{pk}$	MPa	1209
材 料 重 度	钢筋混凝土		γ_1	kN/m ³	25.0
	沥青混凝土		γ_2	kN/m ³	23.0
	钢绞线		γ_3	kN/m ³	78.5
	钢束与混凝土的弹性模量比		α_{Ep}	无量纲	5.65

注：本示例考虑混凝土强度达到 C45 时开始张拉预应力钢束。 f'_{ck} 和 f'_{tk} 分别表示钢束张拉时混凝土的抗压、抗拉标准强度，则： $f'_{ck}=29.6\text{MPa}$ ， $f'_{tk}=2.51\text{MPa}$ 。

2. 主梁跨中截面主要尺寸拟订

(1) 主梁高度

预应力混凝土简支梁桥的主梁高度与其跨径之比通常在 1/15~1/25，标准设计中高跨比约在 1/18~1/19。当建筑高度不受限制时，增大梁高往往是较经济的方案，因为增大梁高可以节省预应力钢束用量，同时梁高加大一般只是腹板加高，而混凝土用量增加不多。综上所述，本算例中取用 2300mm 的主梁高度是比较合适的。

(2) 主梁截面细部尺寸

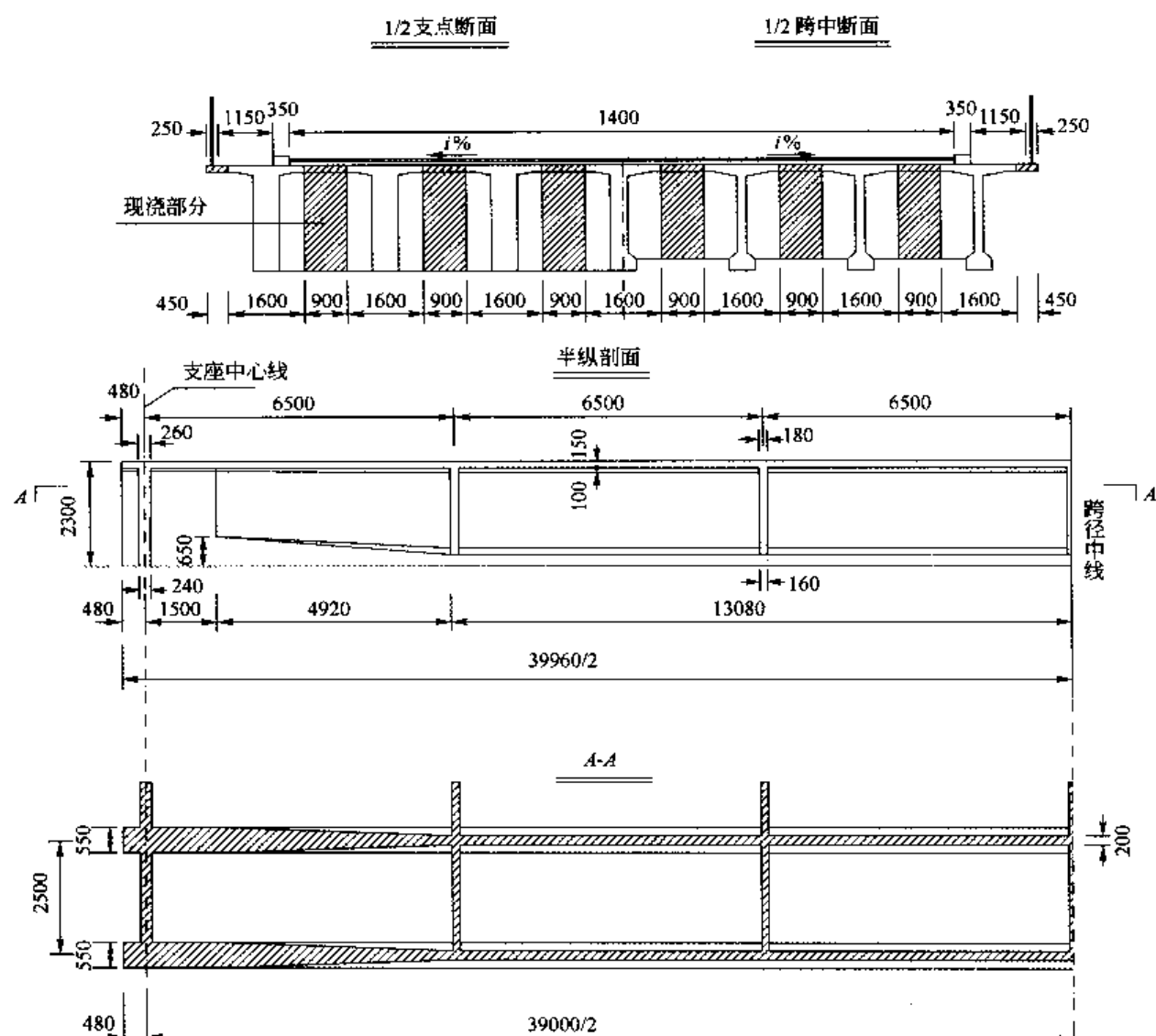


图 4-1 结构尺寸图 (尺寸单位: mm)

T 梁翼板的厚度主要取决于桥面板承受车轮局部荷载的要求, 还应考虑能否满足主梁受弯时上翼板受压的强度要求。本算例预制 T 梁的翼板厚度取用 150mm, 翼板根部加厚到 250mm 以抵抗翼缘根部较大的弯矩。

在预应力混凝土梁中腹板内主拉应力较小, 腹板厚度一般由布置预制孔管的构造决定, 同时从腹板本身的稳定条件出发, 腹板厚度不宜小于其高度的 1/15。本算例腹板厚度取 200mm。

马蹄尺寸基本由布置预应力钢束的需要确定的, 设计实践表明, 马蹄面积占截面总面积的 10%~20%为合适。本算例考虑到主梁需要配置较多的钢束, 将钢束按三层布置, 一层最多排三束, 同时还根据《公预规》9.4.9 条对钢束净距及预留管道的构造要求, 初拟马蹄宽度为 550mm, 高度 250mm, 马蹄与腹板交接处作三角过渡, 高度 150mm, 以减小局部应力。

按照以上拟订的外形尺寸, 就可绘出预制梁的跨中截面图 (见图 4-2)。

(3) 计算截面几何特征

将主梁跨中截面划分成五个规则图形的小单元, 截面几何特性列表计算见表 4-2。

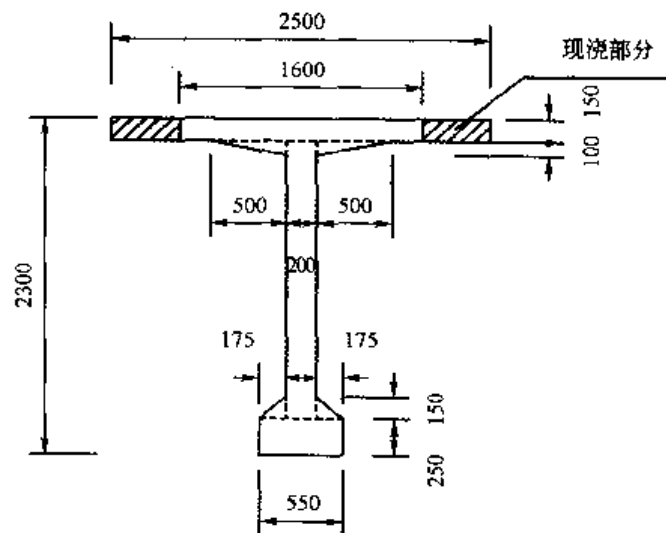


图 4-2 跨中截面尺寸图 (尺寸单位: mm)

跨中截面几何特性计算表

表 4-2

分块名称	分块面积 A_i (cm^2)	分块面积形心 至上缘距离 y_i (cm)	分块面积对 上缘静矩 $S_i = A_i y_i$ (cm^3)	分块面积的 自身惯矩 I_i (cm^4)	$d_i = y_s - y_i$ (cm)	分块面积对 截面形心的 惯矩 $I_x = A_i d_i^2$ (cm^4)	$I = I_i + I_x$ (cm^4)
	(1)	(2)	(3) = (1) × (2)	(4)	(5)	(6) = (1) × (5) ²	(7) = (4) + (6)
大毛截面							
翼板	3750	7.5	28125	70312.5	75.79	21540465	21610778
三角承托	500	18.333	9166.5	2777.778	64.957	2109706	2112484
腹板	3800	110	418000	11431667	-26.71	2711012	14142678
下三角	262.5	200	52500	3281.25	-116.71	3575571	3578853
马蹄	1375	217.5	299062.5	71614.58	-134.21	24766946	24838560
Σ	9687.5		806854				$\Sigma I = 66283353$
小毛截面							
翼板	2400	7.5	18000	45000	88.06	18610953	18655953
三角承托	500	18.333	9166.5	2777.778	77.23	2982005	2984783
腹板	3800	110	418000	11431667	-14.44	792352	12224018
下三角	262.5	200	52500	3281.25	-104.44	2863275	2866556
马蹄	1375	217.5	299062.5	71614.58	-121.94	20445375	20516990
Σ	8337.5		796729				$\Sigma I = 57248299$

注: 大毛截面形心至上缘距离: $y_s = \frac{\Sigma S_i}{\Sigma A_i} = \frac{806854}{9687.5} = 83.29$ (cm);

小毛截面形心至上缘距离: $y_s = \frac{\Sigma S_i}{\Sigma A_i} = \frac{796729}{8337.5} = 96.56$ (cm)。

(4) 检验截面效率指标 ρ (希望 ρ 在 0.5 以上)

上核心距:

$$k_s = \frac{\sum I}{\sum A \cdot y_x} = \frac{66283353}{9687.5 \times (230 - 83.29)} = 46.64 \text{ (cm)}$$

下核心距:

$$k_x = \frac{\sum I}{\sum A \cdot y_s} = 82.15 \text{ cm}$$

截面效率指标:

$$\rho = \frac{k_s + k_x}{h} = \frac{46.64 + 82.15}{230} = 0.56 > 0.5$$

表明以上初拟的主梁跨中截面是合理的。

(三) 横截面沿跨长的变化

如图 4-1 所示, 本设计主梁采用等高形式, 横截面的 T 梁翼板厚度沿跨长不变。梁端部区段由于锚头集中力的作用而引起较大的局部应力, 也为布置锚具的需要, 在距梁端 1980mm 范围内将腹板加厚到与马蹄同宽。马蹄部分为配合钢束弯起而从六分点附近 (第一道横隔梁处) 开始向支点逐渐抬高, 在马蹄抬高的同时腹板宽度亦开始变化。

(四) 横隔梁的设置

模型试验结果表明, 在荷载作用处的主梁弯矩横向分布, 当该处有横隔梁时比较均匀, 否则直接在荷载作用下的主梁弯矩很大。为减小对主梁设计起主要控制作用的跨中弯矩, 在跨中设置一道中横隔梁; 当跨度较大时, 应设置较多的横隔梁。本设计在桥跨中点和三分点、六分点、支点处设置七道横隔梁, 其间距为 6.5m。端横隔梁的高度与主梁同高, 厚度为上部 260mm, 下部 240mm; 中横隔梁高度为 2050mm, 厚度为上部 180mm, 下部 160mm。详见图 4-1 所示。

二、主梁作用效应计算

根据上述梁跨结构纵、横截面的布置, 并通过可变作用下的梁桥荷载横向分布计算, 可分别求得各主梁控制截面 (一般取跨中、四分点、变化点截面和支点截面) 的永久作用和最大可变作用效应, 然后再进行主梁作用效应组合。由于篇幅所限, 本算例以边主梁作用效应计算为例。

(一) 永久作用效应计算

1. 永久作用集度

(1) 预制梁自重

①跨中截面段主梁的自重 (六分点截面至跨中截面, 长 13m):

$$G_{(1)} = 0.83375 \times 25 \times 13 = 270.97 \text{ (kN)}$$

②马蹄抬高与腹板变宽段梁的自重 (长 5m):

$$G_{(2)} \approx (1.443625 + 0.83375) \times 5 \times 25/2 = 142.34 \text{ (kN)}$$

③支点段梁的自重 (长 1.98m):

$$G_{(3)} = 1.443625 \times 25 \times 1.98 = 71.46 \text{ (kN)}$$

④边主梁的横隔梁

中横隔梁体积:

$0.17 \times (1.9 \times 0.7 - 0.5 \times 0.1 \times 0.5 - 0.5 \times 0.15 \times 0.175) = 0.2196(\text{m}^3)$
端横隔梁体积:

$$0.25 \times (2.15 \times 0.525 - 0.5 \times 0.065 \times 0.325) = 0.2795(\text{m}^3)$$

故半跨内横梁重力为:

$$G_{(4)} = (2.5 \times 0.2196 + 1 \times 0.2795) \times 25 = 20.71(\text{kN})$$

⑤预制梁永久作用集度

$$g_1 = (270.97 + 142.34 + 71.46 + 20.71) / 19.98 = 25.30(\text{kN/m})$$

(2) 二期永久作用

①现浇 T 梁翼板集度

$$g_{(5)} = 0.15 \times 0.9 \times 25 = 3.38(\text{kN/m})$$

②边梁现浇部分横隔梁

一片中横隔梁 (现浇部分) 体积:

$$0.17 \times 0.45 \times 1.9 = 0.14535(\text{m}^3)$$

一片端横隔梁 (现浇部分) 体积:

$$0.25 \times 0.45 \times 2.15 = 0.241875(\text{m}^3)$$

故:

$$g_{(6)} = (5 \times 0.14535 + 2 \times 0.241875) \times 25 / 39.96 = 0.76(\text{kN/m})$$

③铺装

8cm 混凝土铺装:

$$0.08 \times 14 \times 25 = 28.00(\text{kN/m})$$

5cm 沥青铺装:

$$0.05 \times 14 \times 23 = 16.10(\text{kN/m})$$

若将桥面铺装均摊给七片主梁, 则:

$$g_{(7)} = (28.00 + 16.10) / 7 = 6.30(\text{kN/m})$$

④栏杆

一侧人行栏: 1.52kN/m ;

一侧防撞栏: 4.99kN/m 。

若将两侧人行栏、防撞栏均摊给七片主梁, 则:

$$g_{(8)} = (1.52 + 4.99) \times 2 / 7 = 1.86(\text{kN/m})$$

⑤边梁二期永久作用集度:

$$g_2 = 3.38 + 0.76 + 6.30 + 1.86 = 12.30(\text{kN/m})$$

2. 永久作用效应

如图 4-3 所示, 设 x 为计算截面离左支座的距离, 并令 $\alpha = x/l$ 。

主梁弯矩和剪力的计算公式分别为:

$$M_x = \frac{1}{2} \alpha (1 - \alpha) l^2 g$$

$$Q_x = \frac{1}{2} (1 - 2\alpha) l g$$

永久作用效应计算见表 4-3。

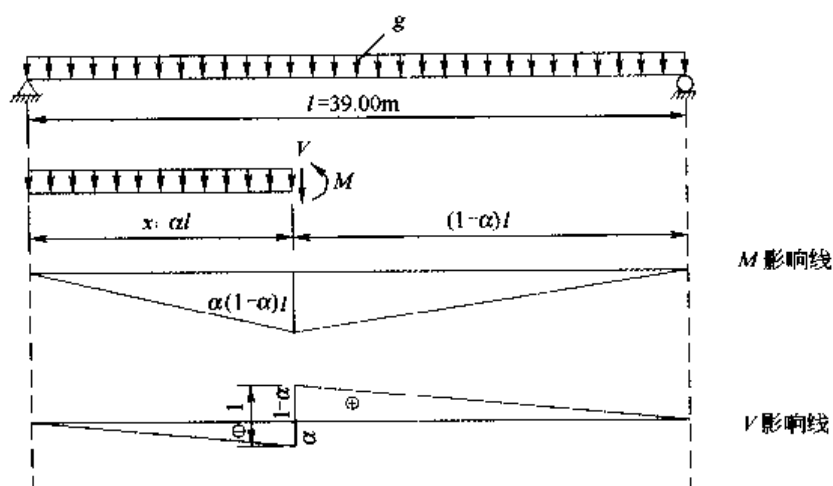


图 4-3 永久作用效应计算图

1 号梁永久作用效应

表 4-3

作用效应		跨中 $\alpha=0.5$	四分之点 $\alpha=0.25$	N7 锚固点 $\alpha=0.03704$	支点 $\alpha=0.0$
一期	弯矩 (kN·m)	4810.16	3607.62	686.20	0
	剪力 (kN)	0	246.68	456.81	493.35
二期	弯矩 (kN·m)	2338.54	1753.90	333.61	0
	剪力 (kN)	0	119.93	222.08	239.85
Σ	弯矩 (kN·m)	7148.70	5361.52	1019.81	0
	剪力 (kN)	0	366.61	678.89	733.20

(二) 可变作用效应计算 (修正刚性横梁法)

1. 冲击系数和车道折减系数

按《桥规》4.3.2 条规定, 结构的冲击系数与结构的基频有关, 因此要先计算结构的基频。简支梁桥的基频可采用下列公式估算:

$$f = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{3.14}{2 \times 39^2} \sqrt{\frac{3.45 \times 10^{10} \times 0.6628}{2468.78}} = 3.14(\text{Hz})$$

$$\text{其中: } m_c = \frac{G}{g} = \frac{0.96875 \times 25 \times 10^3}{9.81} = 2468.78(\text{kg/m})$$

根据本桥的基频, 可计算出汽车荷载的冲击系数为:

$$\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157 = 0.186$$

按《桥规》4.3.1 条, 当车道大于两车道时, 需进行车道折减, 三车道折减 22%, 四车道折减 33%, 但折减后不得小于用两行车队布载的计算结果。本算例按四车道设计, 因此在计算可变作用效应时需进行车道折减。

2. 计算主梁的荷载横向分布系数

(1) 跨中的荷载横向分布系数 m_c

如前所述, 本例桥跨内设五道横隔梁, 具有可靠的横向联系, 且承重结构的长宽比为:

$$\frac{l}{B} = \frac{39.00}{17.5} = 2.2 > 2$$

所以可按修正的刚性横梁法来绘制横向影响线和计算横向分布系数 m_c 。

① 计算主梁抗扭惯矩 I_T

对于 T 形梁截面，抗扭惯矩可近似按下式计算：

$$I_T = \sum_{i=1}^m c_i b_i t_i^3$$

式中： b_i, t_i ——相应为单个矩形截面的宽度和高度；

c_i ——矩形截面抗扭刚度系数；

m ——梁截面划分成单个矩形截面的个数。

对于跨中截面，翼缘板的换算平均厚度：

$$t_1 = \frac{230 \times 15 + 0.5 \times 10 \times 100}{230} = 17.2(\text{cm})$$

马蹄部分的换算平均厚度：

$$t_3 = \frac{25 + 40}{2} = 32.5(\text{cm})$$

图 4-4 示出了 I_T 的计算图式， I_T 的计算见表 4-4。

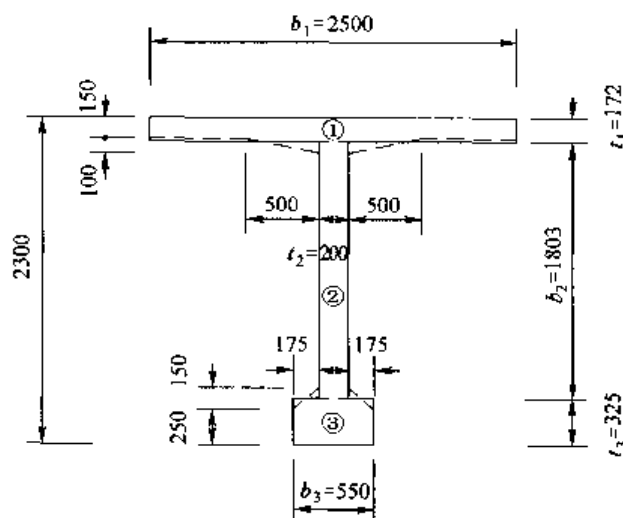


图 4-4 I_T 计算图式 (尺寸单位: mm)

I_T 计算表

表 4-4

分块名称	b_i (cm)	t_i (cm)	b_i/t_i	c_i	$I_{Ti} = c_i \cdot b_i \cdot t_i^3 (\times 10^{-3} \text{m}^4)$
翼缘板①	250	17.2	14.5349	1/3	4.24037
腹板②	180.3	20	9.015	0.3100	4.47144
马蹄③	55	32.5	1.6923	0.2098	3.96112
Σ					12.67293

② 计算抗扭修正系数 β

对于本算例主梁的间距相同，并将主梁近似看成等截面，则得：

$$\beta = \frac{1}{Gl^2 \sum I_{Ti} + \frac{12E \sum a_i^2 I_i}{l}}$$

式中: $G=0.4E$; $l=39.00\text{m}$; $\sum I_{Ti}=7\times 0.01267293=0.08871051\text{m}^4$; $a_1=7.5\text{m}$; $a_2=5.0\text{m}$; $a_3=2.5\text{m}$; $a_4=0.0\text{m}$; $a_5=-2.5\text{m}$; $a_6=-5.0\text{m}$; $a_7=-7.5\text{m}$; $I_1=0.66283353\text{m}^4$ 。

计算得: $\beta=0.96$ 。

③按修正的刚性横梁法计算横向影响线竖坐标值

$$\eta_{ij}=\frac{1}{n}+\beta\frac{a_ie}{\sum_{i=1}^7a_i^2}$$

式中: $n=7$, $\sum_{i=1}^7a_i^2=2\times(7.5^2+5.0^2+2.5^2)=175(\text{m}^2)$ 。

计算所得的 η_{ij} 值列于表 4-5 内。

η_{ij} 值							表 4-5
梁 号	η_{i1}	η_{i2}	η_{i3}	η_{i4}	η_{i5}	η_{i6}	η_{i7}
1	0.4514	0.3486	0.2457	0.1429	0.04	-0.0629	-0.1657
2	0.3486	0.28	0.2114	0.1429	0.0743	0.0057	-0.0629
3	0.2457	0.2114	0.1771	0.1429	0.1086	0.0743	0.04
4	0.1429	0.1429	0.1429	0.1429	0.1429	0.1429	0.1429

④计算荷载横向分布系数

1 号梁的横向影响线和最不利布载图式如图 4-5 所示。

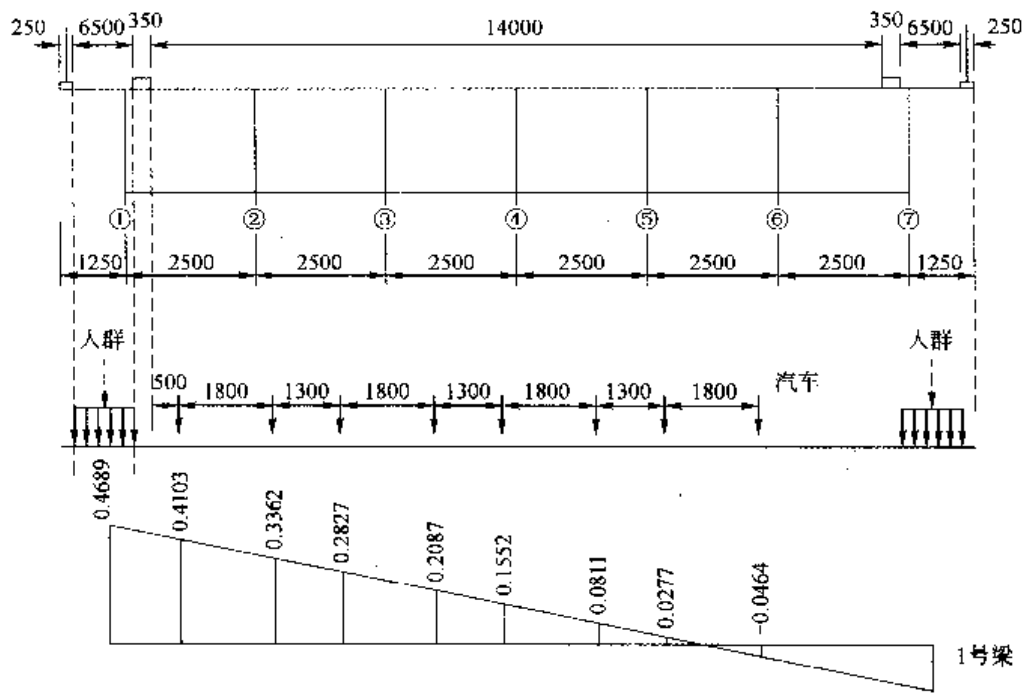


图 4-5 跨中的横向分布系数 m_c 计算图式 (尺寸单位: mm)

可变作用 (汽车公路-Ⅱ级):

$$\begin{aligned} \text{四车道: } m_{cq} &= \frac{1}{2} (0.4103+0.3362+0.2827+0.2087+0.1552+0.0811+0.0277- \\ &\quad 0.0464) \times 0.67=0.4876 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{三车道: } m_{eq} &= \frac{1}{2} (0.4103 + 0.3362 + 0.2827 + 0.2087 + 0.1552 + 0.0811) \times 0.78 \\ &= 0.5749 \end{aligned}$$

$$\text{两车道: } m_{eq} = \frac{1}{2} (0.4103 + 0.3362 + 0.2827 + 0.2087) = 0.6190$$

故取可变作用（汽车）的横向分布系数为： $m_{eq} = 0.6190$ 。

可变作用（人群）：

$$m_{er} = 0.4689$$

（2）支点截面的荷载横向分布系数 m_0

如图 4-6 所示，按杠杆原理法绘制荷载横向分布影响线并进行布载，1 号梁可变作用的横向分布系数可计算如下：

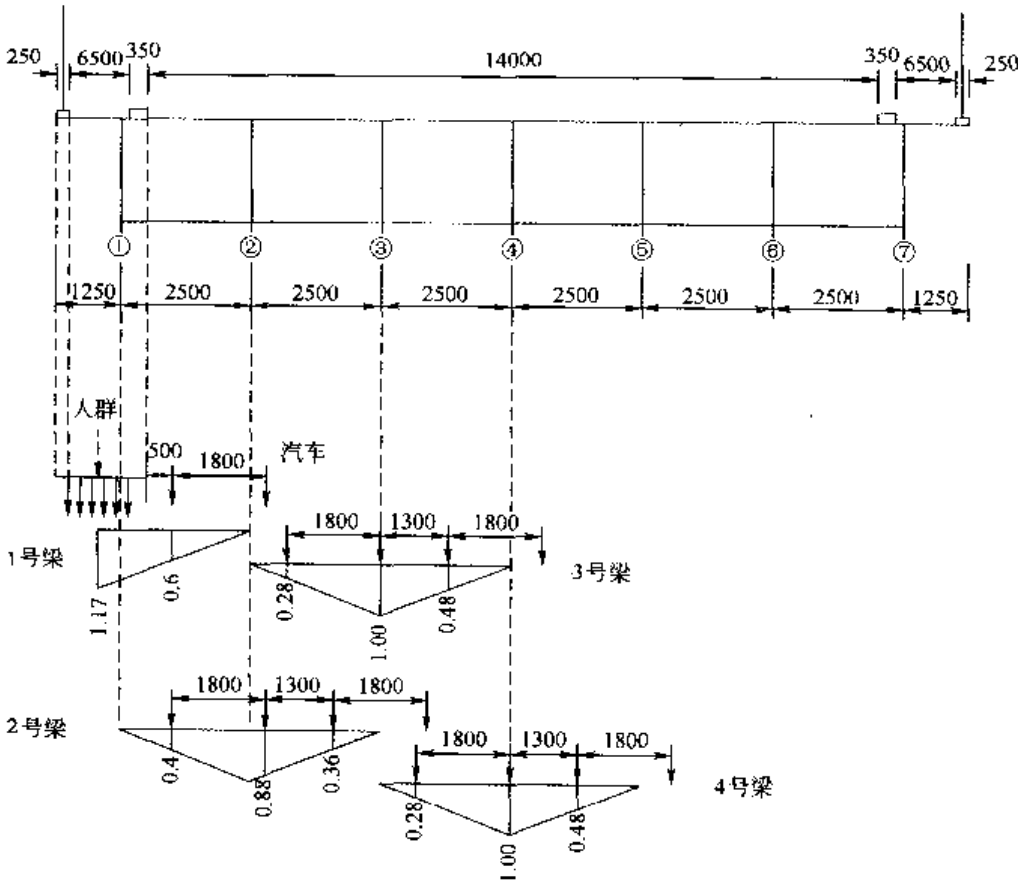


图 4-6 支点的横向分布系数 m_0 计算图式（尺寸单位：mm）

$$\text{可变作用（汽车）: } m_{0q} = \frac{1}{2} \times 0.6 = 0.3。$$

$$\text{可变作用（人群）: } m_{0r} = 1.17。$$

（3）横向分布系数汇总（见表 4-6）

1 号梁可变作用横向分布系数			表 4-6
可变作用类别	m_e	m_0	
公路 II 级	0.6190	0.3	
人群	0.4689	1.17	

3. 车道荷载的取值

根据《桥规》4.3.1条, 公路—II级的均布荷载标准值 q_k 和集中荷载标准值 P_k 为:

$$q_k = 0.75 \times 10.5 = 7.875(\text{kN/m})$$

计算弯矩时:

$$P_k = 0.75 \times \left[\frac{360 - 180}{50 - 5} \times (39 - 5) + 180 \right] = 237(\text{kN})$$

计算剪力时:

$$P_k = 237 \times 1.2 = 284.4(\text{kN})$$

4. 计算可变作用效应

在可变作用效应计算中, 本算例对于横向分布系数的取值作如下考虑: 支点处横向分布系数取 m_0 , 从支点至第一根横梁段, 横向分布系数从 m_0 直线过渡到 m_c , 其余梁段均取 m_c 。

(1) 求跨中截面的最大弯矩和最大剪力

计算跨中截面最大弯矩和最大剪力采用直接加载求可变作用效应, 图 4-7 示出跨中截面作用效应计算图式, 计算公式为:

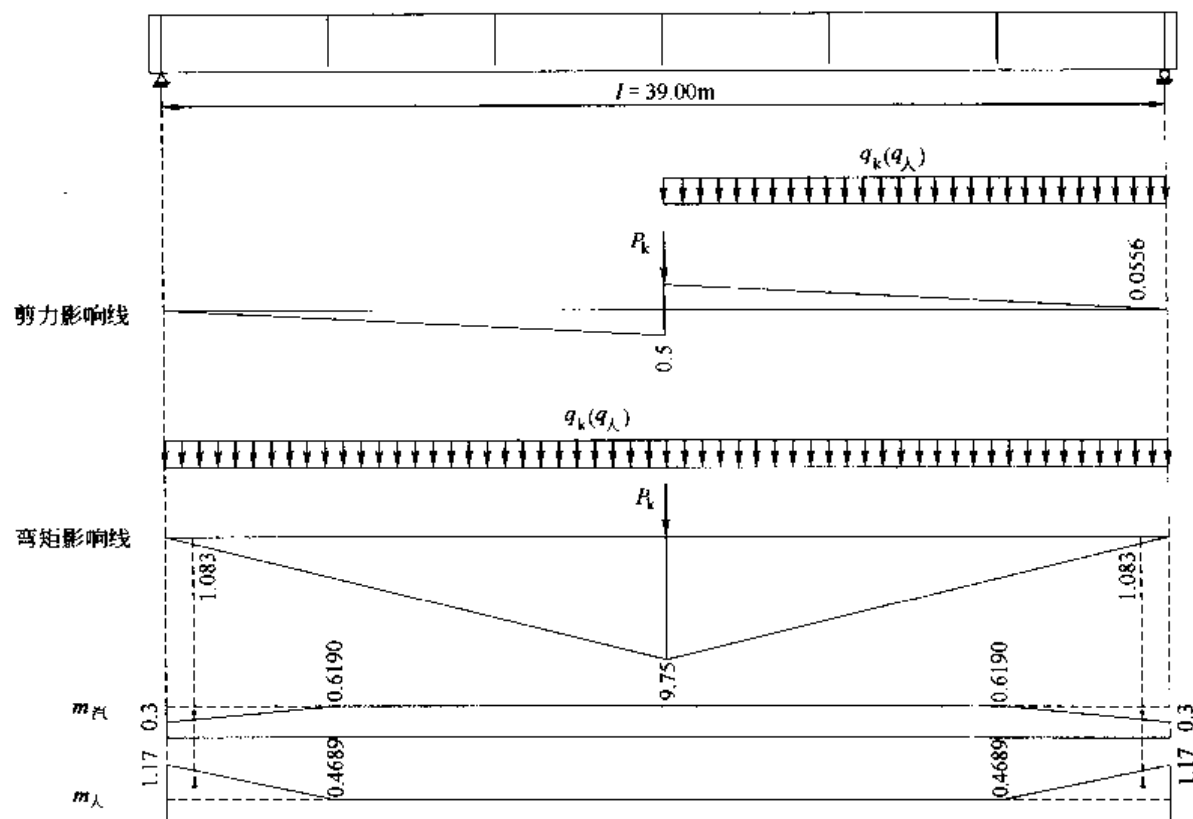


图 4-7 跨中截面作用效应计算图式

$$S = mq_k\Omega + mP_ky$$

式中: S ——所求截面汽车(人群)标准荷载的弯矩或剪力;

q_k ——车道均布荷载标准值;

P_k ——车道集中荷载标准值；

Ω ——影响线上同号区段的面积；

y ——影响线上最大坐标值。

可变作用（汽车）标准效应：

$$\begin{aligned}M_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.6190 \times 7.875 \times 9.75 \times 39 - 0.3190 \times 6.5 \times 7.875 \times 1.083 + \\&\quad 0.6190 \times 237 \times 9.75 \\&= 2339.45(\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.6190 \times 7.875 \times 0.5 \times 19.5 - \frac{1}{2} \times 0.3190 \times 6.5 \times 7.875 \times 0.0556 + \\&\quad 0.6190 \times 284.4 \times 0.5 \\&= 111.33(\text{kN})\end{aligned}$$

可变作用（汽车）冲击效应：

$$M = 2339.45 \times 0.186 = 435.14(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V = 111.33 \times 0.186 = 20.71(\text{kN})$$

可变作用（人群）效应：

$$q = 1.15 \times 3.0 = 3.45(\text{kN/m})$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.4689 \times 3.45 \times 9.75 \times 39 + 0.7011 \times 6.5 \times 3.45 \times 1.083 \\&= 324.59(\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.4689 \times 3.45 \times 0.5 \times 19.5 + \frac{1}{2} \times 0.7011 \times 6.5 \times 3.45 \times 0.0556 \\&= 8.32(\text{kN})\end{aligned}$$

(2) 求四分点截面的最大弯矩和最大剪力

图 4-8 为四分点截面作用效应的计算图式。

可变作用（汽车）标准效应：

$$\begin{aligned}M_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.6190 \times 7.875 \times 7.3125 \times 39 - \frac{1}{2} \times (1.625 + 0.5416) \times 0.3190 \times 6.5 \times \\&\quad 7.875 + 0.6190 \times 237 \times 7.3125 \\&= 1750.17(\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.6190 \times 7.875 \times 0.75 \times 29.25 - \frac{1}{2} \times 0.3190 \times 6.5 \times 7.875 \times 0.0556 + \\&\quad 0.6190 \times 284.4 \times 0.75 \\&= 185.05(\text{kN})\end{aligned}$$

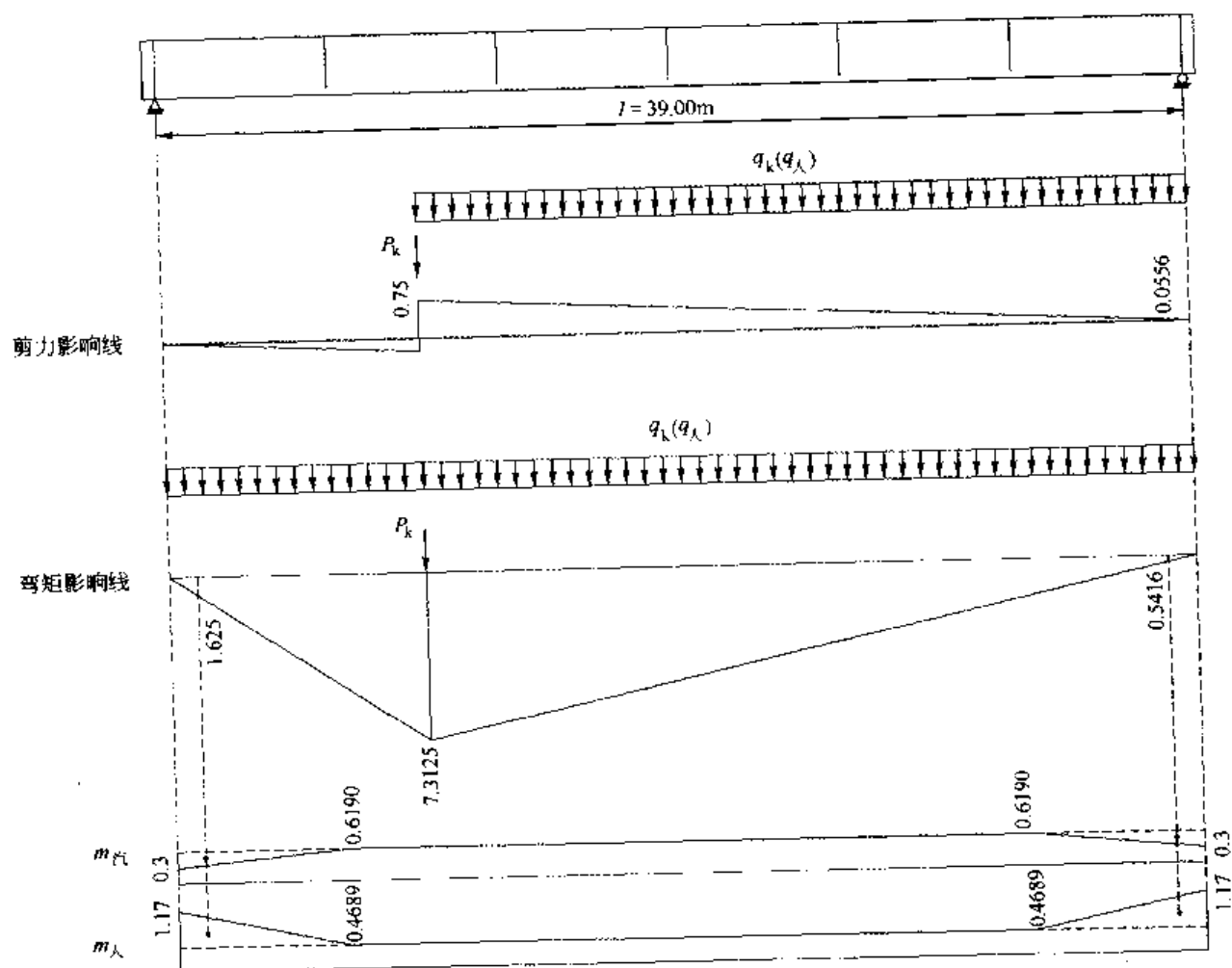


图 4-8 四分点截面作用效应计算图式

可变作用（汽车）冲击效应：

$$M = 1750.17 \times 0.186 = 325.53(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V = 185.05 \times 0.186 = 34.42(\text{kN})$$

可变作用（人群）效应：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.4689 \times 3.45 \times 7.3125 \times 39 + \frac{1}{2} \times (1.625 + 0.5416) \times 0.7011 \times 6.5 \times 3.45 \\ &= 247.71(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 0.4689 \times 3.45 \times 0.75 \times 29.25 + \frac{1}{2} \times 0.7011 \times 6.5 \times 3.45 \times 0.0556 \\ &= 18.18(\text{kN}) \end{aligned}$$

(3) 求 N7 锚固截面的最大弯矩和最大剪力

图 4-9 为钢束 N7 锚固截面作用效应的计算图式。由于本算例中该处有预应力筋锚固，应力有突变，是控制截面，位置离支座中心 1.4444m（见本算例三）。

可变作用（汽车）效应：

计算 N7 锚固截面汽车荷载产生的弯矩和剪力时，应特别注意集中荷载 P_k 的作用位置。

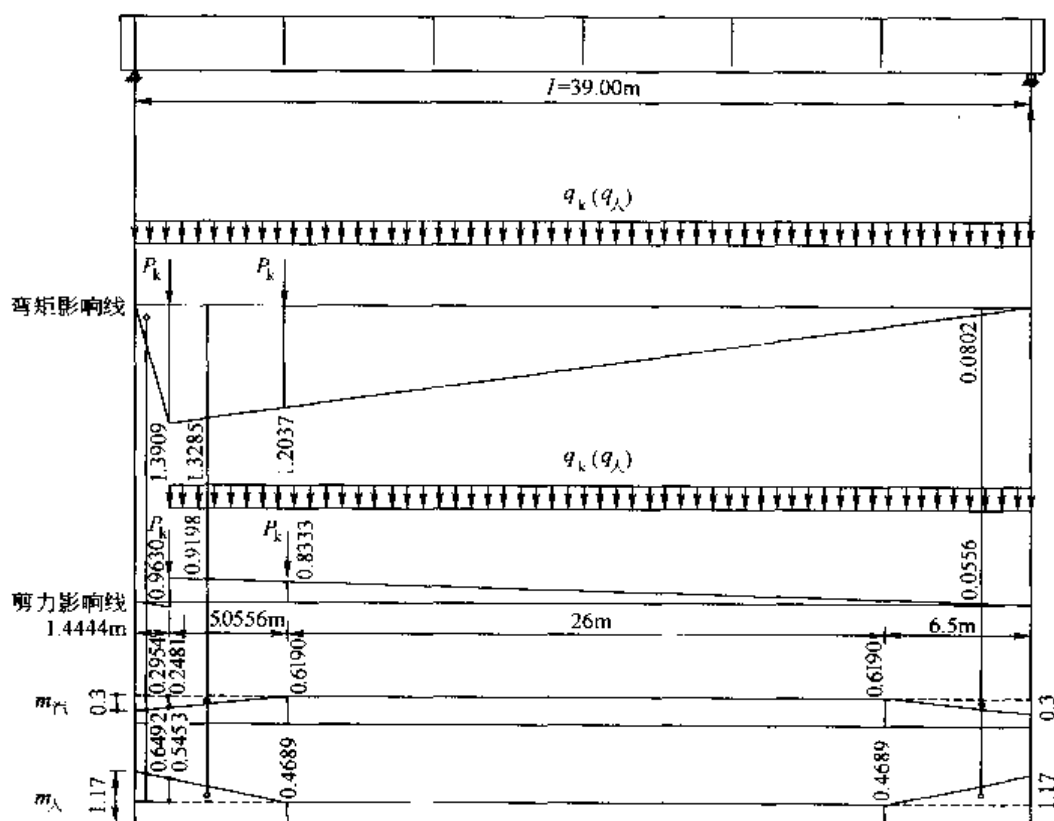


图 4-9 N7 锚固截面作用效应计算图式

集中荷载若作用在计算截面，虽然影响线纵坐标最大，但其对应的横向分布系数较小，荷载向跨中方向移动，就出现相反的情况。因此应对两个截面进行比较，即影响线纵坐标最大截面（N7 锚固截面）和横向分布系数达到最大值的截面（第一根横梁处截面），然后取一个最大的作为所求值。

通过比较，集中荷载作用在第一根横梁处为最不利情况，结果如下：

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.6190 \times 39 \times 1.3909 - \frac{1}{2} \times 7.875 \times 1.4444 \times 1.3909 \times 0.2954 - \\
 &\quad \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.2481 \times 5.0556 \times 1.3285 - \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.3190 \times 6.5 \times 0.0802 + \\
 &\quad 237 \times 1.2037 \times 0.619 \\
 &= 299.25 (\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.6190 \times 0.9630 \times 37.5556 - \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.2481 \times 5.0556 \times 0.9198 - \\
 &\quad \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.3190 \times 6.5 \times 0.0556 + 284.4 \times 0.8333 \times 0.6190 \\
 &= 229.85 (\text{kN})
 \end{aligned}$$

可变作用（汽车）冲击效应：

$$M = 299.25 \times 0.186 = 55.66 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V = 229.85 \times 0.186 = 42.75(\text{kN})$$

可变作用（人群）效应：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{2} \times 3.45 \times 0.4689 \times 1.3909 \times 39 + \frac{1}{2} \times 3.45 \times 1.4444 \times 1.3909 \times 0.6492 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 3.45 \times 0.5453 \times 5.0556 \times 1.3285 + \frac{1}{2} \times 3.45 \times 0.7011 \times 6.5 \times 0.0802 \\ &= 53.07(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 3.45 \times 0.4689 \times 0.9630 \times 37.5556 + \frac{1}{2} \times 3.45 \times 5.0556 \times 0.5453 \times 0.9198 + \\ &\quad \frac{1}{2} \times 3.45 \times 6.5 \times 0.7011 \times 0.0556 \\ &= 34.06(\text{kN}) \end{aligned}$$

(4) 求支点截面的最大剪力

图 4-10 示出支点截面最大剪力计算图式。

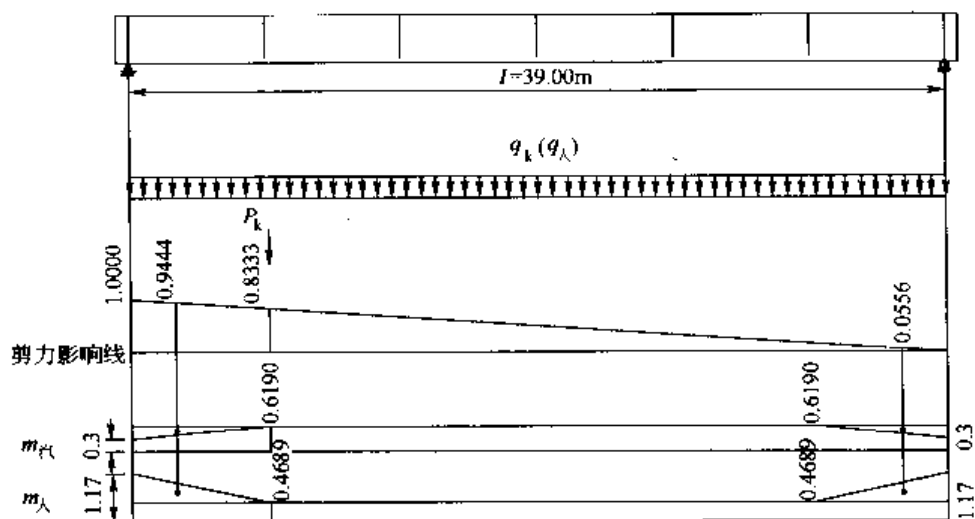


图 4-10 支点截面剪力计算图式

可变作用（汽车）效应：

$$\begin{aligned} V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.6190 \times 1 \times 39 - \frac{1}{2} \times 7.875 \times 0.319 \times 6.5 \times (0.9444 + 0.0556) + \\ &\quad 284.4 \times 0.8333 \times 0.6190 \\ &= 233.59(\text{kN}) \end{aligned}$$

可变作用（汽车）冲击效应：

$$V = 233.59 \times 0.186 = 43.45(\text{kN})$$

可变作用（人群）效应：

$$\begin{aligned} V_{\max} &= \frac{1}{2} \times 3.45 \times 0.4689 \times 1 \times 39 + \frac{1}{2} \times 3.45 \times 0.7011 \times 6.5 \times (0.9444 + 0.0556) \\ &= 39.41(\text{kN}) \end{aligned}$$

(三) 主梁作用效应组合

本算例按《桥规》4.1.6~4.1.8条规定,根据可能同时出现的作用效应选择了三种最不利效应组合:短期效应组合、标准效应组合和承载能力极限状态基本组合,见表4-7。

主梁作用效应组合

表 4-7

序号	荷载类别	跨中截面		四分点截面		N7 锚固点截面		支点
		M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	V_{max}
		(kN·m)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN)
(1)	第一期永久作用	4810.16	0	3607.62	246.68	686.20	456.81	493.35
(2)	第二期永久作用	2338.54	0	1753.90	119.93	333.61	222.08	239.85
(3)	总永久作用 = (1) + (2)	7148.70	0.00	5361.52	366.61	1019.81	678.89	733.20
(4)	可变作用(汽车)公路—II级	2339.45	111.33	1750.17	185.05	299.25	229.85	233.59
(5)	可变作用(汽车)冲击	435.14	20.71	325.53	34.42	55.66	42.75	43.45
(6)	可变作用(人群)	324.59	8.32	247.71	18.18	53.07	34.06	39.41
(7)	标准组合 = (3) + (4) + (5) + (6)	10247.88	140.36	7684.93	604.26	1427.79	985.55	1049.65
(8)	短期组合 = (3) + 0.7 × (4) + (5) + (6)	9110.91	86.25	6834.35	514.33	1282.36	873.85	936.12
(9)	极限组合 = 1.2 × (3) + 1.4 × [(4) + (5)] + 1.12 × (6)	12826.41	194.17	9617.24	767.55	1780.08	1234.46	1311.84

三、预应力钢束的估算及其布置

(一) 跨中截面钢束的估算和确定

根据《公预规》规定,预应力梁应满足正常使用极限状态的应力要求和承载能力极限状态的强度要求。以下就跨中截面在各种作用效应组合下,分别按照上述要求对主梁所需的钢束数进行估算,并且按这些估算的钢束数的多少确定主梁的配束。

1. 按正常使用极限状态的应力要求估算钢束数

对于简支梁带马蹄的T形截面,当截面混凝土不出现拉应力控制时,则得到钢束数 n 的估算公式:

$$n = \frac{M_k}{C_1 \cdot \Delta A_p \cdot f_{pk}(k_s + e_p)}$$

式中: M_k ——持久状态使用荷载产生的跨中弯矩标准组合值,按表4-7取用;

C_1 ——与荷载有关的经验系数,对于公路—II级, C_1 取用0.565;

ΔA_p ——一股 $6\phi^{15.2}$ 钢绞线截面积,一根钢绞线的截面积是 1.4 cm^2 ,故 $\Delta A_p = 8.4\text{ cm}^2$ 。

在一中已计算出成桥后跨中截面 $y_x = 146.71\text{ cm}$, $k_s = 46.64\text{ cm}$,初估 $a_p = 15\text{ cm}$,则钢束偏心距为: $e_p = y_x - a_p = 146.71 - 15 = 131.71\text{ (cm)}$ 。

1 号梁:

$$n = \frac{10247.88 \times 10^3}{0.565 \times 8.4 \times 10^{-4} \times 1860 \times 10^6 \times (0.4664 + 1.3171)} = 6.5$$

2. 按承载能力极限状态估算钢束数

根据极限状态的应力计算图式, 受压区混凝土达到极限强度 f_{cd} , 应力图式呈矩形, 同时预应力钢束也达到设计强度 f_{pd} , 则钢束数的估算公式为:

$$n = \frac{M_d}{\alpha \cdot h \cdot f_{pd} \cdot \Delta A_p}$$

式中: M_d ——承载能力极限状态的跨中最大弯矩, 按表 4-7 取用;

α ——经验系数, 一般采用 0.75~0.77, 本算例取用 0.76;

f_{pd} ——预应力钢绞线的设计强度, 见表 4-1, 为 1260MPa。

计算得:

$$n = \frac{12826.41 \times 10^3}{0.76 \times 2.3 \times 1260 \times 10^6 \times 8.4 \times 10^{-4}} = 6.9$$

根据上述两种极限状态, 取钢束数 $n=7$ 。

(二) 预应力钢束布置

1. 跨中截面及锚固端截面的钢束位置

(1) 对于跨中截面, 在保证布置预留管道构造要求的前提下, 尽可能使钢束群重心的偏心距大些。本算例采用内径 70mm、外径 77mm 的预埋铁皮波纹管, 根据《公预规》9.1.1 条规定, 管道至梁底和梁侧净距不应小于 3cm 及管道直径的 1/2。根据《公预规》9.4.9 条规定, 水平净距不应小于 4cm 及管道直径的 0.6 倍, 在竖直方向可叠置。根据以上规定, 跨中截面的细部构造如图 4-11a) 所示。由此可直接得出钢束群重心至梁底距离为:

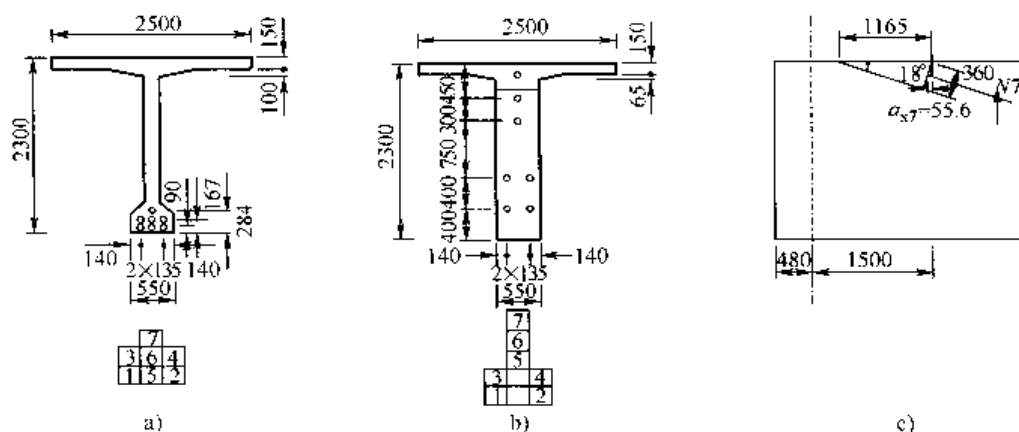


图 4-11 钢束布置图 (尺寸单位: mm)

a) 跨中截面; b) 锚固截面; c) N7 号钢束纵向布置

$$a_p = \frac{3 \times (9.0 + 16.7) + 28.4}{7} = 15.07(\text{cm})$$

(2) 由于主梁预制时为小截面, 若钢束全部在预制时张拉完毕, 有可能会在上缘出现较大的拉应力, 在下缘出现较大的压应力。考虑到这个原因, 本算例预制时在梁端锚固 N1~N6 号钢束, N7 号钢束在成桥后锚固在梁顶, 布置如图 4-11c)。

对于锚固端截面，钢束布置通常考虑下述两个方面：一是预应力钢束合力重心尽可能靠近截面形心，使截面均匀受压；二是考虑锚头布置的可能性，以满足张拉操作方便的要求。按照上述锚头布置的“均匀”、“分散”原则，锚固端截面所布置的钢束如图 4-11b) 所示。钢束群重心至梁底距离为：

$$a_p = \frac{2 \times (40 + 80) + 155 + 185}{6} = 96.67(\text{cm})$$

为验核上述布置的钢束群重心位置，需计算锚固端截面几何特性。图 4-12 示出计算图式，锚固端截面特性计算见表 4-8 所示。

钢束锚固截面几何特性计算表

表 4-8

分块名称	A_i (cm^2)	y_i (cm)	S_i (cm^3)	I_i (cm^4)	$d_i = y_s - y_i$ (cm)	$I_x = A_i d_i^2$ (cm^4)	$I = I_i + I_x$ (cm^4)
	(1)	(2)	(3) = (1) × (2)	(4)	(5)	(6)	(7) = (4) + (6)
翼板	3750	7.5	28125	70312.5	86.27	27909423.4	27979735.88
三角承托	211.25	17.17	3626	495.85	76.6	1239522.05	1240018
腹板	11825	122.5	1448563	45550885.4	-28.73	9760507.54	55311392.94
Σ	15786.25		1480313.96				84531147

其中：

$$y_s = \frac{\Sigma S_i}{\Sigma A_i} = \frac{1480313.96}{15786.25} = 93.77 (\text{cm})$$

$$y_x = h - y_s = 230 - 93.77 = 136.23 (\text{cm})$$

故计算得：

$$k_s = \frac{\Sigma I}{\Sigma A \cdot y_x} = 39.31 (\text{cm})$$

$$k_x = \frac{\Sigma I}{\Sigma A \cdot y_s} = 57.10 (\text{cm})$$

$$\Delta y = a_p - (y_x - k_x) = 96.67 - (136.23 - 57.10) = 17.54 (\text{cm})$$

说明钢束群重心处于截面的核心范围内。

2. 钢束起弯角和线形的确定

确定钢束起弯角时，既要照顾到由其弯起产生足够的竖向预剪力，又要考虑到所引起的摩擦预应力损失不宜过大。为此，本算例将端部锚固端截面分成上、下两部分（见图 4-13），上部钢束的弯起角定为 15° ，下部钢束弯起角定为 7° ，在梁顶锚固的钢束弯起角定为 18° 。

N7 号钢束在离支座中心线 1500mm 处锚固，如图 4-11c) 所示。

为简化计算和施工，所有钢束布置的线形均为直线加圆弧，并且整根钢束都布置在同一个竖直面内。

3. 钢束计算

(1) 计算钢束起弯点至跨中的距离

锚固点到支座中心线的水平距离 a_{x1} （见图 4-13）为：

$$a_{x1}(a_{x2}) = 36 - 40 \tan 7^\circ = 31.09(\text{cm})$$

$$a_{x3}(a_{x4}) = 36 - 80 \tan 7^\circ = 26.18(\text{cm})$$

$$a_{x5} = 36 - 25 \tan 15^\circ = 29.30 (\text{cm})$$

$$a_{x6} = 36 - 55 \tan 15^\circ = 21.26 (\text{cm})$$

$$a_{x7} = -(150 - 36 \times \sin 18^\circ / 2) = -144.44 (\text{cm}) [\text{见图 4-11c}]$$

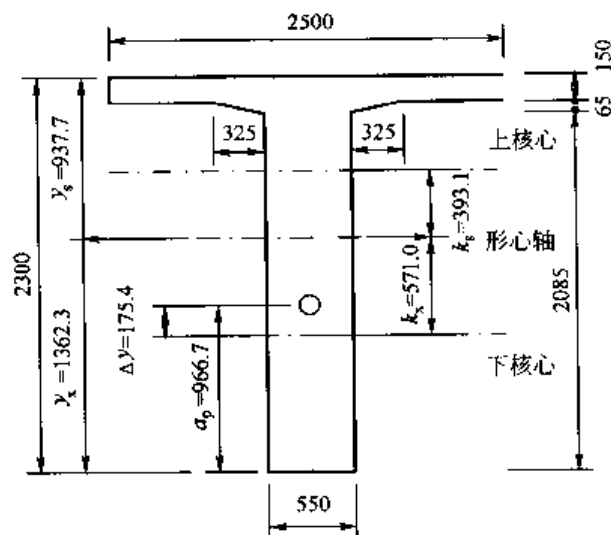


图 4-12 钢束群重心位置复核图式 (尺寸单位: mm)

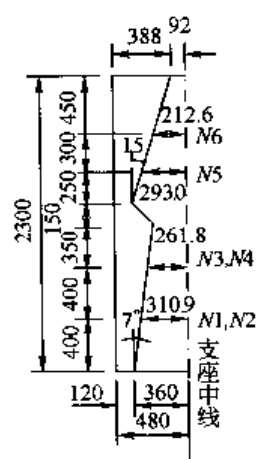


图 4-13 封锚端混凝土块尺寸图
(尺寸单位: mm)

图 4-14 示出钢束计算图式, 钢束起弯点至跨中的距离 x_1 列表计算在表 4-9 内。

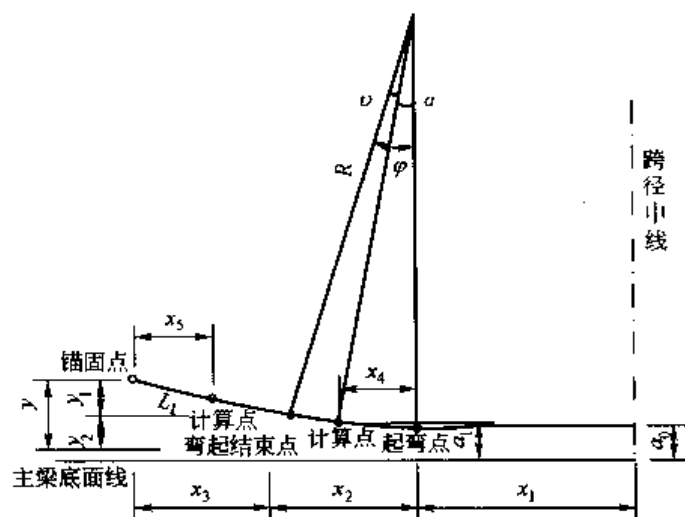


图 4-14 钢束计算图式 (尺寸单位: mm)

表 4-9

钢束号	起弯高度 y (cm)	y_1 (cm)	y_2 (cm)	I_{-1} (cm)	x_3 (cm)	φ	R (cm)	x_2 (cm)	x_1 (cm)
N1 (N2)	31.0	12.19	18.81	100	99.25	7	2523.94	307.59	1574.24
N3 (N4)	63.3	12.19	51.11	100	99.25	7	6857.27	835.69	1041.23

续上表

钢束号	起弯高度 y (cm)	y_1 (cm)	y_2 (cm)	L_1 (cm)	x_3 (cm)	φ	R (cm)	x_2 (cm)	x_1 (cm)
N5	146.0	25.88	120.12	100	96.59	15	3525.19	912.39	970.32
N6	168.3	25.88	142.42	100	96.59	15	4179.65	1081.77	792.89
N7	184.48	30.90	153.58	100	95.11	18	3137.87	969.66	740.80

(2) 控制截面的钢束重心位置计算

①各钢束重心位置计算

由图 4-14 所示的几何关系, 当计算截面在曲线段时, 计算公式为:

$$a_i = a_0 + R(1 - \cos\alpha)$$

$$\sin\alpha = \frac{x_4}{R}$$

当计算截面在近锚固点的直线段时, 计算公式为:

$$a_i = a_0 + y - x_5 \tan\varphi$$

式中: a_i —— 钢束在计算截面处钢束重心到梁底的距离;

a_0 —— 钢束起弯前到梁底的距离;

R —— 钢束弯起半径 (见表 4-10)。

②计算钢束群重心到梁底距离 a_p (见表 4-10)

各计算截面的钢束位置及钢束群重心位置

表 4-10

截面	钢束号	x_4 (cm)	R (cm)	$\sin\alpha = x_4/R$	$\cos\alpha$	a_0 (cm)	a_i (cm)	a_p (cm)
四分点	N1 (N2)	未弯起	2523.94	—	—	9.0	9.0	16.89
	N3 (N4)	未弯起	6857.27	—	—	16.7	16.7	
	N5	4.68	3525.19	0.001327588	0.999999	9.0	9.00	
	N6	182.11	4179.65	0.043570	0.999050	16.7	20.67	
	N7	234.20	3137.87	0.074636897	0.997211	28.4	37.15	
N7 锚固点	N1 (N2)	231.32	2523.94	0.091650356	0.995791	9.0	19.62	68.12
	N3 (N4)	764.33	6857.27	0.111462725	0.993769	16.7	59.43	
	N5	835.24	3525.19	0.236934747	0.971526	9.0	109.38	
	N6	1012.67	4179.65	0.242285837	0.970205	16.7	141.23	
支点	直线段	y	φ	x_5	$x_5 \tan\varphi$	a_0	a_i	92.06
	N1 (N2)	31.0	7	31.09	3.82	9.0	36.18	
	N3 (N4)	63.3	7	26.18	3.21	16.7	76.79	
	N5	146.0	15	29.3	7.85	9.0	147.15	
	N6	168.3	15	21.26	5.70	16.7	179.30	

(3) 钢束长度计算

一根钢束的长度为曲线长度、直线长度与两端工作长度 ($2 \times 70\text{cm}$) 之和, 其中钢束的曲线长度可按圆弧半径与弯起角度进行计算。通过每根钢束长度计算, 就可得出一片主梁和一孔桥所需钢束的总长度, 以利备料和施工。计算结果见表 4-11 所示。

表 4-11

钢束号	R (cm)	钢束弯 起角度 φ	曲线长度 (cm) $S=\frac{\pi}{180}\varphi R$	直线长度 x_1 (见表 4-9) (cm)	直线长度 L_1 (见表 4-9) (cm)	有效长度 $2(S+x_1+L_1)$ (cm)	钢束预留 长度 (cm)	钢束长度 (cm)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8) = (6) + (7)
N1 (N2)	2523.94	7	308.36	1574.24	100	3965.19	2×70	4105.19
N3 (N4)	6857.27	7	837.77	1041.23	100	3958.01	140	4098.01
N5	3525.19	15	922.89	970.32	100	3986.43	140	4126.43
N6	4179.65	15	1094.23	792.89	100	3974.24	140	4114.24
N7	3137.87	18	985.79	740.80	100	3653.18	140	3793.18

四、计算主梁截面几何特性

本节在求得各验算截面的毛截面特性和钢束位置的基础上，计算主梁净截面和换算截面的面积、惯性矩及梁截面分别对重心轴、上梗肋与下梗肋的静矩，最后汇总成截面特性值总表，为各受力阶段的应力验算准备计算数据。

现以跨中截面为例，说明其计算方法，在表 4-14 中亦示出其它截面特性值的计算结果。

(一) 截面面积及惯矩计算

1. 净截面几何特性计算

在预加应力阶段，只需要计算小截面的几何特性。

计算公式如下：

截面面积
$$A_n = A - n \cdot \Delta A$$

截面惯矩
$$I_n = I - n \cdot \Delta A \cdot (y_{is} - y_i)^2$$

计算结果见表 4-12。

跨中翼缘全宽截面面积和惯矩计算表

表 4-12

截 面	分块名称	分块面积 A_i (cm^2)	分块面积 重心至上 缘距离 y_i (cm)	分块面积 对上缘静 矩 S_i (cm^3)	全截面重 心到上缘 距离 y_s (cm)	分块面积 的自身惯 矩 I_i (cm^4)	$d_i = y_s - y_i$ (cm)	$I_p = A_i d_i^2$ (cm^4)	$I = \sum I_i + \sum I_p$ (cm^4)
$b_1 = 160\text{cm}$ 净截面	毛截面 (见表 4-2)	8337.50	95.56	796729	90.70	57248299	-4.86	196688	52414656
	扣管道面积 ($n\Delta A$)	-325.96	214.93	-70059		略	124.23	-5030331	
	Σ	8011.54	—	726670		57248299	—	-4833643	

续上表

截 面		分块名称	分块面积 A_i (cm^2)	分块面积 重心至上 缘距离 y_i (cm)	分块面积 对上缘静 矩 S_i (cm^3)	全截面重 心到上缘 距离 y_s (cm)	分块面积 的自身惯 矩 I_i (cm^4)	$d_i = y_s - y_i$ (cm)	$I_p = A_i d_i^2$ (cm^4)	$I = \sum I_i + \sum I_p$ (cm^4)
$b_1 =$ 250cm	换算 截面	毛截面 (见表 4-2)	9687.50	83.29	806854	86.90	66283353	3.61	126362	70891415
		钢束换算面积 ($\alpha_{Ep} - 1$) $n\Delta A_p$	273.42	214.93	58766		略	-128.03	4481699	
		Σ	9960.92	—	865620		66283353	—	4608062	
计算数据		$\Delta A = \pi \times 7.7^2 / 4 = 46.566 \text{ (cm}^2\text{)}$ $n = 7 \text{ 根}$ $\alpha_{Ep} = 5.65$								

2. 换算截面几何特性计算

(1) 整体截面几何特性计算

在使用荷载阶段需要计算大截面（结构整体化以后的截面）的几何特性，计算公式如下：

$$\text{截面积} \quad A_0 = A + n(\alpha_{Ep} - 1)\Delta A_p$$

$$\text{截面惯矩} \quad I_0 = I + n(\alpha_{Ep} - 1)\Delta A_p \cdot (y_{0s} - y_i)^2$$

其结果列于表 4-12。

以上式中： A ， I ——分别为混凝土毛截面面积和惯矩；

ΔA ， ΔA_p ——分别为一根管道截面积和钢束截面积；

y_{is} ， y_{0s} ——分别为净截面和换算截面重心到主梁上缘的距离；

y_i ——分面积重心到主梁上缘的距离；

n ——计算面积内所含的管道（钢束）数；

α_{Ep} ——钢束与混凝土的弹性模量比值，由表 4-1 得 $\alpha_{Ep} = 5.65$ 。

(2) 有效分布宽度内截面几何特性计算

根据《公预规》4.2.2 条，预应力混凝土梁在计算预应力引起的混凝土应力时，预加力作为轴向力产生的应力按实际翼缘全宽计算，由预加力偏心引起的弯矩产生的应力按翼缘有效宽度计算。因此表 4-12 中的抗弯惯矩应进行折减。由于采用有效宽度方法计算的等效法向应力体积和原全宽内实际的法向应力体积是相等的，因此用有效宽度截面计算等效法向应力时，中性轴应取原全宽截面的中性轴。

①有效分布宽度的计算

根据《公预规》4.2.2 条，对于 T 形截面受压区翼缘计算宽度 b'_f ，应取用下列三者中的最小值：

$$b'_f \leq \frac{l}{3} = \frac{3900}{3} = 1300(\text{cm})$$

$$b'_f \leq 250\text{cm}(\text{主梁间距})$$

$$b_f' \leq b + 2b_h + 12h_f' = 20 + 2 \times 30 + 12 \times 15 = 260(\text{cm})$$

此处 $b_h > 3h_h$ ，根据规范，取 $b_h = 3h_h = 30\text{cm}$ 。

故： $b_f' = 250\text{cm}$ 。

②有效分布宽度内截面几何特性计算

由于截面宽度不折减，截面的抗弯惯矩也不需折减，取全宽截面值。

(二) 截面静矩计算

预应力钢筋混凝土梁在张拉阶段和使用阶段都要产生剪应力，这两个阶段的剪应力应该叠加。在每一个阶段中，凡是中和轴位置和面积突变处的剪应力，都是需要计算的。例如，张拉阶段和使用阶段的截面（图 4-15），除了两个阶段 $a-a$ 和 $b-b$ 位置的剪应力需要计算外，还应计算：

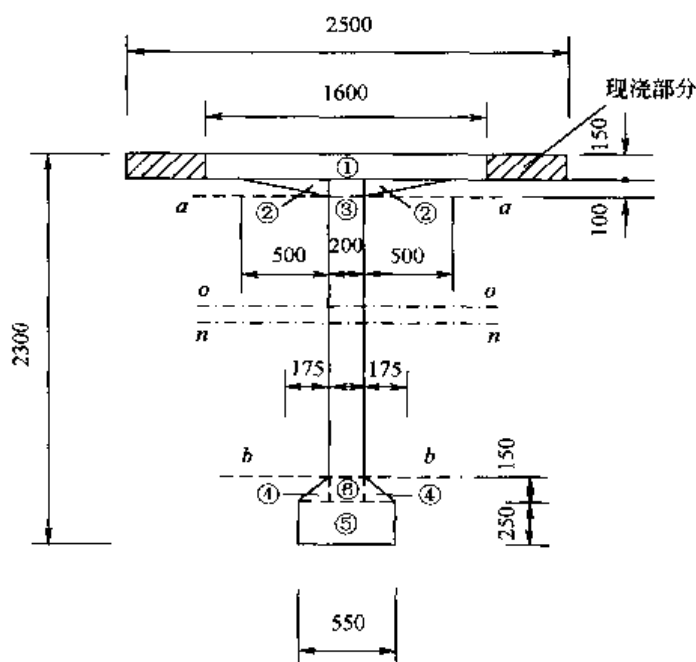


图 4-15 静矩计算图式（尺寸单位：mm）

(1) 在张拉阶段，净截面的中和轴（简称净轴）位置产生的最大剪应力，应该与使用阶段在净轴位置产生的剪应力叠加。

(2) 在使用阶段，换算截面的中和轴（简称换轴）位置产生的最大剪应力，应该与张拉阶段在换轴位置的剪应力叠加。

因此，对于每一个荷载作用阶段，需要计算四个位置（共 8 种）的剪应力，即需要计算下面几种情况的静矩：

- ① $a-a$ 线（图 4-15）以上（或以下）的面积对中性轴（净轴和换轴）的静矩；
- ② $b-b$ 线以上（或以下）的面积对中性轴（两个）的静矩；
- ③ 净轴（ $n-n$ ）以上（或以下）的面积对中性轴（两个）的静矩；
- ④ 换轴（ $o-o$ ）以上（或以下）的面积对中性轴（两个）的静矩；

计算结果列于表 4-13。

跨中截面对重心轴静矩计算

表 4-13

分块名称 及序号	$b_1=160\text{cm}$ $y_a=90.70\text{cm}$				$b_1=250\text{cm}$ $y_a=86.90\text{cm}$			
	静矩类别 及符号	分块面积 A_i (cm^2)	分块面积重 心至全截面 重心距离 y_i (cm)	对净轴* 静矩 $S_{i-n}=A_i \cdot y_i$ (cm^3)	静矩类别 及符号	A_i (cm^2)	y_i (cm)	对换轴** 静矩 (cm^3)
翼板①	翼缘部分	2400	83.20	199680	翼缘部分	3750	79.40	297750
三角承托②	对净轴*	500	72.37	36185	对换轴**	500	68.57	34285
肋部③	静矩 S_{a-n}	200	70.70	14140	静矩 S_{a-o}	200	66.90	13380
Σ	(cm^3)	—	—	250005	(cm^3)	—	—	345415
下三角④	马蹄部分对 净轴静矩 S_{b-n} (cm^3)	262.5	109.30	28691	马蹄部分对 换轴静矩 S_{b-o} (cm^3)	262.5	113.10	29689
马蹄⑤		1375	126.80	174350		1375	130.60	179575
肋部⑥		300	106.80	32040		300	110.60	33180
管道或钢束		325.96	124.23	40494		260.48	128.03	33350
Σ		—	—	194587		—	—	275794
翼板①	净轴以上 净面积对 净轴静矩 S_{n-n} (cm^3)	2400	83.20	199680	净轴以上换 算面积对换 轴静矩 S_{n-o} (cm^3)	3750	79.40	297750
三角承托②		500	72.37	36185		500	68.57	34285
肋部③		1514	37.85	57305		1514	34.05	51552
Σ		—	—	293170		—	—	383587
翼板①	换轴以上 净面积对 净轴静矩 S_{o-n} (cm^3)	2400	83.20	199680	换轴以上换 算面积对换 轴静矩 S_{o-o} (cm^3)	3750	79.40	297750
三角承托②		500	72.37	36185		500	68.57	34285
肋部③		1438	39.75	57161		1438	35.95	51696
Σ		—	—	293026		—	—	383731

注：* 指净截面重心轴；** 指换算截面重心轴。

(三) 截面几何特性汇总

其它截面特性值均可用同样方法计算，下面将计算结果一并列于表 4-14 内。

主梁截面特性值总表

表 4-14

名 称		符号	单位	截 面			
				跨中	四分点	N7 锚固点	支点
混 凝 土 净 截 面	净面积	A_n	cm^2	8011.54	8011.54	14156.85	14156.85
	净惯矩	I_n	cm^4	52414656	52560927	72484350	73143108
	净轴到截面上缘距离	y_{ns}	cm	90.70	90.78	100.43	100.90
	净轴到截面下缘距离	y_{nx}	cm	139.30	139.22	129.57	129.10
	截面抵抗矩	上缘	W_{ns}	cm^3	577890	578992	721740
		下缘	W_{nx}	cm^3	376272	377539	559422
	对净轴静矩	翼缘部分面积	S_{a-n}	cm^3	250005	250253	270001
		净轴以上面积	S_{n-n}	cm^3	293170	293462	440805
		换轴以上面积	S_{o-n}	cm^3	293026	293416	439922
		马蹄部分面积	S_{b-n}	cm^3	194587	195052	—
	钢束群重心到净轴距离		e_s	cm	124.23	122.33	61.45

续上表

名 称		符号	单位	截 面				
				跨中	四分点	N7 锚固点	支点	
混凝土换算截面	换算面积		A_o	cm ²	9960.92	9960.92	16020.61	16020.61
	换算惯矩		I_o	cm ⁴	70891415	70764877	85602432	84981692
	换轴到截面上缘距离		y_{os}	cm	86.90	86.85	94.77	94.42
	换轴到截面下缘距离		y_{ox}	cm	143.10	143.15	135.23	135.58
	截面抵抗矩	上缘	W_{os}	cm ³	815782	814794	903265	900039
		下缘	W_{ox}	cm ³	495398	494341	633014	626801
	对换轴静矩	翼缘部分面积	S_{a-o}	cm ³	345415	345193	371012	369501
		净轴以上面积	S_{n-o}	cm ³	383587	383299	518023	516732
		换轴以上面积	S_{o-o}	cm ³	383731	383490	518902	517887
		马蹄部分面积	S_{b-o}	cm ³	277450	277063	—	—
钢束群重心到换轴距离		e_o	cm	128.03	126.26	67.11	43.52	
钢束群重心到截面下缘距离		a_p	cm	15.07	16.89	68.12	92.06	

五、钢束预应力损失计算

根据《公预规》6.2.1条规定,当计算主梁截面应力和确定钢束的控制应力时,应计算预应力损失值。后张法梁的预应力损失包括前期预应力损失(钢束与管道壁的摩擦损失,锚具变形、钢束回缩引起的损失,分批张拉混凝土弹性压缩引起的损失)和后期预应力损失(钢绞线应力松弛、混凝土收缩和徐变引起的应力损失),而梁内钢束的锚固应力和有效应力(永存应力)分别等于张拉应力扣除相应阶段的预应力损失。

预应力损失值因梁截面位置不同而有差异,现以四分点截面(既有直线束,又有曲线束通过)为例说明各项预应力损失的计算方法。对于其它截面均可用同样方法计算,它们的计算结果均列入钢束预应力损失及预加内力一览表内(表4-15~表4-21)。

四分点截面管道摩擦损失 σ_{f1} 计算表

表 4-15

钢束号	$\theta * = \varphi - \alpha$		x	$\mu \theta + kx$	$1 - e^{-(\mu \theta + kx)}$	$\sigma_{con} [1 - e^{-(\mu \theta + kx)}]$
	(°)	(rad)				(MPa)
N1 (N2)	7	0.1222	10.0609	0.0395	0.0388	54.06
N3 (N4)	7	0.1222	10.0118	0.0395	0.0387	53.96
N5	14.9239	0.2605	10.0430	0.0672	0.0650	90.61
N6	12.5029	0.2182	9.9626	0.0586	0.0569	79.38
N7	13.7196	0.2395	8.3056	0.0603	0.0586	81.70

注: * 见表 4-10 所示,其中 α 值由表 4-10 中的 $\cos \alpha$ 值反求得到。

四分点截面 σ_{l2} 的计算表

表 4-16

钢束号	$\Delta\sigma_d$ (MPa/mm)	影响长度 l_1 (mm)	锚固端 σ_{l2} (MPa)	距张拉端距离 x (mm)	σ_{l2}
N1 (N2)	0.00370886	17761	131.75	10061	57.12
N3 (N4)	0.00371067	17757	131.78	10012	57.48
N5	0.00551316	14568	160.63	10043	49.89
N6	0.00552227	14556	160.76	9963	50.73
N7	0.00656731	13347	175.31	8306	66.22

(一) 预应力钢束与管道壁之间的摩擦引起的预应力损失

按《公预规》6.2.2 条规定, 计算公式为:

$$\sigma_{l1} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}]$$

式中: σ_{con} ——张拉钢束时锚下的控制应力; 根据《公预规》6.1.3 条规定, 对于钢绞线取张拉控制应力为:

$$\sigma_{con} = 0.75 f_{pk} = 0.75 \times 1860 = 1395 (\text{MPa}) (\text{见表 4-1})$$

μ ——钢束与管道壁的摩擦系数, 对于预埋波纹管取 $\mu=0.20$;

θ ——从张拉端到计算截面曲线管道部分切线的夹角之和 (rad);

k ——管道每米局部偏差对摩擦的影响系数, 取 $k=0.0015$;

x ——从张拉端到计算截面的管道长度 (m), 可近似取其在纵轴上的投影长度 (见图 4-14), 当四分点为计算截面时, $x=a_x + l/4$ 。

(二) 由锚具变形、钢束回缩引起的预应力损失

按《公预规》6.2.3 条, 对曲线预应力筋, 在计算锚具变形、钢束回缩引起的预应力损失时, 应考虑锚固后反向摩擦的影响。根据《公预规》附录 D, σ_{l2} 计算公式如下。

反向摩擦影响长度:

$$l_1 = \sqrt{\frac{\sum \Delta l \times E_p}{\Delta \sigma_d}}$$

式中: $\sum \Delta l$ ——锚具变形、钢束回缩值 (mm), 按《公预规》6.2.3 条采用; 对于夹片锚 $\sum \Delta l=6\text{mm}$;

$\Delta \sigma_d$ ——单位长度由管道摩擦引起的预应力损失, 按下列公式计算:

$$\Delta \sigma_d = \frac{\sigma_0 - \sigma_l}{l}$$

其中 σ_0 ——张拉端锚下控制应力, 本算例为 1395MPa,

σ_l ——预应力钢筋扣除沿途摩擦损失后锚固端应力, 即跨中截面扣除 σ_{l1} 后的钢筋应力,

l ——张拉端至锚固端距离。

张拉端锚下预应力损失: $\sigma_{l2} = 2\Delta \sigma_d l_1$;

在反摩擦影响长度内, 距张拉端 x 处的锚具变形、钢筋回缩损失: $\sigma_{l2} = 2\Delta \sigma_d (l_1 - x)$;

在反摩擦影响长度外, 锚具变形、钢筋回缩损失: $\sigma_{l2} = 0$ 。

四分点截面 σ_{l2} 的计算结果见表 4-16。

表 4-17

四分点截面 σ_{II} 计算表

计算数据														
$A_n=8011.54\text{cm}^2$ $\Delta A_p=8.4\text{cm}^2$ $I_a=52560927\text{cm}^4$ $y_{nx}=139.22\text{cm}$ $\sigma_{Ep}=5.65$														
钢束号	锚固时预加纵向力 $N_{p0}=\Delta A_p\sigma_{p0}\cos\alpha$ (0.1kN)				ΣN_{p0} (0.1kN)	$e_{p0}=y_{nx}-a_z$ (见表 4-10) (cm)	预加弯矩 $M_{p0}=N_{p0}\times e_{p0}$ (N·m)	ΣM_{p0} (N·m)	计算应力 损失的钢 束号	相应钢束 至净轴距 e_{pe} (cm)	$\Sigma\Delta\sigma_{pe}$ (Mpa)			
	锚固时钢 束应力 $\sigma_{p0}=\sigma_{con}-\sigma_{l1}-\sigma_{l2}-\sigma_{l4}$ (MPa)	$\sigma_{p0}\times\Delta A_p$	$\cos\alpha$ (见表 4-10)	N_{p0}							$\frac{\Sigma N_{p0}}{A_n}$	$\frac{\Sigma M_{p0}}{I_a}\cdot e_{pe}$	合计	
N3	1283.56	10781.88	1.000000	10781.88	10781.88	122.52	1320995	1320995	N2	130.22	1.35	3.27	4.62	26.09
N2	1257.72	10564.87	1.000000	10564.87	21346.75	130.22	1375758	2696753	N4	122.52	2.66	5.29	8.95	50.57
N4	1232.99	10357.08	1.000000	10357.08	31703.83	122.52	1268949	3965702	N1	130.22	3.96	9.83	13.78	77.87
N1	1205.95	10129.96	1.000000	10129.96	41833.79	130.22	1319124	5284826	N6	118.55	5.22	11.92	17.14	96.85
N6	1168.04	9811.536	0.999050	9802.215	51636.00	118.55	1162053	6446888	N5	130.22	6.45	15.97	22.42	126.66
N5	1127.84	9473.877	0.999999	9473.868	61109.87	130.22	1233658	7680546						

四分点截面 σ_{i5} 计算表

表 4-18

钢束号	σ_{pe} (MPa)	σ_{i5}	钢束号	σ_{pe} (MPa)	σ_{i5}
N1	1205.95	27.91	N5	1127.84	18.71
N2	1257.72	34.57	N6	1168.04	23.32
N3	1283.56	38.06	N7	1247.08	33.17
N4	1232.99	31.33			

四分点截面 σ_{i6} 计算表

表 4-19

计算数据	$N_{p0}=7155.613\text{kN}$ $M_{p0}=8787.849\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_{g1}=3607.62\text{kN}\cdot\text{m}$ $I_n=52560927\text{cm}^4$ $A_n=8011.54\text{cm}^2$ $e_n=e_p=122.33\text{cm}$ $E_p=1.95\times 10^5\text{MPa}$ $\alpha_{Ep}=5.65$				
计算 σ_{pc}	$\frac{N_{p0}}{A}$ (MPa)	$\frac{M_{p0}-M_{g1}}{I_n}e_n$ (MPa)	σ_{pc} (MPa)		
	(1)	(2)	(3) = (1) + (2)		
	8.932	12.056	20.988		
计算应力损失	计算公式: $\sigma_{i6} = \frac{0.9[E_p\epsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{Ep}\sigma_{pc}\phi(t, t_0)]}{1 + 15\rho_p}$				
	分子项			分母项	
	(4)	$\alpha_{Ep}\times\sigma_{pc}\times\phi(t, t_0)$	212.263	$i^2=I_n/A_n$	6560.6521
	(5)	$E_p\times\epsilon_{cs}(t, t_0)$	44.85	$\rho_p=1+e_p^2/i^2$	3.281
	(6)	$0.9[(4)+(5)]$	231.402	$\rho-7\Delta A_p/A_n$	0.734%
				$1+15\rho_p$	1.361
	$\sigma_{i6}=\frac{231.402}{1.361}=170.02\text{ (MPa)}$				

注: N_{p0} 和 M_{p0} 包括 N7 号预应力筋产生的轴力和弯矩, 即近似取 N1~N7 号钢束徐变情况相同。

(三) 混凝土弹性压缩引起的预应力损失

后张法梁当采用分批张拉时, 先张拉的钢束由于张拉后批钢束产生的混凝土弹性压缩引起的应力损失, 根据《公预规》6.2.5 条规定, 计算公式为:

$$\sigma_{i4} = \alpha_{Ep} \sum \Delta \sigma_{pc}$$

式中: $\sum \Delta \sigma_{pc}$ ——在先张拉钢束重心处, 由后张拉各批钢束而产生的混凝土法向应力, 可按下列式计算:

$$\sum \Delta \sigma_{pc} = \frac{\sum N_{p0}}{A_n} + \frac{\sum M_{p0} e_{pi}}{I_n}$$

其中 N_{p0} , M_{p0} ——分别为钢束锚固时预加的纵向力和弯矩,

e_{pi} ——计算截面上钢束重心到截面净轴的距离, $e_{pi} = y_{nx} - a_i$, 其中 y_{nx} 值见表 4-14 所示, a_i 值见表 4-10。

本算例采用逐根张拉钢束, 预制时张拉钢束 N1~N6, 张拉顺序为 N5, N6, N1, N4, N2, N3, 待现浇接缝强度达 100% 后, 张拉 N7 号钢束。计算时应从最后张拉的一束逐步向前推进。

表 4-20

成桥后四分点 σ'_a 计算表

A ₀ = 9960.92cm ² ΔA _p = 8.4cm ² I ₀ = 70764877cm ⁴ y _{0x} = 143.15cm σ _{Ep} = 5.65												
计算数据	锚固时预加纵向力 N _{p0} = ΔA _p σ _{p0} cosα (MPa×cm ² = 0.1kN)					e _{p0} = y _{0x} - a _i (见表 4-10) (cm)	预加弯矩 M _{p0} = N _{p0} × e _{p0} (N·m)	计 应力损 失 束号	相应钢束至 净轴距离 e _{p0} (cm)	Σ Δσ _{pe} (MPa)		σ' _{ik} = σ _{Ep} Σ Δσ _{pe} (MPa)
	锚固时钢 束应力 σ _{p0} = σ _{con} - σ ₁₁ - σ ₁₂ - σ ₁₄ - σ ₁₅ - σ ₁₆ (MPa)	σ _{p0} × ΔA _p	cosα (见表 4-10)	N _{p0}	$\frac{N_{p0}}{A_0}$					$\frac{M_{p0}}{I_0} e_{p0}$	合计	
N7*	1247.08	10475.47	0.997211	10446.26	106.00	1107303	N3	126.45	1.05	1.98	3.03	17.10
N3	1075.48	9033.991	1.000000	9033.99	126.45	1142348	N2	134.15	1.05	2.10	3.15	17.79
N2	1053.13	8846.315	1.000000	8846.31	134.15	1186733	N4	126.45	1.05	1.98	3.03	17.10
N4	1031.63	8665.719	1.000000	8665.72	126.45	1095780	N1	134.15	1.05	2.10	3.15	17.79
N1	1008.02	8467.346	1.000000	8467.35	134.15	1135894	N6	122.48	1.05	1.92	2.97	16.75
N6	974.70	8187.484	0.999050	8179.71	122.48	1001858	N5	134.15	1.05	2.10	3.15	17.79
N5	939.11	7888.507	0.999999	7888.50	134.15	1058218						
N7	1043.89	8768.718	0.997211	8744.26	106.00	926892						
Σ*				59825.84		7547724						

注: 表中 N7*: $\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_{11} - \sigma_{12}$; 指 N7 号钢束锚固时的应力。 Σ^* : 指使用阶段扣除全部预应力度损失 (不包括 σ'_a) 后由 N1~N7 号钢束产生的预加内力合力。

表 4-21

预加力作用效应计算表

		预加应力阶段由张拉钢束产生的预加力作用效应							使用阶段由张拉钢束产生的预加力作用效应			
截面	钢束号	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\sigma_{p0} \times \Delta A_p$ (见表 4-17) (0.1kN)	$N_{p0} = \sigma_{p0} \times \Delta A_p$ $\times \cos \alpha$ (见表 4-17) (kN)	$V_{p0} = \sigma_{p0} \times \Delta A_p$ $\times \sin \alpha$ (kN)	M_{p0} (见表 4-17) (kN · m)	$\sigma_{p0} \times \Delta A_p$ (见表 4-20) (0.1kN)	$N_{p0} = \sigma_{p0} \times \Delta A_p$ $\times \cos \alpha$ (见表 4-20) (kN)	$V_{p0} = \sigma_{p0} \times \Delta A_p$ $\times \sin \alpha$ (kN)	M_{p0} (见表 4-20) (kN · m)	
四分点	1	0	1	10129.96		0		8467.35		0		
	2	0	1	10564.87		0		8846.31		0		
	3	0	1	10781.88		0		9033.99		0		
	4	0	1	10357.08		0		8665.72		0		
	5	0.001328	0.999999	9473.88		1.258		7888.51		1.047		
	6	0.043570	0.999050	9811.54		42.748		8187.48		35.672		
	7	0.074637	0.997211					8768.72		65.447		
	Σ				6110.987	44.006	7680.546		5982.584	102.167	7547.724	
跨中	Σ				6269.459	0.000	7925.011		6206.576	0.000	7941.124	
N7 锚固点	Σ				6176.896	919.877	3842.257		5539.835	825.108	3759.084	
支点	Σ				6164.881	1045.649	2348.907		5580.888	946.745	2487.118	

本算例为了区分预制阶段和使用阶段的预应力损失，先不考虑 N7 号束对其它 N1~N6 号束的影响，计算得预制阶段 σ_{i4} 见表 4-17。

(四) 由钢束应力松弛引起的预应力损失

《公预规》6.2.6 条规定，钢绞线由松弛引起的应力损失的终极值，按下式计算：

$$\sigma_{i5} = \Psi \zeta \left(0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe}$$

式中： Ψ ——张拉系数，本算例采用一次张拉， $\Psi=1.0$ ；

ζ ——钢筋松弛系数，对低松弛钢筋， $\zeta=0.3$ ；

σ_{pe} ——传力锚固时的钢筋应力。

计算得四分点截面钢绞线由松弛引起的应力损失的终极值见表 4-18。

(五) 混凝土收缩和徐变引起的预应力损失

根据《公预规》6.2.7 条规定，由混凝土收缩和徐变引起的应力损失可按下式计算：

$$\sigma_{i6} = \frac{0.9[E_p \epsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{Ep} \sigma_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15\rho\rho_p}$$

$$\rho = 1 + \frac{e_p^2}{i^2}$$

式中： σ_{i6} ——全部钢束重心处由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失值；

σ_{pc} ——钢束锚固时，全部钢束重心处由预加应力（扣除相应阶段的应力损失）产生的混凝土法向应力，并根据张拉受力情况，考虑主梁重力的影响；

ρ ——配筋率， $\rho = \frac{A_p + A_s}{A}$ ；

A ——本算例为钢束锚固时相应的净截面面积 A_n ，见表 4-14；

e_p ——本算例即为钢束群重心至截面净轴的距离 e_n ，见表 4-14；

i ——截面回转半径，本算例为 $i^2 = \frac{I_n}{A_n}$ ；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 、计算龄期为 t 时的混凝土徐变系数；

$\epsilon_{cs}(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 、计算龄期为 t 时收缩应变。

1. 徐变系数终极值 $\phi(t_0, t_0)$ 和收缩应变终极值 $\epsilon_{cs}(t_0, t_0)$ 的计算构件理论厚度的计算公式为：

$$h = \frac{2A}{u}$$

式中： A ——主梁混凝土截面面积；

u ——与大气接触的截面周边长度。

本例考虑混凝土收缩和徐变大部分在成桥之前完成， A 和 u 均采用预制梁的数据。对于混凝土毛截面，四分点与跨中截面上数据完全相同，即：

$$A = 8337.5 \text{ cm}^2 \text{ (见表 4-2)}$$

$$u = 160 + 2 \times (15 + 20 + \sqrt{50^2 + 10^2} + 165 + \sqrt{17.5^2 + 15^2} + 25) + 55 = 813.08 \text{ (cm)}$$

故：

$$h = \frac{2A}{u} = \frac{2 \times 8337.5}{813.08} = 20.51(\text{cm})$$

设混凝土收缩和徐变在野外一般条件（相对湿度为 75%）下完成，受荷时混凝土加载龄期为 20d。

按照上述条件，查《公预规》表 6.2.7 得到 $\phi(t_u, t_0) = 1.79$ ， $\epsilon_{cs}(t_u, t_0) = 0.23 \times 10^{-3}$

2. 计算 σ_{i6}

混凝土收缩和徐变引起的应力损失列表计算在表 4-19 内。

（六）成桥后张拉 N7 号钢束混凝土弹性压缩引起的预应力损失

成桥后张拉 N7 号钢束，此时将引起混凝土弹性压缩，这对已张拉的 N1~N6 号钢束会引起应力损失，计算结果见表 4-20。但由于张拉 N7 号束时，N1~N6 号钢束已经灌浆，故不能考虑该项损失对混凝土应力的影响。

（七）预加力计算及钢束预应力损失汇总

施工阶段传力锚固应力 σ_{p0} 及其产生的预加力：

$$1. \sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l^I = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l4}$$

2. 由 σ_{p0} 产生的预加力

$$\text{纵向力: } N_{p0} = \sum \sigma_{p0} \Delta A_p \cos \alpha$$

$$\text{弯矩: } M_{p0} = N_{p0} e_{p0}$$

$$\text{剪力: } Q_{p0} = \sum \sigma_{p0} \Delta A_p \sin \alpha$$

式中： α ——钢束弯起后与梁轴的夹角， $\sin \alpha$ 与 $\cos \alpha$ 的值参见表 4-10；

ΔA_p ——单根钢束的截面积， $\Delta A_p = 8.4 \text{cm}^2$ 。

可用上述同样的方法计算出使用阶段由张拉钢束产生的预加力 N_p ， Q_p ， M_p ，下面将计算结果一并列入表 4-21 内。

表 4-22 示出了各控制截面的钢束预应力损失。

钢束预应力损失一览表

表 4-22

截面	钢束号	预加应力阶段				正常使用阶段			
		锚固前预应力损失 $\sigma_l^I = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4}$			锚固时钢束应力 $\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l^I$	锚固后预应力损失 $\sigma_l^{II} = \sigma_{l5} + \sigma_{l6} + \sigma_{l4}$			钢束有效应力 $\sigma_{pe} = \sigma_{p0} - \sigma_l^{II}$
		σ_{l1} (MPa)	σ_{l2} (MPa)	σ_{l4} (MPa)	(MPa)	σ_{l5} (MPa)	σ_{l6} (MPa)	σ_{l4} (MPa)	(MPa)
跨中	1	73.53	0.00	80.40	1241.07	32.38	158.68	19.16	1030.85
	2	73.53	0.00	26.94	1294.53	39.58		19.16	1077.11
	3	73.43	0.00	0.00	1321.57	43.4		18.40	1101.09
	4	73.43	0.00	52.21	1269.36	36.13		18.40	1056.15
	5	109.89	0.00	130.95	1154.16	21.7		19.16	954.62
	6	109.73	0.00	102.31	1182.96	25.1		18.40	980.78
	7	119.96	0.00	—	—	36.9		0.00	1079.46

续上表

截面	钢束号	预加应力阶段				正常使用阶段			
		锚固前预应力损失 $\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4}$			锚固时钢束应力 $\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l$	锚固后预应力损失 $\sigma_l^I = \sigma_{l5} + \sigma_{l6} + \sigma_{l4}'$			钢束有效应力 $\sigma_{pe} = \sigma_{p0} - \sigma_l^I$
		σ_{l1} (MPa)	σ_{l2} (MPa)	σ_{l4} (MPa)	(MPa)	σ_{l5} (MPa)	σ_{l6} (MPa)	σ_{l4}' (MPa)	(MPa)
四分点	1	54.06	57.12	77.87	1205.95	27.91	170.02	17.79	990.23
	2	54.06	57.12	26.09	1257.73	34.57		17.79	1035.35
	3	53.96	57.48	0.00	1283.56	38.06		17.10	1058.38
	4	53.96	57.48	50.57	1232.99	31.33		17.10	1014.54
	5	90.61	49.89	126.66	1127.84	18.71		17.79	921.32
	6	79.38	50.73	96.85	1168.04	23.32		16.75	957.95
	7	81.7	66.22		—	33.17		0	1043.89
N7锚固点	1	12.1	118.73	35.11	1229.06	30.83	95.57	—	1102.66
	2	12.1	118.73	10.6	1253.57	34.02		—	1123.98
	3	6.48	119.12	0	1269.40	36.14		—	1137.69
	4	6.48	119.12	18.78	1250.62	33.63		—	1121.42
	5	9.9	141.47	26.42	1217.21	29.32		—	1092.32
	6	8.21	142.46	13.27	1231.06	31.09		—	1104.40
支点	1	0.65	129.44	27.41	1237.50	31.92	85.08	—	1120.50
	2	0.65	129.44	8.17	1256.74	34.44		—	1137.22
	3	0.55	129.84	0	1264.61	35.49		—	1144.04
	4	0.55	129.84	14.55	1250.06	33.56		—	1131.42
	5	0.61	157.40	17.13	1219.86	29.66		—	1105.12
	6	0.44	158.41	4.92	1231.23	31.11		—	1115.04

六、主梁截面承载力与应力验算

预应力混凝土梁从预加力开始到受荷破坏,需经受预加应力、使用荷载作用、裂缝出现和破坏等四个受力阶段,为保证主梁受力可靠并予以控制,应对控制截面进行各个阶段的验算。在以下内容中,先进行持久状态承载能力极限状态承载力验算,再分别验算持久状态抗裂验算和应力验算,最后进行短暂状态构件的截面应力验算。对于抗裂验算,《公预规》根据公路简支梁标准设计的经验,对于全预应力梁在使用阶段短期效应组合作用下,只要截面不出现拉应力就可满足。

(一) 持久状况承载能力极限状态承载力验算

在承载能力极限状态下,预应力混凝土梁沿正截面和斜截面都有可能破坏,下面验算这两类截面的承载力。

1. 正截面承载力验算

图 4-16 示出正截面承载力计算图式。

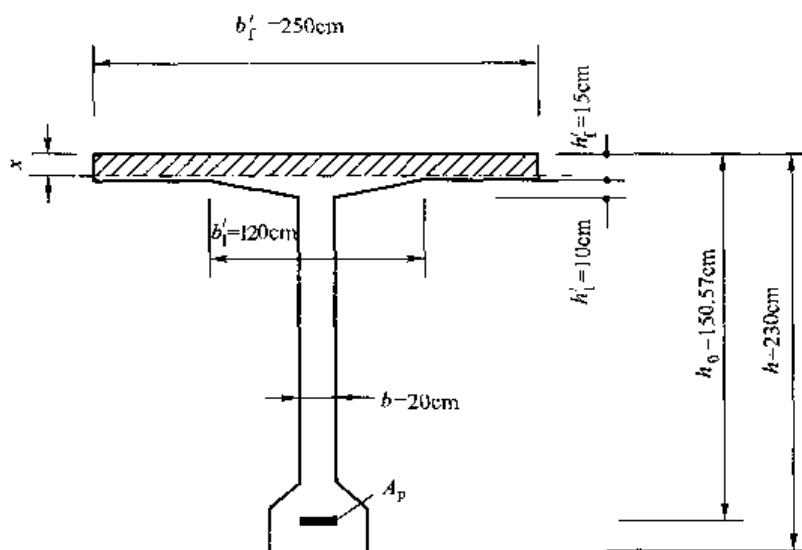


图 4-16 正截面承载力计算图

(1) 确定混凝土受压区高度

根据《公预规》5.2.3 条规定，对于带承托翼缘板的 T 形截面：

当 $f_{pd}A_p \leq f_{cd}b'_fh'_f$ 成立时，中性轴在翼缘板内，否则在腹板内。

本算例的这一判别式：

$$\text{左边} = f_{pd}A_p = 1260 \times 58.8 \times 0.1 = 7408.8(\text{kN})$$

$$\text{右边} = f_{cd}b'_fh'_f = 22.4 \times 250 \times 15 \times 0.1 = 8400(\text{kN})$$

左边 < 右边，即中性轴在翼板内。

设中性轴到截面上缘距离为 x ，则：

$$x = \frac{f_{pd}A_p}{f_{cd}b'_f} = \frac{1260 \times 58.8}{22.4 \times 250} = 13.23(\text{cm}) < \xi_b h_0 = 0.4 \times (230 - 15.07) = 85.97(\text{cm})$$

式中： ξ_b ——预应力受压区高度界限系数，按《公预规》表 5.2.1 采用，对于 C50 混凝土和钢绞线， $\xi_b = 0.40$ ；

h_0 ——梁的有效高度， $h_0 = h - a_p$ ，以跨中截面为例， $a_p = 15.07\text{cm}$ （见表 4-14）。

说明该截面破坏时属于塑性破坏状态。

(2) 验算正截面承载力

由《公预规》5.2.2 条，正截面承载力按下式计算：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}b'_fx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按《公预规》5.1.5 条取用，本算例按二级公路设计，故取 1.0。

则上式为：

$$\begin{aligned}\text{右边} &= 22.4 \times 10^3 \times 2.5 \times 0.1323 \times \left(2.3 - 0.1507 - \frac{0.1323}{2}\right) \\ &= 15433.64 (\text{kN} \cdot \text{m}) > \gamma_0 M_d = 12826.41 (\text{kN} \cdot \text{m}) (\text{跨中})\end{aligned}$$

主梁跨中正截面承载力满足要求。其它截面均可用同样方法验算。

(3) 验算最小配筋率

由《公预规》9.1.12条, 预应力混凝土受弯构件最小配筋率应满足下列条件:

$$\frac{M_{ud}}{M_{cr}} \geq 1.0$$

式中: M_{ud} ——受弯构件正截面抗弯承载力设计值, 由以上计算可知 $M_{ud} = 15433.64 \text{kN} \cdot \text{m}$;

M_{cr} ——受弯构件正截面开裂弯矩值, 按下式计算:

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0$$

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{M_p}{W_{nx}}$$

式中: S_0 ——全截面换算截面重心轴以上(或以下)部分截面对重心轴的面积矩, 见表4-14;

W_0 ——换算截面抗裂边缘的弹性抵抗矩, 见表4-14;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失预应力筋在构件抗裂边缘产生的混凝土预压应力。

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{M_p}{W_{nx}} = \frac{62065.76}{8011.54} + \frac{7941124}{376272} = 28.85 (\text{MPa})$$

$$\gamma = \frac{2S}{W_0} = \frac{2 \times 383731}{495398} = 1.549$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 = (28.85 + 1.549 \times 2.65) \times 495398 \times 10^{-3} = 16325.77 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

由此可见, $\frac{M_{ud}}{M_{cr}} < 1.0$, 尚需配置普通钢筋来满足最小配筋率要求。

① 计算受压区高度 x

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b'_i x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$16325.77 = 22.4 \times 10^3 \times 2.5 \times x \times \left(2.3 - 0.1507 - \frac{x}{2} \right)$$

整理得: $x^2 - 4.2986x + 0.58306 = 0$ 。

求解得 $x = 0.140 (\text{m}) < \xi_b h_0 = 0.4 \times (2.30 - 0.1507) = 0.860 (\text{m})$ 。

② 计算普通钢筋 A_s

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{f_{cd} b x - f_{pd} A_p}{f_{sd}} = \frac{22.4 \times 2.5 \times 0.140 - 1260 \times 58.8 \times 10^{-4}}{280} \\ &= 0.00154 (\text{m}^2) = 15.4 (\text{cm}^2)\end{aligned}$$

即在梁底部配置 6 根直径 20mm 的 HRB335 钢筋, $A_s = 18.84 \text{cm}^2$, 以满足最小配筋率的要求。

求。

2. 斜截面承载力验算

(1) 斜截面抗剪承载力验算

根据《公预规》5.2.6条,计算受弯构件斜截面抗剪承载力时,其计算位置应按下列规定采用:

- ①距支座中心 $h/2$ 处截面;
- ②受拉区弯起钢筋弯起点处截面;
- ③锚于受拉区的纵向钢筋开始不受力处的截面;
- ④箍筋数量或间距改变处的截面;
- ⑤构件腹板宽度变化处的截面。

本算例以 N7 锚固截面为例进行斜截面抗剪承载力验算。

1) 复核主梁截面尺寸

T形截面梁当进行斜截面抗剪承载力计算时,其截面尺寸应符合《公预规》5.2.9条规定,即

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0$$

式中: V_d ——经内力组合后支点截面上的最大剪力 (kN),见表 4-7,1号梁的 V_d 为 1311.84kN;

b ——支点截面的腹板厚度 (mm),即 $b=550\text{mm}$;

h_0 ——支点截面的有效高度 (mm),即

$$h_0 = h - a_p = 2300 - 920.6 = 1379.4(\text{mm})$$

$f_{cu,k}$ ——混凝土强度等级 (MPa)。

上式右边 $= 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{50} \times 550 \times 1379.4 = 2735.95 \text{ (kN)} > \gamma_0 V_d = 1311.84 \text{ (kN)}$

所以本例主梁的 T 形截面尺寸符合要求。

2) 截面抗剪承载力验算

验算是否需要进行斜截面抗剪承载力计算。

根据《公预规》5.2.10条规定,若符合下列公式要求时,则不需进行斜截面抗剪承载力计算。

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0$$

式中: f_{td} ——混凝土抗拉设计强度 (MPa);

α_2 ——预应力提高系数,对预应力混凝土受弯构件,取 1.25。

对于 N7 锚固截面: $b=550\text{mm}$, $a_p=681.2\text{mm}$, $V_d=1234.46\text{kN}$

上式右边 $= 0.50 \times 10^{-3} \times 1.25 \times 1.83 \times 550 \times (2300 - 681.2) = 1018.33 \text{ (kN)} < \gamma_0 V_d$

因此本例需进行斜截面抗剪承载力计算。

① 计算斜截面水平投影长度 C

按《公预规》5.2.8条,计算斜截面水平投影长度 C :

$$C = 0.6 m h_0$$

式中: m ——斜截面受压端正截面处的广义剪跨比, $m = \frac{M_d}{V_d h_0}$, 当 $m > 3.0$ 时, 取 $m = 3.0$;

V_d ——通过斜截面受压端正截面内由使用荷载产生的最大剪力组合设计值;

M_d ——相应于上述最大剪力时的弯矩组合设计值;

h_0 ——通过斜截面受压区顶端正截面上的有效高度, 自受拉纵向主钢筋的合力点至受压边缘的距离。

为了计算剪跨比 m , 首先必须在确定最不利的截面位置后才能得到 V 值和相应的 M 值, 因此只能采取试算的方法, 即首先假定 C_i 值, 按所假定的最不利截面位置计算 V 和 M , 根据上述公式求得 m 值和 C 值, 如假定的 C_i 值与计算的 C 值相等或基本相等, 则最不利位置就可确定了。

首先假定 $C_i = 2.400\text{m}$, 计算得 $V_d = 1105.45\text{kN}$, 对应 $M_d = 4427.42\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

$$C = 0.6mh_0 = 0.6M_d/V_d = 0.6 \times 4427.42/1105.45 = 2.403(\text{m})$$

与假定的 C_i 值基本相同, 可认为是最不利截面。即最不利截面为距支座 3.8444m 处。

②箍筋计算

根据《公预规》9.4.1条, 腹板内箍筋直径不小于 10mm , 且应采用带肋钢筋, 间距不应大于 250mm 。本算例选用 $\phi 10@20\text{cm}$ 的双肢箍筋, 则箍筋的总截面积为:

$$A_{sv} = 2 \times 78.5 = 157(\text{mm}^2)$$

箍筋间距 $S_v = 20\text{cm}$, 箍筋抗拉设计强度 $f_{sv} = 280\text{MPa}$, 箍筋配筋率 ρ_{sv} 为:

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bS_v} = \frac{157}{200 \times 386} = 0.0020 = 0.2\%$$

式中: b ——斜截面受压端正截面处 T 形截面腹板宽度, 此处 $b = 38.6\text{cm}$ 。

满足《公预规》9.3.13条“箍筋配筋率 ρ_{sv} , HRB335 钢筋不应小于 0.12% ”的要求。同时, 根据《公预规》9.4.1条, 在距支点一倍梁高范围内, 箍筋间距缩小至 10cm 。

③抗剪承载力计算

根据《公预规》5.2.7条规定, 主梁斜截面抗剪承载力应按下式计算:

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{pb}$$

式中: V_d ——斜截面受压端正截面内最大剪力组合设计值, 为 1105.45kN ;

V_{cs} ——斜截面内混凝土与箍筋共同的抗剪承载力 (kN), 按下式计算:

$$V_{cs} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P)} \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}$$

α_1 ——异号弯矩影响系数, 简支梁取 1.0 ;

α_2 ——预应力提高系数, 对预应力混凝土受弯构件, 取 1.25 ;

α_3 ——受压翼缘的影响系数, 取 1.1 ;

b ——斜截面受压端正截面处, T 形截面腹板宽度, 此处 $b = 386\text{mm}$;

h_0 ——斜截面受压端正截面处梁的有效高度, $h_0 = h - a_p$, $a_p = 541\text{mm}$ (见表 4-23), 因此 $h_0 = 2300 - 541 = 1759\text{mm}$;

P ——斜截面内纵向受拉钢筋的配筋百分率, $P = 100\rho$, $\rho = (A_p + A_{pb}) / (bh_0)$, 当 $P > 2.5$ 时, 取 $P = 2.5$;

$f_{cu,k}$ ——混凝土强度等级；

ρ_{sv} ——斜截面内箍筋配筋率， $\rho_{sv} = A_{sv} / (S_v b)$ ；

f_{sv} ——箍筋抗拉设计强度；

A_{sv} ——斜截面内配置在同一截面的箍筋各肢总截面面积 (mm^2)；

S_v ——斜截面内箍筋的间距 (mm)；

V_{pb} ——与斜截面相交的预应力弯起钢束的抗剪承载力 (kN)，按下式计算：

$$V_{pb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{pd} \sum A_{pb} \sin \theta_p$$

A_{pb} ——斜截面内在同一弯起平面的预应力弯起钢筋的截面面积 (mm^2)；

f_{pd} ——预应力弯起钢束的抗拉设计强度 (MPa)，本例的 $f_{pd} = 1260 \text{MPa}$ ；

θ_p ——预应力弯起钢筋在斜截面受压端正截面处的切线与水平线的夹角，表 4-23 示出了 N1~N7 钢束的 $\sin \theta_p$ 值。

斜截面受压端正截面处的钢束位置及钢束群重心位置

表 4-23

截 面	钢束号	x_1 (cm)	R (cm)	$\sin \theta_p = x_1 / R$	$\cos \theta_p$	a_0 (cm)	a_i (cm)	a_p (cm)
N7 锚固点 斜截面顶端	N1 (N2)	未弯起	2523.94	0.0000000	1.0000000	9.0	9.0	54.1
	N3 (N4)	524.33	6857.27	0.0764634	0.9970724	16.7	36.78	
	N5	595.24	3525.19	0.1688533	0.9856412	9.0	59.62	
	N6	772.67	4179.65	0.1848643	0.9827640	16.7	88.74	
	N7	824.76	3137.87	0.2628407	0.9648392	28.4	138.73	

$$\rho = \frac{A_p + A_{pb}}{bh_0} = \frac{58.8}{38.6 \times 175.9} = 0.00866$$

$$P = 100\rho = 0.866$$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bS_v} = \frac{157}{386 \times 200} = 0.00203$$

$$V_{cs} = 1.0 \times 1.25 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 386 \times 1759 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.866)} \sqrt{50 \times 0.00203 \times 280} \\ = 1336.91 \text{ (kN)}$$

$$\sum A_{pb} \sin \theta_p = 840 \times [2 \times (0 + 0.0764634) + 0.1688533 + 0.1848643 + 0.2628407] \\ = 646.37 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$V_{pb} = 0.75 \times 10^{-3} \times 1206 \times 646.37 = 610.82 \text{ (kN)}$$

$$V_{cs} + V_{pb} = 1336.91 + 610.82 = 1947.73 \text{ (kN)} > \gamma_0 V_d = 1105.45 \text{ (kN)}$$

说明主梁 N7 钢束锚固处的斜截面抗剪承载力满足要求，同时也表明上述箍筋的配置是合理的。

(2) 斜截面抗弯承载力验算

本例中，由于梁内预应力钢束只有 N7 号钢束在近支点附近锚起，其它钢束都在梁端锚固，即钢束根数沿梁跨几乎没有变化，可不必进行该项承载力验算，通过构造加以保证。

(二) 持久状况正常使用极限状态抗裂验算

长期以来,桥梁预应力构件的抗裂验算,都是以构件混凝土的拉应力是否超过规定的限值来表示的,分为正截面抗裂和斜截面抗裂验算。

1. 正截面抗裂验算

根据《公预规》6.3.1条,对预制的全预应力混凝土构件,在作用短期效应组合下,应符合下列要求:

$$\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$$

式中: σ_{st} ——在作用短期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力,按下式计算:

$$\sigma_{st} = \frac{M_{gl}}{W_{nx}} + \frac{M_s - M_{gl}}{W_{ox}}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{M_p}{W_{nx}}$$

表 4-24 示出了正截面抗裂验算的计算过程和结果,可见其结果符合规范要求。

正截面抗裂验算表

表 4-24

应 力 部 位		跨中下缘	四分点下缘	N7 锚固下缘	支点下缘
N_p (0.1kN) (见表 4-21)	(1)	62065.76	59825.84	56398.35	55808.88
M_p (N·m) (见表 4-21)	(2)	7941124	7547724	3759084	2487118
A_n (cm ²) (见表 4-14)	(3)	8011.54	8011.54	14156.85	14156.85
W_{nx} (cm ³) (见表 4-14)	(4)	376272	377539	559422	566562
W_{ox} (cm ³) (见表 4-14)	(5)	495398	494341	633014	626801
M_{gl} (N·m) (见表 4-7)	(6)	4810160	3607620	686200	0
M_s (N·m) (见表 4-7)	(7)	9110910	6834350	1282360	0
N_p/A_n (MPa)	(8)=(1)/(3)	7.75	7.47	3.91	3.94
M_p/W_{nx} (MPa)	(9)=(2)/(4)	21.10	19.99	6.72	4.39
σ_{pr} (MPa)	(10)=(8)+(9)	28.85	27.46	10.63	8.33
M_{gl}/W_{nx} (MPa)	(11)=(6)/(4)	12.78	9.56	1.23	0.00
$(M_s - M_{gl})/W_{ox}$ (MPa)	(12)=[(7)-(6)]/(5)	8.68	6.53	0.94	0.00
σ_{st} (MPa)	(13)=(11)+(12)	21.47	16.08	2.17	0.00
$\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc}$ (MPa)	(14)=(13)-0.85×(10)	-3.06	-7.26	-6.87	-7.08

2. 斜截面抗裂验算

此项验算主要为了保证主梁斜截面具有与正截面同等的抗裂安全度。计算混凝土主拉应力时应选择跨径中最不利位置截面,对该截面的重心处和宽度急剧改变处进行验算。本例以 1 号梁的跨中截面为例,对其上梗肋 (a-a, 见图 4-15 所示)、净轴 (n-n)、换轴 (o-o) 和下梗肋 (b-b) 等四处分别进行主拉应力验算,其它截面均可用同样方法计算。

根据《公预规》6.3.1条,对预制的全预应力混凝土构件,在作用短期效应组合下,斜截面混凝土的主拉应力,应符合下列要求:

$$\sigma_{tp} \leq 0.6 f_{tk} = 1.59 \text{MPa}$$

式中: σ_{tp} ——由作用短期效应组合和预应力产生的混凝土主拉应力,按下式计算:

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$$

$$\sigma_{cx} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{M_p}{I_n} y_n \mp \frac{M_{gl}}{I_n} y_n \mp \frac{M_s - M_{gl}}{I_o} y_o$$

$$\tau = \frac{V_{gl} S_n}{I_n \cdot b} + \frac{(V_s - V_{gl}) S_o}{I_o \cdot b} - \frac{V_p S_n}{I_n \cdot b}$$

式中: σ_{cx} ——在计算主应力点,由作用短期效应组合和预应力产生的混凝土法向应力;

τ ——在计算主应力点,由作用短期效应组合和预应力产生的混凝土剪应力。

表 4-25 示出了 σ_{cx} 的计算过程,表 4-26 示出了 τ 的计算过程,混凝土主拉应力计算结果见表 4-27,最大主拉应力为 -0.179MPa ,可见其结果符合规范要求。

σ_{cx} 计算表

表 4-25

截 面	应 力 部 位	a a	o o	n n	b b
跨 中	N_p (0.1kN) (见表 4-21)	(1)	62065.76	62065.76	62065.76
	M_p (N·m) (见表 4-21)	(2)	7941124	7941124	7941124
	A_n (cm ²) (见表 4-14)	(3)	8011.54	8011.54	8011.54
	I_n (cm ⁴) (见表 4-14)	(4)	52414656	52414656	52414656
	y_n (cm)	(5)	65.7	3.8	-99.3
	I_o (cm ⁴) (见表 4-14)	(6)	70891415	70891415	70891415
	y_o (cm)	(7)	61.9	0	-103.1
	M_{gl} (N·m) (见表 4-7)	(8)	4810160	4810160	4810160
	M_s (N·m) (见表 4-7)	(9)	9110910	9110910	9110910
	N_p/A_n (MPa)	(10)=(1)/(3)	7.75	7.75	7.75
	$M_p y_n / I_n$ (MPa)	(11)=(2)×(5)/(4)	9.95	0.58	-15.04
	σ_{pc} (MPa)	(12)=(10)-(11)	-2.21	7.17	22.79
	$M_{gl} y_n / I_n$ (MPa)	(13)=(8)×(5)/(4)	6.03	0.35	-9.11
	$(M_s - M_{gl}) y_o / I_o$ (MPa)	(14)=[(9)-(8)]×(7)/(6)	3.76	0.00	-6.25
	σ_s (MPa)	(15)=(13)+(14)	9.78	0.35	-15.37
	$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \sigma_s$ (MPa)	(16)=(12)+(15)	7.58	7.52	7.42
四分点	σ_{cx} (MPa)		5.36	7.17	10.20
N7 锚固点	σ_{cx} (MPa)		1.20	3.67	3.87
支点	σ_{cx} (MPa)		1.36	3.72	3.94

表 4-26

τ 计 算 表

荷 载	项 目	V	I_n (cm ⁴)	I_o (cm ⁴)	腹板宽 b	上 梗 肋 $a-a$			净 轴 $n-n$			换 轴 $\sigma-o$			下 梗 肋 $b-b$		
						S_{a-n}	S_{a-o}	τ_a	S_{n-o}	S_{n-n}	τ_n	S_{o-n}	S_{o-o}	τ_o	S_{b-n}	S_{b-o}	τ_b
		(0.1kN)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)
跨 中	— 期恒载	0			20	250005		0.00	293170		0.00	293026		0.00	194587		0.00
	短期组合 (无—期恒载)	862.5					345415	0.21			0.23		383731	0.23		277450	0.17
	预加力	0				250005		0.00	293170		0.00	293026		0.00	194587		0.00
	短期组合剪应力							0.21			0.23			0.23			0.17
四分点	短期组合剪应力							1.00			1.13			1.13			0.79
N7 锚固点	短期组合剪应力							0.08			0.05			0.05			—
支点	短期组合剪应力							0.04			-0.01			-0.01			—

σ_{ip} 计算表

表 4-27

截面	主应力部位	σ_{cx} (见表 4-25) (MPa)	τ (见表 4-26) (MPa)	$\sigma_{ip} = \frac{\sigma_{cx}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
		短期组合	短期组合	短期组合
		(1)	(3)	(5)
跨中	a-a	7.58	0.21	-0.006
	o-o	7.52	0.23	-0.007
	n-n	7.52	0.23	0.007
	b-b	7.42	0.17	0.004
四分点	a-a	5.36	1.00	-0.179
	o-o	7.17	1.13	-0.173
	n-n	7.29	1.13	-0.171
	b-b	10.20	0.79	-0.061
N7 锚固点	a-a	1.20	0.08	-0.005
	o-o	3.67	0.05	-0.001
	n-n	3.87	0.05	0.001
支点	a-a	1.36	0.04	-0.001
	o-o	3.72	-0.01	0.000
	n-n	3.94	-0.01	0.000

注：在混凝土主应力计算中，习惯上在计算剪应力时取用各计算截面的最大剪力，计算法向应力时也取用各计算截面的最大弯矩。实际上，由于对同一计算截面不可能同时出现最大剪力和最大弯矩，因此上表所计算的主应力值稍偏大些。

(三) 持久状况构件的应力验算

按持久状况设计的预应力混凝土受弯构件，应计算其使用阶段正截面混凝土的法向压应力、受拉区钢筋的拉应力和斜截面混凝土的主压应力，并不得超过规范规定的限值。计算时荷载取其标准值，汽车荷载应考虑冲击系数。

1. 正截面混凝土压应力验算

根据《公预规》7.1.5 条，使用阶段正截面应力应符合下列要求：

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5 f_{ck} = 16.2 \text{ MPa}$$

式中： σ_{kc} ——在作用标准效应组合下混凝土的法向压应力，按下式计算：

$$\sigma_{kc} = \frac{M_{gl}}{W_{ns}} + \frac{M_k - M_{gl}}{W_{ns}}$$

σ_{pt} ——由预应力产生的混凝土法向拉应力，按下式计算：

$$\sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} - \frac{M_p}{W_{ns}}$$

M_k ——标准效应组合的弯矩值，见表 4-7。

表 4-28 示出了正截面混凝土压应力验算的计算过程和结果，最大压应力在四分点下缘，为 14.36MPa，可见其结果符合规范要求。

表 4-28

正截面混凝土压应力验算表

应 力 部 位	跨中上缘	跨中下缘	四分点上缘	四分点下缘	N7 锚固上缘	N7 锚固下缘	支点下缘	支点下缘
N_p (0.1kN) (见表 4-21)	(1)	62065.76	59825.84	59825.84	55398.35	55398.35	55808.88	55808.88
M_p (N·m) (见表 4-21)	(2)	7941124	7547724	7547724	3759084	3759084	2487118	2487118
A_n (cm ²) (见表 4-14)	(3)	8011.54	8011.54	8011.54	14156.85	14156.85	14156.85	14156.85
W_n (cm ³) (见表 4-14)	(4)	577890	376272	578992	377339	721740	724907	566562
W_o (cm ³) (见表 4-14)	(5)	815782	495398	81474	494341	903265	900039	626801
M_{gt} (N·m) (见表 4-7)	(6)	4810160	4810160	3607620	3607620	686200	0	0
M_k (N·m) (见表 4-7)	(7)	10247880	7148700	7684930	5361520	1427790	0	0
N_p/A_n (MPa)	(8) = (1)/(3)	7.75	7.75	7.47	7.47	3.91	3.94	3.94
M_o/W_n (MPa)	(9) = $\pm(2)/(4)$	-13.74	21.10	-13.04	19.99	-5.21	-3.43	4.39
σ_{pt} (MPa)	(10) = (8) + (9)	-5.99	28.85	-5.57	27.46	-1.30	0.51	8.33
M_{gt}/W_n (MPa)	(11) = $\pm(6)/(4)$	8.32	-12.78	6.23	-9.56	0.95	0.00	0.00
$(M_k - M_{gt})/W_o$ (MPa)	(12) = $\pm[(7) - (6)]/(5)$	6.67	-4.72	5.00	-3.55	0.82	0.00	0.00
σ_{kr} (MPa)	(13) = (11) + (12)	14.99	-17.50	11.23	-13.10	1.77	0.00	0.00
$\sigma_{kt} + \sigma_{pt}$ (MPa)	(14) = (10) + (13)	8.99	11.35	5.67	14.36	0.48	0.51	8.33

注：计算上缘最大压应力时， M_k 为荷载标准值的最大弯矩组合，见表 4-7 所示；计算下缘最大应力时， M_k 为最小弯矩组合，即活载效应为 0。

2. 预应力筋拉应力验算

根据《公预规》7.1.5条,使用阶段预应力筋拉应力应符合下列要求:

$$\sigma_{pe} + \sigma_p \leq 0.65 f_{pk} = 1209 \text{MPa}$$

式中: σ_{pe} ——预应力筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

σ_p ——在作用标准效应组合下受拉区预应力筋产生的拉应力,按下式计算:

$$\sigma_p = \alpha_{Ep} \sigma_{kt}$$

$$\sigma_{kt} = \frac{M_{g1} \cdot e_n}{I_n} + \frac{(M_k - M_{g1}) \cdot e_o}{I_o}$$

e_n, e_o ——分别为钢束重心到截面净轴和换轴的距离,即

$$e_n = y_{nx} - a_i, \quad e_o = y_{ox} - a_i$$

σ_{kt} ——在作用标准效应组合下预应力筋重心处混凝土的法向拉应力;

α_{Ep} ——预应力筋与混凝土的弹性模量比。

取最不利的外层钢筋 N2 进行验算,表 4-29 示出了 N2 号预应力筋拉应力的计算过程和结果,最大拉应力在跨中截面,为 1202.79MPa,可见其结果符合规范要求。

N2 号预应力筋拉应力验算表

表 4-29

应力部位		跨中	四分点	N7 锚固点	支点
I_n (cm ³) (见表 4-14)	(1)	52414656	52560927	72484350	73143108
I_o (cm ³) (见表 4-14)	(2)	70891415	70764877	85602432	84981692
e_n (cm)	(3)	130.3	130.22	109.95	92.92
e_o (cm)	(4)	134.1	134.15	115.61	99.4
M_{g1} (N·m) (见表 4-7)	(5)	4810160	3607620	686200	0
M_k (N·m) (见表 4-7)	(6)	10247880	7684930	1427790	0
$M_{g1} e_n / I_n$ (MPa)	(7) = (5) × (3) / (1)	11.96	8.94	1.04	0.00
$(M_k - M_{g1}) e_o / I_o$ (MPa)	(8) = [(6) - (5)] × (4) / (2)	10.29	7.73	1.00	0.00
σ_{kt} (MPa)	(9) = (7) + (8)	22.24	16.67	2.04	0.00
$\sigma_p = \alpha_{Ep} \sigma_{kt}$ (MPa)	(10) = 5.65 × (9)	125.68	94.17	11.54	0.00
σ_{pe} (MPa) (见表 4-22)	(11)	1077.1	1035.35	1123.98	1137.22
$\sigma_{pe} + \sigma_p$	(12) = (10) + (11)	1202.79	1129.52	1135.52	1137.22

注:在后张法中,钢筋的控制应力是在预加力和自重作用下测得的,所以在计算钢绞线最大应力时,不再考虑自重的影响。但考虑到在预加应力时,梁的两端并非理想支座,而梁架设好后的支座反力明确,因此,由预应力反拱所产生的 M_{g1} 要比使用阶段时所产生的 M_g 要小。偏安全计,在计算钢绞线应力时,仍考虑梁自重应力。

3. 截面混凝土主压应力验算

此项验算主要为了保证混凝土在沿主压应力方向破坏时也具有足够的安全度。以 1 号梁的跨中截面为例,对其上梗肋 (a-a, 见图 4-15 所示)、净轴 (n-n)、换轴 (o-o) 和下梗肋 (b-b) 等四处分别进行主压应力验算,其它截面均可用同样方法计算。

根据《公预规》7.1.6条,斜截面混凝土主压应力应符合下列要求:

$$\sigma_{cp} \leq 0.6 f_{ck} = 19.44 \text{ MPa}$$

式中: σ_{cp} ——由作用标准效应组合和预应力产生的混凝土主压应力,按下式计算:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$$

$$\sigma_{cx} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{M_p}{I_n} y_n \mp \frac{M_{gl}}{I_n} y_n \mp \frac{M_k - M_{gl}}{I_n} y_o$$

$$\tau = \frac{V_{gl} S_n}{I_n b} + \frac{(V_k - V_{gl}) S_o}{I_o b} - \frac{V_p S_n}{I_n b}$$

式中: σ_{cx} ——在计算主应力点,由荷载标准值组合和预应力产生的混凝土法向应力;

τ ——在计算主应力点,由荷载标准值组合和预应力产生的混凝土剪应力。

表4-30示出了 σ_{cx} 的计算过程,表4-31示出了 τ 的计算过程,混凝土主压应力计算结果见表4-32,最大主压应力为12.92MPa,可见其结果符合规范要求。

σ_{cx} 计算表

表 4-30

截 面	应 力 部 位	a-a	o-o	n-n	b-b
跨 中	N_p (0.1kN) (见表 4-21)	(1)	62065.76	62065.76	62065.76
	M_p (N·m) (见表 4-21)	(2)	7941.124	7941.124	7941.124
	A_n (cm ²) (见表 4-14)	(3)	8011.54	8011.54	8011.54
	I_n (cm ⁴) (见表 4-14)	(4)	52414656	52414656	52414656
	y_n (cm)	(5)	65.7	3.8	99.3
	I_o (cm ⁴) (见表 4-14)	(6)	70891415	70891415	70891415
	y_o (cm)	(7)	61.9	0	-103.1
	M_{gl} (N·m) (见表 4-7)	(8)	4810160	4810160	4810160
	M_k (N·m) (见表 4-7)	(9)	10247880	10247880	7148700
	N_p/A_n (MPa)	(10)=(1)/(3)	7.75	7.75	7.75
	$M_p y_n/I_n$ (MPa)	(11)=(2)×(5)/(4)	9.95	0.58	-15.04
	σ_{pc} (MPa)	(12)=(10)-(11)	-2.20	7.17	22.79
	$M_{gl} y_n/I_n$ (MPa)	(13)=(8)×(5)/(4)	6.03	0.35	-9.11
	$(M_k - M_{gl}) y_o/I_o$ (MPa)	(14)=[(9)-(8)]×(7)/(6)	4.75	0.00	-3.40
	σ_k (MPa)	(15)=(13)+(14)	10.78	0.35	-12.51
	$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \sigma_k$ (MPa)	(16)=(12)+(15)	8.58	7.52	10.28
四 分 点	σ_{cx} (MPa)		6.10	7.17	12.35
N7 锚固点	σ_{cx} (MPa)		1.32	3.67	—
支 点	σ_{cx} (MPa)		1.36	3.72	—

注:计算a-a, o-o, n-n处压应力时, M_k 为荷载标准值的最大弯矩组合,见表4-7所示;计算b-b处压应力时, M_k 为最小弯矩组合,即活载效应为0。

表 4-31

τ 计 算 表

荷 载	项 目	V	I_x	I_o	腹板宽 b	上梗肋 α-α			净轴 π-π			换轴 o-o			下梗肋 b-b		
						S_{a-n}	S_{a-o}	τ_a	S_{n-n}	S_{n-o}	τ_n	S_{o-n}	S_{o-o}	τ_o	S_{b-n}	S_{b-o}	τ_b
		(0.1kN)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)	(cm ³)	(cm ³)	(MPa)
跨 中	一期恒载	(1)	0			250005		0.00	293170		0.00	293026		0.00	194587		0.00
	标准组合 (不包括一期恒载)	(2)	862.5	5.2E+07	20		345415	0.21		383587	0.23		383731	0.23		277450	0.17
	预加力	(3)	0			250005		0.00	293170		0.00	293026		0.00	194587		0.00
	标准组合剪应力	(4)=(1)+(2)+(3)						0.21			0.23			0.23			0.17
四 分 点	标准组合剪应力							1.21			1.36			1.36			0.50
N7 锚固点	标准组合剪应力							0.17			0.17			0.18			—
支 点	标准组合剪应力							0.13			0.12			0.12			—

注：计算 αα、oo、ππ 处剪应力时， V_k 为荷载标准值的最大剪力组合，见表 4-7 所示；计算 bb 处剪应力时， V_k 取值与表 4-30 一致，即取活载效应为 0。

σ_{cp} 计算表

表 4-32

截面	主应力部位	σ_{cx} (见表 4-30) (MPa)	τ (见表 4-31) (MPa)	$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{cx}^2}{4} + \tau^2}$ (MPa)
		标准组合	标准组合	标准组合
		(1)	(3)	(5)
跨中	a-a	8.58	0.21	8.58
	o-o	7.52	0.23	7.53
	n-n	7.46	0.23	7.46
	b-b	10.28	0.17	10.28
四分点	a-a	6.10	1.21	6.33
	o-o	7.17	1.36	7.42
	n-n	7.24	1.36	7.49
	b-b	12.35	0.50	12.37
N7 锚固点	a-a	1.32	0.17	1.34
	o-o	3.67	0.18	3.68
	n-n	3.86	0.17	3.87
支点	a-a	1.36	0.13	1.37
	o-o	3.72	0.12	3.73
	n-n	3.94	0.12	3.95

注：在混凝土主应力计算中，习惯上在计算剪应力时取用各计算截面的最大剪力，计算法向应力时取用各计算截面的最大弯矩。实际上，由于对同一计算截面不可能同时出现最大剪力和最大弯矩，因此上表所计算的主应力值稍偏大些。

(四) 短暂状况构件的应力验算

桥梁构件的短暂状况，应计算其在制作、运输及安装等施工阶段混凝土截面边缘的法向应力。

1. 预加应力阶段的应力验算

此阶段指初始预加力与主梁自重共同作用的阶段，验算混凝土截面下缘的最大压应力和上缘的最大拉应力。

根据《公预规》7.2.8 条，施工阶段正截面应力应符合下列要求：

$$\sigma'_{cc} \leq 0.7 f'_{ck} = 20.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{ct} \leq 0.7 f'_{tk} = 1.757 \text{ MPa}$$

式中： σ'_{cc} ， σ'_{ct} ——预加应力阶段混凝土的法向压应力、拉应力，按下式计算：

$$\sigma'_{cc} = \frac{N_{p0}}{W_{nx}} + \frac{M_{p0}}{W_{nx}} - \frac{M_{gl}}{W_{nx}}$$

$$\sigma'_{ct} = \frac{N_{p0}}{W_{ns}} - \frac{M_{p0}}{W_{ns}} + \frac{M_{gl}}{W_{ns}}$$

f'_{ck} ， f'_{tk} ——与构件制作、运输、安装各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的抗压强度、抗拉强度标准值，本算例考虑混凝土强度达到 C45 时开始张拉预应力钢束，则： $f'_{ck} = 29.6 \text{ MPa}$ ， $f'_{tk} = 2.51 \text{ MPa}$ 。

表 4-33 示出了预加应力阶段混凝土法向应力的计算过程。

表 4-33
预加应力阶段的法向应力计算表

应 力 部 位	跨 中 上 缘		四 分 点		N7 锚 固 点		支 点 上 缘	
	上 缘	下 缘	上 缘	下 缘	上 缘	下 缘	上 缘	下 缘
N_{p0} (0.1N) (见表 4-21)	(1)							
	62694.59	62694.59	61109.87	61109.87	61768.96	61768.96	61648.81	61648.81
M_{p0} (N·m) (见表 4-21)	(2)							
	7925011	7925011	7680546	7680546	3842257	3842257	2348907	2348907
A_n (cm ²) (见表 4-14)	(3)							
	8011.54	8011.54	8011.54	8011.54	14156.85	14156.85	14156.85	14156.85
W_n (cm ³) (见表 4-14)	(4)							
	577890	376272	578992	377539	721740	559422	724907	566562
M_{g1} (N·m) (见表 4-7)	(5)							
	4810160	4810160	3607620	3607620	688200	686200	0	0
N_{p0}/A_n (MPa)	(6)=(1)/(3)							
	7.83	7.83	7.63	7.63	4.36	4.36	4.35	4.35
M_{p0}/W_n (MPa)	(7)=±(2)/(4)							
	-13.71	21.06	-13.27	20.34	-5.32	6.87	3.24	4.15
σ_p (MPa)	(8)=(6)+(7)							
	-5.89	28.89	-5.64	27.97	-0.96	11.23	7.59	8.50
M_{g1}/W_n (MPa)	(9)=±(5)/(4)							
	8.32	-12.78	6.23	-9.56	0.95	-1.23	0.00	0.00
σ'_e (MPa)	(10)=(8)+(9)							
	2.44	16.10	0.59	18.42	-0.01	10.00	7.59	8.50

通过各控制截面计算,得知截面边缘的混凝土法向应力均能符合上述规定。因此就法向应力而言,表明在主梁混凝土达到 C45 强度时可以开始张拉钢束。

2. 吊装应力验算

本例采用两点吊装,吊点设在两支点内移 50cm 处。即两吊点间的距离为 38m。对于 1 号梁,一期恒载集度为 $g_1=25.30\text{kN/m}$ 。根据《桥规》4.1.10 条规定,构件在吊装、运输时,构件重力应乘以动力系数 1.2 或 0.85,因此可分别按 $g_1=30.36\text{kN/m}$ (超重) 和 $g_1=21.505\text{kN/m}$ (失重) 两种情况进行吊装应力验算,结果列于表 4-34。

通过各控制截面计算,可知最大压应力为 20.40MPa ,发生在失重状态四分点截面下缘;最大拉应力为 -0.70MPa ,发生在失重状态四分点截面上缘,可见混凝土法向应力均满足施工阶段要求。

七、主梁端部的局部承压验算

后张法预应力混凝土梁的端部,由于锚头集中力的作用,锚下混凝土将承受很大的局部压力,可能使梁端产生纵向裂缝,需进行局部承压验算。

(一) 局部承压区的截面尺寸验算

根据《公预规》5.7.1 条,配置间接钢筋的混凝土构件,其局部受压区的截面尺寸应满足下列要求:

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 1.3 \eta_s \beta f_{cd} A_{ln}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}}$$

式中: F_{ld} ——局部受压面积上的局部压力设计值,应取 1.2 倍张拉时的最大压力;本算例中,每束预应力筋的截面积为 8.4cm^2 ,张拉控制应力 1395MPa ,则 $F_{ld}=1.2 \times 1395 \times 8.4 \times 0.1=1406.16\text{kN}$;

f_{cd} ——预应力张拉时混凝土轴心抗压强度设计值,本算例张拉时混凝土强度等级为 C45,则 $f_{cd}=20.5\text{MPa}$;

η_s ——混凝土局部承压修正系数,混凝土强度等级为 C50 及以下时,取 $\eta_s=1.0$,本算例预应力筋张拉时混凝土强度等级为 C45,故取 1.0;

β ——混凝土局部承压强度提高系数;

A_b ——局部受压时的计算底面积,按《公预规》图 5.7.1 确定;

A_{ln} , A_l ——混凝土局部受压面积,当局部受压面有孔洞时, A_{ln} 为扣除孔洞后的面积, A_l 为不扣除孔洞的面积;对于具有喇叭管并与垫板连成整体的锚具, A_{ln} 可取垫板面积扣除喇叭管尾端内孔面积。

本算例采用夹片式锚具,该锚具的垫板与其后的喇叭管连成整体,如图 4-17 所示。锚垫板尺寸为 $210\text{mm} \times 210\text{mm}$,喇叭管尾端接内径 70mm 的波纹管。根据锚具的布置情况(见图 4-18),取最不利的 1 号(或 2 号)钢束进行局部承压验算。则:

表 4-34

吊装阶段的法向应力计算表

应 力 部 位	跨 中 上 缘		四 分 点		N7 锚 固 点		支 点 上 缘	
	上 缘	下 缘	上 缘	下 缘	上 缘	下 缘	上 缘	下 缘
N_{p0} (0.1kN) (见表 4-21)	62694.59	62694.59	61109.87	61109.87	61768.96	61768.96	61648.81	61648.81
M_{p0} (N·m) (见表 4-21)	7925011	7925011	7680546	7680546	3842257	3842257	2348907	2348907
A_n (cm ²) (见表 4-14)	8011.54	8011.54	8011.54	8011.54	14156.85	14156.85	14156.85	14156.85
W_n (cm ³) (见表 4-14)	577880	376272	578992	377539	721740	559422	724907	566562
超重 M_{e1} (N·m)	5479980	5479980	4036931	4036931	531229	531229	-14579	-14579
失重 M_{e1} (N·m)	3881653	3881653	2859493	2859493	376287	376287	-10327	-10327
N_{p0}/A_n (MPa)	7.83	7.83	7.63	7.63	4.36	4.36	4.35	4.35
M_{p0}/W_n (MPa)	-13.71	21.06	-13.27	20.34	-5.32	6.87	3.24	4.15
σ_p (MPa)	-5.89	28.89	-5.64	27.97	-0.96	11.23	7.59	8.50
超重 M_{e1}/W_n (MPa)	9.48	-14.56	6.97	-10.69	0.74	-0.95	-0.02	0.03
失重 M_{e1}/W_n (MPa)	6.72	-10.32	4.94	-7.57	0.52	-0.67	-0.01	0.02
超重 σ_t (MPa)	3.59	14.32	1.33	17.28	-0.22	10.28	7.57	8.53
失重 σ_t (MPa)	0.83	18.57	-0.70	20.40	-0.44	10.56	7.58	8.52

$$A_{ln} = 210 \times 210 - \frac{\pi}{4} \times 70^2 = 40252(\text{mm}^2)$$

$$A_l = 210 \times 210 = 44100(\text{mm}^2)$$

$$A_b = 400 \times 270 = 108000(\text{mm}^2)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} = \sqrt{\frac{108000}{44100}} = 1.565$$

公式右边 = $1.3 \times 1.0 \times 1.565 \times 20.5 \times 40252 \times 10^{-3} = 1678.80 \text{ (kN)}$

公式左边 = $\gamma_0 F_{ld} = 1.0 \times 1406.16 = 1406.16 \text{ (kN)} < \text{右边}$

所以本算例主梁局部受压区的截面尺寸满足规范要求。

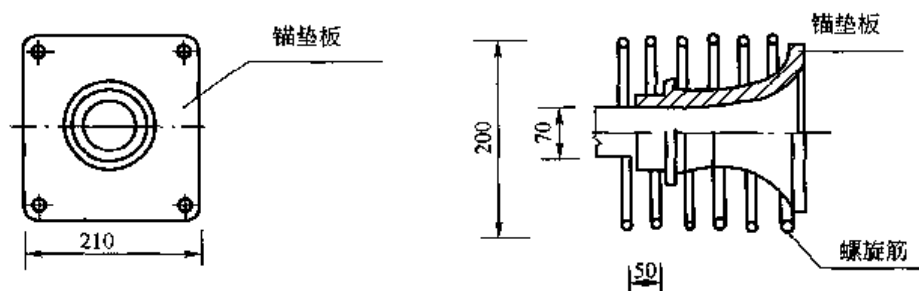


图 4-17 带喇叭管的夹片锚锚固体系 (尺寸单位: mm)

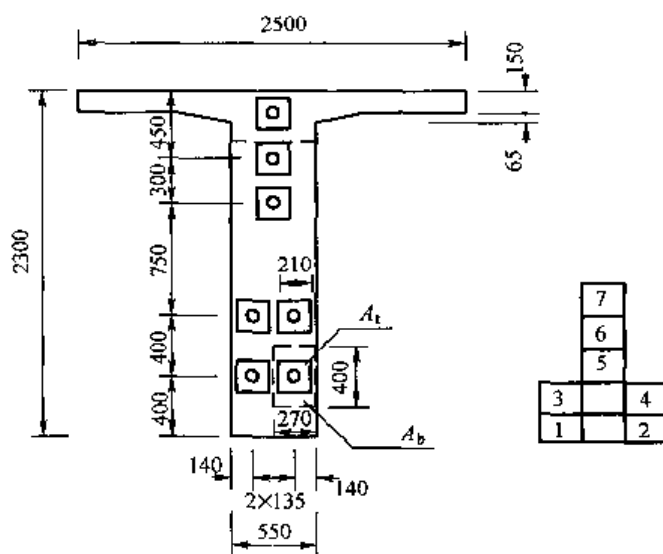


图 4-18 梁端混凝土局部承压 (尺寸单位: mm)

(二) 局部抗压承载力验算

根据《公预规》5.7.2 条, 对锚下设置间接钢筋的局部承压构件, 按下式进行局部抗压承载力验算:

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.9(\eta_s \beta f_{cd} + k \rho_v \beta_{cor} f_{sd}) A_{ln}$$

$$\beta_{cor} = \sqrt{\frac{A_{cor}}{A_l}}$$

式中: β_{cor} ——配置间接钢筋时局部抗压承载力提高系数, 当 $A_{cor} > A_b$ 时, 应取 $A_{cor} = A_b$;

k ——间接钢筋影响系数,按《公预规》5.3.2条取用,当混凝土强度等级在 C50 及以下时,取 $k=2.0$;

A_{cor} ——间接钢筋内表面范围内的混凝土核芯面积,其重心应与 A_l 的重心相重合,计算时按同心、对称原则取值;

ρ_v ——间接钢筋体积配筋率,对于螺旋筋: $\rho_v = \frac{4A_{\text{ss1}}}{d_{\text{cor}}s}$;

A_{ss1} ——单根螺旋形间接钢筋的截面面积;

d_{cor} ——螺旋形间接钢筋内表面范围内混凝土核芯面积的直径;

s ——螺旋形间接钢筋的层距。

本算例采用的间接钢筋为 HRB335 的螺旋形钢筋, $f_{\text{sd}}=280\text{MPa}$, 直径 12mm, 间距 $s=50\text{mm}$ (《公预规》图 5.7.2 推荐为 30~80mm), 螺旋筋钢筋中心直径 200mm。则:

$$d_{\text{cor}} = 200 - 12 = 188(\text{mm})$$

$$A_{\text{cor}} = \frac{\pi d_{\text{cor}}^2}{4} = \frac{\pi \times 188^2}{4} = 27759(\text{mm}^2)$$

$$\beta_{\text{cor}} = \sqrt{\frac{A_{\text{cor}}}{A_l}} = \sqrt{\frac{27759}{44100}} = 0.7934$$

$$\rho_v = \frac{4A_{\text{ss1}}}{d_{\text{cor}}s} = \frac{\pi \times 12^2}{188 \times 50} = 0.04813$$

$$\begin{aligned} \text{公式右边} &= 0.9 \times (1.0 \times 1.565 \times 20.5 + 2.0 \times 0.04813 \times 0.7934 \times 280) \times 40252 \times 10^{-3} \\ &= 1936.93 (\text{kN}) > \text{公式左边} = 1406.16 (\text{kN}) \end{aligned}$$

因此,本算例主梁端部的局部承压满足规范要求。

八、主梁变形验算

为了掌握主梁在各受力阶段的变形(通常指竖向挠度)情况,需要计算各阶段的挠度值,并且对体现结构刚度的活载挠度进行验算。在本算例中,以四分点截面为平均值将全梁近似处理为等截面杆件,然后按材料力学方法计算 1 号梁跨中挠度。

(一) 计算由预加力引起的跨中反拱度

根据《公预规》6.5.4 条,计算预加力引起的反拱度值时,刚度采用 $E_c I_o$, 计算公式:

$$f_{\text{pi}} = \sum_{i=1}^n \int_0^l \frac{M_p \bar{M}}{E_c I_o} dx$$

式中: f_{pi} ——扣除全部预应力损失后的预加力作用下的跨中挠度;

M_p ——使用阶段各根钢束的预加弯矩;

\bar{M} ——单位力作用在跨中时所产生的弯矩;

I_o ——全截面的换算惯性矩。

图 4-19 示出了反拱度的计算图式,其中 M_p 图绘在 4-19b) 图内(只示出左半部分)。设 M_p 图的面积及其形心至跨中的距离分别为 A 和 d , 并将它划分成六个规则图形,分块面积及形心位置为 A_i 和 d_i , 计算公式均列入表 4-35 内。

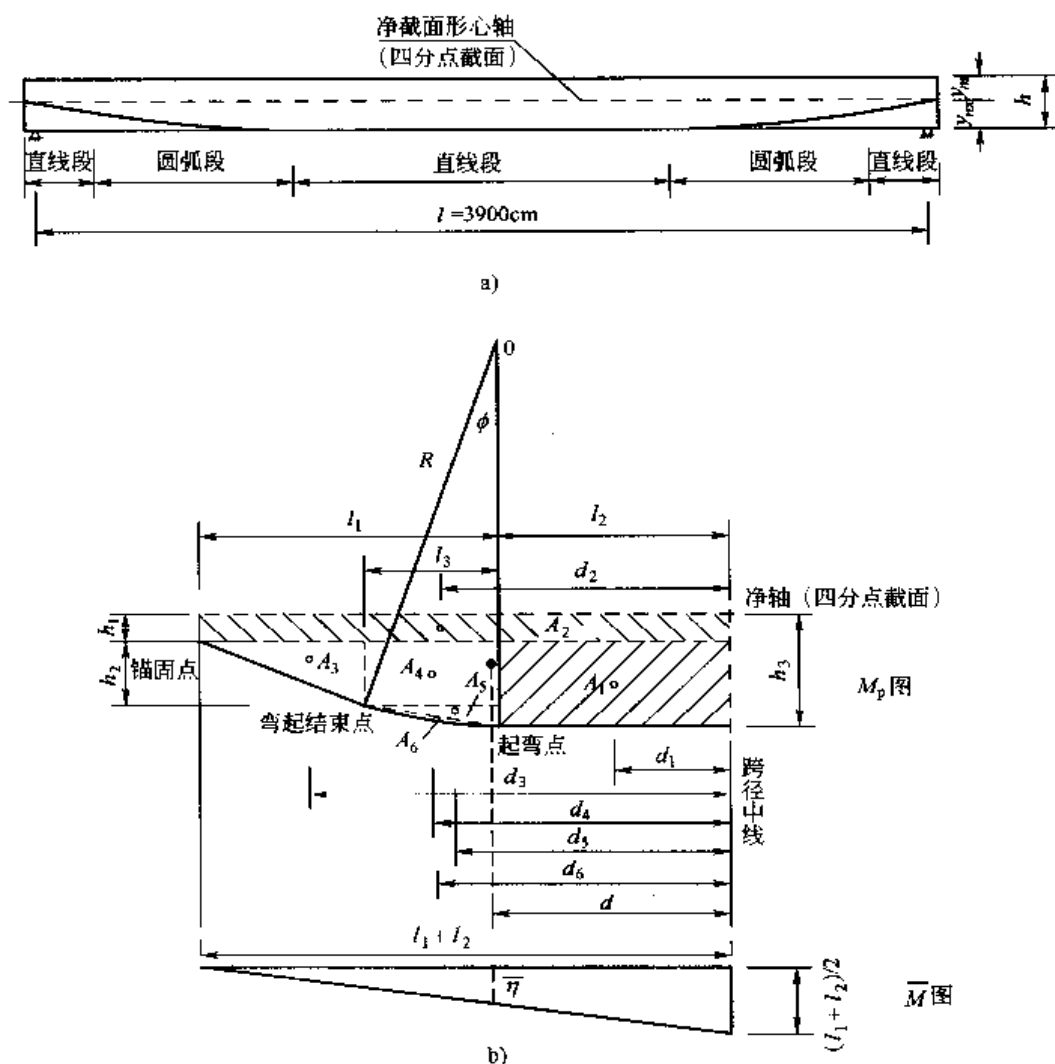


图 4-19 反拱度计算图

分块面积及形心位置的计算

表 4-35

分 块	面积 A_i (cm^2)	形心位置 d_i (cm)	形心处的 \bar{M} 值 (cm)
矩形 1	$A_1 = (h_3 - h_1) \times l_1$	$d_1 = l_1/2$	
矩形 2	$A_2 = h_1 \times (l_1 + l_2)$	$d_2 = (l_1 + l_2)/2$	
三角形 3	$A_3 = 0.5 \times h_2 \times (l_2 - l_3)$	$d_3 = l_1 + \frac{1}{3} l_2 + \frac{2}{3} l_3$	
矩形 4	$A_4 = h_2 \times l_3$	$d_4 = l_1 + l_3/2$	
三角形 5	$A_5 = 0.5 \times l_3 \times (h_3 - h_1 - h_2)$	$d_5 = l_1 + l_3/3$	
弓形 6	$A_6 = 0.5 \times R^2 \times (\varphi - \sin\varphi)$	$d_6 = \frac{2R^3}{3A_6} \cdot \sin^4 \frac{\varphi}{2} + l_1$	
半个 M_y 图	$A = \sum_{i=1}^6 A_i$	$d = \sum_{i=1}^6 A_i d_i / A$	$\bar{\eta} = \frac{1}{2} (l_1 + l_2 - d)$

注: h_1 为锚固点截面的钢束重心到净轴的竖直距离 (见图 4-19); h_2 为弯起结束点到锚固点的竖直距离; h_3 为钢束起弯点到净轴的竖直距离; φ 为钢束弯起角。

上述积分按图乘法计算, 即单束反拱度 $f_i = \frac{2N_p A \bar{\eta}}{E_c I_o}$, 具体计算见表 4-36 所示。

各束引起的反拱度 f_i 计算表

表 4-36

计 算 数 据			$y_{nx}=139.22\text{cm}$ $I_0=70764877\text{cm}^4$ $E_c=3.45\times 10^4\text{Mpa}$						
分块	束号		N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7
	项目								
	$h_1=y_{nx}-a_i$ (a_i, a_0 见表 4-10)	cm	99.22		59.22		-15.78	-45.78	-73.66
	$h_3=y_{nx}-a_0$	cm	130.22		122.52		130.22	122.52	110.82
	$h_2=y_1$ (y_1 见表 4-9)	cm	12.19		12.19		25.88	25.88	30.90
	l_1 (表 4-9 中的 x_1)	cm	1574.24		1041.23		970.32	792.89	740.80
	l_3 (表 4-9 中的 x_2)	cm	307.59		835.69		912.39	1081.77	969.66
	$l_2=x_2+x_3$ (见表 4-9)	cm	406.84		934.94		1008.98	1178.36	1064.77
	R (见表 4-9)	cm	2523.94		6857.27		3525.19	4179.65	3137.87
	φ	rad	0.122173		0.122173		0.261799388	0.261799388	0.314159265
	$\sin\varphi$		0.121869		0.121869		0.258819045	0.258819045	0.309016994
	$\sin(\varphi/2)$		0.061049		0.061049		0.130526192	0.130526192	0.156434465
矩形 1	A_1	cm^2	48801.44		65909.859		141666.72	133443.4	136662.8
	d_1	cm	787.12		520.62		485.16	396.45	370.40
	$A_1\times d_1$	cm^3	38412589.45		34313661.24		0	52902964	50619895
矩形 2	A_2	cm^2	196562.8		117028.8		-31233.354	-90243.825	-132998.2862
	d_2	cm	990.54		988.09		989.65	985.63	902.79
	$A_2\times d_2$	cm^3	194703274		115634389		-30910088.79	-88946570.02	-120068857.8
三角形 3	A_3	cm^2	604.9		604.9		1249.9	1249.9	1469.4
	d_3	cm	1914.91		1910.00		2027.83	1832.12	1095.72
	$A_3\times d_3$	cm^3	1158386		1155416		2534529	2289916	1610110
矩形 4	A_4	cm^2	3749.5		10187.1		23612.7	27996.2	29962.5
	d_4	cm	1728.04		1459.08		1426.52	1333.78	1225.63
	$A_4\times d_4$	cm^3	6479305		14863686		33683804	37340642	36722932
三角形 5	A_5	cm^2	2892.9		21356.1		54798.1	77032.8	74460.2
	d_5	cm	841.31		2285.76		1175.06	1393.22	1045.96
	$A_5\times d_5$	cm^3	2433822		48814752		64391289	107323439	77882134
弓形 6	A_6	cm^2	967.3		7140.4		18518.3	26032.5	25316.0
	d_6	cm	1728.15		1459.39		1428.09	1335.64	1228.05
	$A_6\times d_6$	cm^3	1671708		10420632		26445777	34770168	31089202
M_y 图	A	cm^2	253578.9		222227.1		208612.3	175511.0	134872.6
	d	cm	965.61		1013.99		460.88	830.04	577.25
	η	cm	507.733		481.390		759.210	570.607	614.159
	N_p (见表 4-20)	0.1kN	8467.35	8846.31	9033.99	8665.72	7888.50	8179.71	8744.26
	$f_i=\frac{2N_p A \bar{d}}{E_c I_0}$	cm	0.893	0.933	0.792	0.759	1.024	0.671	0.593

跨中反拱度: $f_p = \sum_{i=1}^7 f_i = 5.67\text{cm}$ (↑)。

根据《公预规》6.5.4条,考虑长期效应的影响,预应力引起的反拱值应乘以长期增长系数2.0,即:

$$f_{pt} = 2f_p = 11.34\text{cm}(\uparrow)$$

(二) 计算由荷载引起的跨中挠度

根据《公预规》6.5.2条,全预应力混凝土构件的刚度采用 $0.95E_cI_0$,则恒载效应产生的跨中挠度可近似按下列公式计算:

$$f_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{(M_{g1} + M_{g2})L^2}{0.95E_cI_0} = \frac{5}{48} \times \frac{7148.70 \times 10^3 \times 3900^2}{0.95 \times 3.45 \times 10^4 \times 70764877} = 4.88(\text{cm})(\downarrow)$$

短期荷载效应组合产生的跨中挠度可近似按下列公式计算:

$$f_s = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_s L^2}{0.95E_cI_0} = \frac{5}{48} \times \frac{9110.91 \times 10^3 \times 3900^2}{0.95 \times 3.45 \times 10^4 \times 70764877} = 6.22(\text{cm})(\downarrow)$$

根据《公预规》6.5.3条,受弯构件在使用阶段的挠度应考虑荷载长期效应的影响,即按荷载短期效应组合计算的挠度值,乘以挠度长期增长系数 η_0 ,对C50混凝土, $\eta_0 = 1.425$,则荷载短期效应组合引起的长期挠度值为:

$$f_{st} = 1.425 \times 6.22 = 8.86(\text{cm})(\downarrow)$$

恒载引起的长期挠度值为:

$$f_{gt} = 1.425 \times 4.88 = 6.95(\text{cm})(\downarrow)$$

(三) 结构刚度验算

按《公预规》6.5.3条规定,预应力混凝土受弯构件计算的长期挠度值,在消除结构自重产生的长期挠度后梁的最大挠度不应超过计算结构的 $1/600$,即:

$$f_{st} - f_{gt} = 8.86 - 6.95 = 1.91(\text{cm}) < 3900/600 = 6.5(\text{cm})$$

可见,结构刚度满足规范要求。

(四) 预拱度的设置

按《公预规》6.5.5条规定,当预加力产生的长期反拱值大于按荷载短期效应组合计算的长期挠度时,可不设预拱度。本算例中,预加力产生的长期反拱值为 11.34cm ,大于按荷载短期效应组合计算的长期挠度值 8.86cm ,满足规范要求,可不设预拱度。

九、横隔梁计算

(一) 确定作用在跨中横隔梁上的可变作用

鉴于具有多根内横隔梁的桥梁跨中处的横隔梁受力最大,通常可只计算跨中横隔梁的作用效应,其余横隔梁可依据跨中横隔梁偏安全地选用相同的截面尺寸和配筋。

根据《桥规》4.3.1条规定,桥梁结构的局部加载计算应采用车辆荷载,图4-20示出跨中横隔梁纵向的最不利荷载布置。

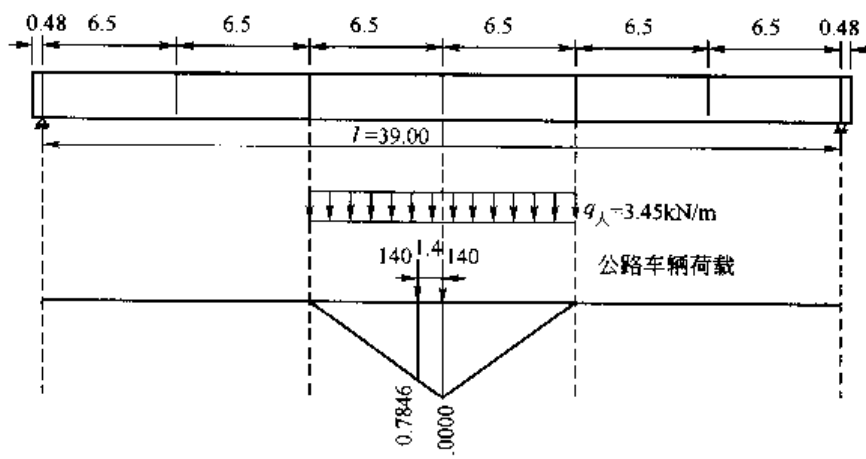


图 4-20 跨中横隔梁的受载图式 (尺寸单位: m)

纵向一行车轮和人群荷载对跨中横隔梁的计算荷载为:

汽车:

$$p_0 = \frac{1}{2} \sum p_i \eta_i = \frac{1}{2} \times (140 \times 0.7846 + 140 \times 1.0) = 124.922 \text{ (kN)}$$

跨中横隔梁受力影响线的面积:

$$\Omega = \frac{1}{2} \times (2 \times 6.5 \times 1.0 \times) = 6.5 (\text{m}^2)$$

人群荷载:

$$q_0 = q_k \times \Omega = 3 \times 6.5 = 19.5 (\text{kN/m})$$

(二) 跨中横隔梁的作用效应影响线

通常横隔梁弯矩为靠近桥中线的截面较大, 而剪力则在靠近两侧边缘处的截面较大。所以, 如图 4-21 所示的跨中横隔梁, 本例可以只取 A、B 两个截面计算横隔梁的弯矩, 取 1 号梁右和 2 号梁右截面计算剪力。本算例采用修正的刚性横梁法计算横隔梁作用效应, 先需作出相应的作用效应影响线。

1. 绘制弯矩影响线

(1) 计算公式

如图 4-21a) 所示, 在桥梁跨中当单位荷载 $P=1$ 作用在 j 号梁轴上时, i 号所受的作用为竖向力 η_{ij} (考虑主梁抗扭)。因此, 由平衡条件就可写出 A 截面的弯矩计算公式:

当 $P=1$ 作用在截面 A 的左侧时:

$$M_{A,j} = \eta_{1j} b_{1A} + \eta_{2j} b_{2A} + \eta_{3j} b_{3A} - 1 e_A = \eta_{A,j}$$

即

$$\eta_{A,j} = \eta_{1j} b_{1A} + \eta_{2j} b_{2A} + \eta_{3j} b_{3A} - e_A$$

式中: b_{iA} —— i 号梁轴到 A 截面的距离;

e_A ——单位荷载 $P=1$ 作用位置到 A 截面的距离。

当 $P=1$ 作用在截面 A 的右侧时, 同理可得:

$$\eta_{A,j} = \eta_{1j} b_{1A} + \eta_{2j} b_{2A} + \eta_{3j} b_{3A}$$

(2) 计算弯矩影响线值

在表 4-5 中已得到: $\eta_{11} = 0.4514$, $\eta_{21} = 0.3486$, $\eta_{31} = \eta_{13} = 0.2457$, $\eta_{16} = -0.0629$, $\eta_{26} = 0.0057$, $\eta_{36} = 0.0743$, $\eta_{17} = -0.1657$, $\eta_{27} = -0.0629$, $\eta_{37} = 0.04$, $\eta_{23} = 0.2114$ 。

对于 A 截面的弯矩 M_A 影响线可计算如下:

$P=1$ 作用在 1 号梁轴上时:

$$\begin{aligned}\eta_{A,1} &= \eta_{11}b_{1A} + \eta_{21}b_{2A} + \eta_{31}b_{3A} - e_A \\ &= 0.4514 \times 2.5 \times 2.5 + 0.3486 \times 1.5 \times 2.5 + 0.2457 \times 0.5 \times 2.5 - 2.5 \times 2.5 = -1.8144\end{aligned}$$

$P=1$ 作用在 6 号梁轴上时:

$$\begin{aligned}\eta_{A,6} &= \eta_{16}b_{1A} + \eta_{26}b_{2A} + \eta_{36}b_{3A} \\ &= -0.0629 \times 2.5 \times 2.5 + 0.0057 \times 1.5 \times 2.5 + 0.0743 \times 0.5 \times 2.5 = -0.2789\end{aligned}$$

$P=1$ 作用在 7 号梁轴上时:

$$\begin{aligned}\eta_{A,7} &= \eta_{17}b_{1A} + \eta_{27}b_{2A} + \eta_{37}b_{3A} \\ &= -0.1657 \times 2.5 \times 2.5 - 0.0629 \times 1.5 \times 2.5 + 0.04 \times 0.5 \times 2.5 = -1.2215\end{aligned}$$

根据上述三点坐标和 A 截面位置, 便可绘出 M_A 影响线如图 4-21b) 所示。

同理, M_B 影响线计算如下:

$$\begin{aligned}\eta_{B,1} &= \eta_{11} \times 7.4 + \eta_{21} \times 4.9 + \eta_{31} \times 2.4 - 7.4 \\ &= 0.4514 \times 7.4 + 0.3486 \times 4.9 + 0.2457 \times 2.4 - 7.4 = -1.7618\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{B,6} &= \eta_{16} \times 7.4 + \eta_{26} \times 4.9 + \eta_{36} \times 2.4 \\ &= -0.0629 \times 7.4 + 0.0057 \times 4.9 + 0.0743 \times 2.4 = -0.2592\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{B,7} &= \eta_{17} \times 7.4 + \eta_{27} \times 4.9 + \eta_{37} \times 2.4 \\ &= -0.1657 \times 7.4 - 0.0629 \times 4.9 + 0.04 \times 2.4 = -1.4384\end{aligned}$$

绘出 M_B 影响线如图 4-21c) 所示。

2. 绘制剪力影响线

(1) 1 号主梁右截面的剪力 V_1^R 影响线计算:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$\eta_{1i}^{V_1^R} = \eta_{1i} \text{ (即为 1 号梁的荷载横向影响线, 参见图 4-5)}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$\eta_{1i}^{V_1^R} = \eta_{1i} - 1$$

绘成的 V_1^R 影响线如图 4-21d) 所示。

(2) 2 号主梁右截面的剪力 V_2^R 影响线计算:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$\eta_{2i}^{V_2^R} = \eta_{1i} + \eta_{2i}$$

如 $P=1$ 作用在 3 号梁轴上时:

$$\eta_{23}^{V_2^R} = \eta_{13} + \eta_{23} = 0.2457 + 0.2114 = 0.4571$$

同理:

$$\eta_{27}^{V_2^R} = \eta_{17} + \eta_{27} = -0.1657 - 0.0629 = -0.2286$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$\eta_{2i}^{V_2^R} = \eta_{1i} + \eta_{2i} - 1$$

绘成的 V_2^R 影响线如图 4-21e) 所示。

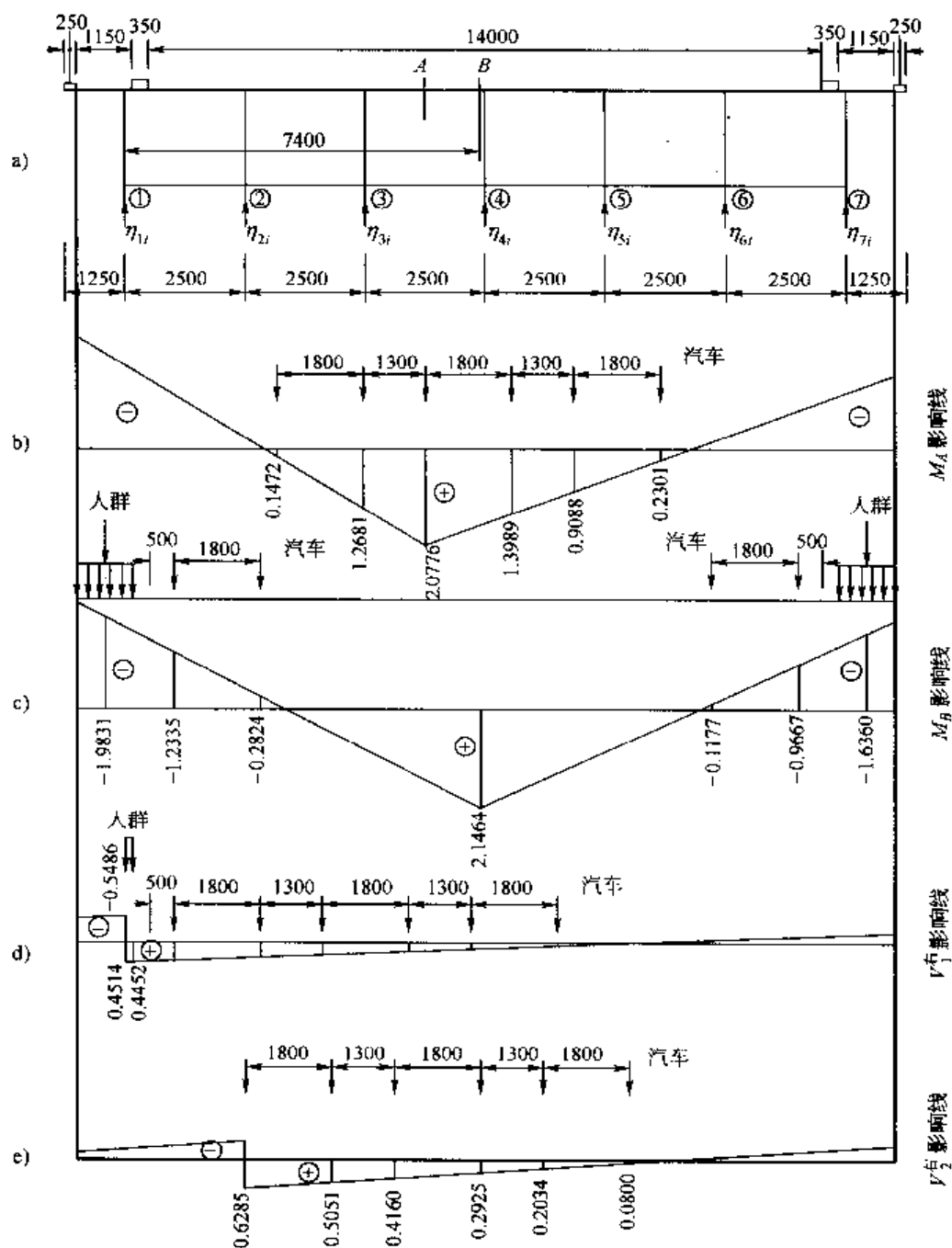


图 4-21 中横隔梁作用效应影响线图 (尺寸单位: mm)

(三) 截面作用效应计算

计算公式:
$$S = (1 + \mu) \xi P_0 \sum \eta_i + q_0 \Omega$$

式中: μ ——横隔梁冲击系数, 根据《桥规》4.3.2 条, 取 0.3;

ξ ——车道折减系数, 三车道为 0.78, 四车道为 0.67;

P_0 ——车辆对于跨中横隔梁的计算荷载;

q_0 ——人群对于跨中横隔梁的计算荷载;

η_i ——与计算荷载 P_0 相对应横隔梁作用效应影响线的竖坐标值;

Ω ——影响线面积。

可变作用车辆 P_0 和人群 q_0 在相应影响线上的最不利位置加载见图 4-21 所示, 截面作用效应的计算均列入表 4-37 内。

横隔梁截面作用效应计算表

表 4-37

汽车 P_0 (kN)		124.922					
人群 q_0 (kN/m)		19.5					
M_A (kN·m)	η	0.1472	1.2681	2.0776	1.3989	0.9088	0.2301
	三车道 M_A	763.91					
	二车道 M_A	749.53					
M_B (kN·m)	η	-1.2355	-0.2824	-0.1177	-0.9667		
	$M_{B\text{右}}$	-422.61					
	$M_{B\text{左}}$	$M_{B\text{左}} = (-1.9831 \cdot 1.6360) \times 19.5 \times 1.15 = 81.16$ (kN·m)					
$V_1^{\text{右}}$ (kN)	η	0.4103	0.3362	0.2827	0.2087	0.1552	0.0811
	三车道 $V_1^{\text{右}}$	186.74					
	二车道 $V_1^{\text{右}}$	201.03					
	$V_{1\text{左}}$	$V_{1\text{左}} = 0.5 \times (0.4514 + 0.4452) \times 0.15 \times 19.5 = 1.3$ (kN)					
$V_2^{\text{右}}$ (kN)	η	0.6285	0.5051	0.4160	0.2925	0.2034	0.0800
	三车道 $V_2^{\text{右}}$	269.24					
	二车道 $V_2^{\text{右}}$	299.15					
荷载组合		组合 I					
	$M_{A\text{max}}$ (kN·m)	$0 + 1.4 \times 763.91 = 1069.47$					
	$M_{B\text{min}}$ (kN·m)	$0 + 1.4 \times (-422.61 - 0.8 \times 81.16) = -682.55$					
	V (kN)	$0 + 1.4 \times 299.15 = 418.81$					

(四) 截面配筋计算

图 4-22 和图 4-23 分别表示横隔梁正弯矩配筋 ($6\phi 25$ 布置在下缘) 和负弯矩配筋 ($4\phi 22$ 布置在上缘), 并且示出配筋计算的相应截面。剪力钢筋选用间距 s 为 20cm 的 $2\phi 8$ 双肢箍筋。经过横隔梁正截面和斜截面承载力的验算, 上述配筋均能满足规范的有关规定。由于这部分的计算与主梁截面承载力验算雷同, 故从略。

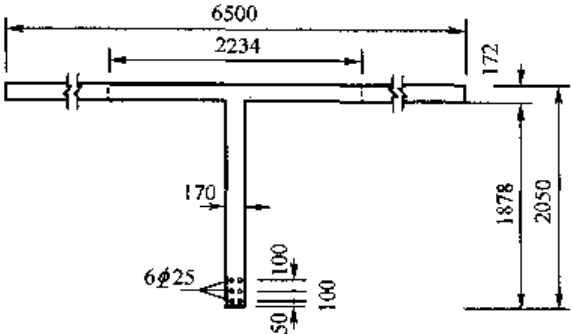


图 4-22 正弯矩配筋及其计算截面
(尺寸单位: mm)

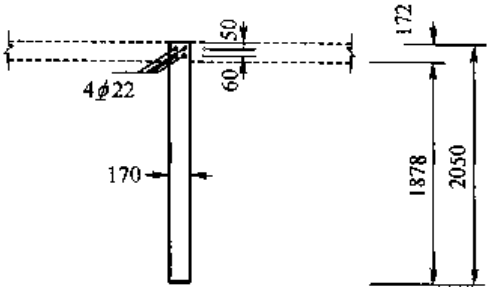


图 4-23 负弯矩配筋及其计算截面
(尺寸单位: mm)

十、行车道板计算

考虑到主梁翼缘板内钢筋是连续的,故行车道板可按悬臂板(边梁)和两端固结的连续板(中梁)两种情况来计算。

(一) 悬臂板荷载效应计算

由于宽跨比大于 2,故按单向板计算,悬臂长度为 1.15m。

1. 永久作用

(1) 主梁架设完毕时

桥面板可看成 70cm 长的单向悬臂板,计算图式见图 4-24b)。

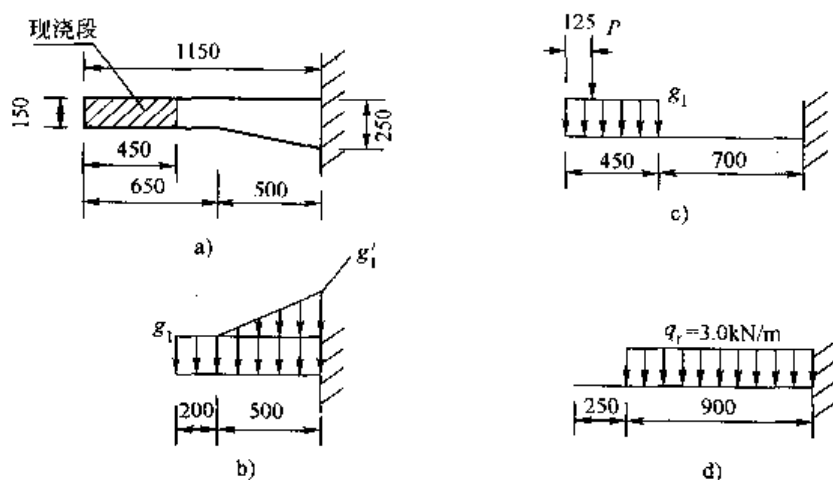


图 4-24 悬臂板计算图式 (尺寸单位: mm)

计算悬臂根部一期永久作用效应为:

弯矩:

$$M_{g1} = -\frac{1}{2} \times 0.15 \times 1 \times 25 \times 0.7^2 - \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 0.1 \times 1 \times 25 \times 0.5^2 = -1.02 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

剪力:

$$V_{g1} = 0.15 \times 1 \times 25 \times 0.7 + \frac{1}{2} \times 0.1 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 3.25 (\text{kN})$$

(2) 成桥后

桥面现浇部分完成后,施工二期永久作用,此时桥面板可看成净跨径为 1.15m 的悬臂单向板,计算图式如图 4-24c) 所示。图中: $g_1 = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 (\text{kN/m})$, 为现浇部分悬臂板自重; $P = 1.52 \text{kN}$, 为行人栏重力。计算二期永久作用效应如下:

弯矩:

$$M_{g2} = -3.75 \times 0.45 \times \left(1.15 - \frac{1}{2} \times 0.45\right) - 1.52 \times (1.15 - 0.125) = -3.12 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

剪力:

$$V_{g2} = 3.75 \times 0.45 + 1.52 = 3.21 (\text{kN})$$

(3) 总永久作用效应

综上所述,悬臂根部永久作用效应为:

弯矩:

$$M_g = -1.02 - 3.12 = -4.14(\text{kN} \cdot \text{m})$$

剪力:

$$V_g = 3.25 + 3.21 = 6.46(\text{kN})$$

2. 可变作用

在边梁悬臂板处,只作用有人群,计算图式为 4-24d)。

弯矩:

$$M_r = -\frac{1}{2} \times 3.0 \times 0.9^2 = -1.22(\text{kN} \cdot \text{m})$$

剪力:

$$V_r = 3.0 \times 0.9 = 2.7(\text{kN})$$

3. 承载能力极限状态作用基本组合

按《桥规》4.1.6条:

$$M_d = 1.2M_g + 1.4 \times 0.8 \times M_r = -(1.2 \times 4.14 + 1.4 \times 0.8 \times 1.22) = -6.33(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_d = 1.2V_g + 1.4 \times 0.8 \times V_r = 1.2 \times 6.46 + 1.4 \times 0.8 \times 2.7 = 10.78(\text{kN})$$

(二) 连续板荷载效应计算

对于梁肋间的行车道板,在桥面现浇部分完成后,行车道板实质上是一个支承在一系列弹性支承上的多跨连续板,实际受力很复杂。目前,通常采用较简便的近似方法进行计算。对于弯矩,先计算出一个跨度相同的简支板在永久作用和活载作用下的跨中弯矩 M_0 ,再乘以偏安全的经验系数加以修正,以求得支点处和跨中截面的设计弯矩。弯矩修正系数可视板厚 t 与梁肋高度 h 的比值来选用。本例 $\frac{t}{h} = \frac{15}{215} = \frac{1}{14.333} < \frac{1}{4}$,即主梁抗扭能力较大,取跨中弯矩: $M_c = +0.5M_0$; 支点弯矩 $M_s = -0.7M_0$ 。对于剪力,可不考虑板和主梁的弹性固结作用,认为简支板的支点剪力即为连续板的支点剪力。下面分别计算连续板的跨中和支点作用效应值。

1. 永久作用

(1) 主梁架设完毕时

桥面板可看成 70cm 长的悬臂单向板,计算图式见图 4-24b),其根部一期永久作用效应为:

弯矩:

$$M_{g1} = -1.02(\text{kN} \cdot \text{m})$$

剪力:

$$V_{g1} = 3.25\text{kN}$$

(2) 成桥后

先计算简支板的跨中弯矩和支点剪力值。根据《公预规》4.1.2条,梁肋间的板,其计算跨径按下列规定取用:

计算弯矩时, $l=l_0+t$, 但不大于 $l=l_0+b$; 本例 $l=2.3+0.15=2.45$ (m)。

计算剪力时, $l=l_0$; 本例 $l=2.3$ m。

式中: l ——板的计算跨径;

l_0 ——板的净跨径;

t ——板的厚度;

b ——梁肋宽度。

计算图式见图 4-25。

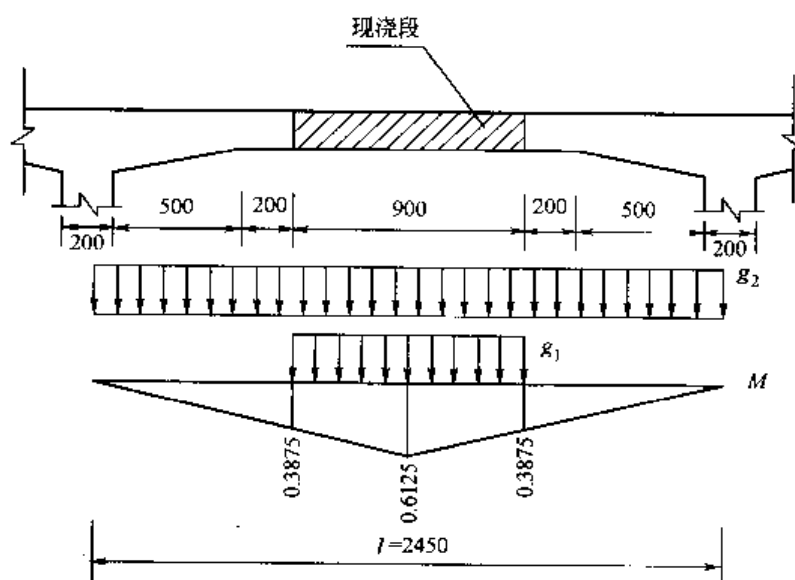


图 4-25 简支板二期永久作用计算图式 (尺寸单位: mm)

图 4-25 中: $g_1=3.75$ kN/m, 为现浇部分桥面板的自重; $g_2=0.08 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 23 = 3.15$ (kN/m), 是二期永久作用, 包括 8cm 的混凝土垫层和 5cm 的沥青面层。

计算得到简支板跨中二期永久作用弯矩及支点二期永久作用剪力为:

$$M_{g_2} = (0.3875 + 0.6125) \times 0.45 \times 3.75 + 0.5 \times 2.45 \times 0.6125 \times 3.15 = 4.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$V_{g_2} = 0.45 \times 3.75 + 1.15 \times 3.15 = 5.31 \text{ (kN)}$$

(3) 总永久作用效应

综上所述, 支点断面永久作用弯矩为: $M_{sk} = -1.02 - 0.7 \times 4.05 = -3.86$ (kN·m);

支点断面永久作用剪力为: $V_{sk} = 3.25 + 5.31 = 8.56$ (kN);

跨中断面永久作用弯矩为: $M_{ck} = 0.5 \times 4.05 = 2.03$ (kN·m)。

2. 可变作用

根据《桥规》4.3.1 条, 桥梁结构局部加载时, 汽车荷载采用车辆荷载。根据《桥规》表 4.3.1-2, 后轮着地宽度 b_1 及长度 a_1 为:

$$a_1 = 0.2 \text{ m}, b_1 = 0.6 \text{ m}$$

平行于板的跨径方向的荷载分布宽度:

$$b = b_1 + 2h = 0.6 + 2 \times 0.13 = 0.8 \text{ (m)}$$

(1) 车轮在板的跨径中部时

垂直于板的跨径方向的荷载分布宽度:

$$a = a_1 + 2h + \frac{l}{3} = 0.2 + 2 \times 0.13 + \frac{2.45}{3} = 1.28 \text{ (m)} \geq \frac{2l}{3} = 1.63 \text{ m}, \text{ 取 } a = 1.63 \text{ m}, \text{ 此时}$$

两个后轮的有效分布宽度发生重叠, 应求两个车轮荷载的有效分布宽度 $a = 1.63 + 1.4 = 3.03 \text{ (m)}$, 折合成一个荷载的有效分布宽度 $a = 3.03/2 = 1.52 \text{ (m)}$ 。

(2) 车轮在板的支承处时

垂直于板的跨径方向荷载的有效分布宽度:

$$a = a_1 + 2h + t = 0.2 + 2 \times 0.13 + 0.15 = 0.61 \text{ (m)}$$

(3) 车轮在板的支承附近, 距支点距离为 x 时

垂直于板的跨径方向荷载的有效分布宽度:

$$a = a_1 + 2h + t + 2x = 0.61 + 2x \text{ (m)}$$

a 的分布见图 4-26。

将加重车后轮作用于板的中央, 求得简支板跨中最大可变作用 (汽车) 的弯矩为:

$$\begin{aligned} M_{0p} &= (1 + \mu) \frac{P}{8a} \left(l - \frac{b}{2} \right) \\ &= 1.3 \times \frac{140}{8 \times 1.52} \times \left(2.45 - \frac{0.86}{2} \right) \\ &= 30.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

计算支点剪力时, 可变作用必须尽量靠近梁肋边缘布置。考虑了相应的有效工作宽度后, 每米板宽承受的分布荷载如图 4-26 所示, 支点剪力 V_{sp} 的计算公式为:

$$V_{sp} = (1 + \mu)(A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3 + A_4 y_4)$$

其中:

$$A_1 = A_3 = pb = \frac{P}{2a} = \frac{140}{2 \times 1.52} = 46.05 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} A_2 &= \frac{1}{2}(p' - p) \cdot \frac{1}{2}(a - a') = \frac{P}{8aa'b}(a - a')^2 \\ &= \frac{140 \times (1.52 - 0.61)^2}{8 \times 1.52 \times 0.61 \times 0.86} = 18.17 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_4 &= \frac{1}{2}(p'' - p) \cdot \frac{1}{2}(a - a'') = \frac{P}{8aa''b}(a - a'')^2 \\ &= \frac{140 \times (1.52 - 0.89)^2}{8 \times 1.52 \times 0.89 \times 0.86} = 5.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$y_1 = \frac{2.3 - 0.86/2}{2.3} = 0.8130$$

$$y_2 = \frac{2.3 - 0.455/3}{2.3} = 0.9341$$

$$y_3 = \frac{2.3 - 0.43 - 1.3}{2.3} = 0.2478$$

$$y_4 = \frac{0.14 + 0.315/3}{2.3} = 0.1065$$

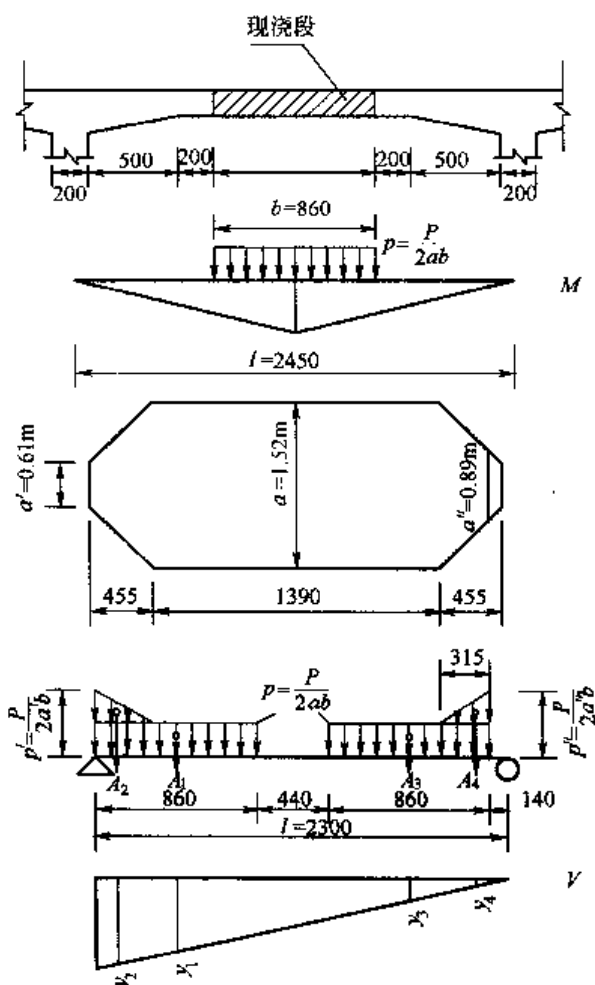


图 4-26 简支板可变作用 (汽车) 计算图式
(尺寸单位: mm)

代入上式, 得到

$$V_{sp} = 1.3 \times (46.05 \times 0.8130 + 18.17 \times 0.9341 + 46.05 \times 0.2478 + 5.97 \times 0.1065) \\ = 86.40(\text{kN})$$

综上所述, 可得到连续板可变作用 (汽车) 效应如下:

支点断面弯矩: $M_{sp} = -0.7 \times 30.23 = -21.16 (\text{kN} \cdot \text{m})$;

支点断面剪力: $V_{sp} = 86.40 \text{kN}$;

跨中断面弯矩: $M_{cp} = 0.5 \times 30.23 = 15.12 (\text{kN} \cdot \text{m})$ 。

3. 作用效应组合

按《桥规》4.1.6 条进行承载力极限状态作用效应基本组合。

支点断面弯矩:

$$1.2M_{sg} + 1.4M_{sp} = -1.2 \times 3.86 - 1.4 \times 21.16 = -34.26(\text{kN} \cdot \text{m})$$

支点断面剪力:

$$1.2V_{sg} + 1.4V_{sp} = -1.2 \times 8.56 + 1.4 \times 86.40 = 131.23(\text{kN})$$

跨中断面弯矩:

$$1.2M_{cg} + 1.4M_{cp} = 1.2 \times 2.03 + 1.4 \times 15.12 = 23.60(\text{kN} \cdot \text{m})$$

(三) 截面设计、配筋与承载力验算

悬臂板及连续板支点采用相同的抗弯钢筋, 故只需按其中最不利荷载效应配筋, 即 $M_d = -34.26 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。其高度为 $h = 25 \text{cm}$, 净保护层 $a = 3 \text{cm}$ 。若选用 $\phi 12$ 钢筋, 则有效高度 h_0 为:

$$h_0 = h - a - \frac{d}{2} = 0.25 - 0.03 - 0.00675 = 0.213(\text{m})$$

按《公预规》5.2.2 条:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$1.0 \times 34.26 \leq 22.4 \times 10^3 \times x \left(0.213 - \frac{x}{2} \right)$$

$$x^2 - 0.426x + 0.00306 = 0$$

$$x = 0.0073 \text{m}$$

验算 $\xi_b h_0 = 0.56 \times 0.213 = 0.1193(\text{m}) > x = 0.0073(\text{m})$

按《公预规》5.2.2 条:

$$A_s = \frac{f_{cd} b x}{f_{sd}} = \frac{22.4 \times 100 \times 0.73}{280} = 5.84(\text{cm}^2)$$

查有关板宽 1m 内钢筋截面与距离表, 当选用 $\phi 12$ 钢筋时, 需要钢筋间距为 19cm, 此时所提供的钢筋面积为: $A_s = 5.95 \text{cm}^2 > 5.84 \text{cm}^2$ 。由于此处钢筋保护层与试算值相同, 实际配筋面积又大于计算面积, 则其承载力肯定大于作用效应, 故承载力验算可从略。

连续板跨中截面处的抗弯钢筋计算同上, 此处从略。计算结果需在板的下缘配置钢筋间距为 15cm 的 $\phi 12$ 钢筋。为使施工简便, 取板上下缘配筋相同, 均为 $\phi 12 @ 150 \text{mm}$ 。配筋布置如图 4-27。

按《公预规》5.2.9 条规定, 矩形截面受弯构件的截面尺寸应符合下列要求。即:

$$\gamma_0 V_d = 131.23 \text{kN} \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 = 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{50} \times 1000 \times 213 = 768.13(\text{kN})$$

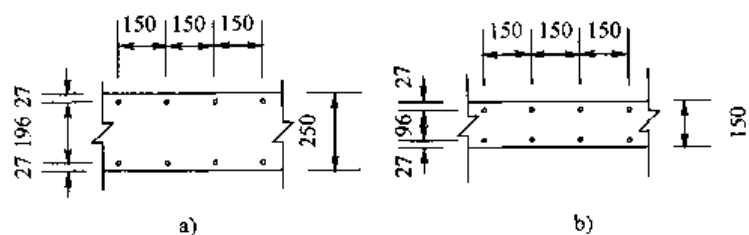


图 4-27 行车道板受力钢筋布置图式 (尺寸单位: mm)

a) 支点断面; b) 跨中断面

满足抗剪最小尺寸要求。

按《公预规》5.2.10 条, $\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0$, 即:

$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 1.83 \times 1000 \times 213 = 194.90$ (kN) 时, 不需要进行斜截面抗剪强度计算, 仅按构造要求配置钢筋。

根据《公预规》9.2.5 条, 板内应设置垂直于主钢筋的分布钢筋, 直径不应小于 8mm, 间距不应大于 200mm, 因此本例中板内分布钢筋用 $\phi 8 @ 200\text{mm}$ 。

附录 I 铰接板荷载横向分布影响线竖标表

说明:

1. 本表适用于横向铰接的梁或板, 各片梁或板的截面是相同的;
2. 表头的两个数字表示所要查的梁或板号, 其中第一个数目表示该梁或板是属于几片梁或板铰接而成的体系, 第二个数目表示该片梁或板在这个体系中自左而右的序号;
3. 横向分布影响线竖标以 η_{ij} 表示, 第一个脚标 i 表示所要求的梁或板号, 第二个脚标 j 表示受单位荷载作用的那片梁或板号, 表中 η_{ij} 下的数字前者表示 i , 后者表示 j , η_{ij} 的竖标应绘在梁或板的中轴线处;
4. 表中的 η_{ij} 值为小数点后的三位数字, 例如 278 即为 0.278, 006 即为 0.006;
5. 表值按弯扭参数 γ 给出

$$\gamma = 5.8 \frac{I}{I_T} \left(\frac{b}{l} \right)^2$$

式中: l ——计算跨径;

b ——一片梁或板的宽度;

I ——梁或板的抗弯惯矩;

I_T ——梁或板的抗扭惯矩。

铰 接 板 3-1

γ	η_{ij}			γ	η_{ij}			γ	η_{ij}		
	11	12	13		11	12	13		11	12	13
0.00	333	333	333	0.08	434	325	241	0.40	626	294	0.80
0.01	348	332	319	0.10	454	323	223	0.60	683	278	0.40
0.02	363	331	306	0.15	496	317	186	1.00	750	250	000
0.04	389	329	282	0.20	531	313	156	2.00	829	200	-0.29
0.06	413	327	260	0.30	585	303	112				

铰 接 板 3-2

γ	η_{ij}			γ	η_{ij}			γ	η_{ij}		
	21	22	23		21	22	23		21	22	23
0.00	333	333	333	0.08	325	351	325	0.40	294	412	294
0.01	332	336	332	0.10	323	355	323	0.60	278	444	278
0.02	331	338	331	0.15	317	365	317	1.00	250	500	250
0.04	329	342	329	0.20	313	375	313	2.00	200	600	200
0.06	327	346	327	0.30	303	394	303				

铰 接 板 4-1

γ	η_{ij}				γ	η_{ij}			
	11	12	13	14		11	12	13	14
0.00	250	250	250	250	0.15	484	295	139	082
0.01	276	257	238	229	0.20	524	298	119	060
0.02	300	263	227	210	0.30	583	296	089	033
0.04	341	273	208	178	0.40	625	291	066	018
0.06	375	280	192	153	0.60	682	277	035	005
0.08	405	285	178	132	1.00	750	250	000	000
0.10	431	289	165	114	2.00	828	201	-034	005

铰 接 板 4-2

γ	η_{ij}				γ	η_{ij}			
	21	22	23	24		21	22	23	24
0.00	250	250	250	250	0.15	295	327	238	139
0.01	257	257	248	238	0.20	298	345	238	119
0.02	263	264	246	227	0.30	296	375	240	089
0.04	273	276	243	208	0.40	291	400	243	066
0.06	280	287	241	192	0.60	277	441	247	035
0.08	285	298	239	178	1.00	250	500	250	000
0.10	289	307	239	165	2.00	201	593	240	-034

铰 接 板 5-1

γ	η_{ij}					γ	η_{ij}				
	11	12	13	14	15		11	12	13	14	15
0.00	200	200	200	200	200	0.15	481	291	130	061	036
0.01	237	216	194	180	173	0.20	523	295	114	045	023
0.02	269	229	188	163	151	0.30	583	296	087	026	010
0.04	321	249	178	136	116	0.40	625	291	066	015	004
0.06	362	263	168	115	092	0.60	682	277	035	004	001
0.08	396	273	158	099	073	1.00	750	250	000	000	000
0.10	425	281	150	085	059	2.00	828	201	-034	006	-001

铰 接 板 5-2

γ	η_{ij}					γ	η_{ij}				
	21	22	23	24	25		21	22	23	24	25
0.00	200	200	200	200	200	0.15	291	320	222	105	061
0.01	216	215	202	187	180	0.20	295	341	227	091	045
0.02	229	228	204	176	163	0.30	296	374	235	070	026
0.04	249	249	207	158	136	0.40	291	399	240	055	015
0.06	263	267	211	144	115	0.60	277	440	246	031	004
0.08	273	281	214	133	099	1.00	250	500	250	000	000
0.10	281	294	216	123	085	2.00	201	593	241	-041	006

铰 接 板 5-3

γ	η_{ij}					γ	η_{ij}				
	31	32	33	34	35		31	32	33	34	35
0.00	200	200	200	200	200	0.15	130	222	295	222	130
0.01	194	202	208	202	194	0.20	114	227	318	227	114
0.02	118	204	215	204	188	0.30	087	235	357	235	087
0.04	178	207	230	207	178	0.40	066	240	389	240	066
0.06	168	211	243	211	168	0.60	035	246	437	246	035
0.08	158	214	256	214	158	1.00	000	250	500	250	000
0.10	150	216	268	216	150	2.00	-034	241	586	241	-034

铰 接 板 6-1

γ	η_{ij}						γ	η_{ij}					
	11	12	13	14	15	16		11	12	13	14	15	16
0.00	167	167	167	167	167	167	0.15	481	290	129	058	027	016
0.01	214	192	168	151	140	135	0.20	523	295	113	043	001	009
0.02	252	212	168	138	119	110	0.30	583	295	086	025	008	003
0.04	312	239	165	117	090	077	0.40	625	291	065	015	003	001
0.06	358	257	159	101	069	055	0.60	682	277	035	004	001	000
0.08	394	270	152	088	055	041	1.00	750	250	000	000	000	000
0.10	423	278	146	078	044	031	2.00	828	201	-034	066	-001	000

铰 接 板 6-2

γ	η_{ij}						γ	η_{ij}					
	21	22	23	24	25	26		21	22	23	24	25	26
0.00	167	167	167	167	167	167	0.15	290	319	219	098	046	027
0.01	192	190	175	157	146	140	0.20	295	340	226	087	035	017
0.02	212	209	182	149	129	119	0.30	295	373	234	069	021	008
0.04	239	238	192	137	105	090	0.40	291	399	240	054	012	003
0.06	257	259	200	127	087	069	0.60	277	440	246	031	004	001
0.08	270	276	206	119	074	055	1.00	250	500	250	000	000	000
0.10	278	291	210	112	064	044	2.00	201	593	241	-041	007	-001

铰 接 板 6-3

γ	η_{ij}						γ	η_{ij}					
	31	32	33	34	35	36		31	32	33	34	35	36
0.00	167	167	167	167	167	167	0.15	129	219	288	208	098	058
0.01	168	175	179	170	157	151	0.20	113	226	314	217	087	043
0.02	168	182	190	173	149	138	0.30	086	234	356	230	069	025
0.04	165	192	210	179	137	117	0.40	065	240	388	238	054	015
0.06	159	200	227	186	127	101	0.60	035	246	437	246	031	004
0.08	152	206	243	191	119	088	1.00	000	250	500	250	000	000
0.10	146	210	257	197	112	078	2.00	-034	241	586	243	-041	006

铰 接 板 7-1

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	11	12	13	14	15	16	17		11	12	13	14	15	16	17
0.00	143	143	143	143	143	143	143	0.15	480	290	128	057	025	012	007
0.01	200	177	152	133	120	111	107	0.20	523	295	113	043	017	007	003
0.02	244	202	157	125	102	088	082	0.30	583	295	086	025	007	002	001
0.04	309	235	159	109	078	059	051	0.40	625	291	065	015	003	001	000
0.06	356	255	156	096	061	042	034	0.60	682	277	035	004	001	000	000
0.08	293	268	151	085	049	031	023	1.00	750	250	000	000	000	000	000
0.10	423	278	144	076	040	023	016	2.00	828	201	-034	006	-001	000	000

铰 接 板 7-2

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	21	22	23	24	25	26	27		21	22	23	24	25	26	27
0.00	143	143	143	143	143	143	143	0.15	290	318	219	097	043	020	012
0.01	177	175	158	139	125	115	111	0.20	295	340	225	086	033	013	007
0.02	202	198	170	135	111	096	088	0.30	295	373	234	068	020	006	002
0.04	235	232	185	127	091	069	059	0.40	291	399	240	054	012	003	001
0.06	255	256	196	121	077	053	042	0.60	277	440	246	031	004	001	000
0.08	268	275	203	115	067	041	031	1.00	250	500	250	000	000	000	000
0.10	278	290	209	109	058	033	023	2.00	201	593	241	-041	007	-001	000

铰 接 板 7-3

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	31	32	33	34	35	36	37		31	32	33	34	35	36	37
0.00	143	143	143	143	143	143	143	0.15	128	219	287	205	092	043	025
0.01	152	158	161	150	134	125	120	0.20	113	225	314	216	083	033	017
0.02	157	170	176	156	128	111	102	0.30	086	234	356	229	067	020	007
0.04	169	185	201	167	119	091	078	0.40	065	240	388	237	053	012	003
0.06	156	196	222	176	112	077	061	0.60	035	246	437	246	031	004	001
0.08	151	203	239	184	107	067	049	1.00	000	250	500	250	000	000	000
0.10	144	209	255	191	102	058	040	2.00	-034	241	586	243	-042	007	-001

铰 接 板 7-4

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	41	42	43	44	45	46	47		41	42	43	44	45	46	47
0.00	143	143	143	143	143	143	143	0.15	057	097	205	282	205	097	057
0.01	133	139	150	157	150	139	133	0.20	043	086	216	310	216	086	043
0.02	125	135	156	169	156	185	125	0.30	025	068	229	354	229	068	025
0.04	109	127	167	193	167	127	109	0.40	015	054	237	287	237	054	015
0.06	096	121	176	213	176	121	096	0.60	004	031	246	436	246	031	004
0.08	085	115	184	231	184	115	085	1.00	000	000	250	500	250	000	000
0.10	076	109	191	248	191	109	076	2.00	006	-041	243	586	243	-041	006

铰 接 板 8-1

γ	η_{ij}							
	11	12	13	14	15	16	17	18
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	191	168	142	122	107	096	089	085
0.02	239	197	151	117	093	076	066	061
0.04	307	233	156	106	073	052	040	034
0.06	355	254	155	094	058	037	025	020
0.08	392	268	150	084	048	028	017	013
0.10	423	277	144	075	039	021	012	008
0.15	480	290	128	057	025	011	005	003
0.20	523	295	113	043	016	006	003	001
0.30	583	295	086	025	007	002	001	000
0.40	625	291	065	015	003	001	000	000
0.60	682	277	035	004	001	000	000	000
1.00	750	250	000	000	000	000	000	000
2.00	828	201	-034	006	-001	000	00	000

铰 接 板 8-2

γ	η_{ij}							
	21	22	23	24	25	26	27	28
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	168	165	148	127	111	100	092	089
0.02	197	193	163	127	101	083	071	066
0.04	233	230	182	123	185	060	046	040
0.06	254	255	194	119	073	047	032	025
0.08	268	274	202	113	064	037	023	017
0.10	277	290	208	108	057	030	017	012
0.15	290	318	219	097	043	019	009	005
0.20	295	340	225	086	033	013	005	003
0.30	295	373	234	068	020	006	002	001
0.40	291	399	240	054	012	003	001	000
0.60	277	440	246	031	004	001	000	000
1.00	250	500	250	000	000	000	000	000
2.00	201	593	241	-041	007	-001	000	000

铰 接 板 8-3

γ	η_{ij}							
	31	32	33	34	35	36	37	38
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	142	148	150	137	120	108	100	096
0.02	151	163	168	147	116	096	083	076
0.04	156	182	197	162	111	079	060	052
0.06	155	194	219	173	107	068	047	037
0.08	150	202	238	182	103	060	037	028
0.10	144	208	254	190	099	053	030	021
0.15	128	219	287	205	091	041	019	011
0.20	113	225	314	215	082	032	013	006
0.30	086	234	356	229	067	020	006	002
0.40	065	240	388	237	053	012	003	001
0.60	035	246	437	246	031	004	001	000
1.00	000	250	500	250	000	000	000	000
2.00	-034	241	586	243	-042	007	-001	000

铰 接 板 8-4

γ	η_{ij}							
	41	42	43	44	45	46	47	48
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	122	127	137	143	134	120	111	107
0.02	117	127	147	158	142	116	101	093
0.04	106	123	162	185	156	111	085	073
0.06	094	119	173	208	168	107	073	058
0.08	084	113	182	227	178	103	064	048
0.10	075	108	190	245	186	099	057	039
0.15	057	097	205	281	203	091	043	025
0.20	043	086	215	310	214	082	033	016
0.30	025	068	229	354	229	067	020	007
0.40	015	054	237	387	237	053	012	003
0.60	004	031	246	436	246	031	004	001
1.00	000	000	250	500	250	000	000	000
2.00	006	-041	243	586	243	-042	007	-001

铰 接 板 9-1

γ	η_{ij}								
	11	12	13	14	15	16	17		
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	185	162	136	115	098	086	077	072	069
0.02	236	194	147	113	088	070	057	049	046
0.04	306	232	155	104	070	048	035	026	023
0.06	355	254	154	094	057	035	023	015	012
0.08	392	268	150	084	047	027	015	010	007
0.10	423	277	144	075	039	020	011	006	004
0.15	480	290	128	057	025	011	005	002	001
0.20	523	295	113	043	016	006	002	001	000
0.30	583	295	086	025	007	002	001	000	000
0.40	625	291	065	015	003	001	000	000	000
0.60	682	277	035	004	001	000	000	000	000
1.00	750	250	000	000	000	000	000	000	000
2.00	828	201	-034	006	-001	000	000	000	000

铰 接 板 9-2

γ	η_{ij}								
	21	22	23	24	25	26	27	28	29
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	162	158	141	119	102	090	081	075	072
0.02	194	189	160	122	095	075	062	053	049
0.04	232	229	181	121	082	057	040	031	026
0.06	254	255	194	118	072	044	028	019	015
0.08	268	274	202	113	063	036	021	013	010
0.10	277	290	208	108	056	029	016	009	006
0.15	290	318	219	097	043	019	008	004	002
0.20	295	340	225	086	033	013	005	002	001
0.30	295	373	234	068	020	006	002	001	000
0.40	291	399	240	054	012	003	001	000	000
0.60	277	440	246	031	004	001	000	000	000
1.00	250	500	250	000	000	000	000	000	000
2.00	201	593	241	-041	007	--001	000	000	000

铰 接 板 9-3

γ	η_{ij}								
	31	32	33	34	35	36	37	38	39
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	136	141	142	129	111	097	087	081	077
0.02	147	160	164	141	110	087	072	062	057
0.04	155	181	195	159	108	074	053	040	035
0.06	154	194	219	172	105	065	041	028	023
0.08	150	202	237	182	102	058	033	021	015
0.10	144	208	254	190	099	052	028	016	011
0.15	128	219	287	205	090	040	018	008	005
0.20	113	225	314	215	082	031	012	005	002
0.30	0.86	234	356	229	067	020	006	002	001
0.40	065	240	388	237	053	012	003	001	000
0.60	035	246	431	246	031	004	001	000	000
1.00	000	250	500	250	000	000	000	000	000
2.00	-034	240	586	243	-042	007	-001	000	000

铰 接 板 9-4

γ	η_{ij}								
	41	42	43	44	45	46	47	48	49
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	115	119	129	133	123	108	097	090	086
0.02	113	122	141	152	134	106	087	075	070
0.04	104	121	159	182	151	104	074	057	048
0.06	094	118	172	206	165	102	065	044	035
0.08	084	113	182	226	176	099	058	036	027
0.10	075	108	190	244	185	097	052	029	020
0.15	057	097	205	281	202	089	040	019	011
0.20	043	086	215	310	214	082	031	013	006
0.30	025	068	229	354	229	067	020	006	002
0.40	0.15	054	237	387	237	053	012	003	001
0.60	004	031	246	436	246	031	004	001	000
1.00	000	000	250	500	250	000	000	000	000
2.00	006	-041	243	586	243	-042	007	-001	000

铰 接 板 9-5

γ	η_{ij}								
	51	52	53	54	55	56	57	58	59
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	0.98	102	111	123	131	123	111	102	098
0.02	088	095	110	134	148	134	110	095	088
0.04	070	082	108	151	178	151	108	082	070
0.06	057	072	105	165	203	165	105	072	057
0.08	047	063	102	176	224	176	102	063	047
0.10	039	056	099	185	242	185	099	056	039
0.15	025	043	090	202	280	202	090	043	025
0.20	016	033	082	214	309	214	082	033	016
0.30	007	020	067	229	354	229	067	020	007
0.40	003	012	053	237	387	237	053	012	003
0.60	001	004	031	246	436	246	031	004	001
1.00	000	000	000	250	500	250	000	000	000
2.00	-001	007	-042	243	586	243	-042	007	-001

铰 接 板 10-1

γ	η_{ij}									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	1, 10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	181	158	131	110	093	080	070	063	058	056
0.02	234	192	146	111	085	066	052	043	037	040
0.04	306	232	155	103	069	047	032	023	017	015
0.06	355	254	154	094	057	035	021	014	009	007
0.08	392	268	150	084	047	026	015	009	005	004
0.10	423	277	144	075	039	020	011	006	003	02
0.15	480	290	128	057	025	011	005	002	001	001
0.20	523	295	113	043	016	006	002	001	000	000
0.30	583	295	086	025	007	002	001	000	000	000
0.40	625	291	065	015	003	001	000	000	000	000
0.60	682	277	035	004	001	000	000	000	000	000
1.00	750	250	000	000	000	000	000	000	000	000
2.00	828	201	-034	006	-001	000	000	000	000	000

铰 接 板 10-2

γ	η_{ij}									
	21	22	23	24	25	26	27	28	29	2, 10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	158	154	137	114	097	083	073	065	060	058
0.02	192	188	157	120	092	071	056	046	040	037
0.04	232	229	181	131	081	055	038	027	020	018
0.06	254	255	193	117	071	044	027	017	012	009
0.08	268	274	202	113	063	035	020	012	007	005
0.10	277	290	208	108	056	029	015	008	005	003
0.15	290	318	219	097	043	019	008	004	002	001
0.20	295	340	225	086	033	013	005	002	001	000
0.30	295	373	234	068	020	006	002	001	000	000
0.40	291	399	240	054	012	003	001	000	000	000
0.60	277	440	246	031	004	001	000	000	000	000
1.00	250	500	250	000	000	000	000	000	000	000
2.00	201	593	241	-041	007	-001	000	000	000	000

铰 接 板 10-3

γ	η_{ij}									
	31	32	33	34	35	36	37	38	39	3, 10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	131	137	137	123	104	090	078	070	065	063
0.02	146	157	162	138	106	082	065	054	046	043
0.04	155	181	192	158	106	072	049	035	027	023
0.06	154	193	218	171	104	064	039	025	017	014
0.08	150	202	237	181	101	057	032	019	012	009
0.10	144	208	254	189	098	051	027	014	008	006
0.15	128	219	287	205	090	040	018	008	004	002
0.20	113	225	314	215	082	031	012	005	002	001
0.30	086	234	356	229	067	020	006	002	001	000
0.40	065	240	388	237	053	012	003	001	000	000
0.60	035	246	437	246	031	004	001	000	000	000
1.00	000	250	500	250	000	000	000	000	000	000
2.00	-034	241	586	243	-042	007	-001	000	000	000

铰 接 板 10-4

γ	η_{ij}									
	41	42	43	44	45	46	47	48	49	4, 10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	110	114	123	127	116	100	087	078	073	070
0.02	111	120	138	148	129	100	080	065	056	052
0.04	103	121	158	180	149	101	069	049	038	032
0.06	094	117	171	205	163	100	062	039	027	021
0.08	084	113	181	226	175	098	056	032	020	015
0.10	075	108	189	244	185	096	050	027	015	011
0.15	057	097	205	281	202	089	040	018	008	005
0.20	043	086	215	310	214	082	031	012	005	002
0.30	025	068	229	354	229	067	020	006	002	001
0.40	015	054	237	387	237	053	012	003	001	000
0.60	004	031	246	436	246	031	004	001	000	000
1.00	000	000	250	500	250	000	000	000	000	000
2.00	006	-041	243	586	234	-042	007	-001	000	000

铰 接 板 10-5

γ	η_{ij}									
	51	52	53	54	55	56	57	58	59	5, 10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	093	097	104	116	123	114	100	090	083	080
0.02	085	092	106	129	142	126	100	082	071	066
0.04	069	081	106	149	175	146	101	072	055	047
0.06	057	071	104	163	201	162	100	064	044	035
0.08	047	063	101	175	223	174	098	057	035	026
0.10	039	056	098	185	241	184	096	051	029	020
0.15	025	043	090	202	280	201	089	040	019	011
0.20	016	033	082	214	309	214	082	031	013	006
0.30	007	020	067	229	354	229	067	020	006	002
0.40	003	012	053	237	387	237	053	012	003	001
0.60	001	004	031	246	436	246	031	004	001	000
1.00	000	000	000	250	500	250	000	000	000	000
2.00	-001	007	-042	243	586	243	-042	007	-001	000

附录 II 整体式斜板桥计算用图表

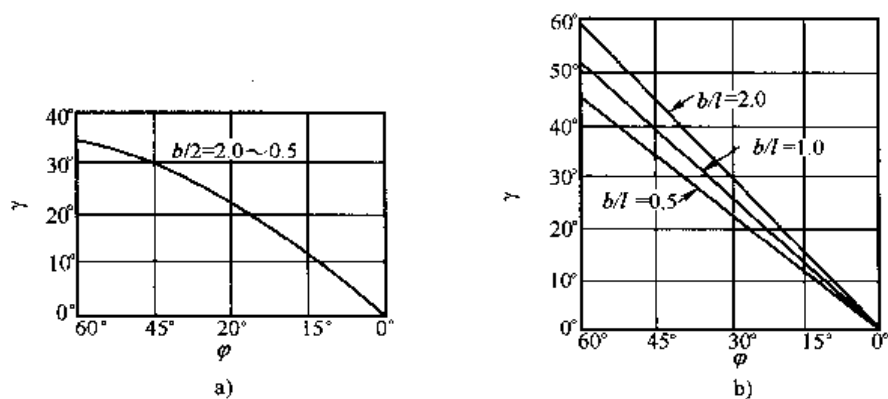
II-1

斜板的弯矩系数

附表 2-1

位 置	b/l 弯矩系数	斜 角					
		0°	°15°	30°	45°	60°	
板的中央	0.5	k_1	0.125	0.118	0.096	0.068	0.040
		k_2	0	-0.003	-0.011	-0.015	-0.009
	1.0	k_1	0.125	0.118	0.095	0.067	0.039
		k_2	0	-0.002	-0.004	-0.006	-0.003
	2.0	k_1	0.125	0.117	0.094	0.065	0.036
		k_2	0	0	-0.001	0.001	-0.001
自由边中点	0.5~2.0	k_1	0.125	0.118	0.095	0.067	0.038
		k_2	0	-0.006	-0.018	-0.024	-0.019
钝角部分	0.5	k_1	0.016	0.029	0.034	0.028	0.018
		k_2	-0.016	-0.049	-0.101	-0.159	-0.249
	1.0	k_1	0.031	0.040	0.040	0.031	0.019
		k_2	-0.031	-0.067	-0.012	-0.0178	-0.250
	2.0	k_1	0.063	0.063	0.053	0.038	0.021
		k_2	-0.063	-0.105	-0.160	-0.214	-0.268

II-2



附图 2-1 主弯矩 M 方向图

a) 自由边中点; b) 板跨中点

γ — M_1 和桥轴线方向夹角

II-3

计算附加钢筋用的系数 k 值

附表 2-2

α	k
$0^\circ \sim 15^\circ$	0.6
$15^\circ \sim 30^\circ$	0.8
$30^\circ \sim 45^\circ$	1.0

II-4 尼尔森提出的计算均布荷载作用下斜板桥主弯矩的近似方法简介

根据斜板桥差分法分析结果, 两个正交方向上单位板宽的主弯矩 M_1 和 M_2 可按式进行计算:

$$M_1 = K_1 q l^2, M_2 = K_2 q l^2$$

式中: q ——斜板在单位面积上的荷载集度;

l ——斜板的斜跨径长度;

K_1, K_2 —— M_1, M_2 方向的弯矩系数, 由斜交角 φ 和 b/l 查附表 2-1 计算。

主弯矩 M_1 的方向角随斜交角 φ 的变化而异, 它可以从附图 2-1 中相应图表查得。

在钢筋混凝土板中, 最好尽量使钢筋方向与主弯矩方向相一致, 否则就须按照下式求出钢筋方向的弯矩 M_x 和 M_y , 并用此弯矩进行设计。

$$M_x = \frac{1}{\sin \Psi} \{ M_1 \cos \delta \sin(\Psi - \delta) + M_2 \cos^2(\Psi - \delta) + [M_1 \sin \delta \cos \delta - M_2 \cos \delta \cos(\Psi - \delta)] \}$$

$$M_y = \frac{1}{\sin \Psi} \{ M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos \delta \sin(\Psi - \delta) + [M_1 \sin \delta \sin(\Psi - \delta) - M_2 \sin(\Psi - \delta) \cos(\Psi - \delta)] \}$$

当 $\varphi = 90^\circ$, 即将纵横向钢筋配置成直角时:

$$M_x = M_1 \cos^2 \delta + M_2 \sin^2 \delta + (M_1 - M_2) \sin \delta \cos \delta$$

$$M_y = M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos^2 \delta + (M_1 - M_2) \sin \delta \cos \delta$$

式中: δ —— M_1 方向和 M_x 方向夹角;

Ψ —— M_x 和 M_y 方向夹角。

II-5 G-M 法 K_0, K_1, μ_0, μ_1 值的计算用表

计算用表的用法说明:

影响系数 K_a 是欲求板条位置 i 、荷载位置 k 、扭弯参数 α 以及纵、横向抗弯刚度之比 θ 的函数。居翁和麦桑纳特已经根据理论分析编制了 $K_0 = f(\alpha=1, \theta, k, i)$ 和 $K_1 = f(\alpha=1, \theta, k, i)$ 的曲线用表。对于一般从肋式结构所比拟成的正交异性板来说, α 的变化范围在 0~1 之间, 而 K_a 可以足够精确得由下式内插求得:

$$K_a = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

参数 θ 和 α 为:

$$\theta = \frac{B}{l} \times \sqrt{\frac{J_x}{J_y}}, \quad \alpha = \frac{G(J_{I_x} + J_{I_y})}{2E\sqrt{J_x \times J_y}}$$

对于钢筋混凝土板桥, 可以看成各向同性板, 此时 $\theta = \frac{B}{l}$, 直接利用 K_1 曲线可以对其作较精确

的计算。

当为板形式时, $\eta_k = \frac{K_k}{2B}$, 其中 $2B$ 为桥宽。当为梁形式时, $\eta_k = \frac{K_k}{m}$, 其中 m 为主梁数。 η_k 表示 $P=1$ 作用在任意位置 k 时分配至 i 点的荷载。

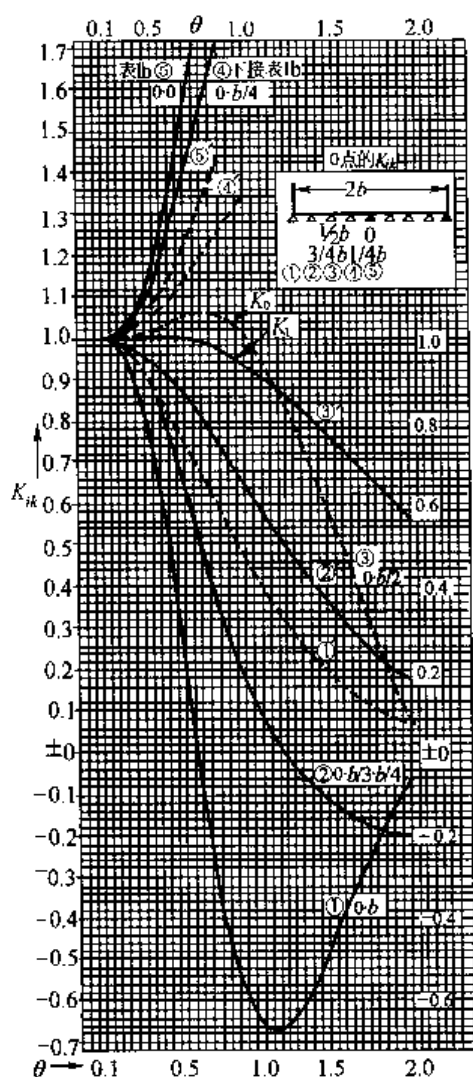
对于以上 K_0, K_1 表, 当 $\alpha=0$ 时, 计算的数表作为 K_0 值, 用实线表示。当 $\alpha=1$ 时, 计算的数表作为 K_1 值, 用虚线表示。该表是用表中所示的八等分的九个点求出的, 并设 $f=i$ (所要求的分布点), $e=k$ (荷载作用点) 来表现 K_k 。例如 $K_{10} = K_{01} = K_0 \cdot \frac{b}{2}$ 表示在 $\frac{b}{2}$ 点上作用 $P=1$ 的荷载时, 在 0 点的分布系数。另外, 根据麦克斯威尔互等定理, $K_{ik} = K_{ki}$, 所以, 在计算中省略了 K_{ki} 。

μ 是将求 M_i 的位置 i 和加载位置 k 按横向 8 等分的各点作为 μ_k 来表示于表上的。 i 是求 $0, \frac{3b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{b}{4}$ 等 4 个点 ($i=b$ 时为零) 的, k 则是求 9 个点的。

μ 表中的实线是 $\alpha=0$ 时的 μ , 用符号 \bigcirc 并标以 i 和 k ; 虚线是 $\alpha=1$ 时的 μ , 用符号 \bigcirc' , 不标以 i 和 k 以资区别。所求之点 i 用符号 \blacktriangle , 荷载位置 k 用符号 \bigcirc 中的数字表示。当 $0 < \alpha < 1$ 时, 用公式 $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$ 算出 μ_α 。

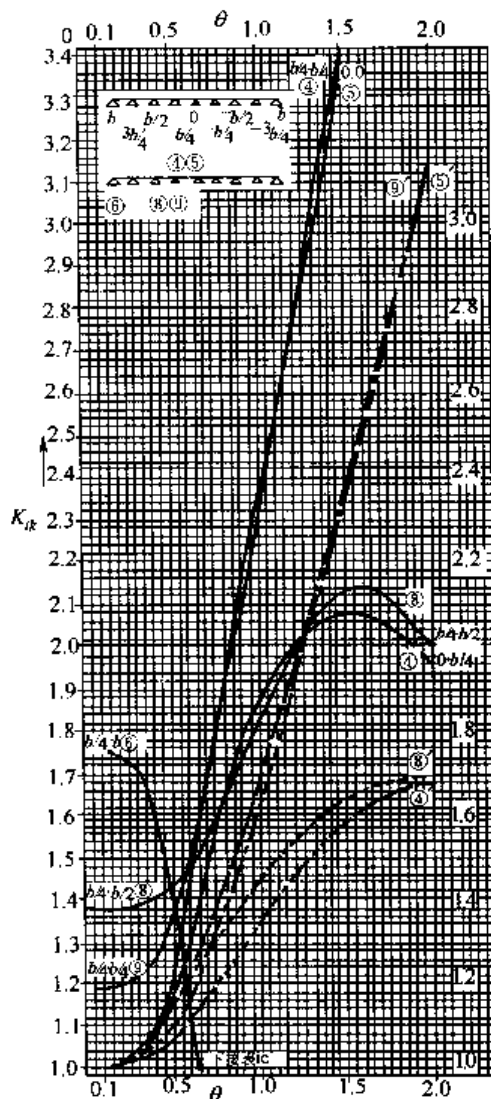
应用板理论的 K_0, K_1 表 (1)

表 1a

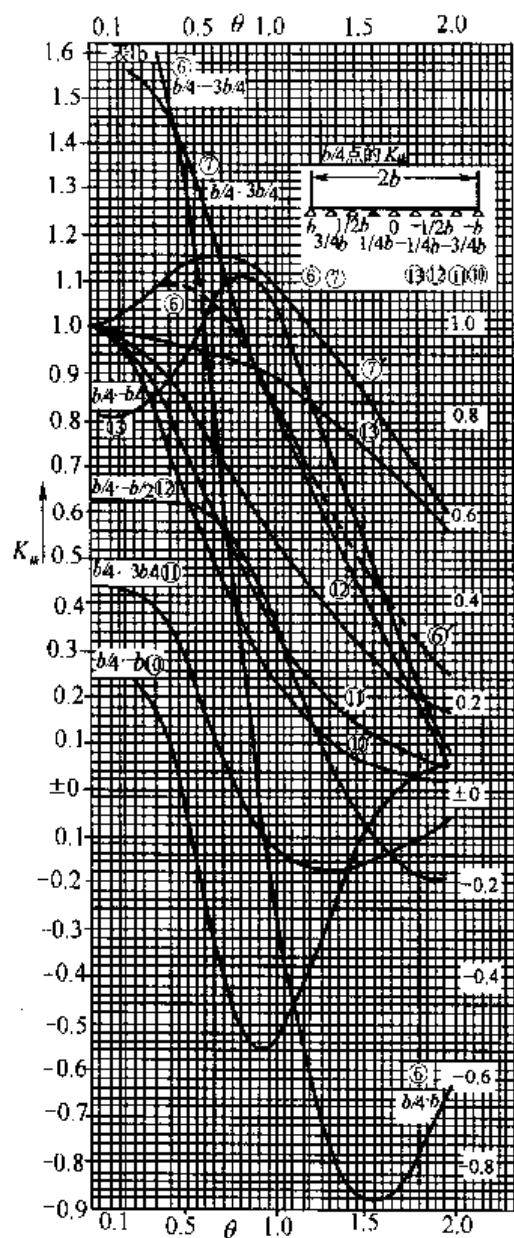


应用板理论的 K_0, K_1 表 (2)

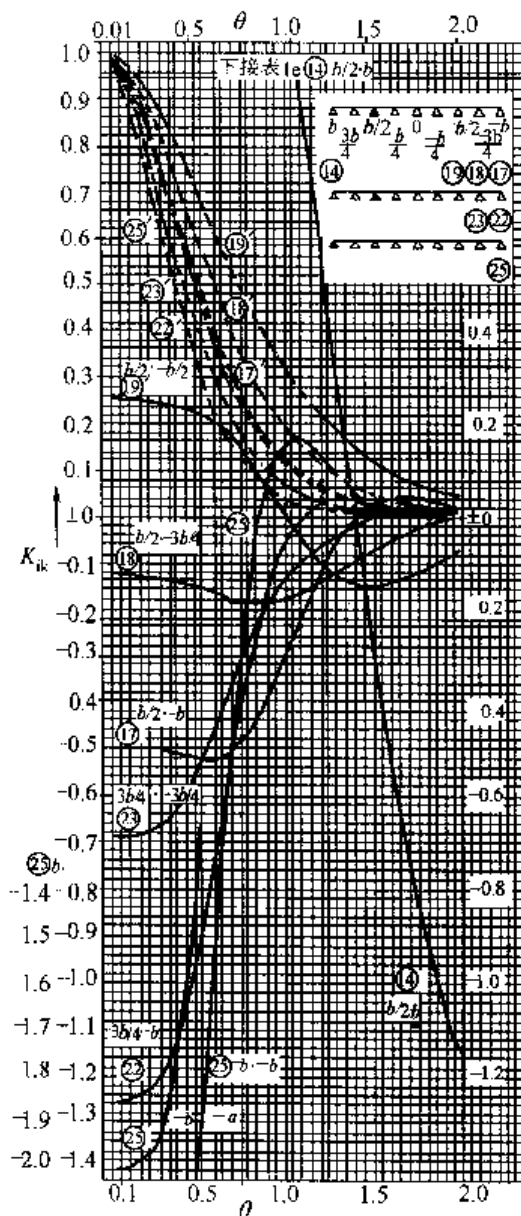
表 1b



应用板理论的 K_0, K_1 表(3) 表1c



应用板理论的 K_0, K_1 表(4) 表1d



应用板理论的 K_0, K_1 表(5)

表1c

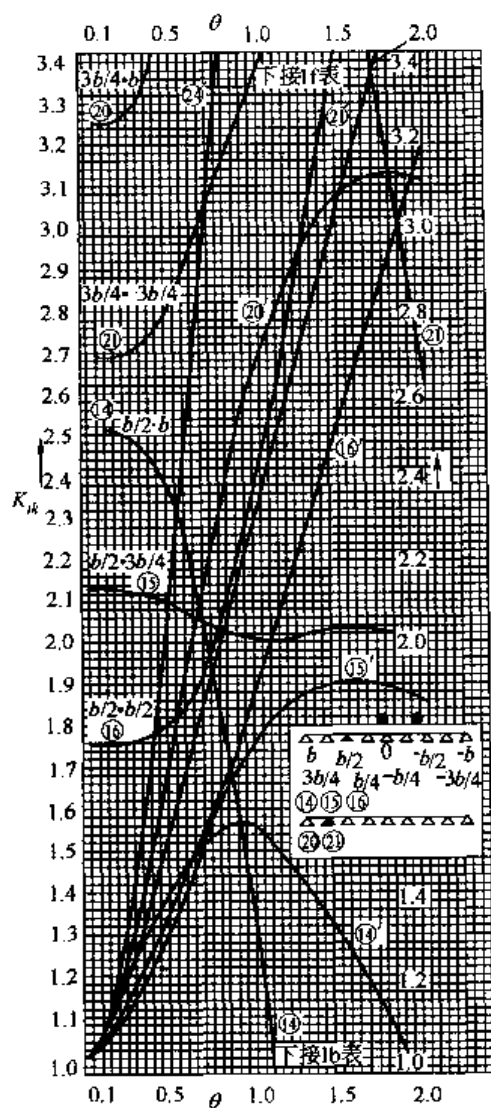
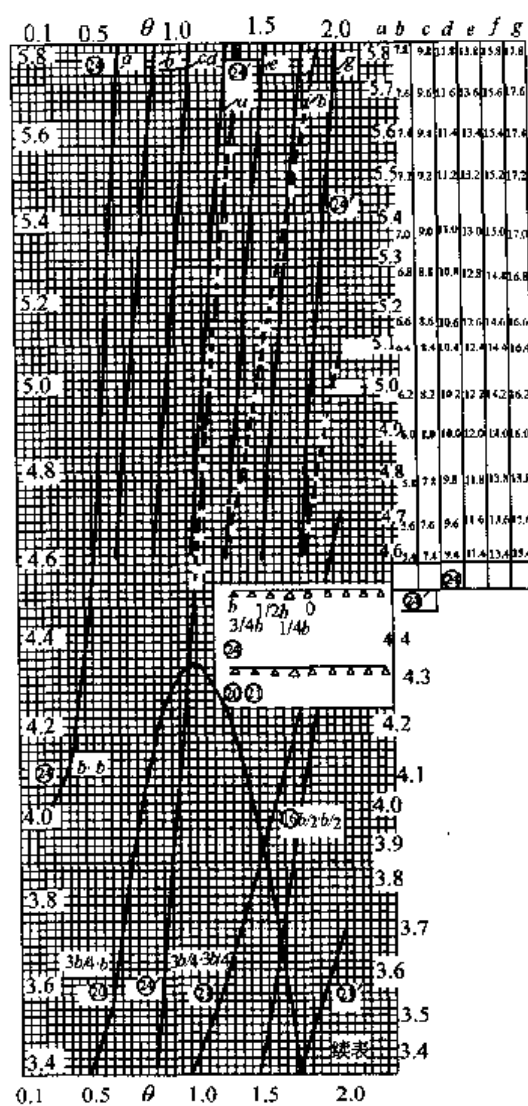
应用板理论的 K_0, K_1 表(6)

表1f



用板理论的 μ_0, μ_1 表 (1)

表 2a

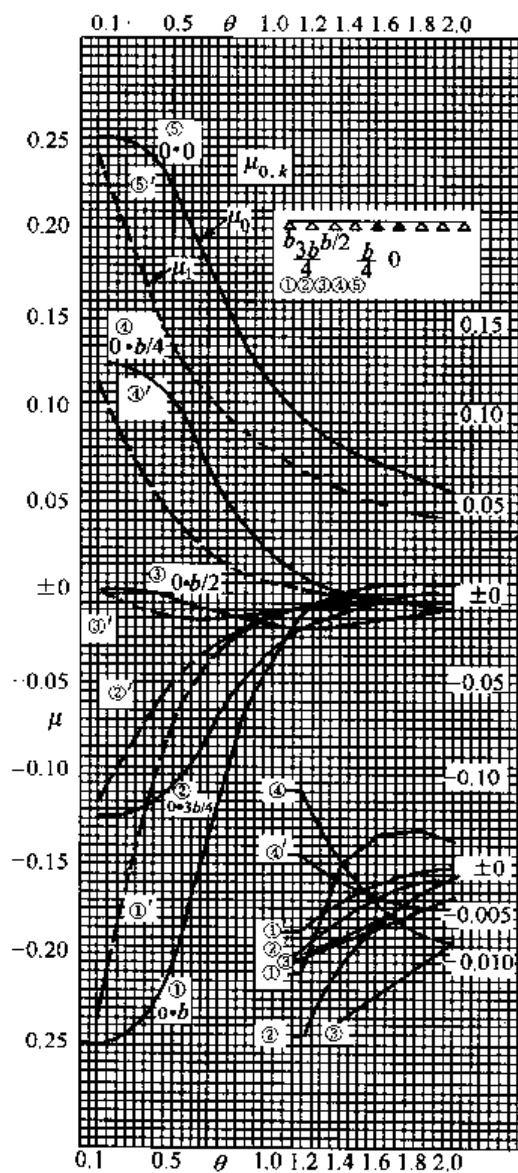
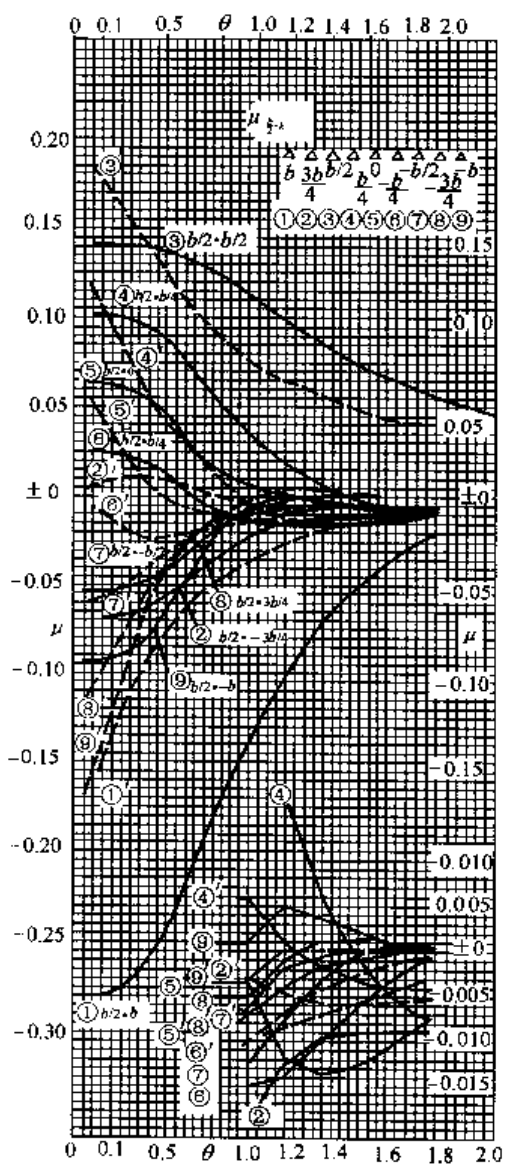
用板理论的 μ_0, μ_1 表 (2)

表 2b



用板理论的 μ_0, μ_1 表 (3)

表2c

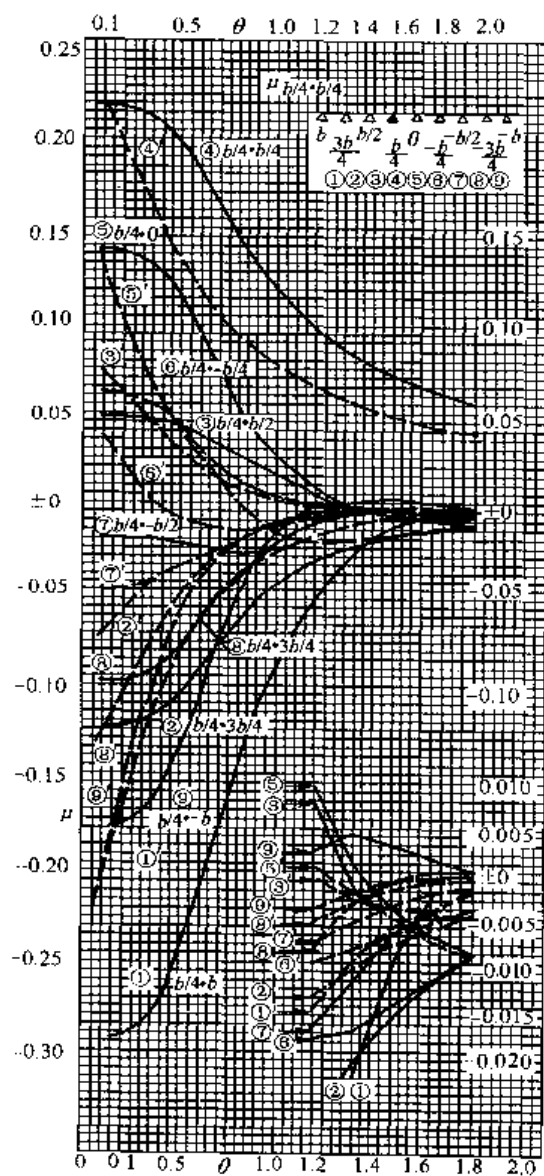
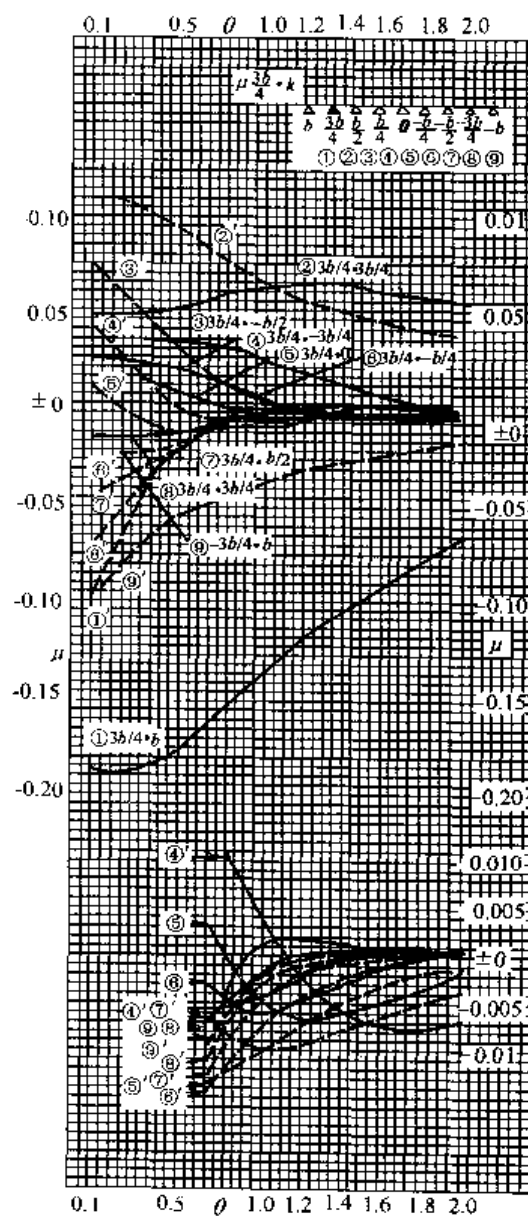
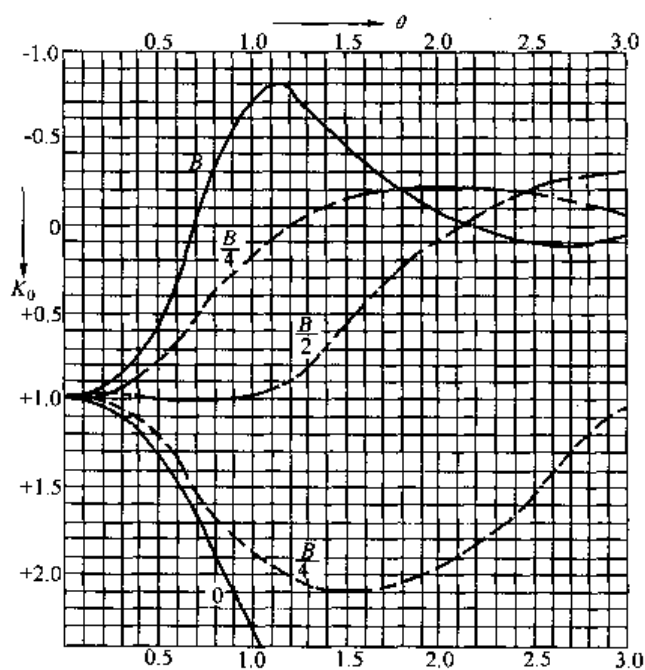
用板理论的 μ_0, μ_1 表 (4)

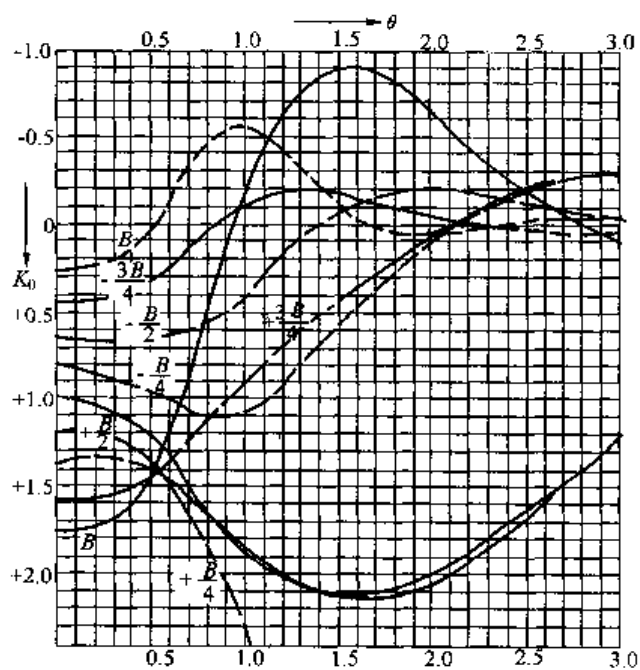
表2d



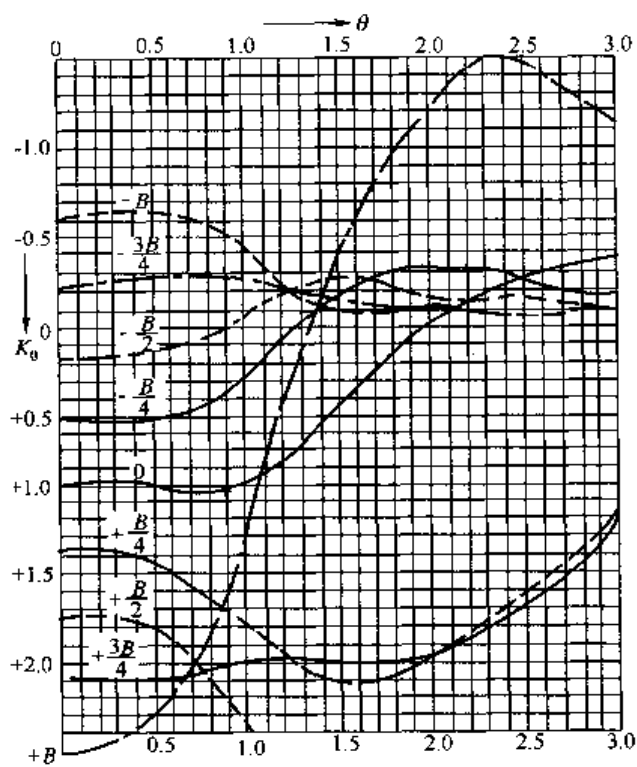
附录 III G-M 法 K_0 , K_1 , μ_0 , μ_1 值的计算用表



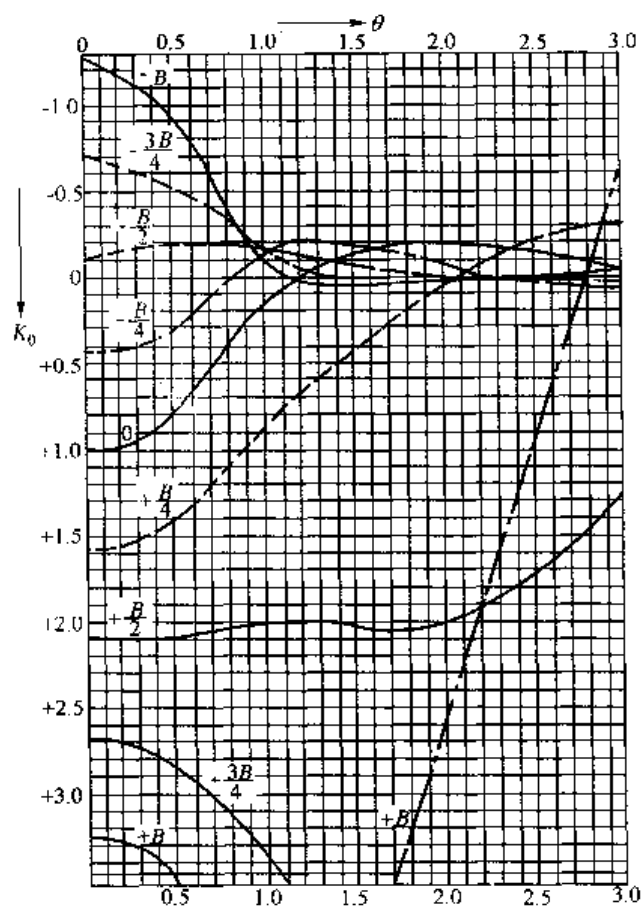
附图 3-1 梁位 $f=0$ 处的荷载横向影响系数 K_0



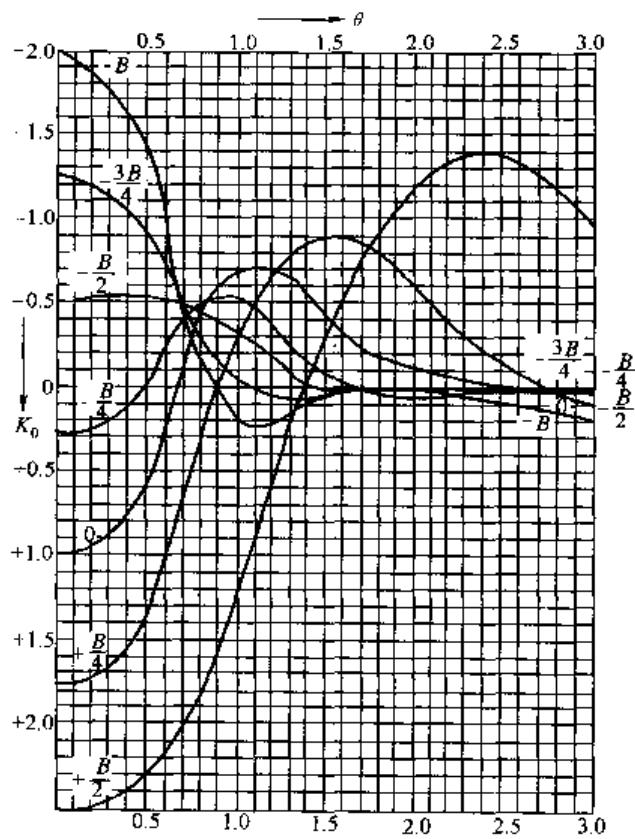
附图 3-2 梁位 $f=B/4$ 处的荷载横向影响系数 K_0



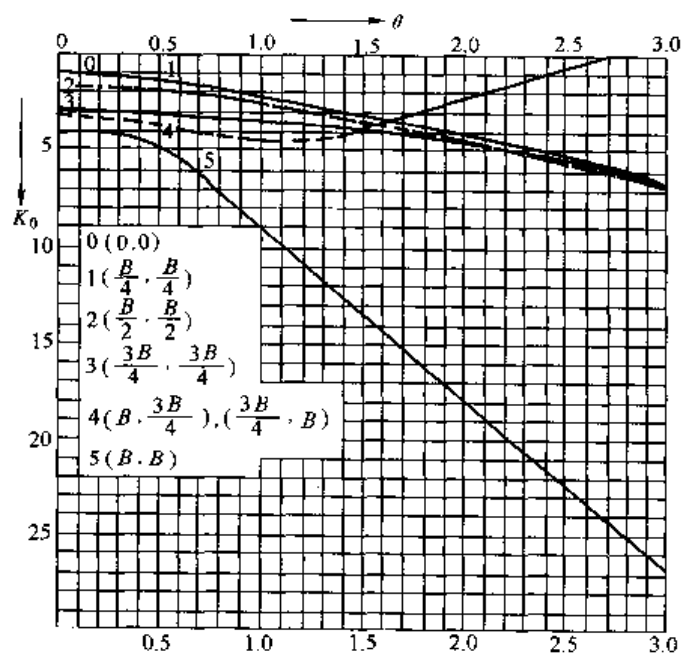
附图 3-3 梁位 $f=B/2$ 处的荷载横向影响系数 K_0



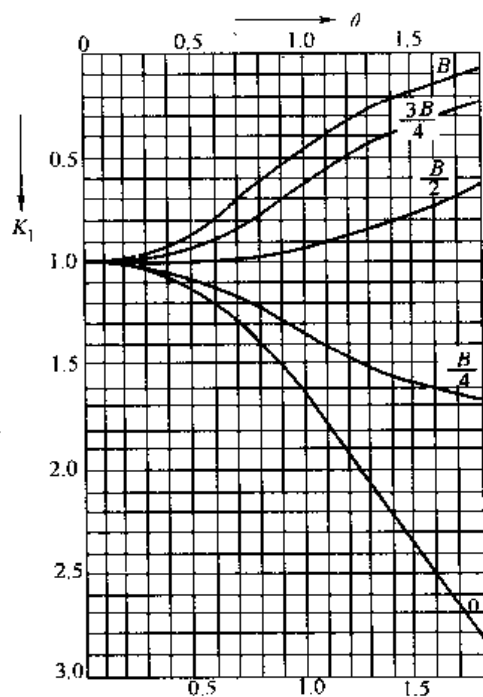
附图 3-4 梁位 $f=B3/4$ 处的荷载横向影响系数 K_0



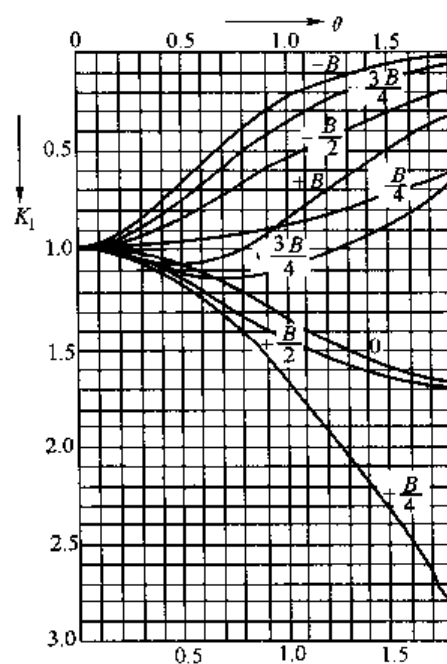
附图 3-5 梁位 $f=B$ 处的荷载横向影响系数 K_0



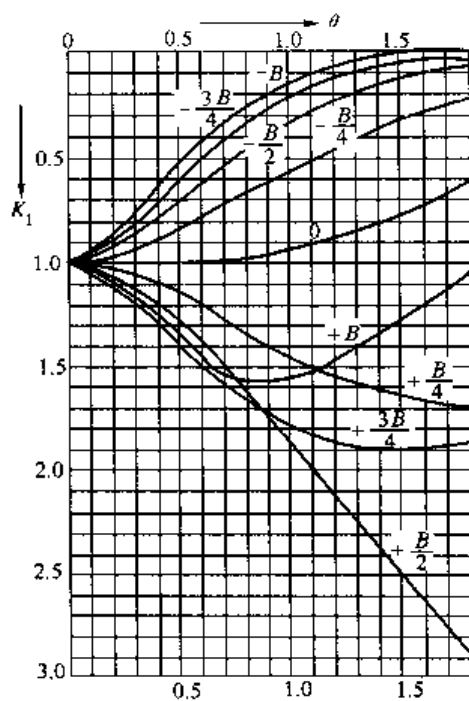
附图 3-6 不同梁位处的荷载横向影响系数 K_0 (数值较大时)



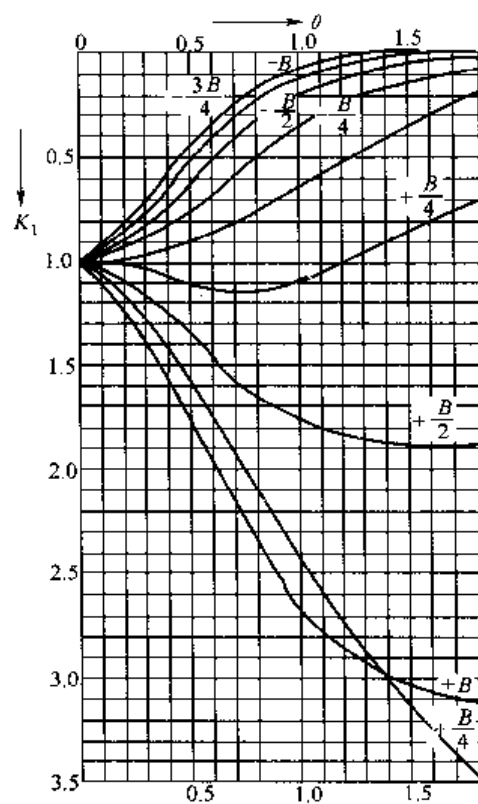
附图 3-7 梁位 $f=0$ 处的荷载横向影响系数 K_1



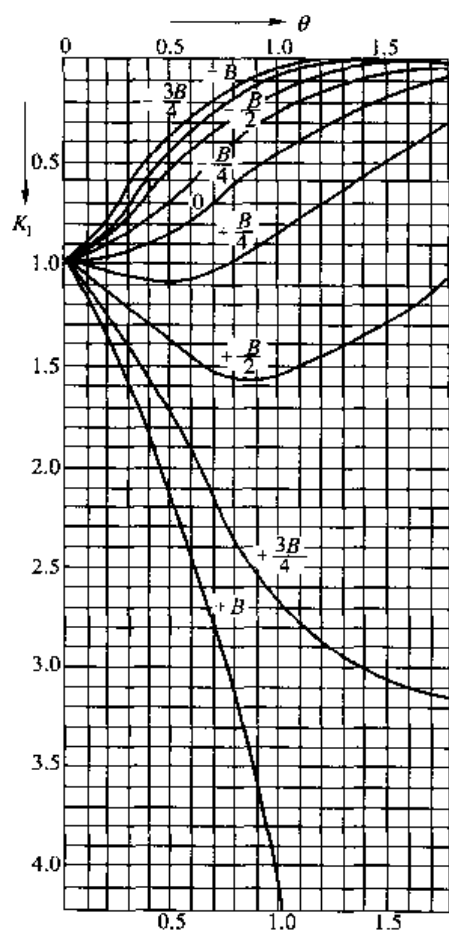
附图 3-8 梁位 $f=B/4$ 处的荷载横向影响系数 K_1



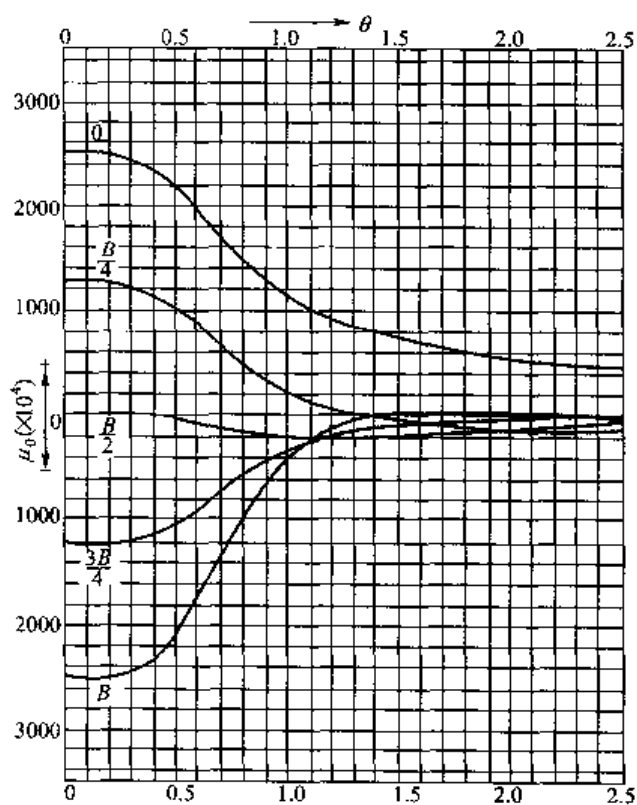
附图 3-9 梁位 $f=B/2$ 处的荷载横向影响系数 K_1



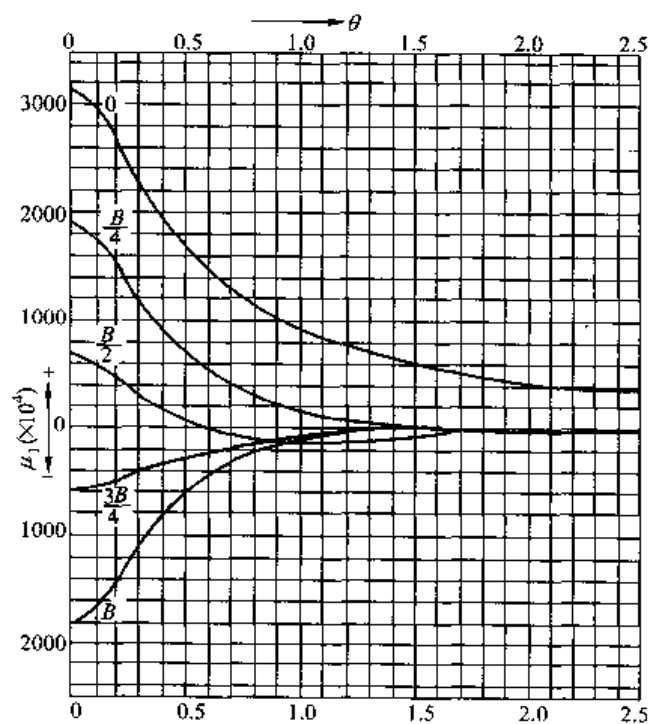
附图 3-10 梁位 $f=3B/4$ 处的荷载横向影响系数 K_1



附图 3-11 梁位 $f=B$ 处的荷载横向影响系数 K_1



附图 3-12 截面位置 $f=0$ 处的横向弯矩系数 μ_0 ($v=0.15$)



附图 3-13 截面位置 $f=0$ 处的横向弯矩系数 μ_1 ($v=0.15$)

参 考 文 献

- [1] 交通部. JTG D60—2004 公路桥涵设计通用规范. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [2] 交通部. JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [3] 交通部. JTG D61—2005 公路圬工桥涵设计规范. 北京: 人民交通出版社, 2005.
- [4] 姚玲森. 桥梁工程. 北京: 人民交通出版社, 1985.
- [5] 范立础. 桥梁工程. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [6] 同济大学路桥教研组. 公路桥梁荷载横向分布计算. 北京: 人民交通出版社, 1977.
- [7] 高岛春生. 斜梁桥. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [8] 袁伦一, 鲍卫刚. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 (JTG D62—2004) 条文应用算例. 北京: 人民交通出版社, 2005.