引用格式：徐建设，朱亚智，陈荣徵，等. 单向无上弦空腹扁桁架组合楼盖受弯性能研究[J]. 工业建筑，2026，56(4)：31-41. XU Jianshe，ZHU Yazhi，CHEN Rongzheng，et al. Research on the Flexural Performance of One-Way Flat Top-Chord-Free Open-Web Truss Composite Floors[J]. Industrial Construction，2026，56(4)：31-41 (in Chinese). DOI：10.3724/j.gyjzG24012607

单向无上弦空腹扁桁架组合楼盖受弯性能研究*

徐建设[1]　朱亚智[2]　陈荣徵[1]　汪清春[3]

（1. 上海理工大学环境与建筑学院，上海　200093；2. 同济大学建筑工程系，上海　200092；3. 黄河水利水电开发集团有限公司，郑州　450008）

摘　要　在常规的钢桁架组合楼盖基础上，通过取消钢上弦杆及斜腹杆，以钢砣块作为直腹杆，与钢下弦杆和混凝土板通过栓钉连接，创新性地提出了一种单向无上弦空腹扁桁架组合楼盖体系。采用砣块连续化假定，通过建立和求解微分方程，得出了该楼盖系统在两点加载受弯状态下组成构件的内力、极限承载力以及楼盖的弹性挠度计算公式，并进行了试验验证，对弹性挠度进行了参数化分析。结果表明：本楼盖体系的弯曲极限承载力不能采用传统组合梁的方法即由单一截面的承载力计算方法得出，须按照各种破坏模式分别计算楼盖各部位的极限承载力；采用所推导的挠度计算公式可较准确地计算无上弦空腹桁架组合楼盖的弹性挠度。

关键词　组合楼盖；空腹桁架；受弯性能；极限承载力；变形分析

Research on the Flexural Performance of One-Way Flat Top-Chord-Free Open-Web Truss Composite Floors

XU Jianshe[1]　ZHU Yazhi[2]　CHEN Rongzheng[1]　WANG Qingchun[3]

(1. *School of Environment and Architecture*, *University of Shanghai for Science and Technology*, *Shanghai* 200093, *China*; 2. *Department of Structural Engineering*, *Tongji University*, *Shanghai* 200092, *China*; 3. *Yellow River Water Resources and Hydropower Development Group Co.*, *Ltd.*, *Zhengzhou* 450008, *China*)

Abstract: A novel floor system called one-way flat top-chord-free open-web truss composite floor is proposed in this paper. This system innovatively removes the steel top chords and diagonal web members of a conventional steel truss composite floor and uses mound blocks as vertical webs, which are connected to the steel bottom chords and the concrete slabs with studs. By adopting the assumption of mound block continuum, differential equations were established and solved. Under the condition of two-point loading, the internal forces, ultimate bearing capacities, and the elastic deformation formulas were obtained and verified by experimental data. Parametric analysis of elastic deflection was also conducted. The results showed that the ultimate bearing capacity of this floor system could not be determined by the conventional method for composite beams, which relies on the bearing capacity of a single cross-section. Instead, various failure modes and corresponding bearing capacities of different components should be considered. The deflection calculation formula derived in this paper could accurately calculate the elastic deformation of the composite floor system.

Keywords: composite floor; open-web truss; flexural performance; ultimate bearing capacity; deformation analysis

* 国家自然科学基金面上项目(52378179)。

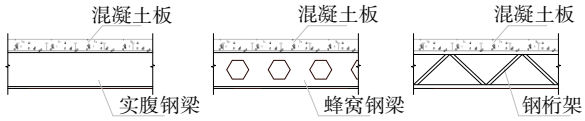
第一作者：徐建设，博士，高级工程师，主要从事钢结构和组合结构的分析和研究。

通信作者：朱亚智，博士，副教授，yzzhu@tongji.edu.cn。

收稿日期：2024-01-26

© 2026 工业建筑

组合楼盖是多层和高层钢结构房屋经常采用的楼面体系[1~5]，具有受力合理、充分利用了钢材和混凝土各自材料特性等优点。组合楼盖体系中，混凝土板的下部可采用实腹钢梁[6]，亦可采用开孔钢梁（如蜂窝梁）及钢桁架，如图1所示。



（a）钢梁组合楼盖　（b）蜂窝梁组合楼盖　（c）钢桁架组合楼盖

图1　组合楼盖体系

Fig. 1　Composite floor system

对于实腹钢梁-混凝土板组合楼盖，由于设备管线只能在梁下部穿越，设备管线需单独占用建筑层高。对于开孔钢梁-混凝土板组合楼盖[7~9]，由于蜂窝梁内的腹板开洞面积较小，且开洞的形状一般为圆形或正多边形，当设备管线较宽时往往不能从蜂窝梁的孔洞内穿越。对于钢桁架-混凝土板组合楼盖[10~12]，其钢桁架由上弦杆、腹杆和下弦杆组成，其中腹杆包括竖向腹杆和斜腹杆。由于有斜腹杆的存在，腹杆之间的孔洞如三角形孔洞可利用面积较小，可穿越的管线也较少，另外，钢桁架上弦杆的截面高度也会占用建筑层高。

文献[13-15]中的组合空腹楼盖均可理解为双向空腹桁架组合楼盖（图2），其钢管剪力键为空腹桁架的腹杆，下层钢肋为空腹桁架的下弦杆（通常采用型钢）。在保证结构整体性和刚度的同时，结构自身的高度很小，增加了建筑的有效使用空间，但由于双向空腹桁架组合楼盖的下弦杆间距较小，双向交叉的下弦杆使得下弦的节点数量非常多，现场安装的工作量较大。

由于双向空腹桁架的交叉节点数量多，现场安装的工作量大，因此本文对单向空腹桁架组合楼盖进行研究，并将其称为单向无上弦空腹扁桁架组合楼盖，与常规的钢桁架组合楼盖相比，取消了斜腹杆和钢上弦杆，大幅增加了腹杆之间的孔洞面积，有利于较大设备管线的穿越。同时，与双向桁架组合楼盖相比，其节点数量大幅减少、构造简单，可明显加快施工进度。鉴于空腹桁架的研究多集中于钢结构空腹桁架[16]，很少将其用于组合楼盖，本文拟对该楼盖体系进行理论分析，并进行试验验证。该体系的构造组成如图3所示，包括：钢下弦杆、钢腹杆（砣块）、混凝土板，砣块顶板通过焊接栓钉与混凝土板连接。在下弦杆与腹杆的连接节点处，下弦杆保持连续。

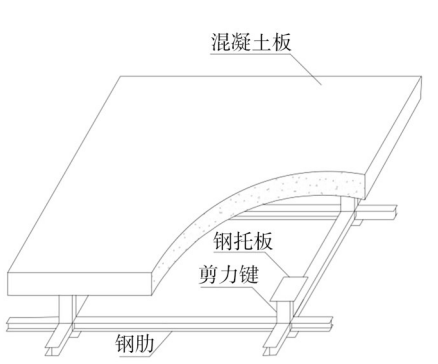
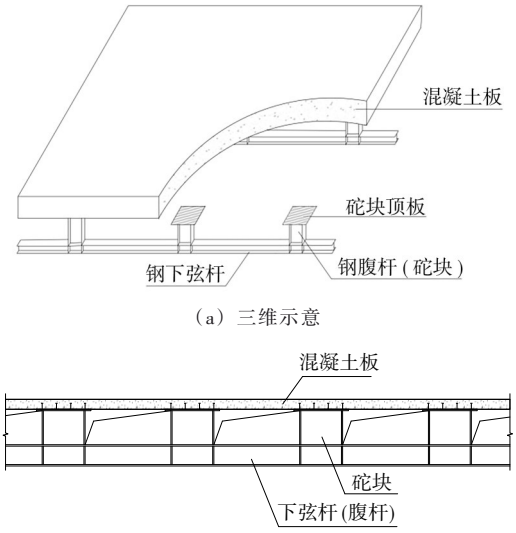


图2　组合空腹楼盖体系

Fig. 2　Composite open-web floor system



（a）三维示意

（b）立面

图3　单向无上弦空腹扁桁架组合楼盖

Fig. 3　One-way flat top-chord-free open-web truss composite floor

1　无上弦空腹扁桁架组合楼盖内力及承载力理论分析

1.1　基本假定

无上弦空腹扁桁架组合楼盖在竖向荷载下的受力类似于水平放置的“双肢剪力墙结构”，其中混凝土板和下弦杆分别为一个“墙肢”，砣块为“墙肢”之间的“连梁”，即可参照双肢剪力墙结构[17]在水平荷载下的方法，分析本楼盖体系的受力。为便于与后文试验结果进行验证，荷载类型采用两个对称集中力，如图4所示，跨度为L，两个集中力大小均为$Q/2$，弯剪段的长度为l_1，纯弯段的长度为$L-2l_1$，楼盖总高度为H，其中砣块高度为h_a，混凝土板厚和下弦杆的截面高度分别为h_1和h_2，混凝土板中心至下弦杆中心的距离为h_0（$h_0=h_a+h_1/2+h_2/2$），砣距（相邻砣块水平中心距）为D_T，砣块长度为L_T。

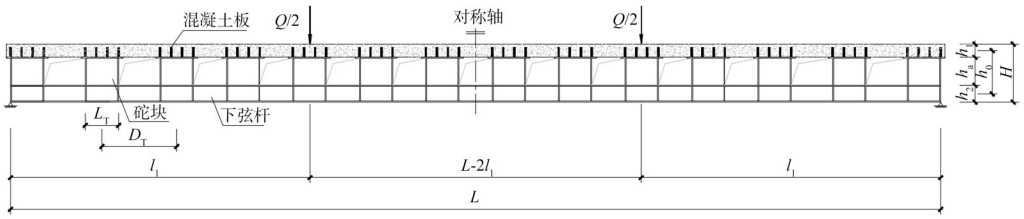


图 4　组合楼盖两点加载示意

Fig. 4　Schematic diagram of the two-point loading on the composite floor

考虑对称性，取一半跨度进行分析（半跨长为 $l=L/2$），基本假定如下：1）砣块的反弯点不在其高度的中点，而是根据混凝土板的线刚度 i_1 和下弦杆的线刚度 i_2 按比例确定；2）下弦杆与混凝土板的变形曲线相似；3）腹杆（砣块）考虑弯曲和剪切变形，下弦杆和混凝土板考虑弯曲、剪切和轴向变形。

按照假定 1），砣块反弯点距离混凝土板底和下弦杆顶的竖向距离分别为 $\alpha_0 h_a$ 和 $(1-\alpha_0)h_a$，其中 α_0 按式（1）确定：

$$\alpha_0 = \frac{i_1}{i_1 + i_2} = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \tag{1}$$

其中　$i_1 = \dfrac{E_1 I_1}{D_T}$

$$i_2 = \frac{E_2 I_2}{D_T}$$

式中：E_1、E_2 分别为混凝土板和下弦杆的材料弹性模量；I_1、I_2 分别为其截面惯性矩。

同时，砣块反弯点距离混凝土板中心和下弦杆中心的竖向距离分别为 $\beta_0 h_0$ 和 $(1-\beta_0)h_0$，其中 β_0 按式（2）确定：

$$\beta_0 = \alpha_0 \frac{h_a}{h_0} + \frac{h_1}{2h_0} \tag{2}$$

1.2　微分方程的建立及求解

首先将砣块进行连续化，变成沿长度方向均匀分布的弹性薄片，即假定混凝土板与下弦杆之间不仅在砣块处连接，而且在整个长度范围内连接，如图 5 所示。

将连续化后的砣块沿其反弯点位置的水平线切开，如图 6 所示。切开后的截面上只有剪力集度 $\tau_{(x)}$ 和轴力集度 $\sigma_{(x)}$，沿砣块切口处的未知力 $\tau_{(x)}$ 方向上各种因素使其产生相对位移，但总的相对位移为零。

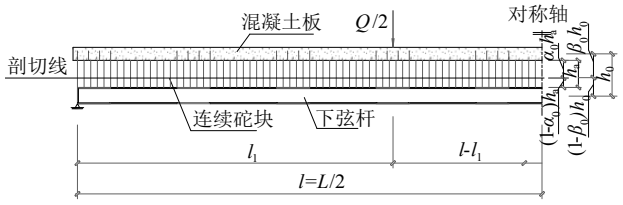


图 5　砣块连续化示意

Fig. 5　Schematic diagram of mound block continuum

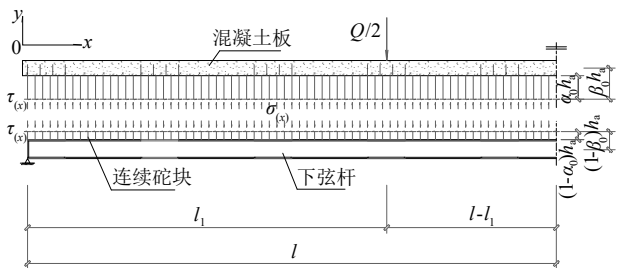


图 6　沿砣块中线切开后的应力示意

Fig. 6　Stress diagram after cutting along the centerline of the mound blocks

表 1 为楼盖各部位的变形对切口处水平相对位移的影响。可知，引起切口处水平相对位移的因素可归结为三类：混凝土板和下弦杆的弯曲变形；混凝土板和下弦杆的轴向变形；砣块的弯曲和剪切变形。引起切口处的水平相对位移为 δ_1、δ_2 和 δ_3，如图 7 所示。

表 1　楼盖各部位的变形对切口处水平相对位移的影响

Table 1　Influence of deformation in various parts of the floor on the relative horizontal displacement at the notch

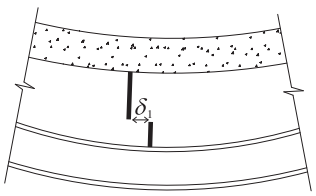
楼盖部位及变形类型	是否能引起切口处的水平相对位移
混凝土板弯曲变形	√
混凝土板轴向变形	√
混凝土板剪切变形	×
下弦杆弯曲变形	√
下弦杆轴向变形	√
下弦杆剪切变形	×
砣块的弯曲变形	√
砣块的轴向变形	×
砣块的剪切变形	√

砣块中点的总相对水平位移为零，即：

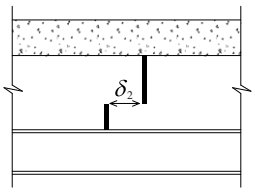
$$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0 \tag{3}$$

各位移的计算方法如下。

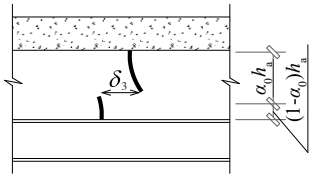
1）由混凝土板和下弦杆弯曲引起的水平相对



(a) 混凝土板和下弦杆弯曲引起的δ_1



(b) 混凝土板和下弦杆轴向变形引起的δ_2



(c) 砣块弯曲和剪切变形引起的δ_3

图7 引起切口处水平相对位移的因素

Fig. 7 Factor causing relative horizontal displacement at the notch

位移δ_1为:

$$\delta_1 = -h_0\theta_m = h_0\frac{dy_m}{dx} \tag{4}$$

式中:θ_m为混凝土板和下弦杆弯曲产生的转角,顺时针方向为正;y_m为弯曲挠度。由基本假定2)可知:$\theta_1=\theta_2=\theta_m$,$\theta_1$和$\theta_2$分别为混凝土板和下弦杆的弯曲转角。

2)在距离左支座x处截取微段进行分析,如图8所示。

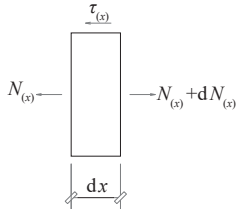


图8 混凝土板或下弦杆轴向变形时微段受力示意

Fig. 8 Force diagram of an infinitesimal element during the axial deformation of a concrete slab or bottom chord

根据图8,由$\tau_{(x)}$积分得出$N_{(x)}$后即可得到由混凝土板和下弦杆的轴向变形引起的水平相对位移δ_2为:

$$\delta_2 = \gamma_2\int_x^l\int_0^x \tau_{(x)}\,dx\,dx \tag{5}$$

其中 $\gamma_2 = \dfrac{1}{E_1A_1} + \dfrac{1}{E_2A_2}$

式中:A_1、A_2分别为混凝土板和下弦杆的截面积。

3)由砣块弯曲和剪切变形引起的水平相对位移δ_3的计算式为:

$$\delta_3 = \delta_{3m} + \delta_{3v} = \frac{\alpha_1\tau_{(x)}D_Th_a^3}{3E_TI_T} + \frac{\mu\tau_{(x)}D_Th_a}{A_TG_T} = \frac{\alpha_1\tau_{(x)}D_Th_a^3}{3E_TI_T}\left(1 + \frac{3\mu E_TI_T}{\alpha_1A_TG_Th_a^2}\right) = \frac{\alpha_1\tau_{(x)}D_Th_a^3}{3E_T\tilde{I}_T} \tag{6}$$

其中 $\alpha_1 = 1 + 3\alpha_0^2 - 3\alpha_0$

$$\tilde{I}_T = I_T/\left(1 + \frac{3\mu E_TI_T}{\alpha_1A_TG_Th_a^2}\right)$$

式中:δ_{3m}和δ_{3v}分别为砣块和剪切弯曲变形引起的水平相对位移;E_T、I_T、A_T、G_T分别为砣块的弹性模量、截面惯性矩、截面面积、剪切模量;μ为剪应力不均匀系数;$\tilde{I}_T$为砣块考虑剪切变形后的折算惯性矩,对于钢砣块,因G_T=0.385E_T,有$\tilde{I}_T = I_T/\left(1 + \dfrac{7.79\mu I_T}{\alpha_1A_Th_a^2}\right)$。

将式(4)~(6)代入式(3),得:

$$-h_0\theta_m + \gamma_2\int_x^l\int_0^x \tau_{(x)}\,dx\,dx + \frac{\alpha_1\tau_{(x)}D_Th_a^3}{3E_T\tilde{I}_T} = 0 \tag{7}$$

式(7)分别对x微分一次、两次可得:

$$-h_0\theta'_m - \gamma_2\int_0^x \tau_{(x)}\,dx + \frac{\alpha_1\tau'_{(x)}D_Th_a^3}{3E_T\tilde{I}_T} = 0 \tag{8}$$

$$-h_0\theta''_m - \gamma_2\tau_{(x)} + \frac{\alpha_1\tau''_{(x)}D_Th_a^3}{3E_T\tilde{I}_T} = 0 \tag{9}$$

将组合楼盖在距离左支座x处截断,如图9所示。由平衡条件可知:

$$M_1 + M_2 = M_{p(x)} - h_0N_{(x)} \tag{10}$$

式中:M_1、M_2分别为混凝土板和下弦杆的弯矩(局部弯矩);$M_{p(x)}$为由外荷载和支座反力计算得到的x截面处整体弯矩,在两点加载时,有:

$$M_{p(x)} = \begin{cases} \dfrac{Q}{2}x & x \leqslant l_1 \\ \dfrac{Q}{2}l_1 & l_1 < x \leqslant l \end{cases} \tag{11}$$

由梁的弯曲理论可知:

$$M_1 = E_1I_1\frac{d^2y_1}{dx^2} \tag{12a}$$

$$M_2 = E_2I_2\frac{d^2y_2}{dx^2} \tag{12b}$$

式中:y_1、y_2分别为混凝土板和下弦杆的弯曲挠度。由基本假设2)可知$y_1 = y_2 = y_m$。将式(12)代入式(10)可得:

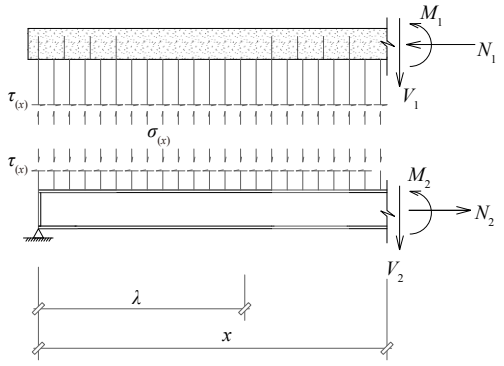


图 9　组合楼盖截面内力

Fig. 9　Internal forces of the composite floor section

$$M_1 + M_2 = \left(E_1 I_1 + E_2 I_2\right)\frac{\mathrm{d}^2 y_{\mathrm{m}}}{\mathrm{d}x^2} = M_{\mathrm{p}(x)} - h_0 N_{(x)} = M_{\mathrm{p}(x)} - \int_0^x h_0 \tau_{(x)}\mathrm{d}x \tag{13}$$

于是有：

$$\frac{\mathrm{d}^2 y_{\mathrm{m}}}{\mathrm{d}x^2} = \frac{1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}\left(M_{\mathrm{p}(x)} - \int_0^x h_0 \tau_{(x)}\mathrm{d}x\right) = \gamma_1\left(M_{\mathrm{p}(x)} - \int_0^x h_0 \tau_{(x)}\mathrm{d}x\right) \tag{14}$$

其中　$\gamma_1 = \dfrac{1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$

进而得出：

$$\theta'_{\mathrm{m}} = -\frac{\mathrm{d}^2 y_{\mathrm{m}}}{\mathrm{d}x^2} = -\gamma_1\left(M_{\mathrm{p}(x)} - \int_0^x h_0 \tau_{(x)}\mathrm{d}x\right) \tag{15}$$

对 x 再微分一次，得：

$$\theta''_{\mathrm{m}} = -\gamma_1\left(\frac{\mathrm{d}M_{\mathrm{p}(x)}}{\mathrm{d}x} - h_0\tau_{(x)}\right) = -\gamma_1\left(V_{\mathrm{p}(x)} - h_0\tau_{(x)}\right) \tag{16}$$

式中：$V_{\mathrm{p}(x)}$ 为由外荷载和支座反力引起的截面 x 处的剪力。

由图 5 可知两点加载时 $V_{\mathrm{p}(x)}$ 为：

$$V_{\mathrm{p}(x)} = \begin{cases} \dfrac{Q}{2} & x \leqslant l_1 \\ 0 & l_1 < x \leqslant l \end{cases} \tag{17}$$

将式(16)代入式(9)得：

$$-h_0\gamma_1\left(h_0\tau_{(x)} - V_{\mathrm{p}(x)}\right) - \gamma_2\tau_{(x)} + \frac{\alpha_1 D_{\mathrm{T}} h_{\mathrm{a}}^3}{3E_{\mathrm{T}}\tilde{I}_{\mathrm{T}}}\tau''_{(x)} = 0 \tag{18}$$

进而推出：

$$\tau''_{(x)} - \left[\gamma_2\frac{3E_{\mathrm{T}}\tilde{I}_{\mathrm{T}}}{\alpha_1 D_{\mathrm{T}} h_0 h_{\mathrm{a}}^3} + \gamma_1\frac{3E_{\mathrm{T}}\tilde{I}_{\mathrm{T}} h_0}{\alpha_1 D_{\mathrm{T}} h_{\mathrm{a}}^3}\right]\tau_{(x)} = -\frac{3E_{\mathrm{T}}\tilde{I}_{\mathrm{T}} h_0\gamma_1}{\alpha_1 D_{\mathrm{T}} h_{\mathrm{a}}^3}V_{\mathrm{p}(x)} \tag{19}$$

定义 $\beta_1 = \dfrac{3E_{\mathrm{T}}\tilde{I}_{\mathrm{T}}}{\alpha_1 D_{\mathrm{T}} h_0 h_{\mathrm{a}}^3}$，$\gamma_3^2 = \beta_1\left(\gamma_2 + \gamma_1 h_0^2\right)$，$\gamma_4 = \beta_1 h_0^2\gamma_1$，则式(19)变为：

$$\tau''_{(x)} - \gamma_3^2\tau_{(x)} = -\gamma_4 V_{p(x)} \tag{20}$$

式(20)即为无上弦空腹扁桁架组合楼盖体系的二阶常系数线性微分方程，根据其特解、通解并代入边界条件后可得到其一般解为：

$$\tau_{(x)} = \gamma_5 V_{\mathrm{p}(x)} = \begin{cases} \dfrac{Q\gamma_5}{2} & x \leqslant l_1 \\ 0 & l_1 < x \leqslant l \end{cases} \tag{21}$$

其中　$\gamma_5 = \gamma_4/(\gamma_3^2 h_0)$

由式(21)可知，在两点加载的情况下，按照图 6 将砣块连续化并沿水平线切开之后，砣块剪力集度沿长度方向的变化规律为在弯剪段沿长度方向不变，在纯弯段为 0。

1.3　内力分析

由式(21)的 $\tau_{(x)}$ 即可求得组合楼盖各组成部分的内力。

第 j 个砣块从反弯点处切开，切口以上部分的受力如图 10 所示，其剪力为：

$$V_{\mathrm{b}j} = \tau_{j(x)} D_{\mathrm{T}} = \begin{cases} \dfrac{Q\gamma_5 D_{\mathrm{T}}}{2} & x \leqslant l_1 \\ 0 & l_1 < x \leqslant l \end{cases} \tag{22}$$

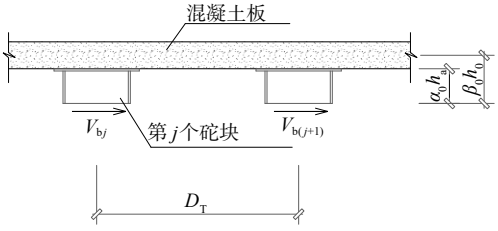


图 10　切口以上部分的砣块受力简图

Fig. 10　Force diagram of the mound block above the notch

将 $V_{\mathrm{b}j}$ 乘以切口至砣块顶部和底部的距离，可得到砣块顶弯矩 $M_{\mathrm{b}j}^{\mathrm{T}}$ 和砣块底弯矩 $M_{\mathrm{b}j}^{\mathrm{B}}$：

$$\begin{cases} M_{\mathrm{b}j}^{\mathrm{T}} = V_{\mathrm{b}j}\alpha_0 h_{\mathrm{a}} = \dfrac{Q\gamma_5\alpha_0 h_{\mathrm{a}} D_{\mathrm{T}}}{2} & x \leqslant l_1 \\ M_{\mathrm{b}j}^{\mathrm{B}} = V_{\mathrm{b}j}\left(1 - \alpha_0\right)h_{\mathrm{a}} = \dfrac{Q\gamma_5\left(1 - \alpha_0\right)h_{\mathrm{a}} D_{\mathrm{T}}}{2} & x \leqslant l_1 \end{cases} \tag{23a}$$

$$M_{\mathrm{b}j}^{\mathrm{T}} = M_{\mathrm{b}j}^{\mathrm{B}} = 0 \quad l_1 < x \leqslant l \tag{23b}$$

由此可知，纯弯段砣块无剪力和弯矩，弯剪段各砣块的剪力和弯矩与 D_{T} 成正比，当砣块等间距布置时，各砣块的剪力和弯矩均相等。

根据式(22)、(23)求得的弯剪段砣块剪力和弯矩，可用于砣块剪应力、弯剪折算应力的验算，以及栓钉承载力的验算。

之后求解下弦杆及混凝土板的弯矩。先对 $\tau_{(x)}$ 积分得出 $N_{(x)}$，即：

$$N_{(x)}=\int_0^x \tau_{(x)}\,\mathrm{d}x=\begin{cases}\dfrac{Q\gamma_5 x}{2} & x\leqslant l_1\\ \dfrac{Q\gamma_5 l_1}{2} & l_1<x\leqslant l\end{cases} \tag{24}$$

由式(24)可知，下弦杆及混凝土板的轴力沿长度方向的变化规律为弯剪段线性增加，在纯弯段为常数。

将式(24)代入式(10)可得到下弦杆及混凝土板的弯矩之和，即 M_1+M_2。由于弯剪段的 $M_{\mathrm{p}(x)}$ 和 $N_{(x)}$ 均与 x 呈线性关系，因而弯剪段 M_1+M_2 沿楼盖长度方向的变化规律亦为线性，纯弯段为常数。

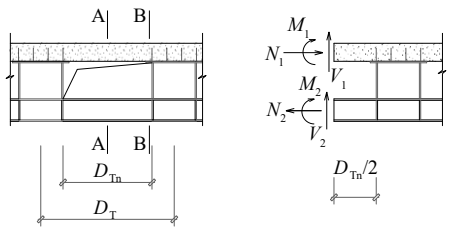
由于上述计算基于砣块连续化假定，而事实上在弯剪段的两个相邻砣块之间的孔洞范围内(如第 j 个砣块右端到第 j+1 个砣块左端的空腹截面范围内)，$N_{(x)}$ 是不变的，但 $M_{\mathrm{p}(x)}$ 仍为线性变化，使得弯剪段 M_1+M_2 的数值大于上述计算值。为此需引入砣块间弯矩增大系数 β_{M} 来反映其对 M_1+M_2 的影响，即有：

$$M_1+M_2=\beta_{\mathrm{M}}M_{\mathrm{p}(x)}-h_0N_{(x)}=M_j \tag{25}$$

由砣块间孔洞区域空腹截面内力示意(图 11)得到 β_{M} 的计算式为：

$$\beta_{\mathrm{M}}=\begin{cases}1+\dfrac{D_{\mathrm{Tn}}}{2x_j} & x\leqslant l_1\\ 1 & l_1<x\leqslant l\end{cases} \tag{26}$$

式中：x_j 为弯剪段砣块间孔洞中点的空腹截面 A—A 与左支座距离；D_{Tn} 为砣块间净距。



(a)截面位置示意　　(b)截面内力示意

图 11　砣间孔洞区域空腹截面内力示意

Fig. 11　Schematic diagram of internal forces in the open web section at the void region between the mound blocks

由式(25)、(26)可知，M_1+M_2 与截面位置有关，越靠近支座处其数值越大。

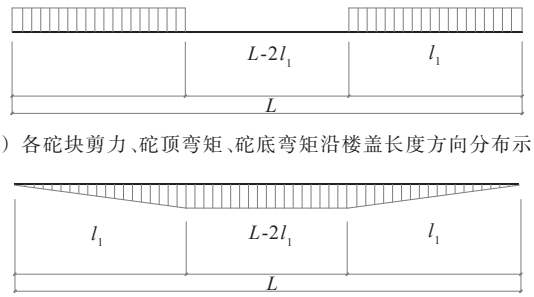
将式(25)得到的 M_j 按混凝土板和下弦杆的刚度比例进行分配，得：

$$M_1=\frac{E_1I_1}{E_1I_1+E_2I_2}M_j \tag{27a}$$

$$M_2=\frac{E_2I_2}{E_1I_1+E_2I_2}M_j \tag{27b}$$

同样，混凝土板的剪力 V_1 和下弦杆的剪力 V_2 可以将 V_j(由外荷载及支座反力引起的第 j 个砣块处的总剪力)按照考虑弯曲和剪切变形影响后的刚度比例进行分配。

根据上述公式即可求得无上弦空腹扁桁架组合楼盖各组成部分(砣块、栓钉、混凝土板、下弦杆)的内力大小。各内力大小沿长度方向的变化规律示意如图 12 所示(图中仅比较内力的相对大小，不反映其正负号)。



(a) 各砣块剪力、砣顶弯矩、砣底弯矩沿楼盖长度方向分布示意

(b) 下弦杆及混凝土板的轴力和弯矩沿楼盖长度方向分布示意

图 12　楼盖各内力沿长度的变化规律示意

Fig. 12　Schematic diagram of variation laws of the internal forces along the length of the floor

1.4　楼盖承载力及极限荷载计算

1)无上弦空腹扁桁架组合楼盖破坏模式种类。

与常规的组合楼盖相比，本楼盖体系因跨度方向交替有实腹和空腹截面，其受力较为复杂，不能简单采用常规组合梁的截面承载力来确定楼盖体系的承载力，需要考虑各种可能的破坏模式，如表 2 所示。

按照 1.3 节各公式得到楼盖各部位的内力后，

表 2　无上弦空腹桁架组合楼盖破坏模式种类

Table 2　Types of failure modes of the flat top-chord-free open-web truss composite floor

破坏部位	破坏模式	验算部位	相应的极限荷载
砣块	砣块剪切/弯剪破坏	弯剪段剪力最大的砣块	Q_{u}^1
栓钉	栓钉剪切破坏	弯剪段剪力最大的砣块顶部栓钉	Q_{u}^2
混凝土板+下弦杆	整体弯曲破坏	跨中空腹截面	Q_{u}^3
混凝土板	压弯破坏	弯剪段混凝土板	Q_{u}^4
	剪切破坏	弯剪段混凝土板	Q_{u}^5
下弦杆	拉弯破坏	弯剪段下弦杆	Q_{u}^6
	剪切破坏	弯剪段下弦杆	Q_{u}^7

即可分别验算上述各破坏模式对应的极限承载力，将各极限承载力对应的外荷载的最小值作为无上弦空腹扁桁架组合楼盖的极限荷载。

2)砼块的承载力计算。

砼块承受剪力和弯矩，其大小分别按照式(22)和式(23)求得，之后验算砼块的受剪和弯剪承载力，并得到砼块剪切/弯剪破坏对应的极限荷载 Q_{u}^{1}。

3)栓钉的抗剪承载力计算。

栓钉集中布置于每个砼块的上方，栓钉的抗剪承载力验算见式(28)。

$$V_{\mathrm{b}} \leqslant nN_{\mathrm{V}}^{\mathrm{C}} \tag{28}$$

式中：V_{b} 为栓钉的剪力；n 为支座砼块上部的栓钉数量；$N_{\mathrm{V}}^{\mathrm{C}}$ 为单个栓钉的抗剪承载力。

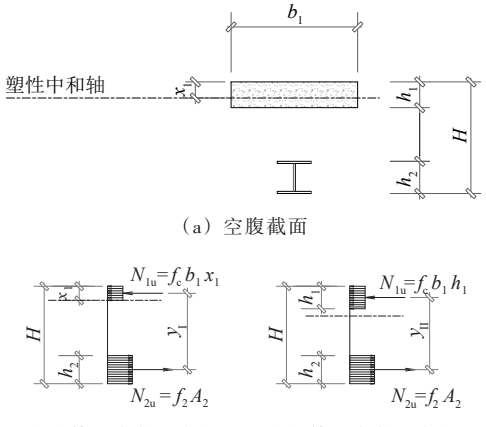
由式(28)可得到栓钉剪切破坏对应的极限荷载 Q_{u}^{2}。

4)混凝土板和下弦杆的抗弯承载力计算。

混凝土板和下弦杆的抗弯承载力，对于跨中和支座附近均选取空腹截面计算，但跨中按照整体截面(即由混凝土板和下弦杆组成的整体截面)进行计算，支座附近的空腹截面由于按式(26)得到的弯矩放大系数较大，而此处的轴力值较小，使得支座附近空腹截面的内力情况较为复杂，该处需对混凝土板和下弦杆分别进行承载力计算。

跨中空腹截面按照整体截面进行计算，其截面形状如图 13(a)所示。

根据塑性中性轴的位置是否位于混凝土板厚度范围内，将计算截面分为两类[中性轴位于混凝土板厚范围内(即 $x_1 \leqslant h_1$)为第一类，位于混凝土板下方为第二类]，分别如图 13(b)和 13(c)所示。



(a) 空腹截面　(b) 第一类截面应力　(c) 第二类截面应力

注：b_1 为混凝土板的宽度；x_1 为第一类截面的混凝土板受压区高度；N_{1u} 和 N_{2u} 分别为受压区和受拉区应力的合力($N_{1u}=N_{2u}$)；f_c 为混凝土的轴心抗压强度；y_{I} 和 y_{II} 分别为两类截面之间的距离。

图 13　跨中空腹截面抗弯极限承载力计算简图

Fig. 13　Calculation diagram for the ultimate bending capacity of the open-web section at mid-span

跨中空腹截面为第一类截面时，其抗弯极限承载力 M_{u1} 的计算式为：

$$M_{\mathrm{u1}} = f_{\mathrm{c}} b_1 x_1 y_1 = f_{\mathrm{c}} b_1 x_1 \left(H - \frac{h_2}{2} - \frac{x_1}{2} \right) \tag{29}$$

跨中空腹截面为第二类截面时，其抗弯极限承载力 M_{u2} 的计算式为：

$$M_{\mathrm{u2}} = f_{\mathrm{c}} b_1 h_1 y_2 = f_{\mathrm{c}} b_1 h_1 \left(H - \frac{h_2}{2} - \frac{h_1}{2} \right) \tag{30}$$

依据式(29)、(30)即可得到楼盖跨中截面整体弯曲破坏对应的极限荷载 Q_{u}^{3}。

对于支座附近的空腹截面，需要单独计算混凝土板和下弦杆的承载力。计算时先按式(25)~(27)计算混凝土板的弯矩 M_1 和下弦杆的弯矩 M_2，由式(24)得到相应的轴力 N_1 和 N_2 后，对混凝土板和下弦杆分别按照混凝土压弯构件和钢拉弯构件验算其承载力，得到相应的极限荷载 Q_{u}^{4} 和 Q_{u}^{6}。

5)混凝土板和下弦杆的抗剪承载力计算。

除抗弯承载力外，还需对混凝土板和下弦杆进行抗剪承载力验算。将距支座最近的空腹截面剪力 V_{PA} 分配给混凝土板和下弦杆，之后验算其各自的抗剪承载力，可得到混凝土板剪切破坏相应的极限荷载 Q_{u}^{5} 和下弦杆剪切破坏相应的极限荷载 Q_{u}^{7}。

6)楼盖的极限荷载。

根据上述各极限荷载 Q_{u}^{1}~Q_{u}^{7}，得到无上弦空腹扁桁架组合楼盖的极限荷载为：

$$Q_{\mathrm{u}} = \min\left\{ Q_{\mathrm{u}}^{1}, Q_{\mathrm{u}}^{2}, Q_{\mathrm{u}}^{3}, Q_{\mathrm{u}}^{4}, Q_{\mathrm{u}}^{5}, Q_{\mathrm{u}}^{6}, Q_{\mathrm{u}}^{7} \right\} \tag{31}$$

2　无上弦空腹扁桁架组合楼盖变形及弹性刚度分析

楼盖的弯曲变形可根据式(32)积分得出：

$$\frac{\mathrm{d}^2 y_{\mathrm{m}}}{\mathrm{d}x^2} = \gamma_1 \left(M_{\mathrm{p}(x)} - \int_0^x h_0 \tau_{(x)} \mathrm{d}x \right) \tag{32}$$

其中

$$y_{\mathrm{m}} = y_{\mathrm{m\,I}} - y_{\mathrm{m\,II}}$$

$$y_{\mathrm{m\,I}} = \gamma_1 \int_0^x \int_0^x M_{\mathrm{p}(x)} \mathrm{d}x \, \mathrm{d}x$$

$$y_{\mathrm{m\,II}} = \gamma_1 h_0 \int_0^x \int_0^x \int_0^x \tau_{(x)} \mathrm{d}x \, \mathrm{d}x \, \mathrm{d}x$$

式中：$y_{\mathrm{m\,I}}$ 为完全不考虑混凝土板和下弦杆组合作用情况下楼盖的弯曲挠度；$y_{\mathrm{m\,II}}$ 为砼块参与组合后楼盖挠度的降低值。

将式(11)和(21)代入式(32)，积分并引入边界条件后可得：

$$y_{\mathrm{m\,I}}=\begin{cases}\gamma_1 Q\left[\dfrac{x^3}{12}+\dfrac{l_1(l_1-2l)x}{4}\right] & x\leqslant l_1\\ \gamma_1 Q\left(\dfrac{l_1x^2}{4}-\dfrac{l_1lx}{2}+\dfrac{l_1^3}{12}\right) & l_1<x\leqslant l\end{cases}\tag{33a}$$

$$y_{\mathrm{m\,II}}=\begin{cases}\gamma_1\gamma_5 h_0 Q\left[\dfrac{x^3}{12}+\dfrac{l_1(l_1-2l)x}{4}\right] & x\leqslant l_1\\ \gamma_1\gamma_5 h_0 Q\left(\dfrac{l_1x^2}{4}-\dfrac{l_1lx}{2}+\dfrac{l_1^3}{12}\right) & l_1<x\leqslant l\end{cases}\tag{33b}$$

考虑到砣块间孔洞的存在，在挠度计算时将砣块的贡献适当降低，引入系数ζ对式(33b)的$y_{\mathrm{m\,II}}$予以折减，则有：

$$y_{\mathrm{m}}=y_{\mathrm{m\,I}}-\zeta y_{\mathrm{m\,II}}\tag{34}$$

其中 $\zeta=(1-\alpha_{\mathrm{v}})^{0.35}$

式中：α_{v}为无上弦空腹扁桁架组合楼盖的立面整体开孔率。

除弯曲位移外，楼盖的剪切位移y_{v}可由式(35)积分求得：

$$\frac{\mathrm{d}y_{\mathrm{v}}}{\mathrm{d}x}=-\frac{V_{\mathrm{p}(x)}}{\dfrac{G_1A_1}{\mu_1}+\dfrac{G_2A_2}{\mu_2}}=\gamma_6V_{\mathrm{p}(x)}\tag{35}$$

其中 $\gamma_6=\dfrac{1}{\dfrac{G_1A_1}{\mu_1}+\dfrac{G_2A_2}{\mu_2}}=\dfrac{\mu_1\mu_2}{G_1A_1\mu_2+G_2A_2\mu_1}$

将式(17)代入式(35)，积分可得：

$$y_{\mathrm{v}}=\begin{cases}\dfrac{\gamma_6Q}{2}x & x\leqslant l_1\\ \dfrac{\gamma_6Q_2}{2}l_1 & l_1<x\leqslant l\end{cases}\tag{36}$$

楼盖的总挠度为：

$$y=y_{\mathrm{m}}+y_{\mathrm{v}}=\gamma_1(1-\zeta h_0\gamma_5)Q\left[\frac{x^3}{12}+\frac{l_1(l_1-2l)x}{4}\right]+\frac{\gamma_6Q}{2}x \qquad x\leqslant l_1 \tag{37a}$$

$$y=y_{\mathrm{m}}+y_{\mathrm{v}}=\gamma_1(1-\zeta h_0\gamma_5)Q\left(\frac{l_1x^2}{4}-\frac{l_1x}{2}+\frac{l_1^3}{12}\right)+\frac{\gamma_6Q}{2}l_1 \qquad l_1<x\leqslant l \tag{37b}$$

将$x=l$代入式(37)即可得到楼盖的跨中挠度为：

$$y_0=\gamma_1(1-\zeta h_0\gamma_5)Q\left(\frac{l_1^3}{12}-\frac{l_1l^2}{4}\right)+\frac{\gamma_6Q}{2}l_1\tag{38}$$

3 试验验证

3.1 试验概况

试件的立面同图4，其跨度L=2800 mm，共有14个砣块，每个砣块长度L_{T}=100 mm，砣块的净距D_{Tn}=125 mm(靠近左右支座的各两个净距)和100 mm(其余位置)，弯剪段长度l_1=930 mm，纯弯段长度$L-2l_1$=940 mm，楼盖总高度H=173 mm，其中混凝土板厚度h_1=40 mm，下弦杆截面高度h_2=50 mm，砣块高度h_{a}=83 mm(含砣块顶板厚度3 mm)，每个砣块顶板焊接8个ϕ6栓钉。砣块和下弦杆的截面尺寸分别为H100×50×3×3和H50×50×3×3，砣块截面采用下弦杆在与砣块翼缘板对应位置设加劲板，厚度3 mm。试件两端均采用铰支座，其中一端为固定铰，另一端为滑动铰。

试件采用的材料为：混凝土板C40(采用灌浆料浇筑，实测立方体强度f_{cu}^0为74.6 MPa，据此换算其轴心抗压强度、抗拉强度和弹性模量)，下弦杆及砣块的钢材强度等级均为Q235B，其材性试验的屈服点f_{y}、抗拉强度f_{u}、伸长率δ分别为364.1 MPa、496.3 MPa和34.3%。

采用两点集中加载，试验照片如图14所示。

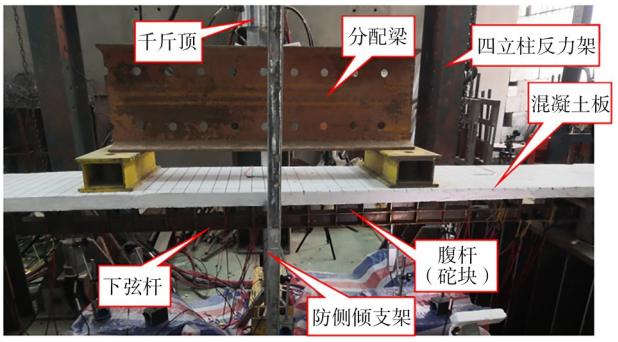


图14 试验照片

Fig. 14 Test photograph

3.2 试验结果

试件破坏模式为下弦杆断裂，此外弯剪段混凝土板底与砣块顶部出现了剥离。通过试验得出的荷载-位移曲线如图15所示(其中位移为跨中挠度)。可知：

1)试件的荷载-位移曲线明显分为三个阶段，即弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段。

2)本试件的极限承载力为64.9 kN(对应的弯矩即抗弯承载力为30.2 kN·m)。如果不考虑楼盖体系的组合作用，单独计算上部混凝土板的抗弯承载力M_{u01}和下弦钢构件的抗弯承载力M_{u02}(计算时

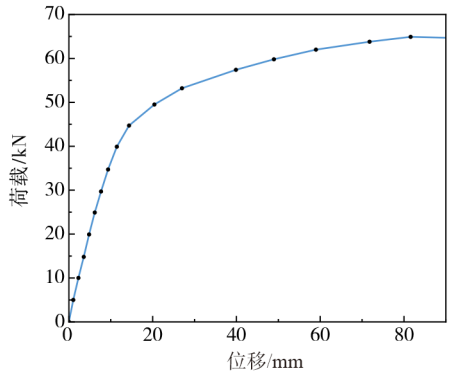


图 15　试件的荷载-位移曲线

Fig. 15　Load-displacement curve of the specimen

材料强度均取前述材性试验值),可以算得不考虑组合作用的楼盖承载力为 $M_{u0}=M_{u01}+M_{u02}=10.9\ \text{kN}\cdot\text{m}$,远小于本试验值,表明无上弦空腹扁桁架组合楼盖具有良好的组合承载性能。

3)本试件破坏时的最大挠度为 81.6 mm,为其跨度的 1/34,其弹性阶段的最大挠度为 9.4 mm,楼盖的位移延性系数为 81.6/9.4=8.7,表明无上弦空腹扁桁架组合楼盖具有较高的变形能力和延性。

3.3　极限承载力比较

按照 1.4 节的方法,可以得出本试件与表 2 中的各种破坏模式对应的极限荷载 Q_u^1~Q_u^7 分别为 85.2,91.1,66.5,78.2,74.6,58.3,358.5 kN,因此该试件的极限荷载的理论计算值为 $Q_u=\min\{Q_u^1,Q_u^2,Q_u^3,Q_u^4,Q_u^5,Q_u^6,Q_u^7\}=58.3\ \text{kN}$。

与试验得出的极限荷载 64.9 kN 相比,误差为 10.1%,较为吻合,且计算值略为保守。理论计算的极限承载力相应的破坏模式为下弦杆在拉弯作用下破坏,亦符合试验结果。

由上述对比可看出,本文得出的无上弦空腹扁桁架组合楼盖理论计算方法可用于该楼盖体系破坏模式的判别以及极限承载力的计算,对于本试件而言,计算得出的 7 个极限荷载数值排序为 $Q_u^6<Q_u^3<Q_u^5<Q_u^4<Q_u^1<Q_u^2<Q_u^7$,其中除 Q_u^7(即下弦杆剪切破坏对应的极限荷载 358.5 kN)显著超出其余极限荷载外,Q_u^1~Q_u^6 的数值之间的差距并不大(最小 58.3 kN,最大 91.1 kN),因此本楼盖的极限承载力计算时均需考虑这六种破坏模式。由上述数值排序可知,相对较易出现的破坏模式依次为:下弦杆的拉弯破坏、跨中空腹截面的整体受弯破坏、混凝土板的剪切破坏、混凝土板的压弯破坏、砣块破坏、栓钉的破坏,而下弦杆剪切破坏的模式一般不会出现。

3.4　弹性挠度比较

以试件弹性阶段的荷载 Q=34.7 kN 为例,按照式(37)得到的挠度曲线与试验实测挠度曲线的比较如图 16 所示(图中仅绘出左半跨的曲线,右半跨与之对称)。可见,二者的形状较为接近。按照式(38)算得的该级荷载下的跨中挠度为 y_0=9.8 mm,试验实测值为 9.4 mm,计算挠度的误差仅为 4.3%,表明本文得出的弹性挠度计算公式准确度较高。

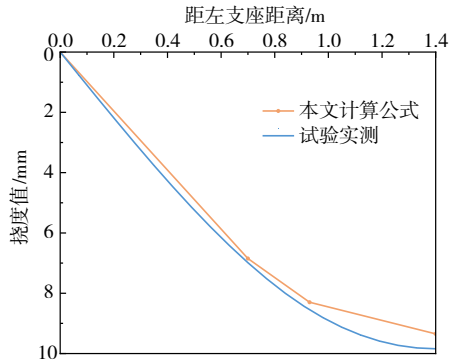


图 16　弹性挠度曲线比较

Fig. 16　Comparison of elastic deflection curves

4　参数化分析

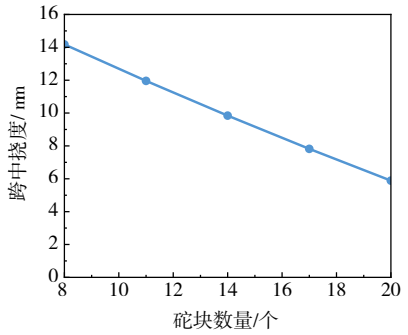
采用式(38)的跨中挠度计算公式,分析各参数对挠度的影响。选取砣块数量、砣块长度、下弦杆的截面特性、混凝土板的截面特性作为参数,分析其对跨中挠度的影响。荷载仍采用前述试件弹性阶段的荷载 Q=34.7 kN。

保持图 4 中其他尺寸不变,砣块数量分别取 8,11,14,17 和 20,得到跨中挠度与砣块数量的关系,如图 17(a)所示。

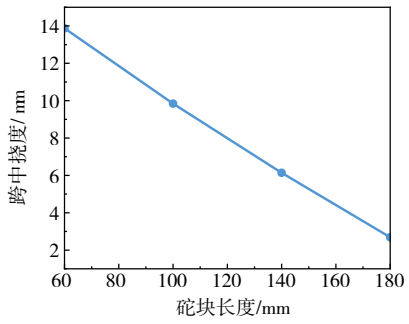
砣块长度 L_T(即砣块截面高度)分别取 60,100,140,180 mm,得到跨中挠度与砣块长度的关系如图 17(b)所示。

改变下弦杆的截面参数,得到跨中挠度与下弦杆截面面积及惯性矩的关系曲线分别如图 18(a)和(b)所示。改变混凝土板的截面参数,得到跨中挠度与混凝土板面积及惯性矩的关系曲线分别如图 18(c)和(d)所示。

由图 17、18 可看出:1)本组合楼盖的跨中挠度与上述各参数均密切相关,但相关特征有所区别。2)挠度随着砣块数量和砣块长度的增加,基本呈线性下降。3)下弦杆截面面积和截面惯性矩与挠度的关系相比,前者近似与挠度呈线性,而随着后者(惯性矩)的增加,挠度开始下降较慢,之后下降加



(a)挠度与砣块数量



(b)挠度与砣块长度

图 17 挠度与砣块数量、长度的关系曲线

Fig. 17 Relationship between deflection and number or length of mound blocks

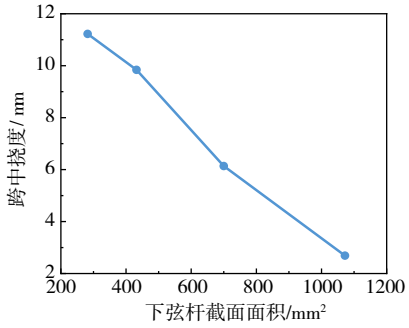
快。4)混凝土板的截面积和惯性矩与挠度的关系较类似,随着截面积和惯性矩的增加,挠度开始下降较快,之后下降速度逐渐减慢。

5 结 论

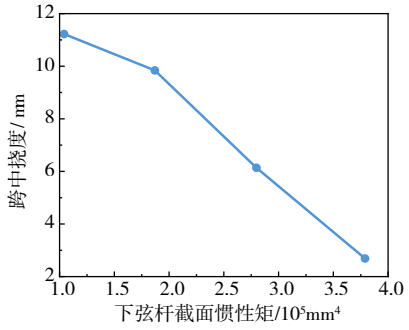
无上弦空腹扁桁架组合楼盖作为一种新型的楼盖体系,其变形能力和延性好,与传统的组合楼盖相比,更便于设备管线的穿行。与双向桁架组合楼盖相比,其构造更为简单、节点连接方便。本文针对无上弦空腹扁桁架组合楼盖的力学性能进行了理论推导和试验验证,得出的主要结论如下:

1)无上弦空腹扁桁架组合楼盖的内力分布较为复杂,采用砣块连续化的假定建立微分方程,可得出楼盖各部位(砣块、混凝土板、下弦杆)的内力。在两点加载的情况下,纯弯段各砣块的剪力为零,弯剪段各砣块剪力及弯矩相等(砣块等间距布置时)。下弦杆及混凝土板的轴力分布规律为:弯剪段线性增加,纯弯段为常数。

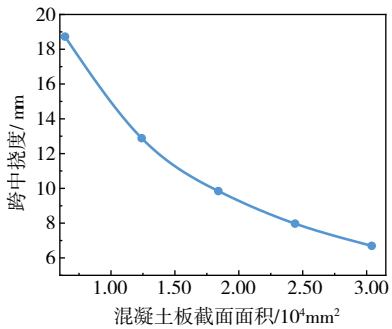
2)本楼盖体系的极限承载力不能采用传统组合梁的方法即由单一截面的承载力计算方法得出,而是需要先按照各种破坏模式分别计算楼盖各部位的极限承载力。其中相对较易出现的破坏模式有:下弦杆的拉弯破坏、跨中空腹截面的整体受弯破坏、混凝土板的剪切破坏、混凝土板的压弯破坏、



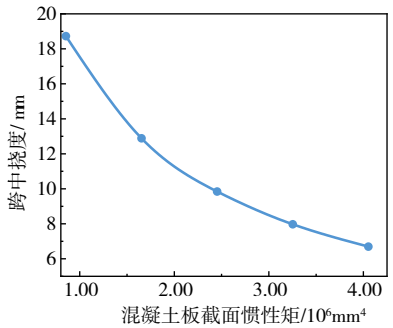
(a) 挠度与下弦杆截面面积



(b) 挠度与下弦杆截面惯性矩



(c) 挠度与混凝土板截面面积



(d) 挠度与混凝土板截面惯性矩

图 18 挠度与下弦杆/混凝土板的截面面积/惯性矩的关系曲线

Fig. 18 Relationship between deflection and the cross-sectional area or moment of inertia of the bottom chord or concrete slab

砣块破坏、栓钉的破坏，而相对不易出现的破坏模式为下弦杆的剪切破坏。

3）采用本文得出的挠度计算公式可以较准确地计算本组合楼盖的弹性挠度。参数化分析表明，楼盖的挠度与砣块的数量和长度、下弦杆的截面特性、混凝土板的截面特性等参数相关。

本楼盖体系是一种新型的组合楼盖，关于其刚度和极限承载力需要进行一系列的全面研究，本文的参数化分析针对的是楼盖的弹性刚度，对其弹塑性变形和极限承载力的参数化分析等研究有待进一步开展。

参　考　文　献

[1] 金来建，谢军．组合楼盖在超高层建筑中的应用[J]．建筑结构，2013，43(增刊1)：478-482.

[2] 聂建国，陶慕轩，黄远，等．钢-混凝土组合结构体系研究新进展[J]．建筑结构学报，2010，31(6)：71-80.

[3] 史庆轩，田建勃，王南，等．钢-混凝土组合连梁研究现状及其发展[J]．建筑结构，2014，44(9)：1-8.

[4] 丁发兴，许云龙，王莉萍，等．钢-混凝土组合结构抗震性能研究进展[J]．钢结构(中英文)，2023，38(12)：1-26.

[5] 龚超，侯兆新，刘瑄，等．楼板下承式钢-混凝土组合扁梁楼盖原位加载试验研究[J]．建筑结构学报，2021，42(增刊2)：57-64.

[6] 童根树．钢-混凝土组合梁的刚度[J]．钢结构(中英文)，2022，37(10)：50-52.

[7] CHUNG K F，KO C H，WANG A J．Design of steel and composite beams with web openings - Verification using finite element method[J]．Steel and Composite Structures，2005，5(2/3)：203-233.

[8] FERREIRA F，MARTINS C H，NARDIN S D．Advances in composite beams with web openings and composite cellular beams [J]．Journal of Constructional Steel Research，2020，172：106182.

[9] 贾连光，杜嘉慧，毕然，等．正六边形孔蜂窝组合梁腹板纯弯屈曲研究[J]．钢结构(中英文)，2022，37(2)：1-12.

[10] LIU Y Q，XIN H H，HE J，et al．Experimental and analytical study on fatigue behavior of composite truss joints[J]．Journal of Constructional Steel Research ，2013，83：21-36.

[11] TIAN L M，KOU Y F，HAO J P，et al．Flexural performance of a lightweight composite floor comprising cold-formed steel trusses and a composite mortar slab[J]．Thin-Walled Structures，2019，144：106361.

[12] CHEN Y Y，DONG J C，XU T H．Composite box girder with corrugated steel webs and trusses - a new type of bridge structure [J]．Engineering Structures，2018，166：354-362.

[13] 杨期柱，马克俭，张华刚，等．大跨度装配整体式钢-混凝土组合空腹楼盖结构设计[J]．建筑结构，2014，44(13)：5-8.

[14] 王其明，李晨，陈志华，等．苏州重元寺大禅堂钢-混凝土组合空腹夹层板屋盖设计[J]．建筑结构，2015，45(2)：25-28.

[15] 林振杨．钢-混凝土组合空腹板结构受力性能和设计方法研究[D]．北京：北京交通大学，2011.

[16] 梁戬，沈睿麟，肖建春，等．新型双竖腹杆空腹桁架梁及其等代刚度法研究[J]．建筑结构，2025，55(6)：31-36.

[17] 包世华．新编高层建筑结构[M]．北京：中国水利水电出版社，2013.