

钢闸门面板弹塑性极限承载力计算

61
38-41

刘玲¹, 王正中², 白鹏祥³

TV663.4

(1. 北方交通大学经济管理学院, 北京 100044; 2. 西北农业大学水利与建筑工程学院, 陕西咸阳 712100;

3. 陕西省泾惠渠管理局, 陕西三原 710038)

摘要: 钢闸门的面板在进入弹塑性阶段后, 仍有很大的强度储备. 根据板壳理论及结构塑性极限分析定理, 分别推求出了钢闸门面板的弹性极限承载力及塑性极限承载力, 从而给出了钢闸门面板设计公式中的弹塑性调整系数的理论值, 供各国修订规范参考.

关键词: 钢面板; 四边简支; 弹性极限承载力; 塑性极限承载力

钢闸门

中图分类号: TV663+.4

文献标识码: B

文章编号: 1006-7647(2000)02-0038-04

1 问题的提出

钢闸门在水利水电工程中应用极为广泛, 目前世界各国均按弹性薄板理论设计其面板. 实验表明^[1] 面板进入弹塑性阶段后其控制点的弯曲应力在三个方向的塑性重调整, 能够限制应力高峰区塑性变形的发展速度, 因而即使进入弹塑性阶段残余变形仍很小, 强度储备仍很大. 故在用容许应力法设计面板时, 世界各国都给容许应力乘以大于1的弹塑性调整系数 α 来反映钢面板的弹塑性极限承载力, 中国1995年规范^[2] 将该系数取为1.5或1.4(与板的长度比有关), 对应设计许可应力为钢材的屈服极限 σ_s ; 前西德1972年规范将该系数取为1.28, 对应设计许可应力为 $0.85\sigma_s$; 前苏联1961年规范将该系数取为1.76, 对应设计许可应力为 $1.176\sigma_s$.

但中国河海大学实验研究表明: 当荷载增大到弹性设计荷载的3.5~4.5倍时面板跨中部分才开始出现局部塑性变形. 钢闸门面板设计公式中的弹塑性调整系数 α 的理论值究竟为多少, 这是规范制定及生产设计中极为关心的问题, 因此, 本文将根据弹塑结构理论钢闸门面板弹塑性极限承载力, 进而给出弹塑性调整系数的理论值.

2 钢闸门面板设计方法

中国1995年新颁布的水利水电工程钢闸门设计规范^[2] 中, 根据面板在闸门结构中的作用, 即一方面直接挡水承受局部弯曲作用, 另一方面参与闸门的整体弯曲作用, 设计面板时分两步进行.

2.1 初选面板厚度

理论分析^[3] 及实验研究^[1] 表明: 钢闸门面板非边界区格的应力状态与按均布荷载作用下的四边固支弹性薄板理论的结果一致; 而且板内应力控制点在支承长边中点. 因此局部弯曲应力 σ_m 按如下公式计算:

$$\sigma_m = \frac{kpa^2}{t^2} \quad (1)$$

式中: k 为支承长边中点的弯曲应力系数; p 为面板计算区格中心的水压强度, Pa; a 和 t 分别为面板区格的短边长度和厚度, m.

根据强度条件: $\sigma_{\max} \leq \alpha[\sigma]$, 可得面板厚度为

$$t \geq \alpha \sqrt{\frac{kp}{[\sigma]}} \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{p_m^*}{p_m} \quad (3)$$

式中: α 为弹塑性调整系数; $[\sigma]$ 为钢材的抗弯容许应力, Pa; p_m^* 为钢面板的塑性极限荷载, Pa; p_m 为钢面板的弹性极限荷载, Pa.

2.2 面板参与梁格整体弯曲强度验算

面板在发生局部弯曲的同时还随着梁格发生整体弯曲, 则面板各处均为双应力状态, 应按强度理论对折算应力进行验算.

$$\sigma_{zh} = \sqrt{\sigma_{mx}^2 + (\sigma_{my} + \sigma_{oy})^2} - \sigma_{mx}(\sigma_{my} + \sigma_{oy}) \leq \alpha[\sigma] \quad (4)$$

式中: σ_{zh} 为面板区格的折算应力; $\sigma_{mx} = k_x pa^2/t^2$ 为面板区格支承长边中点垂直于梁轴线方向的局部弯曲应力, k_x 为支承长边中点弯曲应力系数, 可按有关表格查得; $\sigma_{my} = \mu \sigma_{mx}$ 为面板区格支承长边中点沿

梁轴线方向的局部弯曲应力, μ 为钢材的泊松比;
 σ_{ox} 为对应于面板验算点梁上翼缘的整体弯曲应力,
 $\sigma_{mx}, \sigma_{my}, \sigma_{xy}$ 均以拉应力为正, 压应力为负。

在根据以上方法进行面板设计及强度验算时, 世界各国均凭经验选取弹塑性调整系数 α , 因没有理论根据, 取值差异很大, 直接影响设计成果的安全性及经济性。下面将根据弹性薄板理论确定出弹塑性调整系数 α 的理论值。

3 弹性极限荷载的确定

取四边固支的矩形薄板如图 1 所示(令 b 为较大边), 在笛卡尔坐标系中薄板的弯曲微分方程^[4]为

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \quad (5)$$

式中: ω 为四边固支矩形弹性薄板的挠度; x, y 分别为四边固支矩形弹性薄板沿 x 轴和 y 轴方向的位移; $D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$ 为板的弯曲刚度; p 为法向荷载(本文取 p 为单位面积上的均布荷载)。

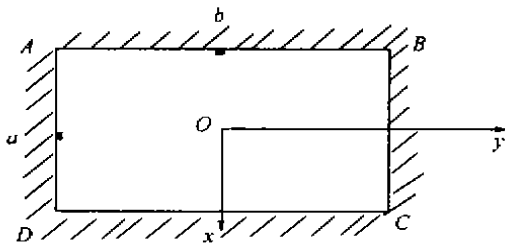


图 1 四边固支矩形板

引入一位移函数:

$$\omega = A_1 \left[x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right]^2 \left[y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]^2 \quad (6)$$

式中: A_1 为薄板的有效截面积。显然

$$\begin{aligned} \omega \Big|_{x=\pm \frac{a}{2}} &= 0 & \omega \Big|_{y=\pm \frac{b}{2}} &= 0 \\ \frac{\partial \omega}{\partial x} \Big|_{x=\pm \frac{a}{2}} &= 0 & \frac{\partial \omega}{\partial y} \Big|_{y=\pm \frac{b}{2}} &= 0 \end{aligned}$$

所以, 该函数性状满足各边界条件, 可作为位移函数。

根据能量原理的伽辽金法可确定四边固支矩形弹性薄板挠度为

$$\omega = \frac{7p \left[x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right]^2 \left[y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]^2}{8D \left(a^4 + b^4 + \frac{4}{7} a^2 b^2 \right)} \quad (7)$$

取一微小单元体, 根据弹性薄板理论, 有以下物理关系:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \\ M_{xy} &= -D(1-\mu) \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

如前所述, 对均布荷载作用下的四边固支矩形弹性薄板, 长边中点处最先达到弹性极限, 因此我们最感兴趣的是该点的 M_x , 根据式(7)和(8)得

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{7p}{2 \left(a^4 + b^4 + \frac{4}{7} a^2 b^2 \right)} \cdot \\ &\quad \left\{ \left[3x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right] \left[y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]^2 + \right. \\ &\quad \left. \left[3y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right] \left[x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right]^2 \right\} \quad (9) \end{aligned}$$

当该点达到弹性极限时, 可令 $M_x = M_p$ (M_p 为对应 M_x 的弹性极限弯矩):

$$M_p = M_x \Big|_{x=\pm \frac{a}{2}, y=0} = \frac{7p a^2}{64 \left[\left(\frac{a}{b} \right)^4 + \frac{4}{7} \left(\frac{a}{b} \right)^2 + 1 \right]} \quad (10)$$

由上式即可求得弹性极限荷载:

$$p_m = \frac{64 \left[\left(\frac{a}{b} \right)^4 + \frac{4}{7} \left(\frac{a}{b} \right)^2 + 1 \right]}{7a^2} M_p \quad (11)$$

4 塑性极限荷载的确定

根据结构塑性极限分析^[5,6]可知, 由上限定理确定的上限荷载 p_s 一定大于由唯一性定理确定的极限荷载 p_0 ; 而由下限定理确定的下限荷载 p_x 一定小于极限荷载 p_0 ; 因而应用上常以 p_s 和 p_x 的平均值作为极限荷载 p_0 的近似值。

4.1 极限荷载上限的确定

从四边固支钢面板加载破坏过程看, 这里所假设的破坏机构, 即塑性铰线的形成仅是对理想弹塑性材料的板结构而言。而对真实钢材的板结构来说, 面板从进入塑性的开始其塑性区逐渐扩展, 由于变形和内力的连续性, 因而会形成“面包”状光滑曲面的残余变形。因而实际钢面板的塑性变形比理想弹塑性材料板的要小, 亦即实际钢面板的极限承载力要比理想面板的大。

假设破坏时塑性铰线如图 2 虚线所示, 即铰线为四边及 AF, BE, EF, CE, DF 。

为了求内力功, 设中心铰线的微小位移为 δ , 则其两侧板块的相对转角为 α_1 , 其余铰线两侧板的相对转角即为两侧板的二面角。

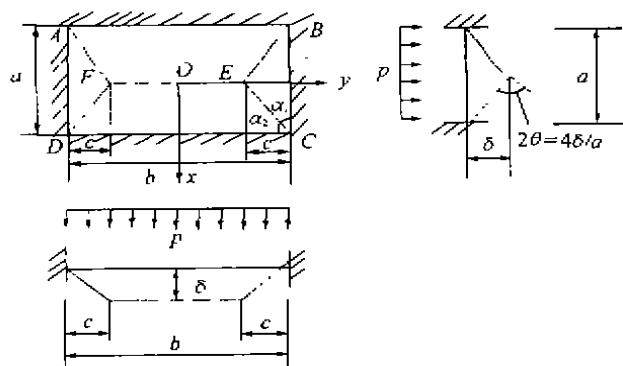


图2 破坏模式图

各个铰线两侧板块相对转角与塑性极限弯矩 M_p^* 及铰线长乘积之和,即为全部铰线形成过程中的内力功,设此内力功为 W_i ,则

$$W_i = M_p \delta [8 \cot \alpha_1 + 8 \cot \alpha_2 + \frac{8}{a}(b - 2c)]$$

而 $\cot \alpha_1 = \frac{a}{2c}$, $\cot \alpha_2 = \frac{2c}{a}$,代入上式得

$$W_i = 2M_p \delta \left(\frac{2a}{c} + \frac{4b}{a} \right) \quad (12)$$

式中: α_1 为中心铰线两侧板块相对转角; α_2 为中心铰线两端板块的二面角; c 是中心铰线端点距短边的距离。

在形成该机构时,外力功为荷载乘以由板的初始中面与破坏后构成屋顶型的体,设 W_e 为外力功,则

$$W_e = \frac{2}{3} p a c \delta + \frac{1}{2} p a \delta (b - 2c) \quad (13)$$

由 $W_i = W_e$ 得

$$p = \frac{24(a^2 + 2bc)}{a^2 c(3b - 2c)} M_p^* \quad (14)$$

上式中 c 为一变量,不同承载力 c 也不同,故 c 的取值应使 p 为极小值,即 $\frac{dp}{dc} = 0$,得

$$c = -\frac{a}{2b} + \sqrt{\frac{a^2}{4b^2} + \frac{3}{4}} \quad (15)$$

故极限荷载上限为

$$p_s = \frac{48b^2 M_p^*}{a^2(\sqrt{a^2 + 3b^2} - a)^2} \quad (16)$$

4.2 极限荷载下限的确定

用最大弯矩极限条件求解,假设极限状态下的内力场为

$$\begin{cases} M_x = M_p^* - C_1 x^2 \\ M_y = M_p^* - C_2 y^2 \\ M_{xy} = -C_3 xy \end{cases} \quad (17)$$

式中: C_1, C_2, C_3 为待定常数。

板的边界条件为

$$x = \pm \frac{a}{2} \quad M_x = M_p^*$$

$$y = \pm \frac{b}{2} \quad M_y = M_p^*$$

将以上条件代入内力表达式,可求得

$$C_1 = \frac{8}{a^2} M_p^* \quad C_2 = \frac{8}{b^2} M_p^*$$

当板达到塑性极限时,假设板的四个角点也达到塑性极限,则

$$M_{xy} = -C_3 \frac{a}{2} \cdot \frac{b}{2} = -\frac{abC_3}{4} = T_p = 0.58 M_p^*$$

$$\text{由上式得} \quad C_3 = \frac{2.32 M_p^*}{ab}$$

故内力场表达式为

$$\begin{cases} M_x = M_p^* - \frac{8M_p^*}{a^2} x^2 \\ M_y = M_p^* - \frac{8M_p^*}{b^2} y^2 \\ M_{xy} = \frac{2.32M_p^*}{ab} xy \end{cases} \quad (18)$$

代入平衡方程得

$$p = \frac{16M_p^*}{a^2} \left(1 + \frac{a^2}{b^2} + \frac{0.29a}{b} \right) \quad (19)$$

为了判断上式所得为极限荷载的下限,需按下式进行验证,即

$$|M_{1,2}| \leq M_p^* \quad (20)$$

若将与该内力场对应的主弯矩用 M_x, M_y, M_{xy} 来表示,则

$$M_{1,2} = \frac{1}{2}(M_x + M_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(M_x - M_y)^2 + 4M_{xy}^2} \quad (21)$$

代入内力方程得

$$M_1 = M_p^* - 4M_p^* \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) + 4M_p^* \sqrt{\left(\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} \right)^2 + 0.286 \frac{x^2 y^2}{a^2 b^2}} \quad (22)$$

$$M_2 = M_p^* - 4M_p^* \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) - 4M_p^* \sqrt{\left(\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} \right)^2 + 0.286 \frac{x^2 y^2}{a^2 b^2}} \quad (23)$$

用二元函数求极限法可以断定式(21)满足式(20)的条件,故式(19)为极限荷载下限值,即

$$p_s = \frac{16M_p^*}{a^2} \left(1 + \frac{a^2}{b^2} + \frac{0.29a}{b} \right) \quad (24)$$

工程上一般取极限荷载上、下限的平均值作为极限荷载的近似值,故

$$p_m = \frac{p_s + p_x}{2} = \frac{8M_p^*}{a^2} \left[\frac{1}{3} \left(\sqrt{\left(\frac{a}{b} \right)^2 + 3} + \frac{a}{b} \right) + 1 + \left(\frac{a}{b} \right)^2 + \frac{0.29a}{b} \right] \quad (25)$$

5 四边固支矩形钢面板弹塑性调整系数的确定

钢板基本上是均匀的各向同性材料,也接近理想的弹塑性体,故其弹塑性调整系数可直接由上面所求得的弹塑性极限荷载的比值来确定:

$$\alpha = \frac{p^*}{p} = \frac{8M_p^*}{a^2} \cdot \left[\frac{1}{3} \left(\sqrt{\left(\frac{a}{b} \right)^2 + 3 + \frac{a}{b}} \right)^2 + 1 + \left(\frac{a}{b} \right)^2 + \frac{0.29a}{b} \right] \cdot \left\{ \frac{64}{7a^2} \left[\left(\frac{a}{b} \right)^4 + \frac{4}{7} \left(\frac{a}{b} \right)^2 + 1 \right] M_p \right\}^{-1} \quad (26)$$

上式中塑性极限弯矩 M_p^* 是弹性极限弯矩 M_p 的 1.5 倍,其理由是矩形截面受弯构件的塑性抵抗弯矩是弹性抵抗弯矩的 1.5 倍,即 $M_p^* = 1.5M_p$,并设长短边比 $\beta = b/a$,可求得弹性调整系数

$$\alpha = \frac{7}{16} (2\beta^2 \sqrt{1 + 3\beta^2} + 5\beta + 0.87\beta^2 + 6\beta^4) \cdot (1 + \frac{4}{7}\beta^2 + \beta^4)^{-1} \quad (27)$$

6 弹塑性调整系数理论值与规范值的比较

为了便于比较,特将理想弹塑性材料钢面板的弹塑性调整系数近似分析值和各国规范值随 β 的变化曲线绘于图 3。

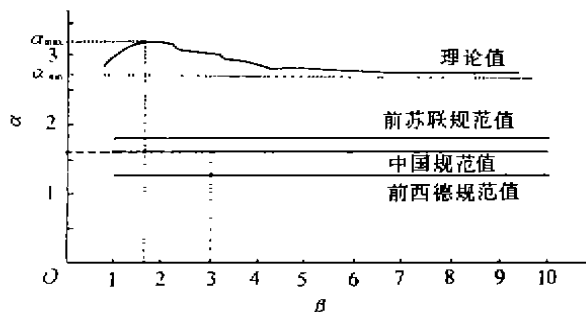


图3 $\alpha \sim \beta$ 关系

由图3可以看出,理论弹塑性调整系数比各国规范值大得多,其最大值为 3.127,最小值为 2.625;特别值得说明的是这一理论结果与因无理论根据而无法编入规范的河海大学 20 年前的实验结果完全吻合,这就为规范制订提供了理论依据,故认为现行规范值是比较保守的,也没有给出 α 与长短边比 β 的一一对应关系。

7 对面板参加主(次)梁整体弯曲强度验算公式的讨论

中国规范中给出的公式(见公式(4)),有不尽合理的地方,这是由于式(4)可化为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{mx}}{\alpha} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{my}}{\alpha} + \frac{\sigma_{oy}}{\alpha} \right)^2} - \frac{\sigma_{mx}}{\alpha} \left(\frac{\sigma_{my}}{\alpha} + \frac{\sigma_{oy}}{\alpha} \right) \leq [\sigma] \quad (28)$$

而 σ_0 是验算点的主(次)梁上翼缘的整体弯曲应力,在规范所给公式中 σ_{oy}/α 显然默认了主(次)梁本身与面板一样可发生一定程度的塑性变形,实际上主梁是不允许塑性变形的,为什么应用上式设计的钢闸门未发生事故呢?其原因也许是 α 取值比较保守。

因此建议在进行强度验算时采用以下公式:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{mx}}{\alpha} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{my}}{\alpha} + \sigma_{oy} \right)^2} - \frac{\sigma_{mx}}{\alpha} \left(\frac{\sigma_{my}}{\alpha} + \sigma_{oy} \right) \leq [\sigma] \quad (29)$$

式中各应力拉为正,压为负。

参考文献:

- [1] 俞良正,陶碧霞.钢闸门面板实验主要成果与建议[J].水力发电,1986(10):32~42.
- [2] 规范组编.水利水电工程闸门设计规范及编制说明[M].北京:水利电力出版社,1995.
- [3] 安徽省水利局勘测设计院.水工钢闸门设计[M].北京:水利电力出版社,1983.
- [4] 黄克智等.板壳理论[M].北京:清华大学出版社,1987.
- [5] 王仁,熊祝华,黄文彬.塑性力学基础[M].北京:科学出版社,1982.
- [6] Stuart S J. Moy. Plastic methods for steel and concrete structures [M]. London: The Macmillan Press LTD, 1981.

(收稿日期:1998-11-19 编辑:张志琴)

(上接第 37 页)

及广度发展,向高科技型发展,为碾压混凝土向巨型坝、高坝及高拱发展创造了条件。

中国龙游县龙游混凝土外加剂厂生产 ZB-1 RCC 专用外加剂,具有以上性能,该厂生产的 ZB-1 复合型外加剂,已用于中国二滩 248 m 双拱坝的低流态混凝土,该坝混凝土质量优良,已浇筑的 520 万 m^3 混凝土,由于掺用 ZB-1 外加剂而节约费用达 17 992 万元人民币。工程实践证明,使用优质高效多功能的混凝土外加剂,能取得显著的经济技术效益。

参考文献:

- [1] 黄绪通等.石板水电站碾压混凝土试验研究与应用[J].RCC 动态,1996(26):48~50.
- [2] 梅国兴.碾压混凝土抗冻性试验研究[J].RCC 动态,1996(23,24):27~30.

(收稿日期:1999-01-18 编辑:张志琴)