

体内无粘结预应力混凝土梁受弯承载力计算模型研究

于晓光^{1,2,3}, 穆卓辉³, 邢国华¹

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 长安大学 旧桥检测与加固技术交通行业重点实验室,
陕西 西安 710064; 3. 内蒙古自治区交通建设工程质量监督局, 内蒙古 呼和浩特 010051)

摘要:以两点对称荷载作用下无粘结预应力混凝土简支梁为研究对象, 基于混凝土梁的整体变形及塑性铰分布特点, 通过对梁实际曲率分布进行简化后计算得出预应力筋的应力增量, 进一步提出了无粘结预应力混凝土简支梁受弯承载力的计算方法。通过 77 根无粘结预应力混凝土梁的试验数据对建议抗弯承载力计算模型进行验证, 并将计算结果与美国 ACI318 规范的计算模型及其它模型的计算结果进行了对比。结果表明: 无粘结预应力混凝土梁受弯承载力的试验值与理论预测值之比的平均值为 1.047, 标准差为 0.077, 变异系数为 0.073, 二者吻合较好; 与其他计算模型的计算结果相比, 本文建议计算模型较真实地反映了预应力混凝土梁的曲率分布, 可更准确的计算无粘结预应力混凝土梁的抗弯承载力。

关键词: 无粘结预应力; 曲率分布; 塑性铰; 抗弯承载力

中图分类号: TU375. 1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2021)01-0040-07

Study on calculation model of bending bearing capacity of unbonded prestressed concrete beams

YU Xiaoguang^{1,2,3}, MU Zhuohui³, XING Guohua¹

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China;

2. Key Laboratory of Bridge Detection & Reinforcement Technology of Ministry of Transport,
Chang'an University, Xi'an 710064, China;

3. Inner Mongolia Communications Construction Engineering Quality Supervision Bureau, Hohhot 010051, China)

Abstract: By selecting the simply supported concrete beam prestressed with unbonded steel tendons under four-point loading as the research object, the stress increment of prestressed reinforcement was calculated by simplifying the actual curvature distribution. And a calculation model of flexural bearing capacity of the unbonded prestressed concrete beam was put forward based on the overall deformation and plastic hinge distribution characteristics of the concrete beam. The flexural bearing capacity calculation model was verified by 77 unbonded prestressed concrete beams, and was compared with ACI 318 code and other model. Good agreement between experimental results and predicted results was achieved with an average ratio of test values to predicted values being 1.046, the variance being 0.071, and the coefficient of variation being 0.256. Compared with the other models, the proposed model in this paper reasonably reflects the real curvature distribution of the prestressed concrete beams, and the flexural bearing capacity can be calculated more accurately.

Key words: unbonded prestressing; curvature distribution; plastic hinge; flexural bearing capacity

对体内无粘结预应力混凝土梁的承载性能进行分析时, 由于预应力筋与混凝土界面没有粘结作用并且可以相对滑动, 使得预应力筋与混凝土之间不存在应变协调关系, 不符合平截面假定, 导致该类混凝土梁中预应力筋的应力较难精确计算。

众所周知, 预应力筋的极限应力主要是由张拉控制应力和极限应力增量两部分组成, 其求解过程

主要是应力增量的求解。目前, 国内外主要采用两类方法来对预应力筋的极限应力增量进行计算^[1]: 第一类是基于大量试验数据, 统计回归分析得出影响极限应力增量计算的主要参数, 提出预应力筋应力增量的经验计算方法, 如我国行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》^[2]和杜拱辰、宋永发等提出的极限应力增量^[3-4]的计算方法; 第二类是

收稿日期: 2018-10-23

修改稿日期: 2021-01-13

基金项目: 陕西省青年科技新星基金资助项目(2017KJXX-37); 中央高校基本科研业务费(自然科学类)基金资助项目(300102218510); 内蒙古自治区交通运输厅建设科技资金资助项目(NJ-2015-30)

第一作者: 于晓光(1978—), 男, 高级工程师, 博士研究生, 主要从事工程结构分析。E-mail: 349425055@qq.com

通讯作者: 邢国华(1983—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事混凝土结构抗震及耐久性研究。E-mail: ghxing@chd.edu.cn

引入一些的相关基本假定, 通过理论分析, 建立一个多参数的极限应力增量表达式, 然后借助试验结果确定相关参数的合理取值(范围), 最后提出极限应力增量的修正计算方法, 该类方法侧重于理论分析^[5-8]. 此外, 申同生等^[9]提出了用能量法求解极限应力增量的计算理论, 即利用最小势能原理, 求解获得整个系统的总势能, 然后利用能量变分原理得到力筋的极限应力增量, 该方法主要用于无粘结预应力混凝土连续梁在均布荷载作用下无粘结预应力筋极限应力增量的计算, 目前尚未得到广泛应用^[10-12].

本文在已有研究基础上, 基于预应力混凝土梁的整体变形、更加合理地简化了梁曲率分布, 获得无粘结预应力筋在混凝土梁发生破坏时的应力, 通过截面分析法提出了无粘结预应力钢筋混凝土梁的受弯承载力计算模型, 并与国内外 77 组预应力混凝土梁试件的试验结果进行了对比.

1 抗弯承载力计算模型的提出

对于体内无粘结预应力筋混凝土梁, 预应力筋的应变增量不取决于梁截面的应变, 而是取决于预应力混凝土梁的整体变形. 梁体的变形可由沿梁跨度方向上的曲率分布来计算. 因此, 确定预应力筋的应变大小首先应确定预应力混凝土梁在荷载作用下的曲率分布.

图 1(a)为计算跨径为 L 的简支梁在两点对称荷载作用下的受力示意图, 极限状态下该简支梁的简化曲率分布如图 1(b)所示. 曲率分布的简化主要围绕曲率的分布范围, 最早学者忽略弯剪段曲率分布, 只通过考虑纯弯段的极限曲率分布来计算混凝土梁的整体变形, 但大量的试验研究^[13-14]表明: 无粘结预应力混凝土梁除了在纯弯段出现垂直裂缝外, 在纯弯段的外也存在大量斜裂缝, 即弯剪段也应考虑曲率分布.

各国学者以此现象为基础提出了等效塑性区域的概念, 1991 年 Harajli 和 Hijazi^[13]基于试验结果提出两点对称荷载作用下预应力混凝土梁的等效塑性区的长度为: $L_a = L_0 + 2L_p$. 式中 $L_0 = L/f$, 通常集中荷载作用下 $f = \infty$; 三分点加载下 $f = 3$; 均布荷载作用下 $f = 6$; L_p 为纯弯段以外的塑性铰长度, 它是钢筋屈服后, 继续加载而产生较大的塑性变形. 上述等效塑性区计算公式中 L_0 可由梁的计算跨径和荷载形式得出, 但是等效塑性铰长度 L_p 的取值存在较大分歧.

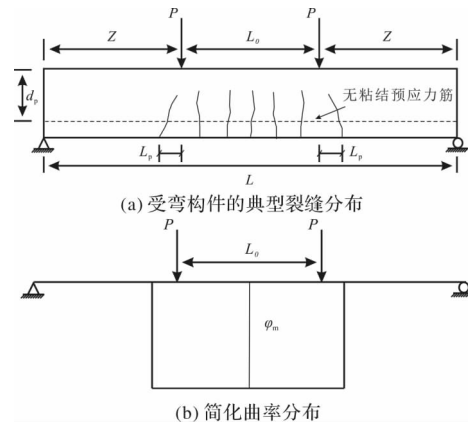


图 1 对称集中荷载作用下无粘结预应力混凝土梁

Fig. 1 Simply supported concrete beam prestressed with unbonded tendons under four-point loading

Baker^[5]基于试验研究, 考虑钢筋种类和混凝土强度影响系数等因素后提出的等效塑性铰长度计算公式为

$$L_p = 0.8k_1k_2(Z/d_p)x \quad (1)$$

其中: k_1 为考虑钢筋类型的系数, 若为软钢取 0.7, 若为硬钢取 0.9; k_2 为考虑混凝土强度的影响系数; 若 $f_{cu} = 13.8 \sim 41 \text{ N/mm}^2$, $k_2 = 0.6 \sim 0.9$; Z 为临界截面到反弯点的距离; d_p 表示预应力筋重心至受压区边缘的距离; x 为极限状态时截面折算受压区高度.

Corley^[15]通过试验研究, 同时考虑临界截面到反弯点的距离 Z 和梁的尺寸影响, 提出的等效塑性铰的长度计算公式为

$$L_p = 0.5d_p + 0.2\sqrt{d_p}(Z/h) \quad (2)$$

式中: Z 为支座到加载点的距离; h 为梁高.

Mattock^[16]等进一步对 Corley 提出的关于塑性铰长度的表达式进行了修正, 修正后塑性铰的长度计算公式为

$$L_p = 0.5d_p + 0.05Z \quad (3)$$

上述简化的曲率分布模型, 虽然可以对预应力混凝土梁进行承载性能分析, 但是仍忽略了塑性区外的曲率分布, 计算得到的预应力筋应力增量值尚不够精确^[13]. 本文在文献^[14]的基础上, 对预应力混凝土梁沿跨度方向的裂缝分布特点(见图 2(a))进行深入剖析, 简化后的梁曲率分布如图 2(b)所示. 图 2(b)中实线为预应力混凝土梁的实际曲率分布, 虚线为理想化的曲率分布. 假定在弯剪段曲率分布为线性分布, A(C)点曲率为开裂曲率; 在塑性铰长度内仍为线性曲率分布, B(D)点曲率即纯弯段极限曲率; 纯弯段曲率分布简化为矩形分布. 具体将预应力混凝土梁曲率分布分解为三部分, 即加载点之

间距离 L_0 , 塑性铰长度 L_p , 支座到塑性铰边缘 L_j , 对这三部分分别积分, 即可得到与预应力筋同一高度处混凝土梁沿跨度的总应变。

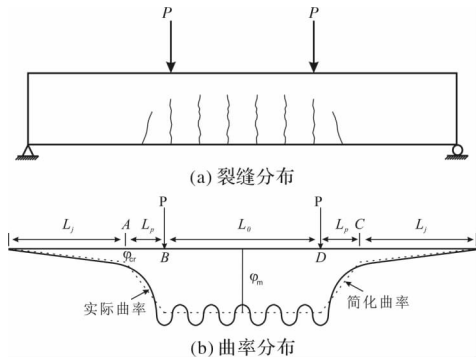


图 2 无粘结预应力混凝土梁的曲率分布

Fig. 2 Curvature distribution for unbonded prestressed concrete beam

2 预应力混凝土梁极限承载力计算

对预应力混凝土梁正截面承载力计算时, 梁破坏截面采用图 3 所示的应力状态。为了简化计算, 受压区混凝土的理论应力图形采用等效矩形应力图形代换, 图中 β_j 为矩形应力图受压区高度 x 与中和轴高度 c 的比值^[17]。

$$\beta_j = \begin{cases} 0.85, & f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ 0.85 - 0.05(f'_c - 28)/7, & 28 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 58 \text{ MPa} \\ 0.65, & f'_c \geq 58 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4)$$

式中: f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度, $f'_c = 0.8f_{cu}$, f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度。

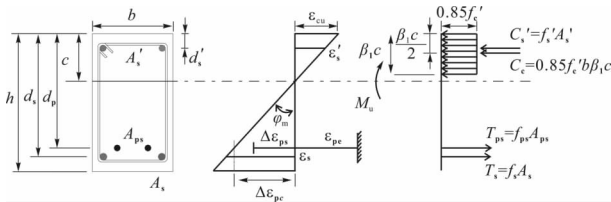


图 3 无粘结预应力混凝土梁截面应力及其合力

Fig. 3 Stresses and forces of unbonded prestressed concrete beam cross section

在无粘结预应力混凝土梁受弯承载力的计算分析过程中, 采用的基本假设如下:

(a) 两点对称荷载作用下混凝土梁的截面应变除无粘结预应力筋外, 均符合平截面假定;

(b) 预应力混凝土梁极限破坏形式为混凝土压溃破坏, 即破坏时梁顶缘混凝土达到其极限压应变 $\epsilon_{cu} = 0.003$ 后压溃, 非预应力受拉纵筋屈服, 受压钢筋处于弹性工作应力状态;

(c) 梁开裂后, 忽略受拉区混凝土的作用;

(d) 无粘结预应力筋为理想弹性材料, 即混凝土梁发生破坏时, 预应力筋仍处于弹性阶段;

(e) 忽略无粘结预应力筋与孔道之间的摩擦力。

假定体内无粘结预应力混凝土梁破坏时, 预应力筋仍处于弹性阶段, 则预应力筋的应力增量为

$$\Delta f_{ps} = E_p \Delta \epsilon_{ps} \quad (5)$$

其中: Δf_{ps} 为无粘结预应力筋的应力增量, E_p 为预应力筋的弹性模量, $\Delta \epsilon_{ps}$ 为无粘结预应力筋的应变增量。

荷载作用下无粘结预应力筋的应力增量与混凝土梁的整体变形有关, 可以通过纵向变形协调条件, 即在加载过程中无粘结筋的总伸长应与其周围混凝土的总变形相等的条件来求得, 从而将求解无粘结预应力筋极限应力增量的问题转化为求解无粘结预应力混凝土梁的极限变形问题。

图 3 中任意截面处预应力筋周围混凝土的应变增量记为 $\Delta \epsilon_{pc}$, 则预应力混凝土梁的伸长量为

$$l_s = l \Delta \epsilon_{ps} = \int_0^L \Delta \epsilon_{pc} dx \quad (6)$$

其中: l_s 为预应力筋的伸长量; l 为混凝土梁中预应力筋的长度; 应变增量 $\Delta \epsilon_{pc}$ 可按式计算。

$$\Delta \epsilon_{pc} = \varphi_x (d_p - c_x) \quad (7)$$

其中: φ_x 为沿梁跨度方向任意截面 x 处的曲率; c_x 为截面 x 处中性轴高度。

2.1 预应力梁的开裂曲率

为了获得预应力混凝土梁的简化曲率分布, 需首先计算出混凝土梁的开裂曲率。

开裂曲率计算时, 混凝土单轴向受压应力—应变本构关系采用 Rüşh 模型, 即

$$\sigma_c = \begin{cases} f'_c \left(2 \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right) \\ f'_c \end{cases} \quad (8)$$

其中: ϵ_0 为峰值应变, 取 $\epsilon_0 = 0.002$; e_{cu} 为极限压应变, 取 $e_{cu} = 0.003$ 。

混凝土的开裂应变为

$$\epsilon_{cr} = f_{tk} / E_c \quad (9)$$

其中: e_{cr} 为混凝土开裂时对应的应变; f_{tk} 为混凝土轴心抗拉强度; E_c 为混凝土的弹性模量。

由于混凝土的抗拉强度很低, 故混凝土梁开裂时所有钢筋仍处于弹性状态。根据平截面假定, 当受拉区混凝土开裂时, 梁受压区混凝土的最大压应变 ϵ_c 、受压钢筋应变 ϵ'_{s1} 、受拉钢筋应变 ϵ_{s1} 分别为

$$\epsilon_c = \frac{c_1}{h - c_1} \epsilon_a \quad (10)$$

$$\epsilon'_{s1} = \frac{c_1 - d'_s}{h - c_1} \epsilon_a \quad (11)$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{d_s - c_1}{h - c_1} \epsilon_a \quad (12)$$

其中: c_1 梁开裂时的中性轴高度, d'_s 为受压钢筋重心至受压区混凝土边缘的距离; d_s 为受拉钢筋重心至受压区混凝土边缘的距离。

预应力混凝土梁开裂时, 加载点附近尚未形成塑性铰区, 且弯剪段变形甚小, 忽略不计, 可只考虑加载点之间的梁体变形对预应力筋的影响, 故无粘结预应力筋应变增量 $\Delta\epsilon_{ps1}$ 为

$$\Delta\epsilon_{ps1} = \frac{\epsilon_{cr}}{h - c_1} (d_p - c_1) \left(\frac{L_0}{L} \right) \quad (13)$$

其中: h 为混凝土梁截面高度; L_0 为混凝土梁加载点之间的距离。

根据上述混凝土的本构关系, 可求得混凝土梁开裂时, 受压区混凝土最大压应力 s_c , 由于该值较小, 受压区混凝土应力分布可简化为三角形分布。忽略受拉区混凝土的贡献, 根据力的平衡, 可得

$$C_c + C_s = T_s + T_{pt} \quad (14)$$

$$1/2\sigma_c b c_1 + A'_s E_s \epsilon'_s = A_s E_s \epsilon_s + A_{ps} (E_p \Delta\epsilon_{ps1} + f_{pe}) \quad (15)$$

其中: b 为混凝土梁截面宽度; A'_s 为受压钢筋截面面积; E_s 为钢筋弹性模量; A_s 为受拉钢筋截面面积; A_{ps} 为无粘结预应力筋截面面积; E_p 为无粘结预应力筋的弹性模量 f_{pe} 为无粘结预应力筋的有效预应力。

将式(10)~(13)代入公式(15)中, 可求得混凝土梁开裂时对应的受压区高度 c_1 , 进而可计算得到混凝土梁的开裂曲率。

$$\varphi_{cr} = \frac{\epsilon_{cr}}{h - c_1} \quad (16)$$

2.2 极限状态下无粘结预应力筋应力求解

极限状态下无粘结筋的总伸长应与其周围混凝土的总变形相等, 因此对简化的曲率分布(图 2(b))中 L_0 , L_p , L_j 三个区域积分, 求得与预应力筋周围混凝土的总变形量, 即为预应力筋的总伸长量。

$$l_{s1} = 2(d_p - c) \int_0^{L_j} \frac{\varphi_{cr}}{L_j} x dx \quad (17)$$

$$l_{s2} = 2(d_p - c) \int_0^{L_p} \left(\frac{\varphi_m - \varphi_{cr}}{L_p} x + \varphi_{cr} \right) dx \quad (18)$$

$$l_{s3} = \varphi_m (d_p - c) L_0 \quad (19)$$

其中: l_{s1} 、 l_{s2} 、 l_{s3} 分别为 L_j 、 L_p 、 L_0 区域内无粘结预应力筋周围混凝土的总应变, L_j 为图 2(b)中支座到 A(C)段的距离, L_p 为塑性铰的长度图 2(b)中 AB(CD)段, 本文选用式(3)计算; φ_m 为极限状态下混凝土梁的平均曲率, $\varphi_m = \epsilon_{cu}/c$, ϵ_{cu} 为梁

受压区混凝土压溃时的应变, 取 $\epsilon_{cu} = 0.003$, c 为预应力梁破坏时的中性轴高度。

将式(17)~(19)代入式(20)中, 可得混凝土梁破坏时无粘结预应力筋周围混凝土的总应变, 即无粘结预应力筋的总伸长量为

$$l_s = l_{s1} + l_{s2} + l_{s3} \quad (20)$$

相应地, 混凝土梁破坏时无粘结预应力筋的平均应变 $\Delta\epsilon_{ps}$ 、无粘结预应力筋的应力增量 Δf_{ps} 、无粘结预应力筋的应力 f_{ps} 分别为

$$\Delta\epsilon_{ps} = l_s / L \quad (21)$$

$$\Delta f_{ps} = E_p \Delta\epsilon_{ps} \quad (22)$$

$$f_{ps} = \Delta f_{ps} + f_{pe} \quad (23)$$

2.3 无粘结预应力混凝土梁极限承载力求解

试验表明^[3,18-20]: 无粘结预应力混凝土梁中除了预应力筋因与周围混凝土发生滑移而不满足平截面假定外, 其受力特性仍具有钢筋混凝土梁的一般特点, 受弯承载力计算时仍可采用截面分析法。

图 3 为体内无粘结部分预应力钢筋混凝土梁的承载力计算简图。当受压区混凝土压溃时, 非预应力受拉钢筋屈服, 受压钢筋处于正常工作应力状态, 预应力筋仍处于弹性阶段。根据平截面假定, 受压钢筋应变 ϵ'_s 为

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'_s}{c} \epsilon_{cu} \quad (24)$$

由力的平衡, 式(24)中梁破坏时混凝土受压区高度 c 可通过式(25)确定, 为

$$Ac^2 + Bc + C = 0 \quad (25)$$

其中

$$A = 0.85 f'_c b \beta_1$$

$$B = A'_s E'_s \epsilon_{cu} + A_s f_y + A_{ps} f_{ps}$$

$$C = -A'_s E'_s d'_s \epsilon_{cu}$$

因此, 无粘结预应力混凝土梁跨中截面极限弯矩 M_u 为

$$M_u = 0.85 f'_c b \beta_1 c \left(c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A E_s \epsilon_{cu} (c - d) +$$

$$A_s f_y (d_s - c) + A_{ps} f_{ps} (d_p - c) \quad (26)$$

基于前述计算过程, 先初步给出混凝土受压区高度 c 初值(取梁截面高度一半), 计算出预应力筋应力增量和钢筋应力, 检验各内力是否满足平衡方程。若满足, 则可根据公式(26)求得极限弯矩 M_u ; 若不满足, 用二分法重新调整受压区高度 c , 重复上述步骤直到满足。

计算流程如图 4 所示, 可通过 Matlab 软件编制程序实现。

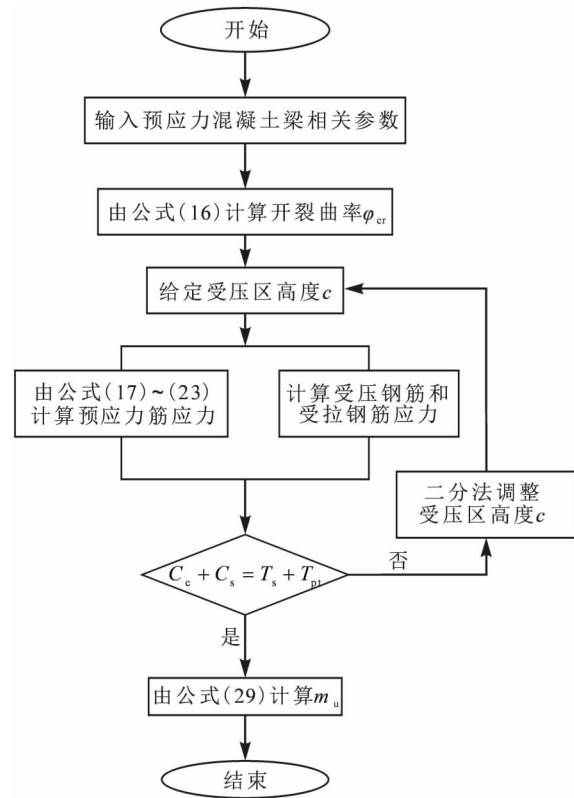


图 4 受弯承载力计算流程图

Fig. 4 Flow chat for the calculation of flexural bearing capacity

3 模型验证

为了验证本文建议模型对体内无粘结预应力混

凝土梁受弯承载力分析的适用性,对国内外 77 根^[3,4,13,19,21-24]无粘结预应力混凝土梁的抗弯承载力进行理论分析,并将计算结果与美国 ACI 318 规范的计算模型^[25]及其他模型^[21]的计算结果进行了对比,抗弯承载力试验值与计算值的对比情况如表 1 所示,具体统计情况见图 5。

从表 1 和图 5 可以看出:无粘结预应力混凝土梁受弯承载力的试验值与计算值之比的平均值为 1.047,方差为 0.077,变异系数为 0.073,二者吻合较好;与其他计算模型的计算结果相比,本文建议计算模型较真实地反映了预应力混凝土梁的曲率分布,可更准确的计算无粘结预应力混凝土梁的抗弯承载力。

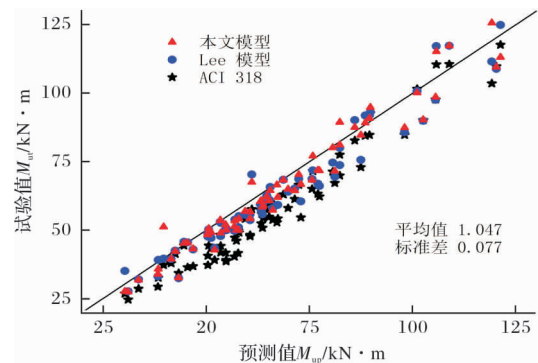


图 5 受弯承载力的试验值与计算值

Fig. 5 Test values and predicted values of the flexural strength

表 1 无粘结预应力混凝土梁抗弯承载力试验结果与计算结果对比

Tab. 1 Comparison of flexural strength between test results and prediction results of unbonded prestressed reinforced concrete

文献	试件 编号	$b \times h$ /mm ²	L /mm	A_s /mm ²	A'_s /mm ²	A_p /mm ²	f_y /MPa	f_{py} /MPa	f_{pe} /MPa	f_c /MPa	M_{ut} /kN·m	本文模型						Lee 模型 ^[21]		ACI 318 ^[25]	
												M_{up}^t	M_{ut}/M_{up}^t	M_{up}^e	M_{ut}/M_{up}^e	M_{up}^f	M_{ut}/M_{up}^f	M_{up}^e	M_{ut}/M_{up}^e	M_{up}^f	M_{ut}/M_{up}^f
[3]	A-1	160×280	4 200	157	0	58.8	267	1 465	960	30.6	31.1	27.5	1.131	27.7	1.125	24.6	1.263				
	A-2	160×280	4 200	157	0	98.9	430	1 465	904	30.6	46.8	43.2	1.084	42.9	1.091	36.8	1.274				
	A-3	160×280	4 200	236	0	156.8	430	1 465	820	30.6	63.6	58.5	1.088	55.8	1.14	50.8	1.252				
	A-6	160×280	4 200	462	0	156.8	400	1 465	854	30.6	72.4	70.3	1.030	68.6	1.057	66.5	1.089				
	A-9	160×280	4 200	804	0	156.8	395	1 465	920	33.1	102.5	90.3	1.136	89.9	1.141	90.1	1.139				
	B-1	160×280	4 200	157	0	58.8	267	1 645	1 008	45.8	30.3	27.7	1.094	35.1	0.864	26.8	1.132				
	B-2	160×280	4 200	157	0	98.8	430	1 645	987	45.8	50.4	48.3	1.044	48.8	1.033	40.6	1.43				
	B-3	160×280	4 200	236	0	156.8	430	1 645	963	42.5	61.0	67.5	0.904	70.3	0.868	57.6	1.06				
	C-1	160×280	4 200	157	0	58.8	389	1 465	905	33.1	33.6	31.8	1.057	32.0	1.051	28.6	1.177				
[4]	C-3	160×280	4 200	236	0	156.8	485	1 465	825	33.1	67.3	62.0	1.086	59.2	1.138	54.2	1.243				
	C-7	160×280	4 200	308	0	39.2	485	1 465	955	33.1	44.6	45.2	0.987	45.7	0.976	44.3	1.008				
	C-9	160×280	4 200	804	0	156.8	505	1 465	903	33.1	101.0	100.1	1.009	100.7	1.004	101.5	0.995				
	4A-1a	160×310	2 500	226	0	79	447.5	1 435	966.5	45.6	56.92	53.4	1.066	53.8	1.058	47.2	1.206				
	4A-2a	162×310	2 500	308	101	79	419.1	1 435	916.4	45.6	65.25	60.8	1.073	61.0	1.07	54.8	1.192				
	4A-3a	165×310	2 500	402	157	79	392.8	1 435	923	45.6	68.67	68.3	1.005	68.4	1.004	63.0	1.091				
	6A-4a	170×305	2 500	509	226	118	391	1 435	971.9	45.6	85.92	87.5	0.982	90.1	0.954	82.7	1.04				
	8A-5a	160×310	2 500	628	308	157	416.9	1 435	995.2	45.6	105.67	115.2	0.917	117.1	0.903	110.4	0.958				
	2B-1a	160×300	3 500	226	0	79	447.5	1 435	1 020.3	45.6	39.67	51.2	0.775	39.6	1.003	37.2	1.066				
	4B-2a	170×305	3 500	308	101	79	419.1	1 435	952	45.6	63.8	59.0	1.081	60.0	1.063	54.4	1.173				

续表 1

文献	试件 编号	$b \times h$ /mm ²	L /mm	A_s /mm ²	A' /mm ²	A_p /mm ²	f_y /MPa	f_{vy} /MPa	f_{pe} /MPa	f_c /MPa	M_{ut} /kN·m	本文模型		Lee 模型 ^[21]		ACI 318 ^[25]	
												M_{up}^l	M_{ut}/M_{up}^l	M_{up}^e	M_{ut}/M_{up}^e	M_{up}^c	M_{ut}/M_{up}^c
	4B-3a	165×300	3 500	402	157	79	392.8	1 435	905.9	45.6	65.46	64.5	1.015	65.7	0.997	60.1	1.091
	6B-4a	165×310	3 500	509	226	118	391	1 435	974.6	45.6	88.48	89.2	0.992	91.8	0.965	84.4	1.049
	8B-5a	165×325	3 500	628	308	157	416.9	1 435	996.6	45.6	121.2	113.1	1.072	124.8	0.971	117.6	1.031
[19]	A1-1	150×300	3 400	100	0	137	261	1 406	1 028	35.6	53.5	49.0	1.092	47.8	1.12	41.8	1.282
	B1-1	150×300	3 400	151	0	137	260	1 406	7027	34.8	50.6	50.6	1.000	50.2	1.008	44.3	1.143
	C1-1	150×300	3 400	314	0	137	344	1 406	827	34.8	67.1	66.5	1.009	59.1	1.137	52.8	1.27
	D1-1	150×300	3 400	452	0	137	379	1 406	1 039	39.1	80.6	80.1	1.006	74.6	1.081	71.3	1.132
[22]	UPC-1	300×400	4 200	1140	402	280	585	1 900	1045.69	41.6	301.11	321.5	0.937	317.6	0.949	308.0	0.978
	UPC-5	300×400	4 200	603	402	280	466	1 900	1127.28	24.5	212.82	213.5	0.997	205.5	1.036	188.9	1.127
	UPC-6	300×400	4 200	603	402	280	376	1 900	1086.81	24.5	190.38	195.8	0.972	191.2	0.996	170.6	1.117
[23]	G1-0.5	205×330	5 310	71	63	79.28	383	1 741	1270	29	52	42.8	1.215	43.5	1.197	39.1	1.331
	G1-1.0	205×330	5 310	142	63	79.28	383	1 741	1249	29	57.3	50.0	1.146	50.7	1.132	46.1	1.244
	G1-1.5	205×330	5 310	213	63	79.28	383	1 741	1249	30.6	66.1	57.3	1.154	58.0	1.14	53.7	1.23
	G1-2.0	205×330	5 310	284	63	79.28	383	1 741	1270	30.6	71.4	64.4	1.109	65.1	1.098	61.3	1.165
	G3-0.02	205×330	5 310	213	63	19.82	383	1 741	1270	31.3	43.3	32.6	1.328	32.4	1.338	34.3	1.263
	G3-0.106	205×330	5 310	213	63	99.1	383	1 741	1249	29.4	69.8	65.0	1.074	64.0	1.092	58.0	1.205
	G3-0.286	205×330	5 310	213	63	297.3	383	1 741	1126	30.2	119.1	125.6	0.948	111.5	1.069	103.5	1.151
[24]	1	160×280	3 300	0	14	148	400	1 584	1 080	33	45.5	45.4	1.003	45.5	1.002	36.4	1.251
	2	160×280	3 300	200	14	148	400	1 584	1 065	32	63.3	60.8	1.041	57.2	1.107	52.4	1.209
	3	160×280	3 300	400	14	148	400	1 584	1 049	32	81.1	71.5	1.134	69.4	1.169	67.2	1.208
	4	160×280	3 300	600	14	148	400	1 584	1 096	37	98	87.4	1.121	85.7	1.144	84.7	1.158
	5	160×280	3 300	800	14	148	400	1 584	1 081	37	105.5	98.6	1.070	97.5	1.083	97.6	1.081
	6	160×280	3 300	1 000	14	148	400	1 584	1 086	37	120.2	109.5	1.098	108.8	1.105	109.7	1.097
共计												平均值	1.047		1.065		1.171
												标准差	0.077		0.081		0.109
												变异系数	0.073		0.076		0.093

4 结论

(1)以两点对称荷载作用下无粘结预应力混凝土简支梁为研究对象, 基于混凝土梁的整体变形及塑性铰分布特点, 对预应力混凝土梁实际曲率分布进行简化后计算了预应力筋的应力增量, 提出了无粘结预应力钢筋混凝土梁受弯承载力的计算方法;

(2)无粘结预应力混凝土梁抗弯承载力试验值与本文建议计算值之比的平均值为 1.047, 标准差为 0.077, 变异系数为 0.073, 吻合较好;

(3)与其它计算模型的计算结果相比, 本文建议计算模型较真实地反映了预应力混凝土梁的曲率分布; 与 ACI318 规范的计算模型相比, 可更准确的计算无粘结预应力混凝土梁的抗弯承载力, 且本文分析方法有明确的物理力学模型。

参考文献 References

[1] 汤永净,程付扬. 无粘结部分预应力筋极限应力增量评

析[J]. 工业建筑, 2009(1): 354-356.

TANG Yongjing, CHENG Fuyang. The analysis of ultimate stress increment for partially prestressed with unbonded tendons [J]. Industrial Construction, 2009 (1): 354-356.

[2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 无粘结预应力混凝土结构技术规程: JGJ92-2016 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

MOHURD. Technical specification for concrete structures prestressed with unbonded tendons: JGJ92-2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.

[3] 杜拱辰, 陶学康. 部分预应力混凝土梁无粘结筋极限应力的研究[J]. 建筑结构学报, 1985, 6(6): 2-13.

DU Gongchen, TAO Xuekang. Study on ultimate stress of unbonded tendons of partially prestressed concrete beams [J]. Journal of Building Structures, 1985, 6 (6): 2-13.

[4] 宋永发, 王清湘. 无粘结部分预应力高强混凝土梁正截面承载力计算[J]. 大连理工大学学报, 1996, 40 (2): 224-229.

- SONG Yongfa, WANG Qingxiang. Calculation of normal section bearing capacity for unbonded partially prestressed high-strength concrete beams[J]. Journal of Dalian University of Technology, 1996, 40(2): 224-229.
- [5] BAKER A L L. A plastic theory of design for ordinary reinforced and prestressed concrete including moment redistribution in continuous members[J]. Magazine of Concrete Research, 1949, 1(2): 57-66.
- [6] NAAMAN A E, ALKHAIRI F M. Stress at ultimate in un-bonded prestressing tendons: Part I-evaluation of the state-of-art[J]. ACI Structural Journal, 1991, 88(5): 95-108.
- [7] PANELL F N. Ultimate moment of resistance of unbonded pre-stressed concrete beams[J]. Magazine of Concrete Research, 1969, 21(66): 43-54.
- [8] 杜进生, 刘西拉. 基于结构变形的无粘结预应力筋应力变化研究[J]. 土木工程学报, 2003, 36(8): 12-19.
DU Jingsheng, LIU Xila. Research on the variations of unbonded prestressed tendon stresses based upon the structural deformation[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(8): 12-19.
- [9] 申同生, 戴公连, 方淑君. 求解无粘结预应力混凝土梁力筋应力增量的能量法[J]. 中外公路, 2000, 20(5): 15-17.
SHEN Tongsheng, DAI Gonglian, FANG Shujun. Energy method for solving stress increases of unbonded prestressed concrete beams[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2000, 20(5): 15-17.
- [10] 郜剑峰. 无粘结预应力混凝土超静定结构力筋应力增量计算的能量法[J]. 长沙铁道学院学报, 2003, 21(1): 43-46.
GAO Jianfeng. The energy method of calculating stress growth quantity in statically indeterminate structure for unbonded pretressed concrete[J]. Journal of Changsha Railway University, 2003, 21(1): 43-46.
- [11] 熊正元, 王一军. 无粘结预应力混凝土超静定结构力筋应力计算的能量法[J]. 建筑结构, 2003(4): 76-77.
XIONG Zhengyuan, WANG Yijun. The energy method of calculating stress in statically indeterminate structure for unbonded pretressed concrete[J]. Construction Structure, 2003(4): 76-77.
- [12] 高月婷, 胡亚军. 无粘结预应力筋应力计算的能量法[J]. 铁道建筑, 2007(4): 16-18.
GAO Yueting, HU Yajun. Energy method for stress calculation of unbonded prestressed[J]. Railway Engineering, 2007(4): 16-18.
- [13] HARAJLI M H, HIJAZI S A. Evaluation of the ultimate steel stress in partially prestressed concrete members[J]. PCI Journal, 1991, 36(1): 62-82.
- [14] WARWARUK J, SOZEN M A, SIESS C P. Strength and behavior in flexure of prestressed concrete beams[J]. Journal of Clinical Investigation, 1960, 57(3): 551-8.
- [15] CORLEY W. Rotational capacity of reinforced concrete beams[J]. Journal of the Structural Division, 1966, 92(5): 121-146.
- [16] MATTOCK, A H. Discussion of "Rotational Capacity of Concrete Beams." [J]. Journal of the Structural Division, 1967, 93(2): 519-522.
- [17] WHITNEY C S. Design of reinforced concrete members under flexure or combined flexure and direct compression [J]. Journal Proceedings. 1937, 33(3): 483-498.
- [18] PANNELL F N, TAM A. The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams[J]. Magazine of Concrete Research, 1976, 28(97): 203-208.
- [19] LIU Jianxing, ZHANG Shu. The experimental study of the ultimate strength, crack and defection of unbonded partially prestressed concrete beams[J]. Journal of Hunan University, 1987, 14(3): 1-15.
- [20] 王逸, 杜拱辰. 跨中集中荷载下部分预应力梁无粘结筋极限应力的研究[J]. 建筑结构学报, 1991, 12(6): 42-52.
WANG Yi, DU Gongchen. Study on ultimate stress of unbonded tendons of partially prestressed beams under concentrated load[J]. Journal of Building Structures, 1991, 12(6): 42-52.
- [21] LEE D H, KANG S K. Flexural strength of prestressed concrete members with unbonded tendons[J]. Structural Engineering & Mechanics, 2011, 38(5): 675-696.
- [22] 李昕桐. HRB500 级钢筋无粘结部分预应力混凝土梁受力性能试验研究[D]. 河北: 河北工业大学, 2012.
LI Xintong. Study on stress behavior of unbonded partially prestressed concrete beams with HRB500 bars [D]. Hebei: Hebei University of Technology, 2012.
- [23] YANG, K H, KANG T H K. Prediction of stress at ultimate in unbonded tendons based on an equivalent strain- distribution factor[J]. ACI Structural Journal, 2011, 108(2): 217-226.
- [24] YANG K H, MUN J H, KIM G H. Flexural behavior of post-tensioned normal-strength lightweight concrete one-way slabs[J]. Engineering Structures, 2013, 56: 1295-1307.
- [25] ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318R-11 [S]. Detroit: American Concrete Institute, 2011.