Structural Steel Design-2

Prof. Mohammad Al-Samara

LECTURE # 8

تصميم العناصر المعرضة للضغط والانعطاف

Beam-Column Design

مقدمـة:

قلما توجد في الحياة العملية العناصر المعرضة للضغط البسيط أو الانعطاف بشكل منفصل، حيث يترافق الضغط مع العزم نتيجة إما لامركزية الوصلات التي تؤدي إلى نقل الأحمال بشكل غير مركزي أو نتيجة العزوم المنتقلة عبر العقد الصلبة أو المنتقلة نتيجة استمرار العناصر.

يجب تحقيق مقاومة العنصر المضغوط والمعرض إلى عزم في نقاط العزم الأعظمي حيث تُسقف طاقة تحمل العنصر إما بوصوله إلى مرحلة السيلان أو بحدوث تحنيب موضعي، أو بحدوث تحنيب كلي أو بحدوث تحنيب فتل جانبي.

لذلك حدد الكود BS EN 1993-1-1: 2005 مجموعة الشروط (علاقات الترابط) الواجب تحقيقها

تحقيق مقاومة المقطع العرضي Resistance of cross-sections

قدم الكود العلاقة المحافظة (8-1) لتحقيق المقاطع من الأصناف 1 و 2 و3 التي تعتمد جمعاً خطياً لآثار القوة المحورية المطبقة N_{Ed} والعزمين المطبقين $M_{y,Ed}$ و $M_{z,Ed}$ حول المحورين y و z على الترتيب عند المقطع الحرج

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \qquad (8\text{-}1)$$

حيث تمثل N_{Rd} و $M_{y,Rd}$ و $M_{z,Rd}$ المقاومة التصميمية للقوة المحورية وللعزم حول المحورين y و z على الترتيب آخذين بالحسبان تصنيف المقطع وأي تخفيض قد ينتج عن تأثير القص على مقاومة العزم

كما قدم الكود العلاقة (8-2) لتصميم المقاطع من الصنف 1 و 2 التي تعطي حلولاً أكثر اقتصادية

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \qquad (8\text{-}2)$$

حيث $M_{N,Rd}$ مقاومة العزم التصميمية مع الأخذ بالحسبان التخفيض الناجم عن القوة المحورية N_{Ed}

1) عندما يكون المقطع من النوع I و H ومتناظر حول محورين ويخضع للانعطاف حول المحور y لا حاجة لتخفيض مقاومة العزم التصميمية إذا تحقق كل من الشرطين الآتيين:

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \qquad (8\text{-}3)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (8\text{-}4)$$

وبشكل مشابه لا حاجة لتخفيض مقاومة العزم التصميمية عندما يكون الانعطاف حول المحور z إذا تحقق الشرط التالي:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (8\text{-}5)$$

2) تُحسب مقاومة العزم التصميمية للمقاطع I و H المدرفلة أو الملحومة ذات الأجنحة المتساوية باستخدام العلاقات الآتية:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}\,(1-n)/(1-0.5a) \le M_{pl,y,Rd} \quad (8\text{-}6)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad for \quad n \le a \quad (8\text{-}7)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}\left[1-\left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] \quad for \quad n > a \quad (8\text{-}8)$$

حيث:

$$n = N_{Ed}/\,N_{pl,Rd}$$
$$a = (A-2bt_f)/A \le 0.5$$

3) تُحسب مقاومة العزم التصميمية للمقاطع المستطيلة المفرغة ذات السماكة الثابتة وللمقاطع الصندوقية الملحومة ذات السماكة الواحدة للجناحين وكذلك بسماكة واحدة للجسدين باستخدام العلاقات الآتية:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}\,(1-n)/(1-0.5a_w) \le M_{pl,y,Rd} \quad (8\text{-}9)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}\,(1-n)/(1-0.5a_f) \le M_{pl,z,Rd} \quad (8\text{-}10)$$

حيث:

للمقاطع المستطيلة المفرغة	$a_w = (A-2bt)/A \le 0.5$
للمقاطع الصندوقية الملحومة	$a_w = (A-2bt_f)/A \le 0.5$
للمقاطع المستطيلة المفرغة	$a_f = (A-2bt)/A \le 0.5$
للمقاطع الصندوقية الملحومة	$a_f = (A-2bt_w)/A \le 0.5$

4) عندما يتعرض المقطع إلى عزم حول المحورين مع أو بدون قوة محورية يجب أن يحقق علاقة الترابط (8-11) التي تعطي نتائج أفضل من العلاقة (8-1)

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1.0 \qquad (8\text{-}11)$$

حيث: α و β ثابتان يُحددان من الجدول (8-1) الآتي:

الجدول (8-1): قيم α و β

نوع المقطع	β	α
المقطع I و H	$5n \geq 1$	2
مفرغ دائري	2	2
مفرغ مستطيل	$\frac{1.66}{1-1.13n^2} \leq 6$	$\frac{1.66}{1-1.13n^2} \leq 6$

من أجل المقاطع ذات التصنيف 3 يُكتفى بتطبيق العلاقة (8-1) مع استخدام الخصائص المرنة للمقطع

أما المقاطع من الصنف 4 فلا بد من استخدام الخصائص المرنة للمقطع الفعّال مع الأخذ بالحسبان اللامركزية الناتجة بين مركزي ثقل المقطع الأصلي والمقطع الفعّال فتصبح العلاقة (8-1) كالآتي:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{W_{eff,y,min}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{W_{eff,z,min}f_y/\gamma_{M0}} \leq 1.0 \qquad (8\text{-}12)$$

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed}e_{Ny} \qquad \Delta M_{z,Ed} = N_{Ed}e_{Nz} \qquad (8\text{-}13a,b)$$

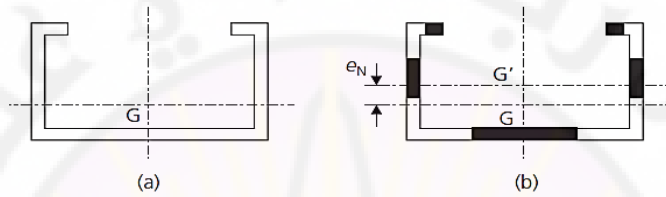
حيث:

A_{eff} المساحة الفعالة للمقطع العرضي

$W_{eff,min}$ معامل المقطع المرن للمقطع الفعّال المقابل لليف الذي يحصل عنده إجهادات الانعطاف الأعظمية

$\Delta M_{y,Ed}$ و $\Delta M_{z,Ed}$ هو العزم الناتج عن انزياح مركز ثقل المقطع الفعّال عن مركز ثقل المقطع الأصلي باتجاه المحور z و y بلا مركزية قدرها e_{Ny} و e_{Nz} على الترتيب وذلك عندما يكون المقطع العرضي خاضعاً لضغط فقط

Shift in neutral axis from (a) gross to (b) effective cross-section



تحقيق التحنيب الكلي وتحنيب الفتل الجانبي

لتجنب حدوث تحنيب كلي و/ أو تحنيب فتل جانبي للعنصر يجب أن تحقق العزوم والقوى المحورية المطبقة علاقتي الترابط الآتيتين:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + K_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + K_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (8\text{-}14)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + K_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + K_{zz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (8\text{-}15)$$

حيث:

N_{Ed} القوة المحورية المطبقة و $M_{y,Ed}$ و $M_{z,Ed}$ العزمين الأعظمين المطبقين حول المحورين y و z على الترتيب على العنصر المدروس

χ_y و χ_z معاملي تخفيض التحنيب الكلي حول المحورين y و z على الترتيب

χ_{LT} معامل تخفيض الفتل الجانبي

N_{Rk} و $M_{y,Rk}$ و $M_{z,Rk}$ المقاومة التصميمية للقوة المحورية وللعزم حول المحورين y و z على الترتيب آخذين بالحسبان تصنيف المقطع وتحدد وفق الجدول (2-8) الآتي:

الجدول (2 – 8) : $N_{Rk} = f_y A_i,\ M_{y,Rk} = f_y W_i,\ \Delta M_{i,Ed}$				
Class	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$N_{Ed} e_{Ny}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$N_{Ed} e_{Nz}$

K_{yy} و K_{yz} و K_{zy} و K_{zz} معاملات ترابط، حدد الكود طريقتين مفصلتين لحسابهما في الملحقين A و B من الكود EN 1993-1-1: 2005. ويمكن تحديد قيم عظمى (محافظة) لهذه المعاملات من الجدول (3-8) كما يمكن حساب قيم أدق لها بالاستعانة بالجدول (4-8) والأشكال (8-2,3,…,8)

الجدول (3-8): قيم عظمى (محافظة) لـ K_{yy} و K_{yz} و K_{zy} و K_{zz}		
معامل الترابط	Class 1 and 2	**Class 3**
K_{yy}	$1.8C_{my}$	$1.6C_{my}$
K_{yz}	$0.6K_{zz}$	K_{zz}
K_{zy}	1.0	**1.0**
K_{zz}	$2.4C_{mz}$	$1.6C_{mz}$

يتم تحديد C_{my} و C_{mz} باستخدام الجدول (5-8)

الجدول (8-4): معاملات الترابط Interaction factors					
معاملات الترابط Interaction Factors	المعيار Criteria	المقطع Section	صنف المقطع		المعامل C Factor
			Class 1 and 2 cross-sections	Class 3 cross-sections	
K_{yy}	_	الكل	الشكل (8-2)	الشكل (8-3)	C_{my}
K_{yz}	_	الكل	$0.6K_{zz}$	K_{zz}	_
K_{zz}	غير عرضة لتشوهات الفتل	المقاطع RHS	الشكل (8-7)	الشكل (8-8)	C_{mz}
	عرضة لتشوهات الفتل	المقاطع I	الشكل (8-6)	الشكل (8-8)	C_{mz}
K_{zy}	غير عرضة لتشوهات الفتل	الكل	$0.6K_{yy}$	$0.8K_{yy}$	_
	عرضة لتشوهات الفتل	المقاطع I	الشكل (8-4)	الشكل (8-5)	C_{mLT}

عموماً، عندما يكون المقطع من الصنف 1 و 2 يمكن استخدام احدى العلاقتين (8-16,17) لحساب k_{zy} بدلاً من الشكل (8-4) الذي يخص الحالة $C_{mLT} = 1.0$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \geq 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \quad (8\text{-}16)$$

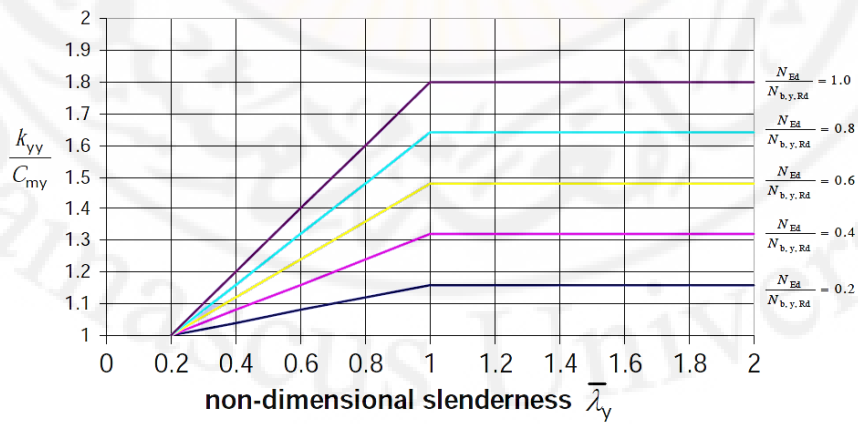
$$\text{For } \bar{\lambda}_z < 0.4: \quad k_{zy} = 0.6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \quad (8\text{-}17)$$

وعندما يكون المقطع من الصنف 3 و 4 يمكن استخدام العلاقة (8-18) لحساب k_{zy} بدلاً من الشكل (8-5) الذي يخص الحالة $C_{mLT} = 1.0$

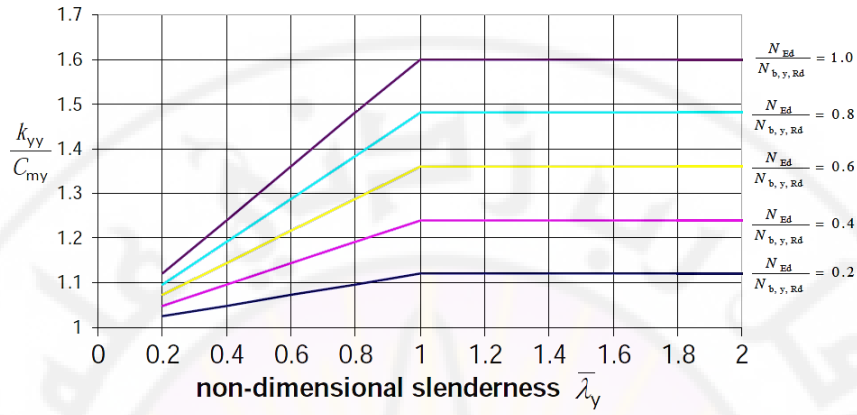
$$k_{zy} = 1 - \frac{0.05\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \geq 1 - \frac{0.05}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \quad (8\text{-}18)$$

الجدول (8-5): معاملات العزم المنتظم المكافئ C_m Equivalent uniform moment factors

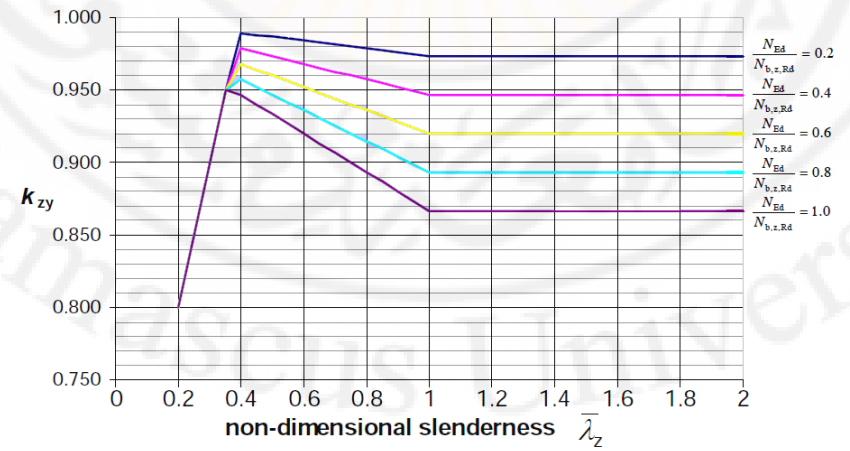
Moment diagram	range		C_{my} and C_{mz} and C_{mLT} uniform loading	C_{my} and C_{mz} and C_{mLT} concentrated load
M, ψM	$-1 \le \psi \le 1$		$0,6 + 0,4\psi \ge 0,4$	
M_h, M_s, ψM_h; $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$-0,8\alpha_s \ge 0,4$
		$-1 \le \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \ge 0,4$
M_h, M_s, ψM_h; $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \le \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{my} = 0,9$ or $C_{Mz} = 0,9$ respectively.				
C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} should be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:				
moment factor	bending axis	points braced in direction		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		



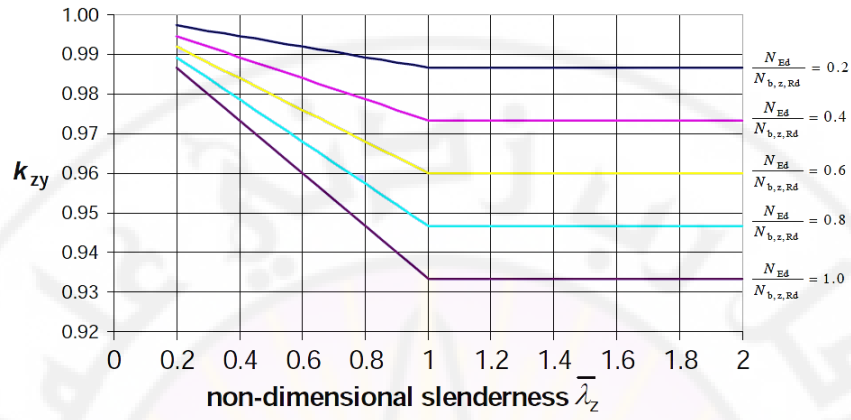
الشكل (8-2): K_{yy} للمقاطع من الصنف 1&2



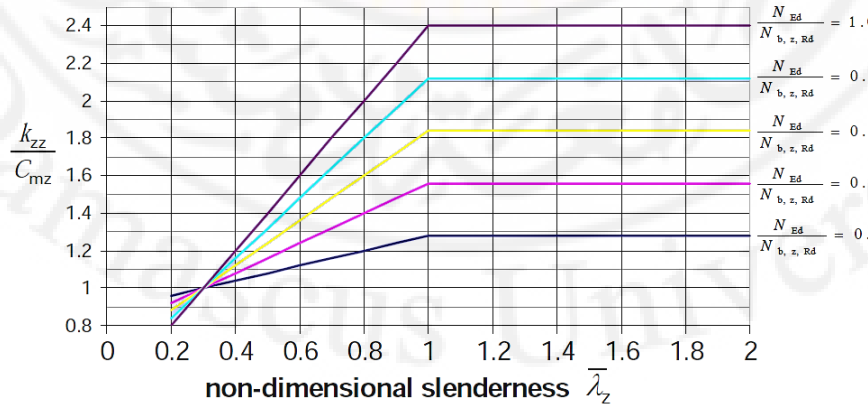
الشكل (8-3): K_{yy} للمقاطع من الصنف 3



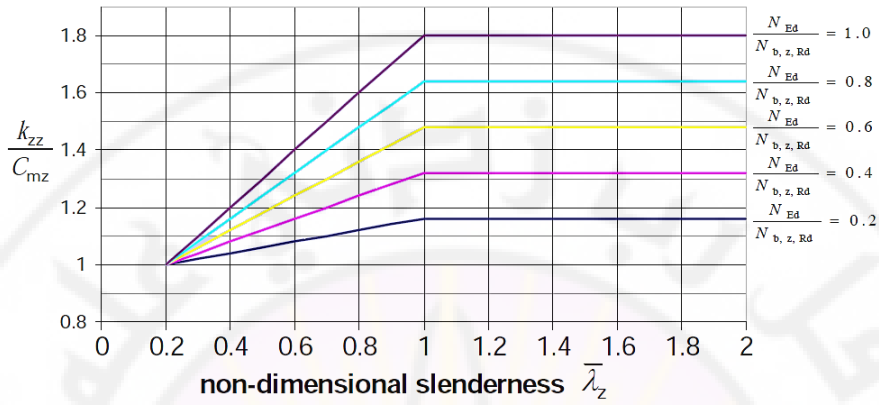
الشكل (8-4): K_{zy} للمقاطع I من الصنف 1&2 من أجل $C_{mLT} = 1.0$



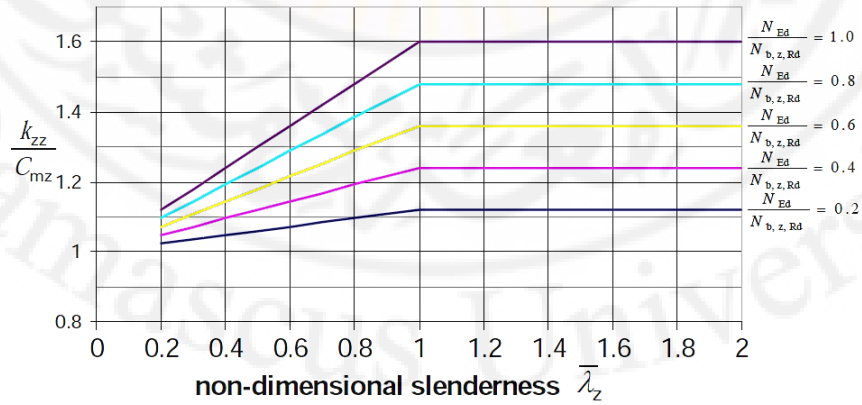
الشكل (8-5): K_{zy} للمقاطع I من الصنف 3 من أجل $C_{mLT} = 1.0$



الشكل (8-6): K_{zz} للمقاطع I من الصنف 1&2



الشكل (8-7): K_{zz} للمقاطع RHS من الصنف 1&2



الشكل (8-8): K_{zz} للمقاطع I و RHS من الصنف 3

أعمدة المنشآت البسيطة Column of simple construction

المنشآت البسيطة هي المنشآت ذات الإطارات المستطيلة متعددة الطوابق والمزودة بشبكات تربيط تمنعها من الانزياح الجانبي مع وصلات بسيطة بين الجوائز والأعمدة تسمح بنقل كمية محدودة من العزوم إلى الأعمدة، فتصمم الجوائز والأعمدة لمقاومة الأحمال الشاقولية فقط.

سمح الملحق البريطاني للكود بتبسيط إجراءات تصميم أعمدة الإطارات البسيطة بحيث تُستبدل المتراجحتان (8-14,15) بالعلاقة (8-19) إذا تحققت الشروط الآتية:

- المقاطع المستخدمة في الأعمدة مدرفلة I و H و RHS من الأصناف 1 و 2 و 3
- تغير عزم الانعطاف على طول العامود خطياً حول المحورين y و z
- العامود مقيداً جانبياً في الاتجاهين y و z عند مستوي الطوابق وغير مقيد بينهما

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + 1.5\frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1.0 \qquad (8\text{-}19)$$

حيث:

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1} \qquad (8\text{-}20)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT}\ M_{y,Rk}/\gamma_{M1} \qquad (8\text{-}21)$$

$$M_{c,z,Rd} = M_{z,Rk}/\gamma_{M1} \qquad (8\text{-}22)$$

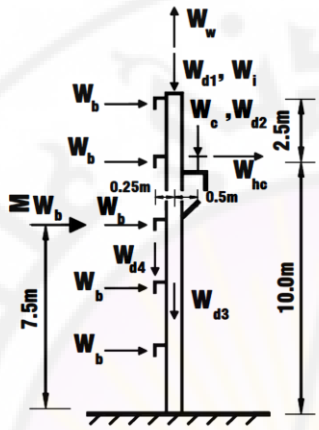
تُحدد N_{Rk} و $M_{y,Rk}$ و $M_{z,Rk}$ كما في الجدول (8-2)

العناصر الخاضعة لانعطاف مركب Members with biaxial Moments

تصمم العناصر الخاضعة لانعطاف مركب وبدون وجود قوة ضغط محورية لتحقق الفقرات السابقة مع تعويض القوة N_{Ed} بالصفر في كل العلاقات.

مثال: (2-8)

يبين الشـكل أدناه الأحمال التي يتعرض لها عادة عمود يسـند جائزاً شـبكياً في مبنى صـناعي. صـمم العمود من فولاذ ماركته S275 علماً أن الحمولات المطبقة هي كما يلي:



الأحمال الميتة:

$W_{d1} = 50\,kN$ رد الفعل الميت للجائز الشبكي

$W_{d2} = 20\ kN$ الوزن الذاتي لجائز الرافعة

$W_{d3} = 10\ kN$ الوزن الذاتي للعمود

$W_{d4} = 16\ kN$ الوزن الذاتي لتغطية الجدار

$\Sigma W_d = 96\ kN$ مجموع الأحمال الميتة

الأحمال الحية الناتجة عن الثلج:

$W_i = 78\ kN$ رد الفعل الحي للجائز الشبكي

أحمال الرياح:

$W_w = -90\,kN$ رد فعل الجائز الشبكي (شد)

$W_b = 11\ kN$ رد فعل سكة الجدار

$\Sigma W_b = 55\ kN$ حاصلة رد فعل سكك الجدران

أحمال الرافعة: شاملةً الفعل الديناميكي

$W_c = 220\ kN$ حمل الرافعة الشاقولي

$W_{ch} = 6\ kN$ حمل فرملة الرافعة (أفقي)

لا بد من تحقيق العمود على مجموعة من حالات التحميل الآتية:

$(kN.m)\ \mathrm{M}_{y.Ed}$ العزم	القوة الناظمية $(kN)\ \mathrm{N}_{\mathrm{Ed}}$	حالة التحميل
$1.35 \text{ x } (W_{d2} \times 0.5 - W_{d4} \times 0.25) = 8.1$	$1.35 \Sigma W_{\mathrm{d}} + 1.5 W_i = 246.6$	1
$1.0 \text{ x } (W_{d2} \text{ x } 0.5 - W_{d4} \text{ x } 0.25) + 1.5 \text{ x } 7.5 \text{ x } \Sigma W_b = 624.75$	$1 \text{ x } \Sigma W_d + 1.5 W_w = -39$	2
$1.35\ (W_{d2} \times 0.5 - W_{d4} \times 0.25) + 1.5 W_c \times 0.5 + 1.5 \times 0.7 W_{ch} \times 10 = 236.1$	$1.35 \Sigma W_{\mathrm{d}} + 1.5 W_c = 459.6$	3
$1.35 (W_{d2} \times 0.5 - W_{d4} \times 0.25) + 1.5 \times 0.7 W_c \times 0.5 + 1.5 \times 0.7 W_{ch} \times 10 = 186.6$	$1.35 \Sigma W_{\mathrm{d}} + 1.5 W_i + 1.5 \times 0.7 W_c = 477.6$	4

$1.35 (W_{d2} \times 0.5 - W_{d4} \times 0.25) + 1.5 W_c \times 0.5 + 1.5 \times 0.7 W_{ch} \times 10 = 236.1$	$1.35 \Sigma W_{\mathrm{d}} + 1.5 W_c + 1.5 \times 0.7 W_i = 541.5$	5
$1.35 (W_{d2} \times 0.5 - W_{d4} \times 0.25) + 1.5 \times 0.7 \times 7.5 \times \Sigma W_b = 441.2$	$1.35 \Sigma W_{\mathrm{d}} + 1.5 W_i + 1.5 \times 0.7 W_w = 152.1$	6
$1.35 (W_{d2} \times 0.5 - W_{d4} \times 0.25) + 1.5 \times 7.5 \times \Sigma W_b = 626.8$	$1.35 \Sigma W_{\mathrm{d}} + 1.5 W_w + 1.5 \times 0.7 W_i = 76.5$	7
$1.35 (W_{d2} \times 0.5 - W_{d4} \times 0.25) + 1.5 W_c \times 0.5 + 1.5 \times 0.7 W_{ch} \times 10 + 1.5 \times 0.7 \times 7.5 \times \Sigma W_b = 669.2$	$1.35 \Sigma W_d + 1.5 W_c + 1.5 \times 0.7 W_w = 365.1$	8

$1.35(W_{d2}\times 0.5 - W_{d4}\times 0.25)$ $+1.5\times 0.7\times(W_c\times 0.5 + W_{ch}\times 10)$ $+1.5\times 0.7\times 7.5\Sigma W_b = 619.7$	$1.35\Sigma W_d + 1.5W_i$ $+1.5\times 0.7W_c$ $+1.5\times 0.7W_w = 383.1$	9
$1.35(W_{d2}\times 0.5 - W_{d4}\times 0.25)$ $+1.5\times(W_c\times 0.5 + W_{ch}\times 10)$ $+1.5\times 0.7\times 7.5\times\Sigma W_b = 696.2$	$1.35\Sigma W_d + 1.5W_c$ $+1.5\times 0.7W_i$ $+1.5\times 0.7W_w = 447$	10

* لنجرب مقطع العمود $356\text{x}368\text{x}177UC$ ذا الخواص التالية:

$b = 372.6\,mm$, $t_f = 23.8\,mm$, $h = 368.2\,mm$, $d = 290.2\,mm$,

$t_w = 14.4\,mm$, $i_y = 15.9\,cm$, $i_z = 9.54\,cm$, $A = 226\,cm^2$

$W_{pl,z} = 1670cm^3$, $W_{pl,y} = 3460\,cm^3$, $r = 15.2\,mm$

$c_f / t_f = 6.98$, $c_w / t_w = 20.2$, $U = 0.844$, $X = 15.0$

- بما أن سماكة الجناح $16\text{ mm} < t_f < 40$ وأن ماركة الفولاذ المستخدم S275 فإن

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2} = 0.94 \quad \text{و} \quad f_y = 265\ N/mm^2$$

- تصنيف المقطع:

الجناح من الصنف 1 لأن:

$c_f/t_f = 6.98 < 9\varepsilon = 8.46$ (القيمة الحدية للصنف 1)

لتصنيف الجسد لابد من تحديد نسبة عرض منطقة الضغط إلى ارتفاع الجسد المقابلة لحالة التحميل (8) والتي يمكن حسابها باستخدام العلاقة (2-6)

$$\alpha = \frac{1}{c_w}\left[\frac{h}{2} + \frac{1}{2}\frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f + r)\right] \le 1.0$$

$$\alpha = \frac{1}{290.2}\left(\frac{368.2}{2} + \frac{1}{2}\times\frac{541500}{14.4\times 265} - (23.8 + 15.2)\right) = 0.75$$

من الجدول (5-2) يتضح أن القيمة الحدية للصنف 1 تحسب كالآتي:

$$\alpha > 0.5 \Rightarrow \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396\times 0.94}{13\times 0.75 - 1} = 31.68 > \frac{c_w}{t_w} = 20.2$$

إذاً الجسد من الصنف 1 وبناءً عليه كامل المقطع من الصنف1

- تُحدد مقاومة المقطع على الضغط كما يلي:

$N_{c.Rd} = Af_y/\gamma_{M0} = 22600x265x10^{-3}/1.0 = 5989\ kN$

$N_{c.Rd} = 5989\ kN > N_{Ed} = 541.5\ kN$ ok (حالة التحميل الأسواء 8)

- تُحدد مقاومة المقطع للانعطاف كما يلي:

$$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3460 \times 10^3 \times 265}{1.0} \times 10^{-6}$$
$$= 916.9\ kNm$$
$$M_{c,y,Rd} == 916.9\ kNm > M_{y,Ed} = 696.2\ kNm$$

حالة التحميل الأسواء عل الانعطاف

$$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1670 \times 10^3 \times 265}{1.0} \times 10^{-6}$$
$$= 442.5\ kNm$$

لتحقيق مقاومة العمود موضعياً في أسفله (نقطة العزم الأعظمي) نحقق علاقة الترابط الآتية: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1.0$

حالة التحميل	القوة الناظمية $(kN)\ N_{Ed}$	العزم $(kN.m)\ M_{y,Ed}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}$
1	246.6	8.1	0.05
2	-39	624.75	0.67
3	459.6	236.1	0.33
4	477.6	186.6	0.28
5	541.5	236.1	0.35
6	152.1	441.2	0.50
7	76.5	626.8	0.69
8	365.1	669.2	0.79
9	383.1	619.1	0.74
10	447	696.2	0.83

إذاً علاقة الترابط محققة في كل حالات التحميل ومقاومة العمود محققة موضعياً

- تُحدد مقاومة المقطع للقص كما يلي:

تُحدد قوة القص العظمى المطبقة في أسفل العمود من إحدى حالتي التحميل (2) و (7) كما يلي:

$$V_{z,Ed} = 1.5 \times \Sigma W_b = 82.5 kN$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w$$

$$= 22600 - 2 \times 372.6 \times 23.8 + (14.4 + 2 \times 15.2) \times 23.8$$

$$= 5930.5 \ mm^2$$

$$\eta = 1.0$$

$$h_w = h - 2t_f = 368.2 - 2 \times 23.8 = 320.6 \ mm$$

$$\eta h_w t_w = 1.0 \times 320.6 \times 14.4 = 4616.6 mm^2 < 5930.5 mm^2 \quad ok$$

$$V_{pl,z,Rd} = A_{vz} \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 5930.5 \times \frac{265/\sqrt{3}}{1.0} \times 10^{-3} = 907.3 \ kN$$

$$> V_{z,Ed} = 82.5 \ kN \quad ok$$

لا تأثير للقص على مقاومة العزم التصميمية حول المحور y لأن:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{pl,z,Rd}} = \frac{82.5}{907.3} = 0.09 < 0.5$$

لا يحدث تحنيب قص لأن:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{320.6}{14.4} = 22 < 72\frac{\varepsilon}{\eta} = 72\frac{0.94}{1.0} = 67.8 \quad ok$$

لا تُخفض مقاومة العزم التصميمي حول المحور y إذا تحققت كلا العلاقتين (8-3,4)

$$N_{Ed,max} = 541.5kN < 0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 5989 \ = 1497 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,max} = 541.5kN < \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{0.5 \times 320.6 \times 14.4 \times 265}{1.0} \times 10^{-3} = 611.7\ kN$$

إذاً كلا الشرطين محقق

وكذلك لا تُخفض مقاومة العزم التصميمي حول المحور z إذا تحققت العلاقة (8-5)

$$N_{Ed,max} = 541.5kN < \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{320.6 \times 14.4 \times 265}{1.0} \times 10^{-3} = 1223.4\ kN$$

إذاً الشرط محقق

* تحقيق التحنيب الكلي:

– بناءً على شروط تقييد العمود عند القاعدة وعند السقف وبالعودة إلى الشكل (4-7) يُحدد الطول الفعال حول كل من المحورين الرئيسيين للمقطع وبالتالي نسبة نحافته كالآتي:

$$L_{cr,y} = 1.5L = 1.5 \times 12.5 = 18.75\ m$$

$$L_{cr,z} = 0.85L_1 = 0.85 \times 10 = 8.5\ m$$

$$\lambda_y = L_{cr,y} / i_y = 1875 / 15.9 = 118$$

$$\lambda_z = L_{cr,z} / i_z = 850 / 9.54 = 89$$

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/265} = 88.4$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{118}{88.4} = 1.33\ , \qquad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{89}{88.4} = 1.0$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

من أجل المقاطع H المدرفلة حيث $t_f \leq 100mm$ and S275 يجب $h/b \leq 2$,
استخدام المنحني 'c' عند دراسة التحنيب حول المحور z

curve 'c' $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.49(1.0 - 0.2) + 1.0^2] = 1.2$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1.2 + \sqrt{1.2^2 - 1.0^2}} = 0.537$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.537 \times 22600 \times 265 \times 10^{-3}}{1.0} = 3216\ kN$$

$$N_{b,z,Rd} = 3216\ kN > N_{Ed,max} = 541.5kN \quad ok$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

من أجل المقاطع H المدرفلة حيث $t_f \leq 100mm$ and S275 يجب $h/b \leq 2$,
استخدام المنحني 'b' عند دراسة التحنيب حول المحور y

curve 'b' $\Rightarrow \alpha = 0.34$

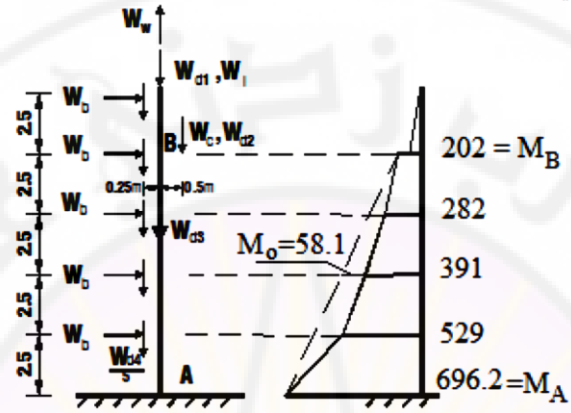
$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(1.33 - 0.2) + 1.33^2] = 1.58$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.58 + \sqrt{1.58^2 - 1.33^2}} = 0.411$$

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.411 \times 22600 \times 265 \times 10^{-3}}{1.0} = 2461\ kN$$

$$N_{b,y,Rd} = 2461\ kN > N_{Ed,max} = 541.5kN \quad ok$$

- وسنحقق جزء العمود AB الواقع بين أساسه والجائز الحامل للرافعة على تحنيب الفتل الجانبي وذلك على حالة تراكب الأحمال (10) كونها الأكثر حرجاً



- يعتمد العزم المقاوم لتحنيب الفتل الجانبي دائماً على نسبة النحافة حول المحور الضعيف، وباعتبار أن الجناح المضغوط مقيد جانباً في موقعه عند طرفي الجزء المدروس (AB) وأن كلا الجناحين عند (B) غير ممنوعين تماماً من الدوران فإن الطول الفعال لهذا الجزء يحدد كما يلي:

$$L_{cr,z} = 0.85L_1 = 0.85 \text{ x } 10 = 8.5\,m \Rightarrow$$

$$\lambda_z = L_{cr,z}/i_z = 850/9.54 = 89 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{89}{88.4} = 1.0$$

- نسبة النحافة المكافئة

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UVD\bar{\lambda}_z\sqrt{\beta_w}$$

$\beta_w = 1$ المقطع من الصنف الأول

D=1.0 الأحمال لا تساعد في عدم الاستقرار

U=0.844 من جداول المقاطع

يخضع الجزء المدروس (AB) لعزمين حول المحور القوي والنسبة بينهما

$$\psi = \frac{202}{696.2} = 0.29$$

باستخدام العلاقة (5-17) معتبرين تغير العزم بين طرفي الجزء المدروس خطياً تقريباً نجد:

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \times 0.29 + 0.52 \times 0.29^2 = 1.52$$

$$V = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{1}{20}(\frac{\lambda_z}{X})^2}} = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{1}{20}(\frac{89}{15})^2}} = 0.77$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{1.52}} \times 0.844 \times 0.77 \times 1.0 \times 1.0 \times \sqrt{1.0} = 0.53$$

- العزم المقاوم للتحنيب

$$M_{by,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{y,pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta\bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \ \ and \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta\bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\beta = 0.75 \qquad \bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4 \ \ rolled\ section$$

من أجل المقاطع H المدرفلة حيث h/b ≤2 يجب استخدام المنحني $'b'$ عند دراسة تحنيب الفتل الجانبي

curve $'b' \Rightarrow \alpha_{LT} = 0.34$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.34(0.53 - 0.4) + 0.75 \times 0.53^2] = 0.627$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.627 + \sqrt{0.627^2 - 0.75 \times 0.53^2}} = 0.948$$

$$k_c = \frac{1}{\sqrt{C_1}} = \frac{1}{\sqrt{1.52}} = 0.81$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \leq 1.0$$
$$f = 1 - 0.5(1 - 0.81)[1 - 2.0(0.53 - 0.8)^2] = 0.90$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0948}{0.90} = 1.05 > 1.0 \Rightarrow \chi_{LT,mod} = 1.0$$

$$M_{by,Rd} = \chi_{LT,mod} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$
$$= 1.0 \times \frac{3460 \times 10^3 \times 265}{1.0} \times 10^{-6} = 916.9\ kNm$$
$$> M_{y,Ed,max} = 696.2\ kNm \quad ok$$

كما يجب أن يحقق الجائز علاقتي الترابط (8-14,15) الخاصتين بمقاومة التحنيب تحت تأثير القوة المحورية والانعطاف حول المحور y الآتيتين:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{by,Rd}} \leq 1.0 \qquad (1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{by,Rd}} \leq 1.0 \qquad (2)$$

بما أن الجزء المدروس من العمود يمكن أن يخضع لتحنيب مع انزياح جانبي وبالعودة للجدول (8-5) ينتج:

$$C_{my} = C_{mLT} = 0.9$$

بالعودة للشكل (8-1) وباستخدام $\bar{\lambda}_y = 1.33$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{447}{2461} = 0.18,$

ينتج:

$$\frac{k_{yy}}{C_{my}} = 1.17 \Longrightarrow k_{yy} = 1.05$$

بالعودة للشكلين (8-3) وباستخدام $\bar{\lambda}_z = 1.0$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{447}{3216} = 0.14,$

ينتج:

$$k_{zy} = 0.98$$

بالتعويض في العلاقتين (1,2) أعلاه ينتج:

$$(1) \Longrightarrow \frac{447}{2461} + 1.05 \times \frac{696.2}{916.9} = 0.18 + 0.8 = 0.98 < 1.0 \quad ok$$

$$(2) \Longrightarrow \frac{447}{3216} + 0.98 \times \frac{696.2}{916.9} = 0.14 + 0.74 = 0.88 < 1.0 \quad ok$$

Thank you!

Structural Steel Design-2

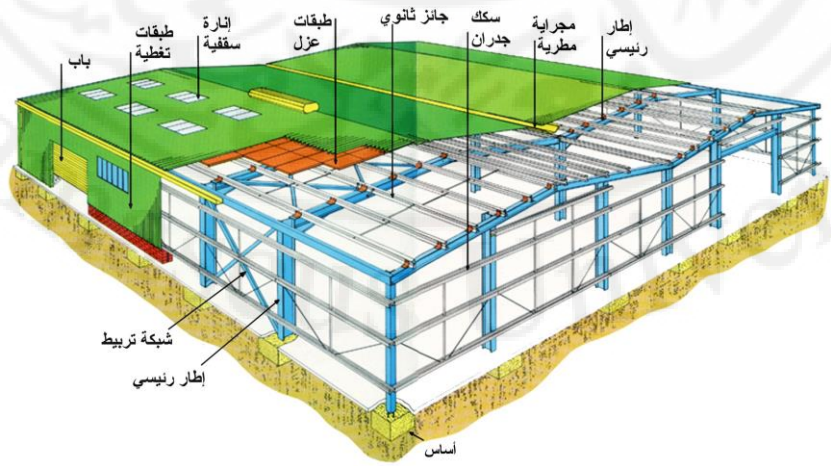
Prof. Mohammad Al-Samara

LECTURE # 11

(*Introduction to Steel Structures*)

مقدمــة

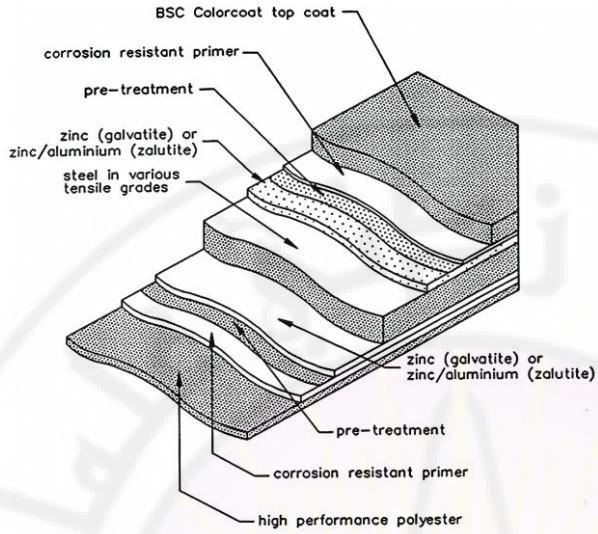
يبين الشكل أدناه مبنى نموذجياً من طابق واحد يتألف من صفائح تغطية وعناصر فولاذية ثانوية كسكك الجدران وجوائز السقف الثانوية ومن إطارات رئيسية.



طبقات التغطية Clading

غالباً تتألف طبقة التغطية الرئيسية من صفائح فولاذية مطلية بطبقات مقاومة للصدأ كما هو مبين في الشكل (2-11) حيث تُغطى الصفائح الفولاذية

- بطبقة من التوتياء (غلفنة)
- تليها طبقة دهان أساس (برايمر)
- ومن ثم طبقة دهان للوجه الخارجي لتعطي اللون المناسب أو طبقة بوليستر للوجه الداخلي.



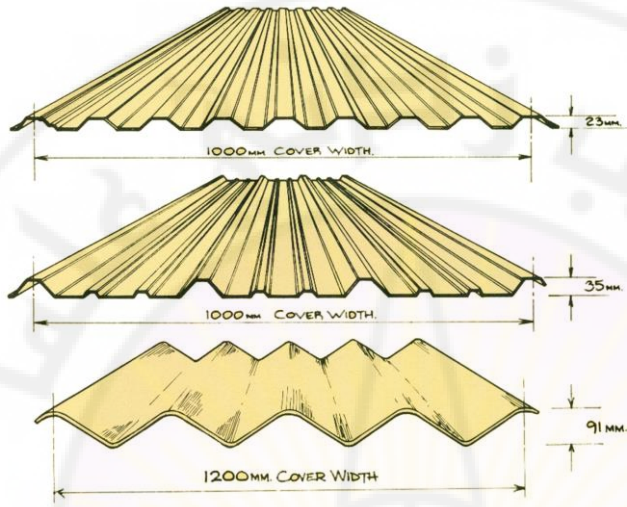
الشكل (2-11)

إذاً تتم حماية الصفائح الفولاذية من الصدأ بشكل رئيسي بطبقة الغلفنة والتي تتألف من طبقة منتظمة من التوتياء بنسبة 98.5 % ويتم تنفيذها بعملية تغطيس مستمر للصفائح في محاليل التوتياء الساخنة. ويجب أن لا يقل وزن طبقتي الغلفنة على وجهي الصفيحة عما هو مبين في الجدول التالي حسب المواصفات البريطانية

نوع الصفائح	وزن التوتياء على الوجهين	
	Min (g/m^2)	Max (g/m^2)
125	381	455
150	458	548
180	550	608
200	610	762

عندما تتعرض طبقة التوتياء للعوامل الجوية تتآكل ببطء وتعتمد سرعة التآكل على الشروط المحيطية فتكون سريعة في البيئة الصناعية الملوثة و في البيئة البحرية، وتكون ديمومة الغلفنة كبيرة جداً عندما تكون الشروط المحيطية غير عدوانية وعلى كل الأحوال كلما كانت طبقة الغلفنة أسمك كلما دامت أطول.

يتم إعطاء صفائح التغطية صلابة كافية وذلك بتمويجها أو بتضليعها على البارد بأشكال مختلفة كما في الشكل (3-11) وذلك كي تكون قادرة على تحمل الأحمال الحية التي يمكن أن تُطبَّق عليها خلال عمليات التركيب والصيانة وخلال استثمار المنشأ ويُحدد تحمل صفائح التغطية حسب أشكالها من نشرات الشركات المصنِّعة.



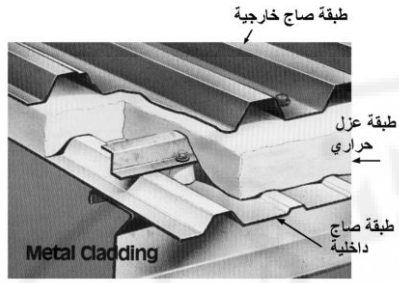
الشكل (3-11)

يجب أن تكون طبقات التغطية:

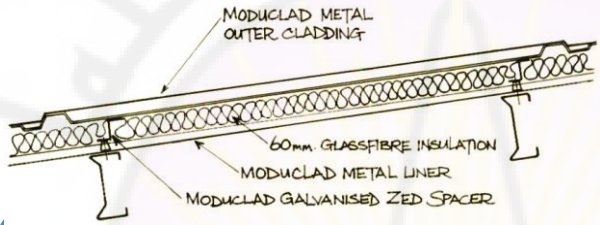
- كتيمة ضد العوامل الجوية
- وأن تؤمن عازلية حرارية مناسبة
- وأن يكون منظرها جميلاً
- وأن تدوم لفترة طويلة مع الحد الأدنى من الصيانة.

مواصفات تغطية الأسقف تختلف عن مواصفات تغطية الجدران إلى حد ما حيث متطلبات الكتامة في الأسقف تزداد في ضوء الطلب المتزايد على تخفيض زاوية ميل الأسقف. ويمكن أن يتم إنشاء طبقات التغطية على أشكال مختلفة من أهمها:

طبقة تغطية ثنائية القشرة Double shell cladding



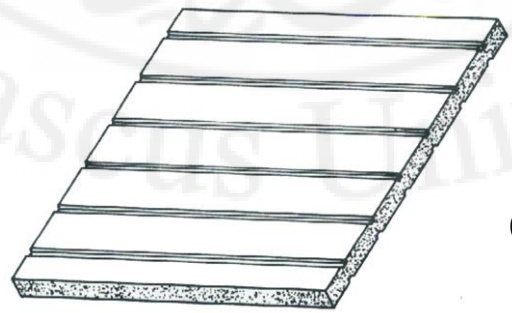
تتألف طبقة التغطية كما في الشكل (4-11) من طبقة صاج خارجية مموجة أو مضلعة بسماكة لا تقل عن 0.7 mm وطبقة صاج داخلية سماكتها لا تقل عن 0.4 mm مع بعض التضليع. توضع بين طبقتي الصاج طبقة من الصوف الزجاجي لتؤمّن عازلية حرارية لا تقل عن $0.44\ W/m^2$ C° وتكون سماكة طبقة العزل عادة حوالي 60 mm



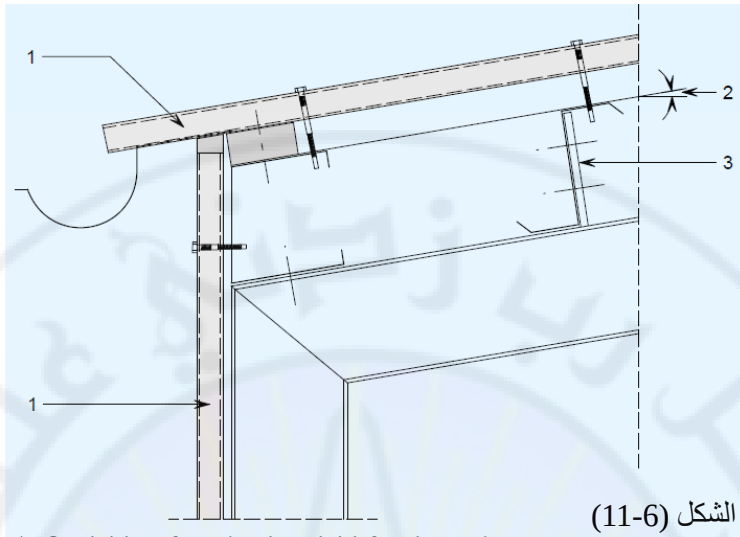
شروط العزل المائي تتطلب أن لا تقل زاوية ميل التغطية عن 4°

طبقات تغطية من ألواح مركّبة Composite panels

تُعتبر من أهم نظم التغطية المتطورة حيث يتم حقن المادة العازلة الرغوية (foam) بين طبقتي الصاج في المعمل تحت ضغط محدد لتملأ كامل الفراغ بين طبقتي الصاج فتعمل المادة العازلة بعد تصلبها بشكل مشترك مع صفيحتي الصاج فينتج ألواحاً صلبة قادرة على تحمل الأحمال الخارجية. وعليه تحدد مقاومة الألواح بالعمل المشترك لطبقتي الصاج والمادة العازلة وتحدد الشركات المصنعة لمثل هذه الألواح الأحمال الحية التي يمكن تحملها، ويبين الشكل (5-11) نموذجاً من هذه الألواح.



الشكل (5-11)

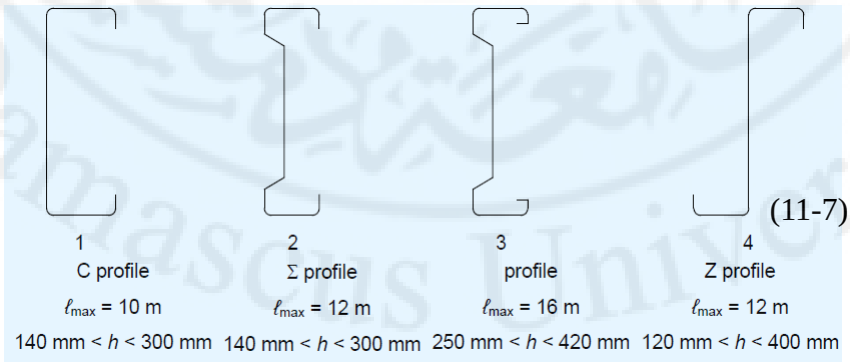


الشكل (11-6)

1 Sandwich roof panel and sandwich façade panel
2 Roof slope > 6°
3 Hot rolled or cold formed section

العناصر الثانوية Secondary elements

العناصر الثانوية هي العناصر التي تسند طبقات التغطية سواء في الأسقف أو الجدران وتنقل حمولاتها إلى العناصر الإنشائية الرئيسية. ويبين الشكل (11-7) هذين النوعين من العناصر الثانوية



الشكل (11-7)

ويقضي حسن أداء طبقات التغطية وشروط التقييد الجانبي للعناصر الإنشائية الرئيسية أن يكون التباعد بين العناصر الثانوية بين 1.2 – 2 m

الإطارات الرئيسية Primary frames

تسند الإطارات الرئيسية العناصر الثانوية التي تحمل صفائح التغطية حيث تنتقل الأحمال المطبقة على صفائح التغطية إلى العناصر الثانوية ومنها إلى الإطارات الرئيسية التي تقوم بدورها إلى نقلها إلى الأساسات. ويبين الشكل (8-11) أبسط أنواع الإطارات حيث يتألف من جائز أفقي وعمودين.



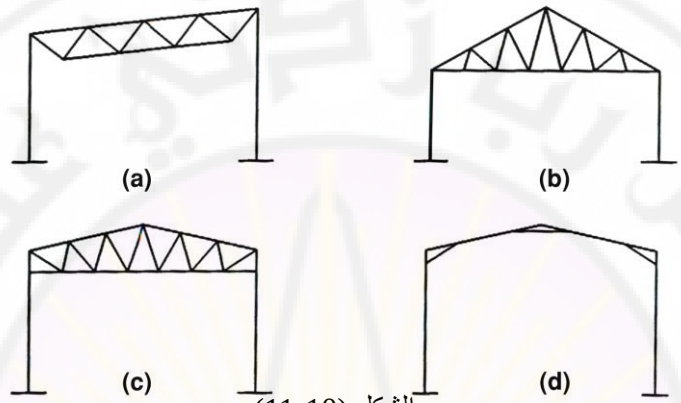
الشكل (8-11)

The span/depth ratio for the roof beams is typically 30 to 40 for spans up to 20 m.



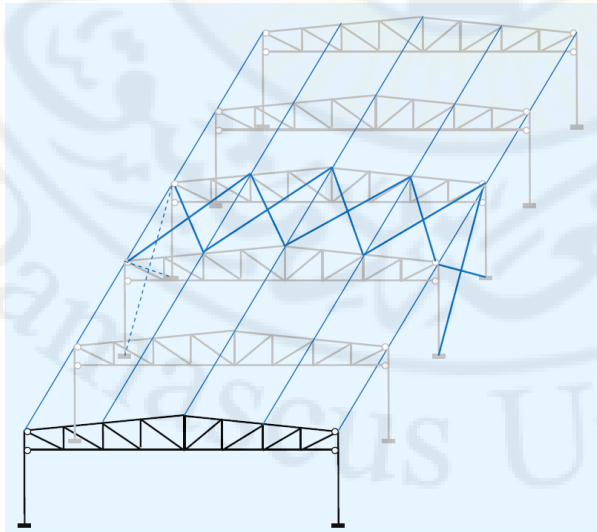
Beams with circular web openings الشكل (9-11)

تقتضي ضرورات تصريف مياه الأمطار أن يكون للسطح ميلاً محدداً يتم تأمينه إذا كان المجاز صغيراً (أقل من 10m) عن طريق إنهاءات السطح،
أما إذا كان المجاز كبيراً يؤمّن الميل بجعل الجائز مائلاً على الأفق، لكن المتطلبات المعمارية تقتضي أن يكون هذا الميل بحده الأدنى وزاوية الميل الأكثر شيوعاً هي حوالي 6° . ويبين الشكل (10-11) أكثر أنواع الإطارات شيوعاً.

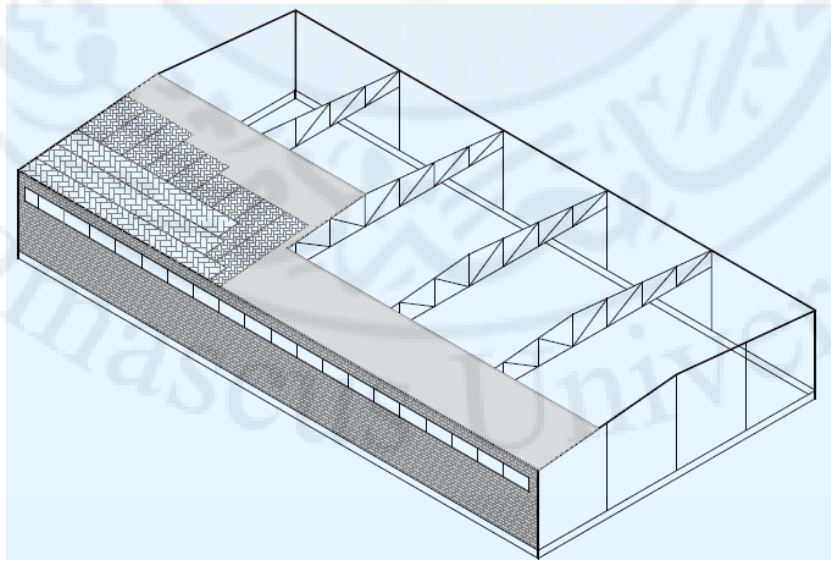


الشكل (10-11)

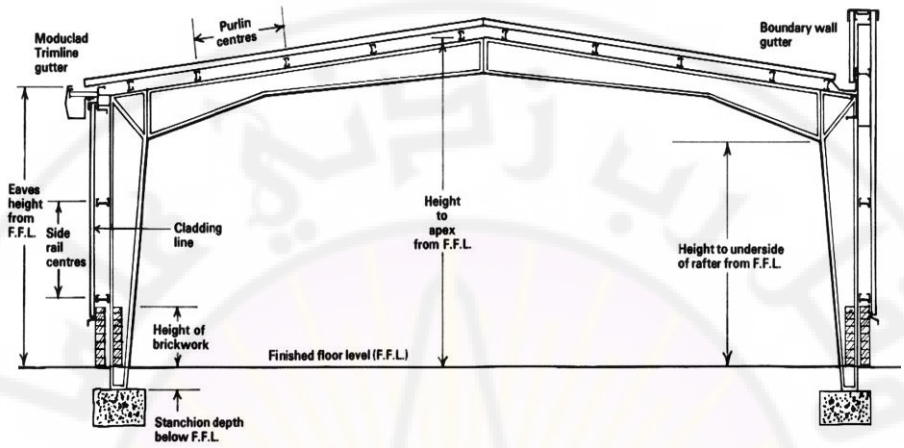
تكون جملة الجائز الشبكي والعمودين المبينة في الأشكال مفيدةً واقتصاديةً عندما يكون المجاز كبيراً
تتألف عناصر جسد الجائز الشبكي من زوايا مدرفلة على الحامي
يتألف الوتران العلوي والسفلي من زوايا أو مقاطع T لأن وصل مقاطع T أسهل حيث لا تحتاج إلى صفائح وصل.
أما إذا كانت الأحمال المطبّقة على الجائز الشبكي كبيرة فيمكن أن تكون عناصر الجائز الشبكي مقاطع مجراية أو I مدرفلة على الحامي أو مقاطع مفرغة

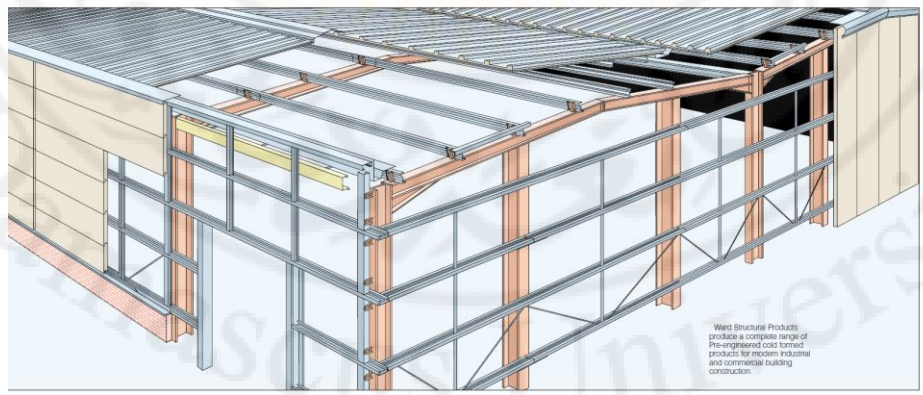






تعدّ جملة الإطار البابي (Portal frame) المبينة في الشكلين من أكثر الجمل شيوعاً في الأبنية وحيدة الطابق حيث يمكن أن يبلغ مجازه (60m)







ويتكوّن الإطار تقليدياً من مقاطع I قياسية مدرفلة على الحامي ولكن الفهم المتزايد لتصرف العناصر النحيفة أدى إلى الانتشار الواسع لاستخدام العناصر الصفائحية متغيرة العطالة في أعمدة وجوائز الجملة وذلك بغية الوصول إلى حلول اقتصادية.

- تتراوح المسافة بين الإطارات بين (6 – 8m)
- ويتراوح ارتفاع الإطار إلى نقطة اتصال الجائز بالعمود (الركبة) بين (6 – 15m).

ويكون الإطار المتمفصل مع القاعدة أثقل من الإطار الموثوق مع قاعدته ولكن أساس الأخير أكبر بكثير مما يجعل الإطار المتمفصل مع القاعدة أكثر اقتصادية في النتيجة.

Typical spans and structural depths for single storey structures

Structure type	Roof beam depth	Typical span range
Pinned frames		
Simple beam	span/30 to span/40	Up to approximately 20 m
Fabricated Beam	span/20 to span/25	Up to approximately 30 m
Perforated web beam	span/20 to span/60	Up to approximately 45 m
Truss roof (pitched)	span/5 to span/10	Up to approximately 20 m
Truss roof (flat)	span/15 to span/20	Up to approximately 100 m
Rigid frames		
Portal frame	span/60	15 m – 45 m
Truss roof (flat)	span/15 to span/20	Up to approximately 100 m

Thank you!

Structural Steel Design-2

Prof. Mohammad Al-Samara

LECTURE # 12

(Loads on Structures)

12 - 1 الأحمال الميتة Dead loads

يشتمل هذا النوع من الأحمال على الوزن الذاتي للعناصر وعلى الوزن الذاتي لكل الأجزاء الثابتة من المنشأ مثل طبقات التغطية للأسقف والجدران والإنهاءات والقواطع الثابتة ....

وتحسب هذه الأوزان إما اعتماداً على الوزن الحجمي للمواد المكونة لها أو تؤخذ من نشرات الشركات المصنعة لها، ويبين الجدول التالي الوزن الحجمي لبعض مواد البناء الأساسية:

المادة	الوزن الحجمي (kg/m^3)	الوزن الحجمي (kN/m^3)
الفولاذ	7850	77
الخرسانة المسلحة	2420	23.7
أعمال الآجر	2300 – 2000	23 – 20
أعمال البلوك	1400-1800	14-18
الخشب	900 – 500	9 – 5

12-2 الأحمال الإضافية (الحية) Imposed loads

تشتمل الأحمال الحية على أوزان الثلج على الأسقف النهائية وعلى أوزان الأشخاص والأثاث وعلى التجهيزات والآلات وعلى أوزان القواطع القابلة للحركة.
يعتمد تقدير هذه الأحمال على دراسات إحصائية في مجال هندسة البناء انطلاقاً من الوظيفة المرجوة من البناء. ويبين الجدول التالي الأحمال الحية لبعض أنواع الأبنية:

نوع البنـاء	الحمل الحي (kN/m^2)
أبنية سكنية	2.0
أبنية مكاتب (حسب الاستخدام)	2.5 – 5
أبنية تعليمية	3.0
أبنية مسارح (ذات مقاعد ثابتة)	4.0
أبنية مستودعات	لكل متر إرتفاع تخزين 2.4
أبنية صناعية	5

ولتفصيل أكثر في الأحمال الحية لا بد من العودة إلى المواصفة البريطانية-الأوروبية BS EN 1991-1-1:2002

أما حمولات الأسطح النهائية فلا تتبع نوعية المنشأ وإنما تتبع لطريقة استخدامها وميلها:

- تقدر الحمولة الحية للأسطح الأفقية أوالمائلة حتى (10°) والتي من الممكن الوصول إليها (المنشآت المجهزة بأدراج حتى سقفها) بـ $1.5kN/m^2$ غير متضمنة وزن الثلج مقاسة على المسقط الأفقي للسطح، أو بحمولة مقدارها $1.8kN$ مركزة على مساحة مربعة ضلعها (300 mm) متوضعة في الأمكنة التي تعطي أسوأ حالات التحميل. تؤخذ في الحساب إحدى الحمولتين (الموزعة أو المركّزة) والتي تعطي اسوأ حالة في الإجهادات على العناصر الحاملة.

- تقدر الحمولة الحية على الأسطح الأفقية أو المائلة حتى (30°) والتي لا يمكن الصعود إليها إلا لحالات الإصلاح والتنظيف بـ $0.6kN/m^2$ غيرمتضمنة وزن الثلج مقاسة على المسقط الأفقي، أو بحمولة مركزة مقدارها $0.9kN$ على مساحة مربعة ضلعها (300 mm) متوضعة في الأمكنة التي تعطي أسوأ حالات التحميل. تؤخذ في الحساب إحدى الحمولتين والتي تعطي حالة أسوأ في الإجهادات على العناصر الحاملة.

- لا حاجة لاعتبار أية حمولة حية للأسطح التي تميل على الأفق بزاوية أكبر من (75°)، أما للأسطح التي تكون زاوية ميلها بين (30° و75°) فيمكن إيجاد مقدار حمولتها الحية بواسطة الاستقراء الخطي بين قيمتي $0.6kN$ $/m^2$ والصفر وللحمولات المركّزة بين $0.9kN$ والصفر.

12-3 أحمال الرياح Wind loads

لأغراض تصميمية يتم استبدال أحمال الرياح الديناميكية بأحمال ستاتيكية مكافئة. تبدأ عملية إيجاد هذه الأحمال المكافئة بتحديد سرعة رياح أساسية (V_b) للمنطقة قيد الدراسة ومن ثم تحويل هذه السرعة إلى ضغط على سطوح المنشأ

V_b تعتمد على طقس الرياح وعلى خشونة الموقع وتضاريسه. وتحدد بالعلاقة التالية

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \qquad (12\text{-}1)$$

C_{dir} معامل الاتجاه ويؤخذ مساوياً للواحد

C_{season} المعامل الموسمي ويؤخذ مساوياً للواحد

$V_{b,0}$ القيمة الأولية لسرعة الرياح الأساسية وهي القيمة المميزة لسرعة الرياح المتوسطة خلال مدة 10 دقائق، وذلك بغض النظر عن اتجاه الرياح والوقت من العام، مقاسة على ارتفاع 10 أمتار فوق مستوى سطح الأرض في ارياف مفتوحة ذات غطاء نباتي منخفض مثل العشب والعوائق المعزولة عن بعضها البعض بمسافة لا تقل عن 20 ضعف ارتفاع العائق

وتحدد سرعة الرياح المتوسطة V_m بالعلاقة التالية:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \qquad (12\text{-}2)$$

$C_o(z)$ معامل التضاريس ويؤخذ مساوياً للواحد

$C_r(z)$ معامل خشونة الموقع ويأخذ بالحسبان تغير سرعة الرياح المتوسطة قي موقع المنشأ بناءً على الارتفاع فوق سطح الأرض z وخشونة الموقع باتجاه الرياح التي يتعرض لها المنشأ ويحدد بالعلاقة التالية:

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad for \quad z_{min} \le z \le z_{max} \qquad (12\text{-}3)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad for \quad z \le z_{min} \qquad (12\text{-}4)$$

z_0 طول خشونة ويحدد من الجدول (12-1) بناءً على تصنيف الموقع

z_{min} الارتفاع الأدنى ويحدد من الجدول (12-1) بناءً على تصنيف الموقع

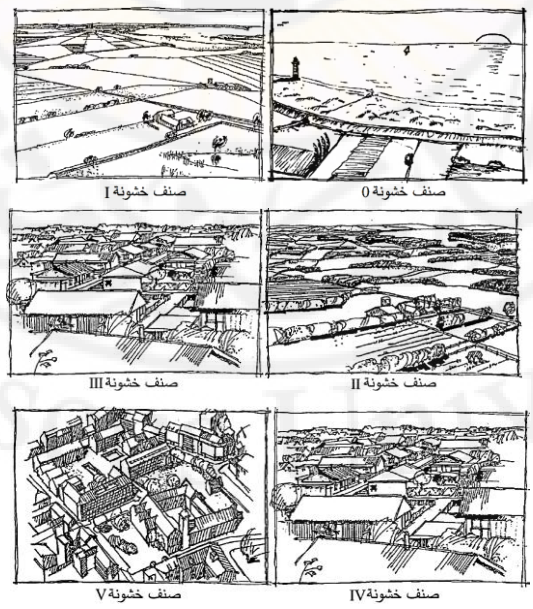
$$z_{max} = 200\ m$$

k_r معامل يعتمد على طول الخشونة ويحدد من العلاقة التالية:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,\mathrm{II}}}\right)^{0.07} \qquad (12\text{-}5)$$

$z_{0,\mathrm{II}} = 0.05\ m$ (الموقع ذو الصنف II في الجدول 12-1)

الجدول (1-12)			
صنف خشونة الموقع	z_0 (m)	z_{min} (m)	k_r
0 مناطق ساحلية مفتوحة على البحر (الشكل 12-2a)	0.003	1	0.156
I بحيرات أو مناطق منبسطة أفقية مع مزروعات مهملة بدون عوائق (الشكل 12-2a)	0.01	1	0.17
II مناطق ذات مزروعات منخفضة مثل الأعشاب وعوائق معزولة (أشجار، أبنية) متباعدة بمسافات لا تقل عن 20 ضعف ارتفاع العائق (الشكل 12-2b)	0.05	2	0.19
III مناطق مغطاة بمزروعات منتظمة أو أبنية أو بعوائق متفرقة متباعدة بمسافات لا تزيد على 20 ضعف ارتفاع العائق (مثل القرى والضواحي والغابات الدائمة) (الشكل 12-2b)	0.3	5	0.215
IV مناطق لا يقل عن 15% من مساحتها مغطاة بأبنية متوسط ارتفاعها يزيد على 15 m (الشكل 12-2c)	1.0	10	0.234



يحدد ضغط السرعة الأساسي q_b بالعلاقة التالية:

$$q_b = \frac{1}{2}\rho V_b^2 \qquad (12\text{–}9)$$

ρ كتلة واحدة الحجوم من الهواء حرارتها 15°c تحت ضغط جوي قدره 76 cm زئبق وتقدر بـ $1.25\ kg/m^3$

يحدد ضغط السرعة الأعظمي $q_b(z)$ عند ارتفاع z الذي يشتمل متوسط سرعة الرياح وتذبذبها قصير الأمد بالعلاقة التالية:

$$q_b(z) = C_e(z) \cdot q_b \qquad (12\text{–}10)$$

يُدعى $C_e(z)$ بمعامل التعرض exposure factor ويُحدد بالعلاقة التالية:

$$C_e(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot C_r^2(z) \cdot C_0^2(z)$$

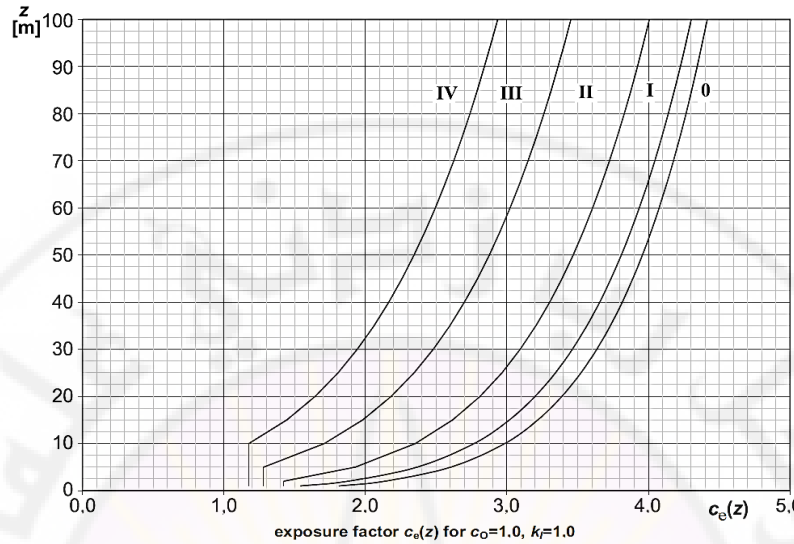
$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0(z) \cdot \ln(\frac{z}{z_0})} \quad for \quad z_{min} \le z \le z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad for \quad z \le z_{min}$$

ويحتوي الجدول (12–2) قيم معامل التعرض $C_e(z)$ كتابع للارتفاع فوق سطح الأرض والتصنيف الموقع وذلك لأرض منبسطة

الجدول (12–2): معامل التعرض $C_e(z)$

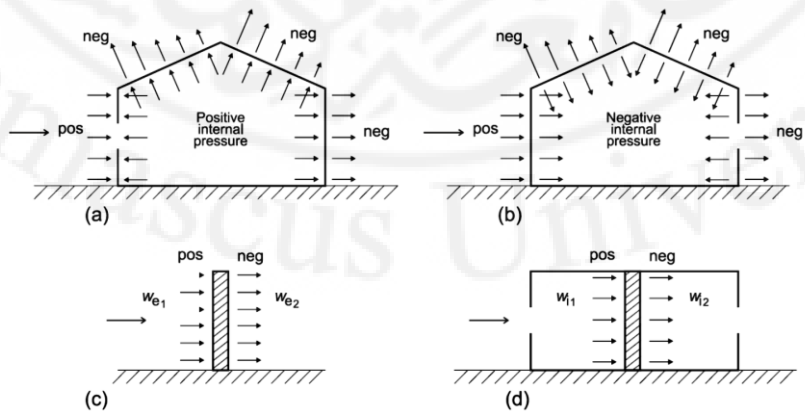
Z (m)	Zone 0	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Z (m)	Zone 0	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
2	2.14	1.88	1.42	0.78	0.29	52	3.98	3.83	3.50	2.90	2.37
4	2.49	2.24	1.80	1.15	0.64	54	4.01	3.86	3.53	2.93	2.40
6	2.70	2.47	2.04	1.38	0.86	56	4.03	3.88	3.55	2.96	2.43
8	2.86	2.63	2.21	1.56	1.03	58	4.05	3.91	3.58	2.98	2.46
10	2.98	2.77	2.35	1.70	1.17	60	4.07	3.93	3.61	3.01	2.49
12	3.09	2.88	2.47	1.82	1.29	62	4.10	3.96	3.63	3.04	2.51
14	3.18	2.97	2.57	1.93	1.39	64	4.12	3.98	3.66	3.06	2.54
16	3.25	3.05	2.66	2.02	1.48	66	4.14	4.00	3.68	3.09	2.57
18	3.32	3.13	2.74	2.10	1.57	68	4.16	4.02	3.70	3.11	2.59
20	3.39	3.20	2.81	2.17	1.64	70	4.18	4.04	3.73	3.14	2.62
22	3.44	3.26	2.88	2.24	1.71	72	4.19	4.06	3.75	3.16	2.64
24	3.50	3.31	2.94	2.31	1.77	74	4.21	4.08	3.77	3.18	2.66
26	3.55	3.37	2.99	2.36	1.83	76	4.23	4.10	3.79	3.21	2.69
28	3.59	3.41	3.04	2.42	1.89	78	4.25	4.12	3.81	3.23	2.71
30	3.63	3.46	3.09	2.47	1.94	80	4.26	4.14	3.83	3.25	2.73
32	3.67	3.50	3.14	2.52	1.99	82	4.28	4.16	3.85	3.27	2.75
34	3.71	3.54	3.18	2.56	2.03	84	4.30	4.17	3.87	3.29	2.77
36	3.75	3.58	3.23	2.61	2.08	86	4.31	4.19	3.89	3.31	2.79
38	3.78	3.62	3.26	2.65	2.12	88	4.33	4.21	3.90	3.33	2.81
40	3.81	3.65	3.30	2.69	2.16	90	4.34	4.22	3.92	3.35	2.83
42	3.84	3.69	3.34	2.73	2.20	92	4.36	4.24	3.94	3.37	2.85
44	3.87	3.72	3.37	2.76	2.23	94	4.37	4.25	3.96	3.39	2.87
46	3.90	3.75	3.41	2.80	2.27	96	4.39	4.27	3.97	3.40	2.89
48	3.93	3.78	3.44	2.83	2.30	98	4.40	4.28	3.99	3.42	2.91
50	3.96	3.81	3.47	2.87	2.34	100	4.41	4.30	4.01	3.44	2.93



الشكل (3−12) معامل التعرض $C_e(z)$

12-3-2 أفعال الرياح Wind actions

يحدد تأثير الرياح على المنشآت والعناصر الإنشائية مع الأخذ بالحسبان ضغوط الرياح الخارجية والداخلية. فالضغط الصافي يساوي التراكب بين الضغطين على وجهي السطح مع مراعاة اشارتيهما. حيث يُعد الضغط الموجه نحو السطح موجباً، ويعد الضغط الموجه بعيدًا عن السطح (شفط) سالباً.



12-3-2-1ضغط الرياح على السطوح الخارجية

يُحدد ضغط الرياح w_e على السطوح الخارجية للمنشأ باستخدام العلاقة الآتية:

$$w_e = q_b(z_e) \times c_{pe} \qquad (12-12)$$

q_b ضغط السرعة الأعظمي

z_e الارتفاع المرجعي للضغط الخارجي وسيتم شرحه في الفقرة الآتية

c_{pe} معامل الضغط الخارجي وهو يعتمد على مساحة السطح A الخاضع لتأثير الرياح. ويجد من الجداول (12-3,4,5,6,7) لمساحة 1 m^2 ويسمى $c_{pe,1}$ ولمساحة 10 m^2 ويدعى $c_{pe,10}$ وذلك من أجل زوايا ورود للرياح 0° ، 90° ، 180°.

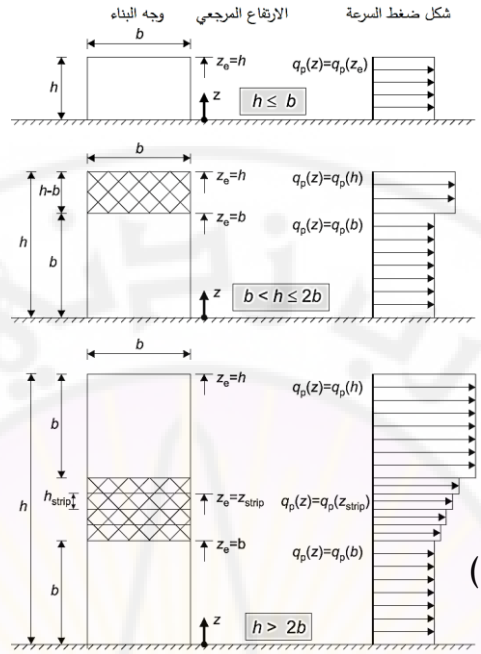
ويُستخدم $c_{pe,1}$ لمساحات محلية محدودة لا تزيد عن 1 m^2 مثل العناصر الصغيرة في الأسقف وفي طبقات التغطية أو عناصر التثبيت أما $c_{pe,10}$ فيستخدم في تصميم العناصر الإنشائية الحاملة الرئيسية. ومن أجل مساحات تروح بينm^2 1 و 10 m^2 فيمكن حساب c_{pe} باستخدام العلاقة التالية:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - \left(c_{pe,1} - c_{pe,10}\right) log_{10} A \quad for \ 1\,m^2 < A < 10\,m^2$$

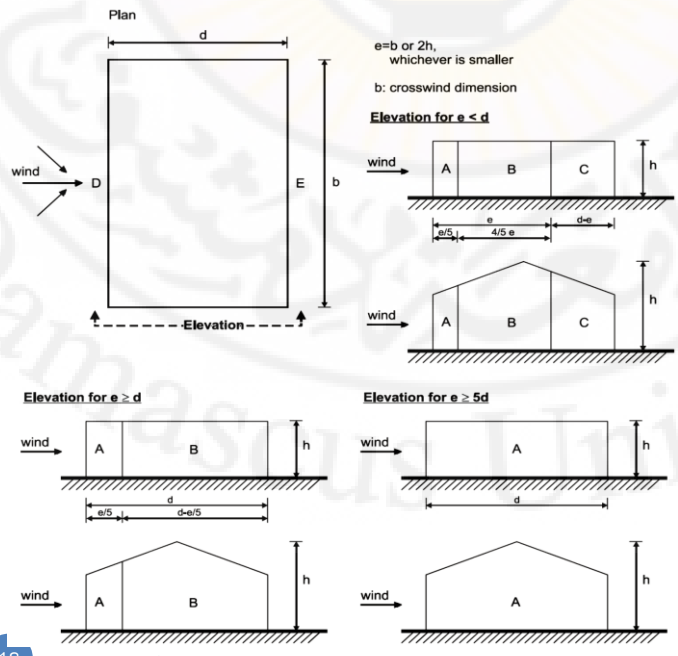
أولاً: الجدران الشاقولي للأبنية ذات المسقط المستطيل

يعتمد الارتفاع المرجعي z_e للجدران المواجهة للرياح على نسبة البعدين h/d ويؤخذ دائماً مساوياً لارتفاع أعلى أجزاء الجدار كما هو موضح في الشكل (12-5) حيث نميز ثلاث حالات:

- يعتبر المبنى جزءاً واحداً عندما $h \leq b$
- يعتبر المبنى جزئين عندما $b < h \leq 2b$: الجزء الأول يمتد من الأرض حتى ارتفاع يساوي b والجزء الثاني يمتد على المتبقي من ارتفاع المبنى.
- يعتبر المبنى عدة أجزاء عندما $h > 2b$: جزء سفلي يمتد من الأرض حتى ارتفاع يساوي b وجزء علوي يمتد من اعلى المبنى باتجاه الأسفل مسافة تساوي b وجزء وسطي يقع بين الجزئين السابقين، يمكن تقسيم هذا الجزء إلى شرائح أفقية ارتفاع كل منها كما هو مبين في الشكل (12-5)



الشكل (5-12)



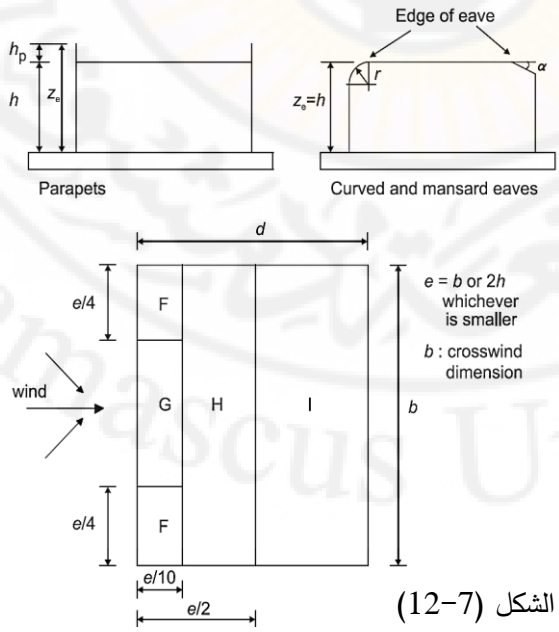
أما بالنسبة لجدران البناء الأخرى (المناطق A، B، C، E في الشكل 6-12) فيؤخذ الارتفاع المرجعي مساويا لارتفاع البناء

الشكل (6-12)

يُستخدم الجدول (12−3) لتحديد معاملي الضغط الخارجي $C_{pe,1}$ و$C_{pe,10}$ للمناطق A, B, C, D, E المحددة في الشكل (12−6)

الجدول (12-3): معاملي الضغط الخارجي على الجدران

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤1/4	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	



الشكل (12−7)

ثانيا: الأسقف المستوية

يعد السطح مستويا إذا كانت زاوية ميله α على الأفق $-5^o < \alpha < 5^o$

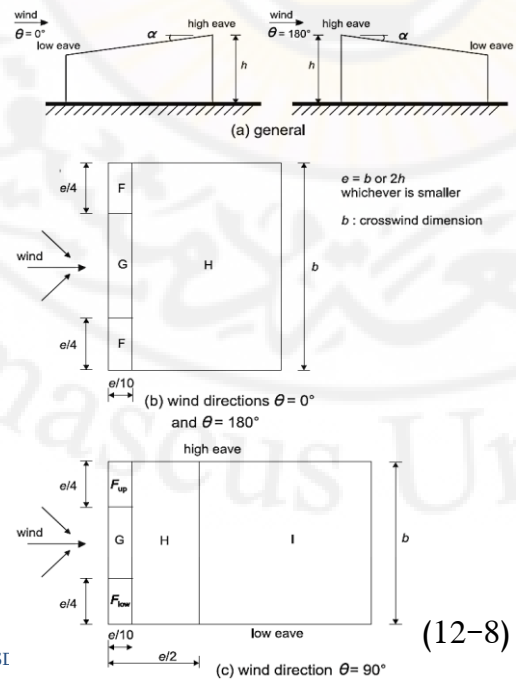
يتم تقسيم السطح إلى مناطق كما في الشكل (12−7) وتحدد معاملات الضغط الخارجي من الجدول (12−4) بحيث يعتبر الارتفاع المرجعي مساوياً h

الجدول (4-12): معاملي الضغط الخارجي على الأسطح المستوية

Roof type		Zone F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
With Parapets	h_p/h=0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
	h_p/h=0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
	h_p/h=0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
Curved Eaves	r/h = 0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2 -0,2	
	r/h = 0,10	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2 -0,2	
	r/h = 0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2 -0,2	
Mansard Eaves	α = 30°	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2 -0,2	
	α = 45°	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2 -0,2	
	α = 60°	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2 -0,2	

الأسقف بميل واحد
Monopitch roofs

يقسّم السطح إلى مناطق بما فيه بروزات السقف إن وجدت ويعتبر الارتفاع المرجعي مساوياً h وتحدد معاملات الضغط الخارجي من الجدول (5-12)



الشكل (8-12)

الجدول (12–5a) معاملات الضغط الخارجي للأسقف بميل واحد

Pitch Angle α	Zone for wind direction θ = 0°						Zone for wind direction θ = 180°					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+ 0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

الجدول (12–5b) معاملات الضغط الخارجي للأسقف بميل واحد

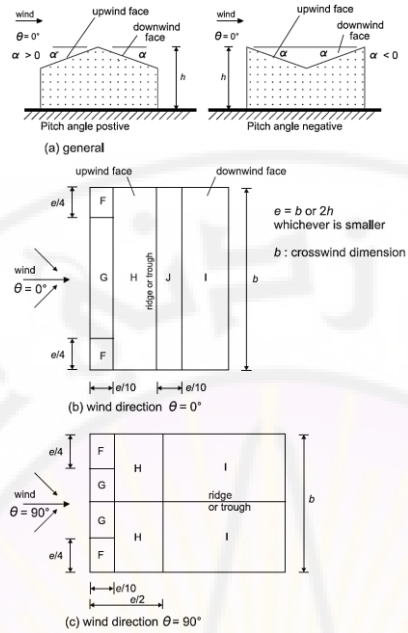
Pitch Angle α	Zone for wind direction θ = 90°									
	F_{up}		F_{low}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

NOTE 1 At θ = 0° (see table a)) the pressure changes rapidly between positive and negative values around a pitch angle of α = +5° to +45°, so both positive and negative values are given. For those roofs, two cases should be considered: one with all positive values, and one with all negative values. No mixing of positive and negative values is allowed on the same face.

NOTE 2 Linear interpolation for intermediate pitch angles may be used between values of the same sign. The values equal to 0.0 are given for interpolation purposes

الأسقف ذات الميلين
Duopitch roofs

يقسّم السطح إلى مناطق بما فيه بروزات السقف إن وجدت ويعتبر الارتفاع المرجعي مساوياً h وتحدد معاملات الضغط الخارجي من الجدول (6-12)



الجدول (12-6a) معاملات الضغط الخارجي للأسقف ذات الميلين

Pitch Angle α	Zone for wind direction θ = 0°									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

NOTE 1 At θ = 0° the pressure changes rapidly between positive and negative values on the windward face around a pitch angle of α = -5° to +45°, so both positive and negative values are given. For those roofs, four cases should be considered where the largest or smallest values of all areas F, G and H are combined with the largest or smallest values in areas I and J. No mixing of positive and negative values is allowed on the same face.

NOTE 2 Linear interpolation for intermediate pitch angles of the same sign may be used between values of the same sign. (Do not interpolate between α = +5° and α = -5°, but use the data for flat roofs in 7.2.3). The values equal to 0,0 are given for interpolation purposes

الجدول (12-6b) معاملات الضغط الخارجي للأسقف ذات الميلين

Pitch angle α	Zone for wind direction θ= 90°							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

12-3-2-2الضغط الداخلي internal pressure

: نظراً لأن البناء لا يمكن أن يكون محكم الإغلاق ويمكن أن يكون مفتوحاً جزئياً بسبب النوافذ أو الأبواب أو فتحات التهوية .... فإن السطوح الداخلية للبناء ستتعرض إلى ضغوط موجبة أو سالبة (شفط) وذلك طبقاً لوجود الفتحات على جدار البناء المواجه لاتجاه الرياح (Windward) أو على واجهة البناء الخلفية (Leeward)،

يُعد أحد أوجه المبنى مهيمنًا عندما تكون مساحة الفتحات في هذا الوجه ضعف مساحة الفتحات والتسربات في الوجوه المتبقية للمبنى.
عندما تكون مساحة الفتحات في الوجه المهيمن ضعف مساحة الفتحات في الوجوه المتبقية يحدد معامل الضغط الداخلي بالعلاقة الآتية:

$$c_{pi} = 0.75\, c_{pe} \qquad (12\text{-}14)$$

وعندما تكون مساحة الفتحات في الوجه المهيمن ثلاثة أمثال مساحة الفتحات في الوجوه المتبقية يحدد معامل الضغط الداخلي بالعلاقة الآتية:

$$c_{pi} = 0.90\, c_{pe} \qquad (12\text{-}15)$$

عندما تكون مساحة الفتحات في الوجه المهيمن بين 2 و 3 أضعاف مساحة الفتحات في الوجوه المتبقية، يمكن استخدام الاستيفاء الخطي لحساب c_{pi} بالنسبة للمباني التي ليس لها وجه مهيمن، يمكن أخذ c_{pi}مساوية 0.2+ أو 0.3− أيها تعطي الحالة الأسوأ.

12-3-2-3 ضغط الرياح الكلي

يجب الأخذ بالحسبان أن الضغوط الداخلية والخارجية يمكن أن تحدث في نفس الوقت لذا يجب أن يراعى أسوأ حالة تراكب بينها من أجل مجاميع الفتحات المحتملة ومسارات التسرب الأخرى. وعليه يُحدد ضغط الرياح الكلي على الجدران أو الأسقف كتركيب بين الضغط على الوجه الخارجي والضغط على الوجه الداخلي ليعطي الحالة الأخطر للعنصر قيد الدراسة من المنشأ. وعليه يمكن تحديد ضغط الرياح الكلي وفق العلاقة (12-16) مع التأكيد أن إشارة الجمع تعني التراكب بين الضغطين للحصول على حالة التحميل الأخطر.

$$p = \left(c_{pe} + c_{pi}\right) q_p(\mathrm{ze})$$

12-3-2-5 قوى السحب الناتجة عن احتكاك الرياح

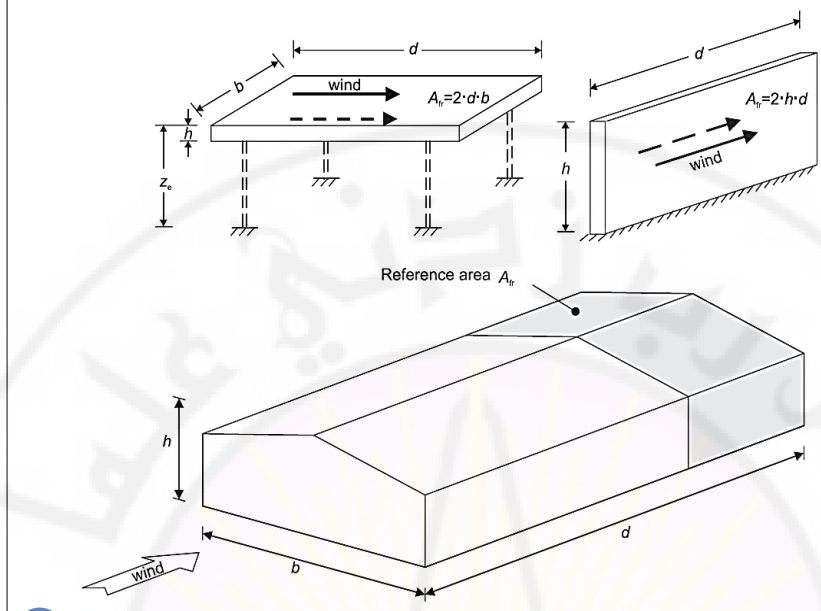
تضاف إلى القوى الناتجة عن الرياح المحسوبة وفق الفقرات السابقة قوة سحب ناتجة عن احتكاك الرياح بالبناء وتُحدد بالعلاقة الآتية:

$$F_{\mathrm{fr}} = c_{\mathrm{fr}} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\mathrm{fr}}$$

c_{fr} معامل الاحتكاك للجدران والأسطح ويحدد من الجدول (9-12).

A_{fr} مساحة السطح الخارجي المرجعي الموازي للرياح الواقع على بعد 2b أو 4h من حافة البناء المواجهة للرياح أيها أصغر، انظر الشكل (12-12)

الجدول (9-12) معاملات الاحتكاك للجدران والأسقف والتصاوين	
خشونة طبقات التغطية	c_{fr}
سطوح ملساء (معدنية أو خرسانية ناعمة) بدون تمويج أو تضليع أو أعصاب متعامدة مع اتجاه الريح	0.01
سطوح خشنة (خرسانة خشنة، ألواح خشبية، ....)	0.02
سطوح خشنة جداً (ذات تمويج أو أضلاع أو أعصاب متعامدة مع اتجاه الريح)	0.04



12-4 أحمال الثلج Snow loads

تُقدر أحمال الثلج، s ، بناءً على الحمولة المميزة ، s_k ، الناتجة عن سماكة موحدة من الثلج المتراكم في ظروف هادئة على أرض مستوية. ثم تعدل لمراعاة شكل السقف وتأثير الرياح على توزيع الثلج

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

C_e معامل التعرض يأخذ بالحسبان ظروف الرياح الأكثر شدة ويأخذ قيم 0.8 و 1.0 و 1.2 عمومًا يتم أخذه مساوياً 1.0.

C_t معامل حراري يأخذ بالحسبان ظروف العزل الحراري للسقف ويأخذ قيمة أقل من الواحد إذا كان السقف مدفأً

s_k الحمولة المميزة وتُستخرج من خرائط الثلج للدولة، وترتبط مباشرة بالموقع الجغرافي. ومن أجل سورية حيث لا تتوفر حالياً مثل هذه الخرائط فيمكن اعتماد القيم الناتجة عن تطبيق المعادلة التالية التي تخص احدى الدول الأوروبية المتوسطية ذات المناخ المشابه لمناخ سورية

$$s_k = (0.42 \times Z - 0.03)\left[1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right] \quad kN/m^2 \qquad (12\text{-}18)$$

A ارتفاع المنطقة فوق سطح البحر مقدراً بالمتر

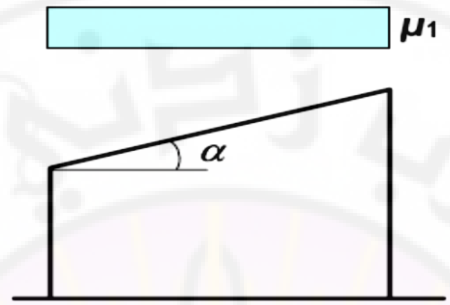
Z رقم المنطقة على خريطة الثلج ويمكن اعتماد Z=1.5 للمدن الداخلية الرئيسية

μ_i معامل شكل حمل الثلج ويتعلق بشكل السقف وميله ويبين الجدول (12-10) قيم هذا المعامل وموضحة أيضاً في الشكل (12-13). تجدر الملاحظة أن القيم المأخوذة من الجدول صحيحة عندما لا يتم منع الثلج من الانزلاق عن السطح، وفي حالة وجود عوائق كوجود تصوينه عند الحافة السفلية للسقف، فيجب ألا يقل معامل شكل حمل الثلج عن 0.8.

الجدول (12-10) معامل شكل حمل الثلج

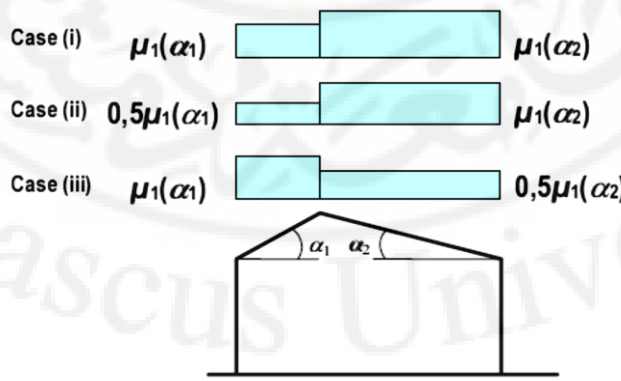
زاوية ميل السقف	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
معامل الشكل μ_1	0.8	$0.8(60 - \alpha)/30$	0.0
معامل الشكل μ_2	$0.8 + 0.8\alpha/30$	1.6	0.0

يوضح الشكل (14–12) مخططاً نموذجياً لأحمال الثلج على سطح وحيد الميل



الشكل (14–12): مخطط نموذجي لأحمال الثلج على سطح أحادي الميل

يبين الشكل (15–12) مخططاً نموذجياً لأحمال الثلج على سطح ثنائي الميل.
ويجب الرجوع إلى الكود الأوروبي EN 1991-1-3:2003 من أجل أشكال أخري من الأسطح



الشكل (15–12): مخطط نموذجي لأحمال الثلج على سطح ثنائي الميل

مثال (1-12)

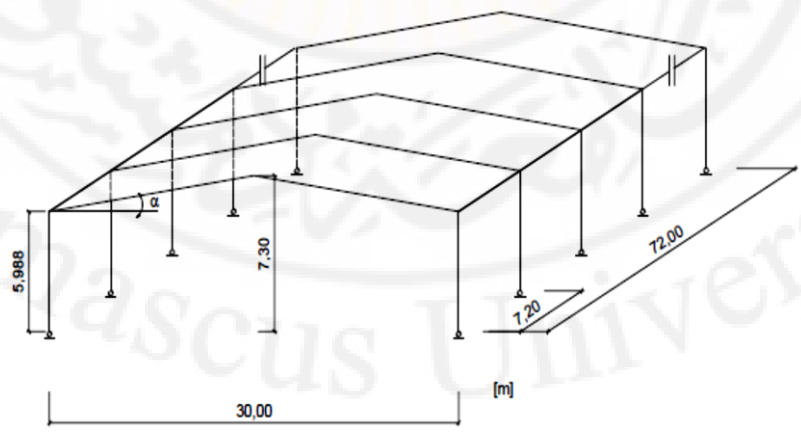
احسب أحمال الرياح وأحمال الثلج على اطار داخلي من المبنى الصناعي ذي الجملة الإنشائية المبينة في الشكل أدناه علماً أن:

الطول الكلي: b=72.0 m ، المجاز: d=30.0 m ، التباعد بين الإطارات: s=7.2 m ،

الارتفاع الأعظمي: h=7.3 m ، زاوية ميل السقف: α=5° ، الارتفاع حتى الكتف: h_1=5.988 m

وأن المنشأ سيشاد في منطقة ذات قيمة أولية لسرعة الرياح الأساسية: $V_{b,0}$=26 m/s

وتصنيف خشونة موقعها II ويرتفع 700 m عن سطح البحر



أولاً: أحمال الرياح:

تحدد سرعة الرياح الأساسية V_b كما يلي

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1.0 \times 1.0 \times 26 = 26\ m/s$$

بما أن صنف خشونة الموقع II وبالعودة للجدول(1−12) نجد أن:

$$z_0 = 0.05, \qquad z_{min} = 2\ m \le z = 7.5\ m \le z_{max} = 200\ m$$

وتحدد سرعة الرياح المتوسطة V_m كما يلي:

$$C_o(z) = 1.0$$

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.05}{0.05}\right)^{0.07} = 0.19$$

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \times \ln\left(\frac{7.5}{0.05}\right) = 0.952$$

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b = 0.952 \times 1.0 \times 26 = 24.75\ m/s$$

تحدد شدة اضطراب الرياح بالعلاقة التالية:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0\,(z) \cdot \ln(\frac{z}{z_0})} == \frac{1.0}{1.0 \cdot \ln(\frac{7.5}{0.05})} = 0.2$$

ويُحدد معامل التعرض كما يلي:

$$C_e(7.5) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot C_r^2\,(z) \cdot C_0^2(z)$$
$$= [1 + 7 \times 0.2] \times 0.952^2 \times 1.0 = 2.175$$

يحدد ضغط السرعة الأساسي q_b كما يلي:

$$q_b = \frac{1}{2}\rho V_b^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 26^2 = 422.5\ N/m^2$$

يحدد ضغط السرعة الأعظمي عند ارتفاع z=7.5 m

$$q_b(z = 7.5) = C_e(z) \cdot q_b = 2.175 \times 422.5 = 917\ N/m^2$$

بما أن مساحة المنطقة المدروسة أكبر من 10 m^2 فإن $c_{pe} = c_{pe,10}$

- **عندما تهب الرياح عمودية على البناء**

لتحديد معاملات الضغط الخارجي على الجدران الشاقولية انظر الشكل (12−5) واستخدم الجدول (12−3)

$$\frac{h}{d} = \frac{7.3}{30} = 0.24 < 0.25 \quad \Longrightarrow$$

$c_{pe} = 0.7$ for wall D

$c_{pe} = -0.3$ for wall E

لتحديد معاملات الضغط الخارجي على السقف انظر الشكل (12−9) واستخدم الجدول (12−6) علماً أن للسقف ميلين وأن كل منهما يميل بزاوية α=5°

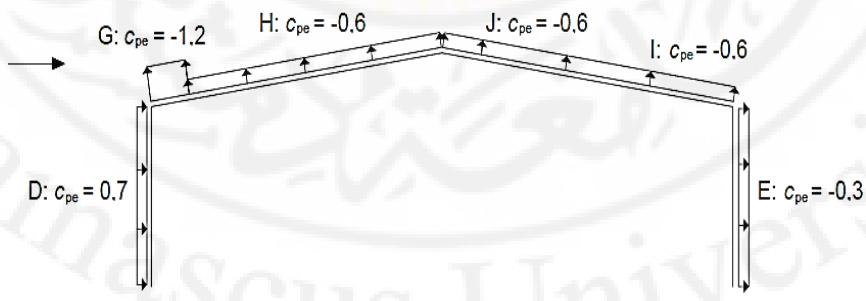
$\theta = 0^o \quad (wind\ direction)$

$e = \min(b: 2h) = \min(72.0: 14.6) = 14.6\ m$

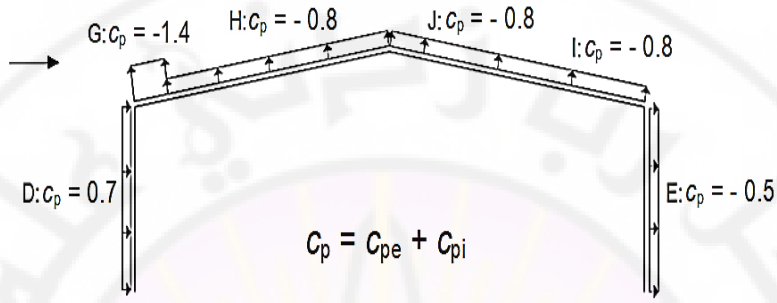
$c_{pe} = -1.2$ for roof G

$c_{pe} = -0.6$ for roof s H, I, J

يبين الشكل أدناه معاملات الضغط الخارجي على المناطق D, E, G, H, I, J



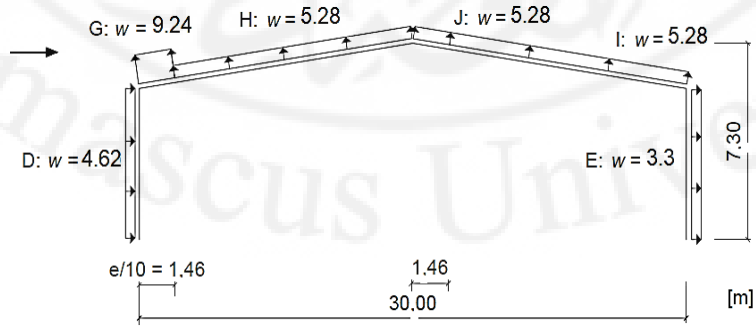
ويبين الشكل أدناه التركيب الأسوأ بين معاملي الضغط الخارجي والداخلي حيث تم أخذ c_{pi}=+0.2 الذي يؤدي إلى حالة التحميل الأسوأ .



تحدد أحمال الرياح على اطار داخلي من البناء آخذين بالحسبان أن المسافة بين الإطارات s=7.2 m بالعلاقة الآتية:

$$w = (c_{pe} + c_{pi}) \times q_p \times s$$

يبين الشكل أدناه أحمال الرياح على الاطار مقدرة بـ kN/m



- **عندما تهب الرياح موازية للبناء**

لتحديد معاملات الضغط الخارجي على الجدران الشاقولية انظر الشكل (12-5) واستخدم الجدول (12-3)

$$e = \min(b: 2h) = \min(30.0: 14.6) = 14.6\ m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{7.3}{72.0} = 0.1 < 0.25 \quad \Longrightarrow$$

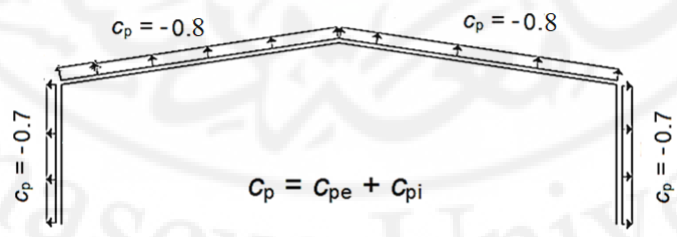
$$c_{pe} = -0.5 \text{ for wall C (0.8e away from end of building)}$$

لتحديد معاملات الضغط الخارجي على السقف انظر الشكل (12-9) واستخدم الجدول (12-6) علماً أن للسقف ميلين وأن كل منهما يميل بزاوية $\alpha=5o$

$$\theta = 90^o \quad (wind\ direction)$$

$$c_{pe} = -0.6 \text{ for roof zone I}$$

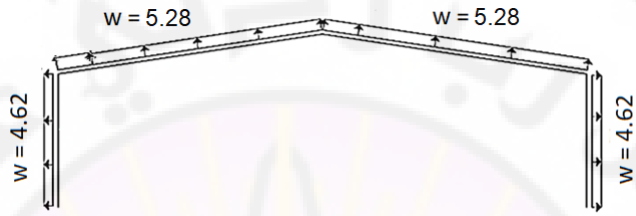
ويبين الشكل أدناه التركيب الأسوأ بين معاملي الضغط الخارجي والداخلي حيث تم أخذ c_{pi}=+0.2 الذي يؤدي إلى حالة التحميل الأسوأ



تحدد أحمال الرياح على اطار داخلي من البناء آخذين بالحسبان أن المسافة بين الإطارات s=7.2 m بالعلاقة الآتية:

$$w = (c_{pe} + c_{pi}) \times q_p \times s$$

يبين الشكل أدناه أحمال الرياح على الاطار مقدرة بـ kN/m



ثانياً: أحمال الثلج

تُحدد حمولة الثلج المميزة على الأرض بتطبيق العلاقة التالية:

$$s_k = (0.42 \times Z - 0.03)\left[1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right]$$

$$s_k = (0.42 \times 1.5 - 0.03)\left[1 + \left(\frac{700}{917}\right)^2\right] = 0.95 \quad kN/m^2$$

لتحديد حمل الثلج على السطح لا بد من تحديد معاملات الشكل μ_1 لتعديل حمل الثلج على الأرض. وبالعودة إلى الجدول (10-12) آخذين بالحسبان زاوية ميل السقف نجد:

$$0^o < \alpha = 5^o < 30^o \implies \mu_1 = 0.8$$

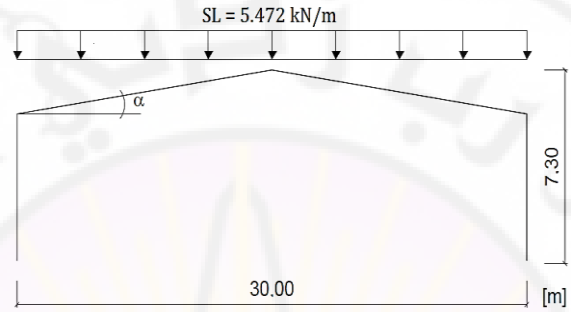
وعليه تُحدد حمولة الثلج عل السطح بتطبيق العلاقة التالية:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.95 = 0.76 \quad kN/m^2$$

وباعتبار أن المسافة بين الإطارات 7.2 m فيكون حمل الإطار الداخلي مساوياً:

$$SL = 0.76 \times 7.2 = 5.472 \quad kN/m$$

ويبين الشكل التالي أحمال الثلج على الإطار



THANK YOU

Structural Steel Design-2

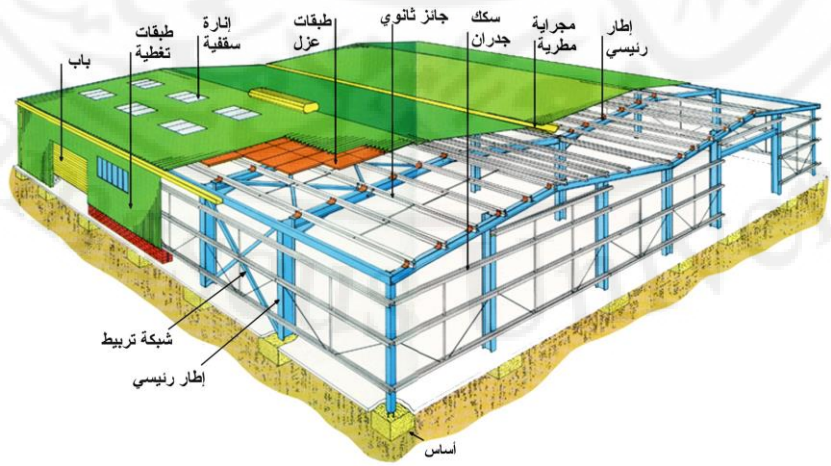
Prof. Mohammad Al-Samara

LECTURE # 13

(Purlins and side rails)

مقدمــة

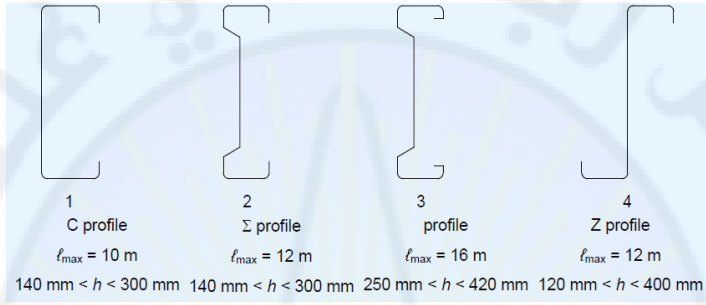
يبين الشكل أدناه مبنى نموذجياً من طابق واحد يتألف من صفائح تغطية وعناصر فولاذية ثانوية كسكك الجدران وجوائز السقف الثانوية ومن إطارات رئيسية.



13 - 1 مقدمــة

تُستعمَل المقاطع المشكّلة على البارد بشكل واسع كجوائز ثانوية أو سكك جدران، ويعتمد تصميم هذه المقاطع على نتائج تجارب تقوم بها الشركات الصانعة، ويبين الشكل أدناه ثلاثة نماذج شائعة الاستعمال من هذه المقاطع، وتقوم هذه الشركات بتقديم نشرات فنية كاملة عن مقاطعها شاملة الأبعاد والخواص الهندسية والأحمال التي يمكن أن تتحملها والمجازات المناسبة لها.

ويمكن أن تُستعمل المقاطع المدرفلة على الحامي بل تُفضَّل أحياناً كبديل عن المقاطع المشكّلة على البارد.

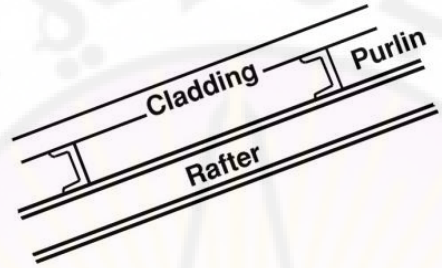


13 -2 متطلبات تصميمية Design requirements

يعتمد تصميم العناصر الخاضعة للإنعطاف على:

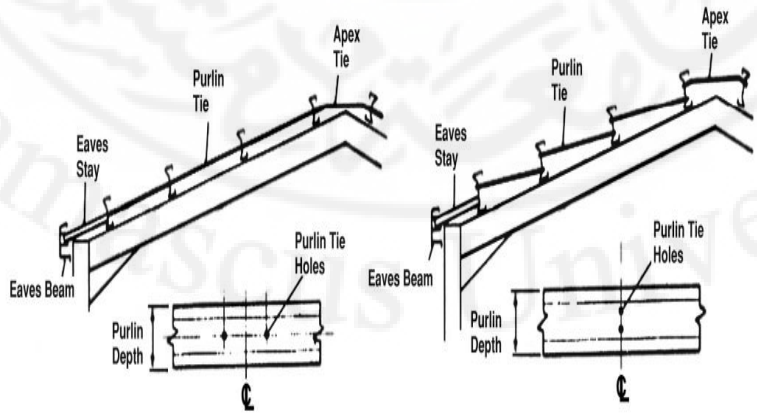
- درجة التقييد الجانبي المفروضة على الجناح المضغوط.
- مقاومة المقطع للفتل.
- درجتي التقييد الجانبي والفتل المفروضتين على العنصر عند مسانده.

يُعتبَر الجناح المضغوط في الجوائز الثانوية وسكك الجدران ممنوعاً من الانتقال الجانبي بسبب طبقات التغطية المتصلة بالجناح بشكل مستمر بواسطة عناصر ربط كافية (براغي)، انظر الشكل (1-13)، ويكون ذلك صحيحاً عندما يتحمل الجائز الثانوي وسكك الجدران الأحمال الميتة والحية وضغط الرياح،
أما عندما تؤثر الرياح بضغط سالب (مص) على المنشأ قد ينعكس ذلك فيصبح الجناح غير المقيد بطبقات التغطية مضغوطاً.
وفي كل الأحوال تتمتع الجوائز الثانوية وسكك الجدران بقيود جانبية وقيود فتل عند مساندها.



الشكل (1-13)

يُستعمَل أحياناً قضبان ربط (sag rods) بين الجوائز الثانوية وسكك الجدران وذلك لتخفيض طولها الفعال بحيث يتحول الجائز الثانوي أو سكة الجدار إلى عنصر مستمر، انظر الشكل (2-13). ولكن يجب أخذ ردود أفعال قضبان الربط عند نقاط تثبيتها على جائز ذروة المنشأ وعلى الجائز الذي يصل بين السقف ورؤوس الأعمدة.



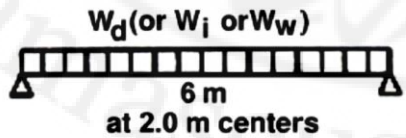
الشكل (2-13) قضبان الربط بين العناصر الثانوية

تتعرض سكك الجدران إلى أحمال شاقولية بسبب أوزان طبقات التغطية وإلى أحمال أفقية بسبب الرياح ولكن بشكل عام لا تُصمَّم سكك الجدران على الأحمال االشاقولية وذلك لأن طبقات التغطية تعمل كجائز عميق تحت تأثير هذه الأحمال.
وبناءً على ذلك تُصمَّم سكك الجدران فقط على الأحمال الأفقية الناتجة عن الرياح.

من المفيد أن تكون الجوائز الثانوية وسكك الجدران مستمرة على أكثر من مجاز وذلك بغية تخفيض قيمة العزم الواجب مقاومته، ونتيجة لذلك يتحسن أداؤها على مقاومة تحنيب الفتل الجانبي وبالتالي يمكن تخفيض مقاس المقاطع العرضية لهذه العناصر.
ويمكن تحقيق الاستمرار إما بتصنيع عناصر طولها يغطي مجازين أو أكثر ولكن متطلبات النقل والتركيب تجعل من الصعب استعمال عناصر بطول أكثر من مجازين (حوالي 12 m).
ويمكن تحقيق الاستمرارية بتنفيذ وصلات لهذه العناصر قادرة على نقل عزم الانعطاف ولكن قد يكون ذلك مكلفاً وغير مبرر اقتصادياً.

مثال (13-1)

صمِّم الجائز الثانوي المبين في الشكل أدناه من فولاذ ماركته S275 علماً أن مجازه 6.0 m واستناده بسيط وزاوية ميل السقف 20° وأن الأحمال المطبّقة على المنشأ هي كما يلي:



الحمل الميت $0.15\,kN/m^2$

الحمل الحي $0.75\,kN/m^2$

حمل الرياح (مص) $-0.40\,kN/m^2$

الحل :

* نختار مقطع مجراية UKPFC 150 × 75 × 18 خواصه كما يلي:

$$h = 150\ mm\ ,\ b = 75\ mm\ ,\ t_w = 5.5\ mm\ ,\ t_f = 10.0\ mm$$
$$c_f/t_f = 5.75\ ,\ c_w/t_w = 19.3\ ,\ A = 22.8\ cm^2\ ,\ d = 106\ mm$$
$$I_y = 861\ cm^4\ ,\ I_z = 131\ cm^4\ ,\ I_T = 6.1\ cm^4\ ,\ I_w = 4670\ cm^6$$
$$r_y = 6.15\ cm\ \ ,\ r_z = 2.4\ cm,\ r = 12\ mm,\ U = 0.945,\ X = 13.1$$

$$W_{y,el} = 115\ cm^3,\ W_{z,el} = 26.6\ cm^3,$$
$$W_{y,pl} = 132\ cm^3,\ W_{z,pl} = 47.2\ cm^3,$$

* خصائص المقطع

- باعتبار أن سماكة الجناح t_f<16 mm وأن ماركة الفولاذ المستخدم S275 فإن $f_y = 275\ N/mm^2$ و $\varepsilon = (235/f_y)^{1/2} = 0.92$
- المقطع من الصنف الأول لأن

$$c_f/t_f = 5.75 < 9\,\varepsilon, \qquad c_w/t_w = 19.3 < 72\,\varepsilon$$

* الأحمال

- الحمل الميت الكلي:

من طبقات التغطية $2.0 \times 6.0 \times 0.15 = 1.8\ kN$

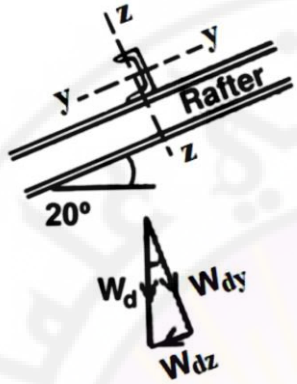
من الوزن الذاتي $6.0 \times 0.18 = 1.08\ kN$

$W_d = 2.88\ kN$

الحي الحي $W_i = 2.0 \cos 20^\circ \times 6.0 \times 0.75 = 8.46\ kN$

- حمل الرياح الكلي $W_w = 2.0 \times 6.0 \times (-0.4) = -4.80\ kN$

- بما أن الحملين الميت والحي شاقوليان وأن محور الجائز الثانوي الرئيسي يميل 20° على الأفق، لابد من تحليل كل من هذين الحملين إلى مركبتين إحداهما (W_{dy}, W_{iy}) موازية للمحور z-z وتنتج عزوماً حول المحور y-y والثانية (W_{dz}, W_{iz}) موازية للمحور y-y وتنتج عزوماً حول المحور z-z



$W_{dy} = 2.88\cos 20^\circ = 2.71\ kN$, $W_{dz} = 2.88\sin 20^\circ = 0.99\ kN$

$W_{iy} = 8.46\cos 20^\circ = 7.95\ kN$, $W_{iz} = 8.46\sin 20^\circ = 2.89\ kN$

أما حمل الرياح فهو موازٍ بالأصل للمحور z-z لأنه عمودي على سطح التغطية

$W_{wz} = -4.80\ kN$

* تراكب الأحمال: سيكون هناك حالتي تحميل حرجتين

- حالة التحميل الأولى

$W_y = 1.35W_{dy} + 1.5W_{iy} = 1.35 \times 2.71 + 1.5 \times 7.95 = 15.6\ kN$

$W_z = 1.35W_{dz} + 1.5W_{iz} = 1.35 \times 0.99 + 1.5 \times 2.89 = 5.7\ kN$

- حالة التحميل الثانية

$W_y = 1.0W_{dy} + 1.5W_{wy} = 1.0 \times 2.71 + 1.5 \times (-4.8) = -4.5\ kN$

$W_z = 1.0W_{dz} = 1.0 \times 0.99 = 0.99\ kN$

* تحقيق حالة التحميل الأولى

- عزم الانعطاف حول المحور y-y والقص الأعظميين

$$M_{y,Ed} = 15.6 \times 6.0 / 8 = 11.7 \ kNm$$

$$F_{z,Ed} = 15.6 / 2 = 7.8 \ kN$$

- عزم الانعطاف حول المحور z-z والقص الأعظميين

$$M_{z,Ed} = 5.7 \times 6.0 / 8 = 4.28 \ kNm$$

$$F_{y,Ed} = 5.7 / 2 = 2.85 \ kN$$

- تحقيق القص

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$$

$$= 2280 - 2 \times 75 \times 10 + (5.5 + 12) \times 10 = 955 \ mm^2$$

$$V_{zpl,Rd} = A_{vz} \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 955 \times \frac{275/\sqrt{3}}{1.0} \times 10^{-3}$$

$$= 151.6 \ kN > F_{z,Ed} = 7.8 \ kN \quad ok$$

$$A_{vy} = A - \sum(h_w t_w) = 2280 - (150 - 2 \times 10) \times 5.5 = 1565 \ mm^2$$

$$V_{ypl,Rd} = A_{vy} \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 1565 \times \frac{275/\sqrt{3}}{1.0} \times 10^{-3}$$

$$= 248.5 \ kN > F_{y,Ed} = 2.85 \ kN \quad ok$$

* تحقيق العزم

- بما أن المقطع من الصنف الأول وأن القص المطبّق أقل من 50% من مقاومة القص فإن مقاومة العزم تحسب كما يلي:

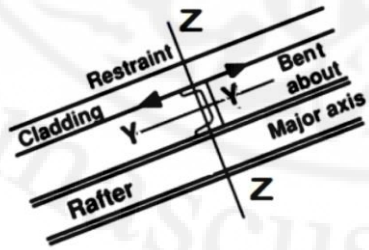
$$M_{cy,Rd} = \frac{W_{y,pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{132 \times 10^3 \times 275}{1.0} \times 10^{-6}$$
$$= 36.3\ kNm > M_{y,Ed} = 11.7\ kNm$$

$$M_{cz,Rd} = \frac{W_{z,pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{47.2 \times 10^3 \times 275}{1.0} \times 10^{-6}$$
$$= 13.0\ kNm > M_{y,Ed} = 4.8\ kNm$$

كي يكون المقطع محققاً موضعياً يجب أن يحقق علاقة الترابط التالية:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} = \frac{11.7}{36.3} + \frac{4.8}{13.0} = 0.69 < 1 \quad o.k.$$

- تحقيق تحنيب الفتل



باعتبار أن الجناح المضغوط ممسوك بطبقات التغطية، فلايحصل تحنيب فتل جانبي ناتج عن الانعطاف حول المحور y-y.

* تحقيق حالة التحميل الثانية

- عزمي الانعطاف حول المحورين

$$M_{y,Ed} = -4.5 \text{ x } 6.0 / 8 = -3.38 \; kNm$$

$$M_{z,Ed} = 0.99 \text{ x } 6.0 / 8 = 0.75 \; kNm$$

إن قيمتي $M_{y,Ed}$ و $M_{z,Ed}$ الناتجتين عن هذه الحالة أصغر بكثير من مثيلتيهما في الحالة السابقة لذا لاحاجة لتحقيق الجائز على العزم موضعياً ولكن الإشارة السالبة لـ $M_{y,Ed}$ تدل على أن الجناح العلوي للمجراية سيكون مشدوداً وأن الجناحح السفلي غير المقيد جانبياً سيكون مضغوطاً ولذلك لابد من تحقيق الجائز على تحنيب الفتل الجانبي.

- الطول الفعال ونسبة النحافة حول المحور الضعيف

$$L_{cr} = 1.0 \text{ x } 6.0 = 6.0 \; m$$

$$\lambda_z = L_{cr,z} / r_z = 6.0 \text{ x } 10^3 / 24 = 250 < \lambda_{\max} = 350$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{210000/275} = 86.7$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{250}{86.7} = 2.9$$

- نسبة النحافة المكافئة

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UVD\bar{\lambda}_z\sqrt{\beta_w}$$

$\beta_w = 1$ المقطع من الصنف الأول

D=1.0 الأحمال لا تساعد في عدم الاستقرار

U=0.945 من جداول المقاطع

C_1=1.127 الحمل موزع بانتظام

$$V = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{1}{20}(\frac{\lambda_z}{X})^2}} = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{1}{20}(\frac{250}{13.1})^2}} = 0.48$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{1.127}} \times 0.945 \times 0.48 \times 1.0 \times 2.9 \times \sqrt{1.0}$$
$$= 1.24$$

- العزم المقاوم للتحنيب

$$M_{by,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{y,pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta\bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \ and \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta\bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\beta = 0.75$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ *rolled section*

$\alpha_{LT} = 0.76$ UKPFC section

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.76(1.24 - 0.4) + 0.75 \times 1.24^2] = 1.4$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.4 + \sqrt{1.4^2 - 0.75 \times 1.24^2}} = 0.43$$

ψ is the ratio of end moments=0.0 and

$$k_c = \frac{1}{1.33 - 033\psi} = \frac{1}{1.33 - 033 \times 0.0} = 0.75$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \leq 1.0$$

$$f = 1 - 0.5(1 - 0.75)[1 - 2.0(1.24 - 0.8)^2] = 0.92$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0.43}{0.92} = 0.467$$

$$M_{by,Rd} = \chi_{LT,mod} \frac{W_{y,pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$= 0.467 \times \frac{132 \times 10^3 \times 275}{1.0} \times 10^{-6}$$

$$= 16.95\ kNm > M_{y,Ed} = 3.38\ kNm$$

كما يجب أن يحقق الجائز علاقة الترابط التالية:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{by,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} = \frac{3.38}{16.95} + \frac{0.75}{13.0} = 0.0.26 < 1 \quad o.k.$$

* تحقيق تحمّل وتحنيب جسد المقطع:

ليس من الضروري عادةً تحقيق جسد مقطع الجائز الثانوي المستخدم في أسقف الأبنية الصناعية على تحمّل وتحنيب الجسد لصغر الأحمال التي يحملها وهذا واضح من مقدار القص عند مسند الجائز (F_x)

* تحقيق السهم:

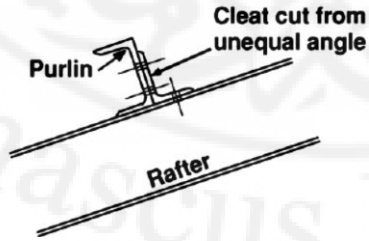
إن السهم الأعظمي المسموح به والناتج عن الأحمال الحية غير المصعّدة غير محدد في الكود ولكن جرت العادة أن يؤخذ كما يلي:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 30\ mm$$

$$\delta_y = \frac{5W_{ix}L^3}{384EI_y} = \frac{5 \times 7.95 \times 6000^3}{384 \times 210 \times 861 \times 10^4}$$

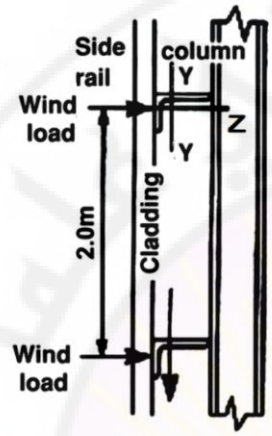
$$= 12.3\ mm < \delta_{lim} = 30\ mm \qquad ok$$

يتم وصل الجائز الثانوي إلى الجائز الحامل له ببراغي عن طريق زاوية سند كما هو مبين في الشكل أدناه وتصميم هذه الوصلة إنشائي نظراً لصغر ردود أفعال الجائز الثانوي.



مثال: (2-13)

صمِّم سكك الجدران المبينة في الشكل أدناه من فولاذ ماركته S275 علماً أن مجاز السكة 5.0 m والمسافة بين السكك 2.0 m وأن الأحمال المطبّقة على المنشأ هي كما يلي:



الحمل الميت الناتج عن التغطية $0.18\,kN/m^2$

حمل الرياح (ضغط) $0.8\,kN/m^2$

الحل :

* نختار زاوية $125 \times 75 \times 10$ لتعمل كسكة جدار خواصها:

$I_y = 302\ cm^4$, $I_z = 82.1\ cm^2$, $W_{el,y} = 36.5\ cm^3$,

$W_{al.z} = 14.3\ cm^3$, $r_z = 2.07\ cm$

* خصائص المقطع

- باعتبار أن سماكة الجناح $t_f < 16$ mm وأن ماركة الفولاذ المستخدم S275 فإن $f_y = 275\ N/mm^2$ و $\varepsilon = (235 / f_y)^{1/2} = 0.92$
- المقطع ليس نحيفاً لأن

$h/t = 125/10 = 12.5 < 15\,\varepsilon = 13.8$

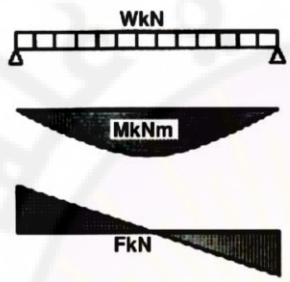
$(b+h)/2t = (75+125)/2\times 10 = 10 < 11.5\,\varepsilon = 10.58$

* الأحمال:

تصمم سكك الجدران عادة على الأحمال الأفقية فقط، وبناءً على ذلك فإن القوى التي يجب التصميم عليها هي قوى الرياح وتحسب كما يلي:

$$W_w = 2.0 \text{ x } 5.0 \text{ x } 0.8 = 8.0 \ kN$$

$$W_y = 1.5\, W_w = 1.5 \text{ x } 8.0 = 12 \ kN$$



- عزم الانعطاف حول المحور y-y

$$M_{y,Ed} = 12 \text{ x } 5.0 / 8 = 7.5 \ kNm$$

- قوة القص باتجاه المحور z-z

$$F_{z,Ed} = 12 / 2 = 6.0 \ kN$$

* تحقيق طاقة تحمّل القص

مساحة القص $A_{vz} = 0.9\, ht = 0.9 \text{ x } 125 \text{ x } 10 = 1125 \ mm^2$

$$V_{zpl,Rd} = A_{vz} \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 1125 \times \frac{275/\sqrt{3}}{1.0} \times 10^{-3}$$
$$= 187 \ kN > F_{z,Ed} = 6.0 \ kN \quad ok$$

* تحدد طاقة تحمّل العزم للمقطع بتطبيق العلاقة التالية لأن مقطع الزاوية ليس نحيفاً

$$M_{cy,Rd} = \frac{W_{y,el} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{36.5 \times 10^3 \times 275}{1.0} \times 10^{-6}$$
$$= 10.0 \ kNm > M_{y,Ed} = 7.5 \ kNm \quad ok$$

* تصميم سكك الجدران لا يتطلب عادةً تحقيق تحمّل وتحنيب الجسد
* تحقيق السهم: كما في حالة جوائز السقف الثانوية يحدد السهم الأعظمي المسموح به الناجم عن أحمال الاستثمار بـ:

$$\delta_{\lim} = L/200 = 5000/200 = 25\ mm$$

$$\delta_z = \frac{5 W_w L^3}{384 E I_y} = \frac{5 \text{ x } 8 \text{ x } 5000^3}{384 \text{ x } 210 \text{ x } 302 \text{ x } 10^4} = 0.8\ mm < \delta_{\lim} \quad o.k.$$

THANK YOU

Structural Steel Design-2

Prof. Mohammad Al-Samara

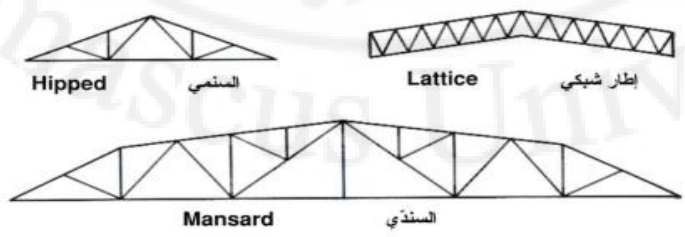
LECTURE # 14

(Design of Trusses)

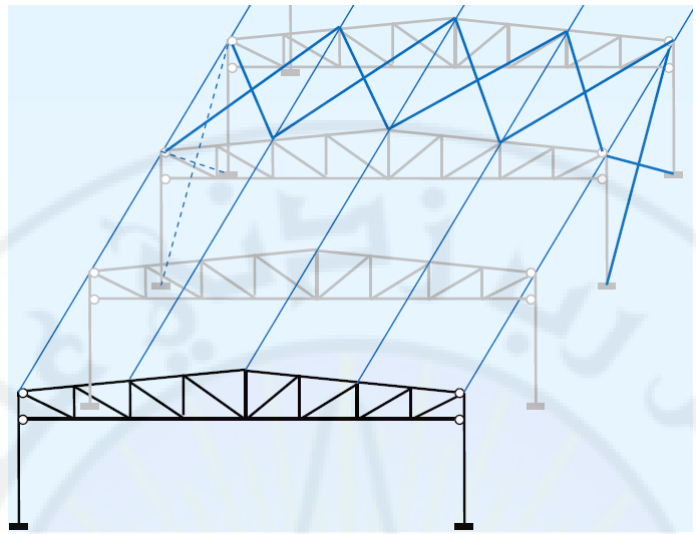
14 - 1 أنواع الجوائز الشبكية واستخداماتها

تُصنَّع الجوائز الشبكية من عناصر فولاذية مختلفة وتوصَل مع بعضها بواسطة صفائح وصل ولحام أو براغي، وتُصمَّم عادةً كإطارات متمفصلة في عقدها مع أن بعض العناصر الرئيسية تُصمَّم مستمرة.

يبين الشكل (14-1) مجموعة من الجوائز الشبكية شائعة الاستعمال في أسقف المباني الصناعية حيث يتعلق اختيار أحدها بميل السقف والمجاز المزمع تغطيته، فالجائز الشبكي السنمي يستخدم في المجازات القصيرة (حتى 8 m) بينما يستخدم الإطار الشبكي في المجازات المتوسطة، أما الجائز الشبكي السندي يستخدم في المجازات الكبيرة.

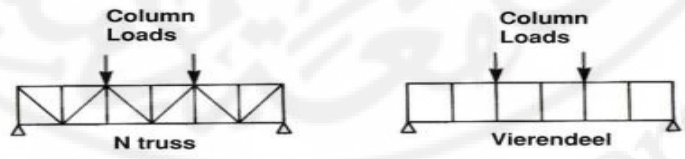


الشكل (14-1) جوائز شبكية للأسقف النهائية

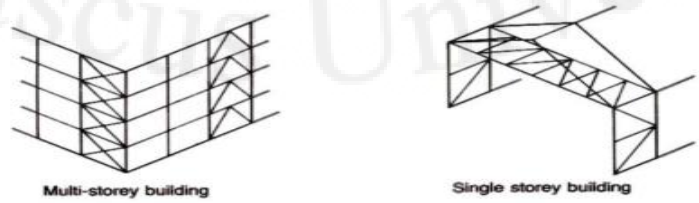


portal trusses

ويبين الشكل (2-14) مجموعة من الجوائز الشبكية الثقيلة التي تستخدم في الأبنية متعددة الطوابق حيث يتوجب تغطية مجازات كبيرة وتحمّل حمولات ثقيلة من الأعمدة في الطابق الأعلى. كما يبين الشكل (3-14) جملتي تربيط شاقولية وأفقية في مبنيين أحدهما متعدد الطوابق والآخر صناعي حيث تم تشكيل جملتي التربيط على شكل جائز شبكي شاقولي أو أفقي وذلك لتأمين استقرار المبنيين ضد الأحمال الجانبية.



الشكل (2-14) جوائز شبكية للأحمال الثقيلة



الشكل (3-14) جمل التربيط

14-2 الأحمال وتحليل الجوائز الشبكية Loading and analysis

تتعرض الجوائز الشبكية إلى الأحمال التي تم شرحها في الفصل الثاني عشر من ميتة وحية وأحمال رياح ويجب أخذ تراكبات هذه الأحمال بعد تصعيدها بعوامل الأمان المناسبة وذلك للتوصل إلى حالة التحميل الأسوأ التي تحكم التصميم.

تُنقَل الأحمال إلى الجائز الشبكي من عناصر أخرى كالجوائز الثانوية ويكون الوضع مثالياً إذا تم ذلك عند عقد الجائز الشبكي، ولكن في الحالة العامة قد لا يكون ذلك ممكناً

ولهذا يشتمل تحليل الجائز الشبكي على المراحل التالية:

1) تحليل الجائز الشبكي بافتراض أن عقده مفاصل (عدا الفيراندیل) وأن الأحمال مطبّقة في العقد ويتم التحليل عدة مرات للأخذ بالحسبان التوضعات المختلفة للأحمال الميتة والحية والرياح.

2) عندما لا يكون استناد الجوائز الثانوية في العقد يتم تحليل عناصرالجائز الشبكي الحاملة الرئيسية كالوتر العلوي كجائز مستمر مستند على العقد ومحمّل بردود أفعال الجوائز الثانوية.

3) تقدير الإجهادات الناتجة عن لامركزية الوصلات حيث يجب تصميم العناصر والوصلات بأخذ اللامركزية الناتجة عن عدم تلاقي محاور العناصر في العقد بالحسبان.

3 - 14 نحافة العناصر Slenderness of members

تُحدَّد نحافة كل من عناصر الجائز الشبكي بالنسبة بين طوله الفعّال ونصف قطر عطالته حول المحور الذي يدرس حوله التحنيب وتُحدَّد وفقاً للملحق Annex BB للكود BS EN 1993-1-1:2005 كما في الجدول التالي:

	In-plane buckling	Out-of-plane buckling
1. General Rules		
– chord members	1.0	1.0
– web members	0.9[1]	1.0
2. I- and H-sections		
– chord members	0.9	1.0
– web members	0.9[1]	1.0
3. Hollow sections		
– chord members	0.9	0.9
– web members	1.0	1.0
4. Angles		
– chord members	1.0	1.0
– web members	referred to in text	referred to in text

1 provided that adequate end restraint is provided and the end connections supply appropriate fixity (i.e. at least 2 bolts in bolted connections).

عندما يتكون عناصر جسد الجائز الشبكي من زوايا وكانت وصلاتها تؤمن درجة مناسبة من التقييد (تحتوي على برغيين كحد أدنى إذا كانت وصلات براغي) كما أن الوتران العلوي والسفلي يؤمنان درجة مناسبة من التقييد فعندها تحدد نسبة النحافة الفعالة لعناصر الجسد المضغوطة كما يلي:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff,v}} = 0.35 + 0.7\bar{\lambda}_{\text{v}} \qquad \text{for buckling about v-v axis}$$

$$\bar{\lambda}_{\text{eff,y}} = 0.50 + 0.7\bar{\lambda}_{\text{y}} \qquad \text{for buckling about y-y axis}$$

$$\bar{\lambda}_{\text{eff,z}} = 0.50 + 0.7\bar{\lambda}_{\text{z}} \qquad \text{for buckling about z-z axis}$$

أما إذا احتوت وصلات عناصر الجسد المكونة من زوايا على برغي واحد فيؤخذ الطول الفعال مساوياً للطول الهندسي للعنصر

14 - 4 مقاومة العناصر

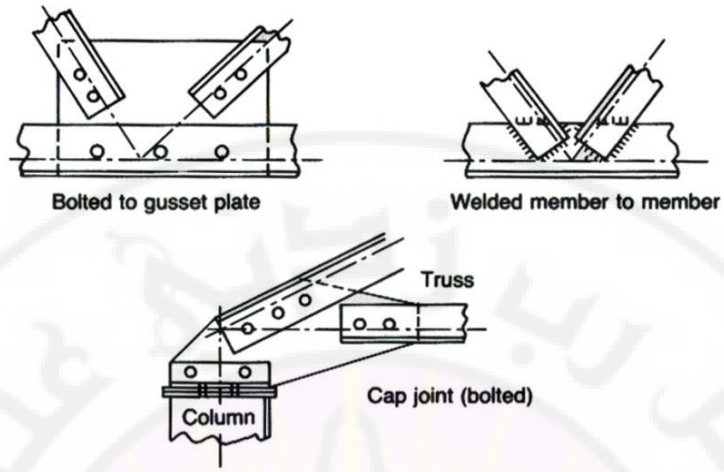
تُحدَّد طاقة تحمل أي عنصر على الشد أو على الضغط كما جاء في بحثي تصميم العناصر المشدودة أو المضغوطة وسيتم توضيح ذلك من خلال مثال عددي.

14 - 6 الوصلات Connections

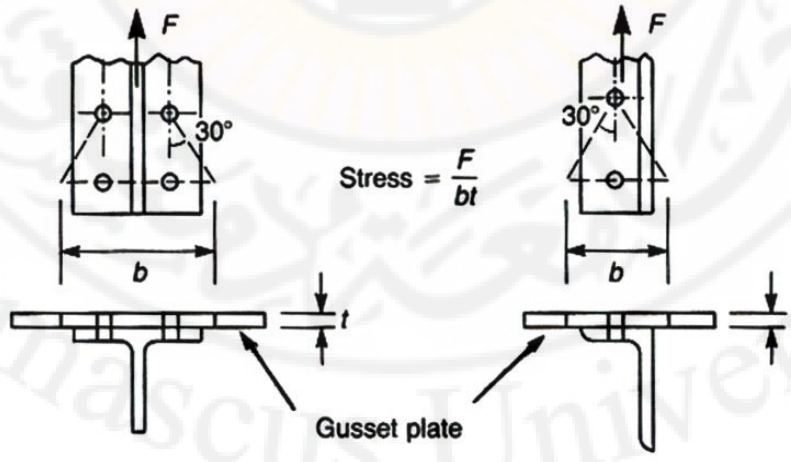
الوصلات ضرورية لوصل العناصر ببعضها أو لوصل الجائز الشبكي إلى بقية الهيكل الإنشائي، ويستعمل ثلاثة أنواع رئيسية من الوصلات: وصلة براغي مع صفيحة وصل، وصلة لحام مع صفيحة وصل، ووصلة لحام عنصر إلى عنصر، انظر الشكل (14-5).

يجب أن تلتقي محاور العناصر الموصولة (أو محاور صفوف براغي الوصل) في نقطة واحدة، وإذا لم يكن بالإمكانية تحقيق ذلك لابد من أخذ اللامركزية الناتجة بالحسبان عند تصميم العناصر والوصلات.

ويجب تحقيق الإجهادات المباشرة المطبّقة على صفيحة الوصل وذلك بأخذ مساحة صفيحة الوصل مساوية $(b \times t)$ كما هو مبين في الشكل (14-6)



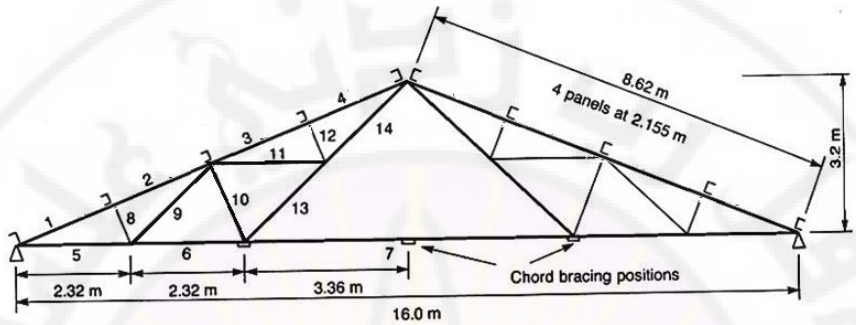
الشكل (14-5) وصلات نموذجية



الشكل (14-6) الإجهادات في صفيحة الوصل

مثال : (14-1)

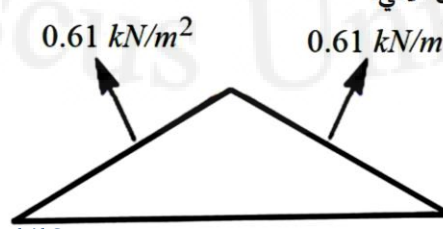
يتألف الإطار الرئيسي في مبنى صناعي من جائز شبكي سنمي وعمودين مجازه 16 m كما في الشكل أدناه والتباعد بين الإطارات الرئيسية 4 m، كما أن زاوية ميل السقف 21.8° . صمم الجائز الشبكي من فولاذ S275



الحل :

* تقدير الأحمال

- أوزان طبقات التغطية $0.12\,kN/m^2$
- الوزن الذاتي للجائز الشبكي $8\,kN$
- الوزن الذاتي للجوائز الثانوية $0.085\,kN/m$
- الأحمال الحية أو الثلج $0.75\,kN/m^2$
- نتيجة دراسة أحمال الرياح تبين أن أسوأ حالة تحميل لمنشأة السقف تنشأ عندما تهب الرياح موازية لمحور البناء وعندها قُدرت احمال الرياح كما هو مبين في الشكل الآتي:



- أحمال الوتر العلوي

الحمل الميت:

من طبقات التغطية $4 \times 8.62 \times 0.12 = 4.1376\ kN$

من الوزن الذاتي للجوائز الثانوية $4 \times 0.085 \times 4 = 1.36\ kN$

من الوزن الذاتي للجائز الشبكي $8/2 = 4\ k.N$

$9.49\ k.N$

الحمل الحي: $4 \times 8 \times 0.75 = 24\ kN$

حمل الرياح: $4 \times 8.6 \times (-0.61) = -21\ kN$

- أحمال العقد

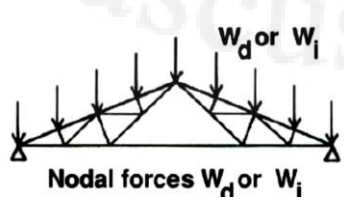
تحدد أحمال العقد بقسمة أحمال الوتر العلوي على العقد فينتج حمل العقدة الواحدة كما يلي:

الحمل الميت $W_d = 9.49 / 4 = 2.37\ kN$

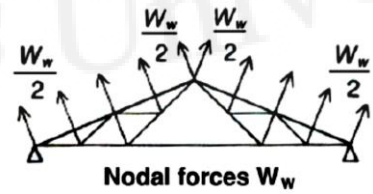
الحمل الحي $W_i = 24.0 / 4 = 6.0\ \ kN$

حمل الرياح $W_w = -21.0 / 4 = -5.25\ \ kN$

ويبين الشكلان التاليان هذه الأحمال واتجاهاتها



Nodal forces W_d or W_i



Nodal forces W_w

تم تحليل الجائز الشبكي تحت كل نوع من الأحمال المطبقة في العقد فتنتج القوى المبينة في الجدول التالي: (اعتبرت القوة الضاغطة موجبة والقوة الشاردة سالبة) :

العنصر	القوى في العناصر (kN)				
	الحمل الميت G	الحمل الحي Q	حمل رياح Q_w	$1.35G$ $+1.5Q$	$1.0G$ $+1.5Q_w$
1	22.4	56.6	- 46.7	115.14	-47.65
2	21.4	54.3	- 46.7	110.34	-48.65
3	20.6	52.1	- 46.7	105.96	-49.45
4	19.7	49.9	- 46.7	101.45	-50.35
5	- 20.7	- 52.5	42.8	-106.70	43.50
6	- 17.8	- 45.0	35.4	-91.53	35.30
7	- 11.9	- 30.0	20.7	-61.07	19.15
8	2.2	5.6	- 5.3	11.37	-5.75
9	- 3.0	- 7.5	6.8	-15.30	7.20
10	4.4	11.1	- 10.5	22.59	-11.35
11	- 2.9	- 7.4	6.8	-15.02	7.30
12	2.2	5.6	- 5.3	11.37	-5.75
13	- 5.9	- 15.0	16.0	-30.47	18.10
14	- 8.9	- 22.5	22.8	-45.77	25.30

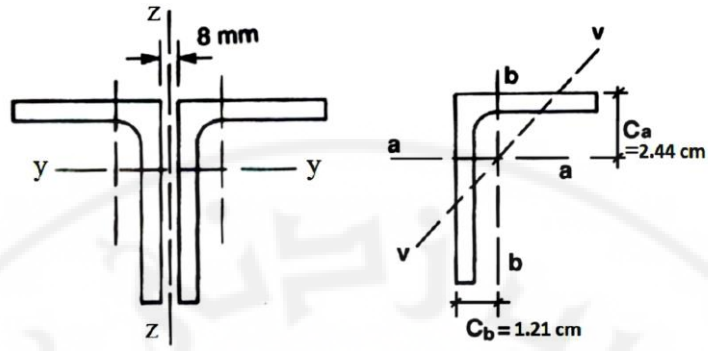
* **تصميم الوتر العلوي**

- تحدد قوتا الضغط F_c والشد F_t الأعظميتان اللتان يخضع لهما الوتر العلوي من الجدول أعلاه $F_c = 115.14\ kN$, $F_t = 50.35\ kN$
- الطول المحصور بين عقدتين $L_1 = 8.62/4 = 2.155\ m$
- نختار مقطعاً من زاويتين $2L\ 75x50x6$ موصولتين ظهراً لظهر كما هو مبين في الشكل أدناه وبحيث يتم ربط الزاويتين ببعضهما عند منتصف وربع الطول فتكون المسافة بين الروابط مساوية لـ:

$L_1/4 = 2.155/4 \approx 0.54\ m$

- خصائص الزاوية الواحدة

$A_1 = 7.19\ cm^2$, $I_a = 40.5\ cm^4, I_b = 14.4\ cm^4$,
$i_a = 2.37\ cm$, $i_b = 1.42\ cm$, $i_v = 1.08\ cm$



- خصائص المقطع المجمع

$$A = 2A_1 = 14.38\ cm^2\ ,\ I_y = 2I_a = 81\ cm^4$$

$$I_z = 2\ [I_b + A_1(c_b + 0.4)^2\ ]$$

$$= 2\ [\ 14.4 + 7.19\ (1.21 + 0.4)^2] = 66.07\ cm^4$$

$$i_y = 2.37\ cm\ ,\ i_z = (I_z/A)^{1/2} = 2.14\ cm$$

- بما أن ماركة الفولاذ المستخدم S275 وأن سماكة الزاوية أقل من 16 mm

فإن: $f_y = 275\ ,\ \varepsilon = \left(\ 235 / f_y\right)^{1/2} = 0.92$

- المقطع من الصنف 3 لأن:

$$h/t = 75/6 = 12.5\ <\ 15\ \varepsilon = 13.8$$

$$(h+b)/2t = (75+50)/12 = 10.4\ <\ 11.5\ \varepsilon = 10.58$$

- لتحقيق طاقة تحمل الوتر العلوي موضعياً يجب أن تتحقق علاقة التالية:

$$N_{c.Rd} = Af_y/\gamma_{M0} = 14.38x100x275x10^{-3}/1.0 = 359\ kN$$

$$\frac{F_c}{N_{c.Rd}} = \frac{115.14}{359} = 0.32 < 1 \quad ok$$

تحدد نسبة نحافة عناصر الوتر العلوي كما يلي:

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/275} = 86.8$$

$$\lambda_z = L_1/i_z = 215.5/2.14 = 100.7$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{100.7}{86.8} = 1.16$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

For Angle section *use* curve 'b' $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.16 - 0.2) + 1.16^2] = 1.34$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1.34 + \sqrt{1.34^2 - 1.16^2}} = 0.5$$

$$\lambda_y = L_1 / i_y = 215.5 / 2.37 = 90.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{90.9}{86.8} = 1.05$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

For Angle section *use* curve 'b' $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(1.05 - 0.2) + 1.05^2] = 1.2$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.2 + \sqrt{1.2^2 - 1.05^2}} = 0.56$$

$\chi_y = 0.56 > \chi_z = 0.5$

$\Rightarrow$ *buckling will occur about z axis*

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.5 \times 1438 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0} = 198\ kN$$

$N_{b,Rd} = 198\ kN > 115.14\ kN$ *ok*

* تصميم الوتر السفلي

- تحدد قوتا الضغط F_c والشد F_t الأعظميتان اللتان يخضع لهما الوتر السفلي من جدول القوى في العناصر أعلاه فنجد:

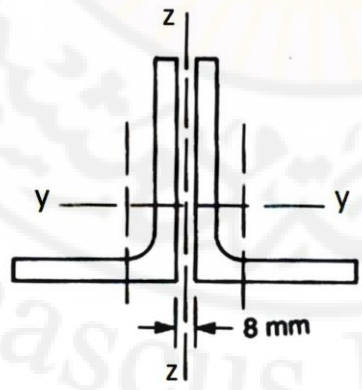
$$F_c = 43.5\ kN \quad , F_t = 106.7\ kN$$

نختار مقطعاً من زاويتين $2L\,75x50x6$ موصولتين ظهراً لظهر كما هو مبين في الشكل أدناه (نفس مقطع الوتر العلوي) وبحيث يتم ربط الزاويتين ببعضهما عند منتصف العنصر وعلى بعد 45 cm (تسع مرات طول الساق الصغرى للزاوية) من العقدة فتكون المسافة القصوى بين الروابط:

$$s_1 = 0.5L - 45 = 0.5\,x\,232 - 45 = 71\,cm$$

خصائص الزاوية الواحدة

وخصائص المقطع المجمع كما جاء في الوتر العلوي



-

- على فرض أنه تم وصل العنصر إلى العقدة بواسطة براغيين 8.8M20 وأن قطر الثقب المعد للبرغي الواحد هو d_0=22 mm وأن التباعد بين البراغي يسوي 2.5d0=55 mm

- تحسب طاقة تحمل الشد وفق العلاقة التالية:

$$N_{t,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

المساحة الصافية للعنصر: $A_{net} = 1438 - 2(22 \times 6) = 1174 mm^2$

$f_u = 430\ N/mm^2, \quad \gamma_{M2} = 1.1, \quad \beta_2 = 0.4$

$$N_{t,Rd} = \frac{0.4 \times 1174 \times 430 \times 10^{-3}}{1.1} = 183\ kN$$

$N_{t,Rd} = 183\ kN > F_t = 106.7\ kN \qquad ok$

- بما أنه تم استخدام نفس مقطع الوتر العلوي فإن:

$f_y = 275 N/mm^2, \quad \varepsilon = (235/f_y)^{1/2} = 0.92$

- وأن المقطع من الصنف 3 وطاقة تحمله موضعياً

$N_{c.Rd} = Af_y/\gamma_{M0} = 14.38 \times 100 \times 275 \times 10^{-3}/1.0 = 359\ kN$

$$\frac{F_c}{N_{c.Rd}} = \frac{43.5}{359} = 0.12 < 1 \qquad ok$$

تحدد نسبة نحافة عناصر الوتر الاسفلي كما يلي:

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/275} = 86.8$$

وبفرض أنه تم استخدام عناصر تربيط للوتر السفلي كما في الشكل التوضيحي للجائز الشبكي أعلاه فنجد أن المسافة القصوى بين قضيبي تربيط هي $L_z = 4.64\,m$ فتحدد نسبة النحافة حول المحور z كما يلي:

$$\lambda_z = L_z/i_z = 464/2.14 = 217$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{217}{86.8} = 2.5$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

For Angle section *use* curve $'b' \Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(2.5 - 0.2) + 2.5^2] = 4.02$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{4.02 + \sqrt{4.02^2 - 2.5^2}} = 0.14$$

$$\lambda_y = L_1\ /i_y = 323/2.37 = 136$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{136}{86.8} = 1.57$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

For Angle section *use* curve $'b' \Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(1.57 - 0.2) + 1.57^2] = 1.96$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.96 + \sqrt{1.96^2 - 1.57^2}} = 0.32$$

$$\chi_y = 0.32 > \chi_z = 0.14$$

$$\Rightarrow \textit{buckling will occur about z axis}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.14 \times 1438 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0} = 55\ kN$$

$$N_{b,Rd} = 55\ kN > 43.5\ kN \quad ok$$

*** تصميم أحد عناصر الجسد (العنصر رقم 10)**

نجد من جدول القوى أعلاه قوتي الضغط والشد الأعظميتين كما يلي:

$F_c = 22.59\ kN\ ,\ F_t = 11.35\ kN$

- نختار مقطعاً من زاوية واحدة $L\,60 \times 60 \times 6$ خصائصها الهندسية كما يلي:

$A = 6.91\ cm^2, \quad I_y = I_z = 22.8\ cm^4, I_v = 9.44\ cm^4$

$i_z = i_y = 1.82\ cm\ , \quad i_v = 1.17\ cm$

بما أن $t = 6 < 16\ mm$ فإن

$f_y = 275 N/mm^2\ , \varepsilon = \left(235 / f_y\right)^{1/2} = 0.92$

- المقطع من الصنف 3 لأن:

- $h/t = 60/6 = 10 < 15\ \varepsilon = 13.8$

$(h + b)\ /2t = (60 + 60)\ /12 = 10 < 11.5\ \varepsilon = 10.58$

- تحديد نسبة نحافة العنصر:

لعدم المعرفة المسبقة بتصميم الوصلة نفرض أن العنصر موصول بكل من طرفيه إلى صفيحة وصل ببرغيين 4.6M16 وأن قطر الثقب المعد للبرغي هو d_0=18 mm وعليه تحدد نسبة النحافة كما يلي:

$\lambda_v = 1.0\ L_v\ /i_v = 1.0 \times 172\ /1.17 = 147$

$\bar{\lambda}_v = \dfrac{\lambda_v}{\lambda_1} = \dfrac{147}{86.8} = 1.69$

$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0.35 + 0.7\bar{\lambda}_v = 0.35 + 0.7 \times 1.69 = 1.53$

$\lambda_y = \lambda_z = 1.0\ L_y\ /i_y = 1.0 \times 172\ /1.82 = 95$

$\bar{\lambda}_y = \dfrac{\lambda_y}{\lambda_1} = \dfrac{95}{86.8} = 1.09$

$\bar{\lambda}_{eff,y} = 0.5 + 0.7\bar{\lambda}_y = 0.5 + 0.7 \times 1.09 = 1.26$

$\therefore\ \ \bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{eff,v} = 1.53\ (buckling\ will\ occur\ about\ v\ axis)$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

For Angle section *use* curve 'b' $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5[1 + 0.34(1.53 - 0.2) + 1.53^2] = 1.9$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.9 + \sqrt{1.9^2 - 1.53^2}} = 0.33$$

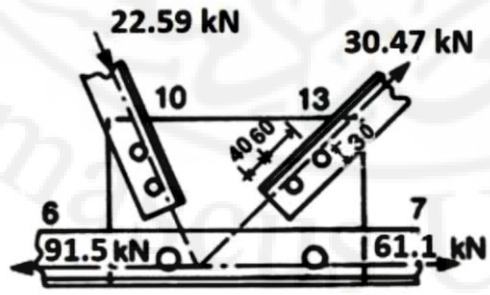
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.33 \times 691 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0} = 62\ kN$$

$$N_{b,Rd} = 62\ kN > F_c = 22.59\ kN \quad ok$$

- وبما أن قوة الشد صغيرة بالمقارنة مع قوة الضغط فالمقطع أيضاً محقق على الشد.

* **تصميم وصلة نموذجية**

- لنصمم الوصلة بين العناصر 13, 10, 7, 6 باستخدام صفيحة وصل سماكتها $8\ mm$ وبراغي سوداء قطر $16\ mm$ ومباركتها 4.6 كما هو مبين في الشكل أدناه.



- لن يتم وصل العنصرين 6 و 7 في هذه الوصلة
- القوة العظمى في العنصر 13 هي: $F = 30.47\ kN$

- مقاومة البرغي للقص

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{f_{ub}A}{\gamma_{M2}} = 0.6 \times \frac{400 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 30\ kN$$

إذاً مقاومة البرغيين للقص: $2 \times 30 = 60\ kN$

- مقاومة البرغي للدهس

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = min\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \times \frac{30}{18} - 1.7 = 2.97;\ \ 2.5\right) = 2.5$$

$$a_b = min\left(\frac{e_1}{3d_0};\ \frac{f_{ub}}{f_u};\ 1.0\right)$$ لبرغي النهاية

$$\alpha_b = min\left(\frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 18} = 0.74;\ = \frac{400}{410} = 0.97;\ \ 1.0\right) = 0.74$$

$$a_b = min\left(\frac{p_1}{3d_0} - 0.25;\ \frac{f_{ub}}{f_u};\ 1.0\right)$$ للبرغي الداخلي

$$a_b = min\left(\frac{60}{3 \times 18} - 0.25 = 0.86;\ \frac{400}{410} = 0.97;\ \ 1.0\right) = 0.86$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{M2}}$$

$$= \frac{2.5 \times 0.74 \times 410 \times 16 \times 6}{1.25} \times 10^{-3}$$

$$= 58\ kN$$ لبرغي النهاية

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{M2}}$$

$$= \frac{2.5 \times 0.86 \times 410 \times 16 \times 6}{1.25} \times 10^{-3}$$

$$= 67\ kN$$ للبرغي الداخلي

$58 + 67 = 125\ kN$ مقاومة مجموعة البرغيين للدهس:

$60\ kN$ إذاً مقاومة مجموعة البرغيين تحدد بـ

$$\therefore\ N_{Rd} = 60\ kN > 30.47\ kN \qquad ok$$

- تحقيق صفيحة الوصل: تحدد إجهادات الشد في صفيحة الوصل كما في الشكل (5-14)

$$\sigma_t = \frac{F}{bt}$$

$$b = \frac{60}{cos30^\circ} - 18 = 51.3\ mm$$

$$\sigma_t = \frac{F}{bt} = \frac{30.47 \times 10^3}{51.3 \times 8} = 74 N/mm^2 < 275\ N/mm^2$$

* تصمم بقية عناصر الجائز الشبكي بنفس الطريقة ويجب الانتباه إلى أنه ليس عملياً اختيار مقطع لكل عنصر ويفضل أن لايزيد عدد أنواع المقاطع المختارة على أربعة.

Structural Steel Design-2

Prof. Mohammad Al-Samara

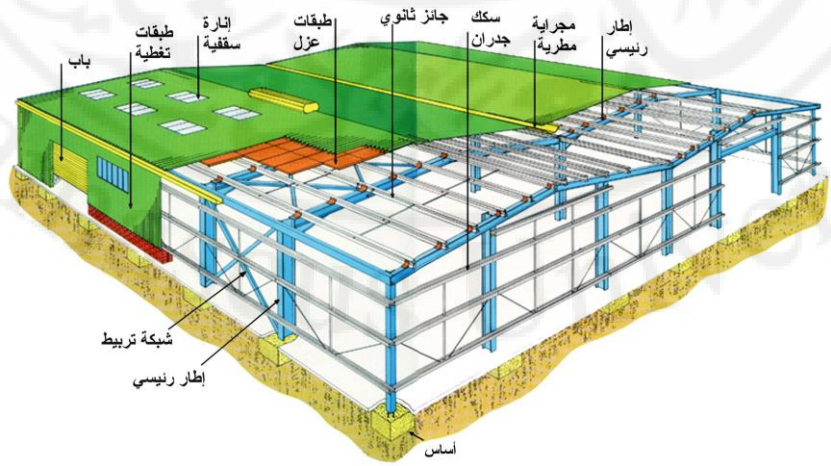
LECTURE # 15

جمل التربيط

Bracing systems

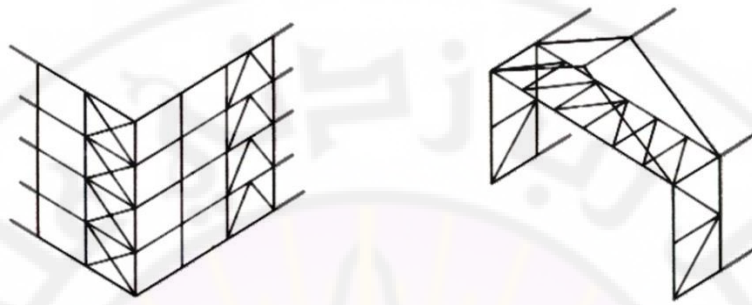
مقدمــة

يبين الشكل أدناه مبنى نموذجياً من طابق واحد يتألف من صفائح تغطية وعناصر فولاذية ثانوية كسكك الجدران وجوائز السقف الثانوية وشبكات التربيط ومن إطارات رئيسية.



1- مقدمة :

تتألف جمل التربيط عادةً من مقاطع فولاذية بسيطة مثل مبسطات أو زوايا أو مقاطع مفرغة ويتم ترتيب هذه العناصر لتشكل جوائز شبكية كما في الشكل.



وفي أغلب الأحيان تُرتَّب العناصر بشكل متصالب لكي تصمم لتتحمل قوى شد فقط.

تخضع جمل التربيط إلى قوى أفقية ناتجة عن عدد من المصادر مثل:

- أحمال الرياح وأحمال الروافع التي تؤثر أفقياً على المنشأ.
- أحمال الهزات الأرضية: غالباً أحمال ساكنة أفقية مكافئة.
- قوى ناتجة عن التقييد الجانبي للأعمدة والجوائز.
- قوى افتراضية لتحقيق الاستقرار الجانبي للمنشأ.
- قوى مؤقتة ناتجة عن أعمال التنفيذ.

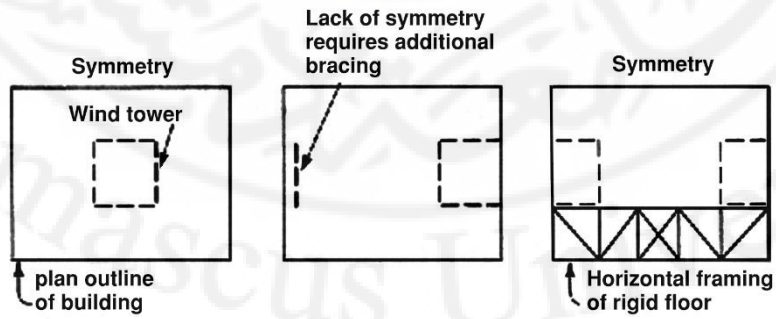
يجب أن يمتلك المنشأ الصلابة الكافية ضد الانزياح الجانبي لتُؤمَّن مقاومة قوى الرياح الأفقية، وكحد أدنى يجب تصميم المنشأ لمقاومة الأحمال الأفقية الافتراضية المنصوص عليها في كودات التصميم

2 – تربيط الأبنية متعددة الطوابق Multi–storey bracing

يتم مقاومة القوى الأفقية في الأبنية متعددة الطوابق بـ :

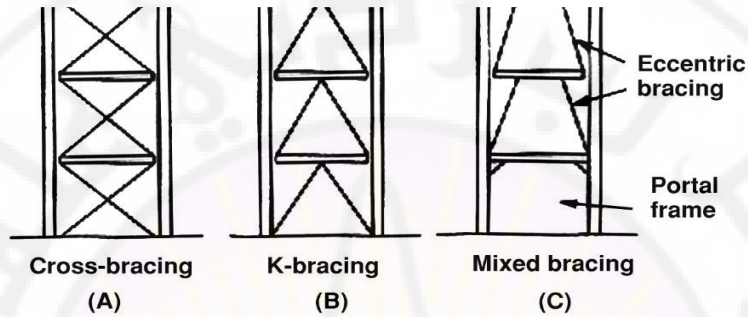
- تصميم عقد الاطارات كعقد صلبة قادرة على تحمل العزوم المطبّقة وبالتالي تحليل الإطارات وفقاً لذلك.
- تأمين جدران قص خرسانية لتقاوم القوى الأفقية مثل جدران بيت الدرج أو جدران بئر المصعد.
- تأمين إطارات تربيط من العناصر الفولاذية كما في الشكل أعلاه.

يتطلب اختيار مواقع شبكات التربيط أو جدران القص الخرسانية عناية خاصة حيث يفضل التوضع المتناظر لتجنب خضوع جملة التربيط إلى عزوم فتل، ويبين الشكل (1-15) ثلاثة بدائل.



الشكل (1-15) مواقع جمل التربيط

تأخذ إطارات التربيط أشكالاً عدة كما هو مبين في الشكل (2–15)، فمثلاً التربيط المتصالب يسمح بتصميم عناصر التربيط على تحمل قوى شادة فقط إلا أنه يعيق فتح الأبواب و النوافذ والبديلان المبينان في الشكلين (2–15b,c) يسمحان بوجود الفتحات لكن يمكن أن تتعرض عناصرهما إلى ضغط. ولذلك عند تصميم هذه العناصر يجب أن تكون نسبة نحافتها أقل ما يمكن.

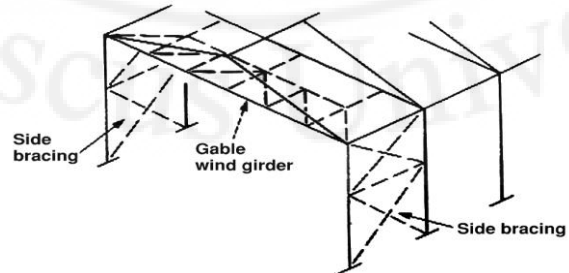


الشكل (2-15) إطارات التربيط الشاقولية

3 تربيط الأبنية وحيدة الطابق Single–storey bracing

إذاً يجب تأمين جمل تربيط كالمبينة في الشكل (3-15) لتقاوم أحمال الروافع الطولية والأحمال الناتجة عن الرياح (ضغط أو سحب) على الواجهتين السنميتين (الجانبيتين) وكذلك الناتجة عن احتكاك الرياح مع الواجهتين الرئيسيتين ومع سقف البناء

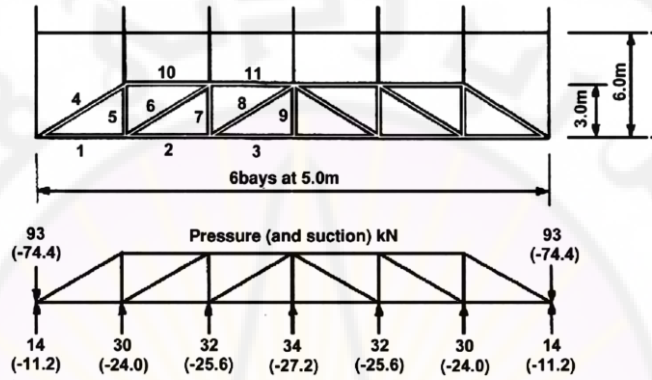
ويجب تأمين شبكة تربيط أفقية (جائز رياح) عند كل من نهايتي البناء إما في مستوي الوتر العلوي عندما تكون زاوية ميل السقف صغيرة أو في مستوي الركبة كما هو مبين في الشكل (3-15) ويتم سند جائز الرياح بشبكة التربيط الشاقولية التي تتحمل أيضاً القوى الطولية الناتجة عن فرملة الروافع.



الشكل (3-15)

مثال: (15-1)

صمم جائز الرياح المبين في الشكل أدناه من فولاذ ماركته S275 علماً أن المسافة بين الإطارات الرئيسية 6.0m وأن ارتفاع الركبة 12.5 m وأن المسافة بين الأعمدة في الواجهة الجانبية (أعمدة الرياح) التي تنقل أحمال الرياح إلى جائز الرياح 5.0m . كما أن ردود أفعال أعمدة الرياح (غير مصعدة) مبينة في الشكل أدناه في حالتي الضغط أو السحب (المص) على الواجهة الجانبية.



الحل :

يمكن إيجاد القوى في عناصر الجائز بأي من طرائق تحليل الجوائز الشبكية ويبين الجدول أدناه هذه القوى مصعدة بعامل أمان $\gamma_f = 1.5$ في كلا حالتي الضغط والسحب مع اعتبار إشارة القوى الضاغطة موجبة.

العنصر	القوى المصعدة في العناصر (kN)	
	حالة الضغط	حالة السحب
1	230	-183.75
2	373.75	-298.75
3	422.5	-337.5
4	-268.8	215
5	138.75	-111.25
6	-166.3	132.5
7	86.25	-68.75
8	-57.5	46.25
9	60	-47.5
10	-230	183.75
11	-373.8	298.75

* تصميم الوتر الخارجي:

- يتضح من الجدول أعلاه أن قوة الضغط العظمى في العنصر (3) تساوي $422.5\,kN$

- نختار المقطع القياسي $UKB\ 254 \times 146 \times 43$ الذي مواصفاته كما يلي:

$$h = 259.6\,mm\ ,\ b = 147.3\ mm\ ,\ t_w = 7.2\ mm\ ,$$
$$t_f = 12.7\ mm,\ \ c_f/t_f = 4.92,\ \ c_w/t_w = 30.4\ ,$$
$$r_y = 10.9\ cm\ ,\ r_z = 3.52\,cm\ ,\ \ A = 54.8\,cm^2$$

$$t_f = 12.7 < 16\,mm \Rightarrow$$
$$f_y = 275\,N/mm^2\ ,\ \ \varepsilon = \left(235/f_y\right)^{1/2} = 0.92$$

- المقطع ليس نحيفاً لأن

$$c_f/t_f = 4.92 < 14\,\varepsilon = 12.8$$
$$c_w/t_w = 30.4 < 42\varepsilon = 38.6$$

- يحدد الطول الفعال ونسبة النحافة للعنصر (3) كما يلي:

$$L_{Ey} = 0.9\,L = 0.9\,x\,500 = 450\ cm \Rightarrow \lambda_y = L_{Ey}/r_y = 41$$

$$L_{Ez} = 1.0\,L = 500\ cm \Rightarrow \lambda_z = L_{Ez}/r_z = 142$$

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/275} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{142}{86.8} = 1.63$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2\ and\ t_f \leq 100\ mm \Rightarrow \text{for buckling}$$

about z axis *use* curve $'b' \Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.63 - 0.2) + 1.63^2] = 2.07$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2.07 + \sqrt{2.07^2 - 1.63^2}} = 0.3$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{41}{86.8} = 0.47$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2\ and\ t_f \leq 100\ mm \Rightarrow$$

for buckling about y axis *use* curve $'a' \Rightarrow \alpha = 0.21$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.47 - 0.2) + 0.47^2] = 0.63$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.63 + \sqrt{0.63^2 - 0.47^2}} = 0.95$$

$$\chi_y = 0.95 > \chi_z = 0.3$$

$$\Rightarrow buckling\ will\ occur\ about\ z\ axis$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.3 \times 5480 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0} = 452\ kN$$

$$> 422.5\ kN \quad ok$$

* تصميم الوتر الداخلي

- يتضح من جدول القوى أن قوة الضغط العظمى في العنصر (11) تساوي $298.75\ kN$
- نختار المقطع القياسي $UKB\ 254 \times 146 \times 37$ ذي المواصفات التالية:

$$h = 256\,mm\ ,\ B = 146.4\ mm\ ,\ t_w = 6.3\ mm,$$
$$t_f = 10.9\ mm,\ c_f/t_f = 5.73\ ,\ c_w/t_w = 34.8,$$
$$r_y = 10.8\ cm\ ,\ r_z = 3.48\,cm\ ,\ A = 47.2\,cm^2$$

$$t_f = 10.9 < 16\,mm \Rightarrow$$
$$f_y = 275\,N/mm^2\ ,\ \varepsilon = \left(235/f_y\right)^{1/2} = 0.92$$

- المقطع ليس نحيفاً لأن

$$c_f/t_f = 5.73 < 14\,\varepsilon = 12.8$$
$$c_w/t_w = 34.8 < 42\varepsilon = 38.6$$

- يحدد الطول الفعال ونسبة النحافة للعنصر (11) كما يلي:

$$L_{Ey} = 0.9\,L = 0.9\,x\,500 = 450\ cm \Rightarrow \lambda_y = L_{Ey}/r_y = 42$$

$$L_{Ez} = 1.0\,L = 500\ cm \Rightarrow \lambda_z = L_{Ez}/r_z = 144$$

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/275} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{144}{86.8} = 1.66$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2\ and\ t_f \leq 100\ mm \Rightarrow \text{for buckling}$$

about z axis use curve $'b' \Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.66 - 0.2) + 1.66^2] = 2.12$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2.12 + \sqrt{2.12^2 - 1.66^2}} = 0.29$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{42}{86.8} = 0.48$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2\ and\ t_f \leq 100\ mm \Rightarrow$$

for buckling about y axis use curve $'a' \Rightarrow \alpha = 0.21$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.42 - 0.2) + 0.42^2] = 0.6$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.6 + \sqrt{0.6^2 - 0.48^2}} = 1.04$$

$$\therefore \chi_y = 1.0$$

$$\chi_y = 1.0 > \chi_z = 0.29$$

$$\Rightarrow buckling\ will\ occur\ about\ z\ axis$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.29 \times 4720 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0}$$

$$= 376\ kN > 298.75\ kN \quad ok$$

- تحقيق العنصر (11) على الشد: على فرض أنه سيتم وصل العنصر مع العنصر المجاور له بواصلة براغي بحيث يُستخدم برغيين في كل جناح وبرغيين في الجسد وأن قطر الثقب المنفذ لكل برغي يساوي 26 mm كما أن القوة المطبقة على العنصر تساوي 373.8 kN

تُحدد المساحة الصافية لمقطع العنصر كما يلي:

$$A_{net} = 47.2 - (4 \times 2.6 \times 1.09 + 2 \times 2.6 \times 0.63) = 32.6\, cm^2$$

تحدد مقاومة العنصر على الشد بالأصغر مما يلي:

$$N_{pl.Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4720 \times 275}{1.0} \times 10^{-3} = 1298\, kN$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 3260 \times 410}{1.1} \times 10^{-3} = 1203\, kN$$

$$\therefore N_{u.Rd} = 1203\, kN > 373.8 \quad ok$$

تصميم العنصر القطري (4)

- يتضح من جدول القوى أن قوة الضغط العظمى تساوي $215\, kN$ وأن قوة الشد العظمى $268\, kN$
- نختار المقطع القياسي $UKB\ 254 \times 146 \times 37$ مماثل لمقطع الوتر الداخلي

يحدد الطول الفعال ونسبة النحافة للعنصر (4) كما يلي:

$$L_{Ey} = 0.9\, L = 0.9\, x\, 583 = 525\ cm \Rightarrow \lambda_y = L_{Ey}/r_y = 49$$

$$L_{Ez} = 1.0\, L = 583\ cm \Rightarrow \lambda_z = L_{Ez}/r_z = 168$$

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/275} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{168}{86.8} = 1.93$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2 \; and \; t_f \leq 100 \; mm \Rightarrow \text{for buckling}$$

about z axis *use* curve 'b' $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.93 - 0.2) + 1.93^2] = 2.65$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2.65 + \sqrt{2.65^2 - 1.93^2}} = 0.22$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{49}{86.8} = 0.56$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2 \; and \; t_f \leq 100 \; mm \Rightarrow$$

for buckling about y axis *use* curve 'a' $\Rightarrow \alpha = 0.21$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.56 - 0.2) + 0.56^2] = 0.69$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.56^2}} = 0.91$$

$$\chi_y = 0.91 > \chi_z = 0.22$$

$$\Rightarrow buckling \; will \; occur \; about \; z \; axis$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.22 \times 4720 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0}$$

$$= 285 \; kN > 215 \; kN \quad ok$$

- كما أن مقاومة العنصر على الشد تساوي *1203 kN* أكبر من القوة المطبّقة 268 kN وذلك بفرض أنه سيتم وصله مع العناصر الأخرى بنفس طريقة العنصر (11)

- * تصميم عناصر جسد الجائز الشبكي:
- نختار العنصر (6) ممثلاً لعاصر الجسد كونه الأطول ويخع لقوة ضغط تساوي $132.5\,kN$ وقوة شد تساوي $166.3\,kN$
- نختار المقطع القياسي $UKB\ 203 \times 133 \times 25$ الذي مواصفاته كما يلي:

$$h = 203.2\,mm\ ,\ b = 133.2\ mm\ ,\ t_w = 5.7\ mm\ ,$$
$$t_f = 7.8\,mm,\ \ c_f/t_f = 7.2,\ \ c_w/t_w = 30.2\ ,$$
$$r_y = 8.56\ cm\ ,\ r_z = 3.1\,cm\ ,\ \ A = 32.0\,cm^2$$

$$t_f = 7.8 < 16\,mm \Rightarrow$$
$$f_y = 275\,N/mm^2\ ,\ \ \varepsilon = \left(235/f_y\right)^{1/2} = 0.92$$

- المقطع ليس نحيفاً لأن

$$c_f/t_f = 7.2 < 14\,\varepsilon = 12.8$$
$$c_w/t_w = 30.2 < 42\varepsilon = 38.6$$

- يحدد الطول الفعال ونسبة النحافة للعنصر (6) كما يلي:

$$L_{Ey} = 0.9\,L = 0.9\,x\,583 = 525\ cm \Rightarrow \lambda_y = L_{Ey}/r_y = 61$$

$$L_{Ez} = 1.0\,L = 583\ cm \Rightarrow \lambda_z = L_{Ez}/r_z = 188$$

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/275} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{188}{86.8} = 2.16$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2\ and\ t_f \leq 100\ mm \Rightarrow \text{for buckling about z axis } use \text{ curve } 'b' \Rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(2.16 - 0.2) + 2.16^2] = 3.17$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{3.17 + \sqrt{3.17^2 - 2.16^2}} = 0.18$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{61}{86.8} = 0.7$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2\ and\ t_f \leq 100\ mm \Rightarrow$$

for buckling about y axis use curve $'a' \Rightarrow \alpha = 0.21$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.7 - 0.2) + 0.7^2] = 0.8$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.8 + \sqrt{0.8^2 - 0.7^2}} = 0.84$$

$$\chi_y = 0.84 > \chi_z = 0.18$$

$$\Rightarrow buckling\ will\ occur\ about\ z\ axis$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.18 \times 3200 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0}$$

$$= 158\ kN > 132.5\ kN \quad ok$$

- تحقيق العنصر (6) على الشد: على فرض أنه سيتم وصل العنصر مع العناصر المجاور له بواصلة كما أن القوة المطبقة على العنصر تساوي 166.3 kN

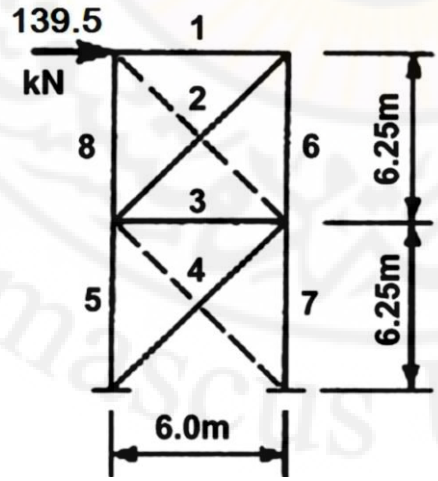
تحدد مقاومة العنصر على الشد كما يلي:

$$N_{pl.Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3200 \times 275}{1.0} \times 10^{-3} = 880\ kN$$

$$\therefore N_{u.Rd} = 880\ kN > 166.3 \qquad ok$$

مثال: (2-15)

صمم شبكة التربيط الشاقولية التي تسند جائز الرياح في المثال السابق من فولاذ ماركته S275 مع العلم أن رد فعل جائز الرياح *93 kN* يبين الشكل جانباً شبكة التربيط الشاقولية.



الحل:

* تخضع شبكة التربيط في أعلاها إلى قوة مصعدة قدرها:

$$F = 1.5 \text{ x } 93 = 139.5 \quad kN$$

يبين الجدول أدناه القوى المصعدة في عناصر الجملة (الضغط موجب)

العنصر	1	2	3	4	5	6	7	8
القوة kN	139.5	-201	139.5	-201	-143	145	291	0.0

تم استخدام عناصر قطرية متصالبة لتعمل على الشد فقط.

* تصميم العنصرين القطريين (2) و (4)

- يتضح من جدول القوى أن قوة الشد المطبّقة 201 kN
- نستخدم مقطع زاوية منفردة $100 \text{x } 65 \text{x } 7$ موصولة بساقها الطويل بصف براغي على طول العنصر إلى عقد جملة التربيط وأن مساحة المقطع 11.2 cm^2 وأن قطر الثقب المعدّ للبرغي $22\,mm$

$$t = 7.0 < 16\,mm \Rightarrow$$

$$f_y = 275\,N/mm^2, \quad \varepsilon = \left(235/f_y\right)^{1/2} = 0.92$$

- تحسب المساحة الصافية لمقطع الزاوية كما يلي:

$$A_g = 11.2\,cm^2$$

$$A_{net} = 1120 - 22 \text{ x } 7 = 966\ \ mm^2$$

تحدد مقاومة العنصر على الشد بالأصغر مما يلي:

$$N_{pl.Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1120 \times 275}{1.0} \times 10^{-3} = 308\ kN$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 966 \times 410}{1.1} \times 10^{-3} = 324\ kN$$

$$\therefore N_{u.Rd} = 308\ kN > 201 \quad ok$$

* تصميم العنصر (3): يتبين من جدول القوى أن العنصر يخضع إلى قوة ضغط $F_c = 139.5\ kN$

- نختار المقطع القياسي $UKB\ 203 \times 133 \times 30$ الذي مواصفاته كما يلي:

$$h = 206.8\,mm\ ,\ b = 133.9\ mm\ ,\ t_w = 6.4\ mm\ ,$$

$$t_f = 9.6\,mm,\ \ c_f/t_f = 5.85,\ \ c_w/t_w = 26.9\ ,$$

$$r_y = 8.71\ cm\ ,\ r_z = 3.17\,cm\ ,\ \ A = 38.2\,cm^2$$

$$t_f = 9.6 < 16\,mm \ \Rightarrow$$

$$f_y = 275\ N/mm^2\ ,\ \ \varepsilon = \left(235/f_y\right)^{1/2} = 0.92$$

- المقطع ليس نحيفاً لأن

$$c_f / t_f = 5.85 < 14\,\varepsilon = 12.8, \quad c_w / t_w = 26.9 < 42\,\varepsilon = 38.6$$

يحدد الطول الفعال ونسبة النحافة للعنصر (3) كما يلي:

$$L_{Ey} = 0.9\,L = 0.9 \times 600 = 540\ cm \Rightarrow \lambda_y = L_{Ey}/r_y = 62$$

$$L_{Ez} = 1.0\,L = 600\ cm \Rightarrow \lambda_z = L_{Ez}/r_z = 189$$

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/275} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{189}{86.8} = 2.18$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2\ and\ t_f \leq 100\ mm \Rightarrow \text{for buckling}$$

about z axis *use* curve 'b' $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(2.18 - 0.2) + 2.18^2] = 3.21$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{3.21 + \sqrt{3.21^2 - 2.18^2}} = 0.18$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{62}{86.8} = 0.7$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\frac{h}{b} \geq 1.2 \text{ and } t_f \leq 100\ mm \Rightarrow$$

for buckling about y axis *use* curve 'a' $\Rightarrow \alpha = 0.21$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.7 - 0.2) + 0.7^2] = 0.8$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.8 + \sqrt{0.8^2 - 0.7^2}} = 0.84$$

$$\chi_y = 0.84 > \chi_z = 0.18$$

$$\Rightarrow \textit{buckling will occur about z axis}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.18 \times 3820 \times 275 \times 10^{-3}}{1.0} = 189\ kN$$

$$> 139.5\ kN \quad ok$$

THANK YOU

Damascus University

Structural Steel Design-2

Prof. Mohammad Al-Samara

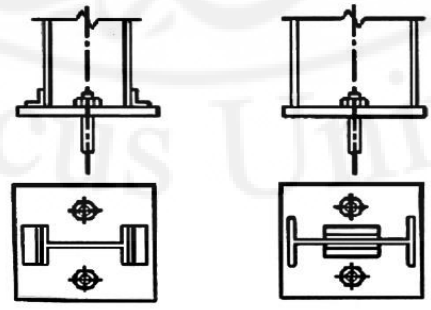
LECTURE # 16

(*Column Bases*)

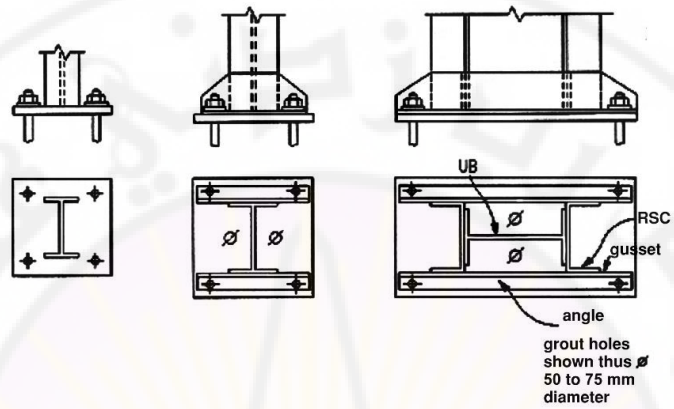
16 - 1 مقدمــة:

صفيحة القاعدة هي صفيحة فولاذية تُثبَّت باللحام في أسفل العمود لتوزع أحماله إلى الأساس الخرساني وتثبت به بواسطة براغي تثبيت تتحمل القص وأي قوى شد تنشأ بين الصفيحة والأساس الخرساني نتيجة العزم في أسفل العمود.

عندما تكون صفيحة القاعدة صغيرة وكذلك براغي التثبيت لا تنشأ إعاقة ملموسة لحركة أسفل العمود الدورانية ويُعتبَر عندها استناد العمود مفصلياً. تُستخدَم القواعد المفصلية في الإطارات البابية وفي الأبنية متعددة الطوابق

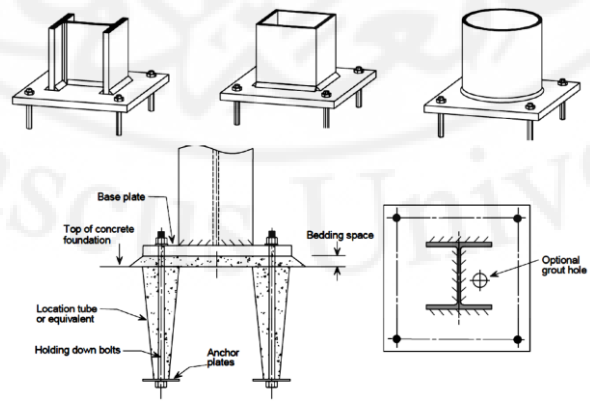


وعندما لا يُسمَح لقاعدة العمود بالدوران تُسمَّى القاعدة ثابتة (وثاقة) على الرغم من صعوبة تحقيق ذلك. فتستخدم بشكل رئيسي في الإطارات البابية وفي الأبنية الطابقية قليلة الارتفاع وخاصة ذات العقد الصلبة



2 – 16 تصميم القواعد المفصلية

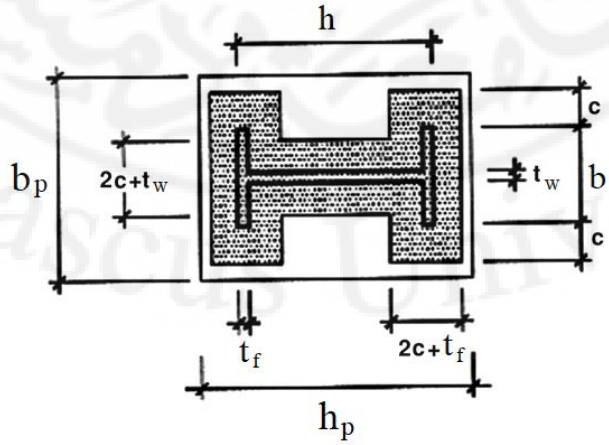
تتكون صفيحة القاعدة عادة من صفيحة ملحومة إلى أسفل العمود وتثبت إلى الأساس الخرساني ببراغي تثبيت (holding down bolts) مزودة في طرفها السفلي بصفائح تثبيت (anchor plates) كما في الشكل لتمنع سحب البرغي من الخرسانة أو من المونة الإسمنتية التي تصب حوله.



- جرت العادة أن تكون أبعاد صفيحة القاعدة أكبر بـ 100 mm من أبعاد العمود من كل جهة
- تُصمم براغي التثبيت لتأمين الاستقرار اثناء التنفيذ ولمقاومة القص الناجم عن الأحمال المطبقة
- لا يقل قطر برغي التثبيت عن 20 mm (M20) وتُغمس في الخراسانة بطول يساوي 16 إلى 18 مرة قطر البرغي ويكون طول الجزء المحزز من البرغي 100 mm ويُضاف إلى ذلك مسافة تساوي قطر البرغي
- تُنفذ ثقوب البراغي في صفيحة الاستناد بقطر 6 mm أكبر من قطر البرغي وذلك للسماح بأعمال الضبط أثناء التركيب ويمكن أن تكون أكبر من ذلك إذا كانت سماكة صفيحة القاعدة أكبر من 60 mm
- يُنفذ اللحام الزاوي عادة بقياس 6 mm أو 8 mm على طول جناحي العمود من الخارج وعلى طول محدد على جانبي جسد العمود وقلما ينفذ على كامل محيط مقطع العمود إلا إذ كان هناك حاجة لمقاومة إضافية أثناء التنفيذ أو كإجراء احترازي لمقاومة التآكل (الصدأ).
- يُترك عادة مسافة بين سفل صفيحة القاعدة وأعلى الأساس الخرساني بحدود 25 mm و 50 mm وذلك لحقن المونة الإسمنتية (grout) التي تملأ هذا الفراغ وكذلك تملأ الجيب المحيط بالبرغي لمنع تآكلها وزيادة تماسكها مع الأساس الخرساني

اجراءات التصميم

سنفرض أن صفيحة القاعدة ستنقل حمل العمود المحوري N_{Ed} إلى الأساس الخرساني فتوزعه على مساحة فعالة A_{eff} من سطح الاستناد الخرساني، الذي يُحدد كما في الشكل بنشر الحمل خلال الصفيحة بعيداً عن محيط العمود بمسافة قدرها c



تحسب المساحة الفعالة A_{eff} من الشكل (16-4)كما يلي:

$$A_{eff} = 2(b + 2c)(2c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w) \quad (16\text{-}1)$$

يتوزع الحمل N_{Ed} كضغط منتظم على كامل المساحة A_{eff} ويجب أن لا يزيد هذا الضغط على مقاومة السطح الساند للصفيحة على التحمّل والتي تُحدد وفقاً للملحق البريطاني للكودين BS EN 1993- 1-8 و BS EN 1992-1-1

$$f_{jd} = 0.56\, f'_c \quad (16\text{-}2)$$

حيث: f'_cالمقاومة المميزة الاسطوانية للخرسانة أو المونة الاسمنتية التي تسند الصفيحة بعمر 28 يوماً

يجب أن لا يزيد الضغط تحت الصفيحة على مقاومة السطح الساند للصفيحة على التحمّل أي:

$$f_b = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \le f_{jd} = 0.56\, f'_c \quad (16\text{-}3)$$

نحصل على مسافة انتشار c الحمل بعيداً عن حدود مقطع العمود بحل العلاقتين (16-1) و (16-3) ولكن يجب الانتباه إلى أنه لا يجوز أن تتجاوز c حدود صفيحة الاستناد وأن لا يتم تداخل في أجزاء المساحة A_{eff}

يحسب العزم المطبّق على شريحة عرضها 1 mm من صفيحة الاستناد وبارزة بطول c من وجه العمود وفق العلاقة التالية:

$$M = \frac{1}{2} f_b c^2 \le f_{yp} W_{p,el} / \gamma_{Mo} \quad (16\text{-}4)$$

حيث : f_{yp}اجهاد خضوع فولاذ صفيحة الاستناد ويفضل أن يكون الفولاذ المستخدم S275 أو S235

$W_{p,el} = t_p^2/6$ معامل المقطع المرن لشريحة عرضها 1 mm من صفيحة الاستناد وسماكتها t_p

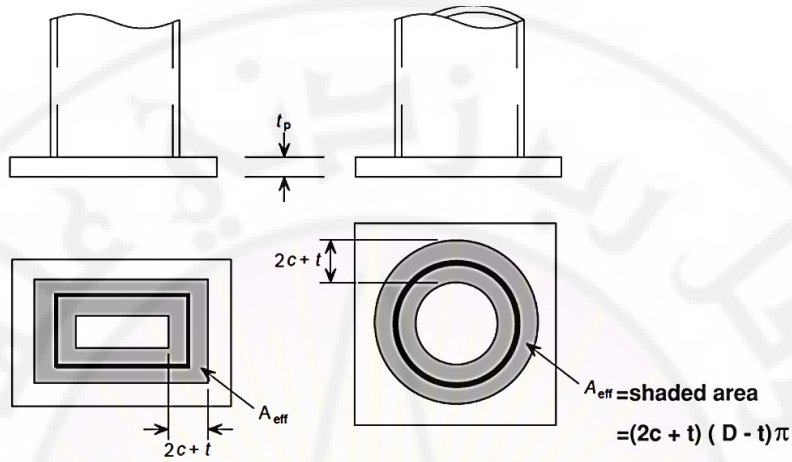
$\gamma_{Mo} = 1.0$ معامل أمان جزئي

تحسب سماكة صفيحة الاستناد بتعويض $W_{p,el}$ في العلاقة (16-4)فينتج:

$$t_p \ge c\sqrt{\frac{3 f_{jd} \gamma_{Mo}}{f_{yp}}} \quad (16\text{-}5)$$

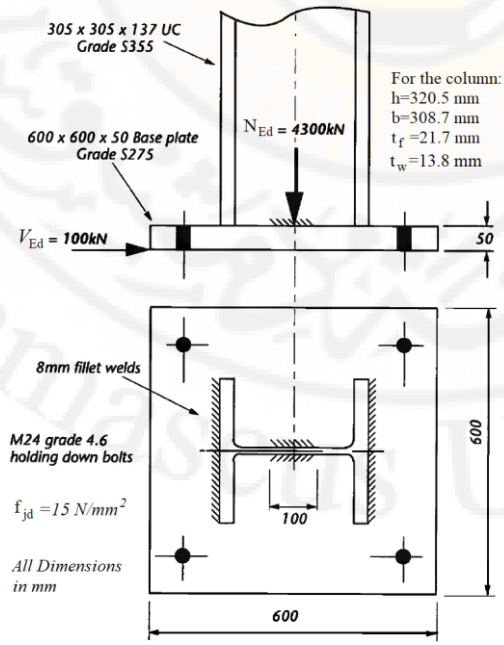
ويجب أن لا تقل سماكة صفيحة الاستناد بحال من الأحوال عن سماكة جناح مقطع العمود.

تُطبَّق طريقة المساحة الفعالة أيضاً على المقاطع الصندوقية والأنبوبية المفرّغة، ويبين الشكل بعض هذه المقاطع والمساحات الفعالة لصفائح القاعدة



مثال: (1-16)

حقق قاعدة العمود المبينة في الشكل وذلك تحت تأثير القوى المصعّدة المبينة أيضاً



الحـل :

* تحقيق أبعاد القاعدة

- تحسب المساحة الفعالة المطلوبة كما يلي:

$$A_{req} = N_{Ed}/f_{jd} = 4300 \text{ x } 10^3/15 = 286.7 \text{ x } 10^3 \ mm^2$$

- تحسب المساحة الفعالة وفق العلاقة التالية:

$$A_{eff} = 2(b + 2c)(2c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

$$A_{eff} = 2\ (308.7 + 2c)\ (2c + 21.7) + (320.5 - 2 \text{ x } 21.7 - 2c)\ (2c + 13.8)$$

- بمساواة المساحة الفعالة بالمساحة المطلوبة ينتج المعادلة التربيعية التالية

$$4\ c^2 + 1.82 \text{ x } 10^3\ c - 269.3 \text{ x } 10^3 = 0 \Rightarrow c = 117.6 \ mm$$

- لا يحدث تداخل في الإجهادات تحت الصفيحة لأن

$$(h - 2\ t_f) / 2 = (320.5 - 2 \times 21.7) / 2 = 138.5 > c$$

- أبعاد صفيحة القاعدة كافية لأن

$$h + 2\ c = 320.5 + 2 \times 117.6 = 555.7\ mm < h_p = 600\ mm$$

$$b + 2\ c = 308.7 + 2 \times 117.6 = 543.9\ mm < b_p = 600\ mm$$

- تحسب سماكة صفيحة القاعدة كما يلي:

على فرض أن سماكة الصفيحة $50\ mm$ فإن: $f_{yp} = 255\ N/mm^2$

$$t_p \geq c\sqrt{\frac{3 f_{jd} \gamma_{M0}}{f_{yp}}} = c\sqrt{\frac{3 \times 15 \times 1.0}{255}} = 49.4\ mm < 50\ mm$$

إذاً السماكة المفروضة 50 mm كافية

* تحقيق اللحام بين العمود والقاعدة

- يحسب طول اللحام الفعال كما يلي:

$$l_{ew} = 2\ (l - 2\ s) = 2\ (100 - 2 \times 8) = 168\ mm$$

- يحدد عنق اللحام $a = 0.7s = 0.7 \times 8 = 5.6\ mm$

- تحدد قوة القص $F_{w,Ed}$ المطبقة على واحدة الطول من اللحام كما يلي:

$$F_{vw,Ed} = \frac{V_{Ed}}{l_{ew}} = \frac{100 \times 10^3}{168} = 595 N/mm$$

- يحدد اجهاد القص التصميمي للحام بالعلاقة (10-22) التالية:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

حيث: $\gamma_{M2} = 1.25$

f_u مقاومة الشد القصوى لأضعف عنصر موصول وتساوي $410\ N/mm^2$ للفولاذ S275

β_w عامل يتعلق بنوع الفولاذ ويساوي 0.85 للفولاذ S275

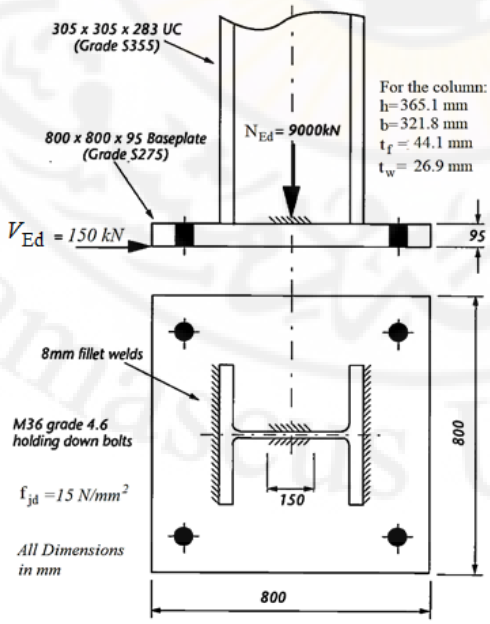
$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{410/\sqrt{3}}{0.85 \times 1.25} = 223\ N/mm^2$$

- وتحدد المقاومة التصميمية لواحدة الطول من اللحام بالعلاقة التالية:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a = 223 \times 5.6 = 1248\ N/mm$$
$$F_{w,Rd} = 1248\ N/mm > F_{w,Ed} = 595\ N/mm \quad ok$$

مثال : (16-2)

حقق قاعدة العمود المبينة في الشكل وذلك تحت تأثير القوى المصعّدة المبينة أيضاً



الحل :

* تحقيق أبعاد القاعدة

- تحسب المساحة الفعالة المطلوبة كما يلي:

$$A_{req} = N_{Ed}/f_{jd} = 9000 \text{ x } 10^3/15 = 600 \times 10^3 \ mm^2$$

- تحسب المساحة الفعالة وفق العلاقة (1-16) كما يلي:

$$A_{eff} = 2\,(321.8 + 2\,c)\,(2\,c + 44.1) + (365.1 - 2 \times 44.1 - 2\,c)\,(2\,c + 26.9)$$

- بمساواة المساحة الفعالة بالمساحة المطلوبة ينتج المعادلة التربيعية التالية

$$4\,c^2 + 1.94 \times 10^3\,c - 564 \times 10^3 = 0 \Rightarrow c = 204.5\ mm$$

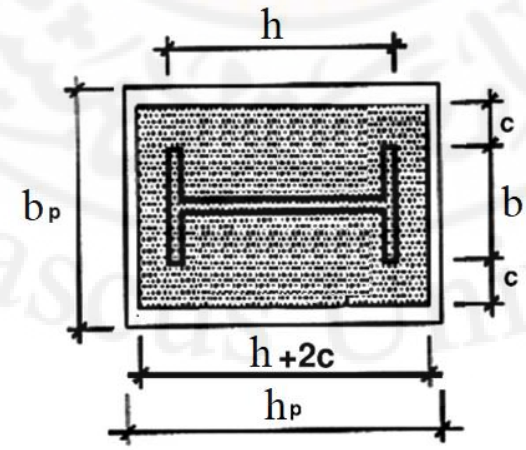
- سيحدث تداخل في الإجهادات تحت الصفيحة لأن

$$(h - 2\,t_f)/2 = (365.1 - 2 \times 44.1)/2 = 138.4\ mm < c$$

إذاً لابد من إعادة حساب المساحة الفعالة مع أخذ التداخل في الإجهادات بالحسبان

- تحسب المساحة الفعالة كما هو مبين في الشكل أدناه وفق العلاقة التالية:

$$A_{eff} = (h + 2\,c)\,(b + 2\,c) = (365.1 + 2\,c)\,(321.8 + 2\,c)$$



- بمساواة المساحة الفعالة بالمساحة المطلوبة تنتج العلاقة التربيعية التالية:

$$4\,c^2 + 1374\,c - 482510.82 = 0 \quad \Rightarrow \quad c = 215.7\ mm$$

- أبعاد القاعدة كافية لأن

$$h + 2\,c = 365.1 + 2 \times 215.7 = 796.5\ mm < h_p = 800\ mm$$
$$b + 2\,c = 321.8 + 2 \times 215.7 = 753.2\ mm < b_p = 800\ mm$$

تحسب سماكة صفيحة القاعدة كما يلي:

- على فرض أن سماكة الصفيحة $95\ mm$ فإن: $f_{yp} = 245\ N/mm^2$

$$t_p \geq c\sqrt{\frac{3 f_{jd} \gamma_{M0}}{f_{yp}}} = 215.7 \times \sqrt{\frac{3 \times 15 \times 1.0}{245}} = 92.5\ mm$$

$$< 95\ mm \quad ok$$

* تحقيق اللحام

- يحسب طول اللحام الفعال كما يلي:

$$l_{ew} = 2\,(l - 2\,s) = 2\,(150 - 2 \times 8) = 268\ mm$$

- يحدد عنق اللحام $a = 0.7s = 0.7 \times 8 = 5.6\ mm$

- تحدد قوة القص $F_{w,Ed}$ المطبقة على واحدة الطول من اللحام كما يلي:

$$F_{vw,Ed} = \frac{V_{Ed}}{l_{ew}} = \frac{150 \times 10^3}{268} = 560\ N/mm$$

- يحدد اجهاد القص التصميمي للحام بالعلاقة (10-22) التالية:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

حيث: $\gamma_{M2} = 1.25$

f_u مقاومة الشد القصوى لأضعف عنصر موصول وتساوي $410\ N/mm^2$ للفولاذ S275

β_w عامل يتعلق بنوع الفولاذ ويساوي 0.85 للفولاذ S275

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{410/\sqrt{3}}{0.85 \times 1.25} = 223\ N/mm^2$$

- وتحدد المقاومة التصميمية لواحدة الطول من اللحام بالعلاقة التالية:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d}\,a = 223 \times 5.6 = 1248\ N/mm$$
$$F_{w,Rd} = 1248\ N/mm > F_{w,Ed} = 560\ N/mm$$

16 – 3 تصميم القواعد المحملة لا مركزياً

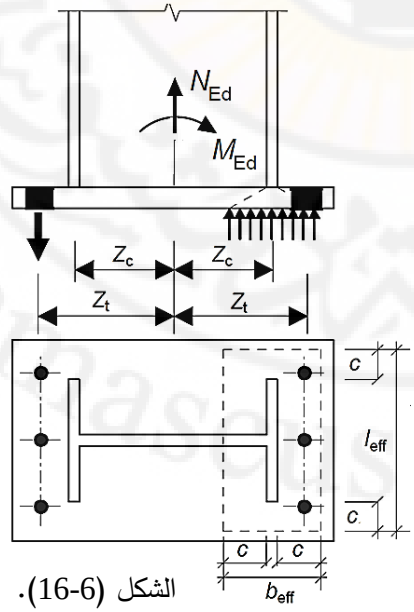
تتعرض قواعد الأعمدة إلى عزوم انعطاف حول محور أو محورين متعامدين إضافة إلى القوى المحورية والقاصة وذلك عندما لا يُسمَح لها بالدوران كلياً أو جزئياً.

وتُعد عملية تصميم هذا النوع من القواعد عملية تكرارية تبدأ بفرض أبعاد و سماكة لصفيحة القاعدة واختيار براغي التثبيت ومن ثم تحقيق ذلك لمقاومة مجموعة حالات التحميل التي تشتمل على القوى المحورية وعزوم الانعطاف وقوى القص. ويتم ذلك باتباع الخطوات الآتية:

1) تحديد القوة التصميمية في كل من الجناح المضغوط والجناح المشدود من العمود بالعلاقتين (16-6,7) مهملين القوة في جسد المقطع ومعتبرين الشد موجباً والضغط سالباً ومعتبرين أيضاً العزم موجباً كما في الشكل (16-6)

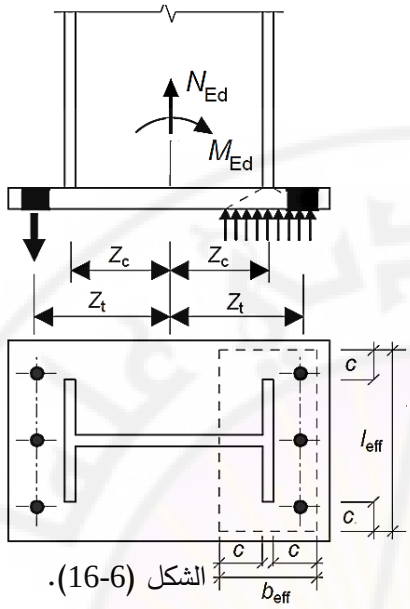
$$N_{L,f} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{(h - t_f)} \quad (16\text{-}6)$$

$$N_{R,f} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{(h - t_f)} \quad (16\text{-}7)$$



الشكل (16-6).

تحديد القوة التصميمية في عقب الجناح المضغوط (T-stubs compression) وفي عقب الجناح المشدود (tension T-stub) بناءً على النموذج التصميمي للكود الأوروبي BS EN 1993-1-8 الذي يفترض أن مقاومة عقب الجناح المضغوط عند صفيحة الاستناد يتم تأمينها بإنشاء منطقة ضغط تحته ومتمركزة معه أما مقاومة عقب الجناح المشدود فتؤمن من خلال براغي التثبيت الواقعة خارج الجناح المشدود كما في الشكل (16-6). وتحدد هاتان القوتان بالعلاقتين (16-8,9)



الشكل (16-6).

$$N_{L,T} = \frac{N_{Ed} \times Z_c}{(Z_t + Z_c)} + \frac{M_{Ed}}{(Z_t + Z_c)} \quad (16\text{-}8)$$

$$N_{R,f} = \frac{N_{Ed} \times Z_t}{(Z_t + Z_c)} - \frac{M_{Ed}}{(Z_t + Z_c)} \quad (16\text{-}9)$$

2) تحديد المقاومة التصميمية لعقب الجناح المضغوط بالأصغر مما يلي:

- **مقاومة الأساس**: يتم تحديد مقاومة الأساس على التحمّل (bearing) وذلك بنشر القوة من خلال صفيحة الاستناد على مساحة محيطة بالجناح المضغوط كما في الشكل (16-6).

$$F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff} \quad (16\text{-}10)$$

حيث: $f_{jd} = 0.56\, f_c'$, $b_{eff} = t_f + 2c$, $l_{eff} = b + 2c$

- **مقاومة صفيحة القاعدة للانعطاف**: يُحسب العزم المطبّق على شريحة عرضها 1 mm من صفيحة القاعدة وبارزة بطول c من وجه العمود وكذلك مقاومتها التصميمية وفق العلاقة (16-4) وبناء عليه تحدد سماكتها باستخدام العلاقة (16-5). فيجب أن تحقق مسافة الانتشار c العلاقة (16-11).

$$c \le t_p \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 f_{jd} \gamma_{M0}}} \quad (16\text{-}11)$$

- **مقاومة جناح العمود للضغط**: وتحدد بالعلاقة (16-12)

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_f)} \quad (16\text{-}12)$$

حيث $M_{c,Rd}$ هي المقاومة التصميمية لمقطع العمود على الانعطاف

3) **تحديد المقاومة التصميمية لعقب الجناح المشدود** بالأصغر من احدى المقاومات الآتية:

- **مقاومة صفيحة القاعدة للانعطاف**: تُحدد مقاومة صفيحة القاعدة للانعطاف بالعلاقة (16-13)

$$F_{t,pl,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_x} \qquad (16\text{-}13)$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_{pl}^2 f_{yp} / \gamma_{Mo} \qquad (16\text{-}4)$$

حيث:

$l_{eff,1}$ الطول الفعّال لعقب الجناح المشدود ويحدد بأصغر قيمة من الجدول (16-1)

t_{pl} سماكة صفيحة القاعدة

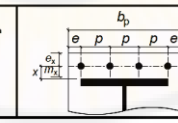
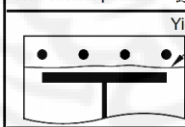
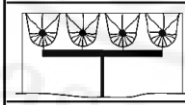
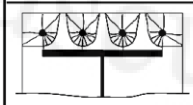
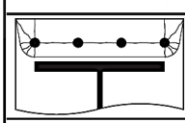
f_{yp} مقاومة خضوع صفيحة القاعدة

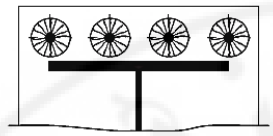
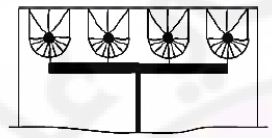
m_x المسافة بين مركز صف البراغي وطرف لحام الجناح مضافاً اليها 20% من قياس اللحام (انظر الجدول 16-1)

- **مقاومة براغي التثبيت وكفاية إرسائها**

الجدول (16-1): الأطوال الفعّالة لعقب الشد في صفيحة القاعدة

Effective lengths for base plate T-stubs

صف واحد بـ *n* براغي **Single row of *n* bolts**	
Non-circular patterns انماط انهيار غير دائرية	
	Single curvature تقوس أحادي $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding خضوع نهاية افرادي $\ell_{eff,nc} = \frac{n}{2}(4m_x + 1.25e_x)$
	Corner yielding of outer bolts, individual yielding between خضوع في الزاويتين عند البراغيين الطرفيين وكذلك بين البراغي $\ell_{eff} = 2m_x + 0.625e_x + e + (n-2)(2m_x + 0.625e_x)$
	Group end yielding خضوع نهاية للمجموعة $\ell_{eff} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{(n-1)p}{2}$

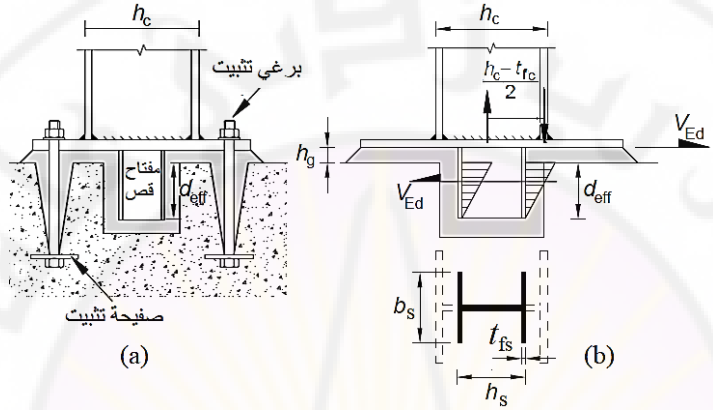
Circular patterns انماط انهيار دائرية	
	Individual circular yielding خضوع دائري افرادي $\ell_{eff,cp} = n\pi m_x$
	Individual end yielding خضوع نهاية افرادي $\ell_{eff,cp} = \frac{n}{2}(\pi m_x + 2e)$

4) التحقق من كفاية مقاومة وصلة صفيحة القاعدة للقص

من حيث المبدأ يتم نقل قوة القص من صفيحة القاعدة إلى الأساس الخرساني بعدة طرق منها:

- الاحتكاك بين الصفيحة والأساس الخرساني حيث يتم فرض أن المقاومة التي يؤمنها الاحتكاك قد تصل إلى 30% من قوة الضغط الكلية
- التحمّل بين جسم براغي التثبيت وصفية القاعدة وكذلك التحمّل بين هذه البراغي والخرسانة المحيطة بها، وأثبتت الدراسات أن مقاومة براغي التثبيت تكون كافية في أغلب الأحوال إلا أنه عندما تكون قوى القص كبيرة جداً لا بد من اتخاذ إجراءات أخرى. ويجب الانتباه إلى أن بعض براغي التثبيت لا تشارك في مقاومة القص بفعالية لأن الفتحة المعدة للبرغي في صفيحة القاعدة تكون أكبر من قطر البرغي فلا يحصل التماس بينهما، وللتغلب على ذلك يتم لاحقاً لحام صفيحة (رنديلة) إلى صفيحة القاعدة عند رأس كل برغي لها فتحة تساوي قطر البرغي وبعدها يتم تركيب وشد الصوملات (العزقات).

- عندما تكون قوة القص كبيرة جداً يُلحم مفتاح قص (أو عقب) إلى أسفل صفيحة القاعدة ويُغمد ضمن جيب في الأساس الخرساني ثم يُحقن الجيب بالمونة الإسمنتية كما في الشكل (16-7a). غالباً يكون المقطع العرضي لمفتاح القص على شكل حرف I ارتفاعه يساوي 40% من ارتفاع مقطع العمود، ويجب أن لا يقل الطول الفعال لمفتاح القص (d_{eff}) عن 60 mm وأن لا يزيد عن مرة ونصف ارتفاع مقطعه. كما يجب أن لا تزيد نسبة نحافة بروز الجناح على 20 ($b_o/t_{fc} \leq 20$)



سيتم فرض أن قوة القص ستنتقل إلى الأوجه الشاقولية لمفتاح القص على شكل اجهادات تحميل ذات توزع مثلثي قيمتها العظمى $f_{cd} = 0.56\, f_c'$ كما في الشكل (16-7b). وعليه تُحدد مقاومة مفتاح القص ذو الجناحين (مقطع I أو H) بالعلاقة (16-5)

$$V_{Rd} = b_s d_{eff} f_{cd} \qquad (16\text{-}5)$$

سينتج عن اللامركزية بين القص المطبق ورد فعل مفتاح القص عزماً ثانوياً يتحدد بالعلاقة (16-6) وسيتم مقاومة هذا العزم بمزدوجة تتكون من قوة ضغط تتمركز مع الجناح المضغوط للعمود ومن قوة شد مطبقة في مركز مفتاح القص كما هو مبين في الشكل (16-7b)

$$M_{sec,Ed} = V_{Ed}(h_g + d_{eff}/3) \qquad (16\text{-}6)$$

وسيولد هذا العزم قوة في كل من جناحي مفتاح القص تُحدد بالعلاقة (16-7)

$$N_{sec,Ed} = M_{sec,Ed}/(h_s - t_{fs}) \qquad (16\text{-}7)$$

وتُحدد مقاومة جناح مفتاح القص بالعلاقة (16-8)

$$b_s t_{fs} f_{ys}/\gamma_{M0} \qquad (16\text{-}8)$$

يتم لحام جناحي مفتاح القص إلى أسفل صفيحة القاعدة بلحام عرضي ليقاوم القوة $N_{sec,Ed}$ وكذلك يُلحم جسده إلى الصفيحة بلحام طولي ليقاوم القوة V_{Ed}
يجب أن يقاوم جسد العمود القوة المركزة $N_{sec,Ed}$ التي ستعتبر مطبقة على عرض فعّال منه b_{eff} يُحدد بالعلاقة (16-9)

$$b_{eff} = t_{fs} + 2s + 5t_p \qquad (16\text{-}9)$$

t_{fs} سماكة جناح مفتاح القص
s قياس لحام جسد مفتاح القص إلى صفيحة القاعدة
t_p سماكة صفيحة القاعدة

تحدد مقاومة القصّ لمقطع مفتاح القص وفق العلاقة (5-1)التالية:

$$V_{Rd} = A_{vs}\frac{f_{ys}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \qquad (16\text{-}10)$$

A_{vs}مساحة القصّ الفعّالة وتحدد حسب نوع المقطع كما في الجدول (5-2).
f_{ys}إجهاد سيلان الفولاذ المستخدم في مفتاح القص.
γ_{M0}عامل أمان جزئي ويساوي الواحد حسب الملحق البريطاني للكود الأوروبي

5) التحقق من كفاية لحام الوصلة:

يتم تصميم لحام العمود إلى صفيحة القاعدة بحيث يقاوم لحام الجناحين العزم المطبق في أسفل العمود ويقاوم لحام الجسد قوة القص. وباعتبار أن العزم يمكن أن يغير اتجاهه حسب حالة التحميل لذلك يُصمم كل من لحام الجناحين لمقاومة قوة الشد في الجناح المشدود التي تُحدد بالأصغر مما يلي:

- مقاومة الجناح للشد

$$b \times t_{fc} \times f_y \qquad (16\text{-}11)$$

- القوة في الجناح الناجمة عن العزم M_{Ed} بعد تخفيضها نتيجة وجود أي قوة ضغط محورية N_{Ed} أي:

$$\frac{M_{Ed}}{(h-t_{fc})} - N_{Ed}\frac{bt_{fc}}{A} \qquad (16\text{-}12)$$

6) التحقق من إرساء براغي التثبيت:

مبدئياً يتم تأمين إرساء براغي التثبيت إما عن طريق التماسك على طول الجزء المغموس من البرغي في الأساس الخرساني أو عن طريق صفيحة تثبيت ملحومة في نهاية البرغي كما في الشكل (16-7a). وعموماً يتم الاعتماد على التماسك بين البرغي والخرسانة إذا كان اجهاد خضوع البراغي لا يتجاوز 300 MPa (أي لحالة البراغي من النوع 4.6)، وعندما تستخدم براغي من النوع 8.8 في تثبيت القواعد التي تتعرض إلى عزوم لأسباب اقتصادية لا بد من استخدام صفائح تثبيت عند رأس البرغي. ويبين الجدول (16-2) تقريباً مقاسات وأطوال هذه البراغي الشائعة الاستعمال في القواعد مع صفائح التثبيت. ولكن لتحديد أطوال الإرساء اللازمة بدقة يجب الرجوع للكود الأوروبي BS EN 1992-1-1, Section 6.4

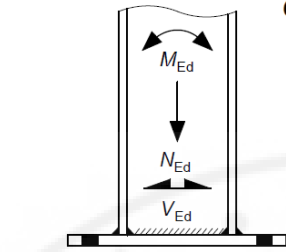
الجدول (16-2) مقاسات براغي التثبيت 8.8M

قطر برغي التثبيت	M20	M24	M30
طول برغي التثبيت mm	300	375	
	375	450	450
	450	600	600
مقاس صفيحة التثبيت mm	100 × 100	120 × 120	150 × 150
سماكة صفيحة التثبيت mm	15	20	25

مثال (16-3)

حقق صفيحة قاعدة العمود المبين في الشكل أدناه تحت تأثير حالتي التحميل الآتيتين:

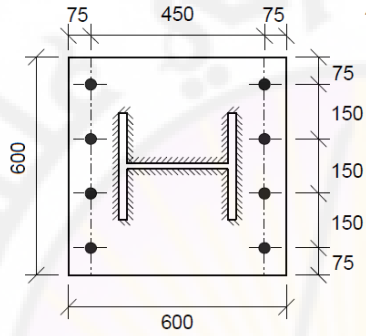
	حالة تحميل 1	حالة تحميل 2
M_{Ed}	350 kNm	350 kNm
N_{Ed}	−2000 kN (ضغط)	−350 kN (ضغط)
V_{Ed}	75 kN	75 kN



Column : Steel grade S355

305 × 305 × 118 UKC

h_c = 314.5 mm
b_c = 307.4 mm
$t_{f,c}$ = 18.7 mm
$t_{w,c}$ = 12.0 mm
r_c = 15.2 mm
$W_{el,y,c}$ = 1760000 mm^3
$W_{pl,y,c}$ = 1960000 mm^3
A_c = 15000 mm^2



Base plate :
Steel grade S275
t_{bp} = 50 mm

Bolts : M24 8.8 bolts
Diameter of bolt d = 24 mm
Diameter of hole d_0 = 26 mm
Shear area A_s = 353 mm^2

Concrete :
concrete for base C30

مقاومة المواد:

– سماكة جناح العمود t_{fc}>16 mm 40> وأن ماركة فولاذه S355 فإن:

$f_{y,c} = 345\ N/mm^2$ و $f_{u,c} = 470\ N/mm^2$

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/345} = 0.82$$

– سماكة صفيحة القاعدة t_{bp}>40 mm 63> وأن ماركة فولاذها S275 فإن

$f_{u,bp} = 410\ N/mm^2$ و $f_{y,bp} = 255\ N/mm^2$

– مقاومة الخرسانة المميزة الاسطوانية $f_c' = 30\ MPa$ فإن مقاومتها على التحمل: $f_{jd} = 0.56\ f_c' = 17\ MPa$

– ماركة البراغي 8.8 فإن:

$f_{y,b} = 640\ N/mm^2$, $f_{u,b} = 800\ N/mm^2$

معاملات الأمان الجزئية:

للفولاذ انشائي: $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.0,\ \gamma_{M2} = 1.1$

للوصلات (برغي، لحام، دهس الصفائح) $\gamma_{M2} = 1.25$

القوة في كل من جناحي العمود:

- حالة التحميل 1:

$$N_{L,f} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{(h_c - t_f)} = \frac{-2000}{2} + \frac{350 \times 10^3}{(314.5 - 18.7)}$$
$$= 182\ kN\ (\text{شد})$$

$$N_{R,f} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{(h_c - t_f)} = \frac{-2000}{2} - \frac{350 \times 10^3}{(314.5 - 18.7)}$$
$$= -2182\ kN\ (\text{ضغط})$$

- حالة التحميل 2:

$$N_{L,f} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{(h_c - t_f)} = \frac{-350}{2} + \frac{350 \times 10^3}{(314.5 - 18.7)}$$
$$= 1007\ kN\ (\text{شد})$$

$$N_{R,f} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{(h_c - t_f)} = \frac{-350}{2} - \frac{350 \times 10^3}{(314.5 - 18.7)}$$
$$= -1357\ kN\ (\text{ضغط})$$

القوة التصميمية في عقب الجناح المضغود (T-stubs compression) وفي عقب الجناح المشدود (tension T-stub) تحدد باستخدام العلاقتين (16-8,9) كما يلي:

$$Z_t = \frac{450}{2} = 225\ mm, \qquad Z_t = \frac{314.5 - 18.7}{2} = 148\ mm$$

حالة التحميل 1:

$$N_{L,T} = \frac{N_{Ed} \times Z_c}{(Z_t + Z_c)} + \frac{M_{Ed}}{(Z_t + Z_c)} = \frac{-2000 \times 148}{(225 + 148)} + \frac{350 \times 10^3}{(225 + 148)}$$
$$= 144\ kN$$

$$N_{R,T} = \frac{N_{Ed} \times Z_t}{(Z_t + Z_c)} - \frac{M_{Ed}}{(Z_t + Z_c)} = \frac{-2000 \times 225}{(225 + 148)} - \frac{350 \times 10^3}{(225 + 148)}$$
$$= -2144\ kN$$

حالة التحميل 2:

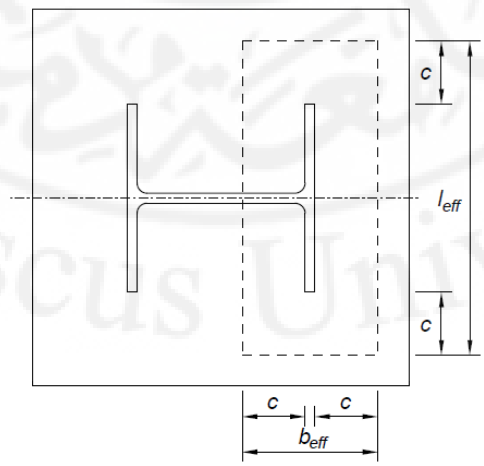
$$N_{L,T} = \frac{N_{Ed} \times Z_c}{(Z_t + Z_c)} + \frac{M_{Ed}}{(Z_t + Z_c)}$$
$$= \frac{-350 \times 148}{(225 + 148)} + \frac{350 \times 10^3}{(225 + 148)} = 799\ kN$$

$$N_{R,T} = \frac{N_{Ed} \times Z_t}{(Z_t + Z_c)} - \frac{M_{Ed}}{(Z_t + Z_c)}$$
$$= \frac{-350 \times 225}{(225 + 148)} - \frac{350 \times 10^3}{(225 + 148)} = -1149\ kN$$

$$\therefore N_{R,T}^{max} = -2144\ kN, \qquad N_{L,T}^{max} = 799\ kN$$

مقاومة العقب المضغوط: تحدد بالأصغر من المقاومتين التاليتين:

- مقاومة الأساس الخرساني للضغط تحت الجناح المضغوط والتي تُحسب بناءً على مساحة التحميل الفعّالة المبينة في الشكل أدناه:



يُحدد بعد انتشار الحمل c باستخدام العلاقة (11–16) كما يلي:

$$c \le t_{bp}\sqrt{\frac{f_{y,bp}}{3f_{jd}\gamma_{M0}}} = 50 \times \sqrt{\frac{255}{3 \times 17 \times 1.0}} = 112\ mm$$

$$b_{eff} = t_{fc} + 2c = 18.7 + 2 \times 112 = 243\ mm$$
$$l_{eff} = b_c + 2c = 307.4 + 2 \times 112 = 531\ mm$$
$$A_{eff} = 531 \times 243 = 129000\ mm^2$$

$$F_{c,pl,Rd} = A_{eff}\ f_{jd} = 129000 \times 17 \times 10^{-3} = 2193\ kN$$
$$> N_{R,T}^{max} = 2144\ kN \quad ok$$

– مقاومة الجناح للضغط

تصنيف مقطع العمود:

تصنيف الجناح: الجناح من الصنف 1 لأن:

$c_f=(b - t_w - 2r)/2=132.5$ mm

$c_f/t_f=132.5/18.7=7.08 < 9\varepsilon = 7.38$ (القيمة الحدية للصنف 1)

تـصنيف الجسد: للتأكد من أن الجسد من الصنف 1 فلابد من تحديد نسبة عرض منطقة الضغط إلى ارتفاع الجسد والتي يمكن حسابها باستخدام العلاقة التالية:

$c_w = h - 2t_f - 2r=277.3$ mm $\Rightarrow$ $c_w/t_w=23$

$$\alpha = \frac{1}{c_w}\left[\frac{h}{2} + \frac{1}{2}\frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f + r)\right] \le 1.0$$

$$\alpha = \frac{1}{277.3}\left(\frac{314.5}{2} + \frac{1}{2} \times \frac{2000000}{12 \times 345} - (18.7 + 15.2)\right) = 1.3$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.0 \quad \text{(حالة تحميل 1)}$$

$$\alpha = \frac{1}{277.3}\left(\frac{314.5}{2} + \frac{1}{2} \times \frac{350000}{12 \times 345} - (18.7 + 15.2)\right) = 0.6$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.6 \quad \text{(حالة تحميل 2)}$$

إذا من أجل كلا حالتي التحميل $\alpha > 0.5$ كما أن القيمة الحدية للصنف 1 تحسب كالآتي:

$$\alpha = 1 \Rightarrow \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0.82}{13 \times 1.0 - 1} = 27 > \frac{c_w}{t_w} = 23$$

تحدد مقاومة المقطع للقصّ وفق العلاقة (5-1):

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 15000 - 2 \times 307.4 \times 18.7 + (12 + 2 \times 15.2) \times 18.7$$

$$= 4236\ mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 4236 \times \frac{345/\sqrt{3}}{1.0} \times 10^{-3} = 843\ kN$$

القص منخفض لأن:

$$V_{Ed} = 75\ kN < 0.5V_{pl,Rd} = 421.5\ kN$$

إذاً تحدد مقاومة مقطع العمود للعزم بالعلاقة (5-2) التالية:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1960000 \times 345 \times 10^{-6}}{1} = 676\ kNm$$

تُحدد مقاومة جناح العمود للضغط كما يلي:

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_c - t_{f,c})} = \frac{676 \times 10^3}{(314.5 - 18.7)} = 2285\ kN$$

$$F_{c,fc,Rd} = 2285\ kN > N_{R,T}^{max} = 2144\ kN \quad ok$$

مقاومة العقب المشدود: تحدد بالأصغر من المقاومتين التاليتين:

– مقاومة صفيحة القاعدة للانعطاف تحت جناح العمود اليساري وتحدد بالعلاقة (16-13)

$$F_{t,pl,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_x}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_{pl}^2 f_{yp} / \gamma_{Mo}$$

لتحديد $l_{eff,1}$ يجب العودة للجدول (16-1) والشكل الخاص بالمسألة قيد المعالجة فنجد:

$$n = 4, \quad b_p = 600\ mm, \quad m_x = 60\ mm, \quad e_x = 75\ mm,$$
$$e = 75\ mm, \quad p = 150\ mm$$

$$l_{eff,1} = Min \begin{cases} 0.5b_p = 300\ mm \\ 0.5n(4m_x + 1.25e_x) = 668\ mm \\ 2m_x + 0.625e_x + e + (n-2)(2m_x + 0.625e_x) = 576\ mm \\ 2m_x + 0.625e_x + 0.5(n-1)p = 392\ mm \\ n\pi m_x = 754\ mm \\ 0.5n(\pi m_x + 2e) = 677\ mm \end{cases}$$

$$\therefore l_{eff,1} = 300\ mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 \times 300 \times 50^2 \times 255 \times 10^{-6}/1.0$$
$$= 47.8\ kNm$$

$$F_{t,pl,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 47.8 \times 10^3}{60} = 1593\ kN$$

$$F_{t,pl,Rd} = 1593\ kN > N_{L,T}^{max} = 799\ kN \quad ok$$

– مقاومة براغي التثبيت للشد:

تحدد مقاومة البرغي (8.8M24) على الشد $F_{t,Rd}$ بالعلاقة (10–10) التالية:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 800 \times 353 \times 10^{-3}}{1.25} = 203\ kN$$

$$F_{t,3,Rd} = 4 \times 203 = 812\ kN > N_{L,T}^{max} = 799\ kN \quad ok$$

تصميم اللحام

لحام الجناح المشدود:

بفرض أن قياس اللحام $s = 15\ mm$ وأنه سينفذ على كامل محيط الجناح فيحدد طول اللحام كما يلي:

$$L = 2b - t_w - 2s = 2 \times 307.4 - 12 - 2 \times 15 = 572.8\ mm$$

ويحدد اجهاد القص التصميمي للحام بالعلاقة (10-22)التالية:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{410/\sqrt{3}}{0.85 \times 1.25} = 223\ N/mm^2$$

وتحدد المقاومة التصميمية للحام في واحدة الطول بالعلاقة (10-21) التالية:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a = 223 \times 0.7 \times 15 = 2341.5\ N/mm$$

وتحدد المقاومة التصميمية للحام الجناح المشدود كما يلي:

$$F_{t,w,Rd} = F_{w,Rd} \times L = 2341.5 \times 572.8 \times 10^{-3} = 1341\ kN$$

$$> F_{w,Ed} = \frac{M_{Ed}}{(h_c - t_f)} = \frac{350 \times 10^3}{(314.5 - 18.7)} = 1183\ kN \quad ok$$

لحام الجناح المضغوط:

سيتم اعتبار أن أسفل العمود تم قصه آلياً وبالتالي سينتقل الضغط مباشرة من جناح العمود إلى صفيحة الاستناد ومع ذلك جرت العادة أن يتم لحام الجناح المضغوط بنفس لحام الجناح المشدود

لحام جسد العمود

يصمم لحام جسد العمود إلى صفيحة القاعدة ليقاوم قوة القص في أسفل العمود، ولكن على الرغم من أن قياس لحام الجسد يمكن أن يكون أصغر من قياس لحام الجناحين فينفذ اللحام بنفس القياس على كامل محيط مقطع العمود

Damascus University

علاقات وجداول مفيدة
لمقرر تصميم المنشآت معدنية 2

(يُسمح بادخالها للإمتحان)

أ.د. محمد السمارة



PARTIAL FACTORS FOR RESISTANCE

Structural steel

γ_{M0} = 1.0

γ_{M1} = 1.0

γ_{M2} = 1.1

Parts in connections

γ_{M2} = 1.25 (bolts, welds, plates in bearing)

Table 3.1. Values for yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u from product standards (EN 10025-2 and EN 10210-1)

Steel grade	Thickness range (mm)	Yield strength, f_y (N/mm^2)	Thickness range (mm)	Ultimate tensile strength, f_u (N/mm^2)
S235	$t \leq 16$	235	$t < 3$	360
	$16 < t \leq 40$	225		
	$40 < t \leq 63$	215	$3 \leq t \leq 100$	360
	$63 < t \leq 80$	215		
	$80 < t \leq 100$	215		
S275	$t \leq 16$	275	$t < 3$	430
	$16 < t \leq 40$	265		
	$40 < t \leq 63$	255	$3 \leq t \leq 100$	410
	$63 < t \leq 80$	245		
	$80 < t \leq 100$	235		
S355	$t \leq 16$	355	$t < 3$	510
	$16 < t \leq 40$	345		
	$40 < t \leq 63$	335	$3 \leq t \leq 100$	470
	$63 < t \leq 80$	325		
	$80 < t \leq 100$	315		

Damascus University



أ.د. محمد السمارة

التراكيب الأساسية للأحمال

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\ "+"\ \gamma_P P\ "+"\ \gamma_{Q,1}Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\ "+"\ \gamma_P P\ "+"\ \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

$$\sum_{j\geq 1}\xi_j\gamma_{G,j}G_{k,j}\ "+"\ \gamma_P P\ "+"\ \gamma_{Q,1}Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Table NA.A1.1 — Values of Ψ factors for buildings to EN 1990

Action أفعال الأحمال	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1) الأحمال الحية في الأبنية حسب أصنافها			
Category A: domestic, residential areas أبنية سكنية	0.7	0.5	0.3
Category B: office areas أبنية مكاتب	0.7	0.5	0.3
Category C: congregation areas أبنية عبادة أو احتفالات	0.7	0.7	0.6
Category D: shopping areas مناطق تسوق	0.7	0.7	0.6
Category E: storage areas مناطق مستودعات	1.0	0.9	0.8
Category F: traffic area, vehicle weight ≤30kN كراجات 30kN≤ وزن العربة	0.7	0.7	0.6
Category G: traffic area, 30kN < vehicle weight ≤160kN كراجات 160kN≤ وزن العربة > 30kN	0.7	0.5	0.3
Category H: roofs[a] أسقف	0.7	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3) أحمال الثلج			
For sites located at altitude – H > 1000 m a.s.l. مواقع ارتفاعها عن سطح البحر يزيد على 1000 متر	0.7	0.5	0.2
For sites located at altitude – H ≤ 1000 m a.s.l. مواقع ارتفاعها عن سطح البحر لا يزيد من 1000 متر	0.5	0.2	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4) أحمال الرياح	0.5	0.2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5) أحمال الحرارة عدا الحريق	0.6	0.5	0

[a] See EN1991-1-1: Clause 3.3.2 (1): On roofs, imposed loads need not be applied in combination with either snow loads and/or wind loads

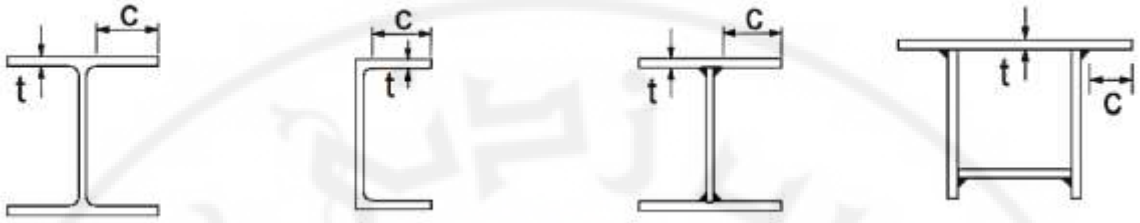
لايجوز تركيب الأحمال الحية مع أحمال الثلج أو مع أحمال الرياح



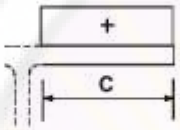
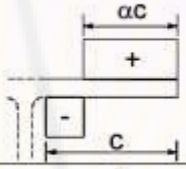
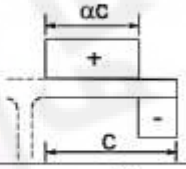
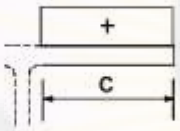
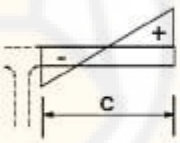
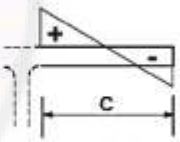
أ.د. محمد السمارة

Classification of cross sections

Outstand flanges



Rolled sections | Welded sections

Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression	
		Tip in compression	Tip in tension
Stress distribution in parts (compression positive)			
1	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
3	$c/t \le 14\varepsilon$	$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5	

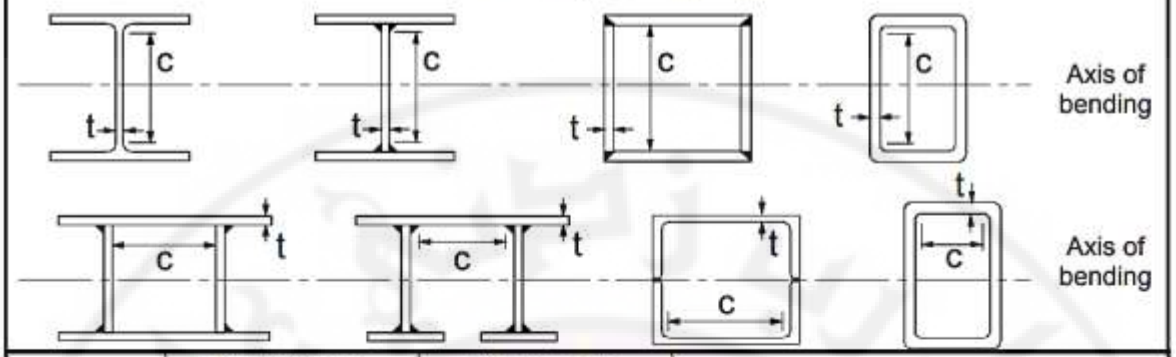
$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

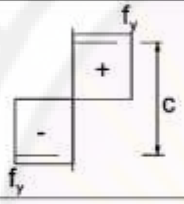
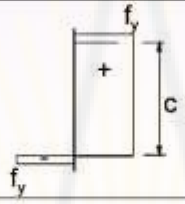
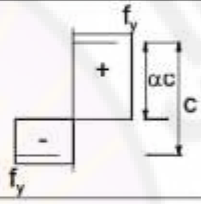
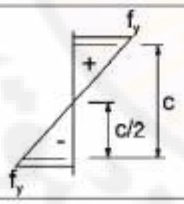
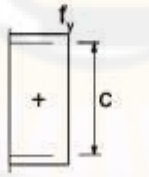
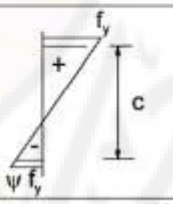
Damascus University



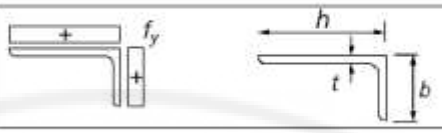
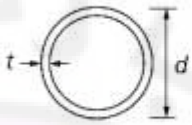
أ.د. محمد السمارة

Internal compression parts



Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression
Stress distribution in parts (compression positive)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	when $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	when $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ when $\psi \le -1$*): $c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

*) $\psi \le -1$ applies where either the compression stress $\sigma \le f_y$ or the tensile strain $\varepsilon_y > f_y/E$

Class	Section in compression
Stress distribution across section (compression positive)	 Angles
3	$h/t \le 15\varepsilon$: $\frac{b+h}{2t} \le 11.5\varepsilon$
 Tubular sections	
Class	Section in bending and/or compression
1	$d/t \le 50\varepsilon^2$
2	$d/t \le 70\varepsilon^2$
3	$d/t \le 90\varepsilon^2$ **NOTE** For $d/t > 90\varepsilon^2$ see EN 1993-1-6

Tension Member Design

The Eurocode 3 design expression for yielding of the gross cross-section (plastic resistance) is therefore given as

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad (6.6)$$

And for the ultimate resistance of the net cross-section (defined in ***clause 6.2.2.2***), the Eurocode 3 design expression is

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \qquad (6.7)$$



أ.د. محمد السمارة

The tension resistance for angle sections connected through one leg must take into account the eccentricity between cross-section centroid where tension is applied and the centroid of the leg where it is resisted. Accordingly, the cross-section should be checked for tension and bending. This check may be avoided if the resistance to tension is determined from:

- for connection with one bolt (Fig. 3.4a):

$$N_{u,Rd} = \frac{2.0 \cdot (e_2 - 0.5d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \tag{3.9}$$

- for connection with two bolts (Fig. 3.4b):

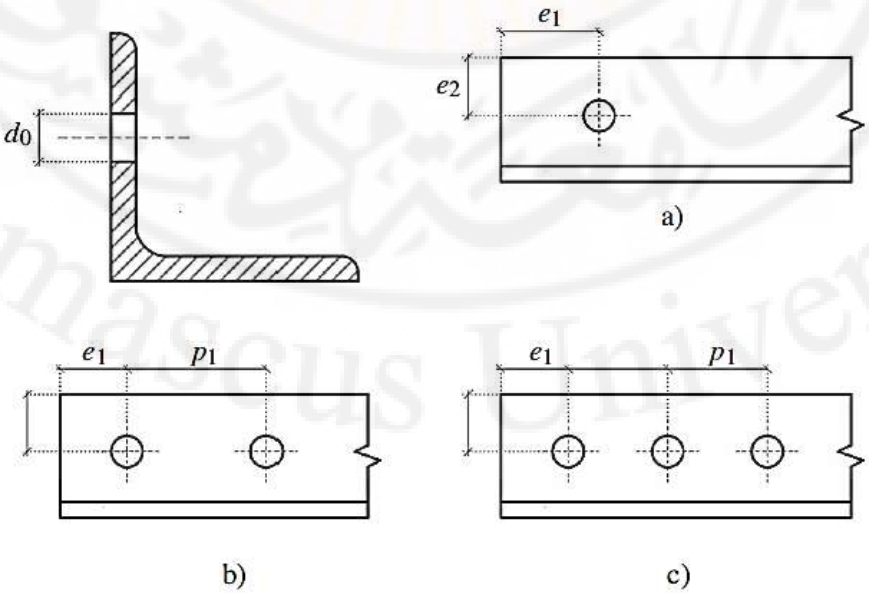
$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \tag{3.10}$$

- for connection with three or more bolts (Fig. 3.4c):

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \tag{3.11}$$

where

$\beta_2 = 0.4$ if $p_1 \leqslant 2.5d_0$
$\beta_2 = 0.7$ if $p_1 \geqslant 5.0d_0$
$\beta_3 = 0.5$ if $p_1 \leqslant 2.5d_0$
$\beta_3 = 0.7$ if $p_1 \geqslant 5.0d_0$ and
A_{net} is the net section of the angle profile.



أ.د. محمد السمارة

Compression Member Design

$N_{Ed} \leq N_{c.Rd}$

1. من أجل المقاطع من الصنف 1 أو 2 أو 3 (غير النحيفة): $N_{c.Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$
2. من أجل المقاطع من الصنف 4 (النحيفة): $N_{c.Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}}$

$N_{Ed} \leq N_{b.Rd}$

1. للمقاطع من الصنف 1 أو 2 أو 3 : $N_{b.Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}}$
2. للمقاطع من الصنف 4 : $N_{b.Rd} = \frac{\chi A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

- للمقاطع من الصنف 1 أو 2 أو 3 :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1}$$

- للمقاطع من الصنف 4 :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1}$$

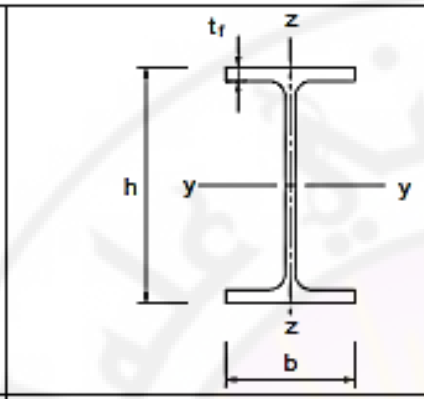
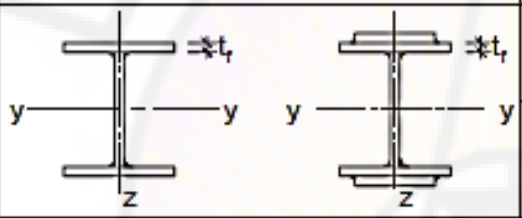
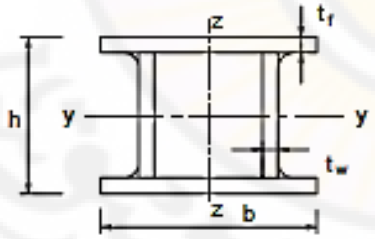
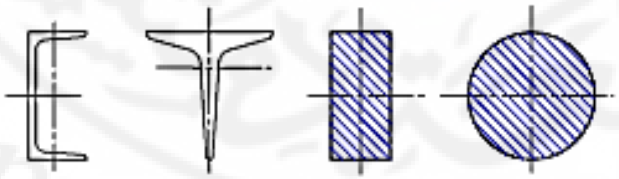
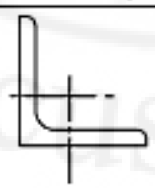
$$\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y}$$

$f_y\ (MPa)$	235	275	355	460
λ_1	93.8	86.8	76.37	67.1

d	c	b	a	a_0	منحني التحنيب
0.76	0.49	0.34	0.21	0.13	معامل سوء الصنع α



أ.د. محمد السمارة

Cross section		Limits		Buckling about axis	Buckling curve: S 235, S 275, S 355, S 420	Buckling curve: S 460
Rolled sections		$h/b > 1,2$	$t_f \le 40$ mm	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \le 100$	y – y z – z	b c	a a
		$h/b \le 1,2$	$t_f \le 100$ mm	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d	c c
Welded I-sections		$t_f \le 40$ mm		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		y – y z – z	c d	c d
Hollow sections		hot finished		any	a	a_0
		cold formed		any	c	c
Welded box sections		generally (except as below)		any	b	b
		thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		any	c	c
U-, T- and solid sections				any	c	c
L-sections				any	b	b



أ.د. محمد السمارة

Design of Beams

Shear resistance $V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$

مساحة القصّ الفعّالة	
للمقاطع المدرفلة I و H عندما يكون الحمل موازياً للجسد	$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
للمقاطع المدرفلة] (المجراية) عندما يكون الحمل موازياً للجسد	$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$
للمقاطع الملحومة I و H والصندوقية عندما يكون الحمل موازياً للجسد	$A_v = h_w t_w$
للمقاطع الملحومة I و H و] (المجراية) والصندوقية عندما يكون الحمل موازياً للجناحين	$A_v = A - h_w t_w$
للمقاطع المدرفلة المستطيلة المفرغة ذات السماكة الثابتة عندما يكون الحمل موازياً للعمق	$A_v = Ah/(b + h)$
للمقاطع المدرفلة المستطيلة المفرغة ذات السماكة الثابتة عندما يكون الحمل موازياً للعرض	$A_v = Ab/(b + h)$
للمقاطع الدائرية المفرغة و الأنبوبية ذات السماكة الثابتة	$A_v = 2A/\pi$

Moment resistance

- للمقاطع من الصنف 1 و 2 $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$
- للمقاطع من الصنف 3 $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$
- للمقاطع من الصنف 4 (النحيفة) $M_{c,Rd} = M_{o,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$

Lateral torsional buckling resistance $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

للمقاطع من الصنف 1 و 2	$W_y = W_{pl,y}$



أ.د. محمد السمارة

$W_y = W_{el,y}$	للمقاطع من الصنف 3
$W_y = W_{eff,y}$	للمقاطع من الصنف 4 (النحيفة)

تحديد منحني التحنيب		
منحني التحنيب Buckling curve	الحدود Limits	نوع المقطع Cross-section
b	h/b≤2.0	المقاطع المدرفلة المتناظرة حول محورين I و H والمقاطع المفرغة المنهية على الحامي Rolled doubly symmetric I and H-sections and hot-finished hollow sections
c	2.0<h/b≤3.1	
d	h/b>3.1	
d		مقاطع الزوايا عندما يكون العزم مطبق في المستوي الرئيسي القوي Angles (for moments in the major principal plane)
d		كل المقاطع المدرفلة الأخرى All other hot-rolled sections
c	h/b≤2.0	المقاطع الملحومة المتناظرة حول محورين والمقاطع المفرغة المشكلة على البارد Welded doubly symmetric sections and cold-formed hollow sections
d	2.0<h/b≤3.1	

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta\bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \; and \; \leq \frac{1.0}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta\bar{\lambda}_{LT}^2]$$

معاملات النقص α_{LT}				
Buckling curve منحني التحنيب	a	b	c	d
Imperfection factors α_{LT} معاملات النقص	0.21	0.34	0.49	0.76

أ.د. محمد السمارة

نوع المقطع	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	β
مدرفل أو مفرغ	0.4	0.75
مصنع باللحام	0.2	1.0

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq 1.0$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \leq 1.0$$

Moment distribution مخطط العزم	k_c
$\psi = 1$	1.0
$-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1.33 - 0.33\psi}$
	0.94
	0.90
	0.91
	0.86
	0.77
	0.82

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}}$$

كبديل للعلاقة السابقة يمكن تحديد نسبة النحافة اللابعدية للمقاطع المتناظرة حول محورين كما يلي:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UVD\bar{\lambda}_z\sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_1$$

$$U = \sqrt{\frac{W_{pl,y}\, g}{A}}\sqrt{\frac{I_z}{I_w}}$$

$$g = \sqrt{1 - (I_z / I_y)}$$



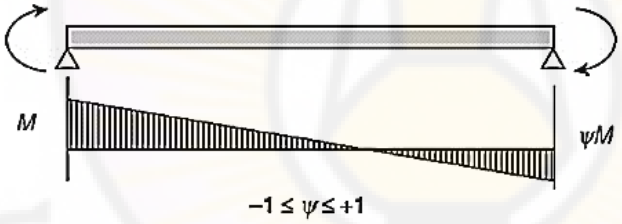
أ.د. محمد السمارة

$$V = \frac{1}{\sqrt[4]{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 + \frac{\lambda_z^2}{(\pi^2 E/G)(A/I_t)(I_w/I_z)} + (C_2 z_g)^2 \frac{I_z}{I_w}}}$$

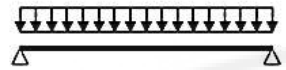
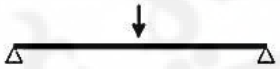
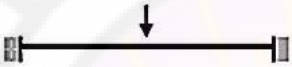
يمكن تبسيط العلاقة السابقة عندما لا يساعد الحمل في عدم الاستقرار لتصبح:

$$V = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{1}{20}(\frac{\lambda_z}{h/t_f})^2}}$$

$$D = \frac{1}{\sqrt{1 - +V^2 C_2 z_g \sqrt{\frac{I_z}{I_w}}}}$$

End Moment Loading	Ψ	$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$	C_1
	+1.00	1.00	1.00
	+0.75	0.92	1.17
	+0.50	0.86	1.36
	+0.25	0.80	1.56
	0.00	0.75	1.77
	−0.25	0.71	2.00
	−0.50	0.67	2.24
	−0.75	0.63	2.49
	−1.00	0.60	2.76

أ.د. محمد السمارة

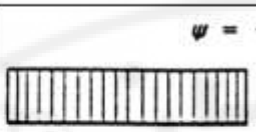
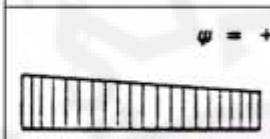
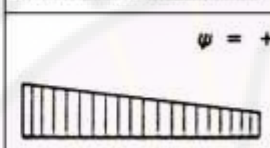
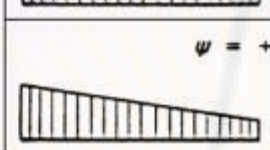
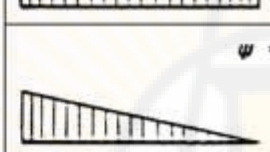
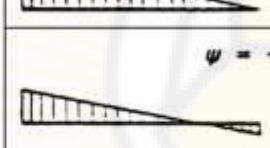
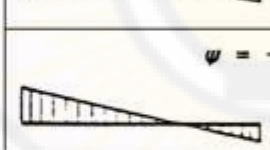
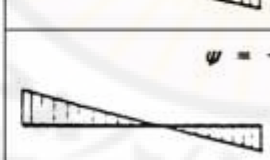
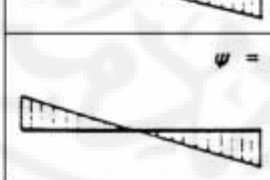
Loading and support conditions	Bending moment diagram	C_1	C_2
		1,127	0,454
		2,578	1,554
		1,348	0,630
		1,683	1,645

F.1.2 ***General formula for cross-sections symmetrical about the minor axis (*****ENV 1993-1-1:1992*****)***

In the case of a beam of uniform cross-section which is symmetrical about the minor axis, for bending about the major axis the elastic critical moment for lateral-torsional buckling is given by the general formula:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + [C_2 z_g - C_3 z_j]^2 \right]^{0,5} - [C_2 z_g - C_3 z_j] \right\}$$

Table F.1.1 — Values of factors C_1, C_2 and C_3 corresponding to values of factor k: End moment loading

Loading and support conditions	Bending moment diagram	Value of k	Values of factors		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	—	1,000 1,113 1,144
		1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	—	0,998 1,565 2,283
		1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	—	0,992 1,556 2,271
		1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	—	0,977 1,531 2,235
		1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	—	0,939 1,473 2,150
		1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	—	0,855 1,340 1,957
		1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	—	0,676 1,059 1,546
		1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	—	0,366 0,575 0,837
		1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	—	0,000 0,000 0,000

Damascus University



أ.د. محمد السمارة

Table F.1.2 — Values of factors C_1, C_2 and C_3 corresponding to values of factor k: Transverse loading cases

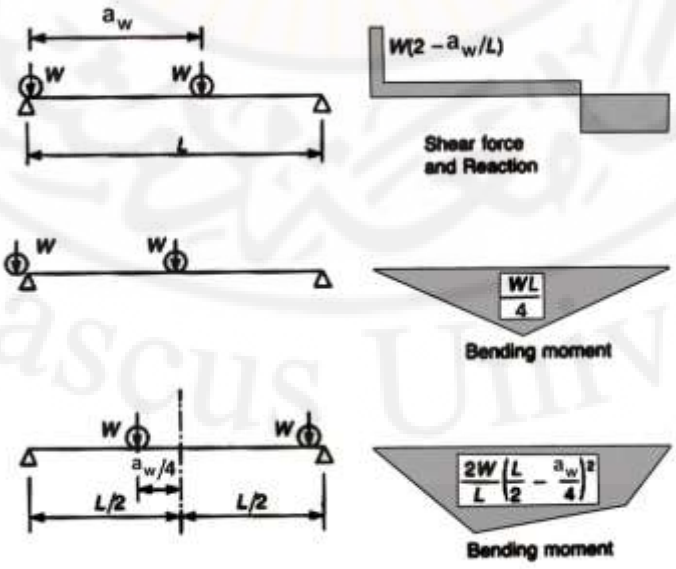
Loading and support conditions	Bending moment diagram	Values of k	Values of factors		
			C_1	C_2	C_3
W		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
W		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
F		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
F		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
F F		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Design of Crane Girder

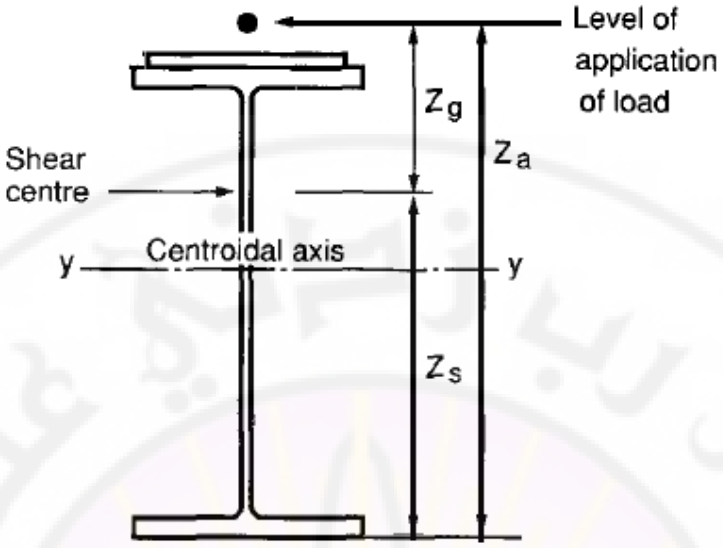
تراكيب الأحمال للحالة الحدية القصوى

عند حصول معظم الأحمال غير المرغوبة $\sum_j \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$

عند حصول كل الأحمال غير المرغوبة $\sum_j \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + 0.9 \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$



أ.د. محمد السمارة



$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

k = 1.0 (جناحي الجائز حرين في الدوران عند مسانده)

k_W = 1.0 (لا يوجد شروط خاصة على لمنع تشوه المقطع warping)

h_s المسافة بين مركزي ثقل الجناحين

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2$$

$$\beta_f = \frac{I_{z,cf}}{I_{z,cf} + I_{z,tf}}$$

$$When\ \beta_f > 0.5 \qquad z_j = 0.4(2\beta_f - 1)h_s$$

$$z_g = z_a - z_s$$

5.7.3 Crushing resistance *(ENV 1993-1-1:1992)*

For wheel loads from cranes, transmitted through a crane rail bearing on a flange but not welded to it, the design crushing resistance of the web $R_{y,Rd}$ should be taken as:

$$R_{y.Rd} = s_y\, t_w\, f_{yw} / \gamma_{M1}$$

$$s_y = 2(h_R + t_f)\,[1 - (\sigma_{f,Ed}/f_{yf})^2]^{0,5}$$

where h_R *is the height of the crane rail*

5.7.4 Crippling resistance *(*ENV 1993-1-1:1992*)*

(1) The design crippling resistance $R_{a,Rd}$ of the web of an I, H or U section should be obtained from:

$$R_{a.Rd} = 0,5 t_w^2 (E f_{yw})^{0,5}\,[(t_f/t_w)^{0,5} + 3(t_w/t_f)(s_s/d)]/\gamma_{M1}$$

where s_s *is the length of stiff bearing from* **5.7.2**(3)

but s_s/d *should not be taken as more than 0,2.*

Where the member is also subject to bending moments, the following criteria should be satisfied:

$$F_{Sd} \le R_{a.Rd}$$

$$M_{Sd} \le M_{c.Rd}$$

$$and \quad \frac{F_{Sd}}{R_{a.Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c.Rd}} \le 1,5$$

تحقيق السهوم

$$\delta_{max} = \frac{W_s\, L^3}{6\, E\, I_y}\left[\frac{3}{8}\left(1 - \frac{a_w}{L}\right) - \left(\frac{L - a_w}{2L}\right)^3\right]$$

W_s حمل الدولاب الواحد الساكن دون تصعيد

Beam-Column Design

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \le 1.0$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5a) \le M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad for \quad n \le a$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}\left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a}\right)^2\right] \quad for \quad n > a$$

$$n = N_{Ed}/\,N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f)/A \le 0.5$$



أ.د. محمد السمارة

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1.0$$

قيم α و β		
نوع المقطع	β	α
المقطع I و H	$5n \geq 1$	2
مفرغ دائري	2	2
مفرغ مستطيل	$\frac{1.66}{1-1.13n^2} \leq 6$	$\frac{1.66}{1-1.13n^2} \leq 6$

تحقيق التحنيب الكلي وتحنيب الفتل الجانبي

لتجنب حدوث تحنيب كلي و/ أو تحنيب فتل جانبي للعنصر يجب أن تحقق العزوم والقوى المحورية المطبقة علاقتي الترابط الآتيتين:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + K_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + K_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + K_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + K_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0$$

$N_{Rk} = f_y A_i, \quad M_{y,Rk} = f_y W_i, \quad \Delta M_{i,Ed}$				
Class	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$N_{Ed} e_{Ny}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$N_{Ed} e_{Nz}$



أ.د. محمد السمارة

K_{yy} و K_{yz} و K_{zy} و K_{zz} معاملات ترابط، حدد الكود طريقتين مفصلتين لحسابهما في الملحقين A و B من الكود EN 1993-1-1: 2005 . ويمكن تحديد قيم عظمى (محافظة) لهذه المعاملات من الجدول التالي:

قيم عظمى (محافظة) لـ K_{yy} و K_{yz} و K_{zy} و K_{zz}		
معامل الترابط	Class 1 and 2	Class 3
K_{yy}	$1.8C_{my}$	$1.6C_{my}$
K_{yz}	$0.6K_{zz}$	K_{zz}
K_{zy}	1.0	1.0
K_{zz}	$2.4C_{mz}$	$1.6C_{mz}$

يتم تحديد C_{my} و C_{mz} باستخدام الجدول التالي:

Moment diagram	range		C_{my} and C_{mz} and C_{mLT} uniform loading	C_{my} and C_{mz} and C_{mLT} concentrated load
M, ψM	$-1 \le \psi \le 1$		$0,6 + 0,4\psi \ge 0,4$	
M_h, M_s, ψM_h; $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$-0,8\alpha_s \ge 0,4$
		$-1 \le \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \ge 0,4$
M_h, M_s, ψM_h; $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \le \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{my} = 0,9$ or $C_{Mz} = 0,9$ respectively.				
C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} should be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:				
moment factor: C_{my} — bending axis: y-y — points braced in direction: z-z				
moment factor: C_{mz} — bending axis: z-z — points braced in direction: y-y				
moment factor: C_{mLT} — bending axis: y-y — points braced in direction: y-y				

أ.د. محمد السمارة

الجدول (4-8): معاملات الترابط Interaction factors					
معاملات الترابط Interaction Factors	المعيار Criteria	المقطع Section	صنف المقطع		المعامل C Factor
			Class 1 and 2 cross-sections	Class 3 cross-sections	
K_{yy}	–	الكل	الشكل (8-2)	الشكل (8-3)	C_{my}
K_{yz}	–	الكل	$0.6K_{zz}$	K_{zz}	–
K_{zz}	غير عرضة لتشوهات الفتل	المقاطع RHS	الشكل (8-7)	الشكل (8-8)	C_{mz}
	عرضة لتشوهات الفتل	المقاطع I و H	الشكل (8-6)	الشكل (8-8)	C_{mz}
K_{zy}	غير عرضة لتشوهات الفتل	الكل	$0.6K_{yy}$	$0.8K_{yy}$	–
	عرضة لتشوهات الفتل	المقاطع I و H	الشكل (8-4)	الشكل (8-5)	C_{mLT}

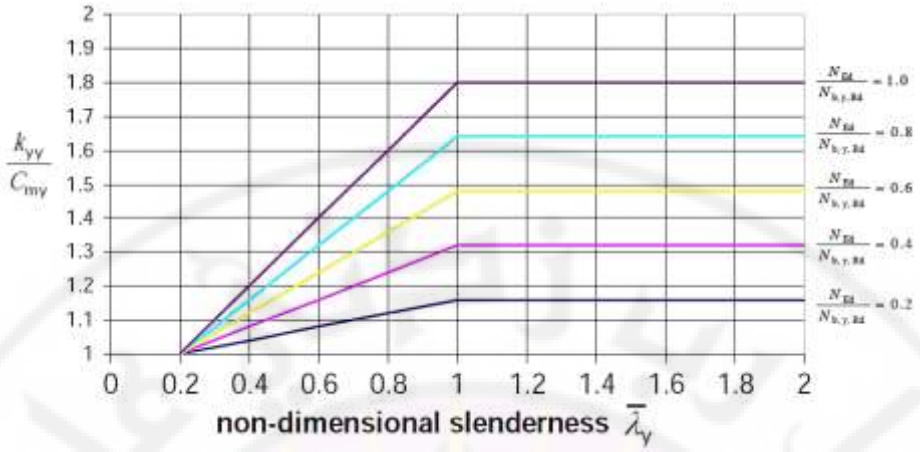
عندما يكون المقطع من الصنف 1 و 2 يمكن استخدام احدى العلاقتين التاليتين لحساب k_{zy} بدلاً من الشكل (8-4) الذي يخص الحالة $C_{mLT} = 1.0$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \geq 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$$

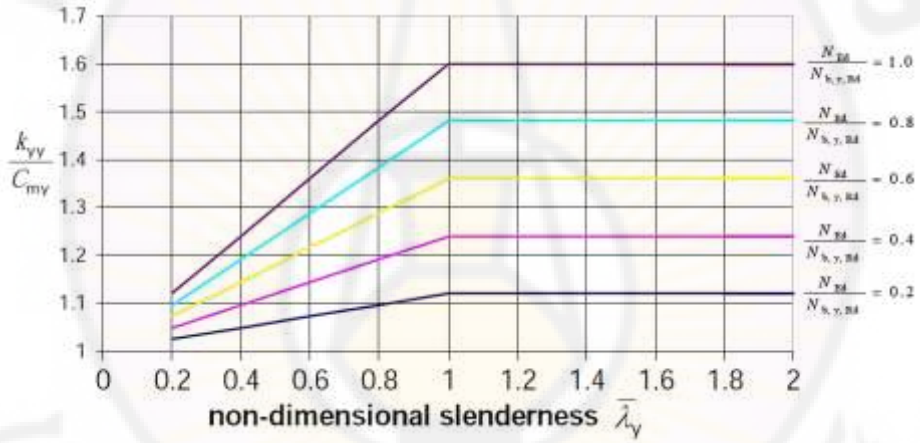
$$\text{For } \bar{\lambda}_z < 0.4: \quad k_{zy} = 0.6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$$

وعندما يكون المقطع من الصنف 3 أو 4 يمكن استخدام العلاقة التالية لحساب k_{zy} بدلاً من الشكل (8-5) الذي يخص الحالة $C_{mLT} = 1.0$

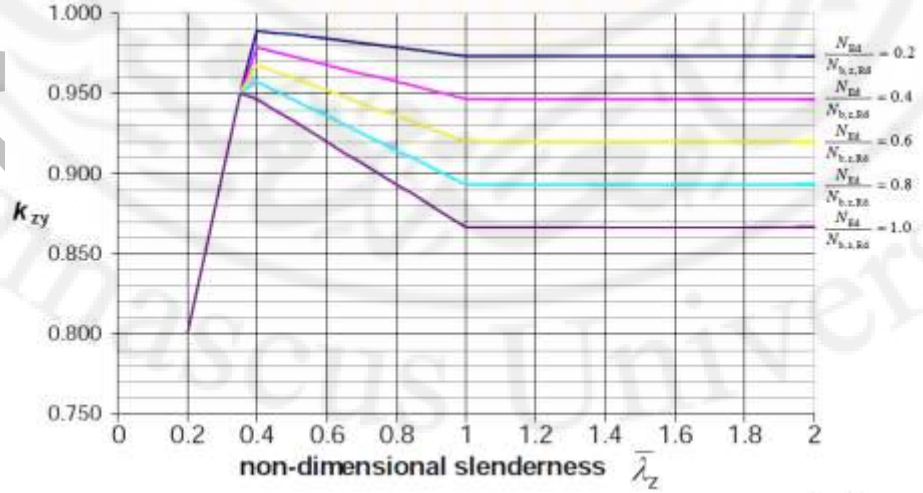
$$k_{zy} = 1 - \frac{0.05\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \geq 1 - \frac{0.05}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$$



الشكل (8-2): K_{yy} للمقاطع من الصنف 1&2

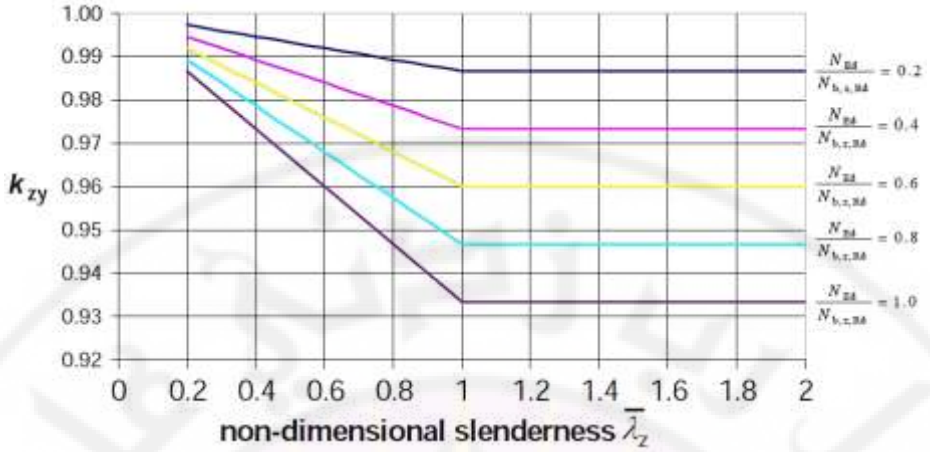


الشكل (8-3): K_{yy} للمقاطع من الصنف 3

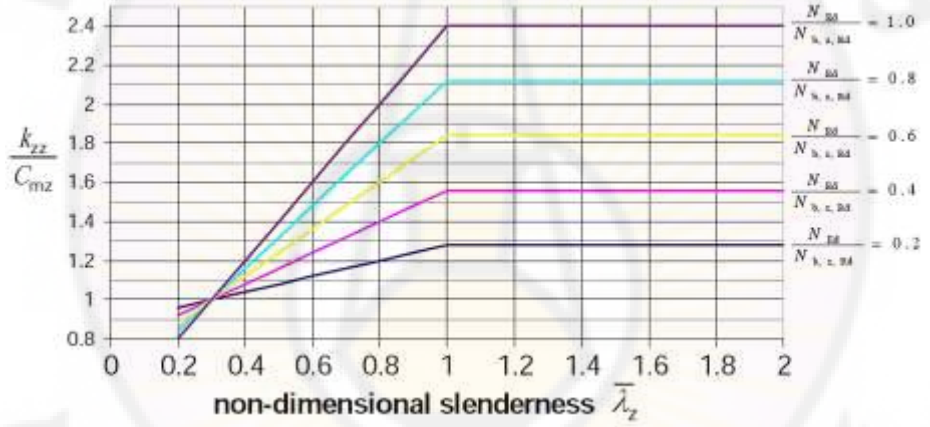


الشكل (8-4): K_{zy} للمقاطع I من الصنف 1&2 من أجل $C_{mLT} = 1.0$

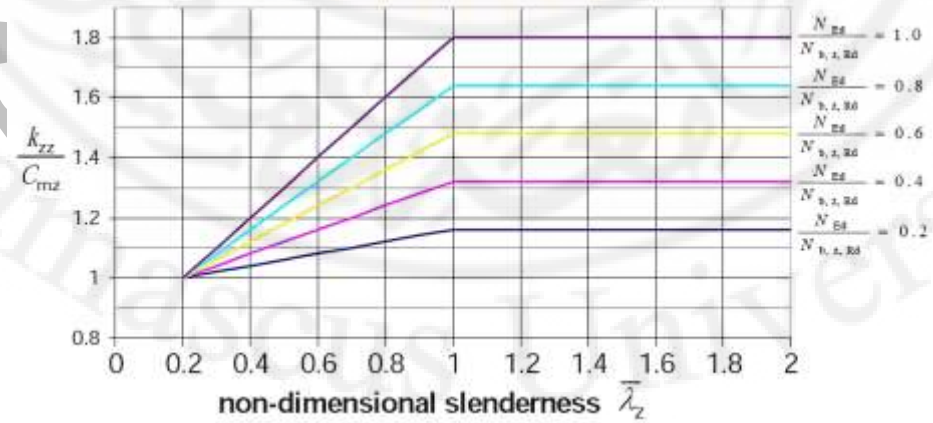
أ.د. محمد السمارة



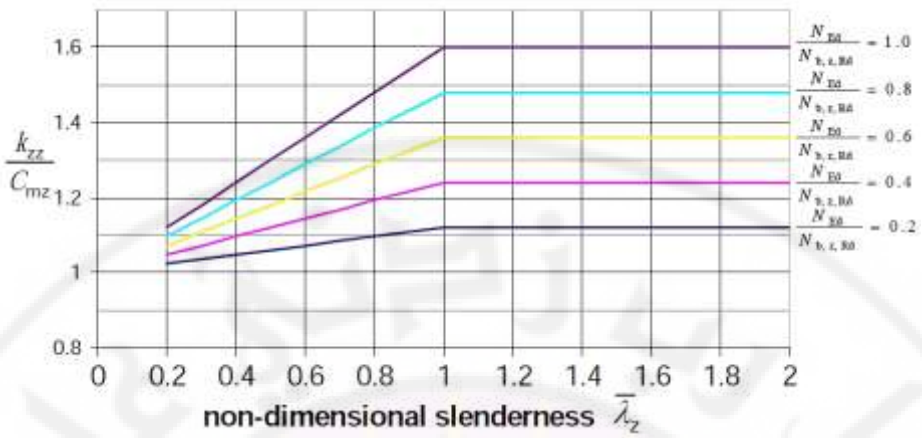
الشكل (8-5): K_{zy} للمقاطع I من الصنف 3 من أجل $C_{mLT} = 1.0$



الشكل (8-6): K_{zz} للمقاطع I من الصنف 1&2



الشكل (8-7): K_{zz} للمقاطع RHS من الصنف 1&2



الشكل (8-8): K_{zz} للمقاطع I و RHS من الصنف 3

Connection Design

أقطار ومساحات مقاطع البراغي									
القطر الاسمي (mm)	12	16	20	22	24	27	30	33	36
المساحة الاسمية $A\ (mm^2)$	113	201	314	380	453	573	706	856	1020
المساحة الصافية $A_t\ (mm^2)$	84.3	157	245	303	353	459	561	684	817

مقاومة البراغي							
ماركة البرغي	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} N/mm^2	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} N/mm^2	400	400	500	500	600	800	1000

Shear resistance of bolt

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_v = 0.6$ للبراغي من الصنف 4.6, 5.6, 8.8 $\alpha_v = 0.5$ للبراغي من الصنف 4.8, 5.8, 6.8, 10.9	مستوي القص يمر من سن البرغي
$\alpha_v = 0.6$	مستوي القص يمر من جسد البرغي

Bearing resistance of bolt

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}}$$

$a_b = min\left(\frac{e_1}{3d_0};\ \frac{f_{ub}}{f_u};\ 1.0\right)$ لبراغي النهاية

$a_b = min\left(\frac{p_1}{3d_0} - 0.25;\ \frac{f_{ub}}{f_u};\ 1.0\right)$ للبراغي الداخلية

$k_1 = min\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7;\ 2.5\right)$ للبراغي الطرفية

$k_1 = min\left(1.4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1.7;\ 2.5\right)$ للبراغي الداخلية

Tension resistance of bolt

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Combined shear and tension of bolt

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0$$



أ.د. محمد السمارة

Design of Trusses

يحدد الطول الفعال والطول الهندسي للعنصر وفقاً للملحق Annex BB للكود BS EN 1993-1-1:2005 كما في الجدول التالي:

	In-plane buckling	Out-of-plane buckling
1. General Rules		
– chord members	1.0	1.0
– web members	0.9[1]	1.0
2. I- and H-sections		
– chord members	0.9	1.0
– web members	0.9[1]	1.0
3. Hollow sections		
– chord members	0.9	0.9
– web members	1.0	1.0
4. Angles		
– chord members	1.0	1.0
– web members	referred to in text	referred to in text

1 provided that adequate end restraint is provided and the end connections supply appropriate fixity (i.e. at least 2 bolts in bolted connections).

$$\bar{\lambda}_{\text{eff,v}} = 0.35 + 0.7\bar{\lambda}_{\text{v}} \qquad \text{for buckling about v-v axis}$$

$$\bar{\lambda}_{\text{eff,y}} = 0.50 + 0.7\bar{\lambda}_{\text{y}} \qquad \text{for buckling about y-y axis}$$

$$\bar{\lambda}_{\text{eff,z}} = 0.50 + 0.7\bar{\lambda}_{\text{z}} \qquad \text{for buckling about z-z axis}$$

12-3 أحمال الرياح Wind loads

12-3-1 سرعة الرياح وضغط السرعة Wind velocity and velocity pressure

تحدد سرعة الرياح المتوسطة V_m من سرعة الرياح الأساسية V_b التي تعتمد على طقس الرياح وعلى خشونة الموقع وتضاريسه. وتحدد سرعة الرياح الأساسية V_b بالعلاقة التالية

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \qquad (12-1)$$

حيث:

C_{dir} معامل الاتجاه ويؤخذ مساوياً للواحد

C_{season} المعامل الموسمي ويؤخذ مساوياً للواحد

$V_{b,0}$ القيمة الأولية لسرعة الرياح الأساسية

وتحدد سرعة الرياح المتوسطة V_m بالعلاقة التالية:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \qquad (12-2)$$

حيث:

$C_o(z)$ معامل التضاريس ويؤخذ مساوياً للواحد

$C_r(z)$ معامل خشونة الموقع ويحدد بالعلاقة التالية:

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad for \quad z_{min} \le z \le z_{max} \qquad (12-3)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad for \quad z \le z_{min} \qquad (12-4)$$

حيث:

z_0 طول خشونة ويحدد من الجدول (12-1) بناءً على تصنيف الموقع

z_{min} الارتفاع الأدنى ويحدد من الجدول (12-1) بناءً على تصنيف الموقع

$z_{max} = 200\ m$

k_r معامل يعتمد على طول الخشونة ويحدد من العلاقة التالية:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \qquad (12-5)$$

$z_{0,II} = 0.05\ m$ (الموقع ذو الصنف II في الجدول 12-1)

ويحدد الانحراف المعياري لإضراب الرياح σ_v بالعلاقة التالية:

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_1 \qquad (12-6)$$

حيث: k_1 معامل الاضطراب ويؤخذ مساوياً الواحد

وعليه تحدد شدة اضطراب الرياح $I_v(z)$ بالعلاقة التالية:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_1}{C_0\,(z)\cdot \ln(\frac{z}{z_0})} \quad for \quad z_{min} \le z \le z_{max} \quad (12\text{–}7)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad for \quad z \le z_{min} \quad (12\text{–}8)$$

يحدد ضغط السرعة الأساسي q_b بالعلاقة التالية:

$$q_b = \frac{1}{2}\rho V_b^2 \quad (12\text{–}9)$$

حيث: ρ كتلة واحدة الحجوم من الهواء وتقدر بـ $1.25\ kg/m^3$

يحدد ضغط السرعة الأعظمي $q_b(z)$ عند ارتفاع z بالعلاقة التالية:

$$q_b(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2}\rho \cdot V_m^2(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (12\text{–}10)$$

حيث يُدعى $C_e(z)$ بمعامل التعرض exposure factor ويُحدد بالعلاقة التالية:

$$C_e(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot C_r^2(z) \cdot C_0^2(z) = q_b(z)/q_b \quad (12\text{–}11)$$

ويحتوي الجدول (12–2) قيم معامل التعرض $C_e(z)$ كتابع للارتفاع فوق سطح الأرض ولتصنيف الموقع وذلك لأرض منبسطة حيث $C_0(z) = 1.0$ وتم رسم هذه القيم بيانياً في الشكل (12–3)

الجدول (12–1)

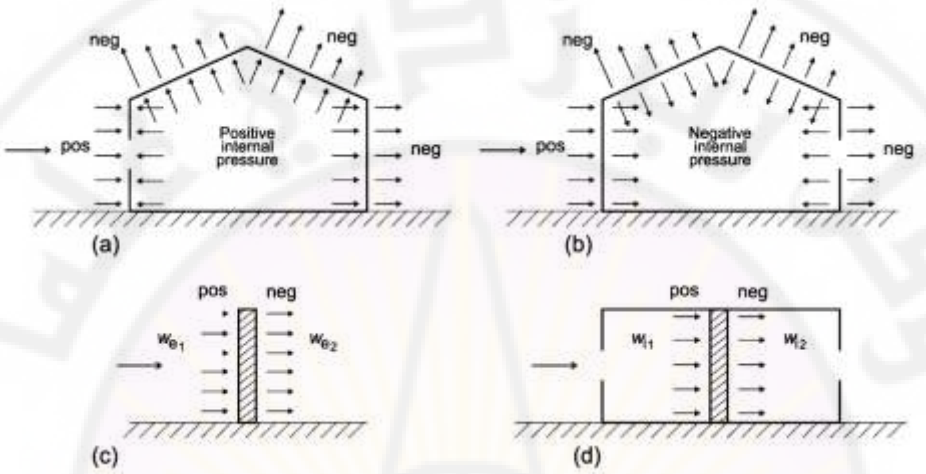
صنف خشونة الموقع	z_0 (m)	z_{min} (m)	k_r
0 مناطق ساحلية مفتوحة على البحر (الشكل 12–2a)	0.003	1	0.156
I بحيرات أو مناطق منبسطة أفقية مع مزروعات مهملة بدون عوائق (الشكل 12–2a)	0.01	1	0.17
II مناطق ذات مزروعات منخفضة مثل الأعشاب وعوائق معزولة (أشجار، أبنية) متباعدة بمسافات لا تقل عن 20 ضعف ارتفاع العائق (الشكل 12–2b)	0.05	2	0.19
III مناطق مغطاة بمزروعات منتظمة أو أبنية أو بعوائق متفرقة متباعدة بمسافات لا تزيد على 20 ضعف ارتفاع العائق (مثل القرى والضواحي والغابات الدائمة) (الشكل 12–2b)	0.3	5	0.215
IV مناطق لا يقل عن 15% من مساحتها مغطاة بأبنية متوسط ارتفاها يزيد على 15 m (الشكل 12–2c)	1.0	10	0.234

الجدول (2−12): معامل التعرض $C_e(z)$												
Z (m)	Zone 0	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV		Z (m)	Zone 0	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
2	2.14	1.88	1.42	0.78	0.29		52	3.98	3.83	3.50	2.90	2.37
4	2.49	2.24	1.80	1.15	0.64		54	4.01	3.86	3.53	2.93	2.40
6	2.70	2.47	2.04	1.38	0.86		56	4.03	3.88	3.55	2.96	2.43
8	2.86	2.63	2.21	1.56	1.03		58	4.05	3.91	3.58	2.98	2.46
10	2.98	2.77	2.35	1.70	1.17		60	4.07	3.93	3.61	3.01	2.49
12	3.09	2.88	2.47	1.82	1.29		62	4.10	3.96	3.63	3.04	2.51
14	3.18	2.97	2.57	1.93	1.39		64	4.12	3.98	3.66	3.06	2.54
16	3.25	3.05	2.66	2.02	1.48		66	4.14	4.00	3.68	3.09	2.57
18	3.32	3.13	2.74	2.10	1.57		68	4.16	4.02	3.70	3.11	2.59
20	3.39	3.20	2.81	2.17	1.64		70	4.18	4.04	3.73	3.14	2.62
22	3.44	3.26	2.88	2.24	1.71		72	4.19	4.06	3.75	3.16	2.64
24	3.50	3.31	2.94	2.31	1.77		74	4.21	4.08	3.77	3.18	2.66
26	3.55	3.37	2.99	2.36	1.83		76	4.23	4.10	3.79	3.21	2.69
28	3.59	3.41	3.04	2.42	1.89		78	4.25	4.12	3.81	3.23	2.71
30	3.63	3.46	3.09	2.47	1.94		80	4.26	4.14	3.83	3.25	2.73
32	3.67	3.50	3.14	2.52	1.99		82	4.28	4.16	3.85	3.27	2.75
34	3.71	3.54	3.18	2.56	2.03		84	4.30	4.17	3.87	3.29	2.77
36	3.75	3.58	3.23	2.61	2.08		86	4.31	4.19	3.89	3.31	2.79
38	3.78	3.62	3.26	2.65	2.12		88	4.33	4.21	3.90	3.33	2.81
40	3.81	3.65	3.30	2.69	2.16		90	4.34	4.22	3.92	3.35	2.83
42	3.84	3.69	3.34	2.73	2.20		92	4.36	4.24	3.94	3.37	2.85
44	3.87	3.72	3.37	2.76	2.23		94	4.37	4.25	3.96	3.39	2.87
46	3.90	3.75	3.41	2.80	2.27		96	4.39	4.27	3.97	3.40	2.89
48	3.93	3.78	3.44	2.83	2.30		98	4.40	4.28	3.99	3.42	2.91
50	3.96	3.81	3.47	2.87	2.34		100	4.41	4.30	4.01	3.44	2.93



12-3-2 أفعال الرياح Wind actions

يحدد تأثير الرياح على المنشآت والعناصر الإنشائية مع الأخذ بالحسبان ضغوط الرياح الخارجية والداخلية. ويُعد الضغط الموجه نحو السطح موجباً، والضغط الموجه بعيدًا عن السطح (شفط) سالباً. انظر الشكل (4−12))



الشكل (4−12))

12-3-2-1 ضغط الرياح على السطوح الخارجية

يُحدد ضغط الرياح w_e على السطوح الخارجية للمنشأ باستخدام العلاقة الآتية:

$$w_e = q_b(z_e) \times c_{pe} \qquad (12-12)$$

q_b ضغط السرعة الأعظمي

z_e الارتفاع المرجعي للضغط الخارجي

c_{pe} معامل الضغط الخارجي وهو يعتمد على مساحة السطح A الخاضع لتأثير الرياح. ويجد من الجداول (12−3,4,5,6,7) لمساحة 1 m^2 ويسمى $c_{pe,1}$ ولمساحة 10 m^2 ويدعى $c_{pe,10}$ وذلك من أجل زوايا ورود للرياح 0^o ، 90^o ، 180^o

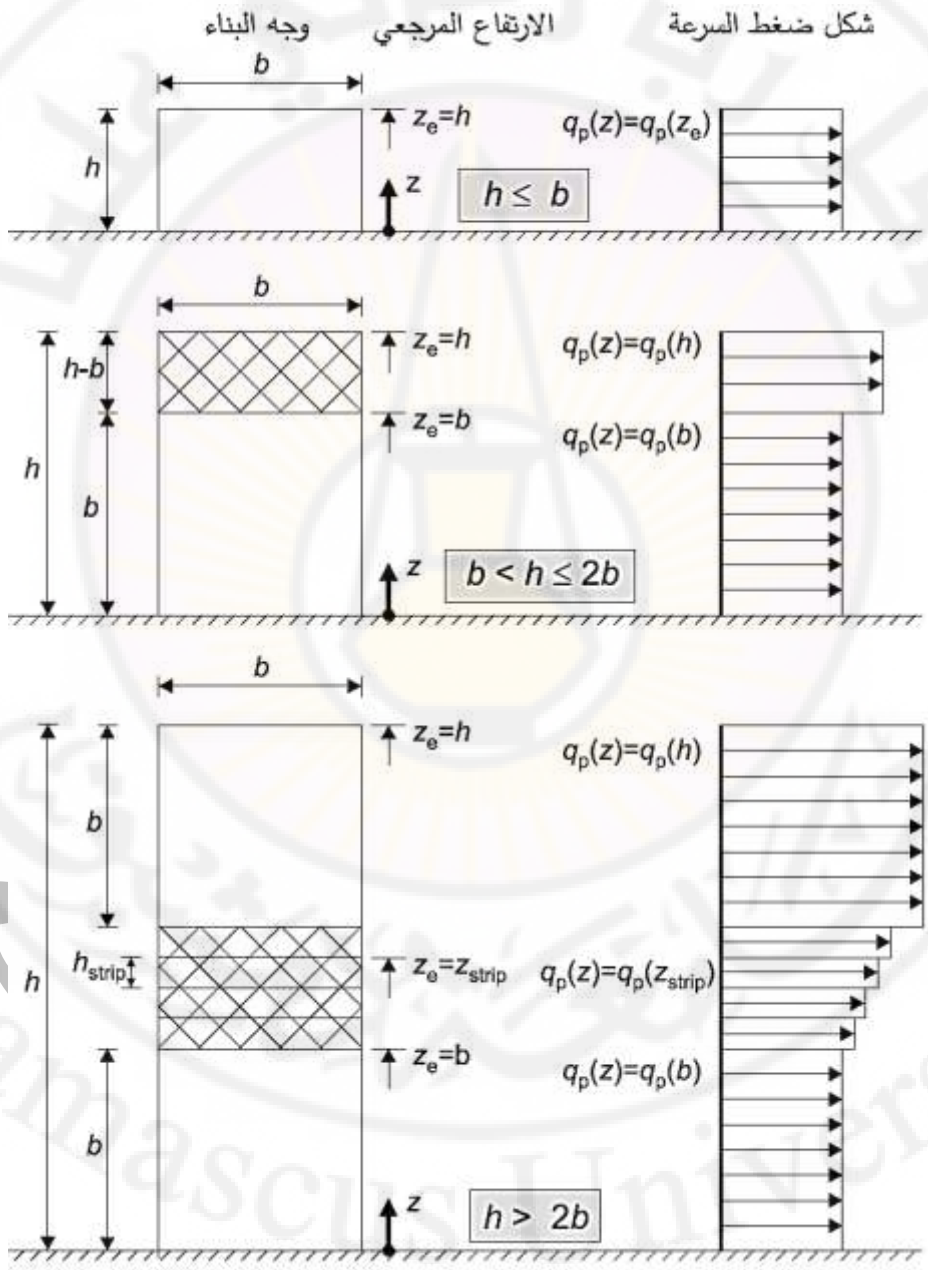
أولاً: الجدران الشاقولية للأبنية ذات المسقط المستطيل

يعتمد الارتفاع المرجعي z_e للجدران المواجهة للرياح على نسبة البعدين h/d ويؤخذ دائماً مساوياً لارتفاع أعلى أجزاء الجدار كما هو موضح في الشكل (5−12) حيث نميز ثلاث حالات

أما بالنسبة لجدران البناء الأخرى (المناطق A، B، C، E في الشكل 6−12) فيؤخذ الارتفاع المرجعي مساويا لارتفاع البناء

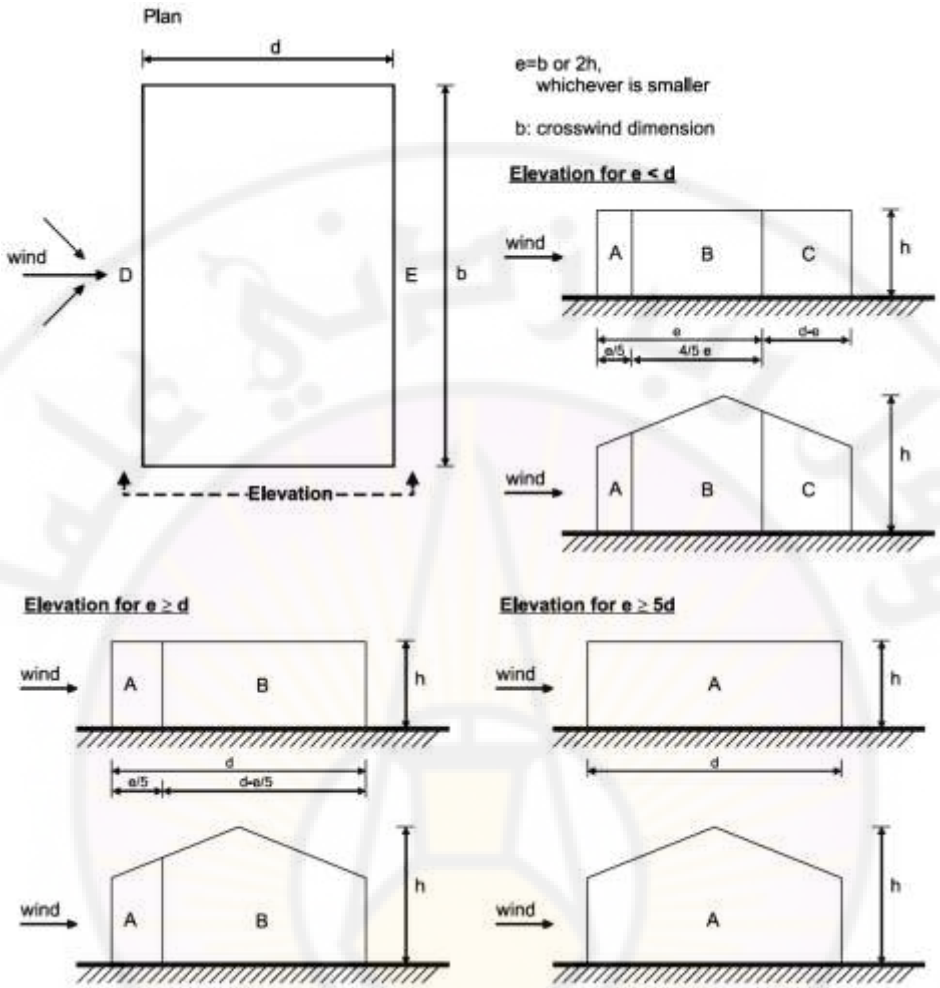
يُستخدم الجدول (3−12) لتحديد معاملي الضغط الخارجي $c_{pe,1}$ و$c_{pe,10}$ للمناطق A, B, C, D, E المحددة في الشكل (6−12)

الجدول (3-12): معاملي الضغط الخارجي على الجدران										
Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤1/4	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	



الشكل (5-12)

أ.د. محمد السمارة



الشكل (6-12)

ثانيا: الأسقف المستوية

يعد السطح مستويا إذا كانت زاوية ميله α على الأفق $-5^o < \alpha < 5^o$

يتم تقسيم السطح إلى مناطق كما في الشكل (7-12) وتحدد معاملات الضغط الخارجي من الجدول (4-12) بحيث يعتبر الارتفاع المرجعي مساوياً h ، أما إذا وجد تصوينه للسطح فيؤخذ الارتفاع المرجعي مساوياً $h+h_p$ (انظر الشكل 7-12) ويحدد معامل الضغط على التصوينه من الجدول (8-12).

ثالثاً: الأسقف المائلة

يقسّم السطح إلى مناطق بما فيه بروزات السقف إن وجدت ويعتبر الارتفاع المرجعي مساوياً h وتحدد معاملات الضغط الخارجي للأسقف المائلة بالاستعانة بالجدول المفتاحي الآتي:

نوع السقف	الشكل الدليل	جدول معاملات الضغط الخارجي
الأسقف بميل واحد Monopitch roofs	الشكل (8-12)	الجدول (5-12)

أ.د. محمد السمارة

الأسقف ذات الميلين Duopitch roofs	الشكل (9–12)	الجدول (6–12)
الأسقف ذات الميول الأربع Hipped roofs	الشكل (10–12)	الجدول (7–12)

12-3-2-2 الضغط الداخلي internal pressure

يعتمد معامل الضغط الداخلي c_{pi} على مساحة الفتحات الصغيرة في مغلف البناء وتوزعها وعلى التسرب الذي قد يحصل حول الأبواب والنوافذ والخدمات الأخرى. وعندما يحوي جانبين على الأقل من جوانب البناء (واجهات أو سقف) على فتحات بمساحة اجمالية لا تقل عن 30% من مساحة ذلك الجانب فلا يجوز استخدام هذه الفقرة بل يجب العودة إلى الكود البريطاني–الأوربي BS EN 1991–1–4 لحساب ضغط الرياح الداخلي.

بالنسبة للمباني التي ليس لها وجه مهيمن، يمكن أخذ c_{pi} مساوية 0.2+ أو 0.3– أيها تعطي الحالة الأسوأ.

12-3-2-3 ضغط الرياح الكلي

يُحدد ضغط الرياح الكلي على الجدران أو الأسقف كتركيب بين الضغط على الوجه الخارجي والضغط على الوجه الداخلي ليعطي الحالة الأخطر للعنصر قيد الدراسة من المنشأ. وعليه يمكن تحديد ضغط الرياح الكلي وفق العلاقة (12-16) مع التأكيد أن إشارة الجمع تعني التراكب بين الضغطين للحصول على حالة التحميل الأخطر.

$$p = (c_{pe} + c_{pi})\, q_p \qquad (12\text{-}16)$$

12-3-2-5 قوى السحب الناتجة عن احتكاك الرياح

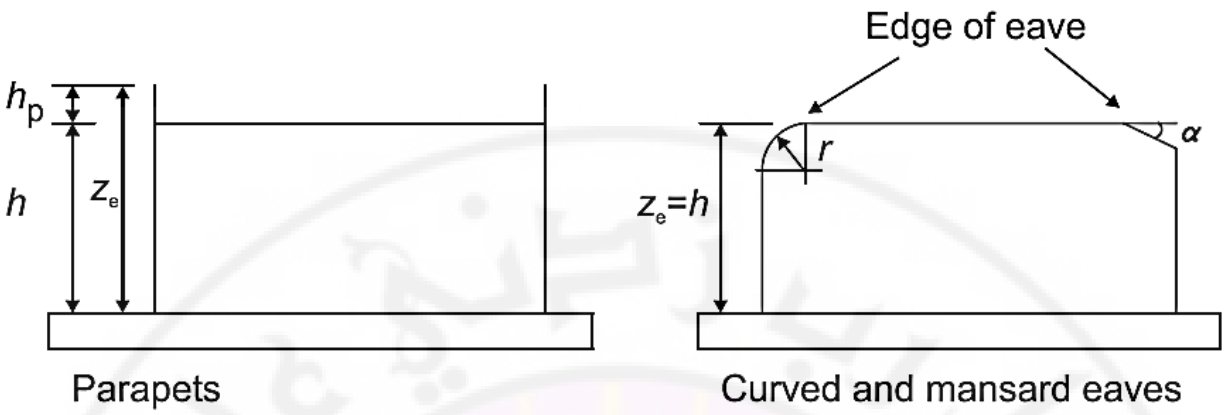
تضاف إلى القوى الناتجة عن الرياح المحسوبة وفق الفقرات السابقة قوة سحب ناتجة عن احتكاك الرياح بالبناء وتُحدد بالعلاقة الآتية:

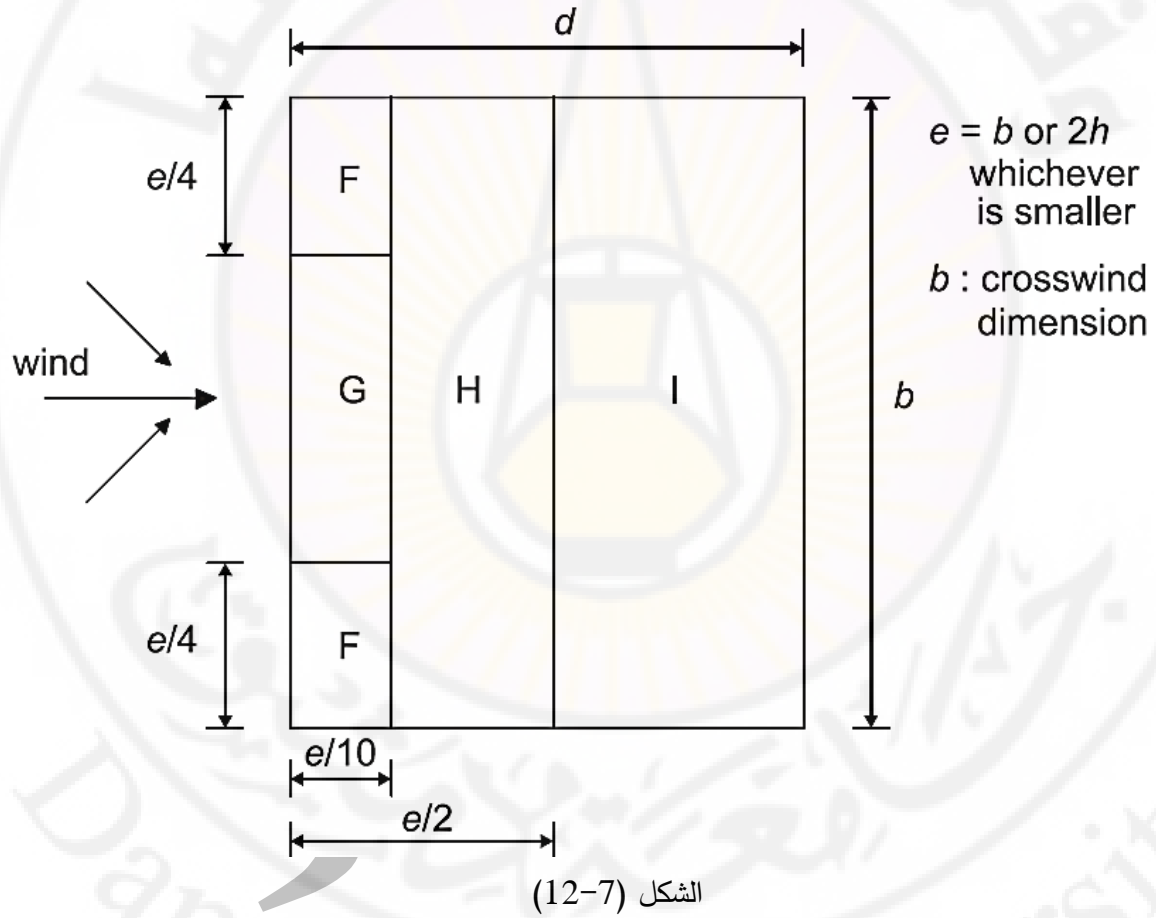
$$F_{\mathrm{fr}} = \mathrm{c_{fr}} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\mathrm{fr}} \qquad (12\text{–}16)$$

$\mathrm{c_{fr}}$ معامل الاحتكاك للجدران والأسطح ويحدد من الجدول (9–12).

A_{fr} مساحة السطح الخارجي المرجعي الموازي للرياح الواقع على بعد 2b أو 4h من حافة البناء المواجهة للرياح أيها أصغر، انظر الشكل (12–12)

z_e الارتفاع المرجعي مساويًا ارتفاع المنشأ فوق الأرض أو ارتفاع المبنى h ، انظر الشكل (11–12)


h_p
h
z_e
Parapets
Edge of eave
r
α
$z_e=h$
Curved and mansard eaves


d
$e/4$
F
G
H
I
$e/4$
F
wind
b
$e/10$
$e/2$
e = b or $2h$ whichever is smaller
b : crosswind dimension

الشكل (7-12)

الجدول (4-12): معاملي الضغط الخارجي على الأسطح المستوية

Roof type		Zone F		Zone G		Zone H		Zone I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
With Parapets	h_p/h=0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	h_p/h=0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	h_p/h=0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
Curved Eaves	r/h = 0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	r/h = 0,10	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	r/h = 0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	
								-0,2	
Mansard Eaves	α = 30°	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	α = 45°	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	α = 60°	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	
								-0,2	

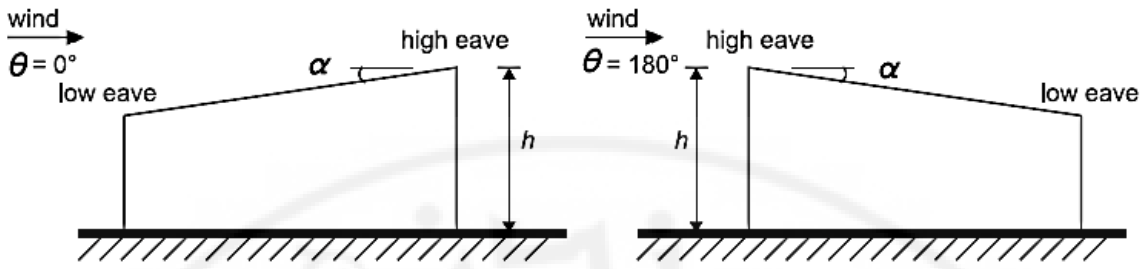
NOTE 1 For roofs with parapets or curved eaves, linear interpolation may be used for intermediate values of h_p/h and r/h.

NOTE 2 For roofs with mansard eaves, linear interpolation between α = 30°, 45° and α = 60° may be used. For α > 60° linear interpolation between the values for α = 60° and the values for flat roofs with sharp eaves may be used.

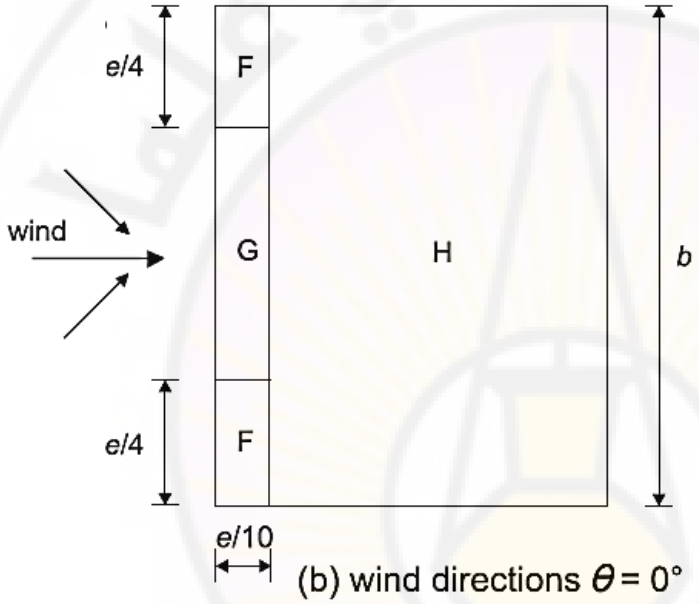
NOTE 3 In Zone I, where positive and negative values are given, both values shall be considered.

NOTE 4 For the mansard eave itself, the external pressure coefficients are given in Table 7.4a "External pressure coefficients for duopitch roofs: wind direction 0° ", Zone F and G, depending on the pitch angle of the mansard eave.

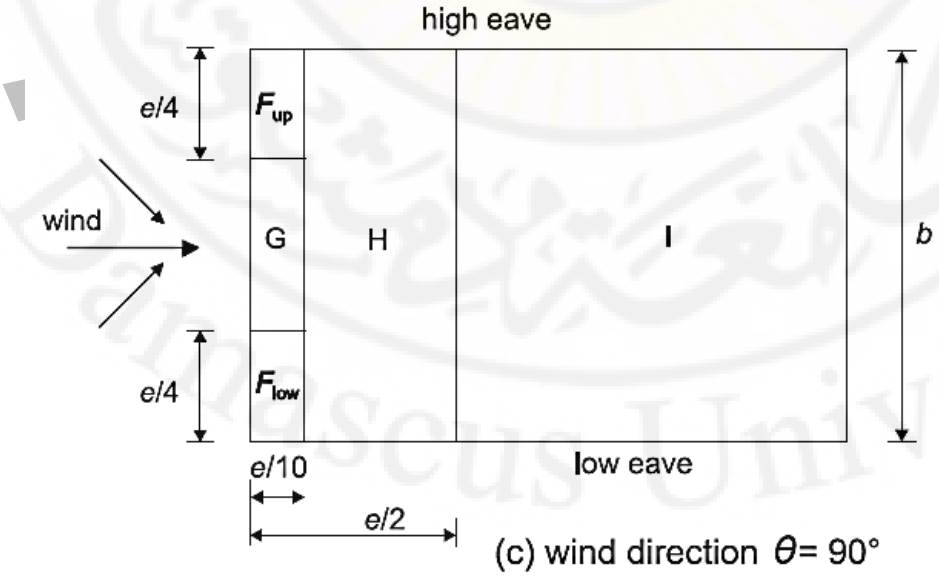
NOTE 5 For the curved eave itself, the external pressure coefficients are given by linear interpolation along the curve, between values on the wall and on the roof.



(a) general



(b) wind directions $\theta = 0°$ and $\theta = 180°$



(c) wind direction $\theta = 90°$

الشكل (8-12)



أ.د. محمد السمارة

الجدول (12–5a) معاملات الضغط الخارجي للأسقف بميل واحد

Pitch Angle α	Zone for wind direction θ= 0°						Zone for wind direction θ= 180°					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+ 0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

الجدول (12–5b) معاملات الضغط الخارجي للأسقف بميل واحد

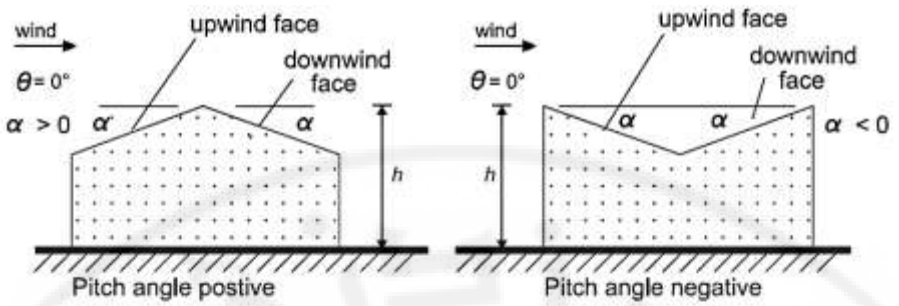
Pitch Angle α	Zone for wind direction θ= 90°									
	F_{up}		F_{low}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

NOTE 1 At θ = 0° (see table a)) the pressure changes rapidly between positive and negative values around a pitch angle of α = +5° to +45°, so both positive and negative values are given. For those roofs, two cases should be considered: one with all positive values, and one with all negative values. No mixing of positive and negative values is allowed on the same face.

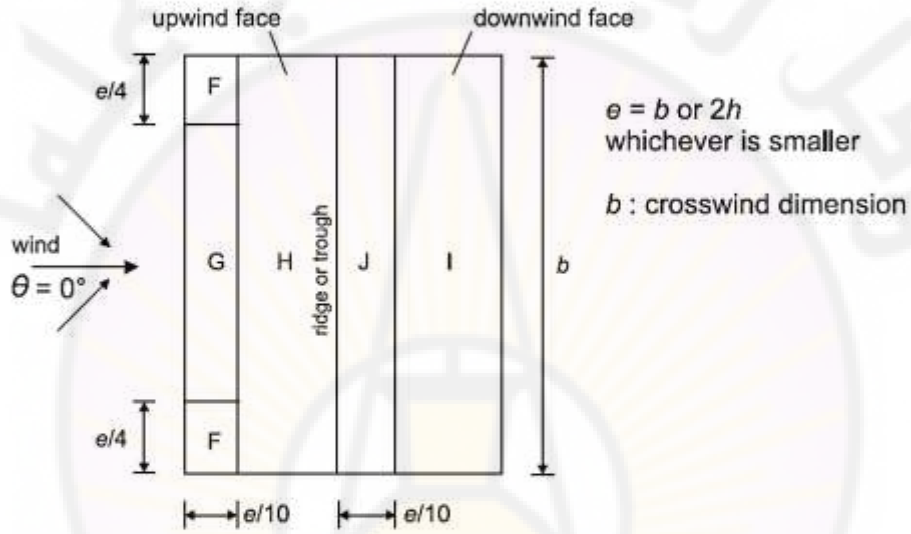
NOTE 2 Linear interpolation for intermediate pitch angles may be used between values of the same sign. The values equal to 0.0 are given for interpolation purposes



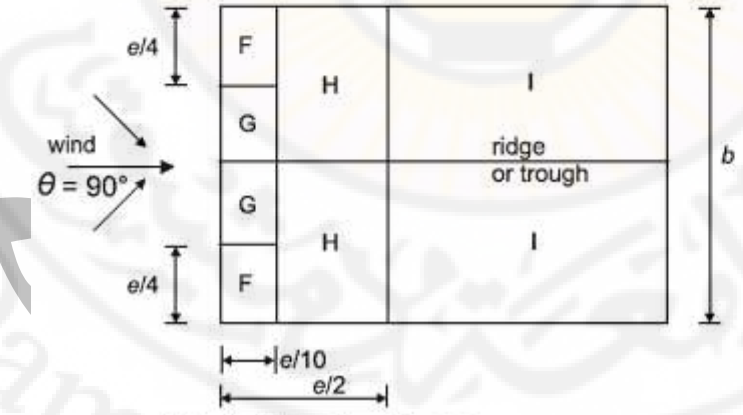
أ.د. محمد السمارة



(a) general



(b) wind direction $\theta = 0°$



(c) wind direction $\theta = 90°$

الشكل (9-12)

الجدول (12-6a) معاملات الضغط الخارجي للأسقف ذات الميلين

Pitch Angle α	Zone for wind direction θ = 0°									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

NOTE 1 At θ = 0° the pressure changes rapidly between positive and negative values on the windward face around a pitch angle of α = -5° to +45°, so both positive and negative values are given. For those roofs, four cases should be considered where the largest or smallest values of all areas F, G and H are combined with the largest or smallest values in areas I and J. No mixing of positive and negative values is allowed on the same face.

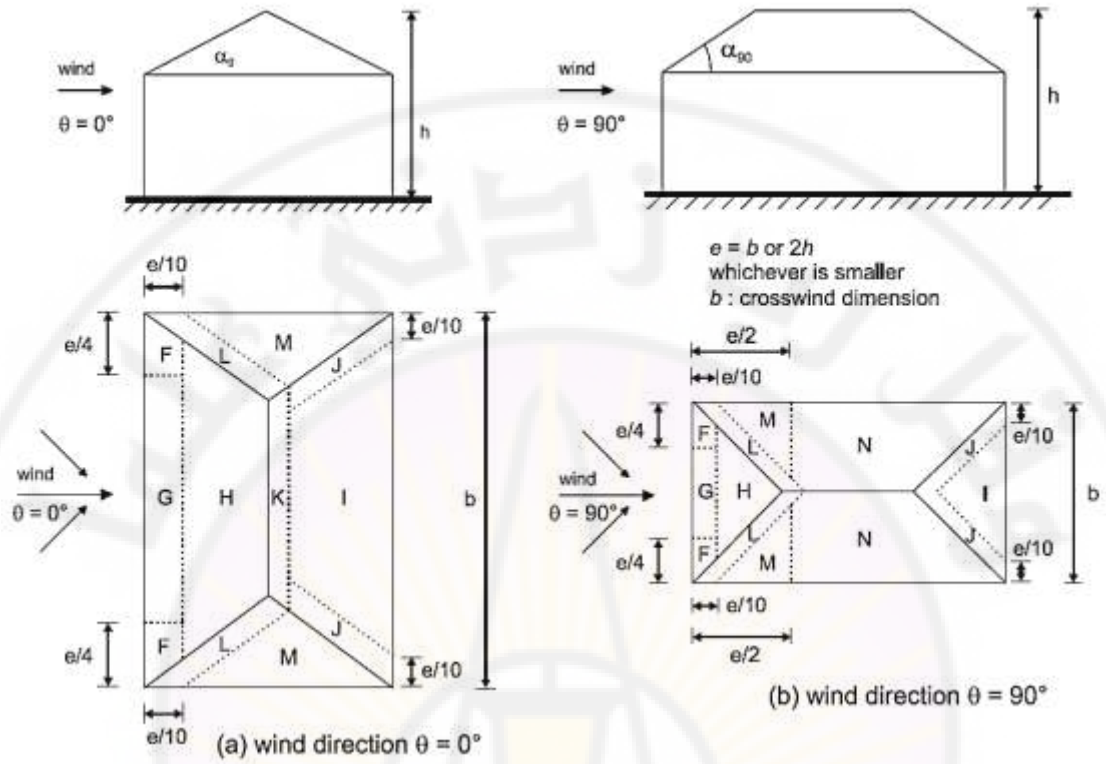
NOTE 2 Linear interpolation for intermediate pitch angles of the same sign may be used between values of the same sign. (Do not interpolate between α = +5° and α = -5°, but use the data for flat roofs in 7.2.3). The values equal to 0,0 are given for interpolation purposes

الجدول (12-6b) معاملات الضغط الخارجي للأسقف ذات الميلين

Pitch angle α	Zone for wind direction θ = 90°							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	



أ.د. محمد السمارة



الشكل (10-12)

الجدول (7-12) معاملات الضغط الخارجي للأسقف ذات الميول الأربع

Pitch angle	Zone for wind direction θ= 0° and θ= 90°																	
α_0 for θ=0°	F		G		H		I		J		K		L		M		N	
α_{90} for θ=90°	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3		-0,6		-0,6		-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,4	
	+0,0		+0,0		+0,0													
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,5		-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3	
	+0,2		+0,2		+0,2													
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,7	-1,2	-0,5		-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	
	+0,5		+0,7		+0,4													
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,3		-0,6		-0,3		-1,3	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	
	+0,7		+0,7		+0,6													
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4		-0,2	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4		-0,2	

NOTE 1 At θ = 0° the pressures changes rapidly between positive and negative values on the windward face at pitch angle of α = +5° to +45°, so both positive and negative values are given. For those roofs, two cases should be considered: one with all positive values, and one with all negative values. No mixing of positive and negative values are allowed.

NOTE 2 Linear interpolation for intermediate pitch angles of the same sign may be used between values of the same sign. The values equal to 0,0 are given for interpolation purposes

NOTE 3 The pitch angle of the windward face always will govern the pressure coefficients.

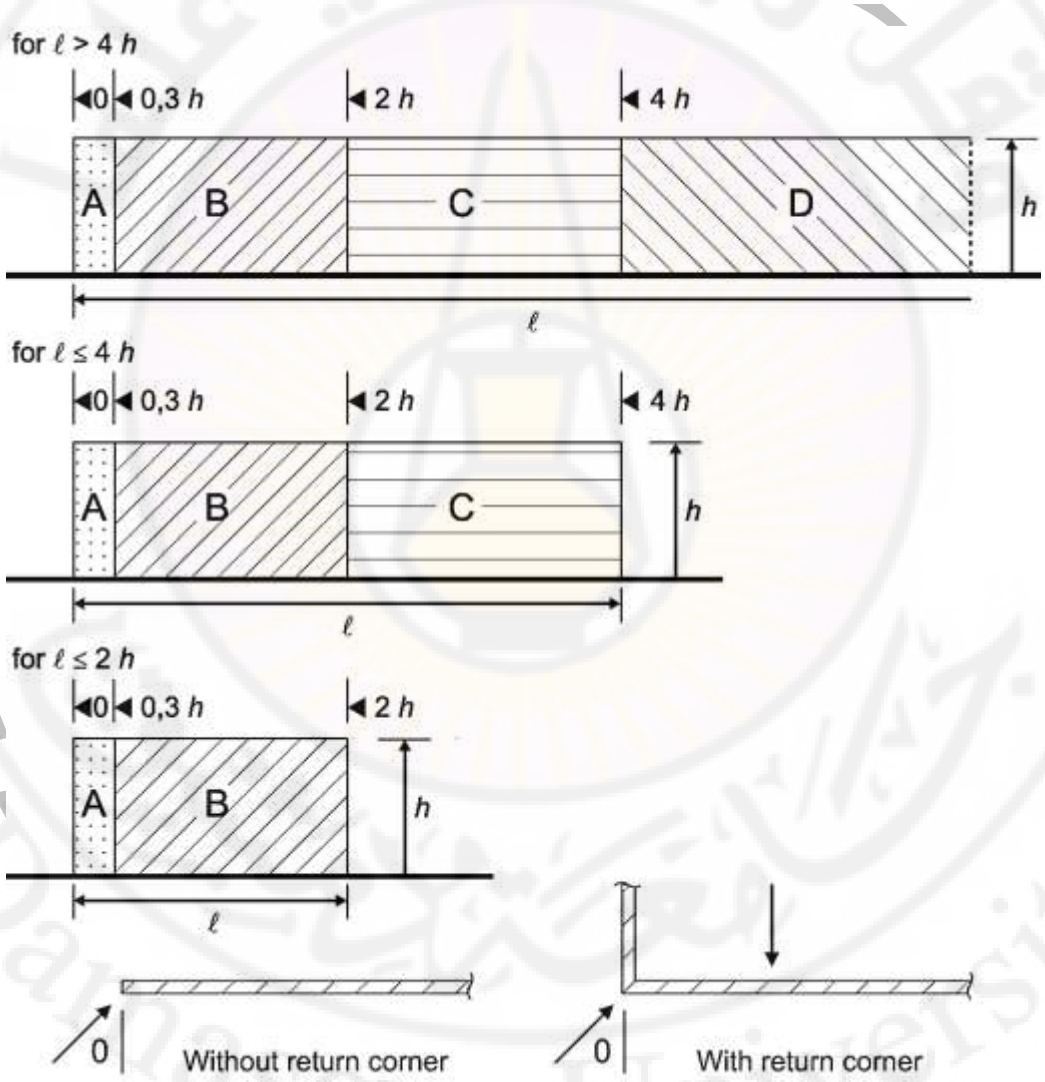


أ.د. محمد السمارة

الجدول (8-12) معاملات الضغط الصافي للجدران المعزولة وتصاوين الاسطحة

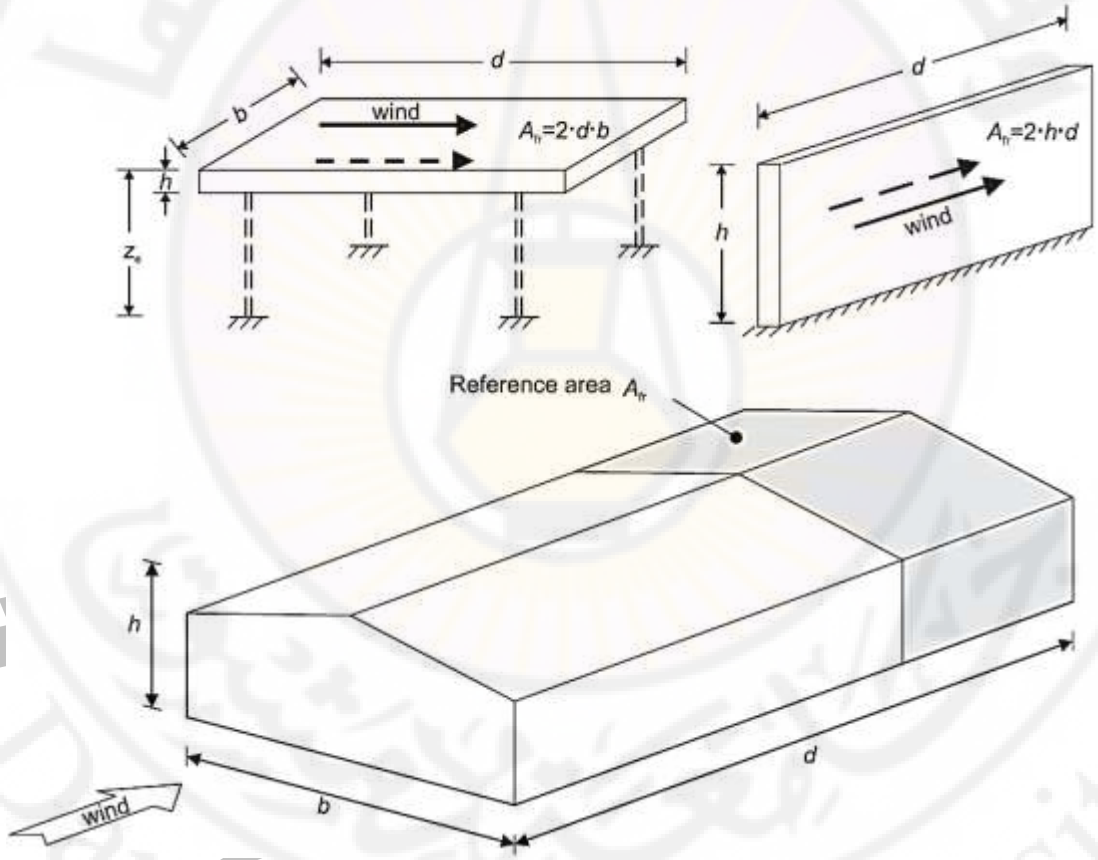
Solidity	Zone		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Without return corners	$\ell/h \le 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell/h \ge 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	with return corners of length $\ge h$ [a]		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

[a] Linear interpolation may be used for return corner lengths between 0,0 and h



الشكل (11-12)

الجدول (9-12) معاملات الاحتكاك للجدران والأسقف والتصاوين	
خشونة طبقات التغطية	c_{fr}
سطوح ملساء (معدنية أو خرسانية ناعمة) بدون تمويج أو تضليع أو أعصاب متعامدة مع اتجاه الريح	0.01
سطوح خشنة (خرسانة خشنة، ألواح خشبية، ....)	0.02
سطوح خشنة جداً (ذات تمويج أو أضلاع أو أعصاب متعامدة مع اتجاه الريح)	0.04



الشكل (12-12)

أحمال الثلج Snow loads

تُقدر أحمال الثلج، s ، بناءً على الحمولة المميزة ، s_k ، المقابلة لسماكة موحدة من الثلج المتراكم في ظروف هادئة على أرض مستوية. وتعتبر أحمال الثلج على الأسطح على أنها أحمال متغيرة موزعة بانتظام وتحدد بالعلاقة التالية على أن لا يزيد ارتفاع المنطقة فوق سطح البحر على 1500 m

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \qquad (12\text{-}17)$$

C_e معامل التعرض يأخذ بالحسبان ظروف الرياح الأكثر شدة ويأخذ قيم 0.8 و 1.0 و 1.2 عمومًا يتم أخذه مساوياً 1.0.

C_t معامل حراري يأخذ بالحسبان ظروف العزل الحراري للسقف ويأخذ قيمة أقل من الواحد إذا كان السقف مدفأً

s_k الحمولة المميزة وتُستخرج من خرائط الثلج للدولة، وترتبط مباشرة بالموقع الجغرافي. ومن أجل سورية حيث لا تتوفر حالياً مثل هذه الخرائط فيمكن اعتماد القيم الناتجة عن تطبيق المعادلة التالية

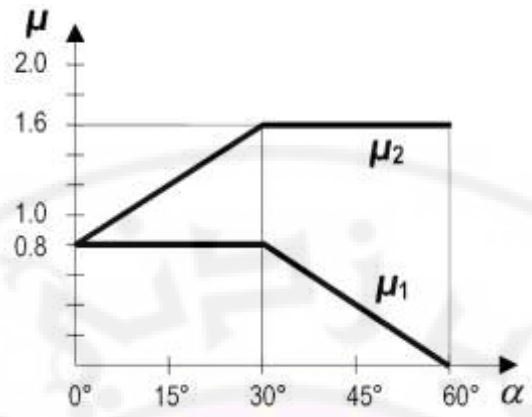
$$s_k = (0.42 \times Z - 0.03)\left[1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right] \quad kN/m^2 \qquad (12\text{-}18)$$

A ارتفاع المنطقة فوق سطح البحر مقدراً بالمتر

Z رقم المنطقة على خريطة الثلج ويمكن اعتماد Z=1.5 للمدن الداخلية الرئيسية

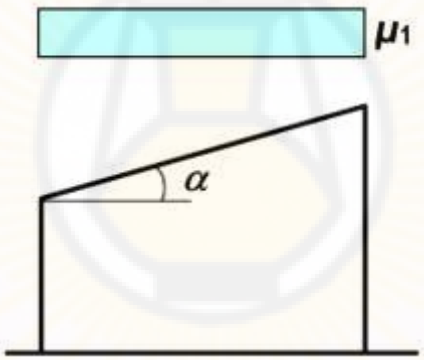
μ_i معامل شكل حمل الثلج ويتعلق بشكل السقف وميله ويبين الجدول التالي قيم هذا المعامل وموضحة أيضاً في الشكل (12-13).

معامل شكل حمل الثلج			
زاوية ميل السقف	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
معامل الشكل μ_1	0.8	$0.8(60 - \alpha)/30$	0.0
معامل الشكل μ_2	$0.8 + 0.8\alpha/30$	1.6	0.0

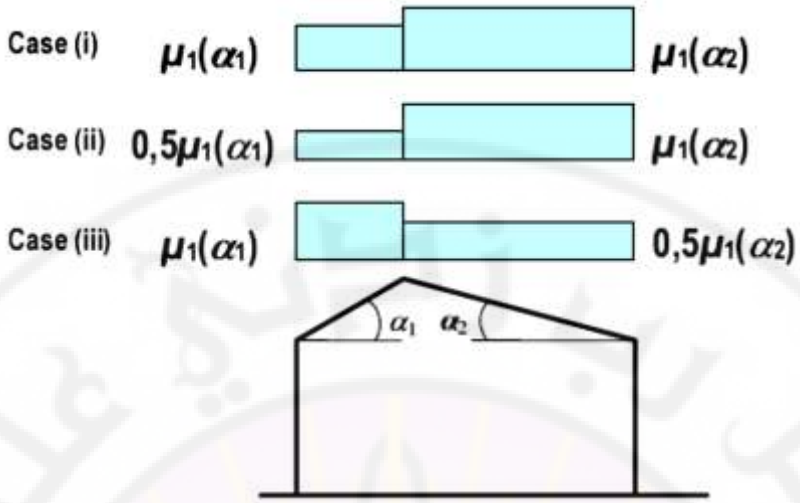


الشكل (13–12) معامل شكل حمل الثلج

يوضح الشكل (14–12) مخططاً نموذجياً لأحمال الثلج على سطح وحيد الميل، كما يبين الشكل (15–12) مخططاً نموذجياً لأحمال الثلج على سطح ثنائي الميل. ويجب الرجوع إلى الكود الأوروبي EN 1991-1-3:2003 من أجل أشكال أخري من الأسطح



الشكل (14–12): مخطط نموذجي لأحمال الثلج على سطح أحادي الميل



الشكل (15-12): مخطط نموذجي لأحمال الثلج على سطح ثنائي الميل

سمارة
Damascus University



أ.د. محمد السمارة