

后张法预应力混凝土结构构件设计 方法中的几个问题

白生翔

摘 要 本文借助国内外科研成果,阐述了后张法超静定结构产生的次内力对建立构件截面应力以及连续梁内力重分布的影响,提出了计算的改进建议;在两个极限状态下,考虑有粘结、无粘结预应力筋应变增量的滞后特性,引入应变滞后系数等参数作为计算裂缝宽度、刚度及正截面受弯承载力的依据,并提出了有关参数的建议取值。

关键词 后张法 次内力 有粘结 无粘结 内力重分布 应变滞后

一、问题的提出

现行的《混凝土结构设计规范》GBJ10-89是在前一版本《钢筋混凝土结构设计规范》TJ10-74和七、八十年代的工程实践、试验研究基础上制订的。在八十年代中期以前,我国在房屋建筑工程中采用的预应力混凝土结构,在工业建筑中主要是屋架、屋面梁、屋面板、吊车梁等,在民用建筑中大量采用单向空心板和少量的双向楼盖,在某些建筑中试点应用于框架结构,采用上述预应力混凝土构件与我国在五十年代推广采用装配式结构体系有关,这类先张法或后张法预应力混凝土构件多数是简支受弯构件。在八十年代后期至今,我国的房屋结构向高层建筑发展,柱距、墙距不断扩大,要求楼盖系统(有时也要求对柱、墙)采用后张的有粘结或无粘结预应力混凝土,于是,平面的或空间的预应力混凝土结构体系得到了很大的发展。在这种形势下,现行规范所规定的内容就已不能适应工程设计的需要了。

通常,规范对超静定结构内力分析的方法可仅作原则性规定,但预加力作为作用,在《荷载规范》不作出规定的情况下,在《混凝土结构设计规范》中理应给出,并参与所需验算的有关荷载组合,相应的分项系数也应分别给出。通过有关的

荷载组合求得的作用效应将分别用于正常使用和承载能力两个极限状态下的计算。

应当说,按上述的原则对规范作出具体的修改和补充后,就可适应工程设计的需要。但是,在具体规定中应考虑到国内已有的经验,特别是应与行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规范》JGJ/T92-93和工程建设标准化协会标准《整体预应力装配式板柱建筑技术规程》CECS 52:93以及铁路、公路、水工、港工等行业相关标准取得协调,吸取它的合理内容,同时也应借鉴国际先进标准的经验。此外,近年来国内许多学者在了解和收集了国外有关的试验研究资料、分析文章、专著等方面下了很大的功夫,并结合我国的实际情况开展了试验研究,提出了有价值的试验成果和建设性意见,它们均可作为规范修订的参考依据。

本文就是在学习上述有关文献基础上,结合个人的认识而写出的。文中引用文献和国外规范的公式时,力求采用我国规范的表达形式及相近的物理参数和符号,因此,对有些熟悉的符号就不作解释。

二、预加内力的表达

在后张法预应力混凝土超静定结构中,如果仅考虑预加力(事实上结构自重总是伴随预加力

同时产生结构效应的,考虑到内力可采用叠加原理,这里暂不与它相关考虑)施加到超静定结构中的部分构件(或杆件)上时,其内力的计算原则是:按弹性分析方法计算,即在计算中应考虑预加力施加在结构上所产生的次内力(也有称约束内力)。通常,将结构中欲施预加力的那些构件视为静定结构,由预加力在那些构件中所产生的内力称为主内力(也有称为自由内力),相应于那些构件边界(如支承或节点等)约束位置处产生的变形也可称为自由变形。实际上在约束位置处要制约这自由变形,因此当对结构中所有约束位置处施加等量的反向自由变形时,由它在结构构件中所产生的内力就是次内力,相应于边界约束位置处的反力称为次反力,它是由所谓的反向自由变形即间接作用引起的,因此,它与温度、沉降等所引起的反力性质一样,所有的反力应使结构保持平衡。以上所述是大家熟知的。

于是,在后张法预应力混凝土超静定结构中,与国外的文献一样,在上述规程中规定,由预加力在预应力混凝土构件(或杆件)中所产生的(预加)总内力(也有称综合内力),应由(预加)主内力和(预加)次内力之和组成:

$$M_p = M_{pe} + M_{p, sec} = (1 + \eta_M) M_{pe} \quad (2-1)$$

$$V_p = V_{pe} + V_{p, sec} = (1 + \eta_V) V_{pe} \quad (2-2)$$

$$N_p = N_{pe} + N_{p, sec} = (1 + \eta_N) N_{pe} \quad (2-3)$$

以上式中的系数 η_M 、 η_V 、 η_N 分别表示为:

$$\eta_M = \frac{M_{p, sec}}{M_{pe}} \quad (2-4)$$

$$\eta_V = \frac{V_{p, sec}}{V_{pe}} \quad (2-5)$$

$$\eta_N = \frac{N_{p, sec}}{N_{pe}} \quad (2-6)$$

式中 M_p 、 V_p 、 N_p - 由预加力施加于结构上而引起构件截面上的(预加)总弯矩、(预加)总剪力、(预加)总轴向力;

M_{pe} 、 V_{pe} 、 N_{pe} - 由预加力施加于结构中(视需要,可考虑第一批预应力损失或全部预应力损失)视为静定构件上而在构件截面上产生的(预加)主弯矩、(预加)主剪力、(预加)主轴向力;

$M_{p, sec}$ 、 $V_{p, sec}$ 、 $N_{p, sec}$ - 超静定结构中由(预加)主内力引起的变形受到约束而产生的

(预加)次弯矩、(预加)次剪力、(预加)次轴向力;当(预加)次弯矩、次剪力、次轴向力与相应的(预加)主弯矩、(预加)主剪力、(预加)主轴向力的方向相反时,应取负值代入;

η_M 、 η_V 、 η_N - 分别称为(预加)次弯矩系数、(预加)次剪力系数、(预加)次轴向力系数;系数取正值或负值的原则同上。

后面将省略(预加)这个词,以适应习称。

η_M 、 η_V 、 η_N 三个系数之间存在相关关系,它们与结构体系和预应力配筋形式等有关,可通过结构弹性分析后具体给出。同时,为提高预加力的效果,应采取措施以减少柱、墙等对梁、板的不利影响。

于是,后张法预应力混凝土结构中由预加力产生的混凝土法向应力及相应阶段预应力筋的应力,可按下列公式计算:

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{M_p}{I_n} Y_n \\ \text{或} \\ \sigma_{pc} &= \frac{(1 + \eta_N) N_{pe}}{A_n} \pm \frac{(1 + \eta_M) N_{pe} e_{pn}}{I_n} y_m \end{aligned} \right\} \quad (2-7)$$

相应阶段预应力筋的有效预应力 σ_{pe} 、消压时的预应力 σ_{po} 及 N_{pe} 、 e_{pn} 仍可按规范 GBJ10-89 中的公式(3.4.5-5)、(3.4.5-6)及式(3.4.6-4)、(3.4.6-3)采用(注意本文已将式(3.4.6-4)的符号 N_p 改为 N_{pe})。

在斜截面的抗裂验算中,由剪力值 V_s 和预应力筋的预加力在计算处产生的混凝土剪应力应改按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{(V_s - V_p) S_0}{I_0 b} \\ \text{或} \\ \tau &= \frac{[V_s - (1 + \eta_V) \sum \sigma_{pe} A_{pb} \sin \alpha_p] S_0}{I_0 b} \end{aligned} \right\} \quad (2-8)$$

经以上调整后,就仍可按现行规范的规定进行正截面和斜截面的各项验算或计算。但在承载能力极限状态中,当预应力受拉钢筋能达到其抗拉强度设计值时,仅需考虑由直接荷载产生的内力与(预加)次内力相组合,这在国外规范、上述规程和文[1]、[2]中均已作出规定和阐明,后面还将涉及这个问题。

三、次弯矩对结构性能的影响

(一) 国外的设计规定

国外许多规范关于次弯矩对结构性能的影响都作出了规定、现摘其主要的介绍如下。

1. 美国规范 ACI318-89

在使用荷载条件下超静定结构的内力,应按弹性分析法确定,应考虑由预应力、徐变、收缩、温度变化、轴向变形、连接结构杆件的约束和基础下沉等因素所产生的反力、变矩、剪力和轴向力。

用于计算预应力超静定结构承载能力的弯矩设计值,可用下式予以具体表达:

$$M = (1 - \beta) M_{load} + M_{sec} \quad (3-1)$$

式中 M - 验算截面的弯矩设计值;

M_{load} - 由直接荷载(恒载和活载)按弹性分析求得的弯矩设计值,简称为直接弯矩设计值;

M_{sec} - 由预加力引起的支座反力所产生的次弯矩,当其与弯矩 M_{load} 的方向相反时,应取负值;

β - 弯矩调幅系数,直接荷载产生的弯矩设计值 M_{load} 的调整系数。

计算 M_{load} 时应考虑荷载系数:恒载系数 γ_D 取 1.4,活载系数 $\gamma_L = 1.7$,预加力系数 $\gamma_p = 1.0$ 。

该规范对预应力连续受弯构件的支座负弯矩重分布的增减量作了规定,经换算成我们习惯的支座弯矩调幅系数可表示为:

$$\beta \leq 0.2 \left(1 - 2.36 \frac{x_n}{h_0} \right) \quad (3-2)$$

且 $x_n/h_0 \leq 0.282$ 时才允许对负弯矩进行重分布。

式中 x_n - 截面中和轴高度;

h_0 - 截面有效高度。

该规范对考虑次弯矩问题作了阐述:当超静定结构产生塑性铰并能充分实现弯矩重分布时,超静定结构转变为静定结构,这时次弯矩消失。然而,由于不是吻合索的预应力筋引起的弹性变形改变了为得到给定的弯矩重分布值所需的非弹性转动能力;反之,对具有给定的非弹性转动能力的梁,支座处弯矩调整幅度的改变,等于由预加力在支座处引起的次弯矩。因此,规范规定次弯矩应包括在弯矩设计值之中。

有必要指出,在规范 ACI318-89(1992 修订

版)中,已对式(3-1)作了修改,改为与后面式(3-3)相同的方法进行弯矩重分布。

2. 英国规范 BS8110-1989

该规范对预应力混凝土结构框架、连续梁的弯矩重分布作了规定。在正常使用极限状态下可采用弹性分析方法;在承载能力极限状态下可采用弹性分析法得出的弯矩进行重分布,但应符合下列条件:

a) 在每一个适当的荷载组合下,内力与外荷载之间应保持平衡;

b) 在负弯矩和正弯矩的每个区段内,导出的最大弹性弯矩设计值所作的减少,对四层及四层以下的结构,不超过 20%,四层以上且为无侧移的结构,不超过 10%;

c) 当按 b) 规定减小了弯矩设计值后,应验算 $x_n \leq (\delta - 0.5) h_0$, 此处, $\delta = 1 - \beta$, 为重分布后的截面弯矩与截面最大弹性弯矩的比值。

该规范认为,对正常使用极限状态下要求截面受拉边为零应力(一级)或无可见裂缝的弯曲拉应力(二级)控制时,可不考虑弯矩重分布,除非预应力很小,该规范未提及次弯矩,估计上述弯矩重分布是指直接荷载产生的弯矩而言的。

3. 澳大利亚规范 NAASRA-88 和 AS3600-88

该规范用于计算预应力超静定结构承载能力的弯矩设计值,可用下式表示:

$$M = (1 - \beta) (M_{load} + M_{sec}) \quad (3-3)$$

式中 β - 支座弯矩调幅系数, $\beta \leq 0.3$ 。

4. CEB-FIP 模式规范 MC90

该规范对正常使用极限状态下提供了罕遇、频遇、准永久三种作用组合供选择。包括预加力在内的作用分项系数均取等于 1.0,但要考虑组合值、频遇值、准永久值三个系数 ψ_0 、 ψ_1 、 ψ_2 。根据不同的验算内容,对预加力值给出了预加力平均值 P_m 、预加力上限特征值 $P_{k, sup} = M_{sup} P_m$ 、预加力下限特征值 $P_{k, inf} = \gamma_{inf} P_m$ 供选取。 γ_{sup} 为正常使用极限状态预加力上限特征值系数,对有粘结预应力筋取 1.1,对无粘结预应力筋取 1.05; γ_{inf} 为正常使用极限状态预加力下限特征值系数:对有粘结预应力筋取 0.9;对无粘结预应力束取 0.95。正常使用极限状态下的结构分析,通常可用弹性分析,也可用非线性分析。

对承载能力极限状态下作用效应的计算,其预加力项应根据不利或有利情况,分别取用 $\gamma_{p, \text{sup}} P_{k, \text{sup}}$ 或 $\gamma_{p, \text{inf}} P_{k, \text{inf}}$, 其中分项取 $\gamma_{p, \text{sup}} = 1.1$ 、 $\gamma_{p, \text{inf}} = 1.0$, 对局部验算应取用 $1.35P_m$; 在同一个验算中的分项系数应取相同值。

对施加的(永久或可变)变形,其变形本身(不是对应的力)可引入结构分析。通常,取决于变形的起源或影响,对承载能力极限状态可不考虑施加的变形。在有或没有重分布的线性分析的情况下,假如要考虑它们,则其分项系数可在 1.0 和 1.2 之间选取。

对预应力混凝土结构,该规范允许采用线性分析加有限的内力重分布,内力重分布取决于钢筋级别和混凝土强度等级。该规范将后张法预应力筋等效为 A 级钢筋的类型,要求 $(f_t/f_y)_k \geq 1.08$ 且 $\varepsilon_{uk} \geq 5\%$, 将先张法预应力等效为 B 级钢筋的类型,要求 $(f_t/f_y)_k \geq 1.05$ 且 $\varepsilon_{uk} \geq 2.5\%$, 内力重分布是采用最大弯矩截面的弯矩乘以折减系数 δ , 它适用于水平面内有直线轴线的梁:

对 A 级钢筋(适用于后张法结构)

混凝土强度等级在 C15 - C45 之间时:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25x_n/h_0 \quad (3-4)$$

混凝土强度等级在 C50 - C70 之间时:

$$\delta \geq 0.56 + 1.25x_n/h_0 \quad (3-5)$$

且对连续梁和无侧移框架,应满足 $0.75 \leq \delta \leq 1.0$; 对有侧移框架,应满足 $0.90 \leq \delta \leq 1.0$ 。

对 B 级钢筋(适用于先张法结构),混凝土强度等级在 C15 - C70 之间时:

$$\delta \geq 0.75 + 1.25x_n/h_0 \quad (3-6)$$

且应满足 $0.90 \leq \delta \leq 1.0$ 。

显然,上述内力重分布所考虑的最大弯矩截面的弯矩应是包括次弯矩的,所以,它与式(3-3)的处理方法一样。

5. 欧州试行规范《混凝土结构设计》ENV2

该规范对预加力的规定基本与 MC90 相同,但有些规定更为明确。如对超静定结构的效应计算中,应考虑由于赘余约束引起的直接或次要的间接效应。当采用线性分析并考虑重分布时,其进行重分布的弯矩计算应包括预加力的任何超静定效应,此也即式(3-3)的方法。

此外,对取 $\gamma_p = 1.0$ 给出了两个条件:在承载能力极限状态中,位于受压区中的预应力筋面积

不应超过预应力筋总面积的 25%, 且受拉区的预应力筋在极限状态时的应力应超过 $f_{p,0.1,k}/\gamma_m$ (此值即为预应力筋抗拉强度设计值)。

这里不拟进一步介绍国外其它规范的规定,下面对规范 ACI318 和 MC90 用于预应力连续梁考虑支座弯矩重分布后的效果作一比较,将式(3-2)代入式(3-1)和式(3-5)代入式(3-3)后,可给出规范 ACI 和规范 MC90 考虑重分布的支座弯矩与弹性的支座弯矩(包括次弯矩)的比值,列于表 1 中。

表 1 重分布后与弹性分析的支座弯矩比值

x_n/h_o		0.352	0.30	0.282	0.25	0.225	0.20	0.175	0.152
M_{sec}/M_{load}	-0.1	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{1.00}{0.94}$	$\frac{0.93}{0.91}$	$\frac{0.91}{0.87}$	$\frac{0.90}{0.84}$	$\frac{0.88}{0.81}$	$\frac{0.87}{0.78}$	$\frac{0.86}{0.75}$
	-0.2	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{1.00}{0.94}$	$\frac{0.92}{0.91}$	$\frac{0.90}{0.87}$	$\frac{0.88}{0.84}$	$\frac{0.87}{0.81}$	$\frac{0.85}{0.78}$	$\frac{0.84}{0.75}$
	-0.3	$\frac{1.00}{1.00}$	$\frac{1.00}{0.94}$	$\frac{0.90}{0.91}$	$\frac{0.88}{0.87}$	$\frac{0.87}{0.84}$	$\frac{0.85}{0.81}$	$\frac{0.83}{0.78}$	$\frac{0.82}{0.75}$

注:表中分子上的数值为 ACI318 - 89 规范的比值,分母上的数值为 MC90 规范的比值。

(二) 国内的试验成果

近年来,国内一些大学开展了有粘结和无粘结后张法预应力连续梁的试验研究,探讨次弯矩的存在对内力重力布的影响,从定性、定量两个方面进行探讨,以便提出实用的设计建议。试验的均为两跨连续梁,通过设置传感器的支座,经过预调实现有、无次弯矩的存在,试梁的尺寸、预应力高强钢丝和非预应力钢筋的配筋情况等参数以及试验规律,可参见文[3]、[4]、[5]、[6]、[7]、[8],这些文献是本节内容分析的基础。

现从文[6]中复制了三组有粘结部分预应力陶粒混凝土连续梁中支座弯矩与跨中集中力试验关系图,每一组各有一根无次弯矩梁和有次弯矩梁组成,通过试验观察次弯矩的变化情况(图 1、图 2、图 3),在图上两根对比梁的弯矩差值即为次弯矩值;尽管对比梁之间在构件制作上会有各种偏差,但基本规律是正确的,从中可得到下列几点认识:

1) 在梁开裂前,两根对比梁基本贴近弹性变化(图中虚线表示)关系,即次弯矩基本保持常数;有次弯矩梁的开裂早于无次弯矩的梁;

2) 在梁的支座截面开裂后,继而跨中截面开裂,次弯矩随荷载增大就逐步减少,当然对总弯矩而言也在逐步减少,表明了梁开裂后的刚度变化

对弯矩调幅起着主导作用;低配筋率(受压高度小)梁的弯矩调幅大于中等配筋率和高配筋率(受压高度大)梁;

3)从总体上讲,无次弯矩梁的支座截面达到屈服弯矩时的荷载比有次弯矩梁的大;当进入屈服弯矩后,梁的刚度急剧降低,这标志着支座截面区域进入塑性铰转动状态,荷载的增大是靠简支效应的跨中截面抗力来承担;

4)当梁达到承载能力极限状态时,低配筋率梁的次弯矩几乎已消失(图中略有试验偏差),相应的极限荷载与无次弯矩的对比梁基本相同,可认为梁达到了塑性机构破坏;中等配筋率梁因塑性的转动能力略差于低配筋率梁,其次弯矩只能消失一大部分;高配筋率梁因塑性铰的转动能力更差,其次弯矩只能消失一小部分。

借助上述的试验现象,并综合上述国内文献中的分析观点和建议,对存在次弯矩的后张法预应力混凝土超静定结构,其弯矩重分布可用下式来描述:

$$M = (1 - \beta) M_{load} + \alpha M_{sec} \quad (3-7)$$

式中 α - 次弯矩消失系数。

直接弯矩的调幅系数定义为: $\beta = 1 - M_a/M_o$; 此处, M_a 为调整后的弯矩值, M_o 为按弹性分析算得的弯矩值;它的变化幅度是: $0 \leq \beta \leq \beta_{max}$, 此外, β_{max} 为最大调幅系数。次弯矩随结构构件刚度改变和塑性铰转动而逐步消失,它的变化幅度是: $0 \leq \alpha \leq 1.0$, 且当 $\beta = 0$ 时,取 $\alpha = 1.0$; 当 $\beta = \beta_{max}$ 时,可取 $\alpha = 0$ 。上述关系从逻辑上讲可用于受力的全过程,但是要定量确定 α 与 β 之间的相关关系就较为困难,它将取决于大量的试验结果或非线性全过程分析的归纳结果。

在设计所需的两个极限状态验算中,对 α 、 β 两个系数可作必要的简化和选取:

1. 在正常使用极限状态验算中,不管开裂与否(开裂的结构,应满足裂缝宽度限值的规定)。均取 $\alpha = 1.0$, $\beta = 0$,即按弹性分析确定内力;当采用非线性分析时,可不遵守此假定。

2. 在承载能力极限状态计算中,原则上两个系数可按下列公式确定:

$$\alpha = \frac{\xi - \xi_{inf}}{\xi_{sup} - \xi_{inf}} \quad (3-8)$$

且应满足 $\alpha \geq 0$ 。

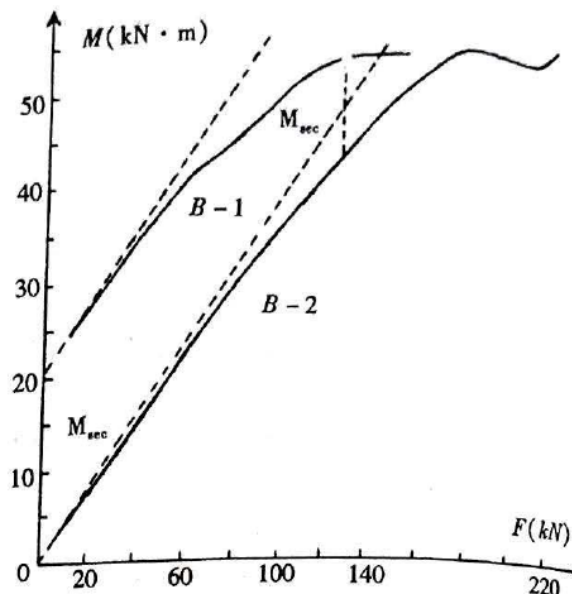


图1 B-1、B-2(较高配筋率)中支座弯矩试验对比曲线

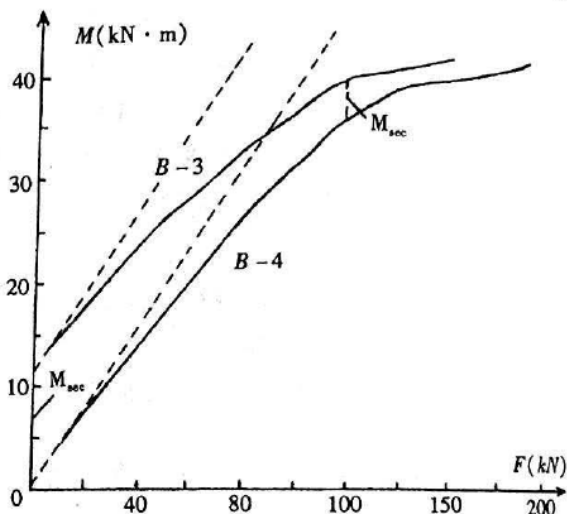


图2 B-3、B-4(中等配筋率)中支座弯矩试验对比曲线

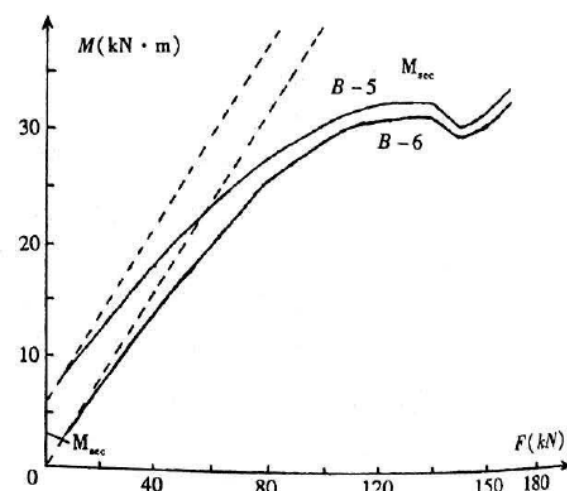


图3 B-5、B-6(低配筋率)中支座弯矩试验对比曲线

$$\beta = \frac{\xi_{sup} - \xi}{\xi_{sup} - \xi_{inf}} \beta_{max} \quad (3-9)$$

且当 $\xi < \xi_{inf}$ 时,取 $\xi = \xi_{inf}$ 。

式中 ξ - 按正截面承载力计算时的相对受压区高度, $\xi = x/h$, 此处, x 为受压区高度, 通常可近似取 $\xi = 0.8\xi_n$

ξ_{sup} - 内力重分布的相对受压区高度上限值, 此时, 取 $\beta = 0$;

ξ_{inf} - 考虑内力重分布的相对受压区高度下限值, 此时, 取 $\beta = \beta_{max}$;

β_{max} - 在承载力极限状态中规定的直接弯矩最大调幅系数。

文献[3]、[6]、[8]对相应于本文 ξ_{sup} 、 ξ_{inf} 及 β_{max} 的建议值并不完全相同。在综合考虑了国内、外建议取值的基础上, 采取规范 MC90 对钢筋混凝土与预应力混凝土超静定结构在调幅系数上统筹兼顾的原则, 参照我国已颁布的标准《钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程》CECS51:93 中的有关规定, 对混凝土强度等级不超过 C50、配置 II 级和 III 级热轧钢筋作为非预应力钢筋、采用高强碳素钢丝和钢绞线作为预应力钢筋的后张法预应力混凝土连续梁、板和框架结构, 本文建议采用规程 CECS51:93 的规定, 即取 $\xi_{sup} = 0.35$, 且对预应力混凝土构件尚应补充规定不应大于现行规范的相对界限受压区高度 ξ_b 。对 ξ_{inf} 值在规程 CECS51:93 有类似的规定, 即 $\xi \geq 0.1$, 事实上受弯正截面的极限转动能力最大时,

规范 MC90 认为: $\xi_n = \frac{x_n}{h_0} = 0.15 \sim 0.18$, 按我国规范规定, 当混凝土强度等级不超过 C60 时, 按受压边缘混凝土极限应变 $\xi_{cu} = 0.0033$ 和纵向受拉钢筋达到 0.01, 可求得相应的 $\xi_n = 0.25$, 因此, 综合上述不同规定的基础上, 本文建议取 $\xi_{inf} = 0.15$, 此时可认为次弯矩完全消失。在建议取 $\beta_{max} = 0.2$ 的条件下, 式(3-8)和式(3-9)可具体写为:

$$\alpha = 5(\xi - 0.15) \quad (3-10)$$

$$\beta = 0.35 - \xi \quad (3-11)$$

按式(3-11)计算后的 β 值, 可取其正值或负值, 当取 β 为正值时, 表示支座处的直接弯矩向跨中调幅; 当取 β 为负值时, 表示跨中的直接弯矩向支座处调幅。

于是, 当 β 取正值时, 由式(3-7)具体写出本文建议考虑弯矩重分布的连续梁支座弯矩公式为:

$$M = (0.65 + \xi)M_{load} + 5(\xi - 0.15)M_{sec} \quad (3-12)$$

且当 $\xi < 0.35$ 时, 取 $\xi = 0.035$; 当 $\xi < 0.15$ 时, 取 $\xi = 0.15$ 。

规程 CECS51:93 规定, 当 $\xi \leq 0.35$ 时, 均可取 β 为常数, 即 $\beta = \beta_{max} = 0.2$, 如果能认同这个方案, 则式(3-12)的系数 $(0.65 + \xi)$ 可直接取用 0.8 代替; 从更稳妥计, 作为另一个方案可取 $\xi_{sup} = 0.30$, $\beta = \beta_{max} = 0.15$, $\alpha = \frac{20}{3}(\xi - 0.15)$, 从而得到放宽和简化。

按式(3-12)可算出考虑重分布的和弹性分析(不包括或包括次弯矩两种情况)的支座弯矩比值列于表 2 中, 表中取 $\xi_n = 1.25\xi$, 表中分母项数值可与表 1 作比较。

表 2 考虑重分布的和弹性分析的支座弯矩比值

ξ_n	0.438	0.40	0.352	0.313	0.282	0.25	0.188	0.152
ξ	0.35	0.32	0.282	0.25	0.225	0.20	0.15	0.122
$\frac{M_{sec}}{M_{load}}$	-0.1	$\frac{0.90}{1.00}$	$\frac{0.89}{0.98}$	$\frac{0.87}{0.96}$	$\frac{0.85}{0.94}$	$\frac{0.84}{0.93}$	$\frac{0.83}{0.92}$	$\frac{0.80}{0.89}$
	-0.2	$\frac{0.80}{1.00}$						
	-0.3	$\frac{0.70}{1.00}$	$\frac{0.72}{1.02}$	$\frac{0.73}{1.05}$	$\frac{0.75}{1.07}$	$\frac{0.76}{1.09}$	$\frac{0.78}{1.11}$	$\frac{0.80}{1.14}$

注: 表中分子项在弹性分析的支座弯矩中不包括次弯矩; 分母项在弹性分析的支座弯矩中包括次弯矩。

由式(3-12)和表 2 的数值变化可告诉我们:

(1) 通常在连续梁中的次弯矩为正弯矩, 因此, 对弹性分析的支座处由荷载产生的直接负弯矩而言, 次弯矩就起到了对直接负弯矩的初始调幅作用, 当 $\xi = \xi_{sup} = 0.35$ 时, 表 2 中分子项的比值小于 1.0 就是这种效果; 反之把次弯矩和直接弯矩之和视作弯矩值, 则不存在调幅问题, 表 2 中的相应分母项的比值即为 1.0。

(2) 当 $\xi \leq \xi_{inf} = 0.15$ 时, 在分子项中, 不管 M_{sec}/M_{load} 的大小, 它们均达到直接弯矩的最大调幅系数 $\beta_{max} = 0.2$ 或 $\delta = 0.8$, 实现了式(3-10)、(3-11)的设定目标, 即此时次弯矩已完全消失。

(3) 在 $M_{sec}/M_{load} = -0.2$ 与 $\beta_{max} = 0.2$ 的巧合相遇情况下, 与受压区高度无关, 调幅系数均为 0.8 或 1.0, 就是说, 初始调幅作用与塑性铰转动的调幅作用等效; 因此, 在 $M_{sec}/M_{load} = -0.1$ 与 $\beta_{max} = 0.2$ 的情况下, 按考虑包括次弯矩的表中比

值就会小于1.0;在 $M_{acc}/M_{load} = -0.3$ 与 $\beta_{max} = 0.2$ 的情况下,按考虑包括次弯矩的表中比值就会大于1.0,这在表2中分母项的数值可以看出,表2中所给数值出现大于1.0的情况,是由于初始调幅作用($|M_{acc}/M_{load}| = 0.3$)大于塑性铰转动的调幅作用($\beta_{max} = 0.2$)而引起的。

(4)将表2与表1作比较,在表1中比值均小于1.0,从本文式(3-12)和表2比值的立场来看,式(3-1)、式(3-3)和表1的比值反映了在 ξ_n 较小时,对弯矩的调幅作用估计过大,甚至会产生超过(次弯矩完全消失后)直接弯矩的最大调幅系数很多的情况,这就是本文建议的调幅方法与国外规范的规定在本质上的差别;反之,要提出一个问题,有无必要作出对($|M_{acc}/M_{load}| \leq \beta_{max}$)的限制,是一个需要推敲的问题,显然,这与在结构中合理地布置预应力束有关。

四、后张预应力筋粘结效果对结构使用性能的影响

通常,后张预应力筋是布置在混凝土结构构件的孔道中(这里不讨论体外预应力筋),孔道可用预埋管形成,常用的是埋置钢管或塑料管,其内表面可以是波纹的或光面的。有粘结的后张预应力筋是指在孔道内灌水泥浆,使预应力筋通过水泥浆与管道壁之间形成具有一定的粘结能力,它与预应力筋的种类,外形以及管壁形状等有关;无粘结的后张预应力筋是指用专门防腐油脂涂料和塑料外包层的预应力筋,预应力筋与混凝土之间无粘结能力,由于靠油脂的润滑效果,可忽视其摩擦作用,在两端锚具之间的预应力筋可随结构构件整体变形而均匀受力,不管直线、折线或曲线预应力筋,其在两端锚具之间的预应力筋应变(或应力)均可近似认为相同。

国内对有粘结(灌浆)的后张预应力筋粘结性能方面的研究甚少,在规范 MC90 中有专门的规定可供我们借鉴,在该规范第4.5节中指出,后张法预应力筋的粘结性能,可按与相同直径、并用作普通的高粘结性能带肋钢筋相比较而给出,在给定的某一粘结滑移值下,有粘结的后张预应力筋的粘结应力值 $\tau_{bp,k}$ 可按普通带肋钢筋的粘结应力值 $\tau_{bs,k}$ 乘以折减系数 η_p 而得到,即 $\eta_p = \tau_{bp,k}/\tau_{bs,k}$,所给 η_p 值提供正常使用极限状态下裂缝宽

度计算和内部应力分布计算之用。

在该规范第7.4节中,对有粘结的预应力混凝土构件的裂缝宽度计算作了规定,原则上它可按该规范的钢筋混凝土构件裂缝宽度计算程序和公式进行计算,但是,当预应力筋和非预应力筋同时并用时,应考虑到两者的不同直径和不同粘结性能来作裂缝宽度的计算,它将主要反映在对配筋面积修正及裂缝间距影响等的计算公式中。

在文献[9]中介绍了规范 MC90 对预应力混凝土裂缝宽度计算的基本思路和简要推导,但它侧重在对单一裂缝(可理解为首批开裂的裂缝)的情况。当然对单一裂缝情况应当研究,但更具广泛意义的是该规范所指的稳定裂缝情况,下面重点讨论稳定裂缝阶段普通钢筋的拉应力与预应力筋的应力增量之间的关系。

按我国习惯采用的思路,配置预应力筋和普通钢筋的预应力混凝土构件,在出现了裂缝并趋于稳定阶段的平均裂缝间距为 $l_{cr,m}$,相应的平均裂缝宽度为 W_m ,在受拉区中的普通钢筋和预应力筋,当处于同一水平位置时,普通钢筋的平均拉应变 ε_{sm} 应与预应力筋的平均拉应变增量 $\Delta\varepsilon_{pm}$ 相同,即: $\varepsilon_{sm} = \Delta\varepsilon_{pm}$;但是,由于两者在混凝土中的粘结性能是不相同的,这就会造成在平均裂缝间距 $l_{cr,m}$ 范围内的两种钢筋的拉应变分布不同,当然在裂缝处的拉应变也就不会相同,下面就来建立这两种拉应变的关系。

根据受拉钢筋应力靠粘结应力传递给混凝土的原理,可将普通钢筋和预应力筋的平均粘结应力 τ_{sm} 和 τ_{pm} 及受拉钢筋在混凝土中的内力传递关系示于图4中;同时,也可将平均裂缝间距范围内某处的普通钢筋拉应变 ε_{sx} 和从消压应力开始计算的预应力筋拉应变增量 $\Delta\varepsilon_{px}$ 的变化规律示于图5中。由图4中的内力传递关系可建立下列平衡方程:

普通钢筋

$$\sigma_s A_s - \frac{1}{2} \tau_{sm} \pi \sum_{i=0}^m d_{si} l_{cr,m} = \Delta\sigma_{s,0.5} A_s \quad (4-1)$$

预应力筋

$$\Delta\sigma_p A_p - \frac{1}{2} \tau_{pm} \pi \sum_{j=1}^n d_{pj} l_{cr,m} = \Delta\sigma_{p,0.5} A_p \quad (4-2)$$

式中 σ_s 、 $\sigma_{s,0.5}$ —普通钢筋在裂缝处和在 $x = l_{cr,m}/2$ 处的拉应力,可分别取 σ_s

$$= E_s \varepsilon_s \text{ 和 } \sigma_{s,0.5} = E_s \varepsilon_{s,0.5};$$

$\Delta\sigma_s, \sigma_{s,0.5}$ - 预应力筋在裂缝处和在 $x = l_{cr,m}/2$ 处的拉应力增量, 可分别取 $\Delta\sigma_p$

$$= E_p \Delta\varepsilon_p \text{ 和 } \Delta\sigma_{p,0.5} = E_p \Delta\varepsilon_{p,0.5};$$

τ_{sm}, τ_{pm} - 在规定裂缝宽度所对应的钢筋滑移值条件下, 在 $l_{cr,m}$ 长度范围内普通钢筋和预应力筋的平均粘结应力;

d_{si}, d_{pj} - 受拉区第 i 根普通钢筋和第 j 根预应力筋的直径;

A_s, A_p - 受拉区的普通钢筋和预应力筋的总截面面积。

假定图 5 中平均裂缝间距内的钢筋拉应变呈二次抛物线形状, 则其方程可写为:

普通钢筋

$$\varepsilon_{sx} = \varepsilon_s + 4(\varepsilon_s - \varepsilon_{s,0.5})((\xi_{cr}^2 - \xi_{cr})) \quad (a)$$

预应力筋

$$\Delta\varepsilon_{px} = \Delta\varepsilon_p + 4(\Delta\varepsilon_p - \Delta\varepsilon_{p,0.5})(\xi_{cr}^2 - \xi_{cr}) \quad (b)$$

式中 $\varepsilon_{sx}, \Delta\varepsilon_{px}$ - 离裂缝截面 x 处的普通钢筋和预应力筋的拉应变和拉应变增量;

$\varepsilon_s, \Delta\varepsilon_p$ - 裂缝截面处的普通钢筋和预应力筋的拉应变和拉应变增量;

$\varepsilon_{s,0.5}, \Delta\varepsilon_{p,0.5}$ - 离裂缝截面 $x = l_{cr,m}/2$ 处的普通钢筋和预应力筋的拉应变和拉应变增量;

ξ_{cr} - 离裂缝截面的相对距离, $\xi_{cr} = x/l_{cr,m}$, 且 $0 \leq \xi_{cr} \leq 1.0$ 。

根据 $\varepsilon_{sm} = \Delta\varepsilon_{pm}$ 的条件, 对式 (a)、(b) 的 ε_{sx} 和 $\Delta\varepsilon_{px}$ 进行积分:

$$\int_0^1 \varepsilon_{sx} d\xi_{cr} = \int_0^1 \Delta\varepsilon_{px} d\xi_{cr}$$

$$\Delta\varepsilon_s - \frac{2}{3}(\varepsilon_s - \varepsilon_{s,0.5}) = \Delta\varepsilon_p - \frac{2}{3}(\Delta\varepsilon_p - \Delta\varepsilon_{p,0.5}) \quad (c)$$

上式中系数 $2/3$ 是假定 $\varepsilon_{sx}, \Delta\varepsilon_{px}$ 为二次抛物线的包络面积与矩形面积的比值, 可称为曲线形状系数; 当假定为另一曲线方程 (包括靠近裂缝截面局部区段粘结失效等情况的考虑) 时, 此系数可用广义的曲线形状系数 ω_1 代替, 当定义 $\lambda_p = \Delta\varepsilon_p/\varepsilon_s$ 时, 上式可整理为:

$$\lambda_p = 1 - \frac{\omega_1}{1 - \omega_1}(\lambda_{p,0.5} - 1)\varepsilon_{s,0.5} \quad (d)$$

令 $\varepsilon_{s,0.5} = \xi\varepsilon_{s,cr}$, 则上式可改写为:

$$\lambda_p = 1 - \frac{\xi\omega_1}{1 - \omega_1}(\lambda_{p,0.5} - 1)\frac{\varepsilon_{s,cr}}{\varepsilon_s} \quad (e)$$

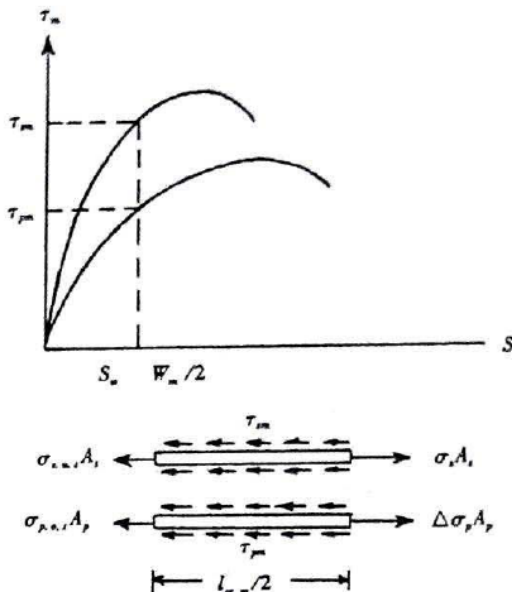


图 4 平均粘结应力及裂缝间钢筋内力传递示意

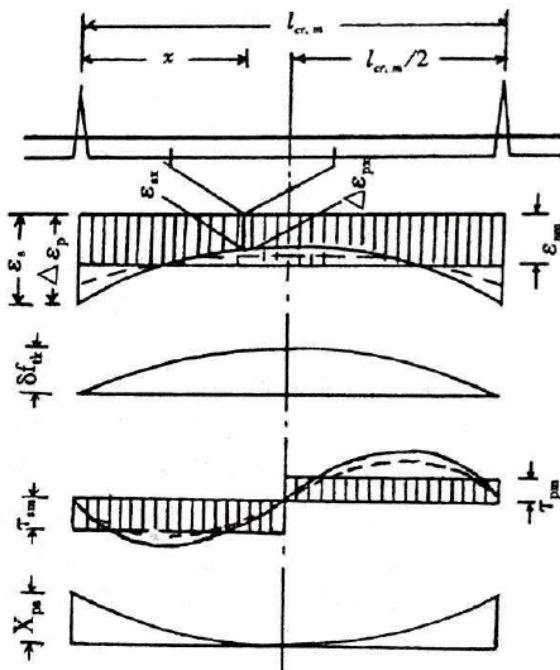


图 5 裂缝间钢筋和混凝土的应力、应变和滑移分布示意

式中 $\varepsilon_{s,cr}$ - 裂缝刚产生时普通钢筋中的拉应变;

ω_1 - 平均裂缝间距内钢筋拉应变分布曲线的形状系数, $\omega_1 < 1.0$;

ξ - 系数, $\xi = \varepsilon_{s,0.5}/\varepsilon_{s,cr}$, 且 $\xi \leq 1.0$;

$\lambda_{p,0.5}$ - 系数, $\lambda_{p,0.5} = \Delta\varepsilon_{p,0.5}/\varepsilon_{s,0.5}$, 且 $\lambda_{p,0.5} \geq 1.0$

系数 $\lambda_{p,0.5}$ 可由式 (4-1)、(4-2) 解得:

$$\lambda_{p,0.5} = \frac{\lambda_p - \frac{2\tau_{pm}l_{cr,m}}{E_p \varepsilon_s d_{p,eq}}}{1 - \frac{2\tau_{sm}l_{cr,m}}{E_s \varepsilon_s d_{s,eq}}} \quad (f)$$

式中 $d_{s,eq}$ - 受拉区普通钢筋的等效直径:

$$d_{s,eq} = \frac{4A_s}{\pi \sum_{i=1}^n d_{si}}$$

$d_{p,eq}$ - 受拉区预应力筋的等效直径:

$$d_{p,eq} = \frac{4A_p}{\pi \sum_{i=1}^m d_{pi}}$$

将式中(f)代入式(e)且取 $E_p = E_s$, 可得本文称其为后张预应力筋的拉应变滞后系数 λ_p 的公式:

$$\lambda_p = 1 - \alpha(1 - v_p) \frac{\varepsilon_{s,cr}}{\varepsilon_s} \quad (4-3)$$

其中

$$\alpha = \frac{\xi\omega_1}{1 - \omega_1} \cdot \frac{\frac{2\tau_{sm}l_{cr,m}}{E_s d_{s,eq}}}{\left[\varepsilon_s + \frac{\xi\omega_1}{(1 - \omega_1)} \varepsilon_{s,cr} - \frac{2\tau_{sm}l_{cr,m}}{E_s d_{s,eq}} \right]} \quad (4-4)$$

$$v_p = \frac{\tau_{pm}d_{s,eq}}{\tau_{sm}d_{p,eq}} = \eta_p \frac{d_{s,eq}}{d_{p,eq}} \quad (4-5)$$

式中 v_p - 预应力筋的粘结特征系数;

η_p - 预应力筋的粘结折减系数, $\eta_p = \tau_{pm}/\tau_{sm}$ 。

有必要指出,在规范 MC90 中提供了稳定裂缝阶段的 σ_s 和 $\Delta\sigma_p$ 计算公式(7.4-12)、(7.4-13),它的来源在文献[9]中未作介绍,但是,根据 $\sigma_{sm} = \Delta\sigma_{pm}$ 的条件,我们可求得与式(4-3)相类的形式,其中: v_p 的表达完全相同,而其系数 α 取为 0.4,这个差别是由于建立的裂缝间距和受拉区混凝土参予工作的假定不同而引起的。

由于对系数 λ_p 值的估计精度不必过高,以达到简化的目的,为此,对式(4-3)中的系数 α 及其公式形式可作进一步简化表达。

设一个后张法预应力混凝土受弯构件承受两个对称的集中荷载,用以等效均布荷载,截面受拉区配置的普通带肋钢筋,它与混凝土之间应认为具有高粘结的性能;配置的后张预应力筋,在两个剪弯区段假设也具有高粘结的性能,而在纯弯区段假设具有高粘结、有粘结、无粘结三类性能。下面对这三类粘结性能的预应力混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的后张预应力筋拉应变滞后的

关系作如下的判断:

(1)对预应力筋在纯弯区段具有与普通带肋钢筋相同的高粘结性能时,表示 $\tau_{pm} = \tau_{sm}$ 、即 $\eta_p = 1.0$,如果钢筋直径也相同, $d_{p,eq} = d_{s,eq}$, 则 $v_p = 1.0$,显然,这就是配置预应力带肋钢筋的先张法构件。

(2)预应力筋在纯弯区为无粘结(表示灌浆质量极差),则应取 $\eta_p = v_p = 0$,在纯弯区段长度范围内的预应力筋平均拉应变增量与裂缝截面处的拉应变增量相同,即 $\Delta\varepsilon_{pm} = \Delta\varepsilon_p$,它应与普通带肋钢筋的平均拉应变 ε_{sm} 相同,即 $\Delta\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_{sm}$ 。

(3)预应力筋在纯弯区段内为有粘结,表示 $0 < \eta_p < 1.0, 0 < v_p < 1.0$,保证灌浆质量的后张预应力筋均属于这种情况。

采用纯弯区段作分析、是因为它代表了平均裂缝间距内普通带肋钢筋与有粘结或无粘结的预应力筋在平均拉应变和裂缝截面上拉应变的关系,反映了在平均裂缝间距范围内的粘结状况对钢筋应变的影响,它在结构全长范围配置的无粘结预应力筋的应变关系是截然不同的。

利用上述第一点关于高粘结性能的分析,在式(4-3)中取 $v_p = 1.0$,即得 $\lambda_p = 1.0$ 。

利用上述第二点关于在纯弯区段无粘结的分析,将 $\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{sm}$ 代入定义的 λ_p 可得:

$$\lambda_p = \frac{\Delta\varepsilon_p}{\varepsilon_s} = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = \psi = \lambda_{p,inf} \quad (g)$$

式中 ψ - 裂缝间受拉的普通钢筋应变不均匀系数,我国《混凝土结构设计规范》GBJ10-89 给出了反映我国试验规律的公式(5.2.2-2);

$\lambda_{p,inf}$ - 后张有粘结预应力筋的拉应变滞后下限值: $\lambda_{p,inf} = \psi$ 。

将 $v_p = 0$ 和 $\lambda_p = \psi$ 代入式(4-3)可得系数:

$$\alpha = (1 - \psi) \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{s,cr}} \quad (4-6)$$

将系数 α 再代入式(4-3)后就可得到适合我们习惯的后张有粘结(灌浆)一预应力筋拉应变(或拉应力)滞后系数的另一表达式:

$$\lambda_p = v_p + (1 - v_p)\psi \quad (4-7)$$

显然,上式必须满足 $\psi \leq \lambda_p \leq v_p$, 且 $v_p \leq 1.0$

(严格讲, $v_p \leq \frac{d_{s,eq}}{d_{p,eq}}$)。

虽然式(4-7)不适用于无粘结预应力混凝土受弯构件中无粘结预应力筋拉应变(或拉应

力)滞后系数 $\lambda_{p, unb}$ 值的计算,但可借助它来作出近似估算,为此作下列假定:

(1)在两个集中荷载作用下的钢筋混凝土受弯构件,开裂后在跨中两个荷载之间区段高粘结受拉钢筋的平均拉应变为 $\varepsilon_{sm, mid}$;在剪弯区段(包括连续梁的正弯矩和负弯矩区段)的受拉钢筋(直线形配筋)的平均应变 ε_{sm} 应考虑从有开裂区域向不开裂区域过渡的状态,它可近似按下列规律估值:

正弯矩区段

$$\varepsilon_{sm} = \left[1 - 2 \frac{x}{a} + \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right] \varepsilon_{sm, mid} \quad (h)$$

负弯矩区段

$$\varepsilon_{sm} = \left[1 - 2 \frac{x}{b} + \left(\frac{x}{b} \right)^2 \right] \varepsilon_{sm, sup} \quad (i)$$

同时,两个平均应变的关系可取为:

$$X_s = \frac{\varepsilon_{sm, sup}}{\varepsilon_{sm, mid}} = \frac{b}{a} \quad (j)$$

式中 x - 从集中荷载处或从支座截面处作为计算原点至剪弯区段内某一计算截面处的距离;

a - 两个集中荷载之间的距离,其值取两个弯矩零点之间距离的三分之一;

b - 支座截面到弯矩零点的距离;

$\varepsilon_{sm, mid}$ - 跨中两个集中荷载之间区段内由正弯矩产生的受拉钢筋平均拉应变;

$\varepsilon_{sm, sup}$ - 支座负弯矩产生的受拉钢筋平均拉应变。

(2)在相同荷载作用下的无粘结预应力混凝土受弯构件,在无粘结预应力筋水平位置也配有高粘结的普通受拉钢筋,则在构件的计算跨度范围内高粘结普通受拉钢筋平均应变的积分,即为该钢筋的受拉变形 u_{sm} ,可近似取其作为计算跨度范围内无粘结预应力筋从消压应力 $\sigma_{po, unb}$ 为应变计算起点的受拉变形增量 $\Delta \varepsilon_{po, unb}$,由此就可求得在正常使用极限状态下无粘结预应力筋的拉应变增量估算值:

$$\Delta \varepsilon_{po, unb} = \frac{\Delta \sigma_{po, unb}}{E_s} \approx \frac{u_{sm}}{l_0} \quad (k)$$

上式可通过对式(h)、(i)的积分求得无粘结预应力筋拉应变增量与跨中高粘结普通钢筋的平均拉应变的关系:

$$\Delta \varepsilon_{po, unb} = \omega_{unb} \varepsilon_{sm, mid} \quad (4-8)$$

式中 ω_{unb} - 系数,由计算跨度范围内高粘结普通钢筋平均拉应变 ε_{sm} 的积分求得,其值列于表3中,其中 $K_s = \varepsilon_{sm, sup} / \varepsilon_{sm, mid}$ 。

表3 系数 ω_{unb}

梁跨 荷载	简支跨	连续梁边跨	连续梁中跨
两个集中荷载	5/9	$\frac{5 + K_s^2}{9 + 3K_s}$	$\frac{5 + 2K_s^2}{9 + 6K_s}$
一个集中荷载	1/3	$\frac{2 + K_s^2}{6 + 3K_s}$	$\frac{1 + K_s^2}{3 + 3K_s}$

于是,在正常使用极限状态下无粘结预应力筋的拉应变增量滞后系数可写为:

$$\lambda_{p, unb} = \frac{\Delta \varepsilon_{po, unb}}{\varepsilon_{s, mid}} = \omega_{unb} \psi_{mid} \quad (4-9)$$

式中 $\varepsilon_{s, unb}$ - 在增量弯矩 ΔM 作用下,按钢筋混凝土受弯构件(近似按无粘结预应力筋不参予工作,取 $A_p = 0$)计算跨中裂缝截面非预应力受拉钢筋的拉应变;

ψ_{mid} - 在增量弯矩 ΔM 作用下,按钢筋混凝土受弯构件计算的跨中非预应力受拉钢筋应变不均匀系数。

增量弯矩可由下式确定:

$$\Delta M = M_{ser} - M_{po} \quad (4-10)$$

式中 M_{ser} - 正常使用极限状态下按规定的荷载组合所确定的弯矩值;

M_{po} - 消压弯矩。

综合分析,由于系数 $\omega_{unb} < 1.0$,比较式(g)与式(4-9)可知: $\lambda_{p, unb} < \lambda_{p, unb}$, $\Delta \varepsilon_{po, unb} < \varepsilon_{sm, mid}$,这些取值规律是符合逻辑的。由表3中的数值变化幅度可知,在尚遇的 K_s 值下,连续梁的 ω_{unb} 不会超过简支跨的数值;进一步考虑到无粘结预应力筋常呈曲线形状,它比直线形更为不利,因此,从实用计算考虑,本文建议不区分梁的类型,统一取用:对均布荷载, $\omega_{unb} = 0.5$;对集中荷载, $\omega_{unb} = 0.3$ 。参考下面介绍的国外规范规定,取 $\omega_{unb} = 0$ 可作为一个保守方案。

国外一些规范对正常使用极限状态下考虑预应力拉应力增量作了阐述或规定,现摘录于下,以供参考。在规范 MC90 中除规定了有粘结预应力混凝土构件应考虑不同粘结性能条件下共同参予工作的计算外,在论述预应力筋的应力变化时,作了如下阐述:假如无粘结预应力束设置在结构外

形轮廓线之内,则应力(增量)变化可略去不计;即使在规范 MC90 中给出了考虑有粘结预应力筋的有关公式,该规范还是认为对预应力混凝土截面配筋中的各种应力,应在计算时将预加力视作外力来考虑,一般应力束的应力增加,即应力对裂缝宽度的贡献,可不加考虑。欧洲试行标准《混凝土结构设计》(1992 年)规定:当有关预应力作为一个外力来计算配筋中的应力时,不考虑由荷载引起预应力束中应力的增加。英国规范 BSS8110-1989 对正常极限状态下梁在恒载和外荷载引起的设计应力计算中,对预应力束中的应变和力的影响可以略去不计。美国规范 ACI318-95 规定,可采用线性理论来分析使用荷载下和在开裂荷载下的应力状态,此时,应变沿梁高按线性变化,对开裂截面,混凝土不承受拉力;在先张法构件中和在灌浆的后张法构件中,截面特征可基于毛截面、净截面或用有粘结预应力筋和非预应力筋的换算面积的有效截面(这里,规范未提及无粘结预应力筋,可否理解为在有效截面中不予考虑)。

我国规范(GBJ10-89 将灌浆的后张法构件中的预应力筋视为高粘结性能来处理的,即取 $\lambda_p = 1.0$,在《部分预应力混凝土结构设计建议》(1985)中,已提出了灌浆的后张预应力筋的粘结性能较差,该《建议》在计算裂缝间距时采用了两项相加公式,在公式第二项中引进了钢筋粘结特性系数 v ;对作为普通钢筋和先张预应力筋:带肋钢筋取 0.02,光面钢筋或钢丝取 0.04;对灌浆的后张预应力筋:带肋钢筋取 0.04,钢丝取 0.06。如果对上述几种钢筋粘结性能好坏用相对关系作出比较:当取普通带肋钢筋为 1.0 时,则光面钢筋或钢丝为 0.5,灌浆的后张带肋钢筋为 0.5,灌浆的后张钢丝为 0.033,当然这个粘结性能相对比较仅是在裂缝间距计算中的相对取值。该《建议》的这种考虑也为行业标准《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》TBJ106-91 和《铁路桥涵设计规范》送审稿(1996.3)所采纳。有必要指出,规范 GBJ10-89 在裂缝间距计算中,同作为普通钢筋的带肋钢筋和光面钢筋,取两者粘结性能的差异的相对比例为 1:0.7,但其粘结特性系数是通过裂缝间距的放大来实现的,由于裂缝间距公式是由保护层厚度项与钢筋粘结滑移项两项线性相加组成,粘结特性系数对保护层项也就作为相应放大;在规范 MC90 和上述《建议》及铁

路行业标准取用上述两种钢筋的相对取值为 1:0.5,而《建议》仅乘在裂缝间距两项中的钢筋粘结滑移一项中。从两种处理手法的数值比较讲,可能会达到相近的效果;从合理性讲,乘在钢粘结滑移项较为合理。顺便指出,规范 MC90 又放弃了裂缝间距用上述两项式的表达而仅采用以钢筋粘结滑移的一项式了。

在八十年代,我国学者曾对无粘结预应力混凝土受弯构件在裂缝宽度和刚度方面开展了试验研究^{[10]、[11]},对无粘结预应力筋参予受力的性能参数 $\lambda_{p,unb}$ 作了分析,该研究报告认为^[10]:该参数取值的大小,主要与加载方式有关,对三分点加载的梁, $\lambda_{p,unb}$ 平均值为 0.5,考虑不利因素,近似取 0.4。文^{[10]、[11]}所作的理论分析,为本文提供了启示;本文对 $\lambda_{p,unb}$ 取值所作的近似分析也是文^[12]中思路的具体展开。文^{[10]、[11]}对 $\lambda_{p,unb}$ 值的估计高于式(4-10)的结果,显然,对这个问题尚可从理论和试验两方面作进一步探讨,在实际设计中可从安全角度给出保守的取值。

综上所述表明,应考虑后张预应力筋粘结性能对正常使用极限状态下裂缝宽度和刚度计算的影响,它可通过后张预应力筋在与普通带肋钢筋共同受力过程中,裂缝截面上预应力筋的拉应变滞后系数 λ_p 和粘结折减系数 η_p 与 E_s 、 A_p 等几个参数,它们通常是同时以相乘的面貌出现的,因此可将这两个系数 λ_p 和 η_p (v_p) 转嫁到折减其截面面积或折减其弹性模量的方法来处理,本文将选择前者。

于是,在正常使用极限状态下裂缝截面上钢筋应力的计算中,可将先张和后张预应力筋经折减的计算截面面积均可视作与普通带肋钢筋具有相同粘结性能的等效截面面积:

$$A_{p,eq} = \lambda_p \lambda_p \quad (4-11)$$

归纳不同粘结性能的普通钢筋和各类预应力筋的广义拉应变增量滞后系数用 λ 表示,可将式(4-7)改写为下列通式:

$$\lambda = \omega_{unb} \chi_h [v + (1-v)\psi] \quad (4-12)$$

式中 ω_{unb} - 系数:对无粘结预应力筋,可取前述的建议值;对其它配筋,均取 1.0;

χ_h - 截面有效高度的修正: $\chi_h = (h_p - x) / (h_s - x)$, 此处, x 为相应极限状态下的中和轴高度, h_p 、 h_s 为预应力筋、普通钢筋的有效高度;对常遇配筋条件下,可取协议的常数;

ψ —纵向受拉钢筋应变不均匀系数,可按式(4-15)确定;

ν —粘结特征系数,具体取值可按式(4-5)或者(4-19)确定。

粘结特性系数 ν 主要取决于各类钢筋(包括普通钢筋和预应力筋)的粘结折减系数 η ,前面介绍我国有关的《建议》和行业标准中所采用的钢筋粘结特性系数 ν 的相对关系与这里的 η 相当。在规范 MC90 中给出了灌浆的后张法结构采用各类预应力筋的 η_p 值:

光面钢丝束取 0.2;刻痕钢丝束或钢绞线取 0.4;带肋钢筋束取 0.6。

这些 η_p 值是用波纹管、最大直径为 56mm 的应力束试验基础上提出的;它不同于锚固要求的粘结性能,而是以钢筋和混凝土之间最大滑移值不超过 0.25mm(相当于裂缝宽度不超过 0.5mm)的粘结能力确定,如图 4 所示的 τ_{sm} 和 τ_{pm} 值,藉此可得到 η_p 值,基准的 τ_{sm} 值应以高粘结的普通带肋钢筋为依据。综合上述的介绍和参照国内、外规范的规定,本文建议各种钢筋的粘结折减系数 η 的取值列于表 4 中,供评校和参考。

表 4 各钢种的粘结折减系数 η

构件类别	各类混凝土构件		先张法构件				后张法构件	
钢种	普通钢筋		预应力筋		孔道灌浆		无粘结束	
	带肋钢筋	光圆钢筋	带肋钢筋或钢丝	光圆钢筋	预应力带肋钢筋	钢丝束或钢绞线	钢丝束或钢绞线	
7	1.0	0.5	1.0	0.5	0.5	0.3	0	

注:①对普通的光圆钢筋取 $\eta=0.5$,推荐用于钢筋混凝土构件裂缝间距计算中含钢筋参数的一项中;

②对环氧涂层普通带肋钢筋,根据文[13]的初步试验结果,本文建议取 $\eta=0.8$;

③规范 MC90 对同一钢种作普通钢筋和先张预应力筋时,先张预应力筋的 η 值小于用作普通钢筋的 η 值,本文未与苟同。

对不同直径、不同种类的钢筋配置在同一构件受拉区时,正常使用极限状态的裂缝宽度和刚度计算中,为与现行规范 GBJ10-89 相匹配,可采用以普通带肋钢筋为基准钢筋的下列等效参数;

裂缝截面纵向受拉钢筋应力计算及刚度中取用的钢筋等效截面面积:

$$A_{(s+p)eq} = A_s + A_{p,eq} = A_s + \lambda_p A_p \quad (4-13)$$

受弯构件裂缝截面上的纵向受拉普通钢筋的应力按下式计算:

$$\sigma_{ss} = \frac{M_{ser} - M_{po}}{(A_s + \lambda_p A_p)Z} \quad (4-14)$$

为方便 λ_p 值的计算,相应的纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ ,可将规范 GBJ10-89 的公式

(5.2.2-3)、(5.2.3-9)代入公式(5.2.2-2)后给出与配筋无直接关系的形式:

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}A_{te}Z}{M_s - M_{po}} \quad (4-15)$$

现行规范 GBJ10-89 在最大裂缝宽度计算公式(5.2.2-1)中取用的平均裂缝间距为:

$$l_{cr,m} = [2.7C + 0.1 \frac{d}{\rho_{te}}] \nu \quad (1)$$

$$\text{其中 } d = \frac{4(A_s + A_p)}{\Pi} \quad (m)$$

式(1)中的系数 ν 与本文的系数 η 在涵义上大致相当,但在取值上及在公式中的地位存在差异,且该规范是以光圆钢筋作为基准钢筋的。

下面侧重讨论式(1)中括号内的第二项,该项参数与前述平均裂缝间距 $l_{cr,m}$ 公式中的参数相当。首先,对与普通带肋钢筋、普通光圆钢筋、预应力筋有关的单参数符号下脚标分析用“sr”、“sp”、“p”以示区别。由式(4-1)、(4-2)可改写为:

$$(\sigma_{sr} - \sigma_{sr,0.5})A_{sr} = 2\tau_{sm} \frac{A_{sr}}{d_{sr,eq}} l_{cr,m} \quad (4-1)$$

$$(\Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p,0.5})A_p = 2\tau_{pm} \frac{A_p}{d_{p,eq}} l_{cr,m} \quad (4-2)$$

同理,可补充普通光面钢筋的相应公式:

$$(\sigma_{sp} - \sigma_{sp,0.5})A_{sp} = 2\tau_{spm} \frac{A_{sp}}{d_{sp,eq}} l_{cr,m} \quad (4-16)$$

式中 σ_{sp} 、 $\sigma_{sp,0.5}$ —普通光圆钢筋在裂缝处和在 $x=l_{cr,m}/2$ 处的拉应力,可分别

取 $\sigma_{sp} = E_s \epsilon_{sp}$ 和 $\sigma_{sp,0.5} = E_s \epsilon_{sp,0.5}$;

τ_{spm} —在规定裂缝宽度所对应的滑移值条件下,在 $l_{cr,m}$ 长度范围内光圆钢筋的平均粘结应力;

A_{sp} —受拉区的普通光圆钢筋的总截面面积;

$d_{sp,eq}$ —受拉区普通光圆钢筋的等效直径,可仿照前面 $d_{sp,eq}$ 和 $d_{p,eq}$ 的方法确定。

假定在受拉区配置了上述三种钢筋的情况下,由图 5 所示的应力图,可建立裂缝截面受拉区拉力与在 $x=l_{cr,m}/2$ 处截面受拉区拉力的平衡方程如下:

$$(\sigma_{sr} - \sigma_{sr,0.5})A_{sr} + (\sigma_{sp} - \sigma_{sp,0.5})A_{sp} + (\Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p,0.5})A_p = \delta f_{tk} A_{te} \quad (4-17)$$

式中 A_{te} —有效受拉混凝土截面面积;

f_{tk} —混凝土抗拉强度标准值;

δ - 在 $x = l_{cr.m}/2$ 处截面混凝土的拉应力系数。

将式(4-1)、(4-2)、(4-16)代入式(4-17)可得反映粘结应力传递的平均裂缝间距的一般公式:

$$l_{cr.m} = \frac{\delta f_{tk}}{2\tau_{sr.m}} \cdot \frac{d_{sr.eq}}{(\rho_{sr.te} + v_{sp}\rho_{sp.te} + v_p\rho_{p.te})} \quad (4-18)$$

其中,对光圆钢筋的粘结特征系数:

$$v_{sp} = \frac{\sigma_{sp} - \sigma_{sp,0.5}}{\sigma_{sr} - \sigma_{sr,0.5}} = \eta_{sp} \frac{d_{sr.eq}}{d_{sp.eq}} \quad (4-19)$$

对预应力筋的粘结特征系数:

$$v_p = \frac{\Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p,0.5}}{\sigma_{sr} - \sigma_{sr,0.5}} = \eta_p \frac{d_{sr.eq}}{d_{p.eq}} \quad (4-5)$$

式中 v_{sp} - 普通光圆钢筋的粘结特征系数;

η_{sp} - 普通光圆钢筋的粘结折减系数,

$\eta_{sp} = \tau_{sp.m}/\tau_{sr.m}$, 按表4中规定取0.5;

η_p - 预应力筋的粘结折减系数, $\eta_p = \tau_{p.m}/\tau_{sr.m}$, 按表4中规定选取对应值;

$\rho_{sr.te}$ - 纵向受拉普通带肋钢筋的有效

配筋率, $\rho_{sr.te} = \frac{A_{sr}}{A_{te}}$;

$\rho_{sp.te}$ - 纵向受拉普通光圆钢筋的有效

配筋率, $\rho_{sp.te} = \frac{A_{sp}}{A_{te}}$;

$\rho_{p.te}$ - 纵向受拉预应力筋的有效配筋

率, $\rho_{p.te} = \frac{A_p}{A_{te}}$ 。

根据式(4-18)、(4-19)、(4-5)可具体写出常规配筋形式,且仅反映粘结应力传递的平均裂缝间距公式:

仅配普通带肋钢筋时

$$l_{cr.m} = \frac{\delta f_{tk}}{2\tau_{sr.m}} \cdot \frac{d_{sr.eq}}{\rho_{sr.te}} \quad (4-20)$$

仅配光圆钢筋时

$$l_{cr.m} = \frac{1}{\eta_{sp}} \cdot \frac{\delta f_{tk}}{2\tau_{sr.m}} \cdot \frac{d_{sr.eq}}{\rho_{sp.te}} \quad (4-21)$$

当配有普通带肋钢筋和预应力筋时

$$l_{cr.m} = \frac{\delta f_{tk}}{2\tau_{sr.m}} \cdot \frac{d_{sr.eq}}{(\rho_{sr.te} + v_{sp}\rho_{sp.te} + v_p\rho_{p.te})} \quad (4-22)$$

如果把式(4-20)、(4-21)、(4-22)中的系数($\delta f_{tk}/\tau_{sr.m}$)取为某一常数,则这一稳定裂缝间距公式,可在规范 MC90 第七章中查到类似的形式。

为了将式(4-20)~式(4-22)作为现行规范的平均裂缝间距公式(1)括号内第二项参数,而项($\delta f_{tk}/\tau_{sr.m}$)仍按式(1)通过校准取值,同时将基准钢筋改为普通带肋钢筋,则反映保护层厚度 C 与粘结应力传递的平均裂缝间距可改为下列形式:

$$l_{cr.m} = 2.7C + 0.07 \frac{d_s}{\eta(\rho_{s.te} + v_p\rho_{p.te})} \quad (4-23)$$

纵向受拉钢筋的有效配筋率

$$\rho_{te} = \frac{A_s + v_p A_p}{A_{te}} = \rho_{s.te} + v_p \rho_{p.te} \quad (4-24)$$

式中 η - 纵向受拉普通钢筋的粘结折减系数;当仅配普通带肋钢筋或与预应力混配时,取 $\eta = 1.0$;当仅配普通光圆钢筋时,取 $\eta = 0.5$;

v_p - 纵向受拉预应力筋的粘结特征系

数: $v_p = \eta_p \frac{d_s}{d_p}$, 此处, η_p 值按表4

规定选取对应值;

d_s - 普通钢筋直径:仅配普通带肋钢筋或与预应力筋混配时,取普通带肋钢筋的直径或等效直径;对仅配光圆钢筋时,取其直径或等效直径;

d_p - 预应力筋的直径或等效直径;

$\rho_{s.te}$ - 纵向受拉普通带肋钢筋或光圆钢筋的有效配筋率: $\rho_{s.te} = A_s/A_{te}$;

$\rho_{p.te}$ - 纵向受拉预应力筋的有效配筋率: $\rho_{p.te} = A_p/A_{te}$ 。

显然,从上面给出的公式可看出,本文不主张采用普通光圆钢筋与预应力筋混配的方式。

在本文提供了正常使用极限状态下有关纵向受拉钢筋粘结性能的有关参数及其相应的基本公式,如果它们是合适的话,就可与规范 GB10-89 中的裂缝宽度和刚度计算公式匹配使用。

五、后张预应力筋在正截面承载力计算中的应用

后张法预应力混凝土构件在达到承载能力极限状态时,有粘结与无粘结预应力筋参予工作的程度是有明显差别的。

灌浆质量有可靠保证的有粘结预应力筋,尽

管在受力较大的局部区段的粘结能力会逐渐丧失,但在受力较小的较大区段内的粘结能力基本不会减弱,因此,预应力筋的应变不会在整根预应力筋中进行平均分布。于是,可假定构件达到极限状态时,预应力筋与非预应力筋在临界截面上可大致保持协调变形,可近似按平截面假定确定其达到的应变值,所以在规范 GBJ10-89 中,对先张法和有粘结的后张结构件正截面承载力计算是不加以区别的。

配置无粘结预应力筋的混凝土构件,正如前面曾提及的,并早已为国内、外学者试验论证了的规律,即构件达到极限承载能力极限状态时,预应力筋中的应变增量明显滞后于非预应力筋的应变,且其应变增量不符合平截面假定,无粘结预应力筋中的应力较难达到屈服程度;但随配置非预应力筋量的增加,可略能提高其应变增量值,并可改善构件破坏时的延性。

我国规程 JCJ/T 92-93 提出了无粘结预应力混凝土受弯构件正截面承载力计算中取用的无粘结筋应力设计值 $\sigma_{p,unb}$ 应符合下列规定:

跨高比 l/h 不大于 35 的构件

$$\sigma_{p,unb} = \frac{\sigma_{pe} + (500 - 770\beta_0)}{\gamma_{unb}} \quad (a)$$

跨高比 l/h 不小于 35 的构件

$$\sigma_{p,unb} = \frac{\sigma_{pe} + (250 - 380\beta_0)}{\gamma_{unb}} \quad (b)$$

$$\text{其中 } \beta_0 = \beta_p + \beta_s = \frac{\sigma_{pe} A_p}{f_{cm} b h_p} + \frac{f_y A_s}{f_{cm} b h_p} \quad (c)$$

且应在 $\sigma_{pe} \leq \sigma_{p,unb} \leq f_{py}$ 范围内取值。

式中 γ_{unb} - 无粘结预应力筋极限应力的调整系数,取 1.2;

β_0 - 综合配筋指标, β_0 不应大于 0.45,且具体规定了非预应力钢筋的最小配筋率。

美国规范 ACI318-95 的规定为:

跨高比 l/h 不大于 35 的构件

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad (d)$$

且 $\sigma_{p,unb}$ 不应大于 f_{pyk} ,也不应大于 $(\sigma_{pe} + 400)$ 。

跨高比 l/h 不小于 35 的构件

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad (e)$$

且 $\sigma_{p,unb}$ 不应大于 f_{pyk} ,也不应大于 $(\sigma_{pe} + 200)$ 。

式中 f_{pyk} - 预应力筋屈服强度规定(标准)值;

ρ_p - 受拉区预应力筋配筋率, $\rho_p = A_p / b h_p$;

f'_c - 规定的混凝土圆柱体抗压强度,可近似取 $f'_c = 0.8 f_{cu,k}$ 。

英国规范 BS8110-89 规定无粘结应力束的应力为:

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + \frac{7000}{l/h_p} \left[1 - 1.7 \frac{f_{ptk} A_p}{f_{cu,k} b h_p} \right] \quad (f)$$

式(f)似在拱模型基础上给出的。

式中 l - 两端锚具之间的无粘结应力束的水平投影长度;

f_{ptk} - 预应力筋抗拉强度规定(标准)值,该规范取 $f_{ptk} = 1.25 f_{pyk}$ 。

最近,文[14]根据不同研究者的试件中选取了 80 个试件的试验数据进行统计分析,用以对不同作者提出无粘结预应力筋受拉极限应力的五种模式及规范 ACI318-98 的公式(d)、(e)进行比较,明确指出了美国规范公式极为保守,应予以改进成为更合理的公式,同时,也指出了在模式中应包括非预应力筋(软钢)的作用;对有的模式中采用了受压区边缘的混凝土极限应变 ϵ_{cu} 作为参数,认为首先应假定好合理的取值;遗憾的是该文未对参数 l/h 作出具体的分析。

在文[14]的比较中,首先提出了我国杜拱辰和陶学康在文[15]中的模式,该模式的形式为:

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + (786 - 1920\beta_0) \quad (g)$$

且 $\beta_0 \leq 0.3$ (β_0 可用式(c)计算,但应将 f'_c 代替 f_{cm}), $\sigma_{p,max} = f_{py}$ 。应当说,文献[14]提出要考虑非预应力筋作用的意见,是受了文[15]提出的参数 β_0 的启发。

五个模式中,除文[15]的公式(g)取值略高于试验结果外,其余的均是低于试验结果。

后来,在总结了三批试验结果的基础上(含式(g)的试验结果),文[15]的作者又提出了新的建议公式[10]:

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + (650 - 1600\beta_0) \quad (h)$$

综上所述表明,作为无粘结预应力筋在构件达到承载能力极限状态时的应力增量 $\Delta\sigma_{pe}$ 应以 β_0 、 l/h_p 等作为参数。 β_0 主要是反映截面配筋特征的参数,而 l/h_p (本文建议用 h_p 而不用 h) 是反

映构件尺寸效应的参数。顺便指出,在文[16]中按 Baker 所定义的应变协调系数方法分析了国内外的试验数据,并提出了相应的经验公式,由于它是针对无粘结筋水平处混凝土应变的计算,与本文所讨论的无粘结筋拉应变增量有明显的不同,在此不作讨论。

无粘结预应力筋在构件达到承载能力极限状态时的应力,传统的一般表达式为:

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_{pe} \quad (5-1)$$

以 σ_{pe} 为起始点的应力增量可用函数形式表示:

$$\Delta\sigma_{pe} = f(\beta_o, l/h_p) \quad (5-2)$$

如果用式(a)、(b)与式(g)进行比较,前者的取值已大为降低,其值将比文[14]的试验统计结果更偏安全。如果我们以式(a)、(b)作为校准点,同时将 $\gamma_{unb} = 1.2$ 的因素考虑进去,它们就可改用式(5-1)形式表示:

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + (270 - 640\beta_o) \quad (a')$$

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{pe} + (55 - 320\beta_o) \quad (b')$$

对式(a')、(b')与式(a)、式(b)之间进行比较,当 $\sigma_{pe} = 800 \sim 1100 \text{ N/mm}^2$ 范围内变化时,其误差不会超过 $\pm 3\%$ 。由式(g)与式(a')、(b')比较可看出,规程 JGJ/T92-93 的取值也是极为保守的,特别是式(b'),当 $\beta_o \geq 0.172$ 时, $\Delta\sigma_{pe}$ 应取等于零了,显得不尽合理。因此,参照试验数据的规律,从整体的调整着眼,本文建议无粘结预应力筋的应力增量可在现行规范 GB J 10-89 第 4.1.1 条基本假定的基础上进行修正后确定^[12],当构件正截面达到承载能力极限状态时无粘结预应力筋的应力可按式计算:

$$\sigma_{p,unb} = \sigma_{po,unb} + \Delta\sigma_{po} = \sigma_{po,unb} + \lambda_{uo} E_p \Delta\epsilon_{po} \quad (5-3)$$

式中 λ_{uo} - 构件达到正截面承载能力极限状态时,无粘结预应力筋拉应变增量滞后系数;

$\Delta\sigma_{po}$ - 以消压应力 $\sigma_{po,unb}$ 为起始点的无粘结预应力筋拉应力增量。

$\sigma_{po,unb}$ 为相应位置处预应力消压时,在无粘结预应力筋中的应力,可按式近似确定:

$$\sigma_{po,unb} = \sigma_{pe} + \lambda_e \alpha_E \sigma_{pe} \quad (5-4)$$

式中 λ_e - 构件处于弹性状态时无粘结预应力筋拉应变滞后系数,对直线预应力筋的受弯构件,承受均布荷

载时, $\lambda_e = 2/3$, 集中荷载时, $\lambda_e = 0.5$ ^[12], 考虑到荷载布置不会理想化、预应力筋常呈曲线形状等情况,建议稳妥取为 0.5。

按平截面假定的预应力筋应变增量 $\Delta\epsilon_{po}$ 可按式计算:

$$\Delta\epsilon_{po} = \frac{0.8 - \zeta}{\zeta} \epsilon_{cu} \quad (5-5)$$

式中 ζ - 相对受压区高度, $\zeta = x/h_p$, 此处 h_p 为按无粘结预应力筋位置确定的有效高度, x 为混凝土受压区高度,当 $\zeta < 0.2$ 时,应取 $\zeta = 0.2$;

ϵ_{cu} - 混凝土弯曲受压时的极限压应变,可按规范取 0.0033。

将式(5-5)代入式(5-3)后,改写为以 $\sigma_{po,unb}$ 为起始点的应力增量:

$$\Delta\sigma_{po} = \sigma_{p,unb} - \sigma_{po,unb} = \lambda_{uo} E_p \epsilon_{cu} \frac{0.8 - \zeta}{\zeta} \quad (5-6)$$

将上式所得的 $\sigma_{p,unb}$ 直接代入下列具有受压边缘的 T 形截面受弯承载力的平衡方程 $\sum X = 0$ 中,可写出:

$$f_c b x + f_c (b'_f - b) h'_f + f'_y A'_s = f_y A_s + \sigma_{p,unb} A_p$$

由上式可解得相对受压区高度公式:

$$\zeta = \frac{1}{2} [(\beta_o - \gamma'_f - \lambda_{uo} \beta_{cu}) + \sqrt{(\beta_o - \gamma'_f - \lambda_{uo} \beta_{cu})^2 + 3.2 \lambda_{uo} \beta_{cu}}] \quad (5-7)$$

上式是在 $\zeta > \gamma'_f$ 的情况下应用的;当 $\zeta \leq h'_f/h_p$ 时,应取 $\gamma'_f = 0$ 。

式中 β_{cu} - 受压特征配筋系数,

$$\beta_{cu} = \frac{E_p \epsilon_{cu} A_p}{f_c b h_p}$$

γ'_f - 受压翼缘面积与腹板有效面积的比值, $\gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_p}$ 。

此处, β_o 为综合配筋特征系数,本文按下式确定:

$$\beta_o = \beta_s + \beta_{po} = \frac{f_y (A_s - A'_s)}{f_c b h_o} + \frac{\sigma_{po,unb} A_p}{f_c b h_p} \quad (5-8)$$

因此,将 ζ 值代入式(5-6)后 $\Delta\sigma_{po}$ 就可以求出,相应的正截面受弯承载力 M_u 也就容易求得了,这里不作赘述。

现在剩下的问题是如何确定拉应变增量滞后系数 λ_{uo} 的取值。根据文[14]提供的 $\sigma_{p,unb}(f_{ps})$ 累积频率图(图 6)所示,上面提及的式(d)、式

(g)(图6中Tao/Du虚线)和图中试验曲线比较,在保证安全的前提下我们可适当取得比式(a')高一些,但取比图中试验曲线及式(g)、式(h)略低的数值。

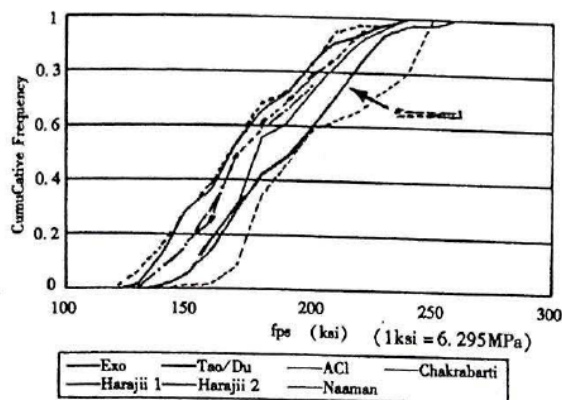


图6 $\sigma_{p, unb}(f_{ps})$ 的累积频率图

在具体选择 λ_{uo} 值时,尚宜将跨高比 l/h_p 作为参数引入。通常反映 l/h_p 是以其倒数的形式表示,如前面的英国规范公式(f),这与构件的破坏模型呈三铰拱形式有关,在跨中形成一个塑性铰,而不是在三分点加荷条件下纯弯区段均达到理想的极限状态,因为在工程中结构不可能会有真正的均布活荷载情况,因此,可认为式(f)所采用 l/h_p 的倒数方案是从偏于不利方面考虑的;当然也有采用 $(a + bh_p/l)$ 的形式(此处, a, b 为系数),如文[14]中 Harajli 的模式。本文从稳妥考虑,建议采用式(f)的方案。

经具体分析后,下面提出本文对 λ_{uo} 的建议取值:

$$\lambda_{uo} = 20\alpha \frac{h_p}{l} \quad (5-9)$$

式中 α - 系数,本文建议在 0.15 或 0.10 中选取。

当式(5-9)取 $\alpha = 0.15$ 、 $l/h_p = 35$ 时, $\lambda_{uo} = 0.086$,按此求得的 $\Delta\sigma_{po}$ 值与式(a')的相应计算结果相近。现将按式(5-9)代入式(5-8)及式(5-7)所求得的 $\Delta\sigma_{po}$ 与 β_{po} 的关系以及式(a')、式(g)、式(h)画于图7中,以资比较;计算中参数的选取: $\beta_{cu} = \gamma_{cu} \beta_o$ 、 $\gamma_{cu} = E_p \epsilon_{cu} / \sigma_{p, unb} (1 + \beta_o / \beta_{po})$ 、 $A_p / f_c b h_p = \beta_o / \sigma_{p, unb} (1 + \beta_o / \beta_{po})$, 取 $E_p \epsilon_{cu} = 2.10^5 \times 0.0033 = 660 \text{ N/mm}^2$, 并取 $\beta_o / \beta_{po} = 3/7$ 和 $7/3$ 两档作为上、下限值,对应地取 $\sigma_{p, unb} = 800 \text{ N/mm}^2$ 和 1100 N/mm^2 两档作为上、下限值, β_o 值的计算区间为 0.15 ~ 0.45, 以控制

可能的变化幅度。

如果对式(5-9)中的系数 α 取 0.15 (图7a),则建议当 $l/h_p < 20$ 时,取 $l/h_p = 20$ 计算其 λ_{uo} 值;如系数 α 取 0.10 (图7b),则建议当 $l/h_p < 15$ 时,取 $l/h_p = 15$ 计算其 λ_{uo} 值。

请注意在图7中,直线形公式均以 $\Delta\sigma_p$ 作为应力增量表示,本文建议公式计算的在图7中为曲线,它们是以 $\Delta\sigma_{po}$ 作为应力增量表示,由式(5-1)、(5-3)可知两者的关系:

$$\Delta\sigma_{po} = \Delta\sigma_p - \lambda_c \alpha_E \sigma_{pe} \quad (5-10)$$

按国外传统的习惯,常会忽略两者的差异。

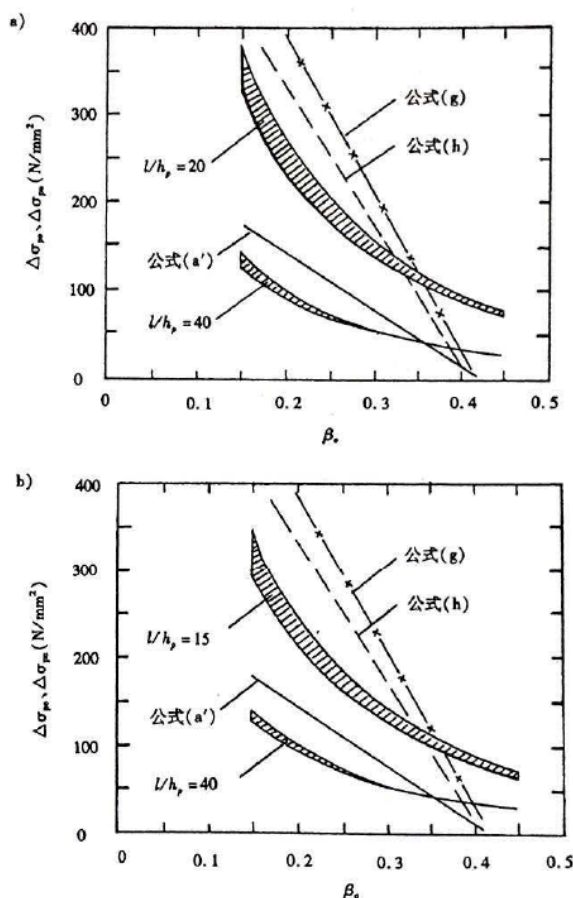


图7 $\Delta\sigma_{po}$ 、 $\Delta\sigma_p$ 与 β_o 的关系

当注意到上述的差异后,在图7中式(g)、式(h)与本文的曲线相交于 β_o 值较大的情况,表明了 β_o 值的常用范围内,本文建议的 $\Delta\sigma_{po}$ 值是偏于安全的;从概念上判断,无粘结预应力筋 A_p 只要处于截面受拉区的长度占无粘结预应力筋全长的大部分,则其拉应变增量始终是存在的,只是其增量的大小有所差别而已,因此,本文建议的 $\Delta\sigma_{po}$ 变化规律,它不象直线公式(a')、(b')、(g)、(h)会产生 $\Delta\sigma_{po}$ 有负值的情况。

六、结 语

本文就后张法预应力混凝土结构构件设计方法中常遇到的几个问题作了探讨,可得出如下几点结论:

1. 规范应从截面设计扩展为结构构件设计,应将预加力作为作用参予正常使用和承载能力两个极限状态下的有关作用效应组合;在承载能力极限状态下某些内容的计算,如正截面受弯承载力计算,采用次弯矩与直接荷载产生的弯矩相组合的方式是可取的,它可不影响传统的抗力计算方法,而其效果是等价的。

2. 在预应力混凝土超静定结构中考虑有限的内力重分布是有现实价值的,本文在分析了国外规范规定和综合了国内科研成果的基础上,给出了直接弯矩的调幅系数和次弯矩消失系数,可供参考采用。

3. 有粘结和无粘结的后张法预应力混凝土结构构件在正常使用极限状态下的受力特性是复杂的,本文借助国内、外规范和文献中的思路,提出了高粘结、有粘结和无粘结预应力筋在受拉区参予工作的差异及其产生拉应变增量滞后特性的分析,给出了在裂缝宽度和刚度计算方面的有关参数,可供修订规范作参考。

4. 无粘结预应力混凝土受弯构件正截面承载力计算中的关键,是无粘结预应力筋的极限应力,本文在比较国内、外试验研究成果和规范规定的基础上,为与现行规范 GBJ10-89 的基本假定相配套、引进了无粘结预应力筋的拉应变增量滞后参数,概念简明而计算无难度,所提供的滞后系数数值的效果比现行规程的极限应力水平有所提高,且仍留有足够的安全裕度。

正如文[17]所提出的希望,预应力混凝土设计不仅是针对构件截面核算,而应涉及结构构件的设计,规范规定的内容,要有科学性、系统性和概念性的学识。本文就是抱着这个愿望而对一些问题提出自己的想法和建议的,所涉及的内容是极为有限的,对参考文献中的观点可能理解不透,文中的分析和见解会有不当之处,期望得到批评指正。

参考文献

[1] 杨华雄编著:《整体预应力装配式板柱建筑的设计与施工》,中国计划出版社,1996. 6.

[2] 郑文忠、张耀春、计学闰、廉晓飞,预应力混凝土结构承载力极限状态设计统一公式,第五届后张预应力混凝土学术交流会议论文集,1997. 12.

[3] 吕志涛、孟少平、黄理军,预应力混凝土超静定结构次弯矩及其影响的研究,预应力混凝土结构设计若干基本问题的研究论文集,东南大学,1996. 10.

[4] 房贞政、沈为民、郑起铭、陈红媛,无粘结部分预应力混凝土连续梁弯矩重分布探讨,福州大学,1996. 3.

[5] 卫纪德、苑青山、林德华,无粘结部分预应力混凝土连续梁次弯矩影响及考虑内力重分布的研究,哈尔滨建筑大学,1994. 6.

[6] 卫纪德、张毓澍、李世辉,有粘结部分预应力陶粒混凝土连续梁次弯矩和内力重分布的试验研究,哈尔滨建筑大学,1995. 6.

[7] 王正霖、简斌、黄音,两跨预应力混凝土连续梁的试验分析,重庆建筑大学,1996. 3.

[8] 王正霖、简斌、黄音,预应力混凝土连续梁极限承载力试验研究,大跨度预应力次梁楼盖结构体系工程实践和理论研究论文集,重庆建筑大学,1997. 11.

[9] CEB 资料通报第 217 号,验证论文选集(90 年 CEB-FIP 模式规范应用指南),—混凝土结构—,CEB 欧洲—国际混凝土委员会出版,1993. 4.

[10] 杜拱辰、陶学康、王逸、江小林,无粘结部分预应力混凝土受弯构件的强度和变形性能,中国建筑科学研究院,建筑科学研究报告,1989No. 1-1.

[11] 无粘结部分预应力混凝土梁裂缝专题组,无粘结部分预应力混凝土梁裂缝宽度计算方法的试验研究,《混凝土结构研究报告选集》(3),中国建筑工业出版社,1994. 6.

[12] 白生翔,无粘结预应力混凝土受弯构件计算方法刍议,《混凝土结构构件基本设计方法改进的研究》,中国建筑科学研究院,1995. 6.

[13] 陶学康、徐有邻、史志华、聂永明等,环氧涂层钢筋开发应用的研究,中国建筑科学研究院,建筑科学研究报告 No. 409-9411011-3. 1998.

[14] Jeffrey M. Ament, P. R. Chakrabarti, and C. S. Putcha, comparative Statistical Study for the Ultimate Stress in Unbonded Post-Tensioning. ACI Structural Journal/March-April 1997

[15] Du. Gongchen, and Tao. Xuekang, Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams, PCI Journal, V. 30. No. 6. Nov. - Dec. 1985

[16] 房贞政、宗周红,无粘结预应力筋极限应力计算的变形协调系数法 土木工程学报 1995 年第 1 期.

[17] 杜拱辰,40 年来预应力混凝土在我国建筑工程中的应用与发展 《预应力技术应用 40 周年纪念文集》. 1996. 9