

文章编号: 1005—0523(2003)01—0048—05

# 基于特征裂缝宽度的混凝土构件的可靠性

张俊芝, 苏小卒

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:**根据结构可靠性的基本理论和无粘结部分预应力混凝土构件设计方法, 分析了基于“特征裂缝宽度”的正常使用极限状态下的可靠性. 计算结果说明, 无粘结部分混凝土构件的正常使用极限状态下的可靠性提高, 设计规范的“特征裂缝宽度”计算公式有较高的可靠保证.

**关 键 词:**无粘结部分预应力混凝土; 正常使用极限状态; 特征裂缝宽度; 可靠性

**中图分类号:**U448.35

**文献标识码:**A

## 1 引 言

无粘结部分预应力混凝土结构, 具有减少施工程序和缩短工期等特点, 其应用日益广泛, 已成为后张法预应力混凝土的主要发展方向. 由于在构件中同时配有无粘结预应力筋和有粘结非预应力筋, 其受力性能与有粘结预应力混凝土不同, 但两者又有许多共性. 预应力混凝土结构, 尤其是无粘结预应力混凝土结构的可靠性问题(包括耐久性)还未得到应有的注意, 这是与预应力混凝土结构的广泛应用不相称的. 究其原因, 主要是应用历史不是很长, 一些问题还未完全暴露. 然而, 由于无粘结预应力混凝土结构构造的特殊性, 无粘结预应力筋断面面积较小而且长期处于高应力状态, 应力腐蚀等现象较突出, 加上预应力筋自开始腐蚀到失效的时间很短, 破坏形式表现为脆性破坏, 其可靠性问题的研究更显得迫切和重要.

目前, 对预应力混凝土结构可靠性的系统研究成果不多, 尤其是耐久性等研究几乎属于空白领域. Naaman A E 等根据美国的有关规范和建筑材料的调查统计参数, 分析了有粘结部分预应力混凝土梁在正常使用极限状态下的可靠性<sup>[1]</sup>; 陈蔚如和赵

国藩等, 对无粘结部分预应力混凝土梁, 基于裂缝宽度进行了正常使用状态的可靠性研究, 发现在正常使用状态下, 无粘结部分预应力混凝土梁的可靠指标对  $\lambda$  (预应力钢筋所抵消的部分弯矩标准值与外荷载弯矩标准值的比值) 并不敏感, 有效预应力的变异性小于预应力损失的变异性<sup>[2]</sup>; Tabsh S W 基于 AASHTO 桥梁规范对预应力混凝土主梁及混凝土桥梁的可靠性进行了较系统的研究, 通过对可靠指标的灵敏性分析, 发现预应力筋的截面面积、预应力筋的极限应力及预应力筋的有效高度对结构可靠度有显著影响<sup>[3]</sup>; Al-Harthy A S 等也得出类似于文献<sup>[3]</sup>的结论<sup>[4]</sup>; 文献<sup>[5]</sup>则认为按照 AASHTO 桥梁规范(1992)设计的无粘结部分预应力混凝土板梁桥, 当跨径、板厚和配筋指标不同时, 可靠指标很不一致, 原因是当配筋指标较低时, AASHTO 桥梁规范低估了无粘结筋的极限应力; 文献<sup>[6]</sup>根据随机变量的极值理论, 对沿长度方向变化的无粘结预应力筋的截面面积(随机变量)在完全独立的特定假定情况下, 推求一定长度内的  $n$  个独立同分布的随机变量(无粘结预应力筋的截面面积)极小值, 由此确定无粘结预应力筋的截面面积的统计参数并进行相应的可靠度分析. 上述研究方法和成果中, 关键之处是, 如何计算无粘结预应力筋的截面面积和极限

应力相关统计参数及由此产生的结构抗力的统计参数等,因为无论是将预应力筋的截面面积视为随机变量抑或随机过程,最终是其影响极限应力及抗力的问题.

由于钢筋混凝土梁等结构通常是带裂缝工作的,尤其是对限裂结构而言.因此,必须分析和研究这种结构基于裂缝宽度的正常使用极限状态下的可靠性.由于无粘结预应力混凝土受力特性涉及的基本变量较多,又缺乏可以利用的统计资料,而且裂缝宽度的计算公式不尽相同,使得该结构在正常使用极限下的可靠性计算更为困难,得出的结论可比性较差.本文根据结构可靠性的基本理论和无粘结部分预应力混凝土结构设计规范<sup>[7]</sup>,研究了基于“特征裂缝宽度”的正常使用极限状态下的可靠性.

2 正常使用极限状态下受弯构件的荷载和抗力及不确定性

混凝土结构的裂缝宽度的计算,目前主要有两种方法,一种是取用影响裂缝宽度的某些参数建立裂缝宽度的计算公式,另一种是建立与容许最大裂缝宽度相应的容许名义拉应力.前者以大量的试验资料为基础,采用数理统计方法得出简单适用和具有一定可靠度的裂缝计算公式<sup>[8]</sup>,许多学者研究了这种试验统计裂缝计算公式<sup>[9]</sup>.文献<sup>[2]</sup>根据文献<sup>[9]</sup>的统计公式,对无粘结预应力混凝土梁作了裂缝宽度的可靠性分析,所得的结论应该说只能说明是基于文献<sup>[9]</sup>的公式的可靠性.

按中国建筑科学研究院的试验与分析以及有关文献<sup>[7]</sup>,若把无粘结筋面积  $A_p$  折算为有效有粘结筋面积  $k_p \cdot A_p$ ,则无粘结部分预应力混凝土梁开裂截面应力  $\sigma_s$  和“特征裂缝宽度”  $w_{cr}$  (即构件中裂缝宽度小于该特征值的概率为 95%)与有粘结预应力混凝土梁相同<sup>[7][8]</sup>:

$$w_{cr} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 (2.4 C_s + v \frac{d}{\rho_{te}}) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \tag{1}$$

$$\sigma_s = \frac{M - M_1}{0.87 (A_s h_s + k_p A_p h_p)} = \frac{M - 1.14 M_0}{0.87 (A_s h_s + k_p A_p h_p)} \tag{2}$$

式中,  $\alpha_1$  为裂缝宽度的扩大系数,受弯构件取 1.8;  $\alpha_2$  为裂缝宽度的长期增长系数,对短期荷载效应组合时取 1.2,长期组合时取 1.4;  $C_s$  为纵向钢筋侧面的净保护层厚度(mm);  $d$  为钢筋直径(mm),用不同钢筋时则按换算公式计算<sup>[7][8]</sup>;  $v$  为钢筋粘结

特征系数,按规范取值;  $\rho_{te}$  为纵向受拉钢筋的有效配筋率,即钢筋截面面积(包括有粘结和无粘结筋)与受钢筋影响的有效混凝土截面面积之比;  $E_s$  为非预应力钢筋弹性模量;  $M_1$  为消压弯矩;  $M_0$  为普通钢筋重心处消压弯矩.

式(1)和(2)中,  $\sigma_s$  计算时  $k_p$  主要与加载方式有关,可近似取为 0.4.根据有关试验结论,试验值与用上式计算的计算值之比的均值为 0.903,方差为 0.209<sup>[8]</sup>,故取公式(1)的计算模式不确定性系数  $k_p$  的统计参数的均值为 0.903,变异系数为 0.231.而真实构件与试验室试件特征裂缝宽度之间的不确定性系数  $k_e$  的均值可取为 1.000,变异系数取为 0.070<sup>[2]</sup>.

令:

$$w_{cr} = S = k_z \cdot k_p \cdot k_A \cdot k_M \cdot w_{cr, k} = k_s \cdot w_{cr, k} \tag{3}$$

式中,  $w_{cr, k}$  为按(1)计算的标准值;  $k_A$  和  $k_M$  分别为:

$$k_A = \frac{\left[ \frac{\alpha_1 \alpha_2 (2.4 C_s + v \frac{d}{\rho_{te}})}{0.87 E_s (A_s h_s + k_p A_p h_p)} \right]}{\left[ \frac{\alpha_1 \alpha_2 (2.4 C_s + v \frac{d}{\rho_{te}})}{0.87 E_s (A_s h_s + k_p A_p h_p)} \right]_k} \tag{4}$$

$$k_M = \frac{[M - 1.14 M_0]}{[M - 1.14 M_0]_k} \tag{5}$$

式(4)和(5)中分子为随机变量,分母为标准值.  $k_A$  的统计参数,可按式(4)用误差传递公式求得,其涉及到构件的尺寸(如  $C_s$ 、 $h_s$  和  $h_p$ )和材料性能( $E_s$ )等基本变量统计参数,参考有关文献<sup>[2][6]</sup>,取不同变化范围的基本变量和  $A_s h_s$  与  $k_p A_p h_p$  之比值计算,经综合分析并参考文献[2],得  $k_A$  的均值为 0.900,变异系数 0.100.

$k_M$  的统计参数与  $\lambda = \frac{M_0}{M}$  值及外荷载产生的弯矩  $M$  的统计参数有关,  $\lambda$  为普通钢筋消压弯矩与总外荷弯矩之比.由式(5)得:

$$k_M = \frac{1}{1 - 1.14 \lambda} \left[ \frac{M}{M_k} - 1.14 \lambda \frac{M_0}{M_{0, k}} \right] \tag{6}$$

式(6)中,对短期荷载效应而言,文献[2]认为现行规范中对正常使用极限状态所用的荷载组合形式与承载能力极限状态基本相同,即  $M = \gamma_0 (M_G + M_L)$  (水工结构还有结构系数),设  $\rho$  是常用可变荷载  $M_L$  与永久荷载  $M_G$  的比值.以楼面可变荷载为例,  $M_L$  的不确定性系数的均值为 0.698,变异系数为 0.288;而  $M_G$  的不确定性系数的均值为 1.060,变

异系数为 0.070. 因此, 可计算出式(6)中外荷载产生的弯矩  $M$  在不同  $\rho$  值时的不确定性系数的统计参数, 列于表 1.

表 1 不同  $\rho$  值时外荷载产生的弯矩  $M$  的不确定性系数  $k_M$  的统计参数

| $\rho$   | 0.10  | 0.25  | 0.50  | 1.00  | 2.00  |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\mu$    | 1.027 | 0.988 | 0.939 | 0.879 | 0.819 |
| $\delta$ | 0.068 | 0.073 | 0.089 | 0.122 | 0.166 |

而  $M_0$  的统计参数按一般的受弯构件的弯矩公式统计, 与基本变量  $A_s$ 、 $h_s$  和材料性能的统计参数有关, 其不确定性参数的均值为 1.000, 变异系数 0.088.

根据上述分析结果和式(6), 可求出不同的  $\lambda$  和  $\rho$  时  $k_M$  的统计参数, 列于表 2.

表 2 不同  $\lambda$  和  $\rho$  值时的不确定性系数  $k_M$  的统计参数

| $\lambda$ | $\rho$   | 0.10  | 0.25  | 0.50  | 1.00  | 2.00  |
|-----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.1       | $\mu$    | 1.018 | 0.974 | 0.918 | 0.851 | 0.783 |
|           | $\delta$ | 0.078 | 0.085 | 0.104 | 0.143 | 0.197 |
| 0.2       | $\mu$    | 1.005 | 0.955 | 0.892 | 0.814 | 0.736 |
|           | $\delta$ | 0.094 | 0.102 | 0.126 | 0.174 | 0.242 |
| 0.3       | $\mu$    | 0.989 | 0.930 | 0.855 | 0.764 | 0.673 |
|           | $\delta$ | 0.119 | 0.130 | 0.160 | 0.223 | 0.316 |
| 0.4       | $\mu$    | 0.966 | 0.894 | 0.804 | 0.694 | 0.584 |
|           | $\delta$ | 0.157 | 0.174 | 0.215 | 0.307 | 0.450 |
| 0.5       | $\mu$    | 0.930 | 0.840 | 0.726 | 0.586 | 0.447 |
|           | $\delta$ | 0.223 | 0.252 | 0.321 | 0.479 | 0.762 |

由表 2 计算的参数和  $k_P$ 、 $k_Z$  和  $k_A$  的参数, 可计算出式(3)的荷载效应  $S$  (即裂缝特征宽度  $w_{cr}$ ) 的不同  $\lambda$  和  $\rho$  时  $k_S$  的统计参数, 列于表 3.

表 3 不同  $\lambda$  和  $\rho$  值时的不确定性系数  $k_S$  的统计参数

| $\lambda$ | $\rho$   | 0.10  | 0.25  | 0.50  | 1.00  | 2.00  |
|-----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.1       | $\mu$    | 0.827 | 0.792 | 0.746 | 0.692 | 0.636 |
|           | $\delta$ | 0.273 | 0.275 | 0.281 | 0.298 | 0.327 |
| 0.2       | $\mu$    | 0.817 | 0.776 | 0.725 | 0.662 | 0.598 |
|           | $\delta$ | 0.278 | 0.281 | 0.290 | 0.314 | 0.356 |
| 0.3       | $\mu$    | 0.804 | 0.756 | 0.695 | 0.621 | 0.547 |
|           | $\delta$ | 0.287 | 0.292 | 0.306 | 0.344 | 0.410 |
| 0.4       | $\mu$    | 0.785 | 0.727 | 0.653 | 0.564 | 0.475 |
|           | $\delta$ | 0.305 | 0.314 | 0.338 | 0.403 | 0.520 |
| 0.5       | $\mu$    | 0.756 | 0.683 | 0.590 | 0.476 | 0.363 |
|           | $\delta$ | 0.314 | 0.363 | 0.414 | 0.546 | 0.807 |

此时, 按正常使用极限状态的抗力  $R=[w_{max}]$ , 其不确定性系数  $k_R = \frac{\mu_R}{R_k} = \frac{\mu[w_{max}]}{[w_{max}]_k}$ . 按有关文献<sup>[2][10]</sup>, 正常使用极限状态一般要求可靠指标为 1~2. 国外有些规范取保证率为 85%, 90% 和 95%, 大约相当于  $\beta=1.00, 1.28$  和  $1.64$ . 当  $\beta=1.0$  时,  $k_R$  均值为 1.28; 当  $\beta=1.64$  时,  $k_R$  均值为 1.65 左

右<sup>[10]</sup>. 即在相同的条件下, 对可靠度要求高的构件 (重要构件), 规范规定的容许最大裂缝容度值  $[w_{max}]$  应比可靠度要求低的构件 (一般构件) 的容许最大裂缝宽度值小些, 也即更严格. 按目前的规范水平,  $k_R$  均值可取为 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6; 变异系数取 0.10.

3 正常使用极限状态下受弯构件的可靠性

由于  $S$  (即特征裂缝宽度  $w_{cr}$ ) 为多个随机变量的乘积函数, 而且正常使用极限状态时的失效概率一般小于  $1.0 \times 10^{-3}$ , 故可设  $S$  为对数正态分布;  $R$  也为对数正态分布. 设计公式为  $R_k = S_k$ , 则<sup>[10]</sup>:

表 4 基于特征裂缝宽度的不同  $\lambda$  和  $\rho$  值时的可靠指标  $\beta$

| $\lambda$      | $\rho=$ | 0.10    | 0.25    | 0.50    | 1.00    | 2.00    |
|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 0.1 $k_R$ 均值 = | 1.0     | 0.772 3 | 0.919 5 | 1.112 2 | 1.316 2 | 1.492 3 |
|                | 1.1     | 1.105 4 | 1.250 6 | 1.437 3 | 1.625 3 | 1.777 6 |
|                | 1.2     | 1.409 6 | 1.552 9 | 1.734 1 | 1.907 6 | 2.038 2 |
|                | 1.3     | 1.689 4 | 1.831 0 | 2.007 1 | 2.167 3 | 2.277 8 |
|                | 1.4     | 1.948 5 | 2.088 5 | 2.259 9 | 2.407 7 | 2.499 7 |
|                | 1.5     | 2.189 7 | 2.328 2 | 2.495 2 | 2.631 5 | 2.706 3 |
| 0.2 $k_R$ 均值 = | 1.6     | 2.415 3 | 2.552 4 | 2.715 3 | 2.840 8 | 2.899 6 |
|                | 1.0     | 0.806 7 | 0.977 7 | 1.185 3 | 1.409 6 | 1.582 1 |
|                | 1.1     | 1.134 8 | 1.302 8 | 1.501 8 | 1.705 1 | 1.847 2 |
|                | 1.2     | 1.434 3 | 1.599 6 | 1.790 7 | 1.975 0 | 2.089 2 |
|                | 1.3     | 1.709 9 | 1.872 9 | 2.056 5 | 2.223 2 | 2.311 8 |
|                | 1.4     | 1.965 0 | 2.125 4 | 2.302 6 | 2.453 0 | 2.518 0 |
| 0.3 $k_R$ 均值 = | 1.5     | 2.202 5 | 2.360 7 | 2.531 7 | 2.667 0 | 2.709 8 |
|                | 1.6     | 2.424 6 | 2.580 9 | 2.746 0 | 2.867 1 | 2.889 3 |
|                | 1.0     | 0.876 8 | 1.042 0 | 1.279 8 | 1.511 1 | 1.662 6 |
|                | 1.1     | 1.166 1 | 1.356 6 | 1.582 1 | 1.784 3 | 1.897 0 |
|                | 1.2     | 1.457 5 | 1.643 8 | 1.858 0 | 2.033 6 | 2.111 0 |
|                | 1.3     | 1.725 7 | 1.908 0 | 2.111 8 | 2.262 9 | 2.307 9 |
| 0.4 $k_R$ 均值 = | 1.4     | 1.974 0 | 2.152 6 | 2.346 8 | 2.475 3 | 2.490 1 |
|                | 1.5     | 2.205 1 | 2.380 4 | 2.565 5 | 2.673 0 | 2.659 8 |
|                | 1.6     | 2.421 3 | 2.593 4 | 2.770 2 | 2.857 9 | 2.818 5 |
|                | 1.0     | 0.8954  | 1.119 1 | 1.382 9 | 1.605 2 | 1.720 7 |
|                | 1.1     | 1.198 4 | 1.414 7 | 1.660 2 | 1.843 2 | 1.911 6 |
|                | 1.2     | 1.475 1 | 1.684 5 | 1.913 4 | 2.060 4 | 2.085 9 |
| 0.5 $k_R$ 均值 = | 1.3     | 1.729 6 | 1.932 7 | 2.146 3 | 2.260 2 | 2.246 2 |
|                | 1.4     | 1.965 3 | 2.162 5 | 2.361 9 | 2.445 2 | 2.394 7 |
|                | 1.5     | 2.184 7 | 2.376 5 | 2.562 6 | 2.617 5 | 2.532 8 |
|                | 1.6     | 2.389 9 | 2.576 6 | 2.750 4 | 2.778 6 | 2.662 1 |
|                | 1.0     | 0.9475  | 1.198 2 | 1.467 5 | 1.667 5 | 1.760 6 |
|                | 1.1     | 1.220 6 | 1.458 8 | 1.699 9 | 1.850 6 | 1.893 9 |

$$\frac{\mu_R}{\mu_s} = \frac{\mu_R}{R_k} \cdot \frac{S_k}{\mu_s} \cdot \frac{R_k}{S_k} = \frac{k_R}{k_s}$$

(7)

此时有可靠指标公式为:

$$\beta = \frac{\ln \left[ \frac{\mu_{k_R}}{\mu_{k_s}} \sqrt{\frac{1 + \delta_{k_s}^2}{1 + \delta_{k_R}^2}} \right]}{\sqrt{\ln(1 + \delta_{k_R}^2)(1 + \delta_{k_s}^2)}}$$

(8)

表 4 列出了不同  $\lambda$  和  $\rho$  值时的基于特征裂缝宽度的可靠指标  $\beta$ .

由表 4 中数据分析得知,  $\lambda$ (即普通钢筋消压弯矩与总外荷弯矩之比)对可靠指标的影响较小, 主要是  $\rho$  的影响. 当  $\lambda$  为 0.4 时,  $\beta$  值普遍较大. 以  $k_R$  的均值为 1.2、1.4 和 1.6 时分别代表结构重要性系数为 1.1、1.0 和 0.9 的结构(即一级、二级和三级结构), 由表 4 中的对应数值求得算术平均值, 列于表 5 中.

表 5 基于特征裂缝宽度的可靠性

| $\rho$   | 0.10 | 0.25    | 0.50    | 1.00    | 2.00    |         |
|----------|------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $k_R$ 均值 | 1.2  | 1.449 3 | 1.635 5 | 1.841 7 | 1.998 9 | 2.068 0 |
|          | 1.4  | 1.952 9 | 2.129 5 | 2.311 8 | 2.419 0 | 2.426 7 |
|          | 1.6  | 2.389 1 | 2.557 3 | 2.719 1 | 2.783 0 | 2.737 5 |

若以  $k_R$  的均值为 1.2、1.3 和 1.4 时分别代表一级、二级和三级结构, 由表 4 中的对应数值求得算术平均值最小 1.449 3, 最大 2.426 7, 也满足  $\beta$  在 1~2 的要求. 表 5 中的  $\beta$  随  $\rho$  的变化趋势如图 1 所示, 随着  $\rho$  的增大,  $\beta$  也增大, 只是增幅变缓. 图 2 是  $\lambda$  为 0.5 时的  $\beta$  随  $\rho$  的变化趋势图, 在  $k_R$  的均值为 1.3 之后出现了随  $\rho$  的增加而  $\beta$  降低的变化趋势, 与承载能力极限状态时类似.

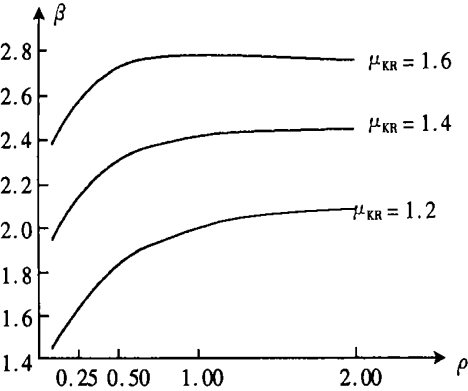


图 1 基于特征裂缝宽度的受弯构件  $\beta \sim \rho$  曲线

根据以上分析可得出以下结论: 1) 无粘结预应力混凝土结构的正常使用极限状态, 基于特征裂缝宽度的可靠性较高, 该特征裂缝公式时偏于安全

的, 这与有关文献的结论(基于耐久性要求的设计方法时)是相同的<sup>[2]</sup>; 2) 正常使用极限状态下的基于特征裂缝宽度的可靠性对  $\lambda$ (即普通钢筋消压弯矩与总外荷弯矩之比)不敏感, 设计时可近似地以  $\lambda$  为 0.4 为目标, 此时的可靠指标相对较高; 3)  $\rho$ (可变荷载与永久荷载的比值)值对可靠指标影响较大, 一般地, 在其它条件相同时,  $\rho$  值越大可靠指标越高; 4) 由于无粘结预应力混凝土结构的特殊构造, 其可靠性要求应高于普通混凝土结构.

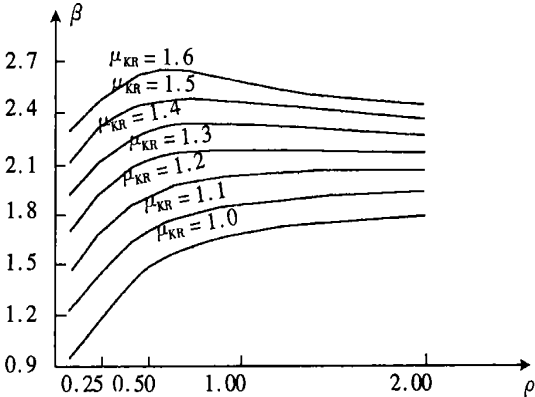


图 2  $\lambda$  为 0.5 时的受弯构件  $\beta \sim \rho$  曲线

4 小结

本文根据结构可靠性的基本理论和无粘结部分预应力混凝土结构分析的原理, 对无粘结部分预应力混凝土构件的可靠性问题进行了研究, 对其抗力和荷载的不确定性进行了统计, 研究了基于“特征裂缝宽度”的正常使用极限状态下的可靠性. 计算结果说明, 无粘结部分混凝土结构的正常使用极限状态下的可靠性较高, 满足规范要求, 即设计规范的“特征裂缝宽度”计算公式有较高的可靠保证.

参考文献:

[1] Naaman A E and Siriaksorn A. Reliability of Partially Prestressed Concrete Beams at Serviceability Limit States[J]. PCI Journal, 1982, 27(6): 66~85.

[2] 陈蔚如, 赵国藩, 冯涤海. 无粘结部分预应力混凝土梁裂缝宽度的近似概率分析[A]. 林太珍, 等主编. 高效预应力混凝土工程实践[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.

[3] Tabsh S W. Probability Based Parametric Study of Prestensioned AASHTO Bridge Girds[J]. PCI Journal, 1992, 37(5): 56~67.

[4] Al-Harthi A S and Frangopol D M. Reliability Assessment of Prestressed Concrete Beams[J]. Journal of Structural Engineer-

ing, 1994, 120(1):180~199.

[5] Tabsh S W. Structural Safety of Post-tensioned Concrete Slab Bridges With Unbonded Tendons[J]. ACI Structural Journal, 1995, 92(4):488~494.

[6] 林进生, 刘西拉. 无粘结预应力混凝土构件的可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(1):68~74.

[7] 行业标准, 无粘结预应力混凝土结构技术规程 (JGJ/T92~93). 北京: 中国计划出版社, 1993.

[8] 陶学康. 无粘结预应力混凝土设计与施工[M]. 北京: 地震出版社, 1993.

[9] 赵国藩, 文明秀. 无粘结部分预应力混凝土梁裂缝宽度的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1991, 12(3):24~33.

[10] 赵国藩. 工程结构可靠性理论与应用[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1996.

Reliability of Unbonded Partially Prestressed Concrete Members Based upon Characteristic Crack Width

ZHANG Jun-zhi, SU Xiao-zou

(School of Civil Engineering Tongji University, Shanghai 220092, China)

**Abstract:** According to the basic theory of structural reliability and member design method of unbonded partially prestressed concrete member, based upon characteristic crack width, the reliability of unbonded partially prestressed concrete members is analyzed for serviceability limit state. The results are shown that reliability level of the members are sufficient, the guaranteed reliability is higher using the calculating formulas of characteristic crack width of current design codes.

**Key words:** unbonded partially prestressed concrete; serviceability limit state; characterisitic crack width; reliability