

BÀI TOÁN THIẾT KẾ CỘT VÁT TRONG KHUNG THÉP NHÀ TIỀN CHẾ THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM TCXDVN 338:2005

PGS.TS Phạm Văn Hội

ThS. Nguyễn Minh Tuyền

Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp

Trường Đại học Xây dựng

Tóm tắt: Trong “TCXDVN 338:2005 - Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép” có nêu phương pháp tính toán cột vát chịu nén dọc trục và mômen uốn. Tuy nhiên trong thực tế, việc áp dụng các qui định của Tiêu chuẩn để thiết kế loại cột này có một số khó khăn. Nội dung của bài báo nhằm giới thiệu cách thiết kế cột vát. Bằng các bước thiết kế và thí dụ số cụ thể, hy vọng rằng tài liệu này sẽ giúp các kỹ sư xây dựng thiết kế loại cột này một cách dễ dàng hơn.

Summary: The Vietnamese Standard for design of steel structures (TCXDVN 338:2005) presents the method of calculation of web-tapered columns subjected to axial compressive force and bending. In practice, however, the application of this method has some difficulties. This paper introduces how to design this type of column. Having a step-by-step instruction together with specific examples, we hope that this paper will help engineers design steel web-tapered columns more easily.

1. Đặt vấn đề

Việc xác định lực tới hạn và chiều dài tính toán trong thiết kế cột vát thường gặp nhiều khó khăn. Có nhiều cách giải khác nhau để xác định các giá trị này: Chẳng hạn Y.Galea [3] sử dụng cách phân tích tuyến tính và chia nhỏ cột vát thành những đoạn có tiết diện không đổi, sau đó tác dụng lên khung hệ lực giả tưởng để gây ra dạng biến dạng gần đúng với dạng biến dạng do mất ổn định và tiếp tục dùng phương pháp lặp cho đến khi tải trọng tới hạn và biến dạng của lần trước và lần sau xấp xỉ nhau thì ngừng. Giá trị tải trọng tới hạn cuối cùng là kết quả cần tìm. Hoặc theo tiêu chuẩn Mỹ - AISC [4], lực tới hạn được tra theo độ cứng và cách liên kết của xà và cột trong khung. Hoặc cũng có thể dựa vào các phần mềm đã được lập trình sẵn dựa theo bài toán tuyến tính có kể đến hiệu ứng $P-\Delta$,...

Hiện nay, nhằm đơn giản và thống nhất hoá cho người thiết kế khi gặp bài toán cột vát, tiêu chuẩn Việt Nam TCXDVN 338:2005 [1] đã đưa thêm bảng xác định chiều dài tính toán của cột có tiết diện thay đổi; song việc áp dụng vẫn còn khó khăn. Bài báo này cụ thể hoá bài toán thiết kế cột vát bằng một ví dụ tính toán cụ thể. Tuy đây chỉ là cách làm gần đúng, nhưng hy vọng sẽ góp phần giúp ích cho người thiết kế thấu hiểu trình tự và những công việc cần làm. Qua đó, chúng tôi cũng đưa ra một vài gợi ý trong việc xác định vị trí thay đổi tiết diện của xà ngang.

2. Trình tự thiết kế cột vát trong khung thép nhà tiền chế

Trình tự thiết kế cột vát bao gồm các bước: Sơ bộ lựa chọn tiết diện, lập sơ đồ tính; Xác định tải trọng; Xác định nội lực, tổ hợp nội lực; Kiểm tra cột tại các tiết diện nguy hiểm. Trong đó bước sơ bộ lựa chọn tiết diện tiến hành như sau:

Đối với tiết diện cột, chọn hình thức chỉ thay đổi chiều cao bản bụng cột: Đỉnh cột có chiều cao tiết diện $h = (1/10 \div 1/20)H_{\text{cột}}$; bề rộng cánh $b = (0,3 \div 0,5)h$; chiều dày bản bụng $t_w = (1/70 \div 1/100)h$; chiều dày bản cánh $t_f \geq t_w$ và đảm bảo điều kiện ổn định cục bộ theo [1]; Chân cột cần có chiều cao tiết diện cột đảm bảo điều kiện liên kết được với móng $h \geq 200\text{mm}$.

Đối với tiết diện xà, phương án thường dùng là xà ngang chỉ có chiều cao bản bụng thay đổi một lần và mở rộng ở nách khung. Vị trí thay đổi có thể xác định một cách gần đúng dựa vào biểu đồ mô men uốn khi khung chịu tác dụng của tải trọng với các tiết diện được chọn sơ bộ. Vị trí thay đổi tiết diện hợp lý nhất là vị trí có giá trị mô men tại đó bằng mô men tại đỉnh khung nhằm đảm bảo tiết kiệm vật liệu nhất. Vị trí này có thể xác định bằng cách lập phương trình mô men trên xà ngang.

Ví dụ: Giả thiết khi xác định biểu đồ mô men có các giá trị tại O là $M_o = -ql^2/12$; và tại A là $M_A = ql^2/24$. Các giá trị này có thể gần đúng khi độ cứng của cột rất lớn và góc dốc α rất nhỏ. Lấy O là gốc toạ độ, chiều của trục x như trên hình 1, lập được phương trình mô men ở tiết diện x thuộc nửa trái xà ngang có dạng sau:

$$M_x = -\frac{q \cos^2 \alpha}{2} x^2 + \frac{ql \cos \alpha}{2} x - \frac{ql^2}{12}$$

Khi $M_x = -M_A = -ql^2/24$ ta có $x = 0,092l/\cos \alpha$ và $a = 0,184l/2$. Khi $M_x = 0$ ta có $x = 0,21l/\cos \alpha$ và $b = 0,42l/2$. Vị trí thay đổi tiết diện xà trong trường hợp này có thể lấy cách gối một khoảng từ $(0,184 \div 0,42)l/2$.

Khi xét đến thực tế tải trọng có thể phân bố không đều trên xà ngang, độ cứng cột, xà và góc dốc α có thể thay đổi, ứng với trường hợp gây ra nội lực nguy hiểm nhất có thể xác định được vị trí thay đổi tiết diện hoặc theo kinh nghiệm thiết kế vị trí thay đổi tiết diện xà lấy ở vị trí cách gối một khoảng $(0,2 \div 0,4)l/2$; vị trí này đáp ứng được yêu cầu $M_x \leq M_A$.

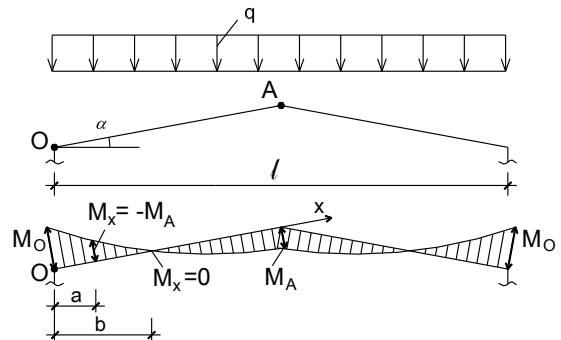
Các kích thước của xà được lấy như sau: độ dốc mái thông thường $\alpha = 7^\circ \div 12^\circ$; bề rộng cánh của xà nên lấy bằng bề rộng cột để tiện liên kết: $b_{\text{xà}} = b_{\text{cột}}$; chiều cao tiết diện nách khung $h_{\text{nách}} \geq l/40$; bề dày bản bụng xà $t_{wx} \leq t_{wc}$ và thỏa mãn điều kiện ổn định cục bộ theo [1].

3. Ví dụ tính toán

Thiết kế cột vát trong khung thép nhà tiền chế 1 tầng 1 nhịp dùng làm kho thành phẩm, không có cửa trời, không cầu trục; chân cột liên kết khớp với móng, xà ngang có độ dốc $\alpha = 10^\circ$, nhà lợp mái và tường treo bằng tôn mạ màu; tính tải mái $g_m = 15 \text{ daN/m}^2$ mặt mái; nhịp $l = 20\text{m}$, chiều cao cột $H = 6\text{m}$, bước cột $B = 6\text{m}$. Công trình xây dựng ở Hà Nội, địa hình B. Thời gian sử dụng của nhà kho là 30 năm.

3.1 Sơ bộ lựa chọn tiết diện và lập sơ đồ tính

Sơ đồ khung và các mặt cắt tiết diện được thể hiện trên hình 2.



Hình 1. Biểu đồ mô men uốn của xà ngang

3.2 Xác định tải trọng lên khung

Tĩnh tải mái được xác định như sau: $g = 1,1 \cdot q_{tôn + xà gồ} \cdot B \approx 1,1 \cdot 15 \cdot 6 = 99 \text{ kG/m}$. Sơ đồ tĩnh tải tác dụng lên khung được thể hiện trên hình 3.

Hoạt tải sửa chữa mái được xác định như sau: $p = 1,3 \cdot q_{sửa chữa} \cdot B = 1,3 \cdot 30 \cdot 6 = 234 \text{ kG/m}$. Sơ đồ hoạt tải mái tác dụng lên khung được thể hiện trên hình 4.

Tải trọng gió được xác định theo công thức: $W = 0,91 \cdot n \cdot k \cdot W_0 \cdot B$ trong đó:

0,91 - hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian sử dụng lấy theo Bảng 12 [2] với $t = 30$ năm;

n - hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, $n = 1,2$;

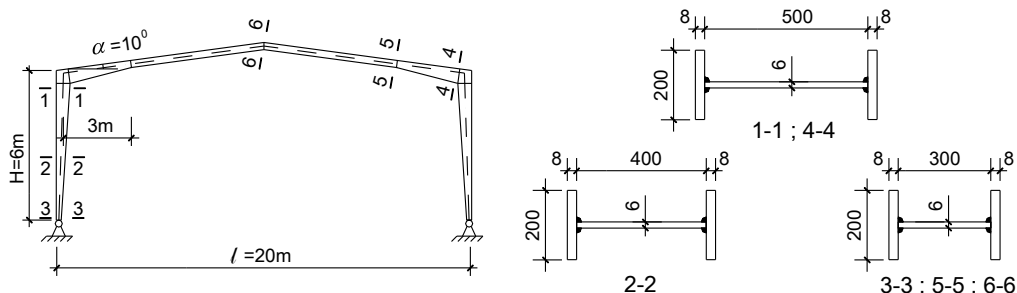
k - hệ số thay đổi áp lực gió theo độ cao lấy theo bảng 5 [2];

W_0 - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn địa hình 2-B, lấy theo bảng 4 [2], $W_0 = 95 \text{ kG/m}^2$;

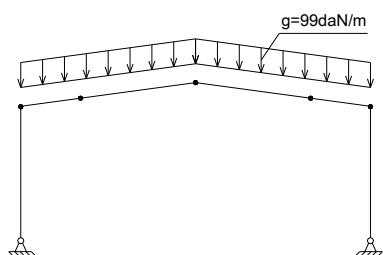
B - bước khung; $B = 6 \text{ m}$;

c - hệ số khí động lấy theo sơ đồ 2 [2], thể hiện ở hình 5.

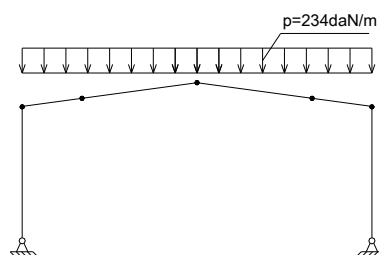
Sơ đồ của tải trọng gió trái tác dụng lên khung được thể hiện ở hình 6.



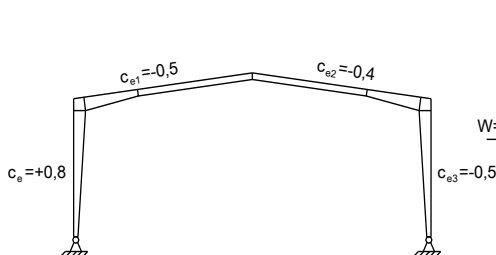
Hình 2. Sơ đồ khung và các mặt cắt tiết diện



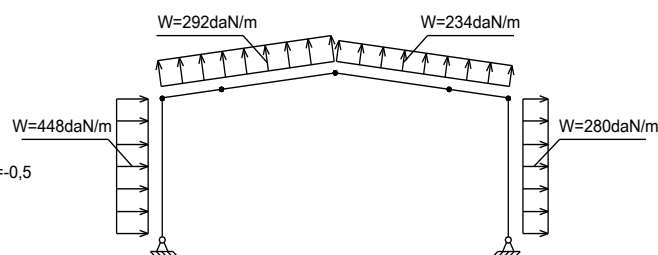
Hình 3. Sơ đồ tĩnh tải mái



Hình 4. Sơ đồ hoạt tải mái



Hình 5. Biểu đồ hệ số khí động của tải trọng gió trái



Hình 6. Sơ đồ tải trọng gió trái

3.3. Xác định nội lực và tổ hợp nội lực

Việc xác định nội lực có thể dùng phương pháp cơ học kết cấu hoặc các chương trình phần mềm chuyên dụng,... Nội lực tính toán cột được lấy ra và tổ hợp tại các tiết diện nguy hiểm, thường xét ít nhất 3 tiết diện: tiết diện 1-1 (đầu cột); tiết diện 2-2 (giữa cột); tiết diện 3-3 (chân cột) như trên hình 2. Nếu xét thêm các tiết diện khác thì việc tính toán càng có độ tin cậy cao hơn.

3.4. Kiểm tra cột tại các tiết diện nguy hiểm

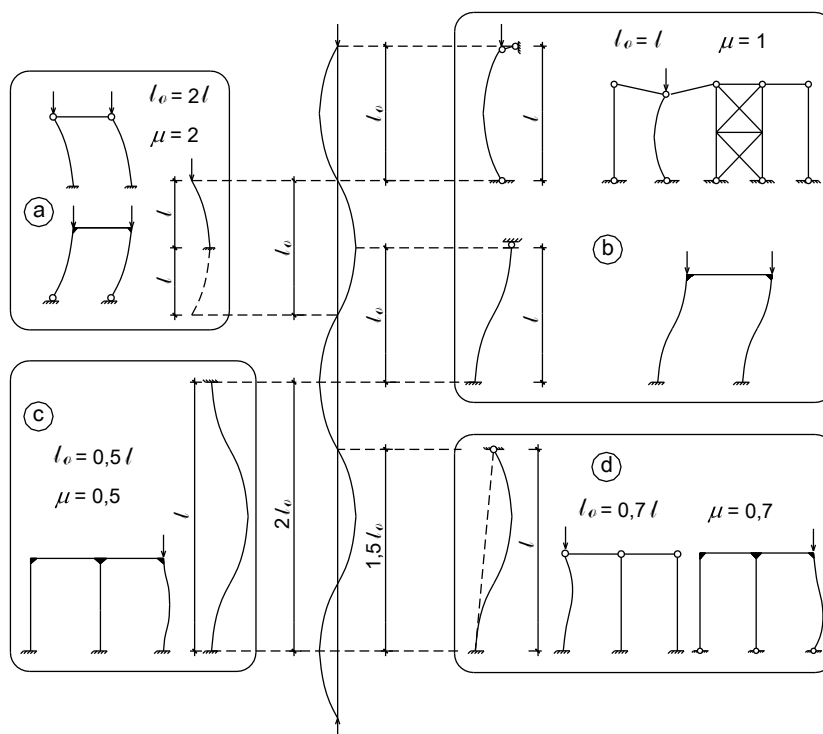
a. Nội lực nguy hiểm:

Bảng 1 dẫn ra các giá trị nội lực nguy hiểm tại các tiết diện được xác định bằng phần mềm Sap 2000.

Bảng 1. Nội lực nguy hiểm tại các tiết diện của cột

Tiết diện 1-1		Tiết diện 2-2		Tiết diện 3-3	
Cặp 1	Cặp 2	Cặp 1	Cặp 2	Cặp 1	Cặp 2
$M=11330\text{daNm}$	$M=9830\text{daNm}$	$M=5670\text{daNm}$	$M=6930\text{daNm}$	$M=0\text{ daNm}$	$M=0\text{ daNm}$
$N_{\text{nén}}=3800\text{daN}$	$N_{\text{kéo}}=1940\text{daN}$	$N_{\text{nén}}=3950\text{daN}$	$N_{\text{kéo}}=1780\text{daN}$	$N_{\text{nén}}=4090\text{daN}$	$N_{\text{kéo}}=1650\text{daN}$

Bảng 2. Hệ số chiều dài tính toán μ của cột tiết diện không đổi



b. Chiều dài tính toán của cột theo phương trong mặt phẳng khung:

Chiều dài tính toán của cột theo phương trong mặt phẳng khung theo TCXDVN 338-2005 được xác định theo công thức sau: $l_x = \mu \mu_1 l$;

trong đó:

μ - hệ số chiều dài tính toán của cột tiết diện không đổi. Trong TCXDVN 338-2005 hệ số μ cho các sơ đồ khung không được đề cập rõ, do vậy để xác định rõ hơn chúng tôi đưa ra

bảng 2 được lấy theo tài liệu [5]. Trong ví dụ này, khung có dạng sơ đồ a của bảng 2 nên hệ số μ được lấy bằng 2;

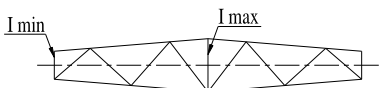
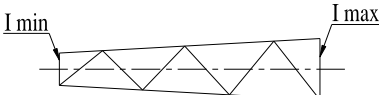
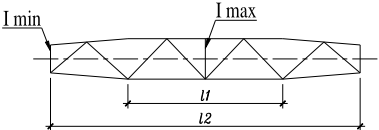
μ_1 - hệ số chiều dài tính toán bổ sung xét đến sự thay đổi tiết diện cột, theo TCXDVN 338:2005 được thể hiện ở bảng 3 (bảng này dùng cho cả cột đặc và cột rỗng), ta có tỷ số $I_{min}/I_{max} = 8941/26900 = 0,332$ nên $\mu_1 = 1,31$;

l - chiều dài hình học của cột

Vậy $l_x = 2.1,31. l = 2,62. l = 2,62.6 = 15,72m$.

Cần lưu ý rằng, trên thực tế, chiều dài tính toán của cột trong khung còn phụ thuộc vào độ cứng của xà ngang. Công thức xác định chiều dài tính toán theo TCXDVN 338:2005 như trên chỉ là gần đúng. Khi dùng tiêu chuẩn Mỹ - AISC, hệ số chiều dài tính toán phụ thuộc vào độ cứng đơn vị của xà và cột, gần đúng xem xà có tiết diện không đổi bằng tiết diện đoạn nhỏ và hệ số chiều dài tính toán là $2,13 < 2,62$. Như vậy, trong ví dụ này khi tính theo TCXDVN 338:2005 sẽ thiên về an toàn hơn.

Bảng 3. Hệ số chiều dài tính toán bổ sung μ_1 đối với thanh có tiết diện thay đổi

Sơ đồ hình dạng cột	l_1/l_2	μ_1 khi tỉ số I_{min}/I_{max} bằng						
		0,01	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
		-	1,35	1,24	1,14	1,08	1,02	1,00
		-	1,66	1,45	1,24	1,14	1,06	1,00
	0,0	1,69	1,35	1,25	1,14	1,08	1,03	1,00
	0,2	1,45	1,22	1,15	1,08	1,05	1,02	-
	0,4	1,23	1,11	1,07	1,04	1,02	1,01	-
	0,6	1,07	1,03	1,02	1,01	1,01	1,00	-
	0,8	1,01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-

c. Kiểm tra bền:

- Tại tiết diện 1-1 (Hình 7): Các đặc trưng hình học và độ mảnh tương ứng tại tiết diện 1-1 được thể hiện ở bảng 4.

- Với cặp nội lực 1: Độ lệch tâm tương đối: $m = e/\rho = (M/N) \cdot (A/W) = 17,72$

Với $\bar{\lambda}_{x1} < 5$, $m > 5$ và $A_f/A_w = 0,53$ tra bảng D.9 [1] ta có: $\eta = 1,23$

Độ lệch tâm tính đối: $m_e = \eta m = 21,8 > 20$ nên cần kiểm tra bền theo công thức:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 1147 daN/cm^2 < f_{\gamma c} = 2100 daN/cm^2$$

- Với cặp nội lực 2: Công thức kiểm tra bền như sau:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 974 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

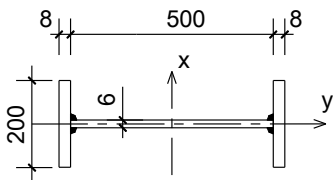
- Tại tiết diện 2-2 (Hình 8): Các đặc trưng hình học và độ mảnh tương ứng tại tiết diện 2-2 được thể hiện ở bảng 5. Việc kiểm tra bền tại tiết diện 2-2 được tiến hành tương tự tiết diện 1-1:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 904 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

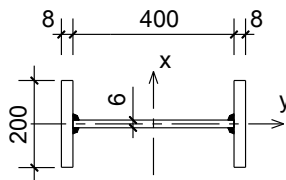
- Với cặp nội lực 1: Độ lệch tâm tính đối: $m_e = 11,13 < 20$ nên không cần kiểm tra bền.
- Với cặp nội lực 2: Công thức kiểm tra bền như sau:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 904 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

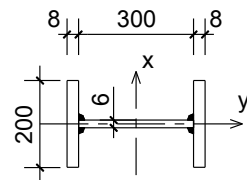
- Tại tiết diện 3-3 (Hình 9): Các đặc trưng hình học và độ mảnh tương ứng tại tiết diện 3-3 được thể hiện ở bảng 6. Tiết diện 3-3 chịu nén đúng tâm và không giảm yếu tiết diện nên điều kiện ổn định tổng thể đóng vai trò quyết định vậy không cần kiểm tra điều kiện bền ở tiết diện này.



Hình 7. Tiết diện 1-1



Hình 8. Tiết diện 2-2



Hình 9. Tiết diện 3-3

Bảng 4. Các đặc trưng hình học của tiết diện 1-1 và các độ mảnh tương ứng

A_1 (cm ²)	I_{x1} (cm ⁴)	W_{x1} (cm ³)	i_{x1} (cm)	I_{y1} (cm ⁴)	i_{y1} (cm)	λ_{x1}	λ_{y1}	$\bar{\lambda}_{x1}$	$\bar{\lambda}_{y1}$
62	26900	1043	20,83	1068	4,15	75,5	72,3	2,41	2,31

Bảng 5. Các đặc trưng hình học của tiết diện 2-2 và các độ mảnh tương ứng

A_2 (cm ²)	I_{x2} (cm ⁴)	W_{x2} (cm ³)	i_{x2} (cm)	I_{y2} (cm ⁴)	i_{y2} (cm)	λ_{x2}	λ_{y2}	$\bar{\lambda}_{x2}$	$\bar{\lambda}_{y2}$
56	16520	794,2	17,17	1067	4,37	91,6	68,6	2,93	2,19

Bảng 6. Các đặc trưng hình học của tiết diện 3-3 và các độ mảnh tương ứng

A_3 (cm ²)	I_{x3} (cm ⁴)	W_{x3} (cm ³)	i_{x3} (cm)	I_{y3} (cm ⁴)	i_{y3} (cm)	λ_{x3}	λ_{y3}	$\bar{\lambda}_{x3}$	$\bar{\lambda}_{y3}$
50	8941	565,9	13,37	1067	4,62	117,6	64,9	3,76	2,08

d. Kiểm tra ổn định tổng thể:

* Kiểm tra ổn định trong mặt phẳng uốn:

- Với tiết diện 1-1: Ta có $m_e = 21,8 > 20$ nên không cần kiểm tra ổn định trong mặt phẳng.

- Với tiết diện 2-2: Ta có $m_e = 11,13 < 20$ nên cần kiểm tra ổn định tổng thể trong mặt phẳng. Ứng với giá trị m_e ở trên và $\bar{\lambda}_{x2} = 2,93$ tra bảng D.10 [1], ta có $\varphi_e = 0,104$. Kiểm tra ổn định tổng thể theo công thức sau :

$$\frac{N}{\varphi_e A} = 678 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

- Với tiết diện 3-3: Kiểm tra ổn định tổng thể theo công thức sau :

$$\frac{N}{\varphi A} = 171 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

* Kiểm tra ổn định ngoài mặt phẳng uốn:

- Với tiết diện 1-1: Ta có $\lambda_{y1} = 72,3$ tra bảng D.8 [1] được $\varphi_{y1} = 0,763$. Như đã xác định ở trên, độ lệch tâm tương đối $m=17,72 > 10$ nên $c = 1/(1 + (m \cdot \varphi_y)/\varphi_b)$, trong đó: φ_b là hệ số được xác định theo $\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_0}\right)^2 \frac{E}{f}$ với hệ số ψ phụ thuộc hệ số α như trong dầm có 2 điểm cố kết trở lên và được tra theo bảng E.1 [1]. Hệ số α được xác định như sau:

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_o t_w}{h_{fk} b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t_w^3}{b_f t_f} \right)$$

trong đó: l_o - khoảng cách 2 điểm cố kết (thiên về an toàn, xét khung tại vị trí có cửa bên, khi đó chỉ kể đến một thanh chống dọc ở giữa chiều cao cột $l_o = l_{oy} = 3m$); h_{fk} - khoảng cách giữa trọng tâm 2 cánh ($h_{fk} = 50 + 0,8 = 50,8cm$); $a = 0,5$ $h_{fk} = 25,4cm$.

Do $0,1 < \alpha = 0,337 < 40$ nên $\psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,27$ ta có hệ số $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 1,22 > 1$ nên lấy $\varphi_b = 1$ và $c = 0,069$. Từ đó, ta có công thức kiểm tra ổn định ngoài mặt phẳng uốn như sau:

$$\frac{N}{c \varphi_{y1} A} = 1164,2 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

- Với tiết diện 2-2: Tương tự tiết diện 1-1 công thức kiểm tra ổn định ngoài mặt phẳng uốn như sau:

$$\frac{N}{c \varphi_{y2} A} = 806,4 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

- Với tiết diện 3-3: Ta có $\lambda_{y3} = 64,9$ tra bảng D.8 [1] được $\varphi_{y3} = 0,798$. Ổn định ngoài mặt phẳng uốn được kiểm tra theo công thức sau :

$$\frac{N}{\varphi_{y3} A} = 104 daN/cm^2 < f_{\gamma_c} = 2100 daN/cm^2$$

e. Kiểm tra ổn định cục bộ:

Việc kiểm tra ổn định cục bộ được tiến hành ở tiết diện lớn nhất (tiết diện 1-1).

- Với bản cánh: Độ mảnh quy ước $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_{x1}; \bar{\lambda}_{y1}) = \bar{\lambda}_{x1} = 2,41$ nên $0,8 < \bar{\lambda} < 4$ tra bảng 35 [1], ta có: $\frac{b_o}{t_f} = 12,1 < \left[\frac{b_o}{t_f} \right] = (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} = 18,8$ nên bản cánh đảm bảo ổn định cục bộ.

- Với bản bụng: Nếu điều kiện ổn định tổng thể của cột được quyết định bởi điều kiện ngoài mặt phẳng khung thì $[h_w/t_w]$ được xác định theo mục 5.6.2.2 của [1] với các giá trị được xác định như sau:

$$\sigma = N/A + (M_x/I_x) y = 1114 daN/cm^2 ; \sigma_1 = N/A - (M_x/I_x) y = -992 daN/cm^2 ;$$

$\tau = V/t_w h_w = 52,5 \text{ daN/cm}^2$ nên $\alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma = 1,89 > 1$ ta có $\beta = 1,4(2\alpha - 1)$ $\tau/\sigma = 0,183$.

Từ đó xác định được độ mảnh giới hạn của bản bụng:

$$\left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 4,35 \sqrt{\frac{(2\beta - 1)E}{\sigma(2 - \beta + \sqrt{\beta^2 + 4\beta^2})}} = 218 > 3,8 \sqrt{\frac{E}{f}} = 119$$

$$2,3 \sqrt{\frac{E}{f}} = 72 < \frac{h_w}{t_w} = 83,3 < \left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 119$$

Vậy bản bụng đảm bảo ổn định cục bộ song cần gia cường các cặp sườn ngang đặt cách nhau $2,5h_w = 1,5\text{m}$.

f. Kiểm tra cột theo điều kiện độ mảnh

- Với tiết diện 1-1: Ta có $\lambda_{max} = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 75,5 < [\lambda] = 120$;
- Với tiết diện 2-2: Ta có $\lambda_{max} = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 91,6 < [\lambda] = 120$;
- Với tiết diện 3-3: Ta có $\lambda_{max} = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 117,6 < [\lambda] = 120$.

g. Kiểm tra chuyển vị đỉnh khung

Theo [1] chuyển vị ngang cho phép ở mép mái nhà công nghiệp 1 tầng, không cầu trục, khi tường bằng tôn được lấy như sau:

$$\Delta \leq [\Delta] = \frac{H}{100} = 6\text{cm}$$

Chuyển vị Δ ở đỉnh cột được xác định bằng chương trình Sap2000 do tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn gồm tĩnh tải và tải trọng gió gây ra: $\Delta = 5,909\text{cm} < [\Delta] = 6\text{cm}$. Như vậy, khung thỏa mãn điều kiện về chuyển vị.

4. Kết luận

Trong khuôn khổ bài báo này, chúng tôi đã giới thiệu chi tiết trình tự các bước tính toán thiết kế cột vát trong đó đã làm rõ hơn việc xác định chiều dài tính toán của cột vát. Qua ví dụ trên, nhận thấy rằng điều kiện làm việc của cột bị phụ thuộc rất nhiều vào điều kiện chuyển vị đỉnh khung mà không phụ thuộc nhiều vào điều kiện cường độ. Lý do vì khung liên kết khớp ở móng, mái nhẹ nên lực dọc trong cột nhỏ, chuyển vị lớn, độ cứng của cả khung bé. Khi tính theo TCXDVN 338:2005, chiều dài tính toán của cột vát cần kể thêm hệ số chiều dài tính toán bổ sung μ_L . Trong thiết kế khung, cần phải kiểm tra các tiết diện nguy hiểm của xà theo điều kiện bền, điều kiện ổn định tổng thể, điều kiện ổn định cục bộ, điều kiện về độ cứng. Nếu các tiết diện xà không đảm bảo sẽ phải chọn lại tiết diện xà rồi tiến hành các bước xác định và tổ hợp lại nội lực. Việc tính toán khung (cột và xà) chỉ dừng lại khi tất cả các tiết diện của cột và xà đều đảm bảo các điều kiện theo quy định của TCXDVN 338:2005.

Tài liệu tham khảo

1. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam TCXDVN 338:2005, *Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế*, Nxb Xây dựng, Hà Nội.
2. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2737:1995, *Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế*, Nxb Xây dựng, Hà Nội.
3. Galea Y. (1981), "Flambement des poteaux a inertie variable", *Construction metallique* n1.
4. American Institute of Steel Construction (1994), *Manual of steel construction allowable stress design*.
5. Горева В.В. (2001), *Металлические конструкции. в 3-х т. Т. 1. Элементы конструкций*, Москва, Высшая школа.