

Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

F 3 1

D

f

0 0 2

O S

- -

R 0

=

LINEA MILANO - VARESE - LAVENO
RADDOPPIO SELETTIVO GEMONIO - CITTIGLIO
Progetto Definitivo

F CALCOLI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI

Relazione di calcolo passerella pedonale

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	OTT. 2022	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD Sp.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE (a.i.)
Dott. Enrico Bellavita

Progettista



ING. ERBA LUCA
Sez. A Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 639

Collaborazione



Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
PC	MS	MS	Ott. 2022
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.
1443			

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE/PREMESSA/DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE SEZIONI TIPOLOGICHE DI CALCOLO	5
2	NORMATIVA.....	7
2.1	Normativa nazionale	7
2.2	Normativa europea	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo magro	8
3.2	Calcestruzzo strutturale	8
3.3	Calcestruzzo opere fondazione	9
3.4	Malte e miscele cementizie.....	11
3.5	Acciaio per calcestruzzo armato.....	11
3.6	Acciaio carpenteria metallica	11
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	13
4.1	Quote di falda.....	13
5	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	14
5.1	Requisiti prestazionali delle opere	14
5.2	Definizione parametri sismici	14
5.3	Determinazione categoria di sottosuolo e categoria topografica.....	14
5.4	Coefficienti sismici per analisi pseudostatiche.....	14
6	SOFTWARE DI CALCOLO	16
7	ANALISI DEI CARICHI	17
7.1	Carichi su impalcato e strutture in elevazione	17
7.1.1	<i>Carichi permanenti G_1 – peso proprio elementi strutturali.....</i>	<i>17</i>
7.1.2	<i>Carichi permanenti portati $G_{2,1}$ – Peso proprio grigliato metallico.....</i>	<i>17</i>
7.1.3	<i>Carichi permanenti portati $G_{2,2}$ – Peso proprio parapetto</i>	<i>17</i>
7.1.4	<i>Carichi variabili Q_1: carico folla.....</i>	<i>17</i>
7.1.5	<i>Carichi variabili Q_6: carico folla.....</i>	<i>17</i>
7.1.6	<i>Carichi variabili $Q_{5,4}$: carico da neve</i>	<i>17</i>
7.1.7	<i>Carichi variabili $Q_{5,5}$: carico da vento.....</i>	<i>18</i>
7.1.8	<i>Variazioni termiche.....</i>	<i>19</i>
7.1.9	<i>Azione sismica.....</i>	<i>20</i>
7.2	Azioni e Carichi su spalla controterra – paratia micropali.....	20
7.2.1	<i>Spinta delle terre “a riposo”.....</i>	<i>20</i>
7.2.2	<i>Spinta delle terre in condizioni statiche.....</i>	<i>20</i>
7.2.3	<i>Spinta delle terre in condizioni sismiche</i>	<i>22</i>
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	24
9	STRUTTURE METALLICHE	26
9.1	VERIFICA SLU ELEMENTI METALLICI	29
9.1.1	<i>Verifica di dettaglio montante pila.....</i>	<i>30</i>
9.1.2	<i>Verifica dettaglio trave principale impalcato</i>	<i>31</i>

9.2	Verifica SLE elementi metallici	33
9.2.1	<i>Spostamenti verticali passerella</i>	33
9.2.2	<i>Spostamenti verticali rampa</i>	33
9.2.3	<i>Spostamenti orizzontali pila</i>	34
9.2.4	<i>Analisi della frequenza</i>	34
9.3	VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE	34
9.3.1	<i>Plinto pila</i>	36
9.4	Plinto1 rampa scale	42
9.5	Platea rampa scale.....	48
10	PARATIA DI SPALLA.....	55
10.1	Caratteristiche geometriche struttura	55
10.2	Criteri di verifica generale	55
10.2.1	<i>Verifiche geotecniche</i>	56
10.2.2	<i>Verifiche strutturali</i>	58
10.3	Analisi Paratia	59
10.3.1	<i>Configurazioni Fasi Di Calcolo</i>	59
10.4	Risultati analisi.....	60
10.4.1	<i>Spostamenti</i>	60
10.4.2	<i>Azioni interne micropali a flessione e taglio</i>	61
10.5	Verifiche Paratia	62
10.5.1	<i>Verifica massima spinta passiva mobilitata</i>	62
10.5.2	<i>Verifica strutturale micropali</i>	62
10.5.3	<i>Verifica dei tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)</i>	63
10.5.4	<i>Verifica travi di ripartizione</i>	63
10.5.5	<i>Verifica capacità portante micropali</i>	64

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE SEZIONI TIPOLOGICHE DI CALCOLO

La passerella pedonale in progetto va a ripristinare il passaggio sopraelevato esistente in prossimità della stazione di Gemonio che sarà demolito durante l'esecuzione dei lavori. Oltre alla passerella sarà realizzata anche la nuova scala di approccio

La struttura di attraversamento ferroviario, presenta una luce di calcolo di 12.50 m e una larghezza netta di 1.80 m.

L'impalcato, a via di corsa inferiore, è realizzato mediante due travi principali di altezza pari a 1.50 m poste ad interasse di 2.15 m e collegate da traversi realizzati mediante profili in acciaio HEA140 posti ad interasse di 1.25 m. I due traversi di testata saranno invece realizzati mediante due HEB180. La soletta è realizzata mediante un grigliato appoggiato ai traversi, con portata minima di 5 kN/mq.

L'impalcato appoggia a nord su una berlinese a cavalletto tirantata, costituita da micropali $\phi 300$ mm L=12 m, posti ad interasse di 0.40m ed armati con tubolare metallico $\phi 168.3$ mm s=12.5 mm.

Sul lato opposto, la passerella è collegata alla struttura della scala di approccio e appoggia su una pila tralicciata costituita da due montanti HEA240 posti ad interasse di 2.15m e traversi realizzati con HEA 180 posti ad interasse verticale di 2.60m.

La scala di approccio, di larghezza netta pari a 1.80m, ha uno sviluppo a "I" ed è costituita da tre rampe pressoché identiche, inframezzate da due pianerottoli di lunghezza 1.80m. La prima rampa è costituita da 9 gradini con pedata 0.30m ed alzata 0.17 m, mentre le altre due rampe presentano 10 gradini con le stesse caratteristiche geometriche. Il dislivello complessivo è pari a 5.44m.

La rampa è realizzata con due cosciali costituiti da UPN 220, mentre i gradini sono realizzati da grigliati metallici appoggiati ai cosciali tramite profili ad L.

La scala, oltre all'appoggio in sommità sulla medesima pila della passerella, presenta altri due appoggi intermedi, posti in corrispondenza della rampa centrale, costituiti da montanti HEA 180 opportunamente controventati.

Gli elementi di elevazione sono ancorati in fondazione a plinti in cemento armato ordinario gettato in opera.

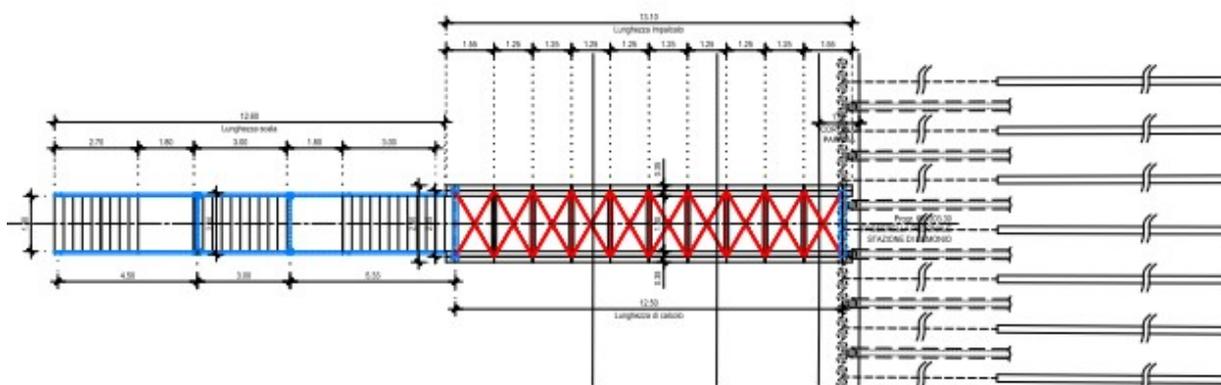


Figura 1-3. Pianta

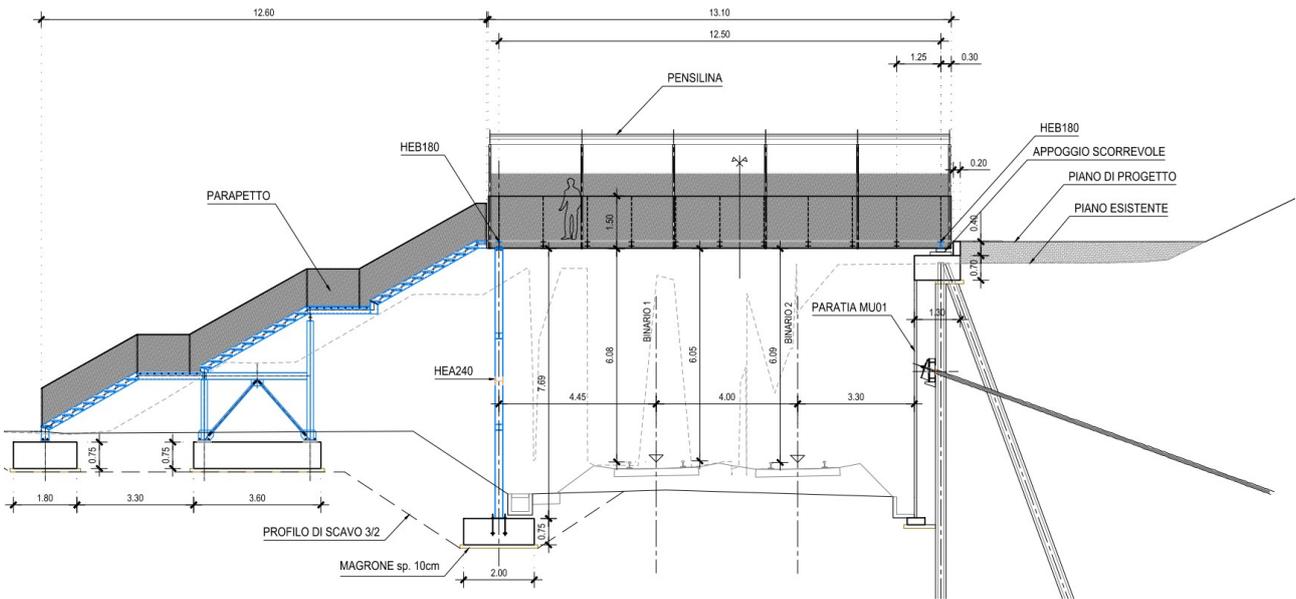


Figura 1-4. Sezione longitudinale

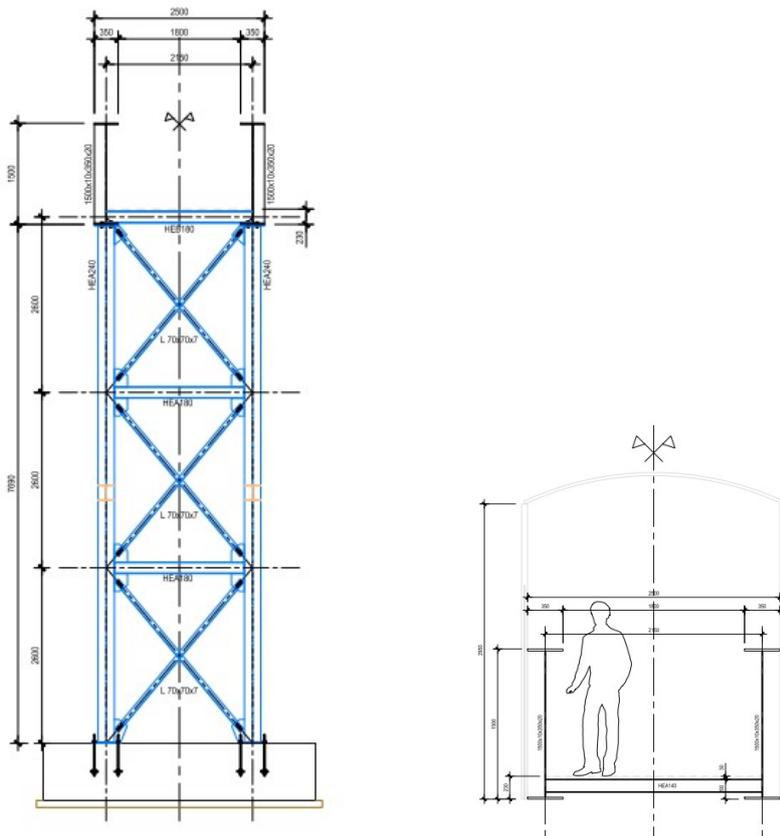


Figura 1-5. Sezione trasversale

2 NORMATIVA

Le verifiche statiche e la redazione della presente relazione sono state eseguite nel rispetto della Normativa in vigore.

2.1 Normativa nazionale

- **DM Infrastrutture 17 gennaio 2018** - Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- **Circolare 20 gennaio 2019, n.7/C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al DM 17 gennaio 2018.
- **L. 05/11/1972 n. 1086** – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

2.2 Normativa europea

- **UNI EN 1990:2006** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 206:2016** – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2016** – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.
- **UNI EN1993-1-1:2005** - Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici;
-
- **CNR DT207_2008** - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
-

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo magro

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo classe: **C12/15**

3.2 Calcestruzzo strutturale

Classe di esposizione ambientale:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 3-1 – Tabella 4.1.III NTC2018

prospetto 5 Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione														
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45			0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45			C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³) ^{d)}	-	300	320	340	340	360			320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)												b)	4,0 ^{a)}		
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			

Figura 3-2 – Prospetto 5 UNI 11104:2016

Per le strutture si prevede l'utilizzo di calcestruzzo classe:

C30/37

Resistenza a compressione cubica

$$R_{ck} = 37.00 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione cilindrica

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione caratteristica

$$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

Contenuto min. cemento

$$340 \text{ Kg/mc}$$

Classe di esposizione

XF2

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls

$$\gamma_c = 1.5$$

Resistenza a compressione di calcolo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = f_{ctk} / 1.5 = 1.37 \text{ N/mm}^2$$

Calcolo copriferri minimi:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45

Figura 3-3 – Tabella C4.1.IV Circolare 7/2019

I valori dei copriferri minimi riportati in tabella si riferiscono a $V_n = 50$ anni

Tolleranze di posa = 10 mm.

Copriferro minimo totale = 30 mm + 10 mm = 40 mm

3.3 Calcestruzzo opere fondazione

Classe di esposizione ambientale:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2 , XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 3-4 – Tabella 4.1.III NTC2018

prospetto 5 Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione		Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo						
		XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	
						XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3					
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45				
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37				
Minimo contenuto in cemento (kg/m^3) ^{d)}	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360				
Contenuto minimo in aria (%)											b)	4,0 ^{a)}				
Altri requisiti					E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo					

Figura 3-5 – Prospetto 5 UNI 11104:2016

Calcolo copriferri minimi:

Calcolo copriferri minimi:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45

Figura 3-6 – Tabella C4.1.IV Circolare 7/2019

Calcolo del copriferro secondo DM 17.01.2018

tipo corrosione	classe esp.	$f_{ck min}$	$R_{ck min}$
nessun rischio - tipo 1	***		
da carbonatazione - tipo 2	XC2	25	30
da cloruri - tipo 3	***		
da cloruri nell'acqua di mare - tipo 4	***		
da gelo/disgelo - tipo 5	***		
da attacco chimico - tipo 6	***		

classe minima prescritta = C25/30

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

<u>Calcestruzzo</u> <u>scelto</u>		CONTROLLO CLASSE OK			
Cl _s	C25/30	$R_{ck} = 30$	N/mm^2	$f_{ck} = 25$	N/mm^2
$\gamma_c =$	1.5	$f_{cm} = 33.00$	N/mm^2	$f_{cd} = 14.17$	N/mm^2
$\alpha_{cc} =$	0.85	$E_c = 31476$	N/mm^2	$f_{ctm} = 2.56$	N/mm^2

Copriferro 4.1.6.1.3

tipo di ambiente = ordinarie

tipo di elemento = altri elementi

vita utile = 50 anni

Produzioni in qualità = No

strato minimo di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) = 35 mm

3.4 Malte e miscele cementizie

Malte e miscele cementizie per micropali:

Classe di resistenza minima: **C25/30**
 Classe di esposizione: **XC2**
 Eventuali additivi: **secondo NTA**

3.5 Acciaio per calcestruzzo armato

Si prevede l'utilizzo di acciaio per armatura di tipo: **B450C**

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
 Tensione a rottura caratteristica $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
 Allungamento totale al carico massimo $A_{gt} \geq 7.5\%$
 Rapporto f_{tk}/f_{yk} $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
 Rapporto $f_{y,misurato}/f_{y,nominale}$ $f_{y,misurato}/f_{y,nominale} \leq 1.25$
 Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio $\gamma_s = 1.15$
 Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$
 Tensione di esercizio max (comb. Rara) $\sigma_s = 0.80 * f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

3.6 Acciaio carpenteria metallica

Acciaio laminato:

	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]
S355J0	355	510

Bulloni e dadi:

	f_{yb} [MPa]	f_{tb} [MPa]
classe 8.8, dado 8	649	800

Saldature:

Di testa o a cordoni d'angolo, comunque conformi alle disposizioni della UNI EN ISO 4063/2001.

Caratteristiche meccaniche di progetto:

modulo elastico: $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
 modulo di elasticità trasversale: $G = E / [2(1+\nu)] = 80770 \text{ N/mm}^2$
 coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$
 coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C-1}$
 densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
 coefficienti parziali di sicurezza: $\gamma_{M0} = 1.05; \gamma_{M1} = 1.05; \gamma_{M2} = 1.25$

Per quanto riguarda le procedure e le prove sperimentali di accettazione dell'acciaio da carpenteria si rimanda nel dettaglio ai §§ 11.3.1 e 11.3.4 delle NTC.

Acciaio in profili a sezione cava:

Classe acciaio (secondo UNI EN 10210-1)

S355 J0H+N

- Spessore nominale dell'elemento $t \leq 40$ mm

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 355$ MPa

Tensione caratteristica di rottura

$f_{tk} = 510$ MPa

Per la verifica in campo elastico, la resistenza di calcolo dell'acciaio si è assunta pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo

γ_M = coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

	Elemento o tipo di verifica	γ_M
Per il materiale	Sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
	Fenomeni di instabilità	$\gamma_{M1} = 1.05$
	Resistenza delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1.25$
Per i collegamenti	Bulloni	$\gamma_{M2} = 1.25$
	Saldature	$\gamma_{M2} = 1.25$

Bulloni e dadi:

classe viti (secondo UNI EN 15048-1)

8.8

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yb} = 640$ MPa

Tensione di rottura

$f_{tb} = 800$ MPa

Classe dadi (secondo UNI EN 15048-1)

8

Grigliato metallico:

classe acciaio (secondo UNI EN 10025-1)

S235JR

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yb} = 640$ MPa

Tensione di rottura

$f_{tb} = 800$ MPa

Classe dadi (secondo UNI EN 15048-1)

8

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Relativamente alla caratterizzazione geotecnica, si fa riferimento a quanto riportato sulla "Relazione geologica – Indagine geognostica, caratterizzazione e modellazione geotecnica" redatta da "Tecnostudio" in data 08/09/2022.

Si riportano, così come riportate nell'elaborato sopraccitato, le proprietà dei terreni indagati, relativamente a quelle opere in progetto che sorgono in prossimità dello sviluppo delle paratie oggetto di studio.

Geotecnica utilizzata per verifica paratia di spalla

Profondità [m]	Tipologia	Cu [kPa]	E [MPa]	ϕ [°]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
0.00-2.50	Sabbia limosa con ghiaia	-	2	30	17	18	B	T1 (locale valle)
2.50-10.00	Trovanti rocciosi	-	20	35	20	22		

Geotecnica utilizzata per verifica fondazioni

Profondità [m]	Tipologia	Cu [kPa]	E _{edom} [MPa]	ϕ [°]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	Permeabilità [m/s]	V _{s,eq} [m/s]	F ₀ [Hz]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
0,30 – 2,50	Sabbia limosa con ghiaia	--	2.507	22	1.929	17	18	2E-07	406 (locale a valle)	9,65 (locale a valle)	B	T1 (locale a valle)
2,50 – 10,00	Trovanti rocciosi	--	20,890	35	16,098	20	22	--				

4.1 Quote di falda

Per quanto riguarda la profondità della falda, il modello geotecnico di progetto prescrive, sulla base delle misurazioni effettuate, che venga considerata con il valore di 6 metri dal piano campagna.

5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

5.1 Requisiti prestazionali delle opere

La vita nominale (VN) delle opere in progetto è assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la II per reti viarie non ricadenti in Classi d'uso III o IV e reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza.

Il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -VR / \ln(1 - PVR) = 475 \text{ anni}$$

5.2 Definizione parametri sismici

Si riportano i parametri a_g , F_0 e T_c^* per i diversi stati limite.

a_g Accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

	Prob. Superamento [%]	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	81	30	0,015	2,572	0,157
SLD	63	50	0,019	2,554	0,167
SLV	10	475	0,039	2,659	0,279
SLC	5	975	0,048	2,721	0,305

5.3 Determinazione categoria di sottosuolo e categoria topografica

Per quanto riguarda la classificazione sismica, come indicato nella "Relazione geologica – Indagine geognostica, caratterizzazione e modellazione geotecnica" i terreni interessati dalle opere sono ascrivibili a:

- Categoria di suolo tipo B
- Categoria topografica tipo T1

5.4 Coefficienti sismici per analisi pseudostatiche

In condizioni "pseudostatiche" l'azione sismica può essere rappresentata con una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \times a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Si tenga presente che, nel caso delle strutture interrato la verifica degli elementi agli SLV implica automaticamente il soddisfacimento delle verifiche di resistenza allo SLD:

Infatti, verificato che $E_{d,SLV} \leq R_{d,SLV}$, poichè:

$E_{d,SLD} \leq E_{d,SLV}$ e $R_{d,SLV} < R_{d,SLD}$ sicuramente sarà $E_{d,SLD} \leq R_{d,SLD}$

Per cui nelle strutture interrato la verifica agli SLD verrà omessa in quanto non dimensionante ed implicitamente soddisfatta dalle verifiche SLV.

6 SOFTWARE DI CALCOLO

I software utilizzati nella redazione della presente relazione di calcolo sono:

- **ParatiePlus rel.22.0 – Analisi e calcolo paratie** – distribuito dalla Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano: codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale;
- **Microsoft Word** – pacchetto Office di Microsoft: software adoperato per la stesura delle relazioni;
- **Microsoft Excel** – pacchetto Office di Microsoft: software adoperato per analisi dei carichi e per implementazione di fogli di calcolo per verifiche sezioni
- **Sap2000®** - Structural Analysis Program, Copyright Computers and Structures, Inc. - modellazione strutturale ad elementi finiti.
-

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo.

I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Carichi su impalcato e strutture in elevazione

7.1.1 Carichi permanenti G_1 – peso proprio elementi strutturali

Il peso proprio della struttura in acciaio viene calcolato in automatico dal software di calcolo agli elementi finiti considerando:

Peso specifico dell'acciaio 78.5 kN/m³

A tale peso si è aggiunto un coefficiente moltiplicativo per tenere conto della quota parte di peso di costole, bullonerie, piatti, etc.

Coefficiente moltiplicativo: 1.15

Il peso proprio degli elementi strutturali in calcestruzzo armato

7.1.2 Carichi permanenti portati $G_{2,1}$ – Peso proprio grigliato metallico

Si è considerato il peso di un grigliato antitacco 15x76 maglia portante di spessore 40x3 per la soletta di impalcato e per i gradini della scala.

Peso grigliato 0.65 kN/m²

7.1.3 Carichi permanenti portati $G_{2,2}$ – Peso proprio parapetto

Si è considerato il peso del parapetto sulla scala e sull'impalcato come un carico lineare applicato sui cosciali e sulle travi di impalcato.

Peso parapetto scala 0.20 kN/m

Peso parapetto impalcato 0.34 kN/m

7.1.4 Carichi variabili Q_1 : carico folla

Si considera un carico distribuito secondo lo schema da normativa 5, rappresentante folla compatta applicato sulla superficie di ogni gradino e pianerottolo della scala e sulla soletta di impalcato della passerella.

Carico folla compatta 5.00 kN/m²

7.1.5 Carichi variabili Q_6 : carico folla

Si considera come da normativa, una forza orizzontale distribuita sul parapetto rappresentante la spinta della folla pari a 1.5 kN/m. Essa sarà posizionata ad un'altezza pari a 1.15 m dal piano viabile.

7.1.6 Carichi variabili $Q_{5,4}$: carico da neve

Zona I - Mediterranea

$a_s = 267$ m.l.m.m. quota altimetrica rispetto al livello del mare

$q_{sk} = 1,62$ kN/m²

$C_E = 1,00$ coefficiente di esposizione

topografia normale

$C_t = 1,00$ coefficiente termico

COPERTURA A FALDA SINGOLA

$a_1 = 0,0^\circ$ inclinazione della falda
 $m_1 = 0,80$ coefficiente di forma

$q_s = m_1 q_{sk} C_E C_t = 1,29 \text{ kN/m}^2$

7.1.7 Carichi variabili $Q_{5,5}$: carico da vento

Pressione del vento:

$p = q_r C_e C_p C_d$

Zona 1 posizione fino a 500m
 $a_s = 267$ m.l.m.m. quota altimetrica rispetto al livello del mare
 $z = 10,00$ m altezza costruzione
 Classe C Categoria III
 $v_{b,0} = 25$ m/s $C_a = 1,00$ $v_b = v_{b,0} C_a = 25,0$ m/s
 $T_R = 50$ anni $C_r = 1,00$ $v_r = v_b C_r = 25,0$ m/s
 $r = 1,25$ kg/m³ $a_0 = 1000$ m $k_a = 0,4$ 1/s
 $q_r = 1/2 \rho v_r^2 = 390,63$ N/m²

$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln(z_i/z_0) [7 + C_t \ln(z_i/z_0)] = 2,14$ coefficiente di esposizione
 con:

$z_i = z$ per $z \geq z_{min}$ $z_0 = 0,10$ m $k_r = 0,20$
 $z_i = z_{min}$ per $z < z_{min}$ $z_{min} = 5,00$ m

Caso: Costruzione in piano $C_t = 1,00$
 $C_d = 1,10$ coefficiente dinamico

$p_{base} = q_b C_e C_d = 0,919$ kN/mq Pressione base

Tettoie

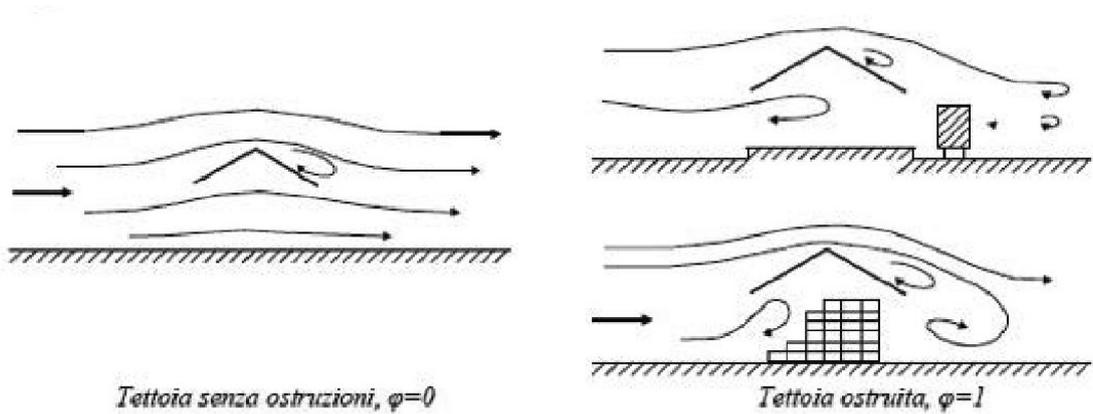
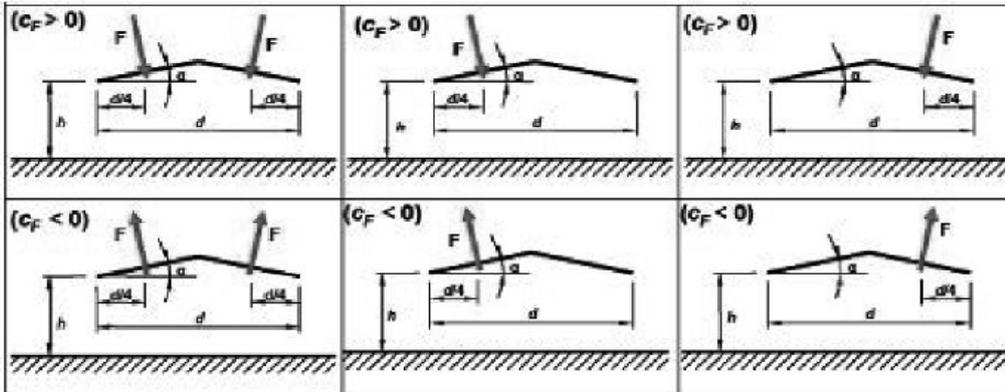


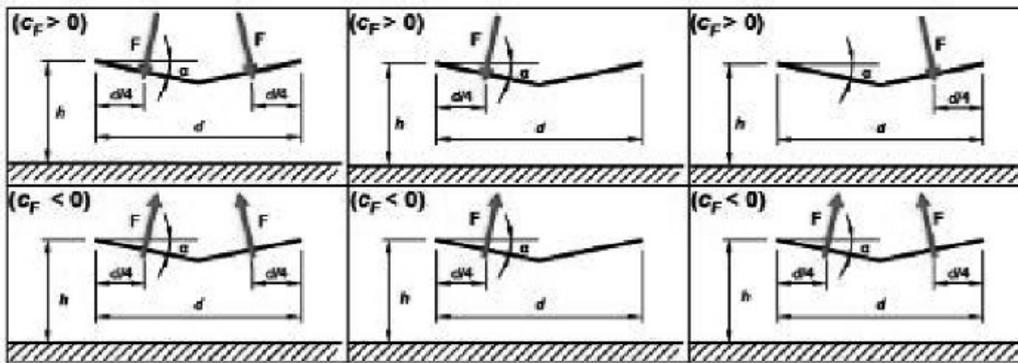
Figura C3.3.20 - Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con $\phi=0$ e $\phi=1$

Grado di bloccaggio (1 corrisponde a spazio ostruito, 0 a tettoia libera):

Tettoie a falda doppia



(a)



(b)

$L^2 = 30,11 \text{ m}^2$ superficie della singola falda

Direzione \perp alla linea di colmo

$\phi = 0$
 $\alpha = 5^\circ$

	C_F	$p = C_F$ p_{base} kN/m ²	$F = p L^2$ kN
$C_F > 0$	0,317	0,291	8,76
$C_F < 0$	-0,600	-0,551	-16,60

Azione tangenziale del vento:

$p_f = q_r C_e C_f = 0,033 \text{ kN/mq}$
 $C_f = 0,04$ coefficiente d'attrito

7.1.8 Variazioni termiche

Si considera $\Delta T_{st} = +/- 25^{\circ}\text{C}$ (strutture in acciaio esposte).

7.1.9 Azione sismica

Con riferimento a quanto riportato nel capitolo specifico, è stata calcolata l'azione sismica con i seguenti parametri:

Stato Limite		T_r [anni]	$a_g/g[-]$	$F_o[-]$	$T^*c[s]$
SLO	Operatività	30	0,015	2,577	0,16
SLD	Danno	50	0,018	2,555	0,17
SLV	Salvaguardia Vita	475	0,039	2,652	0,28
SLC	Prevenzione Collasso	975	0,047	2,711	0,31

Stato Limite	SLV	
$a_g/g[-]$	0,039	
$F_o[-]$	2,652	
$T^*c[s]$	0,28	
Cat.		
Sottosuolo	B	
Cat.		
Topografica	T1	
Ss_{orizz}	1,200	
Ss_{vertic}	1,000	
C_c	1,419	
St	1	
	ORIZZ	VERTIC
T.B	0,132	0,05
T.C	0,397	0,15
T.D	1,756	1
S	1,2	1

7.2 Azioni e Carichi su spalla controterra – paratia micropali

7.2.1 Spinta delle terre "a riposo"

Il coefficiente di spinta a riposo è stato calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin(\phi')$$

dove:

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno

7.2.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_A e il coefficiente di spinta passiva K_P .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_{ONC}(OCR)m$$

Dove

$$K_{ONC} = 1 - \sin\phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7. Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979) forniscono valori di m per argille italiane.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da:

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_A e K_P si tiene conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948).

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma'_h = K_A \sigma'_v - 2c'K_A^{0.5}$$

$$\sigma'_h = K_P \sigma'_v + 2c'K_P^{0.5}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse, k , è data da

$$k = E / L$$

ove E è un modulo di rigidità del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidità di ogni molla è:

$$K = E \Delta / L$$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = 2/3 l_A \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_P = 2/3 l_P \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

dove l_A e l_P sono rispettivamente:

$$l_A = \min[l; 2H]$$

$$l_P = \min[l-H; H]$$

e dove

l = altezza totale della paratia;

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987).

Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il parametro E dipende dalla storia tensionale del sito nonché dall'incremento locale dello stato tensionale come illustrato in Becci e Nova (1987).

Il modulo E può essere considerato dipendente dalla pressione media $p = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ secondo la legge

$$E = R(p/p_a)^n$$

in cui p_a e la pressione atmosferica mentre R e n sono quantità determinabili sperimentalmente. E' ovvio che ponendo $n=0$ si può considerare il caso di modulo costante, mentre se n è posto pari a 1, si ha il caso, tipico delle argille normalconsolidate, in cui il modulo varia linearmente con la profondità. Nelle nostre analisi si è posto $n=0$.

Il valore R è in genere diverso in condizioni di carico vergine o di scarico-ricarico. Valori indicativi di R e n sono dati da Janbu (1963). La variabilità di questi parametri è grandissima. Per una sabbia n può variare tra 0.2 e 1.0 e R tra 8 e 200 MPa. Per un'argilla normalmente consolidata $n \sim 1$. I valori di R per argille italiane possono essere dedotti da Jamiolkowski et al. (1979).

Si noti inoltre che, poiché lo stato tensionale iniziale vergine non è isotropo, la rigidezza del terreno in condizioni di carico vergine è minore di quella che si può misurare in prove triassiali drenate isotropicamente consolidate.

Nel caso in cui $n=0$, il valore del modulo R in condizioni di carico vergine può essere considerato identico al valore del modulo elastico inteso tradizionalmente. Per una correlazione con i risultati delle più comuni prove in sito si veda ad esempio Bowles (1988).

Il modulo di scarico-ricarico è da 3 a 10 volte maggiore nel caso di argille, mentre è in genere da 1.5 a 3 volte più grande nel caso di sabbie. Nel caso specifico si è comunque scelto di mantenerlo uguale a quello di carico vergine.

7.2.3 Spinta delle terre in condizioni sismiche

Il programma FEM paratie tiene conto della sollecitazione sismica implementando l'azione secondo quanto previsto dalla normativa prescelta.

Il coefficiente di spinta sismica orizzontale, definito dalle NTC al § 7.11.6.2.1, e riportato nei capitoli precedenti, è determinato dalla relazione:

$$k_H = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

Dal momento che la struttura si considera a spostamenti laterali impediti, il coefficiente di riduzione di accelerazioni massime β_m è stato assunto unitario.

Nel caso si possa considerare un comportamento rigido della struttura, la spinta sismica del terreno, viene valutata in accordo con la teoria di Wood. Tale spinta viene determinata come:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 = E$$

In cui:

- γ peso del terreno asciutto;
- Z_{max} profondità massima che interessa la parte di opera oggetto di calcolo.

Nel caso si possa considerare invece un comportamento flessibile della struttura, la spinta sismica viene valutata secondo il metodo di Mononobe e Okabe generalizzato, seguendo l'approccio adottato dall'EC8 basato sull'estensione della teoria originale di Matsuzawa del 1985.

La spinta complessiva sulla parete di altezza pari ad H , è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma * (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

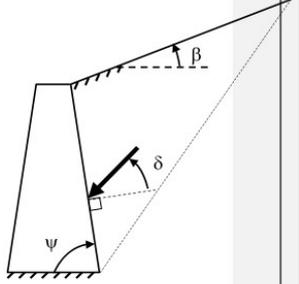
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

Il valore di $K_{A,E}$ sono valutate rispetto alla figura sotto riportata:

$$\beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)



8 COMBINAZIONI DI CARICO

Siano:

- G1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P = pretensione e precompressione;
- Qk = azioni variabili caratteristiche sulla struttura;
- A = azioni eccezionali sulla struttura;
- E = azioni derivanti dai terremoti.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si adottano le seguenti combinazioni delle azioni.

1. Fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU)

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

2. Rara per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

3. Frequente per gli stati limite di esercizio (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

4. Quasi permanente per gli stati limite di esercizio (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

5. Sismica per gli stati limite ultimi (SLU)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I fattori di tali combinazioni lineari sono riportati nelle seguenti tabelle.

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

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

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

9 STRUTTURE METALLICHE

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni e degli spostamenti della struttura metallica, è stato implementato un modello di calcolo ad elementi finiti, utilizzando il programma SAP.

Gli elementi sono stati modellati tenendo conto dei mutui vincoli interni ed esterni ed assegnando ai profili le geometrie e le rigidzze corrette.

Nella figura seguente viene rappresentato lo schema utilizzato per lo studio della struttura.

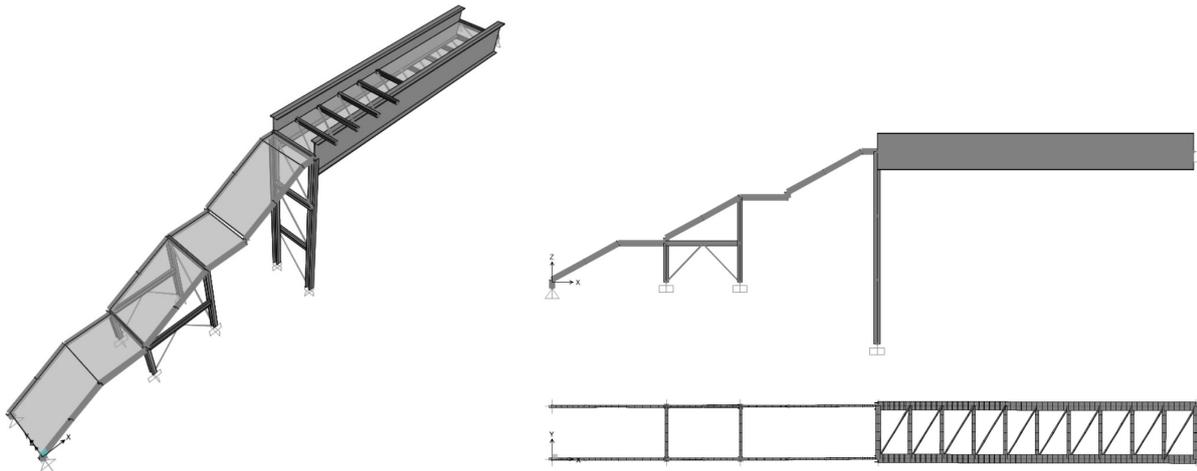


Figura 9-1 – Schema modello struttura: Vista assonometrica, vista longitudinale, pianta

Lo schema di vincolo utilizzato per la passerella e per la scala è rappresentato nella figura seguente e considera l'impalcato della passerella come semplicemente appoggiato sulla paratia di micropali e sulla pila a traliccio. Si è considerato un vincolo traslazionale mobile unilaterale in corrispondenza della paratia ed un vincolo traslazionale fisso in corrispondenza della pila.

I montanti della pila e di sostegno dei cosciali della rampa della scala, sono vincolati al plinto di fondazione con uno schema a cerniera.

I controventi sia verticali che di piano sull'impalcato funzionano con uno schema tirante-puntone e sono stati modellati come bielle.

Il grigliato è stato modellato come un elemento shell.

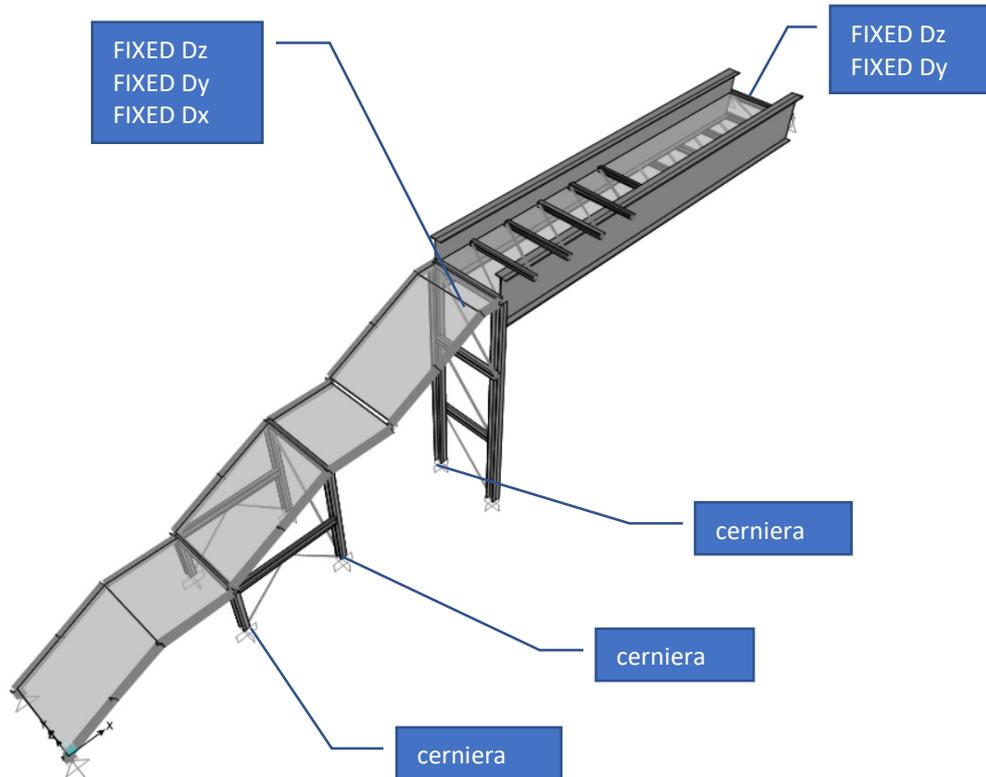


Figura 9-2 – Schema di vincolo

I carichi descritti in precedenza sono stati applicati agli elementi strutturali come descritto nelle figure seguenti.

I pesi propri sono invece presi in carico direttamente dal programma di calcolo utilizzato per la modellazione.

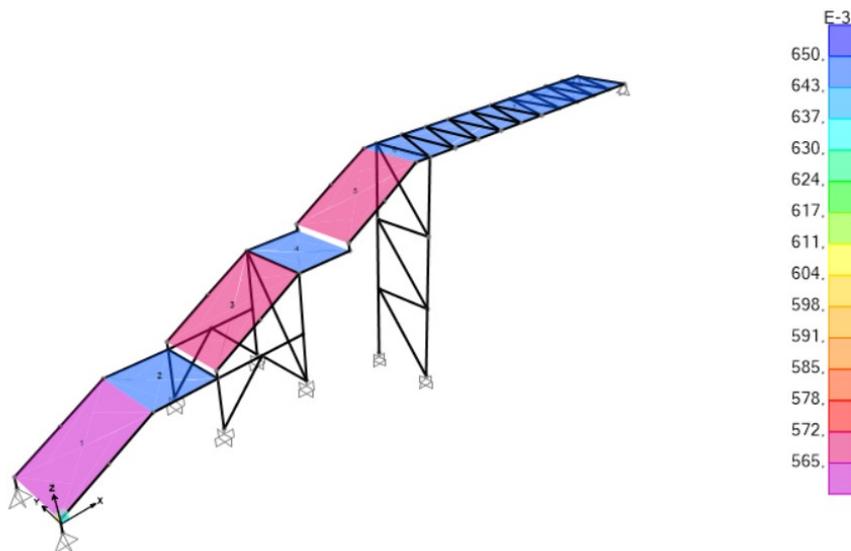


Figura 9-3 – G_{2,1} – Peso grigliato

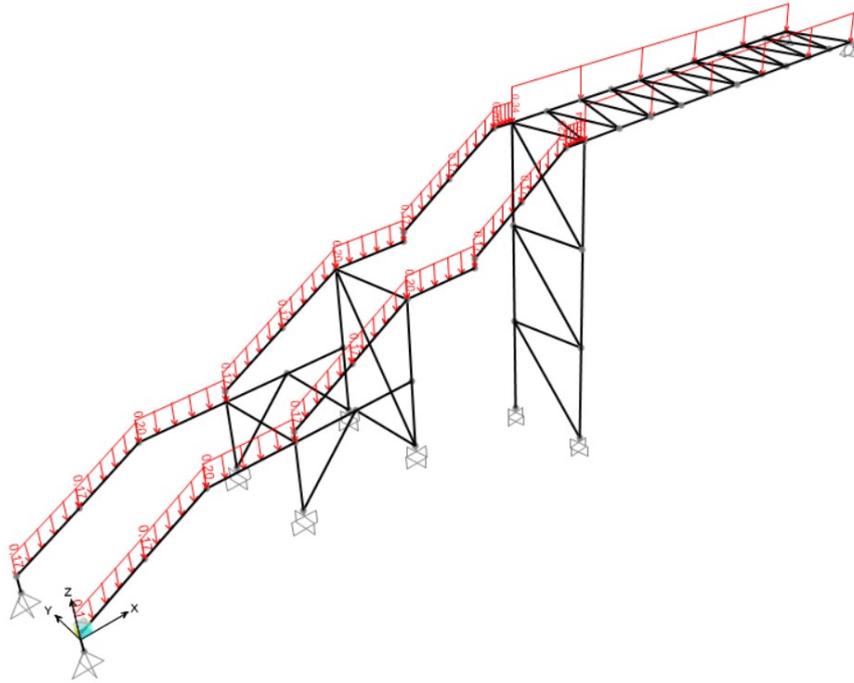


Figura 9-4 – G_{2,2} – Peso proprio parapetto

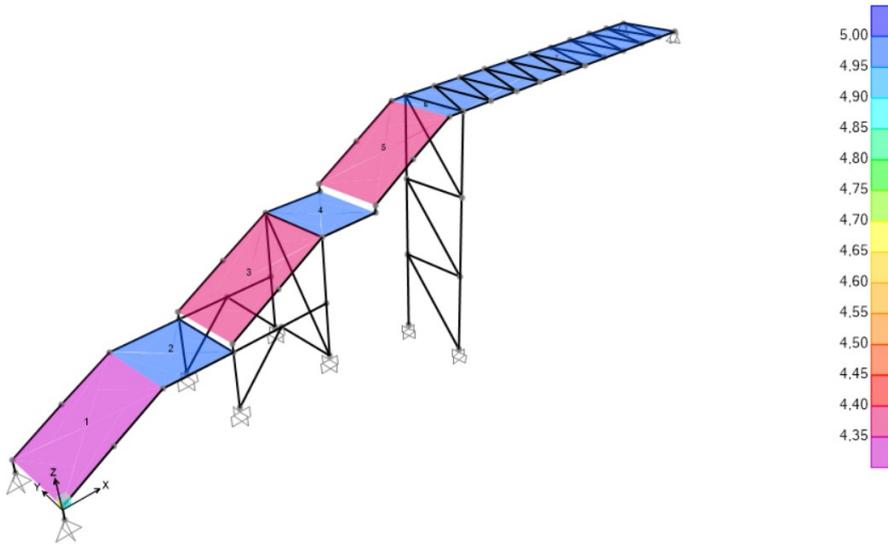


Figura 9-5 – Q₁: carico folla

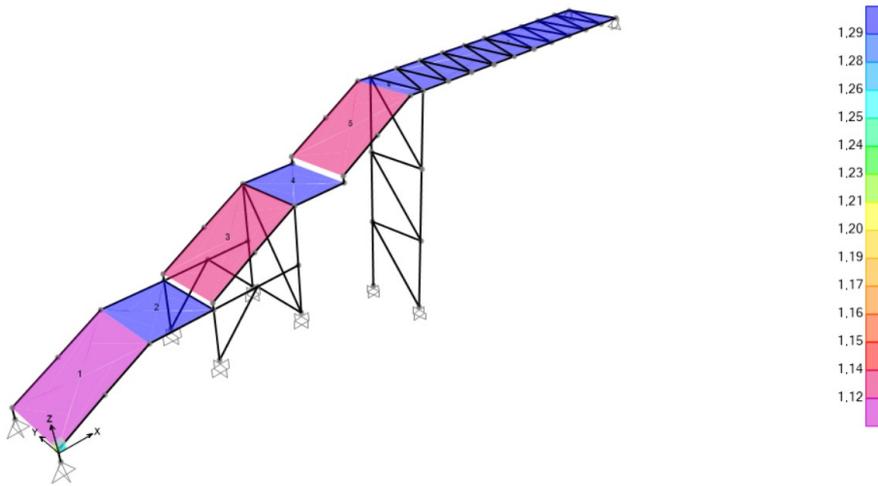


Figura 9-6 – Q_{5,4}: Carico neve

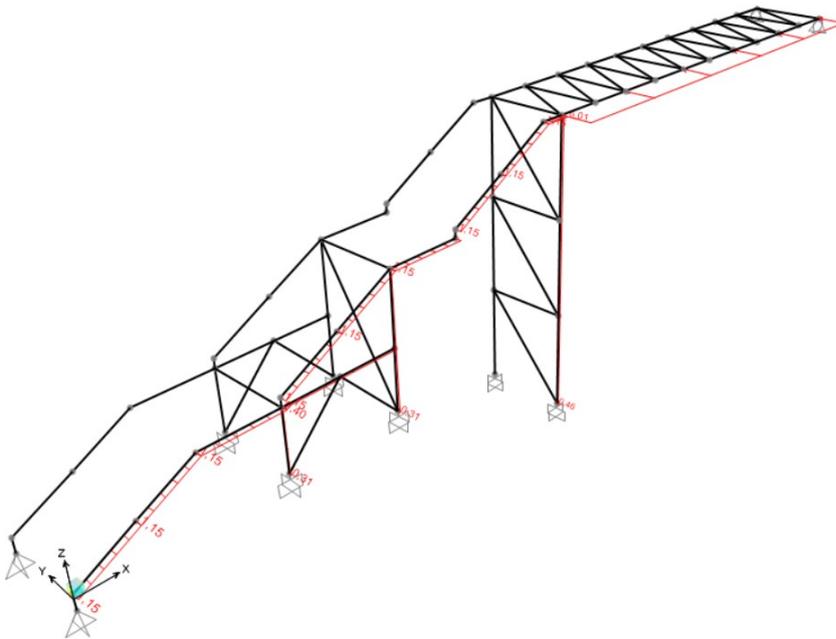
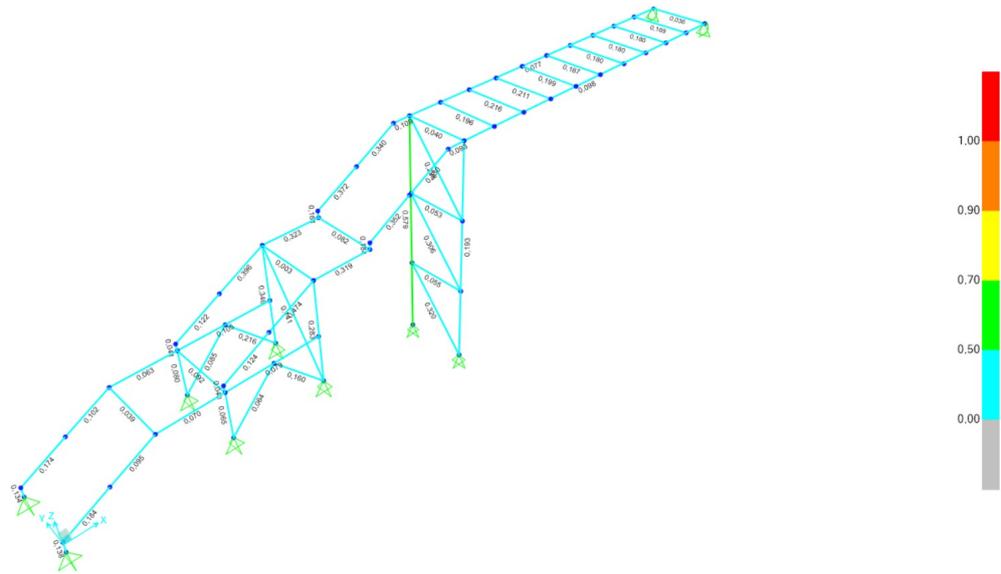


Figura 9-7 – Q_{5,5}: Carico vento

9.1 VERIFICA SLU ELEMENTI METALLICI

Dal programma di calcolo si sono estrapolate le sollecitazioni e le verifiche sotto riportate.



9.1.1 Verifica di dettaglio montante pila

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)							Units
Units : KN, m, C							KN, m, C
Frame : 66	X Mid: 12,830	Combo: SLU_w	Design Type: Column				
Length: 7,850	Y Mid: 2,150	Shape: HE240A	Frame Type: DCM-MRF				
Loc : 0,000	Z Mid: 1,395	Class: Class 2	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25		D/C Lim=1,000			
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLf=0,750					
Aeff=0,008	eNy=0,000	eNz=0,000	We1,yy=6,750E-04		Weff,yy=6,750E-04		
A=0,008	Iyy=7,763E-05	iyy=0,101	We1,zz=2,308E-04		Weff,zz=2,308E-04		
It=0,000	Izz=2,769E-05	izz=0,060	Wp1,yy=7,450E-04		Av,z=0,006		
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,230	Wp1,zz=3,520E-04		Av,y=0,003		
E=210000000,0	Fy=355000,000	Fu=510000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
0,000	-313,545	0,000	0,000	-0,133	-0,320	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.61	0,579	= 0,572	+ 0,003	+ 0,004	1,000	OK	
BASIC FACTORS							
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i				
Major (y-y)	2,003	1,000	156,374				
Major Braced	0,703	1,000	54,863				
Minor (z-z)	2,000	0,333	87,156				
Minor Braced	2,000	0,333	87,156				
LTB	2,000	0,333	87,156				

AXIAL FORCE DESIGN							
		Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial		-313,545	2726,400	2726,400			
		Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
		2726,400	2820,096	4295,050	4295,050	1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	650,957	2,047	2,908	0,201	548,120
MajorB(y-y)	b	0,340	5288,340	0,718	0,846	0,773	2108,698
Minor (z-z)	c	0,490	2095,488	1,141	1,381	0,463	1262,508
MinorB(z-z)	c	0,490	2095,488	1,141	1,381	0,463	1262,508
Torsional TF	c	0,490	4295,050	0,797	0,964	0,664	1810,900
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)		0,000	1,049	264,475	264,475	264,475	199,642
Minor (z-z)		0,000	0,861	124,960	124,960	124,960	
	Section Class	Flange Class	Web Class	Epsilon	Alpha	Psi	
Compactness	Class 2	Class 2	Class 1	0,814	0,859	-0,770	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,868	0,947	0,755	1,000	351,319
	Factors	Cmy	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		0,600	0,696	0,799	0,646	0,955	0,938

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Envelope Details)						Units
Units : KN, m, C						KN, m, C
Element: 66	Section: HE240A	Combo: SLU_w	Len: 7,850			
Frame : 66	X Mid: 12,830	Design Type: Column				
Length: 7,850	Y Mid: 2,150	Frame Type: DCM-MRF				
Shape: HE240A	Z Mid: 1,395	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No	
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25				
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lin=1,000			
Aeff=0,008	eNy=0,000	eNz=0,000				
A=0,008	Iyy=7,763E-05	iy=0,101	Wel,yy=6,750E-04	Weff,yy=6,750E-04		
It=0,000	Izz=2,769E-05	izz=0,060	Wel,zz=2,308E-04	Weff,zz=2,308E-04		
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,230	Wp1,yy=7,450E-04	Av,z=0,006		
E=210000000,0	Fy=355000,000	Fu=510000,000	Wp1,zz=3,520E-04	Av,y=0,003		

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-Myy-Mzz Demand/Capacity Ratio								
Governing Equation	Load Combo	Station Location	N Ratio	Med,yy Ratio	Med,zz Ratio	Total Ratio	Status Check	
6.3.3(4)-6.61	SLU_w	0,000	0,572	0,003	0,004	= 0,579	OK	

SHEAR CHECK

Governing Equation	Shear Direction	Load Combo	Station Location	Ued Force	Uc.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
6.2.6(1)	z	SLU	0,000	0,459	515,268	0,001	OK
6.2.6(1)	y	SLU_w	0,000	0,320	1257,425	0,000	OK

9.1.2 Verifica dettaglio trave principale impalcato

9.1.2.1 Sollecitazioni

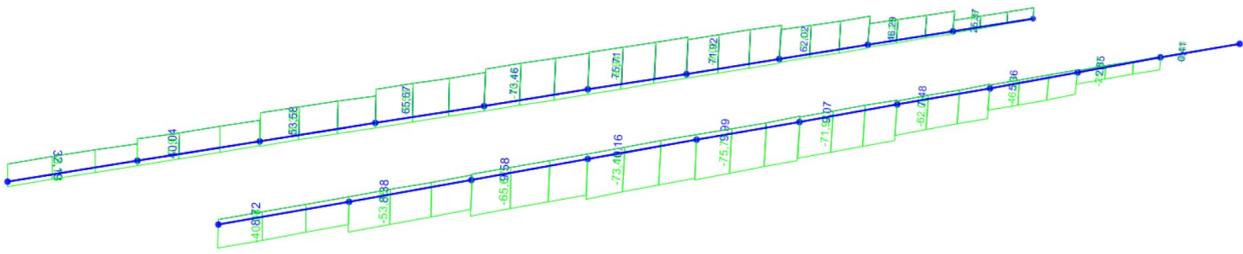


Diagramma sforzo Normale - involucro SLU-SLV

$N_{max} = -75.99 \text{ kN}$

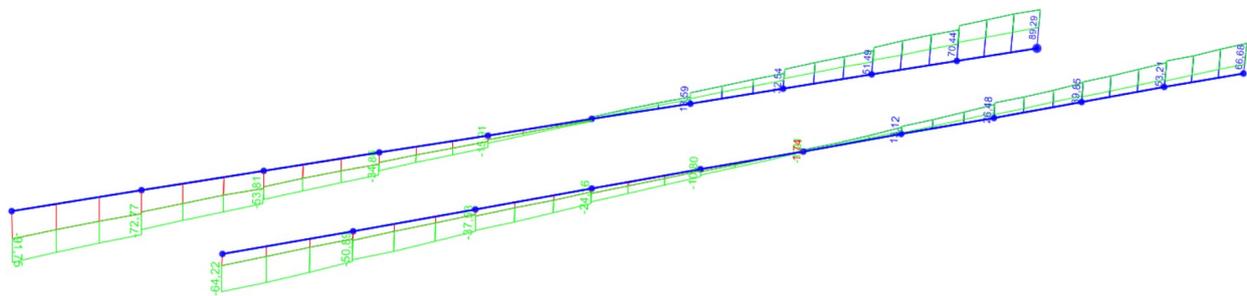


Diagramma sforzo di Toglio - involucro SLU-SLV

$V_{max} = 91.75 \text{ kN}$

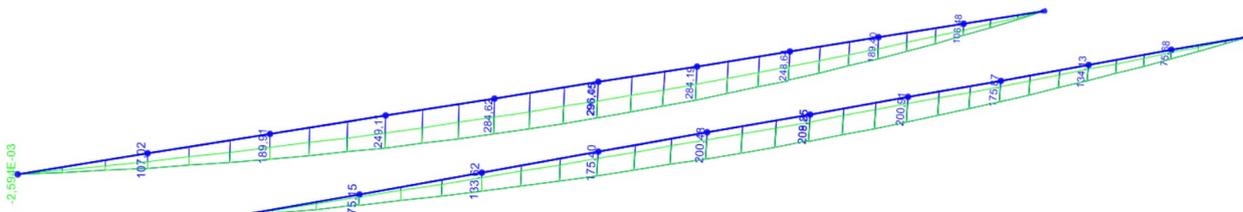


Diagramma Momento flettente - involucro SLU-SLV

$M_{max} = 296.50 \text{ kNm}$

9.1.2.2 Verifica sezione

N.Ed -76,00 kN axial force (- = compression)
 My.Ed 296,00 kNm bending moment about axis y-y
 Vz.Ed 95,00 kN shear along axis z-z (engage the web)
 T.Ed 0,00 kNm torque

Verifica flessione

σ_{AF}	σ_{M2}	τ_{SF2}	τ_{TORQUE}	τ_{TOT}	$\sigma_{TOT.FIBRE}$	$\sigma_{VON MISES}$
---------------	---------------	--------------	-----------------	--------------	----------------------	----------------------

[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-2,38	-17,79	5,08	0,00

[MPa]	[MPa]	[MPa]
5,08	-20,17	22,01

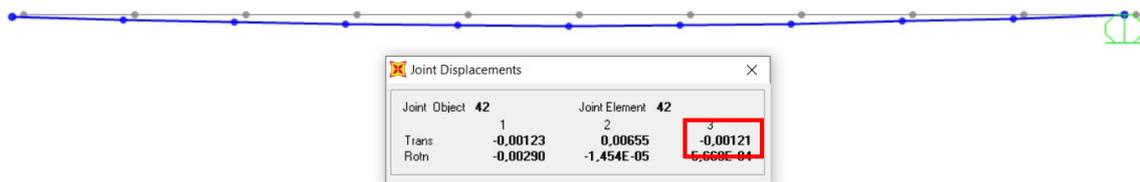
Verifica instabilità flessione-torsionale

$M_{Rd} \text{ svergolamento} = 2011 \text{ kNm} > M_{Ed}$

9.2 Verifica SLE elementi metallici

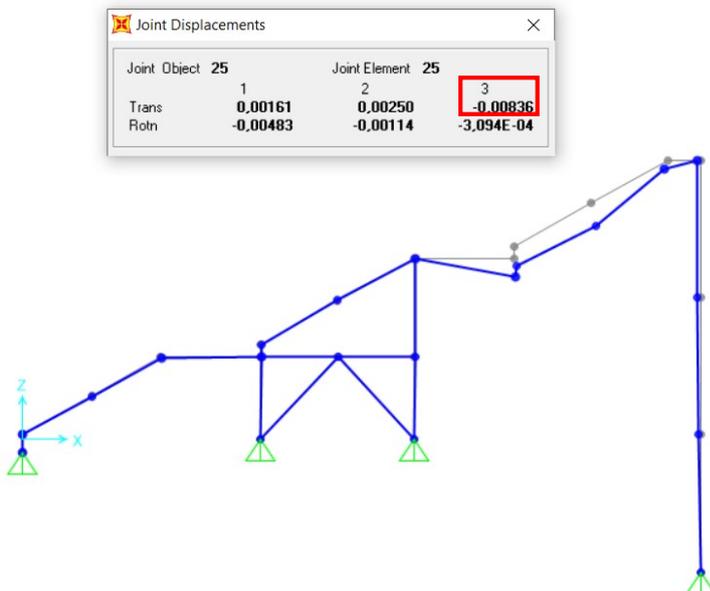
9.2.1 Spostamenti verticali passerella

Nella seguente figura è riportato il diagramma degli spostamenti verticali nella configurazione SLE relativa ai carichi da folla.



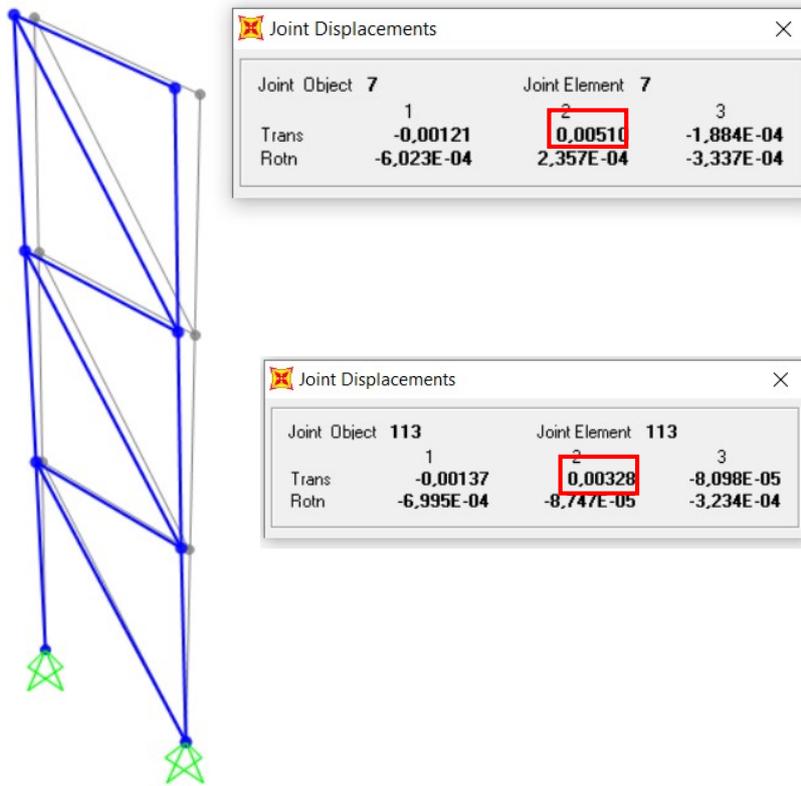
Freccia SLE = 1.21 mm < L/500 VERIFICA SODDISFATTA

9.2.2 Spostamenti verticali rampa



Freccia SLE = 8.36 mm = L/586 VERIFICA SODDISFATTA

9.2.3 Spostamenti orizzontali pila



Freccia SLE = 5.10 mm = L/1500 VERIFICA SODDISFATTA

Freccia SLE = 5.10-3.28=1.82 mm = L/1400 VERIFICA SODDISFATTA

9.2.4 Analisi della frequenza

Si considerano le masse associate ai carichi permanenti portati e permanenti:

$$G_1+G_2 + \Psi_{2,i}*Q$$

Dove $\Psi_{2,i}$ per i ponti è pari a 0.75

Dall'analisi effettuata con il programma si sono ottenute le seguenti frequenze:

frequenze [Hz]

1 modo f=3.11 Hz Orizzontale > 2.5 Hz VERIFICA SODDISFATTA
 14 modo f= 15.52 Hz Torsionale / Verticale > 5 Hz VERIFICA SODDISFATTA

9.3 VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE

Dal modello di calcolo vengono estrapolate le sollecitazioni sui nodi di connessione con le strutture di fondazione.

Nell'immagine seguente viene riportata la nomenclatura di tali nodi.

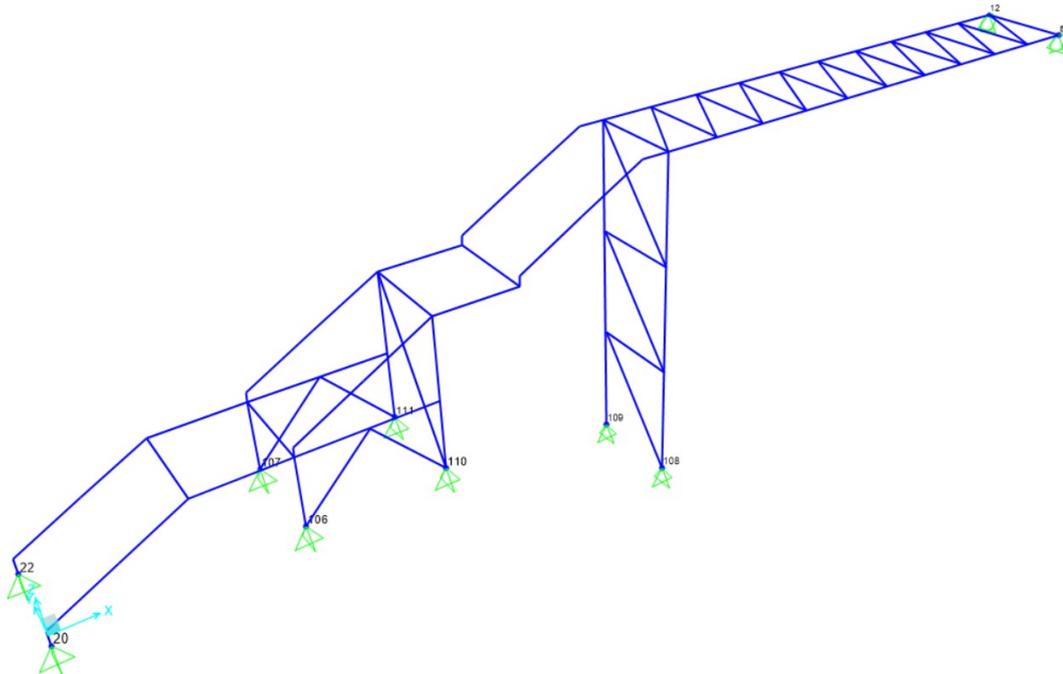


Figura 9-8 – Definizione numerazione nodi di connessione sottostrutture

Nella tabella seguente vengono riportate le azioni massime di involucro ottenute dall'analisi per i nodi di connessione con le sottostrutture.

TABLE: Joint Reactions										
Joint	Output Case	Case Type	StepType	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KNm	M2 KNm	M3 KNm	
8	SLV	Combination	Max	0	0,122	51,662	0	0	0	appoggio berlinese
8	SLV	Combination	Min	0	-0,117	50,091	0	0	0	
8	SLU_env	Combination	Max	0	-4,493	66,047	0	0	0	
8	SLU_env	Combination	Min	0	-7,493	18,81	0	0	0	
12	SLV	Combination	Max	0	6,172	52,939	0	0	0	
12	SLV	Combination	Min	0	-6,287	51,388	0	0	0	
12	SLU_env	Combination	Max	0	-29,563	96,299	0	0	0	
12	SLU_env	Combination	Min	0	-49,228	63,382	0	0	0	
20	SLV	Combination	Max	18,208	0,789	19,778	0	0	0	Plinto1 rampa
20	SLV	Combination	Min	16,529	-0,07	18,601	0	0	0	
20	SLU_env	Combination	Max	30,167	1,001	32,437	0	0	0	
20	SLU_env	Combination	Min	10,496	0,656	10,218	0	0	0	
22	SLV	Combination	Max	18,179	0,067	19,763	0	0	0	
22	SLV	Combination	Min	16,511	-0,79	18,601	0	0	0	
22	SLU_env	Combination	Max	28,63	-0,775	32,516	0	0	0	
22	SLU_env	Combination	Min	7,981	-1,121	10,365	0	0	0	
106	SLV	Combination	Max	-2,594	1,839	11,3	0	0	0	Plinto2 rampa
106	SLV	Combination	Min	-13,798	-1,755	-12,118	0	0	0	
106	SLU_env	Combination	Max	2,553	-2,967	3,171	0	0	0	
106	SLU_env	Combination	Min	-9,991	-4,982	0,097	0	0	0	
107	SLV	Combination	Max	-2,836	1,748	10,81	0	0	0	
107	SLV	Combination	Min	-14,015	-1,846	-12,623	0	0	0	

107	SLU_env	Combination	Max	-9,925	-3,133	-1,061	0	0	0	
107	SLU_env	Combination	Min	-18,31	-5,18	-3,259	0	0	0	
108	SLV	Combination	Max	0,466	12,326	115,53	0	0	0	Plinto Pila
108	SLV	Combination	Min	0,04	-12,156	26,44	0	0	0	
108	SLU_env	Combination	Max	0,418	-39,564	-41,855	0	0	0	
108	SLU_env	Combination	Min	0,203	-66,08	-197,907	0	0	0	
109	SLV	Combination	Max	0,459	0,055	114,21	0	0	0	
109	SLV	Combination	Min	0,035	-0,066	24,522	0	0	0	
109	SLU_env	Combination	Max	0,37	0,32	313,545	0	0	0	
109	SLU_env	Combination	Min	0,133	0,188	219,739	0	0	0	
110	SLV	Combination	Max	-3,687	3,17	50,242	0	0	0	Plinto3 rampa
110	SLV	Combination	Min	-14,68	-3,199	34,105	0	0	0	
110	SLU_env	Combination	Max	1,61	-8,2	52,925	0	0	0	
110	SLU_env	Combination	Min	-11,398	-13,656	-5,04	0	0	0	
111	SLV	Combination	Max	-3,925	0,024	50,705	0	0	0	
111	SLV	Combination	Min	-14,894	-0,024	34,396	0	0	0	
111	SLU_env	Combination	Max	-11,147	0,000215	88,897	0	0	0	
111	SLU_env	Combination	Min	-19,886	0,000076	50,19	0	0	0	

9.3.1 Plinto pila

Si riportano nel seguito le azioni

TABLE: Joint Reactions							Plinto Pila
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	
108	SLV Max	Combination	Max	0,466	12,326	115,53	
108	SLV Min	Combination	Min	0,04	-12,156	26,44	
108	SLU_s	Combination		0,233	-39,608	-86,47	
108	SLU_w	Combination		0,203	-66,08	-197,907	
108	SLU_folla	Combination		0,418	-39,564	-41,855	
109	SLV	Combination	Max	0,459	0,055	114,21	
109	SLV	Combination	Min	0,035	-0,066	24,522	
109	SLU_s	Combination		0,189	0,189	219,739	
109	SLU_w	Combination		0,133	0,32	313,545	
109	SLU_folla	Combination		0,37	0,188	262,823	

Gli scarichi delle sovrastrutture vengono riportati in un sistema di riferimento con origine nel baricentro del plinto a quota spiccato elevazione. L'asse x

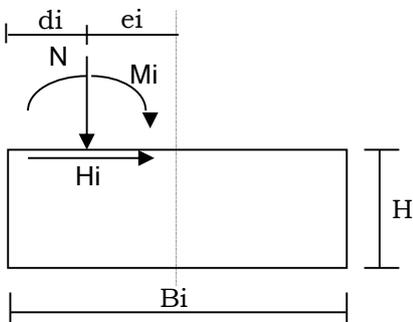
$L_y =$	4,00 m	larghezza trasversale plinto
$L_x =$	2,00 m	larghezza longitudinale plinto
$d_x =$	0 m	distanza montanti elevazione direzione longitudinale
$d_y =$	2,16 m	distanza montanti elevazione direzione trasversale

AZIONI BARICENTRO PLINTO DI FONDAZIONE						
		N KN	Fx KN	Fy KN	Mx KNm	My KNm
SLV Max	SLV 1	229,74	0,925	12,381	0	1,4256
SLV Min	SLV 2	50,962	0,075	-12,222	0	2,07144
SLU_s	SLU 1	133,269	0,422	-39,419	0	-330,706
SLU_w	SLU 2	115,638	0,336	-65,76	0	-552,368
SLU_folla	SLU 3	220,968	0,788	-39,376	0	-329,052

Vista la quota di imposta del plinto ad una quota inferiore del piano campagna, si aggiunge al carico verticale ottenuto dal modello il peso del terreno di rinterro del plinto pari a:

$$P_{\text{terreno}} = \gamma_{\text{terreno}} * (A_{\text{plinto}} - A_{\text{montanti}}) * h_{\text{rint}} = 19 * (8 - 0.35) * 0.7 \sim 100 \text{ kN}$$

Dimensioni geometriche plinto di fondazione



9.3.1.1 Verifica capacità portante

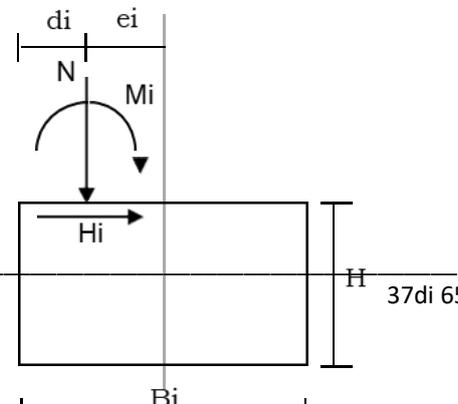
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE

$B_x =$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	m	
$B_y =$	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	m	
$H =$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	m	
p.p.fond + terreno =	270,00	270,0	270,0	270,0	270,0	0	0

$\gamma_{p.p.} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

SOLLECITAZIONI

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3	
<i>Sollecitazioni e punto di applicazione ad estradosso fondazione</i>						
$N_G =$	229,74	51,00	0	0	0	kN
$H_{G,x} =$	1,00	0,00	0,50	0,50	1,00	kN
$M_{G,x} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
$H_{G,y} =$	15,00	15,00	40,00	70,00	40,00	kN
$M_{G,y} =$	1,50	2,10	335,0	555,0	330,0	kNm
$N_Q =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN



$H_{Q;x} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;x} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
$H_{Q;y} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;y} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
$d_x =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	m
$e_x =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	m
$d_y =$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	m
$e_y =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	m

Sollecitazioni nel baricentro della fondazione ad imposta plinto

		321,0	405,0	385,0	495,0	
$N_G =$	499,74	0	0	0	0	kN
$H_{G;x} =$	1,00	0,00	0,50	0,50	1,00	kN
$M_{G;x} =$	0,28	0,00	0,43	0,43	0,85	kNm
$H_{G;y} =$	15,00	15,00	40,00	70,00	40,00	kN
			369,0	614,5	364,0	
$M_{G;y} =$	14,25	14,85	0	0	0	kNm
$N_Q =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$H_{Q;x} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;x} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
$H_{Q;y} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;y} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm

Sollecitazioni di verifica:

$\gamma_G =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_Q =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
		321,0	405,0	385,0	495,0	
$N_{Ed} =$	499,74	0	0	0	0	kN
$H_{Ed;x} =$	1,00	0,00	0,50	0,50	1,00	kN
$M_{Ed;x} =$	0,28	0,00	0,43	0,43	0,85	kNm
$e_x =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	m
$B'x =$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	m
			369,0	614,5	364,0	
$H_{Ed;y} =$	15,00	15,00	40,00	70,00	40,00	kN
$M_{Ed;y} =$	14,25	14,85	0	0	0	kNm
$e_y =$	0,03	0,05	0,91	1,60	0,74	m
$B'y =$	3,94	3,91	2,18	0,81	2,53	m

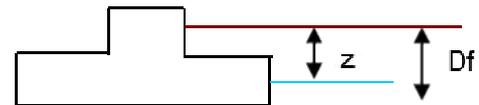
= $B_x - 2e_x$ = larghezza efficace di fondazione

= $B_y - 2e_y$ = larghezza efficace di fondazione

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3
$\gamma_{c'}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R;v}$	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

$c'_k =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= coesione
$\varphi_k =$	35,00	35,00	35,00	35,00	35,00	= angolo di attrito del terreno
$\gamma_{ak} =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
$\gamma_{1k} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
$\gamma_{2k} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa
$c'_d =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$\varphi_d =$	35°	35°	35°	35°	35°	
$\gamma_{ad} =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
$\gamma_{1d} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	
$\gamma_{2d} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	
$z =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= dislivello tra piano campagna e quota falda
$D_f =$	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	= dislivello tra piano campagna e piano di posa
$q' = q_0 =$	29,45	29,45	29,45	29,45	29,45	= pressione permanente ai bordi della fondazione
$B' =$	2,00	2,00	2,00	0,81	2,00	m
$L' =$	4,00	3,91	2,18	2,00	2,53	m



Verifica in direzione y

$\gamma_{c'}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_{R,v}$	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	
γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$c'_k =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= coesione
$\varphi_k =$	35,00	35,00	35,00	35,00	35,00	= angolo di attrito del terreno
$\gamma_{ak} =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
$\gamma_{1k} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
$\gamma_{2k} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa
$c'_d =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$\varphi_d =$	35°	35°	35°	35°	35°	
$\gamma_{ad} =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
$\gamma_{1d} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	
$\gamma_{2d} =$	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	
$z =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= dislivello tra piano campagna e quota falda
$D_f =$	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55	= dislivello tra piano campagna e piano di posa
$q' = q_0 =$	29,45	29,45	29,45	29,45	29,45	= pressione permanente ai bordi della fondazione

B' =	3,94	2,00	2,00	0,81	2,00
L' =	2,00	3,91	2,18	2,00	2,53

VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifica in
direzione x

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3	
		321,0	405,0	385,0	495,0	
N _{Ed} =	499,74	0	0	0	0	kN carico verticale
V _{Ed} =	1,00	0,00	0,50	0,50	1,00	kN carico orizzontale direzione x
N _q =	33,30	33,30	33,30	33,30	33,30	
N _γ =	48,03	48,03	48,03	48,03	48,03	
N _c =	46,12	46,12	46,12	46,12	46,12	
s _q =	1,35	1,36	1,64	1,28	1,55	coefficienti di forma
s _γ =	0,80	0,80	0,63	0,84	0,68	
s _c =s _c ⁰ =	1,10	1,10	1,18	1,08	1,16	
m=m ⁰ =	1,66	1,66	1,52	1,29	1,56	inclinazione del carico
i _q =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
i _γ =	0,99	1,00	1,00	1,00	0,99	
i _c =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
d _q =	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	profondità piano di posa
d _γ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
d _c =d _c ⁰ =	1,31	1,31	1,31	1,31	1,31	
ε =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
b _q =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= (1-e tg(f)) ²
b _γ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= b _q
b _c =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= b _q -(1-b _q)/(N _c * tg(f))
ω =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
g _q =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= (1- tg(w)) ² cos(w)
g _γ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= g _q /cos(w)
g _c =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= g _q -(1-g _q)/(N _c * tg(f))
Q _{lim} =	12751,92	12581,94	8427,77	2453,16	9244,98	
R _d =	5544,31	5470,41	3664,25	1066,59	4019,56	
N _{Ed} =	499,74	0	0	0	0	
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	
CS =	11,09	17,04	9,05	2,77	8,12	

Verifica in
direzione y

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3	
NEd =	499,74	0	0	0	0	kN carico verticale
VEd =	15,00	15,00	40,00	70,00	40,00	kN carico orizzontale direzione y
N _q =	33,30	33,30	33,30	33,30	33,30	
N _γ =	48,03	48,03	48,03	48,03	48,03	
N _c =	46,12	46,12	46,12	46,12	46,12	
s _q =	1,35	1,36	1,64	1,28	1,55	coefficienti di forma
s _γ =	0,80	0,80	0,63	0,84	0,68	
s _c =s _c ⁰ =	1,10	1,10	1,18	1,08	1,16	
m=m ⁰ =	1,66	1,66	1,52	1,29	1,56	inclinazione del carico
i _q =	0,95	0,92	0,85	0,77	0,88	
i _γ =	0,92	0,88	0,77	0,63	0,81	
i _c =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
d _q =	1,10	1,10	1,18	1,28	1,16	profondità piano di posa
d _γ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
d _c =d _c ⁰ =	1,16	1,16	1,28	1,44	1,25	
ε =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
b _q =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= (1-e tg(f)) ²
b _γ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= b _q
b _c =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= b _q -(1-b _q)/(N _c * tg(f))
ω =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
g _q =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= (1-tg(w)) ² cos(w)
g _γ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= g _q /cos(w)
g _c =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= g _q -(1-g _q)/(N _c * tg(f))
Q _{lim} =	11133,60	10688,99	7106,01	2019,63	7847,36	
Rd=	4840,69	4647,39	3089,57	878,10	3411,89	
Nd=	499,74	0	0	0	0	
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	
CS =	9,69	14,48	7,63	2,28	6,89	

Riepilogo generale verifiche

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok
CS =	9,69	14,48	7,63	2,28	6,89

9.3.1.2 Verifica scorrimento

Nelle verifiche a scorrimento si considera un angolo di attrito terreno-fondazione pari a

1 ϕ

		M1	M2
Angolo di attrito terreno	$\phi_{fond} =$	35,00	29,26
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{fond} =$	35	29,26

Tipo	Comb	Azione N	Resistenza allo scorrimento	Azioni sollecitanti		Verifica		CS	
				Vx	Vy	dir x	dir y	dir x	dir y
M1	SLV 1	-499,74	349,92	1,00	15,00	ok	ok	349,92	23,33
M2	SLV 2	-321,00	179,81	0,00	15,00	ok	ok	-	11,99
M2	SLU1	-405,00	226,87	0,50	40,00	ok	ok	453,73	5,67
M2	SLU2	-385,00	215,66	0,50	70,00	ok	ok	431,33	3,08
M2	SLU3	-495,00	277,28	1,00	40,00	ok	ok	277,28	6,93

9.3.1.3 Verifica ribaltamento

Bx = 2,00 m

By = 4,00 m

Comb	Azione N	Mstab		Mrib		Verifica		CS	
		MRdx	MRdy	MEd,x	MEd,y	dir x	dir y	dir x	dir y
SLV 1	-499,74	499,74	999,48	0,28	14,25	ok	ok	1763,79	70,14
SLV 2	-321,00	321,00	642,00	0,00	14,85	ok	ok	-	43,23
SLU1	-405,00	405,00	810,00	0,43	369,00	ok	ok	952,94	2,20
SLU2	-385,00	385,00	770,00	0,43	614,50	ok	ok	905,88	1,25
SLU3	-495,00	495,00	990,00	0,85	364,00	ok	ok	582,35	2,72

9.4 Plinto1 rampa scale

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
20	SLV	Combination	Max	18,208	0,789	19,778
20	SLV	Combination	Min	16,529	-0,07	18,601
20	SLU_s	Combination		13,377	0,656	13,963
20	SLU_w	Combination		10,496	0,848	10,218
20	SLU_folla	Combination		30,167	1,001	32,437
22	SLV	Combination	Max	18,179	0,067	19,763
22	SLV	Combination	Min	16,511	-0,79	18,601
22	SLU_s	Combination		11,858	-0,775	14,049
22	SLU_w	Combination		7,981	-1,045	10,365

Plinto1 rampa

22	SLU_folla	Combination	28,63	-1,121	32,516	
----	-----------	-------------	-------	--------	--------	--

Nella tabella seguente vengono riportate le azioni in un sistema di riferimento con origine nel baricentro del plinto a quota spiccato elevazione

AZIONI BARICENTRO PLINTO DI FONDAZIONE					
	N	Fx	Fy	Mx	My
	KN	KN	KN	KNm	KNm
SLV	39,541	36,387	0,856	0	0,0135
SLV	37,202	33,04	-0,86	0	0
SLU_s	28,012	25,235	-0,119	0	-0,0774
SLU_w	20,583	18,477	-0,197	0	-0,1323
SLU_folla	64,953	58,797	-0,12	0	-0,0711

9.4.1.1 Verifica capacità portante

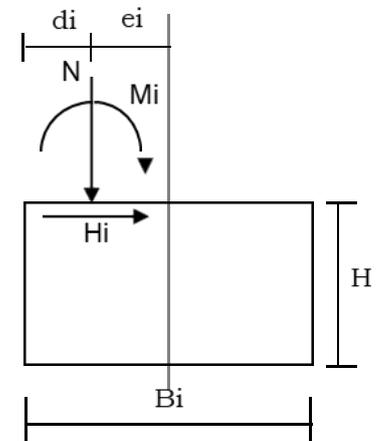
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE

B _x =	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	m
B _y =	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	m
H =	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	m
p.p.fond + terreno=	129,33	129,33	129,33	129,33	129,33	kN

$\gamma_{p.p.} = 25,00 \text{ kN/m}^3$
Peso plinto + magrone + terreno sopra plinto

SOLLECITAZIONI

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3	
<i>Sollecitazioni e punto di applicazione ad estradosso fondazione</i>						
N _G =	40,00	37,50	28,00	20,60	65,00	kN
H _{G;x} =	36,50	33,04	25,25	18,50	60,00	kN
M _{G;x} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
H _{G;y} =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	kN
M _{G;y} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
N _Q =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
H _{Q;x} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
M _{Q;x} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
H _{Q;y} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
M _{Q;y} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
d _x =	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	m
e _x =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	m
d _y =	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	m
e _y =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	m
<i>Sollecitazioni nel baricentro della fondazione ad imposta plinto</i>						



$N_G =$	169,33	166,83	157,33	149,93	194,33	kN
$H_{G;x} =$	36,50	33,04	25,25	18,50	60,00	kN
$M_{G;x} =$	9,13	24,78	18,94	13,88	45,00	kNm
$H_{G;y} =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	kN
$M_{G;y} =$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	kNm
$N_Q =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$H_{Q;x} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;x} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
$H_{Q;y} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;y} =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm

Sollecitazioni di verifica:

$\gamma_G =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_Q =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$N_{Ed} =$	169,33	166,83	157,33	149,93	194,33	kN
$H_{Ed;x} =$	36,50	33,04	25,25	18,50	60,00	kN
$M_{Ed;x} =$	9,13	24,78	18,94	13,88	45,00	kNm
$e_x =$	0,05	0,15	0,12	0,09	0,23	m
$B'x =$	1,69	1,50	1,56	1,61	1,34	m
$H_{Ed;y} =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	kN
$M_{Ed;y} =$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	kNm
$e_y =$	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	m
$B'y =$	2,99	2,99	2,99	2,99	2,99	m

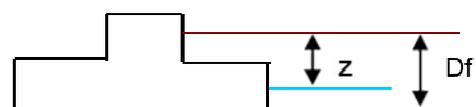
= $Bx - 2e_x$ = larghezza efficace di fondazione

= $By - 2e_y$ = larghezza efficace di fondazione

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3
$\gamma_c =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_\phi =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,v} =$	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
$\gamma_\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$c'_k =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi_k =$	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00
$\gamma_{ak} =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
$\gamma_{1k} =$	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
$\gamma_{2k} =$	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
$c'_d =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\phi_d =$	22°	22°	22°	22°	22°
$\gamma_{ad} =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
$\gamma_{1d} =$	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
$\gamma_{2d} =$	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
$z =$	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
$D_f =$	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05

= coesione
= angolo di attrito del terreno
= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa



= dislivello tra piano campagna e quota falda
= dislivello tra piano campagna e piano di posa

$q' = q_0 =$	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	= pressione permanente ai bordi della fondazione
$B' =$	1,69	1,50	1,56	1,61	1,34	m
$L' =$	3,00	2,99	2,99	2,99	2,99	m

Verifica in direzione

y

$\gamma_{c'}$ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_{\phi'}$ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_{R,v}$ =	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	
γ_{γ} =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
c'_k =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= coesione
φ_k =	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00	= angolo di attrito del terreno
γ_{ak} =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
γ_{1k} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
γ_{2k} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa
c'_d =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
φ_d =	22°	22°	22°	22°	22°	
γ_{ad} =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
γ_{1d} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	
γ_{2d} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	
z =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= dislivello tra piano campagna e quota falda
D_f =	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	= dislivello tra piano campagna e piano di posa
$q' = q_0 =$	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	= pressione permanente ai bordi della fondazione
$B' =$	2,99	1,50	1,56	1,61	1,34	
$L' =$	1,80	2,99	2,99	2,99	2,99	

0,3839

72

VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifica in direzione

x

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3		
N_{Ed} =	169,33	166,8	157,3	149,9	194,3	kN	carico verticale
V_{Ed} =	36,50	33,04	25,25	18,50	60,00	kN	carico orizzontale direzione x
N_q =	7,82	7,82	7,82	7,82	7,82		
N_{γ} =	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13		
N_c =	16,88	16,88	16,88	16,88	16,88		
s_q =	1,23	1,20	1,21	1,22	1,18	coefficienti	di

$s_{\gamma} =$	0,77	0,80	0,79	0,78	0,82	forma
$s_c = s_c^0 =$	1,11	1,10	1,10	1,11	1,09	
$m = m^0 =$	1,64	1,67	1,66	1,65	1,69	inclinazione del carico
$i_q =$	0,67	0,69	0,75	0,80	0,54	
$i_{\gamma} =$	0,53	0,56	0,63	0,71	0,37	
$i_c =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$d_q =$	1,20	1,22	1,21	1,21	1,25	profondità piano di posa
$d_{\gamma} =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$d_c = d_c^0 =$	1,25	1,28	1,27	1,26	1,31	
$\varepsilon =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
$b_q =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1 - e \cdot \operatorname{tg}(f))^2$
$b_{\gamma} =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= b_q
$b_c =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \operatorname{tg}(f))$
$\omega =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
$g_q =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1 - \operatorname{tg}(w))^2 \cos(w)$
$g_{\gamma} =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $g_q / \cos(w)$
$g_c =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \cdot \operatorname{tg}(f))$
$Q_{lim} =$	771,94	702,6	789,8	882,3	481,2	
$R_d =$	335,63	305,5	343,4	383,6	209,2	
$N_{Ed} =$	169,33	166,8	157,3	149,9	194,3	
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	
CS =	1,98	1,83	2,18	2,56	1,08	

Verifica in direzione

y

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3		
$N_{Ed} =$	169,33	166,8	157,3	149,9	194,3	kN	carico verticale
$V_{Ed} =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	kN	carico orizzontale direzione y
$N_q =$	7,82	7,82	7,82	7,82	7,82		
$N_{\gamma} =$	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13		
$N_c =$	16,88	16,88	16,88	16,88	16,88		
$s_q =$	1,23	1,20	1,21	1,22	1,18		coefficienti di forma
$s_{\gamma} =$	0,77	0,80	0,79	0,78	0,82		
$s_c = s_c^0 =$	1,11	1,10	1,10	1,11	1,09		
$m = m^0 =$	1,64	1,67	1,66	1,65	1,69		inclinazione del carico

$i_q=$	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	
$i_\gamma=$	0,98	0,98	0,98	0,98	0,99	
$i_c=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$d_q=$	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11	profondità piano di posa
$d_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$d_c=d_c^0=$	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	
$\varepsilon =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1-e \operatorname{tg}(f))^2$
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= bq
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $bq-(1-bq)/(Nc * \operatorname{tg}(f))$
$\omega =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
$g_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1-\operatorname{tg}(w))^2 \cos(w)$
$g_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $gq/\cos(w)$
$g_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $gq-(1-gq)/(Nc * \operatorname{tg}(f))$
$Q_{lim}=$	1185,6	927,0	968,2	1009,	807,7	
	7	4	5	46	2	
		403,0	420,9	438,9	351,1	
$Rd=$	515,51	6	8	0	8	
		166,8	157,3	149,9	194,3	
$Nd=$	169,33	3	3	3	3	
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	
$CS =$	3,04	2,42	2,68	2,93	1,81	

Riepilogo generale verifiche

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok
$CS =$	1,98	1,83	2,18	2,56	1,08

9.4.1.2 Verifica scorrimento

Nelle verifiche a scorrimento si considera un angolo di attrito terreno-fondazione pari a

1 ϕ

		M1	M2
Angolo di attrito terreno	$\phi_{fond=}$	22,00	17,91
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{fond=}$	22	17,91

Tipo	Comb	Azione N	Resistenza allo scorrimento	Azioni sollecitanti		Verifica		CS	
				Vx	Vy	dir x	dir y	dir x	dir y

M1	SLV 1	-169,33	68,41	36,50	1,00	ok	ok	1,87	68,41
M2	SLV 2	-166,83	53,92	33,04	1,00	ok	ok	1,63	53,92
M2	SLU1	-157,33	50,85	25,25	1,00	ok	ok	2,01	50,85
M2	SLU2	-149,93	48,46	18,50	1,00	ok	ok	2,62	48,46
M2	SLU3	-194,33	62,81	60,00	1,00	ok	ok	1,05	62,81

9.4.1.3 Verifica ribaltamento

Bx = 1,80 m
By = 3,00 m

Comb	Azione	Mstab		Mrib		Verifica		CS	
	N	MRdx	MRdy	MEd,x	MEd,y	dir x	dir y	dir x	dir y
SLV 1	-169,33	152,40	254,00	9,13	0,75	ok	ok	16,70	338,66
SLV 2	-166,83	150,15	250,25	24,78	0,75	ok	ok	6,06	333,66
SLU1	-157,33	141,60	236,00	18,94	0,75	ok	ok	7,48	314,66
SLU2	-149,93	134,94	224,90	13,88	0,75	ok	ok	9,73	299,86
SLU3	-194,33	174,90	291,50	45,00	0,75	ok	ok	3,89	388,66

9.5 Platea rampa scale

TABLE: Joint Reactions							PLATEA rampa
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	
106	SLV	Combination	Max	-2,594	1,839	11,3	
106	SLV	Combination	Min	-13,798	-1,755	-12,118	
106	SLU_s	Combination		-1,768	-2,967	1,933	
106	SLU_w	Combination		2,553	-4,982	3,171	
106	SLU_folla	Combination		-9,991	-2,967	0,097	
107	SLV	Combination	Max	-2,836	1,748	10,81	
107	SLV	Combination	Min	-14,015	-1,846	-12,623	
107	SLU_s	Combination		-9,925	-3,134	-1,061	
107	SLU_w	Combination		-10,872	-5,18	-1,454	
107	SLU_folla	Combination		-18,31	-3,133	-3,259	
110	SLV	Combination	Max	-3,687	3,17	50,242	
110	SLV	Combination	Min	-14,68	-3,199	34,105	
110	SLU_s	Combination		-2,818	-8,2	14,486	
110	SLU_w	Combination		1,61	-13,656	-5,04	
110	SLU_folla	Combination		-11,398	-8,211	52,925	
111	SLV	Combination	Max	-3,925	0,024	50,705	
111	SLV	Combination	Min	-14,894	-0,024	34,396	
111	SLU_s	Combination		-11,147	0,0001109	50,19	
111	SLU_w	Combination		-12,104	0,0002151	54,188	
111	SLU_folla	Combination		-19,886	0,00007618	88,897	

Nella tabella seguente vengono riportate le azioni in un sistema di riferimento con origine nel baricentro della platea a quota spiccato elevazione

AZIONI BARICENTRO PLINTO DI FONDAZIONE					
	N KN	F _x KN	F _y KN	M _x KNm	M _y KNm
SLV	123,057	-13,042	6,781	118,2555	-0,0243
SLV	43,76	-57,387	-6,824	139,863	-0,1926
SLU_s	65,548	-25,658	-14,3009	95,706	29,439
SLU_w	50,865	-18,813	-23,8178	71,1465	49,1427
SLU_folla	138,66	-59,585	-14,3109	217,476	29,3544

9.5.1.1 Verifica capacità portante

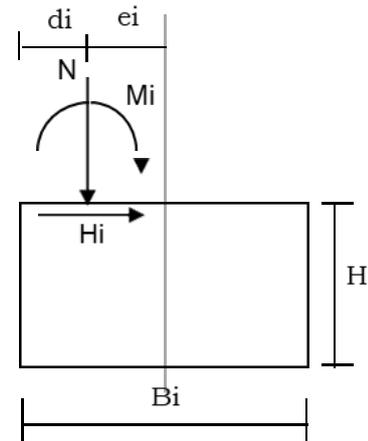
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE

B _x =	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	m
B _y =	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	m
H =	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	m
p.p.fond + terreno =	216,27	216,27	216,27	216,27	216,27	kN

$\gamma_{p.p.} = 25,00 \text{ kN/m}^3$
Peso plinto + magrone + terreno sopra plinto

SOLLECITAZIONI

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3	
<i>Sollecitazioni e punto di applicazione ad estradosso fondazione</i>						
N _G =	123,00	43,80	65,55	50,87	139,00	kN
H _{G;x} =	13,00	57,50	25,66	18,81	60,00	kN
M _{G;x} =	118,25	139,86	95,71	71,15	217,48	kNm
H _{G;y} =	6,80	6,85	14,30	23,82	14,31	kN
M _{G;y} =	0,00	0,20	29,44	49,15	29,36	kNm
N _Q =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
H _{Q;x} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
M _{Q;x} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
H _{Q;y} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
M _{Q;y} =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
d _x =	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	m
e _x =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	m
d _y =	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	m
e _y =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	m
<i>Sollecitazioni nel baricentro della fondazione ad imposta plinto</i>						
N _G =	339,27	260,07	281,82	267,14	355,27	kN



$H_{G;x}$ =	13,00	57,50	25,66	18,81	60,00	kN
$M_{G;x}$ =	121,50	182,99	114,96	85,26	262,48	kNm
$H_{G;y}$ =	6,80	6,85	14,30	23,82	14,31	kN
$M_{G;y}$ =	5,10	5,34	40,17	67,02	40,09	kNm
N_Q =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$H_{Q;x}$ =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;x}$ =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
$H_{Q;y}$ =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
$M_{Q;y}$ =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm

Sollecitazioni di verifica:

γ_G =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
γ_Q =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
N_{Ed} =	339,27	260,07	281,82	267,14	355,27	kN
$H_{Ed;x}$ =	13,00	57,50	25,66	18,81	60,00	kN
$M_{Ed;x}$ =	121,50	182,99	114,96	85,26	262,48	kNm
e_x =	0,36	0,70	0,41	0,32	0,74	m
$B'x$ =	2,88	2,19	2,78	2,96	2,12	m
$H_{Ed;y}$ =	6,80	6,85	14,30	23,82	14,31	kN
$M_{Ed;y}$ =	5,10	5,34	40,17	67,02	40,09	kNm
e_y =	0,02	0,02	0,14	0,25	0,11	m
$B'y$ =	2,47	2,46	2,21	2,00	2,27	m

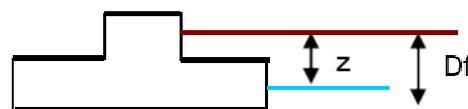
= $Bx-2e_x$ = larghezza efficace di fondazione

= $By-2e_y$ = larghezza efficace di fondazione

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3
γ_c =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
γ_ϕ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,v}$ =	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
γ_γ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
c'_k =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ_k =	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00
γ_{ak} =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
γ_{1k} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
γ_{2k} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
c'_d =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ_d =	22°	22°	22°	22°	22°
γ_{ad} =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
γ_{1d} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
γ_{2d} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
z =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
D_f =	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
$q' = q_0$ =	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90
B' =	2,88	2,19	2,21	2,00	2,12

= coesione
= angolo di attrito del terreno
= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa



= dislivello tra piano campagna e quota falda
= dislivello tra piano campagna e piano di posa
= pressione permanente ai bordi della fondazione

L' =	2,50	2,46	2,78	2,96	2,27	m
------	------	------	------	------	------	---

Verifica in
direzione y

$\gamma_{c'}$ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_{\phi'}$ =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_{R,v}$ =	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	
γ_{γ} =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
c'_k =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= coesione
φ_k =	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00	= angolo di attrito del terreno
γ_{ak} =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
γ_{1k} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
γ_{2k} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa
c'_d =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
φ_d =	22°	22°	22°	22°	22°	
γ_{ad} =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
γ_{1d} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	
γ_{2d} =	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	
z =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	= dislivello tra piano campagna e quota falda
D_f =	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	= dislivello tra piano campagna e piano di posa
$q' = q_0$ =	18,90	18,90	18,90	18,90	18,90	= pressione permanente ai bordi della fondazione
B' =	2,47	2,19	2,21	2,00	2,12	
L' =	3,60	2,46	2,78	2,96	2,27	

0,3839
72

**VERIFICHE
GEOTECNICHE**

Verifica in
direzione x

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3	
N_{Ed} =	339,27	260,07	281,82	267,14	355,27	kN carico verticale
V_{Ed} =	13,00	57,50	25,66	18,81	60,00	kN carico orizzontale direzione x
N_q =	7,82	7,82	7,82	7,82	7,82	
N_{γ} =	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13	
N_c =	16,88	16,88	16,88	16,88	16,88	
s_q =	1,47	1,36	1,32	1,27	1,38	coefficienti di forma
s_{γ} =	0,54	0,64	0,68	0,73	0,63	

$s_c=s_c^0=$	1,23	1,18	1,16	1,13	1,19	
$m=m^0=$	1,46	1,53	1,44	1,40	1,52	inclinazione del carico
$i_q=$	0,94	0,68	0,87	0,90	0,76	
$i_\gamma=$	0,91	0,53	0,79	0,84	0,63	
$i_c=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$d_q=$	1,12	1,15	1,12	1,11	1,16	profondità piano di
$d_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	posa
$d_c=d_c^0=$	1,15	1,19	1,15	1,14	1,20	
$\varepsilon =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1-e \operatorname{tg}(f))^2$
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= b_q
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c * \operatorname{tg}(f))$
$\omega =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
$g_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1 - \operatorname{tg}(w))^2 \cos(w)$
$g_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $g_q / \cos(w)$
$g_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c * \operatorname{tg}(f))$
$Q_{lim}=$	1736,98	888,39	1258,09	1214,17	894,37	
$R_d=$	755,21	6	0	0	6	
$N_{Ed}=$	339,27	7	2	4	7	
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	
$CS =$	2,23	1,49	1,94	1,98	1,09	

Verifica in direzione y

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3	
$N_{Ed} =$	339,27	260,07	281,82	267,14	355,27	kN carico verticale
$V_{Ed} =$	6,80	6,85	14,30	23,82	14,31	kN carico orizzontale direzione y
$N_q=$	7,82	7,82	7,82	7,82	7,82	
$N_\gamma=$	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13	
$N_c=$	16,88	16,88	16,88	16,88	16,88	
$s_q=$	1,47	1,36	1,32	1,27	1,38	coefficienti di forma
$s_\gamma=$	0,54	0,64	0,68	0,73	0,63	
$s_c=s_c^0=$	1,23	1,18	1,16	1,13	1,19	
$m=m^0=$	1,46	1,53	1,44	1,40	1,52	inclinazione del carico
$i_q=$	0,97	0,96	0,93	0,88	0,94	
$i_\gamma=$	0,95	0,93	0,88	0,80	0,90	

$i_c=$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$d_q=$	1,13	1,13	1,15	1,17	1,15	profondità piano di posa
$d_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$d_c=d_c^0=$	1,17	1,17	1,19	1,21	1,18	
$\varepsilon =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
$b_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1-e \operatorname{tg}(f))^2$
$b_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= b_q
$b_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c * \operatorname{tg}(f))$
$\omega =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	= inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
$g_q=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $(1 - \operatorname{tg}(w))^2 \cos(w)$
$g_\gamma=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $g_q / \cos(w)$
$g_c=$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c * \operatorname{tg}(f))$
$Q_{lim}=$	2223,3 8	1245, 32	1377, 56	1230, 81	1109, 90	
$R_d=$	966,69	4	4	3	7	
$N_d=$	339,27	7	2	4	7	
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	
CS =	2,85	2,08	2,13	2,00	1,36	

**Riepilogo
generale verifiche**

Comb	SLV 1	SLV 2	SLU1	SLU2	SLU3
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok
CS =	2,23	1,49	1,94	1,98	1,09

9.5.1.2 Verifica scorrimento

Nelle verifiche a scorrimento si considera un angolo di attrito terreno-fondazione pari a

1 ϕ

		M1	M2
Angolo di attrito terreno	$\phi_{fond} =$	22,00	17,91
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{fond} =$	22	17,91

Tipo	Comb	Azione	Resistenza allo scorrimento	Azioni sollecitanti		Verifica		CS	
		N		Vx	Vy	dir x	dir y	dir x	dir y
M1	SLV 1	-339,27	137,07	13,00	6,80	ok	ok	10,54	20,16

M2	SLV 2	-260,07	84,06	57,50	6,85	ok	ok	1,46	12,27
M2	SLU1	-281,82	91,09	25,66	14,30	ok	ok	3,55	6,37
M2	SLU2	-267,14	86,35	18,81	23,82	ok	ok	4,59	3,62
M2	SLU3	-355,27	114,83	60,00	14,31	ok	ok	1,91	8,02

9.5.1.3 Verifica ribaltamento

Bx = 3,60 m

By = 2,50 m

Comb	Azione N	Mstab		Mrib		Verifica		CS	
		MRdx	MRdy	MEd,x	MEd,y	dir x	dir y	dir x	dir y
SLV 1	-339,27	610,69	424,09	121,50	5,10	ok	ok	5,03	83,15
SLV 2	-260,07	468,13	325,09	182,99	5,34	ok	ok	2,56	60,91
SLU1	-281,82	507,28	352,28	114,96	40,17	ok	ok	4,41	8,77
SLU2	-267,14	480,85	333,93	85,26	67,02	ok	ok	5,64	4,98
SLU3	-355,27	639,49	444,09	262,48	40,09	ok	ok	2,44	11,08

10 PARATIA DI SPALLA

10.1 Caratteristiche geometriche struttura

Micropali verticali:

- diametro del perforo: $\varnothing 300\text{mm}$
- armatura: $\varnothing 168.30\text{mm} - \text{sp.}12.50\text{mm}$
- lunghezza: 12.00m
- interasse: 0.40m
- tipo di iniezione: a pressione

Micropali inclinati (a "cavalletto"):

- diametro del perforo: $\varnothing 300\text{mm}$
- armatura: $\varnothing 168.30\text{mm} - \text{sp.}12.50\text{mm}$
- lunghezza totale: 15.00m
- lunghezza fondazione: 6.50m
- lunghezza libera: 8.50m
- interasse: 1.60m
- inclinazione: 20° (rispetto il piano verticale)
- tipo di iniezione: a pressione

Tirante a barra:

- diametro del perforo: $\varnothing 140\text{ mm}$
- armatura: dywidag $\varnothing 32\text{ mm}$
- lunghezza totale: 20.00 m
- lunghezza fondazione: 15.00 m
- lunghezza libera: 5.00 m
- interasse: 1.60 m
- inclinazione: 20° (rispetto il piano orizzontale)

10.2 Criteri di verifica generale

Le verifiche strutturali e geotecniche sono condotte in riferimento ai dettami contenuti nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018).

Si evidenzia che:

Le verifiche saranno eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2018 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU) e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3., devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
 R_d valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) 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).

Per le paratie tirantate la normativa prevede di condurre le verifiche (ad esclusione delle verifiche di stabilità globale) adottando il seguente approccio (par. 6.5.3.1.2):

- 1) la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
- 2) la seconda combinazione A2+M2+R1 per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7})$$

dove

- E_d valore di progetto dell'effetto dell'azione
 C_d valore limite dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

10.2.1 Verifiche geotecniche

10.2.1.1 Verifica di sfilamento del tirante di ancoraggio

La verifica verrà effettuata secondo quanto previsto dalle NTC e sulla base dei risultati dell'analisi Paratie dal programma di calcolo utilizzato

La lunghezza del bulbo di fondazione è ottenuta in modo tale che venga rispettata la condizione - par. 6.6 - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2018:

$$P_{dTIR} \leq R_{adTIR}$$

dove:

$$R_{adTIR} = \frac{R_{akTIR}}{\gamma_{RTIR}}$$

- P_{dTIR} = valore massimo di progetto della trazione nell'ancoraggio
 R_{akTIR} = valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio
 R_{adTIR} = valore di progetto della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio
 γ_{RTIR} = coefficiente parziale tiranti permanenti

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Figura 10-1:: coefficienti parziali di resistenza degli ancoraggi (Tab.6.6.I delle NTC2018).

Il calcolo di R_{akTIR} viene svolto assumendo il valore minimo fra i risultati delle seguenti formule:

$$R_{akTIR} = \frac{\pi \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \alpha \cdot \tau_{lim}}{\xi_{a3}}$$

in cui:

D_{perf}	diametro di perforazione
L_{bulbo}	lunghezza del bulbo di ancoraggio
α	coefficiente empirico correlato con la metodologia di esecuzione delle iniezioni del tratto di fondazione
τ_{lim}	aderenza limite caratteristica bulbo-terreno
ξ_{a3}	fattore di correlazione, si stima sui profili di indagine disponibile

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Figura 10-2: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine (Tab.6.6.III delle NTC2018).

Con riferimento alla geotecnica sopra riportata per le tipologie di terreno individuate sono state considerate le seguenti valori di τ_{lim} ed α :

TIPOLOGIA TERRENO	VALORE τ_{lim} [kPa]	Tipologia tirante		
		IRS	IGU	GRAVITY
Sabbia limosa con ghiaia	50	1.4	1.1	1
Sabbia con ghiaia	75	1.4	1.1	1
Ghiaia in matrice sabbiosa/sabbia e trovanti rocciosi	120	1.6	1.2	1

10.2.1.2 Verifica degli spostamenti

Il calcolo degli spostamenti della berlinese sarà effettuato con Paratie e secondo quanto previsto dalle NTC. Orientativamente, il valore limite degli spostamenti sarà pari a $L/200$ dell'altezza di scavo. Qualora le situazioni al contorno suggerissero la presenza di edifici o strutture strategiche nelle vicinanze dell'opera di sostegno, sarà opportuno valutare un'eventuale riduzione del valore limite di spostamento

10.2.1.1 Verifica della massima spinta passiva mobilitata

La lunghezza di ammorsamento della paratia di micropali dovrà essere tale da garantire la stabilità dell'opera in tutte le fasi di realizzazione. La stabilità sarà verificata per mezzo del programma di

calcolo Paratie, verificando la convergenza della soluzione calcolata e, dunque, l'equilibrio nella direzione orizzontale ed alla rotazione. Nell'ambito delle analisi si verificherà quindi che la spinta passiva mobilitata sia sempre inferiore alla spinta passiva ultima di progetto.

10.2.2 Verifiche strutturali

La verifica strutturale è svolta con riferimento alla teoria dello stato limite (SLU), considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di Norma secondo le classi definite negli elaborati grafici di progetto.

10.2.2.1 Verifica dei tubi di armatura dei micropali

La verifica dei tubi di armatura dei micropali, sia verticali che inclinati, viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni tubolari compatte (classe 1 o 2) con il metodo plastico descritto nelle NTC. Le verifiche a flessione ed a taglio saranno effettuate con Paratie, in termini di coefficiente di sfruttamento.

10.2.2.2 Verifica degli ancoraggi

Si verificherà che la resistenza strutturale dei tiranti sia superiore alla massima azione di progetto. Il calcolo verrà direttamente dal software Paratie definendo i coefficiente di sfruttamento.

Si prevede di armare i tiranti mediante barre tipo dywidag Φ 32mm di acciaio

$\gamma_s =$ coefficiente parziale di sicurezza = 1.15

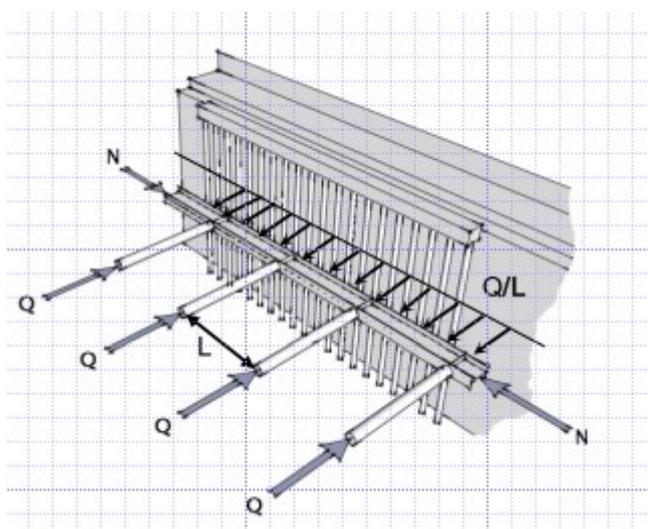
Anche queste verifiche sono condotte in modo automatico dal software Paratie.

10.2.2.3 Verifica delle travi di ripartizione

La verifica delle travi di ripartizione dei puntoni viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni compatte di classe 1 o 2 con il metodo plastico descritto nelle NTC.

Esse sono costituite da due profili HE160 B affiancati, ed è stato considerato uno schema statico di trave su più appoggi in corrispondenza dei tiranti.

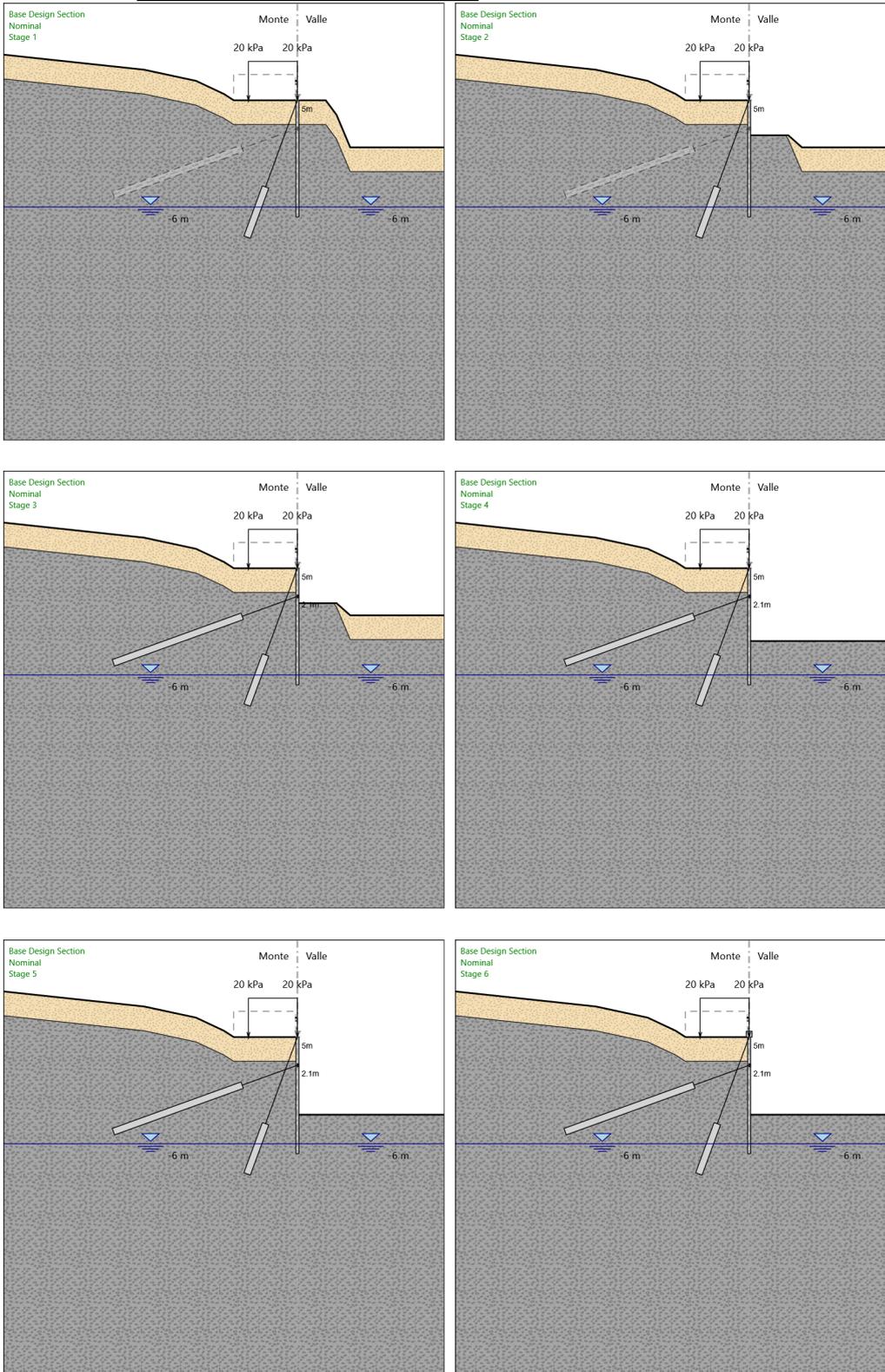
In base a tali assunzioni ed all'interasse dei puntoni a cui la trave è collegata, vengono determinate le azioni flettenti e taglianti che impegnano la trave sul piano orizzontale.

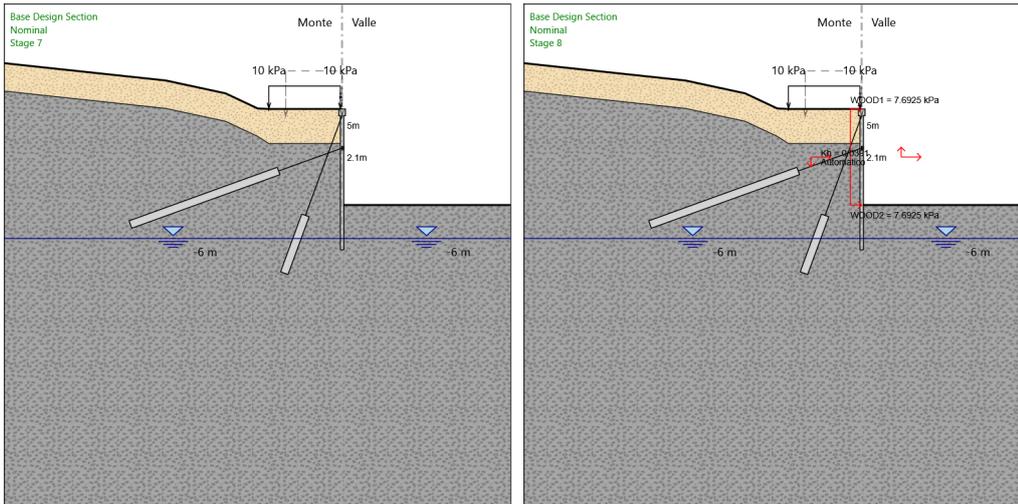


Anche queste verifiche sono condotte in modo automatico dal software Paratie che assume che l'azione sia uniformemente distribuita tra due elementi di contrasto come mostrato in figura.

10.3 Analisi Paratia

10.3.1 Configurazioni Fasi Di Calcolo

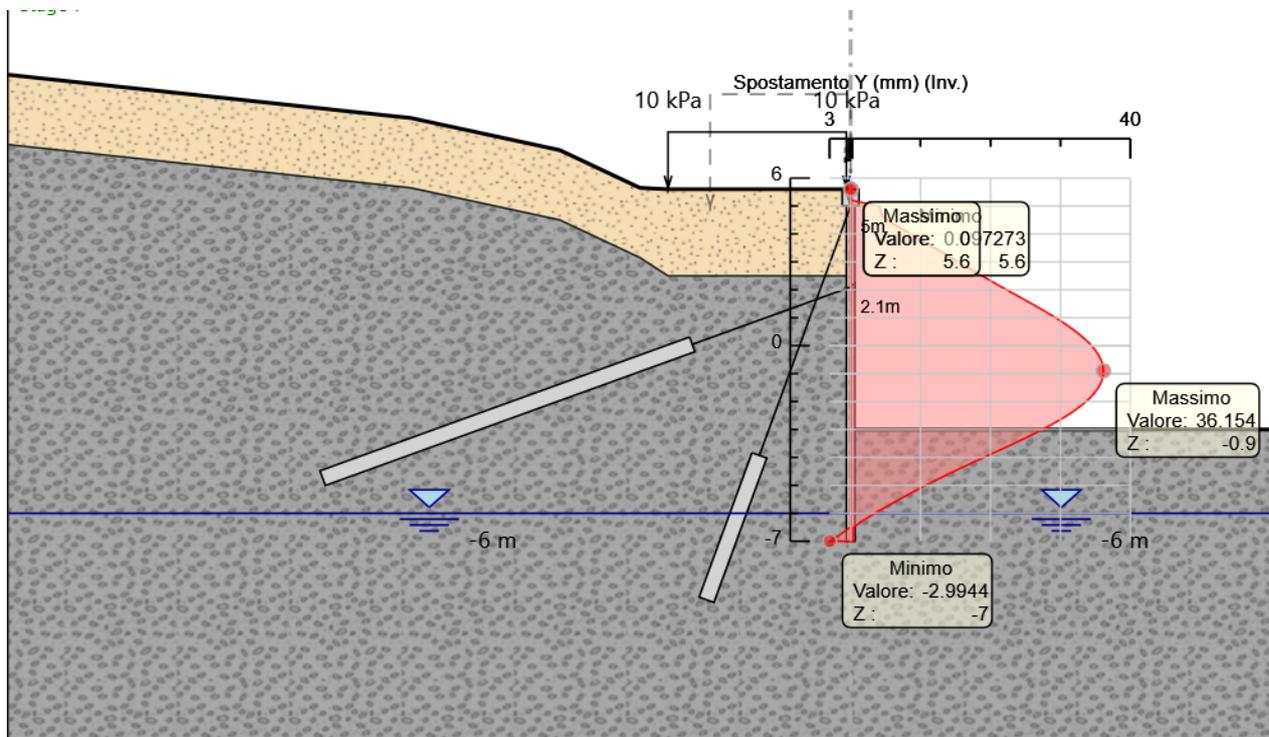




10.4 Risultati analisi

10.4.1 Spostamenti

Nella seguente figura è riportato il diagramma degli spostamenti orizzontali nella configurazione più gravosa (SLE).



Si osserva che lo spostamento massimo risulta pari a: $s_h = -36.15\text{mm}$

Gli spostamenti sono ammissibili per l'opera in oggetto in quanto $s_h \leq H_{max}/200 = 37.5\text{mm}$

10.4.2 Azioni interne micropali a flessione e taglio

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

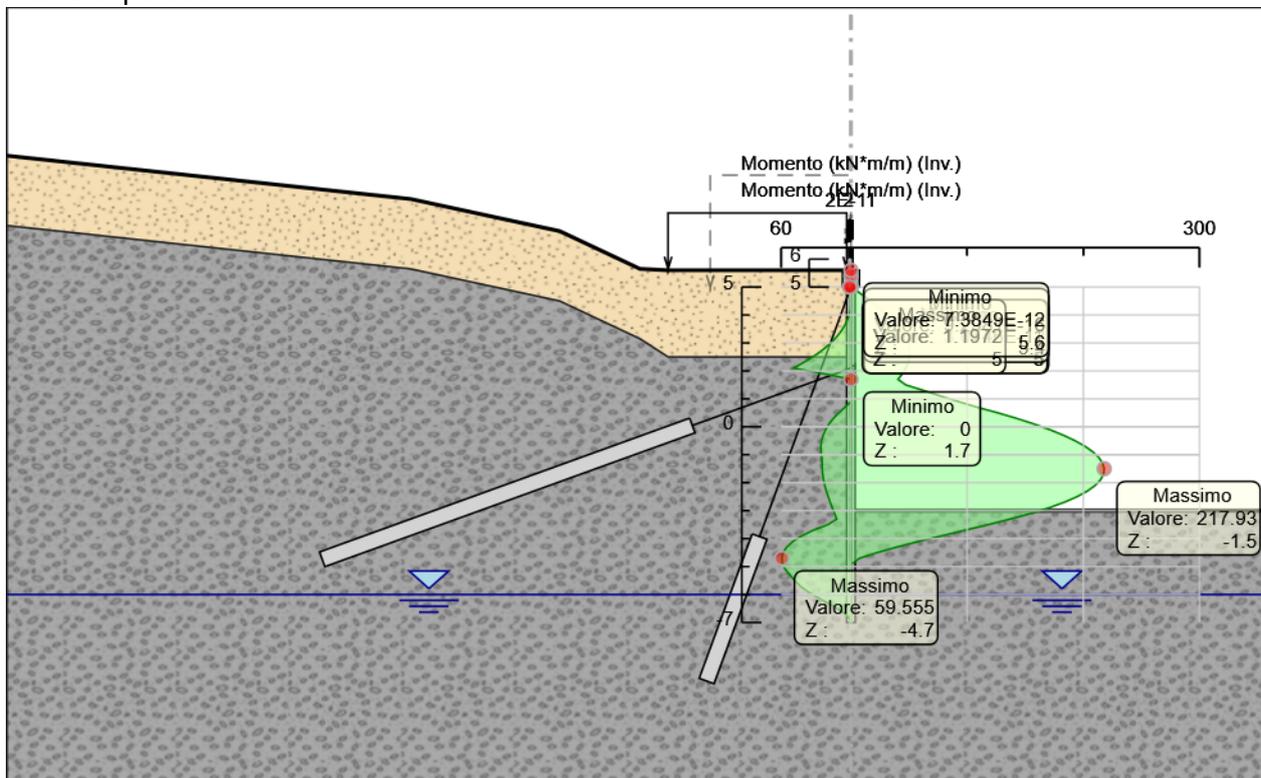


Figura 10-3: Grafico involucro Momento flettente

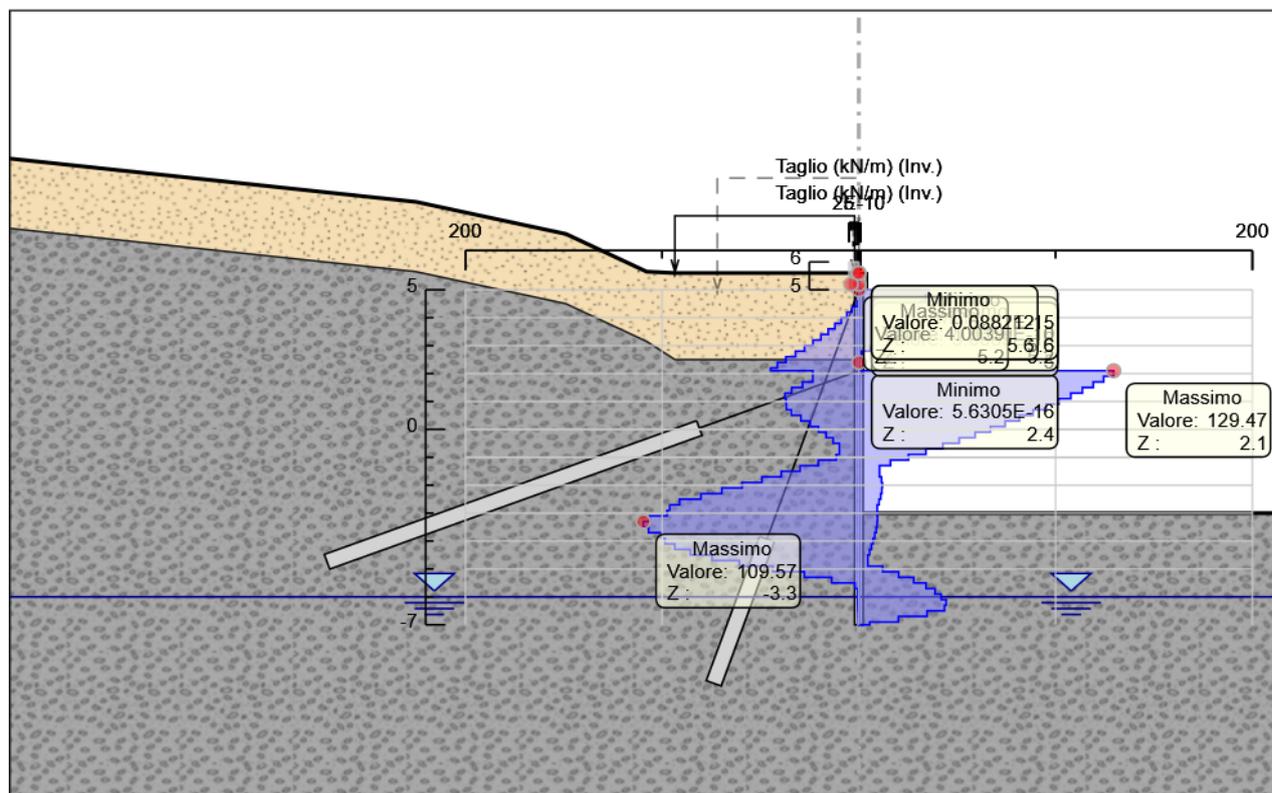


Figura 10-4: Grafico involucro sforzo di taglio

10.5 Verifiche Paratia

10.5.1 Verifica massima spinta passiva mobilitata

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall		LEFT		7.99
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 7 Left Wall		RIGHT		58.1

10.5.2 Verifica strutturale micropali

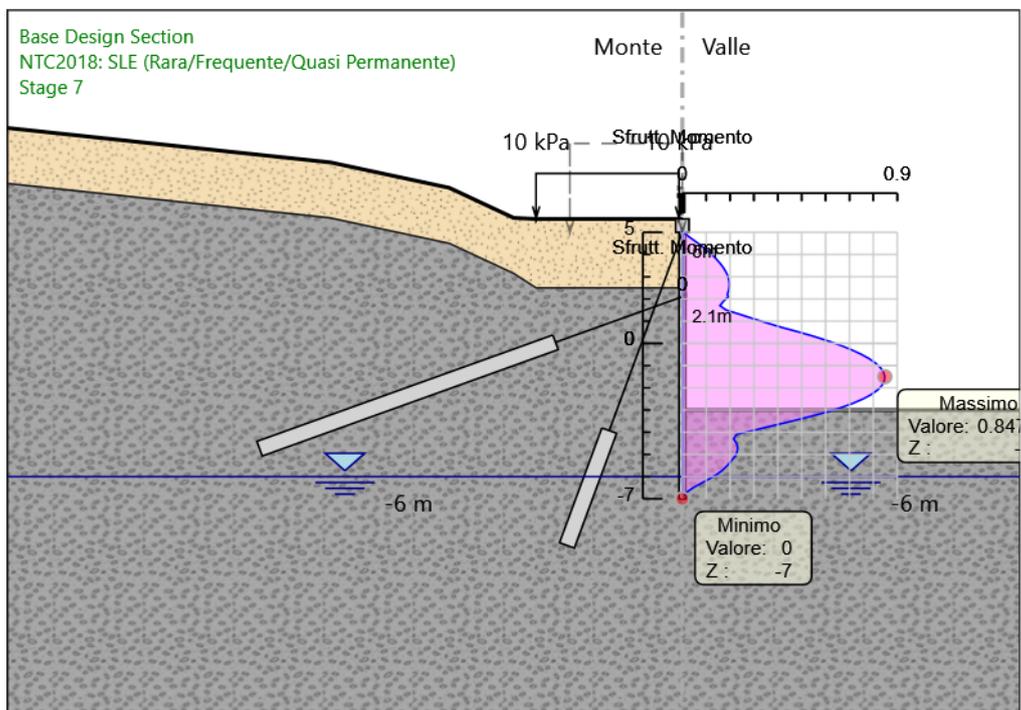


Figura 10-5: Grafico inviluppo tasso sfruttamento M-N

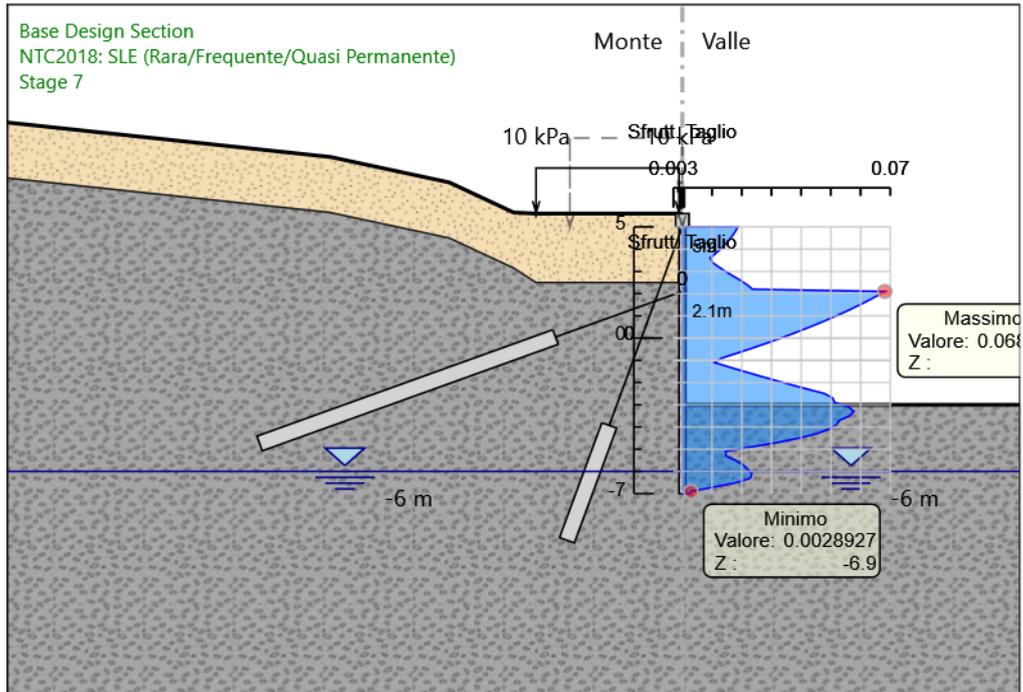


Figura 10-6: Grafico involucro tasso sfruttamento taglio

10.5.3 Verifica dei tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti									
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
PALO CAVALLOTTO	Stage 2	176.312	287.982	1956.522	0.612	0.09			NTC2018: A2+M2+R1
TIRANTE	Stage 7	302.875	342.085	328.696	0.885	0.921		NO	NTC2018: A2+M2+R1

Tabella 10-7: tabella involucro verifiche tiranti

10.5.4 Verifica travi di ripartizione

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018 (ITA)								
Trave di Ripartizione	Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 3	0	0	0	0	0	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 4	133.147	0	0.253	0.257	0	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 5	160.335	0	0.305	0.31	0	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 6	160.334	0	0.305	0.31	0	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 7	166.68	0	0.317	0.322	0	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 8	166.68	0	0.317	0.322	0	

Tabella 10-8: tabella verifiche travi di ripartizione A1+M1+R1

Design Assumption: NTC2018: SISMICA STR	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018 (ITA)								
Trave di Ripartizione	Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 3	0	0	0	0	0	
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 4	99.859	0	0.19	0.193	0	

Design Assumption: NTC2018: SISMICA STR		Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione		NTC2018 (ITA)		Carico	Assiale	Ratio	Ratio	Instabilità
Trave di Ripartizione		Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	distribuito (kN/m)	(kN)	M-N	taglio	
duble HEB 160		TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 5	120.453	0	0.229	0.233	0
duble HEB 160		TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 6	120.452	0	0.229	0.233	0
duble HEB 160		TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 7	127.037	0	0.242	0.245	0
duble HEB 160		TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 8	151.013	0	0.287	0.292	0

Tabella 10-9: tabella verifiche travi di ripartizione SISMICA STR

10.5.5 Verifica capacità portante micropali

Nella seguente tabella è riportato il valore delle azioni scaricate dalla struttura della passerella sulla berlinese.

TABLE: Joint Reactions				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3
Text	Text	Text	Text	KN
8	SLV	Combination	Max	51,662
8	SLV	Combination	Min	50,091
8	SLU_s	Combination		34,492
8	SLU_w	Combination		18,81
8	SLU_folla	Combination		66,047
8	SLU-SLV_env	Combination	Max	66,047
8	SLU-SLV_env	Combination	Min	18,81
12	SLV	Combination	Max	52,939
12	SLV	Combination	Min	51,388
12	SLU_s	Combination		63,382
12	SLU_w	Combination		66,117
12	SLU_folla	Combination		96,299
12	SLU-SLV_env	Combination	Max	96,299
12	SLU-SLV_env	Combination	Min	51,388

Dalla tabella si deduce che la N massima agente in testa alla paratia è pari a:

SLU N= 162.35 kN

SLV N= 104.60 kN

Si considera la portanza per attrito laterale del palo nella parte fuori terra efficace su metà della superficie mentre sull'intera superficie laterale per la porzione completamente immersata.

CARICO LIMITE MICROPALI

d = 0,30 m diametro foro				quota testa palo: 0 m.s.m.m.					
strato	H str	As [mq]	γ [t/mc]	α	d_s [m]	N_{SPT}	s [MPa]	Rs [t]	
1	7,50	3,89	2,00	1,1	0,165		0,12	46,65	
2	4,50	4,67	2,00	1,1	0,33		0,12	55,98	
L palo =		12,00					Rs,tot [t] =		102,64

R_b [t] =	15,40
----------------------------	--------------

CAPACITA' PORTANTE DEL PALO SINGOLO

n° prove = 1 ξ₃ = 1,7 ξ₄ = 1,7

	R3
γ _{R;base} =	1,35
γ _{R;lat;c} =	1,15
γ _{R;lat;t} =	1,25
R_{c,d} = (R_{s,tot}/γ_{R;lat;c}+R_b/γ_{R;base})/ζ₄ =	59,21
R_{t,d} = R_{s,tot}/γ_{R;lat;t}/ζ₄+W_{palo} =	48,30

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DELLA PALIFICATA

PALO n°	COMB.	N _{Ed} [t]	R _d [t]	F _s
1	SLV	-10,46	69,43	6,64
2	SLU	-16,23	59,21	3,65

tipo di verifica	coeff. rid. gruppo
R1	1,00
R3	1,00

N < 0 compressione
N > 0 trazione