

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO  
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

**S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"**

**LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001**

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

**1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. BA283

**PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA**

<p><b>I PROGETTISTI</b> Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p><b>ATTIVITA' DI SUPPORTO</b></p>
<p><b>COLLABORATORI</b> Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p><b>IL GEOLOGO</b> Dott. Pasquale SCORCIA</p>	
<p><b>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE</b> Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p><b>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b> Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p><b>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA</b> Ing. Nicola MARZI</p>	

**08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI**  
Cavalcavia Ferroviario Montesano Andrano (Comune di Andrano)  
ST 24 - al km 20+872.56  
Relazione di calcolo geotecnica

<p><b>CODICE PROGETTO</b></p> <p>PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.</p> <p>L0503A    D    1701</p>	<p><b>NOME FILE</b></p> <p>TOO_ST24_GET_RE02_C.pdf</p> <p><b>CODICE ELAB.</b>    T O O   S T 2 4   G E T   R E 0 2</p>	<p><b>REVISIONE</b></p> <p>C</p>	<p><b>SCALA:</b></p> <p>Varie</p>
<p>C</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Gennaio 2019</p>	
<p>B</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Ottobre 2018</p>	
<p>A</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Giugno 2018</p>	
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO    VERIFICATO    APPROVATO</p>

## INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	3
2.1 Normative e standard	3
2.2 Riferimenti bibliografici	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
4. COMBINAZIONI DI CARICO	6
5. METODOLOGIA DI CALCOLO	8
6. RISULTATI E VERIFICHE	11
6.1 Reazioni di base Spalla	11
6.2 Reazioni di base Pila	12
6.3 Verifica Spalla	13
6.4 Verifica Pila	17
6.5 Calcolo dei cedimenti spalla	21
6.6 Calcolo dei cedimenti pila	27

## 1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i criteri progettuali seguiti per il dimensionamento delle strutture dell'opera ST24 (al km 20+872.56) sulla SS 275 Maglie – Santa Maria di Leuca. In particolare si riportano le verifiche geotecniche per le fondazioni superficiali delle sottostrutture dell'opera in oggetto.

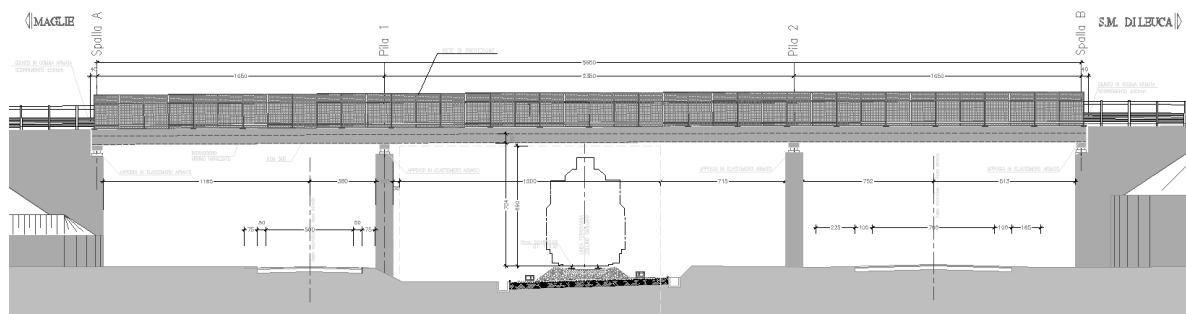


Figura 1 - Prospetto longitudinale ST24

## 2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

### 2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

[1]	<b>D.M. 17/01/2018, n.8</b>	<b>Norme Tecniche per le costruzioni</b>
[2]	<b>Circ. Min. 2 febbraio 2009, n.617</b>	<b>Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008</b>
[3]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[4]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures - General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures - Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures - General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures - Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures - General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures - General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance - Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici	Linee guida sul calcestruzzo strutturale

- Servizio Tecnico Centrale

- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

## **2.2 Riferimenti bibliografici**

- [23] "Fondazioni" - Carlo Viggiani
- [24] "Fondazioni" - Joseph E. Bowles;
- [25] "Principles of Foundation Engineering" - Braja M. Das;
- [26] "Progetti e calcoli di Geotecnica con Excel, vol1 e 2" - Marco Mancina, Roberto Nori, Pia lasello.

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per l'opera in esame si considerano le seguenti caratteristiche geotecniche:

opera:	ST24
pk:	20+872,56
tipo di fondazione:	superficiale
quota imposta fondazioni [m]:	104 ÷ 105
rif. sondaggio:	SML21

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO			
Unità Geotecnica	Quota iniziale [m]	Quota finale [m]	$\Delta H$ [m]
T2b - Limi argillosi sabbiosi	106,50	105,80	0,70
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	105,80	96,50	9,30

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI					
Unità Geotecnica	peso volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	res. compr. $q_c$ [MPa]	coesione $c'$ [kPa]	angolo att. $\phi'$ [°]	mod. def. $E$ [MPa]
T1a - Terreno di riporto	19÷20	-	10	20	10÷20
T1b - Coperture eluviali e colluviali	19	-	1÷10	28÷32	10÷20
T2a - Sabbie e sabbie limose	19÷20	-	1÷10	28÷32	10÷20
T2b - Limi argillosi sabbiosi	19	-	5÷15	25÷28	10
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	20	-	1÷10	29÷33	10÷20
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	20	3,5÷9,5	160÷475	29÷31	150÷600
R1 (NA) - Calcareniti non alterate	22	23	1350	34	2500

Dal riesame della stratigrafia, per l'opera ST24 **si considera un terreno di fondazione costituito dall'unità geotecnica R1 (MA)** (calcareniti mediamente alterate). Operativamente nei calcoli si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso di volume:  $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione:  $c' = 317.5 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio:  $\phi' = 30.0^\circ$

Circa il modulo elastico, dal riesame della geotecnica generale, risulta lecito assumere come modulo  $E$  il valore di 600MPa tuttavia cautelativamente i calcoli dei cedimenti sono stati eseguiti assumendo il valore medio di 375 MPa.

La falda, inoltre, non è presente nell'ambito delle profondità di interesse progettuale.

## 4. COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) sono stati presi in considerazione i seguenti meccanismi:

- collasso per **carico limite** dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO);
- collasso per **scorrimento** sul piano di posa (SLU GEO);

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1, 2 e 3 di seguito riportate.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 1 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (rif. Tab. 6.4.I NTC18 [1])

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

Tab. 2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (rif. Tab. 6.2.II NTC18 [1])

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

Tab. 3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (rif. Tab. 6.2.I NTC18 [1])

La capacità del complesso fondazione-terreno è stata verificata, con riferimento alle condizioni sismiche, anche allo stato limite ultimo (SLV), adottando i coefficienti parziali della Tabella 4.

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Tab. 4 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche (rif. Tab. 7.11.II NTC18 [1])

Nello stato limite ultimo per scorrimento sul piano di posa, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.



## 5. METODOLOGIA DI CALCOLO

Operativamente, per il **calcolo del carico limite** è stata impiegata l'espressione generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

- $N_c, N_q, N_{\gamma}$  fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- $s_c, s_q, s_{\gamma}$  fattori di forma della fondazione;
- $i_c, i_q, i_{\gamma}$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- $b_c, b_q, b_{\gamma}$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- $g_c, g_q, g_{\gamma}$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- $d_c, d_q, d_{\gamma}$  fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore  $N_{\gamma}$  si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \phi$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza  $B$  da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove  $B_R$  è la larghezza della fondazione reale.

*Fattori di forma*

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

*Fattori di profondità*

$$\text{Per profondità relative } D/B \leq 1 \quad d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$$

Per profondità relative  $D/B > 1$   $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$$

$$d_\gamma = 1$$

*Fattori di inclinazione del carico*

Definito il parametro

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi}\right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi}\right)^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

*Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione*

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad b_\gamma = b_q$$

dove  $\alpha$  è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

*Fattori di inclinazione del pendio*

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad g_\gamma = g_q$$

dove  $\omega$  è l'inclinazione del piano campagna.

La resistenza allo **scorrimento** è stata valutata ammettendo un comportamento del sistema terreno-fondazione di tipo attritivo:

$$S_d = N \cdot \tan(\phi') + c' \cdot B \cdot L$$

Nei calcoli è stato trascurato il contributo di spinta del terreno posto ai lati del plinto che si oppone allo scorrimento della fondazione.

Ai fini del **calcolo dei cedimenti** risulta essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale valutazione è stata eseguita ipotizzando per il terreno un comportamento di mezzo continuo, elastico lineare, omogeneo ed isotropo.

Sotto queste ipotesi le tensioni nel terreno in accordo con la teoria di Boussinesq valgono:

$$\Delta \sigma_v = 3Qz^3 / (2\pi(r^2 + z^2)^{5/2})$$

con:

- Q, carico puntiforme applicato alla frontiera del mezzo;
- r, proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z, proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

Operativamente il calcolo è stato eseguito con il metodo dell'elasticità secondo le seguenti relazioni:

$$w_{lib} = \sum \Delta\sigma_v \cdot \Delta z / E$$

$$w_{imp} = \sum \Delta\sigma_v \cdot \Delta z \cdot (1-2\nu)^2 / (E \cdot (1-\nu))$$

dove:

- $w_{lib}$  è il cedimento in condizioni di deformazioni laterali libere;
- $w_{imp}$  è il cedimento in condizioni di deformazioni laterali impedito;
- $\Delta\sigma_v$  è l'incremento di tensione verticale alla profondità z calcolato secondo la formulazione di Boussinesq;
- E è il modulo elastico del terreno alla profondità z;
- $\Delta z$  è lo spessore dello strato i-esimo.

## 6. RISULTATI E VERIFICHE

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con i modelli descritti negli elaborati T00\_ST24\_STR\_RE01\_A e T00\_ST24\_STR\_RE02\_A.

### 6.1 Reazioni di base Spalla

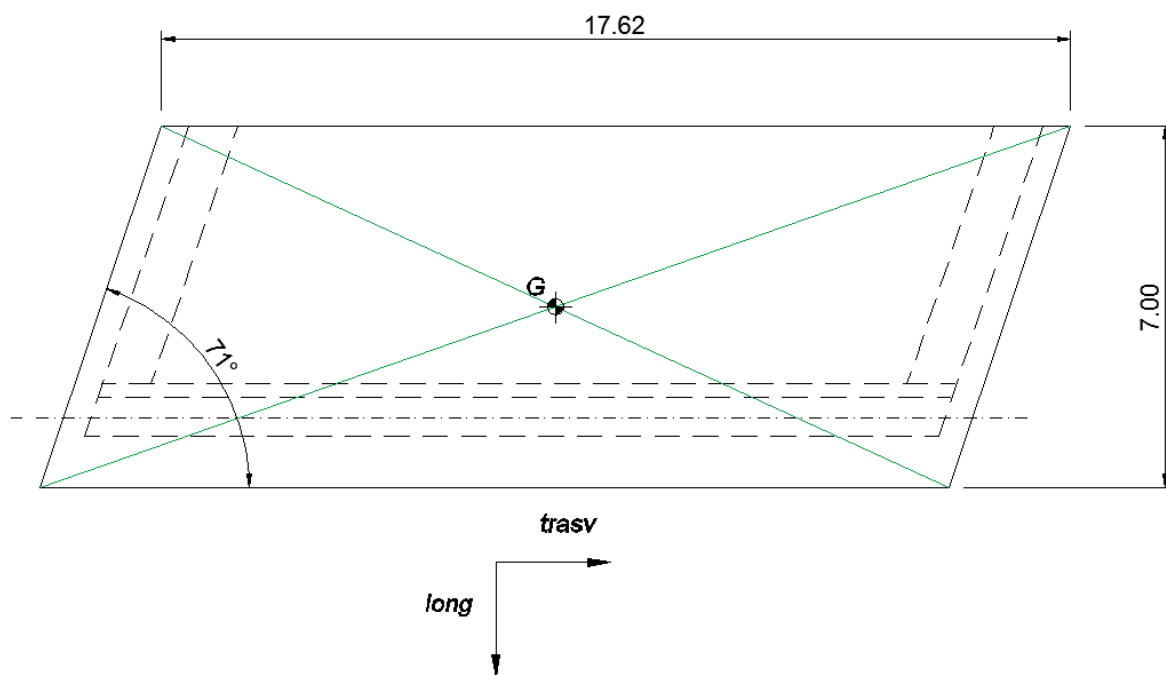
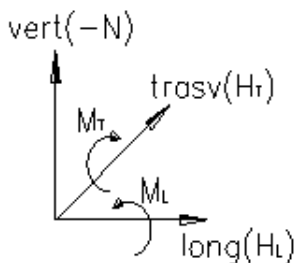


Figura 2 - Planimetria spalla

### Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

Comb.	HL [kN]	HT [kN]	N [kN]	MT(G) [kNxm]	ML(G) [kNxm]
STA SLU 1	5419	0	27263	7724	-3214
STA SLU 2	5419	0	30449	14574	-3214
STA SLU 3	6906	225	34827	25032	-1560
STA SLU 4	6789	225	34321	24122	-1560
STA SLU 5	6326	375	34321	19953	76
STA SLU 6	6628	375	34827	22530	76
SIS SLU 7	8011	2066	22863	29884	15205
SIS SLU 8	5213	6888	22863	16500	56315
SIS SLU 9	5213	2066	23581	16426	15130
SIS SLU 10	8011	2066	22312	30086	15270
SIS SLU 11	5213	6888	22312	16702	56380
SIS SLU 12	5213	2066	21744	17099	15346



Tab. 5 - Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

**6.2 Reazioni di base Pila**

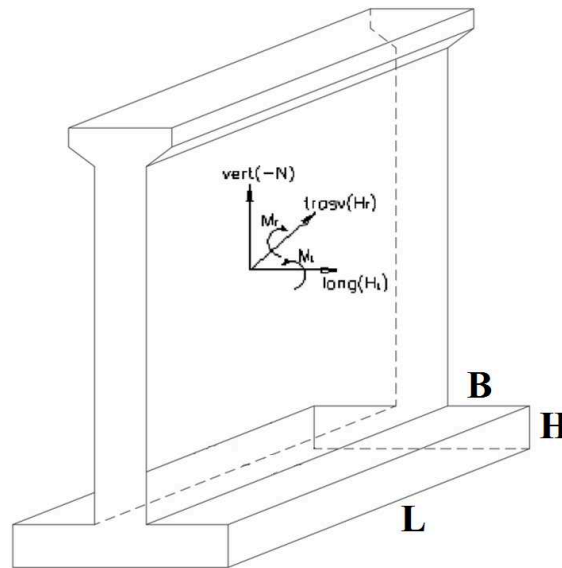
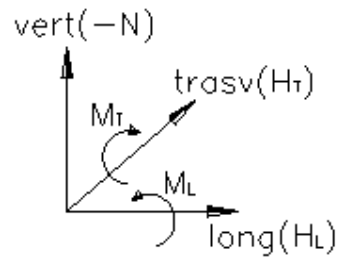


Figura 3 - Schema pila e convenzione dei segni

B = 5 [m]  
 L = 17,62 [m]  
 H = 1 [m]  
 $\gamma = 25$  [kN/m<sup>3</sup>]



**SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU**

Comb.	HL	HT	N	MT	ML
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	0	0	7771	0	0
STA SLU 2	0	0	20141	1583	4766
STA SLU 3	0	54	23218	11375	13224
STA SLU 4	0	90	22448	9067	11187
STA SLU 5	352	564	22448	12058	15855
SIS SLU 6	3266	4942	15089	30577	45825
SIS SLU 7	1555	2615	15089	14721	24040
SIS SLU 8	1112	1743	15486	11085	18023

Tab. 6 - Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

### 6.3 Verifica Spalla

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della spalla nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 10): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

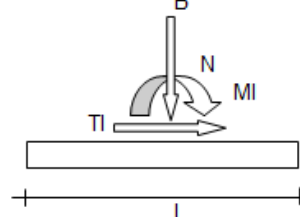
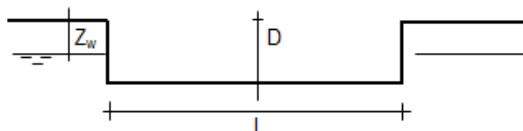
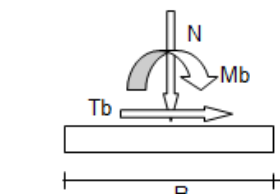
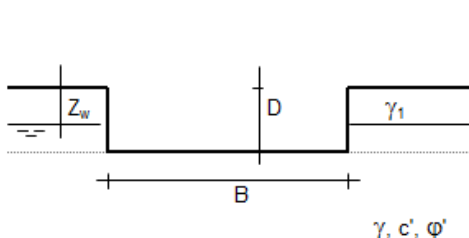
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

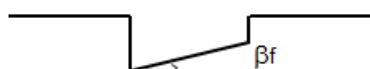
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 7,00 (m)  
 L = 17,62 (m)  
 D = 1,00 (m)



$\beta_f = 0,00$  (°)



$\beta_p = 0,00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	22312	0,00	22311,60
Mb [kNm]	30086	0,00	30086,28
MI [kNm]	15270	0,00	15270,34
Tb [kN]	8011	0,00	8011,33
TI [kN]	2066	0,00	2066,32
H [kN]	8273,52	0,00	8273,52

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 317,50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 317,50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 100,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1,35 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,68 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4,30 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 16,25 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 20,00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 18,40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 30,14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22,40$$

**s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>γ</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,16$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,15$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,89$$

**i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,79 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 75,54 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,21 \quad m = 1,75 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
 m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

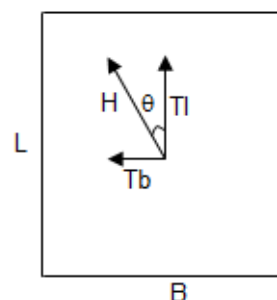
$$i_q = 0,77$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0,76$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,67$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,07$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,07$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$



**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 9980,30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 319,06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 4339,26 \geq q = 319,06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 8273,52 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 35084,43 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 31894,94 \geq H_d = 8273,52 \quad (\text{kN})$$

### 6.4 Verifica Pila

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della pila nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 6): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

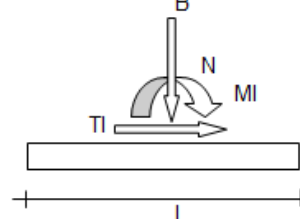
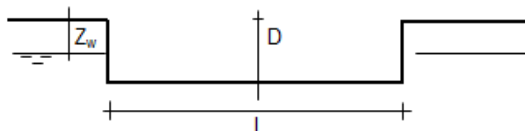
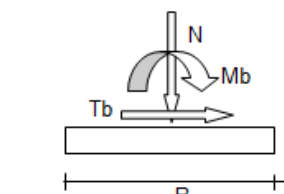
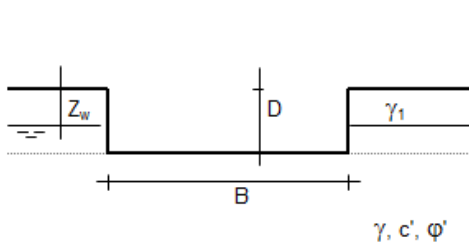
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

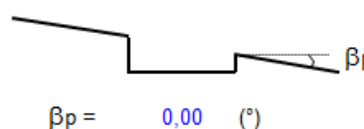
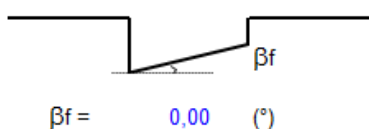
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			⊙	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

- B = 5,00 (m)
- L = 17,62 (m)
- D = 1,00 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15089	0,00	15089,00
Mb [kNm]	30577	0,00	30577,39
MI [kNm]	45825	0,00	45824,66
Tb [kN]	3266	0,00	3265,63
TI [kN]	4942	0,00	4941,59
H [kN]	5923,15	0,00	5923,15

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 20,00$  (kN/mc)

$\gamma = 20,00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 317,50$  (kN/mq)

$\varphi' = 30,00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 317,50$  (kN/mq)

$\varphi' = 30,00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 100,00$  (m)

$e_B = 2,03$  (m)

$e_L = 3,04$  (m)

$B^* = 0,95$  (m)

$L^* = 11,55$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 20,00$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 20,00$  (kN/mc)

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 18,40$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 30,14$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 22,40$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,05$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,05$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4^* B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,97$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,92 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 33,46 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,08 \quad m = 1,33 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

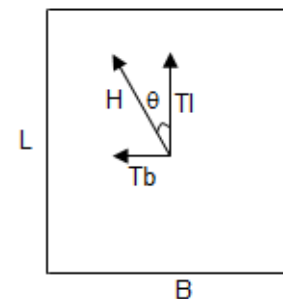
$$i_q = 0,64$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0,62$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,46$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,25$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>y</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>y</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 8227,34 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 1379,90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 3577,1 \geq q = 1379,90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 5923,15 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 12183,46 \quad (\text{kN})$$

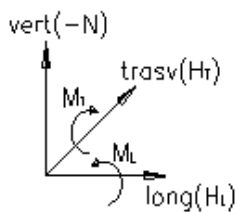
**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 11075,87 \geq H_d = 5923,15 \quad (\text{kN})$$

## 6.5 Calcolo dei cedimenti spalla

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLE sulla spalla più sollecitata dell'opera.

### Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



	HL	HT	N	MT(G)	ML(G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	4014	0	20195	5721	-2381
STA SLE 2	4323	0	22555	13575	-2381
STA SLE 3	5095	150	25798	18357	-1337
STA SLE 4	4995	150	25423	17559	-1337
STA SLE 5	4871	250	25423	16447	-247
STA SLE 6	4910	0	25798	16689	-2973

Figura 4 - Sollecitazioni SLE a intradosso fondazione spalla

A seguire si riportano i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

**Il cedimento massimo della Spalla è pari a 0.46 cm, la cui aliquota maggiore è dovuta ai carichi permanenti (peso proprio della spalla e dell'impalcato) tale cedimento può essere recuperato in fase di costruzione.**

### Geometria della fondazione

#### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Fondazione	(R)	0,00	0,00	7,00	17,62	0,00	0,00	0,00

### Descrizione terreni e falda

#### Caratteristiche fisico-meccaniche

*Simbologia adottata*

*Descrizione* Descrizione terreno

- $\gamma$  Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
- $\gamma_{sat}$  Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
- $\phi$  Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
- $\delta$  Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
- $c$  Coesione del terreno espressa in [kPa]
- $ca$  Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	$c$	$ca$
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
T1a	19,000	19,000	20.00	0.00	10,0	0,0
T1b	19,000	19,000	30.00	0.00	6,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30.00	0.00	5,0	0,0
T2b	19,000	19,000	26.00	0.00	10,0	0,0
R1 [MA]	20,000	20,000	30.00	0.00	317,5	0,0
R1 [A]	20,000	20,000	31.00	0.00	6,0	0,0
R1 [NA]	22,000	22,000	34.00	0.00	1350,0	0,0

*Caratteristiche di deformabilità*

*Simbologia adottata*

*Descr* Descrizione terreno

$E$  Modulo di Young espresso in [kPa]

Descrizione	$E$	$\nu$
	[kPa]	
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	15000	0.330
R1 [NA]	2500000	0.330

Descrizione stratigrafia

*Simbologia adottata*

$n^\circ$  Identificativo strato

Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]

Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]

*Terreno* Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno
1	-8,0	-8,0	-8,0	R1 [MA]

## Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

### Simbologia adottata

$\gamma_{csfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{cfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{osfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{ofav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_r$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaxiale delle rocce

### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{cfav}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{csfav}$	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{ofav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{osfav}$	1.50	1.30	1.00	1.00

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniaxiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche geotecniche:

		R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_r$	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	$\gamma_r$	1.00	1.10	1.10

## Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.



Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>M<sub>x</sub></i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>M<sub>y</sub></i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>e<sub>x</sub></i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e<sub>y</sub></i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kN]

**Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - PERMANENTE**

Fondazione	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	β	T [kN]
Fondazione	25798,000	-1337,000	18357,000	0,7	0,1	90,0	0,000

**Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE**

Fondazione	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	β	T [kN]
Fondazione	25798,000	-2973,000	16689,000	0,6	0,1	90,0	0,000

**Descrizione combinazioni di carico**

*Simbologia adottata*

<i>γ</i>	Coefficiente di partecipazione della condizione
<i>ψ</i>	Coefficiente di combinazione della condizione

**Combinazione n° 1 SLER**

Nome	γ	ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

**Opzioni di calcolo**

**Analisi in condizioni drenate**

*Cedimenti*

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il **metodo Elastico**.

Per il calcolo dei cedimenti, è stata impostata un'altezza dello strato compressibile legato alla percentuale tensionale.

In particolare la percentuale impostata è: 0,05 (%)

## Risultati

### Cedimenti

#### *Cedimento complessivo*

##### *Simbologia adottata*

<i>cmb</i>	Identificativo della combinazione
$w_i$	Cedimento elastico espresso in [cm]
$w_{imp}$	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]
$H$	Spessore strato compressibile espresso in [m]
$X$	coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]
$Y$	coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

#### **Fondazione**

<b>cmb</b>	<b><math>w_i</math></b> [cm]	<b><math>w_{imp}</math></b> [cm]	<b>H</b> [m]	<b>X</b> [m]	<b>Y</b> [m]
1	0,46	0,36	22,10	0,65	-0,12

#### *Cedimento dei singoli strati*

##### *Simbologia adottata*

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
$\Delta H$	Spessore dello strato espresso in [m]
$\Delta w_i$	Cedimento elastico espresso in [cm]
$\Delta w_{imp}$	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

#### **Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)**

<b>Strato</b>	<b>Terreno</b>	<b><math>\Delta H</math></b> [m]	<b><math>\Delta w_i</math></b> [cm]	<b><math>\Delta w_{imp}</math></b> [cm]
1	R1 [MA]	22,10	0,4552	0,3594
		<b>22,10</b>	<b>0,4552</b>	<b>0,3594</b>

#### *Dettagli sui cedimenti dei singoli strati*

##### *Simbologia adottata*

$n^\circ$	numero d'ordine dell'i-esimo strato
$z$	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
$\Delta H$	spessore dello strato i-esimo espresso in [cm]

$\Delta\sigma_v$  incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kPa]  
 $E$  modulo elastico dell'i-esimo strato espresso in [kPa]  
 $\Delta w$  cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

**Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)**

n°	z [m]	$\Delta H$ [cm]	$\Delta\sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	$\Delta w$ [cm]
1	-0,55	1,11	230	375000	0,0377
2	-1,66	1,11	219	375000	0,0460
3	-2,76	1,11	196	375000	0,0464
4	-3,87	1,11	169	375000	0,0428
5	-4,97	1,11	144	375000	0,0382
6	-6,08	1,11	123	375000	0,0336
7	-7,18	1,11	106	375000	0,0295
8	-8,29	1,11	91	375000	0,0258
9	-9,39	1,11	79	375000	0,0226
10	-10,50	1,11	69	375000	0,0199
11	-11,60	1,11	60	375000	0,0176
12	-12,71	1,11	53	375000	0,0156
13	-13,81	1,11	47	375000	0,0139
14	-14,92	1,11	42	375000	0,0124
15	-16,02	1,11	38	375000	0,0112
16	-17,13	1,11	34	375000	0,0101
17	-18,23	1,11	30	375000	0,0091
18	-19,34	1,11	28	375000	0,0083
19	-20,44	1,11	25	375000	0,0075
20	-21,55	1,11	23	375000	0,0069
		<b>22,10</b>			<b>0,4552 - 0,3594</b>

## 6.6 Calcolo dei cedimenti pila

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLE sulla spalla più sollecitata dell'opera.

### SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLE

Comb.	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub>	M <sub>L</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	0	0	5809	0	0
STA SLE 2	0	0	14972	1172	3531
STA SLE 3	0	36	17251	8415	9789
STA SLE 4	0	60	16681	6697	8276
STA SLE 5	261	418	16681	8932	11744

Figura 5 - Sollecitazioni SLE a intradosso fondazione pila

A seguire si riportano i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

**Il cedimento massimo della pila è pari a 0.33 cm, la cui aliquota maggiore è dovuta ai carichi permanenti (peso proprio della spalla e dell'impalcato) tale cedimento può essere recuperato in fase di costruzione.**

### Geometria della fondazione

#### *Simbologia adottata*

*Descrizione* Descrizione della fondazione

*Forma* Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

*X* Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

*Y* Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

*B* Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

*L* Lunghezza della fondazione espressa in [m]

*D* Profondità del piano di posa in [m]

*α* Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

*ω* Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Fondazione	(R)	0,00	0,00	5,00	17,62	0,00	0,00	0,00

### Descrizione terreni e falda

### Caratteristiche fisico-meccaniche

#### Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
$\delta$	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
$c$	Coesione del terreno espressa in [kPa]
$ca$	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	$c$	$ca$
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
T1a	19,000	19,000	20.00	0.00	10,0	0,0
T1b	19,000	19,000	30.00	0.00	6,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30.00	0.00	5,0	0,0
T2b	19,000	19,000	26.00	0.00	10,0	0,0
R1 [MA]	20,000	20,000	30.00	0.00	317,5	0,0
R1 [A]	20,000	20,000	31.00	0.00	6,0	0,0
R1 [NA]	22,000	22,000	34.00	0.00	1350,0	0,0

### Caratteristiche di deformabilità

#### Simbologia adottata

Descr	Descrizione terreno
$E$	Modulo di Young espresso in [kPa]

Descrizione	$E$	$\nu$
	[kPa]	
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	15000	0.330
R1 [NA]	2500000	0.330

### Descrizione stratigrafia

#### Simbologia adottata

$n^\circ$	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno
1	-8,0	-8,0	-8,0	R1 [MA]

## Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_r$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30	1.00	1.00

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche geotecniche:

		R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_r$	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	$\gamma_r$	1.00	1.10	1.10

## Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>M<sub>x</sub></i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>M<sub>y</sub></i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>e<sub>x</sub></i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e<sub>y</sub></i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kN]

**Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - PERMANENTE**

Fondazione	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	17251,000	9789,000	8415,000	0,5	-0,6	90,0	0,000

**Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE**

Fondazione	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	16681,000	11744,000	8932,000	0,5	-0,7	90,0	0,000

**Descrizione combinazioni di carico**

*Simbologia adottata*

<i>γ</i>	Coefficiente di partecipazione della condizione
<i>ψ</i>	Coefficiente di combinazione della condizione

**Combinazione n° 1 SLER**

Nome	γ	ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

**Opzioni di calcolo**

**Analisi in condizioni drenate**

*Cedimenti*

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il **metodo Elastico**.

Per il calcolo dei cedimenti, è stata impostata un'altezza dello strato compressibile legato alla percentuale tensionale.

In particolare la percentuale impostata è: 0,05 (%)

## Risultati

### Cedimenti

#### *Cedimento complessivo*

##### *Simbologia adottata*

<i>cmb</i>	Identificativo della combinazione
$w_i$	Cedimento elastico espresso in [cm]
$w_{imp}$	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]
<i>H</i>	Spessore strato compressibile espresso in [m]
<i>X</i>	coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]
<i>Y</i>	coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

#### **Fondazione**

<b>cmb</b>	<b><math>w_i</math></b> [cm]	<b><math>w_{imp}</math></b> [cm]	<b>H</b> [m]	<b>X</b> [m]	<b>Y</b> [m]
1	0,34	0,27	18,90	0,54	0,70

#### *Cedimento dei singoli strati*

##### *Simbologia adottata*

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
$\Delta H$	Spessore dello strato espresso in [m]
$\Delta w_i$	Cedimento elastico espresso in [cm]
$\Delta w_{imp}$	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

#### **Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)**

<b>Strato</b>	<b>Terreno</b>	<b><math>\Delta H</math></b> [m]	<b><math>\Delta w_i</math></b> [cm]	<b><math>\Delta w_{imp}</math></b> [cm]
1	R1 [MA]	18,90	0,3357	0,2652
		<b>18,90</b>	<b>0,3357</b>	<b>0,2652</b>

#### *Dettagli sui cedimenti dei singoli strati*

##### *Simbologia adottata*

$n^\circ$	numero d'ordine dell'i-esimo strato
<i>z</i>	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
$\Delta H$	spessore dello strato i-esimo espresso in [cm]
$\Delta \sigma_v$	incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
<i>E</i>	modulo elastico dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
$\Delta w$	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]



**Combinazione n° 1** (Fondazione n° 1)

n°	z [m]	$\Delta H$ [cm]	$\Delta\sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	$\Delta w$ [cm]
1	-0,47	0,94	218	375000	0,0313
2	-1,42	0,94	201	375000	0,0375
3	-2,36	0,94	172	375000	0,0356
4	-3,31	0,94	143	375000	0,0314
5	-4,25	0,94	120	375000	0,0272
6	-5,20	0,94	102	375000	0,0236
7	-6,14	0,94	87	375000	0,0206
8	-7,09	0,94	75	375000	0,0180
9	-8,03	0,94	65	375000	0,0158
10	-8,98	0,94	57	375000	0,0140
11	-9,92	0,94	50	375000	0,0124
12	-10,87	0,94	44	375000	0,0111
13	-11,81	0,94	39	375000	0,0099
14	-12,76	0,94	35	375000	0,0089
15	-13,70	0,94	32	375000	0,0080
16	-14,65	0,94	29	375000	0,0073
17	-15,59	0,94	26	375000	0,0066
18	-16,54	0,94	24	375000	0,0060
19	-17,48	0,94	21	375000	0,0055
20	-18,43	0,94	20	375000	0,0050
		<b>18,90</b>			<b>0,3357 - 0,2652</b>