

CORSO DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI
ESERCITAZIONE n° 2 del 23/10/2008

PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE

PARTE 1: CONTROLLO DEI RISULTATI DELL'ESERCITAZIONE 1

2.1) AZIONI AMBIENTALI

Neve

Il sito si trova in Zona II. I coefficienti C_E e C_T sono entrambi pari a 1.

$$q_{sk} = 0.85 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{481} \right)^2 \right] = 1.181 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 0.8 \cdot 1.181 = 0.94 \text{ kN/m}^2$$

Pressione del vento sulla copertura

Il sito si trova in Zona 3 con $a_s < 500 \text{ m}$ ed è caratterizzato da una classe di rugosità B. Ne consegue che la categoria di esposizione è la IV da cui risulta: $k_r = 0.22$, $z_0 = 0.30 \text{ m}$, $z_{\min} = 8 \text{ m}$.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 456 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

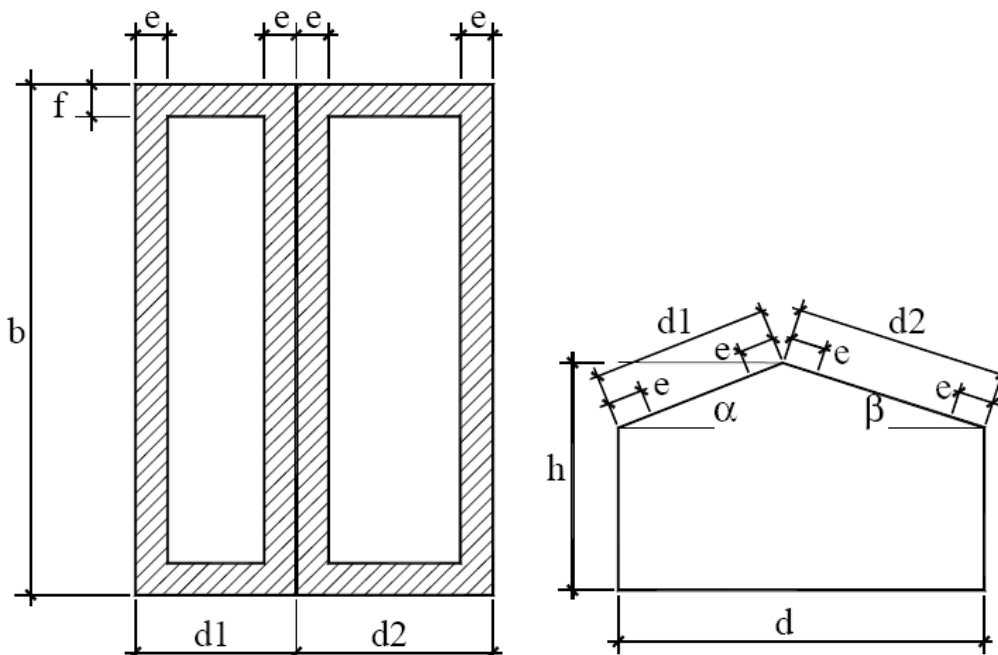
$$c_e(9.4 \text{ m}) = 0.22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{9.4}{0.3}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{9.4}{0.3}\right) \right] = 1.741$$

$$c_p = -0.4$$

$$c_d = 1$$

$$p = 456 \cdot 1.741 \cdot (-0.4) \cdot 1 = -318 \text{ N/m}^2$$

Essendo $318 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} > 110 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$, nel caso in cui agisce solo il carico permanente e sia assente quello accidentale (non c'è neve), la depressione dovuta al vento tende a sollevare la copertura.



Secondo il punto C3.3.19.8 della Circolare nelle zone di discontinuità della forma esterna della costruzione nelle strutture secondarie nella fascia perimetrale ed in corrispondenza dei displuvi il coefficiente di pressione può subire sensibili incrementi per effetto di vorticosità locale (si veda la figura precedente). In tali zone si assume:

$$c_p = -1.8$$

$$p_2 = 456 \cdot 1.741 \cdot (-1.8) \cdot 1 = -1429 \text{ N/m}^2$$

Si ha inoltre:

$$f = \frac{1}{10} \min(d, 2h) = 1.9 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{10} \min(b, 2h) = 1.9 \text{ m}$$

Pressione del vento sulle facce laterali

Assumendo un coefficiente di pressione pari a 1.2 si ottiene

$$p_{\perp} = 456 \cdot 1.741 \cdot 1.2 \cdot 1 = 953 \text{ N/m}^2$$

Azione sismica verticale sulla trave reticolare

Si considera una struttura non dissipativa ($q=1$).

$$W = P_{\text{Reticolare}} + P_{\text{perm}} = 800 \cdot 30 + 110 \cdot 30 \cdot 5 + 150 \cdot 5 \cdot 14 = 51000 \text{ N}$$

$$F_v = S_{ve}(T_1) \cdot W / g = 0.24 \cdot 51000 = 12240 \text{ N}$$

Azione sismica orizzontale complessiva

Si considera una struttura non dissipativa ($q=1$).

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.085 \cdot 9.9 = 0.84 \text{ s}$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W / g = 0.35 \cdot 67000 \cdot 8 = 187.60 \text{ kN}$$

L'azione sismica orizzontale risulta inferiore all'azione del vento sulle facce laterali, pari a $953 \cdot 40 \cdot 8.7 \text{ N} = 331.64 \text{ kN}$.

Confrontando inoltre la forza sismica verticale agente verso il basso su una trave reticolare con il carico verticale della neve ($(940 \cdot 30 \cdot 5) \text{ N} = 141.00 \text{ kN}$) si nota che l'azione sismica verticale risulta meno gravosa.

Confrontando infine l'azione sismica verticale agente verso l'alto sulla trave reticolare con il carico di sollevamento del vento, pari a $(-318 \cdot 30 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 1.9 \cdot (-1429 + 318)) \text{ N} = -56.14 \text{ kN}$, si nota che l'azione sismica verticale risulta, anche in questo caso, meno gravosa.

L'azione sismica, quindi, non viene considerata nelle combinazioni di carico.

2.2) ARCARECCI

2.2.1) ARCARECCI INTERNI

Pannello con doppia lamiera grecata e interposto poliuretano

$$g_c \cdot i = 110 \text{ N/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} = 275 \text{ N/m}$$

Peso proprio

$$150 \text{ N/m}$$

Totale carico permanente $g_a=425 \text{ N/m}$

Neve $q_s \cdot i = 940 \text{ N/m}^2 \cdot 2.50 \text{ m} = 2350 \text{ N/m}$

Vento ($C_p=-0.4$) $p \cdot t = -318 \text{ N/m}^2 \cdot 2.50 / \cos(\alpha) \text{ m} = -797 \text{ N/m}$

In cui $\alpha = \arctan(0.08)$ è l'angolo di inclinazione della falda.

2.2.2) ARCARECCI DI BORDO

Pannello con doppia lamiera grecata e interposto poliuretano $g_c \cdot i/2 = 110 \text{ N/m}^2 \cdot 2.5/2 \text{ m} = 138 \text{ N/m}$

Peso proprio 150 N/m

Totale carico permanente $g_a=288 \text{ N/m}$

Neve $q_s \cdot i/2 = 940 \text{ N/m}^2 \cdot 2.5/2 \text{ m} = 1175 \text{ N/m}$

Vento (zone di discontinuità, $C_p=-1.8$) $p_2 \cdot t/2 = -1429 \text{ N/m}^2 \cdot 2.50 / (2 \cdot \cos(\alpha)) \text{ m} = -1792 \text{ N/m}$

2.3) TRAVI RETICOLARI

COMBINAZIONE DI CARICO 1: neve come azione variabile principale

$$P_{1,p} = P_{7,p} = 1.3 \cdot [0.5 \cdot 110 \cdot 5 \cdot 2.5 + 150 \cdot 5 + 0.5 \cdot 800 \cdot 2.5] = 3169 \text{ N}$$

$$P_{1,a} = P_{7,a} = 0.5 \cdot 1.5 \cdot 940 \cdot 2.5 \cdot 5 = 8813 \text{ N}$$

$$P_{2,p} = P_{3,p} = P_{4,p} = P_{5,p} = P_{6,p} = 1.3 \cdot [110 \cdot 5 \cdot 2.5 + 150 \cdot 5 + 800 \cdot 2.5] = 5363 \text{ N}$$

$$P_{2,a} = P_{3,a} = P_{4,a} = P_{5,a} = P_{6,a} = 1.5 \cdot 940 \cdot 2.5 \cdot 5 = 17625 \text{ N}$$

COMBINAZIONE DI CARICO 2: vento come azione variabile principale

Poiché l'azione del vento tende a sollevare la copertura, i carichi permanenti verticali vengono combinati con coefficiente parziale 1 (perché favorevoli).

$$P_{1,p} = P_{7,p} = 1 \cdot [0.5 \cdot 110 \cdot 5 \cdot 2.5 + 150 \cdot 5 + 0.5 \cdot 800 \cdot 2.5] = 2438 \text{ N}$$

$$P_{1,a} = P_{7,a} = 0.5 \cdot 1.5 \cdot (-1429) \cdot 2.5 \cdot 5 = -13397 \text{ N}$$

$$P_{2,p} = P_{3,p} = P_{4,p} = P_{5,p} = P_{6,p} = 1 \cdot [110 \cdot 5 \cdot 2.5 + 150 \cdot 5 + 800 \cdot 2.5] = 4125 \text{ N}$$

$$P_{2,a} = P_{6,a} = 1.5 \cdot (-318) \cdot (2.5 - 1.9/2) \cdot 5 + 1.5 \cdot (-1429) \cdot 1.9/2 \cdot 5 = -13878 \text{ N}$$

$$P_{3,a} = P_{4,a} = P_{5,a} = 1.5 \cdot (-318) \cdot 2.5 \cdot 5 = -5963 \text{ N}$$

PARTE 2: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ARCARECCI E SULLA TRAVE RETICOLARE – VERIFICA DEGLI ARCARECCI

1.1) COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli SLU si considera la combinazione “fondamentale” in cui come sovraccarico accidentale principale Q_{k1} si considera alternativamente sia il vento che la neve:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Analogamente, ai fini delle verifiche di deformabilità (SLE) si considera la combinazione “caratteristica” (rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} sono riportati nella tabella 2.5.I, mentre quelli dei γ_{Gi} e γ_{Qi} sono riportati nella Tabella 2.6.I del DM 14/01/08.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

1.2) CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ARCARECCI

Lo schema statico adottato è quello di trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito p . Tale carico dipende dalla combinazione di carico considerata agli SLU:

COMBINAZIONE DI CARICO 1 (neve dominante)

$$p = 1,3 \cdot 0,43 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 2,35 \text{ kN/m} = 4,08 \text{ kN/m}$$

COMBINAZIONE DI CARICO 2 (vento dominante)

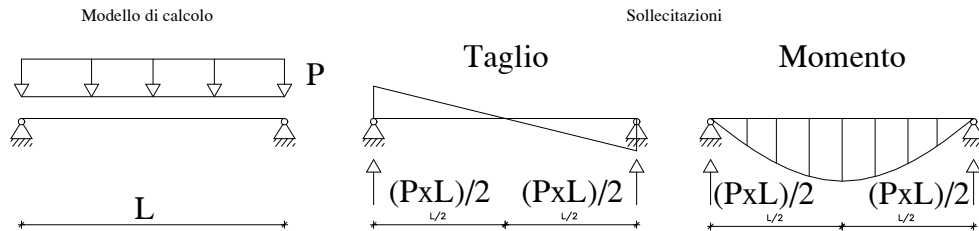
$$p = 1 \cdot 0.29 \text{ kN/m} + 1.5 \cdot (-1.80) \text{ kN/m} = -2.41 \text{ kN/m}$$

Si noti che nel caso della combinazione 2 si è considerato un arcareccio di bordo (zona di discontinuità), mentre nella combinazione 1 si è considerato un arcareccio interno.

I valori massimi di momento e taglio sono:

$$M_{\max} = \frac{pl^2}{8}$$

$$V_{\max} = \frac{pl}{2}$$



Poiché gli arcarecci seguono la pendenza della falda, risultano inclinati rispetto al carico verticale e la flessione risulta deviata (si veda la figura seguente). Si scompongono quindi le caratteristiche di sollecitazione nelle due direzioni principali d'inerzia della sezione:

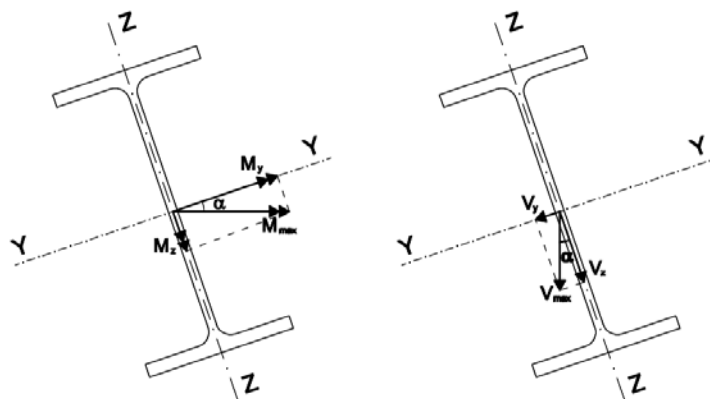
$$M_y = M_{\max} \cdot \cos \alpha$$

$$M_z = M_{\max} \cdot \sin \alpha$$

$$V_y = V_{\max} \cdot \sin \alpha$$

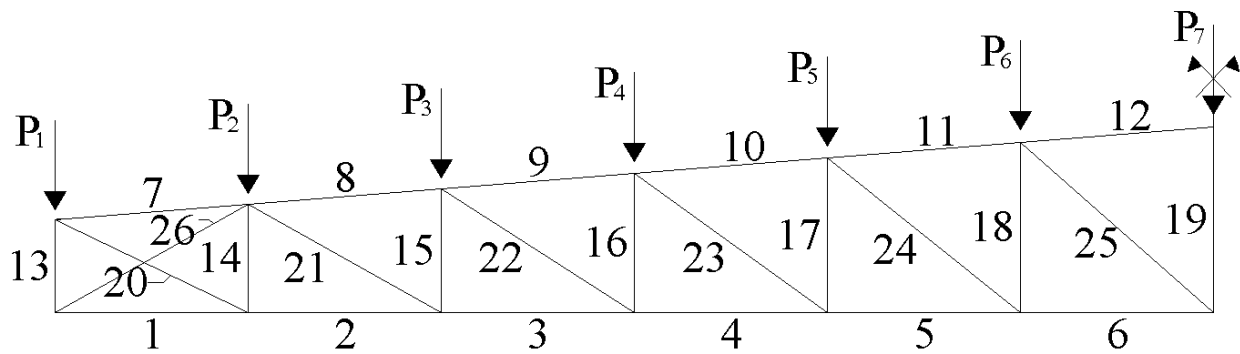
$$V_z = V_{\max} \cdot \cos \alpha$$

in cui α è l'angolo di inclinazione della falda.

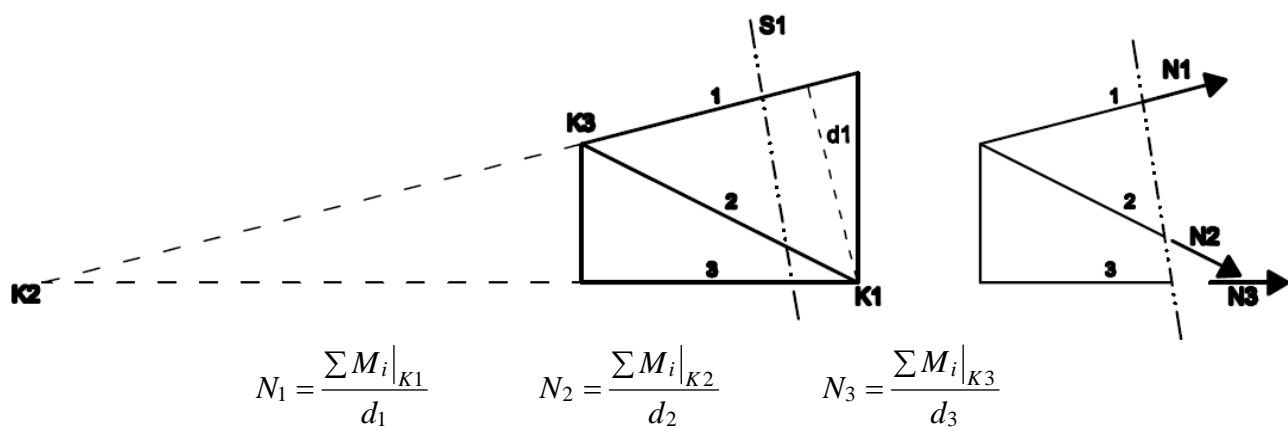


1.3) CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE RETICOLARE

Lo schema statico è quello di trave reticolare, costituita quindi da aste collegate tra loro tramite cerniere e carichi applicati ai nodi. Per le ipotesi adottate, quindi, le aste sono soggette soltanto a forze assiali.



La trave reticolare è esternamente isostatica (appoggio-appoggio) e, ad eccezione del primo campo (aste 1-14-7-13), essa è anche internamente isostatica. Le forze assiali nelle aste pertanto, ad eccezione delle 1-14-7-13-20-26, possono essere calcolate agevolmente con il metodo delle sezioni di RITTER, illustrato in figura (si consiglia l'utilizzo di un software di grafica vettoriale per la determinazione delle distanze d_i).



Risulta comodo riportare i risultati dell'analisi col metodo di Ritter in forma tabellare (sono assunti positivi gli sforzi di trazione):

ASTA	Comb. 1 (Neve) N _{Ed} (KN)	Comb. 2 (Vento) N _{Ed} (KN)	ASTA	Comb. 1 (Neve) N _{Ed} (KN)	Comb. 2 (Vento) N _{Ed} (KN)
1	-190,48	55,76	14	-32,05	8,65
2	15
3	16
4	17
5	18
6	19
7	-66,98	18,09	20	74,06	-20,00
8	21
9	22
10	23
11	24
12	25
13	-49,36	21,05	26

2) VERIFICA DEGLI ARCARRECCI

Si impiega un acciaio da carpenteria S 235, le cui proprietà fisiche e meccaniche sono riportate al paragrafo 11.3.4.1 del D.M. 14/01/2008.

Per poter effettuare la verifica di resistenza, si deve preliminarmente fare un'ipotesi sul tipo di profilato da usare. A seconda del tipo di sollecitazione a cui sono sottoposti e delle dimensioni geometriche della sezione, i profilati possono appartenere alla classe 1, 2, 3 o 4. E' importante stabilire preliminarmente qual è il profilato su cui si andrà ad effettuare la verifica e quindi la sua classe di appartenenza perché da essa dipende il metodo di calcolo che è possibile scegliere (si veda la tabella seguente, in cui (E) è il metodo elastico, (P) è il metodo plastico e (EP) è il metodo elasto-plastico).

Tabella 4.2.IV Metodi di analisi globali e relativi metodi di calcolo delle capacità e classi di sezioni ammesse

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

La classe di appartenenza del profilo si determina come la massima tra la classe dell'anima e quella delle ali. A tal fine si utilizzano le tabelle 4.2.I e 4.2.II del DM 14/01/08 riportate di seguito:

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tabella 4.2.II- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_g}$ Per k_g vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

I profilati IPE di moderata altezza soggetti a flessione, cui appartiene il profilato che verrà scelto per realizzare gli arcarecci, appartengono quasi sempre alla classe 1 o 2.

Per le sezioni di classe 1 e 2 è possibile impiegare sia il metodo elastico che il metodo plastico. Poiché l'impiego del metodo plastico conduce a risparmio di materiale rispetto all'impiego del metodo elastico, nelle verifiche di sicurezza degli arcarecci useremo il metodo plastico.

2.1) VERIFICHE DI RESISTENZA

Si devono verificare le seguenti condizioni:

- 2.1.1 Flessione biassiale in mezzeria
- 2.1.2 Taglio agli appoggi
- 2.1.3 Flessione e taglio ad $\frac{1}{4}$ della luce

2.1.1) Flessione biassiale in mezzeria

Le verifiche di sicurezza a flessione biassiale (deviata) in campo plastico si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1$$

in cui $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ sono i momenti flettenti di calcolo intorno all'asse y e z, rispettivamente, e $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ sono le resistenze convenzionali di calcolo a flessione retta intorno agli assi y e z. Il metodo di calcolo di $M_{N,z,Rd}$ è fornito di seguito. Analogo procedimento conduce alla determinazione di $M_{N,y,Rd}$. La resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{se } n \leq a$$

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

essendo $M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice intorno all'asse z , $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ e

$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0.5$ in cui A è l'area lorda della sezione, b è la larghezza delle ali e t_f è lo spessore delle ali.

2.1.2) Taglio agli appoggi

La verifica a taglio si esegue controllando che:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Essendo V_{Ed} il taglio sollecitante e $V_{c,Rd}$ il corrispondente taglio resistente valutato come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

in cui A_v è l'area a taglio. Poiché si ha una condizione di taglio deviato, la verifica deve essere effettuata sia nel piano dell'anima che in quello delle ali. I corrispondenti valori da assumere per A_v sono riportati al paragrafo 4.2.4.1.2 delle Norme Tecniche.

2.1.3) Flessione e taglio lungo la luce

La verifica a flessione e taglio si riconduce ad una normale verifica a flessione quando:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd}$$

In caso contrario non è lecito trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione. Ponendo:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si calcola assumendo per l'area a taglio una tensione di snervamento ridotta $(1-\rho)f_{yk}$. Nel caso di sezioni ad I in classe 1 o 2, tale criterio fornisce:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

2.2) VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

La verifica di deformabilità appartiene agli SLE. Tale verifica deve essere effettuata con le azioni valutate in combinazione "caratteristica" (rara). Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'arcareccio è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

in cui δ_1 è lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili. Per la valutazione degli spostamenti si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata. I limiti di deformabilità sono specificati nella tabella 4.2.X del DM 14/01/08. Ci si riferirà al caso delle coperture non praticabili.

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		