

文章编号:1673-2049(2015)01-0058-06

# 爆炸荷载作用下钢管混凝土柱非线性分析

曹雪叶,赵均海,李 艳

(长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061)

**摘要:**基于统一强度理论,推导了钢管混凝土柱的塑性极限弯矩和均布荷载作用下简支梁的极限位移。考虑爆炸反应过程中钢管混凝土柱质量和刚度改变产生的非线性影响,采用等效单自由度模型和逐步积分法,分析了爆炸荷载作用下钢管混凝土柱的动态响应。将理论计算结果与相关文献计算结果进行对比,验证了理论计算方法的正确性。研究表明:随着套箍系数的增大,塑性极限弯矩及极限位移增大;随着侧压系数的增大,塑性极限弯矩增大;考虑钢管对受压区混凝土抗压强度的提高比不考虑时塑性极限弯矩提高了12%~19%;提出的计算方法满足钢管混凝土柱抗爆分析的精度要求,可为钢管混凝土柱的抗爆设计和防护提供参考。

**关键词:**爆炸荷载;钢管混凝土柱;统一强度理论;塑性极限弯矩;等效单自由度模型;逐步积分法  
**中图分类号:**TU398.1 **文献标志码:**A

## Nonlinear Analysis of Concrete-filled Steel Tubular Columns Under Blast Load

CAO Xue-ye, ZHAO Jun-hai, LI Yan

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

**Abstract:** The plastic ultimate moment of concrete-filled steel tubular and the ultimate displacement of the simply supported beam under uniformly distributed load were derived based on unified strength theory. Considering nonlinear impact of mass and stiffness changed in the process of the reaction, the dynamic responses of concrete-filled steel tubular columns under blast load were analyzed by the equivalent single degree of freedom model and step by step integration method. The results of this method were compared with relevant literatures and the accuracy of the method was verified. The study results show that the plastic ultimate moment and the ultimate displacement increase along with the increase of hoop coefficient; the plastic ultimate moment also increases along with the increase of lateral pressure coefficient; the plastic ultimate moment considering the improvement of the compressive strength of concrete increases 12%-19% than that without considering the improvement. The proposed method is satisfied for the requirement of the analytical precision, and can be referred for the research and the safety of concrete-filled steel tubular columns under blast load.

**Key words:** blast load; concrete-filled steel tubular column; unified strength theory; plastic ultimate moment; equivalent single degree of freedom model; step by step integration method

收稿日期:2014-08-05

基金项目:国家自然科学基金项目(41202191);中国博士后科学基金项目(2013T60868,2014M562357);

陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2014JQ7290);中央高校基本科研业务费专项资金项目(2013G2283007, 2014G1281072, 2014G1281071, 2014G5280010)

作者简介:曹雪叶(1989-),女,陕西延安人,工学博士研究生, E-mail:caoxueye@126.com。

## 0 引言

近年来,爆炸恐怖活动的泛滥和易燃易爆气体引起的爆炸给社会生产和人民生命财产安全带来了严重的威胁。钢管混凝土柱作为建筑结构的主要承重构件,一旦发生破坏可能导致建筑结构整体坍塌,造成严重后果。因此,研究爆炸荷载作用下钢管混凝土柱的动态响应对建筑物的安全防护具有重要意义。采用等效单自由度模型对结构构件进行抗爆分析是实际工程中较为有效的理论分析方法<sup>[1]</sup>,其中, Biggs 利用能量守恒原理提出的等效单自由度计算方法可近似计算基本结构构件在爆炸荷载作用下的动力反应,计算结果较符合实际,在实际工程中得到了广泛的应用<sup>[2-5]</sup>。

本文基于统一强度理论,推导圆钢管混凝土柱的塑性极限弯矩和均布荷载作用下简支梁的极限位移。考虑爆炸反应过程中钢管混凝土柱质量和刚度改变产生的非线性影响,采用等效单自由度模型和逐步积分法,迭代求解爆炸荷载作用下钢管混凝土柱的最大位移。比较最大位移与极限位移的关系,判断钢管混凝土柱是否发生破坏,为爆炸荷载作用下钢管混凝土柱的抗爆研究提供参考。

## 1 均布荷载下的塑性极限弯矩及破坏位移

对于均布荷载作用下的圆钢管混凝土柱,假定<sup>[6]</sup>:①截面应变保持平面;②受压区由钢管和混凝土共同承受;③纤维屈服时,忽略拉区混凝土的抗拉强度;④不考虑材料的应变率效应。

### 1.1 统一强度理论

1991 年俞茂宏以双剪单元体和双剪屈服准则为基础,建立了一种全新的考虑了第二主应力影响的适用于各种不同材料的统一强度理论,其数学表达式为<sup>[7]</sup>

$$\left. \begin{aligned} F = \sigma_1 - \frac{\alpha}{1+b}(b\sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_s & \quad \sigma_2 \leq \frac{\sigma_1 + \alpha\sigma_3}{1+\alpha} \\ F' = \frac{1}{1+b}(\sigma_1 + b\sigma_2) - \alpha\sigma_3 = \sigma_s & \quad \sigma_2 \geq \frac{\sigma_1 + \alpha\sigma_3}{1+\alpha} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}, b = \frac{(1+\alpha)\tau_s - \sigma_s}{\sigma_s - \tau_s} \quad (2)$$

式中: $F, F'$  均为主应力强度理论函数; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  分别为第一、第二、第三主应力; $\alpha$  为材料拉压比; $\sigma_s, \sigma_c, \tau_s$  分别为材料的拉伸屈服应力、压缩屈服应力和剪切屈服应力; $b$  为反应中间主切应力及相应面上的正应力对材料破坏影响程度的系数。

### 1.2 受压区混凝土应力分析

对于受压区混凝土,考虑圆钢管的套箍作用,其应力状态为  $0 > \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ , 比较式(1),并用混凝土凝聚力  $c$  和内摩擦角  $\varphi$  表示,则有

$$-\sigma_3 = \frac{2c \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} - \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \sigma_1 \quad (3)$$

对混凝土材料,很少去测定  $c$  和  $\varphi$ ,一般仍用抗拉强度  $f_t$  和抗压强度  $f_c$  来表示。由单轴受力可知,  $\sigma_3 = f_c, \sigma_1 = \sigma_2 = 0$ , 当满足莫尔强度准则时,由莫尔圆的几何关系得  $f_c = \frac{2c \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$ , 即单轴压力混凝土的抗压强度。令侧压系数  $k = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$ , 式(3)变为

$$-\sigma_3 = f_c - k\sigma_1 \quad (4)$$

对于受压区混凝土,一般取受压为正受拉为负,则式(4)变为

$$\sigma_3 = f_c + k\sigma_1 \quad (5)$$

式(5)中的  $\sigma_3$  为受压区混凝土的抗压强度,即  $f'_c$ , 因此由式(5)得受压区混凝土的抗压强度为

$$f'_c = f_c + k\sigma_1 \quad (6)$$

其中

$$\sigma_1 = \sigma_r = \frac{2t'}{D} f_y$$

式中: $\sigma_r$  为混凝土所受的侧向压力; $t'$  为圆钢管壁厚; $D$  为圆钢管外直径; $f_y$  为圆钢管的屈服强度。

### 1.3 塑性极限弯矩

以截面形成塑性铰为极限,圆钢管混凝土柱的截面计算简图如图 1 所示,其中,  $O'_s, O_c, O_s$  分别为受压区钢管截面形心位置、受压区混凝土截面形心位置和受拉区钢管截面形心位置,  $x'$  为截面形心与  $x$  轴的相对位置,  $r_0$  为圆钢管的内半径,  $r$  为圆钢管的外半径,  $\theta$  为中和轴的半圆角,  $x'_s, x_c, x_s$  分别为  $O'_s, O_c, O_s$  与  $x$  轴的相对位置坐标。

由图 1 可得,受压区钢管横截面面积  $A'_s$  和混凝土横截面面积  $A_c$  分别为

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= \theta t' (r + r_0) \\ A_c &= r_0^2 [2\theta - \sin(\theta) \cos(\theta)] \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

受拉区钢管横截面面积  $A_s$  为

$$A_s = t' (\pi - \theta) (r + r_0) \quad (8)$$

形心位置坐标为

$$\left. \begin{aligned} x'_s &= \frac{2 \sin(\theta) (r^2 + r r_0 + r_0^2)}{\theta (r + r_0)} \\ x_c &= \frac{4 r_0 \sin^3(\theta)}{3 [2\theta - \sin(\theta) \cos(\theta)]} \\ x_s &= \frac{2 \sin(\theta) (r^2 + r r_0 + r_0^2)}{(\pi - \theta) (r + r_0)} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

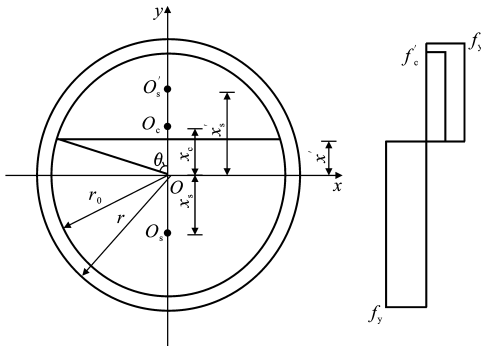


图 1 塑性铰极限时的截面计算简图

Fig. 1 Simplified Calculation Diagram of Cross Section when Ultimate Plastic Hinges Formed

由平衡条件得

$$A_s f_y = A'_s f_y + A_c f'_c \quad (10)$$

将式(6)~(8)代入式(10)可求得  $\theta$ 。

混凝土的极限弯矩  $M_c$  与钢管的极限弯矩  $M_s$  分别为

$$\left. \begin{aligned} M_c &= A'_s f_y x'_s + A_c f'_c x_c = 2t' \sin(\theta) (r^2 + rr_0 + r_0^2) f_y + \frac{4r_0^3 + \sin^3(\theta)}{3} f'_c \\ M_s &= A_s f_y x_s = 2t' \sin(\theta) (r^2 + rr_0 + r_0^2) f_y \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

钢管混凝土柱的塑性极限弯矩  $M_p$  为

$$M_p = M_c + M_s = M'_p + k \frac{4r_0^3 t'}{3r} \sin^3(\theta) f_y \quad (12)$$

其中

$$M'_p = 4t' \sin(\theta) (r^2 + rr_0 + r_0^2) f_y + \frac{4}{3} r_0^3 \sin^3(\theta) f'_c \quad (13)$$

#### 1.4 极限位移

均布荷载作用下的简支梁,其跨中截面产生最大弯矩。当跨中截面达到塑性极限弯矩时,该截面产生塑性铰,结构构件发生破坏。根据材料力学理论可求得极限位移  $y$  为<sup>[8]</sup>

$$y = \frac{5M_p l^2}{48EI} \quad (14)$$

$$EI = 0.6E_c I_c + E_s I_s \quad (15)$$

式中: $EI$  为抗弯刚度; $l$  为构件的计算长度; $E_c$ 、 $I_c$  分别为混凝土的弹性模量和惯性矩; $E_s$ 、 $I_s$  分别为圆钢管的弹性模量和惯性矩。

## 2 爆炸荷载及等效单自由度模型非线性分析

### 2.1 爆炸荷载

将爆炸冲击荷载简化为三角形荷载<sup>[9]</sup>,如图 2 所示,其中, $P$  为荷载, $P_{\max}$  为超压峰值荷载, $t_0$  为正

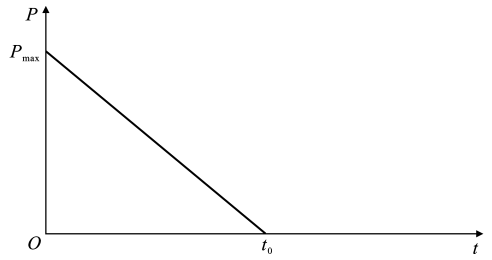


图 2 三角形爆炸荷载压力时程曲线

Fig. 2 Press-time Curve of Triangle Blast Loads

压持时, $t$  为时间。

冲击波超压方程可简化为

$$P(t) = P_{\max} \left(1 - \frac{t}{t_0}\right)$$

### 2.2 等效单自由度模型非线性分析

为计算方便,本文只考虑质量和刚度改变产生的非线性影响。爆炸荷载作用下钢管混凝土柱的等效单自由度模型及受力分析如图 3 所示,其中, $F_{eq}(t)$  为任一瞬间  $t$  的等效荷载, $M_{eq}$ 、 $K_{eq}$  分别为等效质量和等效刚度, $f_i(t)$  为任一瞬间  $t$  的惯性力, $f_D(t)$  为任一瞬间  $t$  的阻尼力, $f_s(t)$  为任一瞬间  $t$  的弹簧力。等效荷载  $F_{eq}(t)$ 、等效质量  $M_{eq}$ 、等效刚度  $K_{eq}$  的表达式分别为

$$\left. \begin{aligned} F_{eq}(t) &= K_L F(t) = K_L P(t) BL \\ M_{eq} &= K_M M \\ K_{eq} &= K_R K \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

式中: $K_L$  为荷载转换系数; $K_R$  为刚度转换系数, $K_R = K_L^{[9]}$ ;  $B$  为构件迎爆面宽度; $L$  为构件高度; $K_M$  为质量转换系数; $M$  为构件实际质量; $K$  为构件初始刚度。

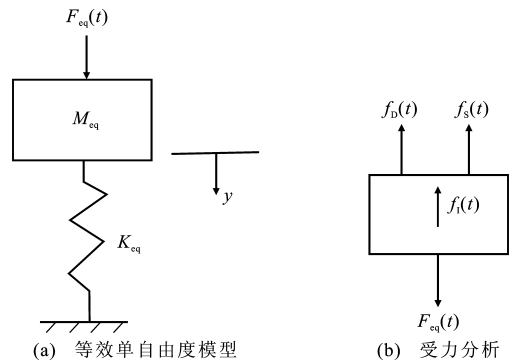


图 3 等效单自由度模型及受力分析

Fig. 3 Equivalent Single Degree of Freedom Model and Stress Analysis

由图 3 建立在任一瞬间  $t$  的平衡方程为

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = F_{eq}(t) \quad (17)$$

对于抗爆结构,由于爆炸荷载的持续时间很短,

结构响应很快出现最大值,阻尼对位移的最大值影响非常小,可以忽略阻尼对结构的影响<sup>[10]</sup>,则  $t$  时刻及  $t+\Delta t$  时刻的平衡方程分别为

$$\left. \begin{aligned} f_1(t) + f_s(t) &= F_{eq}(t) \\ f_1(t+\Delta t) + f_s(t+\Delta t) &= F_{eq}(t+\Delta t) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

假定时间间隔  $\Delta t$  内材料的特性保持不变,则由式(18)可得时间间隔  $\Delta t$  的运动增量形式为

$$\Delta f_1(t) + \Delta f_s(t) = \Delta F_{eq}(t) \quad (19)$$

其中

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_1(t) &= f_1(t+\Delta t) - f_1(t) = M_{eq} \Delta \ddot{y}(t) \\ \Delta f_s(t) &= f_s(t+\Delta t) - f_s(t) = K_{eq} \Delta y(t) \\ \Delta F_{eq}(t) &= F_{eq}(t+\Delta t) - F_{eq}(t) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

将式(20)代入式(19)得

$$M_{eq} \Delta \ddot{y}(t) + K_{eq} \Delta y(t) = \Delta F_{eq}(t) \quad (21)$$

由式(20),(21)可知,在时间间隔  $\Delta t$  内弹簧力与位移关系是线性的。

假定在每个时间增量内加速度线性变化,且体系的特性在这个间隔内保持常量。经推导可得

$$\left. \begin{aligned} \Delta \ddot{y}(t) &= \frac{6}{\Delta t^2} \Delta y(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{y}(t) - 3\ddot{y}(t) \\ \Delta \dot{y}(t) &= \frac{3}{\Delta t} \Delta y(t) - 3\dot{y}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{y}(t) \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

将式(22)代入式(21),整理得静力增量平衡方程为

$$\bar{K} \Delta y(t) = \Delta \bar{F}(t) \quad (23)$$

其中

$$\left. \begin{aligned} \bar{K} &= K + M_{eq} \frac{6}{\Delta t^2} \\ \Delta \bar{F}(t) &= \Delta F(t) + M_{eq} \frac{6}{\Delta t} \dot{y}(t) + 3M_{eq} \ddot{y}(t) \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

由式(23)可知,荷载增量除以刚度可得位移增量。因此,只要知道某一时段起始的速度、加速度和位移以及材料特性就可以求得下一时段初始条件,而下一时段内材料的质量和刚度发生变化,采用一系列相继变化的线性反应就可得到结构构件非线性的动态响应,从而得到结构构件的最大反应位移。当该位移达到极限位移时,结构构件发生破坏。因此将此位移作为是否发生破坏的判断标准<sup>[3]</sup>。

### 3 算例分析及公式验证

以文献[11]提供的钢管混凝土柱 GHG 试件为例,采用本文方法计算其塑性极限弯矩及在均布荷载作用下简支梁的极限位移,并分析该试件在爆炸荷载作用下的动态响应。炸药量为 50 g,爆炸超压峰值荷载  $P_{max}$  为 0.406 MPa,正压持时为 0.58 ms。

#### 3.1 塑性极限弯矩及极限位移

利用本文所述方法,求得钢管混凝土柱 GHG 试件的塑性极限弯矩  $M_p = 1.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,文献[6]方法计算的塑性极限弯矩  $M_p = 1.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,相对误差为 4.6%;极限位移为 18.04 mm,文献[8]以钢管最大挠度不超过其跨度的 1/50 作为构件的极限位移,其值为 20 mm,相对误差为 8%。可见,本文公式对求解钢管混凝土柱的塑性极限弯矩问题具有较好的精度。

#### 3.2 爆炸荷载下钢管混凝土柱的动态响应

根据边界条件和变形曲线相等原则,将钢管混凝土柱 GHG 试件简化为均布荷载作用于梁端简支的静定梁。由式(16)计算可得钢管混凝土柱的等效质量、等效刚度及爆炸荷载的等效荷载,其中各换算系数为<sup>[12]</sup>:弹性阶段的荷载转换系数  $K_L$ 、质量转换系数  $K_M$ 、弹簧常数  $K$  分别为 0.64, 0.50,  $\frac{384EI}{5L^3}$ ;塑性阶段的荷载系数  $K_L$ 、质量系数  $K_M$ 、弹簧常数  $K$  分别为 0.50, 0.33, 0。

(1) 时间步长

参考文献[13],如果时间增量-结构振动周期比  $\frac{\Delta t}{T} \leq \frac{1}{10}$ ,根据周期  $T = 6.60 \text{ ms}$ <sup>[11]</sup> 可获得时间步长的可靠结果,即

$$\Delta t \leq \frac{1}{10} T = 0.660 \text{ ms}$$

取  $\Delta t = 0.1 \text{ ms}$ ,满足计算的收敛条件,同时动力响应的结果满足结构设计的要求。

(2) 等效质量

钢管混凝土柱的质量  $M$  为

$$M = \rho_s V_s + \rho_c V_c = 3\,700 \text{ g}$$

式中: $\rho_s, \rho_c$  分别为钢材和混凝土的密度; $V_s, V_c$  分别为钢材和混凝土的体积。

弹性阶段和塑性阶段钢管混凝土柱的等效质量  $M_{eq}, M'_{eq}$  分别为

$$M_{eq} = K_M M = 1\,850 \text{ g}$$

$$M'_{eq} = K_M M = 1\,221 \text{ g}$$

(3) 等效刚度

由式(15)得

$$EI = 7\,635.44 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$K' = \frac{384EI}{5L^3} = 586.4 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-1}$$

$$K_{eq} = 0.64K' = 375.3 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-1}$$

(4) 弹性阶段增量荷载

$$F_{max} = P_{max} BL = 13\,641.6 \text{ N}$$

$$F_{eq,max}=0.64F_{max}=8\,730.6\text{ N}$$
$$\Delta F(t)=-F_{eq,max}\frac{\Delta t}{t_0}=-1\,505\text{ N}$$

式中: $F_{max}$  为爆炸荷载峰值; $F_{eq,max}$  为爆炸荷载峰值的等效荷载。

(5)刚度与荷载增量

由式(24)得弹性阶段和塑性阶段的刚度与荷载增量分别为

$$\left\{\begin{aligned}\bar{K}&=11\,101\,432.8\text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}\\\Delta\bar{F}(t)&=-1\,505+111\,000\dot{y}(t)+5\,550\ddot{y}(t)\end{aligned}\right.$$
$$\left\{\begin{aligned}\bar{K}'&=732\,600\text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}\\\Delta\bar{F}(t)'&=-1\,176+73\,260\dot{y}(t)+3\,663\ddot{y}(t)\end{aligned}\right.$$

(6)初值确定

由文献[10]可得, $y(0)=0,\dot{y}(0)=0,\ddot{y}(0)=F_0/M=4.72\text{ mm}\cdot\text{ms}^{-2}$ ,其中, $F_0$  为初始荷载。

(7)迭代计算

由式(22)和式(23)进行逐步迭代计算得:位移在 3.7 ms 时达到最大值 3.08 mm,试验得出的最

大位移为 3.44 mm,相对误差为 10.6%。由于试件本身较小,试验测试精确度受到影响,试验本身会产生一定的误差。另一方面,该方法没有考虑爆炸冲击波的反射等影响,所采用的爆炸荷载本身偏小,故相对而言该方法有较好的精确度。

3.3 结果分析

由上述计算可知,当爆炸超压峰值荷载  $P_{max}$  为 0.406 MPa,正压持时为 0.58 ms 时,钢管混凝土柱产生的最大位移为 3.08 mm,而极限位移为 18.04 mm,故在该爆炸荷载作用下试件未发生破坏,与试验结果相符。因此本文方法可以用于判定爆炸荷载一定时,钢管混凝土柱是否发生破坏。

4 参数分析

4.1 套箍系数  $\xi$  的影响

采用本文方法和文献[6]方法求解不同套箍系数下试件的塑性极限弯矩及极限位移,结果如表 1 所示。

表 1 不同套箍系数下试件塑性极限弯矩及极限位移

Tab. 1 Plastic Ultimate Moment and the Ultimate Displacement Against Different Confining Parameter

| 序号 | $r/\text{mm}$ | $r_0/\text{mm}$ | $t'/\text{mm}$ | $\xi$ | $M_p/(\text{kN}\cdot\text{m})$ |         | $M_p$ 相对误差/% | $y/\text{mm}$ |
|----|---------------|-----------------|----------------|-------|--------------------------------|---------|--------------|---------------|
|    |               |                 |                |       | 本文方法                           | 文献[6]方法 |              |               |
| 1  | 16.8          | 15.8            | 1.0            | 0.76  | 0.379                          | 0.381   | 0.5          | 10.96         |
| 2  | 16.8          | 14.8            | 2.0            | 1.66  | 0.825                          | 0.776   | 6.3          | 15.20         |
| 3  | 16.8          | 13.8            | 3.0            | 2.78  | 1.270                          | 1.210   | 4.8          | 18.04         |

由表 1 可见,本文计算方法所得结果与文献[6]方法计算的最大相对误差为 6.3%,小于工程相对误差 10%,可见本文方法用于计算钢管混凝土柱的塑性极限弯矩具有较好的精度。由表 1 还可看出,套箍系数由 0.76 增加到 2.78 时,塑性极限弯矩增加了 3.4 倍,极限位移增加了 60%,故随着钢管对混凝土约束作用的提高,塑性极限弯矩随之增大,极限位移也随之增大。

4.2 侧压系数  $k$  的影响

定义系数  $\beta$  表示钢管对受压混凝土套箍作用对塑性极限弯矩的提高倍数,其表达式为

$$\beta=\frac{M_p}{M_p'}$$

式中: $M_p$  为  $k^{[14]}$  取 3.84~5.85 中任意值时的塑性极限弯矩; $M_p'$  为  $k=0$  时,即钢管对受压区混凝土的抗压强度无提高作用时的塑性极限弯矩。

图 4 为侧压系数对塑性极限弯矩的影响。由图 4 可见:随着侧压系数的增大,塑性极限弯矩随之增大;侧压系数为  $3.84\leq k\leq 5.85$  时, $\beta$  为 1.12~

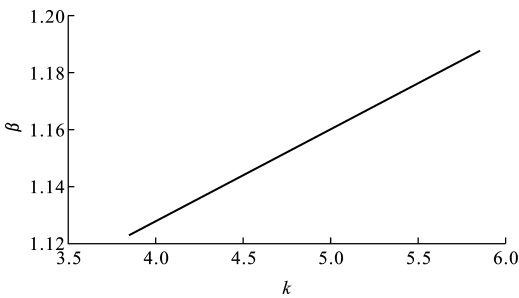


图 4 侧压系数对塑性极限弯矩的影响

Fig. 4 Influence of Coefficient of Horizontal Pressure on Plastic Ultimate Moment

1.19,即考虑钢管对受压区混凝土抗压强度的提高比不考虑时圆钢管混凝土柱的塑性极限弯矩提高了 12%~19%。

5 结 语

(1)本文采用统一强度理论求解钢管混凝土柱的塑性极限弯矩,考虑了钢管对受压区混凝土抗压强度的提高作用;采用逐步积分法求解钢管混凝土柱的动态响应,考虑了反应过程中钢管混凝土柱质

量和刚度改变产生的非线性影响。结果表明,本文方法具有较好的计算精度,且适用于任何材料特性的非线性形式。

(2)随着钢管对混凝土约束作用的提高,塑性极限弯矩随之增大,极限位移也随之增大;考虑钢管对受压区混凝土抗压强度的提高比不考虑时塑性极限弯矩提高了 12%~19%。

(3)采用本文方法,可以判定在固定爆炸荷载作用下钢管混凝土柱是否发生破坏。

## 参考文献:

## References:

- [1] 孙建运,李国强,陆 勇. 爆炸冲击荷载作用下 SRC 柱等效单自由度模型[J]. 振动与冲击,2007,26(6): 82-89,185.  
SUN Jian-yun, LI Guo-qiang, LU Yong. Equivalent Single Degree of Freedom Model of SCR Columns Under Blast Loading [J]. Journal of Vibration and Shock,2007,26(6):82-89,185.
- [2] GANTES C J, PNEVMATIKOS N G. Elastic-plastic Response Spectra for Exponential Blast Loading[J]. International Journal of Impact Engineering,2004,30(3):323-343.
- [3] LI Q M, MENG H. Pressure-impulse Diagram for Blast Loads Based on Dimensional Analysis and Single-degree-of-freedom Model[J]. Journal of Engineering Mechanics,2002,128(1):87-92.
- [4] LI Q M, MENG H. Pulse Loading Shape Effects on Pressure-impulse Diagram of an Elastic-plastic, Single-degree-of-freedom Structural Model[J]. International Journal of Mechanical Sciences,2002,44(9): 1985-1998.
- [5] 史恒通,聂向东. 单自由度系统在爆炸荷载作用下的弹塑性动力时程分析方法及应用[J]. 工业建筑,2010,40(增):201-206,273.  
SHI Heng-tong, NIE Xiang-dong. Method and Application of Elastic-plastic Dynamic Time History Analysis for Single Degree of Freedom Systems Subjected to Blast Loading[J]. Industrial Construction,2010,40(S):201-206,273.
- [6] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京:清华大学出版社,2003.

ZHONG Shan-tong. Concrete Filled Steel Tubular Structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.

- [7] YU M H. Unified Strength Theory and Its Applications[M]. Berlin: Springer, 2004.
- [8] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京:人民交通出版社,2003.  
CAI Shao-huai. Modern Concrete Filled Steel Tube Structures[M]. Beijing: China Communications Press, 2003.
- [9] 孙建运. 爆炸冲击荷载作用下钢管混凝土柱性能研究[D]. 上海:同济大学,2006.  
SUN Jian-yun. Research on the Characteristics of SRC Columns Subjected to Blast Loading[D]. Shanghai: Tongji University, 2006.
- [10] 俞海洪,周世光. 单自由度抗爆结构的非线性动力响应分析[J]. 医药工程设计,2013,34(3):43-47.  
YU Hai-hong, ZHOU Shi-guang. Analysis of Nonlinear Dynamics Response in Single Freedom Blast Resistance Structure[J]. Pharmaceutical & Engineering Design,2013,34(3):43-47.
- [11] 薛建英,刘玉存,刘天生. 钢管混凝土结构构件抗爆性能的试验研究[J]. 中北大学学报:自然科学版,2011,32(6):786-790.  
XUE Jian-ying, LIU Yu-cun, LIU Tian-sheng. Experimental Study on Antiknock Performance of Concrete Filled Steel Tube[J]. Journal of North University of China: Natural Science Edition,2011,32(6):786-790.
- [12] ASCE. Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities[M]. New York: ASCE, 1997.
- [13] 克拉夫 R W,彭津 J. 结构动力学[M]. 王光远,译. 北京:科学出版社,1983.  
CLOUGH R W, PENZIEN J. Structural Dynamics [M]. Translated by WANG Guang-yuan. Beijing: Science Press, 1983.
- [14] 吴 鹏,赵均海,李 艳,等. 方钢管混凝土短柱轴压极限承载力研究[J]. 四川建筑科学研究,2013,39(3):8-13.  
WU Peng, ZHAO Jun-hai, LI Yan, et al. Study on the Axial Ultimate Bearing Capacity of Square Concrete-filled Steel Tubular Stub Columns[J]. Sichuan Building Science,2013,39(3):8-13.