

建筑科学研究报告

REPORT OF BUILDING RESEARCH

1981

No. 17

钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件 正截面强度的试验研究

Experimental Study on the Strength of Normal
Section of Reinforced and
Prestressed Concrete Members Subjected to Bending

中国建筑科学研究院
CHINESE ACADEMY OF BUILDING RESEARCH

提 要

本文通过76根矩形构件的试验,分析了受弯构件的破坏形态及其承载能力的规律;论证了施加预应力对受弯构件正截面强度的影响;揭示了无流幅钢筋构件的脆性破坏特性;并在试验分析的基础上,提出了以静力平衡与变形协调条件为基础的计算公式。本文计算公式物理概念明确,适用性强,通过国内218根试验构件的验证,符合程度十分良好,与现行规范计算公式相比,这种方法更为合理,且可取得一定的经济效果。

此外,本文利用概率法对受弯构件可靠性的设计水平进行了校准,并对基本安全系数的合理取值进行了探讨。分析表明,按本文提出的方法设计,在不同钢种构件之间、同一钢种而不同配筋率的构件之间,均可获得较为一致的安全指标。

参 加 单 位 和 人 员

中国建筑科学研究院建筑结构研究所

黄成若 李引李 马坤贵

铁道部建厂局设计处

李休金

三机部四院

金其相

清华大学

熊敦士

内蒙古工学院

刘占江

(执笔 黄成若)

目 录

一、前言	(2)
二、构件制作及材料性能	(2)
三、试验方法	(4)
四、试验结果	(5)
(一) 受弯构件的破坏形态	(5)
(二) 平均截面的变形模量	(6)
(三) 开裂弯矩、裂缝再现弯矩及极限弯矩	(6)
(四) 试验阶段钢筋有效预应力及预拉应变	(7)
(五) 混凝土的极限压应变	(7)
(六) 极限状态下纯弯段平均曲率	(8)
(七) 极限状态下纯弯段混凝土受压区高度、钢筋应变和钢筋应力	(9)
(八) 施加预应力对承载能力的影响	(10)
五、混凝土压区应力图形特征系数的确定	(10)
(一) 概 述	(10)
(二) 特征系数 K_1 、 K_2 、 K_3 和 K_4	(11)
六、正截面强度的建议公式	(12)
(一) 基本假定	(12)
(二) 公式的建立	(12)
(三) 建议公式与规范公式的比较	(13)
(四) 关于界限值问题的讨论	(15)
七、设计建议	(17)
(一) 建议的设计表达式	(17)
(二) 构件基本安全系数的取值问题	(18)
(三) 按建议方法设计的经济效果	(18)
(四) 不同设计方法安全指标 β 的比较	(19)
八、结 语	(21)
参考文献	(32)

Experimental Study on the Strength of Normal Section of Reinforced and Prestressed Concrete Members Subjected to Bending

Abstract

Through the testing of 76 rectangular sections of reinforced and prestressed concrete members subjected to bending, the regularity of bearing capacity and failure mode of such members, the effects of prestressing forces to the strength of normal sections and the working characteristic of high tensile steel in the members are presented. Computation formulas are proposed on the basis of static equilibrium of forces and compatibility of deformations by checking with 218 test members the results agree satisfactorily. As compared with the formulas in current code, the method presented is more rational and acquires economical effect.

In addition, the reliability of the design level of above mentioned flexural members are calibrated by the probability-based procedure, and values of available partial safety factors are also discussed. As shown in this paper, by using proposed formulas for members with different type of reinforcing bars or members with varied steel ratio of same type of reinforced bar, relatively similar reliability index can be obtained.

钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件 正截面强度的试验研究

钢筋混凝土结构安全度研究小组

一、前 言

在我国现行钢筋混凝土结构设计规范(TJ10—74)^[1]中,受弯构件的正截面强度计算方法基本上仍沿用原规范(BIG-21—66)^[2]中的方法,而原规范又是参照苏联五十年代规范(HM TY123—55)^[3]制订的。这一方法最早是从苏联三十年代进行梁柱试验的基础上提出来的^[4,5],当时所用的材料是低标号混凝土和有明显屈服台阶的钢筋,因此,在计算方法中采用了下列基本假定:

1. 受压区混凝土应力图形为矩形,混凝土弯曲抗压强度 $R_w = 1.25 R_a$;
2. 受弯构件的界限条件为 $\xi_b \leq 0.88$, (对于矩形截面 $\alpha \leq 0.55 b$);
3. 构件破坏时,受拉钢筋应力到达屈服点且与应变无关。

这些假定在理论上是不完善的,对配置无流幅钢筋或高标号混凝土构件误差较大。

随着生产发展,目前我国工程上常用的混凝土标号和钢筋强度日益提高,其材料性能与过去相比已有很大区别。例如我国常用的预应力钢筋大部分是无流幅钢筋。配置无流幅钢筋的构件随着截面配筋率与预应力度不同,构件达到承载能力极限时钢筋应力并非固定值,其截面界限条件也随着钢筋及预应力度不同而不同。在编制 TJ10—74 规范过程中,曾对上述存在问题进行过一些研究^[6],但限于历史条件以及试验数据不足,当时未能对正截面强度计算方法进行全面修改。随后只在编制预制构件工程质量检验评定标准(TJ321—76)^[7]中,对于配置硬钢钢筋的构件进行结构性能检验时,粗略地考虑了钢筋进入强化段问题。

鉴于上述情况,从1976年末开始,在“建筑结构安全度及荷载组合”课题中,组织了本专题研究小组,开展了对受弯构件的试验研究。根据小组分工,由中国建筑科学研究院、铁道部建厂局设计处、三机部四院、清华大学、内蒙古工学院等单位承担Ⅱ级、Ⅳ级和Ⅴ级钢筋构件的试验研究;由山东建筑工程学院承担冷拔丝构件的试验研究;由国家建工总局四局建筑科学研究所承担碳素钢丝构件的试验研究。本文研究内容主要属于第一类构件。

二、构件制作及材料性能

本文试验构件共计76根,主要变量为不同含钢特征值、不同钢筋和不同预应力值。根据制作地点的不同,构件分为两个部分。

第一部分构件共计12根,于1976年冬在上海混凝土制品五厂分两批制作,其中先张法预应力构件4根,非预应力构件8根。主筋采用16锰钢筋,预应力钢筋冷拉应力为 4200 kg/cm^2 ,冷拉时同时控制应力和冷拉率,剔除不合格钢筋。预应力钢筋在40米台座上张拉,张拉控制应力 $\sigma_k = 0.7 \times 4200 = 2940 \text{ kg/cm}^2$ 。混凝土配合比为水:水泥:砂:石子 = 0.365:1.0:0.70:

2.55, 水泥用500号矿渣水泥, 石子用粒径5~15mm碎石, 砂用细砂。第一批构件用蒸汽养护, 蒸养温度为40~50℃, 蒸养时间约70小时。第二批构件用自然养护。每批构件相应制作有若干组同条件养护的10cm立方试块。将10cm立方试块强度换算成标准试块强度时乘以0.90的换算系数。每根构件的钢筋分别逐根取样做拉伸试验。试验构件的截面尺寸、配筋以及材料实际力学指标见图1及表1。

第二部分构件共计64根, 于1977年夏天在北京市第一构件厂分六批制作。其中先张法预应力构件42根, 非预应力构件22根。主筋有16锰钢筋、45MnSiV钢筋和V级热处理扁钢筋。16锰钢筋和45MnSiV钢筋, 其冷拉应力分别为4500kg/cm²和7500kg/cm², 冷拉时同样采用双控, 剔除不合格钢筋。预应力钢筋在15米台座上张拉, 当钢筋直径为12mm或8.5mm时, 采用楔形夹具, 钢筋直径大于12mm时, 采用锚头套筒夹具。冷拉16锰钢筋 $\sigma_k = 0.8 \times 4500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$ 及 $\sigma_k = 0.65 \times 4500 = 2925 \text{ kg/cm}^2$; 冷拉45MnSiV钢筋 $\sigma_k = 0.65 \times 7500 = 4875 \text{ kg/cm}^2$; V级热处理扁钢筋 $\sigma_k = 0.49 \times 12000 = 5880 \text{ kg/cm}^2$ 。

混凝土配合比为水:水泥:砂:石子=1:2.26:2.99:6.36, 水灰比为0.444, 水泥用500号矿渣水泥, 石子用粒径5~20mm碎石, 砂用中砂。六批构件均用蒸汽养护, 蒸养温度为50~60℃, 蒸养时间约50小时, 每批构件相应制作有若干组同条件养护的15cm立方试块、15×15×45cm棱柱体和10×10×50cm轴拉试块。将15cm立方试块强度换成标准试块强度时乘以0.95换算系数。每根构件的钢筋分别逐根取样做应力—应变全过程试验。试验构件的截面尺寸、配筋以及材料实际力学指标见图2及表1。各种钢筋典型应力—应变曲线见图3。冷拉IV级钢筋和V级钢筋均为无屈服台阶的钢筋, 以残余变形0.2%作为条件屈服点。所有钢筋应力均以公称面积计算。

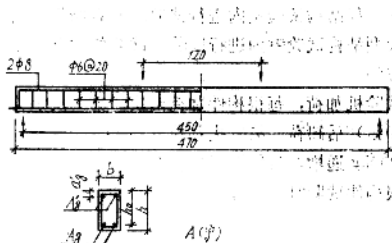


图1 上海制作的构件 (单位: cm)

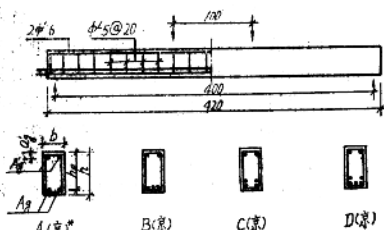


图2 北京制作的构件 (单位: cm)

每批预应力混凝土构件, 在张拉和放张阶段都进行现场实测试验, 力求准确了解构件在各阶段建立的预应力值。

此外, 为了了解轴压短柱的应力—应变性能, 以便与受弯构件压区应力图形性质相比较, 本文同时对棱柱体试件进行了专门试验, 其试验方法是在一般压力试验机上附加一套弹簧装置, 使试验机加荷时, 吸收能量和供给能量相平衡, 这样就可防止棱柱体突然破坏。试验时用一台X-Y函数记录仪便可量测到带有下降段的应力—应变曲线。

根据23个棱柱体试验结果, 用最小二乘法, 求得回归曲线见图4。回归曲线的峰点应变 $\epsilon_s = 1330 \times 10^{-6}$, 极限压应变 $\epsilon_{s, \max} = 1930 \times 10^{-6}$, $\epsilon_{s, \max} / \epsilon_s = 1.5$ 。回归曲线方程为:

* 此类构件在两端头 (非纯弯段) 主筋位置附加2根1.3米冷拉IV级钢筋。

形。在1.2倍使用荷载以前并用刻度放大镜等量测裂缝宽度。

由于本文重点是研究正截面强度计算方法,对于使用阶段的构件性能(如裂缝、曲率和刚度等)将在其他文章另行论述。

四、试验结果

(一) 受弯构件的破坏形态

一般钢筋混凝土与预应力混凝土受弯构件的破坏形态,可分成三类:

(1) 适筋构件

受拉钢筋首先达到屈服点或条件屈服点,随后混凝土压碎。其外观特征是,破坏前垂直裂缝不断发展,中和轴持续上升,受压区高度逐渐减小,其挠度显著增大,随之主裂缝逐渐明显,并在混凝土压区顶部出现起皮现象,有时还出现横向裂缝,最后在压区侧面出现纵向裂缝直到混凝土被压碎而告终。混凝土压碎区轮廓线是上大下小,见图6。

(2) 超筋构件

混凝土先行压碎,而钢筋应力却低于屈服点或条件屈服点。其外观特征是,破坏前裂缝发展比较迟缓,没有明显的主裂缝,构件挠度较小。破坏时无明显预兆,混凝土压碎区长度较长,见图6。

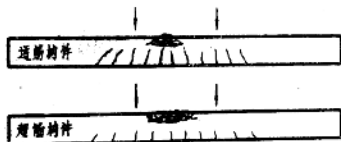


图6 受弯构件的破坏形态

注:上图适筋构件压碎区轮廓线应为上大下小

(3) 断筋构件

受拉钢筋先行拉断,而混凝土的强度低于极限强度。其外观特征是,破坏前往往只出现一条主裂缝,裂缝一开裂就很宽很长。对于延伸率很低的钢丝,可表现为“一裂就断”的现象。

介于适筋构件与超筋构件之间的破坏形态称为超筋界限,介于适筋构件与断筋构件之间的破坏形态称为断筋界限。

此外,对于有屈服台阶钢筋的构件,如果配筋率很低,则构件破坏时受拉钢筋应力有可能进入硬化阶段,我们暂称这类构件为“低筋硬化构件”。

鉴于经济与安全的理由,在实际工程中要避免采用超筋构件和断筋构件。正截面强度计算是以适筋构件为研究对象的。

(二) 平均截面的变形性质

由于受弯构件丧失承载能力最终均表现为混凝土压碎,而混凝土的压碎总是发生在一定的区段内,因此对极限强度分析来说,有实际意义的是平均截面的变形性质。

本文采用手提式应变仪和弹簧拉丝应变仪沿构件截面高度量测平均变形,实测表明,对于有粘着力的受弯构件,不论有屈服台阶钢筋构件还是无屈服台阶钢筋构件,当量测标距为1.5~2.0h时,则从加载至破坏,混凝土平均截面的变形性质基本上符合平截面假定,见图7。

本文将以平截面假定作为强度分析的基本假定之一。

关于平截面假定能否适用于强度计算,这是一直存在争论的问题^[8,9],国际体系规范、西欧和北美国家的规范^[10-12]均采用平截面假定,苏联70年代规范^[14]虽然没有直接引用平截面假定,但它在正截面强度计算中所用的钢筋应变(应力)与相对受压区高度的变化曲线,基本上与平截面假定的变化规律差不多。

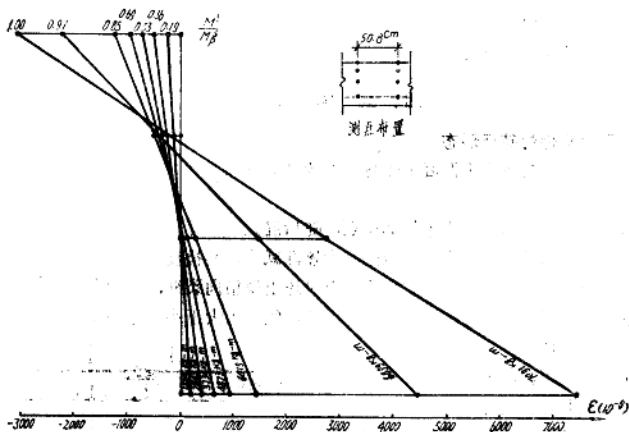


图7 平均截面变形分布(YL II-3A)

我们认为,在现有技术水平条件下,把平截面假定作为一种运算手段是完全可行的。采用平截面假定后可有利于建立承载能力的计算模型,计算概念明确,逻辑性强,还可减少经验系数的数量。

(三) 开裂弯矩、裂缝再弯矩及极限弯矩

预应力混凝土构件的开裂弯矩和裂缝再弯矩可以根据弯矩—应变关系的规律确定,见图8。

预应力混凝土构件的抗裂能力是由混凝土预压应力及混凝土抗拉强度两部分所组成。在未开裂之前弯矩与应变关系基本上可认为是直线关系。一旦开裂之后,由于裂缝截面的混凝土退出工作,致使截面刚度降低,应变就开始以较快的速度发展,这反映在弯矩—应变图上,可以看到由原先直线关系开始

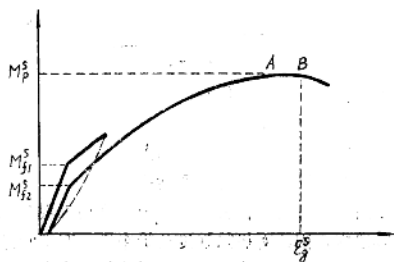


图8 弯矩—应变曲线

转到曲线关系,其转折点的弯矩,即为实测的开裂弯矩 M_{f1}^s 。当第二次加荷时,由于裂缝截面混凝土的抗拉能力已经丧失,这时只靠混凝土预压应力承担抗裂能力,当混凝土预压应力被外荷所抵消时,裂缝再度出现,这时反映在弯矩—应变图上,同样也出现由直线关系转成曲线关系,其转折点的弯矩就是实测的裂缝再弯矩 M_{f2}^s 。显然 $M_{f2}^s < M_{f1}^s$ 。实测的 M_{f1}^s 和 M_{f2}^s 见表2中第(3)和(4)栏。本文将以此二弯矩作为确定钢筋有效预应力的依据。

试验表明在液压加荷条件下,外弯矩上升到最大值后还有一个持续过程和下降过程,见图8。本文将以此B点相应的应变 $\left(\frac{dM}{d\varepsilon_f} = 0, \frac{dM}{d\varepsilon_f} = 0\right)$ 作为构件到达承载能力极限状态

(以下简称极限状态)的依据。实测的 M_f^* 见表 2 中第(5)栏。

(四) 试验阶段钢筋有效预应力及预拉应变

预应力混凝土构件在开裂之前基本处于弹性阶段。当已知裂缝再现弯矩 M_f^* 时, 则钢筋有效预应力 σ_{f0} 可按弹性力学公式求得。 σ_{f0} 的计算公式为:

$$\begin{aligned}\sigma_{f0} &= \frac{M_f^*}{A_g \left(\frac{W_0}{A_0} + e_{oh} \right)} - n \sigma_{h1} \\ &= \frac{M_f^*}{A_g \left(\frac{W_0}{A_0} + e_{oh} \right)} - n \left[\frac{M_f^*}{A_s \left(\frac{W_0}{A_0} + e_{oh} \right)} + \left(\frac{W_0}{A_0} + e_{oh} \right) J_0 \right] \\ &= \frac{M_f^*}{A_g \left(\frac{W_0}{A_0} + e_{oh} \right)} \times \left[1 - \frac{n A_g}{A_s} - \frac{n A_g e_{oh}}{J_0} \right]\end{aligned}\quad (2)$$

式中: σ_{f0} —钢筋有效预应力(间接测定值);

σ_{h1} —预应力钢筋合力点处混凝土的预压应力(间接测定值);

n —钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比值($n = \frac{E_s}{E_c}$);

A_0 —换算截面面积;

A_s —受拉钢筋的截面面积;

e_{oh} —换算截面重心至预应力钢筋合力点的距离;

W_0 —换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩;

J_0 —换算截面惯性矩。

将已知的 M_f^* 代入上式, 便可求得 σ_{f0} , 将 σ_{f0} 除以 E_g 即可求得相应的预拉应变 ϵ_{f0} , 其结果见表 2 中第(7)栏。当确定预应力钢筋总应变时, ϵ_{f0} 是组成因素之一。

(五) 混凝土的极限压应变

国内外大量试验表明, 影响混凝土极限压应变的因素很多, 同时由于测试技术不同, 取值标准不一, 其值可以在很大范围内变动。

本文受弯构件实测的混凝土极限压应变 ϵ_{h1}^* 是以极限状态下纯弯段内 7 片电阻片的平均应变作为取值标准(相当于 70cm 至 80cm 标距), 实测的 ϵ_{h1}^* 见表 2 中(8)栏。

取用这一标准的理由是:

1. 考虑到取用较长的量测标距比较符合平均应变假定;

2. 本文构件的压碎区长度大部分在 25cm 至 40cm 范围内, 在压碎区内至少有 3 片电阻片, 实测表明, 压碎区内 3 片电阻片的平均应变与纯弯段 7 片电阻片的平均应变已相当接近, 见图 9, 取用后者稍偏于安全。

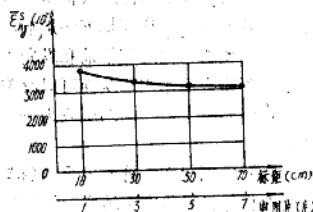


图 9 受弯构件 ϵ_{h1}^* 与量测标距关系

依据上述的取值标准, 本文构件的混凝土极限压应变主要与钢材品种、混凝土标号、配筋率和施加预应力大小等因素有关, 而这些因素可以大体反映在含钢特征值 $\alpha_s = \mu \frac{\sigma_s}{R}$

($\alpha_{0.1} = \mu - \frac{\sigma_{0.1}}{R}$) 这个指标中。不同钢种的构件, 其 e_{s1}^* 与 $\alpha_s(\alpha_{0.1})$ 的关系见图10。

由图10可以看出:

1. 不同钢种的构件, 其 e_{s1}^* 有所不同, 无屈服台阶钢筋 (冷拉Ⅳ级和Ⅴ级钢筋) 构件与有屈服台阶钢筋 (Ⅱ级和冷拉Ⅱ级钢筋) 构件相比, 前者的极限压应变值要比后者大一些;

2. 对于无屈服台阶钢筋构件, 其 e_{s1}^* 是随着含钢特征值的提高而稍有增大, 但对于有流幅钢筋构件却看不出这种规律性。为了简便起见, 可以一律认为 e_{s1}^* 与含钢特征值无关;

3. 对于无屈服台阶钢筋构件其极限压应变的统计平均值 $\bar{e}_{s1}^* = 3430 \times 10^{-4}$, 对于有屈服台阶钢筋构件 $\bar{e}_{s1}^* = 2870 \times 10^{-4}$ 。本文将分别取用 $e_{s1}^* = 3500 \times 10^{-4}$ 和 3000×10^{-4} 作为设计建议值。

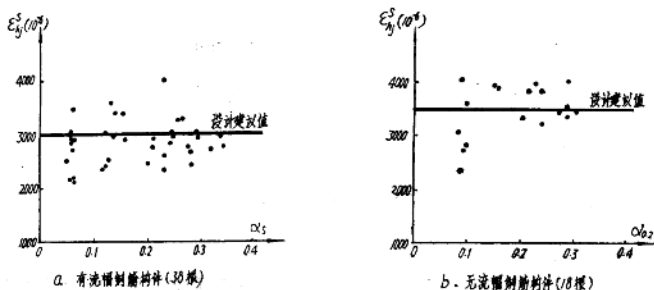


图10 受弯构件 e_{s1}^* 与 $\alpha_s(\alpha_{0.1})$ 关系

应当指出, 受弯构件中的混凝土的弯压应变与素混凝土短柱中的轴压应变是不同的。本文构件中如果取用压碎区内一片电阻片的应变 e_{s1}^* 作为标准, 则其统计平均值 $\bar{e}_{s1}^* \approx 3800 \times 10^{-4}$, 而同条件制作的棱柱体试件, 在极限应力下的轴压应变统计平均值 $e_{s,max} = 1930 \times 10^{-4}$ 。两者相比, $\bar{e}_{s1}^*$ 要比 $e_{s,max}$ 大得多, 这主要因为弯压受力情况下, 混凝土的受压区各纤维应变不等, 这其中存在应变梯度的影响, 从而提高了混凝土的塑性和极限压应变值。此外, 还由于受弯构件配有箍筋和纵向受压钢筋 (或架立筋), 这些箍筋和纵筋可以起到约束混凝土的膨胀变形作用, 从而可以改善混凝土的韧性, 也提高了混凝土的极限压应变值。由此可见, 素混凝土短柱的轴压应力——应变性质并不能代表受弯构件中弯压应力——应变的性质。

(六) 极限状态下纯弯段平均曲率

受弯构件极限状态下纯弯段的变形见图11。

纯弯段挠度增量: $\Delta^* = f_1^* - \frac{1}{2}(f_1^* + f_2^*)$ (3)

纯弯段平均曲率: $\phi^* = \frac{1}{\rho} = \frac{8\Delta^*}{4(\Delta^*)^2 + L^2}$ (4)

式中: Δ^* ——实测的纯弯段挠度增量;

f_1^*, f_1^*, f_2^* ——实测的纯弯段挠度;

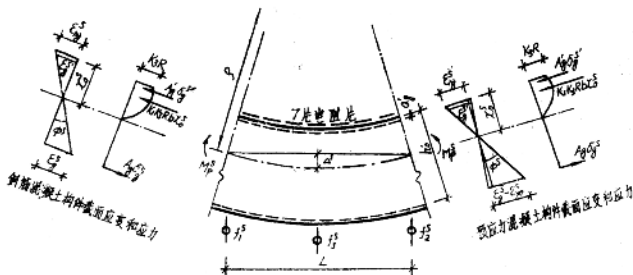


图11 极限状态下纯弯变形及其截面应变和应力

ρ ——曲率半径;

L ——纯弯段长度。

将极限状态下由数字应变仪自动量测的 f_s' 、 f_s 、 f_s'' 代入式 (3), 便可求得 Δ^* , 再将 Δ^* 代入式 (4), 即可求得 ϕ^* , 其结果见表 2 中第 (11) 栏。本文将以 ϕ^* 及 e_{s1} 作为确定混凝土受压区高度和钢筋应变的基本参数。

(七) 极限状态下纯弯段混凝土受压区高度、钢筋应变和钢筋应力

根据平均截面变形符合平截面假定, 由曲率 (单位长度的转角) 与应变的几何关系, 则可导出下列公式:

$$x_0^* = \frac{e_{s1}'}{\phi^*} \quad (5)$$

$$e_{s1}' = e_{s1} - \phi^* a_s' \quad (6)$$

$$e_s^* = \phi^* h_0 - e_{s1} \quad (7)$$

$$\text{或} \quad e_s^* = e_{s0}^* + (\phi^* h_0 - e_{s1}') \quad (8)$$

式中: x_0^* ——混凝土受压区高度 (间接测定值);

e_{s1}' 、 e_s^* ——受压和受拉钢筋应变 (间接测定值);

a_s' ——自受压钢筋合力点到截面近边的距离;

h_0 ——矩形截面的有效高度。

将已知的 e_{s1}' 、 ϕ^* 和 e_{s0}^* 代入式 (5) 至 (8), 即可求得 x_0^* 、 e_{s1}' 和 e_s^* , 其结果见表 2 中第 (12)、(13) 和 (15) 栏。

本文构件绝大部分受拉钢筋都预埋有电阻片 (标距为 1.5m), 每一根构件最少有两根受拉钢筋, 最多有五根钢筋。钢筋上预埋的电阻片是交错地分布在纯弯段内 20 至 40cm 长度上。因此, 由电阻片直接测得的钢筋应变也意味着是某种“平均应变值”。实测表明, 由电阻片直接测得的钢筋应变与按式 (7) 或 (8) 间接确定的钢筋应变基本上差不多。不过对于配筋率较低的构件, 当电阻片的应变大于 10000×10^{-6} 以后, 电阻片容易脱胶失灵, 难于跟踪到构件破坏, 因此本文构件中的受拉和受压钢筋应变主要由式 (6) 至 (8) 确定之。

由上述方法求得的钢筋应变, 再查相应的单根钢筋应力——应变曲线, 即可求得受压和受拉钢筋的应力 σ_s^* 和 σ_s' (间接测定值), 其结果见表 2 中第 (16) 和 (17) 栏。本文将以 x_0^* 、 σ_s' 、 σ_s^* 和 M 作为确定混凝土压区应力特征系数的基本参数。

对于无屈服台阶钢筋构件, 极限状态下受拉钢筋的应变与相对受压区高度的关系见图12。由图中可以看到, 钢筋应变是随着相对受压区高度的降低而增加, 应变的增加意味着应力的增加, 可见钢筋应力并不是固定值。

(八) 施加预应力对承载能力的影响

截面尺寸和配筋条件以及材料强度都相同的预应力混凝土构件与钢筋混凝土构件的对比试验结果见图13。

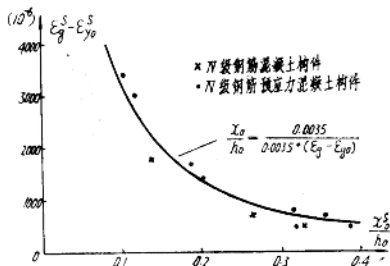


图12 无流幅钢筋构件 $\epsilon_s - \epsilon_{s0}$ 与 x_0/h_0 关系

试验表明, 对于无流幅钢筋构件施加预应力可提高其承载能力, 提高的程度与施加预应力的程度成正比。这是由于预

应力构件在加荷前钢筋已存在预拉应变, 当构件破坏时, 钢筋总应变大于非预应力构件。钢筋总应变大, 则相应的钢筋应力高, 因此承载能力高。

对于有流幅钢筋构件, 施加预应力却不能提高构件的承

载能力。这是因为这时虽然钢筋总应变增加了, 但在流幅范围内钢筋应变增加对钢筋应力没有影响, 因此构件的承载能力没有提高。

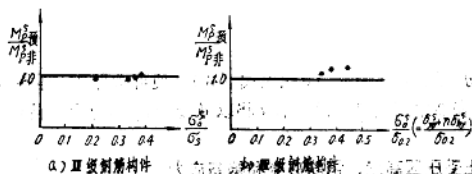


图13 同条件的预应力混凝土构件与钢筋混凝土构件承载能力比较

五、混凝土压区应力图形特征系数的确定

(一) 概 述

目前各国对钢筋混凝土结构设计已逐渐摒弃按弹性理论为基础的容许应力设计法, 而大多数采用以塑性理论为基础的极限状态设计法。

在极限状态设计理论中, 混凝土压区应力分布图形是一个很重要的问题。这个问题迄今为止还没有得到很好的解决, 不论在理论上和试验上都存在一定的问题。众所周知, 由于混凝土应力与应变之间表现出非线性关系, 虽然一般用各种仪表可以很容易直接测定应变, 但要准确得出应力却十分困难。因此自从1886年 Koenen, M. 第一个发表极限荷载理论以来, 许多学者对混凝土压区应力分布图形先后提出过三十多种理论^[14-21], 国内外也曾有过直接测定压区应力分布图形的尝试^[22-24], 但由于测试技术的限制, 迄今很难推广使用, 而有实用价值的主要是通过间接方法得到。常用的间接方法之一, 是通过对素混凝土偏压短柱的试验, 间接分析出表征混凝土应力图形性质的特征系数^[21, 25], 但值得指出是, 将这种应力图形特征系数应用于钢筋混凝土构件强度计算, 这也仅是一种近似模拟而已。

本文是通过配筋的受弯构件试验, 采用同步、连续、自动的测量技术, 由实测的破坏弯矩 M_u , 间接测定受压区高度 x_u , 钢筋应力 σ_s 和 σ_{sy} , 利用静力平衡条件反求表征弯压应力图形的特征系数, 然后再利用最小二乘法原理求出45根受弯构件最优的特征系数, 力求更真实地反映混凝土压区应力图形的性质。

(二) 特征系数 $\frac{K_2}{K_1 K_3}$ 、 $K_1 K_3$ 和 K_2

混凝土应力图形性质，常用应力图形特征系数 K_1 、 K_2 和 K_3 来定义。

K_1 表示受压区混凝土平均应力与最大应力之比；

K_2 表示受压区合力高度与受压区高度之比；

K_3 表示受压区混凝土最大应力与立方强度之比。

在图11中，如果不考虑混凝土的抗拉作用，则由静力平衡条件可得：

$$A_s \sigma_s' + K_1 K_3 b x_1^2 R = A_s \sigma_s' \quad (9)$$

$$M_p = K_1 K_3 R b x_1^2 (h_0 - K_1 x_1^2) + A_s \sigma_s' (h_0 - a_s') \quad (10)$$

在式(9)和(10)中消去 x_1 得：

$$M_p = R b h_0^3 (\alpha_s' - \alpha_s'^2) \left[\frac{1}{3} - \frac{K_1 K_3}{K_1 K_3} (\alpha_s' - \alpha_s'^2) \right] + A_s \sigma_s' (h_0 - a_s') \quad (11)$$

式中：

$$\alpha_s' = \mu \frac{\sigma_s'}{R}$$

$$\alpha_s'^2 = \mu \frac{\sigma_s'^2}{R}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0}$$

$$\mu' = \frac{A_s'}{b h_0}$$

σ_s' 、 $\sigma_s'^2$ ——受拉和受压钢筋的应力（间接测定值）；

A_s 、 A_s' ——受拉和受压钢筋截面积；

b ——矩形截面的宽度；

R ——混凝土的立方强度。

利用最小二乘法原理，由式(9)至(11)可分别导出 $\frac{K_2}{K_1 K_3}$ 、 $K_1 K_3$ 和 K_2 的计算公

式：

$$\frac{K_2}{K_1 K_3} = \frac{-\sum \frac{M_p - A_s \sigma_s' (h_0 - a_s')}{R b h_0^3} (\alpha_s' - \alpha_s'^2) + \sum (\alpha_s' - \alpha_s'^2)^2}{\sum (\alpha_s' - \alpha_s'^2)^2} \quad (12)$$

$$K_1 K_3 = \frac{\sum (\alpha_s' - \alpha_s'^2) \frac{x_1^2}{h_0}}{\sum \left(\frac{x_1^2}{h_0} \right)^2} \quad (13)$$

$$K_2 = \frac{-\sum \frac{M_p - A_s \sigma_s' (h_0 - a_s')}{R b h_0^3} (\alpha_s' - \alpha_s'^2) \frac{x_1^2}{h_0} + \sum (\alpha_s' - \alpha_s'^2)^2 \frac{x_1^2}{h_0}}{\sum \left[(\alpha_s' - \alpha_s'^2) \frac{x_1^2}{h_0} \right]^2} \quad (14)$$

从45根试验构件中，将其极限状态下实测的 M_p 和间接测定的 σ_s' 、 $\sigma_s'^2$ 、 x_1 代入式(12)

至(14)中，求得 $\frac{K_2}{K_1 K_3}$ 、 $K_1 K_3$ 和 K_2 数值如下：

$$\frac{K_2}{K_1 K_3} = 0.597;$$

$$K_1 K_3 = 0.745;$$

$$K_2 = 0.468.$$

在上述统计计算中,没有计入含钢特征值较低的构件 (σ_s 或 $\sigma_{sy} < 0.12$), 主要因为这种构件在极限状态下,混凝土的受压区高度很小,这对分析 K_1 和 $K_1 K_3$ 较为敏感,容易引起误差。

本文将分别取用 $\frac{K_2}{K_1 K_3} = 0.60$, $K_1 K_3 = 0.75$, $K_2 = 0.45$ 作为设计建议值。

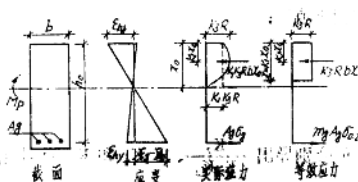
六、正截面强度的建议公式

(一) 基本假定

1. 混凝土和钢筋的应变沿截面高度按线性分布;
2. 已知受压区混凝土的应力—应变曲线或特征系数;
3. 截面受拉区混凝土不参加工作;
4. 已知钢筋的应力—应变曲线。

(二) 公式的建立

根据上述基本假定,极限状态下计算图形如图14所示。



由静力平衡得:

$$K_1 K_3 R b x_0 = A_s \sigma_s \quad (15)$$

$$M_p = K_1 K_3 R b x_0 (h_0 - K_2 x_0) \quad (16)$$

由变形协调得:

$$\frac{x_0}{h_0} = \frac{\epsilon_{bt}}{\epsilon_{bt} + \epsilon_s - \epsilon_{sy} - \epsilon_{b7}} = \frac{\epsilon_{bt}}{\epsilon_{bt} + \epsilon_s - \epsilon_s} \quad (17)$$

钢筋的应力—应变曲线方程:

$$\sigma_s = f(\epsilon_s) \quad (18)$$

式中, $K_1 K_3 = 0.75$;

$$K_2 = 0.45;$$

$\epsilon_{b7} = 0.003$ 和 0.0035 (分别适

用于有流幅钢筋构件和无

流幅钢筋构件);

图14 预应力混凝土受弯构件在极限状态下计算图形

M_p ——截面极限弯矩;

x_0 ——混凝土受压区高度;

σ_s , ϵ_s ——极限状态下受拉钢筋的应力和应变;

ϵ_{b7} ——相应于 σ_{b7} 的应变, σ_{b7} 为预应力钢筋合力点处混凝土的预压应力, 对于先张法构件 σ_{b7} 为;

$$\sigma_{s,1} = \frac{(\sigma_k - \Sigma \sigma_{s,i}) A_s}{A_s} + \frac{(\sigma_k - \Sigma \sigma_{s,i}) A_s}{J_b} e_{s,1}$$

$\Sigma \sigma_{s,i}$ 为预应力总损失值;

$\epsilon_{s,0}$ ——相应于 $\sigma_{s,0}$ 的应变, $\sigma_{s,0}$ 为扣除全部预应力损失值后钢筋中的有效预应力, 对于先张法构件;

$$\sigma_{s,0} = \sigma_k + \Sigma \sigma_{s,i} + \mu \sigma_{s,1}$$

$\epsilon_{s,0}$ ——相应于 $\sigma_{s,0}$ 的应变, $\sigma_{s,0}$ 为预应力钢筋合力点处当混凝土预压应力为零时在钢筋中的应力;

$$\sigma_s = \sigma_k + \Sigma \sigma_{s,i} = \sigma_{s,0} + \mu \sigma_{s,1}$$

由式 (15)、(17) 和 (18) 经过迭代法求出钢筋应力 σ_s 后, 即可由式 (16) 计算极限弯矩, 但这种计算方法比较麻烦, 为了计算方便, 现采用下面简化方法。

简化内容包括两方面: 首先用等效应力图形来代替实际的混凝土压区应力图形, 即保持合力大小和位置不变, 这时 $K_1 = 2K_2 = 0.90$, $K_3 = 0.833$; 其次假定钢筋应力与含钢特征值成线性关系来代替曲线关系, 并引入一个钢筋应力增大系数 m_s , 用 $m_s \sigma_{s,1}$ 来代替 σ_s 。

简化公式:

$$K_1 R b x = m_s A_s \sigma_{s,1} \quad (19)$$

$$M_p = K_1 R b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (20)$$

$$\text{或} \quad M_p = K_1 R b h_0^2 \left(\mu \frac{m_s \sigma_{s,1}}{K_1 R} \right) \left[1 - \frac{1}{2} \left(\mu \frac{m_s \sigma_{s,1}}{K_1 R} \right) \right] \quad (21)$$

公式适用范围: $1 \leq m_s \leq \frac{\sigma_b}{\sigma_{s,1}}$

式中: m_s ——钢筋应力增大系数, 按下列取值;

对于有流幅钢筋, $m_s = 1.0$;

对于无流幅钢筋, $m_s = 1 + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{s,1}} - 1 \right) \left(\frac{\alpha_{max} - \alpha_{s,1}}{\alpha_{max} - \alpha_p} \right)$;

$\alpha_{s,1}$ ——截面含钢特征值, $\alpha_{s,1} = \mu \frac{\sigma_{s,1}}{R}$;

$$\alpha_{max} = \mu_{max} \frac{\sigma_{b,1}}{R} = \frac{K_1 K_2 e_{b,1}}{e_{b,1} + e_s - e_0};$$

$$\alpha_p = \mu_p \frac{\sigma_{p,1}}{R} = \mu_p \frac{\sigma_b}{R} \cdot \frac{\sigma_{s,1}}{\sigma_b} = \left(\frac{K_1 K_2 e_{s,1}}{e_{b,1} + e_s - e_0} \right) \frac{\sigma_{s,1}}{\sigma_b}$$

$\sigma_{s,1}$ 、 $e_{s,1}$ ——钢筋条伸屈服点及相应应变;

σ_b 、 e_b ——钢筋极限强度及相应应变;

x ——混凝土受压区换算高度。

(三) 建议公式与规范公式的比较

1. 两种公式的主要区别

(1) 建议公式中引入平截面假定, 利用变形协调条件确定钢筋应力, 钢筋应力是随着含钢特征值降低而提高的, 而规范公式中的钢筋应力却是固定值, 如规定 II 级钢筋取 $R_s = \sigma_s$, 冷拉 IV 级钢筋取 $R_s = \sigma_{s,1}$, V 级钢筋和钢丝取 $R_s = 0.8 \sigma_s$;

(2) 建议公式中混凝土压区应力图形用特征系数表达, 而规范公式中用弯曲抗压强度表达。前者有明确的物理意义, 而后者只是一种换算指标缺乏物理意义;

(3) 建议公式中反映出施加预应力对承载能力及界限值的影响, 而规范公式中不反映这一特点。

2. 两种公式的理论值与试验值比较

为了分析两种公式的计算精度, 我们共搜集到国内 218 根试验构件作为验算的依据, 按两种公式计算结果汇总于图15至19。本文试验构件的计算值见表2中第(18)和(20)栏。

由图15至19可以看出:

(1) 对于无流幅钢筋构件, 建议公式的理论值与试验值均十分吻合, 平均误差 $\frac{M_p}{M_p} = 0.96 \sim 1.03$, 变异系数 $V = 0.03 \sim 0.06$, 而规范公式的理论值与试验值却误差较大, $\frac{M_p}{M_p} = 1.07 \sim 1.23$, $V = 0.05 \sim 0.08$;

(2) 对于有流幅钢筋构件(低筋硬化构件除外), 不论建议公式还是规范公式, 其理论值与试验值均吻合很好。这是因为此时钢筋应力均等于屈服点, 而唯一区别只是混凝土平均应力取值有所不同(前者为 $0.833 R$, 后者为 $0.875 R$), 但这些不同对内力臂影响非常有限,

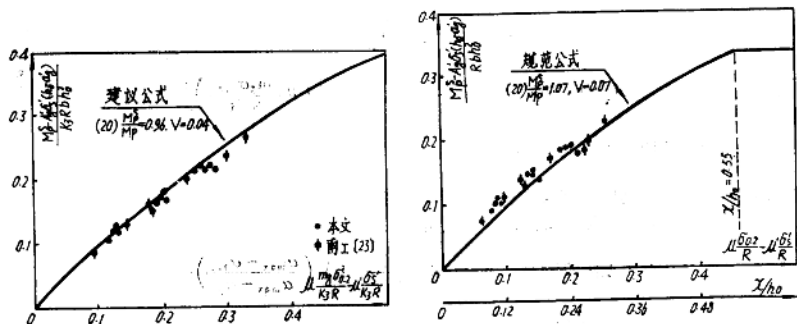


图15 Ⅱ级钢筋构件试验值与理论值比较

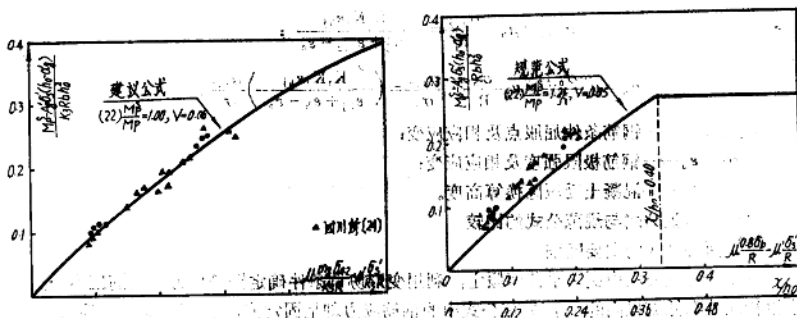


图16 Ⅳ级钢筋构件试验值与理论值比较