



PROGETTO AdSP n. 1951

Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste

CUP: C94E21000460001

Progetto di Fattibilità Tecnico Economica Fascicolo B – Elaborati di sviluppo complessivo

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:		
arch. Gerardo Nappa	AdSP MAO	Responsabile dell'integrazione e Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione
arch. Sofia Dal Piva	AdSP MAO	Progettazione generale
arch. Stefano Semenic	AdSP MAO	Progettazione generale
ing. Roberto Leoni	BITECNO S.r.l.	Sistema di trazione elettrica ferroviaria
ing. Saturno Minnucci	MINNUCCI ASSOCIATI S.r.l.	Impianti speciali e segnalamenti ferroviari
ing. Dario Fedrigo	ALPE ENGINEERING S.r.l.	Progettazione strutturale oo.cc. ferrovia e strade
ing. Andrea Guidolin p.i. Furio Benci	SQS S.r.l.	Progettazione della sicurezza
ing. Sara Agnoletto	HMR Ambiente S.r.l.	Progettazione MISP e cassa di colmata
p.i. Trivellato, dott. G. Malvasi, dott. S. Bartolomei	p.i. Antonio Trivellato d.i.	Modellazione rumore, atmosfera, vibrazioni
dott. Gabriele Cailotto ing. Anca Tamasan	NEXTECO S.r.l.	Studio di impatto ambientale e piano di monitoraggio ambientale
ing. Sebastiano Cristoforetti	CRISCON S.r.l.s.	Relazione di sostenibilità
ing. Tommaso Tassi	F&M Ingegneria S.p.A.	Progettazione degli edifici pubblici nel contesto dell'ex area "a caldo"
ing. Michele Titton	ITS s.r.l.	Connessione stradale alla GVT
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: ing. Paolo Crescenzi		

NOME FILE: 6ML8_P_R_N-STR_3AM_001_02_00.docx	SCALA: ---
TITOLO ELABORATO: Relazione di calcolo delle strutture a mare parte 2 di 2	ELABORATO: 6ML8_P_R_M-STR_3AM_001_02

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	01/02/2023	Definitivo	Esterno	S.Dal Piva	G.Nappa



Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	130	15
2	145	15
3	145	0
4	0	0
5	0	160
6	45	160

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	150.48	67	231
2	150.48	67	208
3	27.14	67	198

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C C45/55
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 25.5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M_{xRd} -25 568 kN m
 σ_c -25.5 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14.15 ‰
 d 231 cm
 x 45.81 x/d 0.1983
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

La verifica è soddisfatta considerando un'armatura di 28Φ26 superiori e inferiori.

La verifica a taglio viene riportata di seguito:

- Taglio sollecitante SLU $V_{SLU} = 1.3 \times (243 + 93) + 1.5 \times (530 + 902 + 6581 + 1804) = 15162 \text{ kN}$

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2018			
Caratteristiche materiali		Geometria	Armatura longitudinale tesa
Acciaio B450C		$d = 2310$ mm	$A_s = 15100$ mm ²
$f_{yk} = 450$ MPa	$f_{ck} = 37.35$ MPa	$bw = 1700$ mm	Parametri
$f_{tk} = 540$ MPa	$f_{Rck} = 45.00$ MPa	$A_c = 3927000$ mm ²	
$E_s = 210000$ MPa	$f_{cm} = 45.35$ MPa	Armatura a taglio	
Resistenze di calcolo		$\alpha = 90^\circ$	$v_{min} = 0.31$
$f_{cd} = 21.17$ MPa	$f_{ctk}(0,05) = 2.35$ MPa	$A_{sw,min} = 136$ mm ²	$\rho_l = 0.004$
$f_{ctd}(0,05) = 1.56$ MPa	$f_{ctk}(0,95) = 4.36$ MPa	$\phi = 16$ mm	$\sigma_{cp} = 0$
$f_{ctd}(0,95) = 2.91$ MPa	$E_{cm} = 34625$ MPa	$s = 100$ mm	$v = 0.5$
$f_{yd} = 391$ MPa	$f_{ctm} = 4.02$ MPa	$n, \text{ bracci} = 6$	$w_{sw} = 0.1312$
Coefficienti		$A_{sw} = 1206$ mm ²	$\cotg \theta = 1.68$
$\gamma_c = 1.5$	$\alpha_{cc} = 0.85$		$\cotg \theta = 1.7$
$\gamma_s = 1.15$			$\alpha_c = 1$
			Sollecitazioni
			$N_{Ed} = 0$ kN
			$V_{Ed} = 1859$ kN
			Verifica senza armatura a taglio
			$V_{Rd} = 1482.5$ kN
			Verifica con armatura a taglio
			$V_{Rsd} = 16454$ kN
			$V_{Rcd} = 16454$ kN
			$V_{Rd} = 16454$ kN

Le verifiche risultano essere soddisfatte considerando staffe a 6 bracci Φ16/10cm.

6.5.5 Trave porta rotaia – Gru ASC

In questo capitolo si riportano le verifiche che interessano la trave porta rotaia su cui circola la gru ASC. Per la verifica si considera un modello per fasi analogo al precedente, ma con le geometrie della trave oggetto di verifica.

I carichi considerati per le verifiche sono:

- peso proprio della trave precompressa
- peso proprio della soletta gettata e collaborante
- il peso proprio del solaio PAC
- sovraccarico del sottofondo
- il carico accidentale della gru
- il carico accidentale dei container accatastati

Le fasi considerate sono analoghe al capitolo precedente. Si riportano di seguito le sollecitazioni nominali adoperate per la verifica.

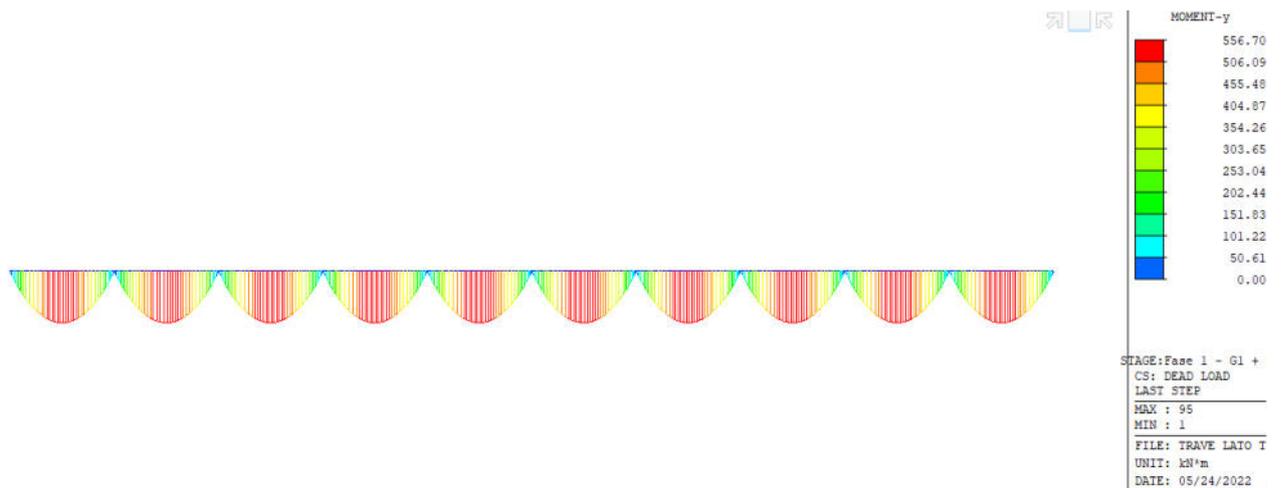


Figura 6-75: Momento flettente - Fase 1 - Peso proprio travi

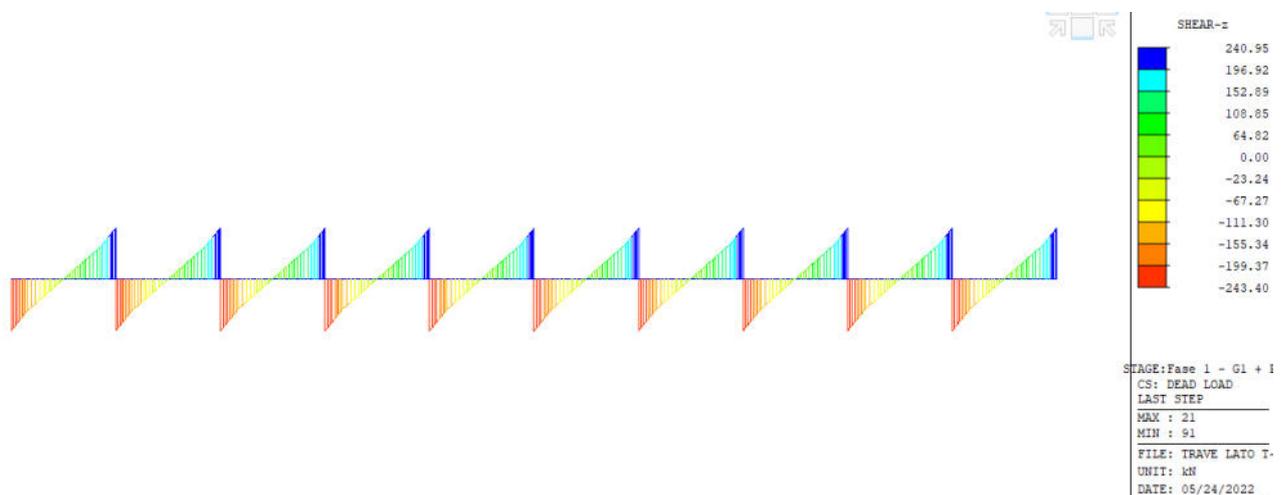


Figura 6-76: Taglio - Fase 1 - Peso proprio travi

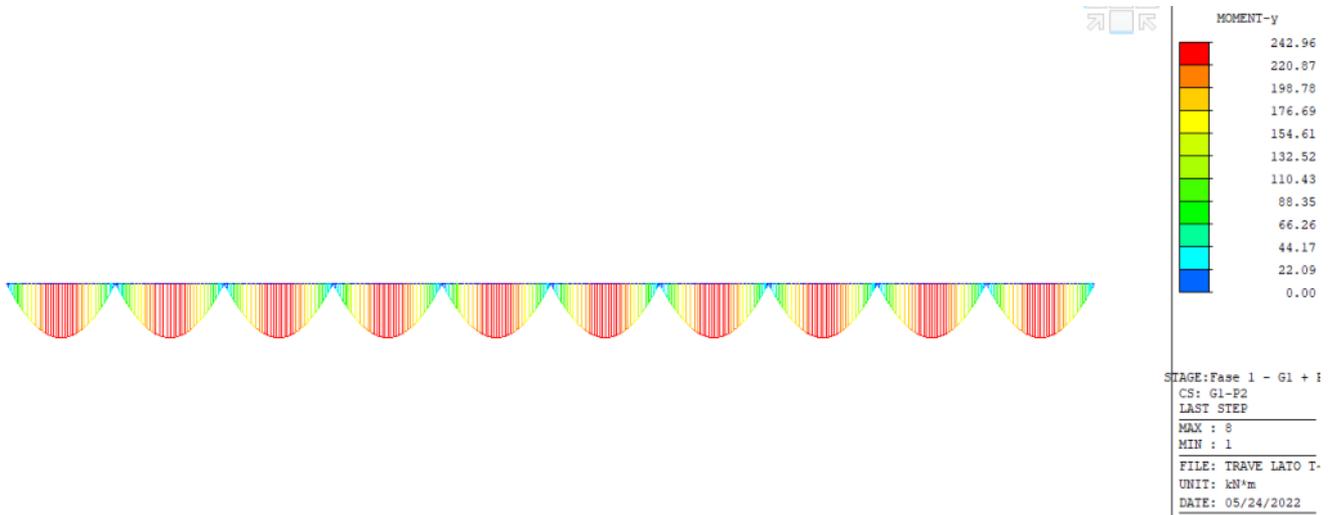


Figura 6-77: Momento flettente - Fase 1 - Peso proprio soletta gettata

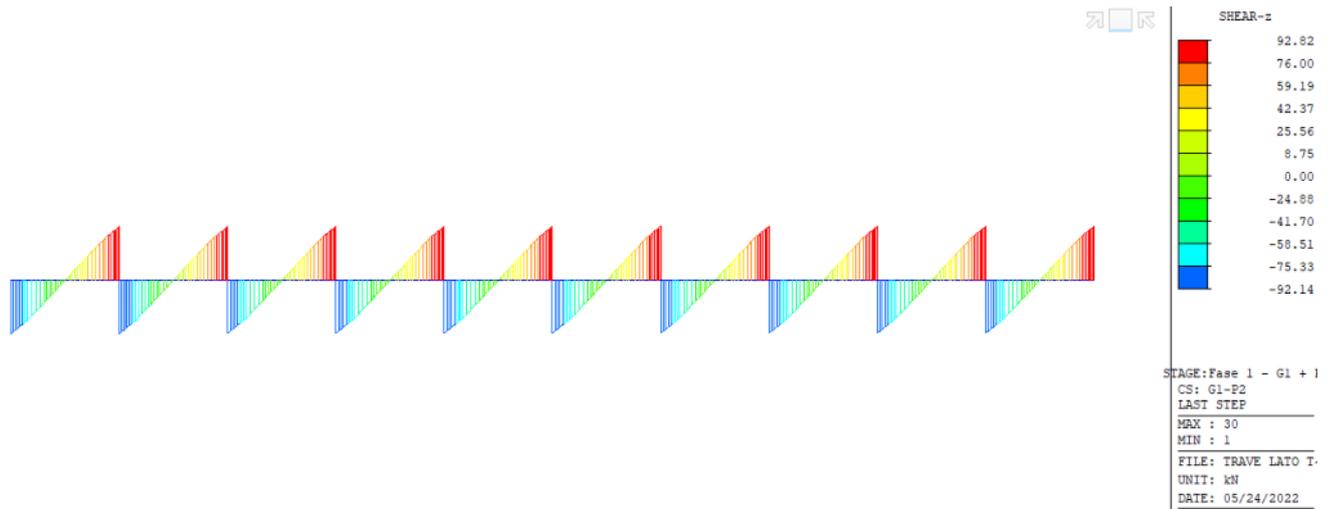


Figura 6-78: Taglio - Fase 1 - Peso proprio soletta gettata

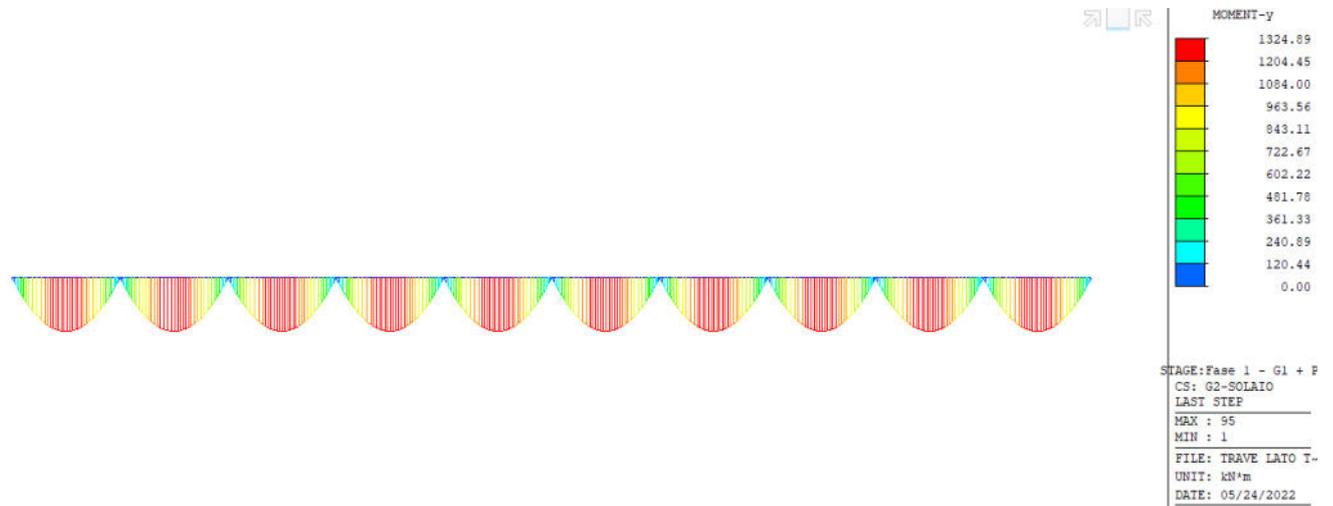


Figura 6-79: Momento flettente - Fase 1 - Peso proprio solaio PAC

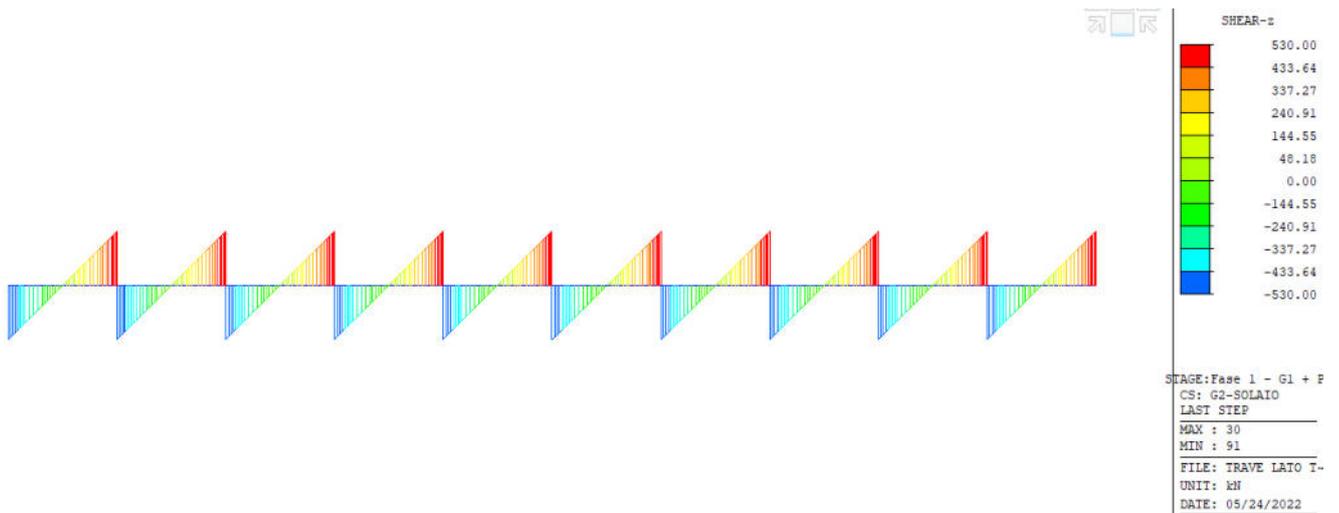


Figura 6-80: Taglio - Fase 1 - Peso proprio solaio PAC

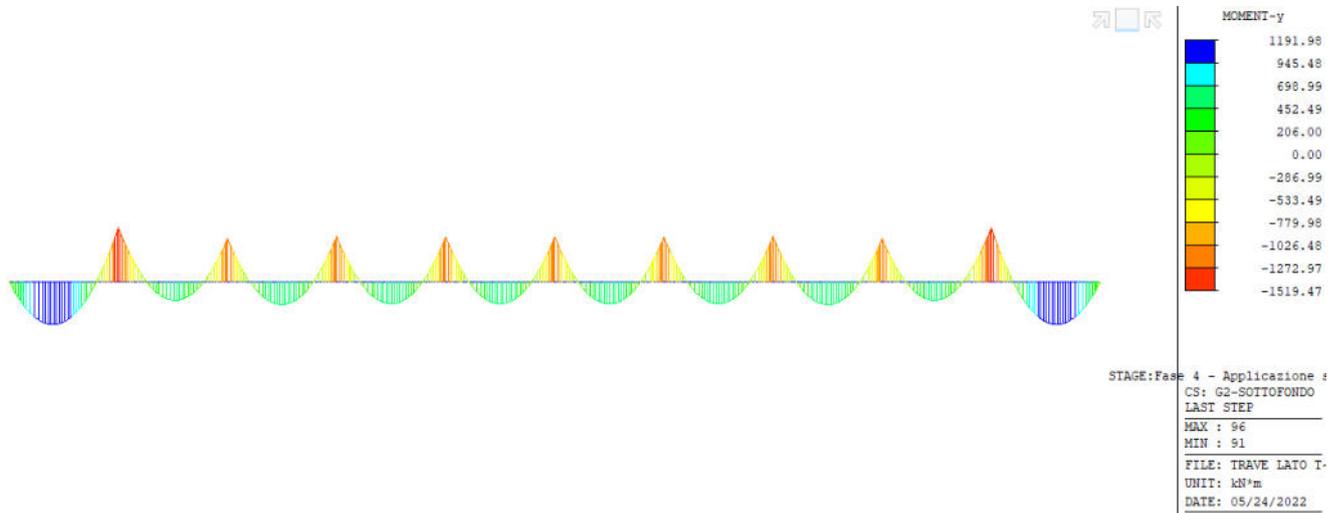


Figura 6-81: Momento flettente - Fase 2 – Sovraccarico sottofondo

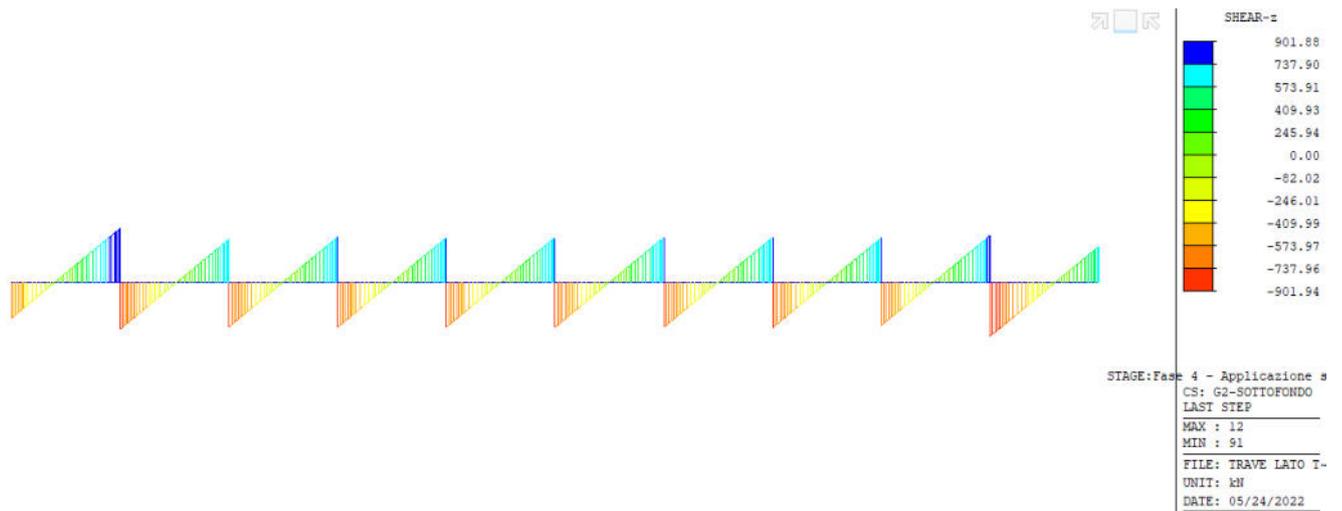


Figura 6-82: Taglio - Fase 2 – Sovraccarico sottofondo

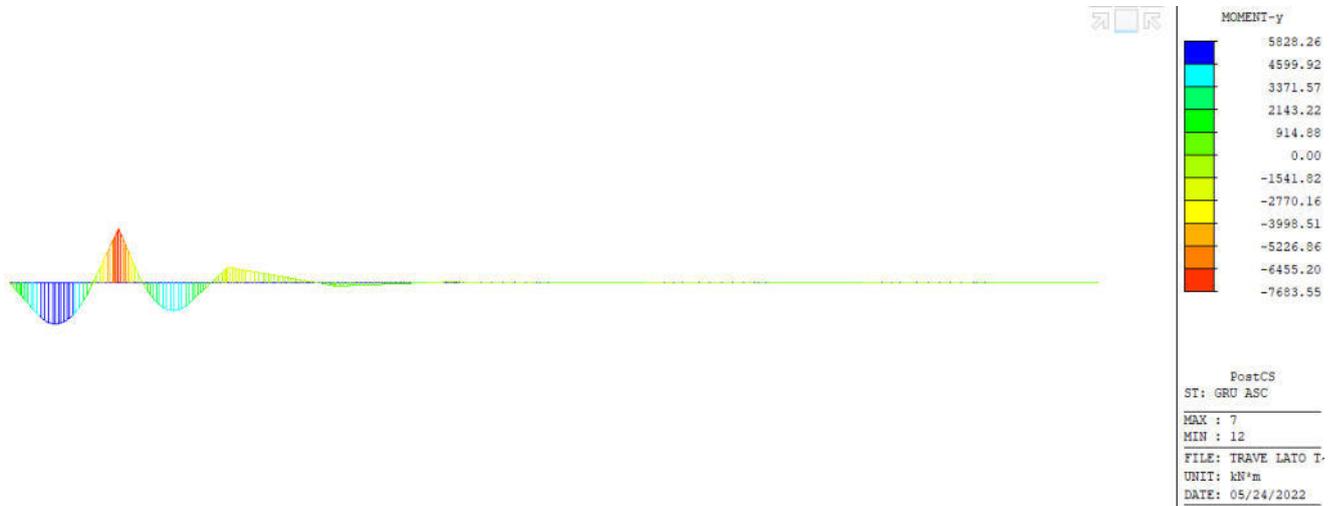


Figura 6-83: Momento flettente - Fase 3 - Gru ASC

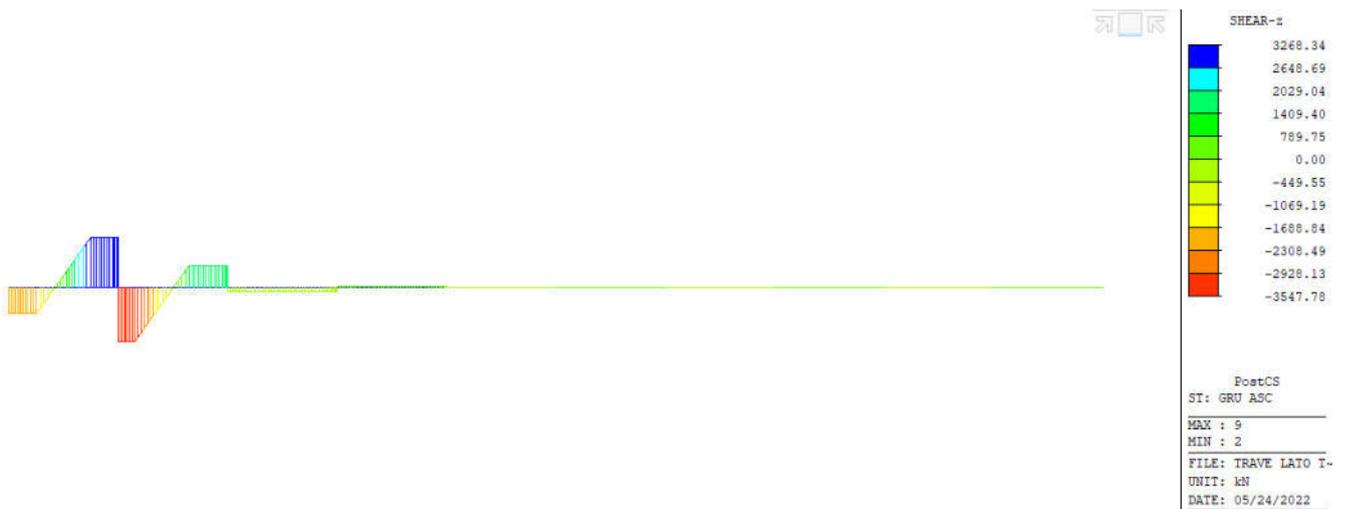


Figura 6-84: Taglio - Fase 3 - Gru ASC



Figura 6-85: Momento flettente - Fase 3 - Container - Configurazione 1

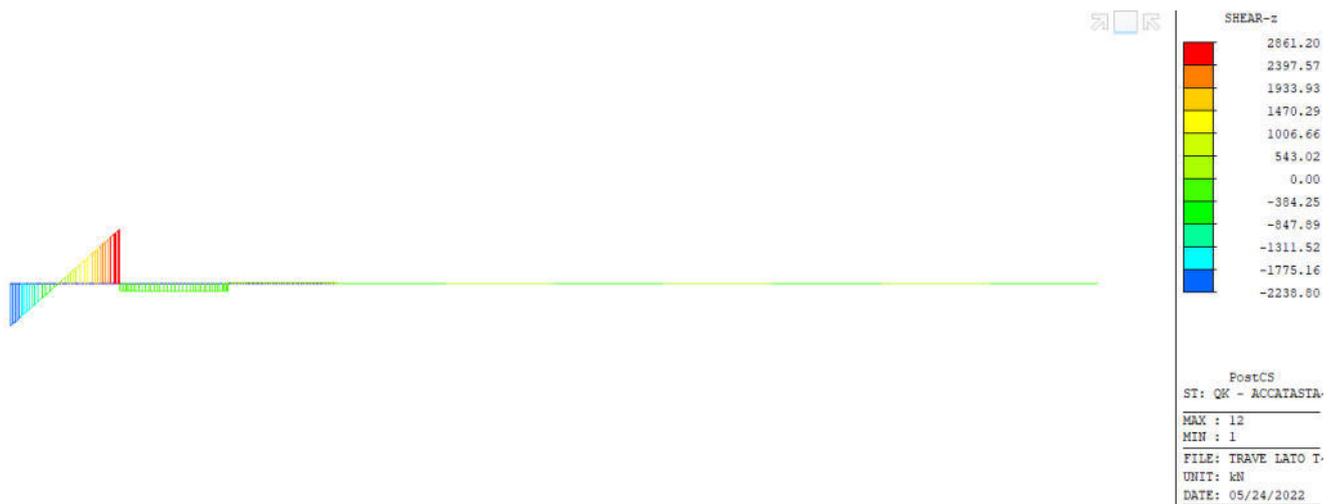


Figura 6-86: Taglio - Fase 3 - Container - Configurazione 1

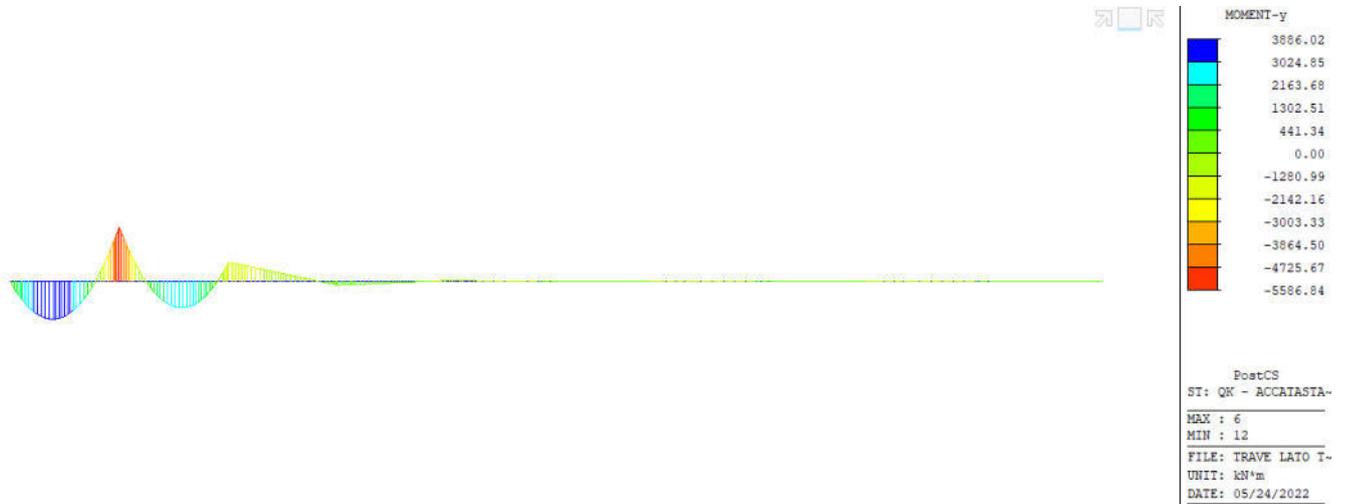


Figura 6-87: Momento flettente - Fase 3 - Container - Configurazione 2

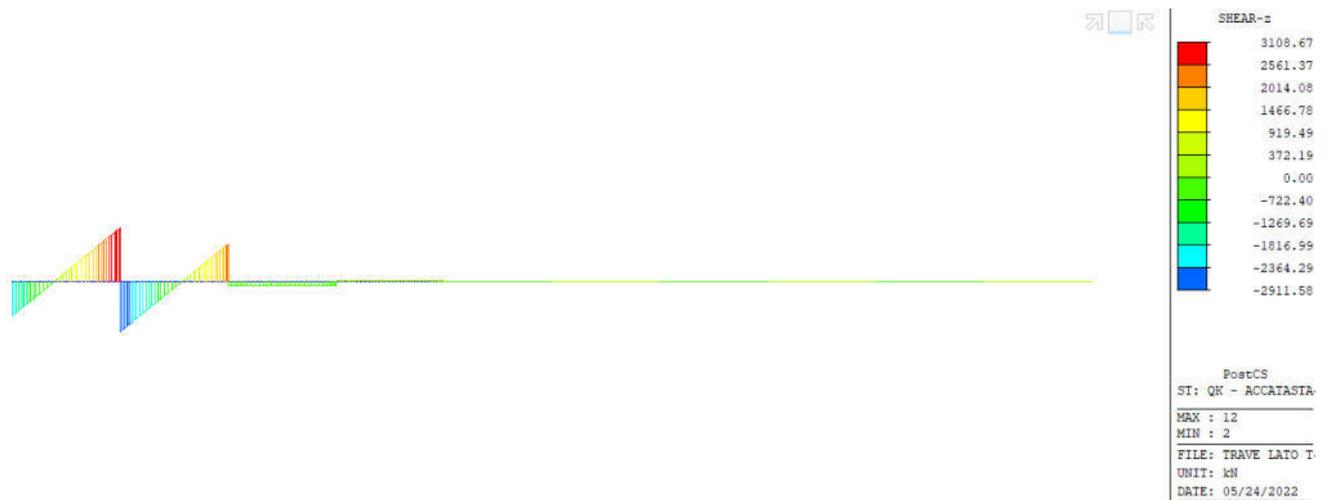
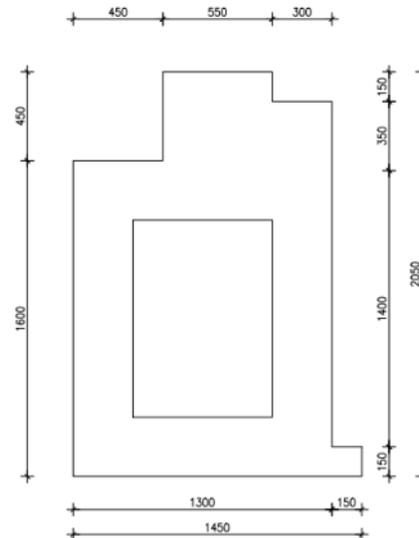


Figura 6-88: Taglio - Fase 3 - Container - Configurazione 2

Si considera una sezione con la seguente geometria:



Caratteristiche sezione in fase 1	Caratteristiche sezione in fase 2
<p>Caratteristiche statiche sezione solo calcestruzzo</p> <p>Area = 17 175 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 68.70 cm (xMax-xG = 61.30)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 99.75 cm (yMax-yG = 105.3)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 66 452 042 cm⁴</p> <p>JyG = 29 280 388 cm⁴</p> <p>JxyG = 4 922 366 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 67 092 828 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 28 639 602 cm⁴</p> <p>angolo = -7.417 deg</p> <p>Sezione omogeneizzata interamente reagente</p> <p>Area = 18 111 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 68.70 cm (xMax-xG = 61.30)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 98.12 cm (yMax-yG = 106.9)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 68 765 853 cm⁴</p> <p>JyG = 29 280 388 cm⁴</p> <p>JxyG = 4 922 391 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 69 370 244 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 28 675 998 cm⁴</p> <p>angolo = -7.000 deg</p>	<p>Caratteristiche statiche sezione solo calcestruzzo</p> <p>Area = 25 125 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 69.90 cm (xMax-xG = 135.1)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 137.8 cm (yMax-yG = 97.20)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 145 632 605 cm⁴</p> <p>JyG = 75 882 889 cm⁴</p> <p>JxyG = 7 405 103 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 146 410 114 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 75 105 380 cm⁴</p> <p>angolo = -5.994 deg</p> <p>Sezione omogeneizzata interamente reagente</p> <p>Area = 25 185 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 69.94 cm (xMax-xG = 135.1)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 137.7 cm (yMax-yG = 97.25)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 146 369 760 cm⁴</p> <p>JyG = 75 896 599 cm⁴</p> <p>JxyG = 7 385 760 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 147 135 486 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 75 130 873 cm⁴</p> <p>angolo = -5.919 deg</p>

Si determina in prima fase il contributo dato dalla sola precompressione. Considerando cinque cavi equivalenti, costituiti da trefoli con area $A_p=1941\text{mm}^2$ e una pretensione di 1300MPa (che tiene conto delle perdite), si ottiene uno sforzo normale pari a $N_p=12617\text{kN}$.

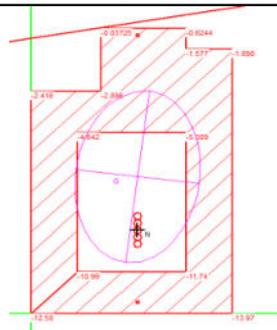


FASE 0 - Verifica compressione in fase realizzativa

Sezione di mezzeria

	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
Peso proprio - P1	557	243.4	0
Pretensione			

Tensioni



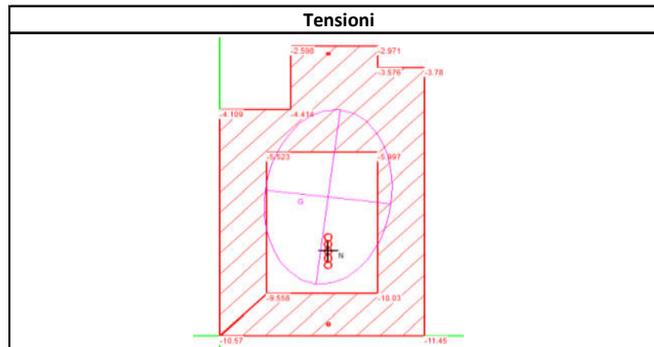
Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-0.04	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	-12.58	MPa

La verifica viene condotta considerando che l'estremo inferiore risulti essere sempre compresso.
Di seguito si riportano i risultati ottenuti:



FASE 1 - G1+PS
Sezione di mezzeria

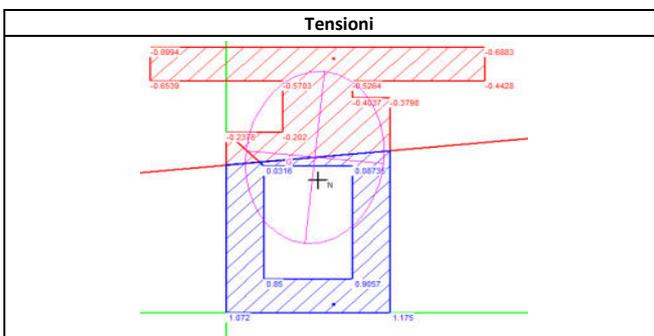
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
Peso proprio - P1	557	234.4	0
Peso proprio - P2	243	93	0
Solaio PAC	1325	530	0



Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-2.60	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	-10.57	MPa

FASE 2 - G2 sottofondo
Sezione di mezzeria

	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
Sottofondo	1192	902	0



Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-0.69	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-0.53	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	1.07	MPa

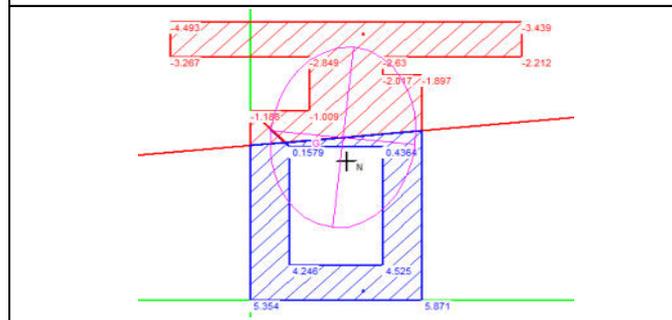


FASE 3a - ASC

Sezione di mezzeria

	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
gru STS	5955	3485	0

Tensioni



Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-8.29	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-5.23	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	5.35	MPa



FASE 3b - Accatastamento			
Sezione di mezzeria			
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
Containers	2384	1804	0
Tensioni			
Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-1.80	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-1.05	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	2.14	MPa

Al lembo inferiore risulta quindi una tensione di compressione pari a 2MPa e quindi la verifica risulta essere soddisfatte.

La verifica a momento negativo viene condotta considerando le sollecitazioni riportate nelle immagini precedenti. Si ottiene:

- Momento massimo negativo $M_{SLU} = 1.5 \times (1519 + 6168 + 5587) = 19941 \text{ kNm}$



TITOLO : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	130	15
2	145	15
3	145	0
4	0	0
5	0	160
6	45	160

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	150.48	67	231
2	150.48	67	208
3	27.14	67	198

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C45/55
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 25.5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M M_{xRd} -25 568 kN m
 σ_c -25.5 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14.15 ‰
d 231 cm
x 45.81 x/d 0.1983
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

La verifica è soddisfatta considerando un'armatura di 28Φ26 superiori e inferiori.

La verifica a taglio viene riportata di seguito:

- Taglio sollecitante SLU $V_{SLU} = 1.3 \times (243 + 93) + 1.5 \times (530 + 902 + 3485 + 3109) = 12476 \text{ kN}$

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2018			
Caratteristiche materiali		Geometria	Armatura longitudinale tesa
Acciaio B450C	Calcestruzzo	d = 2310 mm	As = 15100 mm ²
f _{yk} = 450 MPa	f _{ck} = 37.35 MPa	bw = 1450 mm	Parametri
f _{tk} = 540 MPa	R _{ck} = 45.00 MPa	Ac = 3349500 mm ²	k = 1.294
E _s = 210000 MPa	f _{cm} = 45.35 MPa	Armatura a taglio	v _{min} = 0.31
Resistenze di calcolo	f _{ctm} = 3.35 MPa	α = 90°	ρ _l = 0.005
f _{cd} = 21.17 MPa	f _{tk} (0.05) = 2.35 MPa	Asw,min = 779 mm ²	σ _{cp} = 0
f _{ctd} (0.05) = 1.56 MPa	f _{tk} (0.95) = 4.36 MPa	Ø = 16 mm	v = 0.5
f _{ctd} (0.95) = 2.91 MPa	E _{cm} = 34625 MPa	s = 100 mm	ω _{sw} = 0.1025
f _{yd} = 391 MPa	f _{ctm} = 4.02 MPa	n. bracci = 4	colg Ø = 1.97
Coefficienti	γ _c = 1.5	Asw = 804 mm ²	colg Ø = 2.0
γ _s = 1.15	d _{cc} = 0.85		d _c = 1
			Sollecitazioni
			N _{Ed} = 0 kN
			V _{Ed} = 12476 kN
			Verifica senza armatura a taglio
			V _{Rd} = 1333.3 kN
			Verifica con armatura a taglio
			V _{Rsd} = 12881 kN
			V _{Rcd} = 12881 kN
			V _{Rd} = 12881 kN

Le verifiche risultano essere soddisfatte considerando staffe a 4 bracci Φ16/10cm.

6.5.6 Trave centrale – T rovescia

In questo capitolo si riportano le verifiche che interessano la trave porta rotaia su cui circola la gru STS. Per la verifica si considera un modello per fasi analogo al precedente, ma con le geometrie della trave oggetto di verifica.

I carichi considerati per le verifiche sono:

- peso proprio della trave precompressa
- peso proprio della soletta gettata e collaborante
- il peso proprio del solaio PAC
- sovraccarico del sottofondo
- il carico accidentale dei container accatastati

Le fasi considerate sono analoghe al capitolo precedente. Si riportano di seguito le sollecitazioni nominali adoperate per la verifica.

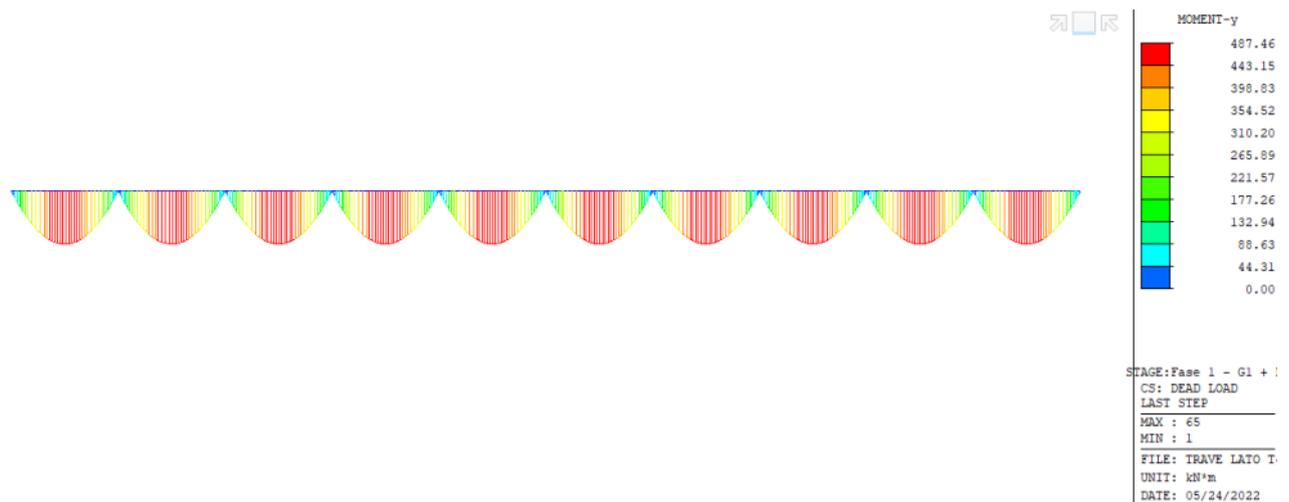


Figura 6-89: Momento flettente - Fase 1 - Peso proprio travi

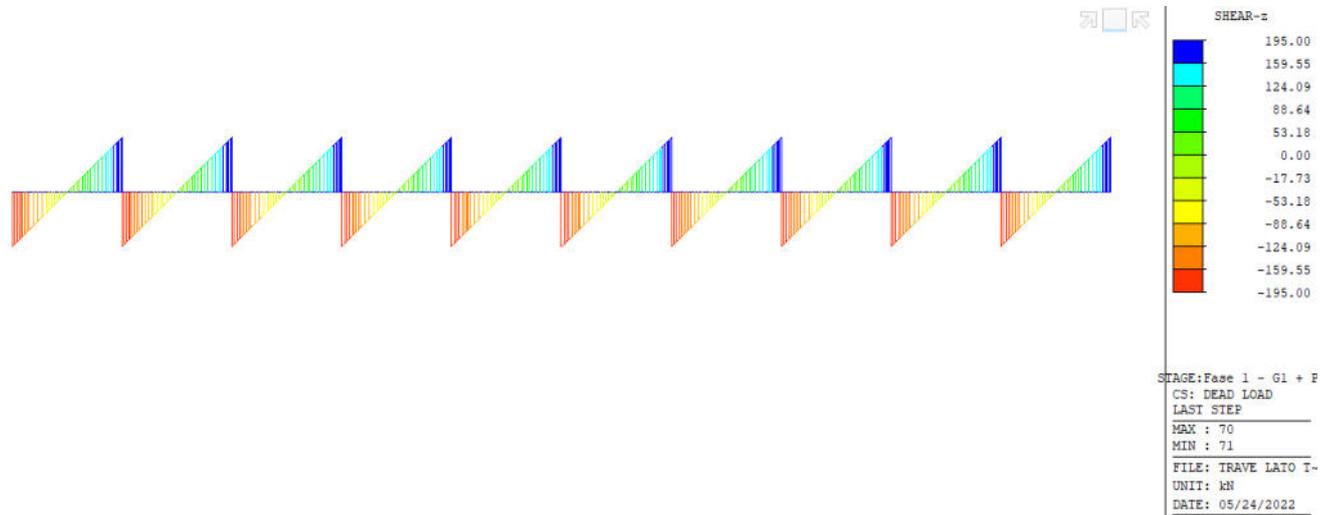


Figura 6-90: Taglio - Fase 1 - Peso proprio travi

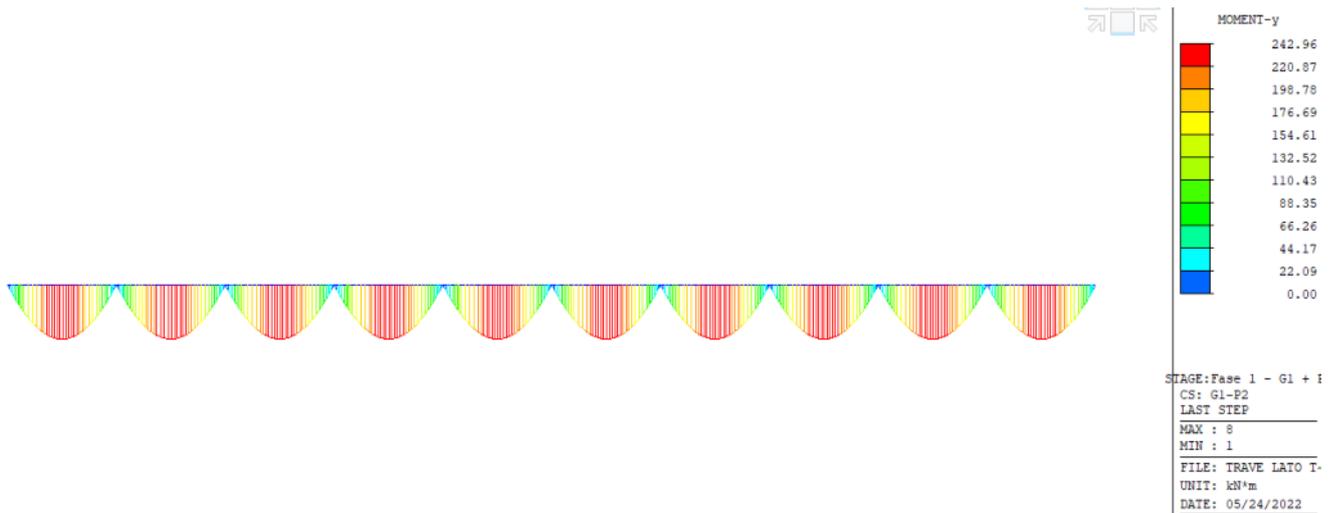


Figura 6-91: Momento flettente - Fase 1 - Peso proprio soletta gettata

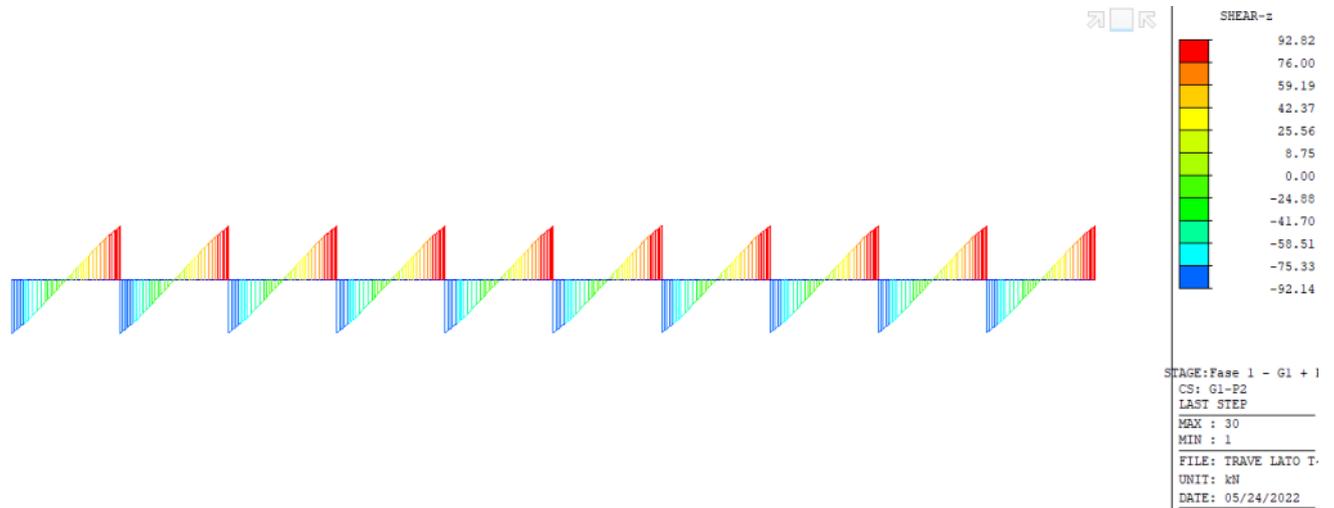


Figura 6-92: Taglio - Fase 1 - Peso proprio soletta gettata

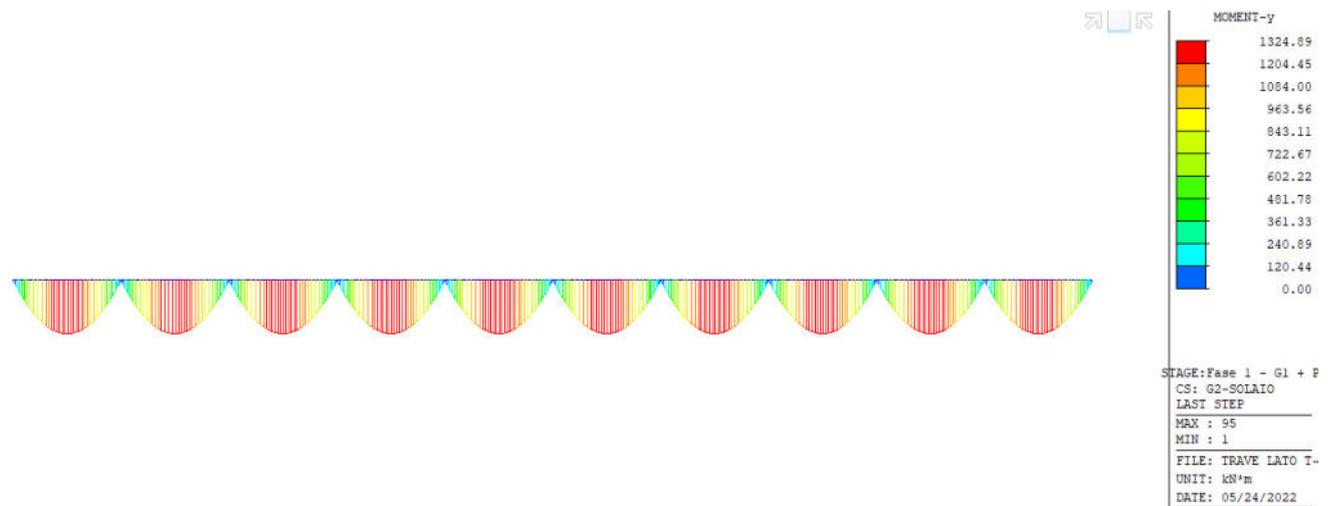


Figura 6-93: Momento flettente - Fase 1 - Peso proprio solaio PAC

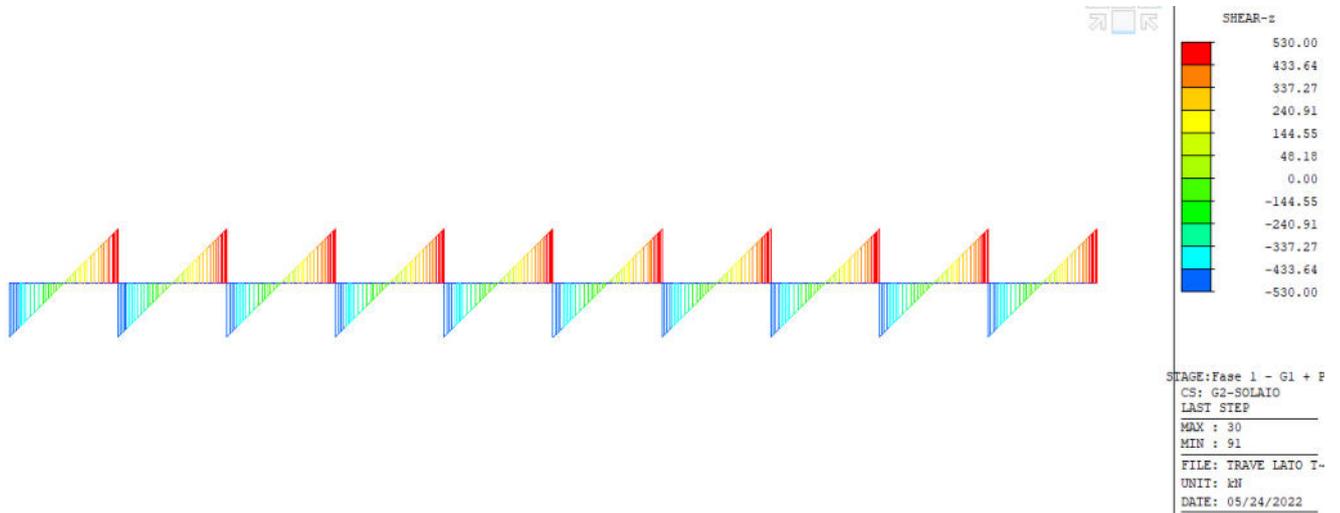


Figura 6-94: Taglio - Fase 1 - Peso proprio solaio PAC

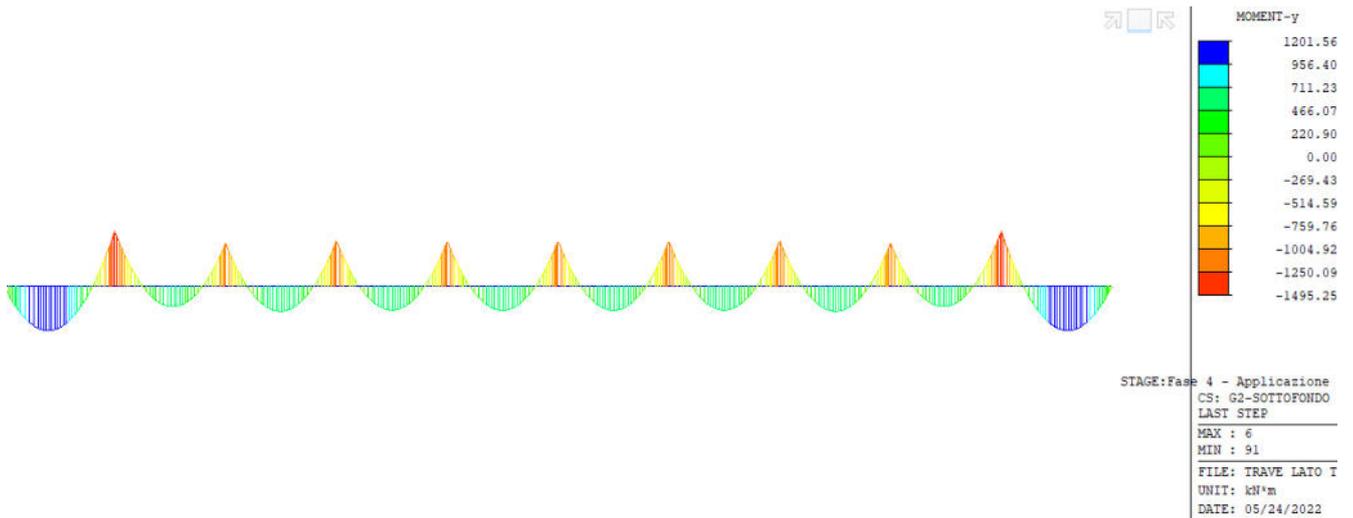


Figura 6-95: Momento flettente - Fase 2 - Sovraccarico sottofondo

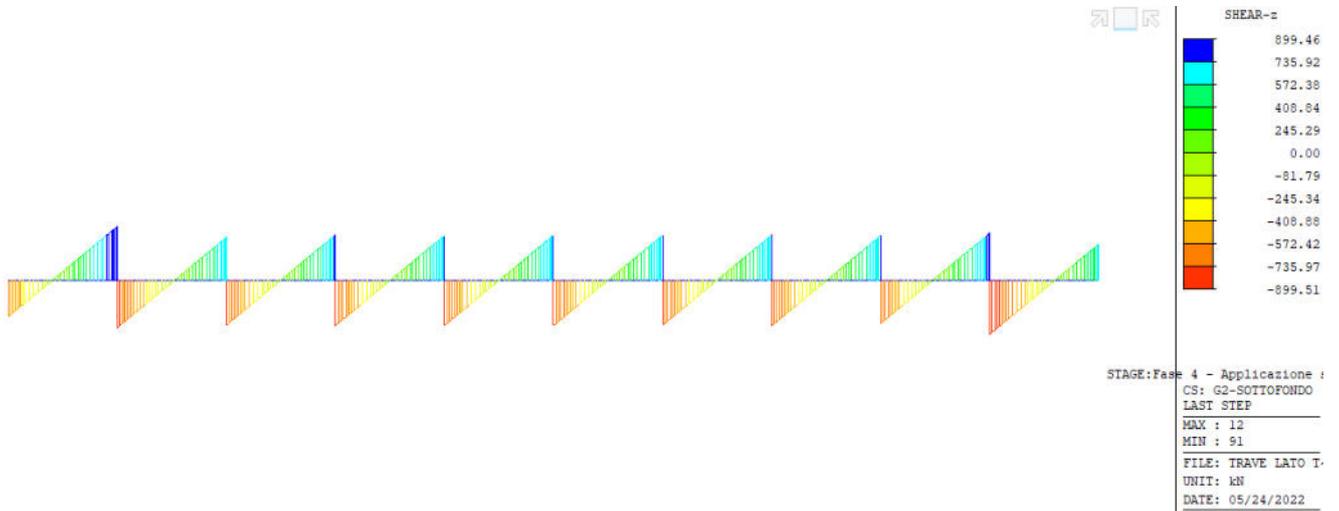


Figura 6-96: Taglio - Fase 2 – Sovraccarico sottofondo



Figura 6-97: Momento flettente - Fase 3 – Container – Configurazione 1



Figura 6-98: Taglio - Fase 3 - Container - Configurazione 1

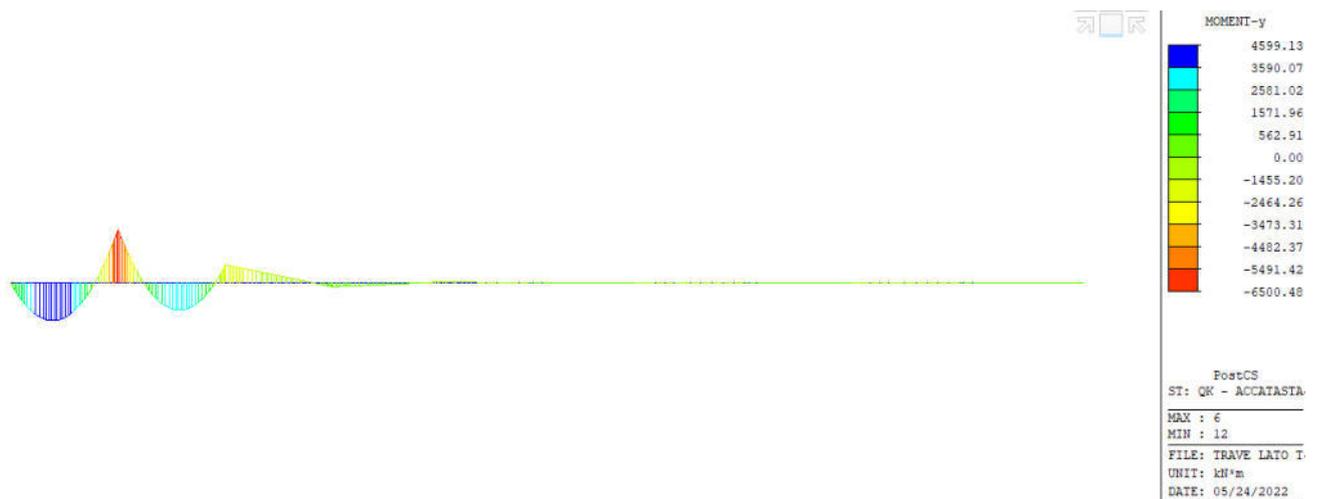
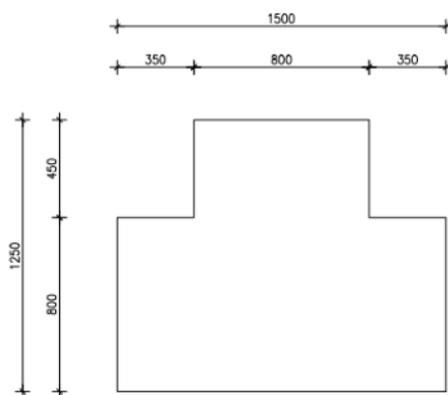


Figura 6-99: Momento flettente - Fase 3 - Container - Configurazione 2



Figura 6-100: Taglio - Fase 3 - Container - Configurazione 2

Si considera una sezione con la seguente geometria:



Caratteristiche sezione in fase 1	Caratteristiche sezione in fase 2
<p>Caratteristiche statiche sezione solo calcestruzzo</p> <p>Area = 15 600 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 75 cm (xMax-xG = 75)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 54.42 cm (yMax-yG = 70.58)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 17 824 808 cm⁴</p> <p>JyG = 24 420 000 cm⁴</p> <p>JxyG = -6.139E-09 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 24 420 000 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 17 824 808 cm⁴</p> <p>angolo = -90.00 deg</p> <p>Sezione omogeneizzata interamente reagente</p> <p>Area = 16 415 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 75 cm (xMax-xG = 75)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 53.85 cm (yMax-yG = 71.15)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 18 067 365 cm⁴</p> <p>JyG = 24 420 000 cm⁴</p> <p>JxyG = 2.880E-02 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 24 420 000 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 18 067 365 cm⁴</p> <p>angolo = -90.00 deg</p>	<p>Caratteristiche statiche sezione solo calcestruzzo</p> <p>Area = 23 550 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 75 cm (xMax-xG = 132.5)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 83.31 cm (yMax-yG = 71.69)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 56 987 906 cm⁴</p> <p>JyG = 70 944 063 cm⁴</p> <p>JxyG = -2.666E-08 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 70 944 063 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 56 987 906 cm⁴</p> <p>angolo = -90.00 deg</p> <p>Sezione omogeneizzata interamente reagente</p> <p>Area = 23 552 cm²</p> <p>Ascissa baricentro xG = 75 cm (xMax-xG = 132.5)</p> <p>Ordinata baricentro yG = 83.31 cm (yMax-yG = 71.69)</p> <p>Momenti d'inerzia baricentrici</p> <p>JxG = 56 995 841 cm⁴</p> <p>JyG = 70 944 063 cm⁴</p> <p>JxyG = -2.912E-08 cm⁴</p> <p>Momenti principali d'inerzia baricentrici</p> <p>J-IIG = 70 944 063 cm⁴</p> <p>J-IIIG = 56 995 841 cm⁴</p> <p>angolo = -90.00 deg</p>

Si determina in prima fase il contributo dato dalla sola precompressione. Considerando sette cavi equivalenti, costituiti da trefoli con area $A_p=1941\text{mm}^2$ e una pretensione di 1350MPa (che tiene conto delle perdite), si ottiene uno sforzo normale pari a $N_p=18342\text{kN}$.



FASE 0 - Verifica compressione in fase realizzativa			
Sezione di mezzeria			
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
Peso proprio - P1	488	195	0
Pretensione			

Tensioni			
Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-5.16	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	-15.73	MPa

La verifica viene condotta considerando che l'estremo inferiore risulti essere sempre compresso. Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

FASE 1 - G1+PS			
Sezione di mezzeria			
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
Peso proprio - P1	488	195	0
Peso proprio - P2	243	93	0
Solaio PAC	1325	530	0

Tensioni			
Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-11.33	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	-11.06	MPa



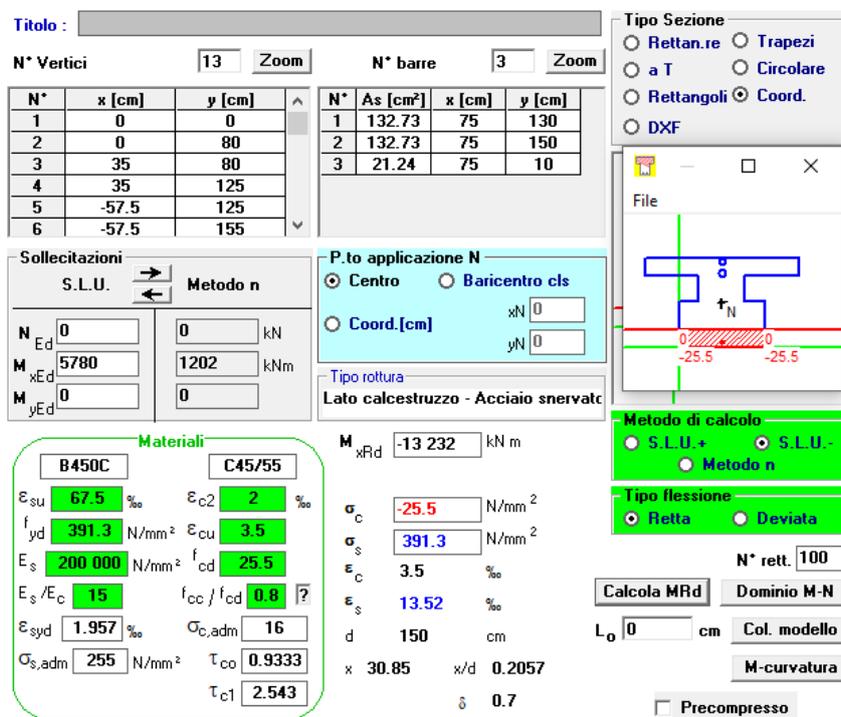
FASE 2 - G2 sottofondo			
Sezione di mezzeria			
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
Sottofondo	1202	902	0
Tensioni			
Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-1.51	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-0.88	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	1.76	MPa

FASE 3 - container			
Sezione di mezzeria			
	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo normale [kN]
gru STS	5780	3366	0
Tensioni			
Tensione normale al lembo superiore 1	$\sigma_{sup,1}$	-7.27	MPa
Tensione normale al lembo superiore 2	$\sigma_{sup,2}$	-4.23	MPa
Tensione normale al lembo inferiore	σ_{inf}	8.45	MPa

Al lembo inferiore risulta quindi una tensione di compressione pari a 0.85MPa e quindi la verifica risulta essere soddisfatte.

La verifica a momento negativo viene condotta considerando le sollecitazioni riportate nelle immagini precedenti. Si ottiene:

- Momento massimo negativo $M_{SLU} = 1.5 \times (1495 + 6501) = 11994 \text{ kNm}$



Titolo : []

N° Vertici 13 **Zoom** **N° barre** 3 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	80
3	35	80
4	35	125
5	-57.5	125
6	-57.5	155

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	132.73	75	130
2	132.73	75	150
3	21.24	75	10

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 5780 **1202** kNm
M_{yEd} 0 **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C **C45/55**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 25.5
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M_{xRd} -13 232 kNm
 σ_c -25.5 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 ‰
 ϵ_s 13.52 ‰
 d 150 cm
 x 30.85 x/d 0.2057
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

La verifica è soddisfatta considerando un'armatura di 25Φ26 superiori e inferiori.

La verifica a taglio viene riportata di seguito:

- Taglio sollecitante SLU $V_{SLU} = 1.3 \times (195 + 93) + 1.5 \times (530 + 902 + 3650) = 7997 \text{ kN}$

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2018					
Caratteristiche materiali		Geometria		Armatura longitudinale tesa	Sollecitazioni
Acciaio B450C		Calcestruzzo		$d = 1510 \text{ mm}$	$A_s = 15100 \text{ mm}^2$
$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$	$bw = 1500 \text{ mm}$	$R_{ck} = 45.00 \text{ MPa}$	$Ac = 2265000 \text{ mm}^2$	$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	$R_{ck} = 45.00 \text{ MPa}$		$f_{cm} = 45.35 \text{ MPa}$		$V_{Ed} = 7997 \text{ kN}$
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	$f_{cm} = 45.35 \text{ MPa}$	Armatura a taglio		$k = 1.364$	Verifica senza armatura a taglio
Resistenze di calcolo		$\alpha = 90^\circ$	$f_{ctm} = 3.35 \text{ MPa}$	$v_{min} = 0.34$	$V_{Rd} = 1082.5 \text{ kN}$
$f_{td} = 21.17 \text{ MPa}$	$f_{tk}(0.05) = 2.35 \text{ MPa}$	$A_{sw,min} = 748 \text{ mm}^2$	$f_{ctm}(0.95) = 4.36 \text{ MPa}$	$\rho_l = 0.007$	Verifica con armatura a taglio
$f_{ctd}(0.05) = 1.56 \text{ MPa}$	$f_{tk}(0.95) = 4.36 \text{ MPa}$	$\phi = 16 \text{ mm}$	$E_{cm} = 34625 \text{ MPa}$	$\sigma_{cp} = 0$	$V_{Rsd} = 8601 \text{ kN}$
$f_{ctd}(0.95) = 2.91 \text{ MPa}$	$f_{cm} = 4.02 \text{ MPa}$	$s = 100 \text{ mm}$	$f_{ctm} = 4.02 \text{ MPa}$	$v = 0.5$	$V_{Rcd} = 8601 \text{ kN}$
$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$n, \text{ bracci} = 4$	$f_{ctm} = 4.02 \text{ MPa}$	$\omega_{sw} = 0.0991$	$V_{Rd} = 8601 \text{ kN}$
Coefficienti		$A_{sw} = 804 \text{ mm}^2$	$\gamma_c = 1.5$	$\cotg \theta = 2.01$	
$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_{cc} = 0.85$		$\gamma_{cc} = 0.85$	$\cotg \theta = 2.0$	
				$\alpha_c = 1$	

Le verifiche risultano essere soddisfatte considerando staffe a 4 bracci Φ16/10cm.



Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto
Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001

Relazione di calcolo delle strutture a mare

Pag. 174 di 346

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 175 di 346</p>
---	---	------------------------

6.5.7 Predalles prefabbricata - L=3m

In corrispondenza dei cavidotti e dei canali ispezionabili dei sottoservizi, si utilizza una predalles prefabbricata in calcestruzzo. Si considera una predalle di larghezza 2.4m costituita da un traliccio compost da $\Phi 16$ corrente superior, due $\Phi 12$ inferiori e staffe $\Phi 10$. La predalles tipica è costituita da 6 trallicci.

I carichi considerati sono equivalent a un getto di calcestruzzo di 45cm ($G1=11.25\text{kN/mq}$) in prima fase dove è presente solo il traliccio e un carico distribuito di 30kN/mq per la sezione composta, con la soletta gettata. Il traliccio viene verificato per la prima fase, mentre si affida ad un'armatura integrativa il momento flettente aggiuntivo per il carico accidentale. Lo schema di vincolo considerate è di semplice appoggio.

La verifica è condotta mediante apposite foglio di calcolo di cui si riporta l'estratto.



Traliccio predalles transizione

	TIPO	
Sollecitazioni per unità di larghezza della lastra		Coef. di
Luce della campata (larghezza unitaria) [m]	3.00	comb.
Carico permanente uniformemente distribuito g [kN/m ²]	11.25	1.30
Carico variabile lineare q [kN/m]	1.00	1.50
Msd momento flettente massimo in campata [kNm/m]	17.58	
Vsd sforzo di taglio sull'appoggio [kN/m]	22.69	

Parametri di verifica del traliccio		Dimensioni
Larghezza predalle (m)	2.40	rispetto il
Numero n° di tralici/predalle	6	baricentro
Altezza del traliccio [mm]	205.00	191.00
Base del traliccio [mm]	100.00	88.00
Interrasse delle staffe [mm]	200.00	200.00
Lunghezza del braccio della staffa [mm]	220.04	n° barre/tral.
Diamentro corrente inferiore Øinf [mm]	12.00	2
Diamentro corrente superiore Øsup [mm]	16.00	1
Diamentro staffe Øst [mm]	10.00	2

Materiale traliccio					
Acciaio	ftk (MPa)	fyk (MPa)	γc	fyd (MPa)	E (MPa)
B450C	540.00	450.00	1.15	391.30	210000.00

Verifica delle aste del traliccio	COR. SUP	STAFFA	COR: INF
Lunghezza dell'asta [mm]	200.00	220.04	200.00
Area della sezione efficace Aeff [mm ²]	201.06	78.54	113.10
Momento d'inerzia J [mm ⁴]	3216.99	490.87	1017.88
Coefficiente di vincolo β	1	1	
Lunghezza libera di inflessione L0 [mm]	200.00	220.04	
Carico critico elastico Ncr,min [kN]	166.69	21.01	
Snellezza adimensionale λ	0.74	1.30	
Fattore di imperfezione α, curva di stabilità c	0.49	0.49	
Coeff. Φ	0.90	1.61	
Coeff. di riduzione di instabilità	0.70	0.39	
Sforzo normale resistente [kN]	55.22	11.99	44.26
Sforzo normale sollecitante [kN]	36.81	5.23	18.41
Rapporto Rd/Sd	1.50	2.29	2.40
Verifica	OK	OK	OK

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

L'armatura integrative viene determinate considerando il seguente momento flettente:

- Momento flettente seconda fase $M_{SLU} = 1.5x(0.6*20+30)*2.4*3^2/8 = 170.1\text{kNm}$

La verifica viene riportata di seguito.



Titolo: 0.0.0.00.

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	240	30	1	18.85	28

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x w/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Si dispone un'armatura integrative corrispondente a 6Φ20.

Le verifiche risultano essere tutte soddisfatte.

6.5.8 Predalles prefabbricata – 4.7m

In corrispondenza dei cavidotti e dei canali ispezionabili dei sottoservizi, si utilizza una predalles prefabbricata in calcestruzzo. Si considera una predalle di larghezza 2.4m costituita da un traliccio compost da Φ16 corrente superior, due Φ12 inferiori e staffe Φ10. La predalles tipica è costituita da 12 tralici.

I carichi considerati sono equivalent a un getto di calcestruzzo di 45cm (G1=11.25kN/mq) in prima fase dove è presente solo il traliccio e un carico distribuito di 30kN/mq per la sezione composta, con la soletta gettata. Il traliccio viene verificato per la prima fase, mentre si affida ad un'armatura integrativa il momento flettente aggiuntivo per il carico accidentale. Lo schema di vincolo considerate è di semplice appoggio.

La verifica è condotta mediante apposite foglio di calcolo di cui si riporta l'estratto.



Traliccio predalles transizione

		TIPO	
Sollecitazioni per unità di larghezza della lastra			Coef. di
Luce della campata (larghezza unitaria) [m]	4.70		comb.
Carico permanente uniformemente distribuito g [kN/m ²]	11.25		1.30
Carico variabile lineare q [kN/m]	1.00		1.50
M _{Sd} momento flettente massimo in campata [kNm/m]	42.15		
V _{Sd} sforzo di taglio sull'appoggio [kN/m]	35.12		

Parametri di verifica del traliccio		Dimensioni	
Larghezza predalle (m)	2.40	rispetto il	
Numero n° di tralici/predalle	12	baricentro	
Altezza del traliccio [mm]	205.00	191.00	
Base del traliccio [mm]	100.00	88.00	
Interrasse delle staffe [mm]	200.00	200.00	
Lunghezza del braccio della staffa [mm]	220.04	n° barre/tral.	
Diamentro corrente inferiore Ø _{inf} [mm]	12.00	2	
Diamentro corrente superiore Ø _{sup} [mm]	16.00	1	
Diamentro staffe Ø _{st} [mm]	10.00	2	

Materiale traliccio					
Acciaio	f _{tk} (MPa)	f _{yk} (MPa)	γ _c	f _{yd} (MPa)	E (MPa)
B450C	540.00	450.00	1.15	391.30	210000.00

Verifica delle aste del traliccio	COR. SUP	STAFFA	COR: INF
Lunghezza dell'asta [mm]	200.00	220.04	200.00
Area della sezione efficace A _{eff} [mm ²]	201.06	78.54	113.10
Momento d'inerzia J [mm ⁴]	3216.99	490.87	1017.88
Coefficiente di vincolo β	1	1	
Lunghezza libera di inflessione L ₀ [mm]	200.00	220.04	
Carico critico elastico N _{cr,min} [kN]	166.69	21.01	
Snellezza adimensionale λ	0.74	1.30	
Fattore di imperfezione α, curva di stabilità c	0.49	0.49	
Coeff. Φ	0.90	1.61	
Coeff. di riduzione di instabilità	0.70	0.39	
Sforzo normale resistente [kN]	55.22	11.99	44.26
Sforzo normale sollecitante [kN]	44.13	4.05	22.07
Rapporto R _d /S _d	1.25	2.96	2.01
Verifica	OK	OK	OK

Si dispone inoltre un'armatura integrative per I carichi agenti post getto della soletta. La sollecitazione di verifica risulta essere:

- Momento flettente $M_{SLU} = 1.5 \times (0.6 \times 20 + 30) \times 2.4 \times 4.7^2 / 8 = 417.5 \text{ kNm}$



Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	54.29	26

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x w/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

Si dispone una armatura corrispondente a 12 Φ 24. Le verifiche risultano essere soddisfatte.

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001 Relazione di calcolo delle strutture a mare	Pag. 180 di 346
---	---	-----------------

6.5.9 Predalles prefabbricata - L=6m

Si riportano le verifiche per la predalles prefabbricata che si intende posizionare tra una trave principale e l'altra, su una luce complessiva di circa 6m. Per questa predalles viene predisposto un traliccio particolare, di altezza 305mm. Le armature longitudinali e le staffe invece vengono mantenute uguali ai casi precedent.

Le verifiche del traliccio vengono eseguite considerando il getto della soletta precedentemente definito.

Si ottiene:

Traliccio predalles transizione

		TIPO	
Sollecitazioni per unità di larghezza della lastra			Coef. di comb.
Luce della campata (larghezza unitaria) [m]	6.00		
Carico permanente uniformemente distribuito g [kN/m ²]	11.25		1.30
Carico variabile lineare q [kN/m]	1.00		1.50
Msd momento flettente massimo in campata [kNm/m]	68.06		
Vsd sforzo di taglio sull'appoggio [kN/m]	44.63		

Parametri di verifica del traliccio		Dimensioni rispetto il baricentro	
Larghezza predalle (m)	2.40		
Numero n° di tralici/predalle	12		
Altezza del traliccio [mm]	305.00		291.00
Base del traliccio [mm]	100.00		88.00
Interrasse delle staffe [mm]	200.00		200.00
Lunghezza del braccio della staffa [mm]	310.83		n° barre/tral.
Diamentro corrente inferiore Øinf [mm]	12.00		2
Diamentro corrente superiore Øsup [mm]	16.00		1
Diamentro staffe Øst [mm]	10.00		2

Materiale traliccio					
Acciaio	ftk (MPa)	fyk (MPa)	γc	fyd (MPa)	E (MPa)
B450C	540.00	450.00	1.15	391.30	210000.00

Verifica delle aste del traliccio	COR. SUP	STAFFA	COR: INF
Lunghezza dell'asta [mm]	200.00	310.83	200.00
Area della sezione efficace Aeff [mm ²]	201.06	78.54	113.10
Momento d'inerzia J [mm ⁴]	3216.99	490.87	1017.88
Coefficiente di vincolo β	1	1	
Lunghezza libera di inflessione L0 [mm]	200.00	310.83	
Carico critico elastico Ncr,min [kN]	166.69	10.53	
Snellezza adimensionale λ	0.74	1.83	
Fattore di imperfezione α, curva di stabilità c	0.49	0.49	
Coeff. Φ	0.90	2.58	
Coeff. di riduzione di instabilità	0.70	0.23	
Sforzo normale resistente [kN]	55.22	7.00	44.26
Sforzo normale sollecitante [kN]	46.78	4.77	23.39
Rapporto Rd/Sd	1.18	1.47	1.89
Verifica	OK	OK	OK

Si dispone inoltre un'armatura integrative per I carichi agenti post getto della soletta. La sollecitazione di verifica risulta essere:

- Momento flettente $M_{SLU} = 1.5 \times (0.6 \times 20 + 30) \times 2.4 \times 6^2 / 8 = 680.4 \text{ kNm}$



Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	240	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	91.23	26

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

 Precompresso

Si dispone una armatura corrispondente a 24Φ24 (che corrisponde ad un Φ24/10cm). Le verifiche risultano essere soddisfatte.

7 CORNER E

7.1 *Fattore di struttura di progetto*

In accordo al § 7.2.2. e al § 7.3. delle NTC 2018, si assume un comportamento strutturale non dissipativo della struttura, l'analisi sismica è effettuata mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta e pertanto il fattore di struttura che ne consegue è:

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

- Fattore di struttura SLV, q=1.5; di conseguenza non è necessario soddisfare i requisiti di duttilità.
- Fattore di struttura SLD, q=1.

7.2 *Azioni di progetto e analisi dei carichi*

7.2.1 *Valutazione dell'azione sismica di progetto*

Il sito dove sorgerà la struttura è nel comune di Trieste (TS), di seguito si riporta la pericolosità sismica della zona.



Valutazione della pericolosità sismica

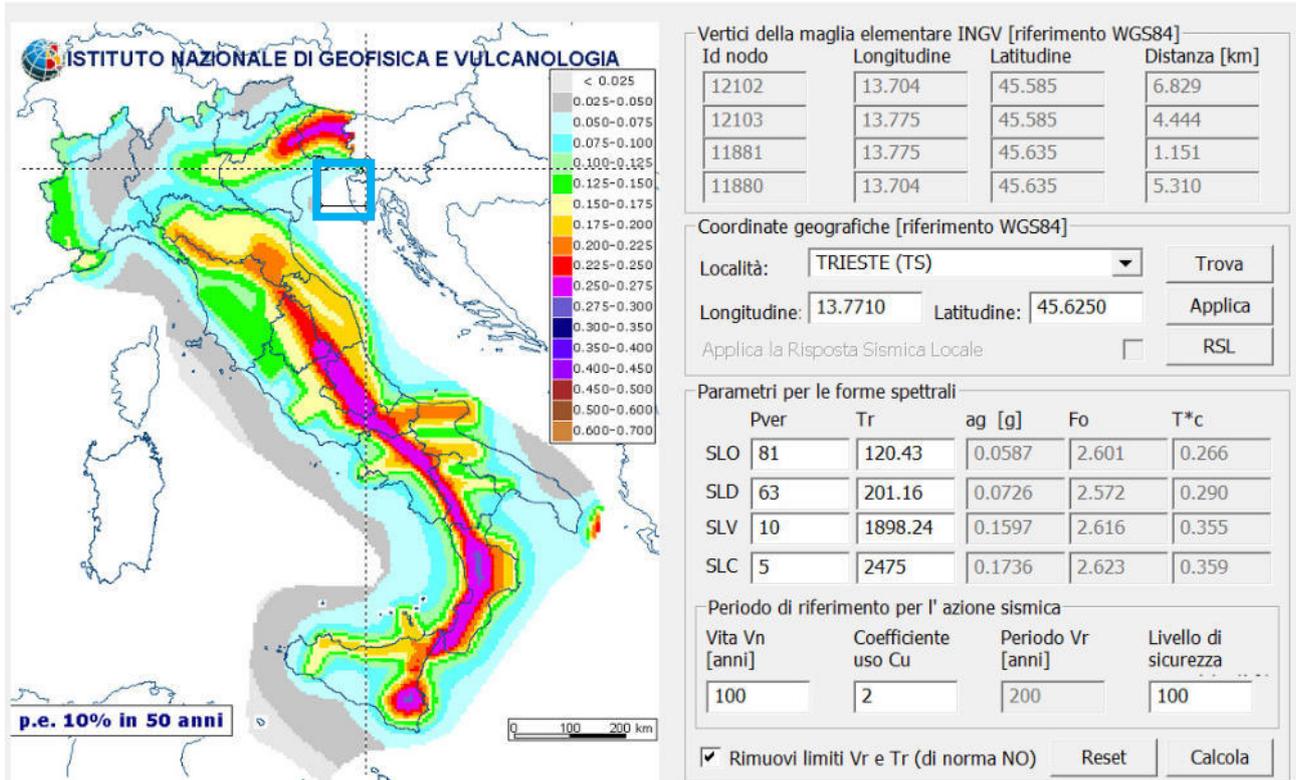


Figura 7-1: Mappa Pericolosità sismica del sito

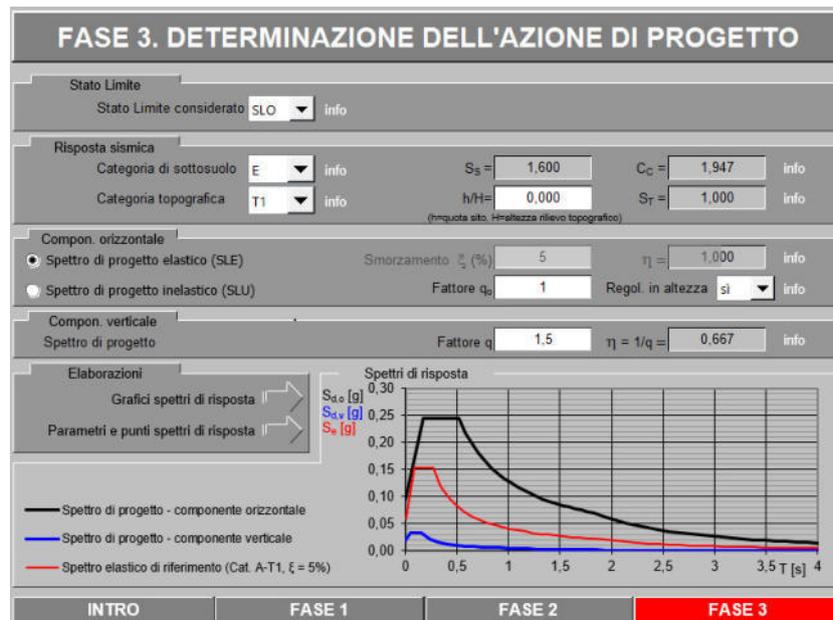
Lo spettro di progetto da adoperare nelle analisi sismiche viene ottenuto mediante il file Excel "Spettri-NTC-vers.1.0.3"



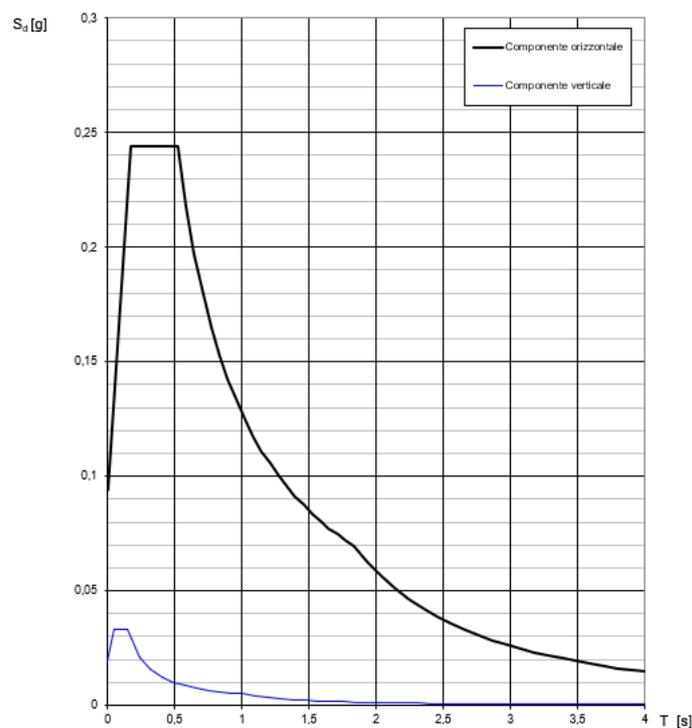


7.2.1.1 Stato Limite di Operativo - SLO

L'azione di progetto allo stato limite di immediata operatività considerata è la seguente:



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_x	0,059 g
F_{R1}	2,538
T_C	0,268 s
S_c	1,600
C_R	1,347
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,600
η	1,000
T_B	0,174 s
T_D	0,522 s
T_H	1,835 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_c \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(3+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_H = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_D = C_R \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_B = 4,0 \cdot a_x / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_H \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left[\frac{T}{T_H} + \frac{1}{\eta \cdot F_d} \left(1 - \frac{T}{T_H} \right) \right]$$

$$T_H \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

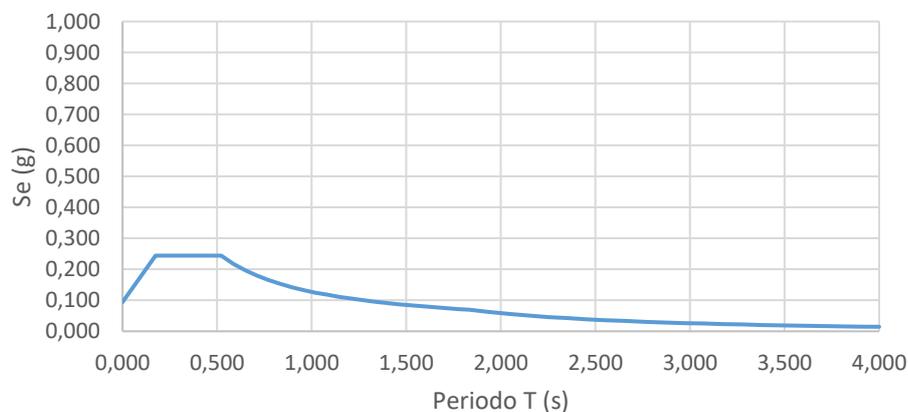
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_H}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,034
T_B	0,174	0,244
T_C	0,268	0,244
	0,584	0,216
	0,647	0,197
	0,710	0,180
	0,772	0,165
	0,835	0,153
	0,897	0,142
	0,960	0,133
	1,022	0,125
	1,085	0,116
	1,147	0,111
	1,210	0,105
	1,272	0,100
	1,335	0,095
	1,397	0,091
	1,460	0,087
	1,522	0,084
	1,585	0,080
	1,647	0,077
	1,710	0,075
	1,772	0,072
T_H	1,835	0,069
	1,938	0,062
	2,041	0,056
	2,144	0,051
	2,247	0,046
	2,350	0,042
	2,454	0,039
	2,557	0,036
	2,660	0,033
	2,763	0,031
	2,866	0,028
	2,969	0,027
	3,072	0,025
	3,175	0,023
	3,278	0,022
	3,381	0,020
	3,485	0,019
	3,588	0,018
	3,691	0,017
	3,794	0,016
	3,897	0,015
	4,000	0,015

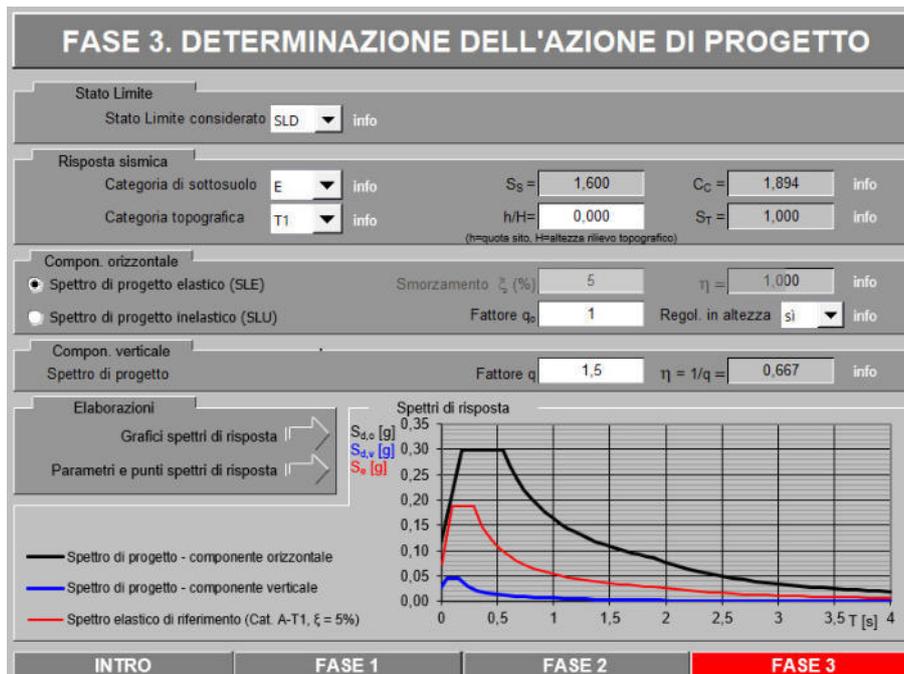
Spettro di Risposta Orizzontale - SLO - 5%



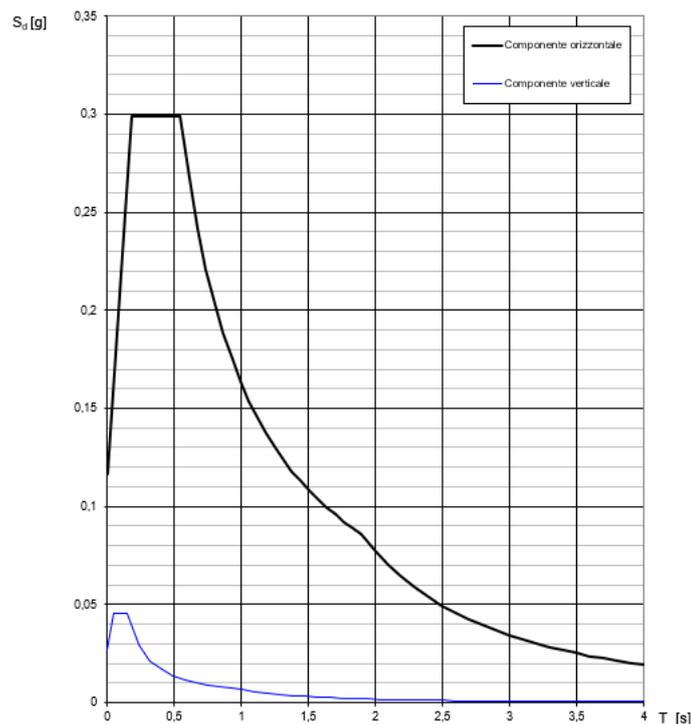


7.2.1.2 Stato Limite di Danno - SLD

L'azione di progetto allo stato limite di danno considerata è la seguente:



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_x	0,073 g
F_x	2,568
T_B	0,287 s
S_z	1,600
C_c	1,834
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,600
η	1,000
T_B	0,181 s
T_C	0,544 s
T_D	1,831 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_z \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+z)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_B \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_x / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_d} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

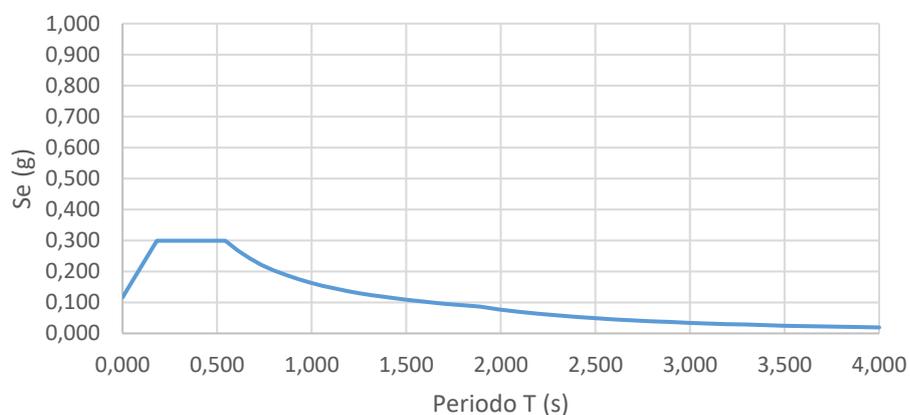
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_d \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,116
T_B	0,181	0,233
T_C	0,544	0,233
	0,608	0,268
	0,672	0,242
	0,737	0,221
	0,801	0,203
	0,865	0,188
	0,929	0,175
	0,993	0,164
	1,057	0,154
	1,121	0,145
	1,186	0,137
	1,250	0,130
	1,314	0,124
	1,378	0,118
	1,442	0,113
	1,506	0,108
	1,570	0,104
	1,635	0,100
	1,699	0,096
	1,763	0,092
	1,827	0,089
T_D	1,831	0,086
	1,922	0,078
	2,032	0,070
	2,132	0,064
	2,233	0,059
	2,333	0,054
	2,434	0,049
	2,534	0,046
	2,635	0,042
	2,735	0,039
	2,835	0,037
	2,936	0,034
	3,036	0,032
	3,137	0,030
	3,237	0,028
	3,337	0,027
	3,438	0,025
	3,538	0,024
	3,639	0,022
	3,739	0,021
	3,900	0,020
	4,000	0,019

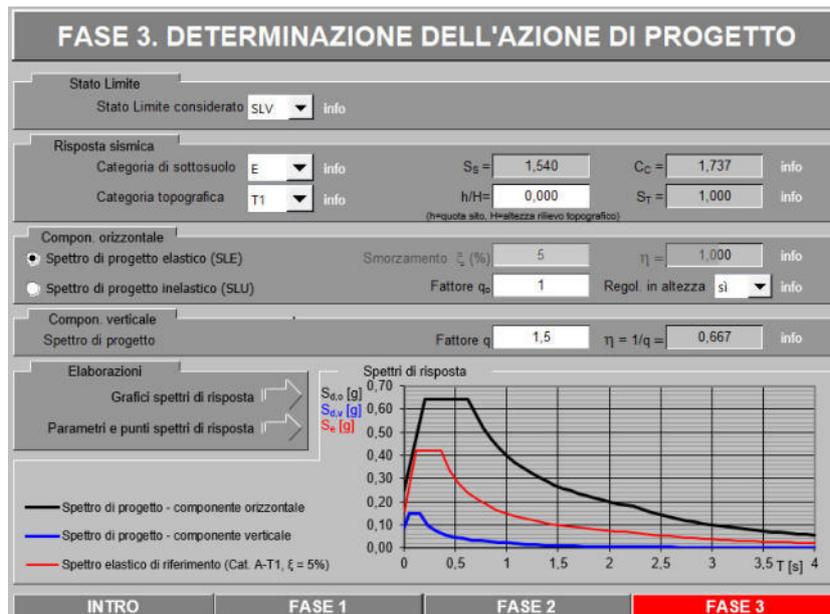
Spettro di Risposta Orizzontale - SLD - 5%



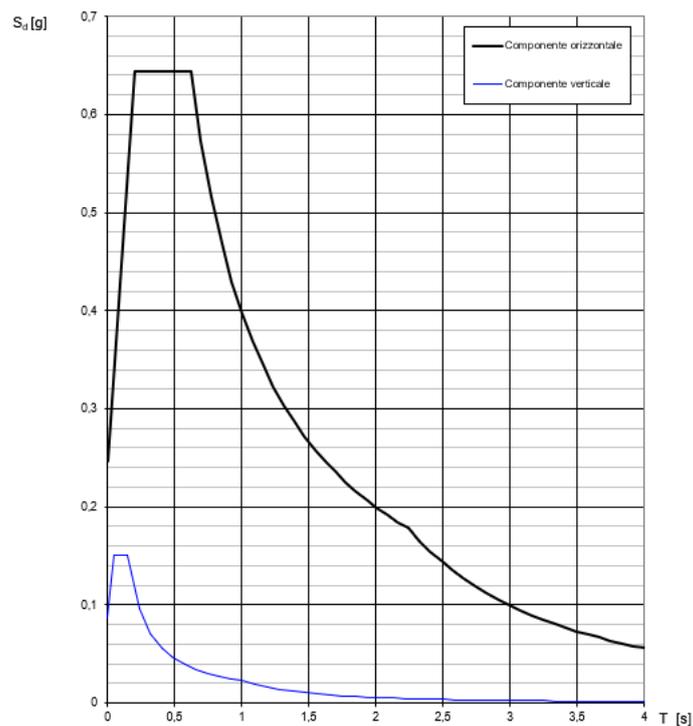


7.2.1.3 Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV

L'azione di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita umana considerata nel progetto è la seguente:



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_x	0,160 g
F_{R1}	2,618
T_{R1}	0,357 s
S_c	1,540
C_c	1,737
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,540
η	1,000
T_B	0,207 s
T_C	0,620 s
T_D	2,240 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_c \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{100/(S+5)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_x / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

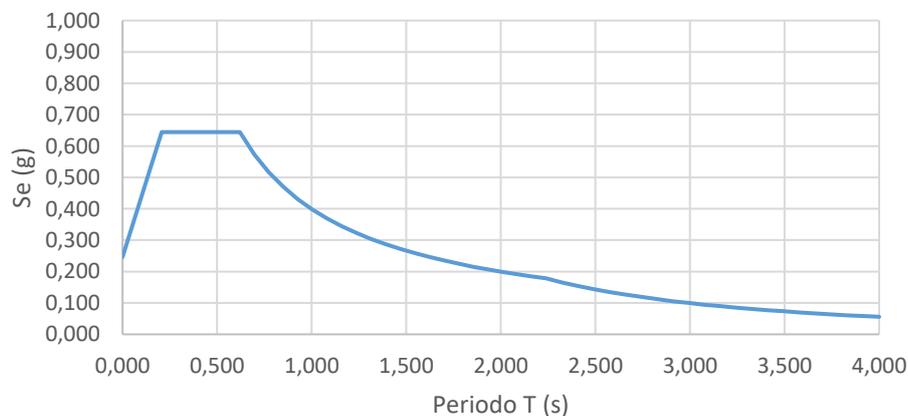
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0,000	0,246
0,207	0,644
0,620	0,644
0,697	0,573
0,774	0,516
0,851	0,469
0,928	0,430
1,005	0,397
1,082	0,369
1,160	0,344
1,237	0,323
1,314	0,304
1,391	0,287
1,468	0,272
1,545	0,258
1,622	0,246
1,700	0,235
1,777	0,225
1,854	0,215
1,931	0,207
2,008	0,199
2,085	0,191
2,162	0,185
2,240	0,178
2,323	0,166
2,407	0,154
2,491	0,144
2,575	0,135
2,659	0,126
2,743	0,119
2,826	0,112
2,910	0,106
2,994	0,100
3,078	0,094
3,162	0,089
3,246	0,085
3,329	0,081
3,413	0,077
3,497	0,073
3,581	0,070
3,665	0,067
3,749	0,064
3,832	0,061
3,916	0,058
4,000	0,056

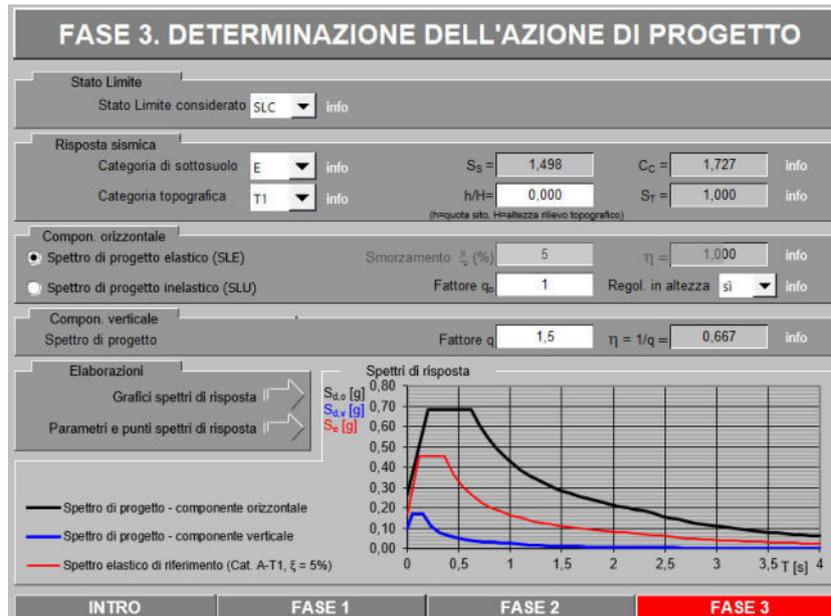
Spettro di Risposta Orizzontale - SLV - 5%



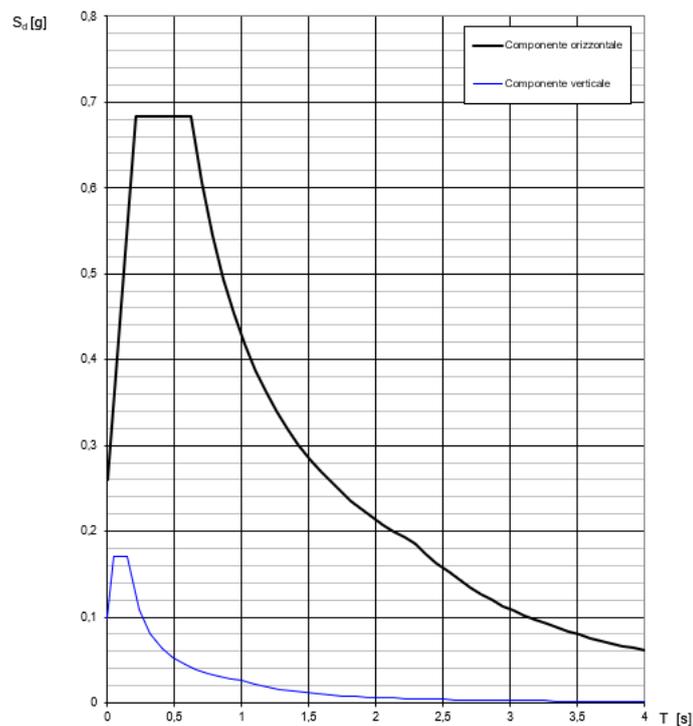


7.2.1.4 Stato Limite di prevenzione del Collasso – SLC

L'azione di progetto allo stato limite di prevenzione del collasso considerata nel progetto è la seguente:



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,174 g
F_v	2,625
T_B	0,362 s
S_z	1,438
C_r	1,727
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,438
η	1,000
T_B	0,208 s
T_C	0,625 s
T_D	2,296 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_z \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+z)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_r \cdot T_B \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

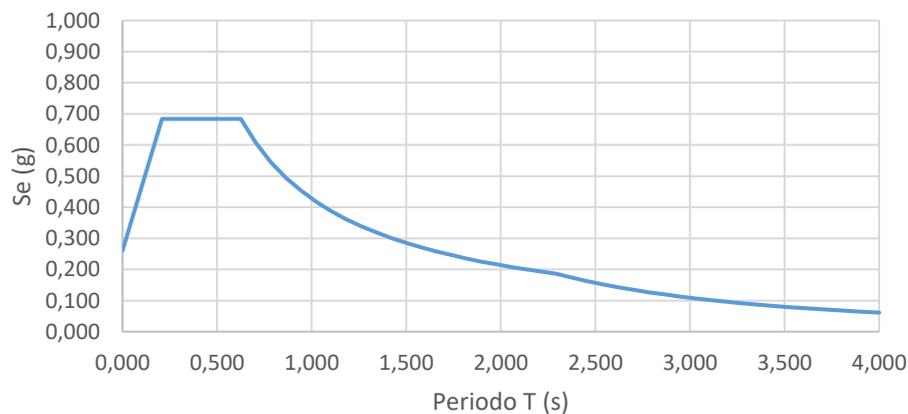
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,260
T_B	0,208	0,684
T_C	0,625	0,684
	0,705	0,607
	0,784	0,545
	0,864	0,495
	0,943	0,453
	1,023	0,418
	1,102	0,388
	1,182	0,362
	1,261	0,339
	1,341	0,319
	1,420	0,301
	1,500	0,285
	1,580	0,271
	1,659	0,258
	1,739	0,246
	1,818	0,235
	1,898	0,225
	1,977	0,216
	2,057	0,208
	2,136	0,200
	2,216	0,193
T_D	2,296	0,186
	2,377	0,174
	2,458	0,162
	2,539	0,152
	2,620	0,143
	2,701	0,134
	2,783	0,127
	2,864	0,120
	2,945	0,113
	3,026	0,107
	3,107	0,102
	3,188	0,096
	3,270	0,092
	3,351	0,087
	3,432	0,083
	3,513	0,079
	3,594	0,076
	3,675	0,073
	3,757	0,070
	3,838	0,067
	3,919	0,064
	4,000	0,061

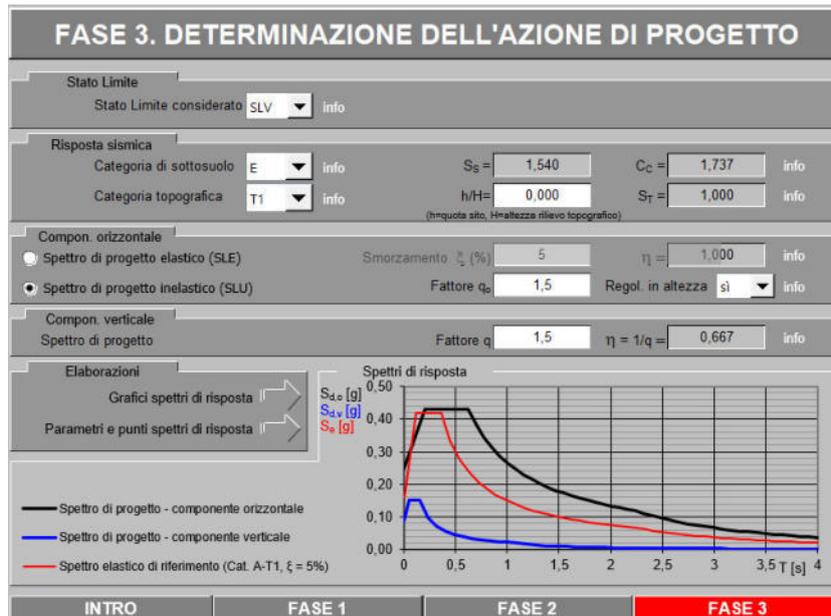
Spettro di Risposta Orizzontale - SLC - 5%



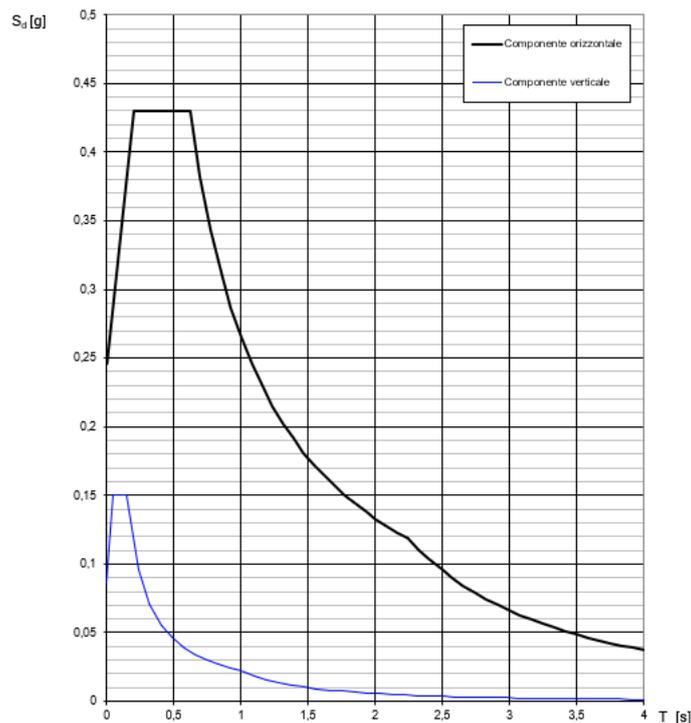


7.2.1.5 Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV – Pali fondazione

L'azione di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita umana considerata nel progetto dei pali di fondazione è la seguente:



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,160 g
F_{R1}	2,618
T_C	0,357 s
S_C	1,540
C_C	1,737
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,540
η	0,667
T_B	0,207 s
T_C	0,620 s
T_D	2,240 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_C \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(3+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

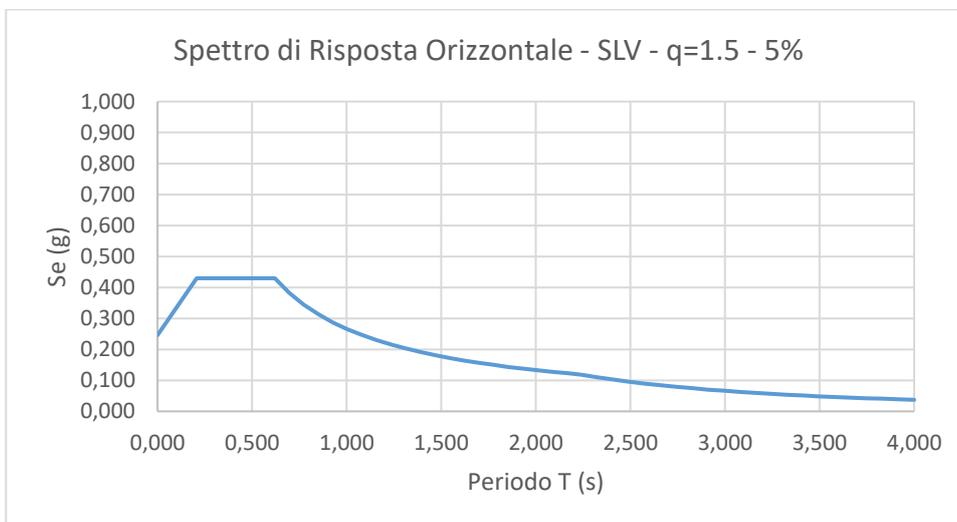
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

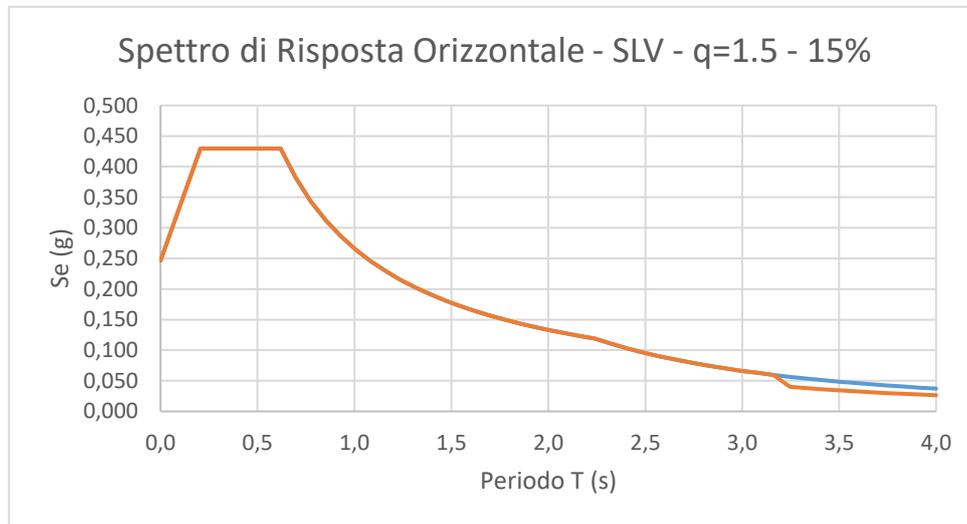
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultime è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,246
T_B	0,207	0,430
T_C	0,620	0,430
	0,637	0,382
	0,774	0,344
	0,851	0,313
	0,928	0,287
	1,005	0,265
	1,082	0,246
	1,160	0,230
	1,237	0,215
	1,314	0,203
	1,391	0,191
	1,468	0,181
	1,545	0,172
	1,622	0,164
	1,700	0,157
	1,777	0,150
	1,854	0,144
	1,931	0,138
	2,008	0,133
	2,085	0,128
	2,162	0,123
T_D	2,240	0,119
	2,323	0,110
	2,407	0,103
	2,491	0,096
	2,575	0,090
	2,659	0,084
	2,743	0,079
	2,826	0,075
	2,910	0,070
	2,994	0,067
	3,078	0,063
	3,162	0,060
	3,246	0,057
	3,329	0,054
	3,413	0,051
	3,497	0,049
	3,581	0,046
	3,665	0,044
	3,749	0,042
	3,832	0,041
	3,916	0,039
	4,000	0,037





7.2.2 Azione del vento

Località: Trieste (TS) - $a_s = 2$ m.s.l.m.m. → Zona 8

7.2.2.1 Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 30 \cdot 1 = 30 \text{ m/s}$$

dove:

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Figura 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Figura 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Figura 7-2: Zone di azione del vento

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 196 di 346</p>
---	---	------------------------

7.2.2.2 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno di ritorno T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 30 \cdot 1.039 = 31.17 \text{ m/s}$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è espresso in anni.

Nel caso in esame si assume $T_R = 100$ anni, cui corrisponde $c_r = 1.039$.

7.2.2.3 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

7.2.2.4 Pressione cinetica di riferimento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 31.17^2 = 607.23 \text{ N/m}^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

7.2.2.5 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Il coefficiente di topografia assunto è pari a $c_t = 1$.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	<p>a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa);</p> <p>b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)</p> <p>c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)</p>

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 7-3: Classi di rugosità del terreno

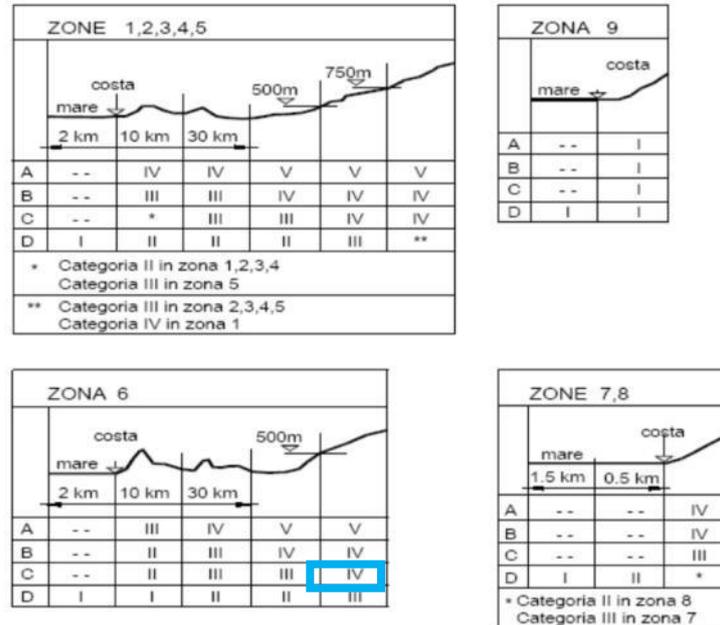


Figura 7-4: Definizione della categoria di esposizione

7.2.2.6 Coefficienti di pressione aerodinamici per verifiche globali

Il coefficiente di pressione c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

VENTO SU PARETI VERTICALI (GLOBALE)

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare e copertura piana sono riportati di seguito:

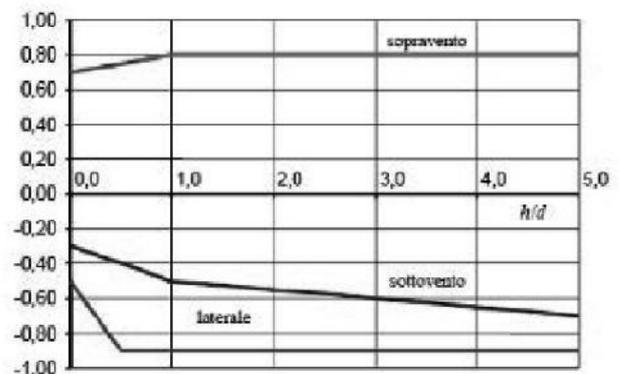
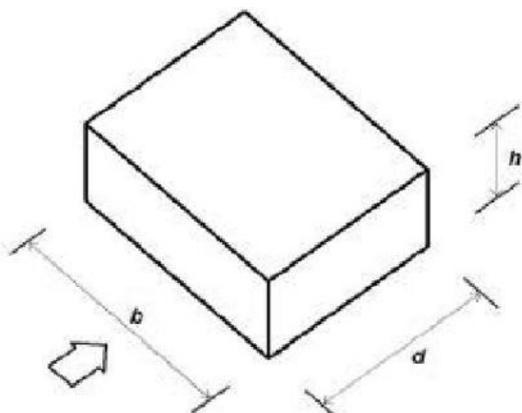


Figura 7-5: (a) parametri per edifici rettangolari; (b) c_{pe} coefficienti per facce sopravvento, sottovento e laterali

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 199 di 346</p>
---	---	------------------------

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

7.2.2.7 Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico c_d tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Nel caso in esame trattandosi di una fase preliminare di progettazione e non avendo effettuato analisi specifiche di tale coefficiente questo viene assunto cautelativamente pari a $c_d = 1$.

In questa fase di progettazione preliminare, l'azione del vento non è stata considerata poiché risulta meno significativa dell'azione sismica.

7.2.3 Azione della neve

Il carico provocato della neve sulla copertura è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sn} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1,00 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

7.2.3.1 Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Il carico di riferimento della neve al suolo per un edificio in zona II, posto a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, è stato calcolato in base alle espressioni riportate di seguito:



Figura 7-6: Zone di carico neve

Località: Trieste (TS) - $a_s = 2$ m.s.l.m.m. → Zona II

$$q_{Sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200\text{m}$$

$$q_{Sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200\text{m}$$

I valori di riferimento per le varie zone sono associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Si può stimare un diverso valore di riferimento del carico neve al suolo q_{Sk} corrispondente ad un tempo di ritorno diverso da quello impiegato nell'espressione precedente e pari a 50 anni.

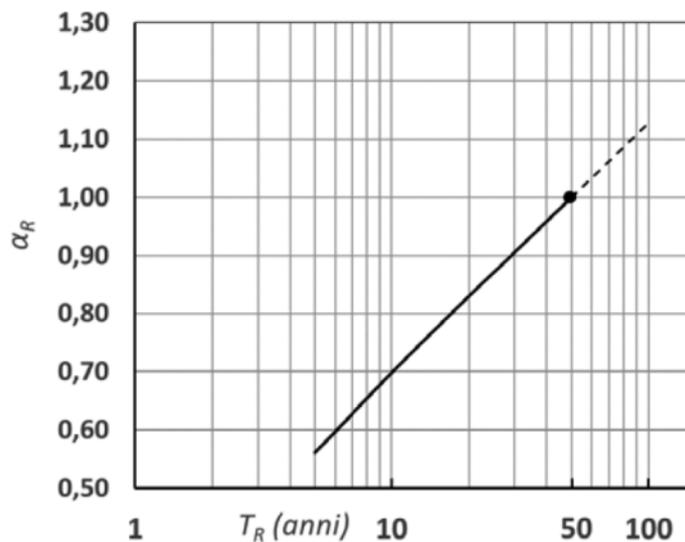
In questo caso quindi si può calcolare il valore del carico neve al suolo q_{Sn} corrispondente a T_n anni.

In esse il coefficiente v di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve potrà essere assunto, salvo specifici studi adeguati e documentati, pari a $v = 0,6$.

$$q_{Sn} = q_{Sk} \left\{ \frac{1 - v \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722]}{(1 - 2.5923v)} \right\} \quad [C3.4.1]$$

riferito ad un periodo di ritorno di ritorno $T_N = 100$ anni, tale valore è definito dalla relazione:

$$q_{Sn} = q_{Sk} \cdot c_N = 1 \cdot 1.13 = 1.13 \text{ kN/m}^2$$



Nota: il segno - al denominatore dell'espressione analitica deve essere sostituito con il segno + altrimenti il valore non risulta corretto ed incoerente con il grafico.

7.2.3.2 Coefficiente di forma della copertura

La copertura dell'edificio è del tipo a due falde aventi i seguenti angoli di inclinazione rispetto l'orizzontale:

- Inclinazione della falda 1: $\alpha_1 < 30^\circ$;
- Inclinazione della falda 2: $\alpha_2 < 30^\circ$;

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso di coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate Caso I, Caso II e Caso III illustrate in figura seguente:

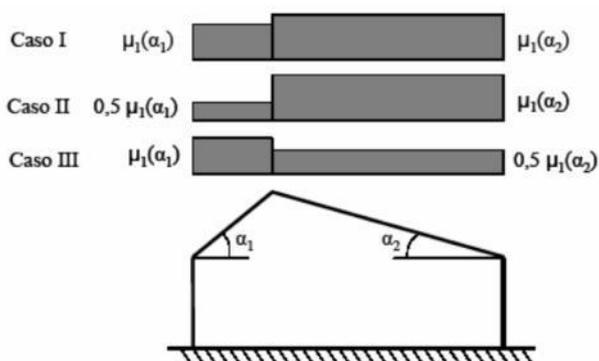


Figura 7-7: Condizioni di carico per coperture a due falde

7.2.3.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso in esame si assume il seguente coefficiente di esposizione:

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

7.2.3.4 Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Nel caso in esame si assume un $C_t=1$.

In questa fase di progettazione preliminare, l'azione della neve non è stata considerata poiché risulta trascurabile rispetto al carico accidentale dei containers.

7.2.4 Azione della temperatura

7.2.4.1 Temperatura di esercizio della struttura

Località: Trieste (TS) - as = 2 m.s.l.m.m. → Zona I



Figura 7-8: Zone per azione della temperatura



Temperatura minima di esercizio:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot \frac{a_s}{1000} = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temperatura massima di esercizio:

$$T_{max} = +42 - 6 \cdot \frac{a_s}{1000} = +42 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Le temperature massime e minime dell'aria (T_{max} , T_{min}) sono state determinate in accordo all'annesso Nazionale.

$$T_{max} = 42^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = -15^\circ\text{C}$$



Mappa della massima temperatura dell'aria

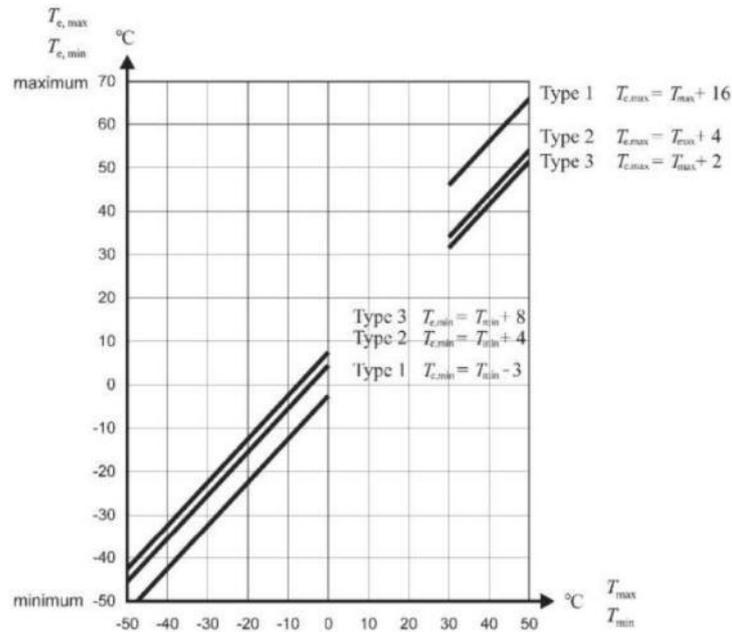


Mappa della minima temperatura dell'aria

La massima e minima temperatura dell'impalcato ($T_{e,max}$, $T_{e,min}$) è calcolata attraverso le seguenti tabelle (figura 6.1 of UNI EN 1991-1-5, §6.1.3), dove Type 3 è il valore considerato per l'impalcato in calcestruzzo in esame:

$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = 44^\circ\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -7^\circ\text{C}$$



La temperatura di riferimento per variazione termica è riportata nell'annesso Nazionale ed è pari a $T_0 = 15^\circ\text{C}$.

La massima variazione termica in contrazione è calcolata come segue:

$$\Delta T_{\text{con}} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-7) = \mathbf{22^\circ\text{C}}$$

La massima variazione termica in espansione è calcolata come segue:

$$\Delta T_{\text{exp}} = T_{e,max} - T_0 = 44 - 15 = \mathbf{29^\circ\text{C}}$$

Coefficienti di combinazione: $\psi_{0j} = 0.6$ $\psi_{1j} = 0.5$ $\psi_{2j} = 0.0$

7.2.5 Carichi variabili - Sovraccarichi

I sovraccarichi richiesti dal progetto dovuto al peso dei containers stoccati viene assunto come categoria E di tabella 3.1.II delle NTC 2018.

Categoria ambiente: Aree per immagazzinamento per uso commerciale ed uso industriale



Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Nel calcolo dell'azione inerziale dovuta al sisma quota parte dei carichi variabili partecipa alla massa totale della struttura, questo viene tenuto in conto tramite il coefficiente ψ_{2j} riportato nel prospetto seguente:



Tab. 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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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



7.2.6 Effetti di viscosità e ritiro

Gli effetti della viscosità e del ritiro del calcestruzzo armato sono descritti di seguito:

CREEP AND SHRINKAGE ACCORDING TO EC2 - UNI EN1992-1-1:2005									
Chapter 3.1.4 and Appendix B									
Shrinkage									
age of concrete at the moment considered	t =	72000	days	2400	months	200	years		
age of concrete at the beginning of shrinkage	ts =	0	days						
age of concrete at loading	t0 =	28	days						
relative humidity (40% < RH < 99% = inside water)	RH =	80%							
type of concrete (S,N,R,RS)	type =	N							
concrete cubic compressive strength	Rck =	45	N/mm ²						
concrete cylinder compressive strength	fck =	35	N/mm ²						
class of concrete		C35/45							
section area	A =	0.3	m ²						
exposed perimeter	u =	1	m						
drying shrinkage									
average compressive strength at 28 days	fcm =	43	N/mm ²						
notional size of cross section	h0 =	0.6	m	600	mm				
kh	kh =	0.7	Table 3.3						
duration of shrinkage	t - ts =	72000							
coefficient βds	βds (t,ts) =	0.992	Equation 3.10						
coefficient ads1, depending on the type of cement	ads1 =	4							
coefficient ads2, depending on the type of cement	ads2 =	0.12							
fcm0	fcm0 =	10	N/mm ²						
coefficient βRH, depending on relative humidity	βRH =	0.7564	Equation B.12						
nominal unrestrained drying shrinkage	εcd0 =	0.00025	Equation B.11						
drying shrinkage at time t	εcd(t) =	0.00018	Equation 3.9						
autogenous shrinkage									
coefficient depending on concrete strength	εca(∞) =	0.00006	Equation 3.12						
coefficient depending on time	βas (t) =	1	Equation 3.13						
autogenous shrinkage at time t	εca(t) =	0.00006	Equation 3.11						
total shrinkage									
total shrinkage at time t	εcs(t) =	0.00024							

Creep

coefficient depending on the relative humidity	$\phi_{RH} =$	1.197	Equation B.3 a/b
coefficient depending on concrete strength	$\alpha_1 =$	0.866	Equation B.8 c
coefficient depending on concrete strength	$\alpha_2 =$	0.960	Equation B.8 c
factor to allow for the effect of concrete strength	$\beta(f_{cm}) =$	2.562	Equation B.4
factor to allow for the effect of concrete age at loading	$\beta(t_0) =$	0.488	Equation B.5
notional creep coefficient	$\phi_0 =$	1.498	Equation B.2
coefficient to describe the development of creep with time	$\beta_c(t, t_0) =$	0.994	Equation B.7
coefficient depending on concrete strength	$\alpha_3 =$	0.902	
coefficient depending on relative humidity	$\beta_H =$	1353.29	Equation B.8 a/b
creep coefficient	$\phi(t, t_0) =$	1.490	Equation B.1
concrete elastic modulus at 28 days	$E_{cm} =$	34077	N/mm ²
tangent modulus	$E_c =$	35781	N/mm ²
adjusted elastic modulus for creep effects	$E_{c,eff} =$	14372	N/mm ²

Thermal deformation equivalent to shrinkage

coefficient of thermal deformation	$\lambda =$	0.00001	1/°C
shrinkage deformation	$\epsilon_{cs} =$	0.00024	
reinforcement ratio	$\rho =$	0.01	
total deformation adjusted for creep and reinforcement	$\epsilon_{tot} =$	0.00020	
equivalent thermal variation	$\Delta T =$	20	°C

Il ritiro è assunto come una variazione termica uniforme equivalente pari a **-20°C** (contrazione).

7.2.7 Combinazioni di carico

7.2.7.1 SLU – Stati Limite Ultimi

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

$\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 209 di 346</p>
---	---	------------------------

$$\gamma_p = 1.0$$

$$\gamma_q = 1.5 \quad \text{per accidentali, neve, vento}$$

7.2.7.2 SLE – Stati Limite di Esercizio

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{21} \cdot Q_{21} + \psi_{22} \cdot Q_{22} \dots \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

7.2.7.3 Combinazioni sismiche

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

ψ_{2i} in funzione del tipo di azione variabile si considera

7.2.7.4 Combinazioni eccezionale

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{per le azioni accidentali}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 210 di 346</p>
---	---	------------------------

- P_k valore caratteristico della forza di precompressione
- Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i -esima
- ψ_{2i} in funzione del tipo di azione variabile si considera
- A_d azione accidentale di riferimento

Si riporta la tabella estesa contenente i coefficienti ψ previsti per le varie azioni e da utilizzare per le combinazioni di carico:

Tab. 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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

7.3 Modello di calcolo ad elementi finiti – modello FEM

Il modello di calcolo globale agli elementi finiti è stato creato mediante il software commerciale "Straus7", distribuito in Italia dalla HSH di Padova (PD);

La verifica degli elementi in C.A.P. viene effettuata mediante software commerciale "PresFLE +", distribuito in Italia dalla Concrete s.r.l. di Padova (PD);

VcaSlu del professor Pietro Gelfi (software freeware) per il calcolo e la verifica delle sezioni in c.a. ordinario;

Profili_v6 del professor Pietro Gelfi (software freeware) per il calcolo e la verifica delle bullonature.



7.3.1 Descrizione del modello FEM

Il modello FEM del corner E è stato sviluppato a partire dalle tavole CAD di progetto preliminare considerando le geometrie degli elementi e relative sezioni. Gli elementi utilizzati nella modellazione sono:

- Elementi "beam" per modellazione di pali e travi di impalcato;
- Elementi "plate" per modellazione della soletta di impalcato;
- Elementi "connection" per modellazione lineare dei dispositivi di isolamento sismico.

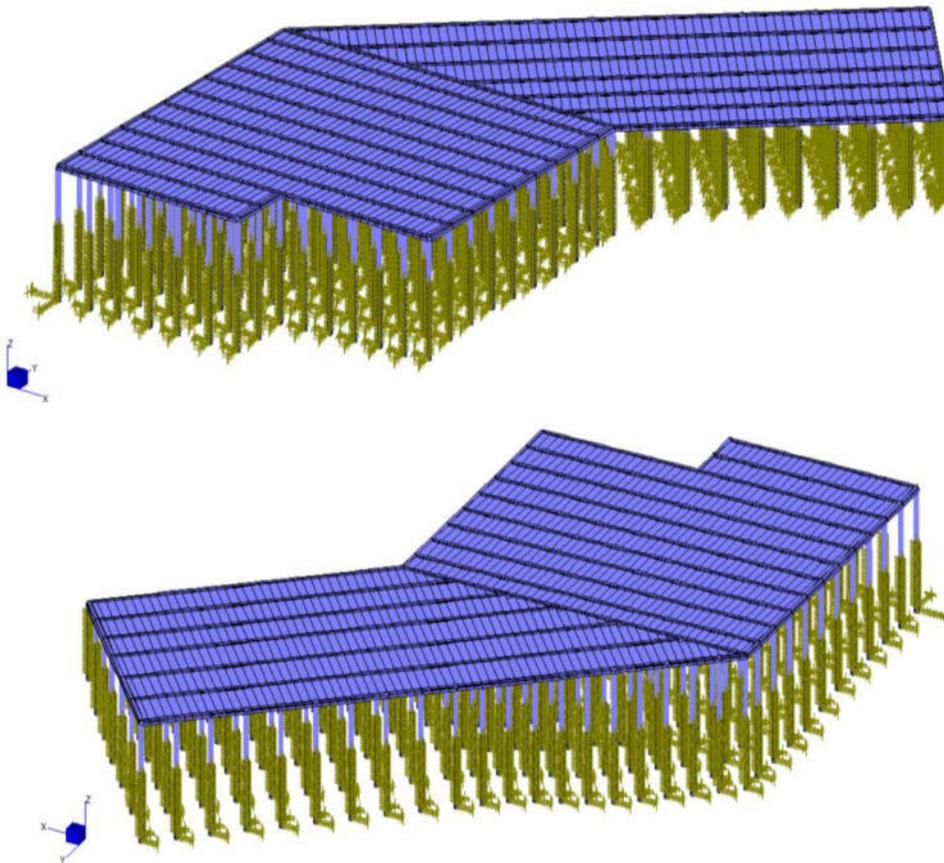


Figura 7-9: Vista tridimensionale del modello FEM Globale

7.3.2 Carichi

7.3.2.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi è determinato in maniera automatica dal software di calcolo tenendo conto delle dimensioni dei vari elementi e della densità del materiale:

$$\gamma_{\text{concrete}} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$



$$\gamma_{\text{steel}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

7.3.2.2 Carichi permanenti strutturali - lastre PAC

Le lastre di impalcato tipo PAC sono state modellate solamente in termini di rigidità e settando la massa dell'elemento uguale a 0. La massa è stata inserita come massa non strutturale.

Lastre impalcato tipo PAC:

$$g_1 = 13.50 \text{ kN/m}^2$$

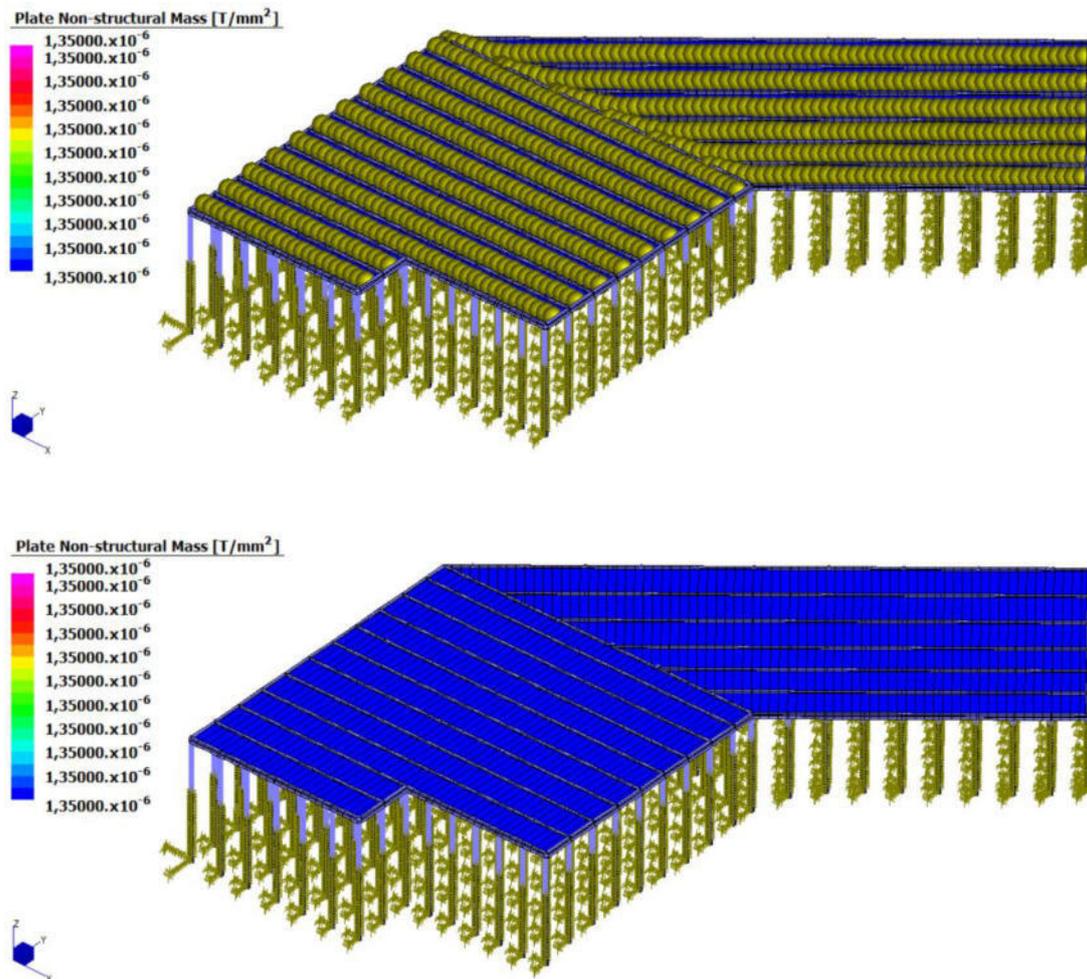
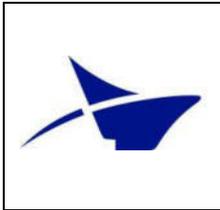


Figura 7-10: Carico permanente delle lastre PAC

7.3.2.3 Carichi permanenti non strutturali

Il carico permanente portato dovuto alla pavimentazione dipende dal tipo di pacchetto considerato. L'impalcato prevede una zona più ampia con un pacchetto di pavimentazione tipo a, una fascia di banchina pari a 20 metri di larghezza con pacchetto pavimentazione tipo b. Infine in



corrispondenza dell'area di stazione di altra tensione dove è presente un pacchetto di pavimentazione tipo 0. I carichi per I diversi tipi di pacchetto di pavimentazione sono riportati di seguito:

- Configurazione 0: il carico permanente portato risulta: $g_2 = 32.00 \text{ kN/m}^2$
- Configurazione a: il carico permanente portato risulta: $g_2 = 21.00 \text{ kN/m}^2$
- Configurazione b: il carico permanente portato risulta: $g_2 = 12.00 \text{ kN/m}^2$

7.3.2.3.1 Configurazione 0

La configurazione 0 prevede uno spessore totale della pavimentazione uguale a 160 cm, si riporta al solo scopo illustrativo un esempio di pavimentazione in configurazione 0:

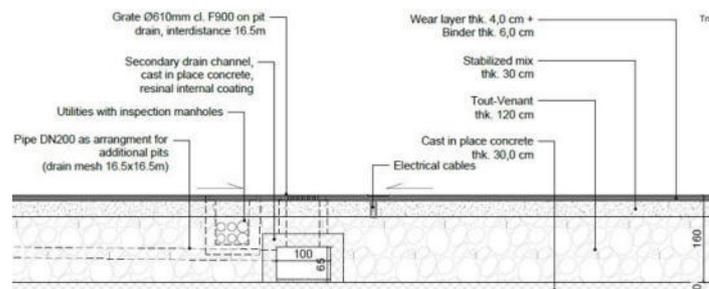


Figura 7-11: Configurazione 0

7.3.2.3.2 Configurazione a

La configurazione a prevede un sistema di pavimentazione di 80 cm e 80 cm di sistema igloo, si riporta al solo scopo illustrativo un esempio di pavimentazione in configurazione a:

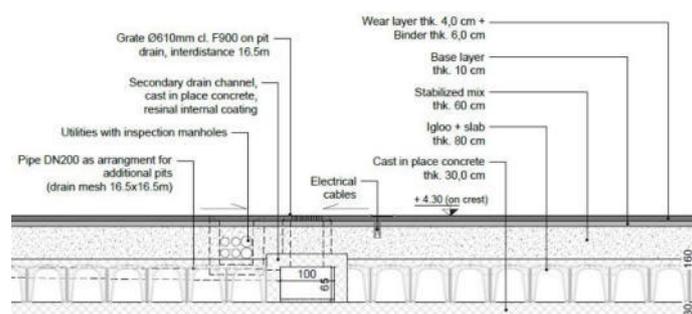


Figura 7-12: Configurazione a

7.3.2.3.3 Configurazione b

La configurazione b prevede uno spessore totale di pavimentazione pari a 60 cm si riporta di seguito un esempio illustrativo:

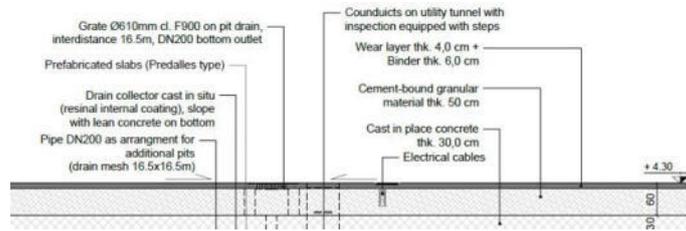


Figura 7-13: Configurazione b

Si riporta la disposizione del carico dovuto alla pavimentazione nelle diverse configurazioni previste in progetto:

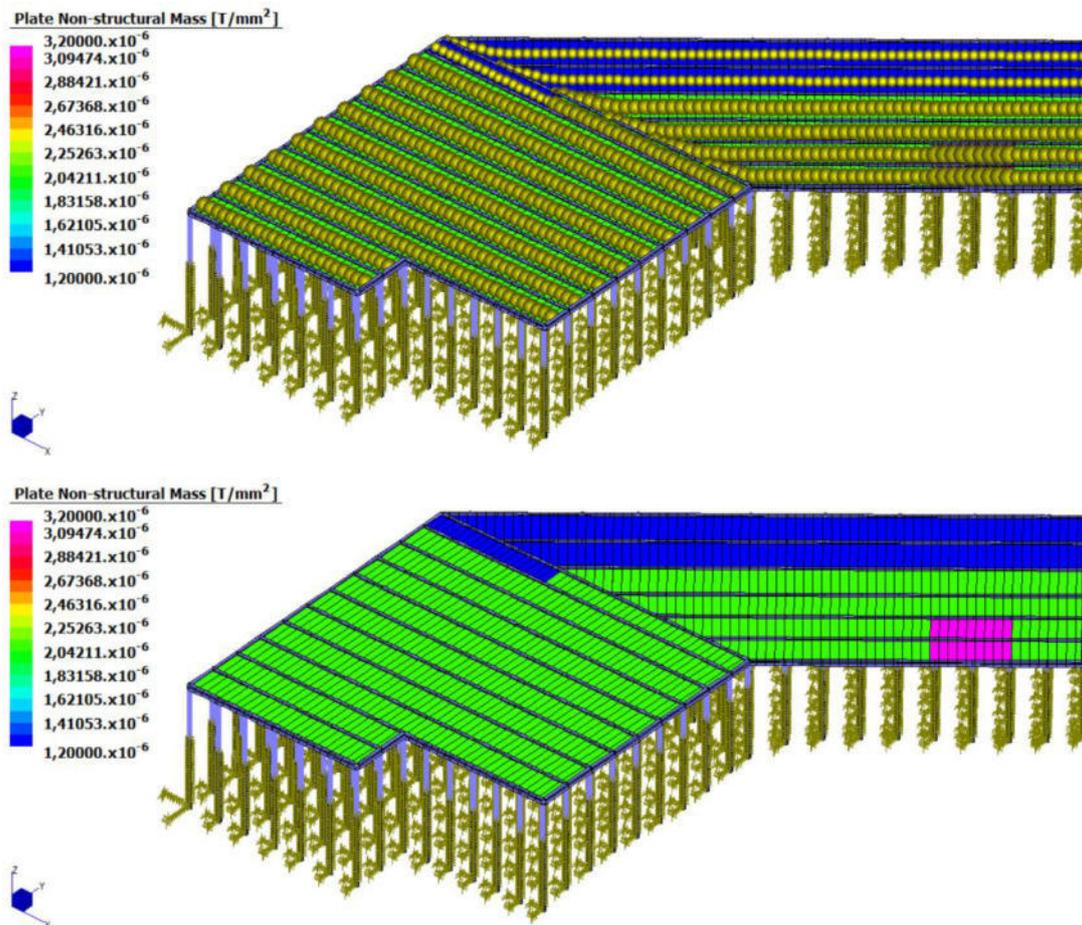


Figura 7-14: Carico permanente dovuto alla pavimentazione

7.3.2.4 Sovraccario accidentale Q1

Per il dimensionamento del Corner E si è assunto un sovraccario accidentale distribuito di 60 kN/m².



Combination factor ("Cat. E: storage area, commercial and industrial use"):

$$\psi_{0j} = 1.0 \quad \psi_{1j} = 0.9 \quad \psi_{2j} = 0.8$$

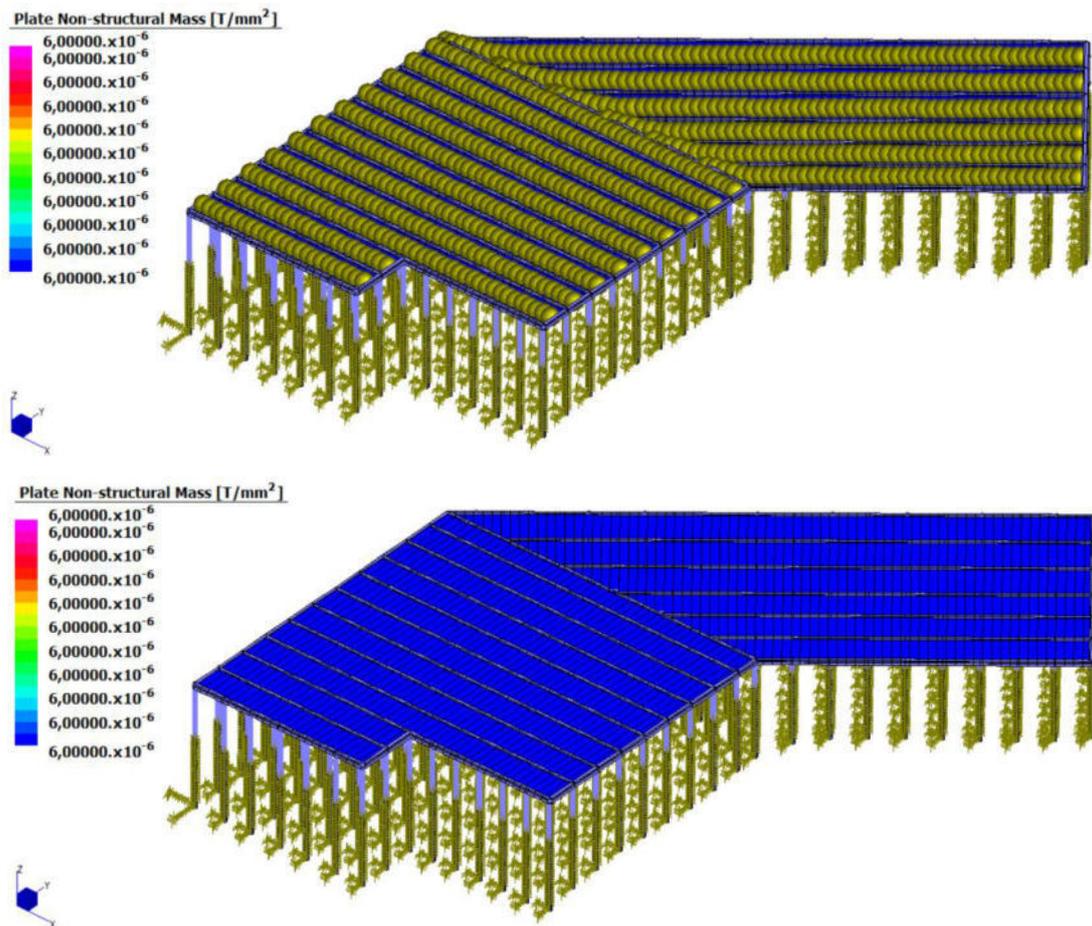


Figura 7-15: Carico permanente dovuto al sovraccarico accidentale dei containers

7.3.2.5 Carico dovuto ai trasformatori della stazione ad alta tensione

Il carico dovuto ai due trasformatori della stazione ad alta tensione risulta pari a:

P= 50 t per ciascun trasformatore; Il carico agisce su una superficie 4x6 m.

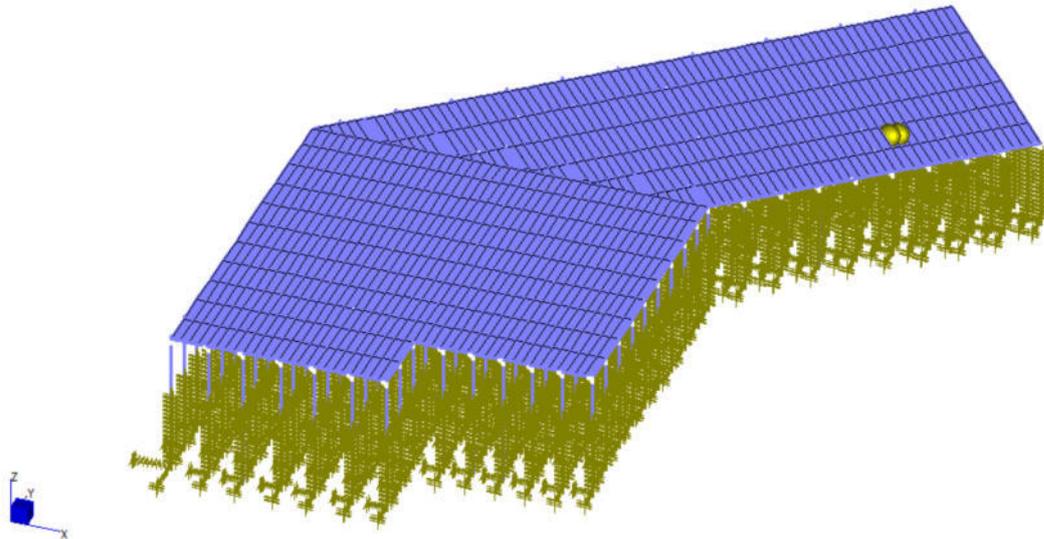


Figura 7-16: Carico permanente dei due trasformatori della stazione ad alta tensione

7.3.2.6 Tiro Bitta Q2

La forza caratteristica per ogni bitta è pari a:

Forza orizzontale concentrata: $Q_k = 1500 \text{ kN}$

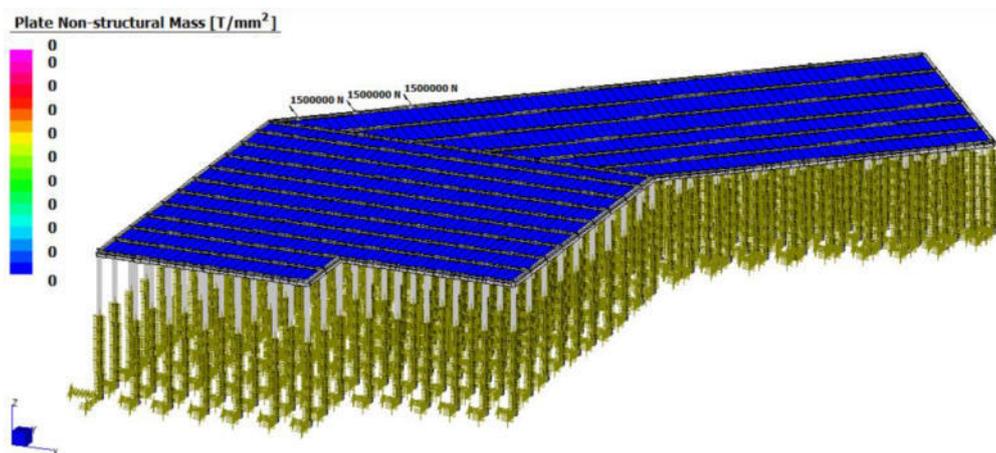


Figura 7-17: Carico Bitta

Combination factor (similar to wind action):

$$\psi_{0j} = 0.6 \quad \psi_{1j} = 0.2 \quad \psi_{2j} = 0.0$$



7.3.2.7 Carico Fender Q3

La forza caratteristica per ogni fender è pari a:

Forza orizzontale concentrata: $Q_k = 1650 \text{ kN}$

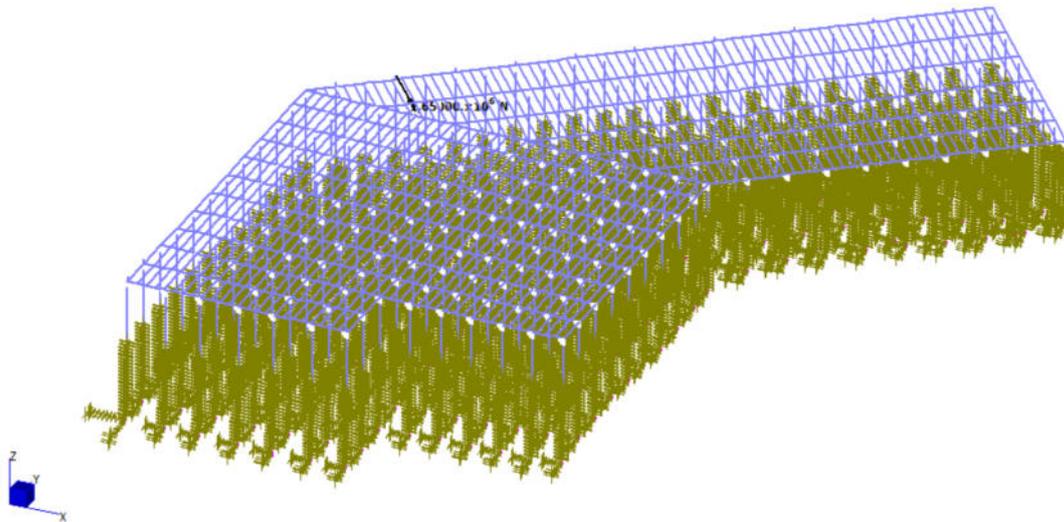


Figura 7-18: Carico Fender

Combination factor:

$$\psi_{0j} = 0.75 \quad \psi_{1j} = 0.75 \quad \psi_{2j} = 0.0$$

7.3.2.8 Temperatura – Q4 - Espansione

Si riporta l'applicazione della temperatura, in espansione, nel modello FEM, l'azione termica è stata applicata in corrispondenza di tutti i nodi dell'implacato.

Temperatura: $+29^\circ\text{C}$

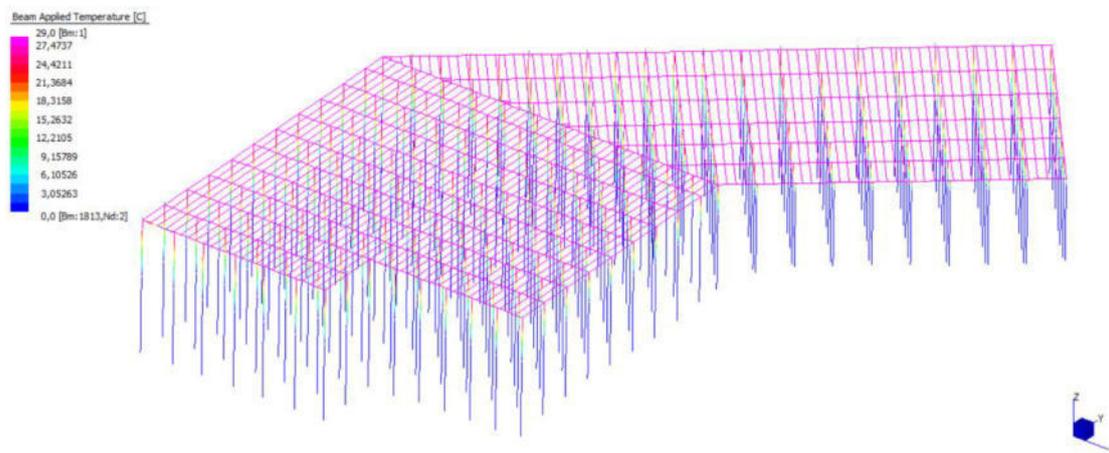


Figura 7-19: Temperatura in espansione



7.3.2.9 Temperatura – Q4 - Contrazione

Si riporta l'applicazione della temperatura, in contrazione, nel modello FEM, l'azione termica è stata applicata in corrispondenza di tutti i nodi dell'implacato.

Temperatura: -22°C

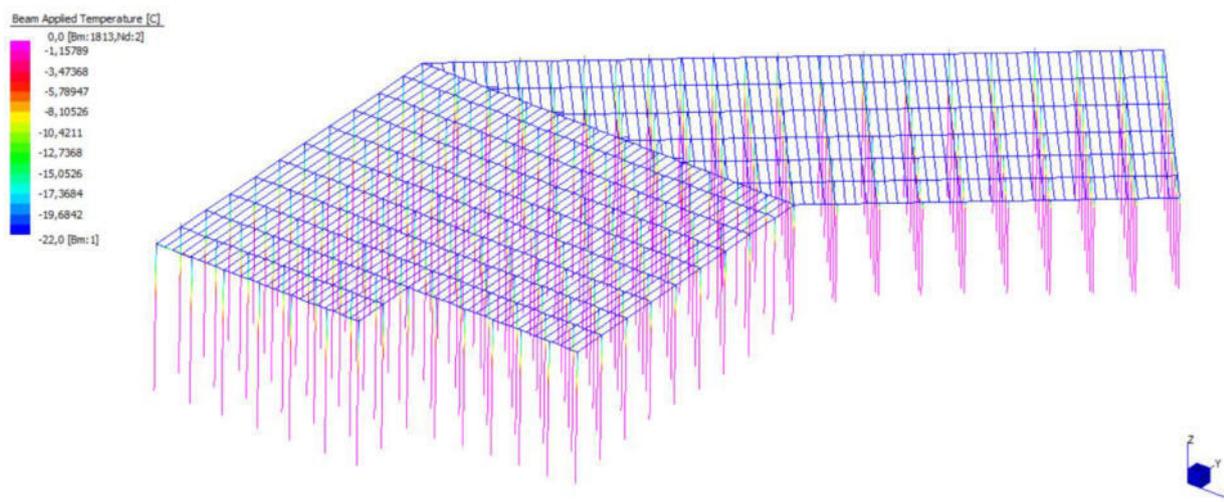
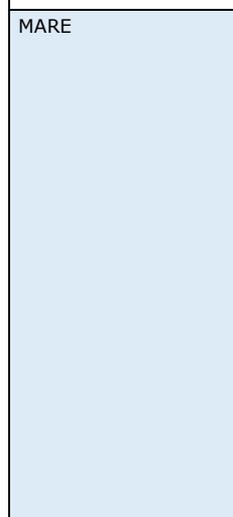


Figura 7-20: Temperatura in contrazione

7.3.3 Rigidezze da assegnare ai pali di fondazione

Si riportano le molle assegnate ai pali di fondazione per la modellazione del terreno:

Depth X	Deflect. y	Bending Moment	Shear Force	Slope S	Total Stress	Bending Stiffness	Soil Res. p	Soil Spr. Es*h
meters	meters	kN-m	kN	radians	kPa*	kN-m ²	kN/m	kN/m
0,00	0,08848	-7,05E-09	200	-0,00548	1,75E-08	1,01E+07	0	0
0,42	0,08616	84,7826	200	-0,00547	210,8371	1,01E+07	0	0
0,85	0,08384	169,5652	200	-0,00547	421,6741	1,01E+07	0	0
1,27	0,08152	254,3478	200	-0,00546	632,5112	1,01E+07	0	0
1,70	0,07921	339,1304	200	-0,00545	843,3482	1,01E+07	0	0
2,12	0,0769	423,913	200	-0,00543	1054	1,01E+07	0	0
2,54	0,07461	508,6957	200	-0,00541	1265	1,01E+07	0	0
2,97	0,07232	593,4783	200	-0,00539	1476	1,01E+07	0	0
3,39	0,07004	678,2609	200	-0,00536	1687	1,01E+07	0	0
3,82	0,06777	763,0435	200	-0,00533	1898	1,01E+07	0	0
4,24	0,06551	847,8261	200	-0,0053	2108	1,01E+07	0	0
4,66	0,06328	932,6087	200	-0,00526	2319	1,01E+07	0	0
5,09	0,06105	1017	200	-0,00522	2530	1,01E+07	0	0
5,51	0,05885	1102	200	-0,00518	2741	1,01E+07	0	0
5,93	0,05666	1187	200	-0,00513	2952	1,01E+07	0	0
6,36	0,0545	1272	200	-0,00508	3163	1,01E+07	0	0
6,78	0,05236	1357	200	-0,00502	3373	1,01E+07	0	0





Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto
Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001

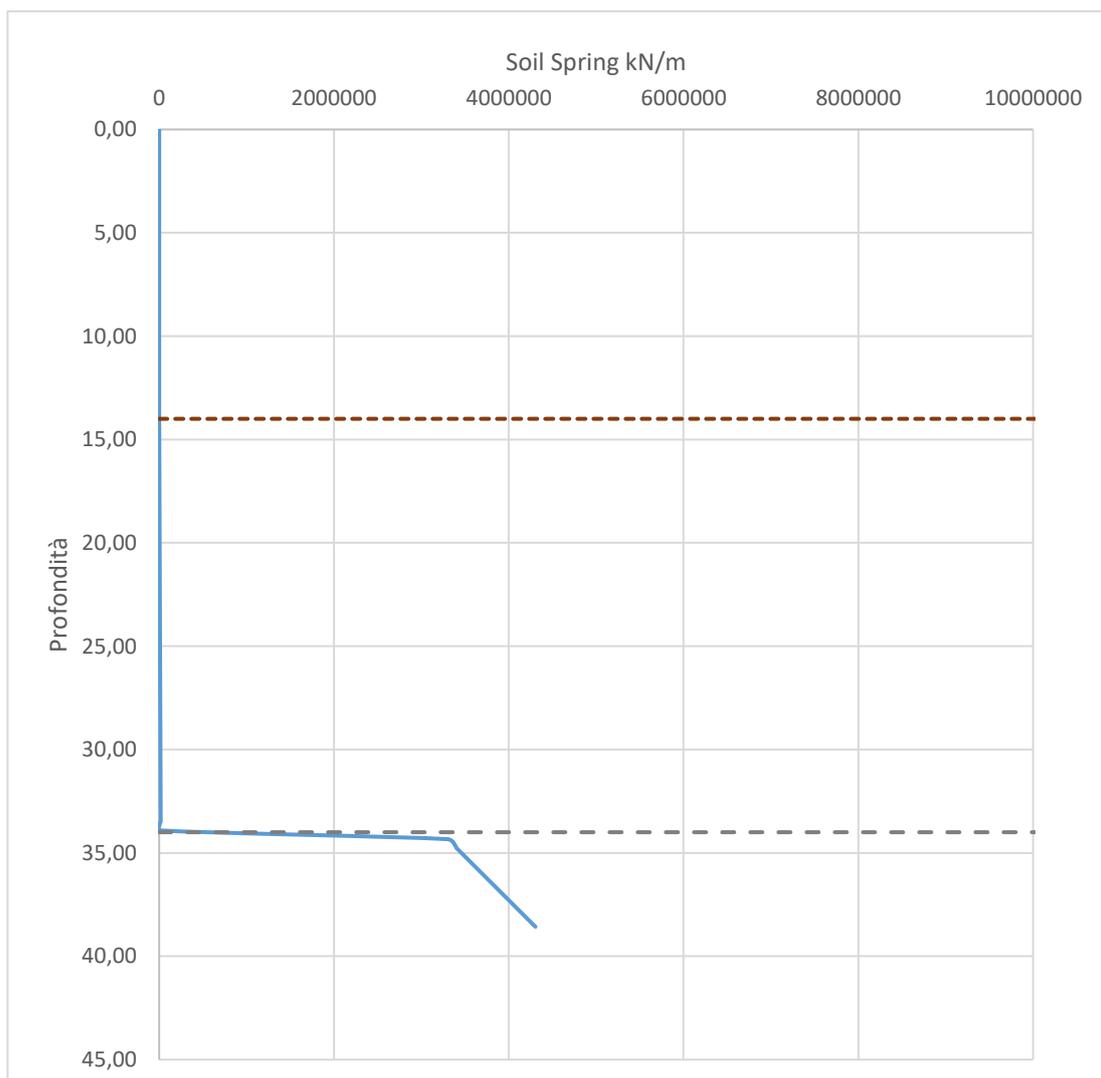
Pag. 219 di 346

Relazione di calcolo delle strutture a mare

7,21	0,05024	1441	200	-0,00496	3584	1,01E+07	0	0	
7,63	0,04815	1526	200	-0,0049	3795	1,01E+07	0	0	
8,05	0,04608	1611	200	-0,00484	4006	1,01E+07	0	0	
8,48	0,04405	1696	200	-0,00477	4217	1,01E+07	0	0	
8,90	0,04204	1780	200	-0,0047	4428	1,01E+07	0	0	
9,33	0,04007	1865	200	-0,00462	4638	1,01E+07	0	0	
9,75	0,03813	1950	200	-0,00454	4849	1,01E+07	0	0	
10,17	0,03622	2035	200	-0,00446	5060	1,01E+07	0	0	
10,60	0,03435	2120	200	-0,00437	5271	1,01E+07	0	0	
11,02	0,03251	2204	200	-0,00428	5482	1,01E+07	0	0	
11,45	0,03072	2289	200	-0,00419	5693	1,01E+07	0	0	
11,87	0,02896	2374	200	-0,00409	5903	1,01E+07	0	0	
12,29	0,02725	2459	200	-0,00399	6114	1,01E+07	0	0	
12,72	0,02558	2543	200	-0,00388	6325	1,01E+07	0	0	
13,14	0,02396	2628	200	-0,00377	6536	1,01E+07	0	0	
13,57	0,02238	2713	200	-0,00366	6747	1,01E+07	0	0	
13,99	0,02085	2798	200	-0,00355	6958	1,01E+07	0	0	
14,41	0,01938	2883	196,4511	-0,00343	7168	1,01E+07	-16,7436	366	A1
14,84	0,01795	2964	186,2009	-0,00331	7372	1,01E+07	-31,6163	747	
15,26	0,01657	3040	170,1781	-0,00318	7561	1,01E+07	-43,9783	1125	
15,68	0,01525	3109	149,3949	-0,00305	7731	1,01E+07	-54,0758	1503	
16,11	0,01398	3167	124,7795	-0,00292	7876	1,01E+07	-62,0584	1882	
16,53	0,01277	3214	97,1961	-0,00279	7994	1,01E+07	-68,0788	2260	
16,96	0,01162	3250	67,4435	-0,00265	8081	1,01E+07	-72,2925	2638	
17,38	0,01052	3272	36,2544	-0,00252	8136	1,01E+07	-74,8561	3016	
17,80	0,00948	3280	4,295	-0,00238	8157	1,01E+07	-75,9268	3395	
18,23	0,0085	3275	-27,835	-0,00224	8145	1,01E+07	-75,6611	3773	
18,65	7,58E-03	3257	-59,6019	-0,00211	8099	1,01E+07	-74,2135	4151	
19,08	6,71E-03	3225	-90,5368	-1,97E-03	8019	1,01E+07	-71,7357	4529	
19,50	5,91E-03	3180	-120,234	-1,84E-03	7908	1,01E+07	-68,3756	4908	
19,92	0,00515	3123	-148,351	-1,71E-03	7766	1,01E+07	-64,2761	5286	
20,35	0,00446	3054	-174,602	-1,58E-03	7595	1,01E+07	-59,5743	5664	
20,77	0,00382	2975	-198,759	-1,45E-03	7398	1,01E+07	-54,401	6042	
21,20	0,00323	2886	-220,65	-1,33E-03	7176	1,01E+07	-48,8796	6420	
21,62	0,00269	2788	-240,152	-1,21E-03	6932	1,01E+07	-43,1258	6799	
22,04	0,0022	2682	-257,187	-1,10E-03	6670	1,01E+07	-37,247	7177	
22,47	0,00176	2570	-271,725	-9,88E-04	6390	1,01E+07	-31,3419	7555	
22,89	1,36E-03	2452	-283,773	-8,83E-04	6097	1,01E+07	-25,5005	7933	
23,32	1,01E-03	2329	-293,376	-7,83E-04	5792	1,01E+07	-19,8036	8312	
23,74	6,99E-04	2203	-300,609	-6,88E-04	5478	1,01E+07	-14,3228	8690	
24,16	4,26E-04	2074	-305,578	-5,99E-04	5158	1,01E+07	-9,1208	9068	
24,59	1,91E-04	1944	-308,412	-5,15E-04	4834	1,01E+07	-4,2512	9446	
25,01	-1,04E-05	1813	-309,262	-4,37E-04	4508	1,01E+07	0,2412	9825	
25,43	-1,79E-04	1682	-308,295	-3,64E-04	4182	1,01E+07	4,3202	10203	
25,86	-3,19E-04	1551	-305,693	-2,96E-04	3858	1,01E+07	7,9577	10581	
26,28	-4,31E-04	1422	-301,646	-2,34E-04	3537	1,01E+07	11,1337	10959	
26,71	-5,17E-04	1296	-296,354	-1,77E-04	3222	1,01E+07	13,8357	11338	
27,13	-5,81E-04	1171	-290,018	-1,26E-04	2913	1,01E+07	16,0584	11716	
27,55	-6,24E-04	1050	-282,841	-7,95E-05	2610	1,01E+07	17,8031	12094	
27,98	-6,48E-04	931,4089	-275,023	-3,81E-05	2316	1,01E+07	19,0778	12472	
28,40	-6,56E-04	816,537	-266,763	-1,60E-06	2031	1,01E+07	19,8961	12851	
28,83	-6,50E-04	705,2406	-258,248	3,02E-05	1754	1,01E+07	20,2774	13229	
29,25	-6,31E-04	597,588	-249,658	5,74E-05	1486	1,01E+07	20,2461	13607	
29,67	-6,01E-04	493,5736	-241,164	8,02E-05	1227	1,01E+07	19,8318	13985	
30,10	-5,63E-04	393,1232	-232,918	9,87E-05	977,6171	1,01E+07	19,0686	14364	
30,52	-5,17E-04	296,0993	-225,063	1,13E-04	736,3387	1,01E+07	17,9949	14742	



30,95	-4,67E-04	202,3092	-217,719	1,23E-04	503,1018	1,01E+07	16,6533	15120	
31,37	-4,13E-04	111,5118	-210,99	1,30E-04	277,3071	1,01E+07	15,0905	15498	
31,79	-3,57E-04	23,4261	-204,961	1,33E-04	58,256	1,01E+07	13,3572	15877	
32,22	-3,00E-04	-62,2592	-199,69	1,32E-04	154,8259	1,01E+07	11,5079	16255	
32,64	-2,45E-04	-145,8765	-195,216	1,28E-04	362,7652	1,01E+07	9,6009	16633	
33,07	-1,92E-04	-227,7686	-191,55	1,20E-04	566,414	1,01E+07	7,6986	17011	
33,49	-1,43E-04	-308,2772	-188,674	1,09E-04	766,6224	1,01E+07	5,8675	17390	
33,91	-9,97E-05	-387,7314	-186,545	9,42E-05	964,2088	1,01E+07	4,178	17768	
34,34	-6,32E-05	-466,4348	-81,3683	7,63E-05	1160	1,01E+07	492,0395	3300732	FI
34,76	-3,50E-05	-456,7176	82,3813	5,71E-05	1136	1,01E+07	280,5227	3401218	
35,18	-1,48E-05	-396,5898	167,7875	3,92E-05	986,2379	1,01E+07	122,4193	3501704	
35,61	-1,70E-06	-314,463	196,7943	2,44E-05	782,0053	1,01E+07	14,4335	3602190	
36,03	5,86E-06	-229,7424	189,0136	1,30E-05	571,3226	1,01E+07	-51,1421	3702676	
36,46	9,34E-06	-154,2123	160,4106	5,00E-06	383,4945	1,01E+07	-83,8055	3803162	
36,88	1,01E-05	-93,7421	122,9401	-1,75E-07	233,1176	1,01E+07	-92,9786	3903648	
37,30	9,19E-06	-49,9805	84,8279	-3,18E-06	124,2912	1,01E+07	-86,8326	4004135	
37,73	7,40E-06	-21,8228	51,2281	-4,68E-06	54,2689	1,01E+07	-71,6896	4104621	
38,15	5,23E-06	-6,5479	25,0398	-5,27E-06	16,2834	1,01E+07	-51,8657	4205107	
38,58	2,94E-06	-0,5934	7,7232	-5,42E-06	1,4758	1,01E+07	-29,833	4305593	
39,00	6,35E-07	0	0	-5,43E-06	0	1,01E+07	-6,6047	2203040	





7.3.4 Rigidezze da assegnare a ciascun dispositivo

Il sistema di isolamento è stato modellato mediante "elementi connection" ciascuno con la propria rigidezza in funzione del carico agente sul dispositivo in condizione sismica.

Rigidezze dispositivi			
ID	Axial Force	R	ksi
(-)	(N)	(mm)	(N/mm)
1	-1881329	3600	523
2	-4672202	3600	1298
3	-4012935	3600	1115
4	-4150409	3600	1153
5	-4047608	3600	1124
6	-4648341	3600	1291
7	-1618770	3600	450
8	-3861658	3600	1073
9	-8578917	3600	2383
10	-7700754	3600	2139
11	-7864020	3600	2184
12	-7755253	3600	2154
13	-8496998	3600	2360
14	-3513997	3600	976
15	-3835303	3600	1065
16	-8703265	3600	2418
17	-7738742	3600	2150
18	-7914017	3600	2198
19	-7838147	3600	2177
20	-8264576	3600	2296
21	-5455340	3600	1515
22	-3174995	3600	882



23	-3414634	3600	949
24	-3395280	3600	943
25	-3356048	3600	932
26	-3774802	3600	1049
27	-1499822	3600	417
28	-3766625	3600	1046
29	-8631611	3600	2398
30	-7649998	3600	2125
31	-7830385	3600	2175
32	-7760796	3600	2156
33	-8037573	3600	2233
34	-6799021	3600	1889
35	-6365358	3600	1768
36	-6476149	3600	1799
37	-6480666	3600	1800
38	-6419471	3600	1783
39	-7027900	3600	1952
40	-3099495	3600	861
41	-3789357	3600	1053
42	-8678915	3600	2411
43	-7696803	3600	2138
44	-7877419	3600	2188
45	-7811935	3600	2170
46	-8069602	3600	2242
47	-6876891	3600	1910
48	-6490074	3600	1803
49	-6571527	3600	1825
50	-6575154	3600	1826
51	-6476745	3600	1799



52	-7193674	3600	1998
53	-3073995	3600	854
54	-3798924	3600	1055
55	-8692625	3600	2415
56	-7698708	3600	2139
57	-7877425	3600	2188
58	-7816391	3600	2171
59	-8061563	3600	2239
60	-6866969	3600	1907
61	-6461003	3600	1795
62	-6541258	3600	1817
63	-6548024	3600	1819
64	-6451959	3600	1792
65	-7182404	3600	1995
66	-3049922	3600	847
67	-3798505	3600	1055
68	-8660454	3600	2406
69	-7714044	3600	2143
70	-7873147	3600	2187
71	-7816113	3600	2171
72	-8065568	3600	2240
73	-6870736	3600	1909
74	-6461532	3600	1795
75	-6563309	3600	1823
76	-6536558	3600	1816
77	-6465658	3600	1796
78	-7201709	3600	2000
79	-3040355	3600	845
80	-3790054	3600	1053



81	-8672844	3600	2409
82	-7709330	3600	2141
83	-7867924	3600	2186
84	-7816116	3600	2171
85	-8061696	3600	2239
86	-6857705	3600	1905
87	-6476614	3600	1799
88	-6542456	3600	1817
89	-6546950	3600	1819
90	-6465391	3600	1796
91	-7174529	3600	1993
92	-3057299	3600	849
93	-3808879	3600	1058
94	-8671332	3600	2409
95	-7721960	3600	2145
96	-7876368	3600	2188
97	-7823371	3600	2173
98	-8068249	3600	2241
99	-6869821	3600	1908
100	-6457165	3600	1794
101	-6554757	3600	1821
102	-6531339	3600	1814
103	-6489108	3600	1803
104	-7137914	3600	1983
105	-3062900	3600	851
106	-3840575	3600	1067
107	-8613959	3600	2393
108	-7720676	3600	2145
109	-7862769	3600	2184



110	-7824971	3600	2174
111	-8067900	3600	2241
112	-6882355	3600	1912
113	-6475963	3600	1799
114	-6569764	3600	1825
115	-6560540	3600	1822
116	-6524662	3600	1812
117	-7155928	3600	1988
118	-3099933	3600	861
119	-3407164	3600	946
120	-7318248	3600	2033
121	-6605723	3600	1835
122	-6634649	3600	1843
123	-6718435	3600	1866
124	-7073215	3600	1965
125	-6071224	3600	1686
126	-5610263	3600	1558
127	-5708161	3600	1586
128	-5626547	3600	1563
129	-5605316	3600	1557
130	-6034541	3600	1676
131	-2615955	3600	727
132	-1535004	3600	426
133	-5044560	3600	1401
134	-6290424	3600	1747
135	-4913925	3600	1365
136	-6410384	3600	1781
137	-5422413	3600	1506
138	-6431795	3600	1787



139	-4309602	3600	1197
140	-6271950	3600	1742
141	-4677832	3600	1299
142	-6639853	3600	1844
143	-5572578	3600	1548
144	-4564266	3600	1268
145	-2438804	3600	677
146	-3228312	3600	897
147	-3630425	3600	1008
148	-3608740	3600	1002
149	-3607398	3600	1002
150	-3613198	3600	1004
151	-3605458	3600	1002
152	-3604946	3600	1001
153	-3621381	3600	1006
154	-3440792	3600	956
155	-4246195	3600	1179
156	-4912935	3600	1365
157	-4771867	3600	1326
158	-4796980	3600	1332
159	-4793124	3600	1331
160	-4789917	3600	1331
161	-4811155	3600	1336
162	-4682605	3600	1301
163	-5402835	3600	1501
164	-2065873	3600	574
165	-5622129	3600	1562
166	-6546346	3600	1818
167	-6931848	3600	1926



168	-6894932	3600	1915
169	-6923064	3600	1923
170	-6917419	3600	1922
171	-6944737	3600	1929
172	-6646611	3600	1846
173	-8119187	3600	2255
174	-9382714	3600	2606
175	-9143288	3600	2540
176	-9184377	3600	2551
177	-9179644	3600	2550
178	-9176305	3600	2549
179	-9206658	3600	2557
180	-9027527	3600	2508
181	-10094939	3600	2804
182	-4274494	3600	1187
183	-5909327	3600	1641
184	-6921600	3600	1923
185	-7324405	3600	2035
186	-7304602	3600	2029
187	-7285153	3600	2024
188	-7010530	3600	1947
189	-8596598	3600	2388
190	-9903917	3600	2751
191	-9669954	3600	2686
192	-9696949	3600	2694
193	-9691063	3600	2692
194	-9687056	3600	2691
195	-9704707	3600	2696
196	-9547340	3600	2652



197	-10675788	3600	2965
198	-4433201	3600	1231
199	-5987463	3600	1663
200	-6997244	3600	1944
201	-7085678	3600	1968
202	-6658945	3600	1850
203	-8228123	3600	2286
204	-9499810	3600	2639
205	-9250438	3600	2570
206	-9332630	3600	2592
207	-9287686	3600	2580
208	-9302655	3600	2584
209	-9349507	3600	2597
210	-9150922	3600	2542
211	-10291657	3600	2859
212	-4203910	3600	1168
213	-6601815	3600	1834
214	-6356104	3600	1766
215	-7645125	3600	2124
216	-8712976	3600	2420
217	-8539046	3600	2372
218	-8559150	3600	2378
219	-8507737	3600	2363
220	-9089789	3600	2525
221	-9439301	3600	2622
222	-8584304	3600	2385
223	-9462213	3600	2628
224	-3854372	3600	1071
225	-8591011	3600	2386



226	-8413953	3600	2337
227	-8462323	3600	2351
228	-8463421	3600	2351
229	-8377167	3600	2327
230	-9284838	3600	2579
231	-9814040	3600	2726
232	-8769020	3600	2436
233	-9285119	3600	2579
234	-3890814	3600	1081
235	-4524910	3600	1257
236	-4436115	3600	1232
237	-4457492	3600	1238
238	-4428375	3600	1230
239	-4748028	3600	1319
240	-5029157	3600	1397
241	-4579049	3600	1272
242	-5051358	3600	1403
243	-1880742	3600	522

Si considera un dispositivo che permetta di arrivare a periodi di vibrazione all'incirca intorno a $T=4.0$ s e con massimo spostamento pari a 300 mm in condizione SLC con smorzamento viscoso dei dispositivi pari a 15%.

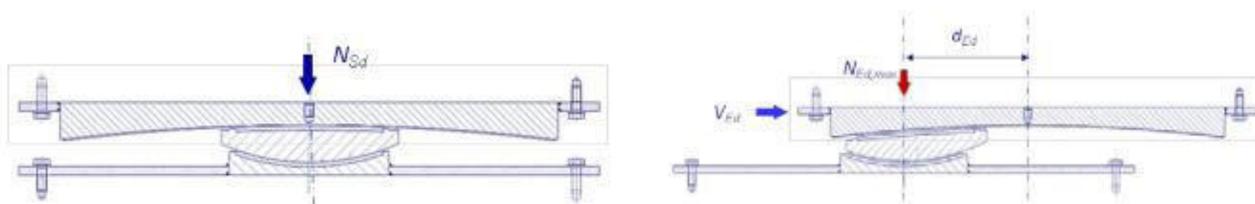


Figura 7-21: Dispositivo a pendolo



PENDULUM PM (Mono)						PENDULUM PD (Duplo)					
Tipo	Carico verticale NSd [kN]	Diametro della piastra mobile (mm)				Tipo	Carico verticale NSd [kN]	Diametro della piastra mobile (mm)			
		dbd = ±100	dbd = ±200	dbd = ±300	dbd = ±400			dbd = ±100	dbd = ±200	dbd = ±300	dbd = ±400
PM-2	2,000	460	660	860	1,060	PD-2	2,000	317	455	593	731
PM-3	3,000	505	705	905	1,105	PD-3	3,000	348	486	624	762
PM-4	4,000	550	750	950	1,150	PD-4	4,000	379	517	655	793
PM-5	5,000	590	790	990	1,190	PD-5	5,000	407	545	683	821
PM-6	6,000	635	835	1,035	1,235	PD-6	6,000	438	576	714	852
PM-7	7,000	690	890	1,090	1,290	PD-7	7,000	476	614	752	890
PM-8	8,000	735	935	1,135	1,335	PD-8	8,000	507	645	783	921
PM-9	9,000	780	980	1,180	1,380	PD-9	9,000	538	676	814	952
PM-10	10,000	825	1,025	1,225	1,425	PD-10	10,000	569	707	845	983
PM-11	11,000	860	1,060	1,260	1,460	PD-11	11,000	593	731	869	1,007
PM-12	12,000	900	1,100	1,300	1,500	PD-12	12,000	621	759	897	1,034
PM-15	15,000	990	1,190	1,390	1,590	PD-15	15,000	683	821	959	1,097
PM-20	20,000	1,125	1,325	1,525	1,725	PD-20	20,000	776	914	1,052	1,190
PM-25	25,000	1,250	1,450	1,650	1,850	PD-25	25,000	862	1,000	1,138	1,276
PM-30	30,000	1,340	1,540	1,740	1,940	PD-30	30,000	924	1,062	1,200	1,338
PM-35	35,000	1,500	1,700	1,900	2,100	PD-35	35,000	1,034	1,172	1,310	1,448
PM-40	40,000	1,650	1,850	2,050	2,250	PD-40	40,000	1,138	1,276	1,414	1,552
PM-45	45,000	1,760	1,960	2,160	2,360	PD-45	45,000	1,214	1,352	1,490	1,628

dbd: massimo spostamento in condizioni sismiche. I valori nella tabella si basano su un raggio di curvatura di m 3,6 negli isolatori Mono, e di m 7,1 per gli isolatori Duplo. Importante! La tabella è intesa solo come riferimento preliminare per la forma dell'isolatore. La forma definitiva e i dettagli tecnici saranno definiti quando tutti i parametri del progetto, come il periodo proprio e le condizioni sismiche, saranno noti e tenuti in considerazione per la forma definitiva.

7.3.5 Risultati analisi delle frequenze

Si riportano i modi principali di vibrazione della struttura comprensiva dei pali di fondazione:

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.4355E-01	7.2786E+04	1.7045E+05	10.580	29.385	0.000
2	2.4901E-01	1.9220E+05	4.7049E+05	61.697	22.258	0.000
3	2.5383E-01	5.1622E+04	1.3130E+05	11.678	32.312	0.000
4	1.6813E+00	6.9321E+01	7.7357E+03	0.008	0.017	0.000
5	1.6816E+00	6.3817E+01	7.1243E+03	0.012	0.019	0.000
6	1.6855E+00	8.0693E+02	9.0502E+04	0.048	0.004	0.000
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				84.023	83.995	0.000
MODE PARTICIPATION FOR ROTATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-RX (%)	PF-RY (%)	PF-RZ (%)
1	2.4355E-01	7.2786E+04	1.7045E+05	0.000	0.000	28.219
2	2.4901E-01	1.9220E+05	4.7049E+05	0.000	0.000	22.990
3	2.5383E-01	5.1622E+04	1.3130E+05	0.000	0.000	32.772
4	1.6813E+00	6.9321E+01	7.7357E+03	0.000	0.000	0.000
5	1.6816E+00	6.3817E+01	7.1243E+03	0.000	0.000	0.026
6	1.6855E+00	8.0693E+02	9.0502E+04	0.000	0.000	0.050
TOTAL ROTATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				0.000	0.000	84.057

Figura 7-22: Modi di vibrare della struttura e masse partecipanti

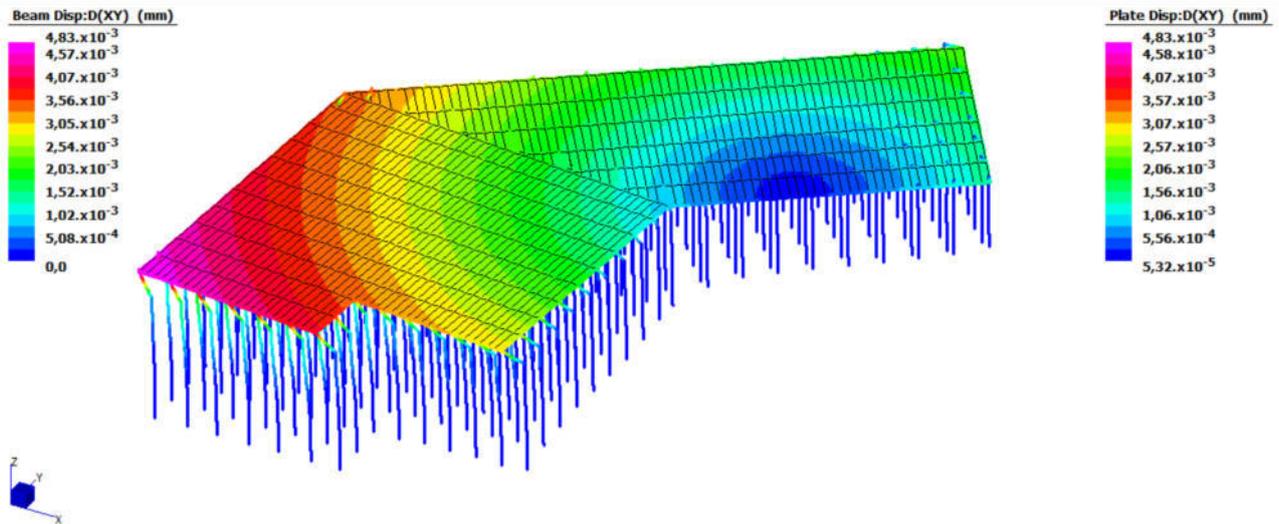


Figura 7-23: 1st mode, T1 = 4.10 s

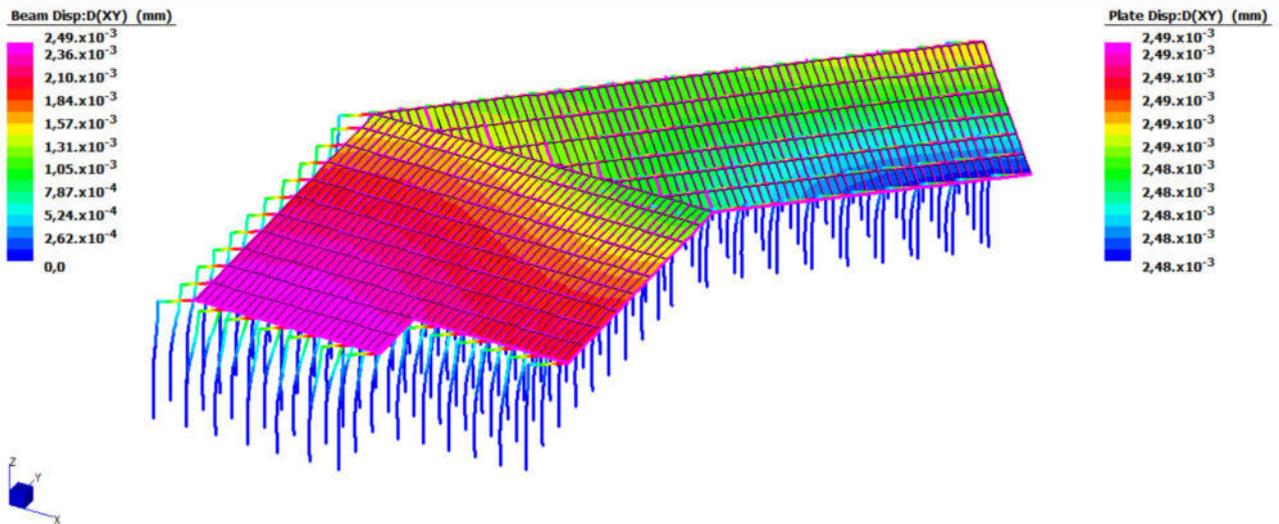


Figura 7-24: 2nd mode, T2 = 4.01 s

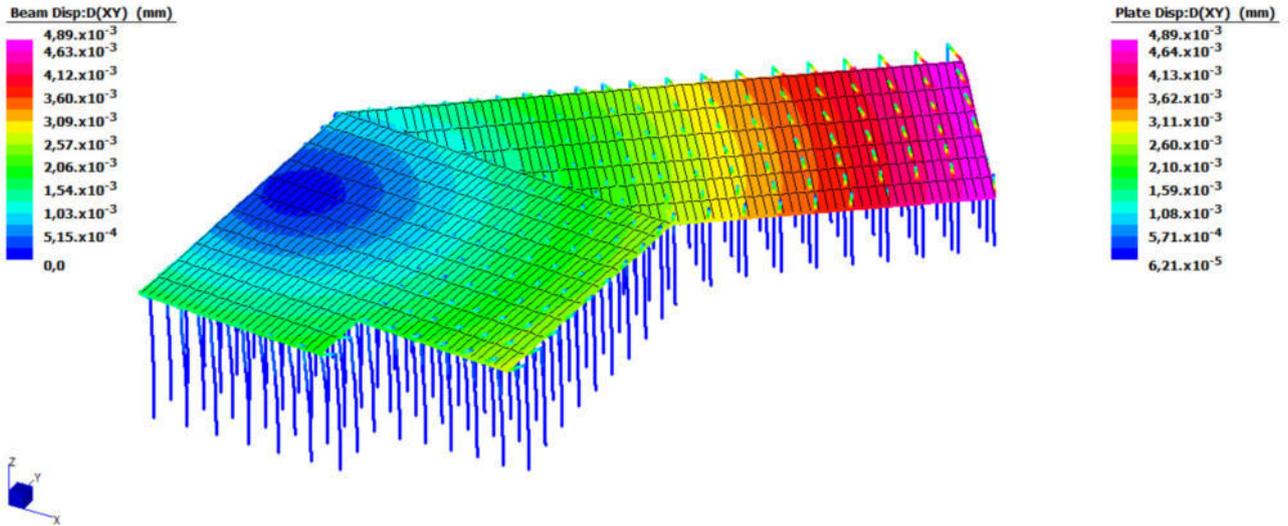


Figura 7-25: 3rd mode, $T_3 = 3.94$ s

7.3.6 Risultati analisi statica - PDS

Azioni verticali SLU – Travi di impalcato a T

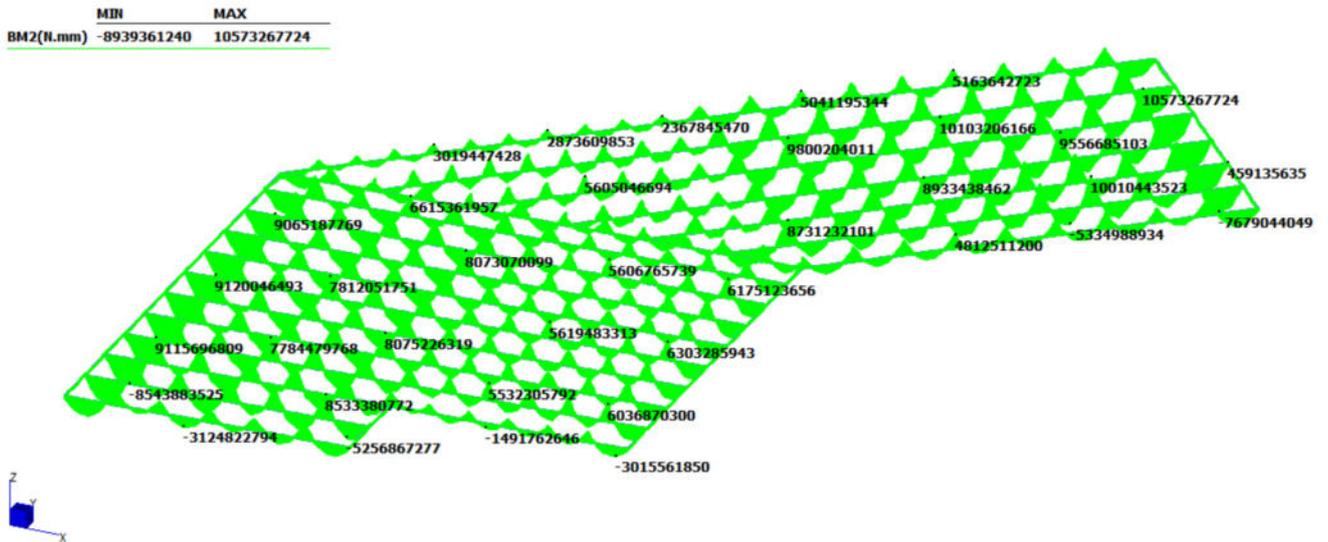


Figura 7-26: Diagramma momento flettente travi a T



	MIN	MAX
SF2(N)	-10073386	8737948

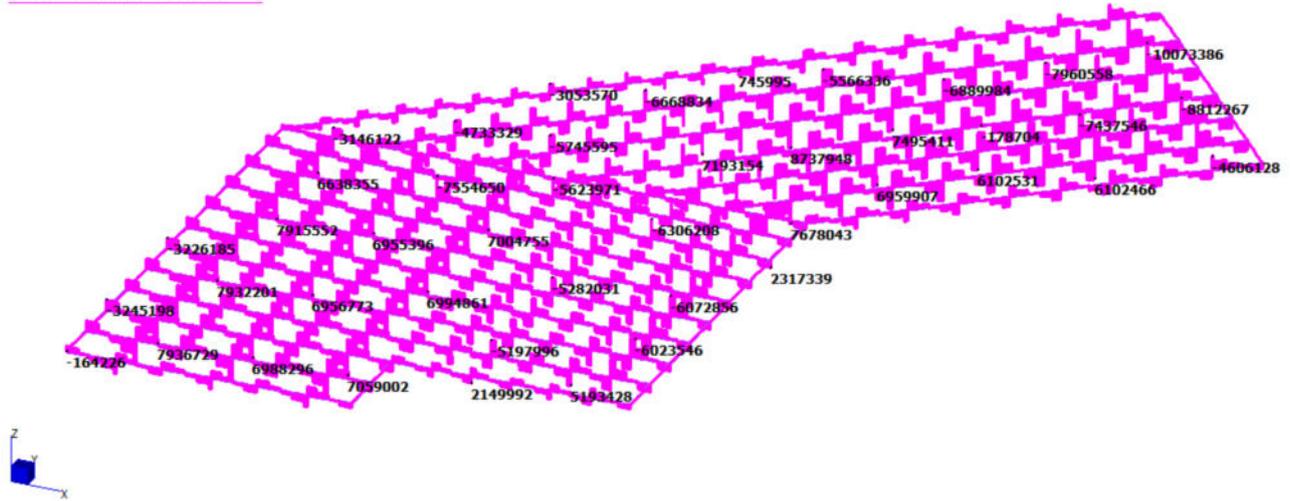


Figura 7-27: Diagramma sforzo di taglio travi a T

Azioni SLU – Lastre Impalcato

	MIN	MAX
BM1(N.mm)	-1000517278	779754126

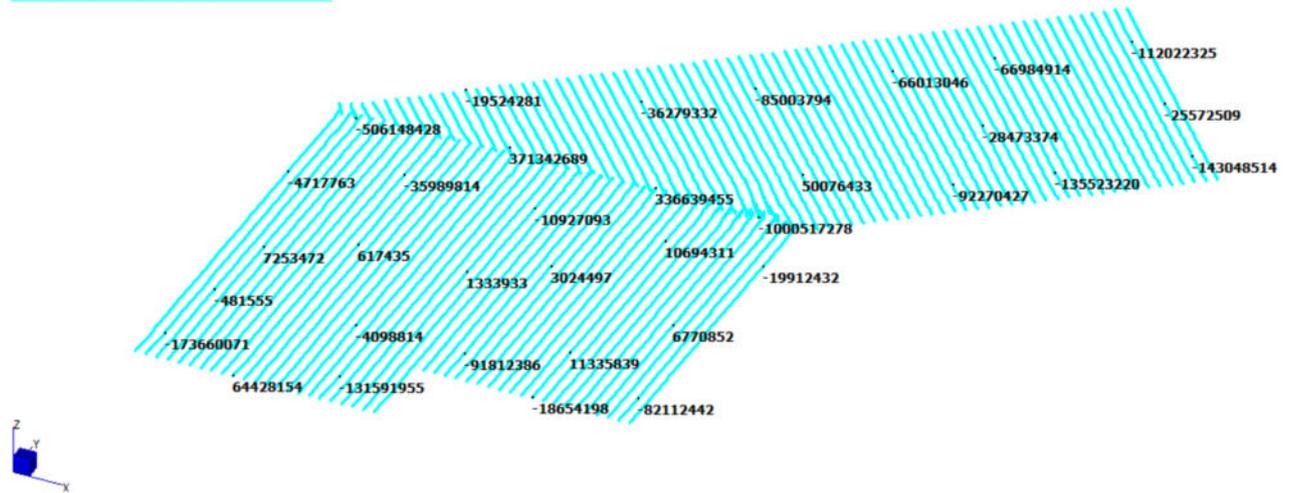


Figura 7-28: Diagramma momento flettente lastre PAC



	MIN	MAX
SF1(N)	-735192	462317

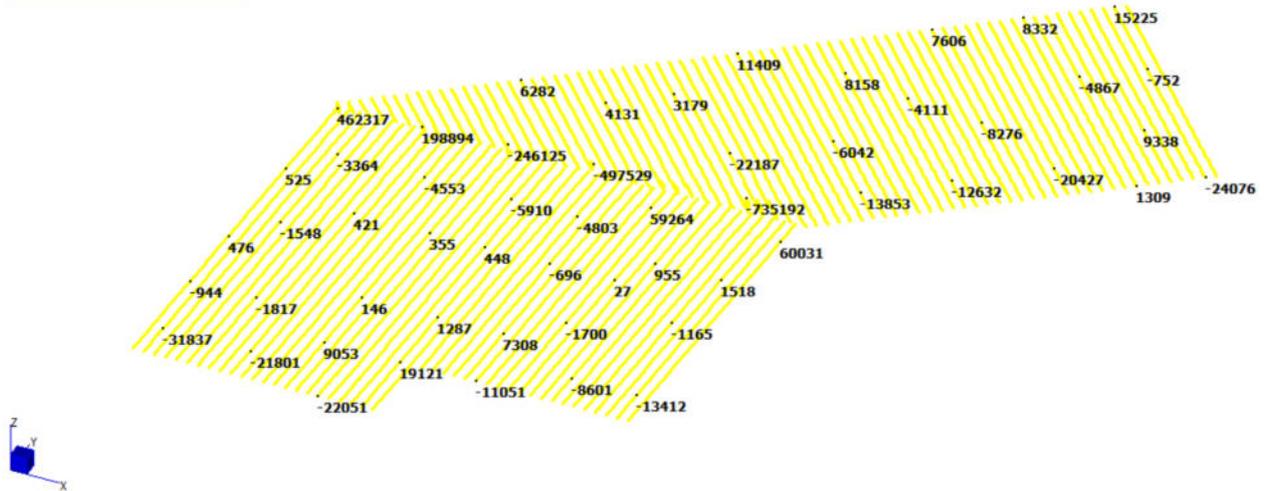


Figura 7-29: Diagramma sforzo di taglio lastre PAC

Azione assiale pali – SLU – Statica

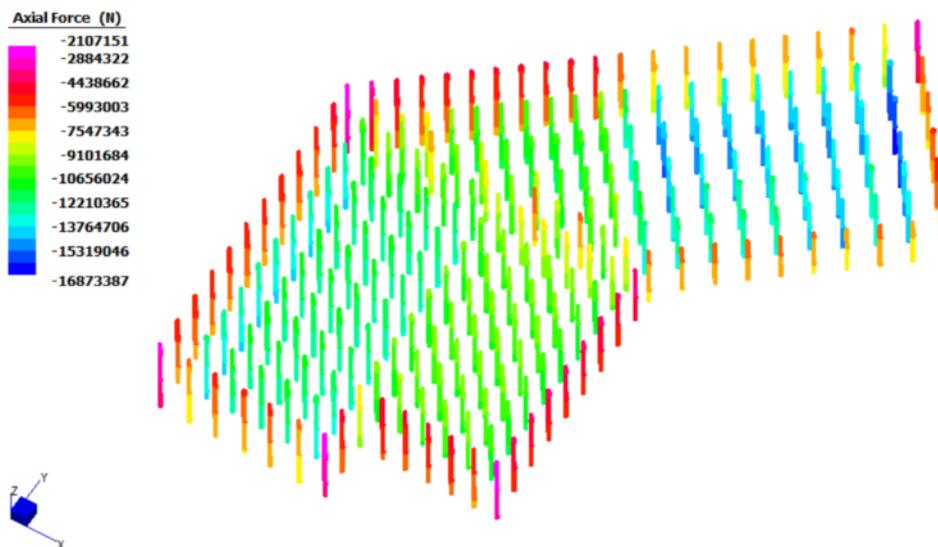
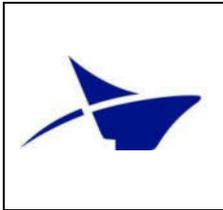


Figura 7-30: Sforzo normale pali di fondazione – SLU Statica



7.3.7 Risultati analisi sismica – PDS – Pali di fondazione

Azione assiale pali – SLV – Sismica

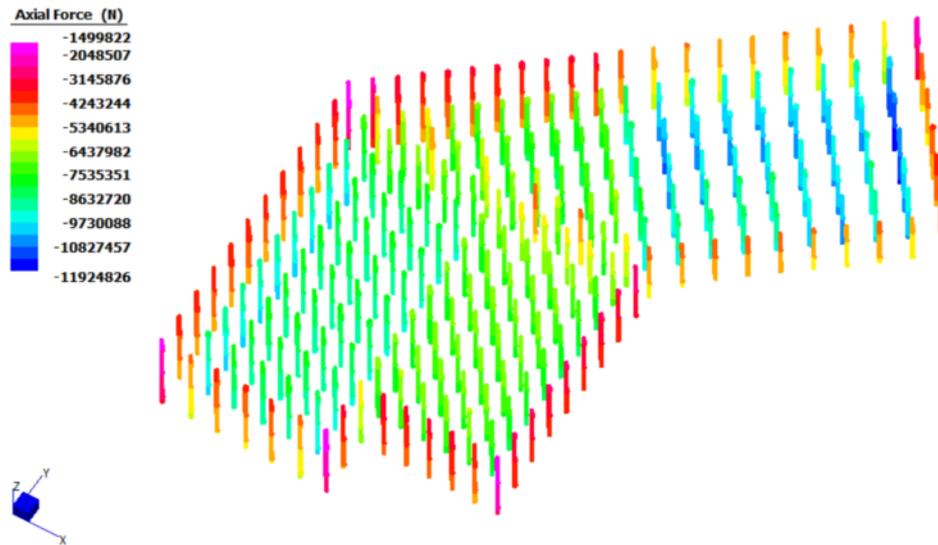


Figura 7-31: Sforzo normale pali di fondazione – SLV Sismica

Azioni Orizzontali SLV – Pali di fondazione

Involuppo combinazioni sismiche – Taglio in direzione 1

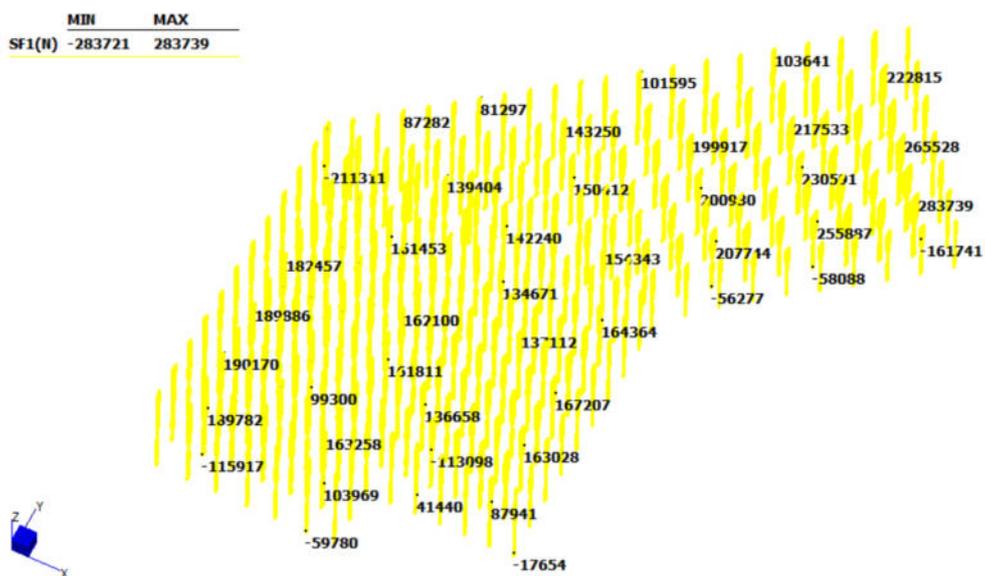


Figura 7-32: Sforzo di taglio in direzione 1 pali di fondazione – Involuppo sismico



Inviluppo combinazioni sismiche – Taglio in direzione 2

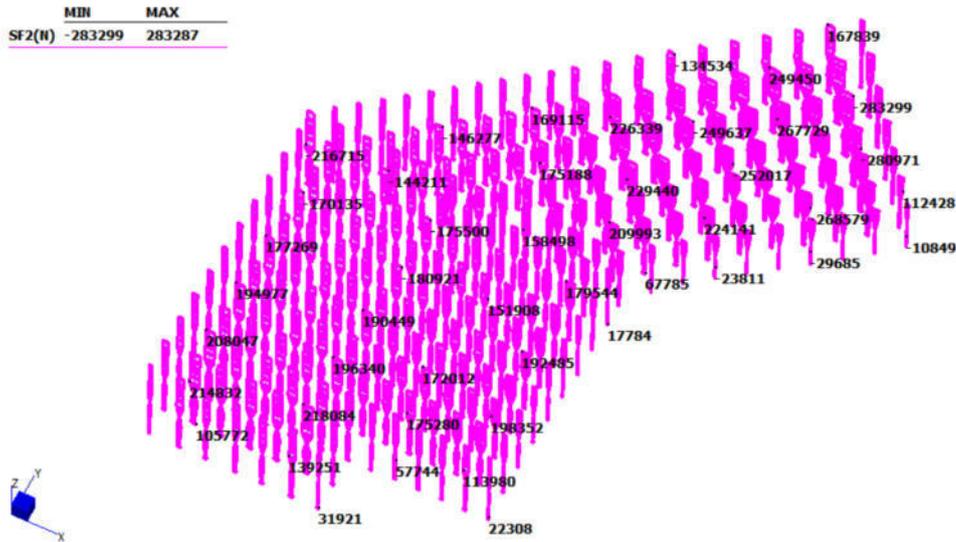


Figura 7-33: Sforzo di taglio in direzione 2 pali di fondazione – Inviluppo sismico

Inviluppo combinazioni sismiche – Momento in direzione 1

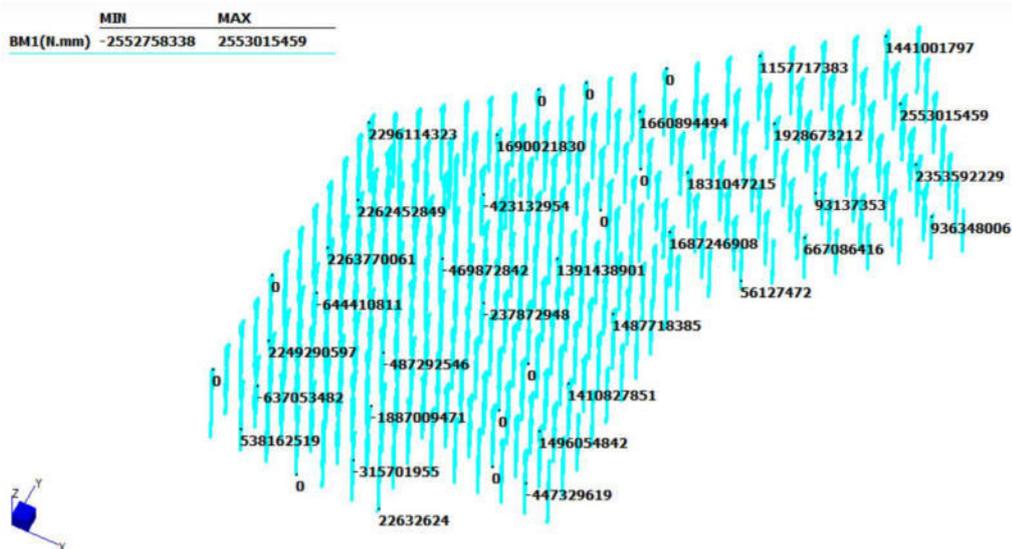


Figura 7-34: Momento flettente in direzione 1 pali di fondazione – Inviluppo sismico



Inviluppo combinazioni sismiche – Momento in direzione 2

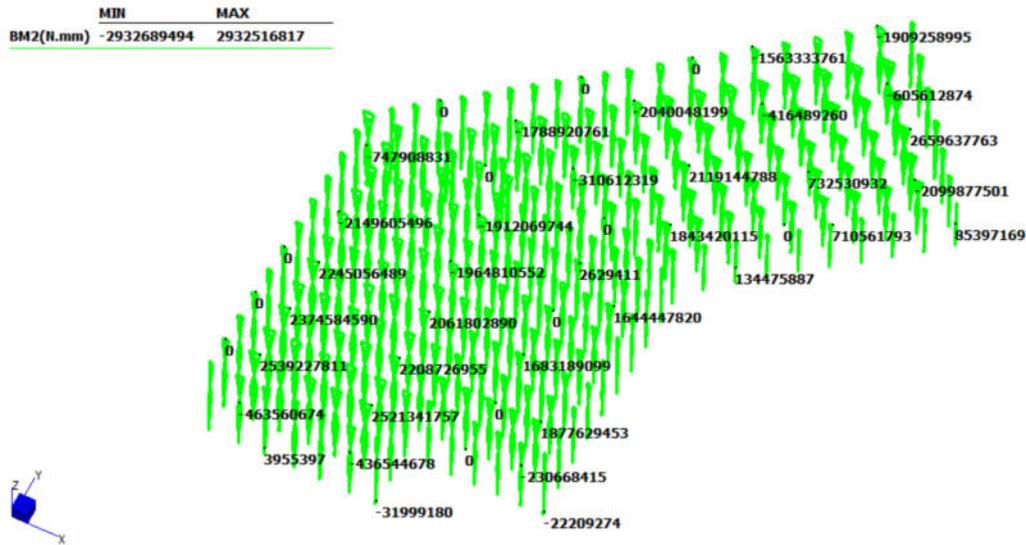


Figura 7-35: Momento flettente in direzione 2 pali di fondazione – Inviluppo sismico

Taglio massimo di progetto:

INVILUPPO COMBINAZIONI SISMICHE					
ID	Shear Force 1	Shear Force 2	Ved1_TOT	Ved2_TOT	Ved_TOT
	(N)	(N)	kN	kN	kN
1	5,55E+04	6,15E+04	55	62	83
2	1,17E+05	1,37E+05	117	137	180
3	9,58E+04	1,18E+05	96	118	152
4	9,69E+04	1,25E+05	97	125	158
5	8,89E+04	1,19E+05	89	119	148
6	9,95E+04	1,38E+05	100	138	170
7	3,78E+04	5,35E+04	38	54	66
8	1,04E+05	1,11E+05	104	111	152
9	1,87E+05	2,12E+05	187	212	283
10	1,62E+05	1,92E+05	162	192	251



11	1,60E+05	1,99E+05	160	199	256
12	1,50E+05	1,94E+05	150	194	246
13	1,61E+05	2,16E+05	161	216	269
14	7,43E+04	1,01E+05	74	101	126
15	1,02E+05	1,05E+05	102	105	146
16	1,88E+05	2,05E+05	188	205	278
17	1,61E+05	1,85E+05	161	185	245
18	1,60E+05	1,92E+05	160	192	250
19	1,51E+05	1,89E+05	151	189	242
20	1,56E+05	2,01E+05	156	201	254
21	1,12E+05	1,48E+05	112	148	186
22	6,84E+04	9,14E+04	68	91	114
23	7,64E+04	1,03E+05	76	103	128
24	7,57E+04	1,01E+05	76	101	126
25	7,41E+04	9,79E+04	74	98	123
26	8,73E+04	1,13E+05	87	113	143
27	3,71E+04	4,69E+04	37	47	60
28	1,01E+05	1,01E+05	101	101	143
29	1,87E+05	1,98E+05	187	198	272
30	1,60E+05	1,78E+05	160	178	239
31	1,59E+05	1,85E+05	159	185	243
32	1,51E+05	1,82E+05	151	182	236
33	1,55E+05	1,94E+05	155	194	249
34	1,37E+05	1,75E+05	137	175	222
35	1,33E+05	1,71E+05	133	171	217
36	1,34E+05	1,74E+05	134	174	220
37	1,36E+05	1,76E+05	136	176	223
38	1,35E+05	1,73E+05	135	173	219
39	1,57E+05	1,97E+05	157	197	252



40	7,49E+04	9,17E+04	75	92	118
41	1,02E+05	9,87E+04	102	99	142
42	1,87E+05	1,92E+05	187	192	269
43	1,61E+05	1,73E+05	161	173	236
44	1,59E+05	1,79E+05	159	179	240
45	1,52E+05	1,78E+05	152	178	235
46	1,60E+05	1,93E+05	160	193	251
47	1,42E+05	1,75E+05	142	175	225
48	1,36E+05	1,70E+05	136	170	218
49	1,36E+05	1,71E+05	136	171	218
50	1,37E+05	1,72E+05	137	172	220
51	1,35E+05	1,68E+05	135	168	215
52	1,62E+05	1,98E+05	162	198	256
53	7,42E+04	8,81E+04	74	88	115
54	1,01E+05	9,58E+04	101	96	140
55	1,87E+05	1,87E+05	187	187	265
56	1,61E+05	1,68E+05	161	168	232
57	1,59E+05	1,74E+05	159	174	236
58	1,53E+05	1,74E+05	153	174	232
59	1,60E+05	1,89E+05	160	189	248
60	1,43E+05	1,72E+05	143	172	224
61	1,37E+05	1,66E+05	137	166	215
62	1,36E+05	1,66E+05	136	166	214
63	1,37E+05	1,67E+05	137	167	216
64	1,37E+05	1,65E+05	137	165	214
65	1,65E+05	1,95E+05	165	195	256
66	7,49E+04	8,63E+04	75	86	114
67	9,84E+04	9,06E+04	98	91	134
68	1,80E+05	1,74E+05	180	174	250



69	1,61E+05	1,64E+05	161	164	229
70	1,59E+05	1,70E+05	159	170	233
71	1,53E+05	1,70E+05	153	170	228
72	1,61E+05	1,84E+05	161	184	245
73	1,43E+05	1,68E+05	143	168	220
74	1,37E+05	1,62E+05	137	162	212
75	1,36E+05	1,62E+05	136	162	212
76	1,36E+05	1,62E+05	136	162	211
77	1,38E+05	1,62E+05	138	162	212
78	1,67E+05	1,92E+05	167	192	254
79	7,45E+04	8,36E+04	75	84	112
80	9,53E+04	8,57E+04	95	86	128
81	1,80E+05	1,71E+05	180	171	248
82	1,61E+05	1,60E+05	161	160	227
83	1,59E+05	1,66E+05	159	166	230
84	1,54E+05	1,66E+05	154	166	226
85	1,60E+05	1,79E+05	160	179	240
86	1,42E+05	1,62E+05	142	162	215
87	1,36E+05	1,58E+05	136	158	209
88	1,35E+05	1,57E+05	135	157	207
89	1,36E+05	1,58E+05	136	158	209
90	1,37E+05	1,57E+05	137	157	208
91	1,63E+05	1,84E+05	163	184	246
92	7,44E+04	8,16E+04	74	82	110
93	9,55E+04	8,44E+04	96	84	127
94	1,80E+05	1,67E+05	180	167	245
95	1,61E+05	1,57E+05	161	157	225
96	1,59E+05	1,63E+05	159	163	228
97	1,54E+05	1,63E+05	154	163	224



98	1,60E+05	1,76E+05	160	176	238
99	1,41E+05	1,59E+05	141	159	212
100	1,34E+05	1,52E+05	134	152	203
101	1,34E+05	1,53E+05	134	153	204
102	1,36E+05	1,55E+05	136	155	206
103	1,37E+05	1,55E+05	137	155	207
104	1,60E+05	1,77E+05	160	177	238
105	7,34E+04	7,92E+04	73	79	108
106	9,55E+04	8,34E+04	95	83	127
107	1,79E+05	1,65E+05	179	165	243
108	1,62E+05	1,56E+05	162	156	225
109	1,59E+05	1,61E+05	159	161	227
110	1,54E+05	1,62E+05	154	162	224
111	1,60E+05	1,74E+05	160	174	236
112	1,41E+05	1,57E+05	141	157	211
113	1,34E+05	1,51E+05	134	151	201
114	1,35E+05	1,52E+05	135	152	203
115	1,39E+05	1,56E+05	139	156	209
116	1,41E+05	1,57E+05	141	157	211
117	1,64E+05	1,79E+05	164	179	243
118	7,64E+04	8,13E+04	76	81	112
119	8,92E+04	7,75E+04	89	77	118
120	1,60E+05	1,47E+05	160	147	218
121	1,43E+05	1,37E+05	143	137	198
122	1,41E+05	1,42E+05	141	142	201
123	1,37E+05	1,43E+05	137	143	198
124	1,45E+05	1,57E+05	145	157	214
125	1,27E+05	1,40E+05	127	140	189
126	1,20E+05	1,34E+05	120	134	180



127	1,20E+05	1,35E+05	120	135	180
128	1,23E+05	1,38E+05	123	138	185
129	1,23E+05	1,36E+05	123	136	183
130	1,42E+05	1,55E+05	142	155	210
131	6,21E+04	6,59E+04	62	66	91
132	4,73E+04	4,26E+04	47	43	64
133	1,17E+05	1,07E+05	117	107	158
134	1,40E+05	1,35E+05	140	135	194
135	1,04E+05	1,05E+05	104	105	147
136	1,38E+05	1,45E+05	138	145	200
137	1,11E+05	1,20E+05	111	120	164
138	1,41E+05	1,57E+05	141	157	211
139	8,29E+04	9,30E+04	83	93	125
140	1,40E+05	1,58E+05	140	158	211
141	9,32E+04	1,05E+05	93	105	140
142	1,54E+05	1,71E+05	154	171	230
143	1,23E+05	1,34E+05	123	134	181
144	1,15E+05	1,22E+05	115	122	167
145	6,49E+04	5,85E+04	65	58	87
146	7,97E+04	7,44E+04	80	74	109
147	8,54E+04	8,28E+04	85	83	119
148	8,18E+04	8,22E+04	82	82	116
149	8,01E+04	8,35E+04	80	84	116
150	7,98E+04	8,63E+04	80	86	118
151	7,99E+04	8,94E+04	80	89	120
152	7,96E+04	9,20E+04	80	92	122
153	8,09E+04	9,64E+04	81	96	126
154	7,45E+04	9,14E+04	75	91	118
155	9,01E+04	1,13E+05	90	113	145



156	1,00E+05	1,30E+05	100	130	164
157	9,78E+04	1,29E+05	98	129	162
158	9,93E+04	1,33E+05	99	133	166
159	1,01E+05	1,36E+05	101	136	169
160	1,02E+05	1,39E+05	102	139	172
161	1,06E+05	1,44E+05	106	144	179
162	1,05E+05	1,41E+05	105	141	176
163	1,25E+05	1,66E+05	125	166	208
164	5,55E+04	7,25E+04	56	73	91
165	1,22E+05	1,21E+05	122	121	171
166	1,35E+05	1,38E+05	135	138	193
167	1,36E+05	1,44E+05	136	144	198
168	1,34E+05	1,46E+05	134	146	197
169	1,36E+05	1,53E+05	136	153	204
170	1,38E+05	1,59E+05	138	159	210
171	1,42E+05	1,68E+05	142	168	220
172	1,35E+05	1,62E+05	135	162	211
173	1,61E+05	1,98E+05	161	198	255
174	1,80E+05	2,25E+05	180	225	288
175	1,77E+05	2,24E+05	177	224	286
176	1,81E+05	2,30E+05	181	230	293
177	1,84E+05	2,35E+05	184	235	299
178	1,89E+05	2,40E+05	189	240	305
179	1,96E+05	2,48E+05	196	248	316
180	1,95E+05	2,43E+05	195	243	312
181	2,21E+05	2,72E+05	221	272	350
182	1,14E+05	1,38E+05	114	138	179
183	1,22E+05	1,31E+05	122	131	179
184	1,40E+05	1,54E+05	140	154	209



185	1,45E+05	1,63E+05	145	163	218
186	1,46E+05	1,67E+05	146	167	222
187	1,49E+05	1,74E+05	149	174	229
188	1,46E+05	1,73E+05	146	173	226
189	1,79E+05	2,13E+05	179	213	278
190	1,97E+05	2,38E+05	197	238	309
191	1,99E+05	2,41E+05	199	241	313
192	2,05E+05	2,49E+05	205	249	323
193	2,10E+05	2,53E+05	210	253	329
194	2,17E+05	2,58E+05	217	258	337
195	2,26E+05	2,67E+05	226	267	350
196	2,27E+05	2,63E+05	227	263	347
197	2,46E+05	2,81E+05	246	281	374
198	1,24E+05	1,40E+05	124	140	187
199	1,26E+05	1,41E+05	126	141	189
200	1,43E+05	1,63E+05	143	163	217
201	1,48E+05	1,69E+05	148	169	225
202	1,42E+05	1,64E+05	142	164	217
203	1,77E+05	2,05E+05	177	205	271
204	1,97E+05	2,28E+05	197	228	302
205	2,00E+05	2,31E+05	200	231	306
206	2,16E+05	2,47E+05	216	247	328
207	2,22E+05	2,51E+05	222	251	336
208	2,30E+05	2,56E+05	230	256	345
209	2,41E+05	2,65E+05	241	265	358
210	2,38E+05	2,57E+05	238	257	350
211	2,64E+05	2,80E+05	264	280	385
212	1,26E+05	1,31E+05	126	131	182
213	1,45E+05	1,64E+05	145	164	219



214	1,38E+05	1,55E+05	138	155	208
215	1,67E+05	1,88E+05	167	188	251
216	1,91E+05	2,13E+05	191	213	286
217	1,97E+05	2,17E+05	197	217	293
218	2,08E+05	2,26E+05	208	226	307
219	2,16E+05	2,32E+05	216	232	317
220	2,40E+05	2,53E+05	240	253	348
221	2,55E+05	2,64E+05	255	264	367
222	2,31E+05	2,34E+05	231	234	329
223	2,63E+05	2,61E+05	263	261	370
224	1,22E+05	1,19E+05	122	119	170
225	1,92E+05	2,09E+05	192	209	284
226	1,94E+05	2,09E+05	194	209	285
227	2,07E+05	2,19E+05	207	219	302
228	2,16E+05	2,24E+05	216	224	311
229	2,22E+05	2,26E+05	222	226	317
230	2,56E+05	2,54E+05	256	254	360
231	2,76E+05	2,68E+05	276	268	385
232	2,52E+05	2,40E+05	252	240	348
233	2,83E+05	2,64E+05	283	264	387
234	1,32E+05	1,21E+05	132	121	179
235	1,18E+05	1,22E+05	118	122	169
236	1,21E+05	1,23E+05	121	123	172
237	1,26E+05	1,25E+05	126	125	177
238	1,30E+05	1,25E+05	130	125	181
239	1,45E+05	1,36E+05	145	136	199
240	1,60E+05	1,47E+05	160	147	217
241	1,50E+05	1,35E+05	150	135	202
242	1,75E+05	1,54E+05	175	154	233

243	6,93E+04	5,94E+04	69	59	91
					V _{ed_TOT}
		MIN	37	43	60
		MAX	283	281	387

7.4 Verifiche

7.4.1 Verifica capacità spostamento dispositivo sismico

Si riporta la verifica della capacità di spostamento del dispositivo sismico allo stato limite SLC per la condizione di sisma in direzione X e sisma in direzione Y.

Spostamento in condizione sismica – SLC – sisma in direzione X

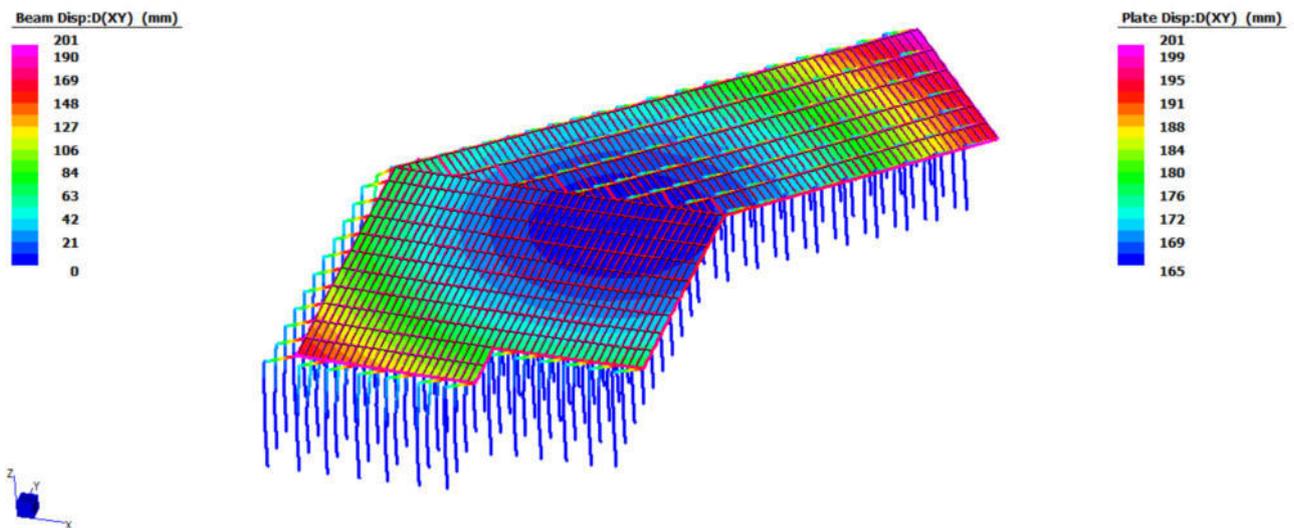


Figura 7-36: Spostamento DXY per sismica SLC in direzione X

Spostamento massimo SLC: $d_{xy,SLC} = 1.2 \cdot d_{max,SLC} = 1.2 \cdot 201 = 241 \text{ mm}$.



Spostamento in condizione sismica – SLC – sisma in direzione Y

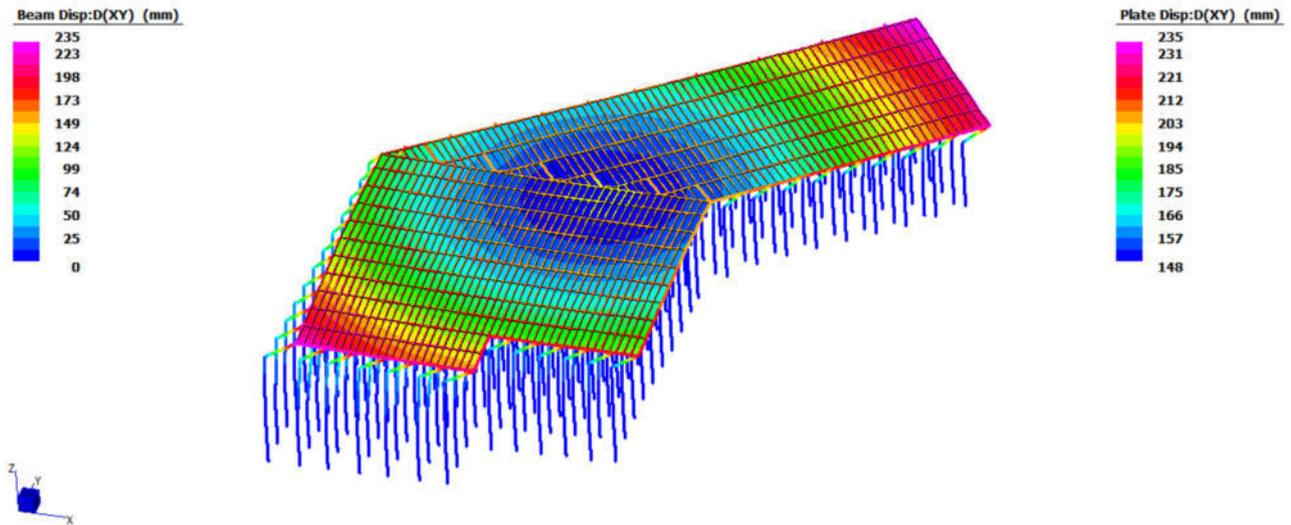


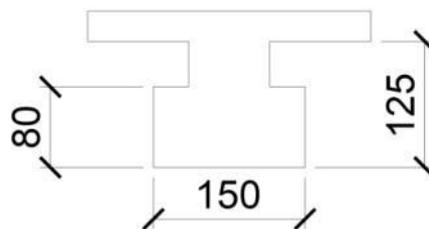
Figura 7-37: Spostamento DXY per sismica SLC in direzione Y

Spostamento massimo SLC: $d_{xy,SLC} = 1.2 \cdot d_{max,SLC} = 1.2 \cdot 235 = 282 \text{ mm}$.

Il dispositivo sismico tipo pendolo scelto, con spostamento massimo ammissibile pari a 300 mm, risulta compatibile con gli spostamenti di progetto richiesti dalla normativa.

7.4.2 Verifica trave a T - Impalcato

Sezione a T rovescia:



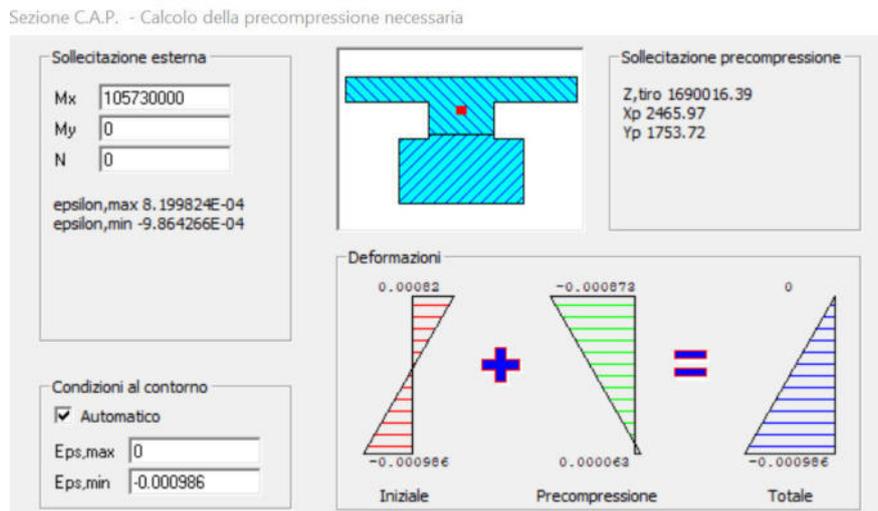
Design forces: $M^+ = 8939 \text{ kNm}$ sezione di campata
 $M^- = -10573 \text{ kNm}$ sezione di appoggio

Verifica nella sezione di appoggio

La forza di tensione richiesta nell'acciaio di pretensione nella fase finale è calcolata di seguito ed è uguale a:



$Z = 16900 \text{ kN}$



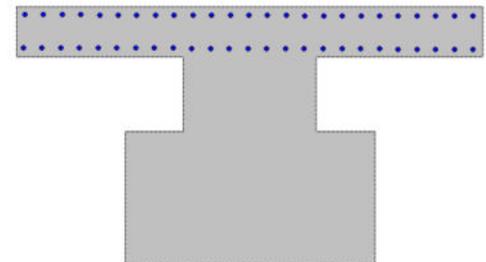
Il numero di trefoli necessari è il seguente:

$$n = Z / (A \cdot \sigma) = 16900 \text{ kN} / (190 \text{ mm}^2 \cdot 1030 \text{ MPa}) = 88$$

dove:

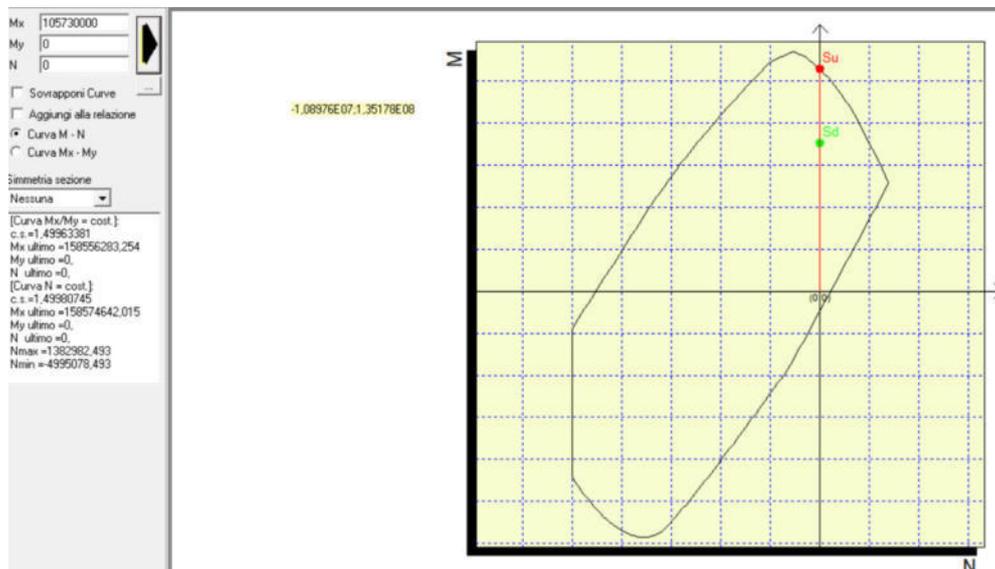
A = sezione del trefolo

σ = forza di trazione dopo la perdita di tensione



Spessore soletta: 30 cm

Barre di armatura lenta soletta: $\phi 30/10$, 2 rows



La verifica della trave a T rovescia risulta soddisfatta.

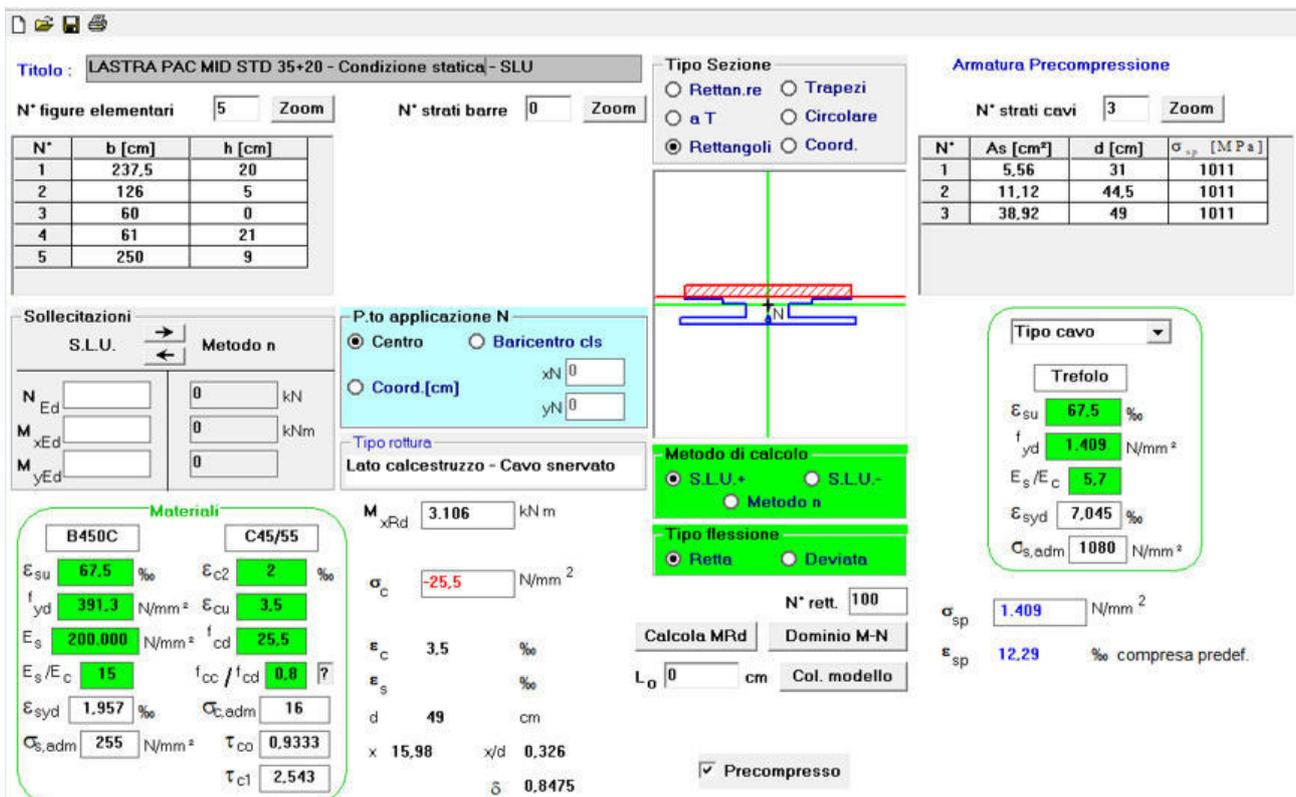
7.4.3 Verifica Lastra PAC - Impalcato

Si riporta la verifica della lastra di impalcato tipo PAC MID STD 35+20 considerando la luce max pari a L=11 m.

Parametri della sollecitazione agenti sulla lastra:

- $M_{Ed} = 1000$ kNm (in campata)
- $M_{Ed} = 780$ kNm (in appoggio)
- $V_{Ed} = 735$ kN

7.4.3.1 Verifica in mezzeria



Titolo: LASTRA PAC MID STD 35+20 - Condizione statica - SLU

N° figure elementari: 5 **Zoom** **N° strati barre:** 0 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	237.5	20
2	126	5
3	60	0
4	61	21
5	250	9

Armatura Precompressione

N° strati cavi: 3 **Zoom**

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	5.56	31	1011
2	11.12	44.5	1011
3	38.92	49	1011

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord [cm] xN yN

Metodo di calcolo

SLU+ SLU- Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviato

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C **C45/55**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 25.5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M_{xRd} 3.106 kNm
 σ_c -25.5 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s ‰
d 49 cm
x 15.98 x/d 0.326
 δ 0.8475

Tipo cavo Trefolo

ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1.409 N/mm²
 E_s/E_c 5.7
 ϵ_{syd} 7.045 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

σ_{sp} 1.409 N/mm²
 ϵ_{sp} 12.29 ‰ compressa predef.

$M_{xRd} = 3106$ kNm > $M_{xEd} = 1000$ kNm



7.4.3.2 Verifica in testata – Sezione non precompressa - 10Ø26/m al negativo

Titolo: LASTRA PAC MID STD 35+20 - Condizione statica - SLU

N° figure elementari: 2 **Zoom** **N° strati barre:** 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	237,5	25
2	250	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	132,73	10

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C45/55

Metodo di calcolo: S.L.U.+ Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

M_{xRd} -2.120 kNm
σ_c -25,5 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 12,16 ‰
d 45 cm
x 10,06 **x/d** 0,2235
δ 0,7194

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

$$M_{xRd} = 2120 \text{ kNm} > M_{xEd} = 780 \text{ kNm}$$

Verifiche allo S.L.U. per taglio alle teste

Altezza utile $d = 490 \text{ mm}$ Base equivalente $b_w = 2375 \text{ mm}$

Armatura a taglio: $8\text{Ø}10/7.5 \text{ cm} + 6\text{Ø}6/15 \text{ cm}$ $A_{sw}/s = 9.50 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$V_{Rcd} = 0.9 \times d \times b_w \times f_{cd} \times \alpha_c \times \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 0.9 \times 490 \times 2375 \times 27.7 \times 0.5 \times 1 \times 1/2 / 1000 = 7253 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times \text{ctg}\theta = 0.9 \times 490 \times 9.50 \times 391 \times 1 / 1000 = 1638 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{Rsd} = 1638 \text{ kN} > V_{Ed} = 735 \text{ kN}$$

Verifiche allo S.L.U. all'appoggio

Si predispongono ad ogni testata di trave $8\text{Ø}24$ $A_s = 3619 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd} = A_s \times f_{yd} = 3619 \times 391 / 1000 = 1415 \text{ kN} > V_{Ed}$$



8 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

8.1 *Modello geotecnico di riferimento*

In riferimento a quanto riportato negli elaborati 1GNR_P_R_C-GEO_1GE_003_02 (Relazione geotecnica) e 6ML8_P_G_C-GEO_1GE_008_07 (sezioni geotecniche), per le verifiche di capacità portante dei pali di fondazione dell'area a mare si assumono i seguenti modelli geotecnici:

Modello geotecnico Molo VIII:

Layer	Layer top (m s.l.m.m.)	Layer bottom (m s.l.m.m.)	Thickness (m)	Soil type	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ (°)	σ (kPa)
1	2.15	0	2.15	No soil - no water				
2	0	-17	17	No soil - water	10.104			
3	-17	-35	18	Cohesive	17	15		
4	-35	-48	13	Cohesive	17	35		
5	-48	-51	3	Incoherent	23		35	
6	-51	-56	5	Rock	23		33	29000

Modello geotecnico Corner E:

Layer	Layer top (m s.l.m.m.)	Layer bottom (m s.l.m.m.)	Thickness (m)	Soil type	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ (°)	σ (kPa)
1	1.03	0	1.03	No soil - no water				
2	0	-16.5	16.5	No soil - water	10.104			
3	-16.5	-30	13.5	Cohesive	17	25		
4	-30	-34	4	Cohesive	17	25		
5	-34	-35	1	Incoherent	23		35	
6	-35	-40	5	Rock	23		33	29000

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 252 di 346</p>
---	---	------------------------

8.2 Criteri di verifica della sicurezza e delle prestazioni NTC 2018

6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6.

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$



Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}



6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio τ_R un coefficiente parziale $\gamma_{c,R}=1,0$ (M1) e $\gamma_{c,R}=1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

8.3 Criteri di verifica opere di fondazione su pali NTC 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica delle fondazioni su pali.

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.



Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso MI della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

- (a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$ ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- (c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad [6.4.5]$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

6.4.3.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento e di possibili riduzioni per effetto di gruppo.

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 258 di 346</p>
---	---	------------------------

8.4 Progettazione per azioni sismiche NTC 2018

3.2.3.3 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} d_g &= 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \\ v_g &= 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \end{aligned} \quad [3.2.12]$$

dove a_g , S , T_C , T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

3.2.4. EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.2.4.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo planimetrico significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno.

Degli effetti sopra indicati deve tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti possono essere trascurati quando il sistema fondazione-terreno sia sufficientemente rigido da rendere minimi gli spostamenti relativi. Negli edifici ciò avviene, ad esempio, quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe.

Qualora l'opera sia suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo di caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.2.4.2 SPOSTAMENTO ASSOLUTO E RELATIVO DEL TERRENO

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione [3.2.12].

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [3.2.13]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono rispettivamente gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza x (in m) si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}} \right] \quad [3.2.14]$$

dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s e d_{ij0} è dato dall'espressione

$$d_{ij0} = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}| \quad [3.2.15]$$

Per punti che ricadano su sottosuoli differenti a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento relativo è rappresentato da d_{ij0} ; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione [3.2.14], con le espressioni

$$\begin{aligned} d_{ij}(x) &= \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 2,3x \quad \text{per sottosuolo tipo D,} \\ d_{ij}(x) &= \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D.} \end{aligned} \quad [3.2.16]$$

Per la determinazione delle sollecitazioni indotte nei ponti dagli spostamenti relativi del terreno, si possono utilizzare criteri riportati in documenti di comprovata validità.



7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B";

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci volte il diametro del palo; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidità molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

In assenza di specifiche valutazioni della capacità di duttilità, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- la capacità per taglio deve essere almeno pari ad 1,3 volte della corrispondente domanda;
- nelle zone dissipative la tensione normale media agente su ciascuna sezione, in corrispondenza delle combinazioni sismiche delle azioni, deve essere inferiore a $0,45 f_{cd}$;
- il momento flettente calcolato in campo elastico deve essere inferiore a $1,5 M_{Ra}$, dove M_{Ra} è la capacità a flessione di progetto del palo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.



L'uso di pali inclinati deve essere esplicitamente giustificato. Il dimensionamento di questi pali deve derivare, con un adeguato margine di sicurezza, da una specifica analisi d'interazione del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{Sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo *SLC* su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fine).

Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 261 di 346</p>
---	---	------------------------

8.5 Capacità portante verticale

Il calcolo è eseguito secondo quanto riportato nelle "Raccomandazioni sui pali di fondazione" della Commissione dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.), edizione del dicembre 1984.

L'espressione generica utilizzata per il calcolo della portanza di un palo soggetto a carico verticale è la seguente:

$$Q_{tot} = Q_l + Q_p = \sum_{i=1}^n A_{li} \cdot q_{li} + A_p \cdot q_p$$

dove:

- Q_l : portata limite laterale;
- Q_p : portata limite di punta;
- A_{li} : area laterale del concio i-esimo;
- q_{li} : portata limite laterale unitaria;
- q_p : portata limite di punta unitaria;

8.5.1 Portata laterale unitaria

$$q_{li} = \alpha \cdot C + \tan \mu \cdot k \cdot \sigma_v$$

dove:

- α : coefficiente di adesione, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e della coesione non drenata (c_u);
- C : coesione;
- μ : angolo d'attrito palo-terreno, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e dell'angolo d'attrito del terreno;
- k : coefficiente di spinta, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e, per terreni incoerenti, dello stato di addensamento del terreno;
- σ_v : tensione litostatica media dello strato in esame.

Per terreni incoerenti si assume:

- $C = 0$;
- k e μ forniti dalla seguente tabella (Tab. 4.1 delle Raccomandazioni A.G.I.):

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

Figura 8-1 - Valori di k e μ per terreni granulari.

- σ_v : valore medio della tensione litostatica efficace dello strato in esame.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

- α fornito dalla seguente tabella (Tab. 4.3 delle Raccomandazioni A.G.I.):

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a_{max}}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		25 ÷ 50	0.85 c_u	
		50 ÷ 75	0.65 c_u	
		≥ 75	0.50 c_u	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		25 ÷ 50	0.80 c_u	
		50 ÷ 75	0.65 c_u	
		> 75	0.50 c_u	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 c_u	100
		25 ÷ 50	0.80 c_u	
		50 ÷ 75	0.60 c_u	
		≥ 75	0.40 c_u	

Figura 8-2 - Valori di α per terreni coesivi.

- $C = c_u$: coesione non drenata;
- $\mu = 0$.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assume:

- $\alpha = 0$;



- $\mu = \varphi'$
- k : coefficiente di spinta

8.5.2 Portata di punta unitaria

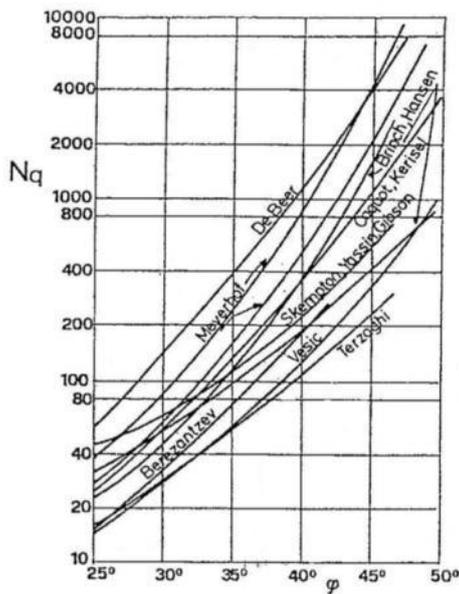
$$q_p = N_c \cdot C + N_q \cdot \sigma_{vL}$$

dove:

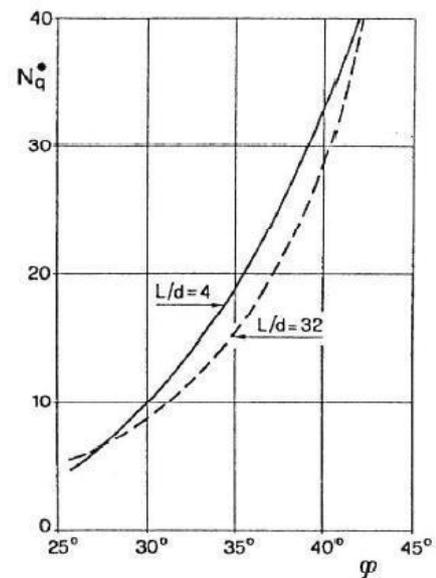
- A_p : area di base del palo;
- N_c e N_q : fattori di portanza funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto tra la lunghezza ed il diametro del palo (L/D);
- C : coesione;
- σ_{vL} : tensione verticale alla base del palo.

Per i terreni incoerenti si assume:

- $N_c = 0$;
- N_q : fornito dalle seguenti tabelle:



Valori del coefficiente N_q per pali infissi di medio diametro.



Valori del coefficiente N_q per pali di grande diametro.



- σ'_{vL} : tensione litostatica efficace alla base del palo.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

- $N_c = 9$;
- $N_q = 1$;
- σ_{vL} : tensione litostatica totale alla base del palo.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assumono gli stessi parametri adottati per i terreni incoerenti.

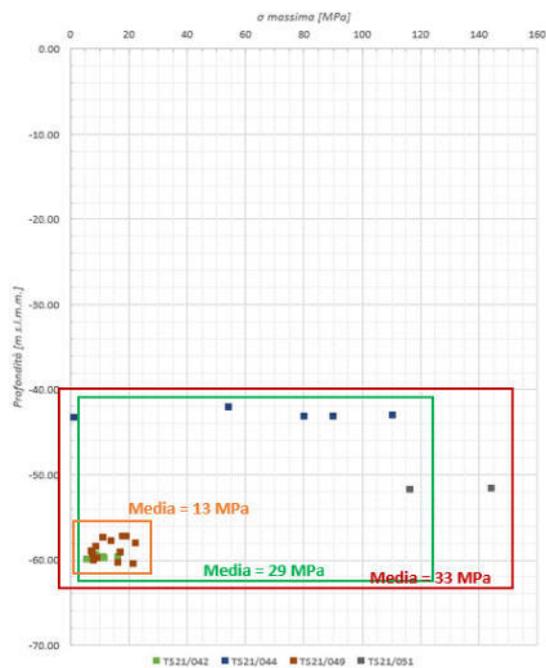
Portata di punta unitaria in roccia

Nel caso di pali in roccia la resistenza di punta può essere assunta pari a:

$$q_p = A_p q_u$$

dove:

- A_p : area di base del palo;
- q_u è la resistenza a compressione uniassiale caratteristica della roccia pari a 29 MPa;





8.5.3 Verifiche pali Molo VIII

8.5.3.1 Palo Ø1200

Water level	0	(m a.s.l.)
ground level / seabed	-17	(m a.s.l.)
Water volume weight	10.104	kN/m ³
Numer of site test	7	-
Coeff. n. test (ξ_s) average parameters	1.45	-

PYLE	5	First part	Second part
Foundation pile type		STEEL	BORED
Lateral tensile coeff. (γ_s)		1.25	1.25
Lateral compression coeff. (γ_s)		1.15	1.15
Tip Coeff. (γ_b)		1.15	1.35

Data to insert

STRATIGRAPHY											
	Upper level (m a.s.l.)	Lower level (m a.s.l.)	Thickness (m)	Average depth (m from g.l.)	Layer	Soil	Pile Diameter (m)	Pile Area (m ²)	Pile Type	Pile Weight (kN)	
Emerged part	2.15	0	2.15	0	1	No soil - no water	1.2	1.13	First part	STEEL	60.79
	0	-17	17	0	2	No soil - water	1.2	1.13	First part	STEEL	266.39
	-17	-27	10	5	3	Cohesive	1.2	1.13	First part	STEEL	168.47
Submerged part	-27	-35	8	14	3	Cohesive	1.2	1.13	Second part	BORED	134.77
	-35	-48	13	24.5	4	Cohesive	1.2	1.13	Second part	BORED	219.01
	-48	-51	3	32.5	5	Incoherent	1.2	1.13	Second part	BORED	50.54
	-51	-56	5	36.5	6	Rock	1.2	1.13	Second part	BORED	84.23
Tip	-56	-56	0	39	6	Rock	1.2	1.13	Second part	BORED	0.00
Steel casing	2.15	-27						Tube 1225x12.5	374	kg/m	108.96
Total			58.15								#####

AVERAGE PARAMETERS													
	Upper level (m a.s.l.)	Lower level (m a.s.l.)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	c_u (kPa)	α (-)	ϕ (°)	k (-)	μ (-)	τ (kPa)	Ql (kN)
Emerged part	2.15	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	1.00	0	0.50	0.364	0.00	0.00
	0	-17	10.10	0.00	85.89	0.00	0	1.00	0	0.50	0.364	0.00	0.00
	-17	-27	17.00	6.90	256.77	34.48	15	1.00	0	0.50	0.364	0.00	565.49
Submerged part	-27	-35	17.00	6.90	409.77	96.54	15	1.00	0	0.40	0.000	0.00	452.39
	-35	-48	17.00	6.90	588.27	168.94	35	0.85	0	0.40	0.000	0.00	1458.01
	-48	-51	23.00	12.90	733.27	233.11	0	1.00	35	0.40	0.700	0.00	738.42
	-51	-56	23.00	12.90	825.27	284.69	0	1.00	33	0.40	0.649	184.88	3484.94
Tip	-56	-56	23.00	12.90	882.77	316.93	0	1.00	33	0.40	0.649	205.82	0.00
Total													6699.24

LATERAL BEARING CAPACITY		COMPRESSION				TENSILE			
PILE		$Q_{lim,l}$ (kN)	ξ	γ_s	$Q_{d,l}$ (kN)	γ_{st}	$Q_{d,t}$ (kN)		
Average parameters	First part	STEEL	565.49	1.45	1.15	339.12	4017.54	1.25	311.99
	Second part	BORED	6133.76	1.45	1.15	3678.42		1.25	3384.14

TIP BEARING CAPACITY												
Tip Diameter (m)	Tip Area (m ²)	Soil	$\sigma'_{v,p}$ (kPa)	$\sigma_{v,p}$ (kPa)	N_q	N_c	σ_{rock} (kPa)	$Q_{lim,b}$ (kN)	γ_b	ξ	$Q_{d,b}$ (kN)	
Average parameters	1.2	1.13	Rock	316.93	882.77			29000	32798.23	1.35	1.45	16755.16

BEARING CAPACITY (ULS)		COMPRESSION	TENSION	
Pile weight x1 (kN)	Group Coeff.	$R_{c,k}$ (kN)	$R_{t,k}$ (kN)	
Average parameters	1113.16	1	19325.59	4809.29

Con riferimento ai carichi riportati al capitolo 6.5.1.1, $R_{c,k} = 19'325 \text{ kN} > N = 17'091 \text{ kN}$ quindi la verifica risulta soddisfatta



8.5.3.2 Palo Ø1400

Water level	0	(m a.s.l.)
ground level / seabed	-17	(m a.s.l.)
Water volume weight	10.104	kN/m ³
Number of site test	7	-
Coeff. n. test (ξ_s) average parameters	1.45	-

PYLE 7	First part	Second part
Foundation pile type	STEEL	BORED
Lateral tensile coeff. (γ_s)	1.25	1.25
Lateral compression coeff. (γ_s)	1.15	1.15
Tip Coeff. (γ_s)	1.15	1.35

Data to insert

STRATIGRAPHY

	Upper level (m a.s.l.)	Lower level (m a.s.l.)	Thickness (m)	Average depth (m from g.l.)	Layer	Soil	Pile Diameter (m)	Pile Area (m ²)	Pile Type	Pile Weight (kN)
Emerged part	2.15	0	2.15	0	1	No soil - no water	1.4	1.54	First part	82.74
	0	-17	17	0	2	No soil - water	1.4	1.54	First part	389.81
	-17	-27	10	5	3	Cohesive	1.4	1.54	First part	229.30
Submerged part	-27	-35	8	14	3	Cohesive	1.4	1.54	Second part	183.44
	-35	-48	13	24.5	4	Cohesive	1.4	1.54	Second part	298.09
	-48	-51	3	32.5	5	Incoherent	1.4	1.54	Second part	68.79
	-51	-56	5	36.5	6	Rock	1.4	1.54	Second part	114.65
Tip	-56	-56	0	39	6	Rock	1.4	1.54	Second part	0.00
Steel casing	2.15	-27						Tube 1425x12.5	435	kg/m
Total			58.15							126.93

AVERAGE PARAMETERS

	Upper level (m a.s.l.)	Lower level (m a.s.l.)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	c_u (kPa)	α (-)	ϕ (°)	k (-)	μ (-)	τ (kPa)	QI (kN)
Emerged part	2.15	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	1.00	0	0.50	0.364	0.00	0.00
	0	-17	10.10	0.00	85.89	0.00	0	1.00	0	0.50	0.364	0.00	0.00
	-17	-27	17.00	6.90	256.77	34.48	15	1.00	0	0.50	0.364	0.00	659.73
Submerged part	-27	-35	17.00	6.90	409.77	96.54	15	1.00	0	0.40	0.000	0.00	527.79
	-35	-48	17.00	6.90	588.27	168.94	35	0.85	0	0.40	0.000	0.00	1701.02
	-48	-51	23.00	12.90	733.27	233.11	0	1.00	35	0.40	0.700	0.00	861.48
	-51	-56	23.00	12.90	825.27	284.69	0	1.00	33	0.40	0.649	184.88	4065.76
Tip	-56	-56	23.00	12.90	882.77	316.93	0	1.00	33	0.40	0.649	205.82	0.00
Total													7815.79

LATERAL BEARING CAPACITY

Average parameters	PILE		$Q_{lim,l}$ (kN)	ξ	COMPRESSION		TENSILE	
	First part	STEEL			γ_s	$Q_{d,l}$ (kN)	γ_{st}	$Q_{d,t}$ (kN)
	First part	STEEL	659.73	1.45	1.15	395.64	1.25	363.99
	Second part	BORED	7156.05	1.45	1.15	4291.48	1.25	3948.17
						4687.13		4312.16

TIP BEARING CAPACITY

Average parameters	Tip Diameter (m)	Tip Area (m ²)	Soil	$\sigma'_{v,p}$ (kPa)	$\sigma_{v,p}$ (kPa)	N_q	N_c	σ_{rock} (kPa)	$Q_{lim,b}$ (kN)	γ_b	ξ	$Q_{d,b}$ (kN)
	1.4	1.54	Rock	316.93	882.77			29000	44642.03	1.35	1.45	22805.64

BEARING CAPACITY (ULS)

Average parameters	PILE		COMPRESSION		TENSION	
	Pile weight x1 (kN)	Group Coeff.	$R_{c,k}$ (kN)	$R_{t,k}$ (kN)		
	1493.76	1	25550.88	5805.92		

Con riferimento ai carichi riportati al capitolo 6.5.1.1, $R_{ck} = 25'550 \text{ kN} > N = 24'272 \text{ kN}$ quindi la verifica risulta soddisfatta



8.5.4 Verifiche pali Corner E

Water level	0	(m a.s.l.)
ground level / seabed	-16.5	(m a.s.l.)
Water volume weight	10.104	kN/m ³
Numer of site test	7	-
Coeff. n. test (ξ_s) average parameters	1.45	-

PYLE 7	First part	Second part
Foundation pile type	STEEL	BORED
Lateral tensile coeff. (γ_{st})	1.25	1.25
Lateral compression coeff. (γ_s)	1.15	1.15
Tip Coeff. (γ_b)	1.15	1.35

Data to insert

STRATIGRAPHY

	Upper level (m a.s.l.)	Lower level (m a.s.l.)	Thickness (m)	Average depth (m from g.l.)	Layer	Soil	Pile Diameter (m)	Pile Area (m ²)	Pile Type	Pile Weight (kN)
Emerged part	1.03	0	1.03	0	1	No soil - no water	1.4	1.54	First part	39.64
	0	-16.5	16.5	0	2	No soil - water	1.4	1.54	First part	378.35
Submerged part	-16.5	-21.5	5	2.5	3	Cohesive	1.4	1.54	First part	114.65
	-21.5	-30	8.5	9.25	3	Cohesive	1.4	1.54	Second part	194.91
	-30	-34	4	15.5	4	Cohesive	1.4	1.54	Second part	91.72
	-34	-35	1	18	5	Incoherent	1.4	1.54	Second part	22.93
	-35	-40	5	21	6	Rock	1.4	1.54	Second part	114.65
Tip	-40	-40	0	23.5	6	Rock	1.4	1.54	Second part	0.00
Steel casing	1.03	-21.5						Tube 1425x12.5	435	98.10
Total			41.03							1054.95

AVERAGE PARAMETERS

	Upper level (m a.s.l.)	Lower level (m a.s.l.)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	σ_v (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	c_u (kPa)	α (-)	ϕ (°)	k (-)	μ (-)	τ (kPa)	Ql (kN)
Emerged part	1.03	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	1.00	0	0.50	0.364	0.00	0.00
	0	-16.5	10.10	0.00	83.36	0.00	0	1.00	0	0.50	0.364	0.00	0.00
Submerged part	-16.5	-21.5	17.00	6.90	209.22	17.24	25	0.80	0	0.50	0.364	0.00	439.82
	-21.5	-30	17.00	6.90	323.97	63.79	25	0.85	0	0.40	0.000	0.00	794.43
	-30	-34	17.00	6.90	430.22	106.88	25	0.85	0	0.40	0.000	0.00	373.85
	-34	-35	23.00	12.90	475.72	127.12	0	1.00	35	0.40	0.700	0.00	156.60
	-35	-40	23.00	12.90	544.72	165.81	0	1.00	33	0.40	0.649	107.68	2367.96
Tip	-40	-40	23.00	12.90	602.22	198.05	0	1.00	33	0.40	0.649	128.61	0.00
Total													4132.67

LATERAL BEARING CAPACITY

PILE	Q _{lim,l} (kN)	ξ	γ_s	COMPRESSION		TENSILE				
				Q _{ed,l} (kN)	γ_{st}	Q _{ed,t} (kN)				
Average parameters	First part	STEEL	439.82	1.45	1.15	263.76	2478.36	1.25	242.66	2280.09
	Second part	BORED	3692.84	1.45	1.15	2214.60		1.25	2037.43	

TIP BEARING CAPACITY

Tip Diameter (m)	Tip Area (m ²)	Soil	$\sigma'_{v,p}$ (kPa)	$\sigma_{v,p}$ (kPa)	Nq	Nc	σ_{rock} (kPa)	Q _{lim,b} (kN)	γ_b	ξ	Q _{d,b} (kN)	
Average parameters	1.4	1.54	Rock	198.05	602.22			29000	44642.03	1.35	1.45	22805.64

BEARING CAPACITY (ULS)

Pile weight x1 (kN)	Group Coeff.	COMPRESSION	TENSION	
		R _{ck} (kN)	R _{tk} (kN)	
Average parameters	1054.95	1	23912.56	3335.04

Con riferimento ai carichi riportati al capitolo 7.3.7, $R_{ck} = 23'912 \text{ kN} > N = 15'000 \text{ kN}$ quindi la verifica risulta soddisfatta



8.6 Capacità portante orizzontale

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica "d" della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua per un tratto di lunghezza non definita con momento costante.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno vengono considerate separatamente il caso di rottura non drenata analizzata in termini di tensioni totali e quello di rottura drenata.

Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza p del terreno coesivo abbia l'andamento rappresentato nella figura seguente:

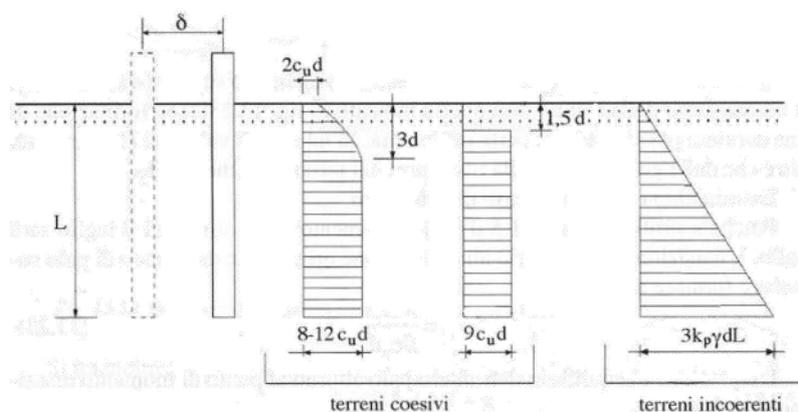


Figura 8-3 - Resistenza limite del terreno.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 269 di 346</p>
---	---	------------------------

Alla superficie, il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza dei pali è pari a $P = 2 \cdot c_u \cdot d$

A partire da una profondità pari a tre volte il diametro del palo ($z \geq 3 \cdot d$) il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale $(8 \div 12) \cdot c_u \cdot d$.

Ai fini dell'analisi Broms propone di adottare il diagramma semplificato riportato in figura, con reazione nulla fino a $z \geq 1.5 \cdot d$; a partire da tale valore, la reazione si assume costante con la profondità e pari a $P = 9 \cdot c_u \cdot d$.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$P = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi:

La rottura può avvenire secondo uno dei due meccanismi rappresentati nella seguente figura:

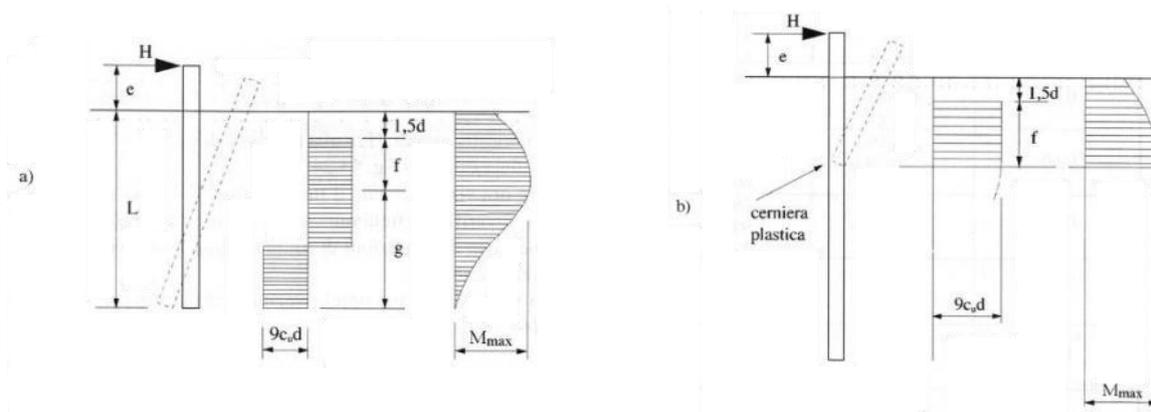


Figura 8-4 - Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi. a) palo corto; b) palo lungo.

Nel primo caso la rottura è provocata solo da una rotazione rigida del palo, dove il valore limite H della forza orizzontale dipende solo dalla geometria del problema e dalla resistenza del terreno; il massimo momento flettente agente sul palo è inferiore al suo momento di plasticizzazione. In queste condizioni il palo viene definito corto.

Il carico limite H si ricava dall'equazione adimensionale in funzione di c_u , d , L , ed e :

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -9 \cdot \left(1.5 + \frac{L}{d} + \frac{2 \cdot e}{d} \right) + 9 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{e}{d} + 6 \cdot \frac{e}{d} + 4.5}$$

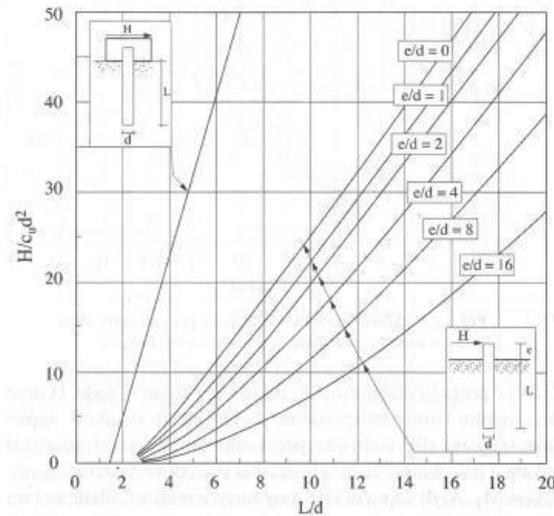


Figura 8-5 - Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

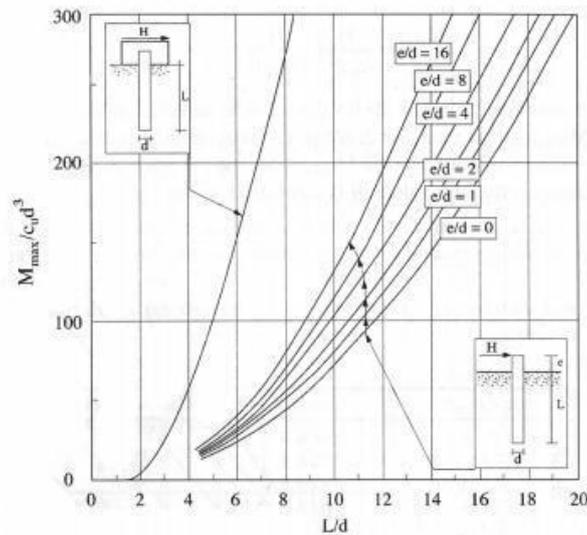


Figura 8-6 - Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

Qualora invece il momento flettente massimo eguagli o superi il valore di M_y , il meccanismo della rottura sarà quello del secondo caso, con formazione di una cerniera plastica ad una certa profondità. In tal caso il valore di H dipenderà, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche da M_y .

H dipende da c_u , d , e e M_y , mentre risulta indipendente da L :



$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -9 \cdot \left(1.5 + \frac{e}{d}\right) + 9 \cdot \sqrt{\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 3 \cdot \frac{e}{d} + \frac{2}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}} + 2.25$$

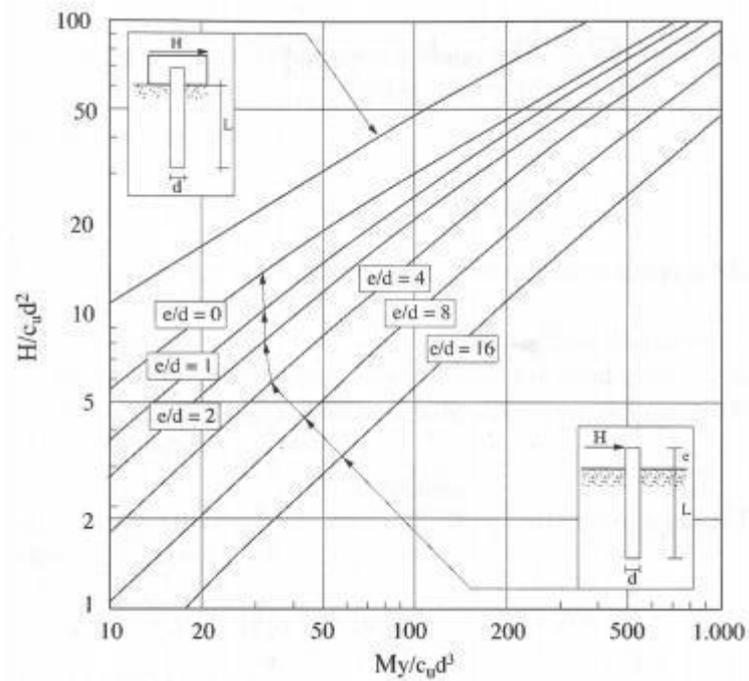


Figura 8-7 - Valore limite di H per i pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

Pali a rotazione in testa impedita, terreni coesivi:

I possibili meccanismi di rottura sono presentati nella figura seguente e possono essere indicati come rottura a palo corto, intermedio e lungo.

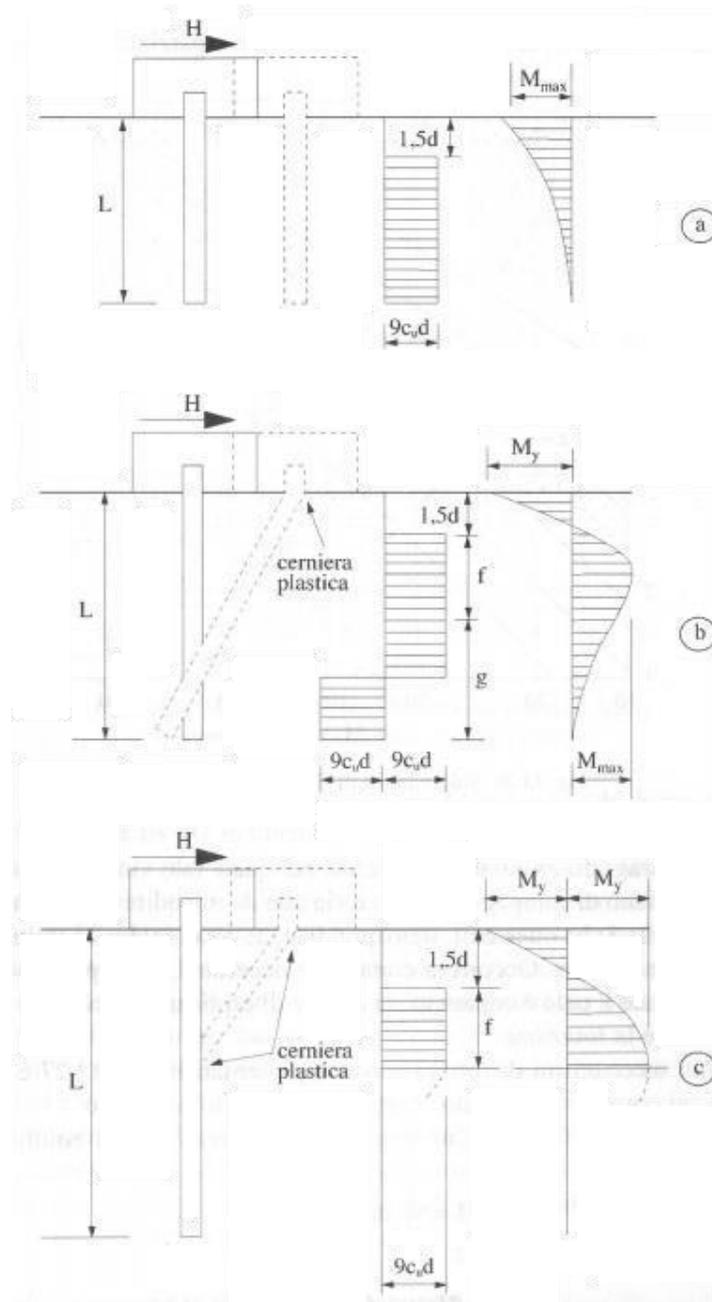


Figura 8-8 - Pali impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.

Per il palo corto una semplice equazione di equilibrio alla traslazione fornisce:

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = 9 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$



Per il palo intermedio si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione.

L'equilibrio alla traslazione orizzontale per il tronco di palo al di sopra della sezione di momento massimo fornisce:

$$H = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot f$$

La condizione di equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica si scrive:

$$M_y + 9 \cdot c_u \cdot d \cdot \frac{g^2}{4} - 9 \cdot c_u \cdot d \cdot f \cdot \left(\frac{f}{2} - 1.5 \cdot d \right) = 0$$

Sostituendo si ottiene:

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -9 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right) + 9 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5}$$

Nel caso di palo lungo il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione a profondità $(1.5d+f)$, eguaglia il momento di plasticizzazione M_y ; si forma in tal modo una seconda cerniera plastica ottenendo:

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}}$$

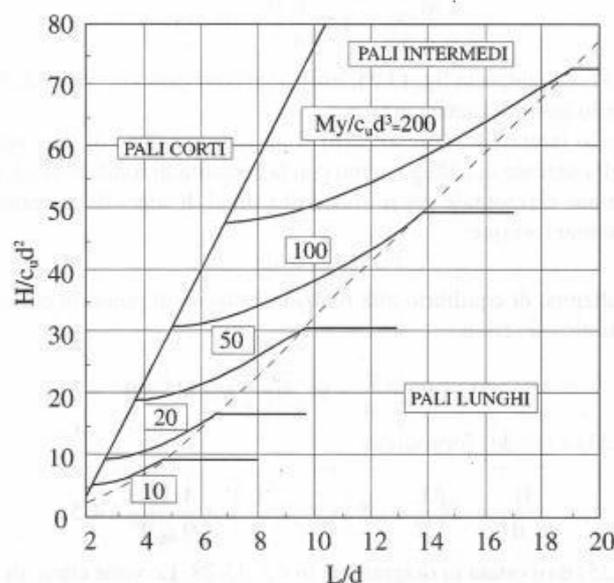


Figura 8-9 - Valore limite di H per i pali intermedi impediti di ruotare in testa, terreni coesivi.



Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti:

Nella figura seguente sono rappresentati i due possibili meccanismi di rottura; anche in questo caso si può avere un comportamento del palo di tipo corto e lungo.

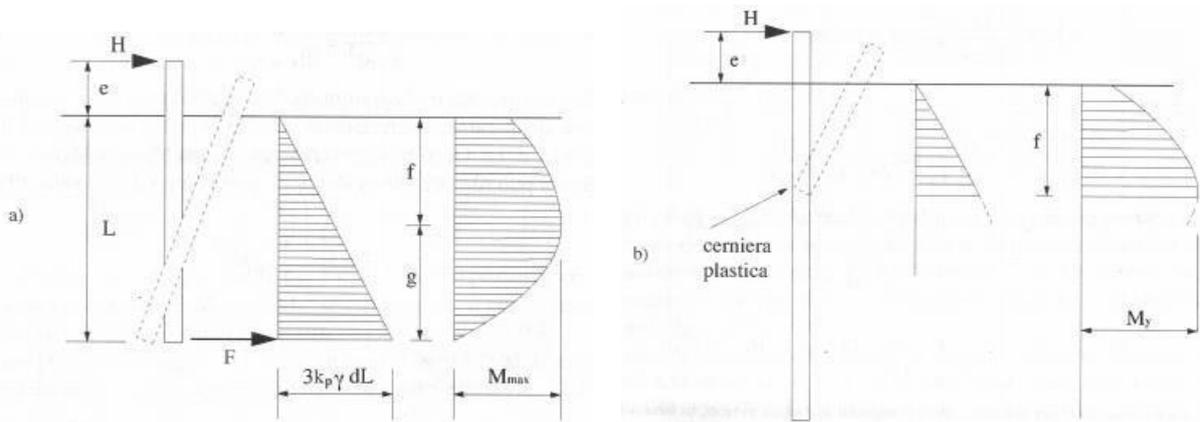


Figura 8-10 - Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti. a) palo corto; b) palo lungo.

Per il palo corto è stato trovato che la rotazione avviene attorno al punto molto prossimo all'estremità inferiore del palo. Broms suggerì di assumere il centro di rotazione coincidente con l'estremità inferiore del palo e di schematizzare la risultante delle azioni del terreno al di sotto di tale punto con una forza concentrata F .

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{d}{2 \cdot (e + L)} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^3$$

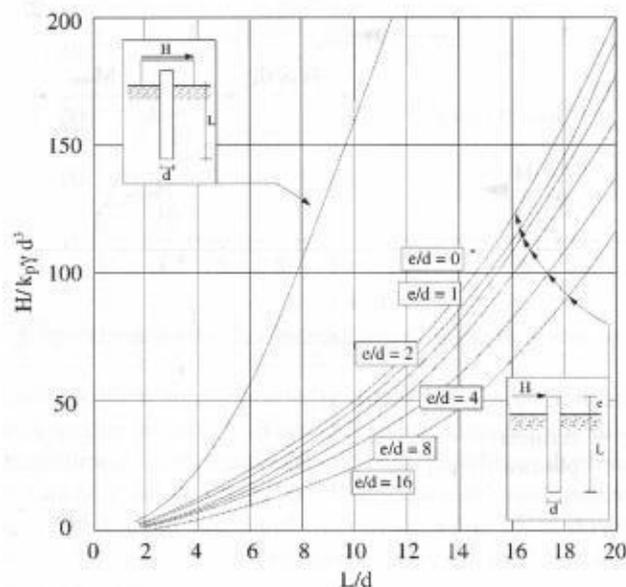


Figura 8-11 - Valore limite di H per i pali corti, liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti.



Nel caso invece sia $M_{\max} > M_y$, il palo è lungo e si ottiene:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} \cdot \left(\frac{e}{d} + 0.544 \cdot \sqrt{\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}$$

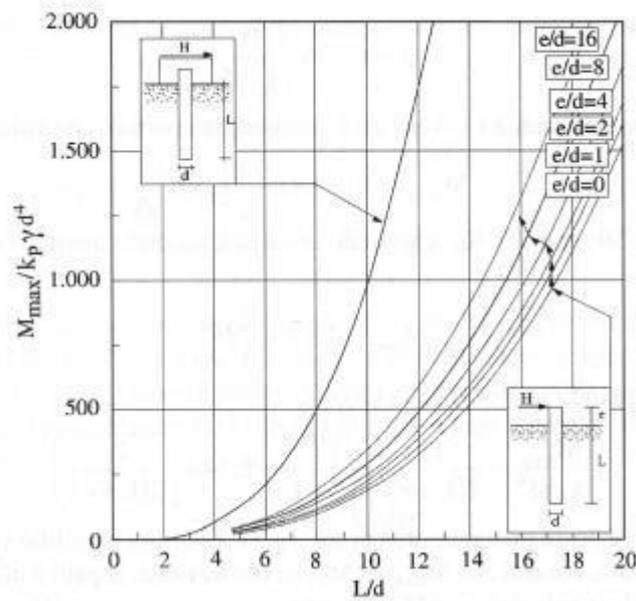


Figura 8-12 - Massimo momento flettente per i pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

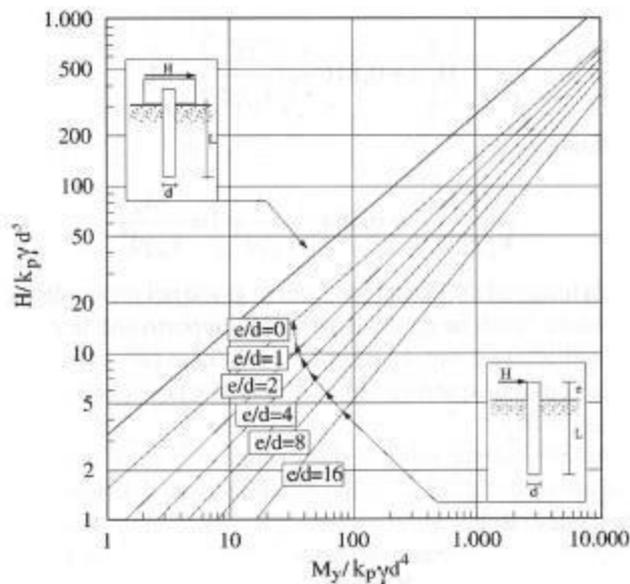


Figura 8-13 - Valore limite di H per i pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.



Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti:

I possibili meccanismi di rottura e le corrispondenti reazioni del terreno sono:

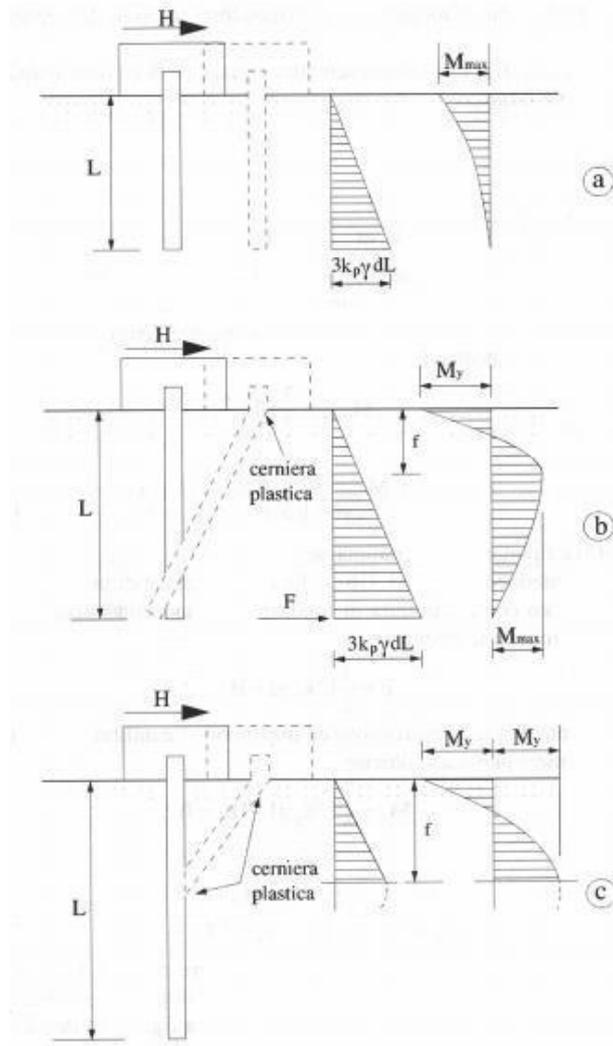


Figura 8-14 - Pali impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

Per il palo corto:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1.5 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Per il palo intermedio:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$



Per il palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

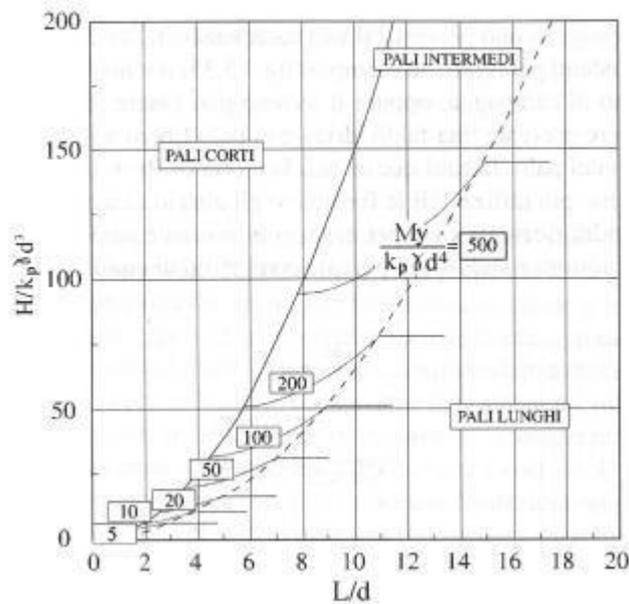


Figura 8-15 - Valore limite di H per i pali intermedi, impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

Le verifiche risultano soddisfatte quando viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq H_d$$

dove:

- E_d : valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_G e γ_Q alle azioni agenti;
- H_d : valore di progetto della resistenza del terreno.



8.6.1 Verifiche pali Molo VIII

8.6.1.1 Palo Ø1200

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA LIBERA

OPERA: 1368_Molo_VIII

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

e = altezza di applicazione del carico da p.c.

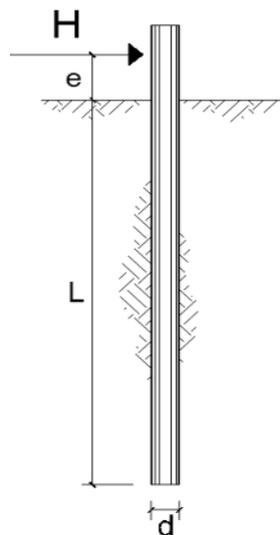
M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva (k_p = (1+sinφ')/(1-sinφ'))

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda γ = γ')



Palo corto:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e + L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^4} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^4}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

DATI DI INPUT:

L =	41.15	(m)		
d =	1.20	(m)		
e =	21.40	(m)		
M _y =	8367.99	(kN m)	n. barre	Ø
			62	30
F _s =	1.89	(-)		
φ' =	20	(°)		
k _p =	2.04	(-)		
γ =	6.00	(kN/m ³)		

Palo corto:

H1 =	8179.6	(kN)	H1/F _s =	4339.30	(kN)
------	--------	------	---------------------	---------	------

Palo lungo:

H2 =	347.97	(kN)	H2/F _s =	184.60	(kN)
------	--------	------	---------------------	--------	------

H =	184.60	(kN)	palo lungo	
-----	--------	------	------------	--

Con riferimento ai carichi riportati al capitolo 6.5.1.1, H = 184.6 kN > V = 178.55 kN quindi la verifica risulta soddisfatta



8.6.2 Palo Ø1400 con eccentricità di 18.3 m

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA LIBERA

OPERA: 1368_Molo_VIII

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

e = altezza di applicazione del carico da p.c.

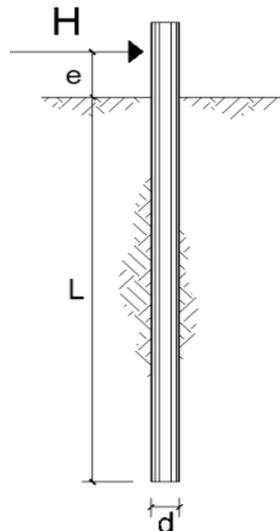
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi')/(1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e + L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:
$$\frac{H}{k_p \gamma d^4} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^4}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

DATI DI INPUT:

L =	41.15	(m)		
d =	1.40	(m)		
e =	18.30	(m)		
My =	13712.60	(kN m)	n. barre	Ø
			86	30
Fs =	1.89	(-)		
ϕ' =	20	(°)		
kp =	2.04	(-)		
γ =	6.00	(kN/m ³)		

Palo corto:

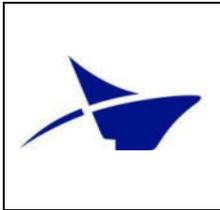
H1 = 10040.5 (kN) **H1/FS =** 5326.50 (kN)

Palo lungo:

H2 = 634.53 (kN) **H2/FS =** 336.62 (kN)

H = 336.62 (kN) **palo lungo**

Con riferimento ai carichi riportati al capitolo 6.5.1.1, H = 336.62 kN > V = 298.14 kN quindi la verifica risulta soddisfatta



8.6.3 Palo Ø1400 con eccentricità di 21.4 m

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA LIBERA

OPERA: 1368_Molo_VIII

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

e = altezza di applicazione del carico da p.c.

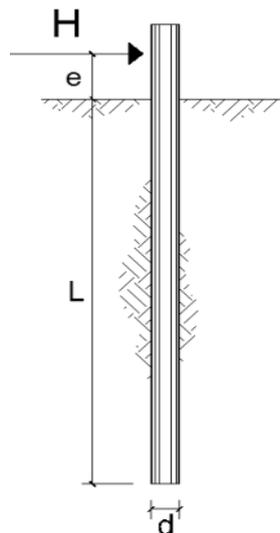
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi')/(1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e + L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^4} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^4}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

DATI DI INPUT:

L =	41.15	(m)		
d =	1.40	(m)		
e =	21.40	(m)		
My =	13712.60	(kN m)	n. barre	Ø
			86	30
Fs =	1.89	(-)		
ϕ' =	20	(°)		
kp =	2.04	(-)		
γ =	6.00	(kN/m ³)		

Palo corto:

H1 =	9542.8	(kN)	H1/FS =	5062.52	(kN)
------	--------	------	---------	---------	------

Palo lungo:

H2 =	559.50	(kN)	H2/FS =	296.82	(kN)
------	--------	------	---------	--------	------

H =	296.82	(kN)	palo lungo
-----	--------	------	------------

Con riferimento ai carichi riportati al capitolo 6.5.1.1, $H = 296.82 \text{ kN} > V = 241.08 \text{ kN}$ quindi la verifica risulta soddisfatta



8.6.4 Palo Ø1400 mooring dolphin

Il mooring dolphin è costituito da un plinto a 10 pali di dimensioni 19.2 x 8.5 x 0.9 m con estradosso a quota +4.30 m s.l.m.m..

I pali hanno diametro 1400 mm e si immorsano nel Flysch per 3 m, quindi con punta mediamente a quota -66.7 m s.l.m.m.

Di seguito si riporta la pianta e una sezione.

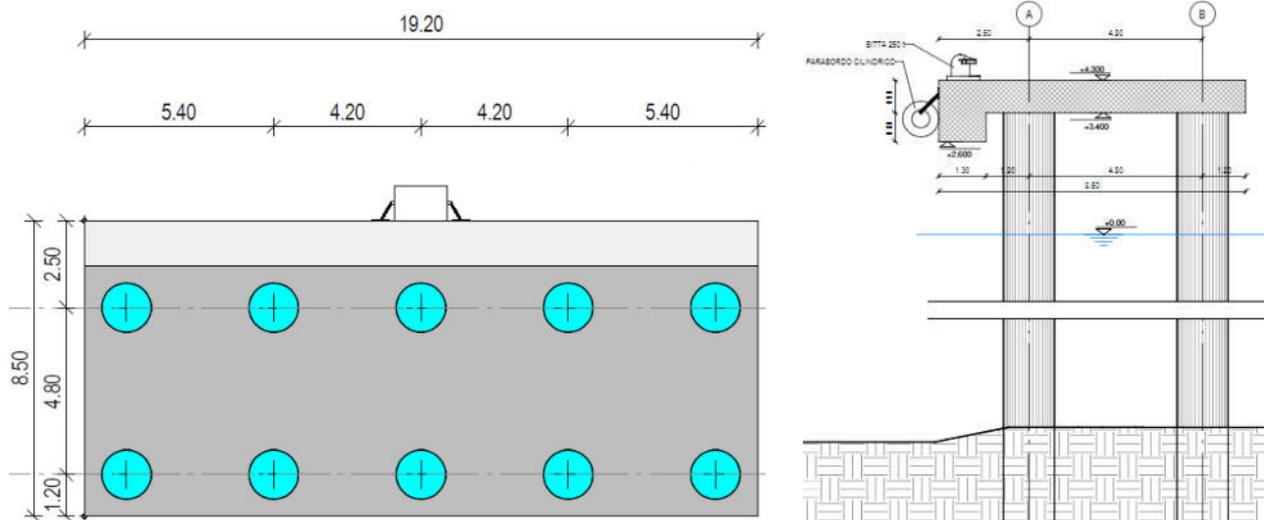


Figura 8-16: Sforzo Pianta e sezione mooring dolphin

I pali sono soggetti al solo carico orizzontale dovuto alla bitta da 250 ton; quindi, il taglio (V) agente su ogni palo è pari a:

$$V = \frac{T \cdot \gamma_Q}{n} = 375 \text{ kN}$$

dove:

- $T = 2500 \text{ kN}$: tiro bitta
- $\gamma_Q = 1.5$: coefficiente parziale per le azioni variabili (A1)
- $n = 10$: numero di pali

Di seguito si riporta l'azione resistente calcolata con la teoria di Broms.



CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA LIBERA

OPERA: 1368_Molo_VIII - Mooring dolphin

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

e = altezza di applicazione del carico da p.c.

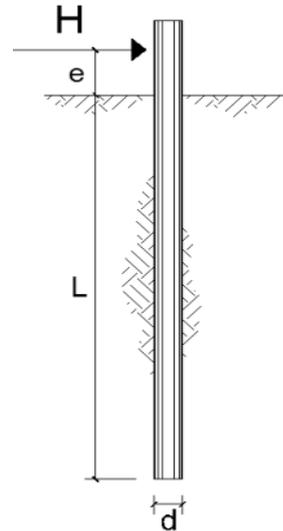
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e + L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:
$$\frac{H}{k_p \gamma d^4} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^4}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

DATI DI INPUT:

L =	70.10	(m)		
d =	1.40	(m)		
e =	12.00	(m)		
My =	13712.60	(kN m)	n. barre	Ø
			86	30
Fs =	1.89	(-)		
φ' =	20	(°)		
kp =	2.04	(-)		
γ =	6.00	(kN/m ³)		

Palo corto:

H1 = 35942.4 (kN) H1/FS = 19067.57 (kN)

Palo lungo:

H2 = 864.38 (kN) H2/FS = 458.56 (kN)

H = 458.56 (kN) palo lungo

H = 458.56 kN > V = 375 kN la verifica risulta soddisfatta



8.6.5 Verifiche pali Corner E

Con riferimento ai carichi di cui al capitolo 7.3.7, si riporta di seguito un grafico che confronta la capacità portante di un palo per $\varnothing 1400$ per diverse eccentricità con i carichi agenti sui singoli pali derivanti dal modello aventi ciascuno la propria eccentricità.

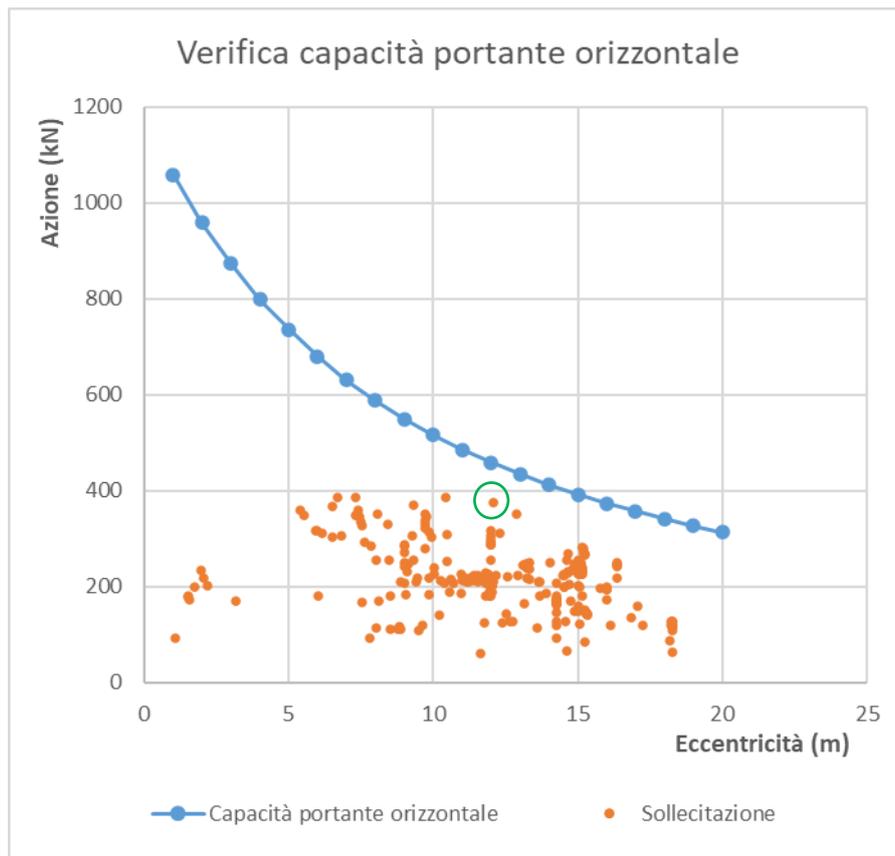


Figura 8-17: Grafico per verifica capacità portante orizzontale

Dal grafico si evince che tutti i pali risultano verificati.

La verifica più gravosa si ha per il palo cerchiato in verde (ID 197) avente eccentricità 12.09 m e taglio agente di 374 kN.



CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA LIBERA

OPERA: 1368_Molo_VIII - Corner E - Palo ID 197

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

e = altezza di applicazione del carico da p.c.

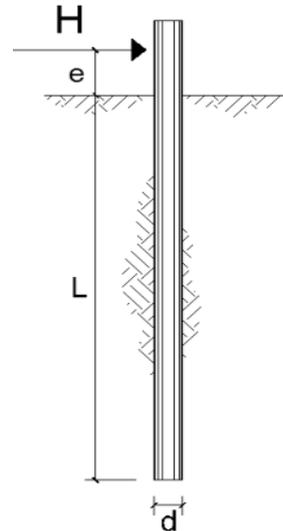
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e + L)} \left(\frac{L}{d}\right)^3$$

Palo lungo:
$$\frac{H}{k_p \gamma d^4} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{K_p \gamma d^4}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

DATI DI INPUT:

L =	22.50	(m)		
d =	1.40	(m)		
e =	12.00	(m)		
My =	13712.60	(kN m)	n. barre	Ø
			86	30
Fs =	1.89	(-)		
φ' =	20	(°)		
kp =	2.04	(-)		
γ =	6.00	(kN/m ³)		

Palo corto:

H1 = 2828.3 (kN) **H1/FS =** 1500.42 (kN)

Palo lungo:

H2 = 864.38 (kN) **H2/FS =** 458.56 (kN)

H = 458.56 (kN) **palo lungo**

H = 458.56 kN > V = 374 kN quindi la verifica risulta soddisfatta



9 RISULTATI E VERIFICHE BARRIERE FRANGIVENTO

9.1 Risultati

Si riportano i risultati ottenuti per la combinazione SLU e SLV sia per gli elementi beam che per gli elementi truss. Tali sollecitazioni sono adoperate per le verifiche del capitolo successivo

9.1.1 Risultati elementi beam - SLU

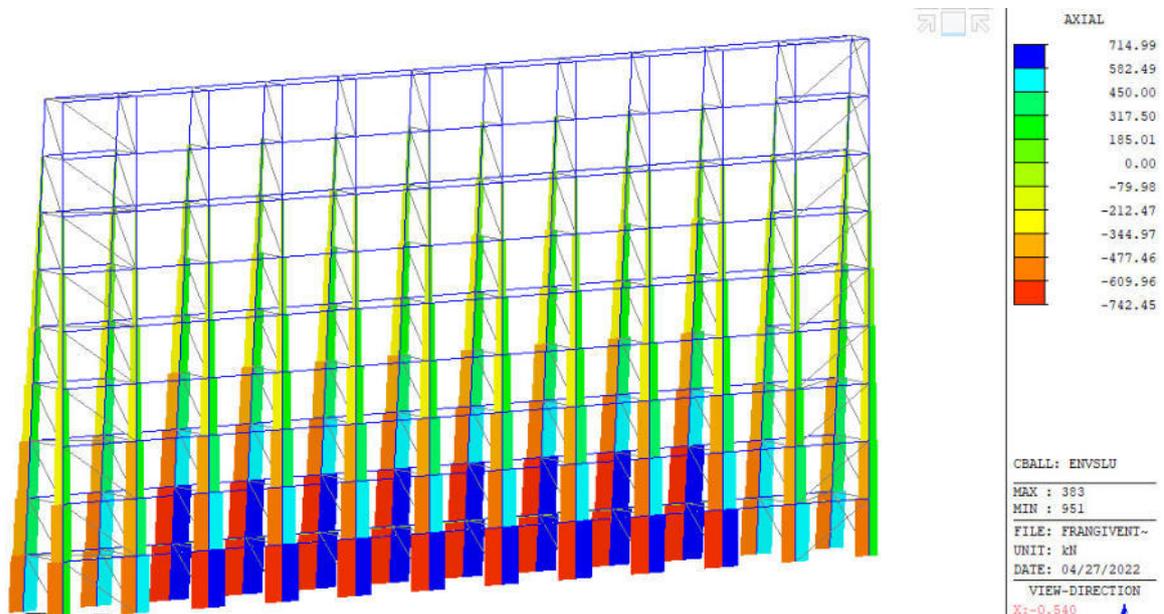


Figura 9-1: Sforzo normale F_x - SLU

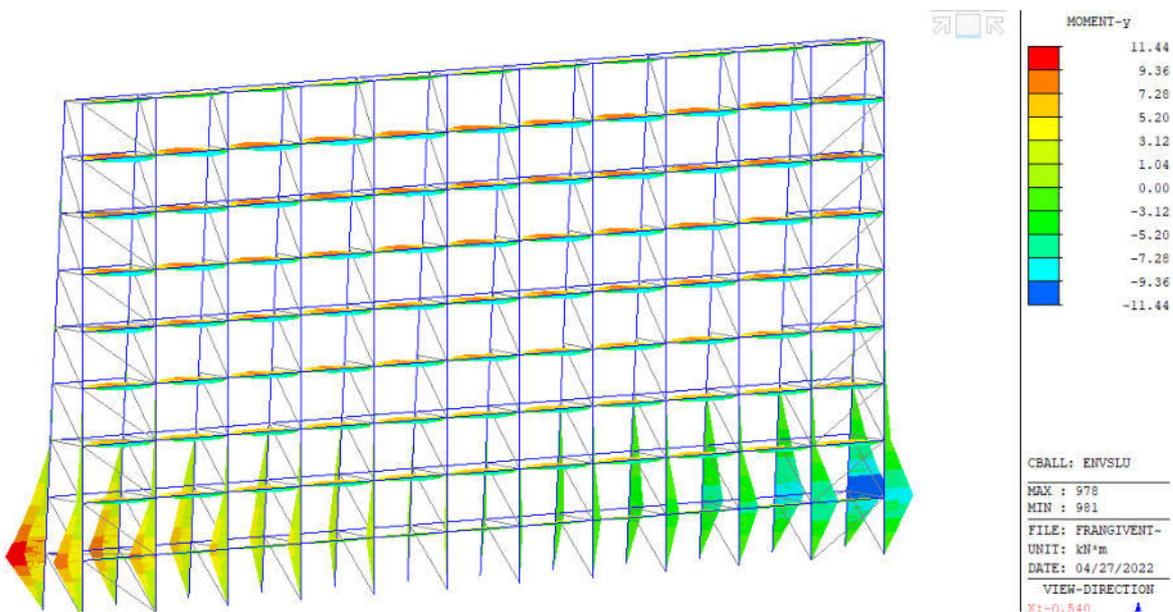


Figura 9-2: Momento flettente M_y - SLU

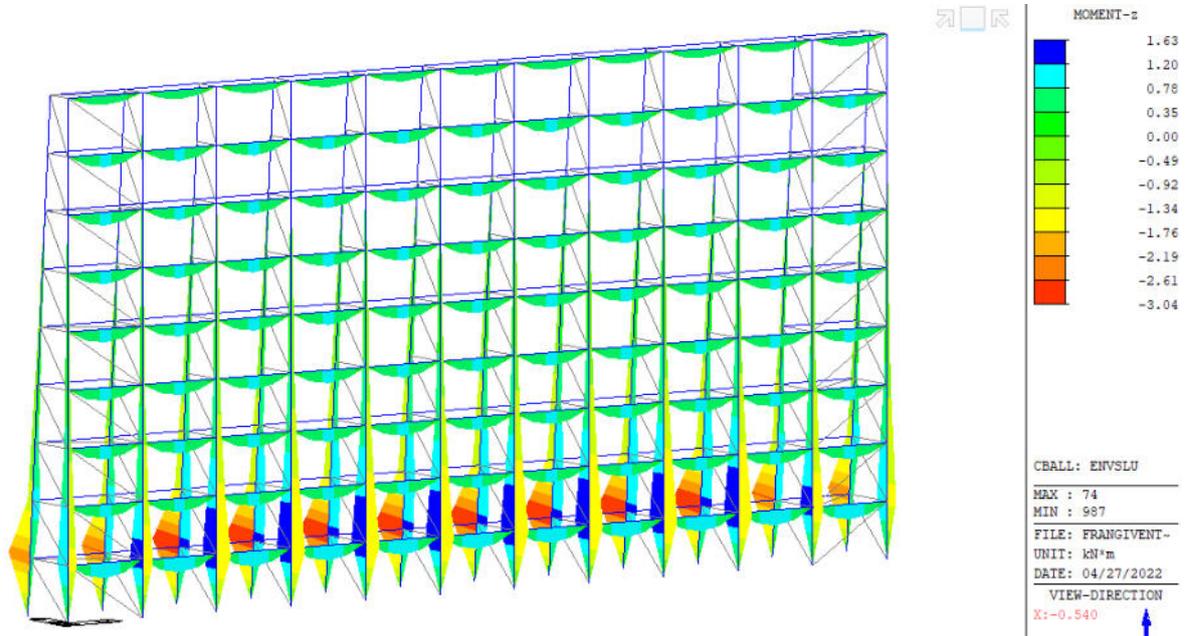


Figura 9-3: Momento flettente M_z - SLU

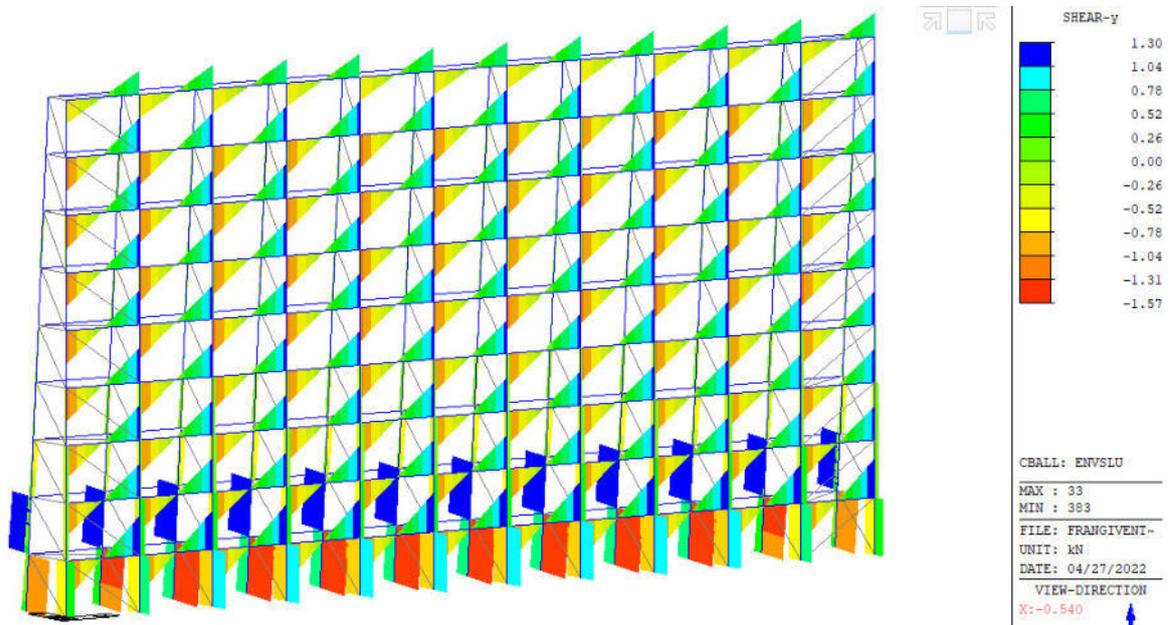


Figura 9-4: Taglio V_y - SLU

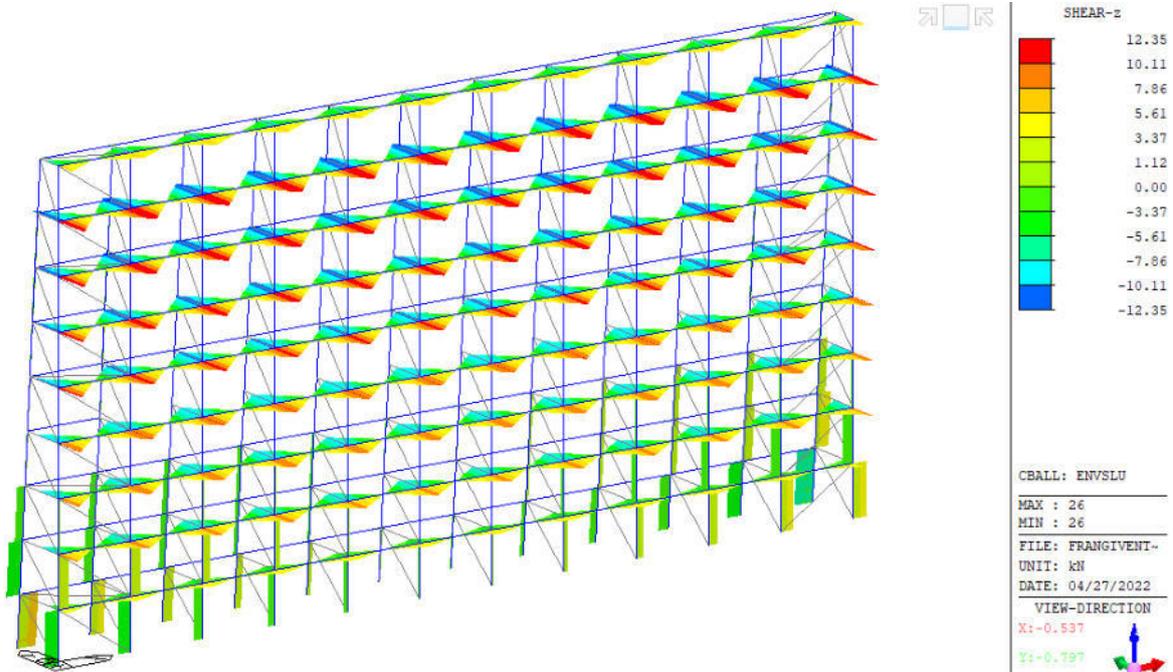


Figura 9-5: Taglio Vz – SLU

9.1.2 Risultati elementi truss – SLU

Per gli elementi truss si riportano gli sforzi normali agenti. Il modello fa riferimento ai soli elementi tesi, con l'eliminazione degli elementi compressi, in quanto si ammette che si instabilizzano.

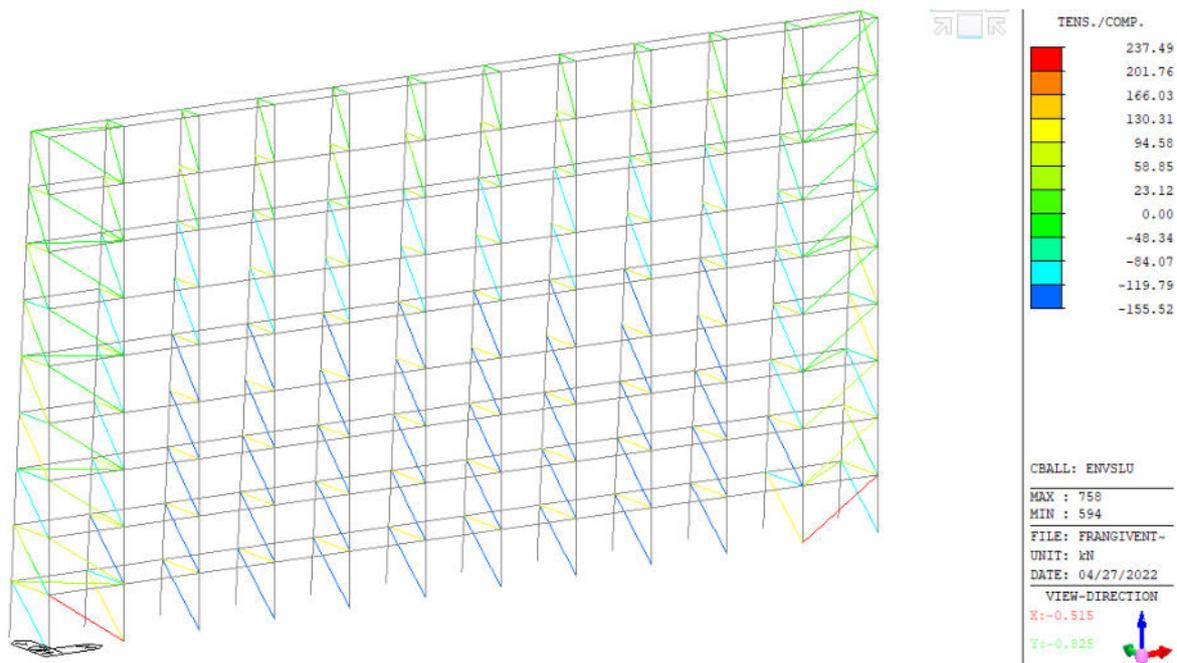


Figura 9-6: Sforzo normale Fx – SLU



9.1.3 Reazioni vincolari

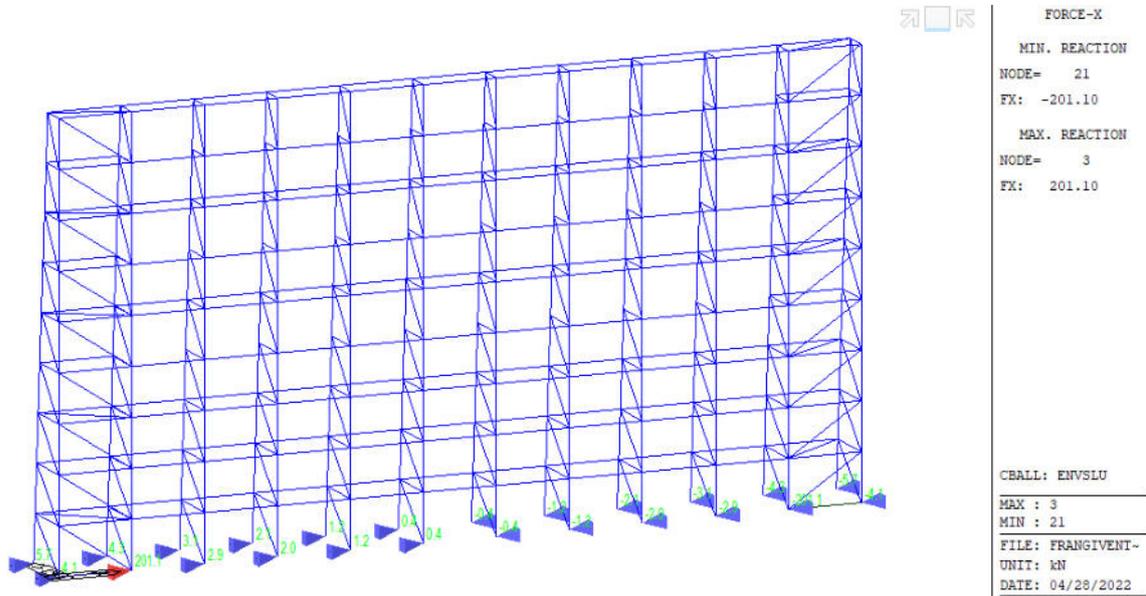


Figura 9-7: Reazioni vincolari longitudinali Fx – SLU

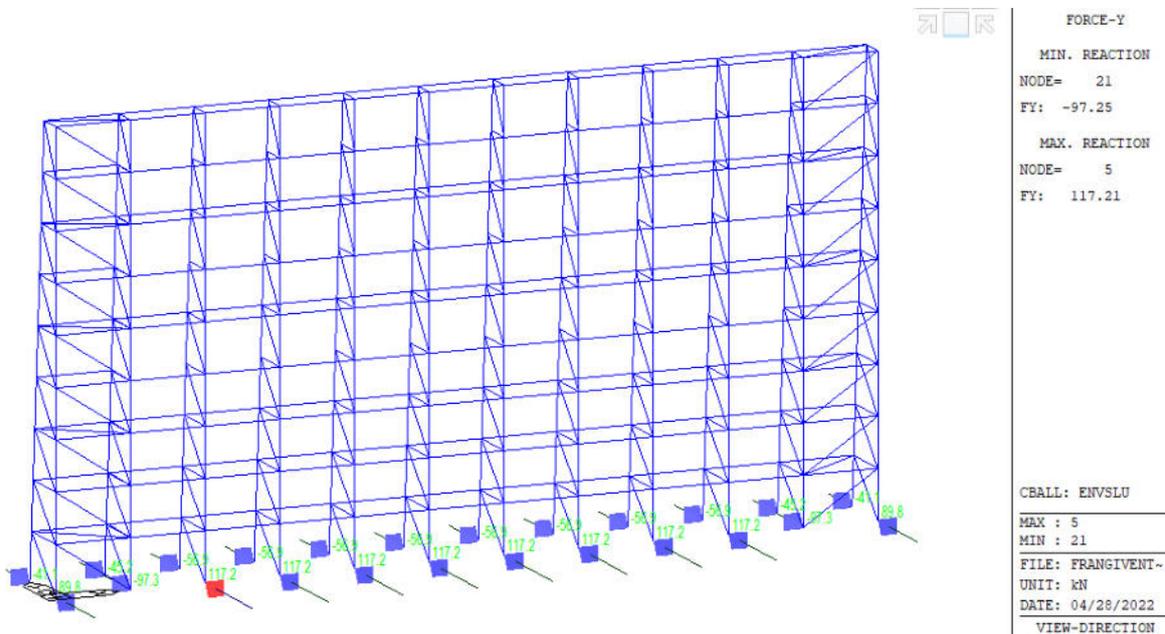


Figura 9-8: Reazioni vincolari trasversali Fy – SLU

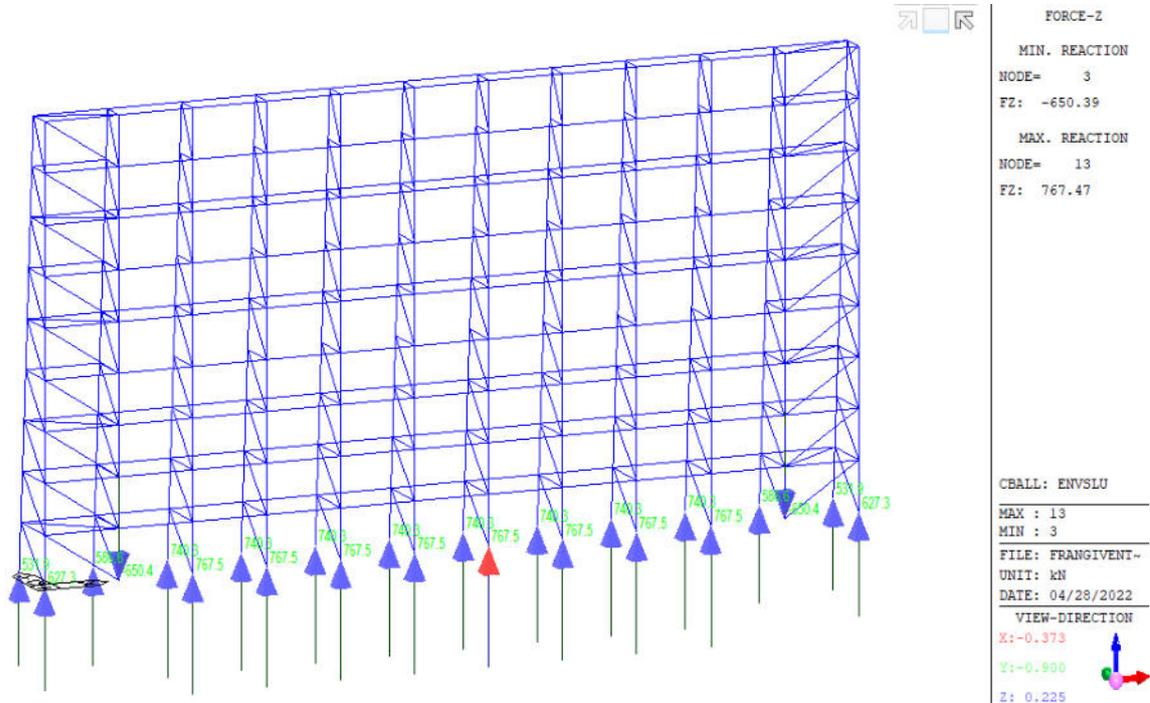


Figura 9-9: Reazioni vincolari verticali Fz – SLU

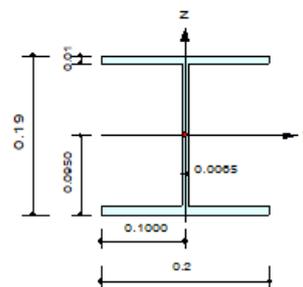
9.2 Verifiche

Nei capitoli successive si riportano le verifiche

9.2.1 HEA200

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	825
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	HEA200 (No:1) (Rolled : HEA200).
Member Length	: 0.50000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -665.06$ (LCB: 3, POS:J)
Bending Moments	$M_y = -3.3690$, $M_z = 1.62458$
End Moments	$M_{yi} = -2.5268$, $M_{yj} = -3.3690$ (for Lb) $M_{yi} = -2.5268$, $M_{yj} = -3.3690$ (for Ly) $M_{zi} = 1.21844$, $M_{zj} = 1.62458$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = -0.8123$ (LCB: 3, POS:1/2) $F_{zz} = 2.66883$ (LCB: 2, POS:1/2)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00123
Cyb	0.03130	Qzb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.00500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 291 di 346</p>
---	---	---

6 1 G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(0.300) + SLV-Y(RS)(
1.000)

7 1 G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(-0.300) + SLV-Y(RS)(
1.000)

*. MEMBER NO = 825, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 3, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 1

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA200

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.190, Top F Width = 0.200, Bot.F Width = 0.200

Web Thick = 0.006, Top F Thick = 0.010, Bot.F Thick = 0.010

Area = 5.38000e-03, Avy = 4.27500e-03, Avz = 1.80500e-03

Ybar = 1.00000e-01, Zbar = 9.50000e-02, Qyb = 3.13048e-02, Qzb = 5.00000e-03

Wely = 3.89000e-04, Welz = 1.34000e-04, Wply = 4.30000e-04, Wplz = 2.01796e-04

Iyy = 3.69000e-05, Izz = 1.34000e-05, Iyz = 0.00000e+00

iy = 8.28000e-02, iz = 4.98000e-02

J = 1.49811e-07, Cwp = 1.08000e-07

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 2.00000e+00, Lz = 2.00000e+00, Lb = 2.00000e+00

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force Fxx = -6.65058e+02

Shear Forces Fyy = -8.12291e-01, Fzz = 1.68451e+00

Bending Moments My = -3.36902e+00, Mz = 1.62458e+00

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 292 di 346</p>
---	---	---

End Moments $M_{yi} = -2.52676e+00$, $M_{yj} = -3.36902e+00$ (for Lb)

$M_{yi} = -2.52676e+00$, $M_{yj} = -3.36902e+00$ (for Ly)

$M_{zi} = 1.21844e+00$, $M_{zj} = 1.62458e+00$ (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 7.88$

-. $\sigma_1 = 114071.003 \text{ KPa}$.

-. $\sigma_2 = 107731.129 \text{ KPa}$.

-. $BTR < 10 * e$ (Class 2 : Compact).

=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 7.88$

-. $\sigma_1 = 123832.396 \text{ KPa}$.

-. $\sigma_2 = 117492.523 \text{ KPa}$.

-. $BTR < 10 * e$ (Class 2 : Compact).

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 293 di 346</p>
---	---	---

=====

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 7.88$

-. $\sigma_1 = 129740.851 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 123400.977 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 10 * e$ (Class 2 : Compact).

=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 7.88$

-. $\sigma_1 = 139502.244 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 133162.370 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 10 * e$ (Class 2 : Compact).

=====

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

=====

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 294 di 346</p>
---	---	---

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $d/t = \text{HTR} = 20.62$

-. $\sigma_1 = 129142.370 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 118091.004 \text{ KPa.}$

-. $\text{HTR} < 33 * e$ (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my},C_{mz},C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. $C_{my,0} = 0.953$

-. $C_{mz,0} = 0.962$

-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 0.850

-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 0.850

-. C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

-. $\Gamma_{M0} = 1.05$

-. $\Gamma_{M1} = 1.10$

-. $\Gamma_{M2} = 1.25$

=====

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

=====

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

-. $Kl/i = 40.2 < 200.0 \text{ ---> O.K.}$

(). Calculate axial compressive resistance (N_c_Rd).

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 295 di 346</p>
---	---	---

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

-. $N_{c_Rd} = f_y * Area / \Gamma_{M0} = 1818.95 \text{ kN.}$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{c_Rd}).

N_{Ed}	665.06						
-. -----	=	-----	=	0.366	<	1.000	----> O.K.
N_{c_Rd}				1818.95			

(). Calculate buckling resistance of compression member (N_{b_Rdy} , N_{b_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

-. $\beta_A = A_{eff} / Area = 1.000$

-. $\lambda_{1} = \pi * \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$

-. $\lambda_{by} = \{(K_y * L_y / i_y) / \lambda_{1}\} * \sqrt{\beta_A} = 0.316$

-. $N_{cry} = \pi^2 * E_s * I_{yy} / (K_y * L_y)^2 = 19119.89 \text{ kN.}$

-. $\lambda_{by} < 0.2$ or $N_{Ed}/N_{cry} < 0.04$ --> No need to check.

-. $\lambda_{bz} = \{(K_z * L_z / i_z) / \lambda_{1}\} * \sqrt{\beta_A} = 0.526$

-. $N_{crz} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / (K_z * L_z)^2 = 6943.27 \text{ kN.}$

-. $\lambda_{bz} > 0.2$ and $N_{Ed}/N_{crz} > 0.04$ --> Need to check.

-. $\alpha_{phaz} = 0.490$

-. $\phi_{iz} = 0.5 * [1 + \alpha_{phaz} * (\lambda_{bz} - 0.2) + \lambda_{bz}^2] = 0.718$

-. $\chi_{iz} = \text{MIN} [1 / [\phi_{iz} + \sqrt{\phi_{iz}^2 - \lambda_{bz}^2}], 1.0] = 0.829$

-. $N_{b_Rdz} = \chi_{iz} * \beta_A * Area * f_y / \Gamma_{M1} = 1438.62 \text{ kN.}$

(). Check ratio of buckling resistance (N_{Ed}/N_{b_Rd}).

-. $N_{b_Rd} = \text{MIN} [N_{b_Rdy}, N_{b_Rdz}] = 1438.62 \text{ kN.}$

N_{Ed}	665.06						
-. -----	=	-----	=	0.462	<	1.000	----> O.K.
N_{b_Rd}				1438.62			

=====

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 296 di 346</p>
---	---	------------------------

=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

-. $\eta = 1.2$ ($F_y < 460$ MPa.)

-. $r = 0.0180$ m.

-. $A_{vy} = \text{Area} - h_w * t_w = 0.0043$ m².

-. $A_{vz1} = \eta * h_w * t_w = 0.0013$ m².

-. $A_{vz2} = \text{Area} - 2 * B * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 0.0018$ m².

-. $A_{vz} = \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0018$ m².

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdy} = [A_{vy} * f_y / \text{SQRT}(3)] / \Gamma_{M0} = 834.48$ kN.

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 3, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edy} = 0.81$ kN.

$V_{Edy} = 0.81$

-. $\frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{0.81}{834.48} = 9.734e-04 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$V_{pl_Rdy} = 834.48$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz} * f_y / \text{SQRT}(3)] / \Gamma_{M0} = 352.33$ kN.

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72 * e / \eta \rightarrow \text{No need to check!}$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

(LCB = 2, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 2.67$ kN.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 297 di 346</p>
---	---	---

V_Edz 2.67

-. ----- = ----- = 0.008 < 1.000 ---> O.K.

Vpl_Rdz 352.33

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wply = 0.0004 m³.

-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 145.38 kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

M_Edy 3.37

-. ----- = ----- = 0.023 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdy 145.38

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wplz = 0.0002 m³.

-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 68.23 kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

M_Edz 1.62

-. ----- = ----- = 0.024 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdz 68.23

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 298 di 346</p>
---	---	---

=====

[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

=====

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. Por = 0.300

-. Gs = $E_s / [2 \cdot (1 + \text{Por})] = 80769230.769$ KPa.

-. Ncr = $\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 6943.27$ kN.

-. psi = 0.750

-. C1 = 1.141

-. Mcr = $C1 \cdot Ncr \cdot \text{SQRT} [(C_{wp}/I_{zz}) + (G_s \cdot I_{xx})/Ncr] = 784.36$ kN-m.

-. Lambda_LT_bar = $\text{SQRT} [W_{ply} \cdot f_y / M_{cr}] = 0.441$

-. Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. Lambda_LT_bar = 0.441 > Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. M_Ed/Mcr = 0.004 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.160

If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,

No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl,Rdz} < 0.5$

-. My_Rd = Mc_Rdy = 145.38 kN-m.

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl,Rdy} < 0.5$

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 299 di 346</p>
---	---	---

-. $Mz_{Rd} = Mc_{Rdz} = 68.23 \text{ kN-m.}$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

-. $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z,Rd}}$

$$N_{Rd} \quad M_{y,Rd} \quad M_{z,Rd}$$

= 0.413 < 1.000 ---> O.K.

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

-. $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.366$

-. $a = \text{MIN}[(Area - 2b \cdot t_f) / Area, 0.5] = 0.257$

-. $\alpha = 2.000$

-. $\beta = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.828$

-. $N_{Ed} > 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 454.74 \text{ kN.}$

-. $N_{Ed} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 186.80 \text{ kN.}$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny,Rd} = \text{MIN}[M_{ply,Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a), M_{ply,Rd}] = 105.79 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny,Rd} = 0.032 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $N_{Ed} > h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 574.76 \text{ kN.}$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

-. In case of $n > a$

-. $M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd} \cdot [1 - ((n-a)/(1-a))^2] = 66.76 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz,Rd} = 0.024 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$$[|M_{Edy}|^{\alpha} + |M_{Edz}|^{\beta}]$$

-. $R_{max2} = [\frac{|M_{Edy}|^{\alpha}}{M_{ny,Rd}^{\alpha}} + \frac{|M_{Edz}|^{\beta}}{M_{nz,Rd}^{\beta}}]$

$$[|M_{ny,Rd}| \quad |M_{nz,Rd}|]$$

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 300 di 346</p>
---	---	---

$$= 0.002 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

$$-. N_{Ed} = -665.06 \text{ kN.}$$

$$-. M_{Edy} = -3.37 \text{ kN-m.}$$

$$-. M_{Edz} = 1.62 \text{ kN-m.}$$

$$-. k_{yy} = 0.841$$

$$-. k_{yz} = 0.503$$

$$-. k_{zy} = 0.440$$

$$-. k_{zz} = 0.767$$

$$-. X_{iy} = 1.000$$

$$-. X_{iz} = 0.829$$

$$-. X_{iLT} = 1.000$$

$$-. N_{Rk} = A \cdot f_y = 1909.90 \text{ kN.}$$

$$-. M_{yRk} = W_{ply} \cdot f_y = 152.65 \text{ kN-m.}$$

$$-. M_{zRk} = W_{plz} \cdot f_y = 71.64 \text{ kN-m.}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.416 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.492 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.492 < 1.000 \text{ --->}$$

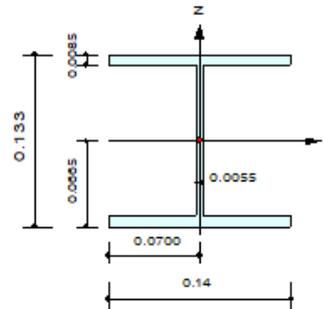
O.K.



9.2.2 HEA140

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	1437
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	HEA140 (No:2) (Rolled : HEA140).
Member Length	: 0.50151



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 413.319$ (LCB: 3, POS:J)
Bending Moments	$M_y = 0.18616$, $M_z = -0.6315$
End Moments	$M_{yi} = 0.15594$, $M_{yj} = 0.18616$ (for Lb) $M_{yi} = 0.15594$, $M_{yj} = 0.18616$ (for Ly) $M_{zi} = -0.5554$, $M_{zj} = -0.6315$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.15942$ (LCB: 3, POS:J) $F_{zz} = 0.33774$ (LCB: 4, POS:1/2)

Depth	0.13300	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.14000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.14000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00314	Asz	0.00073
Oyb	0.01515	Ozb	0.00245
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.07000	Zbar	0.00050
Wely	0.00016	Welz	0.00006
ry	0.05730	rz	0.03520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 0.50151$, $L_z = 0.50151$, $L_b = 0.50151$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 87.5 < 200.0 \text{ (Memb:504, LCB: 2)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 413.32/1061.62 = 0.389 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.1862/58.6257 = 0.003 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.6315/28.4599 = 0.022 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.415 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.002 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Le specifiche della verifica sono riportate di seguito.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 302 di 346</p>
---	---	---

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor) +	Loadcase Name(Factor) +	Loadcase Name(Factor)
1	1	G1(1.350) +	G2-pareti(1.500) +	Wind(0.900)	+	q7-Tunif(1.500)	
2	1	G1(1.350) +	G2-pareti(1.500) +	Wind(-0.900)	+	q7-Tunif(1.500)	
3	1	G1(1.350) +	G2-pareti(1.500) +	Wind(-1.500)	+	q7-Tunif(0.900)	
4	1	G1(1.000) +	G2-pareti(1.000) +	SLV-X(RS)(1.000)	+	SLV-Y(RS)(
0.300)							
5	1	G1(1.000) +	G2-pareti(1.000) +	SLV-X(RS)(1.000)	+	SLV-Y(RS)(-	
0.300)							
6	1	G1(1.000) +	G2-pareti(1.000) +	SLV-X(RS)(0.300)	+	SLV-Y(RS)(
1.000)							
7	1	G1(1.000) +	G2-pareti(1.000) +	SLV-X(RS)(-0.300)	+	SLV-Y(RS)(
1.000)							

*. MEMBER NO = 1437, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 3, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 2

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA140

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.133, Top F Width = 0.140, Bot.F Width = 0.140

Web Thick = 0.005, Top F Thick = 0.009, Bot.F Thick = 0.009

Area = 3.14000e-03, Avy = 2.50200e-03, Avz = 1.01075e-03

Ybar = 7.00000e-02, Zbar = 6.65000e-02, Qyb = 1.51506e-02, Qzb = 2.45000e-03

Wely = 1.55000e-04, Welz = 5.56000e-05, Wply = 1.73400e-04, Wplz = 8.41773e-05

Iyy = 1.03000e-05, Izz = 3.89000e-06, Iyz = 0.00000e+00

iy = 5.73000e-02, iz = 3.52000e-02

J = 6.42229e-08, Cwp = 1.50637e-08

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 5.01510e-01, Lz = 5.01510e-01, Lb = 5.01510e-01

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 303 di 346</p>
---	---	---

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force $F_{xx} = 4.13319e+02$

Shear Forces $F_{yy} = 1.59415e-01$, $F_{zz} = -6.02578e-02$

Bending Moments $M_y = 1.86156e-01$, $M_z = -6.31511e-01$

End Moments $M_{yi} = 1.55936e-01$, $M_{yj} = 1.86156e-01$ (for L_b)

$M_{yi} = 1.55936e-01$, $M_{yj} = 1.86156e-01$ (for L_y)

$M_{zi} = -5.55381e-01$, $M_{zj} = -6.31511e-01$ (for L_z)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====
=====

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====
=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====
=====

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 304 di 346</p>
---	---	------------------------

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

=====

(). Determine classification of tension web(Internal element(s)).

-. Not Checking the Section Classification.

=====

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my},C_{mz},C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. C_{my,0} = 0.967

-. C_{mz,0} = 0.987

-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000

-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 305 di 346</p>
---	---	---

-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

-. Gamma_M0 = 1.05

-. Gamma_M1 = 1.10

-. Gamma_M2 = 1.25

```
=====
=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====
=====
```

(). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).

-. l/i = 14.2 < 300.0 ---> O.K.

(). Calculate parameters for combined resistance.

-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409

-. Lambda_bz = (KLz/iz) / Lambda1 = 0.186

(). Calculate axial tensile resistance (Nt_Rd).

[Eurocode3:05 6.2.3]

-. Nt_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 1061.62 kN.

(). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nt_Rd).

	N_Ed	413.32			
	-. -----	=	0.389	<	1.000 ---> O.K.
	Nt_Rd	1061.62			

```
=====
=====
[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
=====
=====
```



(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

$$-. \eta = 1.2 \text{ (Fy < 460 MPa.)}$$

$$-. r = 0.0120 \text{ m.}$$

$$-. A_{vy} = \text{Area} - h_w * t_w = 0.0025 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz1} = \eta * h_w * t_w = 0.0008 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz2} = \text{Area} - 2 * B * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 0.0010 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz} = \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0010 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl_Rdy} = [A_{vy} * f_y / \text{SQRT}(3)] / \Gamma_{M0} = 488.39 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 3, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_{Edy} = 0.16 \text{ kN.}$$

$$-. \frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{0.16}{488.39} = 3.264e-04 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl_Rdz} = [A_{vz} * f_y / \text{SQRT}(3)] / \Gamma_{M0} = 197.30 \text{ kN.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$-. HTR < 72 * e / \eta \text{ ---> No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

(LCB = 4, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_{Edz} = 0.34 \text{ kN.}$$

$$-. \frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{0.34}{197.30} = 0.002 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 307 di 346</p>
---	---	---

Vpl_Rdz 197.30

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wply = 0.0002 m³.

-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 58.63 kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

M_Edy 0.19

-. ----- = ----- = 0.003 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdy 58.63

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wplz = 8.4177e-05 m³.

-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 28.46 kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

M_Edz 0.63

-. ----- = ----- = 0.022 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdz 28.46

=====

[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 308 di 346</p>
---	---	---

=====

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. Por = 0.300

-. Gs = $E_s / [2 \cdot (1 + \text{Por})] = 80769230.769$ KPa.

-. Ncr = $\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 32056.00$ kN.

-. psi = 0.838

-. C1 = 1.285

-. Mcr = $C1 \cdot Ncr \cdot \text{SQRT} [(C_{wp}/I_{zz}) + (G_s \cdot I_{xx})/Ncr] = 2616.33$ kN-m.

-. Lambda_LT_bar = $\text{SQRT} [W_{ply} \cdot f_y / Mcr] = 0.153$

-. Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. Lambda_LT_bar = 0.153 < Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. M_Ed/Mcr = 7.115e-05 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.160

If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,

No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. My_Rd = Mc_Rdy = 58.63 kN-m.

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 28.46 kN-m.



(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} + \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}$$

$$N_{Rd} \quad M_{y_Rd} \quad M_{z_Rd}$$

$$= 0.415 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.389$$

$$-. a = \text{MIN}[(Area - 2b \cdot t_f) / Area, 0.5] = 0.242$$

$$-. \text{Alpha} = 2.000$$

$$-. \text{Beta} = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.947$$

$$-. N_{Ed} > 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 265.40 \text{ kN.}$$

$$-. N_{Ed} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0} = 107.85 \text{ kN.}$$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{ny_Rd} = \text{MIN}[M_{ply_Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a), M_{ply_Rd}] = 40.73 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.005 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. N_{Ed} > h_w \cdot t_w \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0} = 333.36 \text{ kN.}$$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

-. In case of $n > a$

$$-. M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} \cdot [1 - ((n-a)/(1-a))^2] = 27.39 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.023 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$[|M_{Edy}|^{\text{Alpha}} + |M_{Edz}|^{\text{Beta}}]$$

$$-. R_{max2} = [\frac{|M_{Edy}|^{\text{Alpha}}}{M_{ny_Rd}^{\text{Alpha}}} + \frac{|M_{Edz}|^{\text{Beta}}}{M_{nz_Rd}^{\text{Beta}}}]$$

$$[|M_{ny_Rd}| \quad |M_{nz_Rd}|]$$

$$= 6.711 \cdot 10^{-4} < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

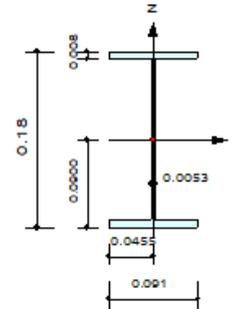
$$-. R_{max} = \text{MAX}[R_{max1}, R_{max2}] = 0.415 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$



9.2.3 IPE180

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 209
Material S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name IPE180 (No:4)
(Rolled : IPE180).
Member Length : 3.00000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -75.091$ (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = 3.89812$, $M_z = 0.84156$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 1.12208$ (LCB: 3, POS:J)
 $F_{zz} = -8.6625$ (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00530
Top F Width	0.09100	Top F Thick	0.00800
Bot.F Width	0.09100	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00239	Asz	0.00095
Cyb	0.01517	Czb	0.00104
I _{yy}	0.00001	I _{zz}	0.00000
Ybar	0.04550	Zbar	0.00000
Wely	0.00015	Welz	0.00002
ry	0.07398	rz	0.02081

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 3.00000$, $L_z = 3.00000$, $L_b = 0.00000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 144.2 < 200.0$ (Memb:209, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 75.091/179.080 = 0.419 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 3.8981/56.2590 = 0.069 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.8416/11.5884 = 0.073 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$Rc.LT1 = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$Rb.LT1 = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$Rc.LT2 = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$Rb.LT2 = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM), \text{MAX}(Rc.LT1 + Rb.LT1, Rc.LT2 + Rb.LT2)] = 0.573 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.040 < 1.000$ O.K

Le specifiche della verifica sono riportate di seguito.

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
1	1	G1(1.350) + G2-pareti(1.500) + Wind(0.900) + q7-Tunif(1.500)
2	1	G1(1.350) + G2-pareti(1.500) + Wind(-0.900) + q7-Tunif(1.500)
3	1	G1(1.350) + G2-pareti(1.500) + Wind(-1.500) + q7-Tunif(0.900)
4	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(1.000) + SLV-Y(RS)(0.300)
5	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(1.000) + SLV-Y(RS)(-0.300)
6	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(0.300) + SLV-Y(RS)(1.000)
7	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(-0.300) + SLV-Y(RS)(1.000)

*. MEMBER NO = 209, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 1, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 4

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = IPE180

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.180, Top F Width = 0.091, Bot.F Width = 0.091

Web Thick = 0.005, Top F Thick = 0.008, Bot.F Thick = 0.008

Area = 2.39000e-03, Avy = 1.52080e-03, Avz = 1.12040e-03

Ybar = 4.55000e-02, Zbar = 9.00000e-02, Qyb = 1.51748e-02, Qzb = 1.03513e-03

Wely = 1.46000e-04, Welz = 2.22000e-05, Wply = 1.66400e-04, Wplz = 3.42757e-05

Iyy = 1.31700e-05, Izz = 1.01000e-06, Iyz = 0.00000e+00

iy = 7.39759e-02, iz = 2.08085e-02

J = 3.95969e-08, Cwp = 7.43121e-09

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 3.00000e+00, Lz = 3.00000e+00, Lb = 0.00000e+00

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 312 di 346</p>
---	---	---

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

Axial Force $F_{xx} = -7.50910e+01$

Shear Forces $F_{yy} = 0.00000e+00$, $F_{zz} = 0.00000e+00$

Bending Moments $M_y = 3.89812e+00$, $M_z = 8.41558e-01$

End Moments $M_{yi} = 0.00000e+00$, $M_{yj} = 0.00000e+00$ (for Lb)

$M_{yi} = 0.00000e+00$, $M_{yj} = 0.00000e+00$ (for Ly)

$M_{zi} = 0.00000e+00$, $M_{zj} = 0.00000e+00$ (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.23$

-. $\sigma_1 = 48558.514$ KPa.

-. $\sigma_2 = 30292.454$ KPa.

-. $BTR < 9*e$ (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 313 di 346</p>
---	---	---

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.23$

-. $\sigma_1 = 79397.669 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 61131.608 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 9 * e$ (Class 1 : Plastic).

=====
=====

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====
=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.23$

-. $\sigma_1 = 32545.205 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 14279.144 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 9 * e$ (Class 1 : Plastic).

=====
=====

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 314 di 346</p>
---	---	---

=====

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $d/t = \text{HTR} = 27.55$

-. $\sigma_1 = 50420.106 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 12417.552 \text{ KPa.}$

-. $\text{HTR} < 38 * e$ (Class 2 : Compact).

=====

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my},C_{mz},C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. $C_{my,0} = 1.001$

-. $C_{mz,0} = 1.010$

-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000

-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000

-. C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

-. $\Gamma_{M0} = 1.05$

-. $\Gamma_{M1} = 1.10$

-. $\Gamma_{M2} = 1.25$

=====

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

=====

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 315 di 346</p>
---	---	------------------------

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

$$-. Kl/i = 144.2 < 200.0 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

(). Calculate axial compressive resistance ($N_{c,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

$$-. N_{c,Rd} = f_y * Area / \Gamma_{M0} = 808.05 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{c,Rd}$).

$$-. \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{75.09}{808.05} = 0.093 < 1.000 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

(). Calculate buckling resistance of compression member ($N_{b,Rdy}$, $N_{b,Rdz}$).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

$$-. \beta_A = A_{eff} / Area = 1.000$$

$$-. \lambda_{1} = \pi * \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$$

$$-. \lambda_{by} = \{ (K_y * L_y / i_y) / \lambda_{1} \} * \sqrt{\beta_A} = 0.531$$

$$-. N_{cry} = \pi^2 * E_s * I_{yy} / (K_y * L_y)^2 = 3032.93 \text{ kN.}$$

$$-. \lambda_{by} < 0.2 \text{ or } N_{Ed}/N_{cry} < 0.04 \text{ --} > \text{No need to check.}$$

$$-. \lambda_{bz} = \{ (K_z * L_z / i_z) / \lambda_{1} \} * \sqrt{\beta_A} = 1.887$$

$$-. N_{crz} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / (K_z * L_z)^2 = 232.59 \text{ kN.}$$

$$-. \lambda_{bz} > 0.2 \text{ and } N_{Ed}/N_{crz} > 0.04 \text{ --} > \text{Need to check.}$$

$$-. \alpha_{ph} = 0.340$$

$$-. \phi_{bz} = 0.5 * [1 + \alpha_{ph} * (\lambda_{bz} - 0.2) + \lambda_{bz}^2] = 2.567$$

$$-. \chi_{bz} = \text{MIN} [1 / [\phi_{bz} + \sqrt{\phi_{bz}^2 - \lambda_{bz}^2}], 1.0] = 0.232$$

$$-. N_{b,Rdz} = \chi_{bz} * \beta_A * Area * f_y / \Gamma_{M1} = 179.08 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of buckling resistance ($N_{Ed}/N_{b,Rd}$).

$$-. N_{b,Rd} = \text{MIN} [N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}] = 179.08 \text{ kN.}$$

$$-. \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{75.09}{179.08} = 0.419 < 1.000 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 316 di 346</p>
---	---	---

=====

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

-. $\eta = 1.2$ ($F_y < 460$ MPa.)

-. $r = 0.0090$ m.

-. $A_{vy} = Area - hw*tw = 0.0015$ m².

-. $A_{vz1} = \eta*hw*tw = 0.0010$ m².

-. $A_{vz2} = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf = 0.0011$ m².

-. $A_{vz} = MAX[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0011$ m².

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdy} = [A_{vy}*f_y/SQRT(3)] / \Gamma_{M0} = 296.86$ kN.

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 3, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edy} = 1.12$ kN.

$V_{Edy} = 1.12$

-. $\frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{1.12}{296.86} = 0.004 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$V_{pl_Rdy} = 296.86$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz}*f_y/SQRT(3)] / \Gamma_{M0} = 218.70$ kN.

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72*e/\eta \text{ ---> No need to check!}$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p>Pag. 317 di 346</p>
---	---	------------------------

(LCB = 3, POS = J)

-. Applied shear force : V_{Edz} = 8.66 kN.

V_{Edz} 8.66

-. $\frac{V_{Edz}}{V_{pl,Rdz}} = \frac{8.66}{218.70} = 0.040 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$V_{pl,Rdz}$ 218.70

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 0.0002 \text{ m}^3$.

-. $Mc_{Rdy} = W_{ply} * f_y / \Gamma_{M0} = 56.26 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/Mc_{Rdy}).

M_{Edy} 3.90

-. $\frac{M_{Edy}}{Mc_{Rdy}} = \frac{3.90}{56.26} = 0.069 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

Mc_{Rdy} 56.26

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 3.4276e-05 \text{ m}^3$.

-. $Mc_{Rdz} = W_{plz} * f_y / \Gamma_{M0} = 11.59 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/Mc_{Rdz}).

M_{Edz} 0.84

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 318 di 346</p>
---	---	---

$$-. \frac{M_{c_Rdz}}{11.59} = 0.073 < 1.000 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

$$-. M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 56.26 \text{ kN-m.}$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

$$-. M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 11.59 \text{ kN-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$= 0.235 < 1.000 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.093$$

$$-. a = \text{MIN} [(Area - 2b \cdot t_f) / Area, 0.5] = 0.391$$

$$-. \text{Alpha} = 2.000$$

$$-. \text{Beta} = \text{MAX} [5 \cdot n, 1.0] = 1.000$$

$$-. N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 202.01 \text{ kN.}$$

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 319 di 346</p>
---	---	---

-. $N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 146.94 \text{ kN.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 56.26 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.069 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 443.58 \text{ kN.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 11.59 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.073 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$$[| M_{Edy} |^{(\text{Alpha})} + | M_{Edz} |^{(\text{Beta})}]$$

-. $R_{max2} = [| \dots | + | \dots |]$

$$[| M_{ny_Rd} | + | M_{nz_Rd} |]$$

= 0.077 < 1.000 ---> O.K.

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. $N_{Ed} = -75.09 \text{ kN.}$

-. $M_{Edy} = 3.90 \text{ kN-m.}$

-. $M_{Edz} = 0.84 \text{ kN-m.}$

-. $k_{yy} = 1.113$

-. $k_{yz} = 1.320$

-. $k_{zy} = 0.588$

-. $k_{zz} = 1.334$

-. $\chi_{iy} = 1.000$

-. $\chi_{iz} = 0.227$

-. $\chi_{iLT} = 1.000$

-. $N_{Rk} = A \cdot f_y = 848.45 \text{ kN.}$

-. $M_{y_Rk} = W_{ply} \cdot f_y = 59.07 \text{ kN-m.}$

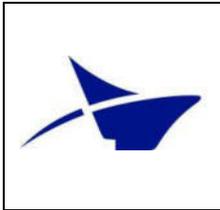
-. $M_{z_Rk} = W_{plz} \cdot f_y = 12.17 \text{ kN-m.}$

-. $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$

-. $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny} \quad M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}$$

-. $R_{max_LT1} = \dots + k_{yy} \cdot \dots + k_{yz} \cdot \dots$



$$\frac{X_{iy} * N_{Rk}}{\Gamma_{M1}} \quad \frac{X_{iLT} * M_{y,Rk}}{\Gamma_{M1}} \quad \frac{M_{z,Rk}}{\Gamma_{M1}}$$

$$= 0.279 < 1.000 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\Gamma_{M1}} \quad \frac{M_{Edy} + N_{Ed} * e_{Ny}}{\Gamma_{M1}} \quad \frac{M_{Edz} + N_{Ed} * e_{Nz}}{\Gamma_{M1}}$$

$$\text{-. } R_{max_LT2} = \text{-----} + k_{zy} * \text{-----} + k_{zz} * \text{-----}$$

$$\frac{X_{iz} * N_{Rk}}{\Gamma_{M1}} \quad \frac{X_{iLT} * M_{y,Rk}}{\Gamma_{M1}} \quad \frac{M_{z,Rk}}{\Gamma_{M1}}$$

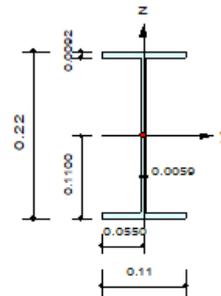
$$= 0.573 < 1.000 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

$$\text{-. } R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.573 < 1.000 \text{ ---} > \text{O.K.}$$

9.2.4 IPE220

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 211
 Material S355 (No:1)
 (F_y = 355000, E_s = 210000000)
 Section Name IPE220 (No:6)
 (Rolled : IPE220).
 Member Length : 3.00000



2. Member Forces

Axial Force F_{xx} = -237.49 (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments M_y = 1.88325, M_z = 0.97484
 End Moments M_{yi} = 0.00000, M_{yj} = 0.00000 (for L_b)
 M_{zi} = 0.00000, M_{zj} = 0.00000 (for L_z)
 Shear Forces F_{yy} = 1.29979 (LCB: 3, POS:J)
 F_{zz} = -4.1850 (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.22000	Web Thick	0.00500
Top F Width	0.11000	Top F Thick	0.00920
Bot.F Width	0.11000	Bot.F Thick	0.00920
Area	0.00334	A _{sz}	0.00130
I _{yy}	0.02316	I _{zz}	0.00000
I _{yy}	0.00003	I _{zz}	0.00000
Y _{bar}	0.05500	Z _{bar}	0.11000
W _{ely}	0.00025	W _{eiz}	0.00004
r _y	0.00080	r _z	0.02522

3. Design Parameters

Unbraced Lengths L_y = 3.00000, L_z = 3.00000, L_b = 0.00000
 Effective Length Factors K_y = 1.00, K_z = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors C_{my} = 1.00, C_{mz} = 1.00, C_{mLT} = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 118.9 < 200.0$ (Memb:211, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 237.489/347.305 = 0.684 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.8833/96.6952 = 0.019 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.9748/19.4115 = 0.050 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_{Rd}}, M_{Edz}/M_{nz_{Rd}}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_{Rd}})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_{Rd}})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_{Rd}} + M_{Edz}/M_{z_{Rd}}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.802 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_{Rd}} = 0.003 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_{Rd}} = 0.013 < 1.000$ O.K

Le specifiche della verifica sono riportate di seguito.

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB		C	Loadcase Name(Factor)	+	Loadcase Name(Factor)	+	Loadcase Name(Factor)		
1	1		G1(1.350)	+	G2-pareti(1.500)	+	Wind(0.900)	+	q7-Tunif(1.500)
2	1		G1(1.350)	+	G2-pareti(1.500)	+	Wind(-0.900)	+	q7-Tunif(1.500)
3	1		G1(1.350)	+	G2-pareti(1.500)	+	Wind(-1.500)	+	q7-Tunif(0.900)
4	1		G1(1.000)	+	G2-pareti(1.000)	+	SLV-X(RS)(1.000)	+	SLV-Y(RS)(0.300)
5	1		G1(1.000)	+	G2-pareti(1.000)	+	SLV-X(RS)(1.000)	+	SLV-Y(RS)(- 0.300)
6	1		G1(1.000)	+	G2-pareti(1.000)	+	SLV-X(RS)(0.300)	+	SLV-Y(RS)(1.000)
7	1		G1(1.000)	+	G2-pareti(1.000)	+	SLV-X(RS)(-0.300)	+	SLV-Y(RS)(1.000)

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 322 di 346</p>
---	---	---

*. MEMBER NO = 211, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 1, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 6

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = IPE220

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.220, Top F Width = 0.110, Bot.F Width = 0.110

Web Thick = 0.006, Top F Thick = 0.009, Bot.F Thick = 0.009

Area = 3.34000e-03, Avy = 2.15056e-03, Avz = 1.59108e-03

Ybar = 5.50000e-02, Zbar = 1.10000e-01, Qyb = 2.31591e-02, Qzb = 1.51250e-03

Wely = 2.52000e-04, Welz = 3.73000e-05, Wply = 2.86000e-04, Wplz = 5.74144e-05

Iyy = 2.77200e-05, Izz = 2.05000e-06, Iyz = 0.00000e+00

iy = 9.08583e-02, iz = 2.52225e-02

J = 7.15351e-08, Cwp = 2.26723e-08

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 3.00000e+00, Lz = 3.00000e+00, Lb = 0.00000e+00

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

Axial Force Fxx = -2.37489e+02

Shear Forces Fyy = 0.00000e+00, Fzz = 0.00000e+00

Bending Moments My = 1.88325e+00, Mz = 9.74839e-01

End Moments Myi = 0.00000e+00, Myj = 0.00000e+00 (for Lb)

Myi = 0.00000e+00, Myj = 0.00000e+00 (for Ly)

Mzi = 0.00000e+00, Mzj = 0.00000e+00 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====
=====

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 323 di 346</p>
---	---	---

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.35$

-. $\sigma_1 = 73074.085 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 60710.294 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 9*e$ (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.35$

-. $\sigma_1 = 94668.272 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 82304.481 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 9*e$ (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.35$

-. $\sigma_1 = 59904.504 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 47540.713 \text{ KPa.}$

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 324 di 346</p>
---	---	---

-. BTR < 9*e (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. b/t = BTR = 4.35

-. sigma1 = 81498.691 KPa.

-. sigma2 = 69134.900 KPa.

-. BTR < 9*e (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

=====

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.81

-. d/t = HTR = 30.10

-. sigma1 = 76420.214 KPa.

-. sigma2 = 65788.771 KPa.

-. HTR < 38*e (Class 2 : Compact).

=====

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . C_{my,0} = 1.001
- . C_{mz,0} = 1.015
- . C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_{Mi}).

[Eurocode3:05 6.1]

- . Gamma_{M0} = 1.05
- . Gamma_{M1} = 1.10
- . Gamma_{M2} = 1.25

=====

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

=====

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

- . Kl/i = 118.9 < 200.0 ---> O.K.

(). Calculate axial compressive resistance (N_{c_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

- . N_{c_Rd} = f_y * Area / Gamma_{M0} = 1129.24 kN.

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{c_Rd}).

- | | | |
|-------------------|---------|---------------------------|
| N _{Ed} | 237.49 | |
| - . ----- | = ----- | = 0.210 < 1.000 ---> O.K. |
| N _{c_Rd} | 1129.24 | |

(). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000

-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409

-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.432

-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 6383.66 kN.

-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 1.557

-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 472.10 kN.

-. Lambda_bz > 0.2 and N_Ed/Ncrz > 0.04 --> Need to check.

-. Alphaz = 0.340

-. Phiz = 0.5 * [1 + Alphaz*(Lambda_bz-0.2) + Lambda_bz^2] = 1.942

-. Xiz = MIN [1 / [Phiz + SQRT(Phiz^2 - Lambda_bz^2)], 1.0] = 0.322

-. Nb_Rdz = Xiz*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 347.31 kN.

(). Check ratio of buckling resistance (N_Ed/Nb_Rd).

-. Nb_Rd = MIN[Nb_Rdy, Nb_Rdz] = 347.31 kN.

N_Ed 237.49

-. ----- = ----- = 0.684 < 1.000 ----> O.K.

Nb_Rd 347.31

=====
=====

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

=====
=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)

-. r = 0.0120 m.

-. Avy = Area - hw*tw = 0.0022 m^2.

-. Avz1 = eta*hw*tw = 0.0014 m^2.



$$-. Avz2 = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf = 0.0016 \text{ m}^2.$$

$$-. Avz = \text{MAX}[Avz1, Avz2] = 0.0016 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. Vpl_Rdy = [Avy*fy/\text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 419.79 \text{ kN}.$$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 3, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_Edy = 1.30 \text{ kN}.$$

$$V_Edy \quad 1.30$$

$$-. \text{-----} = \text{-----} = 0.003 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$Vpl_Rdy \quad 419.79$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. Vpl_Rdz = [Avz*fy/\text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 310.58 \text{ kN}.$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$-. HTR < 72*e/Eta \text{ ---> No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

(LCB = 3, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_Edz = 4.19 \text{ kN}.$$

$$V_Edz \quad 4.19$$

$$-. \text{-----} = \text{-----} = 0.013 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$Vpl_Rdz \quad 310.58$$

=====
=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 328 di 346</p>
---	---	---

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 0.0003 \text{ m}^3$.

-. $Mc_{Rdy} = W_{ply} * f_y / \Gamma_{M0} = 96.70 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/Mc_{Rdy}).

$M_{Edy} \quad 1.88$

-. $\frac{1.88}{96.70} = 0.019 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$Mc_{Rdy} \quad 96.70$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 5.7414e-05 \text{ m}^3$.

-. $Mc_{Rdz} = W_{plz} * f_y / \Gamma_{M0} = 19.41 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/Mc_{Rdz}).

$M_{Edz} \quad 0.97$

-. $\frac{0.97}{19.41} = 0.050 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$Mc_{Rdz} \quad 19.41$

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 329 di 346</p>
---	---	---

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl,Rdz} < 0.5$

-. $M_{y,Rd} = M_{c,Rdy} = 96.70$ kN-m.

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl,Rdy} < 0.5$

-. $M_{z,Rd} = M_{c,Rdz} = 19.41$ kN-m.

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z,Rd}}$$

-. $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z,Rd}}$

$$= 0.280 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

-. $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.210$

-. $a = \text{MIN}[(\text{Area} - 2b \cdot t_f) / \text{Area}, 0.5] = 0.394$

-. $\text{Alpha} = 2.000$

-. $\text{Beta} = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.052$

-. $N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 282.31$ kN.

-. $N_{Ed} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0} = 201.07$ kN.

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny,Rd} = \text{MIN}[M_{ply,Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a), M_{ply,Rd}] = 95.09$ kN-m.

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny,Rd} = 0.020 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0} = 627.07$ kN.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 330 di 346</p>
---	---	---

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$\begin{aligned}
 -. \text{Mnz_Rd} &= \text{Mplz_Rd} = 19.41 \text{ kN-m.} \\
 -. \text{Rmaxz} &= \text{M_Edz} / \text{Mnz_Rd} = 0.050 < 1.000 \text{ ---> O.K.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & [| \text{M_Edy} |^{(\text{Alpha})} + | \text{M_Edz} |^{(\text{Beta})}] \\
 -. \text{Rmax2} &= [| \text{Mny_Rd} | + | \text{Mnz_Rd} |] \\
 & = 0.043 < 1.000 \text{ ---> O.K.}
 \end{aligned}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

$$\begin{aligned}
 -. \text{N_Ed} &= -237.49 \text{ kN.} \\
 -. \text{M_Edy} &= 1.88 \text{ kN-m.} \\
 -. \text{M_Edz} &= 0.97 \text{ kN-m.} \\
 -. \text{kyy} &= 1.170 \\
 -. \text{kyz} &= 1.954 \\
 -. \text{kzy} &= 0.634 \\
 -. \text{kzz} &= 1.606 \\
 -. \text{Xiy} &= 1.000 \\
 -. \text{Xiz} &= 0.313 \\
 -. \text{XiLT} &= 1.000 \\
 -. \text{N_Rk} &= \text{A} \cdot \text{fy} = 1185.70 \text{ kN.} \\
 -. \text{My_Rk} &= \text{Wply} \cdot \text{fy} = 101.53 \text{ kN-m.} \\
 -. \text{Mz_Rk} &= \text{Wplz} \cdot \text{fy} = 20.38 \text{ kN-m.} \\
 -. \text{N_Ed} \cdot \text{eNy} &= 0.0 \text{ (Not Slender)} \\
 -. \text{N_Ed} \cdot \text{eNz} &= 0.0 \text{ (Not Slender)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 -. \text{Rmax_LT1} &= \frac{\text{N_Ed}}{\text{Xiy} \cdot \text{N_Rk} / \text{Gamma_M1}} + \text{kyy} \cdot \frac{\text{M_Edy} + \text{N_Ed} \cdot \text{eNy}}{\text{XiLT} \cdot \text{My_Rk} / \text{Gamma_M1}} + \text{kyz} \cdot \frac{\text{M_Edz} + \text{N_Ed} \cdot \text{eNz}}{\text{Mz_Rk} / \text{Gamma_M1}} \\
 &= 0.347 < 1.000 \text{ ---> O.K.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 -. \text{Rmax_LT2} &= \frac{\text{N_Ed}}{\text{Xiy} \cdot \text{N_Rk} / \text{Gamma_M1}} + \text{kzy} \cdot \frac{\text{M_Edy} + \text{N_Ed} \cdot \text{eNy}}{\text{XiLT} \cdot \text{My_Rk} / \text{Gamma_M1}} + \text{kzz} \cdot \frac{\text{M_Edz} + \text{N_Ed} \cdot \text{eNz}}{\text{Mz_Rk} / \text{Gamma_M1}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & Xiz*N_Rk/\Gamma_{M1} \quad XiLT*My_Rk/\Gamma_{M1} \quad Mz_Rk/\Gamma_{M1} \\ & = 0.802 < 1.000 \text{ ---> O.K.} \end{aligned}$$

-. $R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.802 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

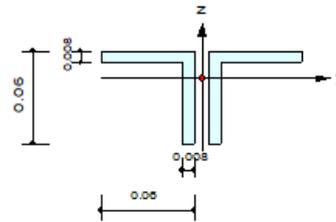
9.2.5 2L 60x6mm

Questi elementi possono raggiungere la loro resistenza per instabilità, pertanto vengono eliminati dal modello e vengono considerati solo quelli in tensione.

La verifica degli elementi è riportata di seguito.

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 475
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name 2L 60x6mm (No:3)
 (Built-up Section).
 Member Length : 3.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -55.283 (LCB: 2, POS:1/2)
 Bending Moments My = 0.25141, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = 0.33521 (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.06000	Flg Thick	0.00800
BTB Spacing	0.01000		
Area	0.00179	Asz	0.00080
Oyb	0.00089	Ozb	0.00180
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.06500	Zbar	0.04207
Wely	0.00001	Welz	0.00002
ry	0.01820	rz	0.02928

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.90000, Lz = 2.90000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 199.1 < 200.0$ (Memb:709, LCB: 7)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 55.283/105.581 = 0.524 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.25141/8.60042 = 0.029 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/13.8917 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c.LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i.LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c.LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b.LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i.LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.566 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.002 < 1.000$ O.K

Le specifiche della verifica sono riportate di seguito.

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
1	1	G1(1.350) + G2-pareti(1.500) + Wind(0.900) + q7-Tunif(1.500)
2	1	G1(1.350) + G2-pareti(1.500) + Wind(-0.900) + q7-Tunif(1.500)
3	1	G1(1.350) + G2-pareti(1.500) + Wind(-1.500) + q7-Tunif(0.900)
4	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(1.000) + SLV-Y(RS)(0.300)
5	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(1.000) + SLV-Y(RS)(- 0.300)
6	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(0.300) + SLV-Y(RS)(1.000)
7	1	G1(1.000) + G2-pareti(1.000) + SLV-X(RS)(-0.300) + SLV-Y(RS)(1.000)



*. MEMBER NO = 475, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 2, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 3

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = 2L 60x6mm

Shape = 2L - Section. (Built-up)

Depth = 0.060, Flg Width = 0.060, BTB Spacing = 0.010

Web Thick = 0.008, Flg Thick = 0.008

Area = 1.79200e-03, A_{vy} = 9.60000e-04, A_{vz} = 9.60000e-04

\bar{Y} = 6.50000e-02, \bar{Z} = 4.20714e-02, Q_{yb} = 8.85003e-04, Q_{zb} = 1.80000e-03

W_{ely} = 1.41127e-05, W_{elz} = 2.36281e-05, W_{ply} = 2.54379e-05, W_{plz} = 4.10880e-05

I_{yy} = 5.93740e-07, I_{zz} = 1.53583e-06, I_{yz} = 0.00000e+00

i_y = 1.82024e-02, i_z = 2.92754e-02

J = 3.82293e-08, C_{wp} = 8.99482e-12

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

L_y = 2.90000e+00, L_z = 2.90000e+00, L_b = 0.00000e+00

K_y = 1.00000e+00, K_z = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

F_y = 3.55000e+05, E_s = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

Axial Force F_{xx} = -5.52828e+01

Shear Forces F_{yy} = 0.00000e+00, F_{zz} = 0.00000e+00

Bending Moments M_y = 2.51411e-01, M_z = 0.00000e+00

End Moments M_{yi} = 0.00000e+00, M_{yj} = 0.00000e+00 (for L_b)

M_{yi} = 0.00000e+00, M_{yj} = 0.00000e+00 (for L_y)

M_{zi} = 0.00000e+00, M_{zj} = 0.00000e+00 (for L_z)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 334 di 346</p>
---	---	---

- Axial force: Tension positive.

=====

[[[*]]] CLASSIFY LEFT FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression flanges(Double angle).

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 6.50$

-. $\sigma_1 = 40733.114 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 40733.114 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 9 * e$ (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT FLANGE OF SECTION (BTR).

=====

(). Determine classification of compression flanges(Double angle).

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 6.50$

-. $\sigma_1 = 40733.114 \text{ KPa.}$

-. $\sigma_2 = 40733.114 \text{ KPa.}$

-. $BTR < 9 * e$ (Class 1 : Plastic).

=====

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

=====

(). Determine classification of compression element(Double angles).

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 335 di 346</p>
---	---	---

- . e = $\text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$
- . d/t = HTR = 7.50
- . sigma1 = 36323.028 KPa.
- . sigma2 = 7657.469 KPa.
- . HTR < 10*e (Class 2 : Compact).

=====

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . Cmy,0 = 1.011
- . Cmz,0 = 1.035
- . Cmy (Default or User Defined Value) = 1.000
- . Cmz (Default or User Defined Value) = 1.000
- . CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

- . Gamma_M0 = 1.05
- . Gamma_M1 = 1.10
- . Gamma_M2 = 1.25

=====

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

=====

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

- . Kl/i = 159.3 < 200.0 ---> O.K.

(). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).



[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

$$-. N_{c_Rd} = f_y * Area / \Gamma_{M0} = 605.87 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{c_Rd}).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c_Rd}} = \frac{55.28}{605.87} = 0.091 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

(). Calculate buckling resistance of compression member (N_{b_Rdy} , N_{b_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

$$-. \beta_A = A_{eff} / Area = 1.000$$

$$-. \lambda_1 = \pi * \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$$

$$-. \lambda_{by} = \{(K_y * L_y / i_y) / \lambda_1\} * \sqrt{\beta_A} = 2.085$$

$$-. N_{cry} = \pi^2 * E_s * I_{yy} / (K_y * L_y)^2 = 146.33 \text{ kN.}$$

-. $\lambda_{by} > 0.2$ and $N_{Ed}/N_{cry} > 0.04$ --> Need to check.

$$-. \alpha_{y1} = 0.490$$

$$-. \phi_{iy} = 0.5 * [1 + \alpha_{y1} * (\lambda_{by} - 0.2) + \lambda_{by}^2] = 3.136$$

$$-. \chi_{iy} = \text{MIN} [1 / [\phi_{iy} + \sqrt{\phi_{iy}^2 - \lambda_{by}^2}], 1.0] = 0.183$$

$$-. N_{b_Rdy} = \chi_{iy} * \beta_A * Area * f_y / \Gamma_{M1} = 105.58 \text{ kN.}$$

$$-. \lambda_{bz} = \{(K_z * L_z / i_z) / \lambda_1\} * \sqrt{\beta_A} = 1.296$$

$$-. N_{crz} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / (K_z * L_z)^2 = 378.50 \text{ kN.}$$

-. $\lambda_{bz} > 0.2$ and $N_{Ed}/N_{crz} > 0.04$ --> Need to check.

$$-. \alpha_{z1} = 0.490$$

$$-. \phi_{iz} = 0.5 * [1 + \alpha_{z1} * (\lambda_{bz} - 0.2) + \lambda_{bz}^2] = 1.609$$

$$-. \chi_{iz} = \text{MIN} [1 / [\phi_{iz} + \sqrt{\phi_{iz}^2 - \lambda_{bz}^2}], 1.0] = 0.390$$

$$-. N_{b_Rdz} = \chi_{iz} * \beta_A * Area * f_y / \Gamma_{M1} = 225.74 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of buckling resistance (N_{Ed}/N_{b_Rd}).

$$-. N_{b_Rd} = \text{MIN} [N_{b_Rdy}, N_{b_Rdz}] = 105.58 \text{ kN.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b_Rd}} = \frac{55.28}{105.58} = 0.524 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 337 di 346</p>
---	---	---

Nb_Rd 105.58

=====

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

-. $A_{vy} = 2 \cdot B \cdot t_f = 0.0010 \text{ m}^2$.

-. $A_{vz} = 2 \cdot h \cdot t_w = 0.0010 \text{ m}^2$.

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 187.39 \text{ kN}$.

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72 \cdot e / \eta \rightarrow$ No need to check!

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

(LCB = 3, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 0.34 \text{ kN}$.

$V_{Edz} \quad 0.34$

-. $\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{0.34}{187.39} = 0.002 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$V_{pl_Rdz} \quad 187.39$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 338 di 346</p>
---	---	---

-. $W_{ply} = 2.5438e-05 \text{ m}^3$.

-. $Mc_{Rdy} = W_{ply} * f_y / \Gamma_{M0} = 8.60 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/Mc_{Rdy}).

	M_{Edy}	0.25			
-. -----	= -----	= 0.029	< 1.000	--->	O.K.
	Mc_{Rdy}	8.60			

=====

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 4.1088e-05 \text{ m}^3$.

-. $Mc_{Rdz} = W_{plz} * f_y / \Gamma_{M0} = 13.89 \text{ kN-m}$.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/Mc_{Rdz}).

	M_{Edz}	0.00			
-. -----	= -----	= 0.000	< 1.000	--->	O.K.
	Mc_{Rdz}	13.89			

=====

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl,Rdz} < 0.5$

-. $My_{Rd} = Mc_{Rdy} = 8.60 \text{ kN-m}$.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo delle strutture a mare</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 339 di 346</p>
---	---	---

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl,Rdy} < 0.5$

-. $M_{z,Rd} = M_{c,Rdz} = 13.89 \text{ kN-m.}$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$

-. $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z,Rd}}$

$N_{Rd} \quad M_{y,Rd} \quad M_{z,Rd}$

$= 0.120 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

-. $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.091$

-. $a = \text{MIN}[(\text{Area}-2b*tf)/\text{Area}, 0.5] = 0.500$

-. $\text{Alpha} = 2.000$

-. $\text{Beta} = \text{MAX}[5*n, 1.0] = 1.000$

-. $M_{ny,Rd} = \text{MIN}[M_{ply,Rd}*(1-n)/(1-0.5*a), M_{ply,Rd}] = 8.60 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny,Rd} = 0.029 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. In case of $n < a$

-. $M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd} = 13.89 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz,Rd} = 0.000 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $R_{max2} = \text{MAX}[R_{maxy}, R_{maxz}] = 0.029 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. $N_{Ed} = -55.28 \text{ kN.}$

-. $M_{Edy} = 0.25 \text{ kN-m.}$



$$-. M_{Edz} = 0.00 \text{ kN-m.}$$

$$-. k_{yy} = 1.399$$

$$-. k_{yz} = 0.659$$

$$-. k_{zy} = 1.226$$

$$-. k_{zz} = 1.381$$

$$-. X_{iy} = 0.183$$

$$-. X_{iz} = 0.390$$

$$-. X_{iLT} = 1.000$$

$$-. N_{Rk} = A \cdot f_y = 636.16 \text{ kN.}$$

$$-. M_{y_Rk} = W_{ply} \cdot f_y = 9.03 \text{ kN-m.}$$

$$-. M_{z_Rk} = W_{plz} \cdot f_y = 14.59 \text{ kN-m.}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}$$
$$= 0.566 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}$$
$$= 0.282 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.566 < 1.000 \text{ --->}$$

O.K.



9.2.6 Validazione del modello

Si realizza un modello in Straus7, al fine di validare i risultati ottenuti con il precedente modello e per eseguire analisi di stabilità riportate nel capitolo successivo. Per la validazione del modello FEM si considera la combinazione di carico del vento, con i suoi valori caratteristici.

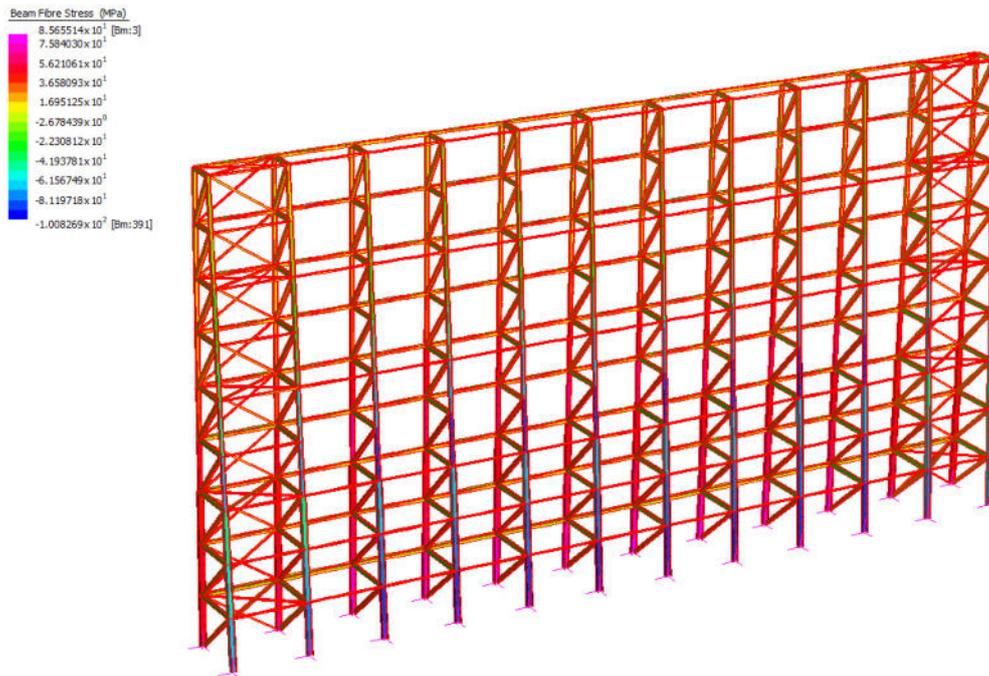


Figura 9-10: Tensioni Von-Mises - Vento - Straus7

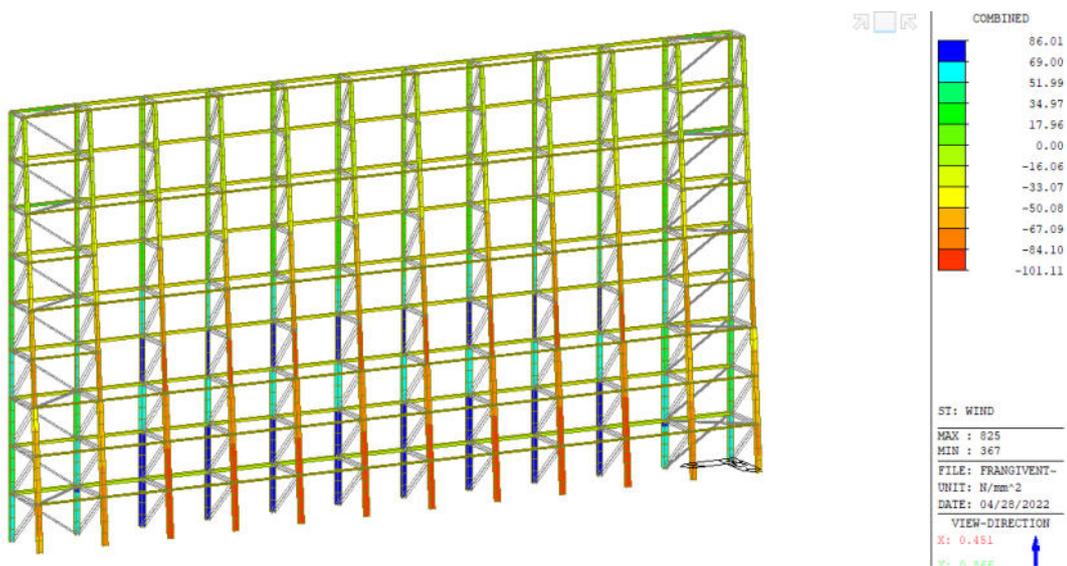


Figura 9-11: Tensioni Von-Mises - Vento - Midas



Si nota come le tensioni di trazione per il modello realizzato con Straus7 siano pari a 85.66MPa mentre per il modello di Midas siano pari a 86.01MPa; per le tensioni di compressione si ha nel primo modello un valore massimo pari a 100.8MPa mentre nel secondo modello un valore massimo pari a 101.11MPa.

In entrambi i casi i due valori differiscono di circa il 1% e quindi si ritiene soddisfatta la validazione dei modelli.

9.2.7 Analisi di instabilità

In conclusione delle verifiche, si esegue una analisi di instabilità globale delle membrature, determinando il fattore di carico critico. Per l'analisi si considera la combinazione SLU più sfavorevole e si realizza un modello in Straus7. La geometria e le ipotesi restano le medesime adoperate finora.

9.2.7.1 Fattori di carico critici

I risultati dell'analisi sono riportati di seguito.

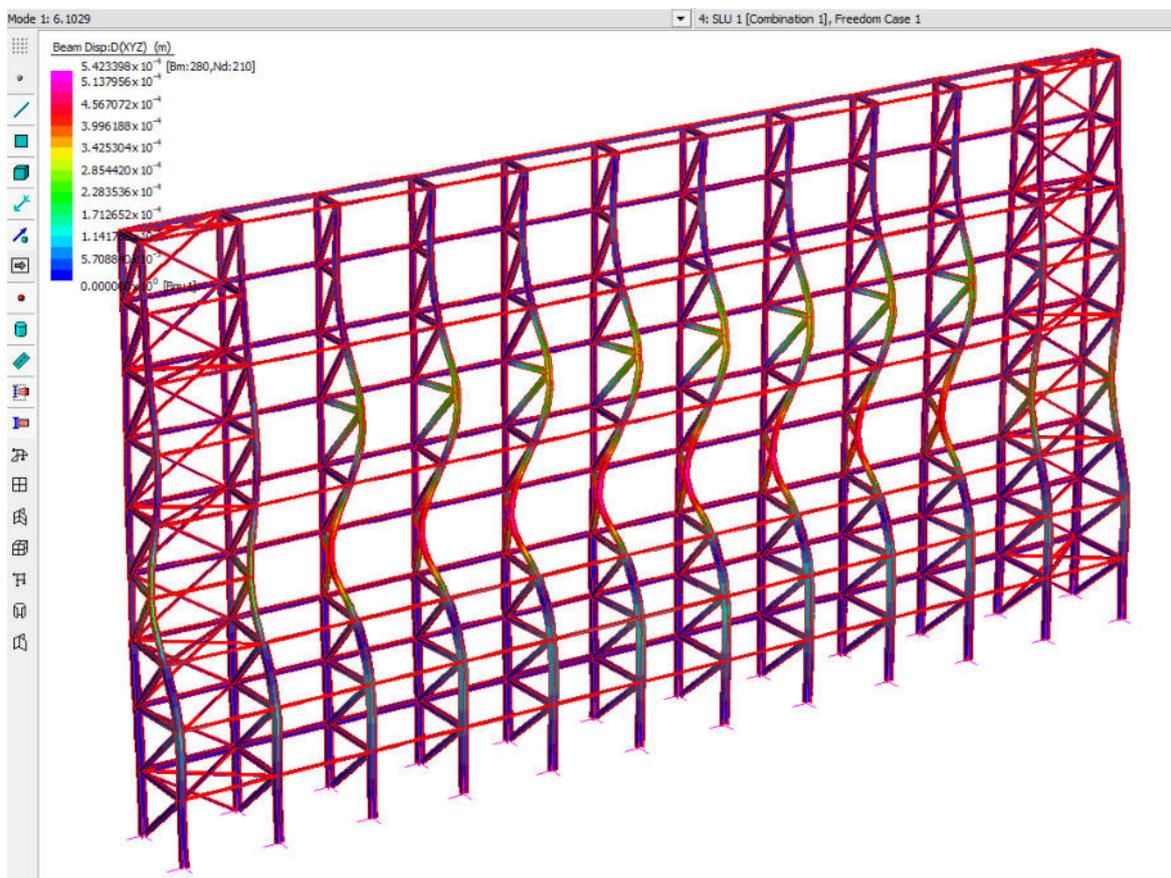


Figura 9-12: Buckling analysis- Modo 1 - LF=6.10

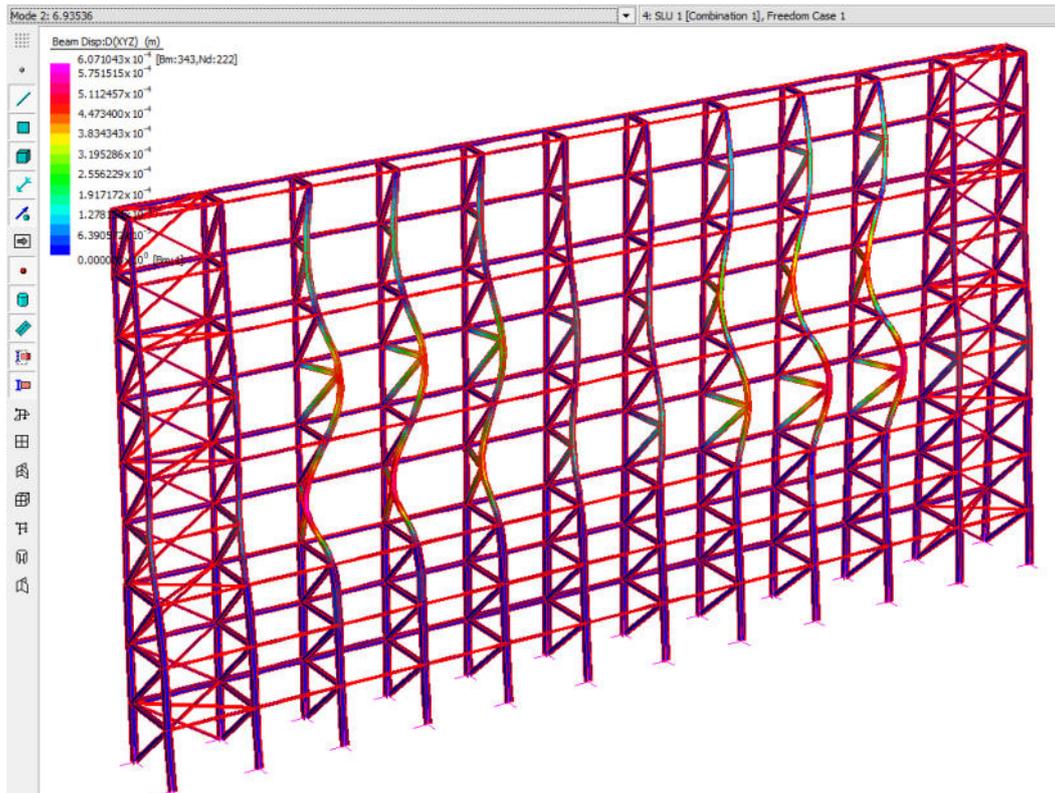


Figura 9-13: Buckling analysis- Modo 2 - LF=6.94

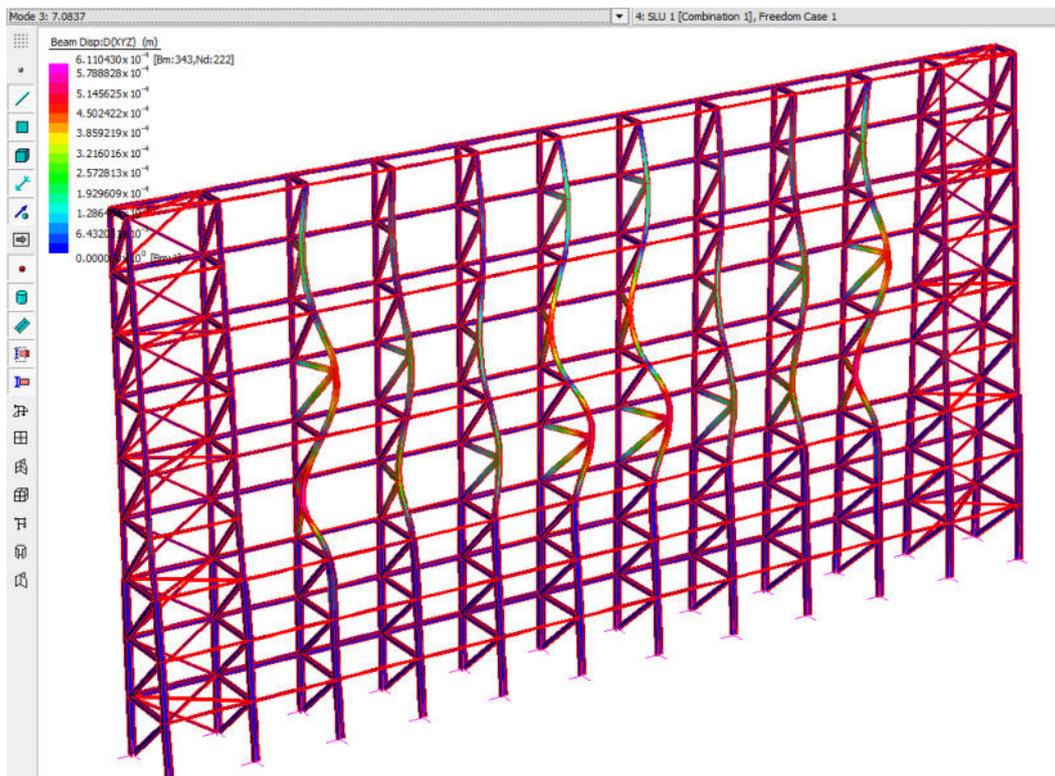
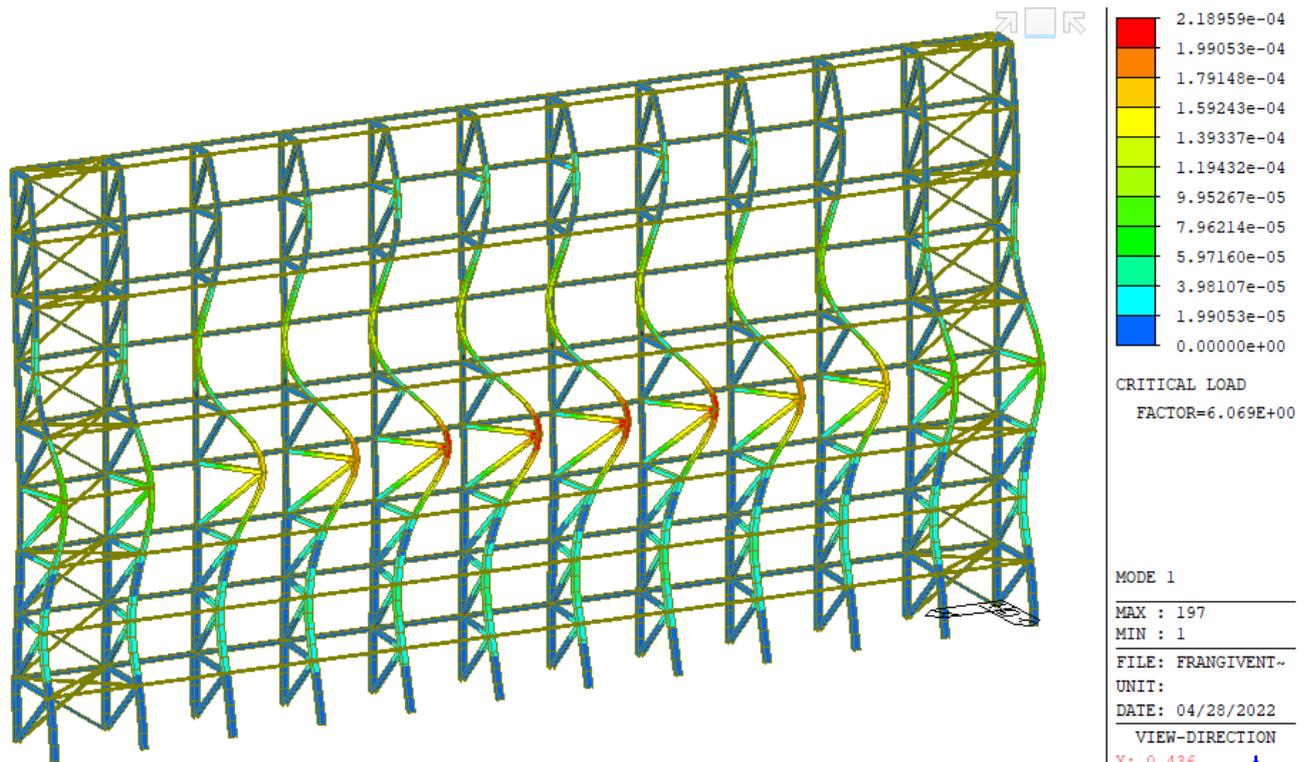


Figura 9-14: Buckling analysis- Modo 3 - LF=7.08



Il fattore di carico minimo ottenuto è pari a 6.10 che è maggiore di 4. Considerando che tale fattore di carico corrisponde ad una condizione ultima SLU, la verifica ad instabilità risulta essere soddisfatta.

Allo scopo di validare il modello, si riporta anche il primo modo ottenuto con il modello numerico realizzato con Midas.



Anche in questo caso si ottiene con il modello Midas un valore di fattore di carico critico pari a 6.07 che si avvicina molto al valore ottenuto dal modello Straus7, pari a 6.10.

9.2.8 Valutazioni sismiche

Si valuta il taglio alla base complessivo in condizioni sismiche, considerando che il periodo della struttura ricada all'interno del plateau, in modo da considerare la forza sollecitante come la massima possibile. Le masse complessive ottenute dal modello sono:

- Masse pesi propri $G1 = 401\text{kN}$
- Masse sovraccarichi $G2 = 84\text{kN}$

La massa totale risulta essere 485kN (48.5ton) e l'accelerazione del plateau è pari a 0.364g. La forza sismica totale, intesa come taglio alla base totale, quindi è pari a 176.54kN.

Se si considera la forza di taglio alla base data dal vento, si ottiene un valore di 1255kN che è di molto maggiore e quindi risulta dimensionante alle azioni trasversali il vento agente rispetto al sisma.



Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto
Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001

Relazione di calcolo delle strutture a mare

Pag. 345 di 346