

# 基于能量法组合梁倒塌工况下的抗力分析<sup>1)</sup>

宋 戈<sup>2)</sup> 王 来<sup>3)</sup>

(山东科技大学山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东青岛 266590)

**摘要** 框架结构在竖向承重构件突然发生破坏的情况下主要通过两个抗倒机制防止连续倒塌的发生, 分别为小变形状态下的梁机制以及大变形状态下的悬链线机制. 组合楼板由于平面刚度大, 可以显著提高框架结构的抗倒性能. 将混凝土楼板-钢框架结构简化为组合梁结构进行分析. 对已有研究得到的抗力曲线进行适当简化, 并运用能量法分析抗倒各个阶段的受力特征以得到曲线各个阶段的表达式. 随后应用大型有限元分析软件 ANSYS 对理论公式的可靠性进行算例验证, 说明提出的分析方法较为合理, 同时可以发现楼板对结构抗倒有明显的加强作用.

**关键词** 组合梁, 连续倒塌, 能量法, 梁机制, 悬链线机制

中图分类号: TU312 文献标识码: A doi: 10.6052/1000-0879-15-317

## ENERGY ANALYSIS OF THE RESISTANCE OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAM IN THE CASE OF THE PROGRESSIVE COLLAPSE<sup>1)</sup>

SONG Ge<sup>2)</sup> WANG Lai<sup>3)</sup>

(Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, Shandong, China)

**Abstract** Frame structures are mainly designed to prevent the progressive collapse through two resistance mechanisms under the condition of sudden destruction of vertical bearing components, including the beam mechanism under a small deformation condition and the catenary mechanism under a large deformation condition. The large planar stiffness of the composite slab can significantly improve the resistance of the progressive collapse of the structures. This paper simplifies a concrete floor-steel frame structure into a steel-concrete composite beam structure. The structure resistance curve obtained by previous researches is simplified. The mechanical characteristics in various stages during the progressive collapse are analyzed to obtain formulas of the resistance curve at every stages by using the energy method. Subsequently, the reliability of the proposed formulas is validated against a case study of an example by using the large-scale finite element analysis software ANSYS, and a good agreement is observed. It is shown that the slabs can greatly strengthen the progressive collapse resistance of the structures.

**Key words** composite beam, progressive collapse, energy method, beam mechanism, catenary mechanism

2015-11-30 收到第 1 稿, 2016-03-08 收到修改稿.

1) 国家自然科学基金面上项目 (51178259) 资助.

2) 宋戈, 研究生, 从事结构工程研究. E-mail: 549370717@qq.com

3) 王来, 教授, 博士生导师, 从事钢结构工程研究. E-mail: wlkdjtjxy@sina.com

**引用格式:** 宋戈, 王来. 基于能量法组合梁倒塌工况下的抗力分析. 力学与实践, 2016, 38(4): 424-431

Song Ge, Wang Lai. Energy analysis of the resistance of steel-concrete composite beam in the case of the progressive collapse. *Mechanics in Engineering*, 2016, 38(4): 424-431

结构由于竖向承重构件失效引起的不平衡载荷可能超过结构构件的极限承载力而发生连续倒塌现象<sup>[1]</sup>。框架结构主要通过梁机制和悬链线机制抵抗连续倒塌引起的不平衡载荷。当梁处于弹性小变形状态，即梁端转角与跨中挠度较小时，主要通过梁段弯曲抵抗外力，表现为梁机制；之后梁的两端屈服并产生塑性铰成为瞬变机构，梁机制失效；此后进入大变形阶段，梁柱子结构主要通过梁内轴力及两端拉结力，即悬链线机制进行抗倒；随着变形继续增大结构将进入倒塌临界状态，并趋于破坏。

随着钢-混凝土组合结构的不断发展，分析考虑混凝土板与钢框架的组合效应在各种受力工况下的性能强化变得越来越重要。根据已有研究可以知道，混凝土板由于平面内刚度较大，可以明显提高结构的抗倒塌性能，用作平面构件的楼板，特别是应用广泛的现浇楼板，对结构有很好的双向拉结作用，提高了结构的整体性，同时增强了结构在梁机制阶段尤其是悬链线阶段的承载力和延性<sup>[2]</sup>。因此，楼板对结构的抗连续倒塌能力，有重要的贡献。同时已有研究表明，对于提供轴向约束的楼板系统而言，其各部分的挠度以及变形均表现出明显的非线性特征<sup>[3]</sup>，因此不能对其进行简单的线性分析。

本文将钢框架-混凝土楼板的结构简化为只考虑有效宽度内的组合梁平面框架结构，并取一组合梁柱子结构进行分析。此前对于框架梁或者组合梁的抗力曲线理论分析多在等效模型下使用约束系数的方法<sup>[4]</sup>。考虑到外力功与子结构耗能守恒<sup>[5]</sup>，本文使用能量法对结构抗倒过程的各个阶段进行分析，并对已有研究得出的结构抗力曲线进行适当简化，提出了各个阶段抗力曲线的具体表达形式。该分析方法便于手算分析并能够满足实际应用的精度要求，为之后的研究提供一种合理的分析方法。

## 1 理论分析

当结构发生局部破坏时，不平衡载荷在结构位移上所做的外力功首先由子结构中梁的变形能进行抵消（抗力），当梁的变形超过其限值时，梁构件发生破坏，此时多余的外力功转化为动能，这一过程表现为子结构的局部破坏和坍塌；若在局部破坏发生前使子结构中的抗力耗能与外力功相抵消，则结构可以达到平衡状态，避免倒塌<sup>[6]</sup>。

在梁的整个抗倒过程中，梁段内始终存在弯

矩、轴力以及剪力。这三者都对子结构的抗力有不同程度的贡献。在梁机制工作阶段，参考已有研究只考虑梁段内弯曲变形对结构抗力的贡献，而忽略了剪力和轴力的影响；在悬链线机制工作阶段，由于弯矩很小，所以忽略弯矩的作用<sup>[7]</sup>，将计算模型简化为直线段，只考虑梁段轴向拉力对抗力的贡献。

基于上述分析可得，抗倒过程中子结构梁内增加的变形能即为子结构的耗能，当结构破坏产生的不平衡载荷做功和子结构的耗能达到平衡时，结构进入稳定状态，即不发生连续倒塌<sup>[8]</sup>。则子结构的能量表达为

$$W_{\text{外}} = U_{\text{P}} = U_{\text{E}} \quad (1)$$

其中  $W_{\text{外}}$  为不平衡载荷做功， $U_{\text{P}}$  为抗力耗能， $U_{\text{E}}$  为梁的变形耗能。

根据文献<sup>[9]</sup>的分析结果，本文将组合梁结构抗力曲线简化为如图 1 所示的 5 个阶段。

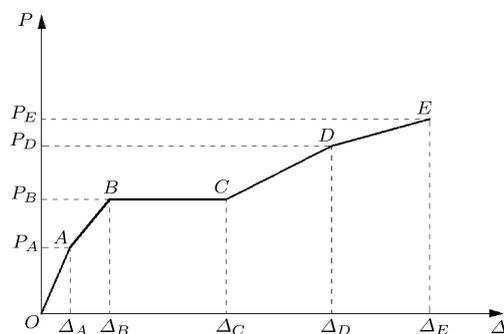


图 1 抗力曲线

将结构的抗倒分为 5 个阶段，即梁机制弹性阶段  $OA$ 、弹塑性阶段  $AB$ 、塑性铰阶段  $BC$ 、悬链线过渡阶段  $CD$ 、以及悬链线阶段  $DE$ 。图 1 中  $P_A$ 、 $\Delta_A$ 、 $P_B$ 、 $\Delta_B$ 、 $P_C$ 、 $\Delta_C$ 、 $P_D$ 、 $\Delta_D$ 、 $P_E$  和  $\Delta_E$  分别为各个阶段的极限抗力和极限位移。

### 1.1 分析模型

取一两跨组合梁进行分析，如图 2 所示。采用拆除构件法，拆除中柱  $C$ ，并带以不平衡载荷  $P$  作用在  $C$  点上，根据《混凝土结构设计规范》取组合

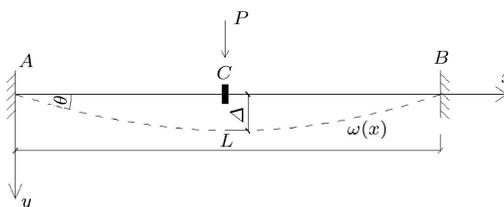


图 2 分析模型

梁的有效宽度为  $b$ , 失效点处位移为  $\Delta$ , 梁端转角为  $\theta$ .

### 1.2 梁机制弹性阶段

当组合梁变形较小时, 在不平衡载荷作用下混凝土板以及钢梁均处于弹性工作状态, 组合梁主要通过梁机制抗倒, 此时梁内轴力很小可以忽略, 则组合梁通过弯曲变形能来抵抗外力做功. 由于上部混凝土板在梁端和跨中的受力状态不同, 因此组合梁在正负弯矩下的承载力及刚度不同, 跨中 (即正弯矩区) 刚度要明显大于梁端 (即负弯矩区) 刚度. 可将组合梁在该阶段的边界条件简化为一转动刚度为  $K_P$  的弹簧约束, 如图 3 所示.

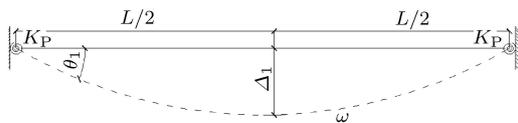


图 3 计算模型

其中根据文献 [10] 可得正负弯矩区 (即跨中和转动弹簧) 刚度  $K_T = EI_T/L_T$ ,  $K_P = EI_P/L_P$ , 其中  $I_T$  和  $I_P$  分别为正负弯矩区的惯性矩,  $L_T$  和  $L_P$  分别为影响区长度.

为方便计算分析, 现对图 3 的分析模型进行等效, 如图 4 所示. 将两端为弹性支座的梁等效为铰接的简支梁, 并在两端作用有等效弯矩  $M$ , 沿梁长的刚度取为等效刚度, 即

$$K_{eq} = \left( \frac{2}{K_P} + \frac{1}{K_T} \right)^{-1} \quad (2)$$

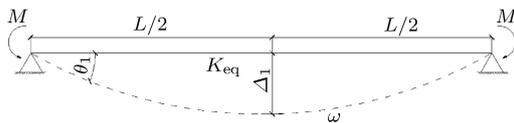


图 4 等效模型

根据图 1 中抗力位移曲线可得这个阶段子结构抗力做功就是曲线和坐标轴围成的面积, 即

$$U_P = \frac{1}{2} P_1 \cdot \Delta_1 \quad (3)$$

其中  $P_1$  为弹性阶段抗力,  $\Delta_1$  为梁机制弹性阶段的位移.

根据材料力学中梁在小变形状态下的应变能假

定, 忽略梁的剪切变形能, 可得梁弯曲变形能为

$$U_1 = \frac{1}{2} EI \int_0^L (\omega'')^2 dx \quad (4)$$

$E$  和  $I$  为梁的弹性模量及惯性矩, 此处取梁的等效惯性矩  $I_{eq}$ ,  $\omega$  为梁的变形挠度曲线.

根据弹性力学, 假定梁的挠度方程为

$$\omega = a_1 x(L-x) + a_2 x^2(L-x) \quad (5)$$

根据边界条件

$$\left. \begin{aligned} \theta_{x=0} &= \left. \frac{d\omega}{dx} \right|_{x=0} \\ \omega \Big|_{x=L/2} &= \Delta_1 \\ \omega'' \Big|_{x=0} &= \frac{K_P \theta}{EI_{eq}} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

可得

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{16EI_{eq}\Delta_1}{6EI_{eq}L + K_P L^2} \\ a_1 &= \frac{\theta}{L} \\ a_2 &= \frac{8\Delta_1}{L^3} - \frac{2\theta}{L^2} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

两端等效弯矩在转动弹簧内做功为

$$U_2 = \frac{1}{2} K_P \theta^2 = \frac{K_P}{2} \left( \frac{16EI_{eq}\Delta_1}{6EI_{eq}L + K_P L^2} \right)^2 \quad (8)$$

联立式 (3), 式 (4) 和式 (8), 并将式 (7) 代入, 可得弹性阶段的能量方程为

$$\frac{1}{2} P_1 \Delta_1 = \frac{K_P}{2} \left( \frac{16EI_{eq}\Delta_1}{6EI_{eq}L + K_P L^2} \right)^2 + \frac{EI_{eq}}{2} \int_0^L (\omega'')^2 dx \quad (9)$$

化简得弹性阶段抗力曲线

$$P_1 = \frac{K_P}{\Delta_1} \left( \frac{16EI_{eq}\Delta_1}{6EI_{eq}L + K_P L^2} \right)^2 + \frac{4EI_{eq}}{\Delta_1} (a_1^2 + a_1 a_2 L + a_2^2 L^2) \quad (10)$$

将式 (7) 中的  $\theta$ ,  $a_1$  和  $a_2$  代入上式即可.

### 1.3 弹塑性阶段

通过分析总结文献 [9] 中的实验现象及结果可以得到: 载荷加载初期组合梁中的混凝土板和钢梁都处于弹性状态, 随着载荷的不断增大, 首先在负弯矩区支座处柱内侧翼缘的混凝土板顶出现受拉裂缝, 之后受拉裂缝增大, 正弯矩区柱翼缘两侧混凝土板底也出现了受拉裂缝, 组合梁整体刚度降低, 进入

弹塑性状态. 此阶段由于组合梁上部混凝土板的约束作用, 下部的钢梁仍处于弹性状态, 其两端并未进入塑性, 可以认为此阶段只有上部的混凝土板进入塑性状态, 通过两端形成的正负塑性铰线的极限抵抗弯矩抗力, 因此可以使用混凝土的屈服线理论进行分析; 而下部的钢梁仍根据弹性理论通过弹性应变能抵抗外力.

根据文献 [9] 的实验结果, 取弹塑性阶段混凝土板的塑性铰线分布如图 5 所示. 其中近似地取支座处柱内侧翼缘间的距离为分析模型中的组合梁跨度  $L$ .

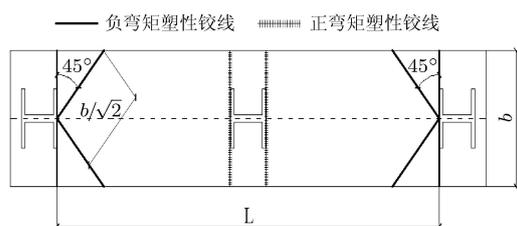


图 5 混凝土板塑性铰线分布

按照刚塑性假定, 在塑性铰线机构发生虚位移时, 机构的变形全部集中于塑性铰线的转动上, 被塑性铰线分割的各板块可视为刚体. 在外载荷及沿塑性铰线在弯矩、扭矩和剪力作用下, 各板块处于极限平衡状态 [11]. 因此可以认为该阶段外载荷在混凝土板上所做功均由塑性铰线上的极限弯矩以及相应转动产生的变形能抵消.

通过上述分析并结合混凝土板的塑性铰线分布图可得正弯矩塑性铰线上极限弯矩做功为

$$U_+ = 2m_+\theta_+b = \frac{4bm_+}{L}\Delta_2 \quad (11)$$

负弯矩塑性铰线上极限弯矩做功为

$$U_- = 2\left(m_-\theta_1b + 2m_-\theta_2\frac{b}{\sqrt{2}}\right) = \frac{8m_-b}{L}\Delta_2 \quad (12)$$

其中  $m_+$  和  $m_-$  分别为混凝土板的塑性极限弯矩, 可根据混凝土规范中给出的公式计算得到.

该阶段的钢梁变性能作为

$$U = \frac{1}{2}E_sI_s \int_0^l (\omega'')^2 dx \quad (13)$$

其中  $E_s$  和  $I_s$  为钢梁的弹性模量及惯性矩.

根据边界条件可取钢梁的挠度曲线为

$$\omega = (\Delta_2 - \Delta_A)\left(1 - \cos\frac{2\pi x}{L}\right) \quad (14)$$

根据图 1 中抗力位移曲线可得这个阶段子结构抗力做功, 即

$$U_P = \frac{1}{2}(P_2 - P_A)(\Delta_2 - \Delta_A) \quad (15)$$

其中  $P_2$  和  $\Delta_2$  为弹塑性阶段的抗力和位移.

通过联立式 (11) ~ 式 (15) 得

$$U_+ + U_- + U = U_P \quad (16)$$

化简得该阶段抗力曲线

$$P_2 = \frac{8b\Delta_2}{L(\Delta_2 - \Delta_A)}(m_+ + 2m_-) + \frac{E_sI_s}{\Delta_2 - \Delta_A} \int_0^L (\omega'')^2 dx - P_A \quad (17)$$

### 1.4 塑性铰阶段

梁变形进一步增大, 此时组合梁在正弯矩区的混凝土板底以及负弯矩区的混凝土板顶已经出现过大的受拉裂缝, 同时在正弯矩区的混凝土板顶也已经出现了严重的压溃现象, 两端的板内钢筋也出现了明显的屈服, 在跨中其他部位的混凝土板也出现了不同程度的受拉裂缝以及受压压溃现象, 因此可以认为在组合梁塑性铰阶段混凝土板中的混凝土部分已经退出工作, 不再参与之后的结构抗倒, 只有位于梁端已经屈服的钢筋以及下部的钢梁通过形成的梁端塑性铰进行抗力.

在组合梁的跨中及梁端塑性铰相继形成后, 取如图 6 所示的计算模型. 塑性铰阶段, 在竖向载荷不变的情况下, 位移不断增加, 直至结构开始由塑性铰阶段向悬链线阶段转变. 从塑性铰阶段开始点  $B$  到结束点  $C$ , 在曲线上表现为纵坐标 (即抗力) 不变, 而横坐标 (即位移) 不断增加.

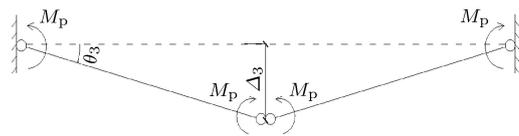


图 6 计算模型

根据图 1 中抗力位移曲线可得这个阶段子结构抗力做功, 即

$$U_P = P_C(\Delta_3 - \Delta_B) \quad (18)$$

其中  $\Delta_3$  为塑性铰阶段的位移.

此时梁通过梁端的塑性弯矩耗能

$$U = 4(M_{p1} + M_{p2})\theta_P = \frac{8(M_{p1} + M_{p2})}{l} \Delta_P \quad (19)$$

其中  $M_{p1}$  和  $M_{p2}$  分别为钢梁和钢筋的极限抵抗弯矩。

通过联立式 (18) 和式 (19) 化简得此阶段极限抗力为

$$P_3 = \frac{8\Delta_3(M_{p1} + M_{p2})}{l(\Delta_3 - \Delta_B)} \quad (20)$$

### 1.5 悬链线过渡阶段

根据文献 [12-13] 研究结果, 随着梁进入大变形工作状态, 梁内弯矩不断减小, 而轴力不断增大, 梁内的轴力会降低节点的抗弯承载力, 此时由轴力和挠度形成的力矩要比弯曲抵抗力大得多, 所以此阶段主要是通过梁内轴力形成的悬链线机制进行抗倒, 为方便计算分析, 现忽略梁段内弯曲变形能对耗能的贡献。

该阶段分析中假定梁端节点具有足够的强度和延性以保证悬链线阶段的充分发展, 即节点不先于梁发生破坏。同时组合梁上部混凝土板中的混凝土部分由于在之前的梁机制阶段已经发生严重受拉及受压破坏, 大部分混凝土退出工作, 所以此阶段及之后的悬链线阶段中不考虑混凝土, 只考虑其中钢筋的作用。在梁段内轴力  $F$  达到屈服轴力  $F_p$  之前假设组合梁通过轴向弹性变形能做功。根据能量守恒原理得到抗力做功等于轴向变形成能。

由于该阶段分析中忽略了梁的弯曲变形成能及梁端弯矩, 所以选取如图 7 所示的计算模型, 将梁段假设为直杆, 同时两端固定支座变为刚度为  $K$  的有轴向弹簧约束的铰支座, 为组合梁提供轴向约束以符合上述计算假定。其中  $\theta_4$  和  $\Delta_4$  为该阶段的转角和位移, 变形后两端较原位置各发生了  $D/2$  的梁端位移。

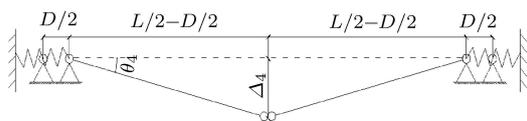


图 7 计算模型

此时取组合梁的等效线刚度为

$$K_{eq} = \left( \frac{2}{K} + \frac{L}{E_s A_{sw}} \right)^{-1} \quad (21)$$

其中  $A_{sw}$  为钢梁和板内钢筋面积之和。

根据图中几何关系可得组合梁总体水平位移为

$$\left( \frac{L}{2} \right)^2 = \Delta_4^2 + \left( \frac{L}{2} - \frac{D}{2} \right)^2 \quad (22)$$

略去  $D$  的二阶小量可得

$$D \approx \frac{2\Delta_4^2}{L} \quad (23)$$

同时根据刚塑性铰假设, 组合梁总体水平位移中包括钢梁及钢筋的弹性伸长, 以及两端及跨中塑性铰内变形, 即

$$D = D_e + 2D_P + D_T \quad (24)$$

其中  $D_e$  为钢梁及钢筋的弹性伸长,  $D_P$  和  $D_T$  分别为支座及跨中的塑性铰内变形。根据文献 [14], 此时的轴力和弯矩的相关方程为

$$\frac{1-r}{1-nr^2} \frac{M}{M_p} + \frac{F}{F_p} = 1 \quad (25)$$

其中,  $n = \frac{(1+\alpha)^2}{\alpha(2+\alpha)}$ ,  $\alpha = A_w/(2A_f)$ ,  $r = \frac{A_w}{A_w + 2A_f}$ ,  $A_f$  和  $A_w$  分别为钢梁截面翼缘及腹板面积,  $M_p$  和  $F_p$  为塑性极限弯矩及轴力。

根据文献 [4] 中采用式 (25) 及与内力屈服曲线对应的流动法则可知

$$\delta D_T = \frac{M_p}{F_p} \frac{1-nr^2}{1-r} \delta \theta_T = \frac{4\delta \Delta_4 M_p (1-nr^2)}{F_p L (1-r)} \quad (26)$$

$$\delta D_P = \frac{M_p}{F_p} \frac{1-nr^2}{1-r} \delta \theta_T = \frac{2\delta \Delta_4 M_p (1-nr^2)}{F_p L (1-r)} \quad (27)$$

对上面两式积分可得

$$D_T = \frac{2M_p \Delta_4^2 (1-nr^2)}{F_p L (1-r)} \quad (28)$$

$$D_P = \frac{M_p \Delta_4^2 (1-nr^2)}{F_p L (1-r)} \quad (29)$$

联立式 (24), 式 (28) 和式 (29) 可得

$$D_e = 2 \frac{\Delta_4^2}{L} \left[ 1 - \frac{2M_p (1-nr^2)}{F_p (1-r)} \right] \quad (30)$$

根据弹性力学原理可得该阶段由于钢梁与钢筋的轴向变形引起的变形成能为

$$U = \frac{16E_s A_{sw} \Delta_4^3}{L^3} \left[ 1 - \frac{2M_p (1-nr^2)}{F_p (1-r)} \right]^2 \quad (31)$$

根据图 1 中抗力位移曲线可得这个阶段子结构抗力做功, 即

$$U_P = \frac{1}{2} (P_4 + P_C) (\Delta_4 - \Delta_C) \quad (32)$$

将式 (31) 与式 (32) 联立可化简得该阶段抗力曲线

$$P_4 = \frac{32E_s A_{sw} \Delta_4^3}{L^3(\Delta_4 - \Delta_C)} \left[ 1 - 2 \frac{M_p(1 - nr^2)}{F_p(1 - r)} \right]^2 - P_C \quad (33)$$

### 1.6 悬链线阶段

根据文献 [15], 当梁内轴力达到屈服轴力  $F_p$  时, 可以认为轴力  $F$  保持  $F_p$  不变, 因此水平轴向约束不再对抗力 - 位移相关公式产生影响, 同时塑性铰处截面弯矩趋于零, 组合梁仅靠轴力抵抗外载荷. 取计算模型如图 8 所示.

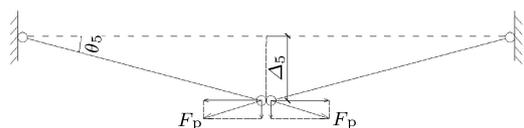


图 8 计算模型

根据图 1 中抗力位移曲线可得这个阶段子结构抗力做功, 即

$$U_P = \frac{1}{2}(P_5 + P_D)(\Delta_5 - \Delta_D) \quad (34)$$

轴力与挠度引起的力矩做功为

$$U_5 = 4M_T(\theta_5 - \theta_D) \quad (35)$$

其中  $M_T = F_p \theta_5 \Delta_5 + \frac{F_p l \sin \theta_5}{2}$  代入式 (35) 得

$$U_5 = 4 \left( F_p \Delta_5 \cos \theta_5 + \frac{F_p l \sin \theta_5}{2} \right) (\theta_5 - \theta_D) \quad (36)$$

联立式 (34) 和式 (36) 得

$$P_5 = \frac{16}{l} F_p \left( \Delta_5 \cos \frac{2\Delta_5}{l} + \frac{l}{2} \sin \frac{2\Delta_5}{l} \right) - P_D \quad (37)$$

根据 DOD2010<sup>[16]</sup> 中的规定, 取  $\Delta < 0.2 \times \frac{L}{2}$  为悬链线阶段的极限位移, 对于之后结构抗力的发展情况不做分析, 可作为安全储备.

## 2 算例求解

### 2.1 概述

参考文献 [9] 中建立的子结构模型, 应用大型有限元分析软件 ANSYS 进行实体建模, 组合梁截面如图 9 所示. 混凝土板厚为 100 mm, 根据规范取组合梁有效计算宽度  $b = 800$  mm, 强度设计等级为 C30; 梁截面取 HW 200 mm  $\times$  100 mm  $\times$  5.5 mm  $\times$  8 mm, 柱截面 HW 200 mm  $\times$  200 mm  $\times$  8 mm  $\times$  12 mm, 单跨跨度  $l = 2$  m.

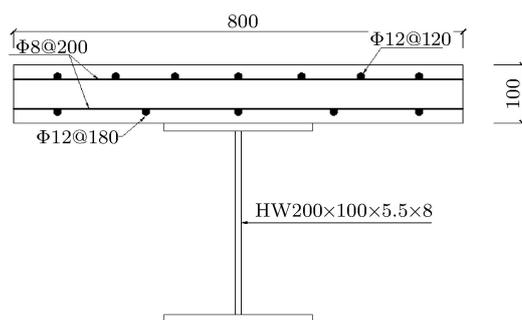


图 9 截面详图 (单位: mm)

使用 SOLID185 单元进行钢梁及钢柱的实体建模, 对其连接采用完全刚接, 未考虑焊缝缺陷等影响, 以此来保证梁柱节点的刚度和承载力符合计算假定; 使用 SHELL63 单元模拟混凝土板, 上布 LINK8 单元作为钢筋网, 混凝土板及钢梁之间耦合以模拟完全剪切连接, 保证其之间不产生相对滑移; 建成后模型如图 10 所示, 在中柱上方作用一集中力  $P$  以模拟不平衡载荷.

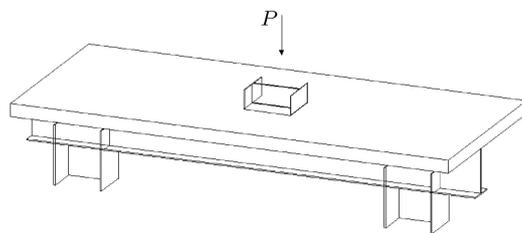


图 10 有限元模型

其中柱子钢材的屈服强度取  $\sigma_y = 345$  MPa, 梁钢材的屈服强度取  $\sigma_y = 248$  MPa, 弹性模量  $E = 206$  GPa, 应力应变曲线如图 11 所示.

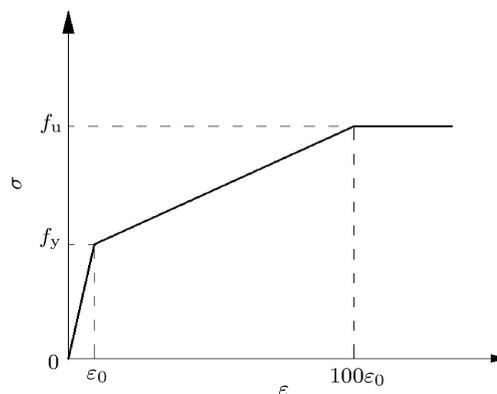


图 11 钢材应力应变曲线

混凝土板的受拉及受压本构关系采用《混凝土结构设计规范》中建议的本构模型. 钢筋采用如

图 12 所示的双线性强化模型.

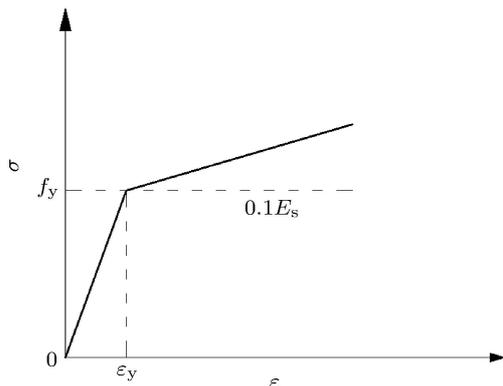


图 12 钢筋应力应变曲线

## 2.2 结果比较

将本文建立的有限元模型分析得到的抗力曲线结果与文献 [9] 所得结果、以及前文公式计算结果进行比较,如图 13 所示.

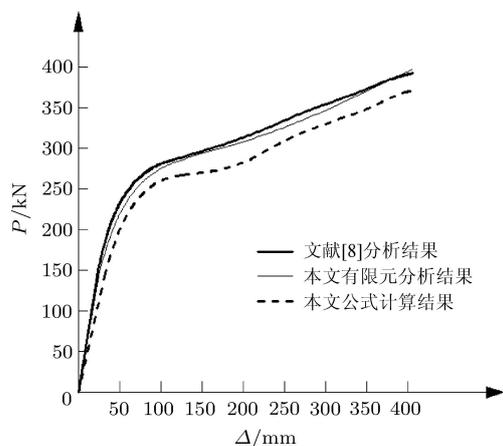


图 13 分析结果比较

从曲线结果对比图中可以发现,使用本文论述的 ANSYS 有限元模型建模分析方法与文献 [9] 中所得有限元分析结果吻合较好,说明本文提供的有限元方法可以用来分析该类问题.比较文献 [9] 与本文公式计算所得曲线,文献 [9] 中分析得到弹性阶段极限抗力  $P_A = 153.25 \text{ kN}$ , 根据上文的计算结果得  $P'_A = 146.83 \text{ kN}$ , 在悬链线阶段极限位移  $\Delta_5 = 400 \text{ mm}$  处的极限抗力  $P_E = 389.35 \text{ kN}$ , 根据上文的计算结果得  $P'_E = 359.27 \text{ kN}$ . 通过结果对比可以发现在梁机制弹性阶段计算结果与有限元分析吻合较好,之后各阶段使用本文分析方法得到的结果由于在计算过程中进行了各种假定,所以略低

于有限元分析情况,偏于安全.

由于本文进行有限元分析时只将载荷加载至跨中挠度达到悬链线发展极限位移  $\Delta = 0.2l^{[16]}$  后便停止分析,所以采取的算例模型没有发生破坏,并没有得到文献 [9] 中的抗力曲线下降段,可以认为此时结构还留有一定的安全储备.

进一步对有限元结果进行分析,建立模型左侧柱柱顶水平位移及失效柱垂直位移关系曲线,并与文献 [17] 中试验结果进行对比,如图 14 所示.

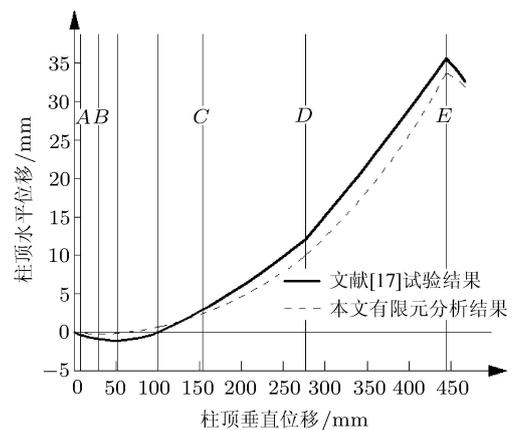


图 14 分析结果比较

图中规定水平位移向失效柱方向移动为正,否则为负.由上图分析结果比较可知,文献 [17] 中根据试验数据测得柱顶水平位移随着失效柱竖向位移的增大先朝远离失效柱的方向外倾,随后再向失效柱方向移动,在此之后柱顶水平位移随着失效柱竖向位移的增加而不断增大.在加载初期直至进入塑性铰阶段,两侧柱顶水平位移为负,该现象验证了文献 [17] 中提到的框架柱顶荷载-位移曲线中的“压拱阶段”,即组合梁特有的“压拱效应”.而有限元分析结果中,采用本文的建模分析方法无法对初始阶段的“压拱效应”进行有效模拟,因此柱顶位移随着失效柱竖向位移的增大而不断增加,当有限元模型在达到塑性承载力后,结构刚度明显降低,结构直接进入塑性阶段<sup>[17]</sup>.同时为了方便使用本文提出的能量方法进行结构抗力计算,选取模型及分析中也未涉及“压拱效应”,相应工作有待于进一步深入.

利用前文建立模型中的纯钢框架与组合梁框架模型进行有限元分析对比,得到结果如图 15 所示.

分析上图中的结果曲线可以发现:(1)考虑混凝土作用的组合梁在弹性阶段的刚度明显大于纯钢梁;(2)组合梁由于上部混凝土对下部钢梁的约束作

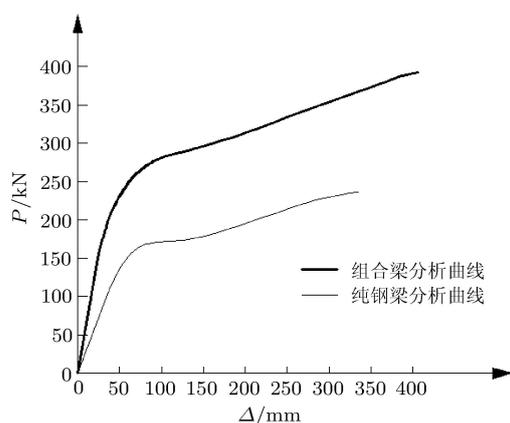


图 15 组合梁与纯钢框架曲线对比

用, 使得其在弹性阶段及弹塑性阶段的位移比纯钢梁大, 说明由于混凝土的作用导致钢梁进入塑性阶段滞后, 增加了整体结构的延性; (3) 纯钢梁在达到悬链线极限位移, 即  $\Delta_5 = 400$  mm 之前就发生了破坏, 此时的极限抗力仅为组合梁的一半, 说明组合梁相比纯钢框架具有更高的延性和倒塌工况下的极限承载力。

### 3 结 论

本文通过能量法建立了组合梁结构抗力曲线的实用手算分析方法, 并通过一算例对其进行验证, 得到以下结论。

(1) 基于考虑由于结构初始破坏引起的不平衡载荷做功与子结构耗能相平衡<sup>[5]</sup>, 运用能量法分析结构倒塌各阶段特点, 并得出抗力曲线表达式的分析方法思路清晰, 便于手算且满足实际应用的精度要求。

(2) 在梁机制弹性阶段本文分析方法与实际吻合较好。这是因为此时子结构处于弹性阶段, 所以采用弹性力学假定符合梁的实际受力状态, 使用弯曲变形能分析较为合理。

(3) 在弹塑性阶段以后, 由于梁内同时存在弯矩和轴力作用, 而本文分析中为了便于手算分析, 在各阶段分别对轴力和弯矩予以忽略, 所以计算结果小于有限元分析。

(4) 通过分析组合梁及纯钢梁, 可以发现混凝土板对框架的抗倒性能具有显著的加强作用, 不但可以提高在弹性阶段的刚度, 而且可以显著提高结构

的延性和极限承载力, 保证其在规范规定的极限位移下不发生破坏。

### 参 考 文 献

- 1 ASCE/SEI7-05. Minimum design for buildings and other structures .USA: American Society of Civil Engineers, 2006
- 2 梁易, 陆新征, 李易等. 楼板对结构抗连续塌能力的影响. 四川建筑科学研究, 2010, 36 (2): 5-10
- 3 王开强, 李国强. 楼板系统对去柱后钢框架的轴向约束刚度研究. 工程力学, 2012, 29(4): 128-133
- 4 王开强, 李国强, 杨涛春. 考虑悬链线效应的约束梁在分布荷载作用下的性能 1 — 理论模型. 土木工程学报, 2010, 43(1): 1-7
- 5 张雷明, 刘西拉. 框架结构能量流网络及初步应用. 土木工程学报, 2007, 40(3): 45-49
- 6 王英, 林峰, 顾祥林. 结构抗连续倒塌设计方法评述. 结构工程师, 2009, 25(5): 142-148
- 7 何政, 黄国辉. 框架结构悬链线效应研究新展. 力学进展, 2012, 42(5): 547-560
- 8 李易, 陆新征. 钢筋混凝土框架结构抗连续塌设计方法的研究. 工程力学, 2008, 2(SupII): 150-157
- 9 高山. 组合梁平面钢框架抗连续倒塌性能研究. [博士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2014
- 10 李国强, 石文龙. 半刚性连接钢框架结构设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009
- 11 张凡榛. 钢筋混凝土板柱结构抗倒塌性能研究. [博士学位论文]. 长沙: 湖南大学, 2012
- 12 Wasniewski LK. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for Multistory building. *Engineering Structures*, 2010, 32: 1222-1235
- 13 Khandelwala K, El-Tawila S, Sadekb F. Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames. *Construction of Steel Research*, 2009, 65: 69-708
- 14 Yin YZ, Wang YC. Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method. Part 1: theory and validation for uniform temperature distribution. *Journal of Constructional Steel Research*, 2005, 61(2): 183-211
- 15 Izzuddin BA, Vlassis AG, Nethercot DA. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-part I: simplified assessment framework. *Engineering Structures*, 2008, 30(5): 1308-1318
- 16 US Army Corps of Engineers UFC4-023-03. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, 2013
- 17 Guo LH, Gao S, Fu F, et al. Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 2013, 89: 236-251

(责任编辑: 刘希国)