

ACCA SOFTWARE

EdiLus

Progettazione e Calcolo Strutturale

DOCUMENTAZIONE DI AFFIDABILITÀ

**Casi Prova
ACCIAIO**

Ai sensi del:

DM 17/01/2018 cap. 10 - Norme Tecniche per le Costruzioni

ACCA software S.p.A.

Contrada Rosole 13 - 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy

INDICE

CASI PROVA ACCIAIO

<u>1</u>	<u>(AC) - Test di Validazione n.01 (Verifica Instabilità Pilastro Acciaio).....</u>	<u>3</u>
<u>2</u>	<u>(AC) - Test di Validazione n.02 (Verifica Trave Acciaio).....</u>	<u>5</u>
<u>3</u>	<u>(AC) - Test di Validazione n.03 (Gerarchia Travi Acciaio).....</u>	<u>7</u>
<u>4</u>	<u>(AC) - Test di Validazione n.04 (Gerarchia Pilastrini Acciaio)</u>	<u>13</u>
<u>5</u>	<u>(AC) - Test di Validazione n.05 (Instabilità N Pilastrini - Classe 4)</u>	<u>23</u>
<u>6</u>	<u>(AC) - Test di Validazione n.06 (Instabilità a PFD Pilastrini)</u>	<u>28</u>

1 (AC) - Test di Validazione n.01 (Verifica Instabilità Pilastro Acciaio)

Titolo: **Verifica Instabilità Pilastro Acciaio.**

Riferimento: **"Edifici in Acciaio – Materiale, calcolo e progetto secondo l'EC EN-1993-1-1" di C. Bernuzzi e F. M. Mazzolani ed. HOEPLI, esempio a pag. 57.**

Il file di EdiLus (AC) è: **AC_Validazione_01.EDL.**

In riferimento ad un'asta semplicemente compressa, si confrontano alcuni dei risultati di EdiLus (AC) con quelli riportati nell'esempio preso come riferimento.

Dati Pilastro

- Profilo HEB 200 -> incernierata secondo l'asse forte ($\beta = 1,00$), e ritegno intermedio secondo l'asse debole ($\beta = 0,5$); l'inserimento di tali valori avviene nelle proprietà del pilastro (*Figura 1.1*);
- Altezza (H) = 7,50 m;
- Materiale = S235;
- Il pilastro viene caricato in testa da una forza concentrata (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*) pari a 10 N.

Poiché i pilastri, in EdiLus (AC), vengono calcolati sempre a Pressoflessione deviata, non tutti i valori riportati nell'Inspector dei risultati sono confrontabili.

Confronto 1 - Pilastro "non Reticolare"

Con il pilastro definito "non Reticolare" è possibile confrontare i parametri riportati nella successiva Tab. 1.1.

Tab. 1.1: confronto soluzione Bibliografia ed EdiLus - Pilastro non "Reticolare"

EdiLus	Bibliografia
fattori di riduzione	
$\chi_y = 0,639$; $\chi_z = 0,669$ -> <i>Figura 1.2</i>	$\chi_y = 0,6387$; $\chi_z = 0,6693$
carichi critici	
$N_{cr} = 2\,098,78$ kN, -> <i>Figura 1.2</i> viene riportato solo il valore minore	$N_{cr,y} = 2\,098,78$ kN; $N_{cr,z} = 2\,952,1$ kN

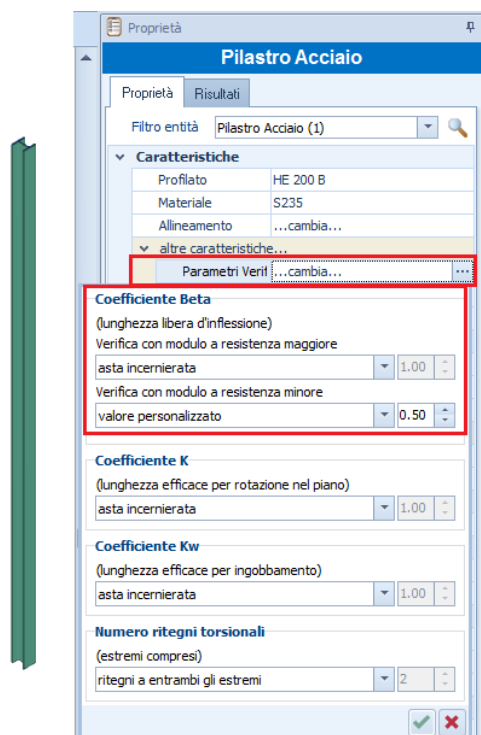


Figura 1.1: vista "Editor 3D" + proprietà pilastro

**VERIFICHE INSTABILITÀ
A PRESSOFLESSIONE DEVIATA**

Pilastro Acciaio 1	Piano Terra	
Verifica1		
L_N		7,50
L_{cr}		7,50
λ_{LT}	0,657	0,349
α	0,340	0,490
ϕ	1,062	0,955
χ	0,639	0,669
β	1,000	0,500
k_c	1,000	1,000
χ_{LT}	0,891	1,000
N_{cr}	2.098.778	
CS	NS	
$N_{eq,Ed}$	3.002	
$M_{eq,Ed,3}$	0	
$M_{eq,Ed,2}$	0	

Figura 1.2: risultati EdiLus- pilastro non "Reticolare"

Non possono essere confrontati i valori di α relativi alla snellezza adimensionale, poiché quelli riportati sono stati calcolati in caso di flessione pari a:

$$\sqrt{\frac{W \cdot f_{yk}}{M_{crit}}}$$

Confronto 2 - Pilastro "Reticolare"

Ulteriori dati possono ottenersi se si imposta, nelle proprietà del pilastro, il flag "Reticolare" (Figura 1.3), nel qual caso la verifica all'instabilità viene effettuata per asta semplicemente compressa.

In questo caso, nella successiva Tab. 1.2, è possibile mettere a confronto il valore della resistenza all'instabilità per compressione.

Tab. 1.2: confronto soluzione Bibliografia ed EdiLus - Pilastro "Reticolare"

EdiLus	Bibliografia
resistenza all'instabilità per compressione	
1 116 033 N -> Figura 1.4	1 164,4 kN = 1 164 400 N

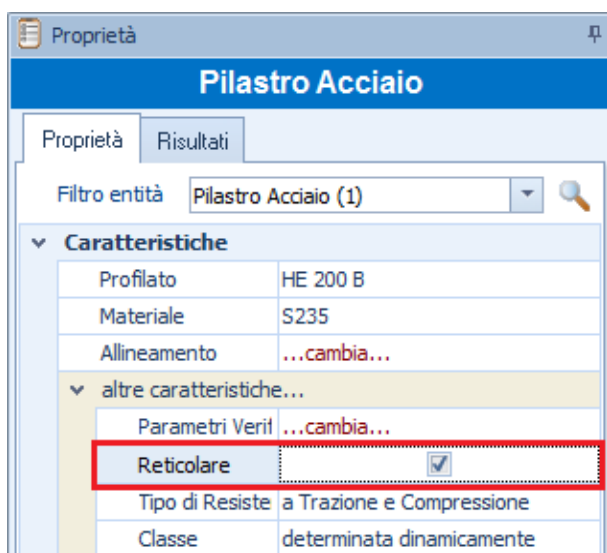


Figura 1.3: proprietà pilastro - comportamento "Reticolare"

VERIFICHE INSTABILITÀ A COMPRESSIONE

Pilastro Acciaio 1	Piano Terra
Verifica1	
L_{LT}	7,50
λ	87,811
α	0,340
ϕ	1,062
χ	0,639
CS	VNR
N_{Ed}	3.002
$N_{b,Rd}$	1.116.033
N_{cr}	2.098.778
P. Vrf.	Piano XX

Figura 1.4: risultati EdiLus - pilastro "Reticolare"

2 (AC) - Test di Validazione n.02 (Verifica Trave Acciaio)

Titolo: **Verifica Trave Acciaio.**

Riferimento: **"Edifici in Acciaio – Materiale, calcolo e progetto secondo l'EC EN-1993-1-1" di C. Bernuzzi e F. M. Mazzolani ed. HOEPLI, esempio 3.4.5.2 a pag. 78.**

Il file di EdiLus (AC) è: **AC_Validazione_02.EDL.**

In riferimento all'esempio del testo citato, si considera la trave avente le seguenti caratteristiche:

Dati Trave

- Profilo IPE 330 (peso proprio = 491 N/m);
- Lunghezza (L) = 10,00 m;
- Materiale = S235.

La trave viene caricata da 3 + 3 forze equidistanziate (2,50 m ciascuna - vedi figure successive):

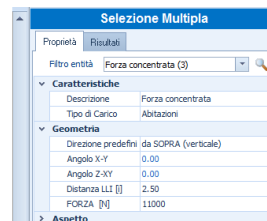
- 3 forze da 9000 N -> definite come Condizione di Carico "Permanente" (Figura 2.1);
- 3 forze da 11000 N -> definite come Condizione di Carico "Verticale/Abitazione" (Figura 2.2).



Figura 2.1: vista -"Editor 3D" - forze da 9000N, definite come Carico Permanente



Figura 2.2: vista - "Editor 3D" - forze da 11000N, definite come Abitazioni



Confronto

In EdiLus il calcolo viene eseguito secondo le NTC 2018, per cui il coefficiente di combinazione dei carichi permanenti impiegato è 1,3 al posto di 1,4 che è stato invece impiegato nell'esempio citato.

Le massime sollecitazioni di progetto al taglio V_{Ed} (all'appoggio) ed al momento M_{Ed} (in mezzeria) valgono:

Tab. 2.1: confronto soluzione Bibliografia ed EdiLus

EdiLus	Bibliografia
max sollecitazione di progetto a taglio (V_{Ed}) all'appoggio	
45498 N (%LLI = 0) -> Figura 2.3 45486 N (%LLI = 100) -> Figura 2.4	$1,3 \cdot 491 \cdot \frac{10}{2} + \frac{3}{2} \cdot (1,3 \cdot 9000 + 1,5 \cdot 11000) = 45\,491\text{ N}$
resistenza plastica al taglio ($V_{pl,Rd} = V_{CRd}$)	
465861 N -> Figura 2.3 e Figura 2.4	465,6 kN
max sollecitazione di progetto al momento ($M_{Ed} = M_x$) in mezzeria	
148952 Nm -> Figura 2.5	$1,3 \cdot 491 \cdot \frac{10^2}{8} + \frac{10}{2} \cdot (1,3 \cdot 9000 + 1,5 \cdot 11000) = 148\,978\text{ Nm}$
resistenza plastica al momento ($M_{pl,Rd} = M_{CRd}$)	
210 650 Nm -> Figura 2.5	210,6 kNm

**VERIFICHE A TAGLIO RETTO
ALLO SLU**

Trave Acciaio 1a-2a Piano Terra Verifica1	
%L _{LI}	0%
CS	10,24
A _v	3.081
τ _{T,Ed}	0,00
V _{Ed}	45.498
V _{c,Rd}	465.861

Figura 2.3: verifica a taglio - 0% LLi

**VERIFICHE A TAGLIO RETTO
ALLO SLU**

Trave Acciaio 1a-2a Piano Terra Verifica1	
%L _{LI}	100%
CS	10,24
A _v	3.081
τ _{T,Ed}	0,00
V _{Ed}	-45.485
V _{c,Rd}	465.861

Figura 2.4: verifica a taglio - 100% LLi

**VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE
RETTA ALLO SLU**

Trave Acciaio 1a-2a Piano Terra Verifica3	
TP	PLS
%L _{LI}	50%
V _{c,Rd}	465.861
ρ	0,000
A _v	3.081
t _w	7,50
M _{c,Rd}	210.650
CS	1,41
N _{pl,Rd}	1.639.687
N _{Ed}	0
V _{Ed}	-14.093
M _{Ed,3}	148.952
M _{Ed,2}	0

Figura 2.5: verifica a PF - 50% LLi

N.B. 2.1

La verifica all'instabilità non può essere considerata per il test, per i seguenti motivi:

- il coefficiente Ψ viene calcolato per una porzione di trave tra un carico e l'altro, mentre EdiLus considera tutta la luce;
- inoltre il metodo seguito si discosta da quello implementato, che è aderente al procedimento di cui alla Circolare NTC 2018 § C4.2.4.1.3.2 valido per sezioni ad I o H doppiamente simmetriche.

3 (AC) - Test di Validazione n.03 (Gerarchia Travi Acciaio)

Titolo: **Verifica Gerarchia delle resistenze TRAVI.**

Il file di EdiLus (AC) è: **AC_GR_Beam.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento adottato per le verifiche di gerarchia (Sforzo normale, Taglio e Momento) per le travi in acciaio.

In particolare si rivolge l'attenzione all'estremo finale della trave presente al piano terra (Trave Acciaio 4-5 - ID 2840), evidenziata con colore ARANCIONE nella *Figura 3.2*.

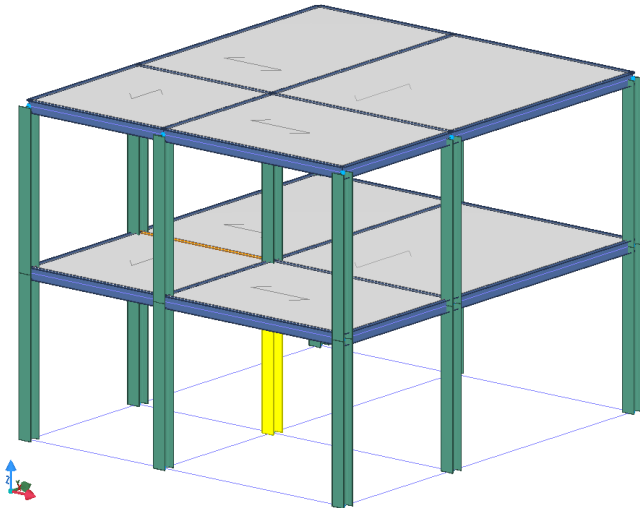


Figura 3.1: vista - "Editor 3D" (completo)

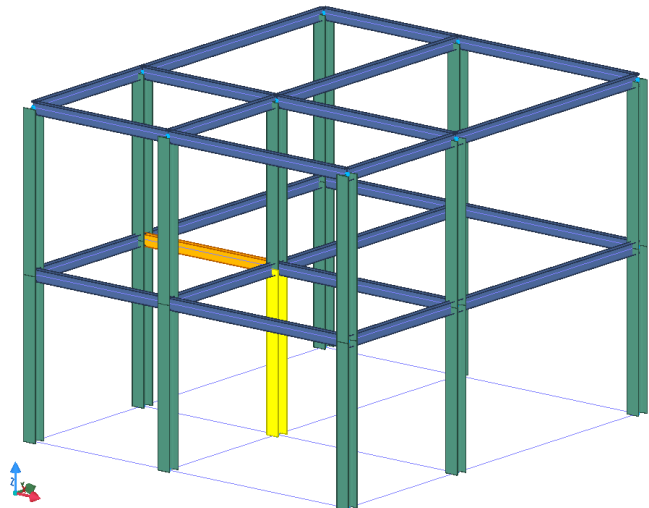


Figura 3.2: vista - "Editor 3D" (senza solai)

Dati Trave

- Profilo IPE 220;
- Base (b) = 110,0 mm;
- Spessore ala (t_f) = 9,20 mm;
- Spessore anima (t_w) = 5,90 mm;
- Raggio anima/ala (r) = 12,00 mm;
- Altezza netta raccordo (h_w) = 177,90 mm;
- Area profilo (A) = 33,37 cm²;
- Modulo di resistenza plastico rispetto ad X ($W_{pl,X}$) = 285,40 cm³;
- Modulo di resistenza plastico rispetto ad Y ($W_{pl,Y}$) = 58,11 cm³;
- Lunghezza (L) = 3,00 m;
- Luce Libera (L_{LI}) = 2,99 m;
- Materiale = Acciaio S235;
- Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk}) = 235 N/mm²;
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità (γ_{M0}) = 1,05.

Intro Verifica di Gerarchia

Essendo la tipologia della struttura definita a "telaio" nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

Verifica delle GERACHIA a sforzo Normale
(relazione 7.5.5 - § 7.5.4.1 NTC 2018)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{V_{Ed,G} + V_{Ed,M}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,50$$

Verifica delle GERACHIA a Taglio
(relazione 7.5.6 - § 7.5.4.1 NTC 2018)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Verifica delle GERACHIA a Momento
(relazione 7.5.4 - § 7.5.4.1 NTC 2018)

$$M_{pl,Rd,X} = \frac{W_{pl,X} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{285,40 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 63\,875\,238,10 \text{ Nmm} = \mathbf{63\,875 \text{ Nm.}}$$

$$M_{pl,Rd,Y} = \frac{W_{pl,Y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{58,11 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 13\,005\,571,43 \text{ Nmm} = \mathbf{13\,006 \text{ Nm.}}$$

Dove:

$$W_{pl,X} = 285,40 \text{ cm}^3;$$

$$W_{pl,Y} = 58,11 \text{ cm}^3;$$

$$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2;$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

- Riepilogo grandezze -

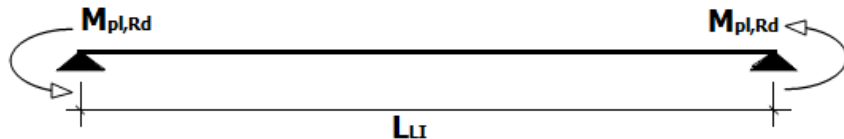
Di seguito si riporta il riepilogo delle grandezze calcolate in precedenza.

$N_{pl,Rd}$ [N]	$V_{pl,Rd,X}$ [N]	$V_{pl,Rd,Y}$ [N]	$M_{pl,Rd,X}$ [Nm]	$M_{pl,Rd,Y}$ [Nm]
746 852	160 399	205 206	63 875	13 006

Calcolo forza di taglio da GR ($V_{Ed,M}$)

La forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi ($M_{pl,Rd}$) nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche è data da:

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L_{LI}}$$



Per cui:

$$V_{Ed,M,X} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,Y}}{L_{LI}} = \frac{2 \cdot 13006 \text{ Nm}}{2,99 \text{ m}} = \mathbf{8\,699 \text{ N.}}$$

$$V_{Ed,M,Y} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,X}}{L_{LI}} = \frac{2 \cdot 63875 \text{ Nm}}{2,99 \text{ m}} = \mathbf{42\,726 \text{ N.}}$$

Dove:

$$M_{pl,Rd,X} = 63\,875 \text{ Nm};$$

$$M_{pl,Rd,Y} = 13\,006 \text{ Nm};$$

$$L_{LI} = 2,99 \text{ m.}$$

- Riepilogo grandezze -

Di seguito si riporta il riepilogo delle grandezze calcolate in precedenza.

$V_{Ed,M,X}$ [N]	$V_{Ed,M,Y}$ [N]
8 699	42 726

Calcolo sollecitazioni di progetto (N_{Ed} , V_{Ed} e M_{Ed})

Si riportano di seguito le sollecitazioni "caratteristiche" presenti nella trave in esame, per l'estremo esaminato.

CONDIZIONI STATICHE								
Permanente			Permanente Non Strutturale			Abitazione		
CC Carico Permanente			CC Permanenti Non Strutturali			CC Abitazione		
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	-	0	M_1	-	0
M_2	-	9	M_2	-	8	M_2	-	8
M_3	-	3.379	M_3	-	3.096	M_3	-	2.815
N	-	1.350	N	-	1.235	N	-	1.123
T_2	-	-5.736	T_2	-	-5.247	T_2	-	-4.770
T_3	-	6	T_3	-	5	T_3	-	5

CONDIZIONI SISMICHE									
Sisma X					Sisma Y				
Direzione X					Direzione Y				
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale	
M_1	-	0	M_1	-	2	M_1	-	2	
M_2	-	0	M_2	-	0	M_2	-	0	
M_3	-	18.083	M_3	-	97	M_3	-	97	
N	-	15.007	N	-	64	N	-	64	
T_2	-	12.843	T_2	-	67	T_2	-	67	
T_3	-	0	T_3	-	2	T_3	-	2	

Eccentricità X					Eccentricità Y				
Direzione X(+)					Direzione Y(+)				
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale	
M_1	-	0	M_1	-	0	M_1	-	0	
M_2	-	-630	M_2	-	-551	M_2	-	-551	
M_3	-	217	M_3	-	189	M_3	-	189	
N	-	-176	N	-	-154	N	-	-154	
T_2	-	-154	T_2	-	-134	T_2	-	-134	
T_3	-	-386	T_3	-	-338	T_3	-	-338	

Tale sollecitazioni vengono combinate (sismicamente) come riportato di seguito (per brevità di esposizione si riportano TUTTE le combinazioni/sollecitazioni statiche e SOLO quelle sismiche che generano le massime sollecitazioni):

num	Coefficienti di Combinazioni								Coefficienti di Permutazione delle sollecitazioni sismiche nelle combinazioni sismiche						Sollecitazioni					
	Perm	PNS	Abit.	S_x	EC_x	S_y	EC_y	N_F	$M_{Ed,X}$	$M_{Ed,Y}$	$V_{Ed,X}$	$V_{Ed,Y}$	$M_{Ed,Z}$	N_F	$M_{Ed,X}$	$M_{Ed,Y}$	$V_{Ed,X}$	$V_{Ed,Y}$	$M_{Ed,Z}$	
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N]	[Nm]	[Nm]	[N]	[N]	[Nm]	
Combinazioni STATICHE																				
1	1,00	1,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2	1,00	1,00	1,50	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3	1,30	1,30	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
4	1,30	1,30	1,50	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Combinazioni SISMICHE																				
1	1,00	1,00	0,30	1,0	1,0	0,3	0,3	1	1	1	1	1	1	-18.170	25.705	815	501	643	1	
2	1,00	1,00	0,30	1,0	1,0	0,3	0,3	1	1	1	1	-1	1	-18.170	25.705	815	501	-25.471	1	
257	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	1	1	1	1	1	1	-7.695	13.096	759	468	-8.314	2	

Nella successiva tabella si riassumono le massime sollecitazioni ottenute dalle precedenti combinazioni (4 statiche + 512 sismiche):

	N_{Ed} [N]	$M_{Ed,X}$ [Nm]	$M_{Ed,Y}$ [Nm]	$V_{Ed,X}$ [N]	$V_{Ed,Y}$ [N]	$M_{Ed,Z}$ [Nm]
Max	-18.170	25.705	815	501	-25.471	2
Nun. Comb.	1	1	1	1	2	257

Calcolo taglio non sismico ($V_{Ed,G}$)

Tale contributo si ottiene dalla combinazione dei tagli "statici", presenti nell'estremo in esame, con coefficienti di combinazione della combinazione sismica. Quindi, con riferimento alla Tab. 3.1, nel caso in esame si ha:

Tab. 3.1: Sollecitazioni senza sisma

Permanente			Permanente Non Strutturale			Abitazione		
CC Carico Permanente			CC Permanenti Non Strutturali			CC Abitazione		
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	-	0	M_1	-	0
M_2	-	9	M_2	-	8	M_2	-	8
M_3	-	3.379	M_3	-	3.096	M_3	-	2.815
N	-	1.350	N	-	1.235	N	-	1.123
T_2	-	-5.736	T_2	-	-5.247	T_2	-	-4.770
T_3	-	6	T_3	-	5	T_3	-	5

$V_{Ed,G,X}$ [N]	$V_{Ed,G,Y}$ [N]
$V_{Ed,G,X}(\text{Perm}) + V_{Ed,G,X}(\text{PNS}) + 0,3 \cdot V_{Ed,G,X}(\text{Abit.}) =$ $= 6 \text{ N} + 5 \text{ N} + 0,3 \cdot 5 \text{ N} = \mathbf{13}$	$V_{Ed,G,Y}(\text{Perm}) + V_{Ed,G,Y}(\text{PNS}) + 0,3 \cdot V_{Ed,G,Y}(\text{Abit.}) =$ $= -5 \text{ 736 N} - 5 \text{ 247 N} - 0,3 \cdot 4 \text{ 770 N} = \mathbf{-12 \text{ 414}}$

Verifiche

Ricapitolando, le grandezze in gioco sono:

Tab. 3.2: Sollecitazioni plastiche ($N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$)

$N_{pl,Rd}$ [N]	$V_{pl,Rd,X}$ [N]	$V_{pl,Rd,Y}$ [N]	$M_{pl,Rd,X}$ [Nm]	$M_{pl,Rd,Y}$ [Nm]
746 852	160 399	205 206	63 875	13 006

Tab. 3.3: Tagli da Gerarchia ($V_{Ed,M}$)

$V_{Ed,M,X}$ [N]	$V_{Ed,M,Y}$ [N]
8 699	42 726

Tab. 3.4: Massime sollecitazioni di progetto (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed})

N_{Ed} [N]	$V_{Ed,X}$ [N]	$V_{Ed,Y}$ [N]	$M_{Ed,X}$ [Nm]	$M_{Ed,Y}$ [Nm]
-18.170	501	-25.471	25.705	815

Tab. 3.5: Taglio di progetto dovuta alle azioni non sismiche ($V_{Ed,G}$)

$V_{Ed,G,X}$ [N]	$V_{Ed,G,Y}$ [N]
13	12 414

Quindi, di seguito si riporta il confronto tra calcolo manuale e quello di EdiLus:

Calcolo Manuale	EdiLus																		
VERIFICHE GERARCHIE DELLE RESISTENZE -> Sforzo Normale																			
$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{18170}{746852} = 0,024 \leq 0,15$ <p>Secondo quanto riporto in EdiLus si ha:</p> $\Omega_N = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{746852}{18170} = 41,10$ $CS = 0,15 \cdot \Omega = 6,17$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Trave Acciaio 4-5</th> <th colspan="2">Piano Terra</th> </tr> <tr> <th></th> <th>Nodo Iniziale</th> <th>Nodo Finale</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CS</td> <td>-</td> <td>6,17</td> </tr> <tr> <td>Ω_N</td> <td>-</td> <td>41,10</td> </tr> <tr> <td>N_{Ed}</td> <td>-</td> <td>18.170</td> </tr> <tr> <td>$N_{pl,Rd}$</td> <td>-</td> <td>746.864</td> </tr> </tbody> </table>	Trave Acciaio 4-5	Piano Terra			Nodo Iniziale	Nodo Finale	CS	-	6,17	Ω_N	-	41,10	N_{Ed}	-	18.170	$N_{pl,Rd}$	-	746.864
Trave Acciaio 4-5	Piano Terra																		
	Nodo Iniziale	Nodo Finale																	
CS	-	6,17																	
Ω_N	-	41,10																	
N_{Ed}	-	18.170																	
$N_{pl,Rd}$	-	746.864																	
VERIFICHE GERARCHIE DELLE RESISTENZE -> Taglio																			
$\frac{V_{Ed,Y}}{V_{pl,Rd,Y}} = \frac{V_{Ed,G,Y} + V_{Ed,M,Y}}{V_{pl,Rd,Y}} = \frac{12414 + 42726}{205206} = \frac{55140}{205206} = 0,27 \leq 0,50$ <p>Secondo quanto riportato in EdiLus si ha:</p> $\Omega_V = \frac{V_{pl,Rd,Y}}{V_{Ed,Y}} = \frac{205206}{55140} = 3,72$ $CS = 0,50 \cdot \Omega_V = 1,86$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Trave Acciaio 4-5</th> <th colspan="2">Piano Terra</th> </tr> <tr> <th></th> <th>Nodo iniziale</th> <th>Nodo finale</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CS</td> <td>-</td> <td>1,86</td> </tr> <tr> <td>Ω</td> <td>-</td> <td>3,72</td> </tr> <tr> <td>V_{Ed}</td> <td>-</td> <td>55.104</td> </tr> <tr> <td>$V_{pl,Rd}$</td> <td>-</td> <td>205.213</td> </tr> </tbody> </table>	Trave Acciaio 4-5	Piano Terra			Nodo iniziale	Nodo finale	CS	-	1,86	Ω	-	3,72	V_{Ed}	-	55.104	$V_{pl,Rd}$	-	205.213
Trave Acciaio 4-5	Piano Terra																		
	Nodo iniziale	Nodo finale																	
CS	-	1,86																	
Ω	-	3,72																	
V_{Ed}	-	55.104																	
$V_{pl,Rd}$	-	205.213																	

VERIFICHE GERARCHIE DELLE RESISTENZE -> Momento

$$\frac{M_{Ed,X}}{M_{pl,Rd,X}} = \frac{25705}{63875} = 0,40 < 1$$

Secondo quanto riportato in EdiLus si ha:

$$\Omega_M = \frac{M_{pl,Rd,Y}}{M_{Ed,Y}} = \frac{63875}{25705} = 2,48$$

$$CS = \Omega_M = 2,48$$

	Piano Terra	
	Nodo Iniziale	Nodo Finale
CS	-	2,48
Ω	-	2,48
M_{Ed}	-	25.705
M_{pl,Rd}	-	63.875

4 (AC) - Test di Validazione n.04 (Gerarchia Pilastri Acciaio)

Titolo: **Verifica Gerarchia delle resistenze PILASTRI.**

Il file di EdiLus (AC) è: **AC_GR_Beam.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento adottato per le verifiche di gerarchia (Presso Flessione, Taglio composto e taglio "semplice") per le colonne in acciaio.

In particolare si rivolge l'attenzione all'estremo superiore della colonna presente al piano terra (Pilastro Acciaio 5 - ID 2956), evidenziata con colore GIALLO nella *Figura 4.2*.

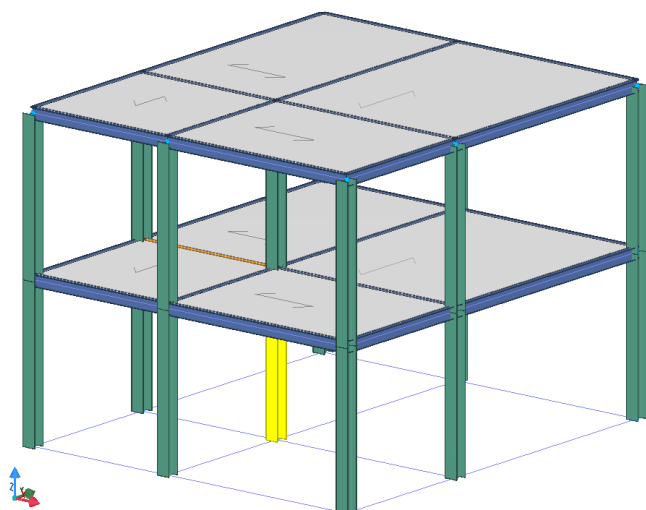


Figura 4.1: vista - "Editor 3D" (completo)

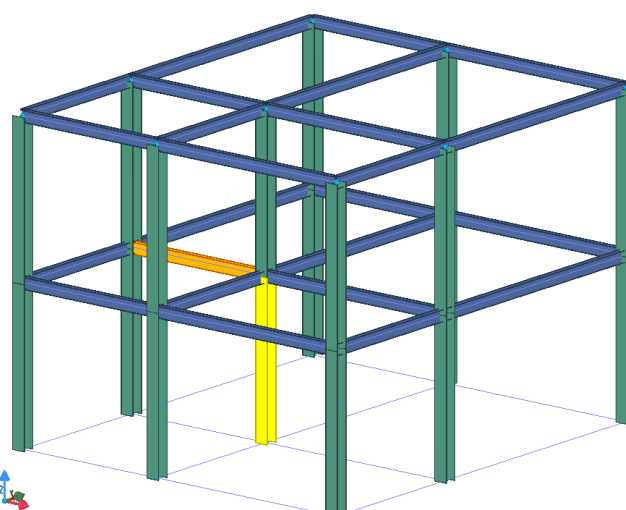


Figura 4.2: vista - "Editor 3D" (senza solai)

Dati Profili

		Colonna	Trave	
Tipo profilo		HEA 260	IPE 220	[-]
Numero profili nel nodo		1	4	[-]
Base	(b)	260,0	110,0	[mm]
Spessore ala	(t _f)	12,50	9,20	[mm]
Spessore anima	(t _w)	7,50	5,90	[mm]
Raggio anima/ala	(r)	24,00	12,00	[mm]
Altezza netta raccordo	(h _w)	177,00	177,90	[mm]
Area profilo	(A)	86,80	33,37	[cm ²]
Modulo di resistenza plastico rispetto ad X	(W _{pl,X})	919,80	285,40	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico rispetto ad Y	(W _{pl,Y})	430,20	58,11	[cm ³]
Lunghezza	(L)	3,00	(X) 3,00/4,00 (Y) 3,00/5,00	[m]
Luce Libera	(L _{LI})	2,89	(X) 2,99/3,99 (Y) 2,75/4,75	[m]
Materiale		Acciaio S235	Acciaio S235	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	(f _{yk})	235	235	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità	(γ _{M0})	1,05	1,05	[-]

Intro Verifica di Gerarchia

Essendo la tipologia della struttura definita a "telaio" le colonne devono essere verificate in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali (§ 7.5.4.2 - NTC 2018). Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{relazione 7.5.7 - § 7.5.4.2 NTC 2018}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{relazione 7.5.9 - § 7.5.4.2 NTC 2018}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{relazione 7.5.8 - § 7.5.4.2 NTC 2018}$$

Dove:

$N_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ e $M_{Ed,G}$: sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;
 $N_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ e $M_{Ed,E}$: sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni sismiche;
 γ_{ov} : fattore di sovraresistenza (§ 7.5.1);
 Ω : è il minimo valore tra gli $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutte le travi (che arrivano in testa al pilastro) in cui si attende la formazione di cerniere plastiche; essendo $M_{Ed,i}$ il momento flettente di progetto della i -esima trave in condizioni sismiche e $M_{pl,Rd,i}$ il corrispondente momento plastico.

Inoltre, il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,50 \quad \text{relazione 7.5.9 - § 7.5.4.2 NTC 2018}$$

In EdilUS gli esposti della gerarchia esposti in precedenza si riflettono nelle seguenti verifiche:

<i>Verifiche di Resistenza -></i>	<i>-> Pressoflessione deviata</i>
	<i>-> Taglio deviato</i>
<i>Verifiche Gerarchia Resistenze -></i>	<i>-> Taglio</i>

Di seguito si riporta il calcolo delle precedenti grandezze interessate nella verifica.

Fattore di sovraresistenza (γ_{ov})

Con riferimento al § 7.5.1 delle NTC 2018 si ha:

Acciaio S235 -> $\gamma_{ov} = 1,25$.

Resistenze plastiche ($N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$)

Con riferimento al § 4.2.4.1.2 delle NTC 2018 si ha:

- Calcolo $N_{pl,Rd}$ -

Dalla relazione 4.2.6 si ha:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Per cui:

	TRAVE	COLONNA
$N_{pl,Rd}$	$\frac{33,37 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = \mathbf{746\ 852\ N}$	$\frac{86,82 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = \mathbf{1\ 943\ 114\ N}$
dove:	$A = 33,37 \text{ cm}^2$; $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_{M0} = 1,05$.	$A = 86,82 \text{ cm}^2$; $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_{M0} = 1,05$.

- Calcolo $V_{pl,Rd}$ -

Dalla relazione 4.2.17 si ha:

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

Per cui:

	TRAVE	COLONNA
$V_{pl,Rd,X}$	$\frac{A_{v,w} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{12,41 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = \mathbf{160\ 399\ N}$	$\frac{A_{v,w} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{28,76 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = \mathbf{371\ 594\ N}$
$V_{pl,Rd,Y}$	$\frac{A_{v,f} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{15,88 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = \mathbf{205\ 206\ N}$	$\frac{A_{v,f} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{73,55 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = \mathbf{950\ 323\ N}$
dove:	$A_{v,f} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f =$ $= 33,37 \cdot 10^2 - 2 \cdot 110 \cdot 9,2 + (5,9 + 2 \cdot 12) \cdot 9,2 =$ $= 1588,08 \text{ mm}^2 = 15,08 \text{ cm}^2$ (NTC 2018 - rel. 4.2.18);	$A_{v,f} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f =$ $= 86,82 \cdot 10^2 - 2 \cdot 260 \cdot 12,5 + (7,5 + 2 \cdot 24) \cdot 12,5 =$ $= 2875,75 \text{ mm}^2 = 28,76 \text{ cm}^2$ (NTC 2018 - rel. 4.2.18);

$A_{v,w} = A - (h_w \cdot t_w) = 33,37 \cdot 10^2 - (177,6 \cdot 5,9) =$ $= 2289,16 \text{ mm}^2 = 22,89 \text{ cm}^2 \text{ (NTC 2018 - rel. 4.2.21);}$ $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_{M0} = 1,05.$	$A_{v,w} = A - (h_w \cdot t_w) = 86,82 \cdot 10^2 - (177,0 \cdot 7,5) =$ $= 7354,50 \text{ mm}^2 = 73,55 \text{ cm}^2 \text{ (NTC 2018 - rel. 4.2.21);}$ $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_{M0} = 1,05.$
---	---

- Calcolo $M_{pl,Rd}$ -

Dalla relazione 4.2.12 (sezioni di classe 1 e 2) si ha:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Per cui:

	TRAVE	COLONNA
$M_{pl,Rd,X}$	$\frac{W_{pl,X} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{285,40 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = \mathbf{63\ 875\ Nm}$	$\frac{W_{pl,X} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{919,80 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = \mathbf{205\ 860\ N}$
$M_{pl,Rd,Y}$	$\frac{W_{pl,Y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{58,11 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = \mathbf{13\ 006\ Nm}$	$\frac{W_{pl,Y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{430,20 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = \mathbf{96\ 283\ N}$
Dove:	$W_{pl,X} = 285,40 \text{ cm}^3;$ $W_{pl,Y} = 58,11 \text{ cm}^3;$ $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_{M0} = 1,05.$	$W_{pl,X} = 919,80 \text{ cm}^3;$ $W_{pl,Y} = 430,20 \text{ cm}^3;$ $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2;$ $\gamma_{M0} = 1,05.$

- Riepilogo grandezze -

Di seguito si riporta il riepilogo delle grandezze calcolate in precedenza.

Profilo	$N_{pl,Rd}$ [N]	$V_{pl,Rd,X}$ [N]	$V_{pl,Rd,Y}$ [N]	$M_{pl,Rd,X}$ [Nm]	$M_{pl,Rd,Y}$ [Nm]
Trave	746 852	160 399	205 206	63 875	13 006
Colonna	1 943 114	371 594	950 323	205 860	96 283

Valutazione Ω

Tale valore è il minimo valore tra gli $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutte le travi che concorrono in testa al pilastro in esame, in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, con:

$M_{Ed,i}$: massimo momento flettente della i-esima trave in condizioni *sismiche* nell'estremo sul pilastro;

$M_{pl,Rd,i}$: momento plastico dell'i-esima trave.

In particolare, in EdiLus vengono calcolati i seguenti Ω :

$\Omega_X = \Omega_{X,min} = M_{pl,Rd,X}/M_{Ed,X,max}$ -> che verrà utilizzato nel calcolo di $V_{Ed,X}$ e $M_{Ed,Y}$;

$\Omega_Y = \Omega_{Y,min} = M_{pl,Rd,Y}/M_{Ed,Y,max}$ -> che verrà utilizzato nel calcolo di $V_{Ed,Y}$ e $M_{Ed,X}$;

$\Omega_m = \text{media}(\Omega_X; \Omega_Y)$ -> che verrà utilizzato nel calcolo di N_{Ed} ($M_{Ed,z}$).

- Calcolo M_{Ed} -

Se sollecitazioni "caratteristiche" nelle travi in esame sono:

Trave Acciaio 4-5 Piano Terra (trave 1X)			Trave Acciaio 5-6 Piano Terra (trave 2X)			Trave Acciaio 2-5 Piano Terra (trave 1Y)			Trave Acciaio 5-8 Piano Terra (trave 2Y)		
CC Carico Permanente											
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	0	-	M_1	-	0	M_1	0	-
M_2	-	9	M_2	10	-	M_2	-	5	M_2	4	-
M_3	-	3.379	M_3	8.091	-	M_3	-	1.357	M_3	6.629	-
N	-	1.350	N	-6.024	-	N	-	462	N	-2.521	-
T_2	-	-5.736	T_2	12.143	-	T_2	-	-5.973	T_2	8.777	-
T_3	-	6	T_3	-5	-	T_3	-	5	T_3	-2	-
CC Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali											
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	0	-	M_1	-	0	M_1	0	-
M_2	-	8	M_2	9	-	M_2	-	4	M_2	4	-
M_3	-	3.096	M_3	7.415	-	M_3	-	1.243	M_3	6.078	-
N	-	1.235	N	-5.524	-	N	-	423	N	-2.312	-
T_2	-	-5.247	T_2	11.121	-	T_2	-	-5.477	T_2	8.049	-
T_3	-	5	T_3	-4	-	T_3	-	4	T_3	-2	-
CC Carico Verticale/Abitazioni											
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	0	-	M_1	-	0	M_1	0	-
M_2	-	8	M_2	9	-	M_2	-	4	M_2	4	-
M_3	-	2.815	M_3	6.741	-	M_3	-	1.130	M_3	5.525	-
N	-	1.123	N	-5.022	-	N	-	385	N	-2.102	-
T_2	-	-4.770	T_2	10.110	-	T_2	-	-4.979	T_2	7.317	-
T_3	-	5	T_3	-4	-	T_3	-	4	T_3	-1	-
Sisma X											
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	0	-	M_1	-	0	M_1	0	-
M_2	-	0	M_2	0	-	M_2	-	2	M_2	2	-
M_3	-	18.083	M_3	14.415	-	M_3	-	47	M_3	82	-
N	-	15.007	N	13.885	-	N	-	33	N	13	-
T_2	-	12.843	T_2	7.747	-	T_2	-	53	T_2	36	-
T_3	-	0	T_3	0	-	T_3	-	2	T_3	0	-
Sisma Y											
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	2	M_1	2	-	M_1	-	2	M_1	2	-
M_2	-	0	M_2	2	-	M_2	-	0	M_2	0	-
M_3	-	97	M_3	51	-	M_3	-	6.093	M_3	10.446	-
N	-	64	N	53	-	N	-	3.983	N	2.375	-
T_2	-	67	T_2	27	-	T_2	-	6.870	T_2	4.474	-
T_3	-	2	T_3	0	-	T_3	-	0	T_3	2	-
Eccentricità X											
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	0	-	M_1	-	0	M_1	0	-
M_2	-	-630	M_2	470	-	M_2	-	-273	M_2	429	-
M_3	-	217	M_3	-173	-	M_3	-	-63	M_3	107	-
N	-	-176	N	162	-	N	-	39	N	-23	-
T_2	-	-154	T_2	-93	-	T_2	-	70	T_2	46	-
T_3	-	-386	T_3	-215	-	T_3	-	-281	T_3	-169	-
Eccentricità Y											
	Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale		Estremo Iniziale	Estremo Finale
M_1	-	0	M_1	0	-	M_1	-	0	M_1	0	-
M_2	-	-551	M_2	411	-	M_2	-	-239	M_2	375	-
M_3	-	189	M_3	-151	-	M_3	-	-55	M_3	94	-
N	-	-154	N	142	-	N	-	34	N	-20	-
T_2	-	-134	T_2	-81	-	T_2	-	62	T_2	40	-
T_3	-	-338	T_3	-188	-	T_3	-	-246	T_3	-148	-

Di seguito, si riportano le combinazioni sismiche relative alle SOLE sollecitazioni $M_{Ed,X}$ (per brevità di esposizione si riportano SOLO quelle che generano le massime sollecitazioni)

Tab. 4.1: Combinazioni sismiche di $M_{Ed,X}$ per le travi in testa al pilastro

num	Coefficients di Combinazione (sismici)							Coefficients di Permutazione delle sollecitazioni sismiche					Sollecitazioni Combinate			
	Perm [-]	PNS [-]	Abit. [-]	S_x [-]	Ec_x [-]	S_y [-]	Ec_y [-]	F_z [-]	M_x [-]	M_y [-]	F_x [-]	F_y [-]	$M_{Ed,X}$			
													Trave 1X [Nm]	Trave 2X [Nm]	Trave 1Y [Nm]	Trave 2Y [Nm]
1	1,00	1,00	0,30	1,0	1,0	0,3	0,3	1	1	1	1	1	25.705	32.177	4.893	17.716
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
257	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	1	1	1	1	1	13.096	22.107	9.120	24.961
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nella successiva tabella, per le travi in esame, si riassumono i massimi valori di $M_{Ed,X}$:

	Trave Acciaio 4-5 (Trave 1X)	Trave Acciaio 5-6 (Trave 2X)	Trave Acciaio 2-5 (Trave 1Y)	Trave Acciaio 5-8 (Trave 2Y)
$M_{Ed,X,max}$ [Nm]	25 075	32 177	9 120	24 961
Nun. Comb.	1	1	257	257

- Calcolo Ω -

Per cui i valori di Ω sono:

	Lungo X		Lungo Y	
	Trave Acciaio 4-5 (Trave 1X)	Trave Acciaio 5-6 (Trave 2X)	Trave Acciaio 2-5 (Trave 1Y)	Trave Acciaio 5-8 (Trave 2Y)
$M_{Ed,X,max}$ [Nm]	25 075	32 177	9 120	24 961
$M_{pl,Rd}$ [Nm]	63 875	63 875	63 875	63 875
Ω [-]	2,48	1,99	7,00	2,56

come confermato anche dai risultati di Edilus - *verifica gerarchia* -> *Momento*.

Trave Acciaio 4-5			Trave Acciaio 5-6			Trave Acciaio 2-5			Trave Acciaio 5-8		
Piano Terra			Piano Terra			Piano Terra			Piano Terra		
	Nodo Iniziale	Nodo Finale		Nodo Iniziale	Nodo Finale		Nodo Iniziale	Nodo Finale		Nodo Iniziale	Nodo Finale
CS	-	2,48	CS	1,99	-	CS	-	7,00	CS	2,56	-
Ω	-	2,48	Ω	1,99	-	Ω	-	7,00	Ω	2,56	-
M_{Ed}	-	25.705	M_{Ed}	32.177	-	M_{Ed}	-	9.121	M_{Ed}	24.962	-
$M_{pl,Rd}$	-	63.875	$M_{pl,Rd}$	63.875	-	$M_{pl,Rd}$	-	63.875	$M_{pl,Rd}$	63.875	-

Quindi:

Lungo X (Ω_x) [-]	Lungo Y (Ω_y) [-]	Valore Medio (Ω_m) [-]
1,99	2,56	2,27

Sollecitazione di progetto (N^*_{Ed} , V^*_{Ed} e M^*_{Ed})

Le sollecitazioni di progetto derivano dalle seguenti combinazioni:

- Classiche (statiche + sismiche);
- Solo sismiche del tipo:

$$1,0 \cdot G_{Per} + 1,0 \cdot G_{PNS} + 0,3 \cdot Q_{Abit} + (1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega) \cdot [(S_X + Ec_X) + 0,3 \cdot (S_Y + Ec_Y)].$$

Ed in particolare, come detto in precedenza si ha:

$$N^*_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Per} + 1,0 \cdot N_{PNS} + 0,3 \cdot N_{Abit} + (1,1 \cdot 1,25 \cdot \Omega_m) \cdot [(N_{S_X} + N_{Ec_X}) + 0,3 \cdot (N_{S_Y} + N_{Ec_Y})];$$

$$V^*_{Ed,X} = 1,0 \cdot V_{X,Per} + 1,0 \cdot V_{X,PNS} + 0,3 \cdot V_{X,Abit} + (1,1 \cdot 1,25 \cdot \Omega_X) \cdot [(V_{X,S_X} + V_{X,Ec_X}) + 0,3 \cdot (V_{X,S_Y} + V_{X,Ec_Y})];$$

$$V^*_{Ed,Y} = 1,0 \cdot V_{Y,Per} + 1,0 \cdot V_{Y,PNS} + 0,3 \cdot V_{Y,Abit} + (1,1 \cdot 1,25 \cdot \Omega_Y) \cdot [(V_{Y,S_X} + V_{Y,Ec_X}) + 0,3 \cdot (V_{Y,S_Y} + V_{Y,Ec_Y})];$$

$$M^*_{Ed,X} = 1,0 \cdot M_{X,Per} + 1,0 \cdot M_{X,PNS} + 0,3 \cdot M_{X,Abit} + (1,1 \cdot 1,25 \cdot \Omega_Y) \cdot [(M_{X,S_X} + M_{X,Ec_X}) + 0,3 \cdot (M_{X,S_Y} + M_{X,Ec_Y})];$$

$$M^*_{Ed,Y} = 1,0 \cdot M_{Y,Per} + 1,0 \cdot M_{Y,PNS} + 0,3 \cdot M_{Y,Abit} + (1,1 \cdot 1,25 \cdot \Omega_X) \cdot [(M_{Y,S_X} + M_{Y,Ec_X}) + 0,3 \cdot (M_{Y,S_Y} + M_{Y,Ec_Y})].$$

I termini fra parentesi quadre assumono tutte le possibili combinazioni tra segno "+" e "-", derivando dalle combinazioni CQC (senza segno).

Per brevità di esposizione si riportano TUTTE le combinazioni statiche e SOLO quelle sismiche che generano le massime sollecitazioni.

Tab. 4.2: Combinazioni sismiche per le sollecitazioni di progetto della colonna (N_{Ed} , V_{Ed} e M_{Ed})

num	Coefficienti di Combinazioni								Coefficienti di Permutazione delle sollecitazioni sismiche per Ω						Sollecitazioni combinate "X GR"					Sollecitazioni combinate "CLASSICHE" ($\cdot\Omega = 1$)				
	Perm	PNS	Abit.	$1,10 \cdot \gamma_{OV}$	S_x	EC_x	S_y	EC_x	N_{Ed}	$M_{Ed,X}$	$M_{Ed,Y}$	$V_{Ed,X}$	$V_{Ed,Y}$	N^*_{Ed}	$M^*_{Ed,X}$	$M^*_{Ed,Y}$	$V^*_{Ed,X}$	$V^*_{Ed,Y}$	N_{Ed}	$M_{Ed,X}$	$M_{Ed,Y}$	$V_{Ed,X}$	$V_{Ed,Y}$	
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N]	[Nm]	[Nm]	[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[N]	[N]	
1	1,00	1,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	132.637	3.883	2.341	1.152	-1.627	
2	1,00	1,00	1,50	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	217.825	6.417	3.868	1.904	-2.688	
3	1,30	1,30	0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	172.428	5.048	3.043	1.498	-2.115	
4	1,30	1,30	1,50	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	257.616	7.581	4.570	2.249	-3.176	
5	1,00	1,00	0,30	1,375	1,00	1,00	0,30	0,30	$1 \cdot \Omega_m$	$1 \cdot \Omega_x$	$1 \cdot \Omega_y$	$1 \cdot \Omega_x$	$1 \cdot \Omega_y$	182.864	10.969	42.248	30.204	7.434	160.298	6.260	17.155	11.891	796	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
262	1,00	1,00	0,30	1,375	0,30	0,30	1,00	1,00	$1 \cdot \Omega_m$	$1 \cdot \Omega_x$	$1 \cdot \Omega_y$	$1 \cdot \Omega_x$	$-1 \cdot \Omega_y$	184.683	25.319	14.951	10.291	-31.181	160.881	10.338	7.155	4.595	-10.178	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Vediamo ora le varie verifiche.

Verifica di resistenza -> Pressoflessione deviata

Come risultato di tale verifica viene presa la combinazione (con GR e no GR) che minimizza una delle seguenti relazioni:

Verifica "Tipo 1" - relazione 4.2.39 - NTC 2018

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{5n} \leq 1 \text{ per } n \geq 0,2$$

Verifica "Tipo 2" - relazione 4.2.40 - NTC 2018

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right) \leq 1 \text{ per } n < 0,2$$

Dove:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \left(\frac{1-n}{1-0,5 \cdot a}\right) \leq M_{pl,y,Rd};$$

con $M_{pl,y,Rd} = M_{pl,Rd,x} = 205\,860 \text{ Nm}$.

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

con $M_{pl,z,Rd} = M_{pl,Rd,y} = 93\,283 \text{ Nm}$.

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}};$$

con $N_{pl,Rd} = 1\,943\,114 \text{ N}$.

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \leq 0,5 \rightarrow a = \frac{8682 - 2 \cdot 260 \cdot 12,5}{86,82} = 0,25 \leq 0,5$$

Nella successiva tabella, per le due tipologie di combinazioni, si riassumono le verifiche per le combinazioni più gravose (vedi Tab. 4.4):

Tab. 4.3: Riepilogo verifica a Presso Flessione

Tipo	Num.	N_{Ed}	$N_{pl,Rd}$	n	a	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$M_{pl,Rd,x}$	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{N,x,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	Tipo	Verifica	
Comb.	Comb.	[N]	[N]	[-]	[-]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	Ver.	norma	CS
con GR	5	182 864	1 943 114	0,093	0,25	10 969	42 248	205 860	96 283	213 289	96 283	2	0,49	2,03
				0,082		6 260	17 155			216 023				
no GR	5	160 298												

Di seguito, si riporta il risultato di EdILus di tale verifica:

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA ALLO SLU

Pilastro Acciaio 5 Piano Terra		
Verifica3		
Tipo	PLS	
%LLi	100%	
Dir	"3"	"2"
$V_{c,Rd}$	371.587	950.315
ρ	0,000	0,000
A_v	2.876	7.354
T_w	7,50	25,00
$M_{c,Rd}$	205.860	96.283
CS	2,03	
$N_{pl,Rd}$	1.943.101	
N_{ED}	182.758	
V_{ED}	29487	6697
$M_{ED,y}$	10969	42244

Per brevità di esposizione si riportano TUTTE le combinazioni/verifiche statiche e SOLO quelle sismiche che generano il minimo CS.

Tab. 4.4: Verifiche a Presso Flessione

n.	Sollecitazioni "CON GR"					Sollecitazioni "Classiche"					Presso Flessione "CON GR"						Presso Flessione "SENZA GR"							
	N _{Ed}	M _{Ed,X}	M _{Ed,Y}	V _{Ed,X}	V _{Ed,Y}	N _{Ed}	M _{Ed,X}	M _{Ed,Y}	V _{Ed,X}	V _{Ed,Y}	n	n > a	M _{N,X,Rd}		M _{N,Y,Rd}	ver. 1	ver. 2	n	n > a	M _{N,X,Rd}		M _{N,Y,Rd}	ver. 1	ver. 2
	[N]	[Nm]	[Nm]	[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[N]	[N]	[-]	[SI/NO]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	n ≥ 0.2	n < 0.2	[-]	[SI/NO]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	n ≥ 0.2	n < 0.2
1	-	-	-	-	-	132.637	3.883	2.341	1.152	-1.627	-	-	-	-	-	-	-	0,068	NO	219.375	205.860	96.283	0,2816	0,0432
2	-	-	-	-	-	217.825	6.417	3.868	1.904	-2.688	-	-	-	-	-	-	-	0,112	NO	209.053	205.860	96.283	0,1660	0,0713
3	-	-	-	-	-	172.428	5.048	3.043	1.498	-2.115	-	-	-	-	-	-	-	0,089	NO	214.554	205.860	96.283	0,2166	0,0561
4	-	-	-	-	-	257.616	7.581	4.570	2.249	-3.176	-	-	-	-	-	-	-	0,133	NO	204.231	204.231	96.283	0,1340	0,0843
5	182.864	10.969	42.248	30.204	7.434	160.298	6.260	17.155	11.891	796	0,094	NO	213.289	205.860	96.283	0,68	0,49	0,082	NO	216.023	205.860	96.283	0,49	0,21
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Verifica di resistenza -> Taglio deviato

In merito a tale verifica si prendono i tagli (V_{Ed}) massimi che derivano dalla *Tab. 4.4* tra le due tipologie di combinazioni esaminate.

- Calcolo V_{Ed} -

Dalla *Tab. 4.2* si ha:

Tipo Combinazione	$V_{Ed,X}$ [N]	Numero Combinazione	$V_{Ed,Y}$ [N]	Numero Combinazione
Con GR	30 204	5	31 181	262
No GR	11 891	5	10 178	262

- Verifica -

Per cui, la verifica risulta:

	Calcolo Manuale		Risultati EdiLus
	X	Y	
V_{Ed} [N]	30 204	31 181	VERIFICHE A TAGLIO DEVIATO ALLO SLU Pilastro Acciaio 5 Piano Terra Verifica3 %LLi 100% CS 11,90 PianoVrfc Piano XX A_v 2.876 τ_{t,Ed} 0,34 V_{Ed} -31.180 V_{c,Rd} 371.201 Ω_{Min} 1,99
$V_{pl,Rd}$ [N]	950 323	371 594	
$CS = \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}}$	$\frac{950323}{30204} = 31,46$	$\frac{371594}{31181} = 11,91$	
Ω	1,99	2,55	

In EdiLus viene riportata solo la condizione peggiore tra le due direzioni.

Verifica Gerarchia Resistenze -> Taglio

In merito a tale verifica si prendono i tagli (V_{Ed}) massimi che derivano dalla *Tab. 4.2* tra le due tipologie di combinazioni esaminate.

- Calcolo V_{Ed} -

Dalla *Tab. 4.2* si ha:

Tipo Combinazione	$V_{Ed,X}$ [N]	Numero Combinazione	$V_{Ed,Y}$ [N]	Numero Combinazione
Con GR	29 048	5	30 007	262
No GR	11 891	5	10 178	262

- Verifica -

Per cui, la verifica risulta:

	Calcolo Manuale		Risultati EdiLus
	X	Y	
V_{Ed} [N]	30 204	31 181	VERIFICHE GERARCHIE DELLE RESISTENZE Pilastro Acciaio 5 Piano Terra Nodo Iniziale Nodo Finale CS - 5,96 Ω - 11,92 V_{Ed} - 31.181 V_{pl,Rd} - 371.587
$V_{pl,Rd}$ [N]	950 323	371 594	
$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,5$	$30204/950323 = 0,301 \leq 0,5$	$31181/371594 = 0,081 \leq 0,5$	
CS	$(0,5 \cdot 950323) / 30204 = 15,73$	$(0,5 \cdot 371594) / 31181 = 5,97$	

In EdiLus viene riportata solo la condizione peggiore tra le due direzioni.

5 (AC) - Test di Validazione n.05 (Instabilità N Pilastrì - Classe 4)

Titolo: **Verifica Instabilità pilastro compresso.**

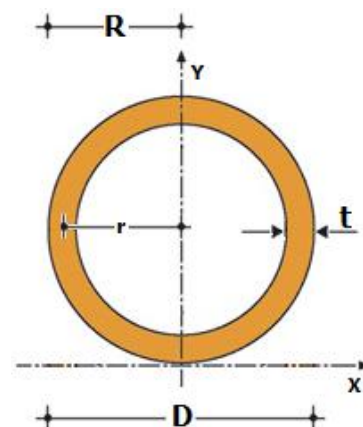
Il file di EdiLus (AC) è: **AC_Inst_N_Pil.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento adottato per la verifica di instabilità a compressione per una colonna in acciaio di tipo Tubolare.

In particolare, è stata studiata una colonna semplicemente incastrata alla base (*Figura 5.1*) avente le seguenti caratteristiche.

Dati Pilastro

- Lunghezza/Altezza (L) = 6,00 m;
- Luce Libera/Netta (L_N) = 6,00 m;
- Materiale = Acciaio S275;
- Modulo Elastico (E) = 210 000 N/mm²;
- Coefficiente di Poisson (ν) = 0,30;
- Modulo Elastico tangenziale (G) = 80 769 N/mm²;
- Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk}) = 275 N/mm²;
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature (γ_{M1}) = 1,05 (Tabella 4.2.VII - NTC18);
- Profilo TUBOLARE CAVO "O 1219,20x10,3";
- Diametro (D) = 1219,20 mm;
- Raggio (R) = D/2 = 609,6 mm;
- Spessore (t) = 10,30 mm;
- Raggio linea media (r) = D/2 - s/2 = 604,45 mm;
- Area profilo (A) = π · [R² - (R - 2 · t)²] = 39 118,1 mm²;
- Inerzia (I) = π · [R⁴ - (R - 2 · t)⁴] / 64 = 7 146 604 832 mm⁴;
- Raggio d'inerzia (i) = (I/A)^{1/2} = 427 426 mm;
- In EdiLus, settato il comportamento "Reticolare" (*Figura 5.2*).



Il pilastro è sottoposto alle seguenti forze:

- peso proprio da 3 071 N/m -> Condizione di Carico "Permanente";
- 1 forza concentrata (lungo -Z e applicata in testa) da 100 000 N -> Condizione di Carico "Permanente" (*Figura 5.3*).

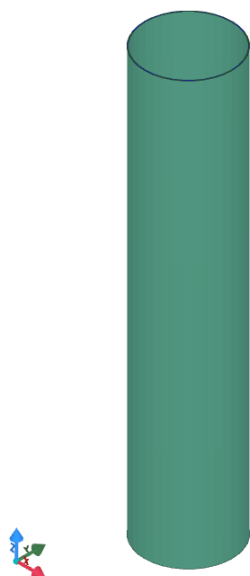


Figura 5.1: vista - "Editor 3D"

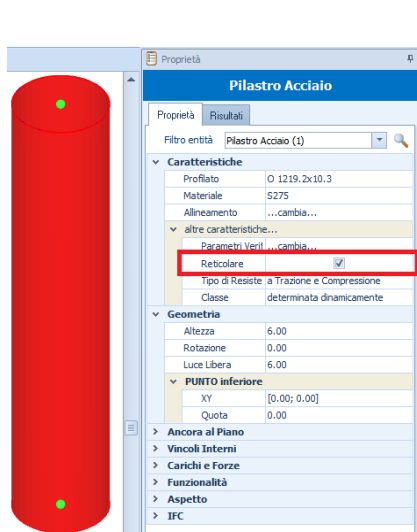


Figura 5.2: settaggio "reticolare"



Figura 5.3: vista - "Forze e momenti (utente)"

Classificazione profilo

Con riferimento alla tabella 4.2.V NTC18 (Figura 5.4), per le sezioni tubolari si ha:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 0,924 \rightarrow \varepsilon^2 = 0,855;$$

$$d/t = 118,37 > 90 \cdot \varepsilon^2 (90 \cdot 0,855) = 76,91 \rightarrow \text{Classe 4} \rightarrow \text{Vedere EN 1993-1-6.}$$


Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90\varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 5.4: Tab. 4.2.V NTC18 - Sezioni Tubolari

Quindi, essendo il profilo di **classe 4** occorre calcolare l'area efficace/effettiva data da:

$$A_{\text{eff}} = \chi_A \cdot A.$$

Area Efficace

Il fattore di riduzione dell'area " χ_A " viene desunto, come espressamente indicato sia dalle NTC, dalle UNI EN 1993-1-6 (appendice D), attraverso il calcolo delle successive grandezze.

- Tensioni critiche meridionali di instabilità (σ_{xRC})

$$\omega = \frac{L}{\sqrt{r \cdot t}} = \frac{6000}{\sqrt{604,45 \cdot 10,30}} = 76,04 \text{ (parametro adimensionale di lunghezza - rel. D.1);}$$

Essendo $\omega (76,04) > 0,5 \cdot r/t (29,34) \rightarrow$ "Cilindri Lunghi" \rightarrow risulta:

$$C_x = 1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \cdot \left[1 - 2 \cdot \omega \cdot \frac{t}{r} \right] = 1 + \frac{0,2}{1,0} \cdot \left[1 - 2 \cdot 76,04 \cdot \frac{10,3}{604,45} \right] = 0,682 \quad (\text{rel. D.8}).$$

Con:

$C_{xb} = 1$ (parametro dipendente dalle condizioni al contorno e ricavato dal prospetto D.1. Assunto pari ad 1 a vantaggio di sicurezza).

A questo punto possiamo calcolare la tensione critica meridionale di instabilità (σ_{xRC}), come:

$$\sigma_{xRC} = 0,605 \cdot E \cdot C_x \cdot \frac{t}{r} = 0,605 \cdot 210000 \cdot 0,682 \cdot \frac{10,3}{604,45} = 1\,476 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{rel. D.2}).$$

- Parametri di instabilità meridionale (α) -

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \cdot \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{\frac{604,45}{10,3}} \cdot 10,3 = 4,93 \text{ (ampiezza caratteristica delle imperfezioni - rel. D.10);}$$

Con:

$Q = 16$ (parametro di qualità di fabbricazione relativo alla compressione meridionale e ricavato dal prospetto D.2. Assunto pari ad 16 a vantaggio di sicurezza).

Da cui:

$$\alpha = \alpha_x = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot (\Delta w_k / t)^{1,44}} = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot (4,93 / 10,3)^{1,44}} = 0,373.$$

- Calcolo snellezze -

Dal paragrafo 8.5.2 del UNI EN 1993-1-6, si ha:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} = \sqrt{\frac{0,373}{1 - 0,6}} = 0,966 \text{ (snellezza relativa per il limite plastico - rel. 8.16).}$$

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{xRc}}} = \sqrt{\frac{275}{1476}} = 0,432 \text{ (snellezza relativa del guscio - rel. 8.17).}$$

Con:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,373 && \text{(parametro di instabilità meridionale - calcolato in precedenza);} \\ \beta &= 0,6 && \text{(fattore plastico di campo - D.11);} \\ \eta &= 1,0 && \text{(esponente di interazione - D.11).} \end{aligned}$$

- Fattore di riduzione χ_A -

Considerando che:

$$\lambda_0 = 0,2 \quad \text{(snellezza meridiana per il limite di schiacciamento - D.11).}$$

Da quanto calcolato in precedenza si ha:

$$\lambda_0 (0,2) < \lambda (0,432) < \lambda_p (0,966);$$

per cui:

$$\chi_A = \chi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta = 1 - 0,6 \cdot \left(\frac{0,432 - 0,2}{0,966 - 0,2} \right)^\eta = 0,819 \text{ (snellezza meridiana per il limite di schiacciamento - rel. 8.14).}$$

A questo punto possiamo calcolare l'area efficace:

$$A_{\text{eff}} = \chi_A \cdot A = 0,819 \cdot 39\,119,1 = \mathbf{32\,018,8 \text{ mm}^2}.$$

Resistenza di progetto all'instabilità

Secondo quanto previsto al par. 4.2.4.1.3.1 NTC18 per le sezioni di classe 4 si ha:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{\text{eff}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{(rel. 4.2.43 - NTC18).}$$

Dalla precedente relazione occorre calcolare il coefficiente " χ ", quindi:

$\alpha = \mathbf{0,210}$	Fattore di imperfezione (tabella 4.2.VIII - NTC18 per profilo "a caldo" e materiale diverso da "S460" - Figura 5.5);
$\beta = 2$ (Incastrata-Libera)	Coefficiente di interazione per instabilità locale (in EdilUS viene settato come riportato in Figura 5.6);
$L_0 = \beta \cdot L = 2 \cdot 6,00 \text{ m} = 12,00 \text{ m}$	Lunghezza libera d'inflessione.

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

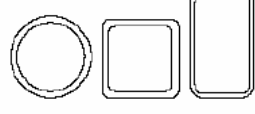
Sezione trasversale	Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni curve 	Sezione formata "a caldo"	qualsunque	a	a ₀	
	Sezione formata "a freddo"	qualsunque	c	c	
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 5.5: Tab. 4.2.VIII - NTC18

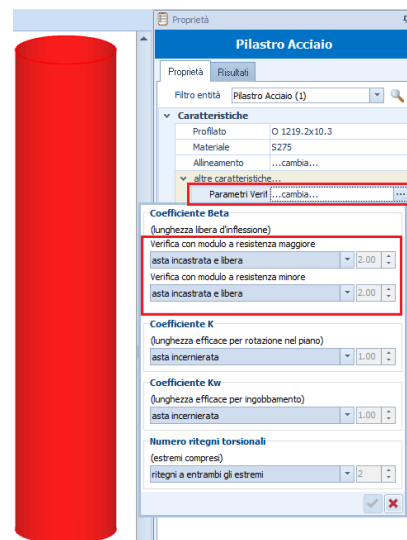


Figura 5.6: settaggio "beta" in Edilus

- Sforzo normale critico Euleriano -

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 7146604832}{12000^2} = \mathbf{102\ 862\ 320\ N.}$$

- Snellezza normalizzata -

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{32018,8 \cdot 275}{102862320}} = 0,293 \quad (\text{rel. 4.2.46 - NTC18}).$$

N.B. 5.1

Nell'Inspector dei risultati di Edilus come valore di "λ" non viene riportato tale valore della snellezza ma quella classica. Infatti, per il caso in esame si ha:

$$\lambda = L_0 / i_{eff} = 12000 \text{ mm} / 472,44 \text{ mm} = 25,400.$$

Dove:

$$i_{eff} = (I / A_{eff})^{1/2} = (7146604832 \text{ mm}^4 / 32019 \text{ mm}^2)^{1/2} = 472,44 \text{ mm}.$$

- Coefficiente Φ -

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,293 - 0,2) + 0,293^2 \right] = \mathbf{0,553} \quad (\text{par. 4.2.4.1.3.1 - NTC18}).$$

- Coefficiente χ -

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,553 + \sqrt{0,553^2 - 0,293^2}} = \mathbf{0,979} \quad (\text{rel. 4.2.44 - NTC18}).$$

A questo punto possiamo calcolare $N_{b,Rd}$ come:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,979 \cdot 32018,8 \cdot 275}{1,05} = \mathbf{8\ 211\ 622\ N} \quad (\text{rel. 4.2.43 - NTC18}).$$

Sforzo normale Equivalente ($N_{eq,Ed}$)

Per ogni combinazione, lo sforzo normale equivalente ($N_{eq,Ed}$) è la media di quello agli estremi. Essendo:

$$N_{Sup} = N_F = 1\ 000\ 000 \text{ N}$$

$$N_{Inf} = N_{pil} + N_F = 18\ 426 + 1\ 000\ 000 = 1\ 018\ 426 \text{ N}.$$

Dove:

$N_{pil} = q_{pil} \cdot L = 3071 \text{ N/m} \cdot 6 \text{ m} = 18\,426 \text{ N}$ (peso proprio pilastro);
 $N_F = F = 100\,000 \text{ N}$ (forza applicata).

Quindi, nel caso in esame, per le due combinazioni eseguite si ha:

Comb.	1	2
$N_{Sup,Ed} \text{ [N]}$	$1,0 \cdot N_{Sup} = 1\,000\,000$	$1,3 \cdot N_{Sup} = 1\,300\,000$
$N_{Inf,Ed} \text{ [N]}$	$1,0 \cdot N_{Inf} = 1\,018\,426$	$1,3 \cdot N_{Inf} = 1\,323\,954$
$N_{eq,Ed} \text{ [N]}$	1 009 213	1 311 977

Dove:

$N_{Sup,Ed}$ = sforzo normale in testa (estremo superiore);

$N_{Inf,Ed}$ = sforzo normale al piede (estremo inferiore);

$N_{eq,Ed}$ = sforzo normale equivalente.

Considerando il valore massimo si ha:

$$N_{eq,Ed} = N_{Ed} = \mathbf{1\,311\,977 \text{ N.}}$$

Verifica

Per quanto detto al par. 4.2.4.1.3.1 la verifica di stabilità di un'asta compressa consiste nel:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (\text{rel. 4.2.41}).$$

Tuttavia tale verifica può essere trascurata/omessa nel caso in cui si verifica una delle due successive condizioni (par. 4.2.4.1.3.1 - NTC18):

Condizione 1	Condizione 2
$\bar{\lambda} < 0,2$	$N_{Ed} < 0,04 \cdot N_{Cr}$

Quindi, per il caso in esame si ha:

Condizione 1	Condizione 2
$\bar{\lambda} = 0,293 > 0,2$ (NON vera)	$N_{Ed} (1\,311\,977) < 0,04 \cdot N_{Cr} (0,04 \cdot 102\,862\,320 = 4\,114\,493)$ (VERA)

Pertanto:

$$CS = N_{b,Rd}/N_{Ed} = (\text{essendo vera la condizione 2}) = \mathbf{VNR} \text{ (Verifica Non Richiesta)}$$

Confronto

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Calcolo manuale			EdiLus		
VERIFICHE INSTABILITÀ A COMPRESSIONE			VERIFICHE INSTABILITÀ A COMPRESSIONE		
Pilastro Acciaio 1	Piano Terra		Pilastro Acciaio 1	Piano Terra	
Verifica1			Verifica1		
L_{L1}		12,00	L_{L1}		12,00
λ		25,400	λ		25,400
α		0,210	α		0,210
ϕ		0,553	ϕ		0,553
χ		0,979	χ		0,979
CS		VNR	CS		VNR
N_{Ed}		1 311 977	N_{Ed}		1.311.977
$N_{b,Rd}$		8 211 622	$N_{b,Rd}$		8.211.622
N_{cr}		102 862 320	N_{cr}		102.862.320
P. Vrf.		-	P. Vrf.		Piano XX

6 (AC) - Test di Validazione n.06 (Instabilità a PFD Pilastri)

Titolo: **Verifica Instabilità a pressoflessione deviata pilastro.**

Il file di EdiLus (AC) è: **AC_Inst_PFD_Pil.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento adottato per la verifica di instabilità di una colonna/pilastro in acciaio (tipo HE) soggetta a pressoflessione deviata.

Dati Pilastro

E' stata studiata, a soli carichi verticali (nessuna analisi sismica), una colonna semplicemente incastrata alla base (mensola - *Figure 6.1 e 6.2*) avente le seguenti caratteristiche:

Tipo elemento		Colonna	
Tipo profilo		HEA 120	[-]
Lunghezza	(L_p)	3,00	[m]
Base	(b)	120,0	[mm]
Altezza	(h)	114,0	[mm]
Spessore ala	(t_f)	8,00	[mm]
Spessore anima	(t_w)	5,00	[mm]
Raggio anima/ala	(r)	12,00	[mm]
Altezza Anima	(h_i)	98,0	[mm]
Altezza Anima Netta	(d)	74,00	[mm]
Area profilo	(A_p)	25,34	[cm ²]
Peso Proprio	(P_p)	198,919	[N/m]
Inerzia rispetto ad X (asse forte)	(I_x)	606,200	[cm ⁴]
Inerzia rispetto ad Y (asse debole)	(I_y)	230,900	[cm ⁴]
Modulo di resistenza plastico rispetto ad X	($W_{pl,x}$)	119,500	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico rispetto ad Y	($W_{pl,y}$)	58,850	[cm ³]
Inerzia settoriale	(I_ω)	6 470	[cm ⁶]
Inerzia torsionale	(I_t)	5,990	[cm ⁴]
Materiale		Acciaio S235	[-]
Peso specifico	(γ_s)	78500	[N/m ³]
Tensione caratteristica di snervamento	(f_{yk})	235	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature	(γ_{M1})	1,05	[-]
Modulo elastico normale	(E_s)	210000	[N/mm ²]
Modulo elastico tangenziale	(G_s)	80769	[N/mm ²]

Carichi

La colonna è sottoposta alle seguenti azioni (*Figura 6.3*):

- peso proprio della colonna (P_p) di **198,919 N/m** (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*).
- una forza concentrata orizzontale diretta lungo X (F_x) di **2 000 N** applicata in testa alla colonna (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente - Blu in Figura 6.3*).
- una forza concentrata orizzontale diretta lungo Y (F_y) di **6 000 N** applicata in testa alla colonna (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente - Azzurra in Figura 6.3*);
- una forza concentrata diretta lungo Z (F_z) di **35 000 N** applicata in testa alla colonna (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente - Rossa in Figura 6.3*);

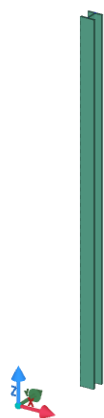


Figura 6.1: vista - "Editor 3D"

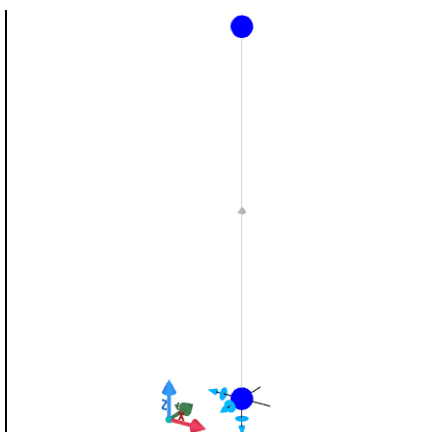


Figura 6.2: vista - "Strutturale + Vincoli"



Figura 6.3: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Sollecitazioni

Nel seguito faremo riferimento alla seguente nuova terna locale (*Figura 6.4*):

- asse "x" coincidente con l'asse locale "3" e parallelo a "X" globale (asse "forte" della colonna);
- asse "y" coincidente con l'asse locale "2" e parallelo a "Y" globale (asse "debole" colonna);
- asse "z" coincidente con l'asse locale "1" e parallelo a "Z" globale (asse verticale colonna).

Con riferimento a tale nuova terna si procede al calcolo delle sollecitazioni "caratteristiche" e "combinate".

- Sollecitazioni Caratteristiche -

Le azioni *caratteristiche* in gioco in testa ed al piede del pilastro sono (*Figura 6.5*):

	Estremo Inferiore (a)	Estremo Superiore (b)
N [N]	$(P_p \cdot L_p + F_z) = (198,819 \cdot 3,00 + 35000) = 35\ 597$	$F_z' = 35\ 000$
$T_x = T_3$ [N]	$F_x' = 2\ 000$	$F_x' = 2\ 000$
$T_y = T_2$ [N]	$F_y' = 6\ 000$	$F_y' = 6\ 000$
$M_x = M_3$ [Nm]	$F_y \cdot L_p = 6000 \cdot 3,00 = 18\ 000$	0
$M_y = M_2$ [Nm]	$F_x \cdot L_p = 2000 \cdot 3,00 = 6\ 000$	0
$M_z = M_1$ [Nm]	0	0

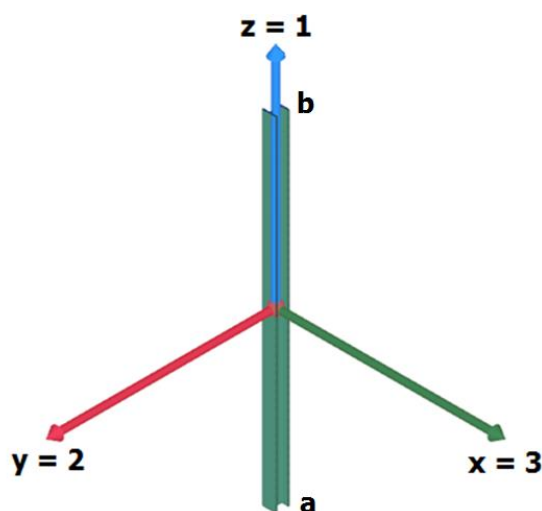


Figura 6.4: Riferimento locale della colonna

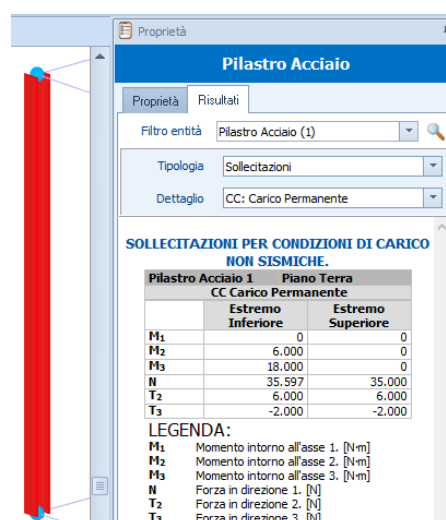


Figura 6.5: Sollecitazioni caratteristiche di Edilus

- Sollecitazioni Combinate -

In assenza di sisma, allo SLU, le combinazioni di carico, con relativi coefficienti di combinazione, sono:

Combinazione	Carico Permanente
1	1,30
2	1,00

La **combinazione 1** (più gravosa) determina le seguenti sollecitazioni al piede ed in testa al pilastro:

	Estremo Inferiore (a)	Estremo Superiore (b)
N_{Ed} [N]	$1,3 \cdot 35\ 597 = 35\ 597$	$1,3 \cdot 35\ 000 = 45\ 500$
$T_{Ed,x}$ [N]	$1,3 \cdot 2000 = 2\ 600$	
$T_{Ed,y}$ [N]	$1,3 \cdot 6000 = 7\ 800$	
$M_{Ed,x}$ [Nm]	$1,3 \cdot 18000 = 23\ 400$	0
$M_{Ed,y}$ [Nm]	$1,3 \cdot 6000 = 7\ 800$	0
$M_{Ed,z}$ [Nm]		0

Verifica di stabilità in Edilus

La verifica a instabilità di membrature compresse e inflesse implementata in Edilus segue l'approccio indicato nella Circolare del 21-01-2019 n. 7 esplicativa alle NTC18 come "Metodo A" (§ C4.2.4.1.3.3.1).

Sulla base di tale approccio in presenza di fenomeni di instabilità flesso-torsionali si procede alla verifica che:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{x_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,x} \cdot f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1 \quad [1a]$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{x_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,y} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1 \quad [1b]$$

Per quanto riguarda la classificazione del profilo si assume che esso sia di classe 1-2, per cui:

$A = A_p$: area del profilo;

$W = W_{pl}$: modulo di resistenza plastico.

La dimostrazione della classificazione della sezione non sarà oggetto di tale validazione.

Di seguito, si determinano le varie grandezze, non ancora note, che entrano in gioco nelle relazioni [1].

Stabilità membrature compresse (parametri I termine delle [1])

In tale paragrafo, attraverso le indicazioni riportate nel § 4.2.4.1.3.2 delle NTC18, si procede a determinare, nelle due direzioni, i parametri incogniti presenti nel primo termine delle relazioni [1].

- Carico critico Euleriano (N_{cr}) -

Il carico critico euleriano nelle due direzioni è dato da:

$$N_{cr,i} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_i}{l_{0,i}^2} \quad \text{con } (i = x, y).$$

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X	direzione Y
$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6062000}{6000^2} =$ $= \mathbf{349\ 006\ N.}$	$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2309000}{6000^2} =$ $= \mathbf{132\ 935\ N.}$
Dove:	Dove:

$E_s = 210000$ N/mm² (modulo elastico normale dell'acciaio);

$I_x = 606,200$ cm⁴ = 6062000 mm⁴ (inerzia rispetto all'asse x);

$I_y = 230,900$ cm⁴ = 2309000 mm⁴ (inerzia rispetto all'asse y);

$l_{0,x} = l_{0,y} = \beta \cdot L_p = 2 \cdot 3,00$ m = $6,00$ m = 600 cm = 6000 mm (lunghezza libera d'inflessione);

$\beta = \beta_x = \beta_y = 2,00$ (coefficiente di interazione per instabilità locale per asta incastrata - libera; vedi Figura 6.6);

$L_p = 3,00$ m (lunghezza/altezza della colonna).

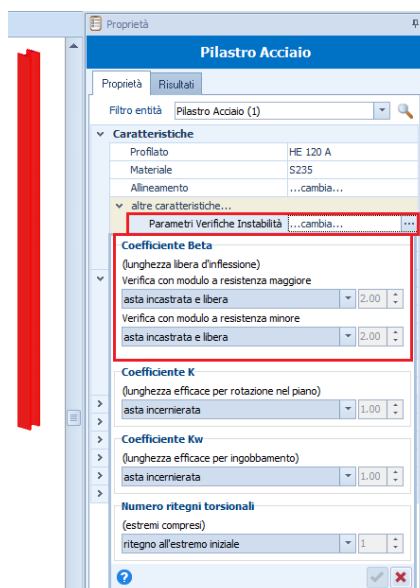


Figura 6.6: definizione di β in Edilus

In EdiLus viene riportato il valore minimo (**132 935 N**)

- Snellezza Normalizzata ($\bar{\lambda}$) -

Dalla relazione 4.2.45 delle NTC18 (§ 4.2.4.1.3.1) si ha:

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,i}}} \quad \text{con } (i = x, y).$$

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni risulta:

direzione X	direzione Y
$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{2534 \cdot 235}{348006}} = \mathbf{1,306}.$	$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2534 \cdot 235}{132935}} = \mathbf{2,116}.$
Dove:	Dove:

A = 25,34 cm² = **2534** mm² (area del profilo);

f_{yk} = **235** N/mm² (tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio);

N_{cr,x} = **348006** N (carico critico euleriano in x).

N_{cr,y} = **132935** N (carico critico euleriano in y).

- Coefficiente Φ -

Dal § 4.2.4.1.3.1 delle NTC18 si ha che:

$$\Phi_i = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_i \cdot (\bar{\lambda}_i - 0,2) + \bar{\lambda}_i^2 \right] \quad \text{con } (i = x, y).$$

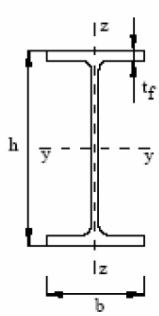
Dove:

- α è il fattore di imperfezione ricavabile dalla tabella 4.2.VIII delle NTC 2018.

In particolare, per il caso in esame essendo la colonna una "sezione laminata" con h(altezza)/b(base) ≤ 1,2 (114/120 = 0,95) e spessore < 100 mm (8 mm e 5 mm), nelle due direzioni, si considerano le seguenti curve di stabilità (Figura 6,7).

direzione X (asse "forte")	direzione Y (asse "debole")
Curva "b" $\alpha_x = \mathbf{0,340}$	Curva "c" $\alpha_y = \mathbf{0,490}$

Valori controllabili anche in EdiLus.

Sezione trasversale	Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità	
			S235, S275, S355, S420	S460
	h/b > 1,2	t _f ≤ 40 mm	a	a ₀
		40 mm < t _f ≤ 100 mm	b	a
	h/b ≤ 1,2	t _f ≤ 100 mm	b	a
		t _f > 100 mm	d	c

Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 6.7: tabella 4.2.VIII delle NTC18

- $\bar{\lambda}$ è la snellezza normalizzata (calcolata in precedenza).

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X	direzione Y
$\Phi_x = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_x \cdot (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2 \right] =$ $= 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,306 - 0,2) + 1,306^2] = \mathbf{1,541}.$	$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] =$ $= 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (2,116 - 0,2) + 2,116^2] = \mathbf{3,209}.$
<p>Dove:</p> <p>$\alpha_x = \mathbf{0,340}$ (fattore di imperfezione in x); $\lambda_x = \mathbf{1,306}$ (snellezza normalizzata in x).</p>	<p>Dove:</p> <p>$\alpha_y = \mathbf{0,490}$ (fattore di imperfezione in y); $\lambda_y = \mathbf{2,116}$ (snellezza normalizzata in y).</p>

Valori controllabili anche in EdilLus.

- Coefficiente di riduzione χ_{min} -

A questo punto, dalla relazione 4.2.44 delle NTC18 (§ 4.2.4.1.3.1) si ha:

$$\chi_i = \frac{1}{\Phi_i + \sqrt{\Phi_i^2 - \bar{\lambda}_i^2}} \quad \text{con } (i = x, y).$$

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X	direzione Y
$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{1,541 + \sqrt{1,541^2 - 1,306^2}} =$ $= \mathbf{0,424}.$	$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{3,209 + \sqrt{3,209^2 - 2,116^2}} =$ $= \mathbf{0,178}.$
<p>Dove:</p> <p>$\phi_x = 1,541$ (coefficiente ϕ in x); $\lambda_x = 1,306$ (snellezza normalizzata in x).</p>	<p>Dove:</p> <p>$\phi_y = 3,209$ (coefficiente ϕ in y); $\lambda_y = 2,116$ (snellezza normalizzata in y).</p>

Valori controllabili anche in EdilLus.

Da cui:

$$\chi_{min} = \min(\chi_x; \chi_y) = \min(0,424; 0,178) = \mathbf{0,178}.$$

Stabilità membrature inflesse (parametri II/III termine delle [1])

In tale paragrafo, attraverso le indicazioni riportate nel § 4.2.4.1.3.2 delle NTC18, si procede a determinare, nelle due direzioni, i parametri incogniti presenti nel secondo/terzo termine delle relazioni [1].

In generale quando l'elemento è sollecitato in modo da generare una flessione intorno all'asse "i", lo sbandamento laterale avviene per flessione intorno all'asse "j" e viceversa.

Nel seguito si determinano i momenti critici per le due direzioni x e y (assi locali sul pilastro) indicando, genericamente, il momento critico come $M_{cr,i}$. Pertanto, quando $i = x$ lo sbandamento laterale avviene per flessione intorno all'asse y, quando $i = y$ lo sbandamento laterale avviene per flessione intorno all'asse x.

- Momento critico elastico di instabilità flesso torsionale (M_{cr}) -

Il momento critico elastico di instabilità flesso-torsionale del profilo inflesso ($M_{cr,x}$) viene determinato mediante l'espressione [F 5] dell'appendice F di EC3 ENV 1993:

$$M_{cr,i} = C_{1,i} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_j}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_j} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G_s \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_j}} \quad (i = x \rightarrow j = y \text{ oppure } i = y \rightarrow j = x) \quad N.B. 6.1$$

dove:

- $C_1 = 1,75 - 1,05 \cdot (M_b/M_a) + 0,3 \cdot (M_b/M_a)^2$ (coefficiente funzione delle condizioni di carico e di vincolo - N.B. 6.2);
 M_b : momento flettente in testa al pilastro;
 M_a : momento alla base del pilastro;
 con $|M_b| < |M_a|$.

Nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X	direzione Y
$C_{1,x} = 1,75 - 1,05 \cdot (M_{b,x}/M_{a,x}) + 0,3 \cdot (M_{b,x}/M_{a,x})^2 =$ $= 1,75 - 1,05 \cdot (0) + 0,3 \cdot (0)^2 = \mathbf{1,750}$	$C_{1,y} = 1,75 - 1,05 \cdot (M_{b,y}/M_{a,y}) + 0,3 \cdot (M_{b,y}/M_{a,y})^2 =$ $= 1,75 - 1,05 \cdot (0) + 0,3 \cdot (0)^2 = \mathbf{1,750}$
Dove:	Dove:
$M_{b,x} = M_{b,y} = \mathbf{0}$ Nm (momento flettente in testa al pilastro rispetto ad x e y); $M_{a,x}$ = momento alla base del pilastro rispetto ad x. Ininfluente essendo $M_{b,x} = 0$;	$M_{a,y}$ = momento alla base del pilastro rispetto ad y. Ininfluente essendo $M_{b,y} = 0$;

N.B. 6.1

Formulazione valida per sezioni doppiamente simmetriche con carichi trasversali applicati nel centro di taglio.

Al di là della forma, essa è del tutto analoga a quella proposta nella Circolare del 21-01-2019 n. 7 valida per sezioni a I e H (espressione [C4.2.30] del § C4.2.4.1.3.2), con l'aggiunta generalizzante di ulteriori parametri dipendenti dalla distribuzione dei momenti e dalle condizioni di vincolo.

N.B. 6.2

Nel caso di sezioni ad I e H viene considerato $C_1 = \psi$ dove ψ è il coefficiente che tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave e valutato secondo la relazione [C4.2.31] della Circolare del 21-01-2019 n. 7.

- $k = \mathbf{1,00}$ (coefficiente di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento - *Figura 6.8*);
- $k_w = \mathbf{1,00}$ (coefficiente di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento - *Figura 6.9*).

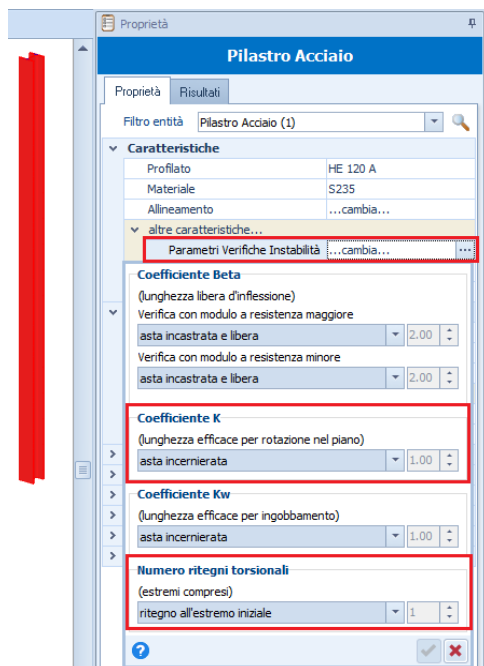


Figura 6.8: definizione di k e dei ritegni torsionali (n_{rit}) in EdiLus

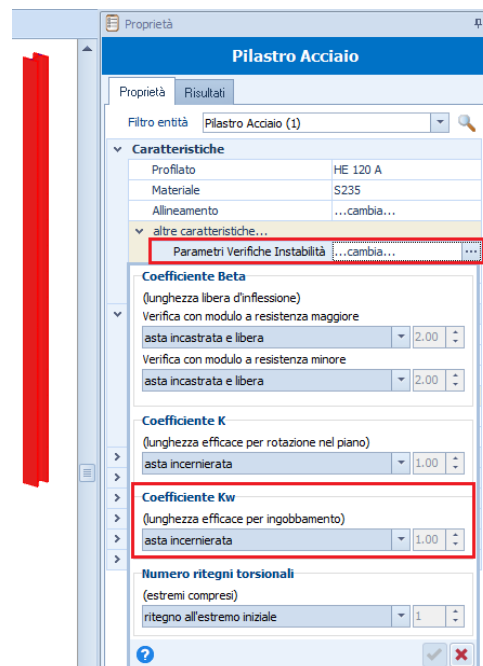


Figura 6.9: definizione di k_w in EdiLus

- $L = 3,00$ m (lunghezza della trave fra i punti che hanno vincolo laterale - *N.B.6.3*);

N.B. 6.3

La lunghezza della trave fra i punti che hanno vincolo laterale [tra i ritegni torsionali (n_{rit})] è data da:

- $L = L_p$ se $n_{rit} = 1$;
- $L = L_p / (n_{rit} - 1)$ se $n_{rit} > 1$;

con L_p = lunghezza della colonna.

Pertanto, il valore L_{cr} riportato in EdiLus è dato da $L_{cr} = k \cdot L$.

Nel caso in esame essendo $n_{rit} = 1$ (*Figura 6.8*) si ha:

$$L_{cr} = k \cdot L_p = 1 \cdot 3,00 = \mathbf{3,00} \text{ m.}$$

- le inerzie (I_y , I_t ed I_{ω}) ed i moduli elastici (E_s ed G_s) sono stati definiti in precedenza.

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione x (asse "forte")	direzione y (asse "debole")
$M_{cr,x} = C_{1,x} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_y} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G_s \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y}}$ $= 1,75 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2309000}{(1 \cdot 3000)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{6470000000}{2309000} \cdot \frac{(1 \cdot 3000)^2 \cdot 80769 \cdot 59900}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2309000}} = 101513322 \text{ Nmm} = \mathbf{101\ 513 \text{ Nm}}$	$M_{cr,y} = C_{1,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_x}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_x} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G_s \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_x}}$ $= 1,75 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6062000}{(1 \cdot 3000)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{6470000000}{6062000} \cdot \frac{(1 \cdot 3000)^2 \cdot 80769 \cdot 59900}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6062000}} = 164482250 \text{ Nmm} = \mathbf{164\ 482 \text{ Nm}}$
Dove:	Dove:

$C_{1,x} = C_{1,y} = 1,75$ (coefficiente funzione delle condizioni di carico e di vincolo);

$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico normale dell'acciaio);

$G_s = 80769 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico tangenziale dell'acciaio);

$I_y = 230,90 \text{ cm}^4 = 2309000 \text{ mm}^4$ (inerzia rispetto a y);

$I_x = 606,200 \text{ cm}^4 = 6062000 \text{ mm}^4$ (inerzia rispetto a x);

$k = 1,00$ (coefficiente di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento);

$L = L_p = 3,00 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$ (lunghezza/altezza della colonna);

$k_w = 1,00$ (coefficiente di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento);

$I_w = 6470 \text{ cm}^6 = 6470000000 \text{ mm}^6$ (inerzia settoriale);

$I_t = 5,990 \text{ cm}^4 = 59900 \text{ mm}^4$ (inerzia torsionale).

- Snellezza normalizzata per elementi inflessi ($\bar{\lambda}_{LT}$) -

Noto il momento critico è possibile valutare il coefficiente di snellezza normalizzata ($\bar{\lambda}_{LT}$) secondo l'espressione [4.2.51] del § 4.2.4.1.3.2 delle NTC18:

$$\bar{\lambda}_{LT,i} = \sqrt{\frac{W_i \cdot f_{yk}}{M_{cr,i}}} \quad \text{con } (i = x, y).$$

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X (asse "forte")	direzione Y (asse "debole")
$\bar{\lambda}_{LT,x} = \sqrt{\frac{W_{pl,x} \cdot f_{yk}}{M_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{119500 \cdot 235}{101513322}} = \mathbf{0,526}$	$\bar{\lambda}_{LT,y} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{M_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{58850 \cdot 235}{164482250}} = \mathbf{0,290}$
Dove:	Dove:
$W_x = W_{pl,x} = 119,500 \text{ cm}^3 = 119500 \text{ mm}^3$ (modulo di resistenza plastico rispetto ad x); $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio); $M_{cr,x} = 101513 \text{ Nm} = 101513322 \text{ Nmm}$ (momento critico rispetto ad x).	$W_y = W_{pl,y} = 58,850 \text{ cm}^3 = 58850 \text{ mm}^3$ (modulo di resistenza plastico rispetto ad y); $M_{cr,y} = 246321 \text{ Nm} = 164482250 \text{ Nmm}$ (momento critico rispetto ad y).

Valori controllabili anche in EdiLus.

- Coefficiente Φ_{LT} -

Dalla relazione [4.2.50] del § 4.2.4.1.3.2 delle NTC18 si ha:

$$\Phi_{LT,i} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT,i} \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT,i} - \bar{\lambda}_{LT,0} \right) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT,i}^2 \right] \quad \text{con } (i = x, y).$$

Dove:

- α_{LT} è il fattore di imperfezione ricavabile dalla tabella 4.2.IX(a) in funzione delle curve di stabilità definite nella tabella 4.2.IX(b) delle NTC18.

In particolare, per il caso in esame essendo la colonna una "sezione laminata" con h (altezza)/ b (base) $\leq 1,2$ ($114/120 = 0,95$) e spessore $< 100 \text{ mm}$ (8 mm e 5 mm), nelle due direzioni, si considerano le seguenti curve di stabilità (*Figura 6.10*).

Tab. 4.2.IX (a) Valori raccomandati di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Figura 6.10: tabella 4.2.IX(a) e 4.2.IX(b) delle NTC18

- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40$
- $\beta = 0,75$ (N.B. 6.4)

N.B. 6.4

Per β e $\bar{\lambda}_{LT,0}$ le NTC18 suggeriscono di assumere, in generale, rispettivamente i valori 1,00 e 0,20.

Mentre, per profili a I o a H, laminati o composti saldati, il coefficiente $\bar{\lambda}_{LT,0}$ non può mai essere assunto superiore a 0,4, mentre il coefficiente β non può mai essere assunto inferiore a 0,75.

Per tale motivo, in Edilus si assume:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40;$$

$$\beta = 0,75.$$

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X	direzione Y
$\Phi_{LT,x} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT,x} - \bar{\lambda}_{LT,0} \right) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT,x}^{-2} \right] =$ $= 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,526 - 0,40) + 0,75 \cdot 0,526^2] = \mathbf{0,625}.$	$\Phi_{LT,y} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT,y} - \bar{\lambda}_{LT,0} \right) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT,y}^{-2} \right] =$ $= 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,290 - 0,40) + 0,75 \cdot 0,290^2] = \mathbf{0,513}.$
<p>Dove:</p> <p>$\alpha_{LT} = \mathbf{0,340}$ (fattore di imperfezione per elementi inflessi);</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT,x} = \mathbf{0,526}$ (snellezza normalizzata in x);</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT,0} = \mathbf{0,40}$;</p> <p>$\beta = \mathbf{0,75}$.</p>	<p>Dove:</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT,y} = \mathbf{0,290}$ (snellezza normalizzata in y);</p>

- Fattore "f"

Per considerare la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso le NTC18 indicano di quantificare il fattore f definito dalla relazione [4.2.52]:

$$f_i = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_{c,i}) \cdot \left[1 + 2,0 \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT,i} - 0,80 \right)^2 \right] \text{ con } (i = x, y).$$

Dove:

- k_c è un coefficiente correttivo che assume i valori riportati nella tabella 4.2.X delle NTC18. Per il caso in esame, sulla colonna il momento flettente ha una distribuzione lineare, pertanto, secondo le indicazioni di tale tabella il fattore correttivo k_c è da determinarsi come (Figura 6.11):

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi}$$

dove:

$$\psi = M_d / M_s,$$

M_d : momento in testa;
 M_s : momento al piede.

Essendo il caso in esame, per entrambe le direzioni, una mensola caricata alla testa con forza orizzontale, si ha:

$$M_d = 0 \rightarrow \psi = 0.$$

Per cui:

$$k_c = k_{c,x} = k_{c,y} = 1/1,33 = \mathbf{0,752}.$$

Valore controllabile anche in EdiLus.




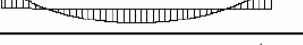




Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx}/M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Figura 6.11: tabella 4.2.X delle NTC18

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X (asse "forte")	direzione Y (asse "debole")
$f_x = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_{c,x}) \cdot \left[1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT,x} - 0,80) \right]^2 =$ $= 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,752) \cdot [1 - 2,0 \cdot (0,526 - 0,80)]^2 = \mathbf{0,895}.$	$f_y = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_{c,y}) \cdot \left[1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT,y} - 0,80) \right]^2 =$ $= 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,752) \cdot [1 - 2,0 \cdot (0,290 - 0,80)]^2 = \mathbf{0,941}.$
Dove: $k_{c,x} = k_{c,y} = \mathbf{0,752}$ (fattore di imperfezione per elementi inflessi); $\bar{\lambda}_{LT,x} = \mathbf{0,526}$ (snellezza normalizzata in x);	Dove: $\bar{\lambda}_{LT,y} = \mathbf{0,290}$ (snellezza normalizzata in y);

- Fattore di riduzione per instabilità flessione torsionale (χ_{LT}) -

A questo punto è possibile calcolare il fattore di riduzione per l'instabilità flessione torsionale (χ_{LT}) mediante la relazione [4.2.50] delle NTC18:

$$\chi_{LT,i} = \frac{1}{f_i} \cdot \frac{1}{\phi_{LT,i} + \sqrt{\phi_{LT,i}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT,i}^{-2}}} \leq K_{\chi,i} \quad \text{con } (i = x, y).$$

Dove:

- $\beta = 0,75$ (definito precedentemente nella determinazione del "Coefficiente ϕ_{LT} ");
- K_{χ} si può assumere generalmente uguale a 1, mentre per profili a I o H è dato dalla relazione [4.2.53] delle NTC18:

$$K_{\chi,i} = \min \left(1, \frac{1}{f_i \cdot \bar{\lambda}_{LT,i}^{-2}} \right) \quad \text{con } (i = x, y).$$

Per cui, nel caso in esame, nelle due direzioni si ha:

direzione X	direzione Y
$K_{\chi,x} = \min \left(1, \frac{1}{f_x \cdot \bar{\lambda}_{LT,x}^{-2}} \right) = \min \left(1, \frac{1}{0,895 \cdot 0,526^2} \right) =$ $= \min(1; 4,041) = \mathbf{1,000}.$	$K_{\chi,y} = \min \left(1, \frac{1}{f_y \cdot \bar{\lambda}_{LT,y}^{-2}} \right) = \min \left(1, \frac{1}{0,941 \cdot 0,290^2} \right) =$ $= \min(1; 12,646) = \mathbf{1,000}.$
Dove: $f_x = \mathbf{0,895}$; $\bar{\lambda}_{LT,x} = \mathbf{0,526}$ (snellezza normalizzata in x);	Dove: $f_y = \mathbf{0,941}$; $\bar{\lambda}_{LT,y} = \mathbf{0,290}$ (snellezza normalizzata in y);

Quindi, χ_{LT} nelle due direzioni vale:

direzione X (asse "forte")	direzione Y (asse "debole")
$\chi_{LT,x} = \frac{1}{f_x} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT,x} + \sqrt{\Phi_{LT,x}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT,x}^{-2}}} \leq K_{\chi,x};$ $\chi_{LT,x} = \frac{1}{0,895} \cdot \frac{1}{0,625 + \sqrt{0,625^2 - 0,75 \cdot 0,526^2}} \leq 1,00;$ $\chi_{LT,x} = 1,061 > 1,00 \rightarrow \chi_{LT,x} = \mathbf{1,000}.$	$\chi_{LT,y} = \frac{1}{f_y} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT,y} + \sqrt{\Phi_{LT,y}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT,y}^{-2}}} \leq K_{\chi,y};$ $\chi_{LT,y} = \frac{1}{0,941} \cdot \frac{1}{0,513 + \sqrt{0,513^2 - 0,75 \cdot 0,290^2}} \leq 1,00;$ $\chi_{LT,y} = 1,108 > 1,00 \rightarrow \chi_{LT,y} = \mathbf{1,000}.$
Dove:	Dove:
$f_x = \mathbf{0,895};$ $\Phi_{LT,x} = \mathbf{0,625};$ $\beta = \mathbf{0,75};$ $\bar{\lambda}_{LT,x} = \mathbf{0,526}$ (snellezza normalizzata in x); $K_{\chi,x} = K_{\chi,y} = \mathbf{1,000}.$	$f_y = \mathbf{0,941};$ $\Phi_{LT,y} = \mathbf{0,513};$ $\bar{\lambda}_{LT,y} = \mathbf{0,290}$ (snellezza normalizzata in y);

Valori controllabili anche in EdiTus.

- Momento equivalente ($M_{eq,Ed}$) -

Il momento equivalente viene valutato secondo le indicazioni fornite dalla Circolare del 21-01-2019 n. 7 al § C4.2.4.1.3.3.1 per il "Metodo A" (implementato in EdiTus).

In particolare, per aste soggette a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità M_a e M_b (con $|M_a| \geq |M_b|$), si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore (relazione [C4.2.35]):

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_{a,i} - 0,4 \cdot M_{b,i} \geq 0,4 \cdot M_{a,i} \quad \text{con } (i = x, y).$$

Ricordando che, per il caso in esame, i momenti flettenti di progetto, nelle due direzioni, della combinazione 1 (più gravosa), al piede ed in testa al pilastro valgono:

	direzione x (asse "forte")	direzione y (asse "debole")
Piede	$M_{a,x} = \mathbf{23\ 400}$ Nm	$M_{a,y} = \mathbf{7\ 800}$ Nm
Testa	$M_{b,x} = \mathbf{0}$ Nm	$M_{b,y} = \mathbf{0}$ Nm

Per cui, nelle due direzioni risulta:

direzione X	direzione Y
$M_{x,eq,Ed} = 0,6 \cdot M_{a,x} - 0,4 \cdot M_{b,x} \geq 0,4 \cdot M_{a,x}$ $M_{x,eq,Ed} = 0,6 \cdot 23400 - 0 = 14040 \text{ Nm} \geq 0,4 \cdot 23400 = 9360 \text{ Nm}$ $M_{x,eq,Ed} = \mathbf{14\ 040 \text{ Nm}}.$	$M_{y,eq,Ed} = 0,6 \cdot M_{a,y} - 0,4 \cdot M_{b,y} \geq 0,4 \cdot M_{a,y}$ $M_{y,eq,Ed} = 0,6 \cdot 7800 - 0 = 4680 \text{ Nm} \geq 0,4 \cdot 7800 = 3120 \text{ Nm}$ $M_{y,eq,Ed} = \mathbf{4\ 680 \text{ Nm}}.$
Dove:	Dove:
$M_{a,x} = \mathbf{23400}$ Nm (momento alla base del pilastro rispetto ad x); $M_{b,x} = M_{b,y} = \mathbf{0}$ Nm (momento flettente in testa al pilastro rispetto ad x e y);	$M_{a,y} = \mathbf{7800}$ Nm (momento alla base del pilastro rispetto ad y);

- Sforzo Normale Equivalente ($N_{eq,Ed}$)

Per lo sforzo normale viene valutato un valore medio, riferito all'intero elemento, tra lo sforzo normale in testa (N_b) e lo sforzo normale al piede (N_a).

Ricordando che, per il caso in esame, gli sforzi normali di progetto, della combinazione 1 (più gravosa), al piede ($N_{a,Ed}$) ed in testa ($N_{b,Ed}$) della colonna valgono:

Piede	Testa
$N_{a,Ed} = \mathbf{46\ 276}$ Nm	$N_{b,Ed} = \mathbf{45\ 500}$ Nm

si ha:

$$N_{Ed} = N_{eq,Ed} = (N_{a,Ed} + N_{b,Ed})/2 = (46276 + 45500)/2 = \mathbf{45\ 888 \text{ N}}.$$

Verifica di stabilità

A questo punto abbiamo tutti i dati per risolvere le relazioni [1].

Nel caso in esame essendo $\chi_{LT,x} = \chi_{LT,y} = 1$ le due relazioni coincidono per cui è sufficiente controllarne una sola.

Per cui, considerando la [1a] si ha:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{x_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,x} \cdot f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1$$

$$\frac{45888 \cdot 1,05}{0,178 \cdot 235 \cdot 253400} + \frac{14040 \cdot 1,05}{1 \cdot 235 \cdot 119500 \cdot \left(1 - \frac{45888}{349006}\right)} + \frac{4680 \cdot 1,05}{235 \cdot 58850 \cdot \left(1 - \frac{45888}{132935}\right)} = 0,45 + 0,60 + 0,54 = 1,60 > 1$$

Dove:

$N_{Ed} = N_{Ed,m} = 45888$ N (sforzo normale medio nella colonna);
 $\gamma_{M1} = 1,05$ (Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature);
 $\chi_{min} = 0,178$ (coefficiente di riduzione per aste compresse);
 $f_{yk} = 235$ N/mm² (tensione caratteristica di snervamento);
 $A = A_p = 25,34$ cm² = **253400** mm² (area del profilo HEA 120);
 $M_{x_{eq,Ed}} = 14040$ Nm (momento equivalente rispetto ad x);
 $\chi_{LT,x} = 1,000$ (coefficiente di riduzione per aste inflesse);
 $W_x = W_{pl,x} = 119,500$ cm³ = 119500 mm³ (modulo di resistenza plastico rispetto ad x);
 $N_{cr,x} = 349006$ N (carico critico euleriano rispetto ad x);
 $M_{y_{eq,Ed}} = 4680$ Nm (momento equivalente rispetto ad y);
 $W_y = W_{pl,y} = 58,850$ cm³ = **58850** mm³ (modulo di resistenza plastico rispetto ad y);
 $N_{cr,y} = 132935$ N (carico critico euleriano rispetto ad y).

Quindi la verifica non è soddisfatta ed in termini di coefficienti di sicurezza si ha:

$$CS_{1a} = 1/1,60 = \mathbf{0,62} \text{ (N.B.6.5)}$$

N.B. 6.5

In EdiLus il coefficiente di sicurezza (CS) viene valutato come:

$$CS = \min(CS_{1a}; CS_{1b});$$

dove:

$$CS_{1a} = \frac{1}{\frac{N_{eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{x_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,x} \cdot f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{eq,Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{eq,Ed}}{N_{cr,y}}\right)}}$$

$$CS_{1b} = \frac{1}{\frac{N_{eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{x_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{eq,Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,y} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{eq,Ed}}{N_{cr,y}}\right)}}$$

Confronto

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Calcolo manuale
**VERIFICHE INSTABILITÀ A
PRESSOFLESSIONE DEVIATA**

Pilastro Acciaio 1	Piano Terra	
Verifica1		
P. Vrf.	Piano YY	
L _{Cr}	3,00	
Dir	x-x	y-y
L _N	3,00	3,00
λ _{LT}	0,526	0,290
α	0,340	0,490
φ	1,541	3,209
χ	0,424	0,178
β	2,000	2,000
k _c	0,752	0,752
χ _{LT}	1,000	1,000
N _{cr}	132.935	
CS	0,62	
N _{eq,Ed}	45.888	
M _{eq,Ed,3}	14.040	
M _{eq,Ed,2}	4.680	

Il coefficiente di sicurezza per instabilità dovuta a pressoflessione è minore di 1

EdiLus
**VERIFICHE INSTABILITÀ A
PRESSOFLESSIONE DEVIATA**

Pilastro Acciaio 1	Piano Terra	
Verifica1		
P. Vrf.	Piano YY	
L _{Cr}	3,00	
Dir	x-x	y-y
L _N	3,00	3,00
λ _{LT}	0,526	0,290
α	0,340	0,490
φ	1,541	3,209
χ	0,424	0,178
β	2,000	2,000
k _c	0,752	0,752
χ _{LT}	1,000	1,000
N _{cr}	132.935	
CS	0,62	
N _{eq,Ed}	45.888	
M _{eq,Ed,3}	-14.040	
M _{eq,Ed,2}	4.680	

Il coefficiente di sicurezza per instabilità dovuta a pressoflessione è minore di 1

E.6 - R.7 - 06/10/2022