

门式刚架轻型房屋钢结构技术规范
GB51022-2016 修订介绍

童 根 树 教 授

《GB51022规范编制组》

浙江大学高性能材料与结构研究所 教授

童根树 (TongMSK) 结构设计事务所

2016年

一 修订大概

1 总则中扩大了CECS102 规程的适用范围，增加了带夹层门式刚架类型。

2 基本设计规定中，增加了LQ550 高强钢材（主要用于墙板屋面面板)设计强度值，增加对自攻钉、铆钉、射钉的强度设计要求。

3 增加了荷载及荷载效应组合一章，对吊挂荷载的属性给予了确认，将CECS102 附录中的风荷载的设计规定变更为正式一节，扩充了适用范围；雪荷载也单列一节，对**雪荷载的不均匀分布**做出了规定。

4 结构形式及布置中增加了夹层的结构形式。

5 将楔形梁计算长度系数合并，修订结构有多个摇摆柱时的边柱计算长度取值，并将其列入附录A。

增加了等截面加腋的设计方法；

增加了地震作用分析一节。

6 刚架构件计算中，合并原等截面及变截面的刚架设计方法；增加抗风柱的设计及构造要求。

7 支撑对轻钢建筑的安全具有举足轻重的作用，对支撑计算单独设定一章，为柱间支撑、屋面支撑、檩间支撑三节详细说明其布置方案及设计方法。

8 檩条及墙梁设计，在CECS102 的基础上增加了连续檩条搭接长度的规定；增加桁架檩条设计方法；增加檩条兼作压杆的要求。对墙梁设计明确了计算方法。

9 连接和节点中，增加了对女儿墙、山墙抗风柱、夹层梁、吊车牛腿等连接节点设计，引入了部分开口及气楼连接设计；

增加夹层柱梁连接的刚接设计做法。

将原CECS102 附录中单面角焊缝的要求合并进来。规定8度及以上不能用单面角焊缝，并增加了牛腿等相应焊接要求。

10 围护系统设计分为屋面板设计，墙面板设计，保温节能计算和屋面排水设计四节，分别作出了相应规定。

11 钢结构的防护中，增加了钢结构的防护目标；对钢结构的涂装、防腐蚀和防火保护作出了规定。

12 制作单列一章，增加了门式刚架加工的具体质量要求，包括

焊接、矫正、冲孔、钻孔、切割、外形尺寸偏差等。

13 运输、安装与验收合成一章，对安装提出了更加具体的安全要求，防止建筑物在安装过程中的倒塌。增加了验收一节，使规范更加全面

3.2.钢材的设计强度

		f	f_v	f_y	f_{ce}
Q235	≤4	205	120	235	320
	4~16	215	125	235	320

	>16~40	205	120	225	320
Q345	<=4	285	165	345	400
	4~16	300	175	345	400
	>16~40	295	170	335	400
LQ550	<=0.6	455	260	500	-
	0.6~0.9	430	250	500	-
	0.9~1.2	400	230	500	-
	1.2~1.5	360	210	500	-

3.3.1 侧移限值

无吊车	轻型墙板	$h/60$
	砌体墙	$h/240$
桥式吊车	驾驶室操作	$h/400$
	地面操作	$h/180$

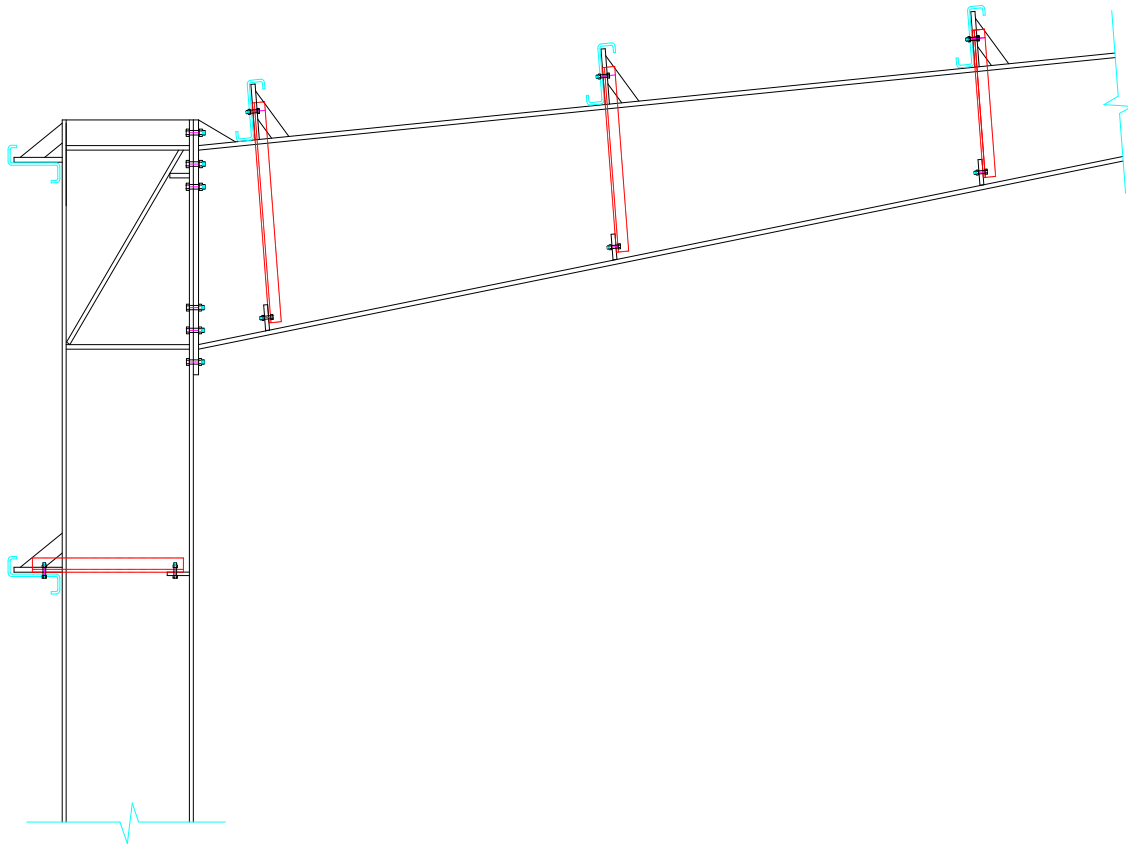
3.3.2 竖向挠度

门式刚架斜梁	压型钢板屋面	L/180
	尚有吊顶	L/240
	有悬挂起重机	L/400
夹层	主梁	L/400
	次梁	L/250
檩条	压型钢板屋面	L/150
	尚有吊顶	L/240

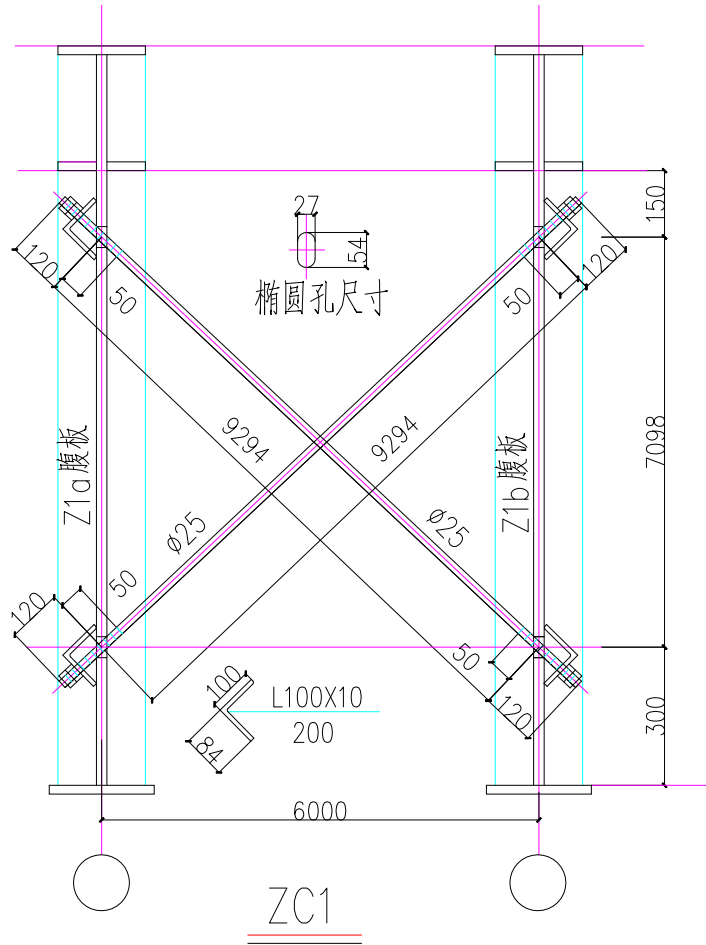
3.4.3 地震特殊要求

当地震作用组合效应控制结构设计时的构造要求：

- 1 翼缘宽厚比 $13\varepsilon_k$ ，腹板 $160\varepsilon_k$.（非抗震设计 $15\varepsilon_k, 250$ ）
- 2 在檐口和中柱的两侧的三个檩距范围内，每道檩条处屋面梁均应布置双侧隅撑；边柱的檐口墙檩处均应设置双侧隅撑。



- 3 柱脚刚接时，**锚栓的面积不应小于柱子面积的0.15倍**
- 4 纵向支撑采用圆钢和拉索时，支撑与柱子腹板的连接应采用不能相对滑动的连接.



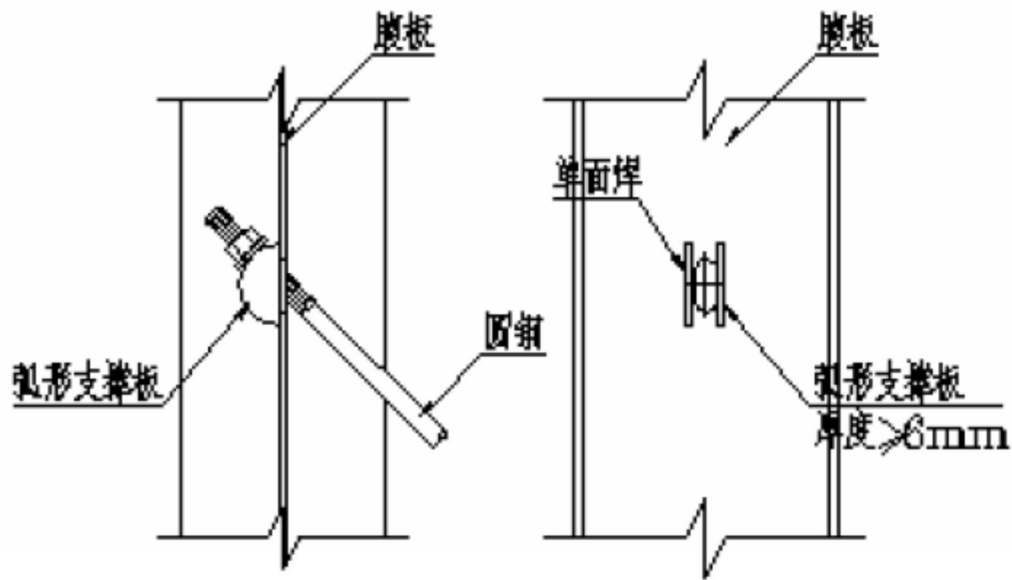
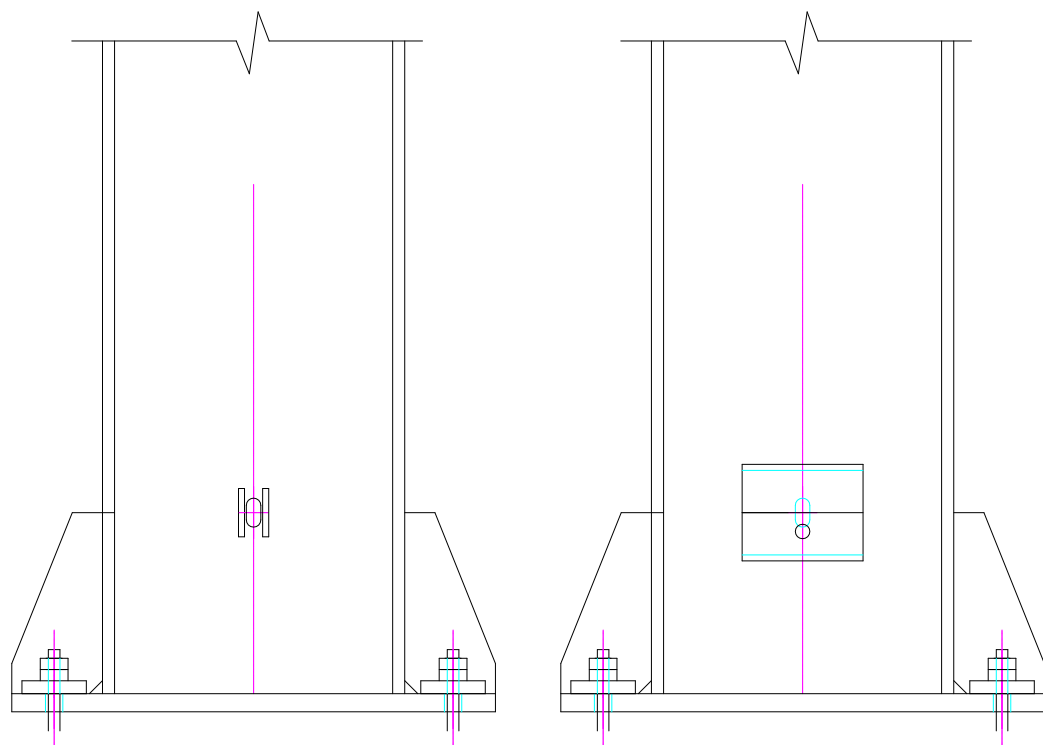


图 8.5.2c 圆钢支撑与腹板连接-弧形支撑板

抗震不宜用的支撑节点

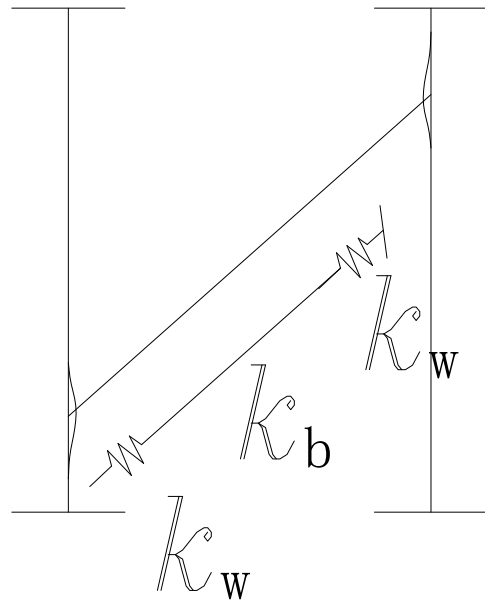


第1种节点的支撑刚度非常小，因为腹板本身会局部凹陷

$$k_w = \frac{10Et^3}{h^2}, \quad k_b = \frac{EA_{zc}}{l_{zc}}$$

$$\Delta_{\text{总伸长}} = \delta_w + \delta_{zc} + \delta_w$$

$$\frac{1}{k_{zc}} = \frac{1}{k_w} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_b}$$



支撑的实际的刚度：腹板鼓曲变形导致刚度下降

5 柱子的长细比不能大于150.

第4章 荷载计算

4.2.1 风载

$$w_k = \beta \mu_w \mu_z w_0 \quad (4.2.1)$$

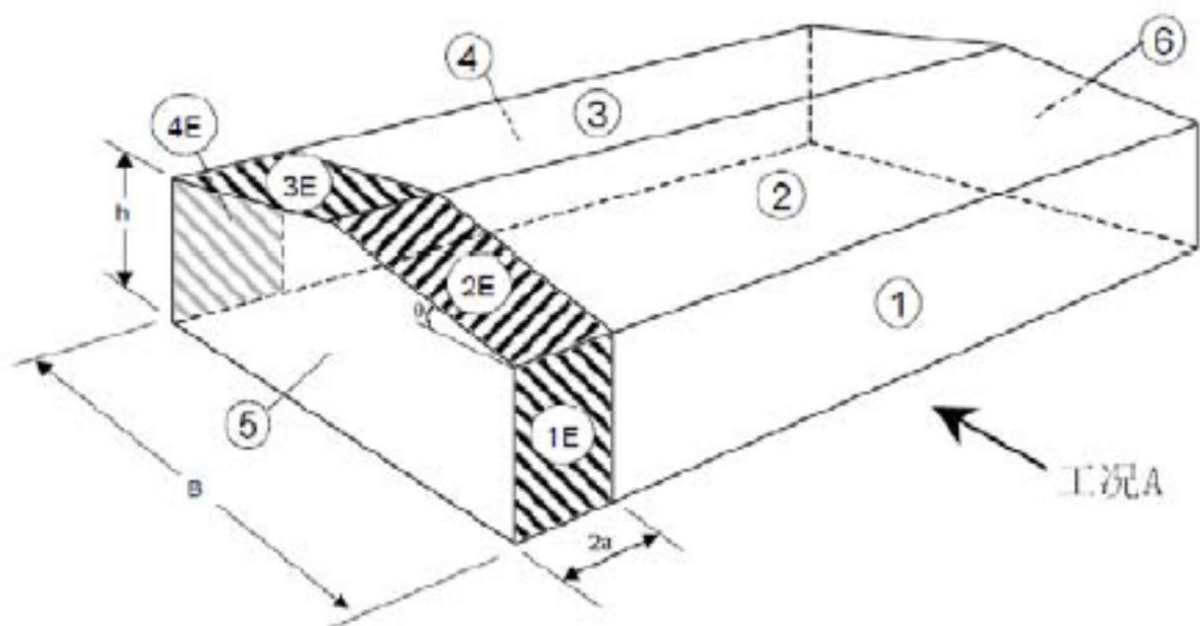
μ_w —体型系数

β —系数，主刚架计算取1.1;

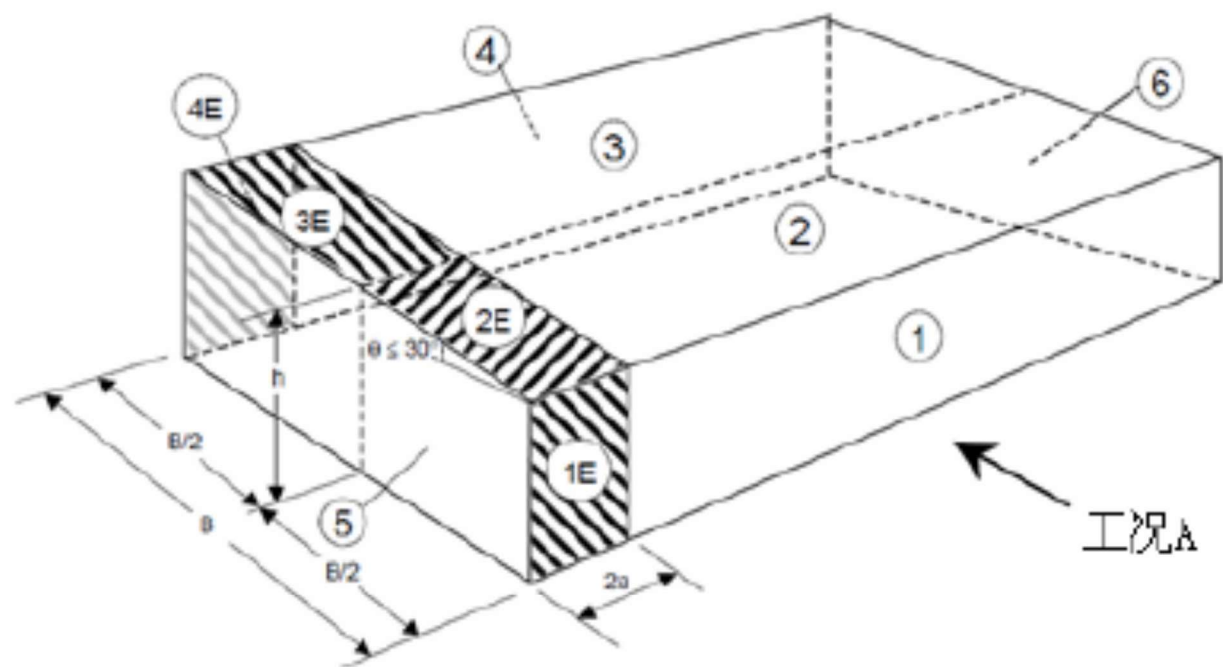
檩条，墙檩，屋面板墙板及其连接计算1.5

4.2.2 高度 $\leq 18\text{m}$ ，房屋高宽比 ≤ 1 时， μ_w 取值规定，由本规范

给出。

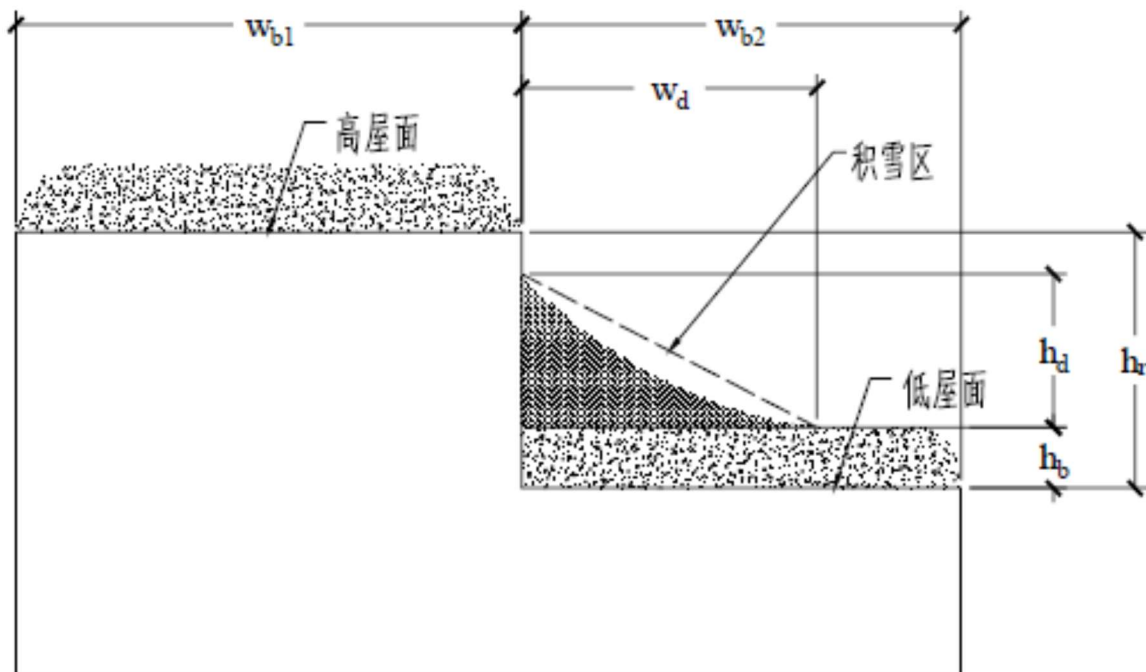


(a) 工况 A—双坡屋顶横向



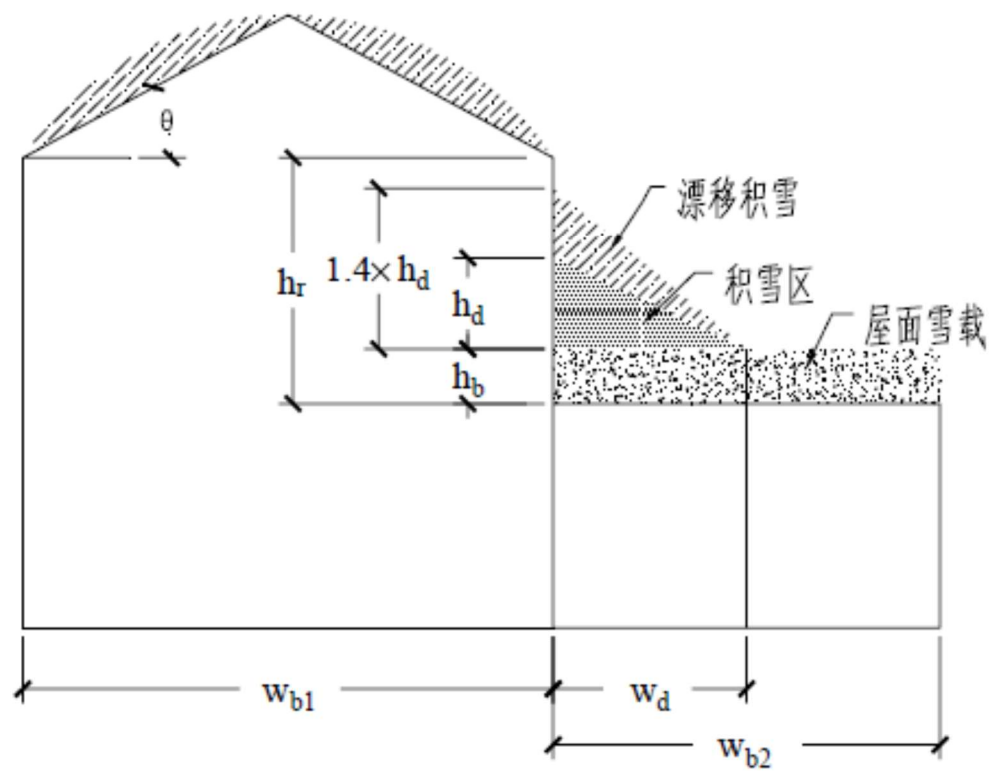
(b) 工况 A—单坡屋顶横向

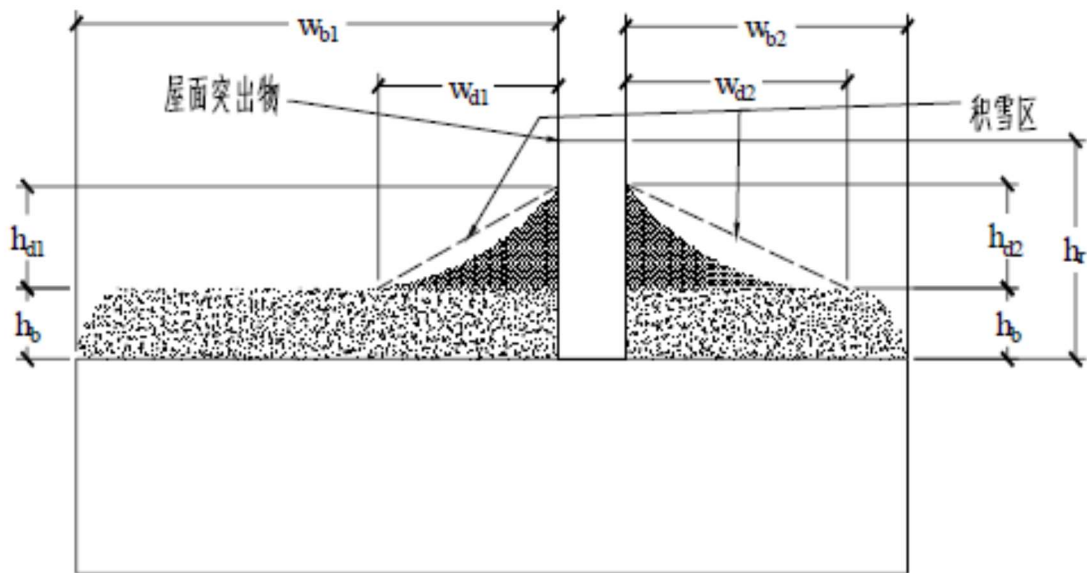
4.3 雪载: 要考虑雪堆积: 用于计算檩条和屋面板



当高低屋面满足 $\frac{h_r}{h_b} \geq 1.2$ 时，考虑雪堆积：

- 1 按图4.3.3-1考虑雪堆积分布；
- 2 当高屋面的坡度大于 10° (1:5.67)，应考虑积雪漂移。积雪高度增加40%，但是最大取 $h_r - h_b$ 。
- 3 当屋面突出物的水平长度大于4.5m时，考虑积雪。





积雪高度计算

$$h_d = \max\left(0.416 \cdot \sqrt[3]{W_{b1}}, 0.208 \cdot \sqrt[3]{W_{b2}}\right) \cdot \sqrt[4]{S_0 + 0.479} - 0.457$$

$$\leq h_r - h_b$$

积雪堆积长度:

$$h_d \leq h_r - h_b : w_d = 4h_d$$

$$h_d > h_r - h_b : w_d = \frac{4h_d^2}{h_r - h_b} \leq 8(h_r - h_b)$$

雪荷载:

$$S_{\max} = \frac{h_d}{h_b} S_0$$

密度 ρ : 东北/新疆: 1.5;

华北/西北: 1.3

淮河/秦岭以南, 1.5;

浙江/江西: 2.0

$$h_b = \frac{S_0}{\rho}, \rho - \text{积雪平均密度}$$

h_d -积雪高度

h_r -屋面高差

h_b -按照屋面雪压标准值计算的雪载高度(m)

W_{b1}, W_{b2} -屋面长度（宽度），最小取值7.5m.

4.4 地震作用计算（抗震规范）

第5章 结构形式与布置（略）

第6章 作用效应计算

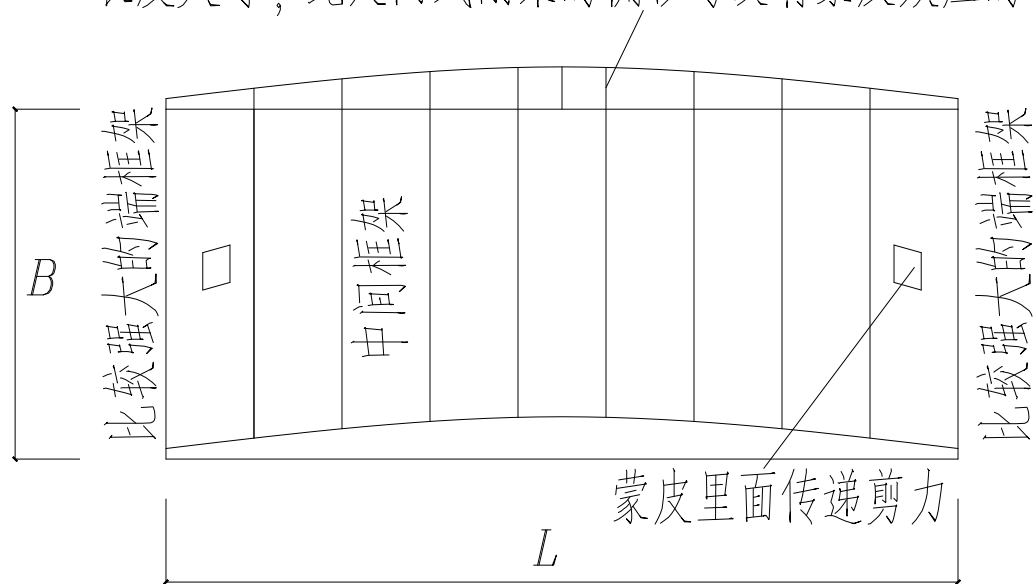
6.1 变截面刚架内力和侧移计算

6.1.1 变截面门式刚架应采用矩阵位移法，按弹性分析方法确定各种内力。

[说明：门式刚架允许采用塑性分析方法，塑性破坏机构控制法,并按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017的规定进行设计]

6.1.2 变截面门式刚架，一般**不考虑应力蒙皮效应**，按平面结构分析内力。

长度大时，此处门式刚架的侧移与没有蒙皮效应的一样



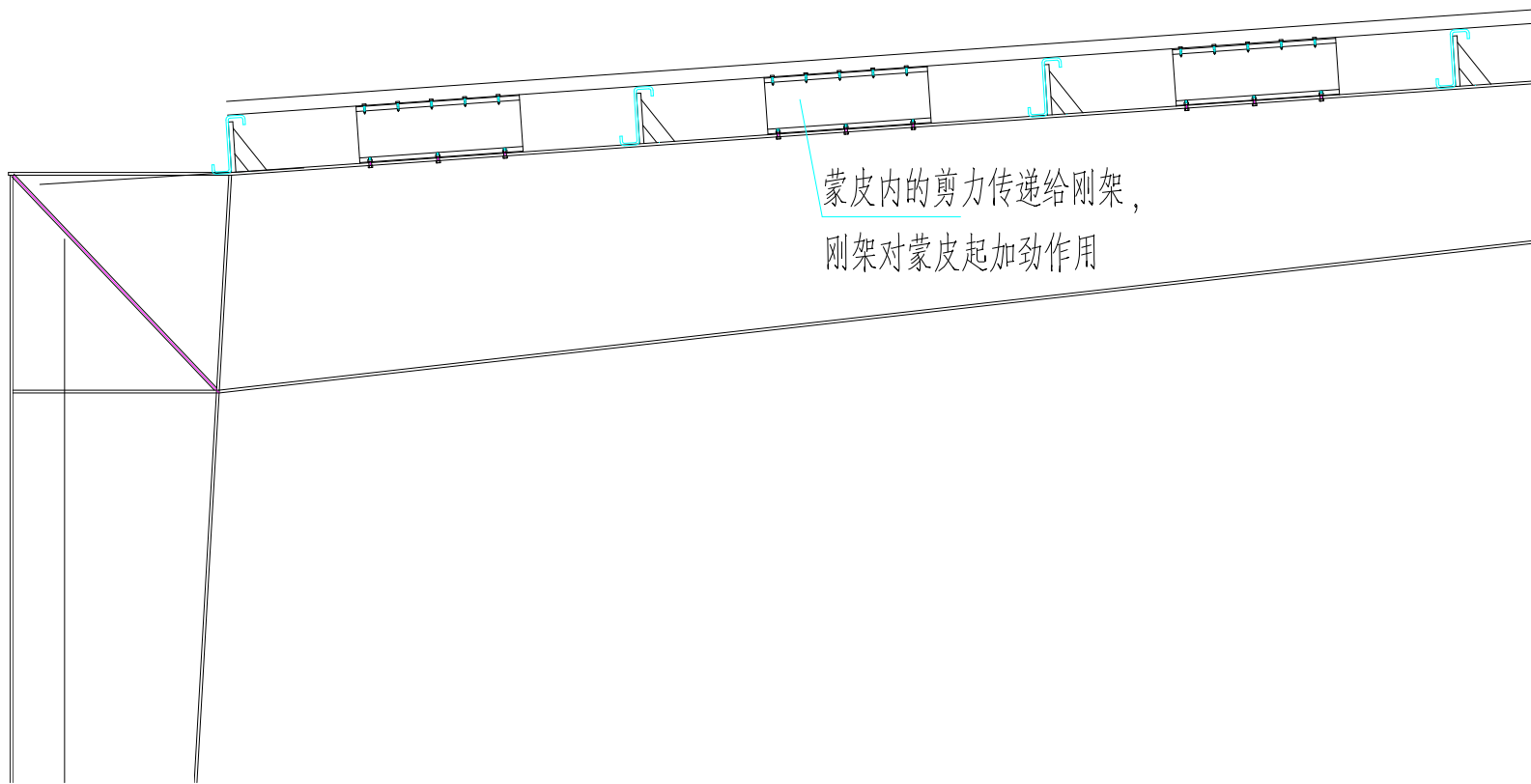
[说明：**应力蒙皮效应**是指通过屋面板的面内刚度，将分摊到屋面的水平力传递到山墙结构的一种效应。应力蒙皮效应可以减小门式刚架梁柱受力，减小梁柱截面，从而节省用钢量。但是，应力蒙皮效应的实现需要满足一定的构造措施：

- 1 自攻螺钉连接屋面板与檩条；
- 2 传力途径不要中断，即屋面不得大开口（条形坡度方向的采光带）；
- 3 屋面与屋面梁之间要**增设剪力传递件**（剪力传递件是与檩条

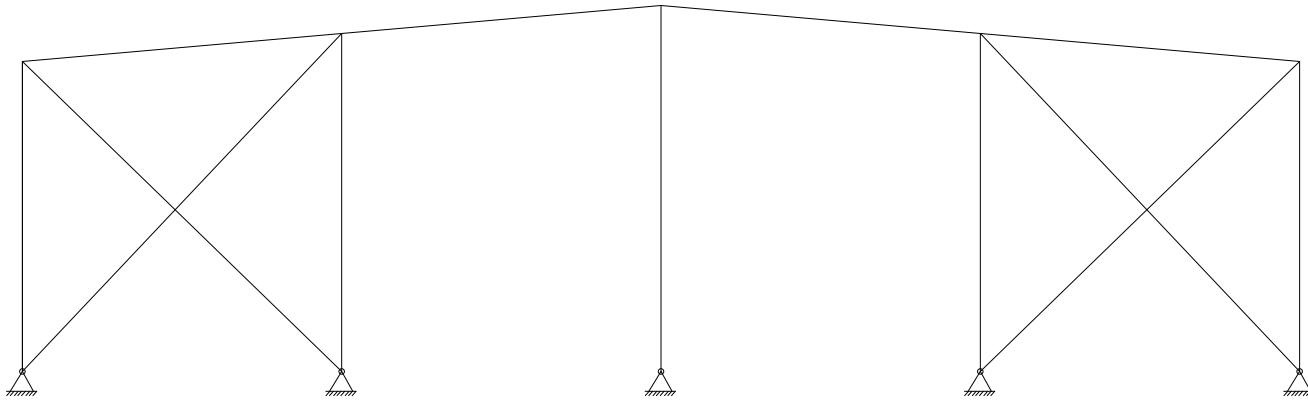
相同截面的短的 C 形或 Z 形钢，安装在屋面梁上，顺坡方向，上翼缘与屋面板采用自攻螺钉连接，下翼缘与屋面梁采用螺栓连接或焊接)；

4 厂房的总长度不大于总跨度的2倍；

5 强大的端框架：山墙结构增设柱间支撑以传递应力蒙皮效应传递来的水平力至基础。】



蒙皮内的剪力传递给刚架，
刚架对蒙皮起加劲作用



采用应力蒙皮概念设计的厂房，端框架必须刚强
因为水平力要汇聚到端框架上

大部分实际的厂房是不能考虑蒙皮效应的！

6.1.3 当柱列未设置支撑时，柱脚应设计成双向刚接，柱子应按

双向受力进行设计。

在立柱采用箱形柱的情况下，门式刚架宜采用空间模型分析，箱形柱应按照双向压弯计算。

6.1.4 当采用二阶弹性分析时，应施加假想水平荷载。假想水平荷载的取竖向荷载设计值的0.5%，分别施加在竖向荷载的作用处。假想荷载的方向与风力或地震作用的方向相同。

假想荷载设计值 $H_{ni} = \frac{1}{200} G_i$ 参与的荷载组合

G_i ----重力荷载设计值

$$1.2D + 1.4L \pm H_{ni}$$

$$1.2D + 1.4L \pm (0.6 \times 1.4W + H_{ni})$$

$$1.2D + 0.7 \times 1.4L \pm (1.4W + H_{ni})$$

$$1.2(D + 0.5L) \pm (1.3E + H_{ni})$$

6.2 地震作用下的分析

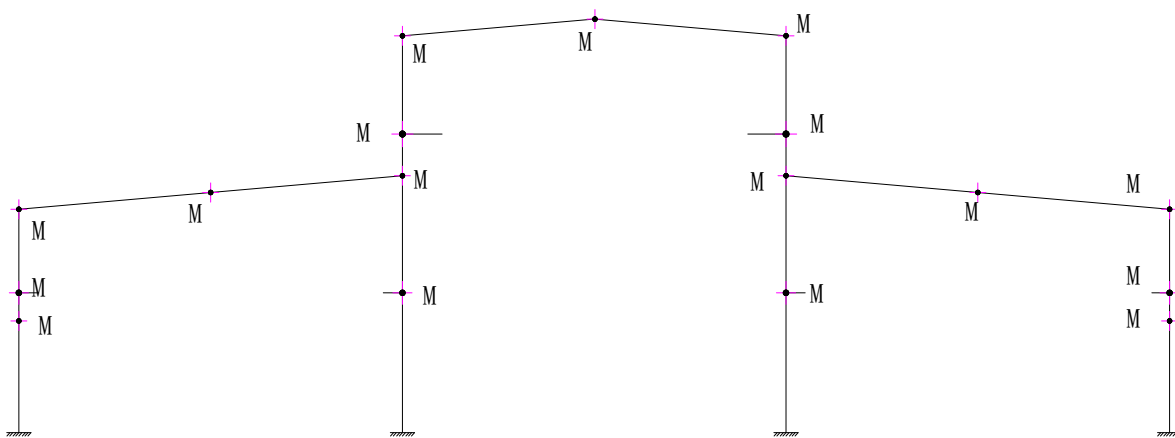
6.2.1 计算门式刚架地震作用，其阻尼比取值符合如下规定：

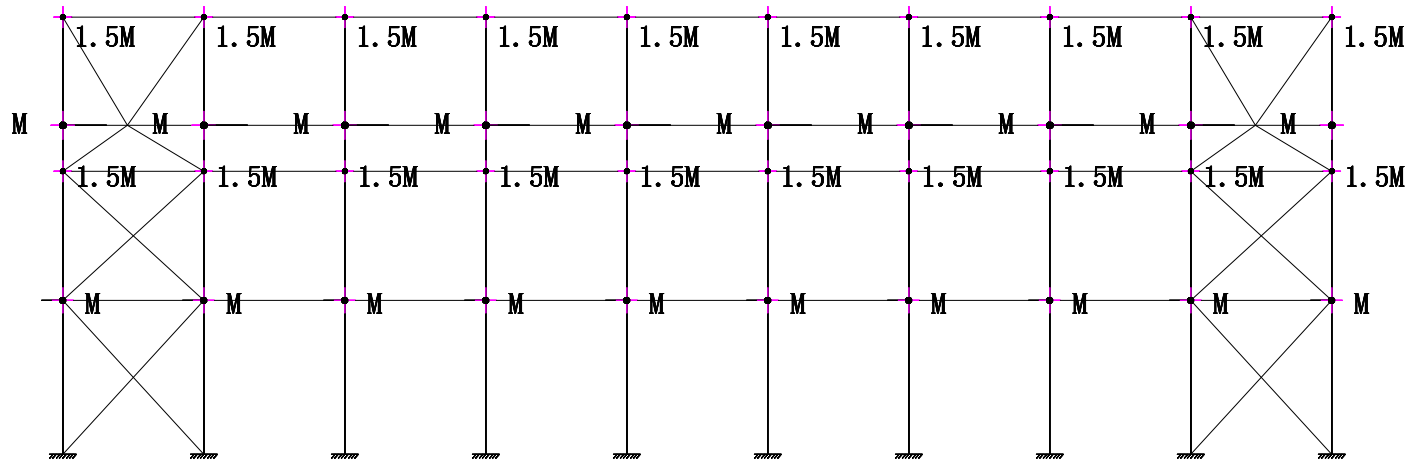
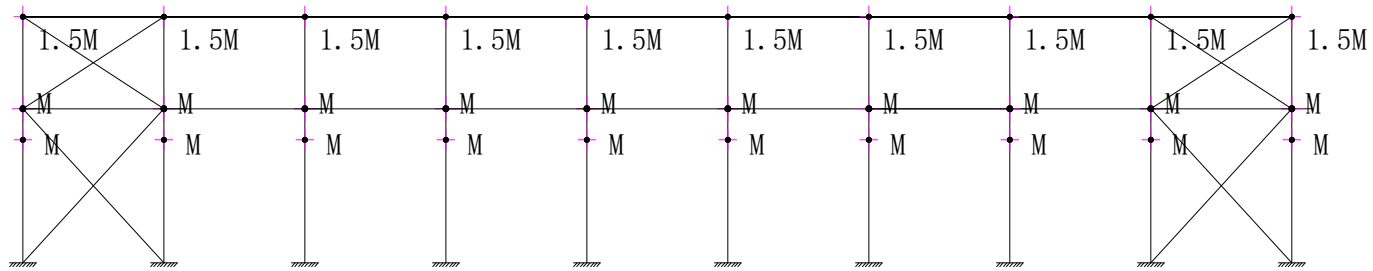
封闭式建筑**0.05**；敞开式建筑**0.035**；其余建筑按外墙面积开孔率插值。

6.2.2 单跨厂房，多跨等高厂房、可以采用基底剪力法进行横向框架的抗震设计；不等高厂房应采用振型分解反应谱法；

6.2.3 有吊车厂房在计算地震作用时，应考虑吊车自重，平均分配于两牛腿处。

6.2.4 外墙是砌体墙时，砌体墙的质量，沿高度集中于至少两个质点作为钢柱的附加质量，参与地震作用的计算。





6.2.5 纵向柱列的地震作用采用基底剪力法时，应保证每一集中质量处，均能够将按高度和质量大小分配到的地震力传递到纵向抗震支撑（或纵向框架）体系。

6.2.6 七度（0.15g）及以上抗震设防地区，当厂房的纵向长度不大于横向宽度的1.5倍，且纵向和横向均有高低跨，宜按照整体空间刚架模型对纵向支撑体系进行计算，或将纵向地震作用放大1倍对纵向支撑进行验算。

6.2.7 门式刚架，不进行强柱弱梁的验算。

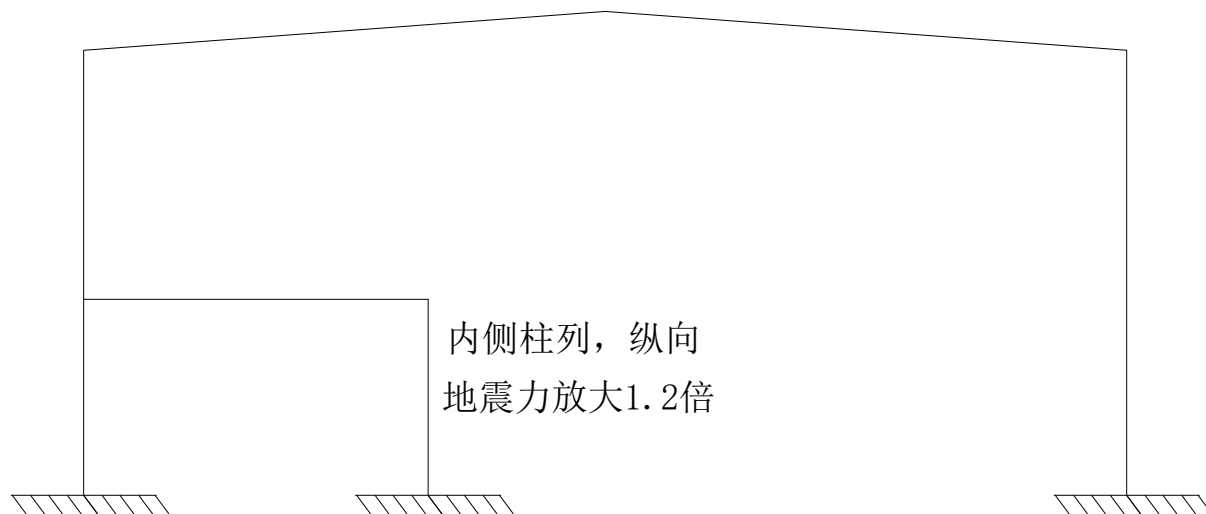
在梁柱采用端板连接，或梁柱节点处是梁柱下翼缘圆弧过渡时，也不进行强节点弱杆件的验算。

其他情况下，应进行强节点弱杆件计算，计算方法参考建筑抗震设计规范。

【说明】其它情况是指全焊接节点或栓焊混合梁柱连接节点。

6.2.8 有夹层时，夹层的纵向抗震设计可以单独进行，但内侧柱

列的纵向地震作用应增大**1.2**倍。



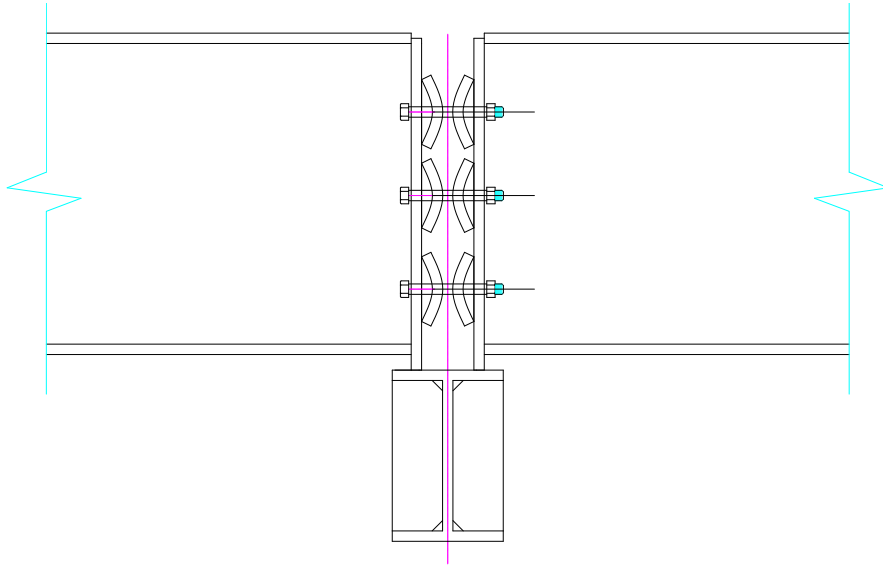
6.3 温度作用分析

6.3.1 当厂房总跨度或长度超出温度区段规定的最大长度时，应采取释放温度应力的措施或计算温度应力。

说明：厂房纵向释放温度应力的措施是采用长槽孔；

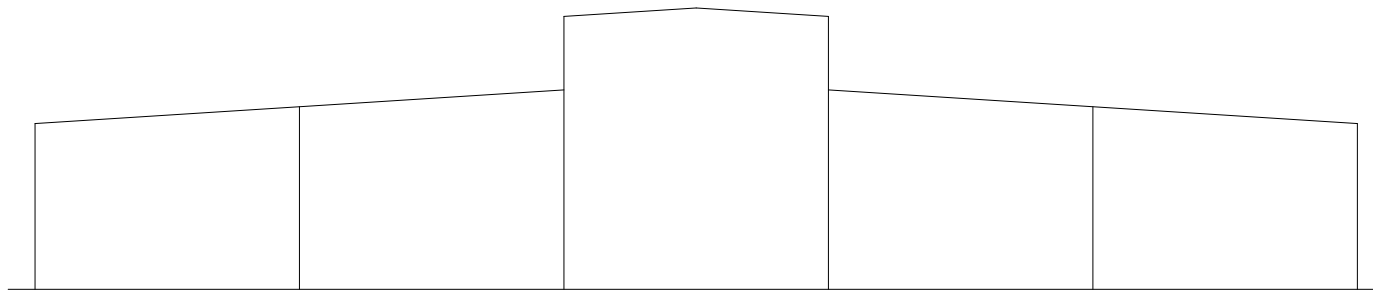
吊车轨道采用斜切留缝的措施；

吊车梁与吊车梁端部连接采用蝶形弹簧。

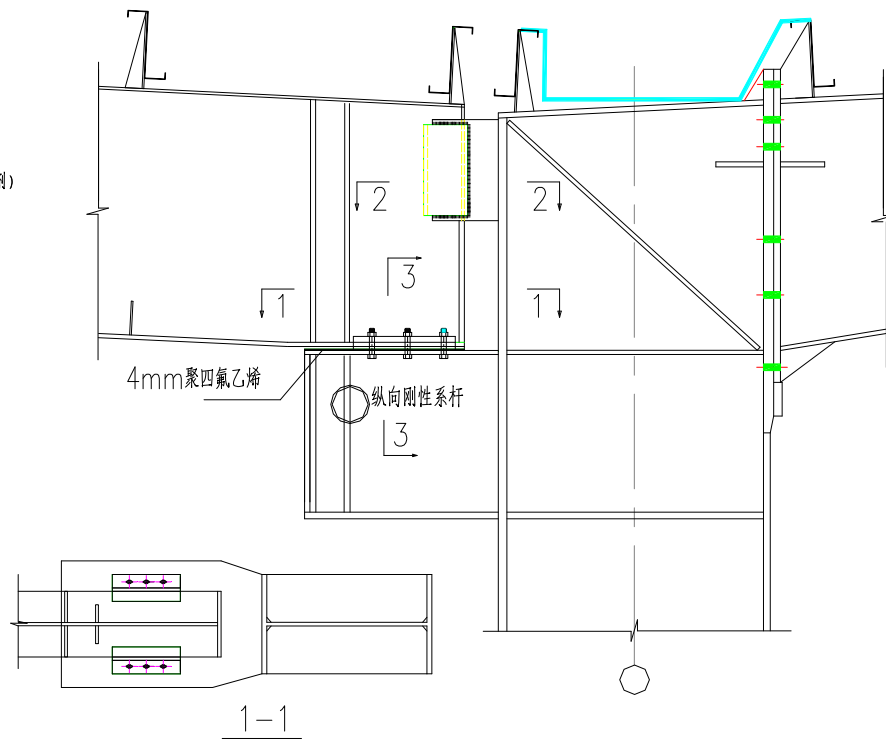
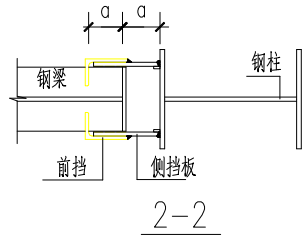
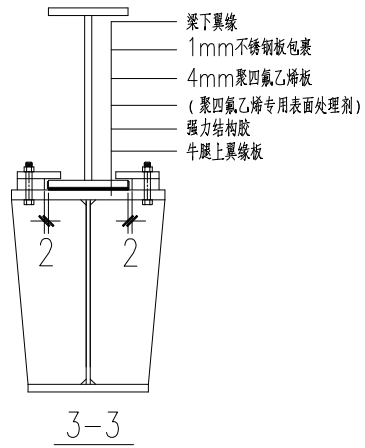


厂房横向，没有吊车的跨可以在屋面梁支承处采用椭圆孔或可以滑动的支座释放温度应力。

有意设置高低跨可显著降低温度应力。



厂房横向超宽，不想设温度缝，可以采用高低跨



刚架横向温度缝节点图

6.3.2 计算温度应力时，采用50年一遇的月平均最低和最高气温计算温差时，温度效应的荷载系数是1.4，当采用50年一遇的最高和最低气温计算温差时，温度效应的荷载系数取1.0。

6.3.3 厂房纵向结构，当能够确保采用全螺栓连接时，允许对温度效应进行折减，折减系数取0.35。

- 7.1 门式刚架构件计算

7.1.1 板件最大宽厚比和屈曲后强度利用应符合下列规定：

1 工字形截面构件受压翼缘板自由外伸宽度与其厚度之比不应大于 $15\varepsilon_k$ ；

工字形截面梁、柱构件腹板的计算高度与其厚度之比,不应大于 $250\varepsilon_k$ 。 $\varepsilon_k = \sqrt{235/f_y}$ ， f_y 为钢材屈服强度。

2 当工字形截面构件腹板受弯及受压板幅利用屈曲后强度时，应按有效宽度计算截面特性。受压区有效宽度应

取：

$$h_e = \rho h_c \quad (7.1.1-1)$$

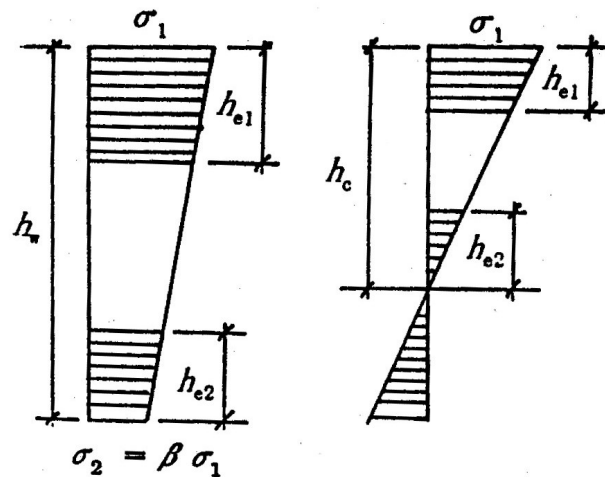
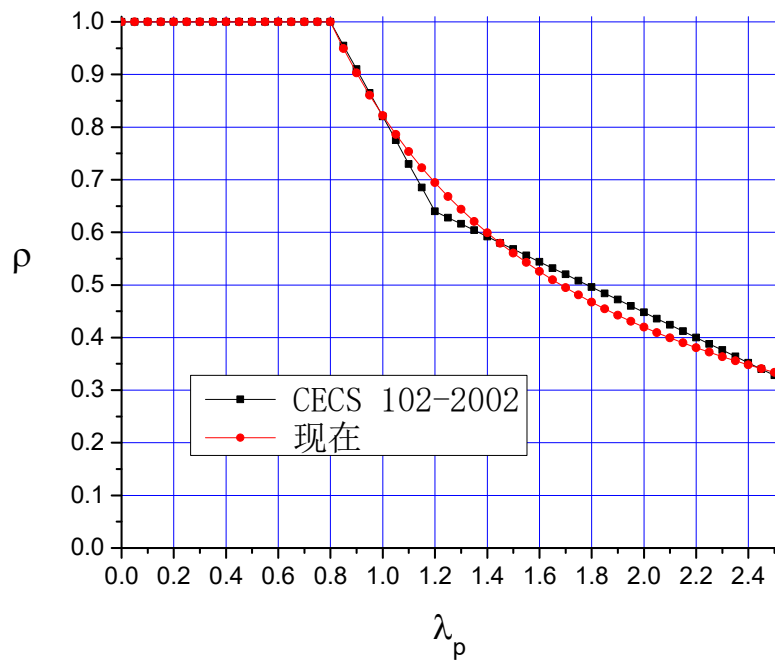
式中 h_c ——腹板受压区宽度；

ρ ——有效宽度系数；

3 有效宽度系数应按下列公式计算：

$$\rho = \frac{1}{(1 - 0.8^{1.25} + \lambda_p^{1.25})^{0.9}} = \frac{1}{(0.2434 + \lambda_p^{1.25})^{0.9}} \quad (7.1.1-2)$$

式中 ρ 大于1时取1；



λ_p ——与板件受弯、受压有关的参数，参数 λ_p （=等效宽厚比）应按下列公式计算：

$$\lambda_p = \frac{1}{28.1\sqrt{k_\sigma} \cdot \varepsilon_k} \cdot \frac{h_w}{t_w} \quad (7.1.1-3)$$

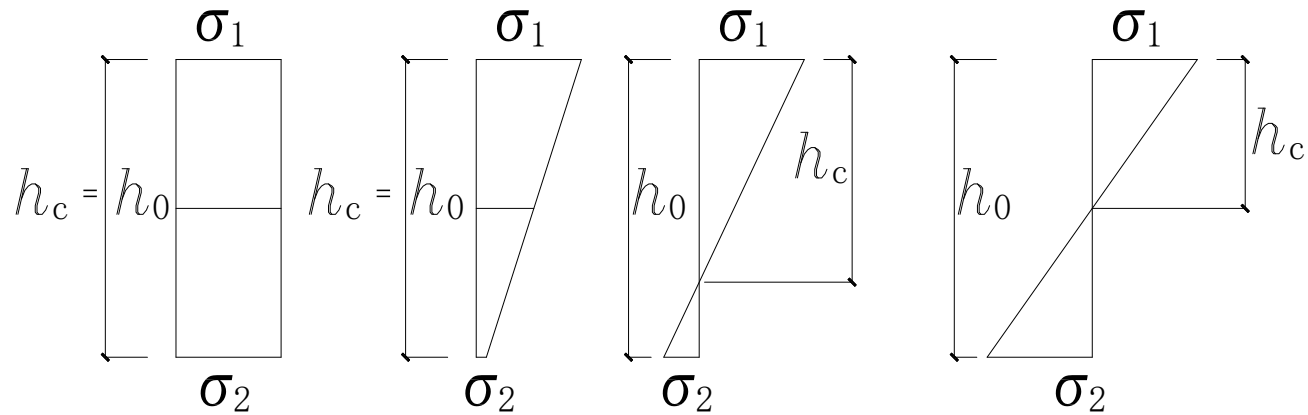
k_σ — 杆件在正应力作用下的屈曲系数。

$$k_\sigma = \frac{16}{\sqrt{(1+\beta)^2 + 0.112(1-\beta)^2} + (1+\beta)} \quad (7.1.1-4)$$

$$\beta = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (7.1.1-5)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k_{\sigma} \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \frac{t_w^2}{h_w^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{p1}^2}$$

$$\lambda_p = \frac{\lambda_{p1}}{\lambda_{E,y}}, \lambda_{E,y} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$



当板边最大应力 $\sigma_1 < f$ 时,计算 λ_p 可用 $\gamma_R \sigma_1$

代替式(7.1.1-3)中的 f_y ,

γ_R 为抗力分项系数。对Q235和Q345钢, $\gamma_R = 1.1$ 。

4 腹板有效宽度应按下列规则分布(图7.1.1):

当截面全部受压,即 $\beta > 0$ 时

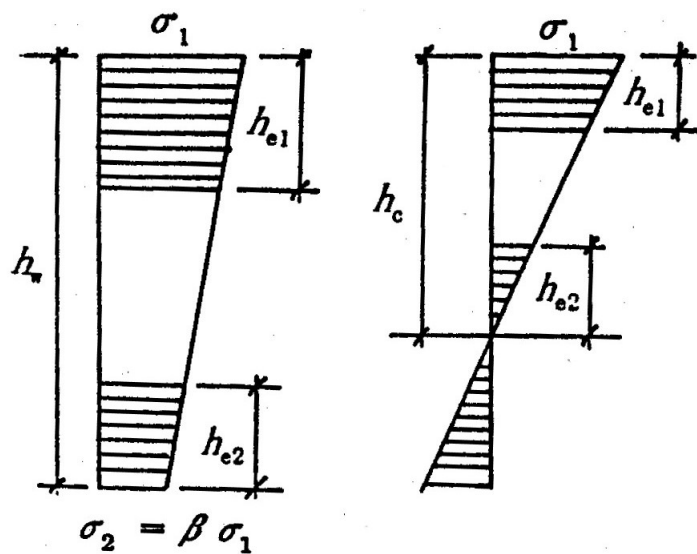
$$h_{e1} = \frac{2}{5 - \beta} h_e \quad (7.1.1-6)$$

$$h_{e2} = h_e - h_{e1} \quad (7.1.1-7)$$

当截面部分受拉,即 $\beta < 0$ 时

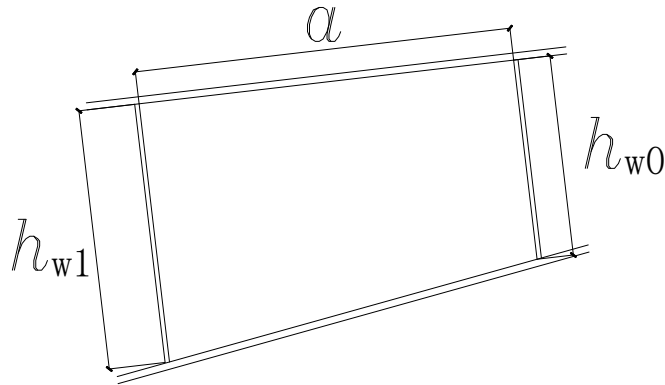
$$h_{e1} = 0.4h_e \quad (7.1.1-8)$$

$$h_{e2} = 0.6h_e \quad (7.1.1-9)$$



5 工字形截面构件腹板的受剪板幅，考虑屈曲后强度时，需设置横向加劲肋，使板幅的长度与板幅范围内的大端截面高度

相比小于等于 3。
$$\frac{a}{h_{w1}} \leq 3$$



6 腹板高度变化的区格，考虑屈曲后强度（拉力场），其抗剪

承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_d = \chi_{\text{tap}} \varphi_{\text{ps}} h_{\text{w1}} t_{\text{w}} f_{\text{v}} \leq h_{\text{w0}} t_{\text{w}} f_{\text{v}} \quad (7.1.1-10)$$

$$\varphi_{\text{ps}} = \frac{1}{(0.51 + \lambda_s^{3.2})^{1/2.6}} \leq 1.0 \quad (7.1.1-11)$$

$$0.51 = 1 - 0.7^2$$

$$\chi_{\text{tap}} = 1 - 0.35 \alpha^{0.2} \gamma_{\text{p}}^{2/3} \quad (7.1.1-12)$$

式中 f_{v} ——抗剪强度设计值；

$h_{\text{w1}}, h_{\text{w0}}$ ——楔形腹板大端和小端腹板高度；

λ_s ——与板件受剪有关的参数，按本条7款的规定采用；

χ_{tap} ——腹板屈曲后抗剪强度的楔率折减系数。

γ_p ——腹板区格的楔率， $\gamma_p = \frac{h_{w1}}{h_{w0}} - 1$

$\alpha = \frac{a}{h_{w1}}$ ——区格的长度—高度比，

a ——加劲肋间距

$$\chi_{\text{tap}}$$

	γ_p						
α	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3
1	1	0.952	0.925	0.901	0.880	0.861	0.843
1.25	1	0.950	0.921	0.897	0.875	0.855	0.836
1.5	1	0.948	0.918	0.893	0.870	0.849	0.830
1.75	1	0.947	0.916	0.889	0.866	0.845	0.825
2	1	0.945	0.913	0.886	0.863	0.840	0.820
2.25	1	0.944	0.911	0.884	0.859	0.837	0.816
2.5	1	0.943	0.909	0.881	0.856	0.833	0.812
2.75	1	0.942	0.908	0.879	0.853	0.830	0.808
3	1	0.941	0.906	0.877	0.851	0.827	0.805

•

7 参数 λ_s 应按下列公式计算:

$$\lambda_s = \frac{h_{w1} / t_w}{37 \sqrt{k_\tau} \sqrt{235 / f_y}} \quad (7.1.1-13)$$

$$\tau_{cr} = \frac{k_\tau \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \frac{t_w^2}{h_w^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{s1}^2}$$

$$\lambda_s = \frac{\lambda_{s1}}{\lambda_{E_y, \tau}}, \lambda_{E_y, \tau} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y / \sqrt{3}}}$$

$$\text{当 } \frac{a}{h_{w1}} < 1 \text{ 时 } k_{\tau} = 4 + 5.34 \left(\frac{h_{w1}}{a} \right)^2 \quad (7.1.1-14)$$

$$\text{当 } \frac{a}{h_{w1}} \geq 1 \text{ 时 } k_{\tau} = \eta_s \left[5.34 + 4 \left(\frac{h_{w1}}{a} \right)^2 \right] \quad (7.1.1-15)$$

$$\eta_s = 1 - \omega_1 \sqrt{\gamma_p} \quad (7.1.1-16)$$

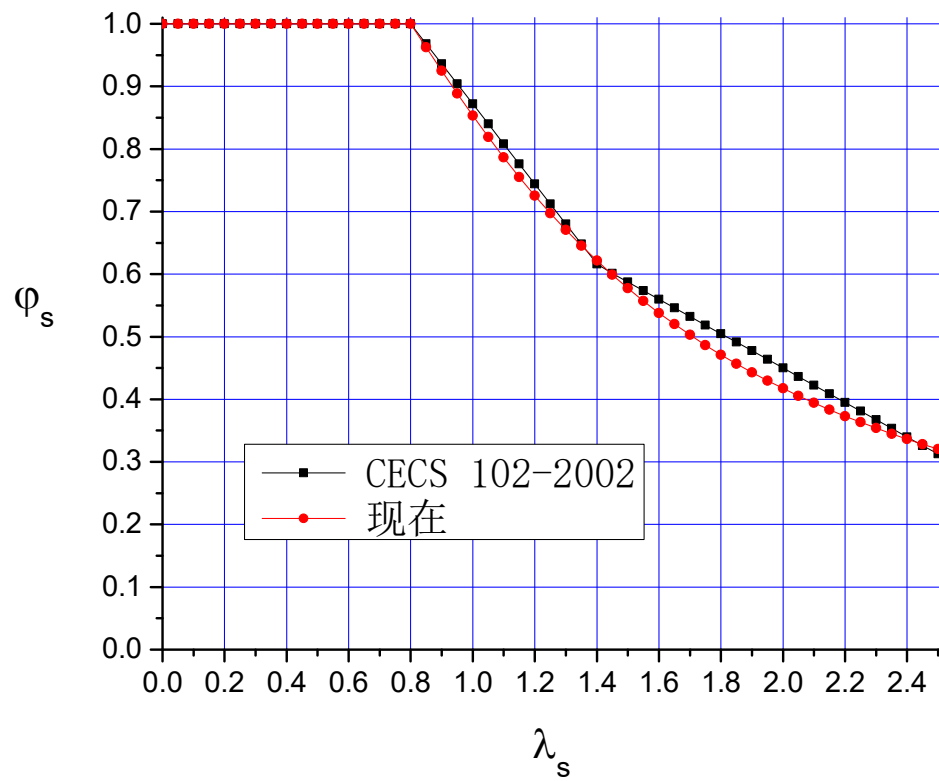
$$\omega_1 = 0.41 - 0.897\alpha + 0.363\alpha^2 - 0.041\alpha^3 \quad (7.1.1-17)$$

式中 k_{τ} ——受剪板件的屈曲系数；

当不设横向加劲肋时，取 $k_{\tau} = 5.34\eta_s$ 。

- 【条文说明：本条取消原来每米变化60mm的限制；剪切屈曲系数和屈曲后强度采用的计算方法是在等截面区格的公式上乘以楔率折减系数；

另外受弯时局部屈曲后有效宽度系数和考虑屈曲后强度的剪切屈曲稳定系数，从CECS102的三段式改为连续的公式，以简化规范的书写。新的公式与原分段的表达式的对比见下面的图。



7.1.2 刚架构件的强度计算和加劲肋设置应符合下列规定：

1 工字形截面受弯构件在剪力和弯矩共同作用下的强度，应符合下列要求：

$$\text{当 } V \leq 0.5V_d \text{ 时 } \quad M \leq M_e \quad (7.1.2-1)$$

当 $0.5V_d \leq V \leq V_d$ 时

$$M \leq M_f + (M_e - M_f) \left[1 - \left(\frac{V}{0.5V_d} - 1 \right)^2 \right] \quad (7.1.2-2)$$

当截面为双轴对称时

$$M_f = A_f (h_w + t) f \quad (7.1.2-3)$$

式中

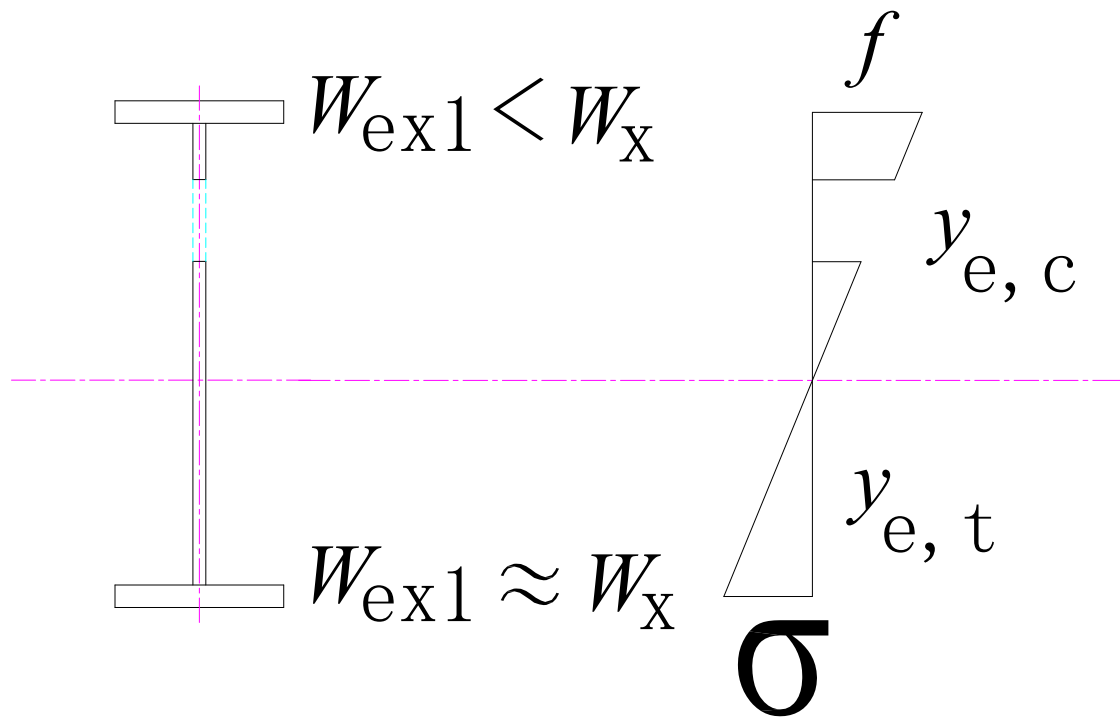
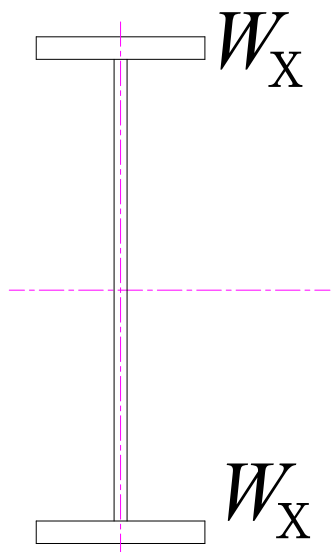
M_f ——两翼缘所承担的弯矩；

M_e ——构件有效截面所承担的弯矩，；

W_e ——构件有效截面最大受压纤维的截面模量；

A_f ——构件翼缘的截面面积；

V_d ——腹板抗剪承载力设计值，按公式(7.1.1-10)计算。



$$M_f = A_{f1}(h_w + t)f$$

$$\frac{f}{y_{e,c}} = \frac{\sigma_t}{y_{e,t}}$$

$$M_f = A_{f1}fy_{ec} + A_{f2}\frac{f}{y_{e,c}}y_{e,t}y_{et}$$

2 工字形截面压弯构件在剪力、弯矩和轴压力共同作用下的强度,应符合下列要求:

当 $V \leq 0.5V_d$ 时

$$\frac{N}{A_e} + \frac{M}{W_{xe}} \leq f \quad (7.1.2-4)$$

当 $0.5V_d \leq V \leq V_d$ 时

$$M \leq M_f^N + (M_e^N - M_f^N) \left[1 - \left(\frac{V}{0.5V_d} - 1 \right)^2 \right] \quad (7.1.2-5)$$

$$M_e^N = M_e - \frac{W_e}{A_e} N \quad (7.1.2-6)$$

当截面为双轴对称时

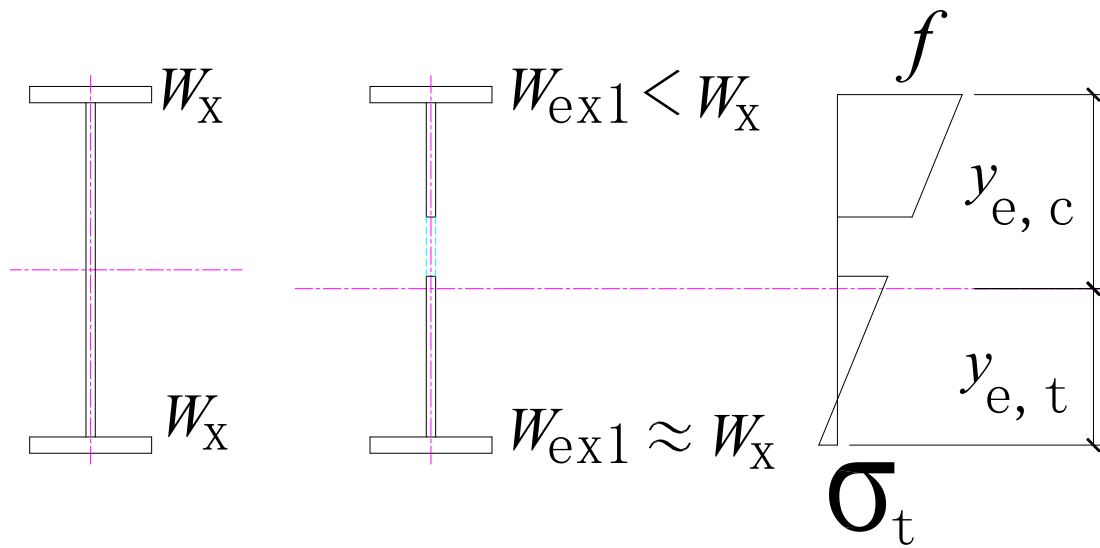
$$M_f^N = A_f(h_w + t)\left(f - \frac{N}{A_e}\right) \quad (7.1.2-7)$$

式中

A_e --- 有效截面面积；

M_f^N ——兼承压力 N 时两翼缘所能承受的弯矩。

梁腹板应在与中柱连接处、较大集中荷载作用处和翼缘转折处设置横向加劲肋。

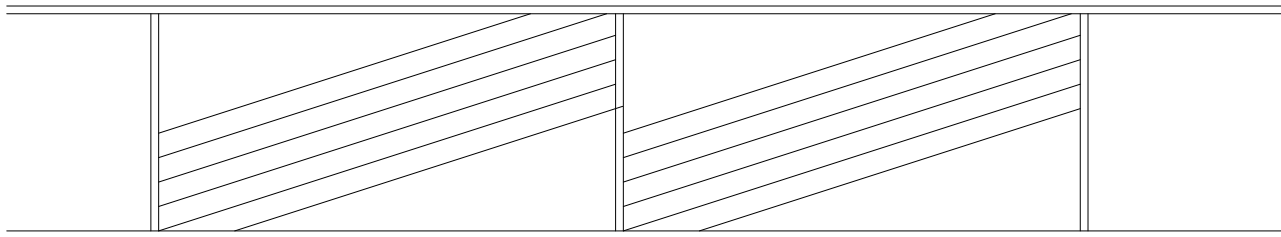


$$M_f = \left(A_{f1} y_{ec} + A_{f2} \frac{y_{e,t}^2}{y_{e,c}} \right) \left(f - \frac{N}{A_e} \right)$$

* 梁腹板利用屈后强度时，其中间加劲肋除承受集中荷载和翼缘转折产生的压力外，还应承受拉力场产生的压力。该压力应按下列公式计算：

$$N_s = V - 0.9\varphi_s h_w t_w f_v \quad (7.1.2-8)$$

$$\varphi_s = \frac{1}{\sqrt[3]{0.738 + \lambda_s^6}} \leq 1.0 \quad (7.1.2-9)$$



式中 N_s ——拉力场产生的压力；

φ_s ——腹板剪切屈曲稳定系数(未利用屈曲后强度)；

λ_s ——腹板剪切屈曲通用高厚比,按本规程式(7.1.1-

13)计算。

h_w ——加劲肋的高度

当验算加劲肋稳定性时,其截面应包括每侧 $15t_w \varepsilon_k$

宽度范围内的腹板面积,计算长度取 h_w 。

- 3 小端截面应验算轴力、弯矩和剪力共同作用下的强度。

7.1.3 变截面柱在刚架平面内的稳定应按下列公式计算:

$$\frac{N_1}{\eta_t \varphi_x A_{e1}} + \frac{\beta_{\max} M_1}{(1 - N_1 / N_{\text{cr}}) W_{e1}} \leq f \quad (7.1.3-1)$$

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 EA_{e1}}{\lambda_1^2} \quad (7.1.3-2)$$

$$\bar{\lambda}_1 \geq 1.2 : \eta_t = 1 \quad (7.1.3-3)$$

$$\bar{\lambda}_1 < 1.2 : \eta_t = \frac{A_0}{A_1} + \left(1 - \frac{A_0}{A_1}\right) \times \frac{\bar{\lambda}_1^2}{1.44} \quad (7.1.3-4)$$

- 【说明：本条修改为轴力和弯矩采用同一个截面，即大端截面，以便能够退化成等截面构件；另外弯矩放大系数从

$$\frac{1}{1 - \varphi N / N_{cr}} \text{的形式修改为} \frac{1}{1 - N / N_{cr}} \text{的形式，因为前者使得}$$

弯矩放大偏小很多，偏不安全】

式中 N_1 ——大端的轴向压力设计值；

M_1 ——大端的弯矩设计值；

A_{e1} ——大端的有效截面的面积；

W_{el} ——大端有效截面最大受压纤维的截面模量；

φ_x ——杆件轴心受压稳定系数,楔形柱按附录A.1规定的
计算长度系数由现行国家标准《钢结构设计规范》**GB50017**
查得,计算长细比时取大端截面的回转半径；

β_{mx} ——等效弯矩系数,有侧移刚架柱的等效弯矩系数取1.0；

N_{cr} ——欧拉临界力；

λ_1 ——按照大端截面计算的,考虑计算长度系数的长细

比, $\lambda_1 = \frac{\mu H}{i_{x1}}$;

$\bar{\lambda}_1$ ——正则化长细比, $\bar{\lambda}_1 = \frac{\lambda_1}{\pi} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$;

i_{x1} ——大端截面绕强轴的回转半径;

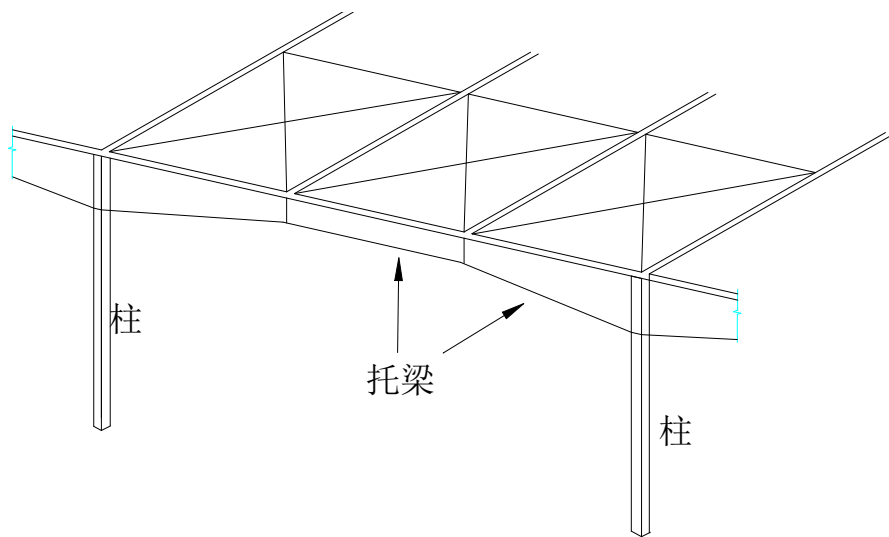
μ ——计算长度系数, 见附录A1.1条;

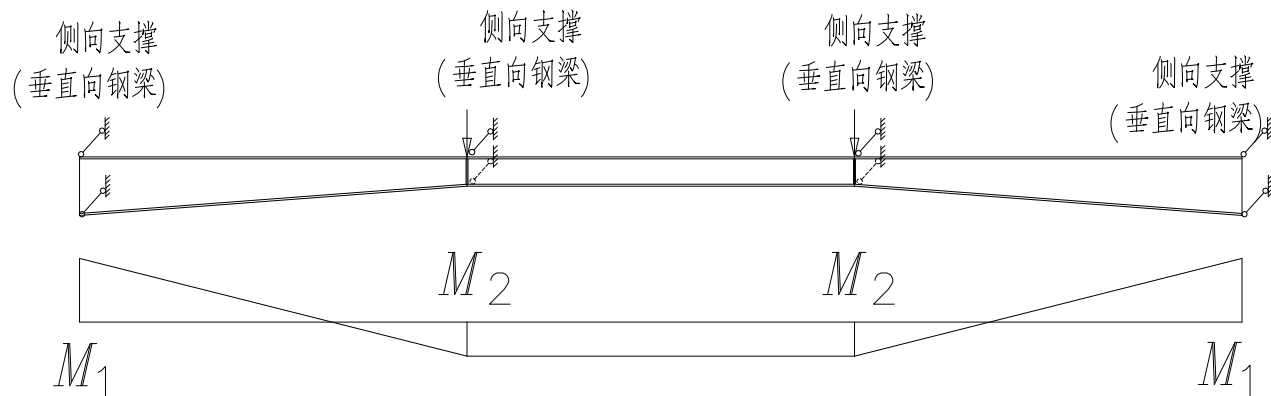
H ——柱高;

A_0, A_1 ——小端和大端截面的毛截面面积;

注：当柱的最大弯矩不出现在大端时，和分别取最大弯矩和该弯矩所在截面的有效截面模量。

7.1.4 变截面刚架梁的稳定性





1 承受线性变化弯矩的楔形变截面梁段的稳定性，按照下式计算

$$\frac{M_1}{\gamma_x \varphi_b W_{x1}} \leq f \quad (7.1.4-1)$$

$$\varphi_b = \frac{1}{\left(1 - \lambda_{b0}^{2n} + \lambda_b^{2n}\right)^{1/n}} \leq 1.0 \quad (7.1.4-2)$$

$$\lambda_{b0} = \frac{0.55 - 0.25k_\sigma}{(1 + \gamma)^{0.2}} \quad (7.1.4-3)$$

$$n = \frac{1.51}{\lambda_b^{0.1}} \sqrt[3]{\frac{b_1}{h_1}} \quad (7.1.4-4)$$

$$k_\sigma = k_M \frac{W_{x1}}{W_{x0}} \quad (7.1.4-5)$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{\gamma_x W_{x1} f_y}{M_{cr}}} \quad (7.1.4-6)$$

式中

k_σ ——小端截面压应力除以大端截面压应力的比值；

k_M ——弯矩比， $k_M = \frac{M_0}{M_1}$ 是较小弯矩除以较大弯矩；

λ_b ——梁的正则化长细比；

γ_x ——截面塑性开展系数，按照钢结构设计规范

GB50017取值；

M_{cr} —— 楔形变截面梁弹性屈曲临界弯矩，按第2款计算；

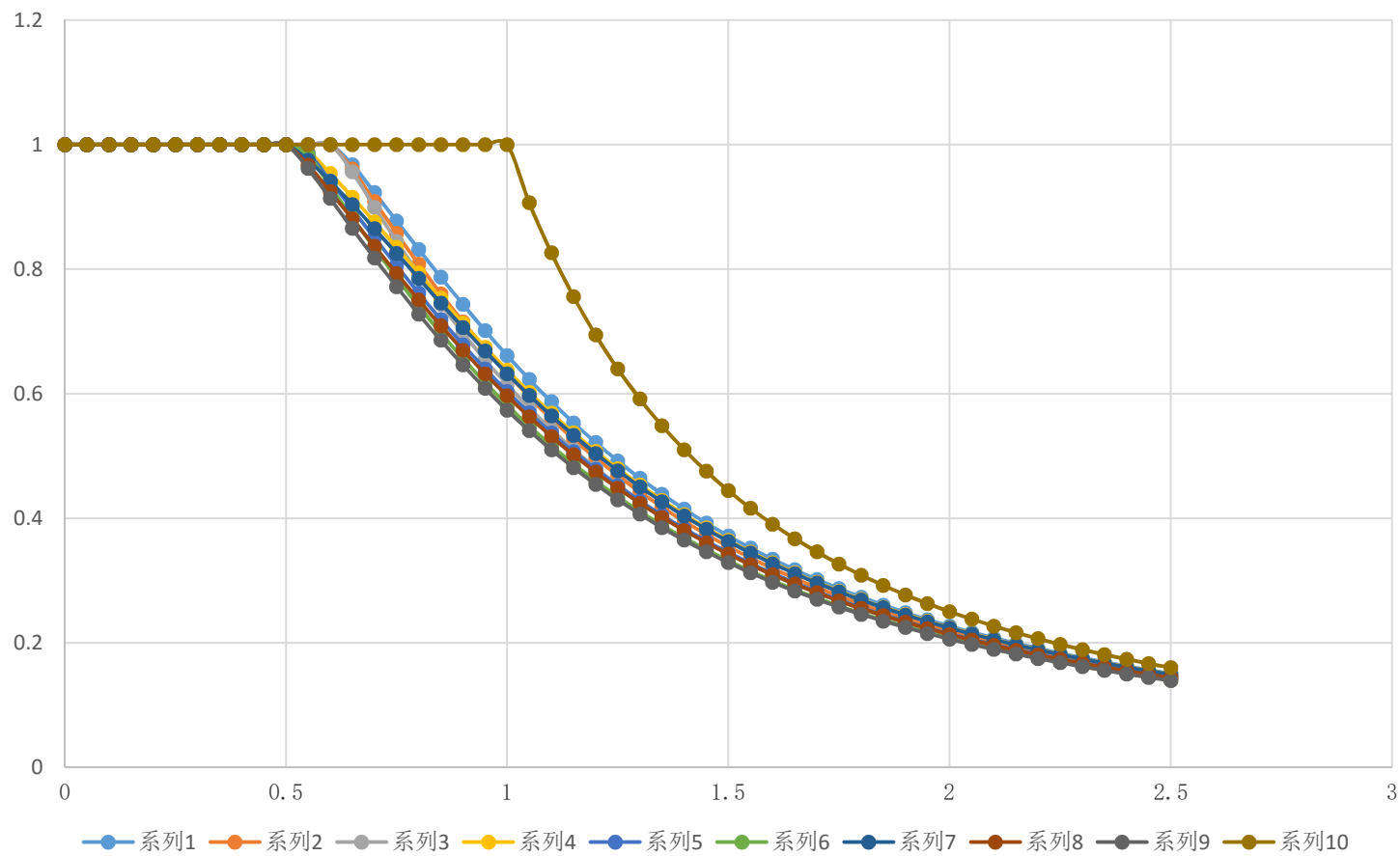
b_1, h_1 —— 弯矩较大截面的受压翼缘宽度和上下翼缘中面之间的距离；

W_{x1} —— 是弯矩较大截面受压边缘的抵抗矩；

γ —— 变截面梁楔率， $\gamma = (h_1 - h_0) / h_0$ ；

M_1 —— 大端弯矩。

图表标题



2 弹性屈曲临界弯矩计算公式是

$$M_{\text{cr}} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \left[\beta_{x\eta} + \sqrt{\beta_{x\eta}^2 + \frac{I_{\omega\eta}}{I_y} \left(1 + \frac{GJ_\eta L^2}{\pi^2 EI_{\omega\eta}} \right)} \right] \quad (7.1.4-7)$$

$$C_1 = 0.46k_M^2 \eta_i^{0.346} - 1.32k_M \eta_i^{0.132} + 1.86\eta_i^{0.023} \leq 2.75 \quad (7.1.4-8)$$

$$\beta_{x\eta} = 0.45(1 + \gamma\eta)h_0 \frac{I_{yT} - I_{yB}}{I_y} \quad (7.1.4-9)$$

$$\eta = 0.55 + 0.04(1 - k_\sigma) \sqrt[3]{\eta_i} \quad (7.1.4-10)$$

C_1 —— 等效弯矩系数:

η_i ——惯性矩比, $\eta_i = \frac{I_{yB}}{I_{yT}}$

I_{yT}, I_{yB} ——弯矩最大截面受压翼缘和受拉翼缘绕弱轴的惯性矩;

$\beta_{x\eta}$ ——截面不对称系数

I_y ——变截面梁绕弱轴惯性矩

$I_{\omega\eta}$ ——变截面梁的等效翘曲惯性矩, $I_{\omega\eta} = I_{\omega 0} \cdot (1 + \gamma\eta)^2$

$I_{\omega 0}$ ——小端截面的翘曲惯性矩,

$$I_{\omega 0} = I_{yT} \cdot h_{sT0}^2 + I_{yB} \cdot h_{sB0}^2$$

J_{η} ——变截面梁等效圣维南扭转常数，

$$J_{\eta} = J_0 + \frac{1}{3} \gamma \eta (h_0 - t_f) t_w^3$$

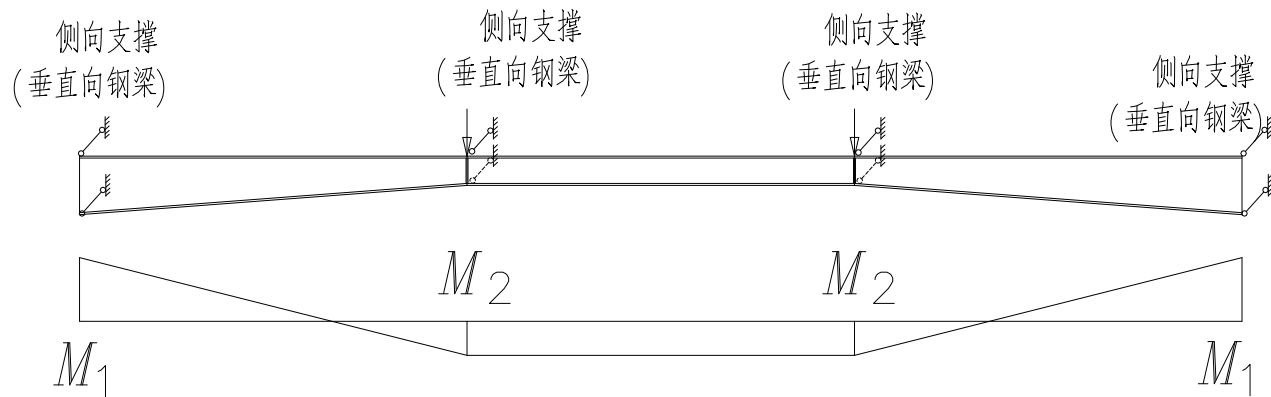
J_0 ——小端截面自由扭转常数；

h_{sT0}, h_{sB0} ——分别是小端截面受压和受拉翼缘的中面到剪切中心的距离；

h_0 ——小端截面上下翼缘中面距离；

t_w ——腹板厚度

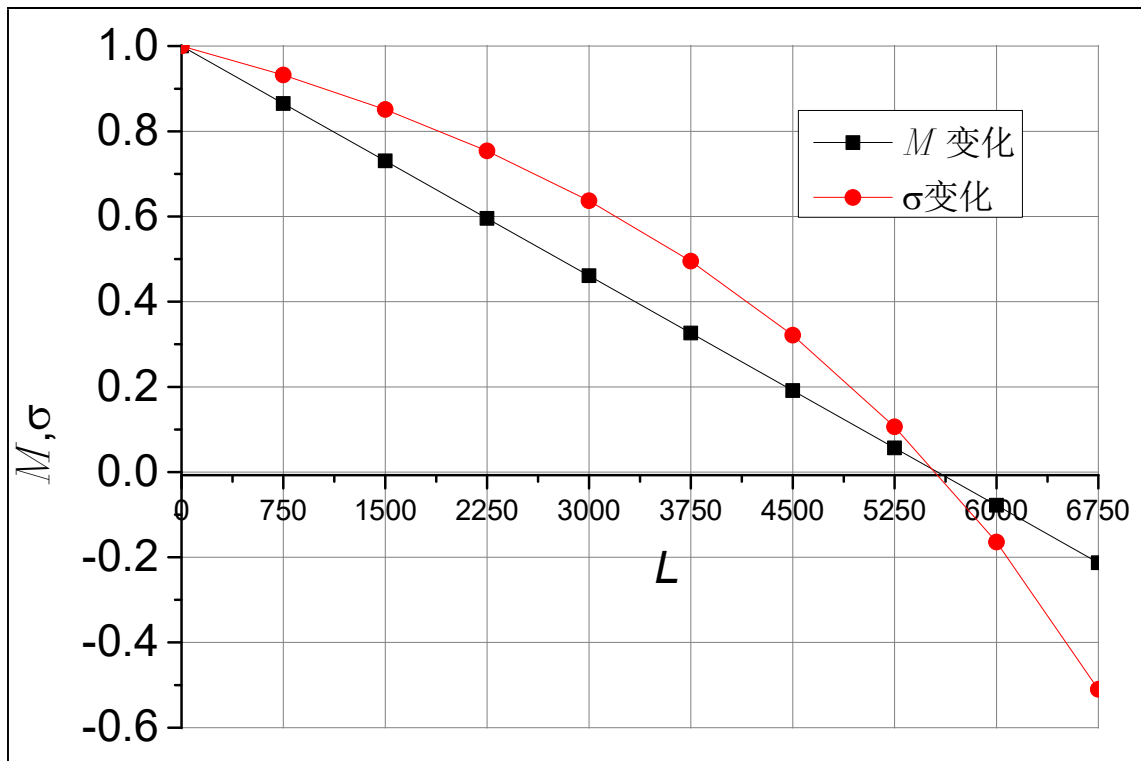
L ——梁段平面外计算长度。

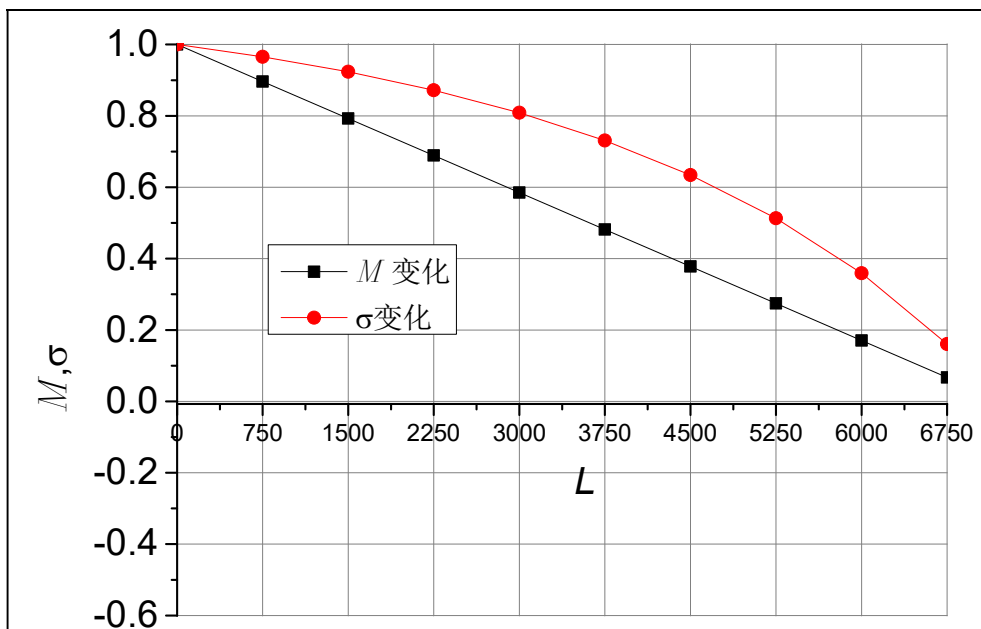


【说明：本条专门为厂房抽柱而增设的托梁的稳定性计算制订，也可用于类似情况。屋面梁如果不设隅撑，有明确的侧

向支承点，侧向支承点之间的区段稳定性按照本条计算。

变截面梁的稳定性，在弹性阶段失稳时，弯扭失稳的二阶效应只与弯矩大小等有关，因此 k_M 是重要的参数；但是在弹塑性阶段，**更重要的是应力比** k_σ ，所以就有了 k_σ 这一应力比作为参数。





* λ_{b0} 是规定一个起始的长细比，小于这个长细比，稳定系数等于1。研究表明，热轧构件，纯弯时，在正则化长细比为0.4时稳定系数已经是1.0。焊接构件的稳定系数低于热轧构件，因

此取在0.3处作为稳定系数等于1.0的终止点。对楔形变截面构件， λ_{b0} 会略微变小。

研究发现，(7.1.4-2)式中的指数与截面高宽比发生关系，这与欧洲钢结构设计规范EC3的规定类似，只是更加细致了。EC3规定，高宽比以2为界，小于2的稳定系数较高，大于2的稳定系数较小】

- 7.1.5 变截面柱的平面外稳定应分段按下列公式计算:

$$\frac{N_1}{\eta_{ty}\varphi_y A_{e1}f} + \left(\frac{M_1}{\varphi_b \gamma_x W_{x1}f} \right)^{1.3-0.3k_\sigma} \leq 1 \quad (7.1.5-1)$$

式中

$$\bar{\lambda}_{1y} \geq 1.0: \quad \eta_{ty} = 1 \quad (7.1.5-2)$$

$$\bar{\lambda}_{1y} < 1.0: \quad \eta_{ty} = \frac{A_0}{A_1} + \left(1 - \frac{A_0}{A_1}\right) \times \bar{\lambda}_{1y}^2 \quad (7.1.5-3)$$

$\bar{\lambda}_{1y}$ ——绕弱轴的通用长细比； $\bar{\lambda}_{1y} = \frac{\lambda_{1y}}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$

λ_{1y} ——绕弱轴的长细比， $\lambda_{1y} = \frac{L}{i_{y1}}$ ；

i_{y1} ——大端截面绕弱轴的回转半径；

ϕ_y ——轴心受压构件弯矩作用平面外的稳定系数，以大

端为准，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017的规

定采用，计算长度取纵向柱间支撑点间的距离。

N_1 ——所计算构件段大端截面的轴压力；

M_1 ——所计算构件段大端截面的弯矩；

k_σ ——大小端截面弯矩产生的应力比值，由弯矩计算。

φ_b ——稳定系数，按7.1.4条计算

当不能满足式（7.1.5-1）的要求时，应设置侧向支撑点或隅撑，并验算每段的平面外稳定。

【说明：

- 1、轴力项也取自大端，便于退化成等截面的公式。
- 2、原条文的等效弯矩系数取1.0或与平面内欧拉临界荷载发生关系且接近于1，不合理，因此进行较大修改。
- 3、压弯杆的平面外稳定，等截面构件的等效弯矩系数，

$$\beta_{tx} = 0.65 + 0.35 \frac{M_0}{M_1}$$

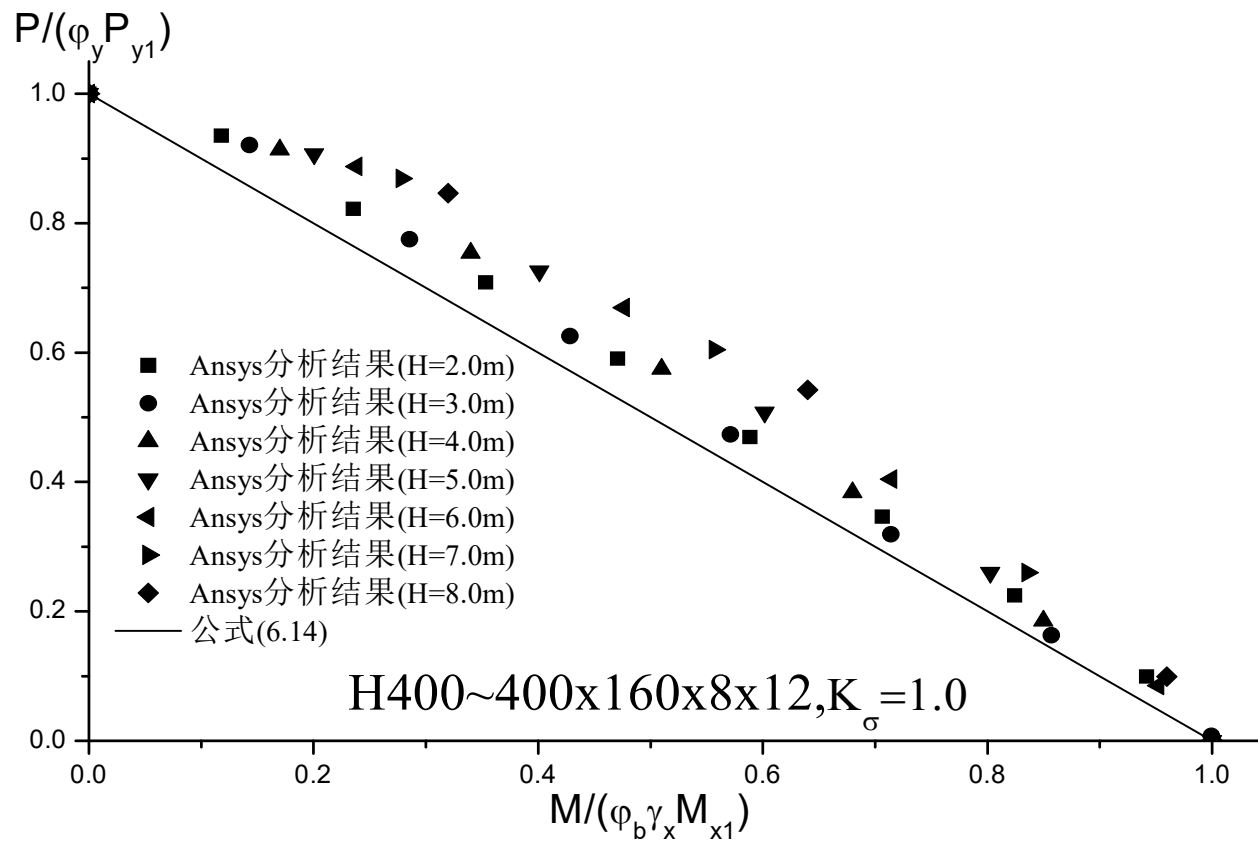
因为实际框架柱的两端弯矩往往引起双曲率弯曲， β_{tx}

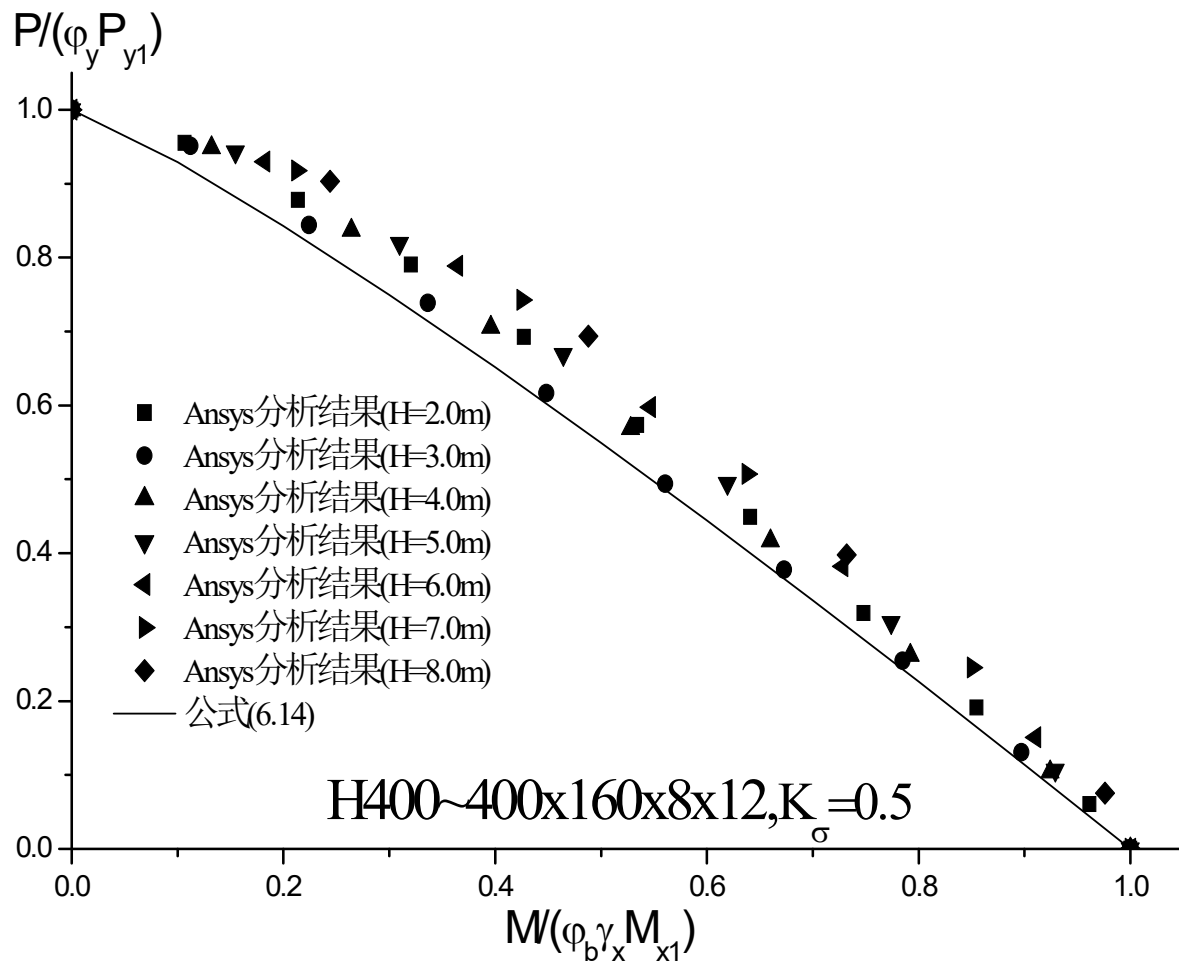
将小于0.65，这样对弯矩的折减很大，在特定的区域会偏于

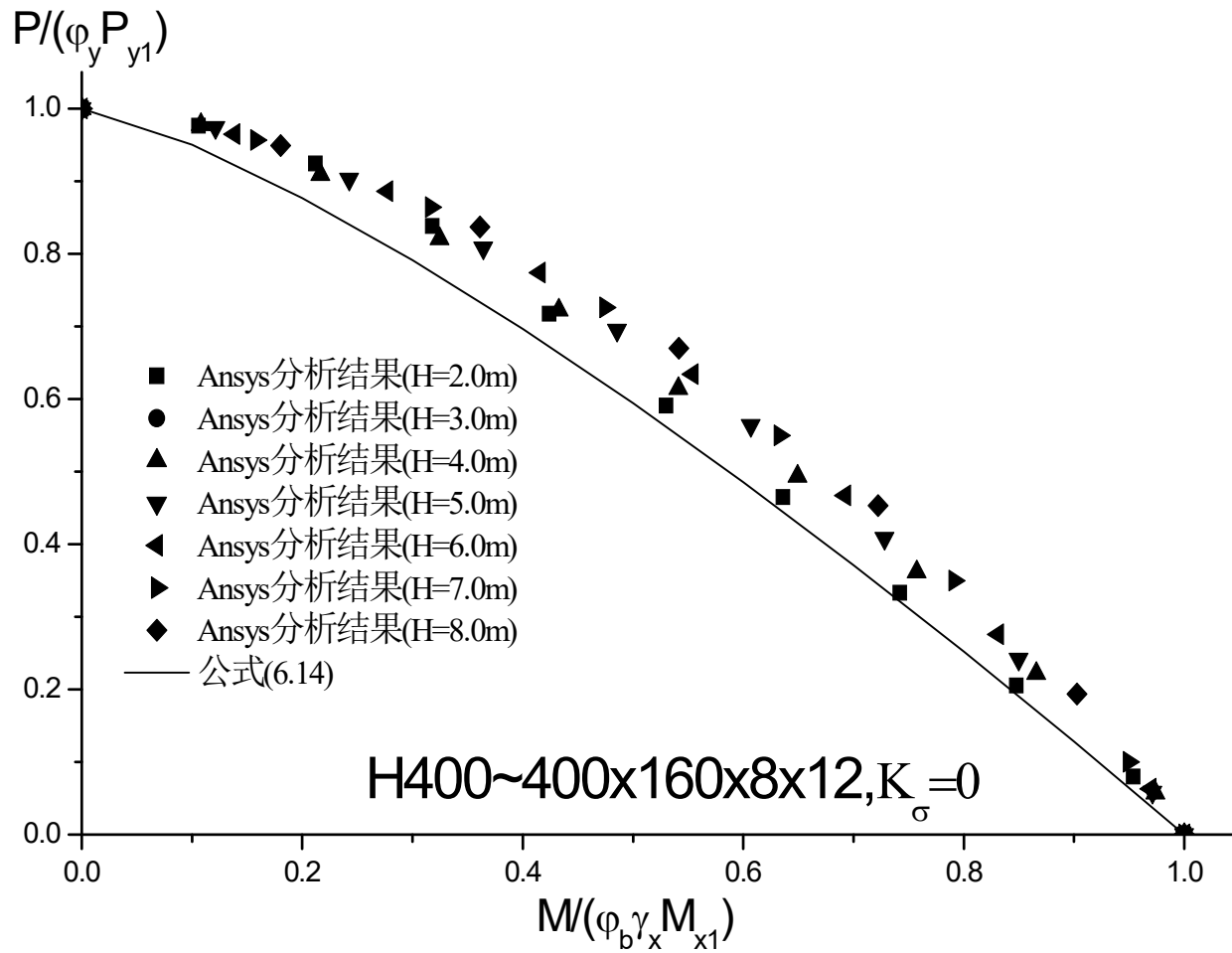
不安全。本条采用的相关公式，弯矩项的指数在1.0~1.6之间变化，曲线外凸。相关曲线外凸，等效于考虑弯矩变号对稳定性的有利作用，又避免了特定区域的不安全。

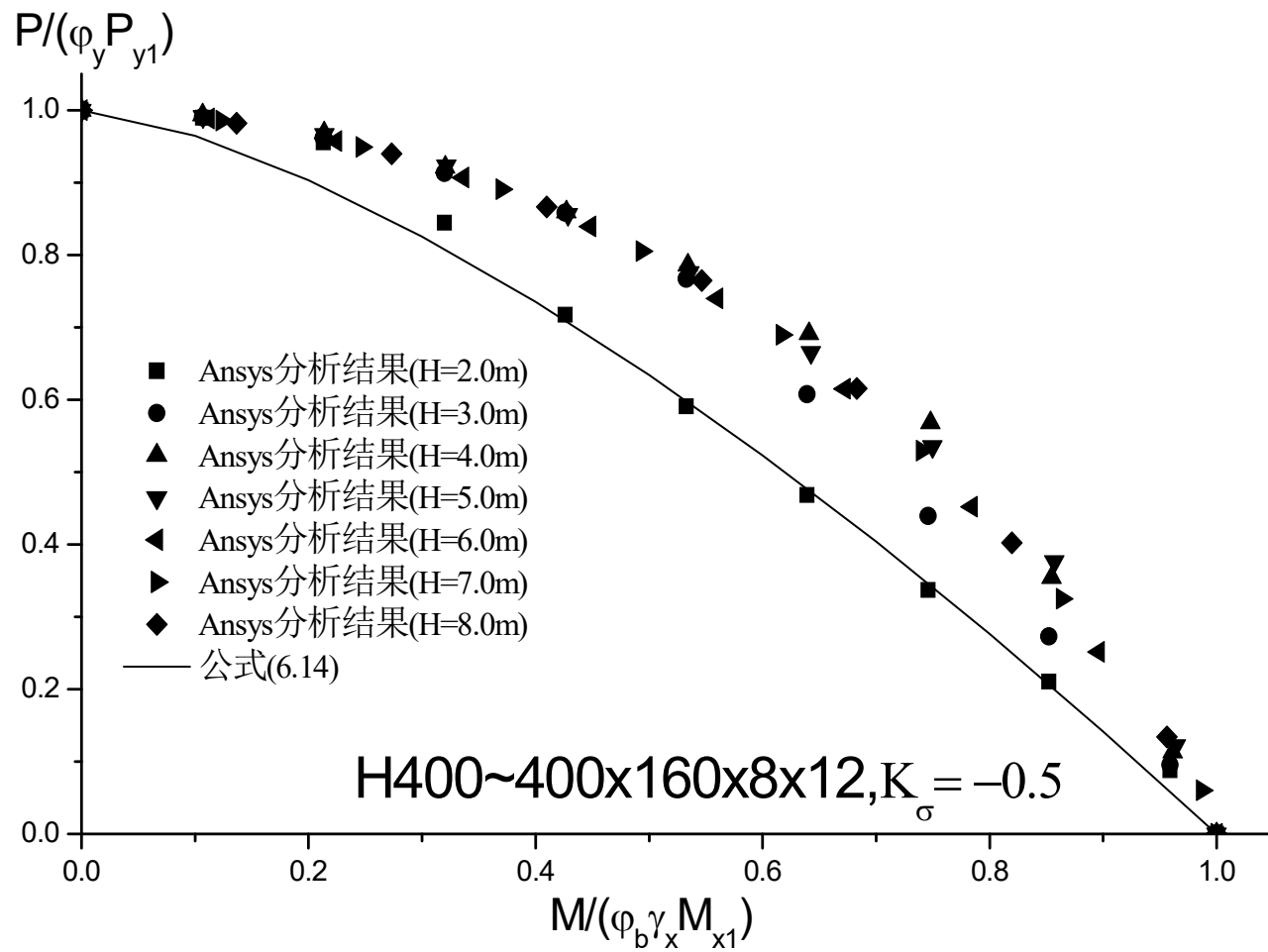
4 压弯杆的平面外计算长度通常取侧向支承点之间的距离，若各段线刚度差别较大，确定计算长度时可考虑各段间的相互约束。】

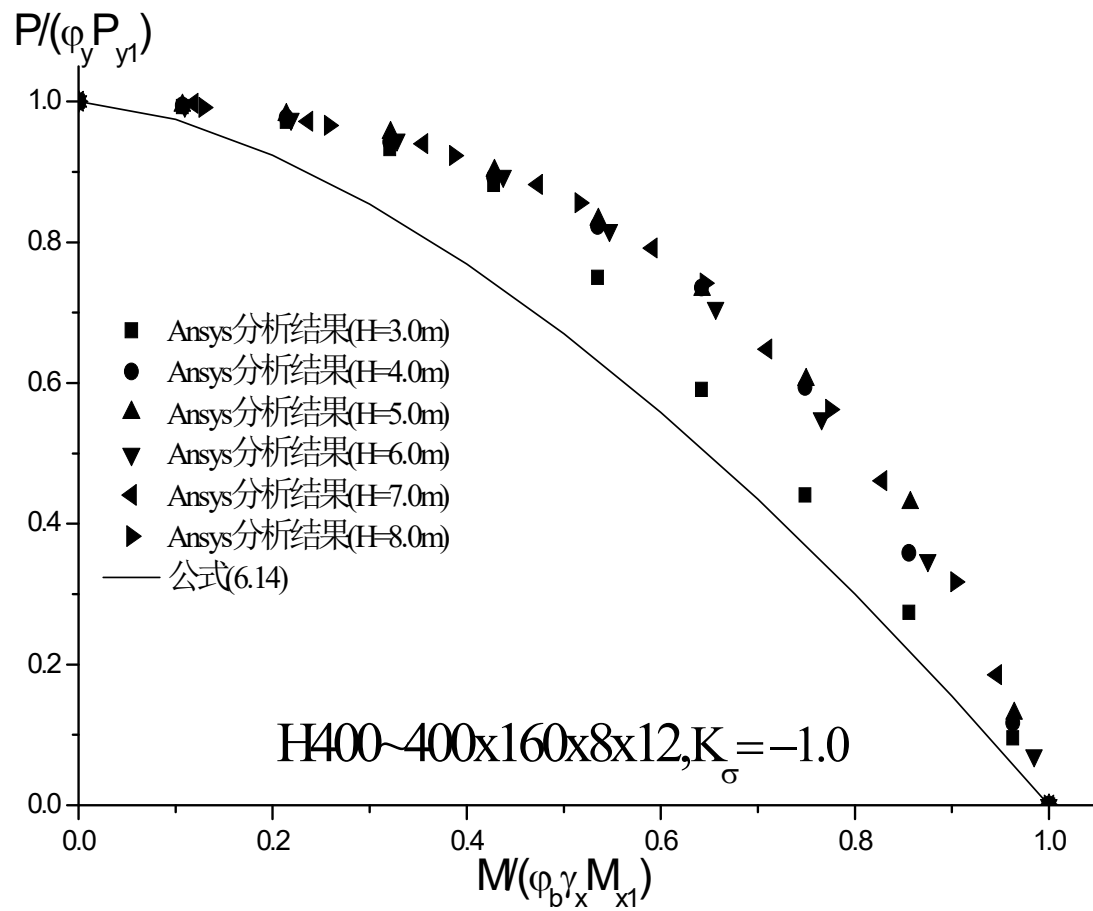
$$\frac{P}{\varphi_y P_{y1}} + \left(\frac{M}{\varphi_b \gamma_x M_{x1}} \right)^{1.3-0.3k_\sigma} \quad (6.14)$$

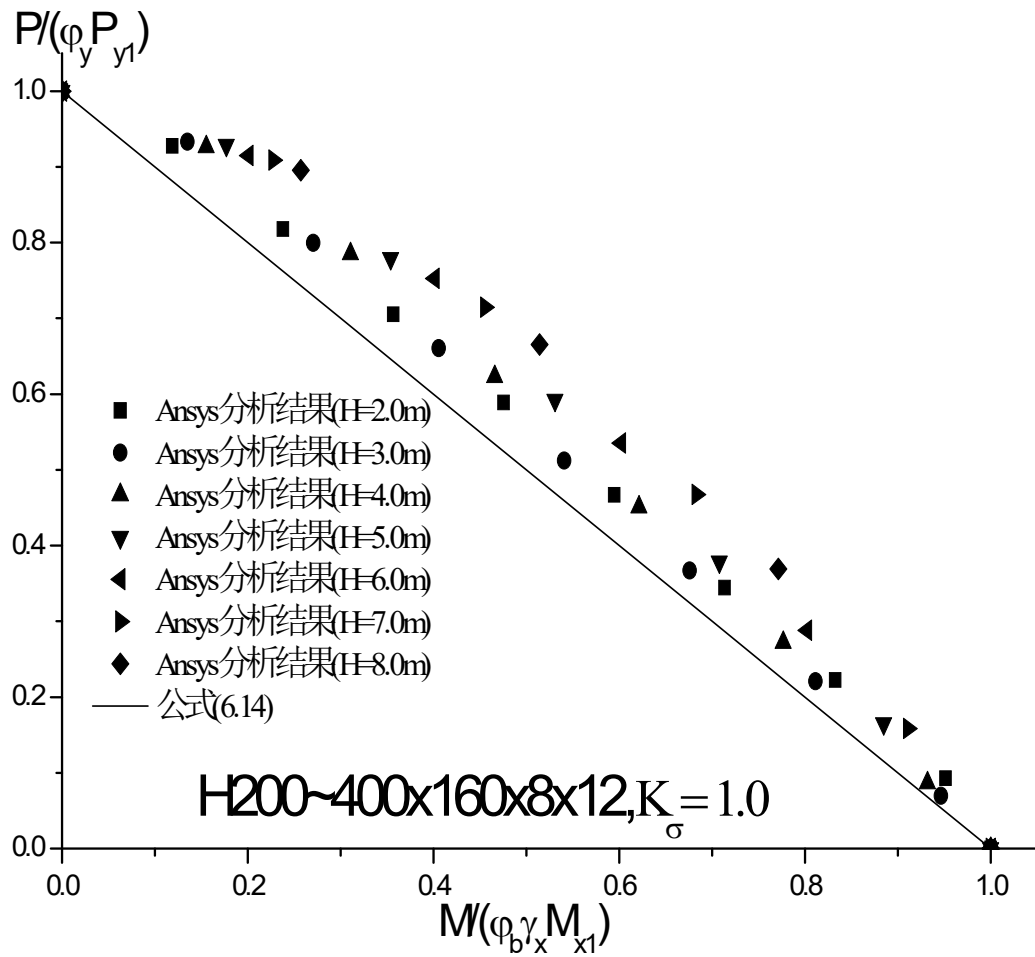


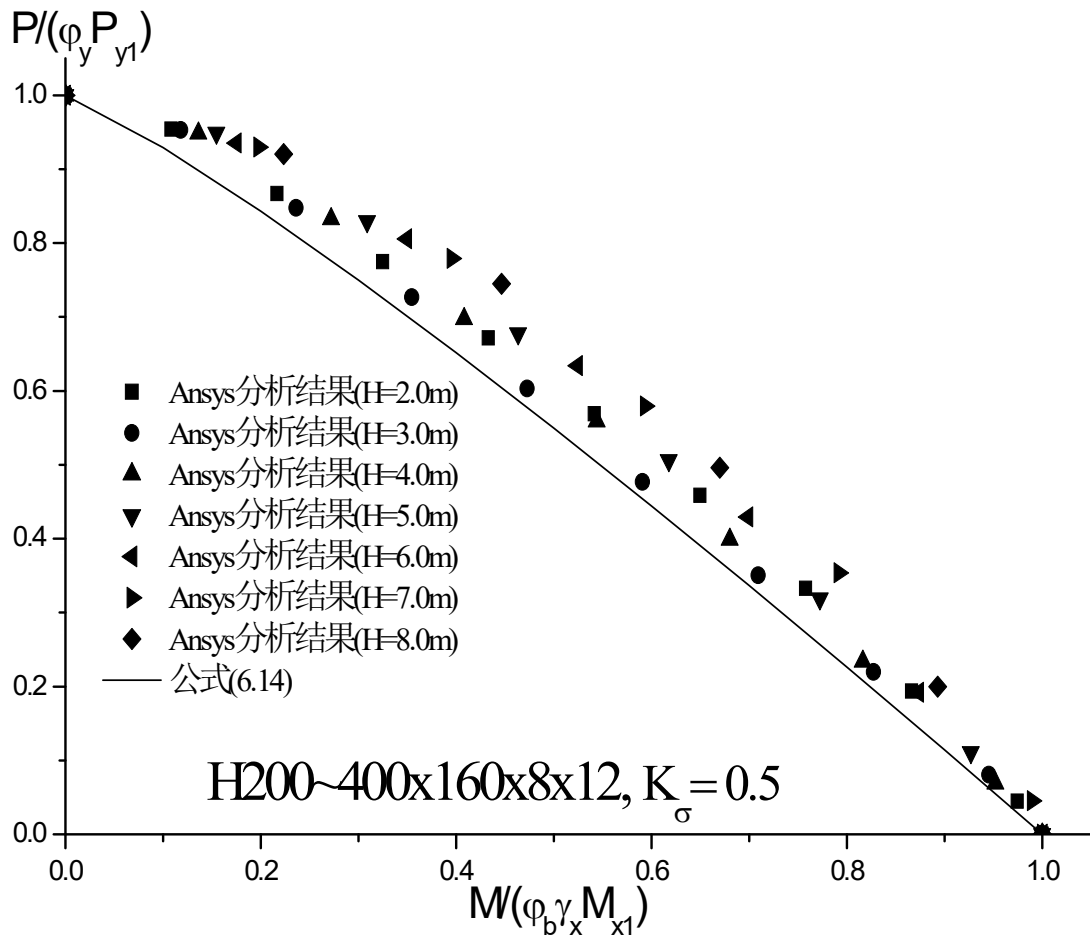


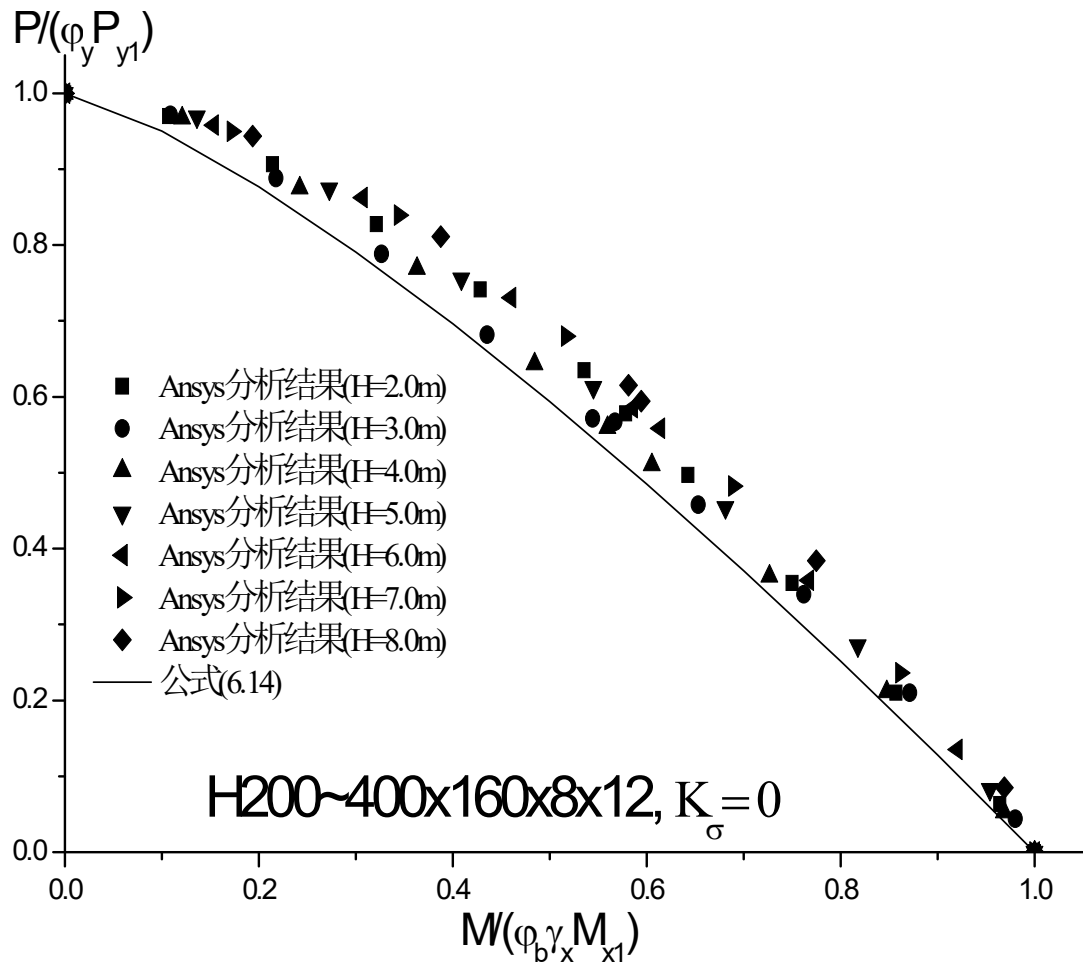


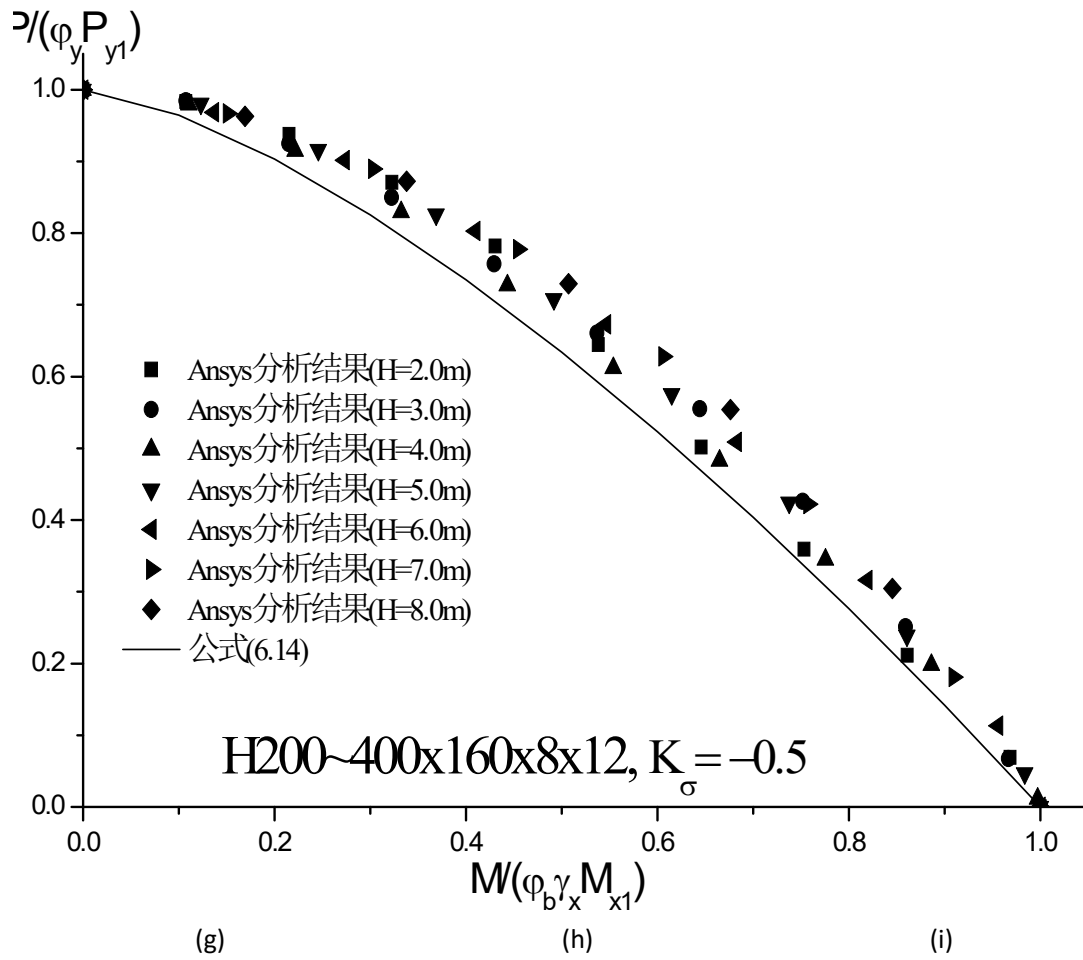


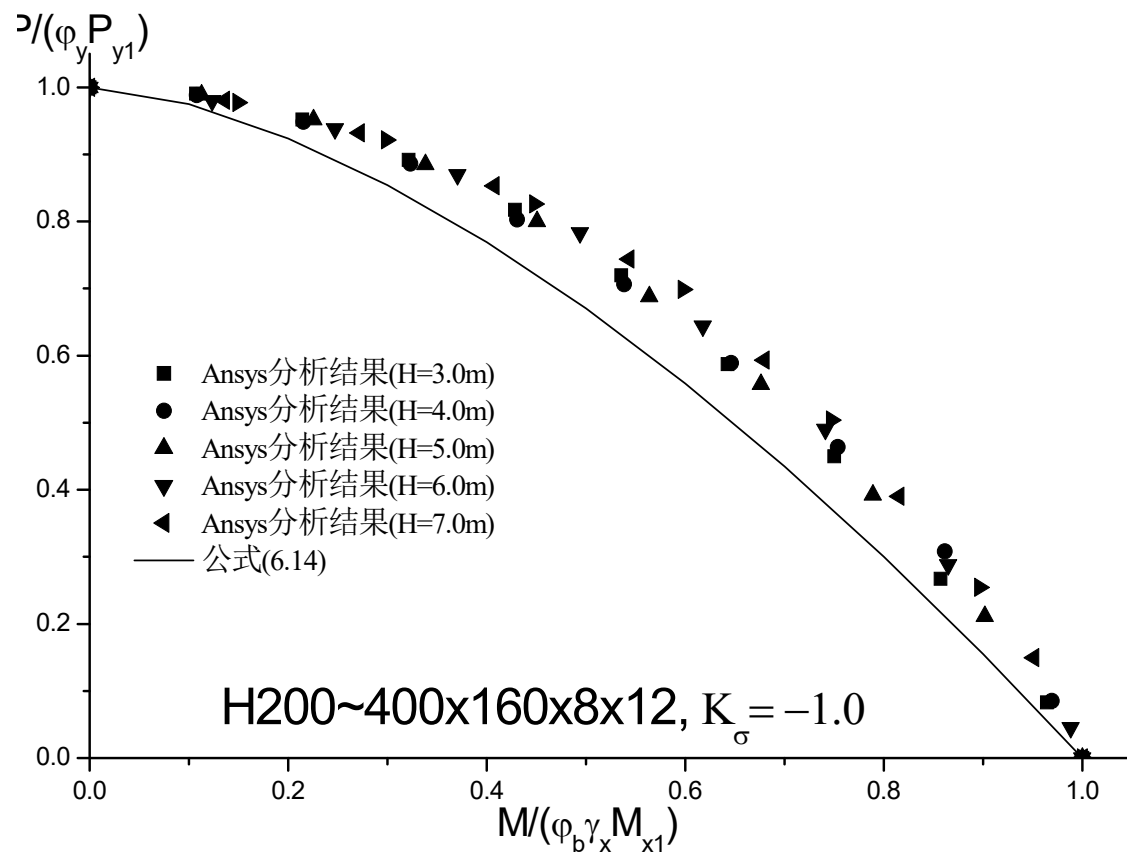


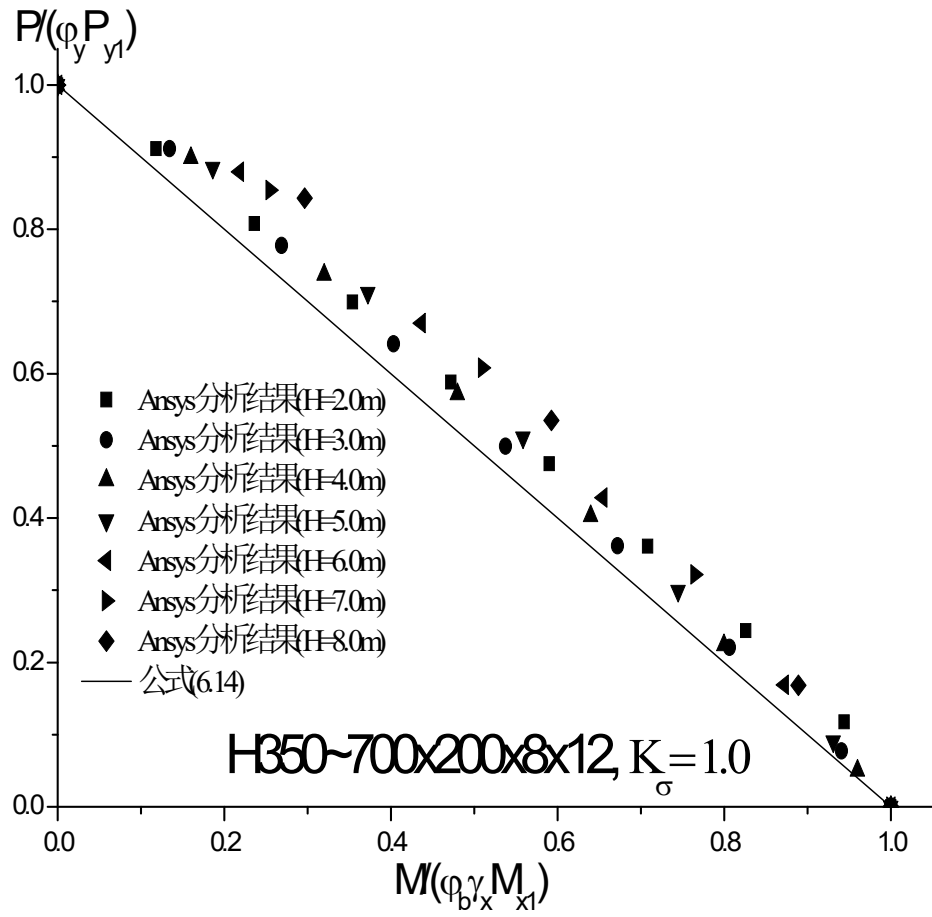


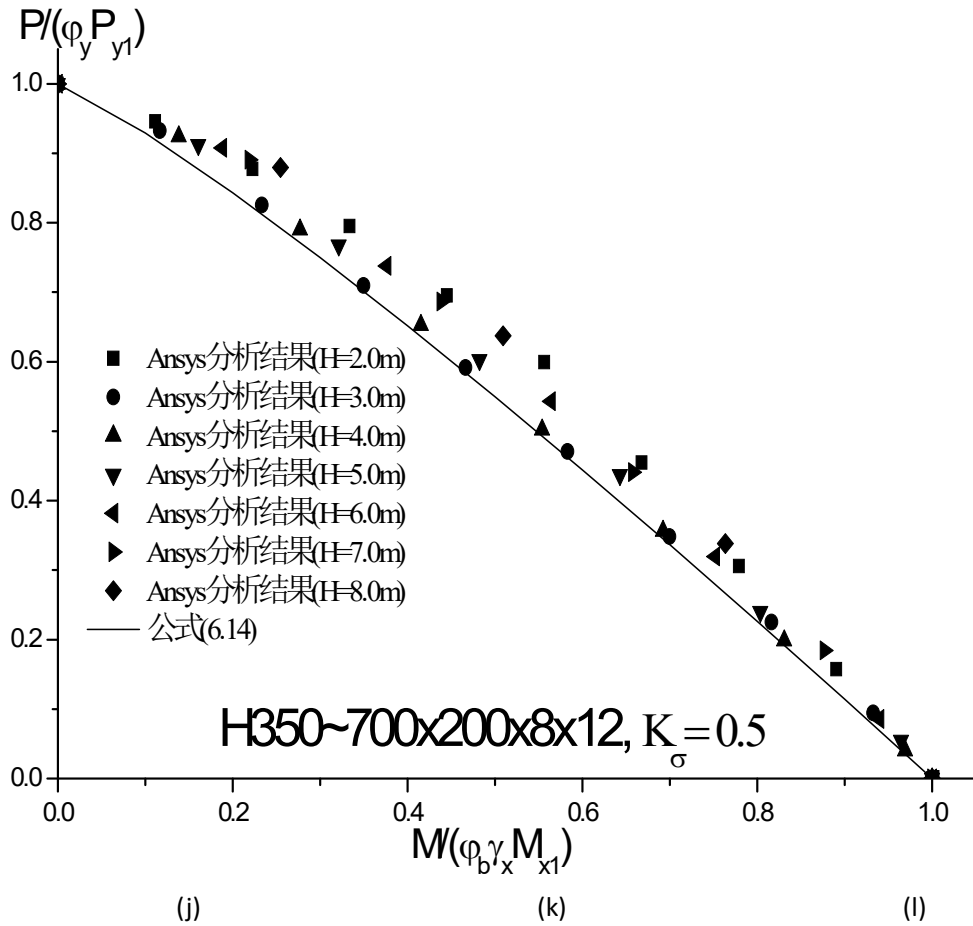


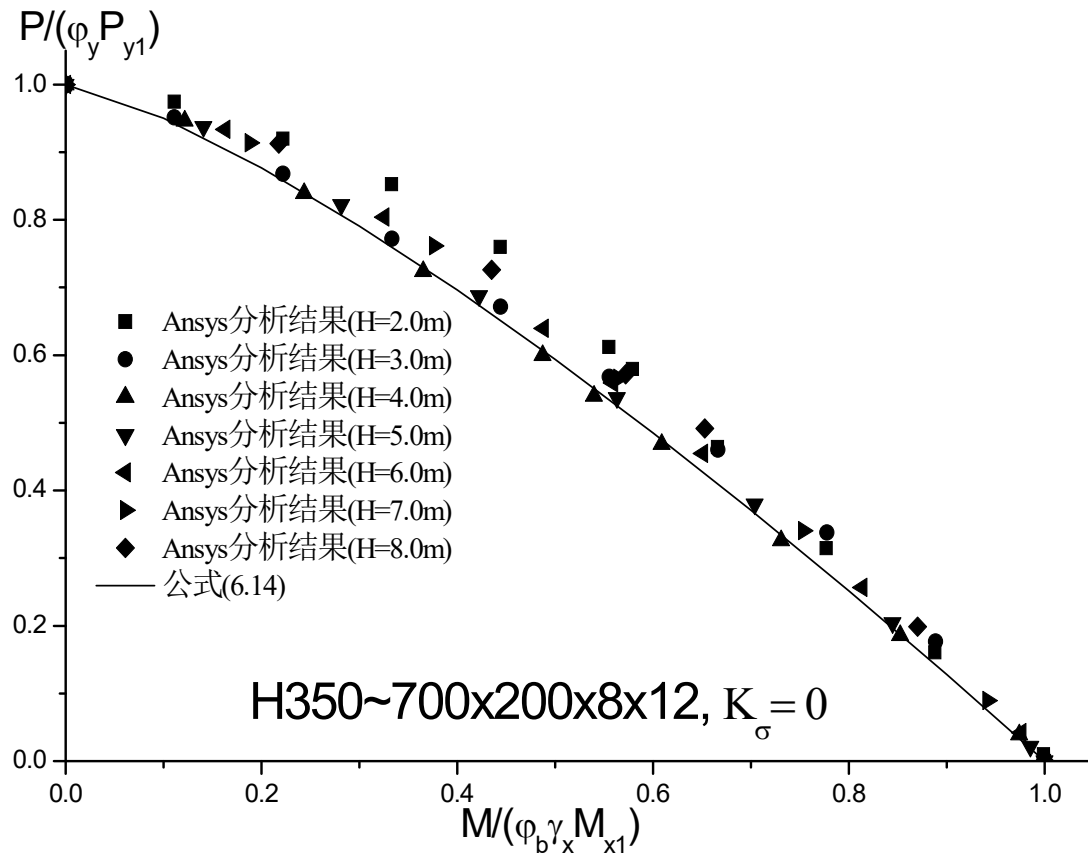


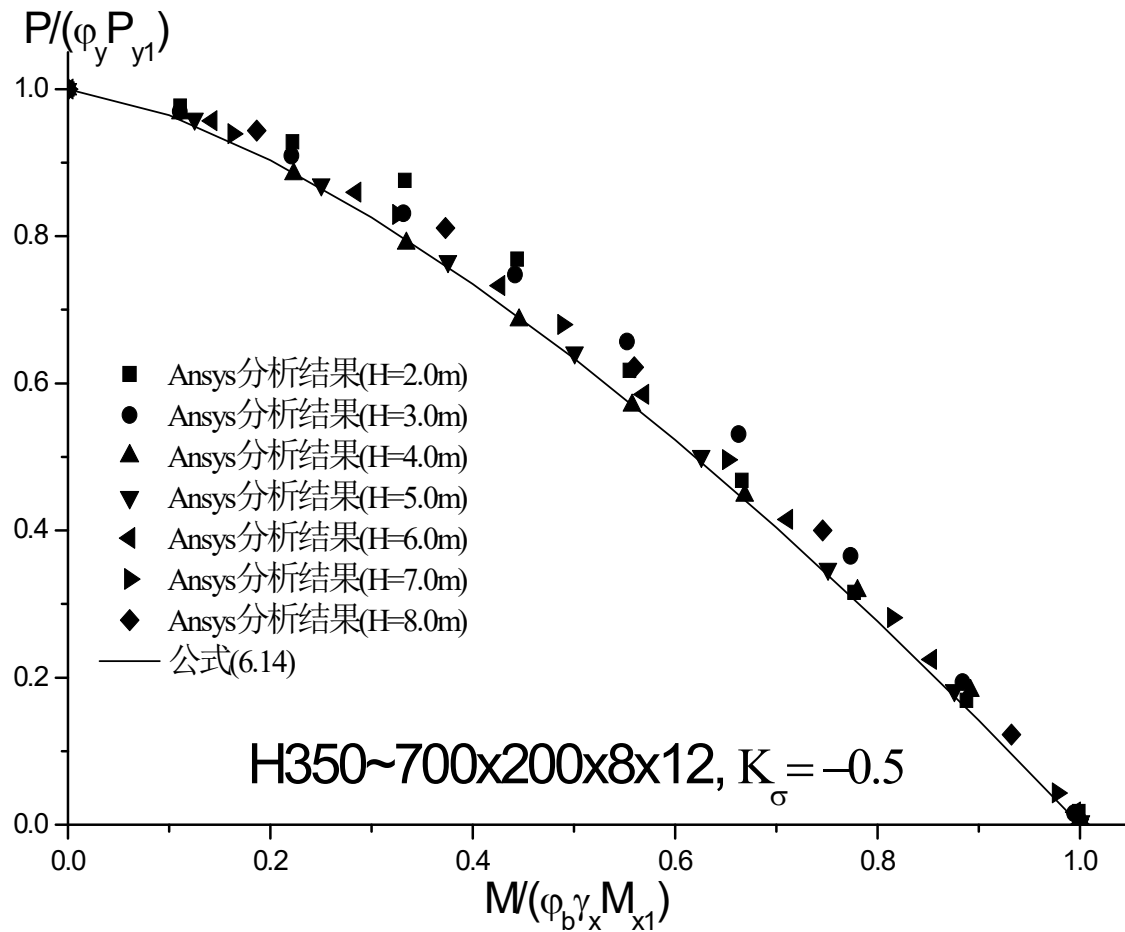


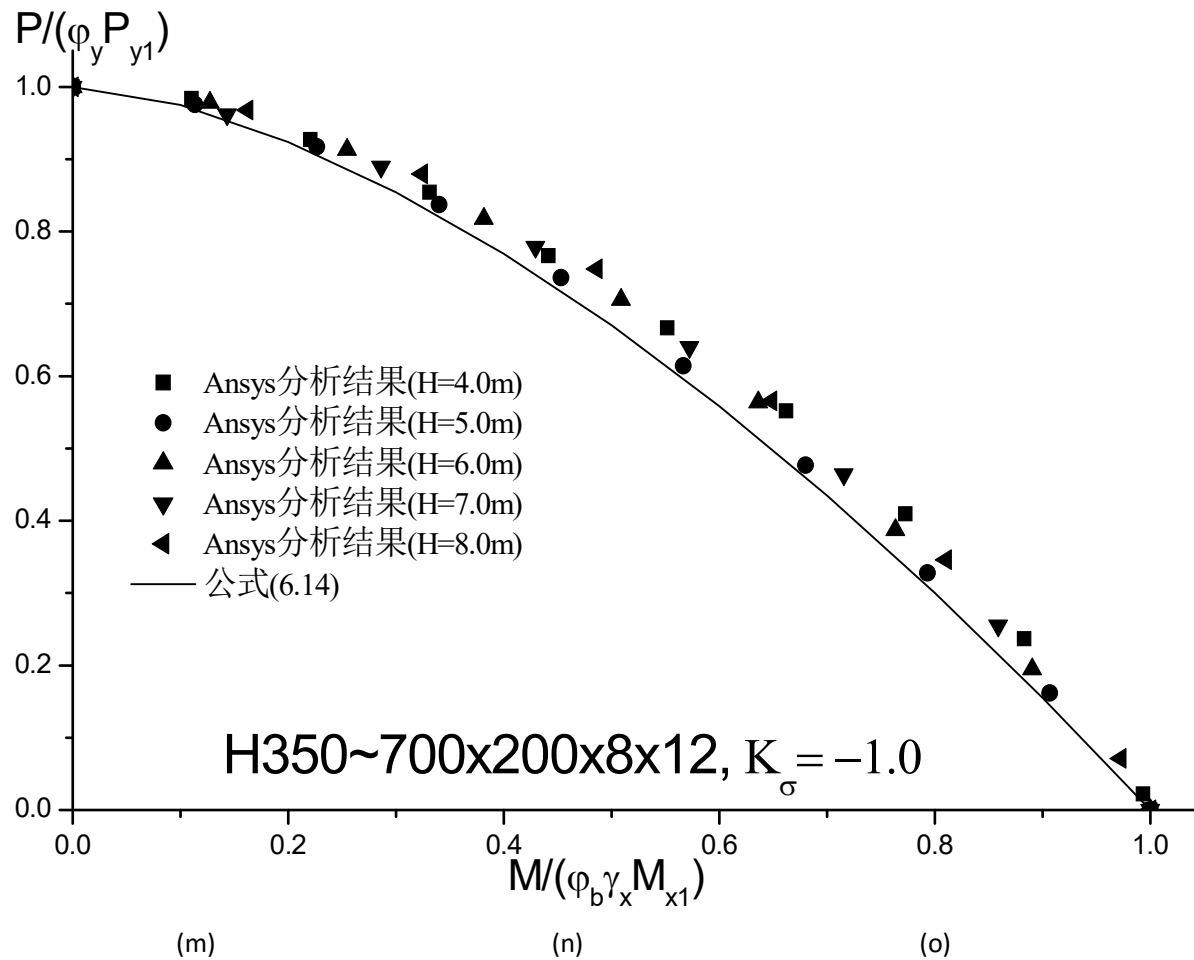


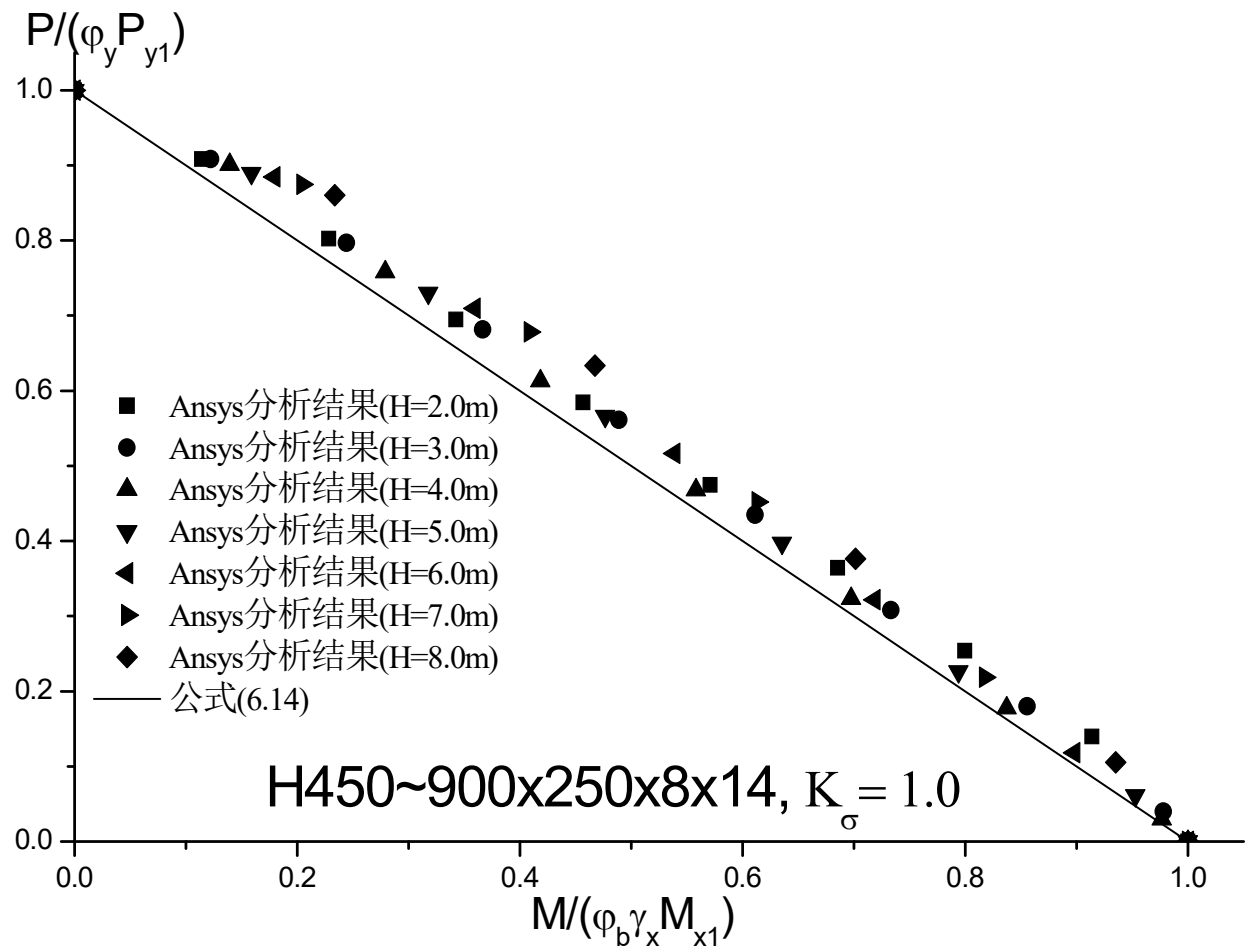


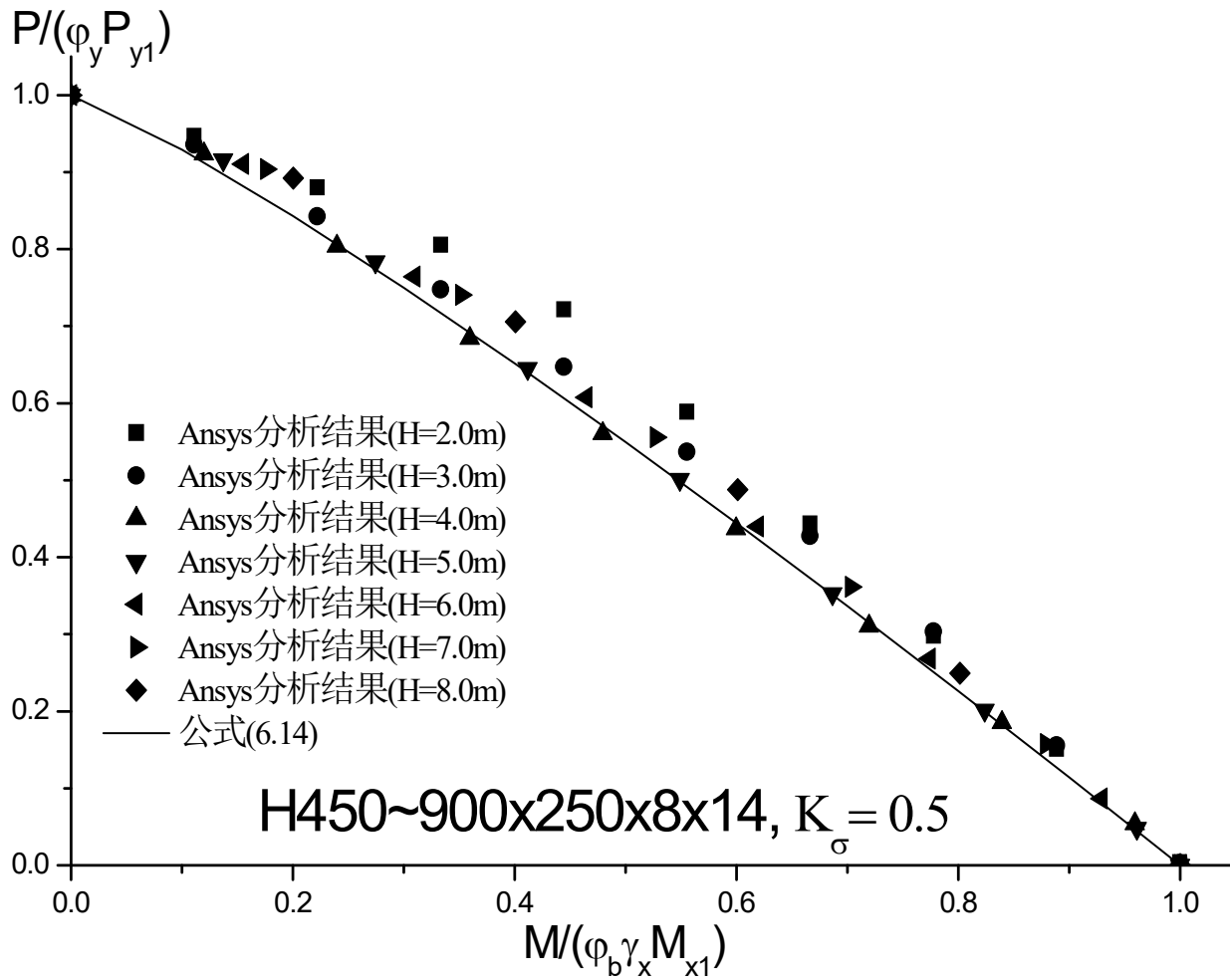


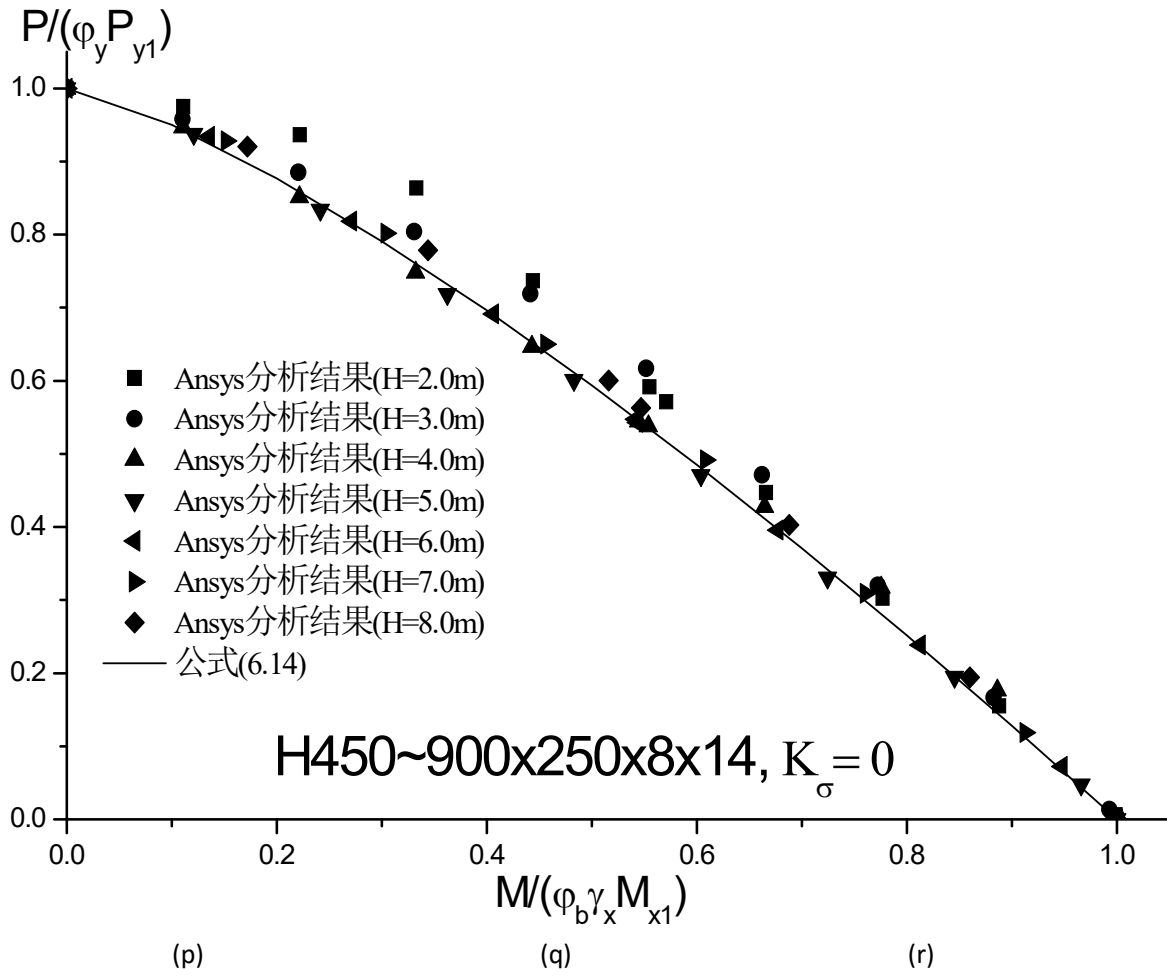


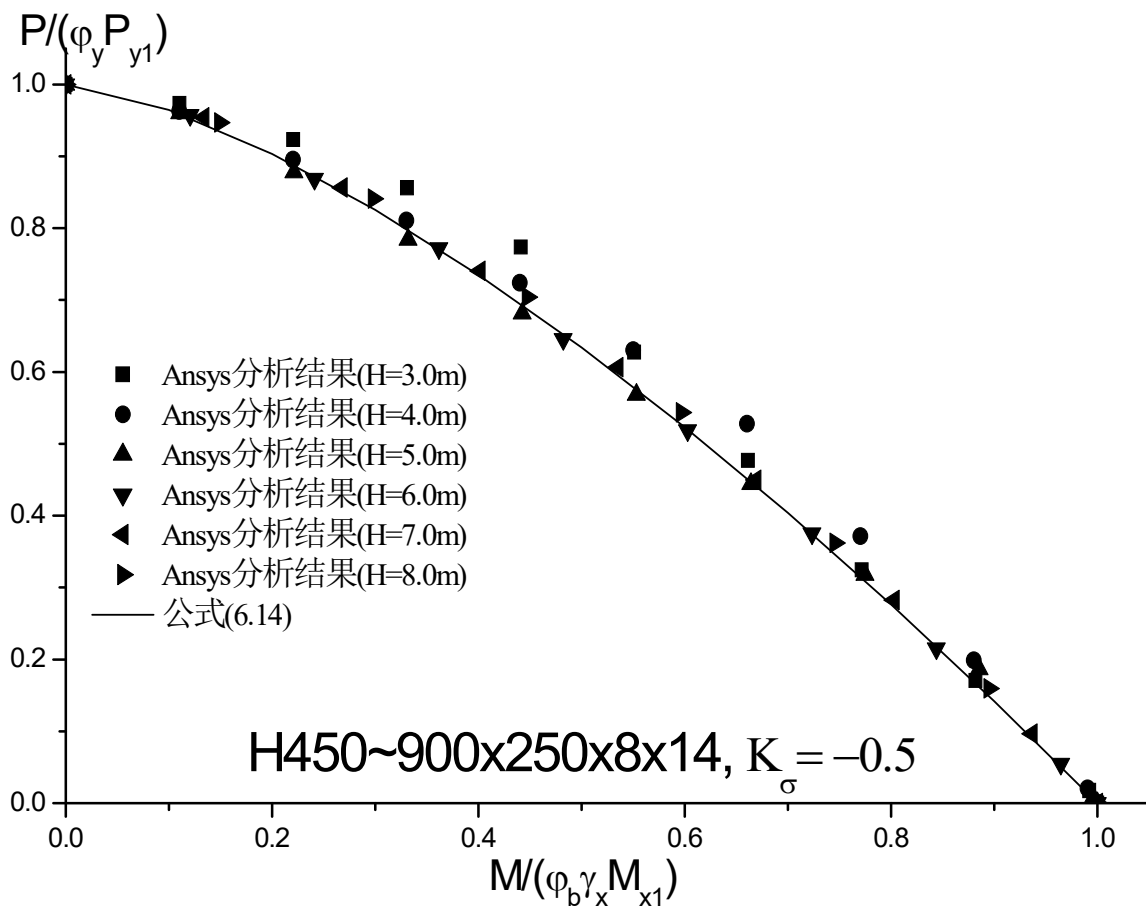












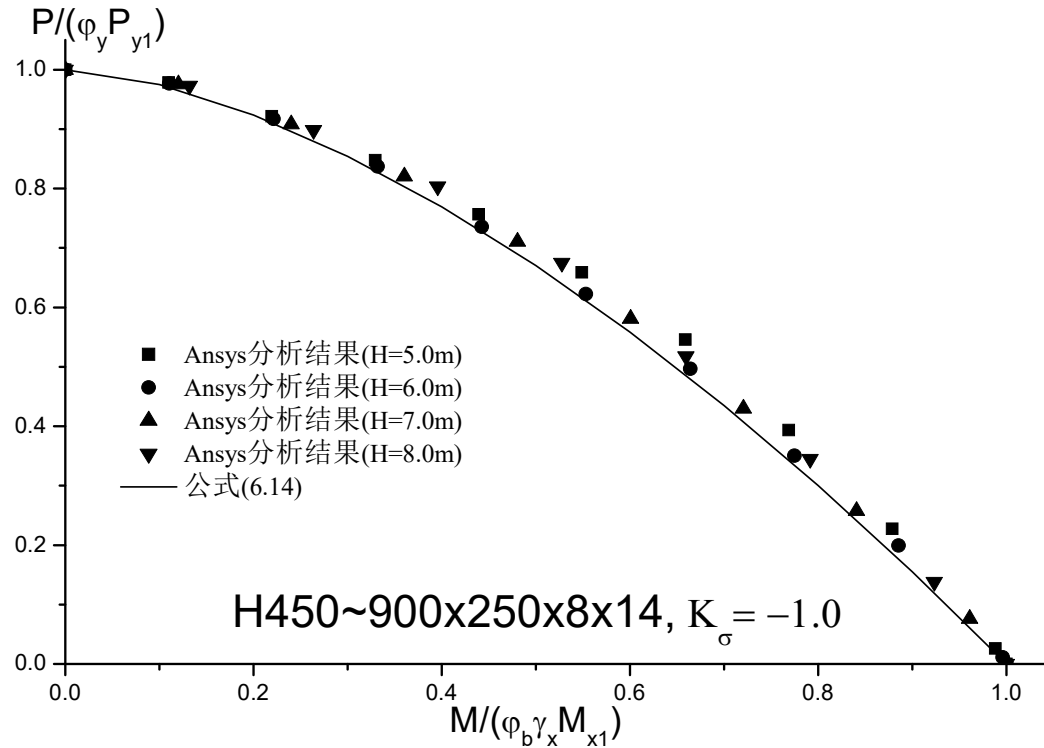


图 6.9 Ansys 分析的压弯关系曲线与公式(6.14)的对比

- 7.1.6 斜梁和隅撑的设计，应符合下列规定：

- 1 实腹式刚架斜梁在平面内可按压弯构件计算强度，在平面外应按压弯构件计算稳定。

- 2 实腹式刚架斜梁的出平面计算长度，应取侧向支承点间的距离；当斜梁两翼缘侧向支承点间的距离不等时，应取最大受压翼缘侧向支承点间的距离。

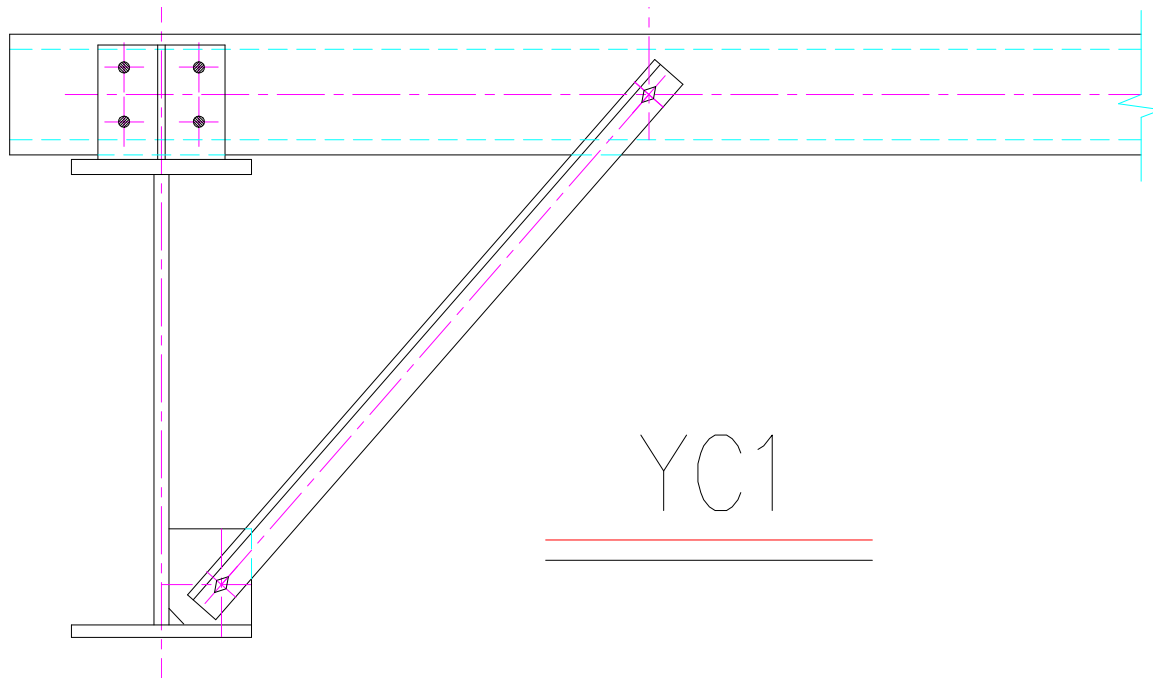
- 3 当实腹式刚架斜梁的下翼缘受压时，支承在屋架梁上翼缘的檩条，不能单独作为屋架梁的侧向支承。

4. 屋面梁和檩条之间设置的隅撑，满足以下条件时，下翼缘受压的屋面梁的平面外计算长度可以考虑隅撑的作用：

- a) 在屋面梁的两侧均设置隅撑；
- b) 隅撑的上支承点的位置不低于檩条形心线；
- c) 符合对隅撑的设计要求；

5 隅撑单面布置时，应考虑隅撑可能作为檩条的实际支座，对屋面梁下翼缘施加侧向水平力，屋面梁的强度和稳定性计

算，要考虑其影响，水平力按照隅撑作为檩条的支座传来的力计算。



• 6 当斜梁上翼缘承受集中荷载处不设横向加劲肋时，除应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017的规定验算腹板上边缘正应力、剪应力和局部压应力共同作用时的折算应力外，尚应满足下列要求：

$$F \leq 15\alpha_m t_w^2 f \sqrt{\frac{t_f}{t_w} \frac{235}{f_y}} \quad (7.1.6-1)$$

$$\alpha_m = 1.5 - \frac{M}{W_e f} \quad (7.1.6-2)$$

式中

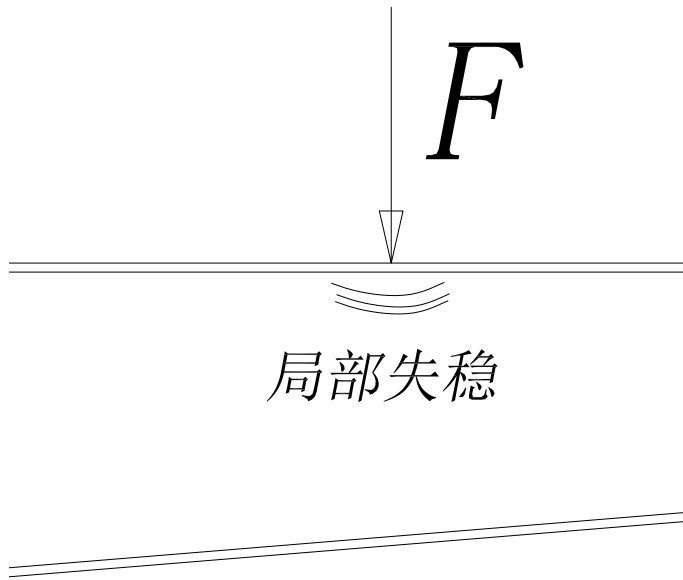
F ——上翼缘所受的集中荷载；

t_f, t_w ——分别为斜梁翼缘和腹板的厚度；

α_m ——参数, $\alpha_m \leq 1.0$, 在斜梁负弯矩区取1.0；

M ——集中荷载作用处的弯矩；

W_e ——有效截面最大受压纤维的截面模量。



7 隅撑支撑的梁的稳定系数按照7.1.4条确定，其中

k_{σ} —大小端应力比，取三倍隅撑间距范围内的梁段的应力比；

γ —楔率，取三倍隅撑间距计算；

$$M_{cr} = \frac{GJ + 2e\sqrt{k_b(EI_y e_1^2 + EI_\omega)}}{2(e_1 - \beta_x)} \quad (7.1.6-3)$$

$$k_b = \frac{1}{l_{kk}} \left[\frac{(1-2\beta)l_p}{2EA_p} + (a+h) \frac{(3-4\beta)}{6EI_p} \beta l_p^2 \tan \alpha + \frac{l_k^2}{\beta l_p EA_k \cos \alpha} \right]^{-1}$$

$$k_b = \frac{0.9 \times 6EI_p}{l_{kk} (a+h)(3-4\beta) \beta l_p^2 \tan \alpha} \quad (7.1.6-4)$$

式中

J, I_y, I_ω ——大端截面的自由扭转常数；绕弱轴惯性矩，翘曲惯性矩；

a ——檩条截面形心到梁上翼缘中心的距离；

h ——大端截面上下翼缘中线的距离；

α ——隅撑和檩条轴线的夹角；

β ——隅撑与檩条的连接点离开主梁的距离与檩条跨度的比值；

l_p ——檩条的跨度；

I_p —— 檩条截面绕强轴的惯性矩；

A_p —— 檩条的截面面积；

A_k —— 隅撑杆的截面面积；

l_k —— 隅撑杆的长度；

l_{kk} —— 隅撑的间距；

e_1 —— 梁截面的剪切中心到檩条形心线的距离；

I_1 —— 被隅撑支撑的翼缘的绕弱轴的惯性矩；

I_2 —— 与檩条连接的翼缘的绕弱轴的惯性矩；

$$e = e_1 + e_2$$

e_2 - 剪切中心到 **下翼缘** 的距离

$$\beta_x = 0.45h \frac{I_1 - I_2}{I_y}$$

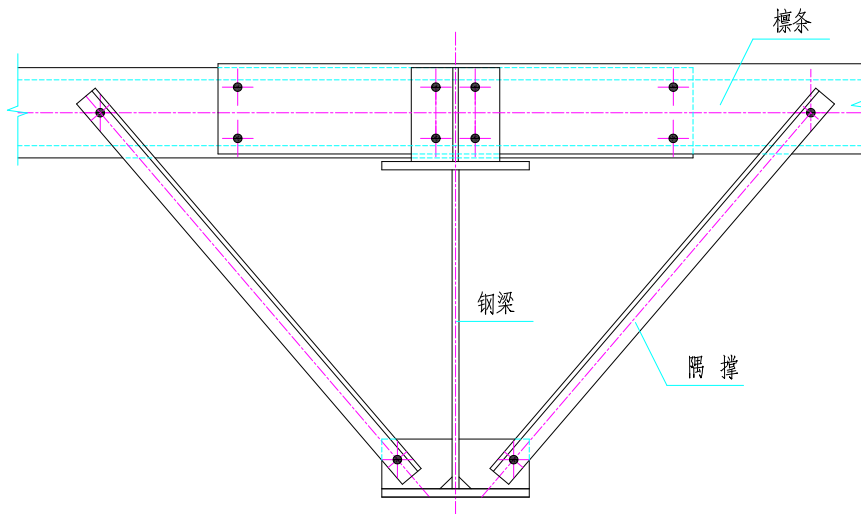
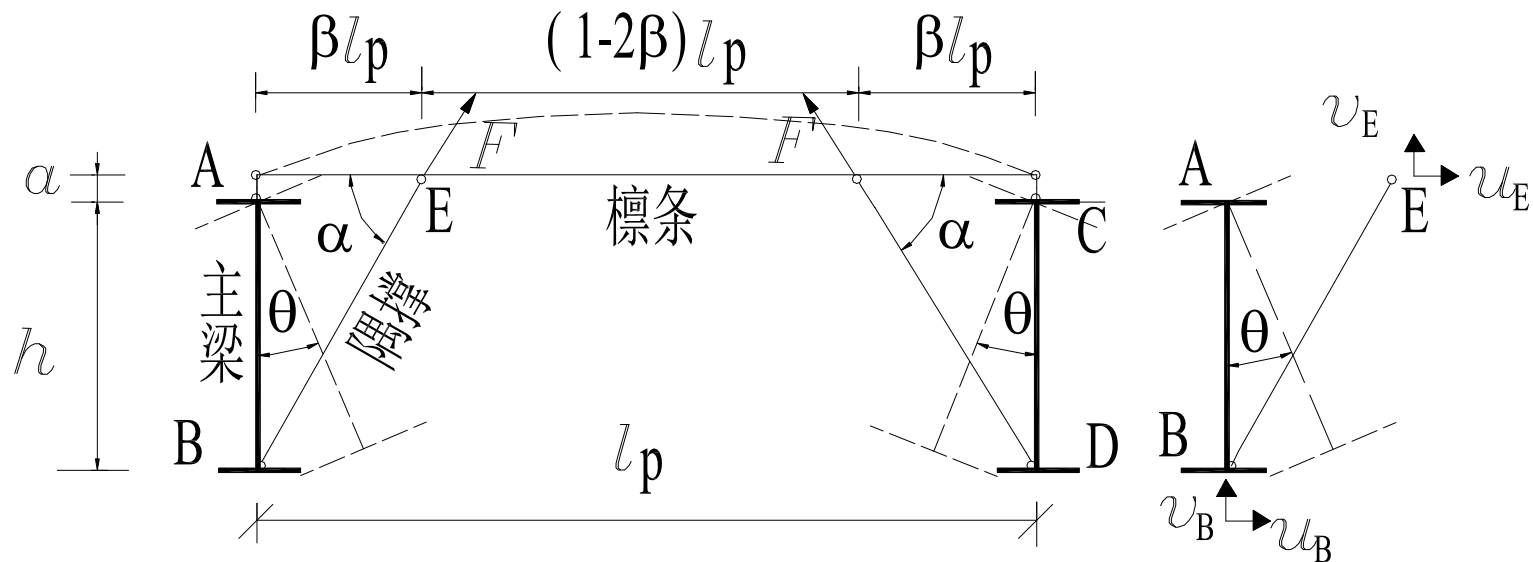


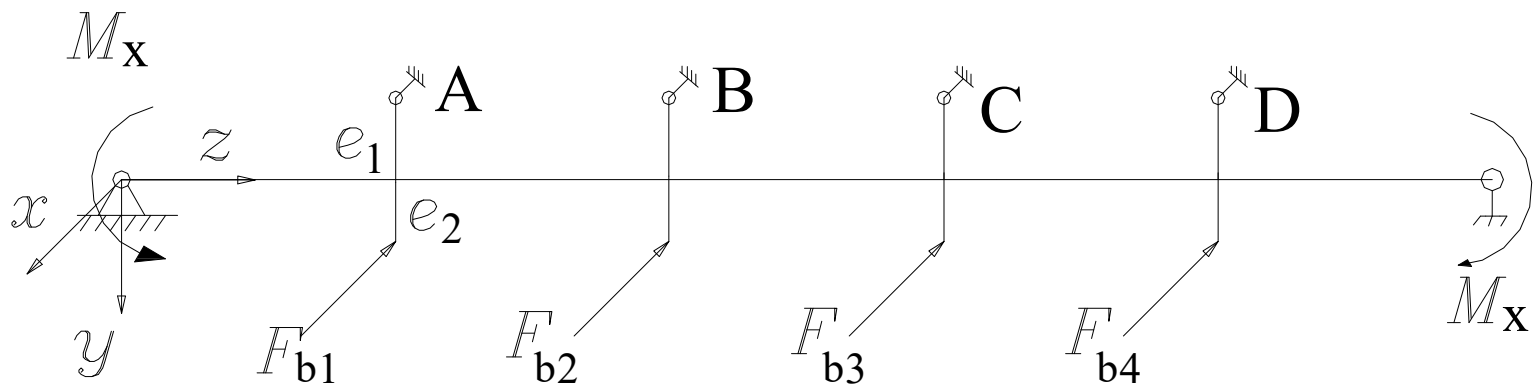
图 7.1.6 屋面梁的隅撑



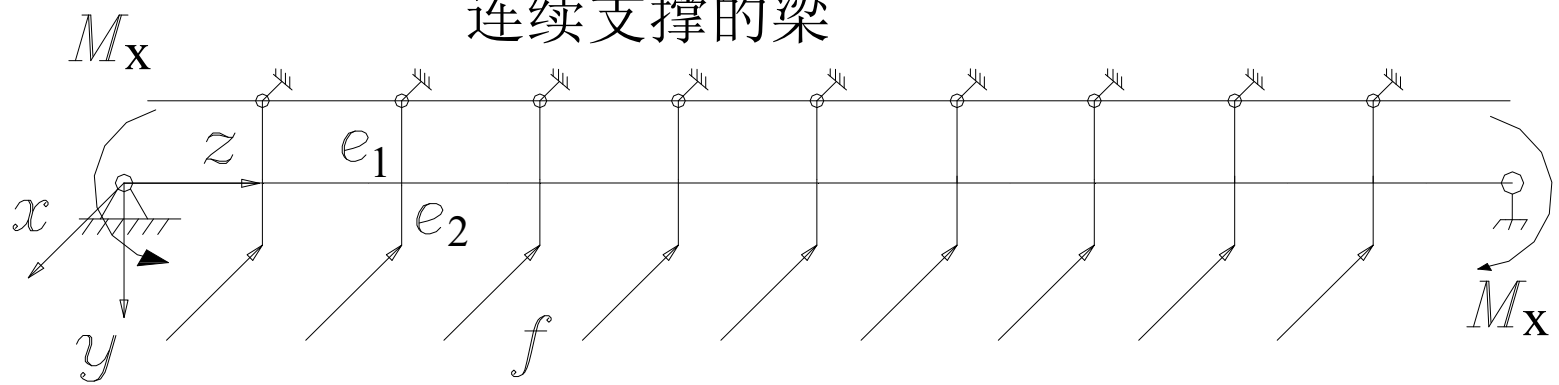
【说明：屋盖梁的平面外计算长度取两倍檩距，似乎已成了一个默认选项，有设计人员因此而认为隅撑可以间隔布置，这是不

对的，本条特别强调隅撑不能作为梁的固定的侧向支撑，不能充分地给梁提供侧向支撑，而仅仅是弹性支座。根据理论分析，隅撑支撑的梁的计算长度不小于 **2** 倍隅撑间距，梁下翼缘面积越大，则隅撑的支撑作用相对越弱，计算长度就越大。

单面隅撑，虽然可能可以作为屋架梁的平面外侧向非完全支撑，但是其副作用很严重，如何考虑其副作用，本条第 **5** 款特别加以规定。】



连续支撑的梁



- 7.2 厂房端框架的设计

7.2.1 抗风柱下端与基础可以铰接或固接。在屋面材料能够适应较大变形时，抗风柱柱顶可以采用固定连接，作为屋面梁的中间竖向铰支座；

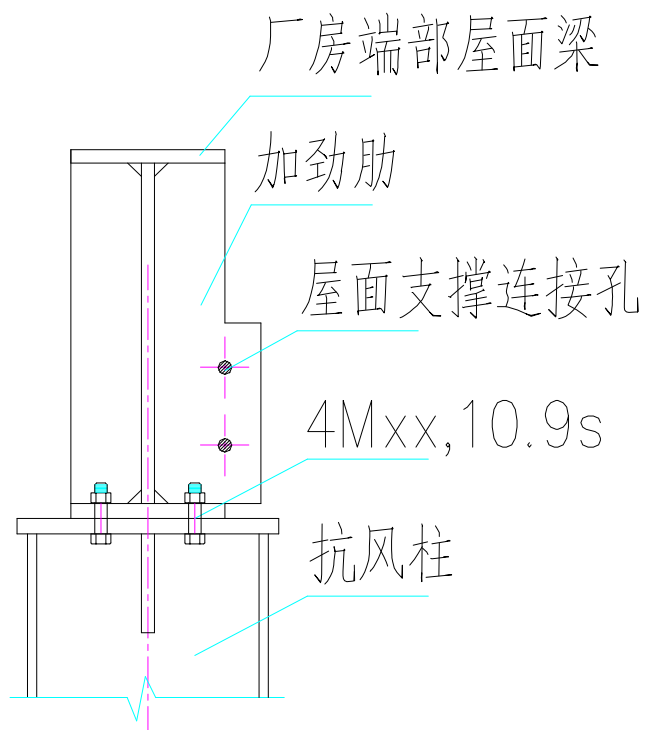


图 7.2.1 梁在抗风柱柱顶构造

说明：抗风柱的上端，以前常采用弹簧板连接，在轻钢厂房中，

弹簧板连接的理由已经不存在，应采用直接的能够有效传递竖向和水平力的连接。

7.2.2 端部刚架的屋面梁和檩条之间，除了第 7.2.3 条规定的抗风柱位置外，不宜设置隅撑；设置隅撑时，应考虑隅撑作为檩条的实际支座承受的反力对屋面梁下翼缘的水平作用；

【端部屋面梁，因为只能单面设置隅撑，隅撑对屋面梁施加了侧向推力，有潜在的危害，因此特别加以规定。】

• 7.2.3 抗风柱处，端开间的两根屋面梁之间应设置刚性系杆。

屋脊高度小于10m的厂房（基本风压大于等于0.55的地区为8

m)，允许采用隅撑—双檩条体系代替刚性系杆，此时隅撑应采用高强螺栓与屋面梁和檩条连接，与冷弯檩条的连接应增设双面填板增强局部承压强度，连接点应不低于檩条中心线；在隅撑与双檩条的连接点处，应施加隅撑轴力的3%的平行于屋面坡度方向的力，与其他力组合，验算双檩条的强度和稳定性。

【檩条—隅撑体系，兼作刚性系杆，有一定的经济性，但用在端部开间，因为风荷载较大，有一定问题，因此，本条作了一些限制和更为严格的要求。】

附录A 刚架柱的计算长度

- **A.1** 小头铰接的变截面门式刚架柱有侧移弹性屈曲临界荷载及计算长度系数由如下公式计算：

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu H)^2} \quad (\text{A.1-1})$$

$$\mu = 2 \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0.145} \sqrt{1 + \frac{0.38}{K}} \quad (\text{A.1-2})$$

$$K = \frac{K_z}{6i_{c1}} \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0.29} \quad (\text{A.1-3})$$

μ --变截面柱换算成以大端截面为准的等截面柱的计算长度系数；

I_0 — 立柱小端截面的惯性矩；

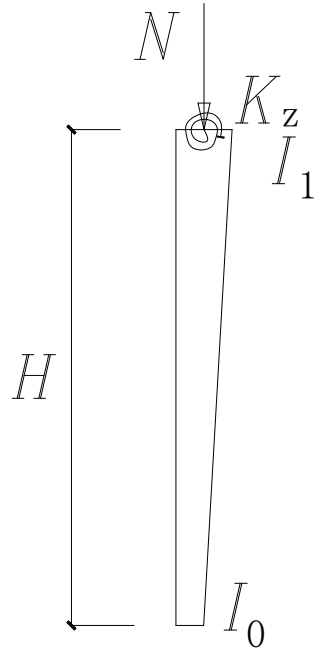
I_1 — 立柱大端截面惯性矩；

H — 楔形变截面柱的高度；

K_z — 梁对柱子的转动约束；

i_{c1} ——线刚度， $i_{c1} = EI_1 / H$ 。

[说明：变截面柱子的平面内稳定计算公式改为以大端截面为准，因此需要以大端截面为准的计算长度系数，(A.1-2)式由弹性稳定分析得到。]



- A.2 在确定框架梁对框架柱的转动约束时:

(1)在梁的两端都与柱子刚接时，假设梁的变形形式使得反弯点出现在梁的跨中，取出半跨梁，远端铰支，在近端施加弯矩，求出近端的转角，由下式计算转动约束：

$$K_z = \frac{M}{\theta} \quad (\text{A.2})$$

(2)如果刚架梁本身是远端简支，或刚架梁的远端是摇摆柱的情况下，在A.3条中的是全跨的梁长；

(3)刚架梁近端与柱子简支，转动约束为0。

[说明：实际工程梁的变截面方式多样，本条规定如何求梁对柱子的转动约束，这个转动约束用以确定框架柱的计算长度系数]

A.3 楔形变截面梁对框架柱的转动约束：

(1) 刚架梁形式一 (图 A.3-1)：

$$K_{z1} = 3i_1 \left(\frac{I_0}{I_1} \right)^{0.2} \quad (\text{A.3-1})$$

式中 $i_1 = \frac{EI_1}{s}$

I_0 — 变截面梁跨中小端截面的惯性矩；

I_1 — 变截面梁檐口大端截面的惯性矩；

s — 变截面梁的斜长；

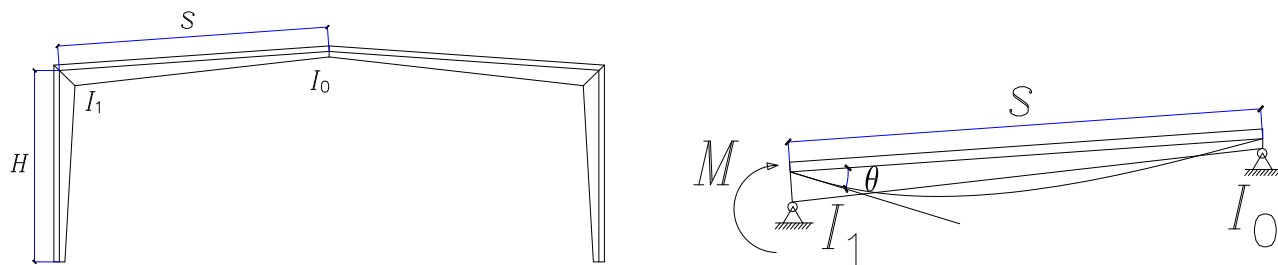


图 A.3-1 刚架梁形式一及其转动刚度计算模型

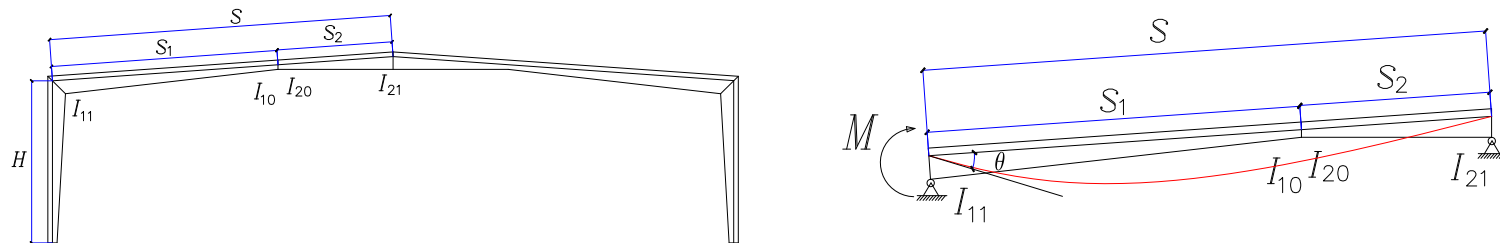


图 A.3-2 刚架梁形式一及其转动刚度计算模型

(2) 刚架梁形式二(图 A.3-2)

$$\frac{1}{K_z} = \frac{1}{K_{11,1}} + \frac{2s_2}{s} \frac{1}{K_{12,1}} + \left(\frac{s_2}{s}\right)^2 \frac{1}{K_{22,1}} + \left(\frac{s_2}{s}\right)^2 \frac{1}{K_{22,2}} \quad (\text{A.3-2-1})$$

其中

$$K_{11,1} = 3i_{11}R_1^{0.2} \quad (\text{A.3-2-2a})$$

$$K_{12,1} = 6i_{11}R_1^{0.44} \quad (\text{A.3.2-2b})$$

$$K_{22,1} = 3i_{11}R_1^{0.712} \quad (\text{A.3.2-2c})$$

$$K_{22,2} = 3i_{21}R_2^{0.712} \quad (\text{A.3.2-2d})$$

R_1 ——与立柱相连的变截面梁段，远端截面惯性矩与近端截面惯性矩之比；

R_2 ——第 2 变截面梁段，近端截面惯性矩与远端截面惯性矩之比；

$$R_1 = \frac{I_{10}}{I_{11}}, R_2 = \frac{I_{20}}{I_{21}}$$

s_1 ——与立柱相连的第一段变截面梁的斜长；

s_2 ——第 2 段变截面梁的斜长；

$$s = s_1 + s_2$$

i_{11} ——以大端截面惯性矩计算的线刚度，

i_{21} ——以第 2 段远端截面惯性矩计算的线刚度，

$$i_{11} = \frac{EI_{11}}{s_1}, i_{21} = \frac{EI_{21}}{s_2}$$

$I_{10}, I_{11}, I_{20}, I_{21}$ ——变截面梁惯性矩，见图 A.3-2

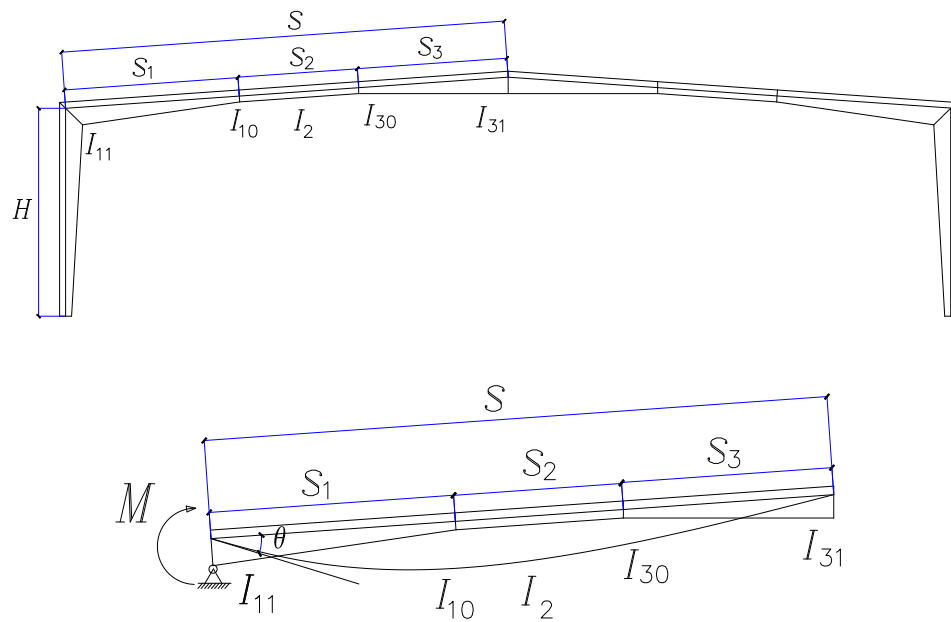


图 A.3-3 刚架梁形式一及其转动刚度计算模型

A.4 当为阶形柱或两段柱子时，下柱和上柱的计算长度按照以下公式确定

下柱计算长度系数

$$\mu_1 = \sqrt{\gamma} \cdot \mu_2 \quad (\text{A.4.1})$$

上柱计算长度系数

$$\mu_2 = \sqrt{\frac{6K_1K_2 + 4(K_1 + K_2) + 1.52}{6K_1K_2 + K_1 + K_2}} \quad (\text{A.4.2})$$

$$K_2 = \frac{K_{z2}}{6i_{c2}} \quad (\text{A.4.3-1a})$$

$$K_1 = \frac{K_{z1}}{6i_{c2}} + \frac{b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{12a} \quad (\text{A. 4. 3-1b})$$

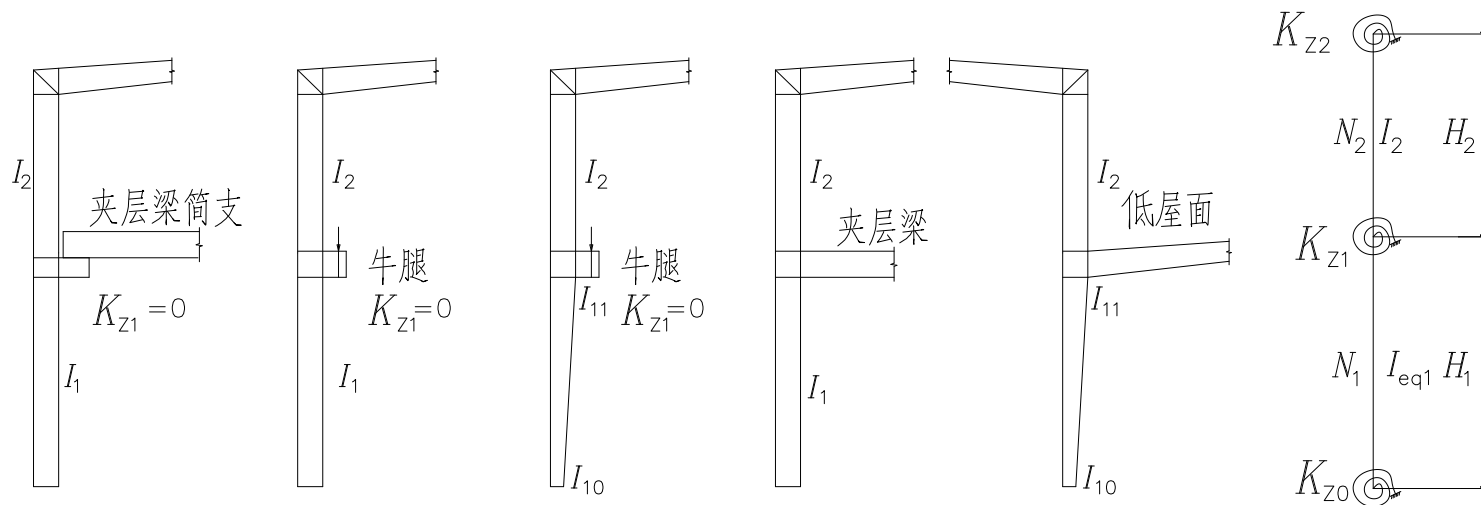
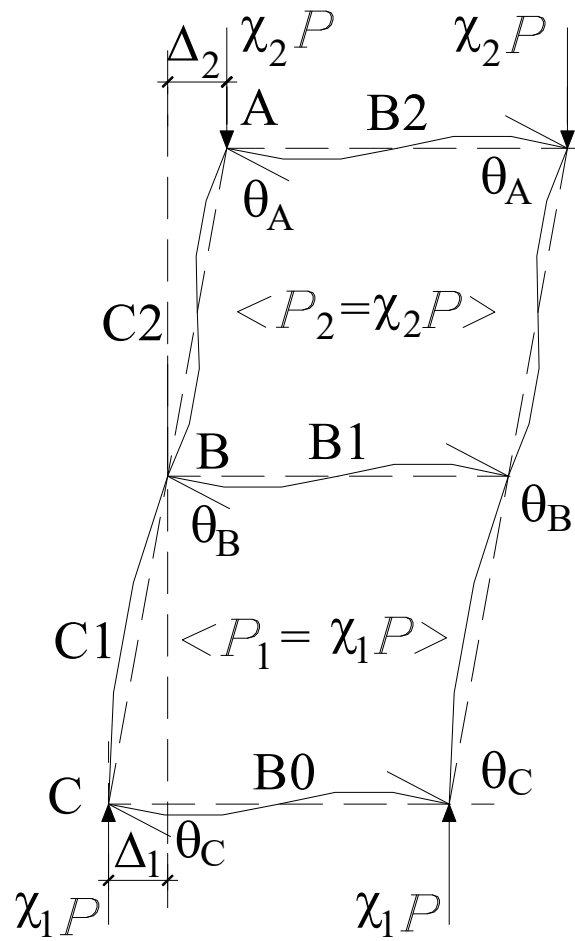


图 A.4 变截面阶形刚架柱的计算模型



$$a = (a_1 b_1 \gamma - a_2 b_2) i_{c2}^2 \quad (\text{A. 4. 3-1c})$$

$$b = (K_{z0} i_{c1} \gamma b_1 - \gamma c_2 a_1 - i_{c1} a_3 b_2 + c_1 a_2) i_{c1} \quad (\text{A. 4. 3-1d})$$

$$c = i_{c1} (c_1 a_3 - K_{z0} c_2 \gamma) \quad (\text{A. 4. 3-1e})$$

$$a_1 = K_{z0} + i_{c1} \quad (\text{A. 4. 3-1f})$$

$$a_2 = K_{z0} + 4i_{c1} \quad (\text{A. 4. 3-1g})$$

$$a_3 = 4K_{z0} + 9.12i_{c1} \quad (\text{A. 4. 3-1h})$$

$$b_1 = K_{z2} + 4i_{c2} \quad (\text{A. 4. 3-1i})$$

$$b_2 = K_{z2} + i_{c2} \quad (\text{A. 4. 3-1j})$$

$$c_1 = K_{z1}K_{z2} + (K_{z1} + K_{z2})i_{c2} \quad (\text{A. 4. 3-1k})$$

$$c_2 = K_{z1}K_{z2} + 4(K_{z1} + K_{z2})i_{c2} + 9.12i_{c2}^2 \quad (\text{A. 4. 3-1m})$$

$$i_{c1} = \frac{EI_{11}}{H_1} \left(\frac{I_{10}}{I_{11}} \right)^{0.29}$$

$$\gamma = \frac{N_2 H_2 i_{c1}}{N_1 H_1 i_{c2}} \quad (\text{A. 4. 3-1n})$$

K_{z0} ——柱脚对柱子提供的转动约束；

柱脚铰支时， $K_{z0} = 0.5i_{c1}$ ；

柱脚固定时, $K_{z0} = 50i_{c1}$,

K_{z1} ——中间梁（低跨屋面梁，夹层梁）对柱子提供的约束转动约束，按照 A. 3 条确定；

K_{z2} ——屋面梁对上柱柱顶的转动约束，按照 A. 3 条确定；

i_{c1} ——下柱线刚度，下柱为变截面时 $i_{c1} = \frac{EI_{11}}{H_1} \left(\frac{I_{10}}{I_{11}} \right)^{0.29}$ ；

i_{c2} ——上柱线刚度， $i_{c2} = \frac{EI_2}{H_2}$ ；

I_1, I_2, I_{10}, I_{11} ——柱子的惯性矩，见图 A. 4；

N_1, N_2 ——分别是下柱和上柱的轴力；

H_1, H_2 ——下柱和上柱的高度；

〔本条提供了两层柱或两段柱（单阶柱）如何确定上下柱的计算长度系数，采用的是初等代数法，也可以采用有限元方法确定〕

A.5 当为二阶柱或三段柱子时，下柱、中柱和上柱的计算长度，按照图 A.5 所示模型确定，或按照以下公式计算

$$\mu_2 = \sqrt{\frac{6K_1K_2 + 4(K_1 + K_2) + 1.52}{6K_1K_2 + K_1 + K_2}} \quad (\text{A.5-1})$$

$$\mu_1 = \sqrt{\gamma_1} \cdot \mu_2 \quad (\text{A.5-2})$$

$$\mu_3 = \sqrt{\gamma_3} \cdot \mu_2 \quad (\text{A.5-3})$$

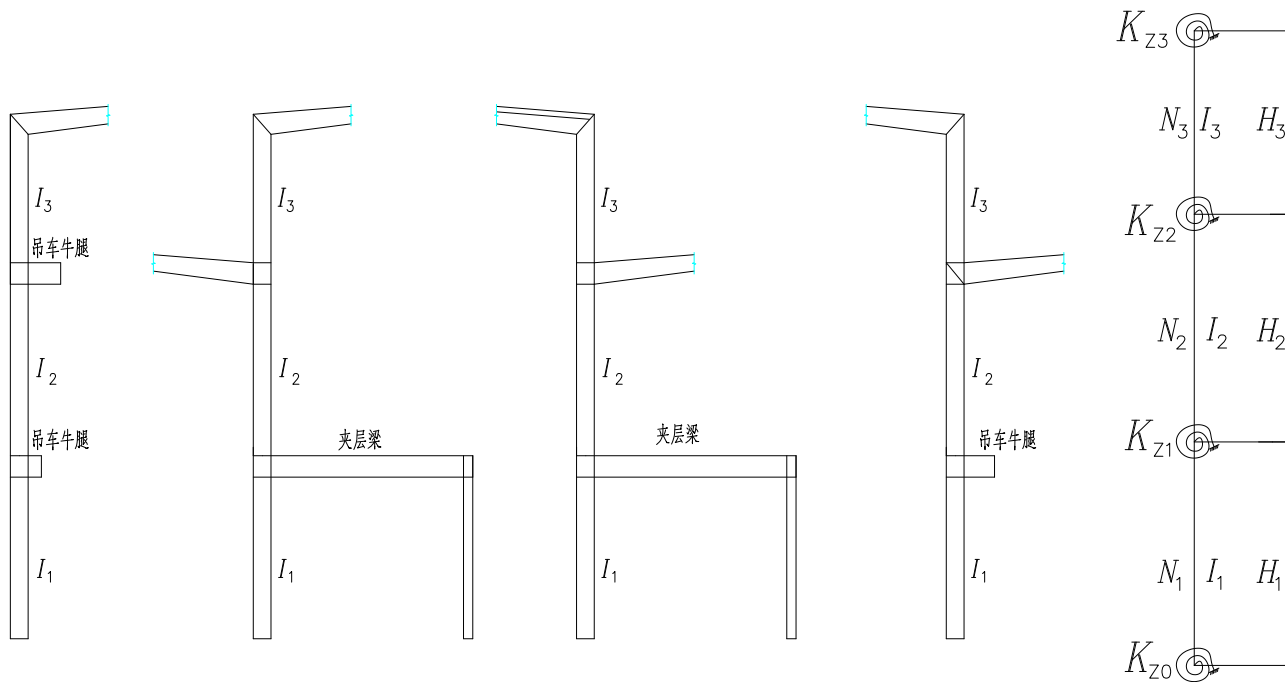
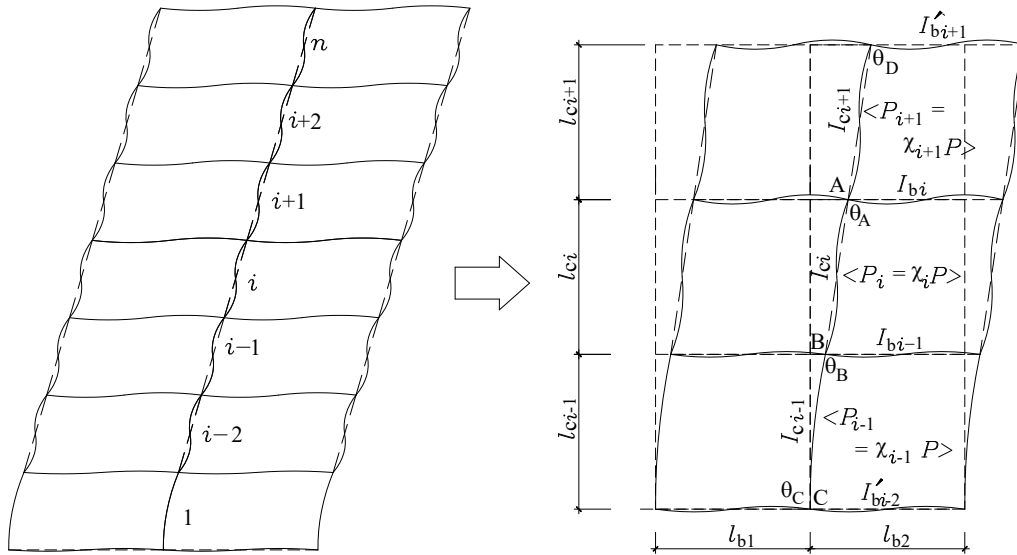


图 A.5 三阶刚架柱的计算模型

(本条提供了三层柱或三段柱(双阶柱)如何确定

上中下三段柱子的计算长度系数，采用的是初等代数法，也可以采用有限元方法确定)



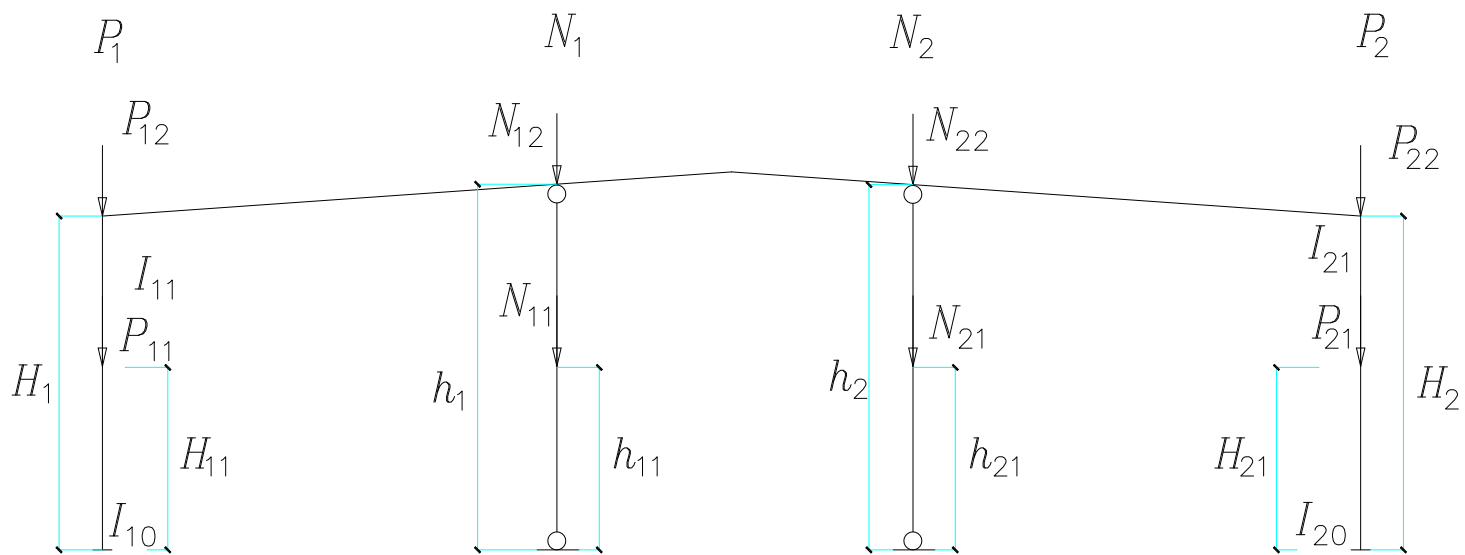
- A.6 当有摇摆柱时，确定梁对框架柱的转动约束时应假设梁远

端铰支点在摇摆柱的柱顶，且这样确定的框架柱的计算长度系数应乘以如下的放大系数

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\sum N_j / h_j}{1.1 \sum P_i / H_i}} \quad (\text{A.6})$$

N_j — 换算到柱顶的摇摆柱的轴压力, $N_j = \frac{1}{h_j} \sum_k N_{jk} h_{jk}$

N_{jk} — 第j个摇摆柱上第k个竖向荷载, h_{jk} 是其作用的高度



图A.6 带有摇摆柱的框架

P_i —换算到柱顶的框架柱的轴压力， $P_i = \frac{1}{H_i} \sum_k P_{ik} H_{ik}$

P_{ik} —第*i*个柱子上第*k*个竖向荷载， H_{ik} 是其作用的高度。

中间无竖向荷载的摇摆柱的计算长度系数1.0；

如果摇摆柱的柱子中间作用有竖向荷载，可以考虑上下柱段的相互作用，决定各柱段的计算长度系数

(参考 $\mu = 0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1}$)。

[本条为摇摆柱中间支承竖向荷载提供了稳定性的计算方法]

A.7 当采用二阶分析时，

1 等截面单段柱的计算长度系数取1.0

2 有吊车厂房，二阶或三阶柱各柱段的计算长度系数，按照柱顶无侧移，柱顶铰接的模型查表确定，在有夹层或高低跨时，各柱段的计算长度取1.0；

3 柱脚铰接的单段变截面柱子的计算长度系数是：

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu_r H)^2} \quad (\text{A.7.1})$$

$$\mu_r = \frac{1 + 0.035\gamma}{1 + 0.54\gamma} \sqrt{\frac{I_1}{I_0}} \quad (\text{A.7.2})$$

式中 $\gamma = \frac{h_1}{h_0} - 1$ 是楔率。

h_0, h_1 --分别是小头和大头截面的高度；

I_0, I_1 ——分别是小头和大头截面的惯性矩；

H ——变截面柱的柱高；

[二阶分析，柱子的计算长度取1，变截面柱子，要换算成大端截面的， μ_r 是换算系数]

A.8 单层多跨房屋，当各跨屋面梁的标高无突变（无高低跨）时，可以考虑各柱相互支援作用，采用修正的计算长度系数进行刚架柱的平面内稳定计算。修正的计算长度系数如下：

$$\mu'_j = \frac{\pi}{h_j} \sqrt{\frac{EI_{cj} \left[1.2 \sum (P_i / h_i) + \sum (N_k / h_k) \right]}{P_j \cdot K}} \quad (\text{A.8-1})$$

$$\mu'_j = \frac{\pi}{h_j} \sqrt{\frac{EI_{cj} \left[1.2 \sum (P_i / h_i) + \sum (N_k / h_k) \right]}{1.2 P_j \sum (P_{crj} / h_j)}} \quad (\text{A.8-2})$$

式中 N_k, h_k ——是摇摆柱上的轴力和高度，

K ——是在檐口高度作用水平力求得的刚架的抗侧刚度。

〔屋面梁在一个标高上时，框架有侧移失稳是一种整体失稳，存在着柱子与柱子的相互支援作用，考虑这种相互支援后

的计算长度系数计算公式就是(A.8-1)或者(A.8..2)式，求得的计算长度系数如果小于1，应取1.0)

- A.9 A.1A.8条确定的框架柱计算长度系数系数适用于屋面坡度不大于1:5的情况,超过此值时应考虑横梁轴向力的不利影响。

End, 谢谢!

很多内容请参考



钢结构

设计方法

GANGJIEGOU
SHEJI FANGFA

中国建筑工业出版社