

建筑力学案例教学

林敏

[摘 要] 本文从理论上分析了幕墙立柱双跨梁力学计算模型，引入了双跨梁短跨与全跨比例因子，分析了与双跨梁最大挠度、支座反力之间的关系，提出了幕墙立柱结构设计的优化方法，并分析了在幕墙设计和施工过程中应注意的问题。

[关键词] 幕墙立柱，双跨梁，结构计算，结构优化

1 引言

建筑幕墙不仅是一个建筑产品，也是建筑艺术的重要组成部分，是现代建筑科技发展过程中所取得的重要成果。建筑幕墙技术之所以发展如此迅速，是因为它适应了时代发展的需求。有了建筑幕墙，建筑物从此披上了美丽的“霓裳”，使建筑更加生动，更富有表现力。所以从某种意义上说，建筑幕墙技术也是建筑师表达建筑个性、充分表现建筑艺术思想的重要手段。

在幕墙设计中，人们会根据建筑幕墙结构的特点，采用与之相适应的结构计算与分析方法。幕墙的立柱，是幕墙的“骨架”，如何设计幕墙立柱，选择合适的计算分析方法，是保证幕墙结构安全和提高经济性能的关键环节。JGJ102—2003

《玻璃幕墙工程技术规范》的 6.3.6 条明确规定：“应根据立柱的实际支承条件，分别按单跨梁、双跨梁或多跨铰接梁计算由风荷载或地震作用产生的弯矩，并按其支承条件计算轴向力。”因此，在实际工程实践中，人们总会根据幕墙立柱的结构特点，将实际的立柱结构，简化为与之相适应的“物理模型”（力学模型），绘制出结构计算简图，生成“数学模型”，并利用数学方法进行分析求解。在实际结构分析计算中，幕墙立柱的计算常采用简支梁、双跨梁、多跨铰接连续梁和连续梁等力学模型，当然还可以采用有限元分析方法。

在工程实践中，当主体建筑的楼层跨度较大时，为了提高幕墙立柱的安全性和提高幕墙设计的经济性能，我们通常会将立柱设计为双跨梁的结构型式，并采用双跨梁力学模型进行分析计算。本文将探讨幕墙立柱双跨梁力学计算模型，分析在幕墙设计中应考虑的主要结构因素，提出结构优化设计的方法。

2 立柱双跨梁力学模型

2.1 立柱荷载简化

建筑幕墙的立柱是幕墙结构体系的主体，它悬挂于主体结构之上，上、下立柱之间留有 15mm 以上的缝隙。在一般情况下，立柱所受荷载可以简化为呈线性分布的矩形荷载，其受力简图可以表示为如图 1 所示。图 1 为立柱为受均布荷载的简支梁计算简图，其荷载集度为，立柱的计算长度为。因此立柱的计算分析，可以简化为一个典型平面杆系问题。

该问题可以认为是一个平面内的问题。

对幕墙立柱来说，我们认为：①它是细长杆件，因此可以用坐标来描述；②主要变形为垂直于轴的挠度，可以用挠度来描述位移场。所以可以进行如下假设：

- 直法线假定；
- 小变形与平面假设。

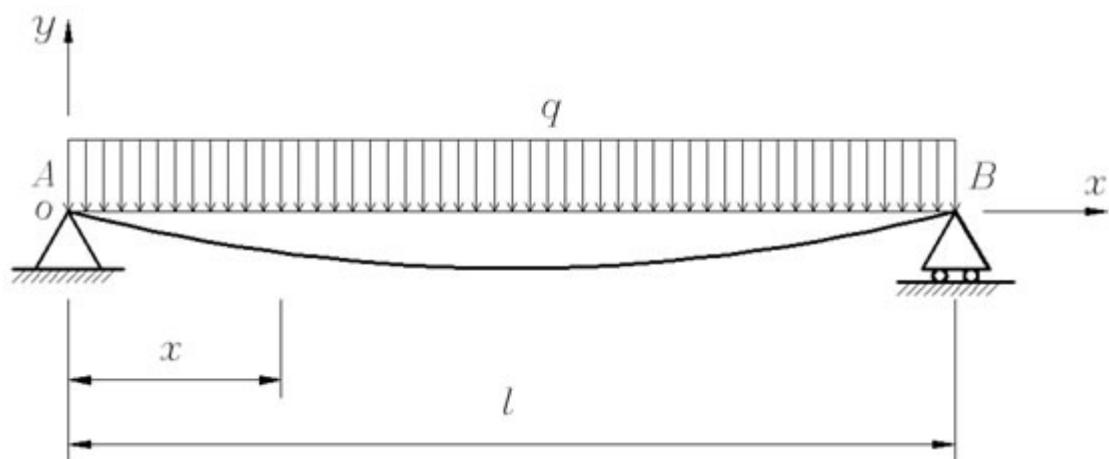


图 1 立柱为受均布荷载的简支梁计算简图

2.2 双跨梁计算模型解析

2.2.1 双跨梁的计算简图

由于幕墙立柱所受荷载可以简化为呈线性分布的矩形荷载，假设其荷载集度为 q ，立柱的计算长度为 l ，则立柱双跨梁力学计算模型的计算简图如图 2 所示。

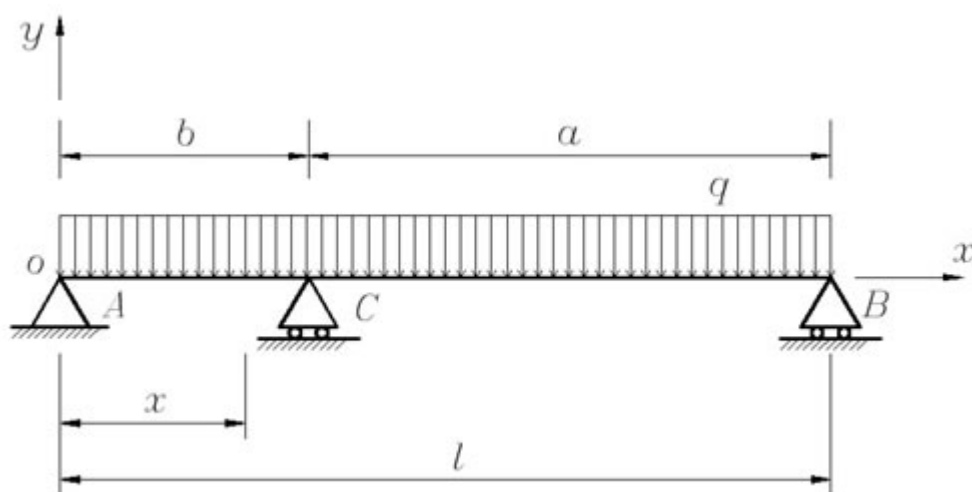


图 2 立柱双跨梁力学计算模型计算简图

该力学模型边界条件为：在 xy 平面内，立柱共有三个支座，分别是支座 A、支座 B 和支座 C。立柱为细长杆件，主要变形为垂直于 x 轴的挠度。三个支座处的支座反力只有平行于 x 轴方向的反力，没有水平支座反力，即立柱无轴向力。

立柱几何参数：长度 l 、长跨 a 、短跨 b 和比例因子 $\lambda = \frac{b}{l}$ 。

2.2.2 双跨梁力学参数的求解

对幕墙立柱进行结构分析计算时，需要计算的力学参数主要有：各支座反力、垂直于 y 轴方向的挠度、立柱内力即弯矩和剪力等。下面给出其求解过程，假设立柱材料的弹性模量为 E ，其截面对中性轴的惯性矩为 I 。

我们知道，双跨梁的计算问题，实际上是一个超静定问题，因此必须要用到静力平衡条件和变形谐调条件。该问题的变形谐调条件就是在 C 支座处，垂直于 y 轴方向的挠度为 0 。

根据叠加原理，在小变形的前提下，在弹性范围内，作用在立柱上的力是各自独立的，并不相互影响，各个荷载与它所引起的内力成线性关系，叠加各个荷载单独作用的内力，就可以得到共同作用时的内力。

因此为了计算分析更容易，我们可以对幕墙立柱的双跨梁力学模型进行简化，简化的思路是：先去除支座 C ，代之以支座反力 R_C 。于是双跨梁力学模型实际上可以当成下面两种简支梁力学模型的叠加，如图 3 和图 4 所示。

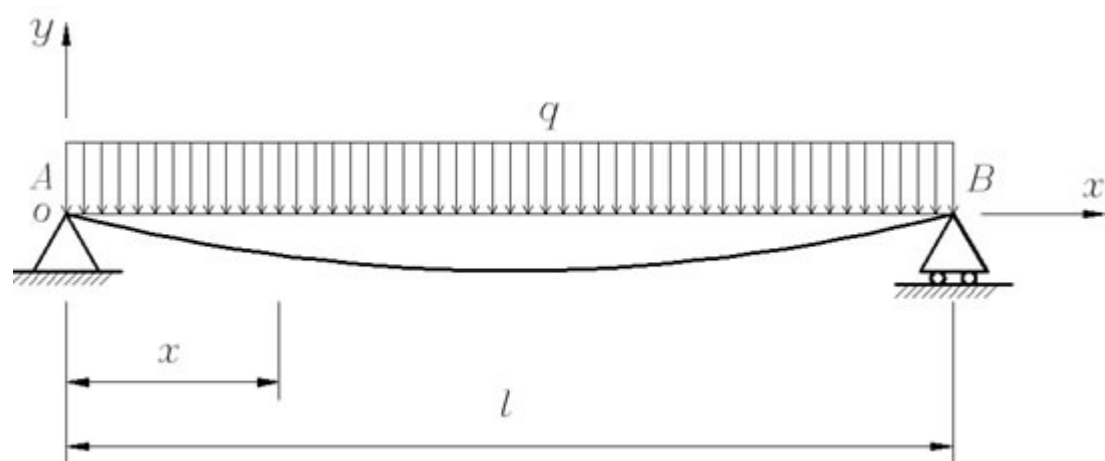


图 3

图 3 表示的实际上就是双跨梁去除中间支座后的情况，是受呈线性分布的矩形荷载的简支梁，其荷载集度是 q ，计算长度为 l 。设立柱中性层的挠度曲线为 $v(x)$ 。

$$\text{坐标为 } x \text{ 的截面上的弯矩为 } M_x = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} \quad (1-1)$$

$$\text{由于立柱中性层的挠度曲线方程为 } EIv(x)'' = M = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} \quad (1-2)$$

经两次积分得

$$EIv(x)' = \frac{qlx^2}{4} - \frac{q}{6}x^3 + C \quad (1-3)$$

$$EIv(x) = \frac{qlx^3}{12} - \frac{q}{24}x^4 + Cx + D \quad (1-4)$$

由于立柱在两端铰支座上的挠度都等于 0，故得边界条件

$$x=0 \text{ 时, } v=0$$

$$x=l \text{ 时, } v=0$$

将以上边界条件代入(1-4)式，得

$$D=0$$

$$\frac{ql^4}{12} - \frac{q}{24}l^4 + Cl = 0$$

所以有

$$C = -\frac{ql^3}{24}, \quad D=0$$

于是

$$EIv(x)' = \frac{qlx^2}{4} - \frac{q}{6}x^3 - \frac{ql^3}{24} \quad (1-5)$$

$$EIv(x) = \frac{qlx^3}{12} - \frac{q}{24}x^4 - \frac{ql^3}{24}x \quad (1-6)$$

因为跨度中点挠度曲线的斜率为 0，由此可以求得挠度的极值。

$$f_{\max} = v \Big|_{x=\frac{l}{2}} = -\frac{5ql^4}{384EI}$$

由(1-6)可得，当 $x=l$ 时，其挠度

$$v \Big|_{x=b} = \frac{1}{EI} \left(\frac{qlb^3}{12} - \frac{q}{24}b^4 - \frac{ql^3}{24}b \right) \quad (1-7)$$

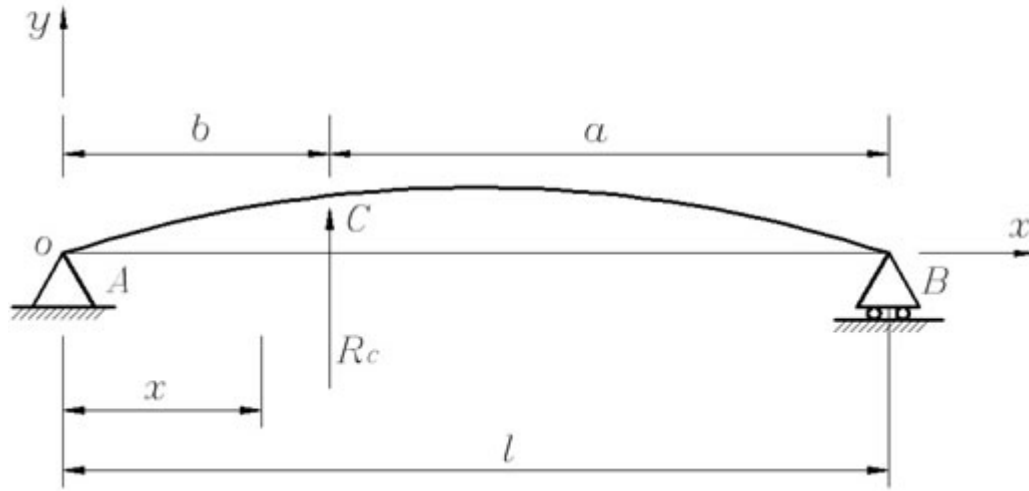


图 4

图 4 表示的实际上是受集中荷载 作用的简支梁。通过理论分析，用[积分法](#)求解，可得到如下结果：

当 $0 \leq x \leq b$ 时

$$v(x) = \frac{R_C \cdot a \cdot x}{6E \cdot I \cdot l} (l^2 - a^2 - x^2) \quad (1-8)$$

当 $b \leq x \leq l$ 时

$$v(x) = \frac{R_C \cdot a}{6E \cdot I \cdot l} \left[(l^2 - a^2 - x^2)x + \frac{l}{a}(x-b)^3 \right] \quad (1-9)$$

由(1-8)或(1-9)均可以得到，当 $x = b$ 时，其挠度

$$v \Big|_{x=b} = \frac{R_C \cdot a \cdot b}{6E \cdot I \cdot l} (l^2 - a^2 - b^2) \quad (1-10)$$

由双跨梁的变形谐调条件，在 C 支座处，垂直于 轴方向的挠度为 0。由(1-7)式和(1-10)式可得

$$\frac{1}{EI} \left(\frac{qlb^3}{12} - \frac{q}{24} b^4 - \frac{ql^3}{24} b \right) + \left(\frac{R_C \cdot a \cdot b}{6EI \cdot l \cdot l} (l^2 - a^2 - b^2) \right) = 0$$

$$R_C = - \frac{\left(\frac{qlb^3}{12} - \frac{q}{24} b^4 - \frac{ql^3}{24} b \right)}{\frac{a \cdot b}{6l} (l^2 - a^2 - b^2)} \quad (1-11)$$

因为 $\lambda = \frac{b}{l} (0 < \lambda < 1)$ ，代入(1-11),化简可得。

$$R_C = - \frac{1}{\lambda(1-\lambda)^2} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right) ql \quad (1-12)$$

可得 R_A 和 R_B

$$R_A = \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\lambda(1-\lambda)} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right) \right] ql \quad (1-13)$$

$$R_B = \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{(1-\lambda)^2} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right) \right] ql \quad (1-14)$$

在求出各支座反力 (R_A 、 R_B 和 R_C) 的基础上，可以得到双跨梁任截面上的弯矩 M_x 、剪力 Q_x 和挠度 F_x 。

一般规定，在如图 3 或图 4 所示变形情况下，任意截面的左段对右段向上相对错动时，剪力为正，反之为负。至于弯矩，则无论在指定截面的左侧或右侧，向上的外力产生正弯矩，向下的外力产生负弯矩。

(1)坐标为 x 的截面上的弯矩为

当 $0 \leq x \leq b$ 时↵

$$M_x = - \frac{qx^2}{2} + R_A \cdot x \quad (1-15)$$

当 $b \leq x \leq l$ 时↵

$$M_x = - \frac{qx^2}{2} + R_C \cdot (x-b) + R_A \cdot x \quad (1-16)$$

$$\text{或 } M_x = - \frac{q(l-x)^2}{2} + R_B \cdot (l-x) \quad \leftarrow$$

(2)坐标为 x 的截面上的剪力为

(3)坐标为 x 的截面上的挠度为

当 $0 \leq x \leq b$ 时,

$$f_x = \frac{1}{EI} \left(\frac{qlx^3}{12} - \frac{q}{24} x^4 - \frac{ql^3}{24} x \right) + \left(\frac{R_C \cdot a \cdot x}{6EI \cdot l} (l^2 - a^2 - x^2) \right) \quad (1-19)$$

当 $b \leq x \leq l$ 时,

$$f_x = \frac{1}{EI} \left(\frac{qlx^3}{12} - \frac{q}{24} x^4 - \frac{ql^3}{24} x \right) + \frac{R_c \cdot a}{6E \cdot I \cdot l} \left[(l^2 - a^2 - x^2)x + \frac{l}{a}(x-b)^3 \right] \quad (1-20)$$

2.2.3 λ 与双跨梁的力学参数之间的关系

(1) λ 与支座反力

由式(1-12)、(1-13)和(1-14)可得如下表 1:

表 1 双跨梁支座反力系数表

支座反力 系数 λ	μ_A	μ_B	μ_C
0.01	-12.12375	0.37249	12.75126
0.05	-2.11875	0.36217	2.75658
0.10	-0.86250	0.34861	1.51389
0.15	-0.43958	0.33419	1.10539
0.20	-0.22500	0.31875	0.90625
0.25	-0.09375	0.30208	0.79167
0.30	-0.00417	0.28393	0.72024
0.35	0.06161	0.26394	0.67445
0.40	0.11250	0.24167	0.64583
0.45	0.15347	0.21648	0.63005
0.50	0.18750	0.18750	0.6250

$$R_A = \mu_A \cdot ql$$

$$R_B = \mu_B \cdot ql$$

$$\text{因此有, } R_C = \mu_C \cdot ql$$

可见, 双跨梁短跨端支座反力 R_A 是随着 λ 从小变大在逐渐减小, 并且其作用方向在改变。在如图 2 所示变形情况下, 当 λ 较小, R_A 是负值, 表示其方向向下, 与荷载作用方向相同; 中间支座反力 R_C 与长跨端支座反力 R_B 为正, 表示方向向上, 与 R_A 方向和荷载作用方向相反。由表可知, 当 $\lambda > 0.30$ 后, R_A 是开始转为正, 表示其作用方向已经与 R_C 和 R_B 方向一致。

在对实际幕墙工程进行设计时, 双跨梁短跨与全跨比例因子 λ 不宜小于 0.10, 否则将使其中间支座反力 R_C 和短跨端支座反力 R_A 变得很大。如 $\lambda = 0.05$ 时, 中间支座反力 $R_C = 2.75658 \cdot q \cdot l$, 是在同样外荷载作用下, 简支梁端支座反力的 5.5 倍以上。

从表 1 还可以看出, 最大支座反力总是出现在中间支座。因此, 在进行幕墙设计时, 如果采用双跨梁结构型式, 按双跨梁力学模型进行计算分析, 应该[特别](#)注意验算中间支座反力对结构的影响。如验算预埋件和[连接](#)件的强度时, 应该取中间支座反力为验算荷载。

(2) λ 与最大挠度

很显然, 不等双跨梁最大挠度将产生在长跨范围内, 所以可按式(1-20)来讨论 与最大挠度方向的关系。

因为, 当 $b \leq x \leq l$ 时

$$f_x = \frac{1}{EI} \left(\frac{qlx^3}{12} - \frac{q}{24} x^4 - \frac{ql^3}{24} x \right) + \frac{R_C \cdot a}{6E \cdot I \cdot l} \left[(l^2 - a^2 - x^2)x + \frac{l}{a}(x-b)^3 \right] \quad (1-21)$$

化简得,

$$f_x = \frac{1}{EI} \left(\frac{qlx^3}{12} - \frac{q}{24} x^4 - \frac{ql^3}{24} x \right) + \frac{\mu_C \cdot ql}{6EI} \left\{ (1-\lambda) [\lambda^2(2-\lambda) - x^2]x + (x-\lambda)^3 \right\} \quad (1-22)$$

其中
$$\mu_c = -\frac{1}{\lambda(1-\lambda)^2} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right)$$

双跨梁的最大挠度出现在什么位置，与 λ 有直接关系。下面以 $\lambda=0.10$ 、 $\lambda=0.15$ 、 $\lambda=0.40$ 、 $\lambda=0.50$ 的情况为例，给出双跨梁不同截面的挠度值求解方法。如表 2 所示。

截面位置以 $x = \varphi \cdot l$ 表示。 $f_x = \alpha \cdot \frac{ql^4}{EI}$ ， α 为挠度系数。

当 $b \leq x \leq l$ 时，由式 (1-22) 可得

$$\begin{aligned} \alpha = & \frac{1}{24} (2\varphi^3 - \varphi^4 - \varphi) \\ & + \frac{\mu_c}{6} [(1-\lambda)\varphi(2\lambda - \lambda^2 - \varphi^2) + (\varphi - \lambda)^3] \end{aligned} \quad (1-23)$$

当 $0 \leq x \leq b$ 时，由式 (1-19) 可得

$$\begin{aligned} \alpha = & \frac{1}{24} (2\varphi^3 - \varphi^4 - \varphi) \\ & + \frac{\mu_c}{6} [(1-\lambda)\varphi(2\lambda - \lambda^2 - \varphi^2)] \end{aligned} \quad (1-24)$$

表 2 挠度系数 a

α φ	$\lambda = 0.10$	$\lambda = 0.15$	$\lambda = 0.40$	$\lambda = 0.50$
0	0	0	0	0
0.01	0.00001465	0.00001782	-0.00000332	-0.00002801
0.02	0.00002843	0.00003519	-0.00000652	-0.00005184
0.03	0.00004046	0.00005166	-0.00000953	-0.00007732
0.04	0.00004986	0.00006677	-0.00001224	-0.00010227
0.05	0.00005573	0.00008003	-0.00001458	-0.00012656
0.10	0	0.00010148	-0.00001875	-0.00023333
0.15	-0.00025284	0	-0.00000781	-0.00030625
0.20	-0.00068852	-0.00027194	0.00001667	-0.0003750
0.25	-0.00118750	-0.00067801	0.00004688	-0.00032552
0.30	-0.00175648	-0.00115712	0.00008875	-0.00027500
0.35	-0.00232841	-0.00166642	0.00006198	-0.00019688
0.40	-0.00286250	-0.00216131	0	-0.00010833
0.45	-0.00332419	-0.00260542	-0.00013655	-0.00003281
0.50	-0.00368519	-0.00296867	-0.00031944	0
0.55	-0.00392344	-0.00322721	-0.00051328	-0.00003281
0.60	-0.00402315	-0.00336342	-0.00068889	-0.00010833
0.65	-0.00397477	-0.00336596	-0.00082335	-0.00019688
0.70	-0.00377500	-0.00322973	-0.00090000	-0.00027500
0.75	-0.00342679	-0.00295588	-0.00090842	-0.00032552
0.80	-0.00293935	-0.00255181	-0.00084444	-0.0003750
0.85	-0.00232813	-0.00203116	-0.00071016	-0.00030625
0.90	-0.00161481	-0.00141383	-0.00051389	-0.00023333
0.95	-0.00082737	-0.00072598	-0.00027023	-0.00012656
0.96	-0.00063889	-0.00058269	-0.00021753	-0.00010227
0.97	-0.00049909	-0.00043814	-0.00016395	-0.00007732
0.98	-0.00033329	-0.00029263	-0.00010968	-0.00005184
0.99	-0.00016682	-0.00014648	-0.00005496	-0.00002801
1.00	0	0	0	0

由表 2 可以看出双跨梁挠度的变化规律。当 $\lambda = 0.50$ 时，相当于双跨梁的长、短跨相等，中间支座处挠度为 0，各截面的挠度是以中间支座为中心对称分布的，这也与实际情况相符。当 $\lambda = 0.15$ 时，短跨端支座处的挠度为 0，随着立柱截面离短跨端支座距离 x 增大，截面挠度逐渐增加，到一定值后，又逐渐减小，至中间支座处挠度又重新变为 0；随着 x 继续增加，挠度从 0 向相反方向增加（挠度系数是负，表示如图 2 所示变形情况下，挠度与 y 轴正方向相反），到某个值后双开始变小，到长跨端支座处，挠度又重新变为 0。其变化规律如图 5 所示。

进一步分析还可以得到三种挠度变化规律，均因 λ 的变化而变化。当 $0 < \lambda < 0.385$ 时，挠度 f_x 变化规律如图 5 所示；当 $0.385 \leq \lambda < 0.50$ 时，挠度 f_x 变化规律如图 6 所示；当 $\lambda = 0.50$ ，挠度 f_x 变化规律如图 7 所示。

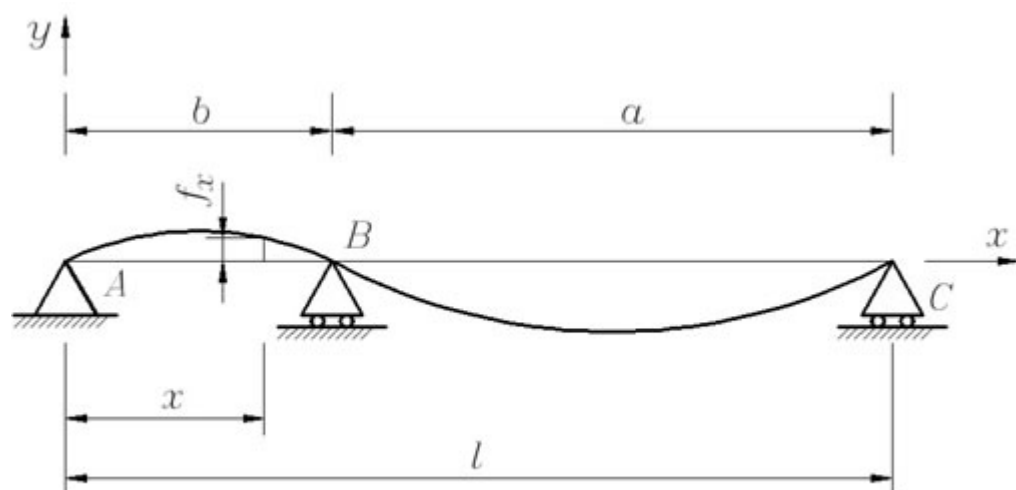


图 5 不等双跨梁挠度化示意图

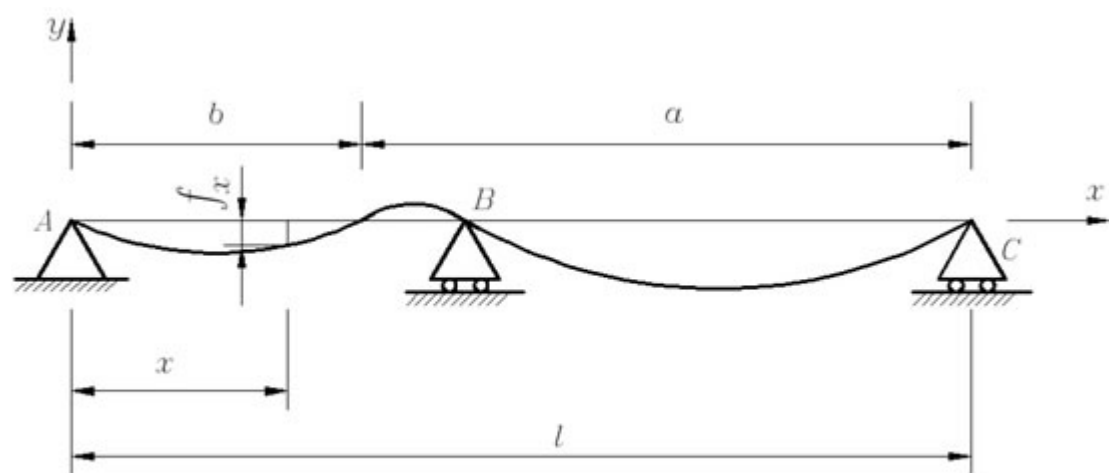


图 6 不等双跨梁挠度变化示意图

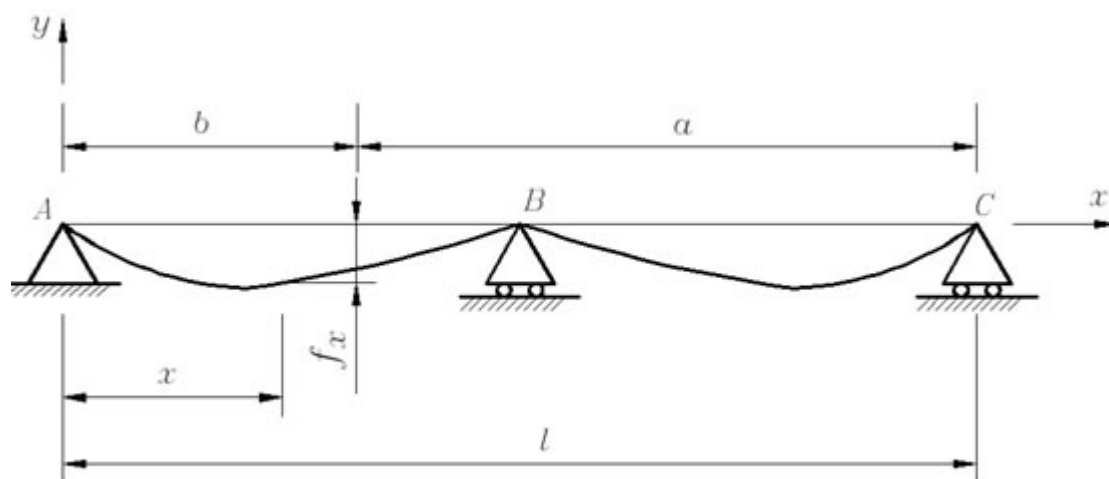


图 7 等跨双跨梁挠度变化示意图

在工程实践中，幕墙立柱大多数情况下是在图 5 所示状态下工作，即 $0 < \lambda < 0.385$ 。

(3) λ 与最大弯矩

由式(1-15)和(1-16)，并将式(1-12)、(1-13)和(1-14)的结果代入式中，化简可以得到坐标为 x 的截面上的弯矩与 λ 之间的关系。

当 $0 \leq x \leq b$ 时，

$$M_x = -\frac{qx^2}{2} + \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\lambda(1-\lambda)} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right) \right] ql \cdot x \quad (1-25)$$

当 $b \leq x \leq l$ 时，

$$M_x = -\frac{q(l-x)^2}{2} + \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{(1-\lambda)^2} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right) \right] ql \cdot (l-x) \quad (1-26)$$

双跨梁的最大挠度出现在什么位置，同样与 λ 有直接关系。 $\lambda=0.10$ 、 $\lambda=0.15$ 、 $\lambda=0.40$ 、 $\lambda=0.50$ 的情况为例，给出双跨梁不同截面的弯矩求解方法。如表 3 所示。截面位置以 $x = \varphi \cdot l$ 表示。 $M_x = \beta \cdot ql^2$ ， β 为弯矩系数。

当 $0 \leq x \leq b$ 时，将 $x = \varphi \cdot l$ 代入式(1-25)，可得，

$$\beta = -\frac{\varphi^2}{2} + \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\lambda(1-\lambda)} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right) \right] \varphi \quad (1-27)$$

当 $b \leq x \leq l$ 时，

$$\beta = -\frac{(1-\varphi)^2}{2} + \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{(1-\lambda)^2} \left(\frac{\lambda^2}{4} - \frac{\lambda^3}{8} - \frac{1}{8} \right) \right] \cdot (1-\varphi) \quad (1-28)$$

表 3 弯矩系数 β_{φ}

β_{φ}	$\lambda = 0.10$	$\lambda = 0.15$	$\lambda = 0.40$	$\lambda = 0.50$
0	0	0	0	0
0.01	-0.00867500	-0.00444583	0.00107500	0.00182500
0.02	-0.01745000	-0.00899167	0.00205000	0.00355000
0.03	-0.02632500	-0.01363750	0.00292500	0.00517500
0.04	-0.03530000	-0.01838333	0.00370000	0.00670000
0.05	-0.04437500	-0.02322917	0.00437500	0.00812500
0.10	-0.09125000	-0.04895833	0.00625000	0.01375000
0.15	-0.06493056	-0.07718750	0.00562500	0.01687500
0.20	-0.04111111	-0.05264706	0.00250000	0.01750000
0.25	-0.01979167	-0.03060662	-0.00312500	0.01562500
0.30	-0.00097222	-0.01106618	-0.01125000	0.01125000
0.35	0.01534722	0.00597426	-0.02187500	0.00437500
0.40	0.02916667	0.02051471	-0.03500000	-0.00500000
0.45	0.04048611	0.03255515	-0.01833333	-0.01687500
0.50	0.04930556	0.04209559	-0.00416667	-0.03125000
0.55	0.05562500	0.04913603	0.00750000	-0.01687500
0.60	0.05944444	0.05367647	0.01666667	-0.00500000
0.65	0.06076389	0.05571691	0.02333333	0.00437500
0.70	0.05958333	0.05525735	0.02750000	0.01125000
0.75	0.05590278	0.05229779	0.02916667	0.01562500
0.80	0.04972222	0.04683824	0.02833333	0.01750000
0.85	0.04104167	0.03887868	0.02500000	0.01687500
0.90	0.02986111	0.02841912	0.01916667	0.01375000
0.95	0.01618056	0.01545956	0.01083333	0.00812500
1.00	0	0	0	0

由表 3 可以看出双跨梁弯矩的变化规律。在一般情况下，大约当 $0 < \lambda < 0.31$ 弯矩变化如图 8 所示；当 $0.31 \leq \lambda \leq 0.5$ 时，弯矩变化如图 9 所示。可见其变化规律与 λ 有直接关系。

同时我们还可以得到一个重要结论，双跨梁中间支座处的弯矩最大。因此，在进行幕墙设计时，应取幕墙立柱中间支座处的弯矩为验算强度的最大弯矩。

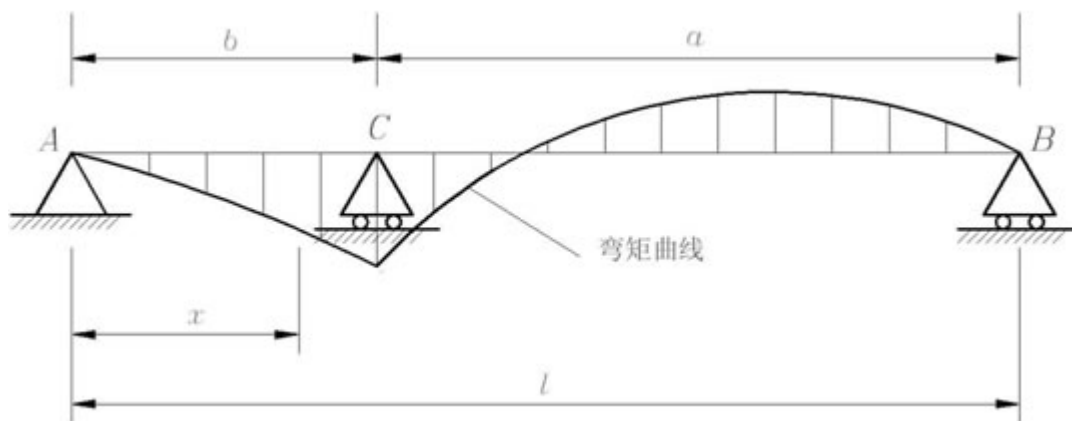


图 8 双跨梁弯矩变化示意图之一

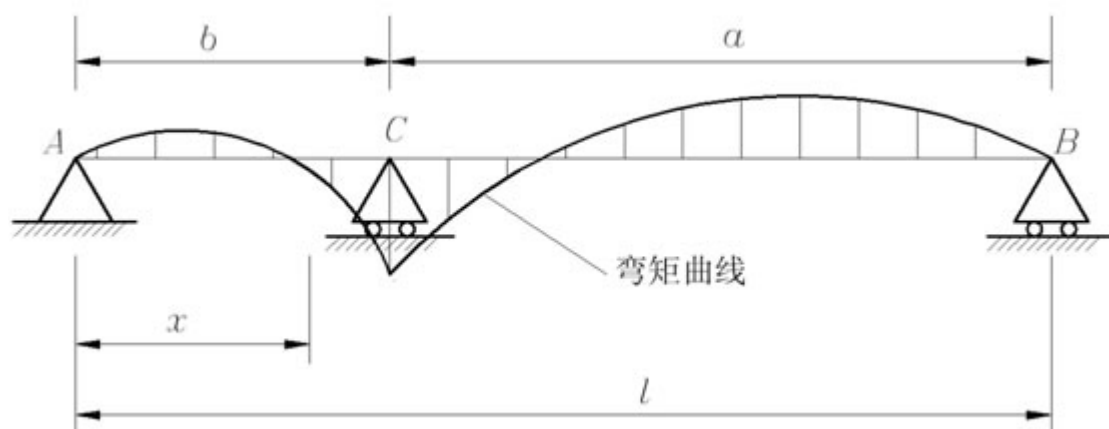


图 9 双跨梁弯矩变化示意图之二

综上所述，为了保证结构安全和提高经济性能，在设计双跨梁结构型式的幕墙立柱时，选择合适的短跨与全跨比例因子 λ 是关键，结构优化的基础就是根据实际条件选择合适的 λ 值。 λ 的变化范围是 0 至 0.5，随着 λ 值从小变大，在相同的外部荷载条件下，双跨梁的各项力学参数的最大值(如最大支座反力、最大挠度和最大弯矩)是越来越小。

2.2.4 双跨梁的相关问题的讨论

(1) 双跨梁力学计算模型的与实验数据差别的原因分析

通过研究，关于幕墙立柱双跨梁力学计算模型，人们得到了不少理论研究[成果](#)和实用计算方法，同时人们也做了不少实验，用以验证理论计算的正确性。人们[发现](#)，幕墙性能试验结果与理论计算存在一定差异，其挠度理论计算结果完全满足规范要求，但在试验过程中，却发现幕墙立柱挠度已经超出了设计要求。

其原因主要有：①幕墙立柱采用双跨梁力学计算模型是有一定条件的，我们忽略了结构的次要因素，并将计算模型建立在一些假设的基础之上。②根据目前幕墙立柱与主体结构的[连接](#)形式，通过不锈钢螺栓连接立柱与主体结构的连接件，通常这种连接形式中立柱的开孔直径比螺栓直径大 1-2mm。当外荷载作用到幕墙立柱上时，由于孔径相差即产生支座位移，对于静定的简支梁而言支座位移不对构件内力产生影响、只对构件产生附加变形；但对于超静定的双跨梁来说，支座发生位移后，构件的内力及变形也会相应变化，尤其当双跨梁短跨跨度与全跨跨度比例较小时，产生的附加变形将会更大。

(2) 双跨梁结构优化应考虑的因素

实践证明，如果采用双跨梁幕墙立柱设计方法，需要对相关结构参数进行优化，以保证设计安全和提高经济性能。主要考虑的因素有：首先是短跨跨度与全跨跨度的比例因子 λ ，因为当短跨跨度与全跨跨度比例较小时，幕墙立柱的受力(特别是支座反力)会很大，所以在构造允许的情况下，笔者建议 $\lambda > 0.15$ 。其次是要综合考虑构造和造价的要求，立柱是否采用双跨梁结构型式，一方面要考虑构造是否允许，这是不言而喻的，另一方面还要综合考工程造价和结构安全等因素，采用双跨梁可以改善幕墙立柱的受力，特别是可大大降低立柱的变形，增加立柱的强度的刚度，节约幕墙立柱的材料，但也会增加结构的复杂度和工程量。再次是要合理设计安装节点，因为双跨梁力学计算模型所假定的支座与实际联接节点无疑存在差别。只有采用合理的节点设计方案，才会使理论计算结果更加符合实际的要求。

3 结论

综上所述，当主体建筑的楼层跨度较大时，幕墙立柱采用双跨梁结构体系，可以提高它的强度和刚度、节约材料，提高结构的安全和经济性能，但必须注意结构优化，尤其要注意双跨梁短跨跨度与全跨跨度比例因子 λ 的合理选择；同时，还应该综合考虑幕墙构造和经济性的要求，合理设计幕墙节点和保证安装质量。当 λ 较小时，幕墙立柱按双跨梁力学计算模型计算的结果可能会与试验结果存在一定偏差，所以要慎重选择 λ 较小的结构型式。希望本文提到的理论计算方法和总结的规律，在采用双跨梁结构体系的幕墙立柱的计算分析中，能够对大家有所帮助。

参考文献

- 1 贾乃文编著. 非线性空间结构力学. 北京: 科学出版社, 2002. 302
- 2 李政等著. 工程数学. [南京](#): 东南大学出版社, 2005. 315
- 3 朱伯芳编著. 有限单元法原理与应用. 第二版. 北京: 中国水利水电出版社, 2000. 607
- 4 董石麟等著. 空间网格结构分析理论与计算方法. 北京: 中国建筑工程工业出版社, 2000. 547
- 5 建筑结构静力学手册(第二版). 北京: 中国建筑工程工业出版社, 2002. 607
- 6 刘鸿文编著. 材料力学(上、下册). 北京: 高等教育出版社, 1983. 762
- 7 雷钟和等著. 结构力学解疑. 北京: 清华大学出版社, 2001. 266