

# T 型钢黏结锚固长度及可靠度分析

李 红<sup>1</sup>, 侯雪林<sup>2</sup>, 刘伯权<sup>1</sup>, 吴 涛<sup>1</sup>

(1. 长安大学建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 中铁西南科学研究院有限公司, 四川 成都 610031)

**摘 要:** 在 T 型钢与混凝土黏结性能试验研究结果的基础上, 对已获得的 T 型钢在锚固时的极限黏结应力  $\tau_u$  的回归方程、统计数据以及推出试验有关构件的材料性能和几何尺寸的统计参数, 应用数理统计的方法, 对 T 型钢锚固的可靠度和锚固性能进行了分析, 并得出了符合可靠度要求的、适用于不同混凝土强度等级的 T 型钢的设计锚固长度。

**关键词:** 型钢混凝土结构; 锚固长度; 可靠度; 统计参数

**中图分类号:** TU398.9; TU375

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2011)03-0347-06

型钢混凝土的黏结锚固主要存在于型钢混凝土梁柱节点、型钢混凝土柱脚、型钢混凝土简支梁梁端以及型钢混凝土剪力墙中<sup>[1]</sup>。本文根据文献[2, 5]所建立的黏结强度计算公式等研究结果, 对 T 型钢混凝土黏结锚固的可靠度进行了分析, 并得出了 T 型钢黏结锚固长度。

## 1 极限状态方程和统计资料

### 1.1 锚固承载力极限状态方程

锚固于混凝土中的型钢(型钢混凝土柱脚、简支梁梁端)在拉拔力(或推出力)作用下, 可能因型钢屈服而失效(有足够的锚固能力和锚固措施时), 也可能发生锚固破坏(锚固强度失效和锚固刚度失效)。在某一特定的锚固条件(临界锚固长度或临界保护层厚度)下, 锚固力等于型钢屈服力, 即锚固失效与型钢屈服同时发生, 这个状态称为锚固承载力极限状态。对于型钢混凝土结构, 型钢的锚固力通常由两部分组成: 型钢与混凝土之间的自然黏结力和加设剪切连接件。对于加设剪切连接件的型钢混凝土构件, 锚固问题应该综合考虑剪切连接件的作用和型钢与混凝土的自然黏结力作用; 对于不加设剪切连接件的型钢混凝土构件, 锚固问题就主要是型钢混凝土的黏结性能问题, 锚固力即为黏结力, 锚固失效则为黏结失效<sup>[3-4]</sup>。

根据极限状态下的平衡条件, 可建立关系式:  $P_u = L_a(D_f + D_w)\tau_u$  (1)

式中:  $P_u$  为极限荷载, N;  $D_f$ 、 $D_w$  分别为型钢翼缘、mm; 腹板与混凝土连接面上的总周长, mm;  $\tau_u$  为平均极限黏结强度, N/mm<sup>2</sup>; 可以由上述的试验统计回归公式计算得到,  $L_a$  为临界锚固长度, mm。

在临界状态下, 极限荷载  $P_u$  可以表示为型钢翼缘和腹板屈服强度  $f_{yf}$ 、 $f_{yw}$  的关系式, 即:

$$P_u = A_f f_{yf} + A_w f_{yw} \quad (2)$$

式中:  $A_f$ 、 $A_w$  分别为型钢翼缘、腹板的截面面积, 对于型钢一般有  $f_y = f_{yf} = f_{yw}$ 。因此将式(1)代入式(2)

可得到锚固承载力的极限状态方程为:  $f_y = \frac{L_a(D_f + D_w)}{A_f + A_w}\tau_u$  (3)

对于常用的不对称截面的 T 型钢, 锚固承载力极限状态方程可以进一步写成:

$$f_y = \frac{2 \times (b_f + h_f + h_w)L_a}{b_f h_f + b_w h_w}\tau_u \quad (4)$$

收稿日期: 2010-04-09 修改稿日期: 2011-04-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50608004); 高等学校博士点基金资助项目(20060710004)

作者简介: 李 红(1965), 女, 山东龙口人, 副教授, 主要从事混凝土及钢-混凝土结构、工程抗震方面的研究。

锚固承载力极限状态方程写成一般的形式为: $R-S=0$  (5)

式中: $R$  为锚固抗力,与锚固长度和黏结锚固强度有关; $S$  为结构或构件中因荷载作用引起的效应组合,在此为锚固型钢的拉拔力或推出力.

1.2 统计资料

决定构件可靠度的因素是构件抗力和荷载效应.对构件抗力和荷载效应起主要影响作用的有材料性能不确定性、构件几何尺寸不确定性、计算模式的不确定性以及荷载的变异性.从极限状态方程可以看出,对于黏结锚固问题不用考虑荷载变异性.

而影响结构构件抗力的主要因素是材料性能  $f$ 、模式的精确性  $p$  和几何参数  $a$ ,它们都是随机变量<sup>[6]</sup>.

1.2.1 材料性能统计参数

构件材料性能的不定性,主要是指材质因素以及工艺、加荷、环境、尺寸等因素引起的结构材料性能的变异性.在本文中材料性能主要考虑了混凝土的抗拉强度和型钢屈服强度.影响材料性能不确定性的统计参数见表 1 和表 2.

表 1 混凝土材料性能统计参数  
Tab. 1 Statistics parameter of concrete material performance

Concrete Grade of Strength	$f_k/\text{MPa}$	$f_t/\text{MPa}$	Average value $\mu_{\Omega_{f_t}}$	Coefficient of Variance $\hat{\Omega}_{f_t}$
C25	1.78	1.27	1.531	0.209
C30	2.01	1.43	1.410	0.190
C35	2.20	1.57	1.380	0.175

Note: The random variable material strength of average value and Coefficient of Variance of C25 and C35 are in accordance with linear interpolation.

表 2 钢材材料性能统计参数  
Tab. 2 Statistics parameter of the steel material performance

Steel products	$f_{yk}/\text{MPa}$	$f_y/\text{MPa}$	Average value $\mu_{\Omega_{f_y}}$	Coefficient of Variance $\hat{\Omega}_{f_y}$
Q235	235	215	232.2	0.080

1.2.2 计算模式的不确定性

构件计算模式的不定性主要是指抗力计算所采用的基本假设和计算公式不精确等引起的变异性.一般可通过与精确模式的计算结果比较,或与试验结果比较来确定.

计算模式的不定性可采用随机变量  $\Omega_p$  表达:  $\Omega_p = \frac{\tau_u^0}{\tau_u^c}$ ,即型钢与混凝土极限粘结应力的试验实测值  $\tau_u^0$ 和文献[2]的黏结强度计算公式  $\tau_u = (0.169\ 6 + 0.084\ 6C_{ss}/h + 57.43\rho_{sv})f_t$  计算得到的  $\tau_u^c$  的比值.其比值统计参数见表 3.

表 3  $\tau_u^0/\tau_u^c$  的统计参数  
Tab. 3 The statistics parameter of  $\tau_u^0/\tau_u^c$

Average value $\mu_{\Omega_p}$	Coefficient of Variance $\hat{\Omega}_p$
0.998 4	0.068 6

1.2.3 构件几何尺寸参数的不定性

构件几何参数的不定性,主要是指制作尺寸偏差和安装误差等引起的构件几何参数的变异性.它反映了所设计的构件和制作安装后的实际构件之间几何上的差异.根据对结构构件抗力的影响程度,一般构件可仅考虑截面几何参数(如宽度、有效高度、面积、面积矩、抵抗矩、惯性矩、箍筋间距及其函数等)的变异.

结构构件几何参数的不定性可采用随机变量  $\Omega_a$  表达:  $\Omega_a = \frac{a}{a_k}$ ,即为构件的几何实测值  $a$  和构件的几何设计值  $a_k$  的比值的统计参数见表 4.

表 4  $a/a_k$  统计参数

Tab. 4 The statistical parameter of elements geometric size

Project	Thickness of concrete cover	Embedded length	Height of section steel	Flange thickness of section steel	Flange width of section steel	Web thickness of section steel	Web height of section steel	Stirrup ratio
Average value $\mu_{\Omega_a}$	0.985	1.012	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.065
Coefficient of Variance $\delta_{\Omega_a}$	0.141	0.098	0.040	0.030	0.040	0.030	0.040	0.156

2 可靠指标和可靠度分析

2.1 可靠指标

考虑到锚固可靠性对结构正常发挥其功能具有重要的意义,故其设计可靠度取值宜高于结构构件一般承载能力或正常使用极限状态设计时的设计可靠度取值.根据文献[7]规定,对于安全等级为二级的结构构件,其锚固承载能力极限状态的可靠指标为  $\beta_a=3.95$ ,相应的失效概率为  $P_{fa}=4.0\times 10^{-5}$ .

对于正常的设计,黏结锚固破坏不应该先于受力型钢达到屈服强度,所以在极限情况下,锚固失效概率  $P_{fa}$  应是型钢应力超过屈服强度事件与锚固力小于屈服力事件同时发生的概率,可表达为:

$$P_{fa}=P(\tau=\tau_u,\alpha_s=f_y)=P_{f_0}P_f\tag{6}$$

由文献[7]知:型钢应力达到屈服强度( $\sigma_s=f_y$ )的可靠指标  $\beta=3.2$ ,相应的失效概率  $P_f=6.9\times 10^{-4}$ .故可求得黏结锚固应力达到极限( $\tau=\tau_u$ )事件的失效概率为  $P_{f_0}=\frac{P_{fa}}{P_f}=\frac{4.0\times 10^{-5}}{6.9\times 10^{-4}}=5.8\times 10^{-2}$ ,

其相对应的可靠指标为  $\beta_0=1.57$ .

2.2 近似方法解方程<sup>[8]</sup>

在公式(5)中, $R$ 、 $S$  分别为构件抗力随机变量和构件作用效应的随机变量,一般情况下,二者是相互独立的,限于误差的可接受程度和计算简单起见,假定  $R$ 、 $S$  均服从对数正态分布,因此构件的可靠指标表达式为:

$$\beta_0=\frac{\mu_{\ln R}-\mu_{\ln S}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2+\sigma_{\ln S}^2}}\approx\frac{\ln \mu_R-\ln \mu_S}{\sqrt{\frac{\delta_R^2}{\mu_R^2}+\frac{\delta_S^2}{\mu_S^2}}}\tag{7}$$

因此,可以得出锚固失效时的临界锚固条件为:  $\ln \mu_R-\ln \mu_S-\beta_0\sqrt{\frac{\delta_R^2}{\mu_R^2}+\frac{\delta_S^2}{\mu_S^2}}=0$   
式中:  $\mu_R$ 、 $\delta_R$ 、 $\mu_S$ 、 $\delta_S$  分别为抗力  $R$  和作用效应  $S$  的平均值和变异系数,可由以下办法可求解.

- (1)作用效应  $S$  的平均值  $\mu_S$  和变异系数  $\delta_S$
- 由公式(5)可知,作用效应在此相当于型钢的屈服强度,因此得作用效应平均值  $\mu_S=\mu_{fy}$ ,变异系数  $\delta_S=\delta_y$ .
- (2)抗力  $R$  的特征参数

抗力的一般表达式为 
$$R=\Omega_p R_p=\Omega_p\cdot R(f_t,\frac{C_{ss}}{h},\rho_{sv},\frac{D_s}{A_s})\tag{9}$$

式中:  $\Omega_p$  为反映计算公式准确性的随机变量;  $R_p$  为按给定公式计算所得的抗力;  $R(f_t,\frac{C_{ss}}{h},\rho_{sv},\frac{D_s}{A_s})$  为抗力函数.

上述表 1~表 4 已经给出了个相关的随机变量,抗力  $R$  为这些随机变量的函数,按照均值和误差计算公式,可由已知随机变量的统计参数求出随机变量函数的统计参数.  $R_p$  的均值、方差和变异系数分别为:

平均值: 
$$\mu_{R_p}=R(\mu_{f_t},\mu_{L_a},\mu_{C_{ss}},\mu_h,\mu_{D_s},\mu_{A_s},\mu_{\rho_{sv}})\tag{10}$$

方差: 
$$\sigma_{R_p}^2=\sum_{i=1}^n\left[\frac{\partial R_p}{\partial X_i}\right]^2\bigg|_u\cdot\sigma_{X_i}^2\tag{11}$$

变异系数: 
$$\delta_p = \frac{\sigma_{R_p}}{\mu_{R_p}} \tag{12}$$

式中:  $X_i$  为函数  $R(f_t, \frac{C_{ss}}{h}, \rho_{sv}, \frac{D}{A})$  有关的随机变量  $f_t, L_a, C_{ss}, h, D_s, A_s, \rho_{sv}$ ;  $\left[\frac{\partial R_p}{\partial X_i}\right]^2 \Big|_u$  为偏导数中随机变量均以各自的平均值赋值.

平均极限黏结强度为: 
$$\tau_u = (0.169\ 6 + 0.084\ 6C_{ss}/h + 57.43\rho_{sv})f_t \tag{13}$$

对于不对称的 T 型钢截面, 可以得到极限状态方程及抗力表达式为:

$$R = \Omega_p \frac{2 \times (b_f + h_f + h_w) L_a}{b_f h_f + b_w h_w} (0.169\ 6 + 0.084\ 6C_{ss}/h + 57.43\rho_{sv}) f_t = \Omega_p T_1 T_2 L_a f_t \tag{14}$$

式中:  $T_1 = \frac{2 \times (b_f + h_f + h_w)}{b_f h_f + b_w h_w}$  为 T 型钢截面的总周长与其截面面积之比, 可简化为:  $T_1 = \frac{D_s}{A_s}$ ;  $T_2 = 0.169\ 6 + 0.084\ 6C_{ss}/h + 57.43\rho_{sv}$ , 式中的  $h$  为 T 型钢截面高度, 则:  $h = h_f + h_w$ .

可以根据表 1~表 4 的统计参数可分别直接求得  $T_1, T_2$  的均值  $\mu_{T_1}, \mu_{T_2}$  和变异系数  $\delta_1, \delta_2$ .

1) 均值  $\mu_{T_1}$

在实际工程中, 国内较常用的是热轧 H 型钢以及部分 T 型钢, 这两种类型型钢截面的类型较多. 由于  $T_1$  为 T 型钢几何尺寸的函数, 可以根据表 4 得出, T 型钢几何尺寸变量的均值均为 1.0, 因此均值

$\mu_{T_1}$  的表达式为: 
$$\mu_{T_1} = T_1 = \frac{D_s}{A_s} \tag{15}$$

具体取值由实际型钢截面确定.

2) 变异系数  $\delta_1$

根据式(11)和式(12)可以计算出变异系数  $\delta_1$ , 则:

$$\delta_1 = \frac{1}{A_s D_s} [0.04^2 \cdot b_f^2 (2A_s - h_f D_s)^2 + 0.03^2 \cdot h_f^2 (2A_s - b_f D_s)^2 + 0.03^2 \cdot b_w^2 h_w^2 D_s^2 + 0.04^2 \cdot h_w^2 (2A_s - b_w D_s)^2]^{\frac{1}{2}} \tag{16}$$

对于常用的 T 型钢截面, 翼缘厚度  $h_f$ 、腹板厚度  $b_w$  相对于翼缘宽度  $b_f$ 、腹板高度  $h_w$ , 它们很小, 因此可以将式(16)中含  $h_f$  及  $b_w$  的项忽略, 式(16)可以简化为:

$$\delta_1 = \frac{1}{A_s D_s} [0.04^2 \cdot b_f^2 \times 4A_s^2 + 0.04^2 \cdot h_w^2 \times 4A_s^2]^{\frac{1}{2}} = \frac{0.08}{D_s} \sqrt{b_f^2 + h_w^2} \tag{17}$$

因为: 
$$\frac{0.08}{D_s} \sqrt{b_f^2 + h_w^2} = \frac{0.08}{2 \times (b_f + h_f + h_w)} \sqrt{b_f^2 + h_w^2} \approx \frac{0.08}{2 \times (b + h_w)} \sqrt{b_f^2 + h_w^2} < 0.04$$

而且考虑到变异系数  $\delta_1$  相对于混凝土强度、混凝土保护层厚度、型钢锚固长度和配箍率的变异系数都要小, 因此可以近似取  $\delta_1 \approx 0.04$ .

3) 均值  $\mu_{T_2}$

$$\begin{aligned} \mu_{T_2} &= 0.169\ 6 + 0.084\ 6\mu_{C_{ss}}/\mu_h + 57.43\mu_{\rho_{sv}} = 0.169\ 6 + 0.084\ 6 \frac{0.985C_{ss,k}}{1.000h_k} + 57.43 \times 1.065\rho_{sv,k} \\ &= 0.169\ 6 + 0.083\ 3 \frac{C_{ss,k}}{h_k} + 61.163\rho_{sv,k} \end{aligned} \tag{18}$$

4) 变异系数  $\delta_2$

$$\begin{aligned} \sigma_{T_2}^2 &= \left[ \frac{\partial T_2}{\partial \left( \frac{C_{ss}}{h} \right)} \right]^2 \Big|_{\mu} \cdot \sigma_{\left( \frac{C_{ss}}{h} \right)}^2 + \left[ \frac{\partial T_2}{\partial \rho_{sv}} \right]^2 \Big|_{\mu} \cdot \sigma_{\rho_{sv}}^2 = 0.084\ 6^2 \left( \frac{\mu_{C_{ss}}}{\mu_h} \right)^2 \cdot (\delta_{ss}^2 + \delta_h^2) + 57.43^2 \mu_{\rho_{sv}}^2 \cdot \delta_{sv}^2 \\ &= 0.084\ 6^2 \cdot \left( \frac{0.985C_{ss,k}}{1.000h_k} \right)^2 \cdot (0.141^2 + 0.04^2) + 57.43^2 \times (1.065\rho_{sv,k})^2 \cdot 0.156^2 \\ &= 0.000\ 15 \left[ \frac{C_{ss,k}}{h_k} \right]^2 + 91.039\rho_{sv,k}^2 \end{aligned} \tag{19}$$

式(18)和式(19)中  $X_{i,k}$  表示结构构件的几何设计值.

由式(18)和式(19)可得变异系数  $\delta_2$

$$\hat{\sigma}_2 = \frac{\sigma_{T_2}}{\mu_{T_2}} = \frac{\sqrt{0.000\ 15 \left( \frac{C_{ss,k}}{h_k} \right)^2 + 91.039 \rho_{sv,k}^2}}{0.169\ 6 + 0.083\ 3 \frac{C_{ss,k}}{h_k} + 61.163 \rho_{sv,k}}$$

(20)

5)抗力  $R$  的统计参数

其平均值为:

$$\mu_R = \mu_{\Omega_p} \mu_{T_1} \mu_{T_2} \mu_{L_a} \mu_{f_t}$$

(21)

其变异系数为:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\hat{\sigma}_p^2 + \hat{\sigma}_1^2 + \hat{\sigma}_2^2 + \hat{\sigma}_a^2 + \hat{\sigma}_t^2}$$

(22)

在这个试验中, 根据文献[ 2] 的公式  $C_{cr} = \left[ \frac{0.169\ 6b_f}{2f - 0.084\ 6b_f} \right]$  得出临界保护层厚度  $C_{cr} = 57.67\ \text{mm}$ ,

取为  $58\ \text{mm}$ . 最小配箍率  $\rho_{svmin} = 0.24 \frac{f_1}{f_{yv}} = 0.001\ 45$ , 现按最不利情况进行设计分析, 由于型钢截面高度

$h = 58\ \text{mm}$ , 则:  $\frac{C_{ss,k}}{h} = 1, \rho_{sv,k} = 0.001\ 45$

并代入公式(18)、(20), 则:

$$\mu_{T_2} = 0.169\ 6 + 0.083\ 3 \times 1 + 61.163 \times 0.001\ 45 = 0.341\ 6$$

(23)

$$\hat{\sigma}_2 = \frac{\sigma_{T_2}}{\mu_{T_2}} = \frac{\sqrt{0.000\ 15 \times 1^2 + 91.039 \times 0.001\ 45^2}}{0.341\ 6} = 0.054\ 1$$

(24)

根据公式(15)、(17)、(21)、(22)、(23)、(24)及表 1~表 4, 可得出  $R$  的统计参数.

其平均值:  $\mu_R = \mu_{\Omega_p} \mu_{T_1} \mu_{T_2} \mu_{L_a} \mu_{f_t} = 0.998\ 4 \frac{D_s}{A_s} \times 0.341\ 6 \times 1.012 L_{a,k} \mu_{f_t} = 0.345\ 1 \frac{D_s}{A_s} L_{a,k} \mu_{f_t}$

(25)

其变异系数:  $\hat{\sigma} = \sqrt{\hat{\sigma}_p^2 + \hat{\sigma}_1^2 + \hat{\sigma}_2^2 + \hat{\sigma}_a^2 + \hat{\sigma}_t^2}$

$$= \sqrt{0.068\ 6^2 + 0.04^2 + 0.054\ 1^2 + 0.098^2 + \hat{\sigma}_t^2} = \sqrt{0.018\ 8 + \hat{\sigma}_t^2}$$

(26)

3 T 型钢临界锚固长度的计算

由上述可得: 将可靠指标值  $\beta_0 = 1.57$  和作用效应的平均值  $\mu_s = \mu_{f_y}$ 、变异系数  $\hat{\sigma} = \hat{\sigma}_y$ , 以及公式(25)、(26)和表 2 代入公式(8), 则有:

$$\ln \left[ 0.345\ 1 \frac{D_s}{A_s} L_{a,k} \mu_{f_t} \right] - \ln \mu_{f_y} - 1.57 \sqrt{0.018\ 8 + \hat{\sigma}_t^2 + \hat{\sigma}_y^2} = 0$$

$$\ln \left[ 0.345\ 1 \frac{D_s}{A_s} L_{a,k} \right] + \ln \left[ \mu_{f_y} \mu_{f_t} \right] - \ln \left[ \mu_{f_y} \mu_{f_t} \right] - 1.57 \sqrt{0.018\ 8 + 0.080^2 + \hat{\sigma}_t^2} = 0$$

$$\ln \left[ 0.345\ 1 \frac{D_s}{A_s} L_{a,k} \right] + \ln \left[ \mu_{f_y} \mu_{f_t} \right] - 5.447\ 6 - 1.57 \sqrt{0.025\ 2 + \hat{\sigma}_t^2} = 0$$

(27)

在本试验中, 由于混凝土等级强度不同, 将其抗拉强度的统计参数(表 1)代入方程(27), 可解出各种情况下 T 型钢的临界锚固长度的近似值, 见表 5 所示:

由表 5 可以看出: 在本实验中,  $\omega = \omega = \frac{A_s}{D_s}$

表 5 T 型钢临界锚固长度  $L_{a,k}$  的近似值

Tab. 5 Critical anchorage length  $L_{a,k}$  approximate value of T-steels/ mm

Concrete Grade of Strength	$C_{25}$	$C_{30}$	$C_{35}$
T-steels $L_{a,k}$	522.5 $\omega$	492.2 $\omega$	450.0 $\omega$

Note:  $\omega = \frac{A_s}{D_s}$ ,  $A_s$  is section area of T-steels;  $D_s$  is perimeter section of T-steels

$\frac{120\ 0}{316} \approx 3.8$ , 表中计算范围为  $1\ 710\ \text{mm} \sim 1\ 985.5$

mm, T 型钢混凝土临界锚固长度值相对比较较大. 随混凝土抗拉强度增大, T 型钢  $L_{a,k}$  呈递减趋势, 说明混凝土抗拉强度对型钢混凝土的自然黏结作用相对较为显著. 实际工程应用中自然黏结作用的锚固长度无法满足设计要求, 必须在型钢截面上采取一些措施: 如应彻底清除型钢表面的油污、油漆及涂料并尽量清除较厚的锈斑; 在型钢表面刻痕、布置剪力连接件等, 对增大型钢与混凝土之间的黏结作用, 适当布置剪力连接件最为宜. 但是在剪力连接件的布置和计算时应该考虑到自然黏结作用, 因为自然黏结作

用对黏结锚固的作用在一般情况下( $\omega < 6.67$ )是比较显著的,不应该完全地予以忽略。

由于本次试验型钢混凝土黏结锚固可靠度分析的计算模型是典型的推出试验模型,与型钢混凝土构件中实际黏结锚固问题存在一定区别。在具体的工程应用中,应该就具体情况进行分析或相应调整,在黏结锚固的关键区域布置一定数量的剪力连接件,对工程应用更有实际意义。

## 参考文献 References

- [1] 薛建阳, 赵鸿铁. 型钢混凝土黏结滑移理论及其工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2007.  
XUE Jian-yang, ZHAO Hong-tie. Study on the Theory and its Engineering Application of Bond slip between Steel Shape and Concrete in SRC[M]. Beijing: Scientific Press, 2007.
- [2] 马洪宝. T 型钢与混凝土黏结滑移的试验研究[D]. 西安: 长安大学, 2007.  
MA Hong-bao. Experimental investigation on the bond-slip behavior between T section steel and concrete in SRC structures [D]. Xi'an: Chang'an University, 2007.
- [3] 徐有邻. 变形钢筋混凝土黏结锚固性能的试验研究[D]. 北京: 清华大学, 1990.  
XU You-lin. Experimental study on bond anchorage behaviors between deformed reinforcing bars and concrete[D]. Beijing: Tsinghua University, 1990.
- [4] 邵卓民, 沈文都, 徐有邻. 钢筋混凝土的锚固可靠度及锚固设计[J]. 建筑结构学报, 1987(4): 36-49.  
SHAO Zhuo-min, SHEN Wen-du, XU You-lin. Reinforced Concrete anchorage reliability and design[J]. Journal of Building Structures, 1987(4): 36-49.
- [5] 李 红, 马洪宝, 潘 浩. T 型钢与混凝土黏结强度的试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2008, 40(3): 307-311.  
LI Hong, MA Hong-bao, PAN Hao. Investigation on the bond strength between steel and concrete in SRC structures.[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2008, 40(3): 307-311.
- [6] 李继华, 林忠民, 李明顺. 建筑结构概率极限状态设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990.  
LI Ji-hua, LIN Zhong-min, LI Ming-shun. The building structure probability limit states design[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1990.
- [7] GB50068-2001 建筑结构可靠度设计统一标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001: 14.  
GB50068-2001 Unified standard for reliability design of building structures[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2001: 14.
- [8] ZHENG S S, DENG G Z, ZHANG L. Study on the basic theory of bond-slip in steel reinforced Concrete structure[C] // The eighth international symposium on structural engineering for young exports, August 20-23 2004, Xi'an, China.

## Analysis of the reliability and anchorage length for anchoring of T-steels

LI Hong<sup>1</sup>, HOU Xue-lin<sup>2</sup>, LIU Bo-quan<sup>1</sup>, WU Tao<sup>1</sup>

(1. School of Civil Eng., Chang'an Univ., Xi'an 710061, China;

2. China Railway Southwest Research Institute Co. Ltd. Chengdu 610031, China)

**Abstract** Based on the research in bond strength between T-steel and concrete, and the regression formula of limit bonding stress  $\tau_u$  when T-steel under anchoring, statistical data of figures and geometric dimensions of material related to the experiment, the degree of reliability of steel anchoring is analyzed with statistics. This paper also discusses the anchoring performance of T-steel and thus determines the design anchorage length of the T-steel for concrete with different degrees of strength which is in accordance with the reliability.

**Key words:** SRC structure; anchorage length; reliability; statistical parameter