



分类号: _____
UDC: _____

密级: _____

南京水利科学研究院

硕士学位论文

预应力组合箱梁结构抗弯性能 试验研究与理论分析

胡汉林

指导教师姓名 胡少伟 教高 南京水利科学研究院
申请学位级别 工学硕士 专业名称 水工结构
论文提交日期 2010年6月 论文答辩日期 2010年7月13日
学位授予单位 南京水利科学研究院
学位授予时间 2010年7月

答辩委员会主席 蔡新 教授

论文评阅人 洪晓林 教高

2010年6月 中国·南京

分类号（中图法）_____ U D C（DDC）_____ 密级_____

论文作者姓名 胡汉林 学号 200701 单位 南京水利科学研究院

论文中文题名 预应力组合箱梁结构抗弯性能试验研究与理论分析

论文中文副题名 无

论文英文题名 Experimental study and theoretical analysis on the flexural

behavior of the prestressed composite box beam structure

论文英文副题名 无

论文语种 汉语 论文摘要语种 汉、英 论文页数 107 论文字数 5.1万

论文主题词 预应力组合箱梁结构、抗弯试验、预应力增量、

极限抗弯能力、全过程分析

申请学位级别 工学硕士 专业名称 水工结构

研究方 向 工程组合结构

指导教师姓名 胡少伟 教高 导师单位 南京水利科学研究院

论文答辩日期 2010年7月13日

**Experimental study and theoretical analysis on the
flexural behavior of the
prestressed composite box beam structure**

Dissertation Submitted to
Nanjing Hydraulic Research Institute
In fulfillment of the requirement
For the degree of
Master of Engineering

By
Hu Hanlin

Dissertation Supervisor: Prof. Hu Shaowei

Jun,2010 Nanjing P.R.China

学位论文独创性声明：

本人所提交的学位论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其它人已经发表或撰写过的研究成果。与我一同工作的同事对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。如不实，本人负全部责任。

学位论文作者（签名）： 胡汉林 2010年7月16日

学位论文使用授权说明：

本学位论文作者及指导教师完全了解“南京水利科学研究院硕士、博士学位论文版权使用说明规定”，同意南京水利科学研究院保留并向国家有关部门或机构送交学位论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权南京水利科学研究院可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，也可采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编学位论文。

学位论文作者（签名）： 胡汉林 2010年7月16日

摘 要

预应力组合梁是一种将现代预应力技术与传统钢-混凝土组合梁相结合起来的新型结构，与普通组合梁相比具有更好的受力性能。当钢梁采用箱型截面时，组合梁则具有更好的整体性能，可以广泛运用于受偏心荷载作用的结构中。因此，预应力组合箱梁具有广阔的应用前景，有必要对其受力性能进行研究。

论文为掌握预应力组合箱梁在正弯矩作用下的受力性能，完成了 10 根预应力组合箱梁静载试验。其中 6 根为预应力组合梁的抗弯试验，3 根为模拟预应力技术加固组合梁的纯弯试验，1 根为普通组合梁的纯弯试验。对预应力组合梁受弯时的变形、截面应变情况、裂缝分布、破坏形态做了详细的描述。探讨了不同初始预应力大小、布筋型式、加载方式对预应力组合梁抗弯性能的影响。试验现象和数据表明：预应力组合梁与普通组合梁相比具有多方面的优势，利用预应力技术能够较好的提高既有组合梁的抗弯性能。

在试验的基础上，论文首先根据预应力组合梁不同受力阶段的特点采用不同的方法来计算了预应力筋的应力增量，即在弹性阶段基于能量法推导了应力增量计算公式，而在塑性极限状态时是通过求解组合梁挠度和转角来计算预应力筋变形，理论计算值与试验结果较为吻合；然后，对组合梁进行弹、塑性分析，推导了正常使用极限状态下考虑交界面滑移的预应力组合梁挠度和弹性承载力计算公式，以平截面假定和完全共同作用为前提，采用简化的塑性理论，推导了考虑预应力增量的极限抗弯承载能力计算公式，计算公式能够反映预应力组合梁的受力特点，通过与试验结果对比，计算值能够满足精度要求；随后，在弹塑性变形理论的基础上，考虑材料和结构非线性，运用弯矩曲率法对预应力组合梁的受力全过程进行了非线性分析，推导了一系列基于该方法的计算公式，并使用 VB 语言编制了数值计算程序，得到的预应力组合梁特征曲线，与试验曲线吻合较好。最后，对预应力组合梁的抗弯承载力影响参数进行了分析，并给出了相应的设计建议。

关键词：预应力组合箱梁结构；抗弯试验；预应力增量；极限抗弯能力；全过程分析

Abstract

Prestressed composite beam is a new structural form which combine the modern prestressing technology with traditional steel-concrete composite beam. Compared with the steel-concrete composite beam, it performances better. If being chosen the steel box beam, the composite beam which has better whole performance is widely applied to the structures which bear eccentric loads. So, prestressed steel-concrete composite box beam possesses great extensive prospects in structural engineering, and it is necessary to do some research about its mechanical behavior.

In order to know the mechanical behavior of the prestressed composite box beam under positive moments, ten specimens had been tested under monotonous loads. Among them, six specimens were tested with the prestressed composite beam, three specimens were tested about simulating reinforcement of conventional composite beam by external prestress technology, one specimen was tested with the normal composite beam. The experimental results of prestressed composite beam, including deformation, section strain, cracking distribution, failure mode, were analyzed in details. The influence of prestress degree, distribution forms of prestressed tendons and loading modes on prestressed composite beam's flexural behavior had been discussed in details. Experimental phenomena and data indicated that the prestressed composite beam had more advantages than the normal composite beams and the prestress technology could be used to improve the flexural performance of the existing composite beam.

On the base of the experiments, firstly, the prestress increment had been calculated by using different methods according to stress characteristics of the beam in different loading stages, that is, in elastic stage, the calculation formulas of the prestress increment were derived based on the energy method and at plastic limit state, the deformation of the prestressing tendon was calculated by solving the beam's deflection and rotation. The calculation value agreed well with the experimental data. Secondly, the prestressed composite beam was analysed by elastic and plastic methods. The calculation formulas of deflection and yield load in serviceability limit state was derived considering the slip at the steel-concrete interface, and on the premise of plane section and complete composite action, the expressions of prestressed composite beam's ultimate plastic capability were deduced based on simplified plastic theory. These formulas reflected the beam's stress characteristics, and the calculation results met the precision requirements. Thirdly, based on the elastic-plastic theory, the nonlinear analysis model of composite beam bending processes was established considering the nonlinear of material and geometry, also a series of the calculation formulas were derived based on the method, and the calculating program was compiled by Visual Basic (VB). The characteristic curves of the beam which calculated by the program agreed well with the test curves. At last, the influence parameters of the bending capacity of the prestressed composite beam was analysed, and the design suggestion were given.

Key word: prestressed composite box beam structure; bending experiment; prestress increment; ultimate bending capacity; bending processes analysis

主要符号表

几何尺寸

- b_c —混凝土翼板有效宽度
 b_{tf} —钢箱梁托板宽度
 b_{bf} —钢箱梁底板宽度
 h —组合梁高度
 h_c —混凝土翼板高度
 h_s —钢箱梁高度
 h_f —钢箱梁腹板高度
 h_e —预应力筋距钢梁底部距离
 h_x —组合梁截面形心距混凝土顶板距离
 t_{tf} —钢箱梁托板厚度
 t_w —钢箱梁腹板厚度
 t_{bf} —钢箱梁底板厚度
 L —预应力组合梁净跨
 l —预应力筋的初始长度
 Δl —预应力筋的伸长量
 l_e —预应力组合梁极限状态时，弹性区长度
 l_{pe} —预应力组合梁极限状态时，弹塑性区长度
 l_u —预应力组合梁极限状态时，塑性区长度
 l_z —预应力组合梁纯弯曲区长度
 l_b —预应力筋距梁端距离
 e_m —直线筋偏心距
 e_{m1} —折线筋锚固段距截面形心距离
 e_{m2} —折线筋转向块处距截面形心距离
 d_c —钢梁形心到混凝土翼板形心的距离
 c_0 —极限状态时，混凝土受压区高度
 c —极限状态时，混凝土等效受压区高度
 y_1 —受拉区钢梁腹板形心到混凝土翼板受压区截面形心的距离
 y_2 —受拉区底板形心到混凝土翼板受压区截面形心的距离
 y_3 —考虑二次效应后的预应力筋截面形心到混凝土翼板受压区截面形心的距离

z_{ci} —受压区混凝土第 i 个条带距形心轴距离
 z_{ij} —受拉区混凝土第 j 个条带距形心轴距离
 z_{yf} —钢梁托板距形心轴距离
 z_{sk} —钢梁腹板距形心轴距离
 z_{bf} —钢梁底板距形心轴距离

材料性质

E —弹性模量
 E_s —钢梁的弹性模量
 E_c —混凝土弹性模量
 E_{cm} —混凝土平均弹性模量
 E_t —混凝土抗拉弹性模量
 E_p —预应力筋弹性模量
 f_y —钢材屈服强度
 f_{y1} —钢梁腹板屈服强度
 f_{y2} —钢梁底板屈服强度
 f_u —钢材极限强度
 $f_{cu,150}$ —混凝土立方体 (150mm×150mm×150mm) 抗压强度
 f_{ck}' —混凝土的 150×300 圆柱体抗压强度特征值
 f_{tk} —混凝土轴心抗拉强度
 f_{py} —预应力筋的屈服强度
 f_{pu} —预应力筋的极限强度
 $N_{v,k}^c$ —栓钉抗剪承载力标准值
 V_u —栓钉的极限承载力

应力应变

s —混凝土应力
 e —混凝土应变
 s_{co} —混凝土峰值压应力
 e_{c0} —混凝土峰值压应变
 e_{cu} —混凝土极限压应变
 s_{to} —混凝土峰值拉应力
 e_{t0} —混凝土峰值拉应变
 s_s —钢梁应力
 e_s —钢梁应变

- s_p —预应力筋应力
 e_p —预应力筋应变
 s_{pe} —预应力筋的比例极限应力
 e_{ci} —受压区混凝土第 i 个条带压应变
 e_{ij} —受拉区混凝土第 j 个条带拉应变
 e_{tf} —钢梁托板应变
 e_{sk} —钢梁腹板第 k 个条带的应变
 e_{bf} —钢梁底板应变
 s_{ci} —受压区混凝土第 i 个条带压应力
 s_{ij} —受拉区混凝土第 j 个条带拉应力
 s_{tf} —钢梁托板应力
 s_{sk} —钢梁腹板应力
 s_{bf} —钢梁底板应力
 f_p —预应力筋应力
 f_{p0} —预应力筋初始有效应力
 Δf_p —预应力筋应力增量
 s_{l1} —预应力筋锚固损失
 s_{l2} —预应力筋摩擦损失
 e_{sl} —预应力组合梁交界面滑移应变
 e_{ssl} —钢梁顶部的附加应变

荷载与变形

- F —组合梁承受的荷载
 M_y —预应力组合梁钢梁屈服时的跨中弯矩
 M_u —预应力组合梁承载能力极限状态时的跨中弯矩
 P_0 —预应力筋的初始内力
 ΔP —预应力筋的内力增量
 ΔP_y —对应于屈服弯矩时预应力筋的内力增量
 ΔP_u —对应于承载能力极限状态时预应力筋的内力增量
 P —预应力筋的内力
 P_u —极限状态时的预应力筋内力
 M_p —预应力筋内力引起的等效弯矩
 ΔM —由滑移产生的附加弯矩
 M_c —混凝土受压区合力对形心轴产生的力矩

- M_t —混凝土受拉区合力对形心轴产生的力矩
 M_{tf} —钢梁托板合力对形心轴产生的力矩
 M_s —钢梁腹板合力对形心轴产生的力矩
 M_{bf} —钢梁底板合力对形心轴产生的力矩
 N_c —混凝土受压区合力
 N_t —混凝土受拉区合力
 N_{tf} —钢梁托板合力
 N_s —钢梁腹板合力
 N_{bf} —钢梁底板合力
 N_p —预应力产生的拉力
 d_y —预应力组合梁钢梁底部屈服时的跨中挠度
 d_u —预应力组合梁极限状态时的跨中挠度
 d_1 —预应力张拉阶段，组合梁产生的反拱
 d_2 —受力阶段，预应力组合梁的挠度
 d_m —第 m 个截面的挠度
 q_m —第 m 个截面处的转角
 u_m —第 m 个截面的轴向变形
 j —预应力组合梁截面曲率
 j_e —预应力组合梁弹性区曲率
 j_y —对应屈服荷载时，预应力组合梁截面曲率
 j_u —预应力组合梁塑性曲率
 q_u —塑性极限状态时的梁端转角
 B —考虑滑移影响的折减刚度
 I_{eq} —组合梁换算截面惯性矩
 z —组合梁刚度折减系数
 I_s —钢梁截面惯性矩
 I_c —混凝土翼板截面惯性矩
 k —栓钉的抗剪刚度
 s —组合梁钢混交界面滑移

计算参数

- p —抗剪连接件纵向平均间距
 n_s —抗剪连接件在梁上的列数
 f —钢梁与混凝土翼板的组合作用系数

- g_v —栓钉承载力的抗力分项系数
 g —栓钉材料的抗拉强度与屈服强度之比
 a_t —单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值
 a —张拉端锚具变形和钢筋回缩值
 m —摩擦系数
 q —预应力筋轴心之线之间的夹角
 n —预应力组合梁的单元数
 n_1 —受压区混凝土的条带数
 n_2 —受拉区混凝土的条带数
 n_3 —钢梁腹板的条带数
(在文中出现的其他符号, 已在文中标注)

目 录

摘 要.....	I
Abstract	IV
第一章 绪论.....	1
1.1 组合梁在交通、建筑、水利等工程中的发展与应用.....	1
1.2 预应力组合梁.....	2
1.2.1 预应力组合梁的特点.....	2
1.2.2 预应力组合梁的工程应用.....	4
1.2.3 预应力组合梁的抗弯试验与理论研究.....	5
1.3 本文研究的主要内容.....	9
1.3.1 存在的问题.....	9
1.3.2 本文研究的主要内容.....	10
参考文献.....	10
第二章 预应力组合箱梁结构的抗弯试验研究.....	13
2.1 试验概述.....	13
2.2 试验准备.....	14
2.2.1 试件设计与制作.....	14
2.2.2 加载装置及加载方案.....	20
2.2.3 试验量测内容与布置.....	21
2.3 试验加载过程.....	25
2.4 试验现象及结果.....	25
2.4.1 试验现象及破坏过程.....	25
2.4.2 特征荷载.....	31
2.4.3 荷载—挠度关系.....	32
2.4.4 应变分析.....	36
2.4.5 交界面滑移.....	42
2.4.6 预应力筋内力增量.....	45
2.5 本章小结.....	46
参考文献.....	47
第三章 预应力筋应力增量计算方法.....	49
3.1 概述.....	49
3.2 预应力组合梁的预应力损失.....	49

3.2.1 锚固损失 s_{l1}	50
3.2.2 摩擦损失 s_{l2}	52
3.3 组合梁弹性阶段的预应力筋应力增量计算方法	52
3.3.1 直线型无限位块预应力筋的应力增量	53
3.3.2 折线型预应力筋的应力增量	55
3.4 预应力组合梁极限状态下预应力筋应力增量计算方法	58
3.5 计算结果与试验结果比较	61
3.6 本章小结	61
参考文献	61
第四章 预应力组合箱梁的抗弯承载能力计算	63
4.1 概述	63
4.2 正常使用极限状态下挠度与承载力计算	63
4.2.1 考虑滑移效应的组合梁抗弯刚度	63
4.2.2 挠度计算	67
4.2.3 预应力组合梁弹性承载力计算	67
4.3 预应力组合梁的极限抗弯承载能力计算	70
4.3.1 基本假定	70
4.3.2 抗弯极限承载能力计算	71
4.4 本章小结	73
参考文献	73
第五章 预应力组合箱梁的受弯全过程分析	75
5.1 概述	75
5.2 基本假定	75
5.3 材料的本构关系	76
5.3.1 混凝土的应力应变关系	76
5.3.2 钢材的应力应变关系	77
5.3.3 预应力筋的应力应变关系	78
5.4 弯矩-曲率法的基本原理	78
5.4.1 计算过程	78
5.4.2 截面应力分析	80
5.4.3 截面平衡方程	82
5.4.4 全过程分析中预应力应力增量的计算	83
5.4.5 组合梁变形计算	84
5.5 程序编制与计算结果	86

5.5.1 程序流程图.....	86
5.5.2 程序输出和输入界面.....	88
5.5.3 计算结果分析.....	89
5.6 本章小结.....	93
参考文献.....	93
第六章 预应力组合箱梁抗弯承载力影响参数分析.....	94
6.1 概述.....	94
6.2 混凝土、钢梁强度的影响.....	94
6.3 预应力筋初始张拉力的影响.....	95
6.4 预应力筋布筋型式的影响.....	98
6.5 转向块布置型式的影响.....	99
6.6 预应力组合箱梁的设计建议.....	101
6.7 本章小结.....	102
参考文献.....	102
第七章 结论与展望.....	103
7.1 结论.....	103
7.1.1 工作内容与总结.....	103
7.1.2 本文创新点.....	105
7.2 展望.....	105
参考文献.....	105
致 谢.....	107

第一章 绪论

1.1 组合梁在交通、建筑、水利等工程中的发展与应用

由混凝土板和钢梁通过剪力连接件结合起来的组合梁是一种新型承重构件。在正弯矩作用下，钢梁处于结构受拉区，混凝土翼板处于结构受压区，发挥了两种材料的优势，截面不仅经济合理，抗弯承载能力和刚度都得到提高。在相同设计情况下，采用组合梁的结构形式，能够降低结构高度，减轻自重，提高结构的抗震性能。同钢筋混凝土梁相比，组合梁可以使结构高度降低 1/3~1/4，自重减轻 40%~60%，施工周期缩短 1/2~1/3，同时现场湿作业量减小，施工扰民程度减轻，保护环境，且延性得到提高；同钢梁相比，组合梁同样可以使结构高度降低 1/3~1/4，刚度增大 1/3~1/4，整体稳定性和局部稳定性增强，耐久性提高，动力性能得到改善。组合梁还具有较强的跨越能力，一般情况下，钢—混凝土简支组合梁的高跨比可以做到 1/16~1/20，连续组合梁的高跨比可以做到 1/25~1/35，因此可以广泛运用于高跨桥梁结构中^[1]。

组合梁出现于 20 世纪 20 年代，随后在 30 年代中期出现了钢梁和混凝土翼板之间的多种抗剪连接构造方法，这一时期组合梁发展处于萌芽状态。20 世纪 40 年代到 60 年代是组合梁发展的第二个阶段。这一阶段，许多国家对组合梁开展了比较深入的试验研究，并制定了相关的设计规范或规程，使得组合梁的应用逐渐普及。20 世纪 60 年代到 80 年代是组合梁发展的第三阶段。这一阶段在总结以往研究和应用成果的基础上，进一步改进和完善了组合梁有关设计规范或规程，组合梁的应用和发展逐步成熟。从 20 世纪 80 年代至今为组合梁应用和发展的第四阶段。这一阶段，相继出现了预制装配式钢—混凝土组合梁、叠合板组合梁、预应力组合梁等多种新的结构形式。同时对组合梁在使用中所产生的问题及新材料、新工艺的应用开展了更加细致的研究，由线性向非线性，由平面结构向空间结构的方向进行了发展^[2]。

我国自 20 世纪 50 年代起，在交通、电力等行业中已经开始应用组合梁结构。如 1957 年建成的武汉长江大桥，其上层公路桥的纵梁采用组合梁，但应用中没有考虑混凝土与钢梁的组合作用，仅仅将混凝土作为强度储备以提高安全度。20 世纪 80 年代初以来，随着我国经济的快速发展，钢产量的提高，科研工作的深入以及应用实践经验的积累，组合梁结构得到迅速的发展和越来越广泛的应用。例如，我国已建成的上海

环球金融中心、金茂大厦、深圳地王大厦等超高层建筑都采用了组合楼面；上海杨浦大桥、东海大桥、芜湖长江大桥、深圳彩虹桥以及北京等城市的立交桥都使用了钢—混凝土组合梁作为桥面系^[3]。此外，组合梁在结构加固领域也显示出优良的性能，通过采用组合梁及混凝土叠合技术，可以减轻现有结构自重、提高荷载等级等要求^[4]。

组合梁结构在水利工程中的应用现在也引起了人们的重视。澹台湖枢纽是江苏省苏州市中心区防洪工程控制建筑物之一^[5]。枢纽船闸内、外闸首上部设有启闭机房，启闭设备重量以及闸门启闭力均有横跨在闸墩上的两根大梁承担。由于船闸启闭机房大梁荷载和跨度较大，初步设计采用常规钢筋混凝土大梁设计，大梁断面达到 2.0m×0.8m，梁高较大，不利于建筑景观处理，因此该工程采用了型钢混凝土组合梁，大梁设计断面尺寸为 1.3m×0.6m，与常规大梁相比，梁高降低了约 35%。临安市里畈水库工程是一项以防洪为主，灌溉、供水、发电为辅的扩建工程^[6]。大坝为混凝土砌石重力坝，河床段布置宽 63.6 米的敞开式溢流堰，堰顶需布置净跨 60m 的公路桥一座，以满足水库管理运行要求。整个工程要求 1996 年 1 月完工，在 1995 年 10 月时，大坝砌石均已达到坝顶设计高程，剩下挡水坝的外包混凝土、溢流坝的溢流面板及堰顶混凝土和公路桥等工程，工程量较大，工艺复杂，又有交叉施工干扰。原公路采用常规现浇钢筋混凝土简支梁结构，造桥支撑和全桥模板需花费 3 个月时间搭好，工期上来不及，为解决上述矛盾采用钢—混凝土组合梁公路桥。对于该工程来说，采用组合梁结构，首先节省了材料，与钢结构比节省了 17~25%；与混凝土结构相比节省混凝土 40%左右。钢梁在施工过程中能起到立模骨架的作用，大大节省了支撑工程。其次，组合梁结构与钢梁相比有较好的抗疲劳性，承载力可靠，结构刚度大且能降低冲击系数。最后，组合梁结构与混凝土结构比可以大大缩短现场施工时间和减少上下施工交叉干扰。本工程现场施工时间从安装、支撑、立模到扎筋、浇注，只用了一个月的时间，桥上施工时，桥下堰面施工可正常进行。通过上述两个实例，可以预见钢—混凝土组合结构在水工建筑物中的应用有一定的优越性与推广价值。

1.2 预应力组合梁

1.2.1 预应力组合梁的特点

预应力组合梁是在普通组合梁、预应力钢结构、预应力混凝土结构基础上发展起

来的，它是在普通组合梁的钢梁上施加预应力，使梁在承受外荷载之前承受偏心荷载或者中心荷载，以此减少或抵消梁的自重或外荷载作用下产生的应力，降低峰值应力、调整梁的应力状态，使应力可以限制在特定范围内。这样可以扩大材料的弹性范围，更加充分的利用材料，使组合梁承载能力提高。同时，预应力增强了组合梁的刚度，减小了组合梁的变形。

钢梁施加预应力通常有三种方法：方法 1 为预弯复合梁技术^[7]、方法 2 为贴焊高强盖板技术、方法 3 为体外预应力技术^[8]。方法 1 多用于劲性混凝土结构；方法 2 的原理是当梁处于反拱状态时在钢梁上下翼缘贴焊高强钢板，然后解除约束，钢梁回弹，由于贴焊高强钢板限制钢梁回弹从而产生一定的预应力。此方法多用于既有梁的补强加固；方法 3 是张拉预应力高强钢筋或钢绞线，通过锚具和转向装置连接在钢梁上，随着体外预应力技术的发展，此方法不仅用于新桥设计也可用于旧桥加固。

与普通组合梁相比，预应力组合梁有如下几个优点^[9-12]：

(1) 施加预应力扩大了钢梁的弹性范围，调整了结构内力分布，显著提高了结构的弹性、弹塑性阶段刚度，减小了结构变形。

(2) 使用预应力技术可以有效地利用高强钢材，减轻结构自重，节约钢材 10~30%，降低总造价 10~20%。

(3) 增强钢混凝土组合梁的疲劳抗力。施加预应力后，使钢梁最大拉应力降低，低韧性的钢梁脆断可能性降低，通过降低有效幅值增强了结构的疲劳使用寿命。

(4) 在连续组合梁的中间支座区域，分别对钢梁和混凝土翼板施加预应力，不仅可以充分发挥钢材和混凝土的材料优势，还可以改善负弯矩区受力性能。

(5) 在组合梁的修复加固中，采用预应力技术是一种经济有效、施工简便的方法，在不破坏原有结构形式的条件下，可以较为显著地改善结构使用状态，提高原有结构的极限承载力。

(6) 进一步减小截面高度，有效地提高结构的跨高比限值。

与预应力钢结构相比，预应力组合梁结构高度较小，同时混凝土翼板可以提高钢梁的刚度、改善钢梁的稳定性能。在实际铁路桥梁工程中，预应力组合桥梁的行车噪音较预应力钢梁小、动力性能好较好，因此得到广泛应用。

与预应力混凝土结构相比，预应力组合梁具有承载能力高、自重轻、抗疲劳性好等优势，同时具有跨越能力强，中间支座数量少，工期短等特点。

但是，预应力组合梁也有其缺点。首先，组合梁和预应力组合梁都存在栓钉焊接施工过程，焊接过程相对繁琐。其次，预应力组合梁结构对预应力锚固构造要求较高，防火、防腐要求严格，造价稍贵。同时，组合梁和预应力组合梁结构目前理论尚不够完善，各国规范还不成熟。因此这些缺点都限制了该结构的应用。但是只要扬长避短，预应力组合梁结构是值得重视发展的一种结构体系，将会广泛应用于土木工程领域。

1.2.2 预应力组合梁的工程应用

自 Dischinger 教授于 1949 年提出用高强钢丝索对组合梁施加预应力的思想，20 世纪 50 年代国外许多国家开始广泛研究体外预应力技术在钢桥及钢—混凝土组合梁桥中的应用。由于预应力筋腐蚀问题制约着体外预应力结构的发展，人们更加关注体内有粘结预应力混凝土结构，预应力钢结构和预应力组合结构的发展缓慢。直到 20 世纪 60 年代，随着无粘结预应力技术的产生和应用，体外力筋的防腐问题得到了很好的解决，为体外预应力钢—混凝土梁结构的发展创造了条件。70 年代，美国和法国的大量桥梁加固工程为体外预应力技术的发展提供了实践契机，积累了丰富的实践经验和提供了重要的参考数据，进一步完善了设计理论，为在建设新桥时使用体外预应力技术提供了依据。20 世纪 80 年代起，体外预应力钢—混凝土组合梁结构得到了长足的发展，进入了应用的繁荣时期。

我国预应力技术从 20 世纪 50 年代末开始研究，只在少量工程中应用。随着钢材品种、产量、质量的提高，预应力张拉技术、张拉设备及锚具等方面的开发与应用，以及钢—混凝土组合梁结构的广泛运用，为预应力钢—混凝土组合梁结构在我国的研究、发展及应用奠定了良好的基础。近年来我国预应力钢—混凝土组合结构的发展迅猛，逐步应用在工民建或桥梁工程中^[13]。下面列举了一些国内外预应力钢—混凝土组合梁结构在工程上的应用。

1955 年，在德国 Neckar 运河上建成了跨度为 34m 的 Lauffen 桥，该桥由两片钢板梁制成混凝土顶板，每片梁有 4 根直线钢索，放在板梁下缘，采用沥青防腐，待两片梁间横向联结系安装完毕后张拉预应力钢索，然后浇注混凝土翼板（桥面）。施加预应力后，截面上弦杆应力降低 28%，下弦杆应力降低了 61%^[14]。

1960 年，前苏联在西伯利亚地区 Tom 河上建成了一座 5 跨连续预应力钢—混凝土组合梁桥，该桥为公路、铁路两用桥，最大跨径 109.12m；主梁采用变高度梁，对节段钢梁进行现场拼装。全桥共用 320 根直径为 38.1mm 钢索，每根钢索张拉力为 95 吨，

全桥共节约钢材 500t。1966 年建成的同样结构体系的顿河公路大桥,最大跨径为 147m,用钢量只有 360kg/m²[9]。

1966 年,在华盛顿 Bellingham 建成了一跨长为 46m 的预应力组合梁桥,该桥混凝土桥面板支撑在两片三角形焊接钢板梁上,之间设有螺旋形剪力连接件,每根重不到预应力混凝土梁的一半,梁高比传统钢梁少 305mm,经济效益显著^[12]。

1984 年,美国爱达荷州 Bonners Ferry 桥是预应力组合梁桥的典范,该桥为 4 车道 4 片主梁,共计 10 跨,跨径为 30.5m~47.2m 不等,内支座负弯矩区施加预应力分为两个阶段,第一阶段在浇注混凝土桥面之前对钢梁施加预应力,以控制其上翼缘的恒载应力,第二阶段对混凝土桥面板施加预应力,以抵消活荷载产生的拉应力。全桥用钢量节约 20%,以经济效益显著而中标^[15]。

1998 年,福建人民大会堂设计中采用了预应力组合楼盖,其国际会议厅横向跨度为 35m。采用 35m 跨径预应力钢—混凝土组合梁作为框架主梁,纵向 8m 跨次梁则采用普通组合梁,兼作 35m 跨预应力组合梁在施工和使用阶段的侧向支撑,采用直线和曲线双重配索^[16]。

2001 年,深圳彩虹(北站)大桥桥面采用预应力钢—混凝土空心叠合板组合梁。对钢梁施加预应力具有以下优点:降低了钢梁高度,使钢梁高度从 1.7m 降至 1.2m,节省了钢材;提高了强屈比,预应力钢—混凝土组合梁比普通钢—混凝土组合梁的强屈比要增大 15%~20%;组合梁的刚度增大,并且有效抵消了梁在施工阶段的挠度和应力;桥面自重减轻约 1200t(比原混凝土桥面结构方案的自重减轻 40%),有效承载能力提高,所承受的荷载与结构本身重量之比达 20 以上^[17]。

2004 年建成的江苏省启东实验小学新校区室内体育馆二层篮球馆,柱网尺寸为 21.6m×7.5m,为满足大空间、净空的要求,采用预应力钢—混凝土组合梁,不仅可以完全满足承载能力及正常使用两类极限状态的要求,而且造价相比普通预应力混凝土梁方案下降约 6%,相比全钢梁方案下降 20%左右^[18]。

1.2.3 预应力组合梁的抗弯试验与理论研究

1. 试验研究

近几十年,国内外对预应力组合梁进行了许多试验研究,取得了丰富的研究成果。试验研究方向为以下几个方面:(1)组合梁及预应力组合梁受弯性能研究;(2)预应力组合梁疲劳及动力性能研究;(3)预应力锚具系统、转向快、预应力损失及应力增量研究;

(4)预应力组合梁负弯矩区混凝土裂缝宽度和钢梁稳定性研究；(5)预应力连续组合梁桥受力性能及弯矩条幅系数研究。下面列举国内外学者所做的一些预应力钢—混凝土组合梁试验。

1964年，Tachihana进行了三根模型梁试验，一根简支梁，两根连续梁，折线型布筋。简支梁的预应力张拉采取先张法，连续梁为一根先张法，一根后张法。研究结果发现，预应力连续梁的负弯矩区开裂荷载大小不同，后张法开裂荷载要高于先张法荷载。Stras进行了3根正弯矩区预应力简支组合梁试验研究，采用工字型型钢截面， $\Phi 24\text{mm}$ 高强钢丝为预应力筋，量测了混凝土、钢梁、钢筋的应变^[19]。

1966年，Regan对处于正弯矩区的预应力组合梁做了试验研究，着重讨论了一些变量如混凝土厚度、荷载类型对梁整体性能的影响。其结论为：增加预应力筋可以提高极限荷载；对组合梁施加预应力可以提高屈服荷载；混凝土厚度的影响并不明显等^[20]。

1983年，Klaiber等从一个简支桥上拆下4根7.9m长的预应力组合梁进行了研究，该桥相对当时的允许荷载而言，已没有足够的抗剪连接件和抗弯能力，对其中两根增加了抗剪连接件，并且每根梁由2根直径16mm的高强钢绞线放在受拉翼缘上方57mm进行张拉。研究主要包括抗剪连接件数量和预应力程度对受弯性能的影响。试验结果发现：弹性阶段荷载挠度曲线相差不大，增加了连接件的两根梁至破坏时滑移均较小。第3根梁由于抗剪连接件承载能力不足而破坏。在理论分析中，没有考虑由于荷载引起的预应力增量^[21]。

1986年，美国马里兰大学Saadatmanesh等对2根预应力组合梁进行了研究。通过荷载应变、荷载挠度与计算结果对比，发现在弹性区直到产生滑移之前，计算值与试验值吻合较好，在产生滑移后，计算值比试验值较小，但极限荷载计算值与试验值相差不大^[22]。

Miyamoto等人进行了4根跨度为3m的体外预应力组合梁试验，研究体外预应力对结构的自振特性影响。试验结果表明：体外预应力大小影响梁的固有频率值，影响程度取决于力筋布置参数^[23]。

1997年，西南交通大学车惠民、宗周红进行了两根简支和两根连续预应力组合梁的疲劳试验，研究了不同预应力大小和顺序，不同混凝土类型的预应力组合梁的疲劳性能。得到如下试验结论：钢梁施加预应力后，应力循环的改变增强了钢梁的疲劳寿

命；试验梁中钢索的应力脉都小于规定值，没有发生钢索的疲劳破坏，预应力技术可以用于组合梁^[9]。

清华大学聂建国自 1998 年开始，进行了 13 根预应力简支组合梁和 13 根预应力连续组合梁试验。试验梁形式包括空心叠合板组合梁、预应力加固梁等，预应力筋布置方式有直线型和折线型两种布筋型式，得到了一系列的研究成果^[2]。

1999 年，段建中等进行了 2 根两跨预应力连续组合梁试验，预应力钢绞线采用折线型布筋，对负弯矩区裂缝宽度及挠度计算进行了研究^[24]。

2002 年，刘航、李晨光等进行了 5 根简支体外预应力钢与混凝土组合梁在竖向荷载下的静载试验。其中一根为普通预应力组合梁，2 根为预应力组合梁，2 根为预应力加固组合梁，通过试验对比分析三种梁的不同受力性能和破坏形态，得到如下试验结论：预应力可以提高组合梁的弹塑性刚度，但提供效率会随着预应力的增加而降低；预应力加固梁与普通组合梁相比，延性和耗能能力会降低^[25]。

2004 年，同济大学薛伟辰进行了 4 根体外预应力钢—混凝土梁单调全过程试验，提出了体外预应力筋预应力损失的设计建议，以及预应力钢—混凝土组合梁的抗弯承载能力计算公式^[26]。

2005 年，东南大学吕志涛，刘钊，王景全进行了 4 根受正弯矩作用和 2 根受负弯矩作用的体外预应力钢—混凝土组合箱形截面简支梁静载全过程试验研究。对体外预应力组合箱梁的荷载—挠度曲线，裂缝开展情况、钢与混凝土交界面粘结滑移性能、预应力筋增量等特性进行了系统的试验研究，为体外预应力组合箱梁应用提供了一定试验依据^[13]。

2005 年，吉林大学刘寒冰、刘文会等完成了 8 根跨度 4.0 米的体外预应力钢—混凝土组合梁的对称加载弯曲试验，实测了正截面应变分布、交界面剪切滑移应变差、混凝土板剪力滞后情况及预应力增量等结构行为得出许多有价值的结论^[27]。

2006 年，福州大学宗周红进行了 6 片正弯矩作用和 6 片负弯矩作用的体外预应力钢混凝土组合梁静载试验，研究不同混凝土强度等级和剪力连接程度下组合梁的抗弯极限承载力、变形、界面相对滑移及预应力索应力增量等。得出如下结论：剪力连接系数的降低、混凝土强度等级的降低都将增加梁的挠度、降低组合梁正弯矩承载能力；负弯矩作用组合梁承载力与剪力连接程度和混凝土强度联系不大^[18]。

2. 理论研究

预应力组合梁的设计与计算理论是在普通钢—混凝土组合梁和预应力钢结构的理论基础上发展起来的。首先，预应力钢—混凝土组合梁的研究是普通钢—混凝土组合梁研究的延续，它考虑了预应力对普通组合梁的影响；其次，在施工阶段和混凝土退出工作后，受力状况与预应力钢梁非常接近，特别是钢梁受压的稳定问题，预应力锚固区局部承压问题，因此又可以借鉴预应力钢结构相关理论。现有研究的重点主要放在预应力的作用机制上，即预应力与组合梁的相互作用、预应力传递、预应力增量计算等；同时对预应力钢—混凝土组合梁的极限抗弯承载力、正常使用状况下挠度的计算分析也有较多成果。

Szilard 针对配置曲线预应力筋的简支梁情况进行研究，用虚功方法推导出计算预应力筋应力的一系列公式，在公式中考虑混凝土收缩和徐变产生的应力损失及钢索本身的松弛损失问题^[28]。Hoadley 分析了预应力简支钢—混凝土组合梁的受力性能，运用应变能方法计算了组合梁的混凝土板和钢梁中的应力，推导预应力增量公式，并根据钢梁屈服或混凝土压碎的假定条件，计算了预应力组合梁的承载力^[29]。Saadamanesh 根据混凝土非线性、钢梁和预应力筋的弹性性能，分析了预应力组合梁从加载至破坏的全过程受力性能，基于内力平衡和预应力筋与钢梁的变形协调，计算了组合梁不同截面钢梁、混凝土、预应力筋的应力应变^[30]。东南大学舒赣平、吕志涛根据组合梁安装、施工过程中的三个阶段，提出了相应的预应力组合梁三阶段设计方法，并给出了预应力简支梁和连续组合梁的弹塑性计算方法^[31]。清华大学聂建国教授等，根据 13 根预应力简支梁和 13 根预应力连续梁试验，研究了预应力组合梁及预应力加固组合梁的受力性能和破坏特征，提出了考虑预应力筋内力增量和滑移效应的预应力组合梁承载力和挠度计算公式（折减刚度修正公式），提出了预应力组合梁变形计算的刚度增强法，这些模型和公式对预应力组合梁的设计具有参考价值^[2,32-35]。宗周红在弹塑性有限变形理论基础上，建立了考虑稳定影响的预应力组合梁受弯极限承载力的有限元非线性分析模型，采用位移增量控制法跟踪结构的全过程受力行为；编制了相应的非线性分析程序，计算结果与试验结果吻合较好；在此基础上，提出了预应力组合梁受弯极限承载力简化计算的弹塑性模型，该模型具有一定的准确性^[9]。对于预应力组合梁动力与疲劳性能，国内外主要是在试验基础上提出其受力性能特点，多数试验结果表明，预应力的施加对提高结构疲劳强度，改善疲劳性能有益。

1.3 本文研究的主要内容

虽然预应力组合梁已经在我国的实际工程中有所应用，但其试验研究不系统、理论研究不完善、设计规范水平不高，这些都将制约预应力组合梁在工程上的应用。

1.3.1 存在的问题

预应力组合梁的受力行为比普通组合梁要复杂得多，既有普通钢梁、混凝土梁相似的强度、刚度和稳定问题，又有与普通组合梁的剪力连接问题。目前预应力组合梁研究与应用方面存在的主要问题有：

(1) 目前国内外试验研究大部分集中在型钢截面组合梁，而在实际桥梁中大量采用了整体性能较好的箱型截面，对箱型截面预应力组合梁结构的研究需要关注。

(2) 从国内外理论研究现状看，目前的研究结果不统一，研究成果应用均有一定的局限性，造成预应力组合梁结构的应用推广有难度。理论上迫切需要研究满足工程精度要求并具有明确机理的计算公式，以及一套行之有效的设计建议和构造要求，同时将这种计算方法、设计建议和构造要求形成规范或规程。

(3) 从目前组合结构的规范现状来看，国内外组合结构规范大都以极限状态概念为基础，只涉及普通组合梁的设计计算，而且目前规范中大多采用半经验的计算公式，对于不同规范，计算出来的结果差异性较大，造成设计上的难度。这就需要更多系统的组合梁试验来补充完善现有规范的不足，需要更深层次对组合梁进行理论分析从而更加深入的理解组合梁的特性，并将这种理解反映到组合梁设计规范中，提高设计规范水平。

因此，需要深入研究的科学问题如下：

(1) 预应力组合箱梁从弹性、弹塑性到破坏全过程受力行为的试验研究，包括剪切滑移、预应力钢索的应力增量、弹、塑性各阶段截面的应力状态。

(2) 不同布筋形式对预应力组合梁承载能力的影响研究

(3) 简洁合理的设计计算方法研究，包括考虑滑移作用效果的正常使用极限状态的变形计算、考虑预应力增量的承载能力极限状态的强度计算。

(4) 预应力钢—混凝土组合梁的预应力损失、有效预应力确定，预应力增量的计算能否从机理方面研究而不是单纯的通过试验统计结果来得到，这也是预应力钢—混凝土组合梁研究的重点。

(5) 预应力对现有组合梁的加固作用效果的研究。

(6) 当前非线性仿真分析成为分析预应力组合梁的最有效工具,不少学者都建立了有限元模型,但是有限元计算存在计算量大,不便于设计计算的缺点,因此建立合理而简化并能准确计算预应力组合梁的受力全过程中的应力、位移和极限荷载的模型是有必要的。

1.3.2 本文研究的主要内容

本文结合导师负责的留学回国人员科技项目《钢-高强混凝土组合桥梁复合受力性能与设计成套技术》(Q40502)、江苏省自然科学基金项目《预应力高强组合箱梁桥复合受力性能分析与设计》(BK200710)、中央级公益性科研院所基本科研业务重大项目《预应力组合箱梁桥复合受力性能与设计理论研究》(Y40705)以及南京水利科学研究院研究生论文基金项目(Yy409002)等项目,结合实际过程,开展了10根预应力钢-混凝土组合箱梁的抗弯性能全过程试验分析,主要内容为:

(1) 为掌握预应力组合箱梁结构的抗弯性能,完成了10根足尺预应力组合箱梁试验,对试验梁预应力张拉、加载、破坏的全过程进行实时测量,重点测量特征位置的应变、预应力增量、交界面滑移以及挠度的变化。

(2) 对预应力组合箱梁结构在加载过程中的预应力筋增量进行研究,提出相应的预应力增量计算公式,并与试验结果进行比较。

(3) 研究预应力组合箱梁结构受力特点,提出正常使用极限状态、承载能力极限状态下的挠度和承载力实用计算公式,并与试验结果进行比较。

(4) 在弹塑性变形理论基础上,建立了考虑材料非线性的预应力钢-混凝土组合箱梁抗弯全过程受力分析的模型,编制相应的分析程序。利用该程序可以计算预应力组合梁的极限承载力,可以得到预应力组合梁的荷载位移的全过程曲线,并与试验结果进行比较。

(5) 根据试验和理论分析的结果,对预应力钢-混凝土组合梁的设计计算方法提出相应的建议。

参考文献

- [1] 聂建国,刘明等.钢-混凝土组合结构[M].北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [2] 聂建国.钢-混凝土组合梁结构-试验、理论与应用[M].北京:科学出版社,2005.
- [3] 胡少伟.组合梁抗扭分析与设计[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [4] 聂建国,李法雄等.钢-混凝土组合梁在旧双曲拱桥改造加固中的应用[J].桥梁建设,2008,4:91~93.

- [5]季荣,朱强.型钢混凝土组合梁在澹台湖枢纽工程中的应用[J].江西水利科技,2009,35(2):96~98.
- [6]杨国安.钢与混凝土组合梁在里畈水库坝顶公路桥上应用[J].浙江水利科技,1997,1:21~24.
- [7]竺存宏,李广远.预弯复合梁的设计与施工[M].北京:人民交通出版社,1993.
- [8]孙宝俊,周国华.体外预应力技术及应用综述[J].东南大学学报,2001,31(1):109~113.
- [9]宗周红.预应力钢-混凝土组合梁静动载试验研究[D].成都:西南交通大学,1997.
- [10]聂建国,周天然,秦凯,等.顶应力钢-混凝土组合梁杭弯承载能力研究[J].工业建筑,2003,33(12):1~5.
- [11]舒赣平,吕志涛.预从力组合梁的分析与设计计算[J].工业建筑,1996,26(5):21~26.
- [12]陆赐麟,尹思明,刘锡良.现代预应力钢结构[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [13]王景全.组合梁桥及体外预应力组合梁桥基本性能研究[D].南京:东南大学,2005.
- [14]M S Troisky.Prestressed Steel Bridge,Theory and Design.Van Nostrand Reinhold Company,New York,1990.
- [15]Wulin Li,Pedro Albrecht,Saadatmanesh H.Strengthening of composite steel-concrete bridges[J].Journal of Structure Engineering,ASCE,1995,121(12):1842~1849.
- [16]张文耀.福建会堂预应力钢-混凝土组合梁施工与测试[J].施工技术,1998,(12):30~31.
- [17]李勇,聂建国,陈宜言,等.深圳彩虹大桥设计与研究[J].土木工程学报,2002,35(5):52~56.
- [18]林传金.体外预应力钢-混凝土组合梁非弹性研究[D].福州:福州大学,2006:3~4.
- [19]W D Renker,C E Ejberg.Flexural fatigue teses on prestressed steel I-beams[J].Journal of Structure Division,ASCE,1964,90(ST2):131~151.
- [20]Regan R.S. An analatical study of the behavior of prestressed composite beams.Rice university,at Houston,Tex.,1966.
- [21]Klaiber F.W.Strengthening of existing single span steel beam and concrete deck bridges.Engineering Research Institute, Dept.of Civ.Engrg.,Iowa State University,1983.
- [22]Saadatmanesh H.,Albrecht P.,Ayyub B.M. Static strength of prestressed composite steel girders. Civil Engineering Report, Univ.of Maryland,1986.
- [23]Ayaho Miyamoto,Katsuji Tei,Hideaki Nakamura,John W Bull.Behavior of prestressed beam strengthened with external tendons [J].Journal of Structure Engineering,ASCE,2000, Vol126(9):1033~1044.
- [24]段建中,陈萍艳.预应力组合连续梁的变形计算[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2000,23(6):362~365.
- [25]刘航,李晨光,聂建国.体外预应力钢与混凝土组合梁试验研究[J].建筑技术开发,2002,29(11):1~2.
- [26]薛伟辰,王骅.钢-混凝土组合梁体外预应力筋极限应力研究[J].建筑结构,2004.34(4):57~59.
- [27]刘文会.预应力钢-混凝土组合梁桥结构行为研究[D].长春:吉林大学,2005:54~61.
- [28]Szilard R.Design of prestressed composite steel structures.J.Struct.Div.,ASCE,1985,5(9):97~123.
- [29]Hoadley P.G.Behavior of prestressed composite steel beams.J.Struct.Div.,ASCE,1963,89(3):21~32.
- [30]Saadatmanesh H.,Albrecht P.,Ayyub B.M.Static strength of prestressed composite steel girders.Civil Engineering Report,Univ.of Maryland,1986.
- [31]舒赣平,吕志涛.预应力组合梁的分析和设计计算[J].工业建筑,1996,26(5):21~26.

- [32] 聂建国,秦凯,周天然,等.预应力钢-混凝土组合梁的刚度[J].工业建筑,2003,33(12):6~8.
- [33] 聂建国,周天然,秦凯,等.预应力钢-混凝土组合梁的抗弯承载力研究[J].工业建筑,2003(12):1~5.
- [34] 聂建国,温凌燕,刘东林.预应力钢-混凝土简支组合梁变形计算的刚度增强法[J].工业建筑,2003,33(12):9~11.
- [35] 聂建国,陶慕轩.预应力钢-混凝土连续组合梁的变形分析[J].土木工程学报,2007,44(12):38~45.

第二章 预应力组合箱梁结构的抗弯试验研究

2.1 试验概述

预应力组合梁根据受力特点可以分为预应力简支组合梁和预应力连续组合梁。预应力简支组合梁主要承受正弯矩作用，因此主要在钢梁底部受拉区布置预应力筋对其施加预应力，预应力布筋型式可以分为直线型布筋和折线型布筋，直线型布筋又有有转向块和无转向块两种型式。而对于预应力连续组合梁，需要根据梁的受力特征来确定预应力筋的布置位置。预应力钢-混凝土组合梁的预应力施加方法有先张法、后张法两种。先张法是在浇筑混凝土翼板之前施加预应力，后张法是在混凝土翼板浇筑后达到设计强度后施加预应力。对于先张法，有效预应力应该控制在张拉的预应力不应使钢梁受拉屈服，同时留有预应力筋应力增加空间；对于后张法，由于混凝土翼板与钢梁连接成整体，梁的刚度得到提高，有效预应力除了满足上述两个条件外，还要保证预应力张拉过程中混凝土翼板不受拉开裂。

预应力箱型截面组合梁具有抗弯刚度和抗扭刚度大、整体性能好，稳定性高等优点，因此在桥梁工程得到越来越多的应用。国内外对预应力钢-混凝土组合梁的抗弯性能研究大多是以型钢截面为主，因此有必要对箱型截面的预应力组合梁进行试验研究。

本章介绍了 10 根正弯矩作用下体外预应力组合箱梁的抗弯性能试验。其中 9 根跨度 4 米，进行两点加载的纯弯试验；1 根跨度 2 米，进行跨中集中力加载的弯剪试验。在 9 根纯弯试验中，5 根为预应力组合梁纯弯试验，3 根为预应力加固组合梁纯弯试验，1 根为普通组合梁纯弯试验。试验探讨了初始预应力大小、预应力布筋型式、加载方式对预应力组合梁的全过程受力特性的影响，如截面的应变分布、组合梁交界面的滑移分布、荷载-挠度曲线、预应力增量、弹性极限承载能力及塑性极限承载能力等。上述试验的目的为：

(1) 了解体外预应力组合箱梁的抗弯性能。

在预应力组合梁静载试验的基础上，深入的了解组合梁结构受力特点；研究预应力组合梁的承载能力，分析不同初始预应力大小、不同预应力筋布置、不同加载方式对其承载能力的影响；提出预应力组合梁正常使用极限状态下的挠度计算公式、预应

力组合梁的弹性承载力和极限抗弯承载力计算公式。

(2) 分析预应力对组合箱梁的加固作用。

通过模拟利用预应力对普通组合梁的加固，研究预应力对组合梁的加固效果。

(3) 研究体外预应力组合箱梁的交界面处的滑移分布特征和受力特点。

研究外荷载作用阶段的钢混交界面处的粘结滑移效应，分析滑移效应对预应力钢—混凝土组合梁的正常使用状态下的挠度和极限抗弯承载力的影响。

(4) 研究体外预应力组合箱梁的预应力增量。

根据试验所测结果分析不同布筋型式的预应力筋应力增量特征，提出相应预应力筋应力增量计算公式。

2.2 试验准备

2.2.1 试件设计与制作

1. 试件设计

组合梁试件设计应该遵循以下几个原则^[1-7]：

(1) 组合梁试件跨高比应模拟实际结构。试验试件模拟跨度在 30~40m 之间的预应力钢—混凝土组合梁。对于简支组合梁的标准断面高跨比一般为 1/10~1/20。考虑到实验室空间以及设备等因素，试验试件采用的纯弯曲梁跨度为 4.0m，净跨为 3.75m，组合梁截面高度为 0.3m，高跨比为 1/12.5。

(2) 考虑组合梁的剪力滞后效应。预应力钢—混凝土组合梁在承受正弯矩作用时，混凝土板承受沿轴线的集中力和弯矩，由于剪切变形影响弯曲应力的分布，混凝土翼板中存在剪力滞后现象，即纵向应力在翼板宽度方向分布不均匀，混凝土边缘应力应变小于板轴线上的应力应变。在设计中为简化计算，通常取钢梁和有限混凝土板宽作为构件的有效截面，并假设该宽度内的纵向应力沿宽度方向均匀分布。欧洲规范 4、美国 LRFD、中国《钢结构设计规范》中均提出了组合梁混凝土板有效宽度的计算公式。试验试件参考规范将混凝土翼板宽控制在计算有效宽度内，取 0.8m。

(3) 混凝土板内配筋应该满足构造要求。混凝土翼板内钢筋的作用在于当混凝土开裂后能够限制裂缝的发展，使其开裂后混凝土强度不会短期内显著降低。同时组合梁的塑性中和轴在混凝土板内，钢筋受力较小，对组合梁的承载力影响较小。因此，试验试件混凝土翼板中的钢筋根据构造要求配置。

(4) 剪力连接程度要求。栓钉连接件是保证钢梁和混凝土能够共同作用的关键，根据抗剪连接程度的不同可以分为完全抗剪连接和部分抗剪连接。完全剪力连接栓钉个数能够保证交界面可承受极限平衡条件下的剪力。试验试件均采用完全剪力连接的要求进行设计，根据《钢结构设计规范》(GB50017-2003)和《圆柱头焊钉》(GB/T10433)的相关规定，首先计算单个栓钉的抗剪承载能力，然后按照完全剪力连接的要求和混凝土翼板、钢梁尺寸计算栓钉个数。

(5) 钢梁截面需满足局部稳定性要求。对于预应力组合梁，在预应力张拉阶段，钢梁承受压应力，截面尺寸应该保证局部的稳定。试验试件的钢梁截面按此要求对钢箱梁的腹板和下翼缘的宽厚比进行了合理的选取。

根据上述设计原则，设计了 10 根承受正弯矩的预应力钢-混凝土组合箱梁，其中 9 根纯弯曲梁梁长 4.0m，1 根弯剪作用梁梁长 2.0m（未考虑高跨比的要求），梁编号为 15~24。钢梁采用 Q235-B 碳素结构钢中板焊接组合，托板和底板采用 10mm 中板，腹板采用 8mm 中板。钢梁尺寸见图 2.1(a)。混凝土翼板的混凝土设计强度等级为 C60，翼板内纵筋采用 f^f 10 热轧光圆钢筋 R235，上下均匀布置 5 根；箍筋采用 f^f 8 热轧圆盘条 Q235，采用 f^f 8@200 配筋。栓钉连接件尺寸规格为 f^f 16×100，材料为 ML15 的栓钉，按照塑性方法设计[8]，试件均采用完全剪力连接，经计算栓钉间隔 140mm 沿纵向双排均匀布置，栓钉尺寸及其布置见图 2.1(b~d)。预应力筋采用由 7 根直径为 5-6mm 的高强度钢丝捻制的 1860MPa 级 f^j 15.24 钢绞线。

预应力组合梁试件截面构造详图见图 2.1，试件设计参数见表 2.1

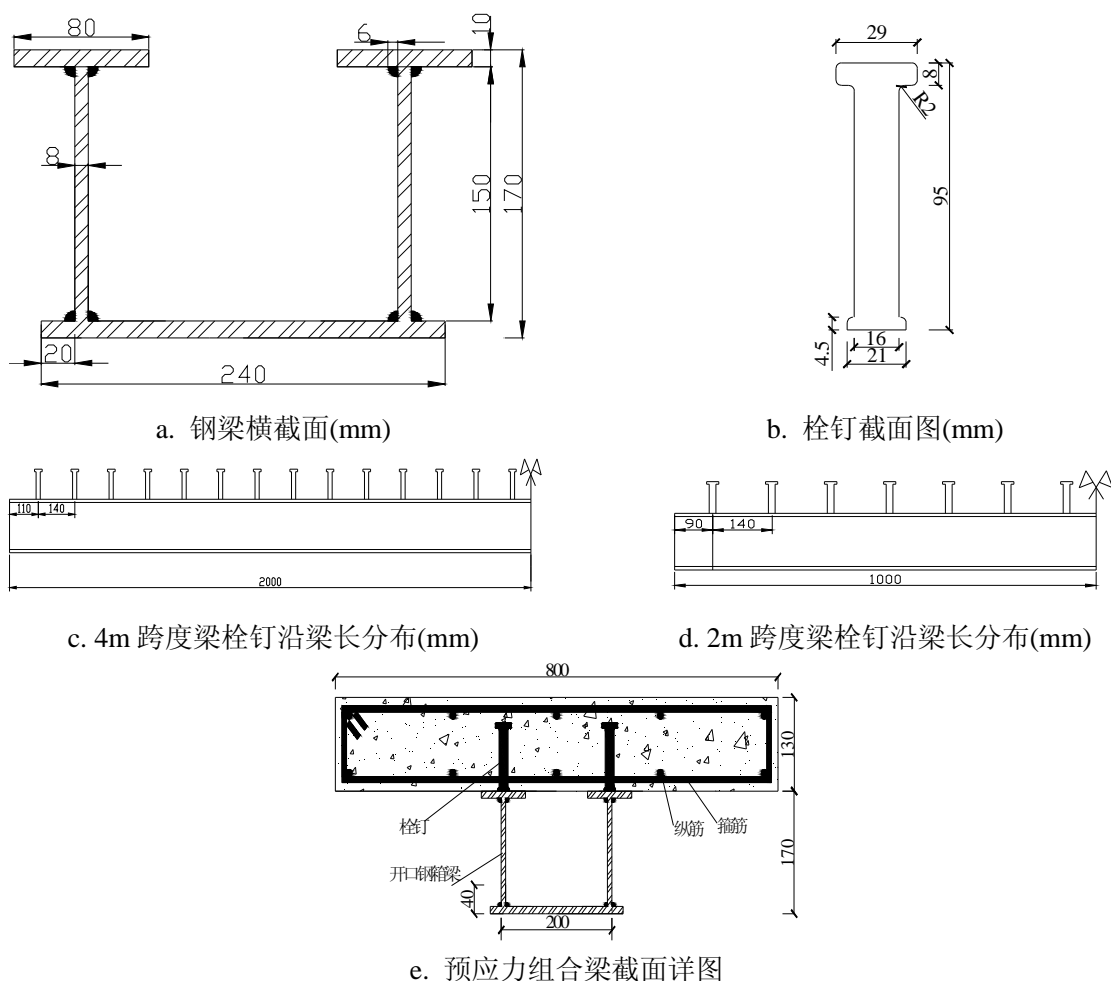


图 2.1 试件截面构造详图

表 2.1 预应力组合箱梁试件设计参数

试验梁号	跨度/mm	截面尺寸		混凝土板配筋		钢筋保护层/mm	栓钉布置	加载方式					
		钢梁/mm	混凝土板/mm	纵筋	箍筋								
PCB-15								纯弯					
CB-16								纯弯					
PCB-17								纯弯					
SCB-18		上翼缘:						加固纯弯					
PCB-19	4000	80×10	800×130	上下两层布置	f8 @ 200	20	2f16 @ 140	纯弯					
PCB-20		腹板:											纯弯
SCB-21		下翼缘:											加固纯弯
SCB-22		240×10											加固纯弯
PCB-23								纯弯					
PCB-24	2000							弯剪					

2. 试件制作

钢箱梁委托南京光亚钢结构有限公司加工制作，托板、底板和腹板的焊接采用手工电弧焊，焊条采用 E43 系列，6mm 等焊脚尺寸的普通式直角角焊缝，沿全梁焊接。栓钉委托宜兴科技试验工厂焊接。栓钉焊接完成后，在南京水利科学研究院试验大厅制作混凝土翼板模板，绑扎钢筋，钢筋在绑扎前，已贴有待测量点的应变片。混凝土分两批浇注，均采用南京宏洋混凝土公司拌制的商品混凝土，混凝土使用 PII52.5 型号水泥、中砂、粒径 5-25mm 的碎石粗骨料、I 级粉煤灰及 JM-8 外加剂等拌制而成，浇筑时采用手提式高频振捣棒振捣密实。每批浇注时，都预留 5 组 150×150×150mm 混凝土立方体试块，5 组 150×150×300mm 混凝土棱柱体试块，1 组 100×100×515mm 混凝土棱柱体试块，均放置于室内，与浇注的组合梁同条件下养护，用以测量混凝土的立方体抗压强度 $f_{cu,150}$ ，轴心抗拉强度 f_t ，弹性模量 E_c 。

预应力组合梁材料力学性能参数见表 2.2~表 2.4，组合梁制作过程照片见图 2.2

表 2.2 钢梁钢板材性力学性能

钢板类型	钢材材料	$E_s / 10^4 \text{ MPa}$	$e_y (10^{-6})$	f_y / MPa	f_u / MPa
腹板	Q235	20.6	1456	300	445
托板		20.6	1165	240	400
与底板					

表 2.3 预应力筋^[9]、钢筋材料力学性能

钢筋类型	D / mm	A / mm^2	$E / 10^4 \text{ MPa}$	$e_y (10^{-6})$	f_y / MPa	f_u / MPa
纵筋	10	78.5	20.6	1214	250	385
箍筋	8	50.24	20.6	1190	245	380
预应力筋	15.2	139	19.5	7153	1395	1860

表 2.4 混凝土材性试验结果(MPa)

试件梁号	立方体抗压强度	抗拉强度 f_{tk}	抗压弹性模量	抗拉弹性模量
	$f_{cu,150}$		$E_c (\times 10^3)$	$E_t (\times 10^3)$
PCB-15	54.7	3.73	35.96	43.8
CB-16	60.53	3.73	35.01	43.8
PCB-17	55.85	3.73	36.51	43.8
SCB-18	57.69	3.73	35.82	43.8
PCB-19	62.4	4.73	48.02	50.97
PCB-20	63.86	4.73	46.71	50.97
SCB-21	63.86	4.73	46.71	50.97
SCB-22	65.67	4.73	47.46	50.97
PCB-23	62.16	3.73	36.1	43.8
PCB24	65.67	4.73	47.46	50.97

注：钢板、钢筋材料特性由厂家给定，混凝土强度根据浇注试块试验所得。



a. 预应力组合梁的制模



b. 钢梁、钢筋预贴应变片



c. 混凝土浇注和振捣



d. 混凝土翼板养护

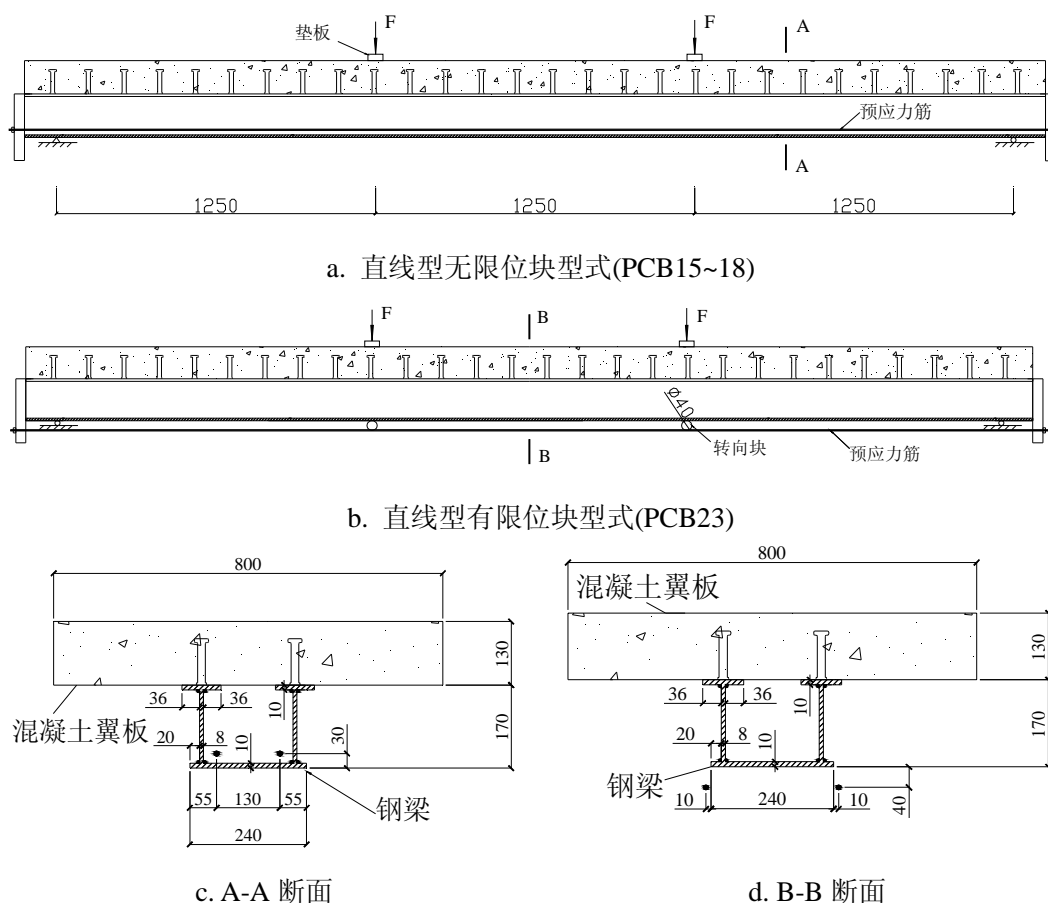
图 2.2 预应力组合箱梁的加工制作

3. 预应力张拉

本次试验预应力布筋型式有三种：直线型不加限位块、直线型加限位块、折线型

布筋。由于试验条件的限制，组合梁预应力均在组合梁翼板混凝土养护到设计强度后进行后张法施加。对于直线型布筋型式的预应力组合梁施加的预应力均可保证混凝土不开裂，但是对于折线型布筋型式，由于偏心距和受力特点不同，同时考虑试验的对比性要求，为保证混凝土板不开裂，在试验施加少量荷载后进行预应力张拉。为了防止梁在偏心受力下产生较大扭矩引起开裂，张拉分级分侧进行，每束张拉分 5~6 级完成。考虑锚具变形、锚具与端板之间的缝隙被挤紧以及千斤顶卸载时夹片在锚具内滑动使得被拉紧的钢绞线内缩会导致较大的预应力损失，因此进行一定程度的超张拉。同时采用压力传感器及锚索计判断是否张拉到位，然后在每级卸荷情况下读取静力测试数据，测量钢绞线预应力大小、预拱度以及组合梁应变。锚具以及夹片的类型符合设计规范规定和预应力钢材张拉的要求。由于预压力很大，在锚固端及转向块处都采取加固措施以保证钢梁的局部受压稳定。

试验梁的预应力布筋方式及断面见图 2.3，预应力张拉情况见表 2.5。



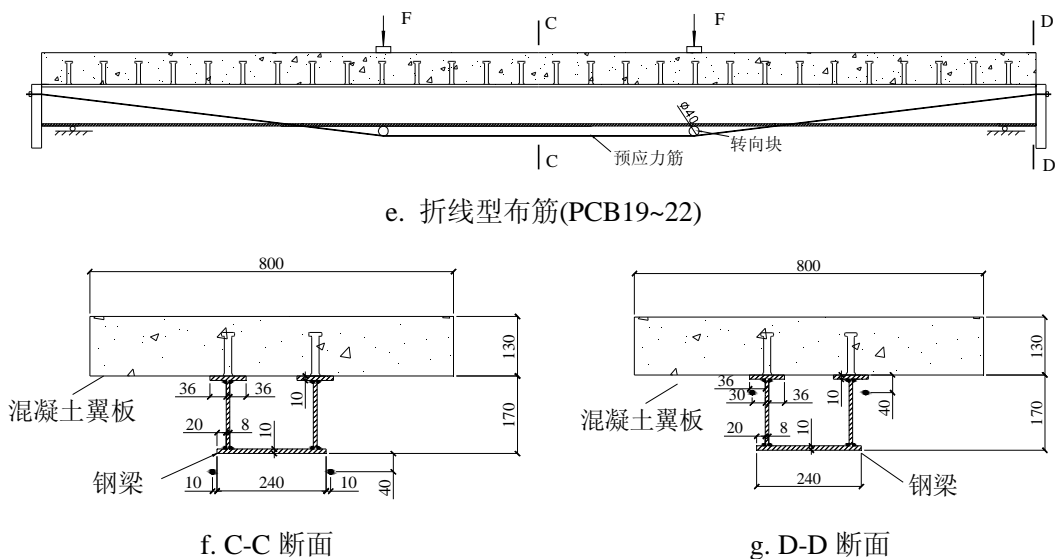


图 2.3 预应力筋布筋型式及断面图 (单位: mm)

表 2.5 组合梁预应力张拉情况

试验梁号	预应力布筋型式	张拉预应力大小/kN	占预应力极限强度百分比(%)	预拱度/mm
PCB-15	直线无限位块(2根)	204.6	39.5	1.65
CB-16	—	-	—	—
PCB-17	直线无限位块(2根)	230.73	44.6	1.83
SCB-18	直线无限位块(2根)	232.03	44.8	2.02
PCB-19	折线型布筋(2根)	191.65	38.33	2.42
PCB-20	折线型布筋(4根)	183.40	36.68	—
SCB-21	折线型布筋(2根)	199.88	38.4	2.32
SCB-22	折线型布筋(2根)	242.45	46.88	2.68
PCB-23	直线有限位块(2根)	198.07	38.4	2.72
PCB-24	折线型布筋(2根)	191.43	37.0	—

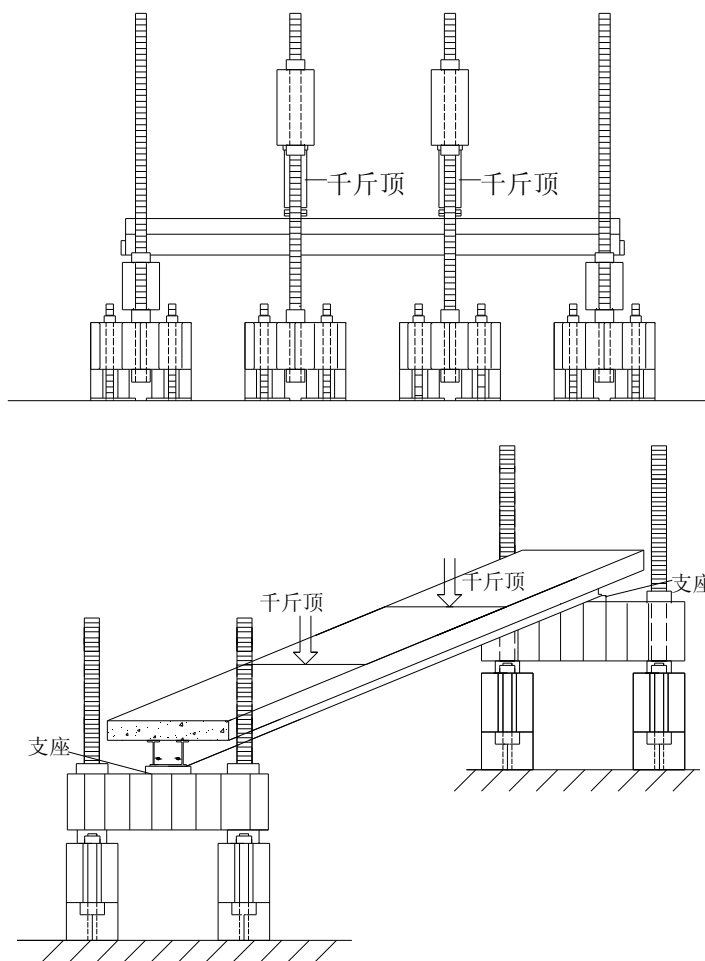
2.2.2 加载装置及加载方案

组合梁 PCB-15~23 进行三分点加载,使组合梁跨中段产生纯弯段,组合梁 PCB-24 采取跨中单点加载进行弯剪试验。加载设备采用液压伺服机,并利用分压器使两个液压千斤顶力值相同。采用分级(每级 10kN)持续加载的方式施加外荷载直到组合梁试件破坏,在混凝土底板开裂、钢梁屈服、组合梁破坏阶段减少加载等级以确定屈服荷载、极限荷载。

加载装置实物图及示意图如图 2.4 所示。



a. 加载装置实物图



b. 加载装置示意图

图 2.4 加载装置实物图加载及示意图

2.2.3 试验量测内容与布置

1. 试验量测内容

根据试验研究目的，在预应力张拉和加载过程中重点测量以下内容：钢筋应变，跨中和加载点等特征位置处的混凝土应变，钢梁托板、腹板和底板特征位置处的应变、

交界面的滑移；梁跨中、加载点及支座处的位移；预应力筋的应力增量。需要观测的内容：各级荷载下混凝土裂缝开展情况，记录下钢梁屈服荷载、组合梁破坏荷载等。

具体测试内容如下：

(1) 在跨中、加载点、1/6 跨处混凝土、钢筋、栓钉、钢梁上布置应变片，测量加载全过程的应变情况，重点测量沿截面高度上的应变的变化和交界面上的应变差。通过对钢梁应变的测量，准确的得到组合梁的屈服荷载，通过混凝土应变的观测，预知混凝土的开裂与压溃。

(2) 在组合梁半跨内的交界面处布置导杆引伸仪测量用以测量钢—混交界面处的滑移。

(3) 预应力组合梁剪力滞效应的测定，测量翼板混凝土沿板宽的应变分布。

(4) 通过在预应力筋锚固端布置压力传感器来测量预应力筋的内力增量。

(5) 在跨中、左右加载点、支座等特征位置布置位移计测量加载全过程的梁各点挠度。

(6) 观察梁在加载过程中的结构基本性能，如钢梁屈曲状态和混凝土开裂形态，描绘裂缝开展过程。

(7) 梁的承载能力测试，测量梁的承载能力。

2. 测点布置

(1) 混凝土应变测点布置

为测量混凝土剪力滞效应，在跨中翼板顶部梁中轴线一侧每隔 8cm 共布置 5 片应变片；为测量交界面剪力差，在跨中、左右加载点、1/6 跨三个特征截面混凝土翼板底部布置应变片；为测量应变沿梁高的变化情况，在混凝土板侧面三个特征截面处沿高度方向布置应变片。混凝土上电阻应变片型号为 BF120-80AA。

(2) 钢筋、栓钉应变测点布置

钢筋应变片预埋与混凝土中，分别在三个特征截面上下层钢筋上布置应变片，根据对称性，布置在梁中轴线一侧，而栓钉应变片布置在跨中及加载点截面栓钉上。电阻应变片型号均为 BF120-3AA。

(3) 钢梁应变测点布置

在三个特征截面，钢梁高度方向布置应变片。钢梁顶板预埋有应变片，腹板中轴线、腹板中轴线上、下 5cm、底板轴线处均布置应变片。纯弯曲段钢梁上应变片型号为

BF120-3AA，弯剪段应变片型号为 BF120-3CA。

(4) 预应力筋应力增量测量

鉴于在预应力筋上贴应变片会导致其局部截面减小，会不安全，因此分别在锚固端布置压力传感器用以测量预应力内力增量。

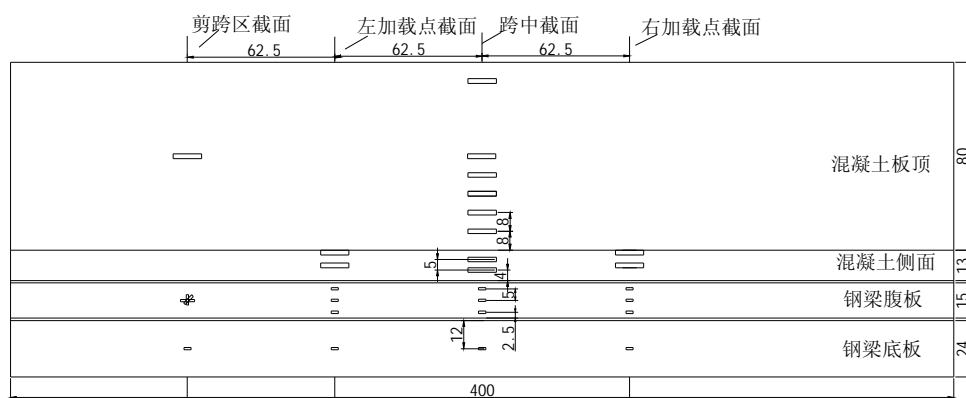
(5) 交界面导杆仪布置

为测量加载过程中组合梁交界面沿梁长的分布，在半跨范围内从跨中到支座每隔 31.25cm 布置导杆引伸仪，导杆引伸仪测量 11cm 范围内的滑移大小。

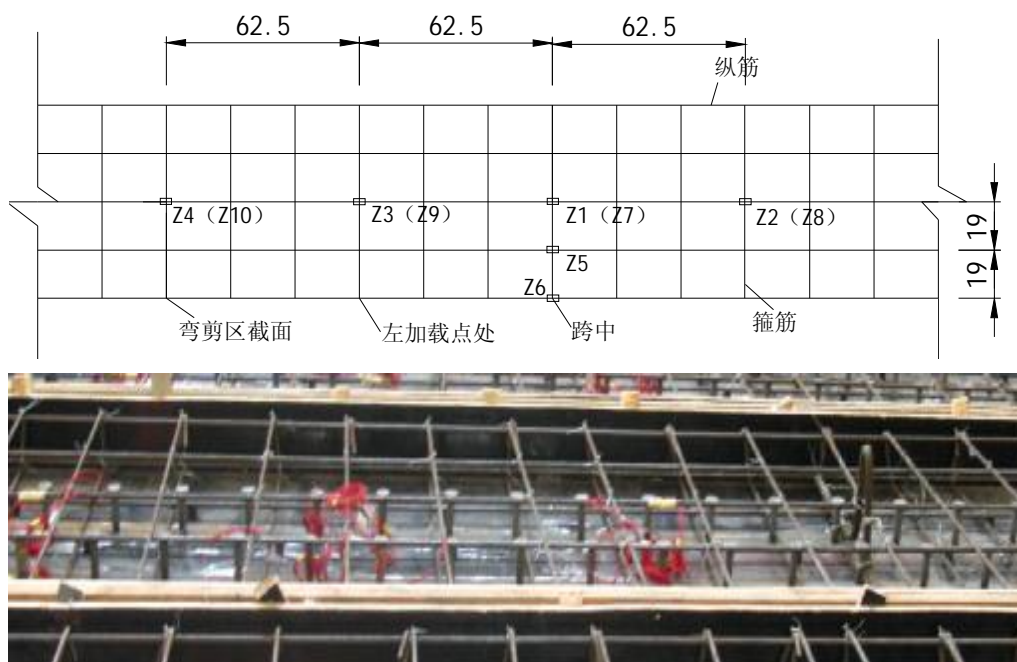
(6) 位移计布置

分别在特征截面及支座处布置位移计，用以测量加载过程中梁的挠度变化。

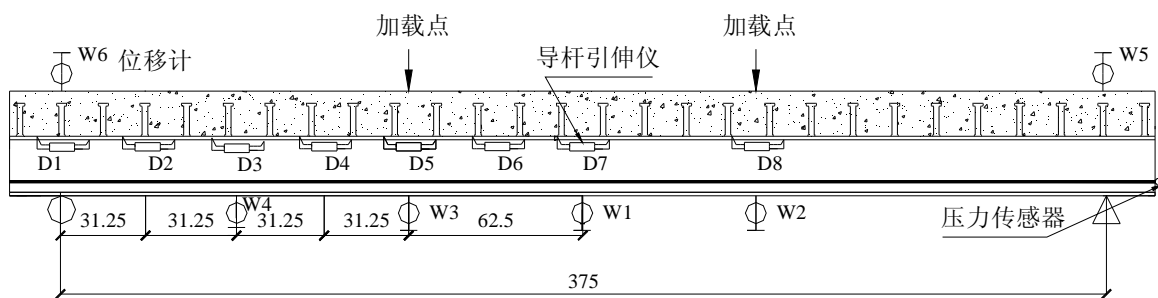
应变数据均采用 DH-3188 静态应变采集仪及配套软件进行采集。电阻应变片、导杆仪、位移计布置情况见图 2.5。



a. 纯弯梁的应变片布置示意图及实物图



b. 钢筋上应变片布置示意图及实物图



c. 位移计、导杆仪布置示意图与实物图

图 2.5 测点应变、位移计、导杆仪布置图(cm)

2.3 试验加载过程

试验均在南科院材料结构所结构大厅进行，试验前将试验梁吊至试验装置上，并在测点位置布置好电阻应变片、导杆引伸仪、位移计、千分表等，连接在数据采集仪上。对于预应力组合梁，加载前，用穿心式千斤顶分 5~6 级张拉预应力筋，通过传感器来确定张拉力达到预期张拉效果；对于预应力加固试验梁，采用加载（至钢梁屈服）—卸载—预应力张拉—再加载的程序进行试验。加载过程中，待每一级荷载稳定时读取应变数据和位移数据，时刻观察混凝土的开裂和裂缝的扩展情况，记录试验过程中的现象。

进行了 9 根预应力组合梁的纯弯、弯剪及加固试验，1 根普通组合梁的纯弯试验进行对比。PCB-15、PCB-17、SCB-18 为直线型无限位块布筋型式组合梁；PCB-19、PCB-20、SCB-21、SCB-22、PCB-24 为折线型布筋型式组合梁；PCB-23 为直线型有限位块型式组合梁；CB-16 为普通组合梁。PCB-15、PCB-17、PCB-19、PCB-20、PCB-23 进行纯弯试验，SCB-18、SCB-21、SCB-22 进行预应力加固组合梁纯弯试验，PCB-24 进行弯剪试验。具体试验对比参数见表 2.6

表 2.6 预应力组合梁试验对比参数

试验编号	分组	预应力 筋数量	有效预应力 大小/kN	偏心距 /mm	加载 方式	对比 参数
PCB-15	直线型无限位块	2	204.6	156.8	纯弯	有效预应大小、加 固效果
CB-16	无预应力	-	-	-	纯弯	
PCB-17	直线型无限位块	2	230.73	156.8	纯弯	
SCB-18	直线型无限位块	2	232.03	156.8	纯弯	力筋根数、有效预 应力大小对加固效 果的影响
PCB-19	折线型	2	191.65	236.8	纯弯	
PCB-20	折线型	4	183.40	236.8	纯弯	
SCB-21	折线型	2	199.88	236.8	纯弯	
SCB-22	折线型	2	242.45	236.8	纯弯	
PCB-23	直线型有限位块	2	198.07	236.8	纯弯	偏心距及限位块
PCB-24	折线型	2	191.43	236.8	弯剪	加载方式

2.4 试验现象及结果

2.4.1 试验现象及破坏过程

PCB-15 梁在加载初期阶段，组合梁钢梁、混凝土、预应力应变及跨中挠度处于线

性增长阶段，钢梁与混凝土的粘结效果未破坏，交界面未产生滑移，表现出良好的弹性性能。加载至 91.1kN 时，交界面出现 0.1mm 的滑移，随着荷载的增加，滑移量逐渐变大，混凝土与钢梁的自然粘结破坏，栓钉开始承受交界面剪力。当荷载增加至 238.6kN 时，即纯弯段弯矩为 148.75kN.m 时，纯弯段及加载点处混凝土板底出现可见裂缝，裂缝长度约为 20cm，裂缝宽度较小。随着荷载的增加至 254.76kN 时，弯剪段的混凝土板底也出现裂缝。荷载增加至 395.57kN 时，即纯弯曲段弯矩为 247.23kN.m 时，钢梁底板屈服。钢梁屈服后，钢梁应变出现非线性的增长，裂缝数量增多，原有裂缝变长变宽，弯剪区滑移量达到 0.3mm。加载至 591.94kN 时，钢梁腹板大部分已经屈服，挠度及滑移增长较快，混凝土板底裂缝宽度最大达到 0.7mm，板顶加载点至支座产生沿梁长的纵向裂缝。最后达到极限荷载 628.8kN 时，结构进入大变形阶段，加载点处混凝土压碎，导致结构不能继续承压，停止加载。此时混凝土部分应变片破坏，板顶纯弯区混凝土应变达到 2654 $\mu\epsilon$ ，钢梁底部应变达到 7122 $\mu\epsilon$ 。

其他纯弯试验梁的加载破坏形态与 PCB-15 类似。布筋形式 PCB-19、PCB-20 为折线型布筋的预应力组合梁，预应力筋通过转向块和锚具对组合梁传递预应力。由于转向块的存在使得预应力筋变形较大，加载时，时而出现预应力筋在转向块处的变形摩擦的声音。SCB-18、SCB-21、SCB-22 为预应力加固组合梁，在加固前组合梁的受力性能与 CB-16 相似。加固后，相同荷载下梁的变形较之加固前减少。PCB-23 为直线型有限位块组合梁，预应力筋偏心距较 PCB-15 大，因此在加载过程中，相同荷载下变形较小。同时，由于有限位块对预应力筋的限制作用，纯弯段预应力筋偏心距基本没有改变，在破坏阶段时，预应力筋的变形较大。

PCB-24 为跨中承受集中力荷载的弯剪试验梁，承受荷载时，梁体内无纯弯曲段。由于截面处于弯剪共同作用状态，在加载至 360kN 时，梁底板出现不同于纯弯梁的斜向裂缝。荷载达到 969kN 时，跨中板顶混凝土压碎，混凝土板侧面出现较大的斜向裂缝，结构破坏。

10 根试验梁基本上是由于混凝土压碎导致结构承载力降低，破坏位置均为弯矩最大截面，破坏形态为弯曲破坏，未出现由于钢梁局部受压产生的失稳现象，也没有栓钉被剪断的现象。

预应力组合梁试验破坏特征见图 2.6。

试验梁混凝土的裂缝见图 2.7，图中标明了预应力组合梁翼板混凝土随弯矩的增加

裂缝的开展过程。

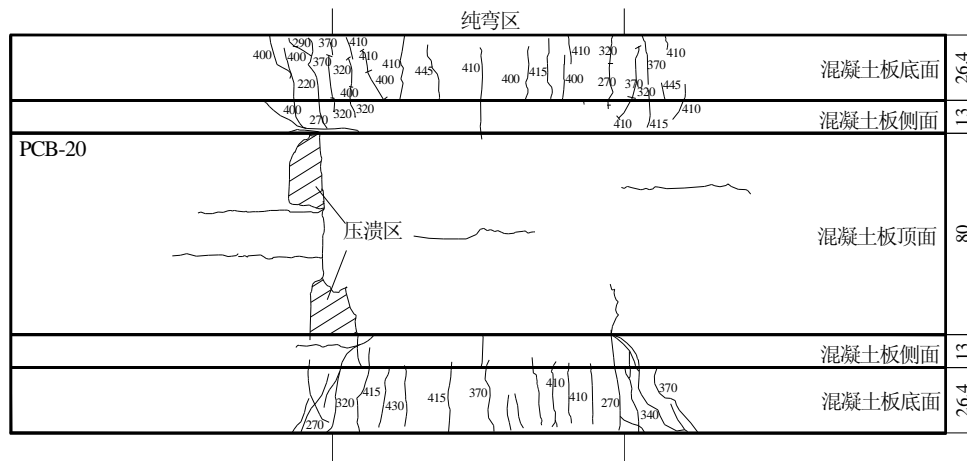
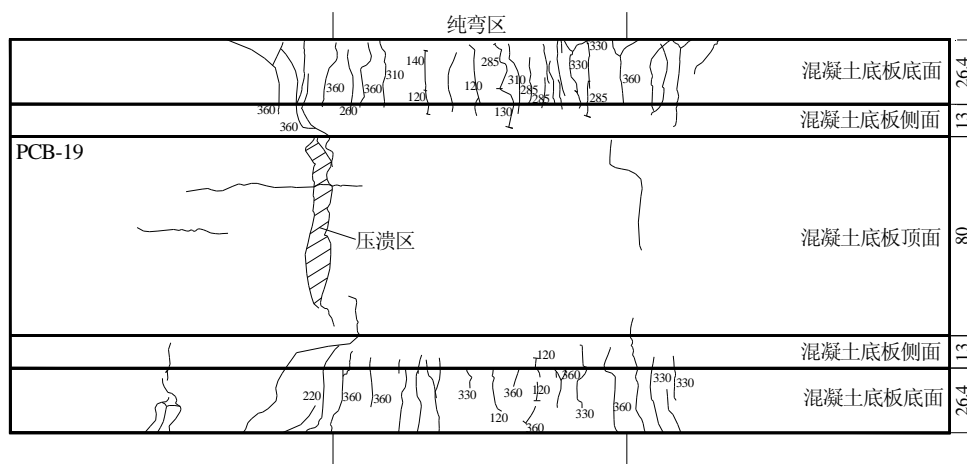
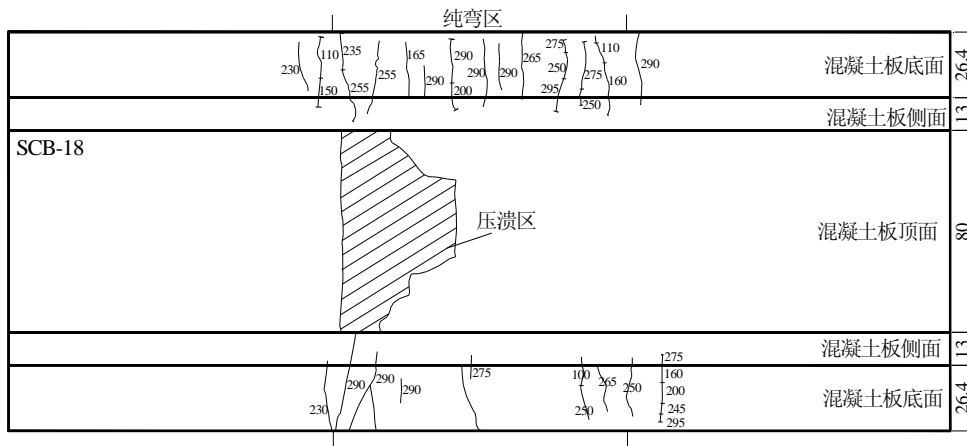


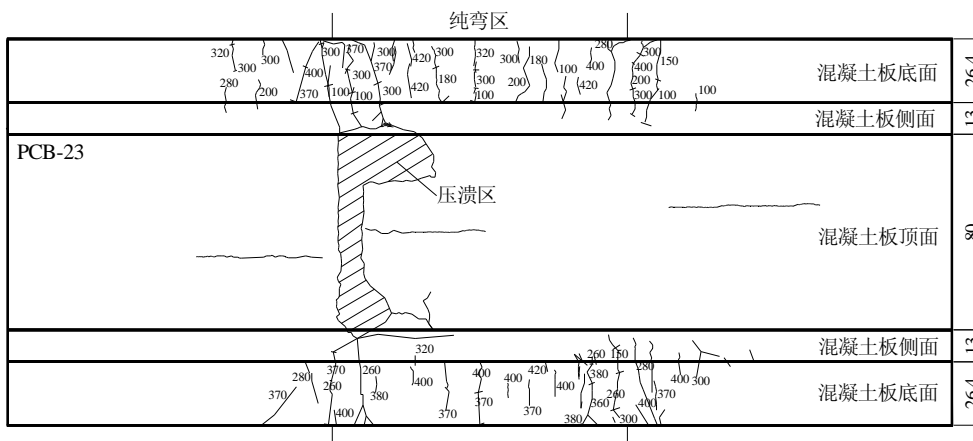
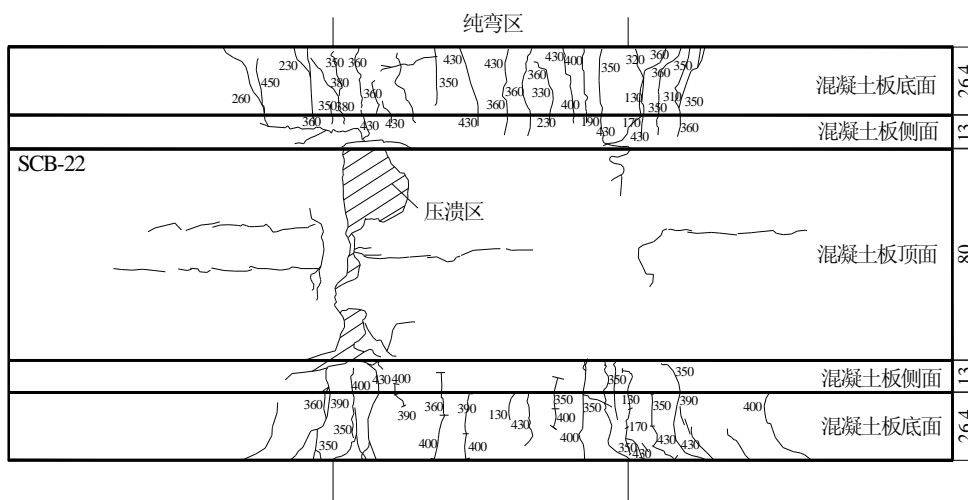
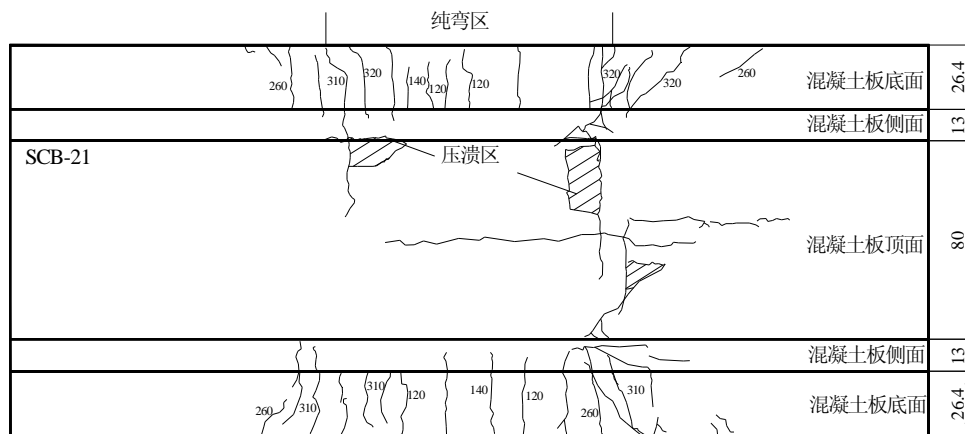
a. 加载点处混凝土的压碎



b. 跨中混凝土顶板混凝土压溃

图 2.6 预应力组合梁的破坏特征





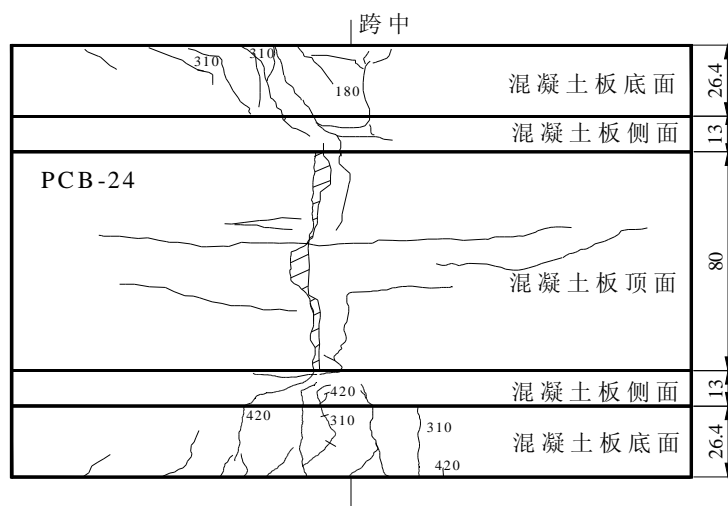


图 2.7 混凝土板裂缝展开图

(图中数值为跨中弯矩值, 单位 $\text{kN}\cdot\text{m}$, 尺寸单位: cm)

2.4.2 特征荷载

预应力组合梁试验的主要结果见表 2.7。表中 M_y 、 d_y 、 DP_y 为钢梁底部屈服时的跨中弯矩、跨中挠度、预应力筋内力增量； M_u 、 d_u 、 DP_u 为承载能力极限状态时的跨中弯矩、跨中挠度、预应力筋内力增量。 P_u 为承载能力极限状态时的预应力筋内力。

表 2.7 预应力组合梁主要试验结果

试验梁号	M_y / $\text{kN}\cdot\text{m}$	d_y / mm	DP_y / kN	M_u / $\text{kN}\cdot\text{m}$	d_u / mm	DP_u / kN	P_u / kN	$\frac{M_u}{M_y}$	$\frac{d_u}{d_y}$
PCB-15	247.23	13.74	29.5	393.02	47.74	90.66	295.26	1.59	3.47
CB-16	216.3	12.55	-	366.32	49.58	-	-	1.69	3.95
PCB-17	262.31	14.15	27.1	396.27	45	95.87	326.6	1.51	3.18
SCB-18	-	-	-	389.4	48.94	80.16	313.25	-	-
PCB-19	280.25	14.11	34.54	454.38	62.99	162.24	353.89	1.62	4.46
PCB-20	272	14.1	75.81	482	58.86	269.86	453.26	1.77	4.17
SCB-21	215/290	10.22/13	12.98	472.81	61.54	166.35	366.23	-1.63	-4.73
SCB-22	210.1/310	11.15/13.75	9.36	494.6	58.53	156.43	398.88	-1.59	-4.25
PCB-23	270.13	14.5	36.12	488.75	67.08	195.4	393.47	1.8	4.63
PCB-24	259	4.95	20.79	436.05	28.21	130	321.43	1.68	5.7

注：“-”表示试验数据缺损

从表中可以得出如下结论：

(1) 相对于普通组合梁 CB-16，预应力扩大了组合梁的弹性范围，提高了组合梁的

承载力。对于直线型不加限位块的组合梁 PCB-15、PCB-17，随着有效预应力的提高，钢梁底部屈服时的荷载由 247.23 kN.m 增长至 262.31 kN.m，但极限承载力提高不明显。这是由于，尽管 PCB-17 的预应力筋极限内力 326.6 kN 较之 PCB-15 的 295.26 kN 大，但由于力筋无限位块导致二次效应使二者差距的影响效果减小。同样的，对于折线型布筋的预应力组合梁，PCB-20 的预应力力筋数量是 PCB-19 的两倍，尽管其初始有效预应力较低，但其极限承载能力较高，说明预应力筋数量增多可以有效的提高组合梁的承载能力。对于直线型有限位块的组合梁 PCB-23，由于转向块的作用及偏心距的增加，其预应力筋内力增量为 167.8 kN，较之 PCB-15 的 90.66 kN 有较大幅度的提高。将 PCB-19 与 PCB-23 相比可以发现，在有效预应力与偏心距相同时，折线型布筋型式的 M_y 较大，但直线型布筋的预应力组合梁的 M_u 较大。

(2) 对于预应力加固组合梁，SCB-18 的极限承载力较之普通组合梁有所提高，但较之 PCB-17 略小；SCB-22 与 SCB-21 相比，初始有效预应力较高，梁的极限承载能力较高，而挠度较小。

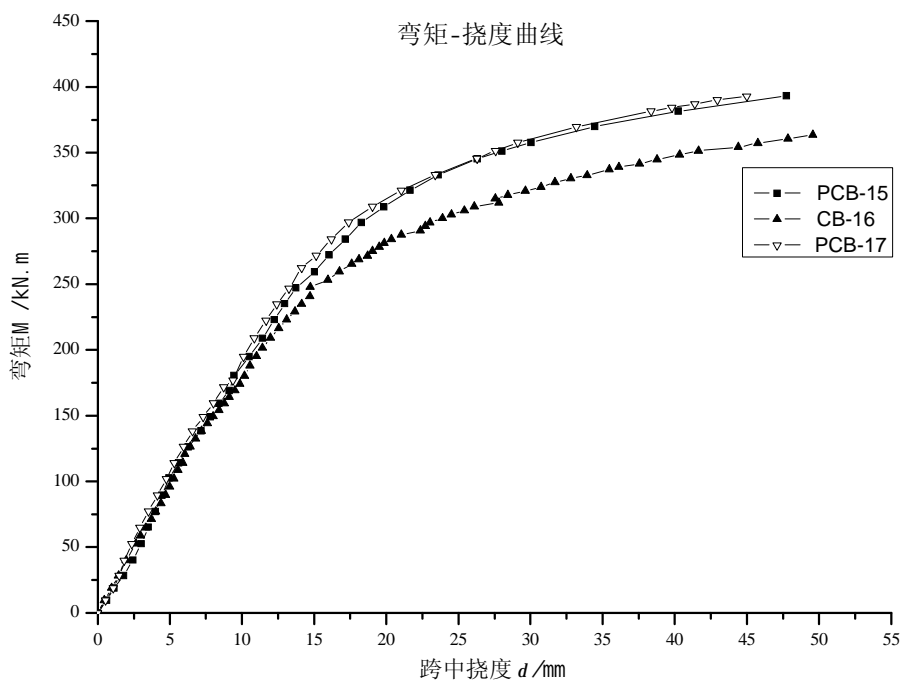
(3) 对于折线型布筋形式或者有限位块的预应力组合梁来说，预应力筋内力增量相对较大。极限状态时，一般挠度较大的，预应力内力增量也较大。

(4) 对于无限位块的预应力组合梁，屈强比与延性比都较之普通组合梁低；而对于有位块或转向块的预应力组合梁，屈强比与延性比大部分都有所提高。说明预应力筋与组合梁相互作用越充分，越能够有效的提高组合梁的抗弯性能。

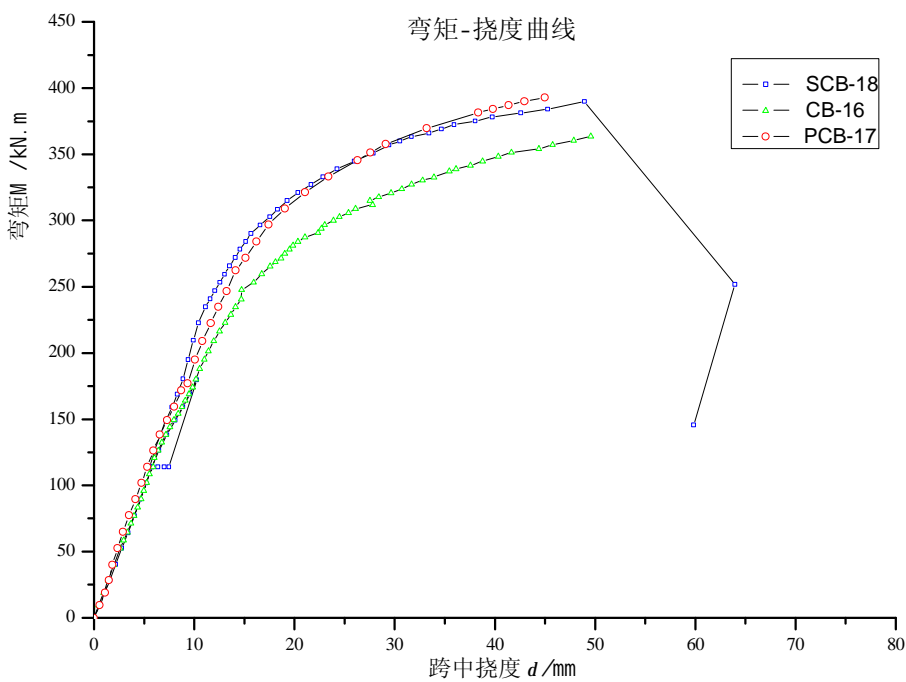
(5) PCB-24 梁的剪跨比较大，因此受剪力影响较大，极限荷载较之 PCB-23 较小。

2.4.3 荷载—挠度关系

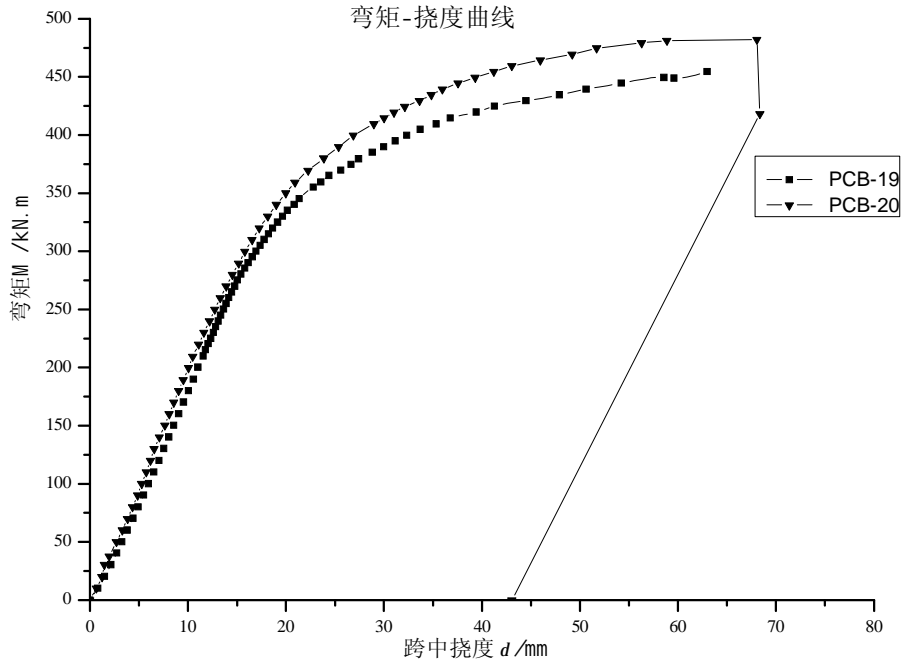
图 2.8 给出了试验梁的荷载—挠度关系曲线。



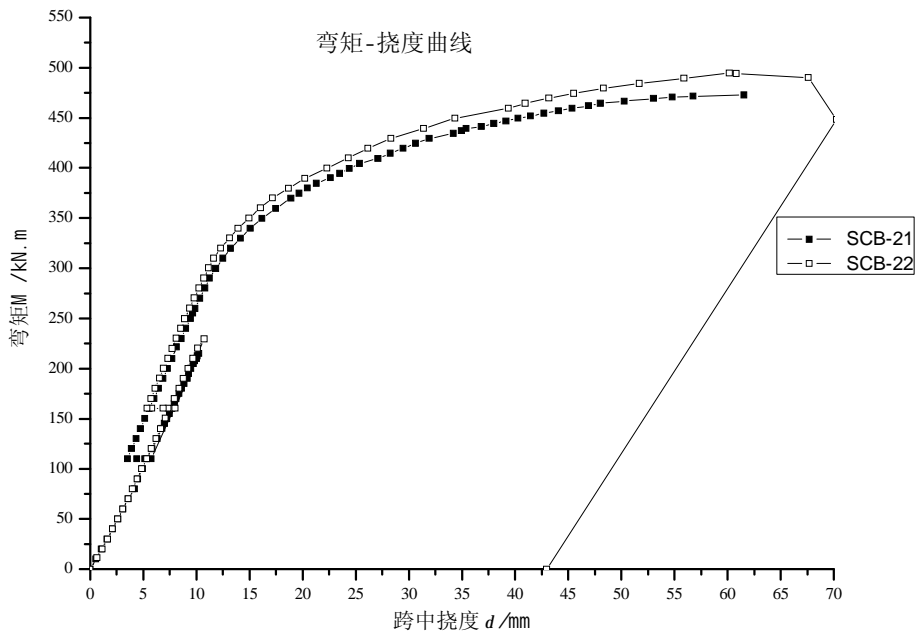
a. PCB-15、PCB-17、CB-16 的弯矩—挠度曲线对比



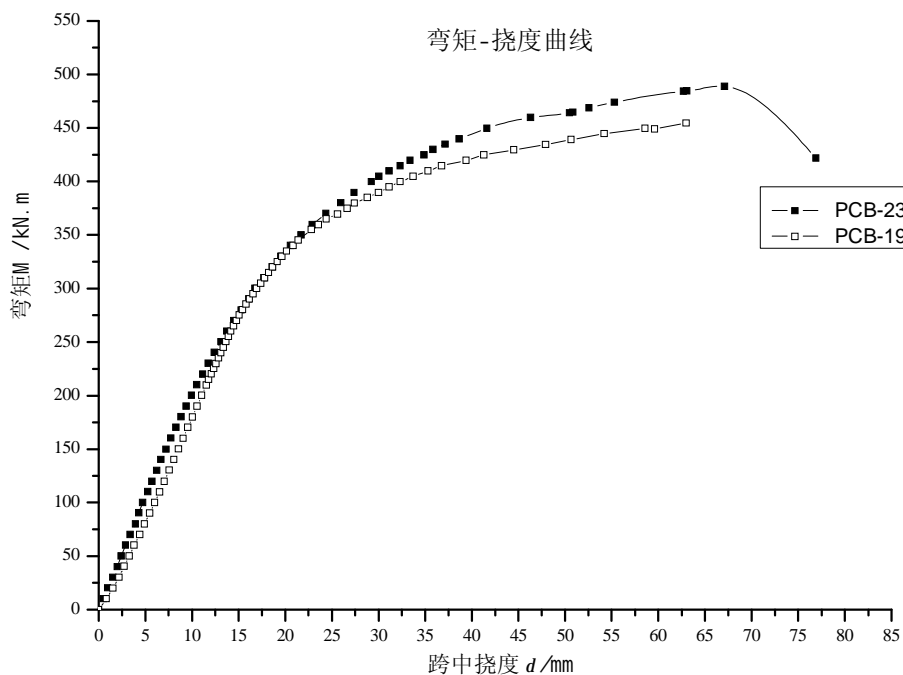
b. SCB-18、PCB-17、CB-16 的弯矩—挠度曲线对比



c. PCB-19、PCB-20 的弯矩—挠度曲线对比



d. SCB-21、SCB-22 的弯矩—挠度曲线对比



e. PCB-19、PCB-23 的弯矩—挠度曲线对比

图 2.8 试验梁荷载—挠度曲线

从试验梁的荷载—挠度曲线可以看出，对比试验结果，混凝土板的开裂并不会造成预应力组合梁挠度呈现非线性增长趋势，预应力组合梁特征曲线可以分为三段：第一阶段为弹性工作阶段，从开始加载直至钢梁屈服为止。第二阶段为弹塑性工作阶段，从钢梁屈服时的荷载为起点至极限荷载值为终点。钢梁底板屈服后，随着荷载继续增大，钢梁应变呈非线性增长，受拉区钢梁屈服面积不断扩大，翼板混凝土也进入弹塑性阶段，挠度变化较快。第三阶段为下降段，当荷载达到极限荷载时，混凝土板顶压应变达到混凝土的极限压应变，混凝土板在跨中或加载点处破坏，截面的抗弯能力下降，混凝土板退出工作，由钢梁独自承担荷载，结构出现大变形。由于破坏阶段挠度增长过快，可能导致预应力筋的拉断，因此试验在结构达到承载力极限后未继续加载，荷载—挠度曲线的下降段（破坏）没有测出来。

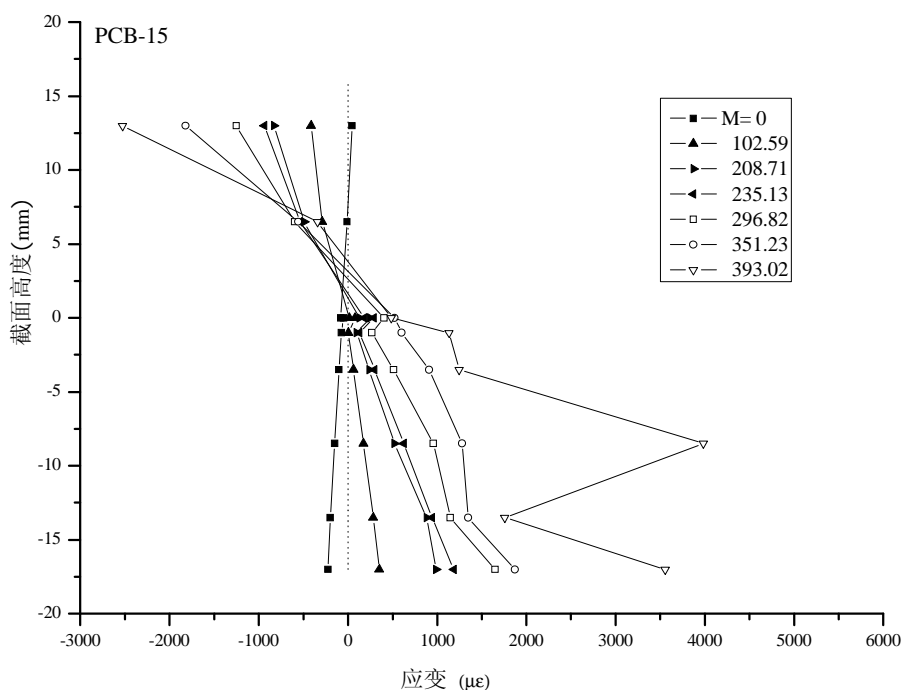
从图 2.8(a)可以看出：施加预应力后，在弹性阶段，组合梁的刚度略有增加，组合梁的弹性范围扩大，并且初始有效预应力越大，其刚度增加越多、弹性范围越大。但二次效应的存在使得预应力的作用降低，初始有效预应力的区别在弹塑性阶段没有表现出来。从图 2.8(b)可以看出 SCB-18 在施加预应力之前，荷载挠度曲线与 CB-16 较为接近，当钢梁底部屈服，此时卸载然后对组合梁进行预应力张拉，张拉完毕后重新进

行加载,发现组合梁的刚度得到增强,荷载挠度曲线与 PCB-17 较为接近。从图 2.8(c) 看出,折线型布筋时,由于转向块的存在消除了二次效应,预应力筋内力对组合梁刚度的增强效果比较明显,尽管 PCB-20 初始有效预应力较低,但其预应力筋数量多,其内力增量较大,因此其刚度与承载力较 PCB-19 大。从图 2.8(d)可以看出,有效预应力越大,对组合梁的加固效果更加明显,极限承载力也越大。从图 2.8(e)中可以看出,预应力布筋型式的差别对组合梁的刚度与强度有影响,直线型有限位块布筋型式的预应力组合梁刚度较大,极限承载能力也较大。

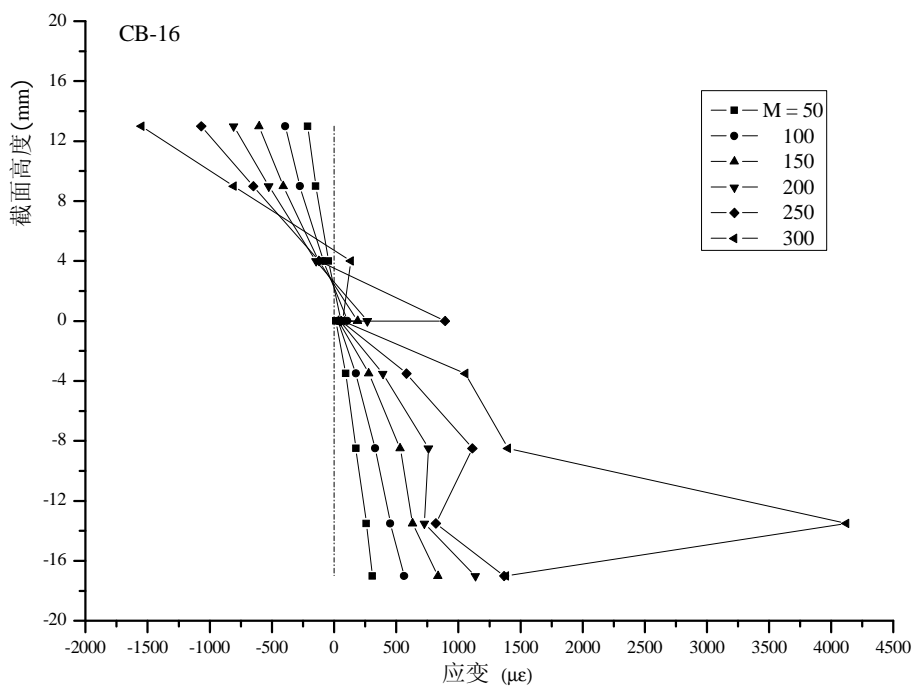
2.4.4 应变分析

1.组合梁截面应变分布图

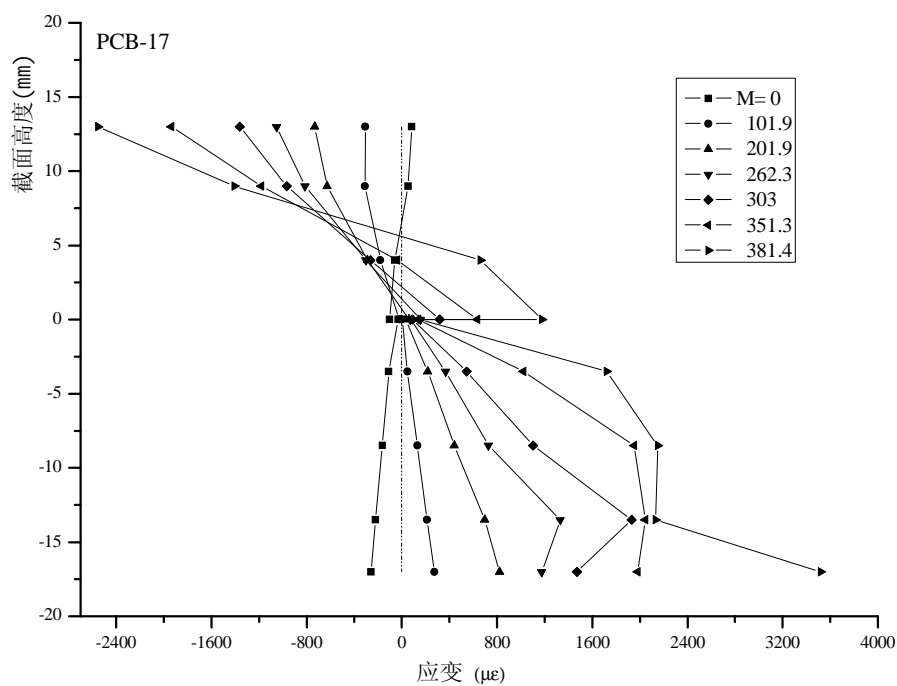
预应力组合梁在承受荷载时,由于钢、混凝土的不同材料性质,导致二者之间变形不协调。为此需要研究预应力组合梁的截面应变分布。图 2.9 给出了 PCB-15、PCB-17 和 CB-16 三根组合梁的截面应变分布,均选取了 7 个不同跨中弯矩值时的应变状态。



a. PCB-15 截面应变分布图



b. CB-16 截面应变分布图



c. PCB-17 截面应变分布图

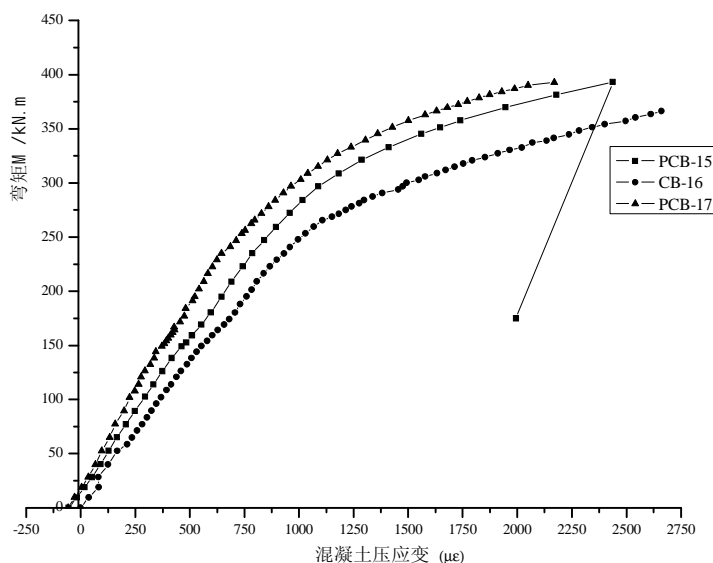
图 2.9 PCB-15、CB-16、PCB-17 截面应变分布图

从图中可以看出，预应力组合梁与普通组合梁的界面应变分布特点相差不大。在加载初期，组合梁的钢、混凝土交界面就存在应变差，但基本上符合变形平截面假定。

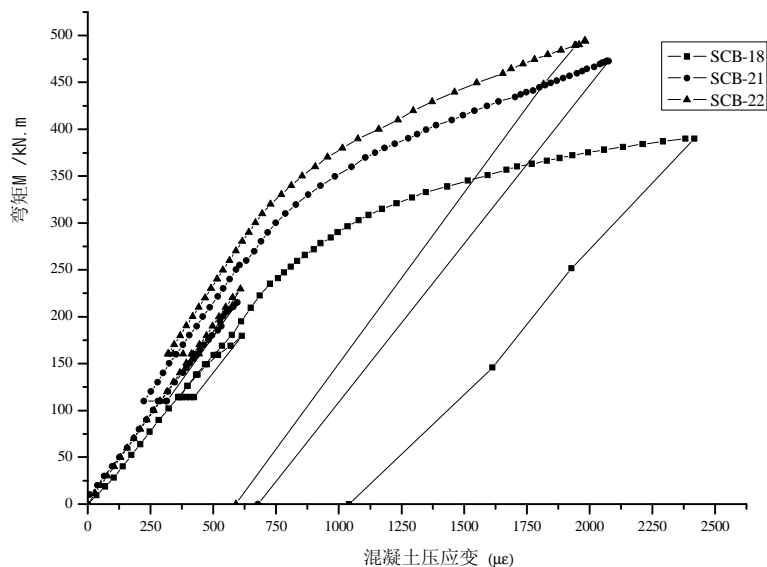
当进入弹塑性加载阶段后，交界面滑移应变差会很大。随着荷载的增加，钢梁腹板底会出现翘曲现象，梁中和轴不断上升，在破坏阶段已不满足平截面假定。同时可以看到，预应力组合梁在破坏阶段，钢梁底板及腹板基本达到屈服状态，而钢梁托板还未达到屈服。

2. 混凝土应变

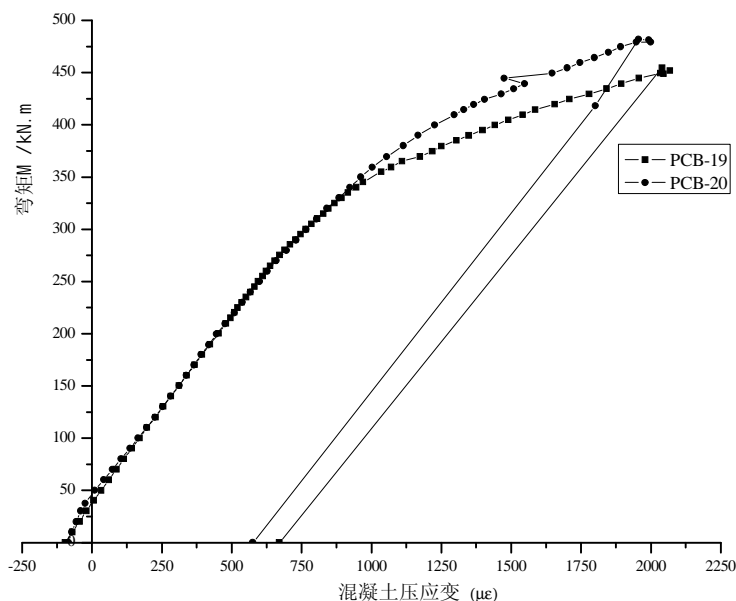
图 2.10 给出了试验梁从加载至破坏，混凝土板顶应变随跨中弯矩的变化情况，板顶应变值取沿宽度方向的平均应变。



a. 试验梁 PCB-15、CB-16、PCB-17 混凝土应变增长曲线



b. 试验梁 SCB-18、SCB-21、SCB-22 混凝土应变增长曲线



c. 试验梁 PCB-19、PCB-20 混凝土应变增长曲线

图 2.10 预应力组合梁跨中弯矩-混凝土应变曲线

从图 2.10 可以看出，混凝土应变的增长在弹性阶段线性增长，在弹塑性阶段应变增长较快，到组合梁破坏时，混凝土应变达到 $2000 \mu\epsilon$ 以上，超过了其峰值应变。其破坏主要是由于局部混凝土达到极限压应变导致截面抗弯强度的降低而引起。预应力组合梁与普通组合梁相比，破坏时混凝土平均应变较小，说明预应力使组合梁的脆性增加。从图 2.10(a)看出，张拉预应力越大，混凝土板顶应变增长缓慢，在相同的荷载下，PCB-17 的混凝土应变值最低，而 CB-16 的混凝土应变值最高。从图 2.10(b)可以看出，利用预应力加固组合梁提高了混凝土应变的弹性增长范围，预应力值越大，提高效果越明显，但脆性也会变强。从图 2.10(c)可以看出，混凝土的弹性增长范围很大，但是进入弹塑性范围很小，脆性更强，PCB-19 与 PCB-20 在进入弹塑性区前二者应变值相差很小，而进入弹塑性区以后，PCB-20 的预应力效果更强使混凝土应变值小于 PCB-19。

3. 钢梁应变

图 2.11 给出了试验梁加载过程中的钢梁底板应变的增长情况，应变值选取纯弯曲段钢梁底板的应变。图 2.12 给出了试验梁加载过程中钢梁腹板应变的增长情况，应变值选取腹板底部的应变。

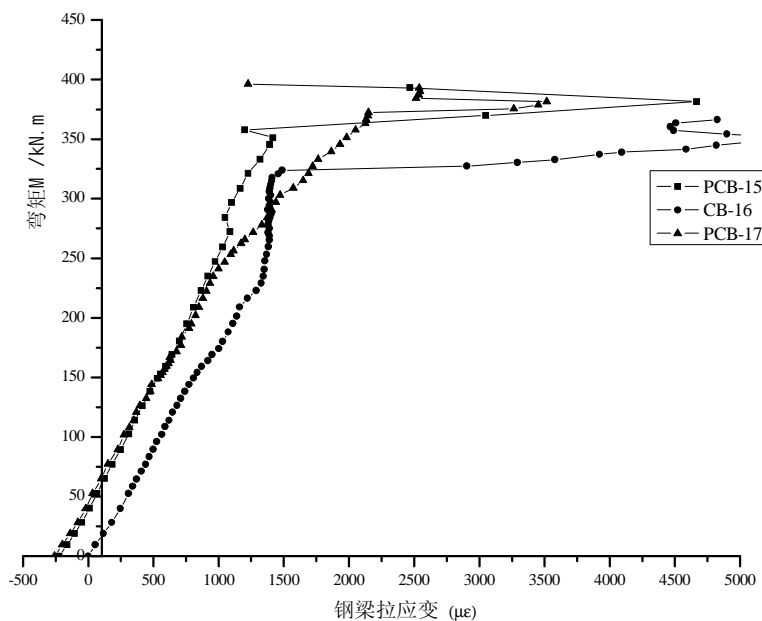


图 2.11 钢梁底板应变增长曲线

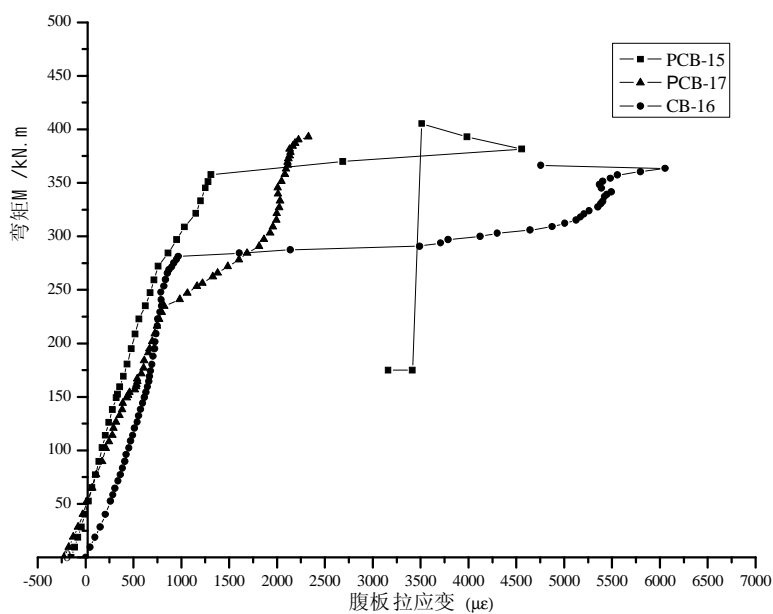


图 2.12 钢梁腹板应变增长曲线

从图 2.11 及图 2.12 可以看出不管是钢梁底板还是腹板，在组合梁屈服前，应变是线性增长的，屈服后，应变增长很快。当底板屈服后，由于腹板的限制作用，应变出现减小的情况。

4. 钢筋应变

图 2.13 给出了试验梁受力过程中钢筋的应变变化情况，应变值选取跨中截面中轴线下层布置的纵筋应变

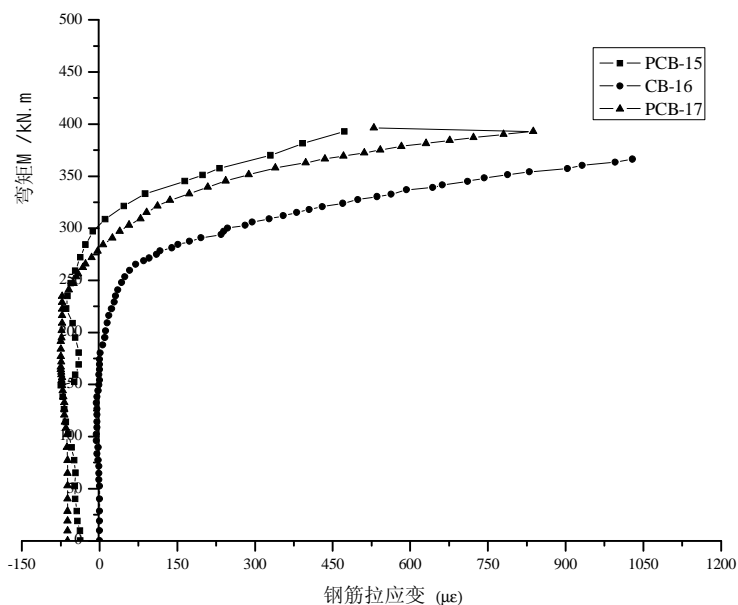


图 2.13 试验梁纵筋应变变化曲线

从图 2.13 看出，预应力组合梁的钢筋应变情况随中和轴位置的变化而变化，当中和轴处于钢筋位置以下时，钢筋应变承受压应力，随着荷载的增加压应变不断增长；当中和轴上升后，钢筋应变逐渐从压应变变化为拉应变。在钢筋的整个受力过程中，钢筋均为屈服，因此在设计计算过程中可以不考虑钢筋的作用，仅作为构造要求来考虑。

5. 栓钉纵向应变

图 2.14 给出了预应力组合梁 PCB-15 栓钉的纵向应变变化情况，应变值分别选取跨中及加载点处的栓钉应变。

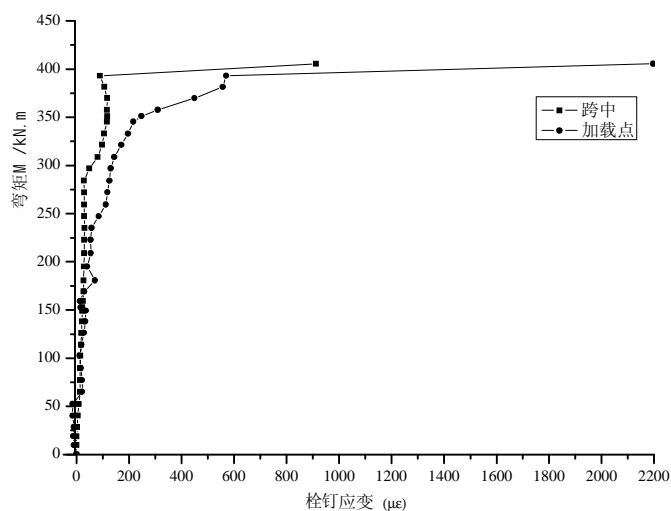


图 2.14 PCB-15 不同位置栓钉纵向应变变化曲线

从图 2.14 可以看出，跨中处的栓钉纵向应变较加载点处的栓钉纵向应变要小，特别是临近破坏时，加载点处的栓钉应变增长很大，已经屈服，这是因为 PCB-15 是在加载点破坏，破坏时混凝土板与钢梁有较大的脱离。

图 2.15 给出了预应力组合梁跨中截面处栓钉的应变增长情况。

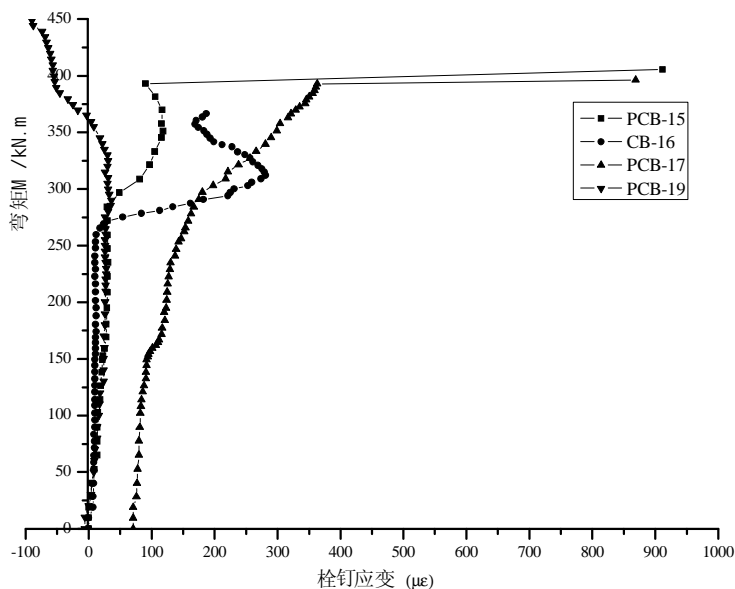
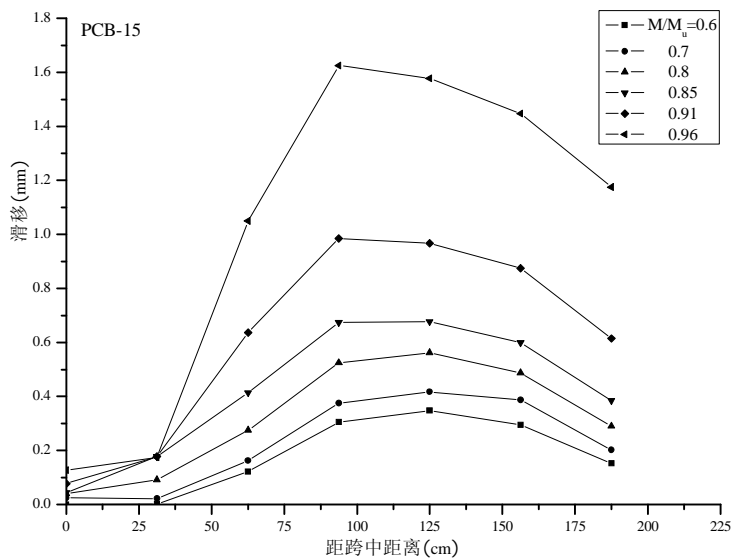


图 2.15 预应力组合梁栓钉纵向应变变化曲线

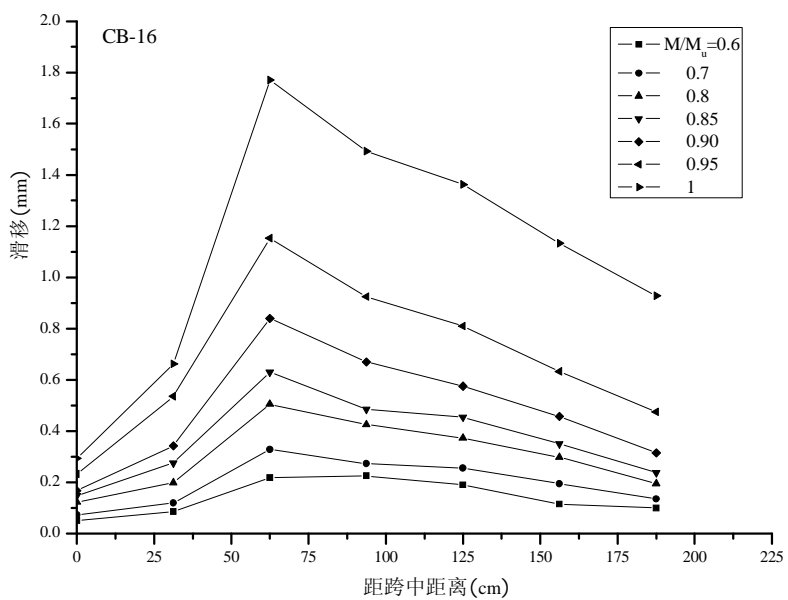
从图 2.15 可以看出，预应力组合梁在受力过程中，栓钉的纵向应变不会超过其屈服值，在分析时，可以不考虑混凝土与钢梁的纵向位移，认为二者受弯曲率相同。

2.4.5 界面滑移

预应力组合梁在承受荷载过程中，界面沿梁纵轴线方向会产生滑移，滑移的产生会降低组合梁的刚度，影响梁的弹性承载能力。图 2.16 给出了 PCB-15、CB-16 试验过程中组合梁界面沿纵向的滑移分布，图 2.17 给出了 PCB-15、CB-16 试验过程中梁上不同位置滑移的增长情况。

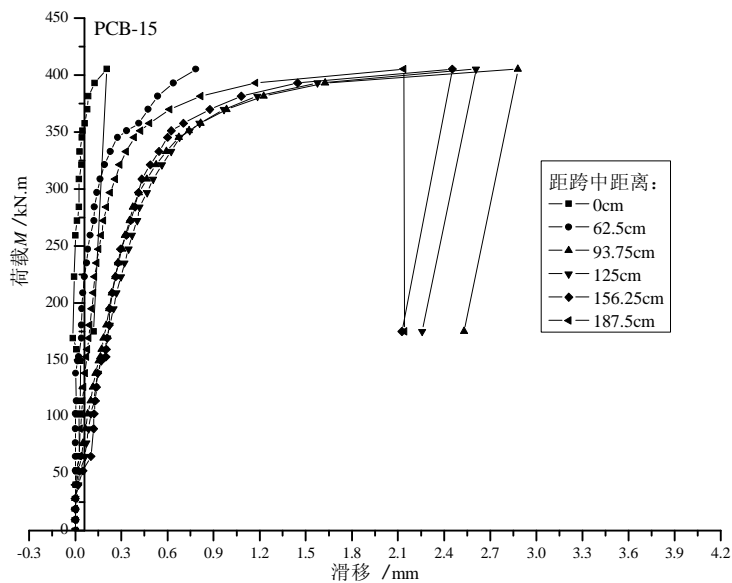


a. PCB-15 交界面滑移分布

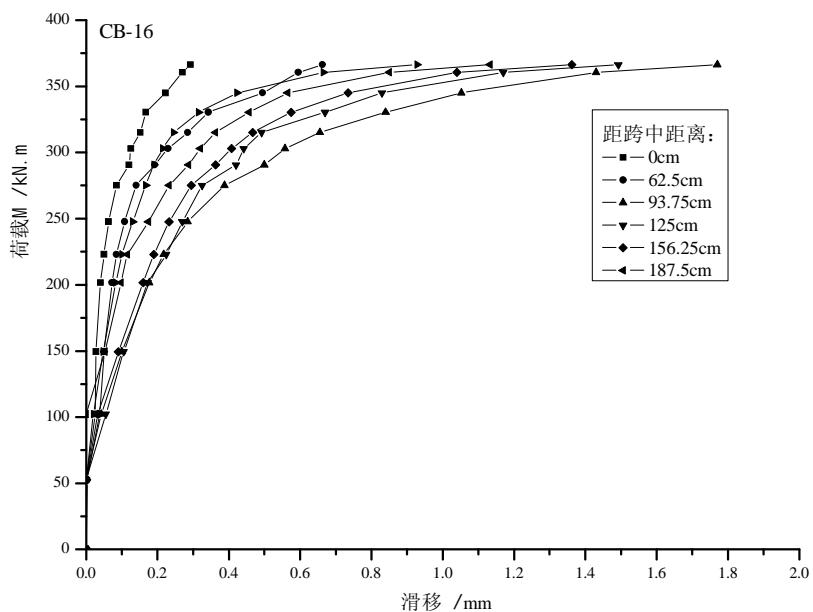


b. CB-16 交界面滑移分布

图 2.16 PCB-15、CB-16 交界面滑移分布图



a. PCB-15 交界面荷载-滑移曲线



b. CB-16 交界面荷载-滑移曲线

图 2.17 PCB-15、CB-16 交界面荷载—滑移曲线

从图 2.16 可以看出，预应力组合梁与普通组合梁的滑移分布情况类似：在组合梁跨中，交界面滑移较小，远离跨中，滑移增大，但是由于支座处受到局部压力的限制，越靠近支座，滑移量逐渐变小。

从图 2.17 可以看出，预应力组合梁的荷载—滑移曲线可以分为三个阶段：第一阶段，在加载的初期，由于钢与混凝土的自然粘结尚未破坏，交界面未出现滑移，随着

荷载的增加，自然粘结不足以抵抗交界面的剪力，自然粘结破坏，开始出现滑移；第二阶段，栓钉周围的混凝土还未压碎，滑移主要由栓钉的弯曲变形及混凝土压缩产生，这一阶段，滑移的增长较缓慢；第三阶段，栓钉周围的混凝土逐渐拉裂，栓钉的弯曲和混凝土的开裂破坏为滑移的主要来源，此时，滑移的增长较为迅速。

2.4.6 预应力筋内力增量

预应力组合梁承受荷载后，由于梁的变形，会使锚固在钢梁两端的预应力筋产生变形，从而产生预应力增量，进一步提高梁截面的承载能力。对于直线型无限位块布筋型式，预应力筋变形产生的内力增量通常会达到初始有效预应力的 50%左右，而折线形布筋型式或直线型有限位块型式，内力增量会达到初始有效预应力的 70%左右，因此有必要对预应力筋的内力增量进行观测，找出预应力筋内力增量与荷载及结构变形的关系。图 2.18 给出了预应力组合梁的荷载—预应力筋内力增量曲线，图 2.19 给出了预应力组合梁的挠度—力筋内力增量曲线。

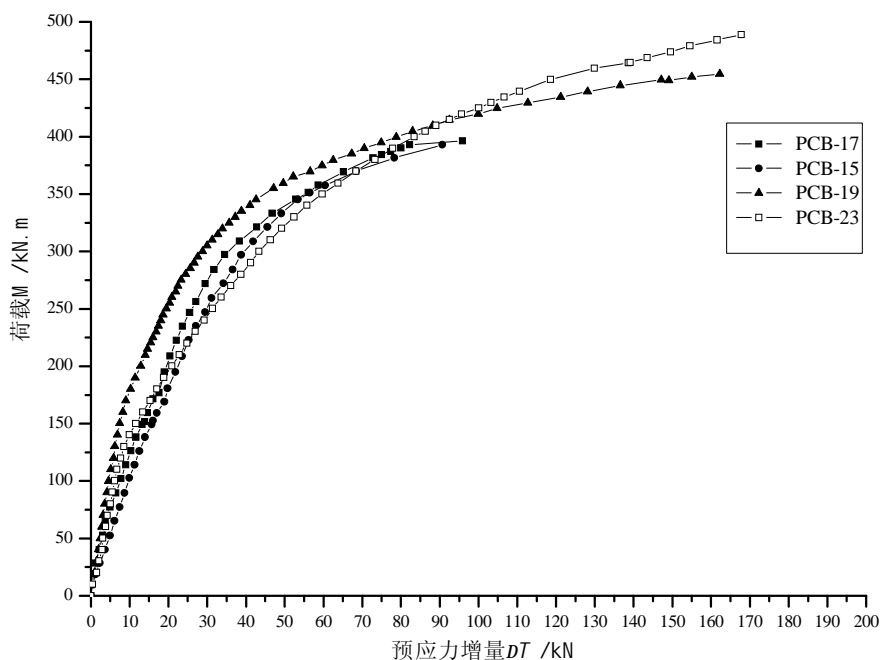


图 2.18 荷载—预应力筋内力增量曲线

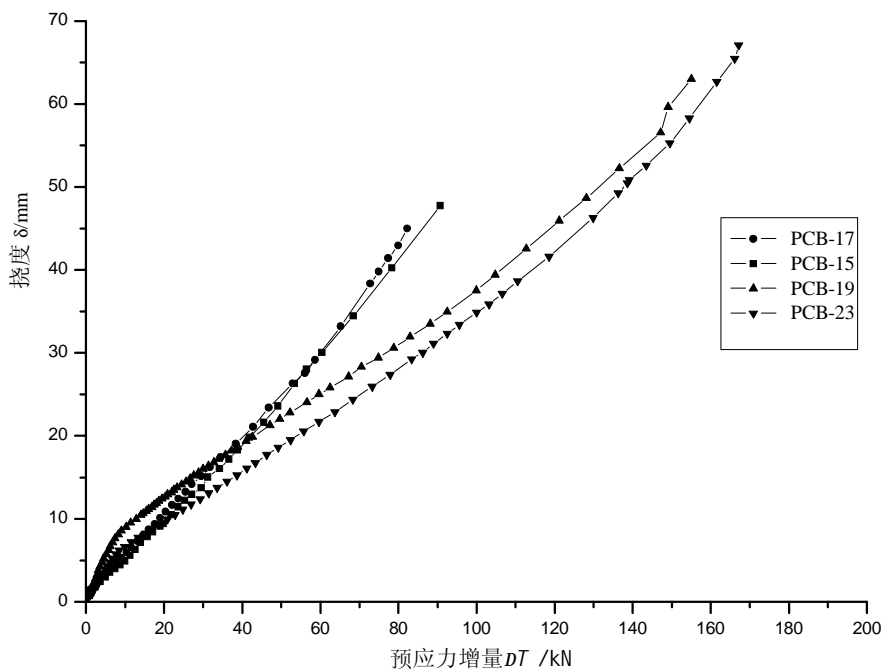


图 2.19 挠度—预应力筋内力增量曲线

从图 2.18 和图 2.19 可以看出荷载—预应力筋内力增量曲线与荷载—挠度曲线形状相似，而预应力筋内力增量与挠度呈线性关系，不同类型布筋形式导致斜率有所不同；在加载初期预应力筋内力增量与荷载呈近似线性关系，当达到屈服荷载后，预应力筋内力增长变快，与荷载为非线性关系；预应力筋的内力增量与预应力筋布筋型式相关，对于直线型布筋型式，有限位块，预应力筋的内力增量增长较快，对于折线型布筋型式，预应力筋内力开始增长较缓慢，后来增长较快；偏心距也是预应力筋内力增量的影响因素之一，偏心距越大，内力增量越大；预应力组合梁的初始刚度影响结构的变形，进而影响预应力筋的内力增量，即刚度较小时，梁变形较大，预应力筋内力增量较大。

2.5 本章小结

通过对 10 根体外预应力组合箱梁的试验研究，试验过程分析及试验结果的总结，可以得到如下结论：

1. 预应力组合梁的受力性能方面

(1) 通过对预应力组合梁试验全过程观测，简支预应力组合箱梁的破坏特征为：钢梁大部分截面达到屈服，翼板混凝土压溃，结构发生过大变形，导致结构破坏。

(2) 预应力组合梁在加载初期阶段，钢、混凝土应变差较小，截面基本符合平截面

假定,随着荷载的增加,交界面应变差也变大。当结构临近破坏阶段时,钢梁腹板底部会出现一定的翘曲现象,交界面应变差也较大,已经不符合平截面的假定了。

(3) 预应力组合梁在加载过程中,荷载—挠度曲线分为三个阶段:在钢梁屈服前,为线弹性阶段,翼板底部混凝土开裂对预应力组合梁的刚度没有明显影响;钢梁屈服后为弹塑性阶段,挠度增长变快;破坏后进入下降段,混凝土逐渐退出工作,由钢梁独自承担荷载。

(4) 预应力组合梁有较高的承载能力和较好的变形性能,挠度延性系数在 3.5~5 之间。

(5) 预应力组合梁在承受荷载时,即使是完全剪力连接,也存在着滑移,滑移会影响组合梁的受力性能,降低梁截面刚度和强度。

2. 预应力方面

(1) 对于直线无限位块的预应力组合梁,相同数量力筋,较大的初始有效预应力可以提高组合梁的弹性承载力,但由于二次效应的作用,对极限承载力影响很小;直线型有限位块的预应力组合梁,对组合梁的极限承载力有较大幅度的提高;对于折线型布筋型式的预应力组合梁,布置力筋数量越多,极限承载能力越大;折线型布筋的预应力组合梁,预应力筋内力增长在前期较为缓慢,后期变化较快;偏心距越大,预应力筋内力增量也较大。

(2) 利用预应力张拉技术对普通混凝土组合梁进行加固,可以较大幅度的提高既有组合梁的刚度和承载能力,并且初始有效预应力越大,加固效果越好。

(3) 预应力筋内力增量通常能达到初始预应力的 50%~70%,内力增量与结构的刚度、变形有关。一般情况下,梁刚度越大,内力增量越小。

参考文献

- [1]中华人民共和国国家标准.钢结构设计规范(GB50017-2003)[M].北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [2]胡少伟,聂建国.箱形钢-混凝土组合梁的复合弯扭试验研究[J].建筑结构,2006,36(8),54-59.
- [3]聂建国.钢-混凝土组合梁结构-试验、理论与应用[M].北京:科学出版社,2005.
- [4]国家质量监督检验检疫总局.电弧螺柱焊用圆柱头焊钉(GB/T10433-2002)[S].2002.
- [5]胡少伟,聂建国.复合受扭钢-混凝土组合梁连接件的设计方法[J].土木工程学报,2004, 37(10): 30~34.
- [6]孙森泉.体外预应力钢-混凝土组合梁的承载力性能研究[D].上海:同济大学,2004.

- [7]胡少伟, 陈亮.复合弯扭下预应力钢箱高强混凝土组合梁受力性能试验研究.建筑结构学报(增刊1),2010:77~81.
- [8]聂建国,刘明,叶列平.钢-混凝土组合结构[M].北京,中国建筑工业出版社,2005.
- [9]中华人民共和国建设部.混凝土结构设计规范(GB50010-2002)[S].北京,中国建筑工业出版社,2002.

第三章 预应力筋应力增量计算方法

3.1 概述

从预应力组合梁试验结果可以看出，预应力组合梁在受力后，组合梁下挠会使预应力筋产生应力增量。随着组合梁的挠度增大，力筋内力增量会达到初始张拉预应力的 50%以上，因此在计算组合梁的应力和变形时，不能忽略预应力应力增量的影响。本文试验试件采用体外预应力技术，除了在锚固端和转向块的位置与结构相连，其他部位与结构并无接触。在计算时，应变协调条件不再适用，因此不能从梁截面的应变特征来确定力筋的应力，而需要通过计算锚固端和转向块处的变形来确定。

从试验梁的预应力内力增量—挠度曲线图（图 2.13）可以看出，体外力筋内力增量与挠度近似成线性关系，但是由于布筋形式的不同，线性关系难以确定。王景全^[1]推导了基于挠度的预应力筋应变增量的计算公式：

$$de_{pe} = x \frac{e_m D}{L^2} \quad (3-1)$$

其中 e_m 为预应力筋锚固端距组合梁弹性中和轴的距离、 D 为组合梁的挠度、 L 为组合梁的净跨、 x 为应变增量系数，体外预应力筋与梁体连接点（转向块）越多，应变增量系数 x 越大，规定对于直线型无转向装置的预应力筋 x 取 4，对于布置无穷个转向块时 x 取 8，对于一般情况，应变增量系数 x 介于 4~8 之间。对于布筋形式不同的情况应变增量系数 x 的取值依然需要通过试验来确定，具有一定的局限性。

本文根据组合梁在不同的受力阶段的特点求解预应力筋应力增量。弹性阶段，基于能量法求解预应力筋的应力增量；破坏阶段，根据组合梁截面的塑性发展程度，确定预应力组合梁的跨中挠度和梁端转角，计算预应力筋的伸长量，从而得到预应力筋应力增量。

3.2 预应力组合梁的预应力损失

体外预应力筋在张拉及使用过程中，由于施工因素、材料性能和环境条件等的影响，预应力钢筋的应力水平会不断降低。所谓的预应力损失指的是预应力钢筋在张拉

锚固后的预应力与构件稳定后所能保持的预应力的差值。尽管预应力损失对结构的承载能力极限状态下的抗弯承载能力影响较小，但是对于正常使用状态下的性能，如反拱、挠度及结构应力状态有密切的关系。因此正确估计、计算和减少预应力筋应力损失对于预应力组合梁的设计计算有重要意义^[2-5]。

目前，一般将预应力损失分为两类：瞬时损失和长期损失。瞬时损失指的是施加预应力时短时间内完成的损失，包括锚具变形和钢筋滑移、混凝土弹性压缩、分批张拉等损失。长期损失包括混凝土的收缩、徐变和预应力松弛损失。我国《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)及《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)等都只针对体内有粘结和无粘结的预应力混凝土结构，对于体外预应力钢—混凝土组合结构并不能完全适合。预应力组合梁的预应力损失主要由锚固损失、摩擦损失及预应力松弛损失组成，但本文组合梁试验从张拉到加载至破坏是在较短时间内完成的，因此预应力松弛损失不予考虑，只计算锚固损失及摩擦损失。

3.2.1 锚固损失 s_{H1}

锚固损失是由锚具变形、垫板缝隙挤紧、预应力钢筋内缩所引起的预应力损失。

对于直线型布筋，可以按下列公式计算：

$$s_{H1} = \frac{a}{l} E_p \quad (3-2)$$

式中： l —张拉端至锚固端之间力筋的有效长度，取张拉端至锚固端间直线距离； a —张拉端锚具变形和钢筋回缩值，按表 3.1 取用； E_p —预应力筋的弹性模量，依据现行《混凝土结构设计规范》取值。

锚固端的锚具在张拉预应力筋过程中已挤紧，所以 a 值只考虑张拉端。

表 3.1 张拉端锚具变形和钢筋回缩值 a (mm)

锚具类别	支撑式锚具			夹片式锚具	
	螺帽缝隙	每块后加垫板的缝隙	锥塞式锚具	有顶压	无顶压
a	1	1	5	5	6~8

对于折线型布筋，计算方法有所不同。当锚具变形、钢筋内缩时，预应力筋将会在转向块处产生反向摩擦。由于反向摩擦的影响，使 s_{H1} 在张拉端最大，经过每个转向块时会减少，到回缩影响最远端转向块时消失，预应力筋的应力分布见图 3.1。

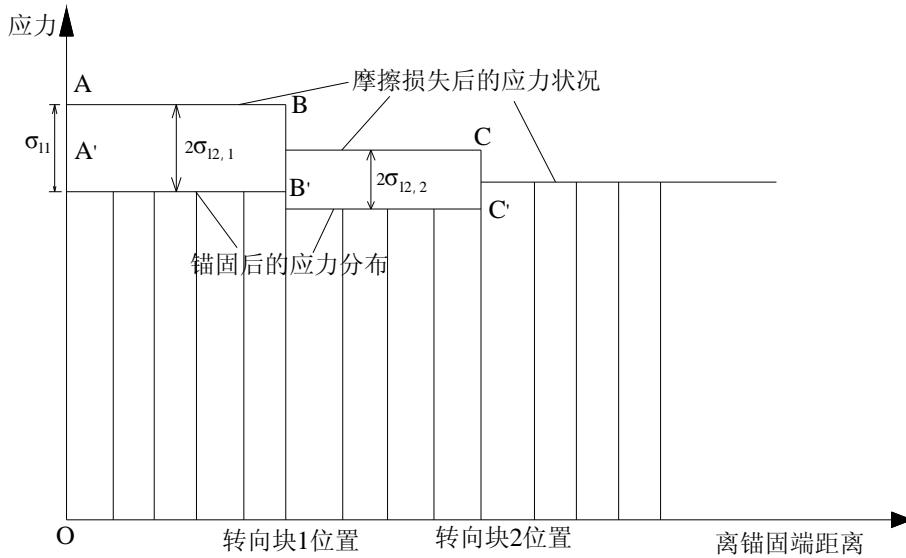


图 3.1 预应力筋应力分布图

从图 3.1 可以看出，当锚具变形时，由于钢筋的回缩在转向块 1 处产生摩擦力，会使 AB 段预应力筋产生应力损失 s_{l1} ，转向块处原本有正向的摩擦力，钢筋回缩时产生反向的摩擦力，假设正反向摩擦力大小相同，则 AB 段的预应力损失 $s_{l1,1} = 2s_{l2,1}$ 。若锚具变形产生的预应力损失在转向块 1 不能平衡就会继续在转向块 2 产生摩擦，使 BC 段预应力筋产生应力损失 $s_{l2,2}$ 。依此类推，有可能在各个转向块处产生摩擦用以平衡锚具变形产生的应力损失。

折线型预应力筋的锚具变形和钢筋回缩值 a 参考表 3.1。

预应力筋锚具变形和钢筋回缩产生的力： $F = aA_p E_p / l$ ，其中 A_p 为预应力筋的横截面积， l 为力筋总长。转向块的摩擦力： $F_i = 2A_p s_{l2,i}$ 。若 $\sum_{i=1}^{k-1} F_i < F < \sum_{i=1}^k F_i$ ，即钢筋回缩影响区为张拉端到第 k 个转向块的区域，一般来说，一端张拉的情况，影响区域不超过构件全长；两端张拉的情况，影响区域不超过构件全长的 $1/2$ 。若摩擦损失较小，即 $F \geq \sum_{i=1}^n F_i$ ， n 为转向块总个数，则回缩力的差值部分按全长分配考虑。

若影响区域为第 k 个转向块，则第 i 个转向块的锚固损失为：

$$s_{l1,i} = 2s_{l2,i} \quad 1 < i \leq k-1 \quad (3-3)$$

$$s_k = aE_p / L - \sum_{i=1}^{k-1} 2s_{l2,i} \quad i = k \quad (3-4)$$

3.2.2 摩擦损失 s_{l2}

与有粘结或无粘结的预应力混凝土结构不同，预应力组合梁的摩擦损失只发生在力筋与钢梁的连接处，对于直线型布筋组合梁只在锚固端与组合梁相连，通常忽略锚固端的摩擦损失，对于折线型布筋组合梁会在转向块处产生摩擦损失。预应力筋与转向块之间的摩擦力大小取决于相互之间正压力的大小及摩擦系数，而预应力筋的摩擦损失 s_{l2} 即为预应力筋在各转向块处的摩擦力之和。

对于单个转向块的摩擦损失为：

$$s_{l2} = s_{con} (1 - e^{-mq}) \quad (3-5)$$

其中： q 为力筋轴心线之间的空间夹角； m 为摩擦系数，按表 3.2 取值； s_{con} 为预应力筋初始的有效应力。

而当 $mq < 0.2$ 时，则 $s_{l2} = mqs_{con}$ 。

表 3.2 摩擦系数 m 的取值

钢绞线及转向块类型	未经润滑的钢绞线对 钢制转向块	涂抹油脂的钢绞线对 钢制转向块	装在塑料管内的钢绞 线对钢制转向块
m	0.20~0.25	0.16~0.20	0.16~0.20

布置多个转向块时，摩擦损失的计算应分段考虑预应力筋的实际张拉应力，从张拉端起算，第 1 个转向块的摩擦损失为：

$$s_{l2,1} = mq_1 s_{con} \quad (3-6)$$

第 i 段预应力筋的实际初始张拉应力为：

$$s_i = s_{con} - \sum_{j=1}^{i-1} s_{l2,j} \quad (3-7)$$

第 i 个转向块处的摩擦损失为：

$$s_{l2,i} = mq_i (s_{con} - \sum_{j=1}^{i-1} s_{l2,j}) \quad (3-8)$$

3.3 组合梁弹性阶段的预应力筋应力增量计算方法

为求解预应力组合梁在正常使用极限状态下的弹性承载力和变形，首先需确定预应力组合梁的预应力增量。由于此阶段钢梁与翼板混凝土材料均处于弹性阶段，因此采用能量法^[6]能够较为方便的求解不同布筋型式的预应力筋应力增量，计算结果也较为

准确。

能量法的原理^[7]：假定弹性体在受力作用的过程中始终保持平衡，因而没有动能的改变，而且弹性体的非机械能也没有变化，于是，外力势能的减少（外力所做的功）就完全转变为形变势能（应变能），存储于弹性体内部。形变势能可以用应力在其相应的应变上所做的功来计算。能量法应用于计算预应力组合梁弹性阶段的预应力筋应力增量时作出如下假定：

- (1) 预应力组合梁处于弹性阶段，钢梁、预应力筋和混凝土材料均处于弹性范围；
- (2) 忽略组合梁的剪切变形的影响；
- (3) 不计预应力筋在转向块处的摩擦影响，假定预应力筋在转向块处可以自由滑动，预应力筋的内力处处相等；
- (4) 在弹性工作状态下，力筋相对梁体位置变化引起的二次效应可以忽略。

图 3.2 给出了预应力组合梁在外荷载作用下的变形情况。根据能量法原理，外荷载做功为 $W = Fw/2$ ，组合梁结构的应变能包括梁的弯曲应变能 U_1 ，预应力增量对梁体的压缩应变能 U_2 以及预应力筋的拉伸应变能 U_3 ，由能量守恒原理建立的能量法基本方程^[8]为：

$$W = U_1 + U_2 + U_3 \quad (3-9)$$

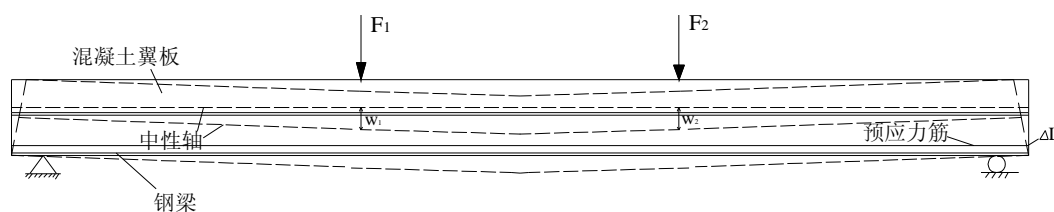


图 3.2 预应力组合梁受力变形示意图

3.3.1 直线型无限位块预应力筋的应力增量

针对试验梁 PCB-15、PCB-17，建立直线型无限位块布筋形式的四点弯曲预应力组合梁应力增量计算模型。

以预应力组合梁形心轴为水平坐标轴，建立组合梁计算坐标系 xoy ，如图 3.3 所示。预应力筋只在组合梁两端 A, B 点与梁体锚固，在组合梁三分点上作用大小相同的集中

力 F ，预应力筋内力增量 DP 对梁体的作用可以简化为组合梁两端的集中力与弯矩。

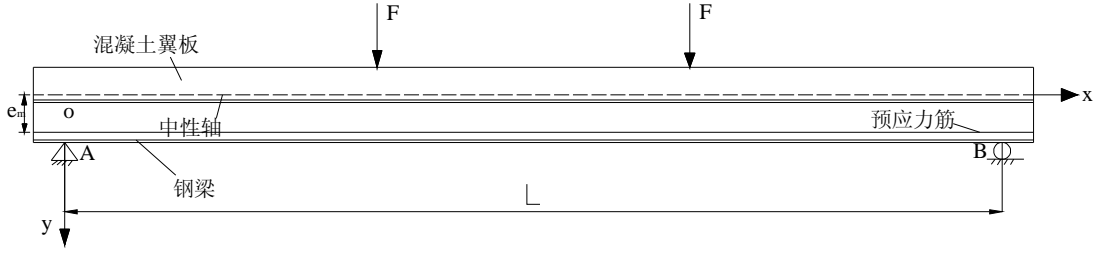


图 3.3 直线型（无限位块）布筋的预应力组合梁布置图

预应力组合梁在集中荷载及该荷载下产生的预应力内力增量 DP 的作用下，沿梁长的弯距为：

$$M(x) = \begin{cases} Fx - \Delta P e_m, & 0 \leq x < L/3 \\ FL/3 - \Delta P e_m, & L/3 \leq x \leq 2L/3 \\ F(L-x) - \Delta P e_m, & 2L/3 < x < L \end{cases} \quad (3-10)$$

式中： e_m 为直线筋锚固点到组合梁截面形心的距离； L 为梁的净跨。

根据梁的近似挠曲微分方程^[9]：

$$-EIy'' = M(x) \quad (3-11)$$

式中： EI 为考虑预应力作用的组合梁抗弯刚度，可按照文献[10]计算。将式(3-10)代入(3-11)积分，并引入边界条件可得梁体变形曲线为：

$$y(x) = \begin{cases} \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{9} FL^2 x - \frac{1}{6} Fx^3 + \frac{1}{2} DP e_m x(x-L) \right], & 0 \leq x < L/3; \\ \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{6} FLx(L-x) - \frac{1}{162} FL^3 + \frac{1}{2} DP e_m x(x-L) \right], & L/3 \leq x \leq 2L/3; \\ \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{6} Fx^3 - \frac{1}{2} FLx^2 + \frac{7}{18} FL^2 x - \frac{1}{18} FL^3 + \frac{1}{2} DP e_m x(x-L) \right], & 2L/3 < x \leq L. \end{cases} \quad (3-12)$$

外力 F 所做的功为：

$$W = F * y(L/3) = \frac{5}{162EI} F^2 L^3 - \frac{1}{9EI} F DP e_m L^2 \quad (3-13)$$

预应力组合梁的弯曲变形能为：

$$U_1 = \frac{1}{2EI} \int_0^L M^2(x) dx = \frac{1}{2EI} \left(\frac{5}{81} F^2 L^3 + DP^2 e_m^2 L - \frac{4}{9} FL^2 DP e_m \right) \quad (3-14)$$

预应力组合梁的在预应力筋内力增量 ΔP 作用下产生的轴向压缩变形应变能为：

$$U_2 = \frac{DP^2 L}{2E_s A_0} \quad (3-15)$$

其中， E_s 为钢梁的弹性模量， A_0 为组合梁换算钢截面面积。

预应力筋的拉伸应变能为：

$$U_3 = \frac{DP^2 L}{2E_p A_p} \quad (3-16)$$

其中， E_p 、 A_p 分别为预应力筋的弹性模量和截面面积。

将式(3-13)~ (3-16)代入式(3-9)，求解方程得到预应力内力增量 ΔP ，

$$DP = \frac{2FLe_m}{9 \left[e_m^2 + EI \left(\frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_s A_0} \right) \right]} \quad (3-17)$$

则预应力筋应力增量 Df_p 为：

$$Df_p = \frac{2E_p FLe_m}{9 \left[EI + E_p A_p \left(e_m^2 + \frac{EI}{E_s A_0} \right) \right]} \quad (3-18)$$

3.3.2 折线型预应力筋的应力增量

针对试验梁 PCB-19、PCB-20，建立折线型布筋形式的四点弯曲预应力组合梁应力增量计算模型。

如图 3.4 所示，折线型布筋形式的组合梁，预应力筋在 A 、 B 两点锚固在组合梁上，同时 C 、 D 处布置转向块。锚固端与组合梁截面形心距离为 e_{m1} ，转向块处与组合梁截面形心的距离为 e_{m2} ， q 为预应力筋的转向角。在承受荷载后，预应力筋产生内力增量 DP ，预应力筋在转向块处产生向上的集中力 F_{pres} ，并在梁端产生轴向力 N_p 。

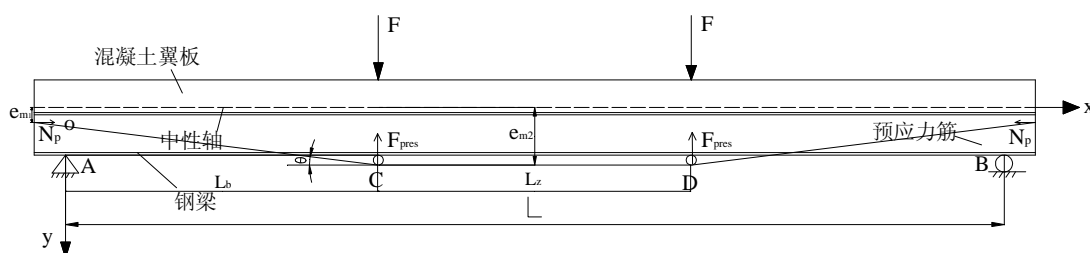


图 3.4 折线型布筋的预应力组合梁布置图

预应力组合梁在集中力 F 作用下，预应力筋产生内力增量 DP ，因此在转向块处产生向上的集中力 F_{pres} ，在锚固端产生 N_p ，其中 $F_{pres} = DP \sin q$ ， $N_p = DP \cos q$ 。则沿梁长的弯矩为：

$$M(x) = \begin{cases} (F - DP \sin q)x - \Delta P \cos q e_{m1}, & 0 \leq x < L/3 \\ (F - DP \sin q)L/3 - \Delta P \cos q e_{m1}, & L/3 \leq x \leq 2L/3 \\ (F - DP \sin q)(L-x) - \Delta P \cos q e_{m1}, & 2L/3 < x \leq L \end{cases} \quad (3-19)$$

根据梁的变形微分方程和边界条件即可以得到梁的挠度曲线:

$$y(x) = \begin{cases} \frac{1}{EI} [(F - DP \sin q)(\frac{1}{9}L^2x - \frac{1}{6}x^3) + \frac{1}{2}DP \cos q e_{m1}x(x-L)], & 0 \leq x < L/3 \\ \frac{1}{EI} [(F - DP \sin q)(\frac{1}{6}Lx(L-x) - \frac{1}{162}L^3) + \frac{1}{2}DP \cos q e_{m1}x(x-L)], & L/3 \leq x \leq 2L/3 \\ \frac{1}{EI} [(F - DP \sin q)(\frac{1}{6}x^3 - \frac{1}{2}Lx^2 + \frac{7}{18}L^2x - \frac{1}{18}L^3) + \frac{1}{2}DP \cos q e_{m1}x(x-L)], & 2L/3 < x \leq L. \end{cases} \quad (3-20)$$

外力 F 所作的外力功为:

$$W = Fy(L/3) = \frac{F}{EI} [\frac{5}{162}(F - DP \sin q)L^3 - \frac{1}{9}DP \cos q e_{m1}L^2] \quad (3-21)$$

预应力组合梁的弯曲变形能为:

$$\begin{aligned} U_1 &= \frac{1}{2EI} \int_0^L M^2(x) dx \\ &= \frac{1}{2EI} [\frac{5}{81}(F - DP \sin q)^2 L^3 + DP^2 \cos^2 q e_{m1}^2 L - \frac{4}{9}(F - DP \sin q)L^2 DP \cos q e_{m1}] \end{aligned} \quad (3-22)$$

预应力组合梁的在预应力筋内力增量 DP 作用下产生压缩变形能:

$$U_2 = \frac{DP^2 \cos^2 q L}{2E_s A_0} \quad (3-23)$$

预应力筋的拉伸应变能为:

$$U_3 = \frac{DP^2 L(1 + \frac{2}{\cos q})}{6E_p A_p} \quad (3-24)$$

将式(3-21)~(3-24)代入式(3-9)中, 求解方程得到预应力筋内力增量 DP :

$$DP = \frac{5 \sin q FL^2 + 18 \cos q FL e_{m1}}{5 \sin^2 q L^2 + 81 \cos^2 q (e_{m1}^2 + \frac{EI}{E_s A_0}) + 27(1 + \frac{2}{\cos q}) \frac{EI}{E_p A_p} + 36 e_{m1} L \sin q \cos q} \quad (3-25)$$

则预应力筋应力增量 Df_p 为:

$$Df_p = \frac{E_p (5 \sin q FL^2 + 18 \cos q FL e_{m1})}{27(1 + \frac{2}{\cos q}) EI + E_p A_p [5 \sin^2 q L^2 + 81 \cos^2 q (e_{m1}^2 + \frac{EI}{E_s A_0}) + 36 e_{m1} L \sin q \cos q]} \quad (3-26)$$

针对试验梁 PCB-24, 即采用折线型布筋型式(跨中有转向块)的预应力组合梁在跨中集中荷载作用下, 根据相同的思路建立模型计算预应力筋的应力增量。

如图 3.5 所示, 预应力筋在 A 、 B 两点锚固在组合梁上, 同时跨中 C 处布置转向块。锚固端与组合梁截面形心距离为 e_{m1} , 转向块处与组合梁截面形心的距离为 e_{m2} , q 为预应力筋的转向角。

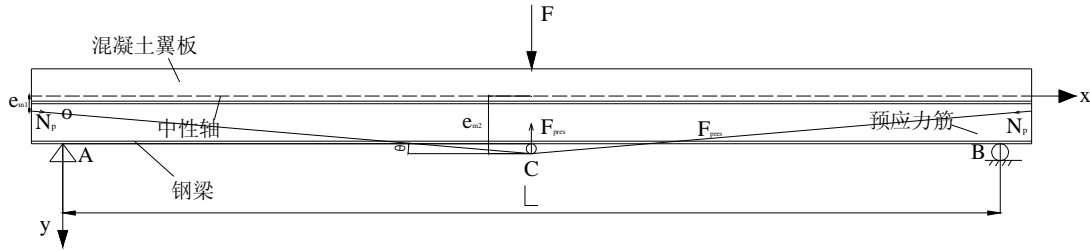


图 3.5 折线型布筋的预应力组合梁布置图

当组合梁跨中承受集中力 F 时, 预应力筋产生内力增量 DP , 根据结构受力特点得到组合梁沿梁长的弯矩为:

$$M(x) = \begin{cases} (\frac{1}{2}F - DP \sin q)x - \Delta P \cos q e_{m1}, & 0 \leq x \leq L/2 \\ (\frac{1}{2}F - DP \sin q)(L-x) - \Delta P \cos q e_{m1}, & L/2 \leq x \leq L \end{cases} \quad (3-27)$$

根据变形微分方程及边界条件可得沿梁长的位移:

$$y(x) = \begin{cases} \frac{1}{EI} [-(F - 2DP \sin q)(\frac{1}{12}x^2 - \frac{1}{16}L^2)x + \frac{1}{2}DP \cos q e_{m1}x(x-L)], & 0 \leq x \leq L/2 \\ \frac{1}{EI} [-\frac{1}{6}(\frac{1}{2}F - DP \sin q)(L-x)^3 - \frac{1}{2}(L-x)(DP \cos q e_{m1}x + \frac{1}{4}DP \sin q L^2 - \frac{1}{8}FL^2)], & L/2 \leq x \leq L \end{cases} \quad (3-28)$$

外力 F 做的外力功为:

$$W = \frac{1}{2}Fy(L/2) = \frac{1}{96EI}(F^2L^3 - 2FDP \sin q L^3 - 6FDP \cos q L^2 e_{m1}) \quad (3-29)$$

预应力组合梁的弯曲变形能为:

$$\begin{aligned} U_1 &= \frac{1}{2EI} \int_0^L M^2(x) dx \\ &= \frac{1}{24EI} [(\frac{1}{2}F - DP \sin q)L^2(\frac{1}{2}FL - DP \sin q L - 6DP \cos q e_{m1}) + 12DP^2 \cos^2 q e_{m1}^2 L] \end{aligned} \quad (3-30)$$

预应力组合梁在内力增量 DP 作用下的轴向压缩变形能为:

$$U_2 = \frac{DP^2 \cos^2 q L}{2E_s A_0} \quad (3-31)$$

预应力筋的拉伸应变能为:

$$U_3 = \frac{DP^2L}{2\cos q E_p A_p} \quad (3-32)$$

将式(3-29)~(3-32)代入式(3-9)中，求解方程得到预应力筋内力增量 DP ：

$$DP = \frac{\sin q FL^2 + 3\cos q FL e_{m1}}{2\sin^2 q L^2 + 24\cos^2 q (e_{m1}^2 + \frac{EI}{E_s A_0}) + \frac{24EI}{\cos q E_p A_p} + 12e_{m1}L \sin q \cos q} \quad (3-33)$$

则预应力筋应力增量 Df_p 为：

$$Df_p = \frac{E_p (\sin q FL^2 + 3\cos q FL e_{m1})}{\frac{24EI}{\cos q} + E_p A_p [2\sin^2 q L^2 + 24\cos^2 q (e_{m1}^2 + \frac{EI}{E_s A_0}) + 12e_{m1}L \sin q \cos q]} \quad (3-34)$$

对于折线型布筋形式的预应力组合梁，预应力筋转向角 q 会随着梁的下挠而变大，满足以下计算公式： $\cos q = \frac{l_b}{\sqrt{l_b^2 + (y_z + e_{m2} - e_{m1})^2}}$ ， $\sin q = \frac{y_z + e_{m2} - e_{m1}}{\sqrt{l_b^2 + (y_z + e_{m2} - e_{m1})^2}}$ ，式中： y_z 为转向块处的竖向位移，即式 (3-20)，(3-28)均为隐式，需要进行迭代求解。但是由于梁的在弹性阶段的变形较小，为简化计算认为 q 不变， q 按下式计算。

$$\cos q = \frac{l_b}{\sqrt{l_b^2 + (e_{m2} - e_{m1})^2}} \quad (3-35)$$

$$\sin q = \frac{e_{m2} - e_{m1}}{\sqrt{l_b^2 + (e_{m2} - e_{m1})^2}} \quad (3-36)$$

3.4 预应力组合梁极限状态下预应力筋应力增量计算方法

为求解预应力组合梁承载能力极限状态下的力筋应力增量，需计算组合梁在极限状态下的跨中挠度 d_u 及梁端转角 q_u 。按照塑性发展程度，将组合梁梁沿全长分为弹性区、弹塑性区和塑性铰区^[11]。对应于不同区域，假定组合梁的曲率分布如图 3.6 所示。假定组合梁的塑性区长度为 $2l_u$ ，塑性曲率为 j_u 、弹塑性区长度为 l_{pe} ，弹塑性曲率为 j_{pe} 、弹性区长度为 l_e ，组合梁屈服曲率为 j_y （弹性区最大曲率）。

组合梁正截面在塑性极限状态时有三种情况：(a).混凝土板达到抗压极限，钢梁仍有强度储备。(b).钢梁全截面进入屈服，混凝土仍有强度储备。(c).钢梁下翼缘受拉应变达到受拉极限应变，混凝土板仍有强度储备。组合梁处于塑性极限状态时，塑性中和

轴一般位于混凝土板中，混凝土本身的应力应变关系比较复杂，因此近似假定塑性和轴在混凝土受压区下边缘，这样就可以得到截面的塑性曲率 j_u 。

$$\text{翼板混凝土受压破坏时: } j_u = e_{cu} / c_0 \quad (3-37)$$

$$\text{钢梁受拉破坏时: } j_u = e_{su} / (h - c_0) \quad (3-38)$$

其中 e_{cu} 为混凝土的极限压应变， e_{su} 为钢的极限拉应变， c_0 为极限状态时混凝土受压区高度。

根据组合梁截面在极限状态时的平衡条件求受压区高度 c_0 。

$$c_0 = \frac{f_p A_p + f_y A_s}{0.8 f_c B_c} = \frac{(f_{p0} + Df_p) A_p + f_y A_s}{0.8 f_c B_c} \quad (3-39)$$

式中： f_c 为翼板混凝土抗压强度， B_c 为翼板的有效宽度， f_{p0} 为预应力筋的初始张拉应力， f_y 为钢梁的屈服强度， A_s 为钢梁受拉区的面积。

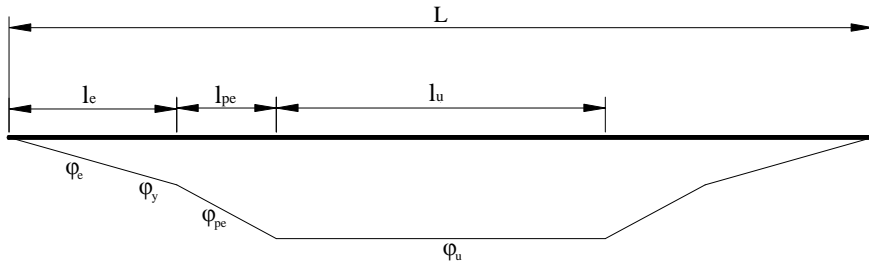


图 3.6 极限状态下组合梁的典型曲率分布图

根据虚功原理，组合梁的极限挠度 d_u 和梁端转角 q_u 可分别由公式 $d_u = \int_0^{L/2} xj(x)dx$ 和 $q_u = \int_0^{L/2} j(x)dx$ 得到^[12]。则组合梁的极限挠度和梁端转角为：

$$y_u = \frac{1}{3} j_y l_e^2 + \frac{1}{2} l_{pe} (l_e + \frac{1}{2} l_{pe}) (j_y + j_u) + \frac{1}{2} l_u (l_e + l_{pe} + \frac{1}{4} l_u) j_u \quad (3-40)$$

$$q_u = \frac{1}{2} j_y l_e + \frac{1}{2} l_{pe} (j_y + j_u) + \frac{1}{2} l_u j_u \quad (3-41)$$

试验研究表明，塑性区等效长度约为梁的高度^[13]，即 $l_u = h$ 。如果梁存在纯弯矩区且弯矩最大，则塑性区等效长度为 $l_u = h + l_z$ ，其中 l_z 为纯弯矩区长度。对于弹性区的长度，首先求出预应力组合梁的屈服弯矩 M_y 和预应力内力增量 Df_p ，此时根据弯矩的分布就可以求出弹性区长度 l_e ，屈服曲率可以用下式求解：

$$j_y = \frac{M_y - M_p}{B} \quad (3-42)$$

式中： M_p 为预应力引起的等效弯矩， B 为考虑滑移的组合梁折减刚度，根据4.2节内容计算得到。

(1) 对于直线无转向块布筋型式的组合梁，如图3.3所示

预应力筋的初始长度为 $l = L$ ，则极限状态下预应力筋的长度为：

$$l' = 2 \sin q_u e_m + L \cos q_u \quad (3-43)$$

预应力筋的伸长量 Dl 为：

$$Dl = l' - l = 2 \sin q_u e_m + L(\cos q_u - 1) \quad (3-44)$$

一般 q_u 较小，即可认为 $\sin q_u = q_u$ ， $\cos q_u - 1 = -q_u^2 / 2$ 。则若预应力筋处于弹性阶段，预应力筋的应力增量为：

$$Df_p = \left(\frac{2q_u e_m}{L} - \frac{q_u^2}{2} \right) E_p \quad (3-45)$$

联立式(3-37)、(3-39)、(3-41)及(3-45)进行迭代求解，即可求出预应力筋内力增量 Df_p 。

(2) 对于折线型双转向块的组合梁，如图3.4所示

预应力筋的伸长量 Dl 为：

$$Dl = 2(\sqrt{(q_u e_{m1} + l_b \cos q_u)^2 + (y_z + e_{m2} - e_{m1})^2} - \sqrt{l_b^2 + (e_{m2} - e_{m1})^2}) \quad (3-46)$$

若预应力筋处于弹性阶段，则预应力筋应力增量 Df_p 为：

$$Df_p = \frac{2E_p(\sqrt{(q_u e_{m1} + l_b \cos q_u)^2 + (y_z + e_{m2} - e_{m1})^2} - \sqrt{l_b^2 + (e_{m2} - e_{m1})^2})}{l_z + 2\sqrt{l_b^2 + (e_{m2} - e_{m1})^2}} \quad (3-47)$$

其中， l_b 为转向块距梁端的距离。对于直线型双限位块的组合梁 $e_{m1} = e_{m2}$ 。

(3) 对于折线型单转向块的组合梁，如图3.5所示

预应力筋的伸长量 Δl 为：

$$Dl = 2(\sqrt{(q_u e_{m1} + L/2)^2 + (y_z + e_{m2} - e_{m1})^2} - \sqrt{L^2/4 + (e_{m2} - e_{m1})^2}) \quad (3-48)$$

若预应力筋处于弹性阶段，预应力筋应力增量 Δf_p 为：

$$Df_p = \frac{E_p(\sqrt{(q_u e_{m1} + L/2)^2 + (y_z + e_{m2} - e_{m1})^2} - \sqrt{L^2/4 + (e_{m2} - e_{m1})^2})}{\sqrt{L^2/4 + (e_{m2} - e_{m1})^2}} \quad (3-49)$$

3.5 计算结果与试验结果比较

根据上述公式分别计算预应力组合梁在正常使用极限状态和塑性极限状态时的预应力筋增量，并与试验结果进行比较。其中下标 y , u 代表正常使用极限状态值和塑性极限状态值，下标 j , t 分别代表计算值和试验值。

表 3.3 预应力筋增量计算值与试验值比较

试验梁号	$DP_{y,j} / \text{kN}$	$DP_{y,t} / \text{kN}$	$DP_{u,j} / \text{kN}$	$DP_{u,t} / \text{kN}$	$DP_{y,j} / DP_{y,t}$	$DP_{u,j} / DP_{u,t}$
PCB-15	33.98	29.5	109.8	90.66	1.15	1.21
PCB-17	34.98	27.1	116.25	95.87	1.29	1.21
PCB-19	43.69	34.54	158.40	162.24	1.26	0.97
PCB-20	77.41	75.81	282.9	269.86	1.02	1.05
PCB-23	40	36.12	234.33	195.4	1.11	1.19
PCB-24	26.06	20.79	153.4	130	1.25	1.18

从表 3.3 可以看出，预应力筋内力增量计算值大都较试验偏大，这是由于在推导理论公式时忽略了预应力筋与钢梁之间的摩擦。组合梁 PCB23 在极限状态时，预应力筋内力计算值超过屈服值 190kN，试验实测值也接近预应力筋屈服值，因此预应力筋的布置和初始张拉值需要综合考虑使其有较安全的增长空间。

3.6 本章小结

针对预应力组合梁不同受力阶段的特点，分别推导了组合梁在弹性阶段、塑性极限状态时的预应力筋应力增量计算公式。组合梁在弹性阶段时，假定组合梁的刚度不变，通过能量法求解预应力增量；组合梁塑性极限状态时，通过计算预应力筋在该状态下的变形得到预应力筋的应力增量。理论计算结果和试验结果进行对比，精度大致满足要求。

参考文献

- [1]王景全.组合梁桥及体外预应力组合梁桥基本性能研究[D].南京:东南大学,2005:.
- [2]熊学玉.体外预应力结构设计[M].北京,中国建筑工业出版社,2005.
- [3]中华人民共和国建设部.混凝土结构设计规范(GB50010-2002)[S].北京,中国建筑工业出版社,2002.

- [4]中华人民共和国交通部. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范(JTG D62-2004)[S].北京,人民交通出版社,2005.
- [5]汪剑.大跨预应力混凝土箱梁桥非荷载效应及预应力损失研究[D].长沙,湖南大学,2006.
- [6]P G Hoadley.Behavior of prestressed composite steel beams[J].Journal of Structure Division,ASCE,1963,89(ST3):21~34.
- [7]徐芝伦.弹性力学(第四版)[M].北京,高等教育出版社,2006.
- [8]刘钊,贺志启,王景全.基于能量法的体外预应力梁力筋应力增量的研究[J].东南大学学报(自然科学版),2008,38(1):140~144.
- [9]范钦珊.材料力学[M].北京,高等教育出版社,2000.
- [10]聂建国,秦凯,周天然,等.预应力钢-混凝土组合梁的刚度[J].工业建筑,2003,33(12):6~8.
- [11]聂建国,周天然,秦凯等.顶应力钢-混凝土组合梁杭弯承载能力研究[J].工业建筑,2003,33(12):1~5.
- [12]龙驭球,包世华.结构力学教程(1)[M].北京,高等教育出版社,2000.
- [13]过镇海,时旭东.钢筋混凝土原理和分析[M].北京:清华大学出版社,2004.
- [14]刘文会.预应力钢-混凝土组合梁桥结构行为研究[D].长春:吉林大学,2005:45~47.

第四章 预应力组合箱梁结构的抗弯承载能力计算

4.1 概述

预应力组合梁按极限状态设计法进行设计，需考虑正常使用和承载能力两个极限状态。对正常使用极限状态，考虑荷载的短期效应组合，以挠度、应力为控制指标；对承载能力极限状态，在满足不发生局部或整体屈曲的前提下可以认为控制截面全截面进入塑性。

本章重点探讨预应力组合梁的极限状态设计方法，对预应力组合梁在正常使用极限状态下和承载能力极限状态下的计算方法进行理论研究，并将理论计算结果与试验结果进行对比。在正常使用极限状态理论分析过程中，建立考虑滑移效应的组合梁抗弯刚度，将预应力等效为外力，计算预应力组合梁的弹性承载力和挠度。在承载能力极限状态理论分析中，采用简化的塑性理论，考虑预应力筋的二次效应，推导出预应力组合梁抗弯承载能力的计算公式，并对抗弯承载能力进行迭代求解。

4.2 正常使用极限状态下挠度与承载力计算

4.2.1 考虑滑移效应的组合梁抗弯刚度

1. 组合梁的折减刚度计算

组合梁承受荷载后，剪力连接件承受剪力变形，导致钢梁与混凝土翼板产生滑移，按照传统的换算截面法计算组合梁的变形和应力会导致结果偏大，导致结构设计的不安全，因此必须考虑滑移效应引起的组合梁抗弯刚度的折减。

我国现行规范《钢结构设计规范》^[1](GB 50017-2003)中，对组合梁的抗弯刚度考虑了滑移的影响，折减刚度 B 可按下列式计算：

$$B = \frac{E_s I_{eq}}{1+z} \quad (4-1)$$

式中： E_s 为钢梁的弹性模量； I_{eq} 为组合梁的换算截面惯性矩， z 刚度折减系数。

$$I_{eq} = I_s + \frac{I_c}{a_E} + A_0 d_c^2 \quad (4-2)$$

$$z = 14.4 \frac{d_c}{h} x - 164.61 \frac{d_c I_0}{h I_{eq}} x^2 \quad (4-3)$$

$$x = \frac{E_s A_0}{L^2} \frac{p}{n_s k}, \quad (4-4)$$

$$I_0 = I_s + \frac{I_c}{a_E}, \quad A_0 = \frac{A_c A_s}{a_E A_s + A_c}$$

式中： I_s 为钢梁截面惯性矩， I_c 为混凝土翼板截面惯性矩， d_c 为钢梁形心到混凝土翼板形心的距离， h 为组合梁梁高， L 为组合梁的净跨， p 为抗剪连接件的纵向平均间距， n_s 为抗剪连接件在梁上的列数， k 为栓钉的抗剪刚度，规范给定 $k = N_v^c (N \cdot mm)$ ， N_v^c 为一个抗剪连接件的承载能力设计值。 E_c 为混凝土的弹性模量， a_E 为钢材与混凝土的弹性模量之比， $a_E = E_s / E_c$ 。

从式(4-3)可以看出， z 在 $x = \frac{1}{22.86} \frac{I_{eq}}{I_0}$ 时取到最大值，即当 x 较大或较小时， z 反而变小，这是不符合实际情况的，因为抗剪连接件越多， x 越小，而折减刚度系数却较大。因此规范中关于刚度折减系数的计算公式有其不合理的地方。

文献[2]给出了计算组合梁折减刚度新的表达形式，当钢梁和混凝土翼板两者不存在组合作用时，二者都按照自己的形心轴弯曲，截面的抗弯刚度为 $E_s I_0 = E_s I_s + E_c I_c$ ，当钢梁和混凝土完全组合时，截面的抗弯刚度为 $E_s I_{eq} = E_s I_s + E_c I_c + E_s A_0 d_c^2$ ，而考虑滑移效应时的组合梁抗弯刚度可以表达为：

$$B = E_s I_0 + f E_s A_0 d_c^2 \quad (4-5)$$

其中 f 为钢梁与混凝土翼板的组合作用系数，用下式来计算

$$f = \frac{1}{1+10x} \quad (4-6)$$

组合作用系数与折减刚度系数的关系如下式：

$$z = \frac{(1-f)A_0 d_c^2}{I_0 + f A_0 d_c^2} \quad (4-7)$$

2. 栓钉抗剪刚度的确定

从上节内容可以看出，不管是刚度折减系数 z 还是组合作用系数 f ，都涉及栓钉连接件的抗剪刚度 k ，栓钉抗剪刚度则需通过推出试验得到。由推出试验得到的荷载—滑移曲线是反映连接件工作性能的特征曲线。对于栓钉连接件，各国学者提出了多种剪力—滑移曲线。应用比较广泛的是 Ollgaard 于 1971 年提出的模型^[3]，公式形式如下：

$$V = V_u(1 - e^{-ns})^m \quad (4-8)$$

式中： V_u 为栓钉的极限承载力， s 为滑移， m, n 为根据试验得到的参数。

如 Ollgaard 提出 $m = 0.558$ 、 $n = 1\text{mm}^{-1}$ ；Johnson R P 提出 $m = 0.989$ 、 $n = 1.535\text{mm}^{-1}$ ；Aribert 提出 $m = 0.8$ 、 $n = 0.7\text{mm}^{-1}$ 。各公式定义的栓钉剪力—滑移曲线如图 4.1 所示

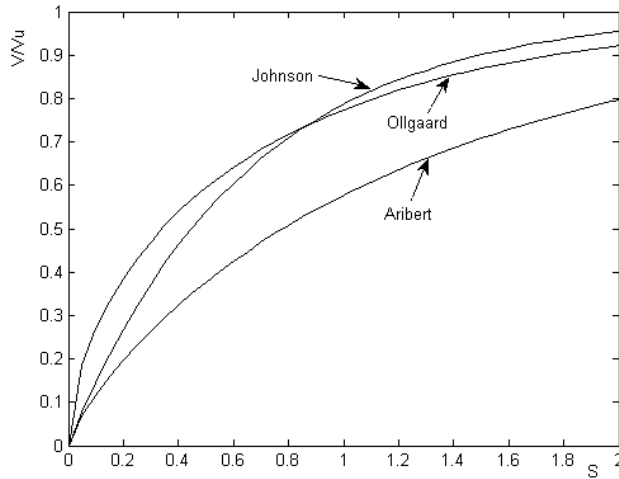


图 4.1 剪力—滑移关系曲线

从公式(4-7)可以看出，栓钉的刚度是不断变化的，随着荷载的增加，刚度越来越小。为简化计算一般认为在栓钉受力的弹性阶段，栓钉承受的剪力为其极限荷载的 50%^[4]，而且此时认为其滑移为 0.5mm，由此可以认为栓钉的抗滑移刚度在数值上等于栓钉的极限承载力，即 $k = N_{v,k}^c$ 。此时， $N_{v,k}^c$ 为承载力的标准值，并不是栓钉本身剪切破坏的承载力，而是考虑混凝土破坏时对应的承载力。

从 20 世纪 50 年代开始，国内外许多研究者对单个栓钉连接件的承载能力进行了研究，依据试验结果提出了各自的计算方法^[5-9]，国内外规范也对栓钉的承载能力标准值和设计值做出了规定。

ECCS1981《组合结构》给出了栓钉抗剪承载力标准值计算公式：

$$N_{v,k}^c = 0.46A_s \sqrt{f_{ck}' E_c} \leq 0.7 f_u A_s \quad (4-9)$$

欧洲规范 EC4(2004)^[10]对栓钉承载力的计算公式已经改为设计值表达式：

$$N_v^c = \frac{0.37A_s \sqrt{f_{ck}' E_{cm}}}{g_v} \leq \frac{0.8 f_u A_s}{g_v} \quad (4-10)$$

我国《钢结构设计规范》(GB50017-2003)给出了栓钉承载力设计值为：

$$N_v^c = 0.43A_s \sqrt{f_c E_c} \leq 0.7fgA_s = 1.169fA_s \quad (4-11)$$

其中： f_{ck}' 是混凝土的 150×300 圆柱体抗压强度特征值（有 95% 保证率的强度）， E_{cm} 为混凝土的平均弹性模量， g_v 为栓钉承载力的抗力分项系数，EC4 建议取 1.25， A_s 为栓钉截面积， f_u 为栓钉材料极限抗拉强度， f 为栓钉材料的抗拉强度设计值， g 为栓钉材料的抗拉强度与屈服强度之比，根据国家标准《圆柱头焊钉》(GB/T 10433-2002)^[11]，当栓钉材料等级为 4.6 级时， $g = 1.67$ 。

150×300 圆柱体试件的强度 f_{ck}' 与我国 150mm 立方体试件的强度 $f_{cu,k}$ 之间存在如下关系^[12]：

$$f_{ck}' = (0.8 \sim 0.85)f_{cu,k} = (1.675 \sim 1.779)f_c$$

若将式(4-7)作为计算栓钉承载力标准值的依据，并用我国规范符号进行表达，则：

$$N_{v,k}^s = 0.46A_s \sqrt{f_{ck}' E_c} = 0.46A_s \sqrt{(1.675 \sim 1.779)f_c E_c} = (0.5953 \sim 0.6136)A_s \sqrt{f_c E_c}$$

上式近似等于我国规范设计值的 1.4 倍。

若将式(4-8)用我国规范符号进行表达，则：

$$N_{v,k}^s = 0.37A_s \sqrt{f_{ck}' E_{cm}} = 0.37A_s \sqrt{(1.675 \sim 1.779)f_c E_{cm}} = (0.479 \sim 0.494)A_s \sqrt{f_c E_{cm}}$$

上式近似等与我国规范设计值的 1.13 倍。

本文取栓钉抗剪刚度标准值为上述规范的平均值，即：

$$k_{0.5} = 1.25 \times 0.43A_s \sqrt{f_c E_c} \quad (4-12)$$

其值为我国栓钉承载力设计值的 1.25 倍，单位为 N/mm。

栓钉受力的弹塑性阶段时，即当栓钉承受极限荷载的 70% ~ 75%，栓钉附近的混凝土开裂，栓钉的割线刚度已经下降，此时取

$$k_{0.75} = \frac{1}{1.2} \times 0.43A_s \sqrt{f_c E_c} \quad (4-13)$$

则根据栓钉在弹性阶段和弹塑性阶段的不同刚度计算组合作用系数 j ，

当栓钉处于弹性阶段时，

$$x_{0.5} = \frac{E_s A_0}{KL^2} = \frac{pE_s A_0}{n_s k_{0.5} L^2} = 0.8 \frac{E_s A_0}{n_s k L^2} = 0.8x, \quad f_{0.5} = \frac{1}{1+8x} \quad (4-14)$$

当栓钉处于弹塑性阶段时，

$$x_{0.75} = \frac{E_s A_0}{KL^2} = \frac{pE_s A_0}{n_s k_{0.75} L^2} = 1.2 \frac{E_s A_0}{n_s k L^2} = 1.2x, \quad f_{0.75} = \frac{1}{1+12x} \quad (4-15)$$

4.2.2 挠度计算

滑移效应对预应力组合梁的受力性能有较大的影响，因此在计算预应力组合梁的挠度时应该考虑滑移效应的不利影响，运用上节给出的折减刚度进行挠度计算。从试验组合梁的荷载—挠度曲线(图 2.8)可以看出，混凝土开裂时，曲线斜率没有明显变化，即假定混凝土开裂不影响预应力组合梁的刚度。

预应力组合梁的受力过程可分为两个阶段：预应力张拉阶段，外荷载作用阶段。

预应力张拉阶段。张拉预应力时，组合梁产生反拱 d_1 。将预应力按等效荷载作为外力，运用结构力学公式求出。

$$d_1 = \int_0^l \frac{\overline{M}(x)M_p(x)}{B} dx = \int_0^l \frac{\overline{M}(x)M_{p0}(x)}{E_s I_0 + fA_0 d_c^2} dx \quad (4-16)$$

式中: $M_p(x)$ 为初始预应力 P_0 等效荷载产生产生的弯矩, $\overline{M}(x)$ 为在拟求位移位置作用单位荷载产生弯矩。

外荷载作用阶段，预应力组合梁承受外荷载时，组合梁产生向下的弹性挠度 d_2 。若不考虑预应力筋增量, 外荷载作用产生的弹性挠度为 $d_{荷}$ 。同时在外荷载作用下，预应力筋产生内力增量 DP ，预应力增量使组合梁产生反拱 d_{DP} 。则弹性挠度为：

$$d_2 = d_{荷} - d_{DP} \quad (4-17)$$

同样的，设在拟求位移位置处作用单位荷载，产生的弯矩分布为 $\overline{M}(x)$ ，则有：

$$d_{荷} = \int_0^l \frac{\overline{M}(x)M_{荷}(x)}{B} dx = \int_0^l \frac{\overline{M}(x)M_{荷}(x)}{E_s I_0 + fA_0 d_c^2} dx \quad (4-18)$$

$$d_{DP} = \int_0^l \frac{\overline{M}(x)M_{DP}(x)}{B} dx = \int_0^l \frac{\overline{M}(x)M_{DP}(x)}{E_s I_0 + fA_0 d_c^2} dx \quad (4-19)$$

对于预应力增量 DP ，可按 3.3 节内容，式(3-17)、(3-25)、(3-33)计算。在计算预应力增量等效荷载产生的弯矩 $M_{DP}(x)$ 时，可不考虑预应力筋偏心距的减小。

4.2.3 预应力组合梁弹性承载力计算

正常使用极限状态以预应力组合梁的钢梁屈服为极限点，为计算正常使用极限状

态下的挠度，必须先求解预应力组合梁的弹性承载力，即屈服荷载。经典的换算截面法可以较为方便的进行应力计算，但是没有考虑钢梁与混凝土翼板界面间的滑移。本文运用附加变形法^[13]来计算预应力组合梁的弹性承载力。

附加变形法计算步骤为：

(1) 根据换算截面法计算不考虑滑移效应的预应力组合梁的弹性承载力 M'_y ；

a) 对组合梁施加预应力阶段。施加预应力后，钢梁底板压应力为 e_1 ，此时将预应力作为内力考虑，构件未承受外力， $M_1 = 0$ ；

b) 施加外荷载以平衡预应力阶段。施加一定外荷载后，使钢梁底板应力为 0。此时预应力筋的内力增量为 DP_1 ，预应力筋内力增量产生的弯矩为 M_{p1} ，此时组合梁截面的弯矩为：

$$M_2 = Ws_1 + M_{p1} \quad (4-20)$$

式中： W 为换算截面法计算的组合梁抗弯截面模量； s_1 为预应力产生钢梁压应力，

$$s_1 = E_s e_1。$$

c) 在 M_2 的基础上继续施加荷载至钢梁底部达到屈服应变 e_y ，此时预应力增量为 DP_2 ，预应力筋产生的弯矩为 M_{p2} ，此时组合梁承受的弯矩为：

$$M_3 = Ws_y + M_{p2} \quad (4-21)$$

将上述组合梁承受的弯矩进行叠加，并令 $M_p = M_{p1} + M_{p2}$ ，则预应力组合梁的弹性承载力为：

$$M'_y = W(s_y + s_1) + M_p \quad (4-22)$$

当预应力组合梁承受外荷载时，假设当预应力组合梁屈服时，外荷载为 F_y ，则外弯矩为：

$$M'_y = f(F_y) \quad (4-23)$$

弹性阶段的预应力筋内力增量可由 3.3 节中公式(3-17)、(3-25)或(3-33)得到，然后联立式(4-22)、(4-23)即可以解得 M'_y 。

(2) 考虑界面间的滑移效应，运用附加变形法计算组合梁截面弹性弯矩减小的折减

系数。

由于滑移的存在，预应力组合梁的弹性承载力要小于式(4-22)给出的计算值，为了定量计算滑移效应引起的截面承载力的降低，引入如下假设：1) 钢梁和混凝土受弯时具有相同的弯曲曲率；2) 滑移效应引起截面的附加变形，产生的应力应变按线性分布；3) 考虑滑移效应对预应力增量的影响。计算模型如图 4.2 所示。

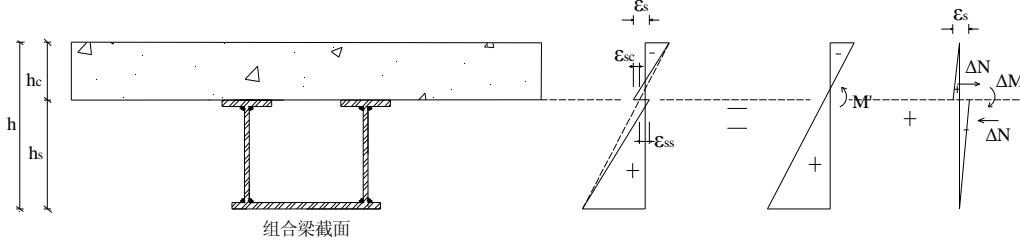


图 4.2 附加变形法计算模型

假设组合梁不考虑滑移时的弯矩为 M' ，此时交界面的相对滑移应变为 e_{sl} ，则钢梁顶部的附加应变为：

$$e_{ssl} = e_{sl} h_s / h \quad (4-24)$$

钢梁截面的附加压力为：

$$DN_s \approx E_s e_{sl} h_s (0.5A_{s1} + A_{s3}) / h \quad (4-25)$$

则由 DN_s 引起的截面弯矩减小的附加弯矩为：

$$DM = E_s e_{sl} h_s (hA_{s1} + 2h_c A_{s3}) / 6h \quad (4-26)$$

式中： A_{s1} 、 A_{s3} 分别为钢梁腹板、钢梁托板截面积。

根据附加变形法，由 DM 引起的附加曲率为：

$$Dj = e_{sl} / h = z' M' / EI_h \quad (4-27)$$

将式(4-27)代入(4-26)可得：

$$DM = \frac{z' M' h_s}{6I_{eq}} (hA_{s1} + 2h_c A_{s3}) \quad (4-28)$$

组合梁截面承受的实际弯矩为：

$$M = M' - DM \quad (4-29)$$

因此，在弹性极限状态，对应钢梁屈服时的组合梁弯矩为：

$$M_y = M'_y - DM = \left[1 - \frac{z' h_s}{6I_{eq}} (hA_{s1} + 2h_c A_{s2}) \right] M'_y \quad (4-30)$$

式中： M'_y 为按照换算截面法得到的预应力组合梁屈服弯矩，可由式(4-22)求得； z' 为

预应力组合梁的刚度折减系数，可由文献[14]计算公式得到。为简化计算，若认为预应力对组合梁滑移无影响，则可由组合梁的刚度折减系数代替，即可用式(4-7)计算。

下面针对试验组合梁，根据式(4-30)和(4-17)分别计算预应力组合梁屈服荷载 M_y 与正常使用极限状态时的挠度 d_y ，并与试验结果进行比较，计算结果见表 4.1。

表 4.1 预应力组合梁屈服荷载与屈服挠度实测值与计算值对比

试验梁号	$M_{y,j}/\text{kN}\cdot\text{m}$	d_j/mm	$M_{y,t}/\text{kN}\cdot\text{m}$	d_t/mm	$M_{y,j}/M_{y,t}$	d_j/d_t
PCB-15	243.52	14.76	247.23	13.74	0.98	1.07
PCB-17	250.43	15.02	262.31	14.15	0.95	1.06
PCB-19	266.4	14.59	280.25	14.11	0.95	1.03
PCB-20	255.35	13.63	272	14.1	0.938	0.96
PCB-23	253.81	14.91	270.13	14.5	0.94	1.03
PCB-24	244.88	5.21	259	4.95	0.94	1.05

其中， j 代表计算值， t 代表试验实测值。

从表 4.1 可以看出，初始有效预应力越大，屈服荷载越大。除组合梁 PCB20 外，挠度的计算值都比实测值要大，而屈服荷载的计算值都较实测值小。总体上理论计算值与实测值吻合较好，可供实际应用参考。

4.3 预应力组合梁的极限抗弯承载能力计算

4.3.1 基本假定

目前规范中并没有针对预应力组合梁的设计条文，一般来说，当钢梁钢板的宽厚比满足规范要求时，可以认为组合梁在达到塑性极限状态之前，不发生局部或整体失稳。本文按照简化的塑性理论来计算预应力组合梁的极限抗弯承载力，做出如下假定：

(1) 截面应变符合平截面假定，极限状态时，钢梁截面全截面达到屈服，受压区混凝土的应力分布近似取矩形应力分布，且不考虑受拉区混凝土的作用；

(2) 尽管钢梁与翼板混凝土界面间滑移会降低极限承载能力，但由于钢材的强化作用可以抵消这种影响，因此不考虑滑移对极限承载能力的影响；

(3) 不考虑混凝土板内普通钢筋的作用，试验结果表明，极限状态时，预应力组合

梁中普通钢筋的极限应变均较小，且普通钢筋按照构造配筋，配筋率较小，与钢梁相比可以忽略不计。

(4) 混凝土、钢梁、钢绞线的本构关系均按照现行设计规范执行。

4.3.2 抗弯极限承载能力计算

一般来说，对于完全剪力连接的预应力组合梁，其塑性中轴位于混凝土翼板内^[15]，因此极限状态时梁截面应力应变分布如图 4.3 所示。

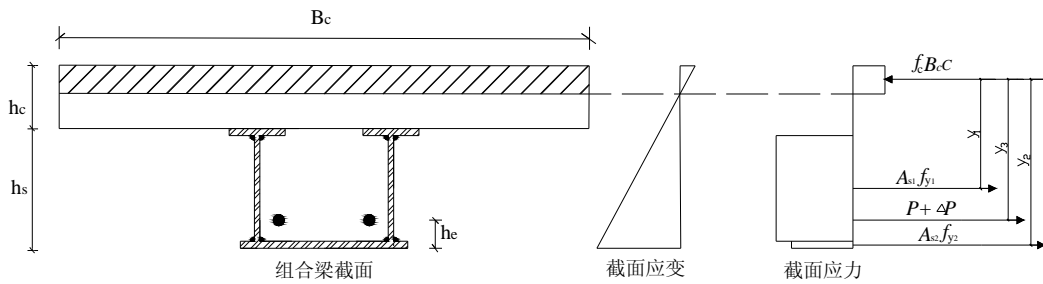


图 4.3 极限状态时截面的应力应变分布

对于完全剪力连接的组合梁，抗剪连接件能够有效的传递组合梁界面间的剪力，因此混凝土的等效矩形受压区高度 c 与钢梁和预应力筋受力有关，根据力的平衡条件：

$$f_c B_c c = A_{s1} f_{y1} + A_{s2} f_{y2} + (P_0 + DP) \quad (4-31)$$

式中： f_c 为混凝土抗压强度； B_c 为混凝土翼板的有效宽度； A_{s1} 、 A_{s2} 分别为钢梁腹板、底板的截面面积； f_{y1} 、 f_{y2} 分别为腹板、底板的屈服强度； P_0 、 DP 分别为预应力筋的初始内力和预应力筋内力增量。从试验结果看，钢梁托板的应变较小，因此不考虑其对抗弯承载力的贡献。

则翼板混凝土等效受压区高度为：

$$c = \frac{f_{y1} A_{s1} + f_{y2} A_{s2} + (P_0 + DP)}{f_c B_c} = \frac{f_{y1} A_{s1} + f_{y2} A_{s2} + (f_{p0} + Df_p) A_p}{f_c B_c} \quad (4-32)$$

预应力增量 Df_p 可按 3.4 节内容求得，从公式(3-45)、(3-47)、(3-49)可以看出，预应力内力增量 ΔP 与翼板混凝土受压区高度相关，可按照以下步骤进行迭代求解：

- (1) 令 $Df_{p0} = 0$ 代入式(3-39)求得混凝土受压区高度 c_1 ；
- (2) 将混凝土受压区高度 c_1 代入公式(3-45)、(3-47)或(3-49)得到 Df_{p1} ；

(3) 将得到的 Df_{p1} 代入式(3-39)求得混凝土受压区高度 c_2 ;

(4) 重复步骤(1)~(3), 只到 $Df_{pn} - Df_{pn-1}$ 较小为止。即可求出混凝土等效受压区高度 c 与预应力增量 Df_p 。

对混凝土等效受压区中心求矩, 即可得到预应力组合梁的极限抗弯承载力:

$$M_u = f_{y1}A_{s1}y_1 + f_{y2}A_{s2}y_2 + (f_{p0} + Df_p)A_p y_3 \quad (4-33)$$

式中: y_1 、 y_2 分别为受拉区钢梁腹板、钢梁底板截面形心到混凝土翼板受压区截面形心的距离; y_3 为考虑二次效应后的预应力筋截面形心到混凝土翼板受压区截面形心的距离。

对于直线型无转向块布筋形式的组合梁, 在极限状态时, 偏心距会减小, 会减小预应力作用对承载能力的贡献。此时, 预应力筋截面形心到翼板混凝土受压区截面形心的距离 y_3 可按下式计算:

$$y_3 = h - h_e - \frac{c}{2} - d_u \quad (4-34)$$

其中 d_u 为预应力组合梁跨中的极限挠度, 可按式(3-40)求得。

对于折线型或有转向块布筋形式的组合梁, 偏心距损失较小, 可以不考虑二次效应的影响。

分别按照公式(4-33)和(3-40)计算试验梁的极限抗弯承载能力 M_u 、极限挠度 d_u 并与试验结果进行比较, 如表 4.2 所示。

表 4.2 抗弯承载力试验实测值与计算值的比较

试验梁号	$d_{u,j}/\text{mm}$	$d_{u,t}/\text{mm}$	$M_{u,j}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_{u,t}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$d_{u,j}/d_{u,t}$	$M_{u,j}/M_{u,t}$
PCB-15	48.53	47.74	364.8	393.02	1.02	0.93
PCB-17	48.06	49.58	370	396.27	0.97	0.934
PCB-19	67.88	62.99	429.07	454.38	1.08	0.944
PCB-20	64.28	58.86	453.4	482	1.09	0.941
PCB-23	62.49	67.08	441.6	488.75	0.93	0.90
PCB-24	15.54	28.21	418.31	436.05	0.55	0.96

其中, j 代表计算值, t 代表试验实测值。

从表 4.3 的计算结果可以看出, 理论计算值与试验结果较吻合, 挠度的计算值偏大, 而极限承载力偏小, 计算公式是偏于安全的。弯剪试验梁 PCB-24 的挠度值偏小的原因是因为跨度较小, 剪力对挠度的影响较大, 而运用曲率面积法求极限挠度时, 只考虑了弯矩的作用。

4.4 本章小结

本章讨论了预应力组合梁在正常使用极限状态和塑性极限状态时的挠度和承载力计算方法。在推导了考虑滑移效应的组合梁折减抗弯刚度的计算公式的基础上, 将预应力作为外力, 求解正常使用极限状态时的挠度和弹性承载力。最后运用简化的塑性理论推导了预应力组合梁的极限抗弯承载力计算公式, 该公式能够反映组合梁的受力特点。利用推导的理论公式对试验梁进行验算, 与试验结果吻合较好, 可供实际应用参考。

参考文献

- [1]中华人民共和国建设部. 钢结构设计规范(GB50017-2003)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [2]童根树, 夏骏. 考虑滑移影响的钢-混凝土组合梁的刚度[J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(6): 4~11.
- [3]聂建国, 刘明, 叶列平. 钢-混凝土组合结构[M]. 北京, 中国建筑工业出版社, 2005: 79~80.
- [4]Y.C.Wang. Deflection of Steel-Concrete Composite Beams with Partial Interaction[J]. Journal of Engineering, ASCE, 1998, 124(10): 1159~1165.
- [5]胡夏闽. 欧洲规范 4 钢-混凝土组合梁设计方法(6)-剪力连接件[J]. 工业建筑, 1996, 26(2): 50~55.
- [6]Slutter R G, Driscoll G C. Flexural strength of steel-concrete composite beams[J]. Journal of Structure Division, ASCE, 1965, 91(ST2): 71~99.
- [7]白永生. 钢与混凝土组合梁设计方法研究[D]. 南京: 东南大学土木工程学院, 2003.
- [8]聂建国, 谭英, 王洪全. 钢-高强混凝土组合梁栓钉剪力连接件的设计计算[J]. 清华大学学报(自然科学版), 1999, 39(12): 94~97.
- [9]胡少伟, 聂建国. 复合受扭钢-混凝土组合梁连接件的设计方法[J]. 土木工程学报, 2004, 37(10).
- [10]Eurocode 4. Design of Composite Steel and Concrete Structures Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings[S]. 2004.
- [11]国家质量监督检验检疫总局. 电弧螺柱焊用圆柱头焊钉(GB/T10433-2002)[S]. 2002.
- [12]过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004.
- [13]聂建国, 周天然, 秦凯等. 顶应力钢-混凝土组合梁抗弯承载能力研究[J]. 工业建筑, 2003, 33(12): 1~5.

- [14] 聂建国,温凌燕,刘冬林.预应力钢-混凝土组合梁变形计算的刚度增强法[J].工业建筑,2003,33(12):9~11.
- [15] Shiming Chen, Ping Gu. Load carrying capacity of composite beams prestressed with external tendons under positive moment[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61: 515~530.

第五章 预应力组合箱梁结构的受弯全过程分析

5.1 概述

通过试验研究,对预应力组合箱梁的受弯性能有了一定的了解,然而需要在理论上对预应力组合梁的力学行为有更进一步的认识,这样可以为设计计算公式提供可靠的理论依据。通常情况下,预应力组合梁可以看成一种压弯构件,压弯构件承受竖向荷载及轴向力,竖向荷载产生挠度,轴向压力将挠度放大或缩小,即使是完全线弹性材料的压弯构件,其对荷载的反应也是非线性的。在塑性阶段(极限状态)或弹塑性阶段,材料的非线性使压弯构件问题(主要是控制微分方程的解析求解)更加复杂。因此,几何非线性和材料非线性的综合影响使压弯构件问题需要借助数值方法求解^[1]。

弯矩曲率法的原理^[2-4]:在给定轴力(由预应力筋产生)的情况下,截面弯矩-曲率关系用增量迭代法计算,即把截面划分为若干个小单元,单元划分的足够小,以使单元上的应力可以看作是常数,然后引入截面的平面应变图式,计算轴力与弯矩值,使它们与截面承受的荷载相吻合,此时平面应变图式的曲率即为所求结果,否则就修改平面应变图式,重复上述过程直到吻合。采用这种方法就可以求得相应轴力的全部弯矩和曲率,再运用共轭梁法可以容易的求得任意截面的转角和挠度,找到荷载与变形的关系。

本文采用弯矩曲率法对预应力钢-混凝土组合箱梁从加载至破坏进行全过程非线性分析,在分析过程中考虑了预应力筋的布筋型式及应力增量的影响。

5.2 基本假定

预应力钢-混凝土组合梁结构与受力较为复杂,在利用弯矩曲率法建立迭代方程式,需要做以下基本假定:

- (1).平截面假定。无论在弹性阶段还是极限状态,梁截面纵向纤维应变沿高度呈线性分布。从试验结果可以看出,平截面假定是基本符合的。
- (2).单元的应力均匀分布。混凝土及钢梁上划分的单元上应力均匀分布。
- (3).不考虑组合梁交界面的滑移影响。
- (4).不考虑预应力筋的摩阻损失,预应力筋应力沿长度方向为常量。

(5).考虑受拉区混凝土参加工作，但当某一混凝土纤维的拉应变超过 150×10^{-6} 时，该混凝土纤维退出工作。

(6).假设预应力组合梁有足够的抗剪强度，足够锚固能力，组合梁最终由于受弯而破坏。

5.3 材料的本构关系

5.3.1 混凝土的应力应变关系

对于混凝土单轴受压应力应变关系，国内外许多学者根据自己的试验数据先后提出了有理式、多项式、幂函数、指数函数及三角函数等多种解析表达式，并且彼此相差较大。鉴于试验组合梁翼板采用高强混凝土浇注，本文采用哈工大李惠提出的高强混凝土应力-应变关系^[5]：

$$y = \begin{cases} 1.115x + 0.26x^2 - 0.375x^3 & 0 \leq x \leq 1 \\ 0.498^{(x-1)} & 1 \leq x \leq 4 \end{cases} \quad (5-1)$$

式中： y 为 s/s_{c0} ； x 为 e/e_{c0} 。 s 和 e 分别为混凝土的压应力和压应变， s_{c0} 和 e_{c0} 分别为混凝土的峰值压应力和峰值压应变。

混凝土的峰值应变是指对应峰值应力的应变，而将构件极限承载力对应的应变成为极限应变。在应力-应变关系曲线上，将应力降至峰值应力 85% 对应的应变定义为极限应变。

普通混凝土的峰值应变在 $2000 me$ 左右，随强度变化较小；高强混凝土的峰值应变要大于普通混凝土，随着强度的提高，峰值应变也在增加。李惠等通过试验得到了高强混凝土立方体抗压强度和峰值应变之间的统计关系为：

$$e_{c0} = (1433.7 + 10.434 f_{cu,15}) \times 10^{-6} \quad 50MPa \leq f \leq 100MPa \quad (5-2)$$

高强混凝土的峰值应变随强度的提高而提高，但是其极限应变却随着强度的提高而下降，下降段变陡，表现出强度越高脆性越显著的特性。对于高强混凝土而言，极限应变在 $3000 \sim 3300 me$ 之间，为分析方便，将高强混凝土极限应变统一取为 $e_{cu} = 3000 me$ 。

混凝土轴向受拉应力-应变曲线一般采用两折线或三折线的模型，本文采用国家规

范《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)推荐的混凝土单轴受拉的应力应变关系^[6]:

$$y = \begin{cases} 1.2x - 0.2x^6 & x \leq 1 \\ \frac{x}{a_t(x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (5-3)$$

式中: y 为 s/s_{t0} , x 为 e/e_{t0} ; s_{t0} 为混凝土的单轴抗拉强度, 可取 f_{tk} , e_{t0} 为与 s_{t0} 相对应的混凝土峰值拉应变; a_t 为单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值, 可按表 5.1 选取。

表 5.1 混凝土单轴受拉应力-应变曲线的参数值

$f_{tk}/\text{N}/\text{mm}^2$	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$e_{t0}(\times 10^{-6})$	65	81	95	107	118	128	137
a_t	0.31	0.70	1.25	1.95	2.81	3.82	5.00

由于混凝土开裂后应力较小, 因此当混凝土拉应变达到 150×10^{-6} , 受拉混凝土退出工作。

5.3.2 钢材的应力应变关系

钢材的本构关系采用两折线弹塑性强化模型, 如图 5.1 所示。当钢材的应力超过屈服应力后, 弹塑性阶段的弹性模量为屈服前的 1/100。

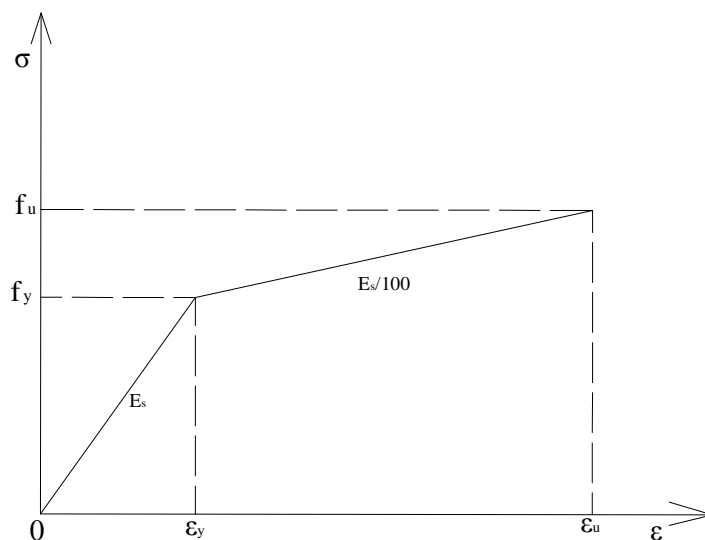


图 5.1 钢材的应力-应变关系

$$s_s = \begin{cases} E_s e_s, & e_s \leq e_y \\ f_y + 0.01E_s(e_s - e_y), & e_y < e_s < e_u \end{cases} \quad (5-4)$$

式中： f_y 、 f_u 分别为钢材的屈服强度和极限强度。

钢材的受压应力应变关系可认为与受拉应力应变关系相同。

5.3.3 预应力筋的应力应变关系

预应力筋的拉伸曲线^[7]如图 5.2 所示。预应力筋开始受力后，应力与应变按比例增长，其比例（弹性）极限约为 $s_{pe} \approx 0.75f_{pu}$ 。此后，应变逐渐加快发展，曲线的斜率渐减。当曲线呈水平时达到极限强度 f_{pu} 。拉伸曲线没有明显的屈服台阶，将对应于残余应变为 0.2×10^{-2} 是的应力作为屈服强度 f_{py} ，我国规范取为 $0.85f_{pu}$ 。

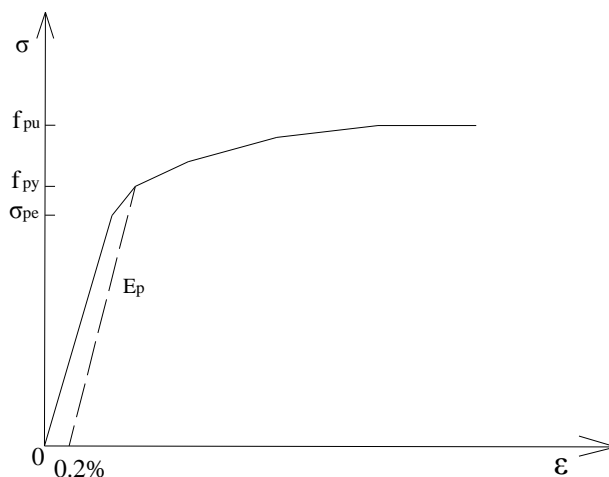


图 5.2 预应力筋的拉伸曲线

预应力筋的应力应变可按下式计算：

$$\begin{aligned} 0 \leq s_p \leq s_{pe}, \quad s_p &= E_p e_p \\ s_p > s_{pe}, \quad e_p &= \frac{s_p}{E_p} + 0.002 \left(\frac{s_p}{f_{py}} \right)^{13.5} \end{aligned} \quad (5-5)$$

5.4 弯矩-曲率法的基本原理

5.4.1 计算过程

1. 将组合梁划分为 n 个单元和 $n+1$ 个截面，如图 5.3 所示。

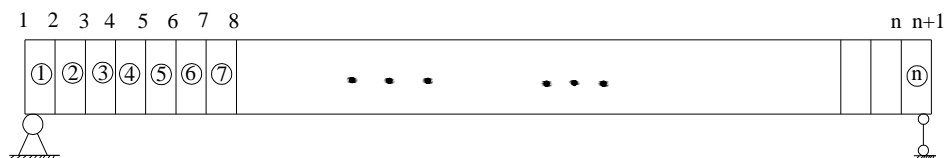


图 5.3 单元、截面划分图

2. 求解各截面的弯矩-曲率关系

弯矩与曲率计算，主要是为求得截面弯矩与曲率的对应关系，一般需从弯矩和曲率两者之间选定一个作为已知，确定另一个。若先确定曲率 j （分级加变形），计算中只需修改混凝土顶面纤维应变 e_c ；若先确定弯矩 M （分级加荷载），计算中需要同时修改 j 和 e_c 。在求解最大弯矩截面的弯矩曲率关系时分级加变形求解，其他截面运用分级加荷载求解。

(1) 选取组合梁最大弯矩截面，将截面沿高度划分为有限条带，每一个条带应力均匀分布，钢梁上下翼缘按独立部分处理，不划分条带，见图 5.4 所示。

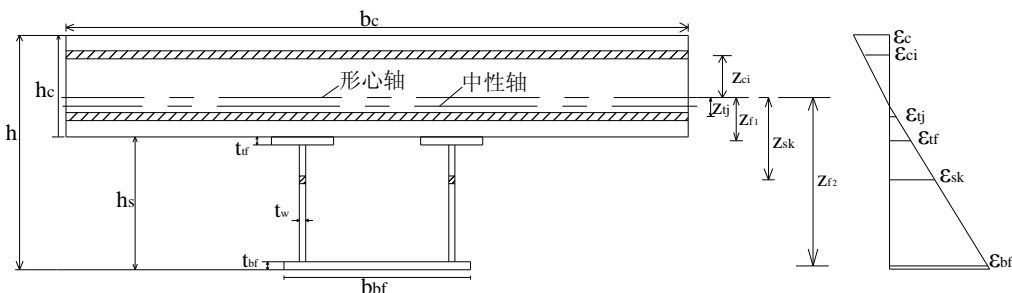


图 5.4 组合梁截面应力-应变分布图

(2) 取曲率 $j = j + Dj$ ；

(3) 假定组合梁截面顶面纤维应变为 e_c 。

(4) 求出各混凝土条带单元、钢梁腹板条带单元应变

(5) 按照混凝土、钢材的本构关系求出相应的应力。

(6) 求出截面的受压区、受拉区内力总和，判别是否满足平衡条件

(7) 若不满足平衡条件，则调整应变值 e_c ，重复步骤(4)~(6)。

(8) 满足平衡条件，则计算内力弯矩，从而得到曲率 j 所对应的弯矩 M_{\max} 。

3. 求解荷载变形关系

(9) 求得 M_{\max} 后, 即可求得荷载 F , 由此可以求得各截面的弯矩 M_i , 并求出各分段处的曲率 j_i 。

(10) 分段处的曲率已知后, 根据共轭梁法计算各截面的转角及位移值, 求出预应力筋的应力增量 Df_p , 可得当前荷载状态下的预应力筋的应力 f_p 。

(11) 以 f_p 作为预应力筋新的应力值重复(3)~(10)直至前后两次计算的 f_p 值满足设定的精度为止。此时计算出的混凝土、钢梁应变和应力, 预应力筋应力, 梁的位移即是跨中截面曲率为 j 时的精确值。

循环计算(2)~(11)至预设终止条件为止, 可得完整的荷载挠度曲线。需要注意的是, 当计算到极限弯矩 M_u 后, 弯矩 M 及荷载 P 会下降, 塑性区的各截面则进入 $M-j$ 曲线的下降段, 而塑性区以外区段的各截面需要按初始刚度卸载。

5.4.2 截面应力分析

如图 5.4 所示为预应力组合梁第 m 个截面的应变情况, 在外力作用下, 截面的应变情况可由混凝土顶面混凝土纤维应变 e_c 及截面曲率 j 求得。

$$\text{受压区高度为: } c = \frac{e_c}{j} \quad (5-6)$$

确定中性轴位置, 比如判定是否在混凝土翼板中, 即是否满足 $c < h_c$ 。

若满足, 则混凝土截面有受压区和受拉区, 分别将混凝土受压区和受拉区分为 n_1 和 n_2 个条带; 将钢梁顶板及底板分别作为一个条带; 钢梁腹板分为 n_3 个条带。

则受压区混凝土第 i 个条带的压应变及距形心轴距离为:

$$e_{ci} = -\frac{c}{n_1} \left(n_1 - i + \frac{1}{2} \right) j \quad (5-7)$$

$$z_{ci} = h_x - \frac{c}{n_1} \left(i - \frac{1}{2} \right) \quad (5-8)$$

受拉区混凝土第 j 个条带的拉应变及距形心轴距离为:

$$e_{ij} = \frac{h_c - c}{n_2} \left(j - \frac{1}{2} \right) j \quad (5-9)$$

$$z_{ij} = h_x - c - \frac{h_c - c}{n_2} \left(j - \frac{1}{2} \right) \quad (5-10)$$

钢梁托板拉应变及距形心轴距离为：

$$e_{tf} = (h_c - c + \frac{1}{2} t_{tf}) j \quad (5-11)$$

$$z_{tf} = h_x - h_c - \frac{1}{2} t_{tf} \quad (5-12)$$

钢梁腹板第 k 个条带拉应变及距形心轴距离为：

$$e_{sk} = [h_c - c + t_{tf} + \frac{h_f}{n_3} (k - \frac{1}{2})] j \quad (5-13)$$

$$z_{sk} = h_x - h_c - t_{tf} - \frac{h_f}{n_3} (k - \frac{1}{2}) \quad (5-14)$$

钢梁底板拉应变及距形心轴距离为：

$$e_{bf} = (h - c + \frac{1}{2} t_{bf}) j \quad (5-15)$$

$$z_{bf} = h_x - h + \frac{1}{2} t_{bf} \quad (5-16)$$

式中： h_x 为形心轴距翼板顶端距离。

若不满足，则钢梁存在受压区，各截面单元的应变仍可按照上述方法得到，在此不赘述。

已知混凝土和钢材的应力-应变关系，因此可根据混凝土应变、钢梁应变求得相应的应力，即 $s_{ci} = s(e_{ci})$ 、 $s_{ij} = s(e_{ij})$ 、 $s_{tf} = s(e_{tf})$ 、 $s_{sk} = s(e_{sk})$ 、 $s_{bf} = s(e_{bf})$ 。

符号系统规定：

- (1) 应变：拉应变为正，压应变为负；
- (2) 轴力：垂直于截面指向右侧为正；
- (3) 弯矩：使截面下缘受拉为正，上缘受拉为负；
- (4) 曲率：以截面下缘受拉为正。

5.4.3 截面平衡方程

翼板混凝土受压区合力 N_c 及对形心轴产生的力矩 M_c 为:

$$N_c = \sum_{i=1}^{n_1} s_{ci} b_c \frac{c}{n_1} \quad (5-17)$$

$$M_c = \sum_{i=1}^{n_1} s_{ci} b_c \frac{c}{n_1} z_{ci} \quad (5-18)$$

翼板混凝土受拉区合力 N_t 及对形心轴产生的力矩 M_t 为:

$$N_t = \sum_{j=1}^{n_2} s_{tj} b_c \frac{h_c - c}{n_2} \quad (5-19)$$

$$M_t = \sum_{j=1}^{n_2} s_{tj} b_c \frac{h_c - c}{n_2} z_{tj} \quad (5-20)$$

钢梁托板合力 N_{tf} 及对形心轴产生的力矩 M_{tf} 为:

$$N_{tf} = s_{tf} b_{tf} t_{tf} \quad (5-21)$$

$$M_{tf} = s_{tf} b_{tf} t_{tf} z_{tf} \quad (5-22)$$

钢梁腹板合力 N_s 及对形心轴产生力矩 M_s 为:

$$N_s = \sum_{k=1}^{n_3} 2s_{sk} t_w \frac{h_f}{n_3} \quad (5-23)$$

$$M_s = \sum_{k=1}^{n_3} 2s_{sk} t_w \frac{h_f}{n_3} z_{sk} \quad (5-24)$$

钢梁底板合力 N_{bf} 及对形心轴产生的力矩 M_{bf} 为:

$$N_{bf} = s_{bf} t_{bf} b_{bf} \quad (5-25)$$

$$M_{bf} = s_{bf} t_{bf} b_{bf} z_{bf} \quad (5-26)$$

预应力筋的总拉力 N_p 及对形心轴产生的力矩 M_p :

对于直线型不加转向块的情形

$$N_p = (f_{p_0} + Df_p) A_p, \quad M_p = N_p (e_m - d_m)$$

对于折线型的情形

$$N_p = (f_{p0} + Df_p)A_p \cos q, \quad M_p = N_p(e_{m1} - d_m) + (f_{p0} + Df_p)A_p \sin q f(x_m)$$

预应力组合梁作用有外荷载时，截面承受弯矩 M_m ，混凝土、钢梁、预应力筋之间，存在着如下内力平衡关系：

(1). 水平力平衡：

$$N_c + N_t + N_{f'} + N_s + N_{bf} + N_p = 0 \quad (5-27)$$

(2). 弯矩平衡（对截面形心轴）：

$$M_m + M_c + M_t + M_{f'} + M_s + M_{bf} - M_p = 0 \quad (5-28)$$

若截面先确定曲率 j ，若满足式(5-27)时，就可以根据式(5-28)求得截面承受的弯矩；若截面外力弯矩 M_m 已知，则可以联立式(5-27)、(5-28)求得截面的曲率。

5.4.4 全过程分析中预应力应力增量的计算

如图 3.3~3.5 所示，以组合梁的固定端 A 为坐标原点，利用组合梁在锚固端和转向处的变形，求得在结构受力后预应力筋新的坐标位置，由此可求出预应力钢筋的变形和应力。设组合梁的 A 、 B 、 C 、 D 点的转角为 q_A 、 q_B 、 q_C 、 q_D ，梁 B 、 C 、 D 点的轴向变形分别为 u_B 、 u_C 、 u_D ($u_A = 0$)， C 、 D 两点的竖向变形为 y_C 、 y_D ，则预应力筋的伸长量为 Dl ，再根据预应力筋的应力应变关系求出应力增量 Df_p 为：

(1) 直线型无转向块，如图 3.3 所示

$$\begin{aligned} Dl &= 2q_A e_m + u_B \\ Df_p &= f(Dl_p / L) \end{aligned} \quad (5-29)$$

(2) 折线型双转向块，如图 3.4 所示

$$\begin{aligned} Dl &= \sqrt{(y_C + e_{m2} - e_{m1})^2 + (l_b + u_C - e_{m2}q_C + e_{m1}q_A)^2} + (l_z + u_D - u_C + 2q_C e_{m2}) \\ &\quad + \sqrt{(y_D + e_{m2} - e_{m1})^2 + (l_b + u_B - u_D - e_{m1}q_B + e_{m2}q_D)^2} - (l_z + 2l_b / \cos q) \end{aligned} \quad (5-30)$$

$$Df_p = f(Dl / (l_z + 2l_b / \cos q))$$

(3) 折线型单转向块，如图 3.5 所示

$$\begin{aligned}
 Dl &= \sqrt{(y_c + e_{m1} - e_{m2})^2 + \left(\frac{L}{2} + u_c + q_A e_{m1}\right)^2} \\
 &\quad + \sqrt{(y_c + e_{m1} - e_{m2})^2 + \left(\frac{L}{2} + u_B - u_c - q_B e_{m1}\right)^2} - L/\cos q \\
 Df_p &= f(Dl \cos q / L)
 \end{aligned} \tag{5-31}$$

5.4.5 组合梁变形计算

从上节内容可知，计算预应力筋的内力增量需求解预应力筋锚固端与转向块处的位移，而且全过程分析程序是以组合梁的挠度为计算终止控制条件，因此需对组合梁进行变形计算。

1. 截面挠度计算

已知各截面的曲率后，并假设组合梁单元内曲率为线性分布，根据共轭梁法原理^[8]，将曲率作为荷载作用在虚梁上，计算虚梁上的弯矩，即可求解各截面的位移。

组合梁第 m 个截面的挠度计算式为：

$$\begin{aligned}
 d_m &= \frac{(m-1)L^2}{2n^2} \sum_{i=1}^n (j_i + j_{i+1}) \left(1 - \frac{2i-1}{2n}\right) \\
 &\quad - \frac{L^2}{2n^2} \sum_{i=1}^{m-1} (j_i + j_{i+1}) \left(m - \frac{2i+1}{2}\right), \quad 1 \leq m \leq n+1
 \end{aligned} \tag{5-32}$$

则组合梁跨中挠度为：

$$d_{\text{中}} = \begin{cases} d_{\frac{n+2}{2}}, & n = 2k \\ \frac{L^2}{4n} \sum_{i=1}^n (j_i + j_{i+1}) \left(1 - \frac{2i-1}{2n}\right) \\ - \frac{L^2}{2n^2} \sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} \frac{n-2i}{2} (j_i + j_{i+1}) - \frac{L^2}{32n^2} (j_{\frac{n+1}{2}} + j_{\frac{n+3}{2}}), & n = 2k+1 \end{cases} \tag{5-33}$$

转向块处的竖向变形与转向块的位置有关。对于折线型单转向块的布筋形式，转向块通常位于梁的跨中，因此， $y_c = d_{\text{中}}$ ；而对于折线型双转向块的布筋形式，转向块

离梁端距离为 l_b ，并假设转向块处于第 a 个单元之中，即 l_b 满足下式： $(a-1)\frac{L}{n} \leq l_b \leq a\frac{L}{n}$ ，

则

$$y_C = d_a + \left(\frac{nl_b}{L} - a + 1\right)(d_{a+1} - d_a) \quad (5-34)$$

$$y_D = d_{n-a+2} + (d_{n-a+1} - d_{n-a+2})\left(\frac{nl_b}{L} - a + 1\right) \quad (5-35)$$

对于对称荷载的情形， $y_C = y_D$ 。

2. 截面转角计算

主要计算预应力筋锚固段的转角及转向块处的转角，同样的，利用共轭梁法将梁的曲率作为荷载作用与虚梁，计算截面剪力，即可求出实梁的截面转角。

组合梁第 m 个截面的转角为：

$$q_m = \frac{L}{2n} \left[\sum_{i=1}^n (j_i + j_{i+1}) \left(1 - \frac{2i-1}{2n}\right) - \sum_{i=1}^{m-1} (j_i + j_{i+1}) \right] \quad (5-36)$$

则锚固端的转角为：

$$q_A = \frac{L}{2n} \sum_{i=1}^n (j_i + j_{i+1}) \left(1 - \frac{2i-1}{2n}\right) \quad (5-37)$$

$$q_B = \frac{L}{2n} \sum_{i=1}^n (j_i + j_{i+1}) \frac{1-2i}{2n} \quad (5-38)$$

转向块处的转角为：

$$q_C = q_a + \left(\frac{nl_b}{L} - a + 1\right)(q_{a+1} - q_a) \quad (5-39)$$

$$q_D = q_{n-a+2} + (q_{n-a+1} - q_{n-a+2})\left(\frac{nl_b}{L} - a + 1\right) \quad (5-40)$$

同样的，在对称荷载作用下，有： $q_A = -q_B$ 、 $q_C = -q_D$ 。

3. 轴向变形计算

各截面的轴向压缩变形通过截面形心轴处的应变 \mathbf{e}' 来计算：

第 m 个截面的轴向变形为：

$$u_m = \int_{A_m} \mathbf{e}'(x) dx = \frac{L}{2n} \sum_{i=1}^{m-1} (\mathbf{e}'_i + \mathbf{e}'_{i+1}) \quad (5-41)$$

则转向块处的轴向变形为：

$$u_C = \int_{AC} e(x) dx = u_a + \left(\frac{nl_b}{L} - a + 1\right)(u_{a+1} - u_a) \quad (5-42)$$

$$u_D = \int_{AD} e(x) dx = u_{n-a+1} + (u_{n-a+2} - u_{n-a+1})\left(a - \frac{nl_b}{L}\right) \quad (5-43)$$

锚固端的轴向变形为：

$$u_A = 0 \quad (5-44)$$

$$u_B = \int_{AB} e'(x) dx = \frac{L}{2n} \sum_{i=1}^n (e'_i + e'_{i+1}) \quad (5-45)$$

5.5 程序编制与计算结果

5.5.1 程序流程图

本文利用 VB 语言编制了计算程序，可对不同的截面、不同荷载形式、不同布筋形式的预应力钢—混凝土组合箱梁受弯全过程进行受力分析，得到预应力组合梁的荷载-挠度曲线、荷载-预应力筋增量曲线。程序流程图如图 5.5 所示。

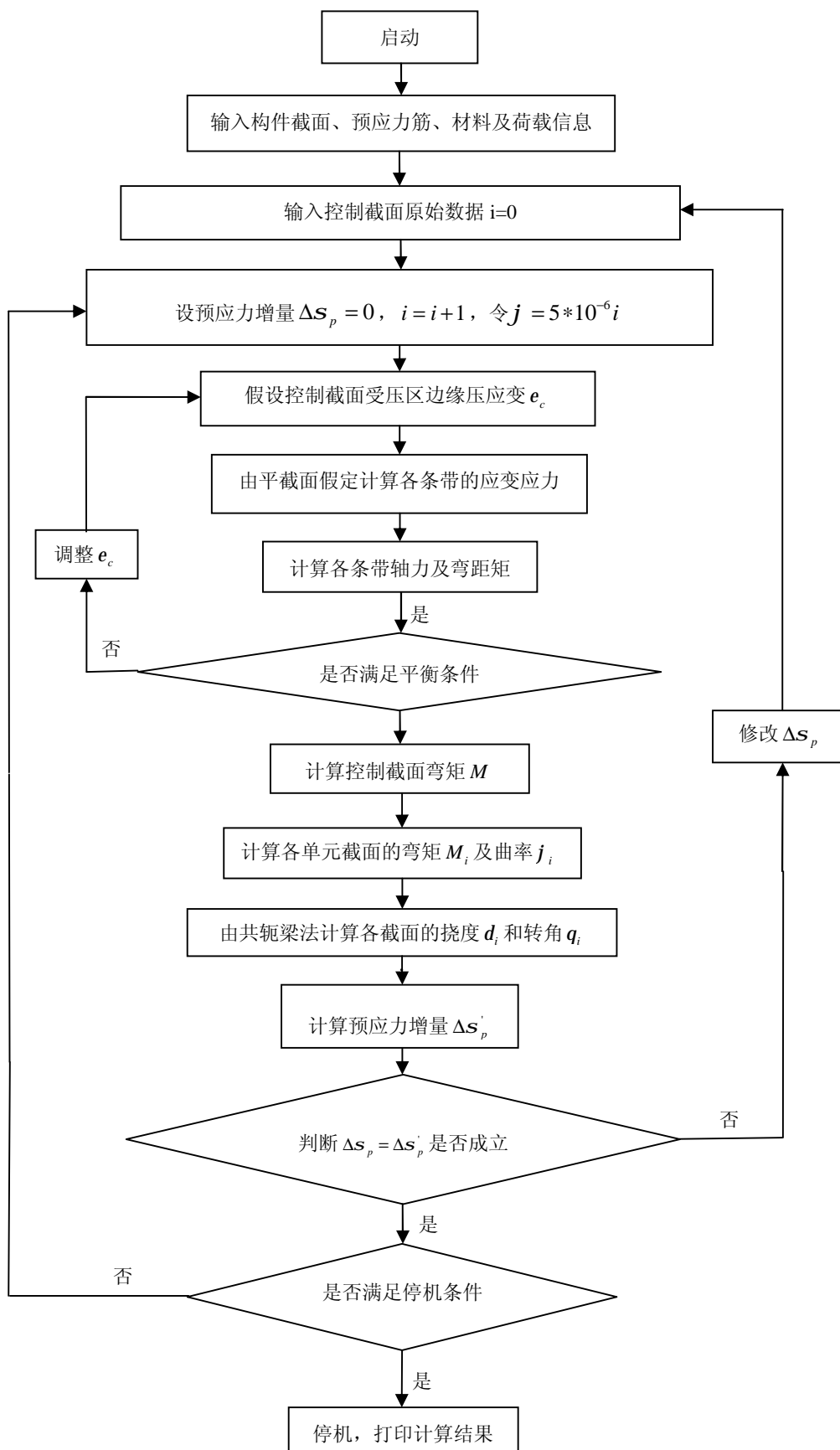


图 5.5 全过程分析流程图

5.5.2 程序输出和输入界面

程序输入输出界面见图 5.6、5.7，输入参数包括组合梁截面尺寸，材料性质、计算参数等，输出结果包括预应力组合梁曲率、跨中弯矩、跨中挠度及预应力内力增量。



a.程序初始界面



b.程序参数输入界面

图 5.6 全过程分析计算程序界面

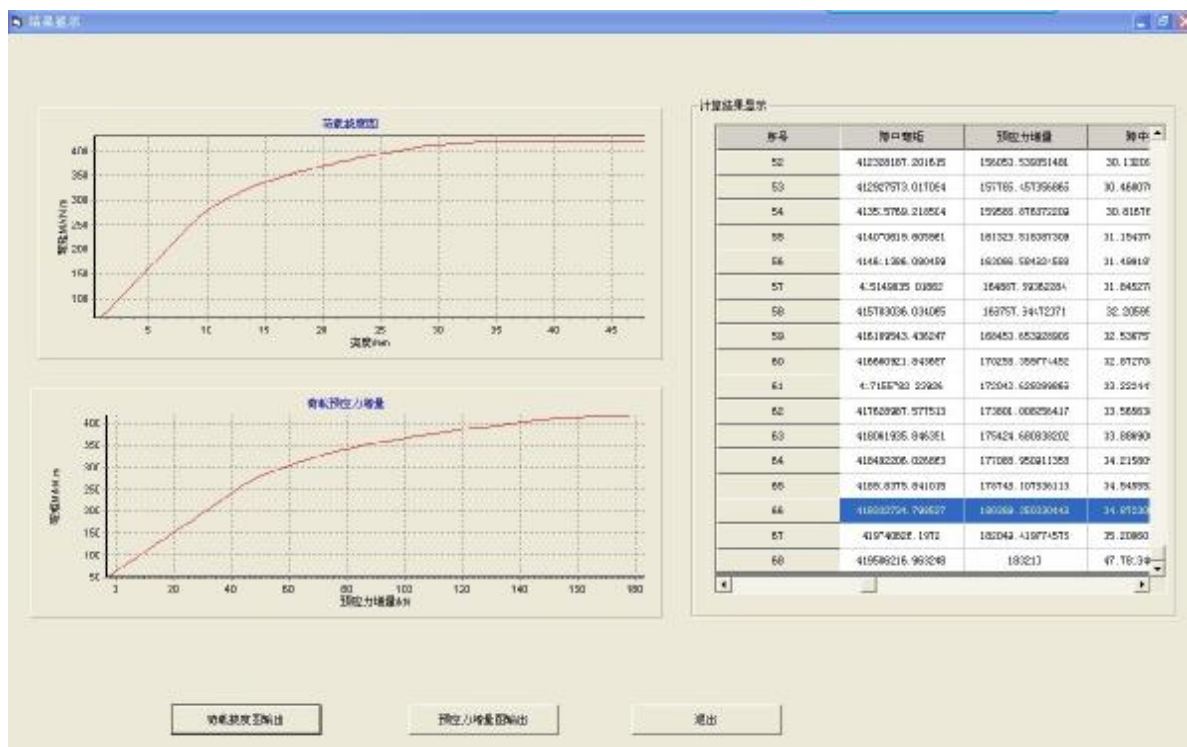
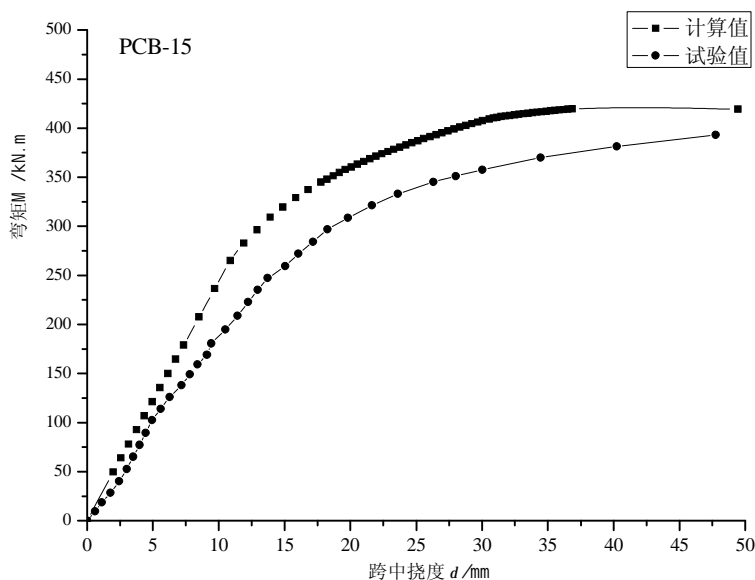


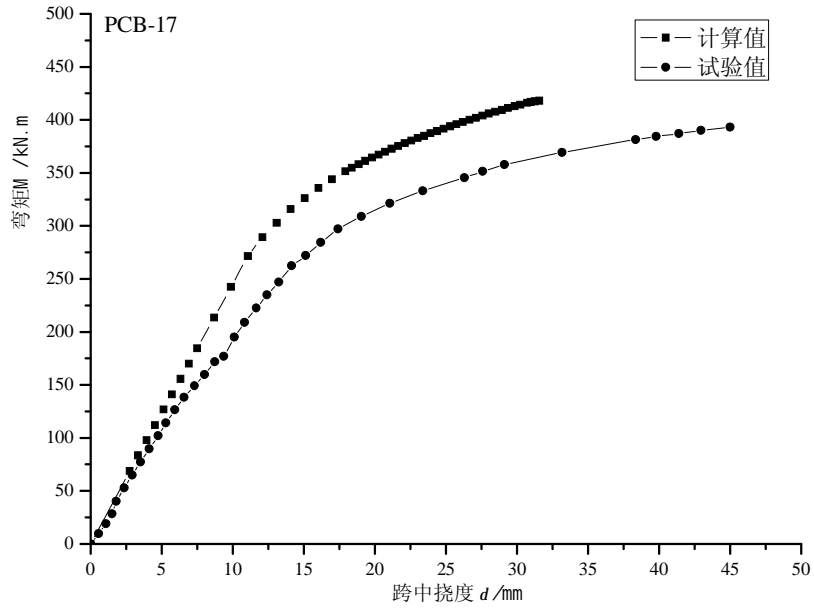
图 5.7 全过程分析计算程序输出界面

5.5.3 计算结果分析

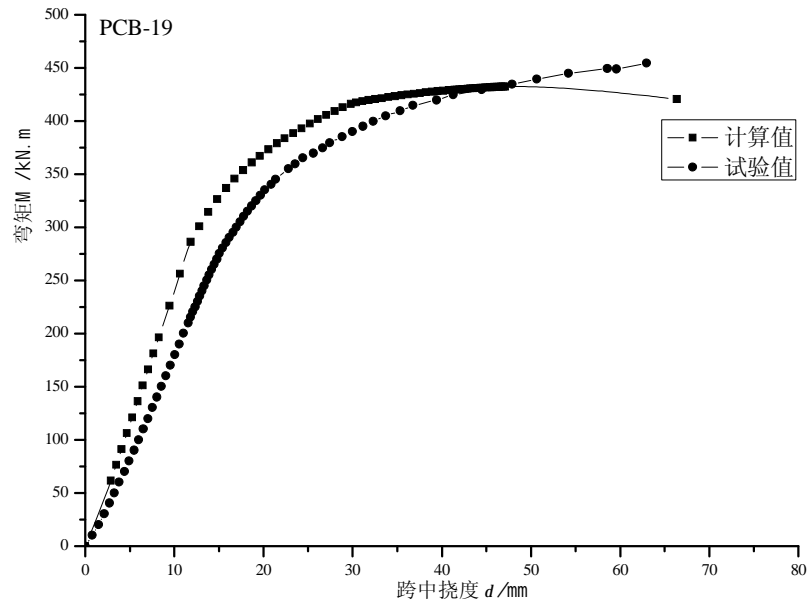
通过编制的程序对试验梁 PCB-15、PCB-17、PCB-19、PCB-20 进行全过程受力分析，计算所得弯矩—挠度曲线如图 5.8 所示，荷载-预应力增量曲线如图 5.9 所示，计算结果见表 5.2



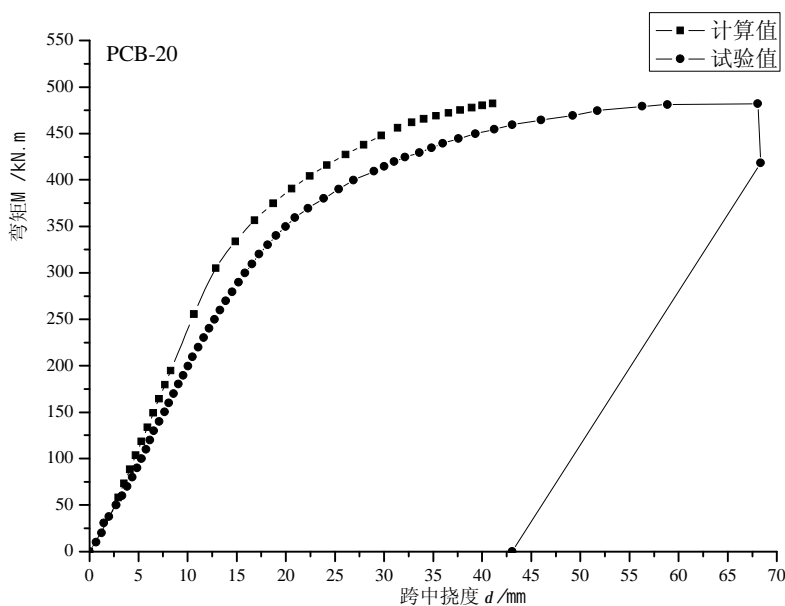
a. PCB-15 特征曲线计算值与试验值对比



b. PCB-17 特征曲线计算值与试验值对比



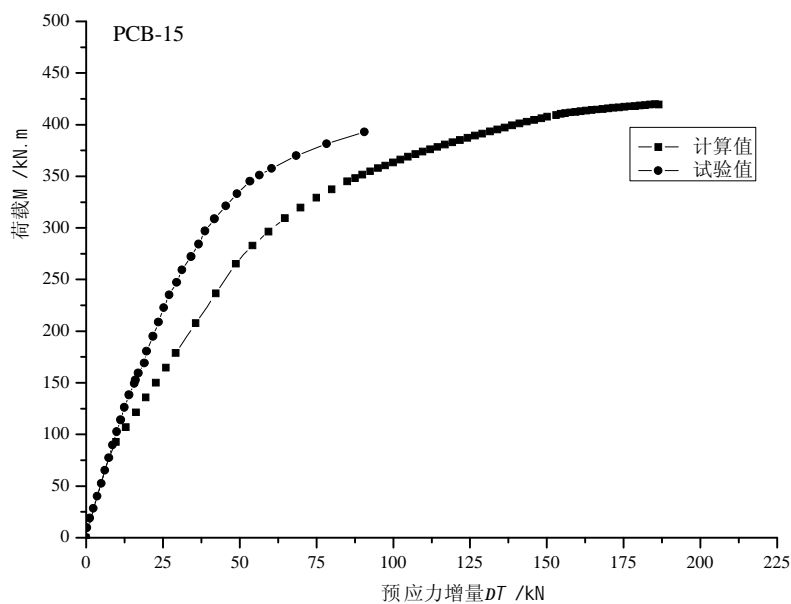
c. PCB-19 特征曲线计算值与试验值对比



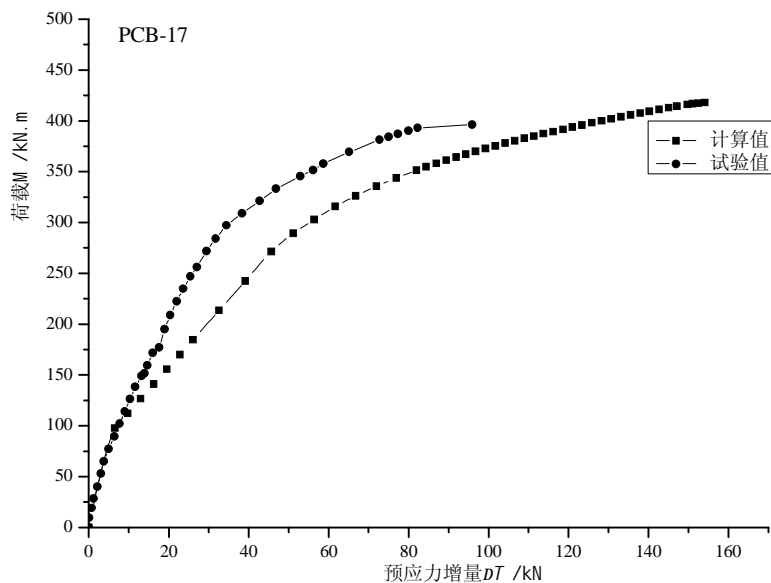
d. PCB-20 特征曲线计算值与试验值对比

图 5.8 弯矩-挠度曲线对比图

从图 5.8 可以看出，计算曲线与试验数据得到曲线形状相似，规律相同。预应力组合梁从加载至破坏，经历了三个过程：弹性阶段、弹塑性阶段、破坏阶段。弹性阶段时，组合梁的刚度不变，挠度呈线性增长；弹塑性阶段，由于材料进入非线性状态，导致结构刚度不断变小，挠度都增长较快。破坏阶段是混凝土的压碎为标志，荷载变化不大时，挠度会进一步的增长。



a. PCB-15 荷载预应力增量曲线计算值与试验值对比



b. PCB-17 荷载预应力增量曲线计算值与试验值对比

图 5.9 荷载—预应力增量曲线对比图

从图 5.9 可以看出，计算曲线与试验数据所得曲线类似，均经历了弹性到非线性的过程，进一步验证了预应力增量与梁的变形具有相关性，不过预应力增量的计算值较试验值要大，一方面是由于预应力筋增量的计算模型较为简单，未考虑摩擦损失的影响；另一方是因为试验梁的梁端由于支座约束，其转角受到限制导致预应力增量较小。

表 5.2 计算结果与试验结果比较

梁号	$M_{u,j}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_{u,t}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_{u,j}/M_{u,t}$	$d_{u,j}/\text{mm}$	$d_{u,t}/\text{mm}$	$d_{u,j}/d_{u,t}$
PCB-15	419.5	393.02	1.06	36.85	47.74	0.77
PCB-17	418.0	396.27	1.05	31.57	49.58	0.63
PCB-19	432.43	454.38	0.95	47.11	62.99	0.75
PCB-20	482.25	482	1.005	41.06	58.86	0.7

其中，下标 j 代表计算值， t 代表试验实测值。

从表 5.2 可以看出，运用弯矩曲率法计算预应力组合梁的承载力大致与试验值相同，而计算出的挠度值却较试验值较小很多，进一步证明了滑移不影响预应力组合梁的极限承载能力，但会增加预应力组合梁的变形。

5.6 本章小结

本章考虑材料和几何非线性影响,运用弯矩曲率法,对预应力钢-组合箱梁的受弯全过程进行了非线性分析,推导了基于此方法的一系列方程。运用 vb 语言编制了可视化计算程序。通过计算程序可以得到预应力组合梁的荷载-挠度曲线、荷载-预应力增量曲线,计算与试验曲线具有相同的特征,能够反映组合梁的受力特点,从计算结果可以看出,滑移对预应力组合梁的变形有很大影响,而对极限承载力影响较小。

参考文献

- [1]王丽荣.无粘结预应力混凝土简支梁的极限强度分析及试验研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2006:26~55.
- [2]王连广.钢与混凝土组合结构理论与计算[M].北京:科学出版社,2005.
- [3]刘文会.预应力钢-混凝土组合梁桥结构行为研究[D].吉林:吉林大学,2005:40~52.
- [4]王宗林.体外预应力混凝土桥梁极限状态分析[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2001:9~25.
- [5]李惠.高强混凝土及其组合结构[M].北京:科学出版社,2004.
- [6]中华人民共和国建设部.混凝土结构设计规范(GB50010-2002)[S].北京,中国建筑工业出版社,2002.
- [7]过镇海,时旭东.钢筋混凝土原理和分析[M].北京:清华大学出版社,2004.
- [8]柳红霞.共轭梁法在梁变形计算中的运用[J].长沙大学学报,2002,16(2):63~66.

第六章 预应力组合箱梁抗弯承载力影响参数分析

6.1 概述

对于完全剪力连接的预应力组合箱梁，截面尺寸是影响其抗弯承载力的最主要因素，截面尺寸越大，预应力组合梁的抗弯承载力越高。而在实际工程结构中，梁的截面尺寸受许多因素的限制，因此有必要对其他影响因素进行研究，为预应力组合梁的设计提供参考。

本章以试验梁为研究对象，对完全剪力连接的预应力组合梁的抗弯承载力影响参数进行了分析。

6.2 混凝土、钢梁强度的影响

从试验结果（表 2.7）可以看出，组合梁本身的塑性弯矩是预应力组合梁抗弯承载力的主要贡献者，而预应力筋的贡献是有限的。组合梁本身的塑性弯矩可以占到极限承载力的 75% 以上，混凝土、钢梁的强度是影响组合梁本身塑性弯矩的重要因素，因此需要研究不同混凝土强度和不同钢材强度对预应力组合梁抗弯承载力的影响。

利用 4.3 节的简化塑性理论对预应力组合梁承载力进行参数分析。变化参数为常用的结构用钢材强度等级 Q235、Q345、Q390、Q420 和混凝土强度等级 C30~C80^[1~2]。预应力组合梁的截面选取试验梁尺寸，预应力施加情况以 PCB15 为例，根据式 (4-31)~(4-33) 计算不同混凝土强度、钢材强度的预应力组合梁抗弯承载力，计算结果见表 6.1，预应力组合梁承载力随钢材强度等级变化和混凝土强度等级变化见图 6.1。

表 6.1 不同材料强度时的预应力组合梁承载力计算结果

钢材强度等级	预应力组合梁抗弯承载力/kN·m						
	C25	C30	C40	C50	C60	C70	C80
Q235	302.9	311.47	322.66	329.24	333.59	336.67	338.96
Q345	393.7	409.22	428	438.22	447.05	453.29	457.92
Q390	426.8	445.99	469.67	483.03	490.79	498.41	504.27
Q420	447.4	469.41	496.55	512.16	521.62	527.69	534.43

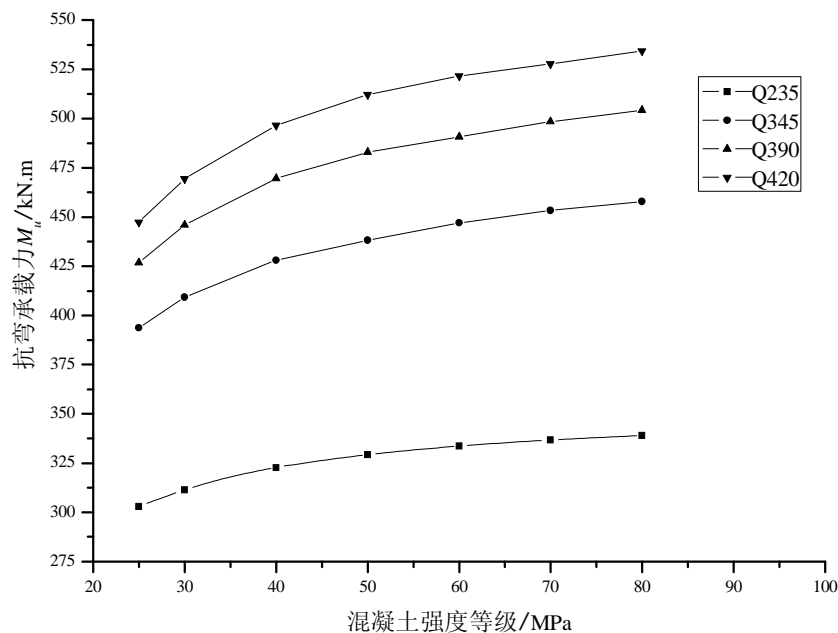


图 6.1 不同材料等级时的预应力组合梁承载力分析图

从图 6.1 可以看出，当混凝土强度等级相同时，钢材强度的提高会明显的提高预应力组合梁的抗弯承载力。当钢材等级由 Q235 提高到 Q420 时，其抗弯承载力提高幅度达 50%~87%。同时，抗弯承载力的提高幅度与钢梁屈服强度提高的幅度呈正比关系。当钢材强度等级不变时，混凝土等级的提高会一定程度的提高预应力组合梁的抗弯承载力，但提高幅度较小。例如钢材等级为 Q420 时，混凝土强度等级由 C30 提高到 C80，预应力组合梁的抗弯承载力 M_u 仅提高 13.85%。此外，当钢材等级越高时，混凝土强度对受弯承载力的影响也越明显。

6.3 预应力筋初始张拉力的影响

利用 3.4 节、4.3 节提出的计算方法来分析初始预应力对预应力组合箱梁的抗弯承载力的影响，变化参数为初始张拉预应力大小和预应力筋张拉根数。以试验梁 PCB15 为例，根据式(3-45)、(4-31)~(4-33)计算不同初始有效预应力、不同预应力筋根数时，预应力组合梁的抗弯承载力和预应力筋的极限内力，计算结果见表 6.2，预应力组合梁抗弯承载力随初始有效预应力和预应力筋根数的变化见图 6.2，不同初始有效预应力时预应力筋的极限内力的变化见图 6.3。

表 6.2 不同预应力张拉情况时的组合梁承载力及预应力筋内力计算结果

根数	预应力组合梁抗弯承载力/kN.m										
	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	326.4	330.1	333.7	337.2	340.8	-	-	-	-	-	-
2	336.4	340	343.6	347.1	350.7	354.2	357.8	361.3	364.8	368.2	371.7
3	346.5	350	353.6	357.1	360.6	364.1	367.6	371.1	374.6	378	381.5
4	356.6	360.1	363.7	367.2	370.6	374.1	377.6	381	384.4	387.9	391.3

根数	极限状态时预应力筋内力/kN										
	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	114.7	134.9	155	175.1	195.2	-	-	-	-	-	-
-2	85.4	95.5	105.6	115.7	125.8	135.9	146	156.1	166.2	176.3	186.4
3	76	82.8	89.6	96.3	103	109.8	116.6	123.4	130.1	136.9	143.7
4	71.6	76.7	81.8	86.9	92	97.1	102.2	107.3	112.4	117.5	122.6

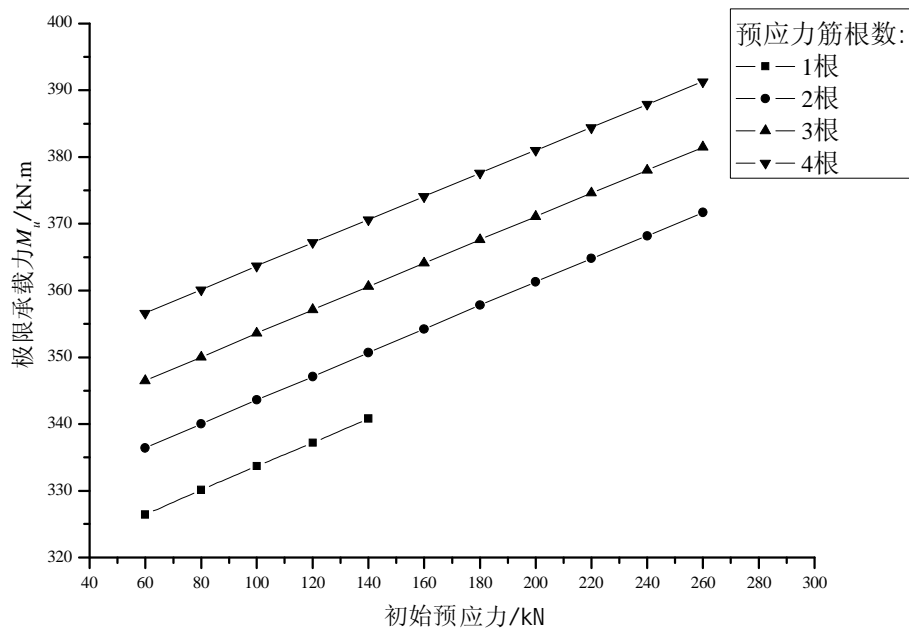


图 6.2 不同预应力张拉情况时的组合梁承载力分析图

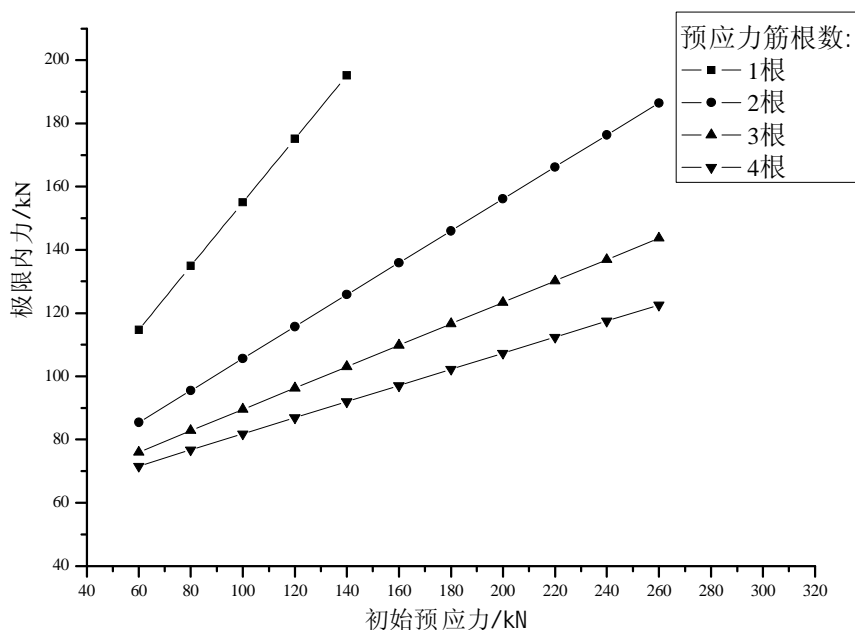


图 6.3 不同初始预应力时预应力筋极限内力

从表 6.2、图 6.2、图 6.3 可以得到如下结论：

(1).当初始预应力增长较小时，如提高 20kN 时，极限承载力提高不明显，只提高 3.2kN.m。只有初始预应力相差较大时，极限承载力才会提高较多。

(2).从公式(3-39)、(3-45)及(4-33)可以看出，初始预应力的变化会使预应力筋增量产生变化，影响组合梁的极限承载力。从公式来看，初始预应力与极限承载力的关系是非线性的^[3]，但是，其关系受到组合梁的尺寸与材料强度的影响。对于本文试验试件，由于截面尺寸大，混凝土强度高，初始张拉力又受到限制，极限状态时，单根预应力筋的内力增量相差不大，大约为 54.7kN 左右 因此，计算值与初始张拉力呈线性关系。

(3).增加预应力筋数量可以能够明显的提高组合梁的极限承载力。在相同初始张拉力的情况下，增加一根预应力筋，极限承载力可提高 10kN.m，承载力的提高是由于预应力筋增量的增加引起的。

(4).对于单根预应力筋的情形，由于极限状态时，预应力筋不能超过屈服值，因此张拉的初始预应力不能过大。例如，当初始预应力为 140kN，极限状态时，预应力筋内力为 195.2kN，已经超过预应力筋的屈服值 194kN。

(5).对于多根预应力筋的情形，由于总的初始预应力张拉力的限制，单根预应力筋初始张拉力较低，极限状态时，预应力筋的内力远小于屈服值。例如，当有 4 根预应力筋时，单根预应力筋的初始预应力最大仅为 65kN，极限状态时其内力为 122.6kN，

远小于其屈服值，利用效率不高。

6.4 预应力筋布筋型式的影响

同常，预应力筋的布筋型式有直线布筋和折线布筋两种，针对试验梁，研究布筋型式对预应力组合梁的抗弯性能的影响。

表 6.3 给出了两种布筋型式，不同偏心距时，预应力筋内力增量与预应力组合梁限抗弯承载力的计算结果。组合梁参数采用试验梁 PCB19 相关参数，布置两根预应力筋，初始预应力为 150 kN。

表 6.3 不同布筋型式时组合梁的抗弯承载力及预应力筋内力增量计算结果

偏心距(mm)	直线型布筋		折线型布筋	
	内力增量 kN	抗弯承载力 kN·m	内力增量 kN	抗弯承载力 kN·m
160	85.8	362.1	136.5	373.7
180	97.73	369.82	155.2	384
200	109.6	378	174	395.1
220	121.4	386.5	192.77	403
240	133	395.5	211.6	419.6

图 6.4 给出了不同布筋型式组合梁，偏心距与预应力内力增量的关系曲线，图 6.5 给出了不同布筋型式组合梁，偏心距与预应力组合梁抗弯承载力的关系曲线。

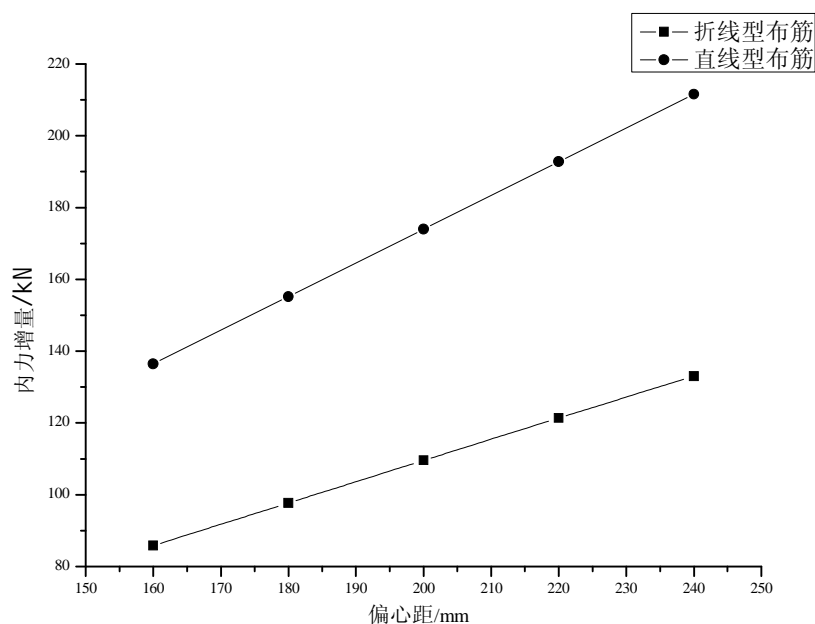


图 6.4 偏心距与预应力筋内力增量关系曲线

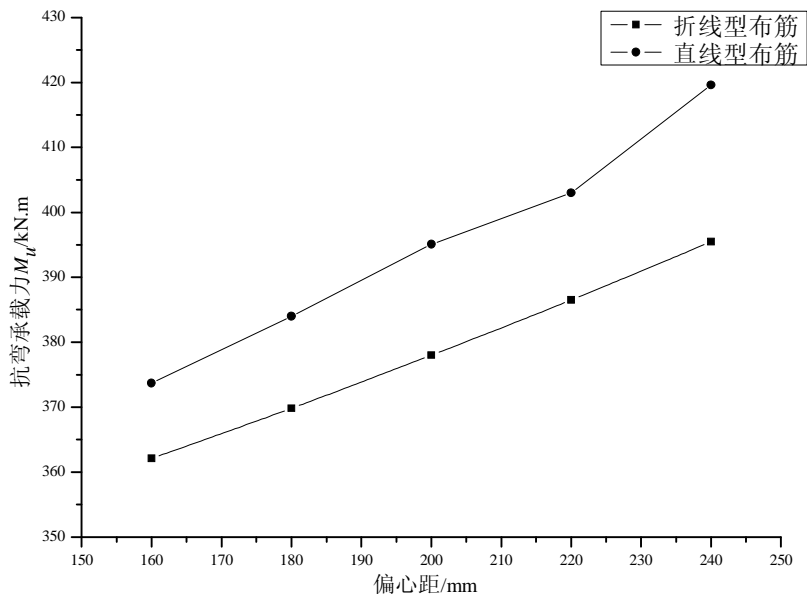


图 6.5 偏心距与预应力组合梁抗弯承载力关系曲线

从表 6.3、图 6.4 及图 6.5 可以看出，布筋型式不同的预应力组合梁，在相同初始张拉预应力时，直线型布筋型式具有更大的预应力增量，因此其极限抗弯承载力更大，并且随着偏心距的增大，二者的差值变大。偏心距是影响预应力筋作用效果的重要因素，当偏心距较小时，初始张拉预应力可较大，偏心距较小时，初始张拉力可较小，因此偏心距大小对组合梁的弹性承载力影响不大。但偏心距较大会产生更大的预应力增量，对组合梁极限承载力的提高时有利的。对于直线型布筋型式的组合梁，需要预留较大的预应力增长空间，因此其弹性承载力较折线型布筋型式的组合梁较低。对于折线型布筋型式的组合梁，在满足初始张拉限值的条件下，初始张拉值可取较大值。

6.5 转向块布置型式的影响

转向块或限位块对预应力组合梁的作用体现在两个方面：1.提高了预应力增量；2.减小了二次效应。针对直线型布筋型式的预应力组合梁，分别布置 0 个、1 个、2 个、3 个转向块，根据式(3-45)、(4-31)~(4-33)计算预应力筋增量和组合梁极限承载力，组合梁参数选取试验梁 PCB15 相关参数，布置两根预应力筋，初始预应力为 200kN。表 6.4 给出了计算结果。

表 6.4 布置不同转向块时组合梁抗弯承载力及预应力筋内力增量计算结果

转向块个数	预应力筋内力增量 kN	抗弯承载力 kN·m
0	110.4	361.2
1	129.54	374.7
2	139.8	376.8
3	145.7	383.8

图 6.6 为布置转向块个数与预应力筋内力增量的关系曲线。图 6.7 为转向块个数与抗弯承载力的关系曲线。

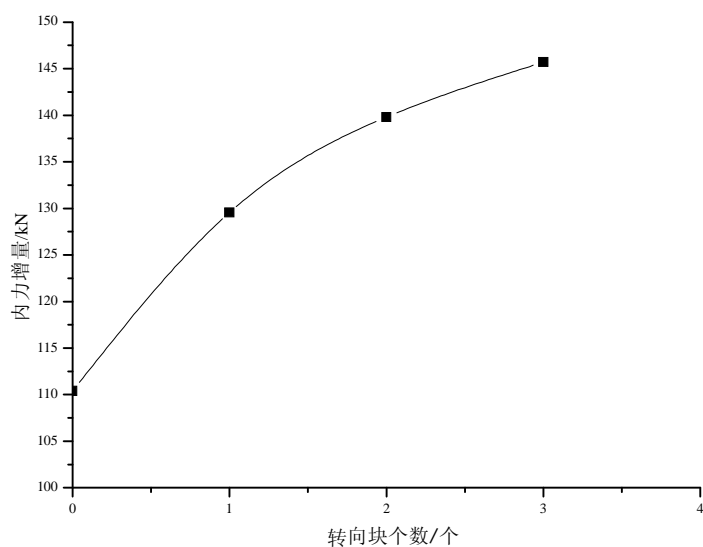


图 6.6 转向块个数与预应力筋内力增量关系曲线

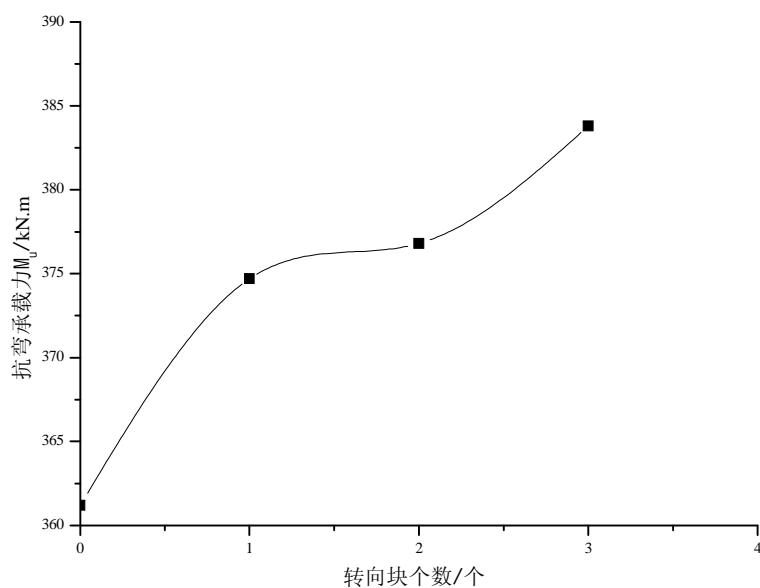


图 6.7 转向块个数与抗弯承载力的关系曲线

从表 6.4、图 6.6 及图 6.7 可以看出,随着转向块个数的增加,预应力筋内力增量逐渐变大。当没有布置转向块时,组合梁承受荷载后,梁产生向下的挠度,预应力筋有效偏心距变小,产生不利的二次效应^[4],因此承载能力较低;当在梁跨中布置一个转向块是,预应力筋只在跨中处不产生二次效应,但其加载点仍会产生一定二次效应,其承载力在加载点处截面控制,但其承载力较无转向块的情形要高;当在组合梁三分点布置两个转向块时,分别在三分点处无二次效应,但其跨中处仍会产生二次效应,因此其承载力由跨中截面控制,由于预应力筋内力增量较大,因此其承载力较单个转向块的组合梁要高。当在跨中及加载点均布置转向块时,在跨中及加载点均无二次效应,因此其承载力又得到进一步的提高。但是随着转向块个数增加到一定数目,其受弯性能接近于体内预应力组合梁。可见适当的增加转向块数量,可以有效的提高预应力组合梁的抗弯承载力。

6.6 预应力组合箱梁的设计建议

根据对预应力组合梁抗弯承载力影响参数的分析,对预应力组合梁的设计提出如下几点建议,可供参考:

(1) 混凝土、钢材强度是影响预应力组合梁承载能力的主要因素,因此在截面尺寸受到限制时,预应力施加后仍达不到设计强度时,应该提高组合梁的材料强度,比较而言,增加钢梁强度能够较大幅度的提高组合梁结构的抗弯承载力。

(2) 在组合梁设计时,混凝土和钢材的强度应该满足一定要求,即在梁的塑性极限状态时,混凝土的与钢梁材料应该都达到破坏或接近破坏,使材料都能够有效利用。例如,当混凝土材料等级较低时,若只提高钢材等级,组合梁的破坏首先是混凝土的破坏,承载力并不会得到较大幅度的提高。

(3) 根据设计要求选取合理的预应力筋数量。预应力筋数量过少对承载力的提高有限,过多会造成预应力筋得不到有效利用,造成浪费。在对预应力组合梁进行塑性设计方法计算抗弯承载力时,预应力筋需接近屈服值。

(4) 预应力张拉首先考虑先张法,因为先张法只考虑钢梁限制,可提高初始张拉力的大小,提高了组合梁刚度及承载力,也可是预应力筋得到有效利用。

(5) 考虑设计、施工要求,选取合理的布筋型式和预应力筋偏心距。直线型布筋型式的组合梁,需留有较多的预应力增量空间,初始张拉力较小;折线型布筋型式的组

合梁，可提高初始张拉力，使组合梁的弹性承载力较大。偏心距增大会使初始预应力值降低，但预应力增量会增大，可有效提高组合梁结构的承载力，因此预应力筋一般布置在钢梁底部。

(6) 合理布置转向块，可使预应力筋与组合梁协调工作。预应力筋内力增量会随转向块的增多逐渐变大，二次效应的影响会逐渐变低。在设计时，可考虑布置一定数量的转向块或限位块，是预应力具有更好的作用效果。

(7) 预应力组合梁的设计除满足抗弯承载力要求，还需满足抗剪^[5]、抗扭^[6]等要求。这时，需对预应力施加、横向钢筋、纵向钢筋、箍筋的配筋率等进行综合考虑，使组合梁在各种受力条件下都满足设计要求。

6.7 本章小结

本章对预应力组合梁的抗弯承载力影响参数进行了分析，其中包括材料强度、预应力筋初始张拉力、预应力筋布筋型式、转向块布置型式等影响参数。

分析结果表明：在截面尺寸受限制时，提高钢梁等级能够有效地提高预应力组合梁的抗弯承载力；初始预应力等级增加较小时，极限抗弯承载能力提高并不明显，而增加预应力筋的数量则可较明显提高预应力组合梁的抗弯承载力，但初始预应力的大小及预应力筋数量需考虑多种因素来确定，以保证预应力筋得到有效利用；预应力筋采用直线型布筋时，需预留较大的预应力增长空间，初始张拉力较小，而采用折线型布筋时，则可提高预应力初始张拉值，提高预应力组合梁的弹性承载力；转向块布置数量越多，预应力筋应力增量越大，二次效应影响越小，因此抗弯承载力越高。

最后在参数影响分析的基础上，给出了预应力组合梁设计的相关建议，可供参考。

参考文献

- [1]中华人民共和国建设部.混凝土结构设计规范(GB50010-2002)[S].北京,中国建筑工业出版社,2002.
- [2]聂建国,李红有,唐亮.高强钢-混凝土组合梁受弯性能试验研究[M].建筑结构学报,2009,30(2):67~72.
- [3]孙森泉.体外预应力钢-混凝土组合梁的承载力性能研究[D].上海:同济大学,2004.
- [4]曾永革.体外预应力混凝土桥梁的抗弯性能分析[D].长沙:长沙理工大学,2007.
- [5]聂建国.钢-混凝土组合梁结构-试验、理论与应用[M].北京:科学出版社,2005.
- [6]胡少伟.组合梁抗扭分析与设计[M].北京:人民交通出版社,2005.

第七章 结论与展望

7.1 结论

7.1.1 工作内容与总结

预应力组合箱梁是预应力技术与普通组合梁相结合的一种新的结构形式，具有抗弯刚度大、承载能力强、整体性好等特点，同时又有较高的抗扭性能，对偏心受力情况有较好的适应性，因此可广泛运用于实际工程中。本文针对预应力组合箱梁的抗弯性能进行了试验研究和理论分析，主要内容与结论有：

(1) 本文进行了 10 根预应力组合箱梁的抗弯试验，探讨了初始预应力大小、预应力筋不同布筋型式、加载方式对组合梁抗弯性能的影响，对利用预应力技术加固组合梁的作用效果进行了分析。

试验结果表明：预应力可以提高组合梁刚度和承载力，改善组合梁的受力性能；初始预应力越大，组合梁的弹性承载力越高；在预应力筋数量不变的情况下，张拉初始预应力超过一定值后，极限承载能力并不会提高；增加预应力筋数量可明显提高极限承载能力，但是预应力对组合梁的极限承载能力贡献所占比例并不大，极限承载能力还是由组合梁本身的截面尺寸和材料性质决定；尽管试验梁为完全剪力连接，梁在受力过程中仍会产生滑移现象，使梁的挠度和承载力降低；预应力组合梁在加载过程中，大致满足平截面假定，只是在破坏时，会发生局部翘曲；不同的布筋型式的组合梁其抗弯性能也有区别，有限位块或转向块的组合梁，其预应力增量较大，二次效应影响较小，承载力也较高，同时加大偏心距是提高承载力的有效办法；剪跨比对预应力的承载能力有影响，较大的剪跨比使抗弯承载能力降低，剪力成为组合梁受弯破坏的影响因素；利用预应力对组合梁进行加固可以明显的提高组合梁的极限承载力，改善组合梁的受力性能；

(2) 在试验基础上，本文对预应力筋应力增量、正常使用极限状态和塑性极限状态的挠度和承载力计算方法进行了研究，推导了相应的计算公式。

针对预应力组合梁不同受力阶段的特点，分别推导了组合梁在弹性阶段、塑性极限状态时的预应力筋应力增量计算公式。弹性阶段时，不考虑组合梁的刚度变化，通

过能量法求解预应力增量(式(3-18)、(3-26)、(3-34)); 塑性极限状态时, 通过计算预应力筋在该状态下的变形得到预应力筋的应力增量(式(3-45)、(3-47)、(3-49))。理论计算结果和试验结果进行对比(表 3.3), 精度满足要求。

对组合梁进行弹性分析时, 首先推导了考虑滑移效应的组合梁抗弯折减刚度的计算公式(式(4-5)), 然后将预应力作为外力, 分步计算正常使用极限状态时的挠度和弹性承载力(式(4-17)、(4-30))。进行塑性分析时, 运用简化的塑性理论, 以平截面假定和完全共同作用为基础, 假定塑性极限状态下截面的应力、应变分布, 利用预应力钢筋与组合梁之间的变形协调和组合梁的内外力平衡方程(式(4-31)), 推导了预应力组合梁的极限抗弯承载力计算公式(式(4-33)), 该公式能够反映组合梁的受力特点。理论公式计算结果与试验结果吻合较好(表 4.1、4.2), 可供实际应用参考。

(3) 在弹塑性变形理论的基础上, 将预应力组合梁视为压弯构件, 预应力作为外力等效为轴力和弯矩, 考虑几何和材料非线性影响, 利用弯矩-曲率法对预应力组合梁进行受弯全过程分析, 并编制了相应的数值计算程序(见 5.4、5.5 节)。程序考虑了不同的布筋型式、不同受力状况对预应力组合梁的影响。通过全过程分析给出了预应力组合梁的弯矩-挠度曲线、弯矩-预应力增量曲线, 计算曲线与试验曲线较为吻合, 能够反映预应力组合梁的受力特点。从计算结果可以看出, 滑移对极限承载能力影响不大, 但会增加预应力组合梁的变形。

(4) 在理论分析的基础上, 对预应力组合箱梁的抗弯承载力的影响参数进行了分析。影响参数包括材料的强度等级、预应力筋初始张拉力、预应力筋布筋型式、转向块的布筋型式。分析表明: 在截面尺寸受限制时, 材料强度是影响组合梁抗弯承载力的重要因素, 特别是提高钢梁等级能够有效地提高预应力组合梁的抗弯承载力; 初始预应力等级增加较小时, 并不能明显的提高预应力组合梁的抗弯承载力, 而增加预应力筋的数量则可较明显提高预应力组合梁的抗弯承载力, 但初始预应力的尺寸及预应力筋数量需考虑多种因素来确定, 以保证预应力筋得到有效利用; 预应力筋采用直线型布筋时, 需预留较大的预应力增长空间, 初始张拉力较小, 而采用折线型布筋时, 则可提高预应力初始张拉值, 提高预应力组合梁的弹性承载力; 转向块的布置是使预应力筋与组合梁协调工作的有利保证, 转向块数量越多, 预应力筋应力增量越大, 二次效应影响越小, 抗弯承载力越高。在参数影响分析的基础上又给出了预应力组合梁设计的相关建议, 可供参考。

7.1.2 本文创新点

本文在如下两个方面有所创新:

(1) 对不同布筋型式的预应力组合梁进行了抗弯试验研究, 包括直线型无限位块、直线型有限位块及折线型三种布筋型式, 考察了布筋型式在预应力筋应力增量、对抗弯承载力的影响等方面的区别, 并提出了相关计算公式。

(2) 基于弯矩曲率法, 推导了计算预应力组合梁应力及变形的一系列方程, 对预应力组合梁结构的受弯全过程进行了非线性分析, 并利用 VB 编制了计算程序, 编制了可视化输入输出界面。

7.2 展望

预应力组合梁作为一种新的结构形式, 其受力行为较之普通组合梁要复杂的多。目前国内外对预应力钢-混凝土组合梁的研究还不全面, 预应力组合梁的设计计算还没有形成规范。通过对相关文献的学习^[1-5], 总结已有的研究成果, 针对预应力组合箱梁结构, 建议在以下几个方面进行更深入的研究:

(1) 预应力组合箱梁的疲劳性能研究, 包括合理的材料疲劳强度取值疲劳阶段连续梁负弯矩区混凝土开裂、裂缝控制及其对结构弹性、非弹性的影响。

(2) 预应力组合箱梁动力和抗震性能的研究, 研究行车和地震条件下, 组合梁的受力性能。

(3) 混凝土温度、徐变和收缩效应对组合梁结构行为的影响。

体外预应力组合梁由于其发展历史比较短, 受力比较复杂, 目前还没有为广大的工程师了解和接受, 在工程实际中的应用也比较少。但是总体而言它是一种结构受力合理、经济性价比高的结构形式, 相信经过研究人员不断努力, 解决目前计算方法中的难题, 突破一系列瓶颈, 必定可以推广其在工程实际中的应用, 成为主要的结构形式。

参考文献

- [1] 聂建国, 樊键生. 国内钢-混凝土组合梁的研究及其应用综述[C]. 工程力学(增刊), 2001.
- [2] 国明超, 吴振声. 钢-混凝土组合梁在我国的研究与应用[J]. 工业建筑, 2000(4):
- [3] 槽形钢-混凝土组合梁及其应用前景初探[J]. 土木工程学报, 2008(11)
- [4] 钟善桐. 钢-混凝土组合结构在我国的研究与应用[J]. 钢结构, 2000,

[5]胡少伟,陈亮.组合桥梁抗扭性能研究综述及其展望[C].第二届结构工程新进展国际论坛.2008.10.

致 谢

本文是在导师胡少伟教授悉心指导下完成的，导师严谨的治学态度，平易近人的作风，忘我的工作精神，丰富的科研经验以及深厚的学术造诣使我获益匪浅；在生活上，导师给予我无微不至的关怀，同时也教会我许多为人处事的道理，使我受益终身。值此论文完成之际，对恩师三年来的指导和关怀表示诚挚的感谢和崇高的敬意。

感谢南京水科院研究生部赵小妹老师、梅宇靖老师在生活和学习上给予我的关心和帮助。

感谢牛志国博士后、游日工程师、沈捷博士、陆俊博士、陈亮师兄、刘晓鑫师弟、梅振华师弟、叶祥飞师弟、钟小青师妹在生活、学习及试验上给予的帮助。

感谢材结所赵联桢、沈静文、高欣欣同学及 209 寝室的邢耀文、刘丹、陈铁虎、王力鹏同学在学习及生活上的关心与帮助，感谢南京水科院 2007 级所有同学给予我集体的关爱和真挚的友谊。

多年来，我的家人尤其是父母给了我无限的理解、关怀和鼓励，使我在紧张的学习生活中充满动力，在此深深感谢家人们，感谢你们的无私奉献。

谨以此文献给所有关心和帮助过我的老师、亲人、同学和朋友，祝愿你们身体健康、一切顺利！

胡汉林

2010 年 6 月于南科院

委员提出的主要问题及回答

1.组合梁交界面滑移是由弯矩引起还是有剪力引起? P43 图 2.16 滑移分布图,为什么纯弯段跨中滑移最小, 远离跨中滑移逐渐变大, 但在支座处附近滑移又变小。

答: 从栓钉连接件的设计方法可以看出, 栓钉主要起传递剪力的作用, 使混凝土翼板与钢箱梁在组合梁承受弯矩时能够协调工作。滑移是滑移应变沿梁长的积累形成的, 虽然跨中存在滑移应变, 但滑移为零, 而梁端无滑移应变, 但滑移应该最大。又由于梁端受到支座的限制, 使滑移量会变小, 所以图 2.16 所示的滑移分布图是符合实际的。

2.在预应力混凝土结构中重视预应力损失的计算, 而预应力组合梁却重视预应力增量的计算。

答: 无论是无粘结还是有粘结的预应力混凝土结构, 由于混凝土具有收缩、徐变效应, 会造成预应力筋的应力损失, 是结构承载力降低, 之所以不考虑预应力增量, 是因为混凝土结构破坏时的变形较小, 预应力增量不大。而对与预应力组合梁结构, 预应力筋主要是锚固在钢梁上, 混凝土收缩、徐变对预应力筋的变化影响较小, 同时, 预应力组合梁在破坏时变形较大, 预应力筋增量较大, 所以要重视预应力增量的计算。

3.图 5.8 荷载挠度曲线的下降段能否得到?

答: 荷载挠度曲线的下降段计算过程较困难, 需在以后的工作中去实现。

4.解释 P40 图 2.11 中钢梁底板的应变在破坏阶段会出现异常情况。

答: 在破坏阶段, 由于达到极限荷载后, 需要停止加载, 此时采集的应变可能滞后于荷载值, 所以可能出现停止加载后才采集应变的情况。

5.论文的展望部分需要进一步精炼。

答: 已对展望部分做出了修改提炼。

6.文中表格需改为三线图。

答: 对文中所有表格都改为了三线图表格。

7.文中参考文献的格式需统一。

答: 对本文各章的参考文献的格式进行了修改。

8.不同骨料、不同配比的混凝土对预应力组合梁抗弯承载力的影响如何。

答: 本文只分析了混凝土强度对预应力组合梁抗弯承载力的影响, 但是对于不同

骨料、不同配比的混凝土对其影响未考虑。它的影响除了在强度方面会对承载力造成影响，还会影响组合梁的栓钉连接件的抗剪刚度。

9.论文中序号需要统一，不能出现四级标题。

答：已经对论文中四级标题进行了修改，序号也进行了统一。

10.理论推导过程中的基本假定的依据和合理性。

答：在推导公式所提出的假定基本符合组合梁的受力特点，剔除了一些次要影响因素，具有一定的合理性。