

第一章 绪论

1.1 概述

发展和推广预应力混凝土 (**Prestressed Concrete** ,简称 **PC**) 结构是改善结构使用性能、节约钢材和能源、提高综合经济效益的重要措施。早在 1993 年李鹏同志就指出：“要在建筑工程中推广预应力混凝土结构的设计方法。”我国国民经济及社会发展十年规划和“八五”“九五”计划及 2010 年远景规划均将发展高效预应力混凝土结构作为我国建筑业的一项基本国策。相信在 21 世纪预应力混凝土结构与技术将得到更大的发展^[1]。

由于预应力混凝土结构的跨高比 l/h 较大，相对截面尺寸较小，而承担的荷载又相对较大，其截面控制内力较相同截面尺寸的普通钢筋混凝土结构大得多，尽管配置了一定数量的预应力钢筋，其控制截面非预应力钢筋的配筋量仍居高不下，不仅造成了钢材的浪费，而且给施工带来了很大的困难。因此，开展超静定预应力混凝土结构弯矩调幅设计方法研究，不但具有重要的理论意义，而且具有重要的工程实用价值。我国有关部门对此给予了高度重视，国家自然科学基金委员会教育部科技司和黑龙江省科技厅都对本课题的研究工作给予了资助。

1.2 国内外的研究现状

1.2.1 国外的设计规定

国外许多规范中都对超静定预应力混凝土结构的弯矩调幅计算作出了规定，现将其中具有代表性的美国规范 ACI 318-95^[2]、CEB-FIP 模式规范 MC 90^[3]、英国规范 BS 8110-1999^[4]、澳大利亚规范 NAASRA-88 和 AS 3600-88^[5]等介绍如下。

1.2.1.1 美国规范 ACI 318-95

在美国规范 18.10.3 条中明确规定，用于计算超静定预应力混凝土结构承载能力的弯矩设计值，应为张拉引起的次弯矩 M_{sec} 和设计荷载作用产生的荷载弯矩 M_{load} 之和 ($M_{load}+M_{sec}$)，若按塑性方法进行设计，须对 ($M_{load}+M_{sec}$) 进行调幅，即按式 (1.1) 计算。

$$M = (1 - \beta)(M_{load} + M_{sec}) \quad (1.1)$$

式中 M —— 支座控制截面的弯矩设计值；

M_{load} —— 支座控制截面处由直接荷载（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} —— 支座控制截面处由张拉引起的次弯矩，当其弯矩 M_{load} 的方向相反时，应取负值；

β —— 弯矩调幅系数。

计算 M_{load} 时应考虑荷载分项系数，其中分别取恒载分项系

数 $\gamma_D = 1.4$ 、活载分项系数 $\gamma_L = 1.7$ 和预应力分项系数 $\gamma_p = 1.0$ 。

美国规范对超静定预应力混凝土结构的支座弯矩调幅作出了限制，可用下式表示

$$\beta \leq 20 \left[1 - \frac{\bar{\omega}_p + \frac{d}{d_p} (\bar{\omega} - \bar{\omega}')}{0.36\beta_1} \right] \% \quad (1.2)$$

式中 d ——截面有效高度；

d_p ——拉区预应力筋合力作用点到压区混凝土边缘的距离；

$\bar{\omega}_p$ ——预应力筋配筋指标， $\bar{\omega}_p = \frac{A_{ps} f_{ps}}{bd_p f'_c} = \frac{\rho_p f_{ps}}{f'_c}$ ；

$\bar{\omega}$ ——拉区非预应力筋配筋指标， $\bar{\omega} = \frac{A_s f_y}{bd f'_c} = \frac{\rho f_y}{f'_c}$ ；

$\bar{\omega}'$ ——压区非预应力筋配筋指标， $\bar{\omega}' = \frac{A'_s f'_y}{bd f'_c} = \frac{\rho' f'_y}{f'_c}$ ；

β_1 ——等效矩形应力块系数，当 $f_c < 30 \text{ MPa}$ 时， $\beta_1 = 0.85$ ，每超出 1 MPa 减少 0.08 ，但不低于 0.65 。

当式 (1.1) 满足下面两个条件才允许对支座负弯矩进行弯矩调幅计算：

支座处设置普通钢筋，普通钢筋的最小面积应按下式计算

$$A_s = 0.004A_{te}$$

式中 A_{te} ——弯曲受拉边缘至毛截面形心轴所围成的面积。

② 截面设计应满足： ω_p 、 $\bar{\omega}_p + \frac{d}{d_p}(\bar{\omega} - \bar{\omega}')$ 均不大于 $0.24\beta_1$ 。

通过换算，式 (1.2) 可采用习惯使用的混凝土相对受压区高度 ξ 来表达

$$\beta \leq 0.2(1 - 2.36\xi) \quad (1.3)$$

且当 $\xi \leq 0.282$ 时才允许对支座负弯矩进行弯矩调幅计算。

值得注意的是美国规范 ACI 318-89^[2]的弯矩调幅公式为

$$M = (1 - \beta)M_{\text{load}} + M_{\text{sec}} \quad (1.4)$$

而式 (1.4) 中的 β 与式 (1.1) 中的 β 完全一致。但式 (1.4) 在验算截面的设计弯矩时，仅对直接弯矩进行调幅，而未对张拉引起的次弯矩 M_{sec} 进行调幅。

美国规范 ACI 318 在对超静定预应力混凝土结构弯矩调幅问题的认识上前后有了较大的改变，对预应力筋的作用有了更深的认识。但是，在对待调幅系数影响因素方面，考虑了混凝土相对受压区高度 ξ 的影响，尚未考虑预应力筋有效预应力水平、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响，且弯矩调幅系数 β 计算公式尚不连续。

1.2.1.2 CEB-FIP 模式规范 MC 90

CEB-FIP 模式规范 MC 90 在承载能力极限状态对预应力作用取分项系数时，是将其效应分为不利效应和有利效应而取不同值的。当预应力为不利效应时，预加力取为 $\gamma_{p,\text{sup}} P_{k,\text{sup}}$ ，其中 $\gamma_{p,\text{sup}} = 1.1$ ；当预应力作用为有利效应时，预加力取为 $\gamma_{p,\text{inf}} P_{k,\text{inf}}$ 。

其中 $\gamma_{p,inf} = 1.0$ 。此处， $P_{k,sup}$ 和 $P_{k,inf}$ 代表预应力的两个特征值，分别为预应力平均值 P_m 的 1.1 倍和 0.9 倍。

在进行结构分析时，该规范允许采用线性分析加有限的重分布的分析方法，即对承载能力极限状态的验证，允许减少由线性分析得出的在承受最大作用效应的截面上的弯矩，只要在其他截面上弯矩增加得以保持结构静力平衡即可。而内力重分布取决于钢筋级别、混凝土相对受压区高度和混凝土的强度。

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 $\epsilon_{uk} \geq 5\%$ ，将先张法预应力筋等效为 B 级钢筋的类型，要求 $(f_t/f_y)_k \geq 1.05$ ，且 $\epsilon_{uk} \geq 2.5\%$ ，其中 $(f_t/f_y)_k$ 代表 (f_t/f_y) 的特征值； f_t 为钢筋的抗拉强度； f_y 为钢筋的屈服应力； ϵ_{uk} 为最大荷载下的特征伸长率。

内力重分布是采用承受最大负弯矩截面的弯矩乘以折减系数 $(1-\beta)$ ，它适用于水平面有直线轴线的梁。内力重分布所考虑的承受最大负弯矩截面上的弯矩应是包括次弯矩在内的，所以该规范用式 (1.5) 来计算超静定预应力混凝土结构支座控制截面的弯矩设计值 即

$$M = (1-\beta)(M_{load} + M_{sec}) \quad (1.5)$$

对 A 级钢筋（适用于后张法构件），混凝土强度等级在 C15~C45 之间时

$$\beta \leq 0.56 - 1.25\xi \leq 0.25 \quad (1.6)$$

且 $\xi \leq 0.45$ 。

混凝土强度等级在 C50~C70 之间时

$$\beta \leq 0.44 - 1.25\xi \leq 0.25 \quad (1.7)$$

且 $\xi \leq 0.35$ 。

对 B 级钢筋，混凝土强度等级在 C15~C70 之间时

$$\beta \leq 0.25 - 1.25\xi \leq 0.1 \quad (1.8)$$

且 $\xi \leq 0.25$ 。

CEB-FIP 模式规范 MC 90 在对超静定预应力混凝土结构弯矩调幅形式上，与我们的认识是一致的。而在对待调幅系数影响因素方面，考虑了混凝土相对受压区高度 ξ 的影响，尚未考虑预应力筋有效预应力水平、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响，且在弯矩调幅系数 β 的计算公式尚不连续等问题上我们认为还有待改进。

1.2.1.3 英国规范 BS 8100-1989 及澳大利亚规范 NAASRA-88 和 AS 3600-88

英国规范 BS 8100-1989 的 4.2.3 条对超静定预应力混凝土结构弯矩调幅计算作出了明文规定，在承载能力极限状态下，可对采用弹性分析法得出的弯矩进行内力重分布，但应符合下列条件：

在设计极限荷载的每一适当组合下，内力和外荷载之间应保持平衡。

在负弯矩和正弯矩的每个区段内，对从弹性最大弯矩图（覆盖设计极限荷载所有的适当组合）导出的最大弯矩所作的减少，不超过 20%。

当某一截面上设计弯矩如②所述减少，应验算 $\beta \leq 0.5 - \xi$ 。

英国规范 BS 8100-1989 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。

英国规范 BS 8100-1989 及澳大利亚规范 NAASRA-88 和 AS 3600-88 均认为，内力重分布所考虑最大弯矩应是包括次弯矩在内的，所以计算超静定预应力混凝土结构支座控制截面弯矩设计值时，可用式（1.9）计算。

$$M = (1 - \beta)(M_{\text{load}} + M_{\text{sec}}) \quad (1.9)$$

澳大利亚规范 NAASRA-88 和 AS 3600-88 认为，支座弯矩调幅系数 β 根据支座截面延性的不同， β 值在 0~0.3 之间变化。

英国规范 BS 8100-1989 及澳大利亚规范 NAASRA-88 和 AS 3600-88 在对超静定预应力混凝土结构弯矩调幅形式上，与我们的认识是一致的。但是，在对待调幅系数影响因素方面，考虑了混凝土相对受压区高度 ξ 的影响，尚未考虑预应力筋有效预应力水平、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响。

1.2.2 国内的有关设计建议

近年来，国内也开展了超静定预应力混凝土结构的试验研究，提出了有关弯矩调幅的设计建议。

1.2.2.1 原哈尔滨建筑大学^[7]

原哈尔滨建筑大学卫纪德教授认为，超静定预应力混凝土结构若按塑性方法设计时，可按式（1.10）进行计算。

$$M = (1 - \beta)M_{\text{load}} + M_{\text{sec}} \quad (1.10)$$

计算次弯矩 M_{sec} 时应考虑分项系数，其分项系数不利时取 1.0，有利时取 0.9。

对超静定预应力混凝土结构的支座弯矩调幅作出限制，可用下式表示

$$\beta = \begin{cases} 0.30 & \xi \leq 0.15 \\ 0.4875 - 1.25\xi & 0.15 < \xi < 0.35 \\ 0.05 & \xi \geq 0.35 \end{cases} \quad (1.11)$$

原哈尔滨建筑大学卫纪德教授建议的调幅公式只对 M_{load} 进行调幅，即认为次弯矩 M_{sec} 在整个工作阶段没有变化，而事实上，随着结构塑性发展的深入，次弯矩在逐渐减小。在对待调幅系数影响因素方面，考虑了混凝土相对受压区高度 ξ 的影响，尚未考虑预应力筋有效预应力水平、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响。

1.2.2.2 东南大学^[8, 9]

东南大学认为支座控制截面弯矩设计值可按式 (1.12) 计算

$$M = (1 - \beta)M_{\text{load}} + M_{\text{sec}} \quad (1.12)$$

调幅系数按下式取用

$$\beta \leq [\beta] = \begin{cases} 1.5\xi - 0.1 & 0.1 \leq \xi < 0.2 \\ 0.20 & 0.2 \leq \xi < 0.25 \\ 0.45 - \xi & 0.25 \leq \xi < 0.41 \end{cases} \quad (1.13)$$

上式的适用条件为：

① 调幅梁的跨高比 $l/h_0 \leq 20$ 。

普通钢筋为 II 级，其直径不大于 22 mm。

部分预应力梁的最大裂缝宽度限值为 0.15 mm。

混凝土极限压应变 ε_{cu} 取 0.003 3。

预应力度在 0.70 以上。

东南大学建议的调幅公式只对 M_{load} 进行调幅，即认为次弯矩 M_{sec} 在整个工作阶段没有变化，而事实上，随着结构塑性发展的深入，次弯矩在逐渐减小。在对待调幅系数影响因素方面，考虑了混凝土相对受压区高度 ξ 的影响，尚未考虑预应力筋有效预应力水平、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响。在弯矩调幅系数计算公式中，当 $0.1 \leq \xi < 0.2$ 时，混凝土相对受压区高度 ξ 越小，调幅越小，这在理论上有待商榷。

1.2.2.3 中国建筑科学研究院^[10]

中国建筑科学研究院建议对存在次弯矩的后张法预应力混凝土超静定结构的支座控制截面弯矩设计值按式 (1.14) 计算。

$$M = (0.65 + \xi)M_{load} + 5(\xi - 0.15)M_{sec} \quad (1.14)$$

式中，当 $\xi > 0.35$ 时，取 $\xi = 0.35$ ；当 $\xi < 0.15$ 时，取 $\xi = 0.15$ 。

中国建筑科学研究院建议的调幅公式在对待调幅系数影响因素方面，考虑了混凝土相对受压区高度 ξ 的影响，尚未考虑预应力筋有效预应力水平、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响。

1.2.2.4 原重庆建筑大学^[11]

原重庆建筑大学建议对配置 II 级和 III 级热轧钢筋作非预应力钢筋、采用高强钢丝或钢绞线作为预应力钢筋的超静定预应力混凝土结构，控制截面的最大弯矩调幅不得超过 25%，并用式

(1.15) 计算支座控制截面弯矩设计值。

$$\begin{cases} M = 0.75M_{\text{load}} & \xi < 0.2 \\ M = (1 - \beta)M_{\text{load}} & 0.2 \leq \xi \leq 0.4 \end{cases} \quad (1.15)$$

式中 $\beta = k_c k_\lambda [(0.5 - 1.25\xi) - 5(\xi - 0.2)M_{\text{sec}} / M_{\text{load}}]$

β ——支座弯矩调幅系数， $\beta \leq 25\%$ ，当 $|M_{\text{sec}} / M_{\text{load}}| > 0.2$ 时， β 取为 0.2；

ξ ——支座控制截面混凝土相对受压区高度系数， $\xi < \xi_b$ ，且不宜大于 0.4；

k_c ——张拉控制应力影响系数， $k_c = \sigma_{\text{con}} / f_{\text{ptk}} + 0.3$ ，且 $k_c \leq 1$ ；

k_λ ——预应力度影响系数； $k_\lambda = \lambda + 0.3$ ，且 $k_\lambda \leq 1$ 。

考虑到实际工程中可能存在诸多不确定因素，以及为使用方便起见，原重庆建筑大学建议对式 (1.15) 进行简化，控制截面的最大弯矩调幅不超出 20%，并用式 (1.16) 进行简化计算。

$$\begin{cases} M = 0.8M_{\text{load}} & \xi < 0.2 \\ M = (1 - \beta)M_{\text{load}} & 0.2 \leq \xi \leq 0.4 \end{cases} \quad (1.16)$$

式中 $\beta = (0.4 - \xi) - 5(\xi - 0.2)M_{\text{sec}} / M_{\text{load}}$ ，当 $|M_{\text{sec}} / M_{\text{load}}| > 0.15$ 时， β 取 0.15。

原重庆建筑大学已意识到应考虑预应力度和张拉控制应力大小对弯矩调幅的影响。

1.2.2.5 混凝土结构设计规范（征求意见稿）^[12]

我国新规范征求意见稿 6.1.8 条规定，对超静定预应力混凝

土结构，其支座控制截面的弯矩设计值可按式（1.17）计算。

$$M = (0.70 + \xi)M_{\text{load}} + \frac{20}{3}(\xi - 0.15)M_{\text{sec}} \quad (1.17)$$

式中，要求 $\xi \leq 0.3$ 且在计算中当 $\xi < 0.15$ 时，取 $\xi = 0.15$ 。

式（1.17）只考虑了混凝土相对受压区高度 ξ 的影响，尚未考虑预应力筋有效预应力水平、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响。

原重庆建筑大学、中国建筑科学研究院和新修订的混凝土结构设计规范关于支座控制截面塑性弯矩设计值的计算思想是一致的，原重庆建筑大学的研究成果经换算可得到与式（1.14）和式（1.17）相类似的表达式。尽管国内外研究者给出的调幅后弯矩计算方法不同，但他们在这一领域的贡献是公认的。

1.3 本书的创新之处

由于我们将张拉引起的等效荷载作为外荷载来对待，因此建议以外载弯矩设计值 M_{load} 与张拉引起的次弯矩 M_{sec} 之和 ($M_{\text{load}} + M_{\text{sec}}$) 为调幅对象。由于即使混凝土相对受压区高度 ξ 相同，而预应力筋有效预应力水平及预应力筋与非预应力筋的匹配关系不同时，其塑性转角 θ_p 并不相同，弯矩调幅大小也就不相同。因此建议综合考虑预应力筋有效预应力水平、混凝土相对受压区高度 ξ 、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数对弯矩调幅系数的影响，以结束超静定预应力混凝土结构塑性设计研究的徘徊局面。鉴于此，本书开展了如下工作：

综合考虑预应力筋有效预应力水平、混凝土相对受压区高度、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响，建立极限曲率 φ_u 的计算公式。

以截面受拉区非预应力筋屈服时的曲率为名义屈服曲率 φ_y ，综合考虑预应力筋有效预应力水平、混凝土相对受压区高度、预应力筋与非预应力筋匹配关系等关键参数的影响，建立名义屈服曲率 φ_y 的计算公式。

以预应力混凝土受弯构件塑性铰区长度^{[9], [18]}、普通混凝土受弯构件塑性铰区长度^[42]、极限曲率 φ_u 与名义屈服曲率 φ_y 的研究成果为基础，建立截面塑性转角 $\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)l_p$ 的计算公式。

应用国内外钢筋混凝土及预应力混凝土超静定结构塑性研究的有关试验数据，建立以相对塑性转角 θ_p / h_0 为自变量、以外载弯矩设计值 M_{load} 与张拉引起的次弯矩 M_{sec} 之和 ($M_{load} + M_{sec}$) 为调幅对象的调幅系数 β 的函数表达式，从而使超静定预应力混凝土结构的塑性设计理论趋于合理。

根据按经典方法建立的承载力计算公式与哈尔滨工业大学土木工程学院提出的统一方法承载力计算公式等价的原则，推导以外载弯矩设计值 M_{load} 与张拉引起的等效荷载作用下的弯矩 M_p 之和 ($M_{load} + M_p$) 为调幅对象的调幅系数 β 的计算公式，从而将预应力混凝土结构设计统一理论发展到塑性设计新阶段。

⑥ 提出考虑弯矩调幅的超静定预应力混凝土结构的设计建议，给出设计计算实例。

第二章 极限曲率和名义屈服曲率 计算公式的建立

预应力混凝土受弯构件中非预应力筋屈服时的控制截面的曲率为名义屈服曲率 φ_y ，混凝土受压边缘达到极限压应变时控制截面的曲率为极限曲率 φ_u ，若支座等效塑性铰长度为 l_p 则支座塑性转角 $\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)l_p$ 。 θ_p 越大，支座控制截面弯矩调幅幅度越大。因此，建立预应力混凝土受弯构件极限曲率 φ_u 和名义屈服曲率 φ_y 的计算公式，是按本书思路建立弯矩调幅设计法的重要问题之一。

2.1 计算假定

平截面假定。预应力混凝土受弯构件弯曲变形以后仍保持一个平面，即截面上的应变沿梁高保持线性分布。

对于有粘结预应力混凝土结构，预应力筋、非预应力筋与混凝土之间有可靠粘结。

受弯构件具有足够的抗剪承载力。受剪承载力破坏迟于受弯承载力破坏。

拉区混凝土不参加工作。

不考虑混凝土收缩、徐变的影响。

⑥ 材料的应力-应变关系。

i. 混凝土的应力-应变关系。混凝土受压应力-应变曲线采用我国《规范》^[25]中推荐的 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 关系曲线，如图 2.1 所示，数学表达式为

$$\sigma_c = \begin{cases} \sigma_0 \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ \sigma_0 & \varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (2.1)$$

式中 σ_0 ——混凝土的峰值应力，对受弯构件，取 $\sigma_0 = f_{cm}$ ；
 ε_0 ——混凝土达到峰值应力时对应的应变，一般取 0.002；
 ε_{cu} ——混凝土的极限应变，取 0.003 3。

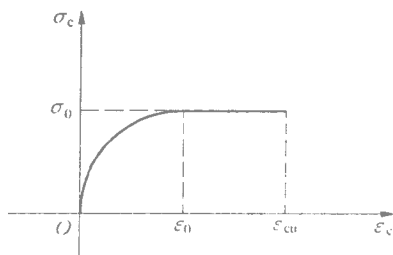


图 2.1 混凝土的应力-应变曲线

ii. 普通钢筋的应力-应变关系^[25, 26]。普通钢筋取为理想弹塑性材料，其 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 关系如图 2.2 所示，数学表达式为

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (2.2)$$

式中 E_s ——普通钢筋的弹性模量；

f_y ——普通钢筋的屈服强度；

ε_{sy} ——普通钢筋屈服应变， $\varepsilon_{sy} = f_y / E_s$ 。

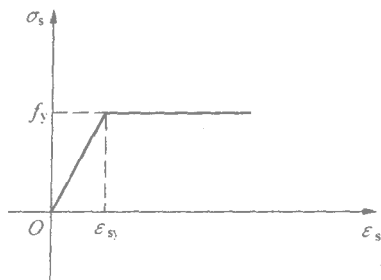


图 2.2 普通钢筋的应力-应变曲线

iii. 预应力筋的应力-应变关系^[27-30]。预应力筋的应力-应变关系曲线采用如图 2.3 所示的三折线模型，其应力-应变关系表达式为

$$\sigma_p = \begin{cases} E_{p1}\varepsilon_p & \varepsilon_p < \varepsilon_{p1} \\ f_{p1} + E_{p2}(\varepsilon_p - \varepsilon_{p1}) & \varepsilon_{p1} \leq \varepsilon_p < \varepsilon_{p2} \\ f_{p2} + E_{p3}(\varepsilon_p - \varepsilon_{p2}) & \varepsilon_{p2} \leq \varepsilon_p \leq \varepsilon_{p3} \end{cases} \quad (2.3)$$

式中 ε_{p1} 、 f_{p1} ——预应力筋比例极限点处的应变及应力值；
 ε_{p2} 、 f_{p2} ——预应力筋相应于 $\sigma_{0.2}$ 点处的应变及应力值；
 ε_{p3} 、 f_{p3} ——预应力筋强度极限点处的应变及应力值。

式(2.3)中 $E_{p1} = \frac{f_{p1}}{\varepsilon_{p1}}$ ， $E_{p2} = \frac{f_{p2} - f_{p1}}{\varepsilon_{p2} - \varepsilon_{p1}}$ ， $E_{p3} = \frac{f_{p3} - f_{p2}}{\varepsilon_{p3} - \varepsilon_{p2}}$ 。

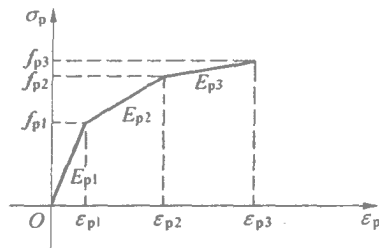


图 2.3 预应力筋的应力-应变曲线

试验表明, ϵ_{p1} 、 f_{p1} 、 ϵ_{p2} 、 f_{p2} 、 ϵ_{p3} 、 f_{p3} 的取值如表 2.1 所示^[31]。

表 2.1 预应力钢丝与钢绞线的拉伸试验数据

品种 规格	根数	$\frac{f_{p1}}{(\text{N}\cdot\text{mm}^{-2})}$	$\frac{f_{p2}}{(\text{N}\cdot\text{mm}^{-2})}$	$\frac{f_{p3}}{(\text{N}\cdot\text{mm}^{-2})}$	$\frac{\epsilon_{p1}}{\%}$	$\frac{\epsilon_{p2}}{\%}$	$\frac{\epsilon_{p3}}{\%}$
Φ5 钢丝	50	$0.78f_{p3}$	$0.87f_{p3}$	1720	0.65	0.93	5.2
Φ15 钢绞线	15	$0.76f_{p3}$	$0.86f_{p3}$	1685	0.62	0.91	4.7

注：天津钢厂钢丝分厂 1984 年产品，南京工学院试验。表中系数系平均值。

2.2 有粘结预应力混凝土结构

2.2.1 极限曲率 φ_u 的计算公式

在适筋梁中，受拉钢筋首先屈服，然后受压边缘混凝土被压碎，我们称混凝土受压边缘达到极限压应变 ϵ_{cu} 时的曲率为极限曲率。破坏时梁截面的应变及应力分布如图 2.4 所示。

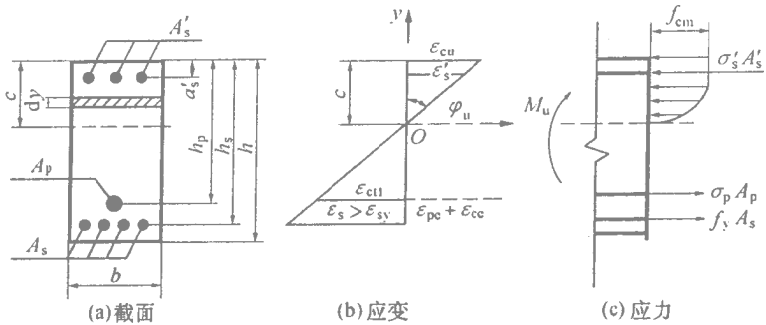


图 2.4 极限状态的计算图形

由应变分布平截面假定，可得截面的极限曲率

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (2.4)$$

式中 c ——梁破坏时混凝土的实际受压区高度。

由于在极限状态下受拉区非预应力筋一般早已屈服，所以其合力为

$$T_s = f_y A_s \quad (2.5)$$

受压区混凝土的合力可由下列积分式计算

$$\begin{aligned} D_c &= \int_0^c \sigma_c b dy = \\ &= \int_0^{\frac{c\varepsilon_0}{\varepsilon_{cu}}} \sigma_c b dy + \int_{\frac{c\varepsilon_0}{\varepsilon_{cu}}}^c \sigma_c b dy = \\ &= \int_0^{\frac{c\varepsilon_0}{\varepsilon_{cu}}} \sigma_0 \left[2\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2 \right] b dy + \int_{\frac{c\varepsilon_0}{\varepsilon_{cu}}}^c \sigma_0 b dy = \end{aligned}$$