

**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>I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p> <p>RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti</p>
<p>COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL GEOLOGO Dott. Pasquale SCORCIA</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA Ing. Nicola MARZI</p>	

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Cavalcavia (Comune di Muro Leccese)

ST 23 - al km 5+292,68

Relazione di calcolo geotecnica

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>L0503A D 1701</p>	<p>NOME FILE</p> <p>T00_ST23_GET_RE02_C.pdf</p> <p>CODICE ELAB. T00ST23GETRE02</p>	<p>REVISIONE</p> <p>C</p>	<p>SCALA:</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 A - rampa	11
6.2 Reazioni di base Spalla B - rampa	12
6.3 Reazioni di base Spalla A centrale	13
6.4 Reazioni di base Spalla B centrale	14
6.5 Reazioni di base Pila - rampa	15
6.6 Reazioni di base Pila - centrale	16
6.7 Verifica Spalla A - rampa	17
6.8 Verifica Spalla B - rampa	21
6.9 Verifica Spalla A centrale	25
6.10 Verifica Spalla B centrale	29
6.11 Verifica Pila rampa	33
6.12 Verifica Pila centrale	37
6.13 Calcolo dei cedimenti Spalla Centrale	41
6.14 Calcolo dei cedimenti Spalla Rampa	46
6.15 Calcolo dei cedimenti Pila Centrale	51
6.16 Calcolo dei cedimenti Pila Rampa	56

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]	D.M. 17/01/2018, n.8	Norme Tecniche per le costruzioni
[2]	Circ. Min. 2 febbraio 2009, n.617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
[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:	ST23
pk:	5+292,68
tipo di fondazione:	superficiale
quota imposta fondazioni [m]:	79+80
rif. sondaggio:	SML08

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO			
Unità Geotecnica	Quota iniziale [m]	Quota finale [m]	ΔH [m]
T1a - Terreno di riporto	83,10	82,80	0,30
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	82,80	73,10	9,70

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI					
Unità Geotecnica	peso volume γ [kN/m ³]	res. compr. q_c [MPa]	coesione c' [kPa]	angolo att. ϕ' [°]	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 ST23 **si considera un terreno di fondazione costituito dall'unità geotecnica R1 (A)** (calcareniti molto alterate). Operativamente nei calcoli si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso di volume: $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione: $c' = 6.0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio: $\phi' = 31.0^\circ$

Circa il modulo elastico, dal riesame della geotecnica generale, risulta lecito assumere come modulo E il valore di 20 MPa tuttavia cautelativamente i calcoli dei cedimenti sono stati eseguiti assumendo il valore medio di 15 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 γ_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 γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

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

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

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 γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Tab. 4 - Coefficienti parziali γ_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_{γ} fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_{γ} fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_{γ} 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_{γ} 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 α 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 ω 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;
- Δz 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_ST23_STR_RE01_A.

6.1 Reazioni di base Spalla A - rampa

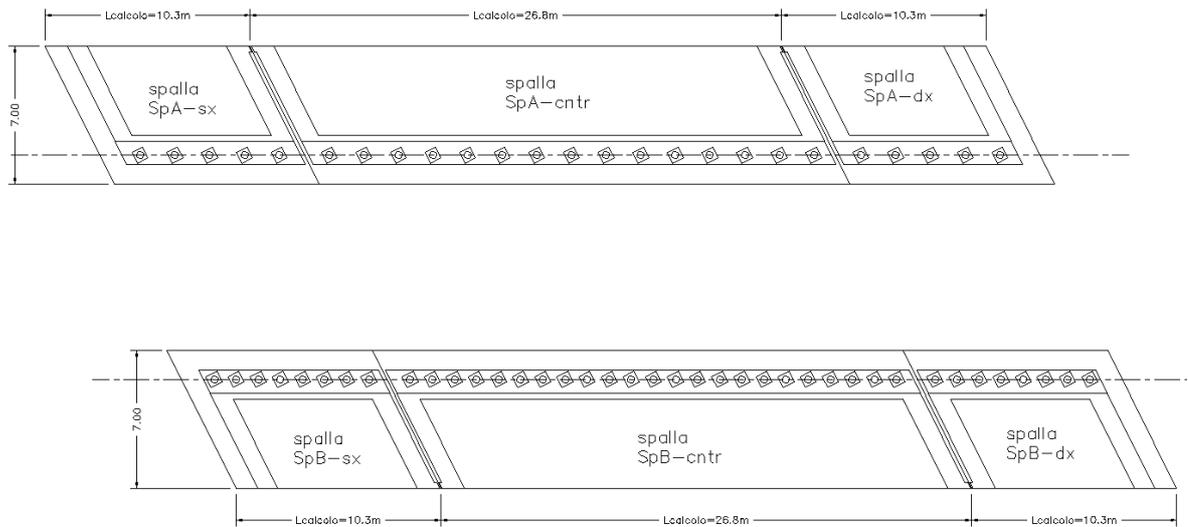


Figura 2 - Planimetria spalla

vert(-N)
 M_T
 M_L
 trasv(H_T)
 long(H_L)

	H_L	H_T	N	$M_T(G)$	$M_L(G)$
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	3495	0	17447	-8886	-9943
STA SLU 2	3495	0	20523	-5656	-9943
STA SLU 3	4212	148	23238	-2960	-9483
STA SLU 4	4327	148	22883	-1590	-9483
STA SLU 5	4033	247	22883	-4281	-8348
STA SLU 6	4212	247	23238	-2960	-8348
SIS SLU 7	5232	324	15289	14165	-4607
SIS SLU 8	3382	1079	15289	1264	1926
SIS SLU 9	3382	324	15490	1089	-4705
SIS SLU 10	5232	324	15142	14342	-4524
SIS SLU 11	3382	1079	15142	1442	2010
SIS SLU 12	3382	324	15001	1680	-4426

Tab. 5 - Carichi all'intradosso dello strato di bonifica di fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.2 Reazioni di base Spalla B - rampa

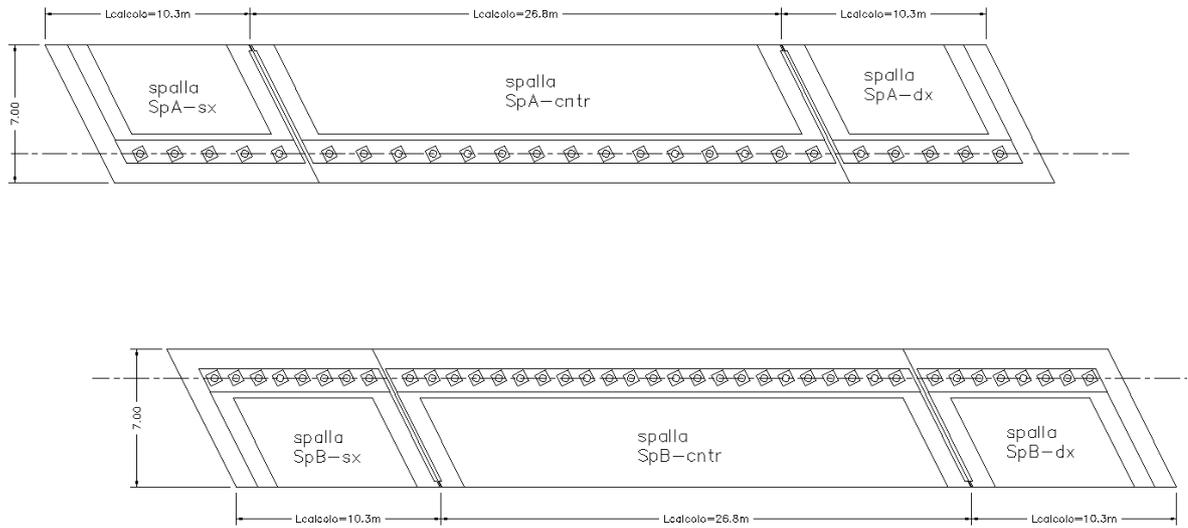
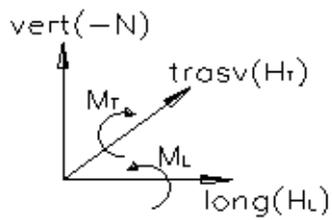


Figura 3 - Planimetria spalla



Comb.	HL [kN]	HT [kN]	N [kN]	MT(G) [kNxm]	ML(G) [kNxm]
STA SLU 1	3560	0	16866	5741	-3343
STA SLU 2	3560	0	20333	12849	-3343
STA SLU 3	4704	111	22885	21840	-2028
STA SLU 4	4384	111	22570	18960	-2028
STA SLU 5	4103	185	22570	16386	-1176
STA SLU 6	4536	185	22885	20303	-1176
SIS SLU 7	5372	473	15249	23972	581
SIS SLU 8	3458	1577	15249	13856	7788
SIS SLU 9	3458	473	15686	13863	509
SIS SLU 10	5372	473	14938	24098	643
SIS SLU 11	3458	1577	14938	13981	7850
SIS SLU 12	3458	473	14649	14281	715

Tab. 6 - Carichi all'intradosso dello strato di bonifica di fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.3 Reazioni di base Spalla A centrale

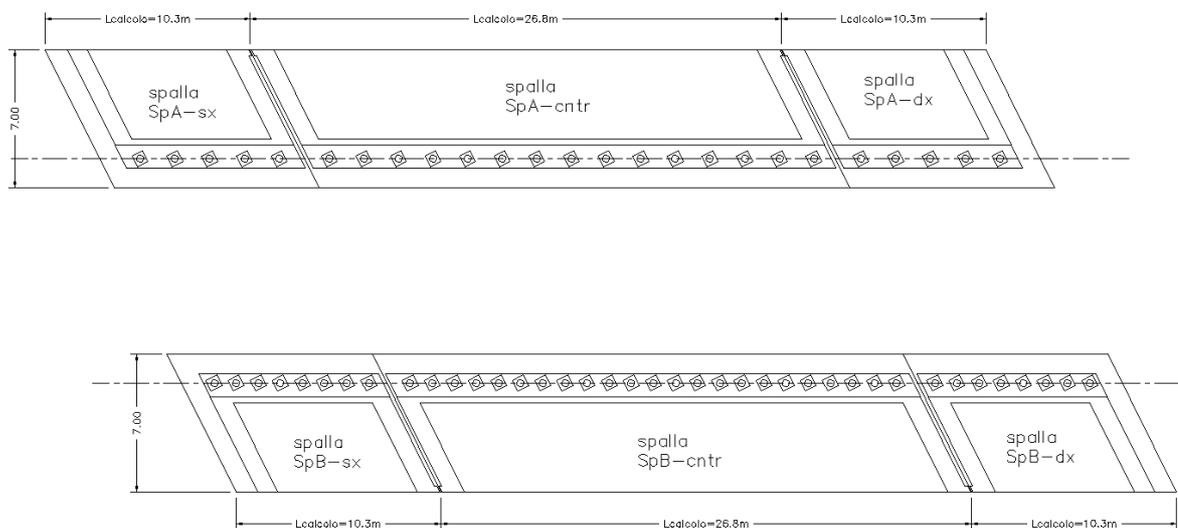


Figura 4 - Planimetria spalla

vert(-N)
 trasv(H_T)
 long(H_L)
 M_T
 M_L

	H_L	H_T	N	$M_T(G)$	$M_L(G)$
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	9979	0	47811	-21841	-8515
STA SLU 2	9979	0	57074	-12114	-8515
STA SLU 3	12048	148	63656	-5666	-8663
STA SLU 4	12119	148	62955	-3786	-8663
STA SLU 5	11531	247	62955	-9167	-7528
STA SLU 6	12048	247	63656	-5666	-7528
SIS SLU 7	15065	935	42517	44916	1910
SIS SLU 8	9694	3118	42517	7053	21168
SIS SLU 9	9694	935	43077	6586	1827
SIS SLU 10	15065	935	42115	45398	1982
SIS SLU 11	9694	3118	42115	7535	21239
SIS SLU 12	9694	935	41737	8194	2065

Tab. 7 - Carichi all'intradosso dello strato di bonifica di fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.4 Reazioni di base Spalla B centrale

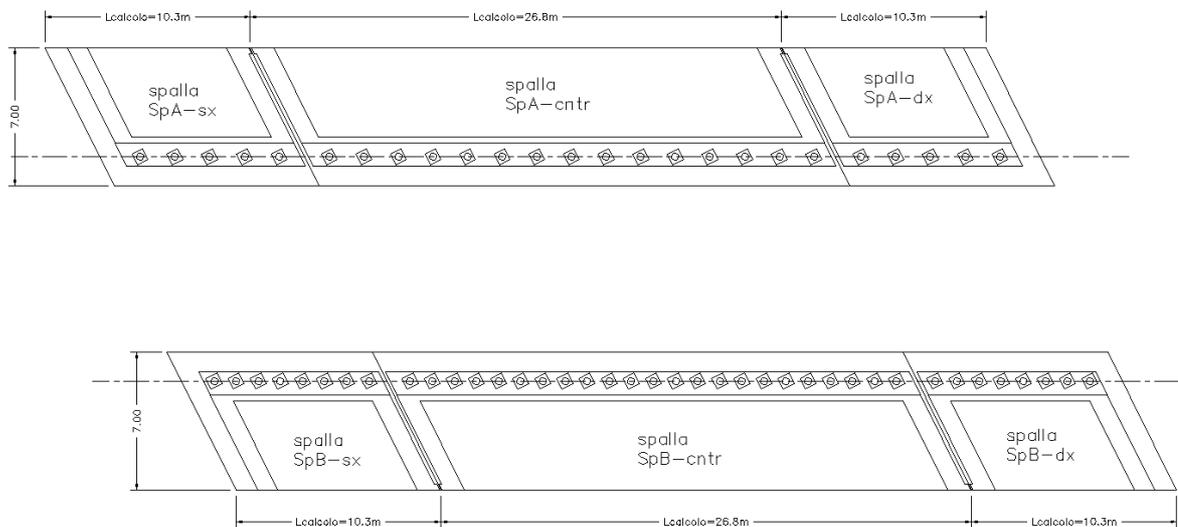


Figura 5 - Planimetria spalla

vert(-N)

Comb.	HL [kN]	HT [kN]	N [kN]	MT(G) [kNxm]	ML(G) [kNxm]
STA SLU 1	9049	0	42499	18167	8572
STA SLU 2	9049	0	52803	39291	8572
STA SLU 3	12155	111	59069	62225	11700
STA SLU 4	10807	111	58447	50317	11700
STA SLU 5	10526	185	58447	47743	12551
STA SLU 6	11700	185	59069	58063	12551
SIS SLU 7	13629	1534	39600	67189	18650
SIS SLU 8	8781	5112	39600	40552	47167
SIS SLU 9	8781	1534	40737	40623	18835
SIS SLU 10	13629	1534	38817	67518	18492
SIS SLU 11	8781	5112	38817	40880	47009
SIS SLU 12	8781	1534	38124	41717	18307

Tab. 8 - Carichi all'intradosso dello strato di bonifica di fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.5 Reazioni di base Pila - rampa

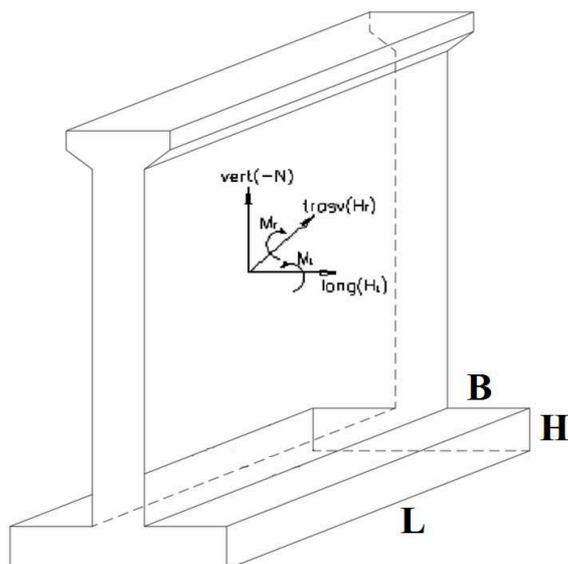
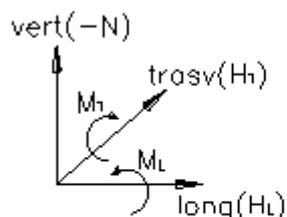


Figura 6 - Schema pila e convenzione dei segni

B = 5 [m]
 L = 10,34 [m]
 H = 1 [m]



SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H _L	H _T	N	M _T	M _L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	0	0	4230	0	0
STA SLU 2	0	0	11385	0	0
STA SLU 3	408	0	13410	3978	1755
STA SLU 4	0	413	12903	0	4265
STA SLU 5	812	248	12903	7915	3085
SIS SLU 6	1618	238	8538	12466	2109
SIS SLU 7	485	793	8538	3740	7031
SIS SLU 8	485	238	8783	3740	2109

Tab. 9 - Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.6 Reazioni di base Pila - centrale

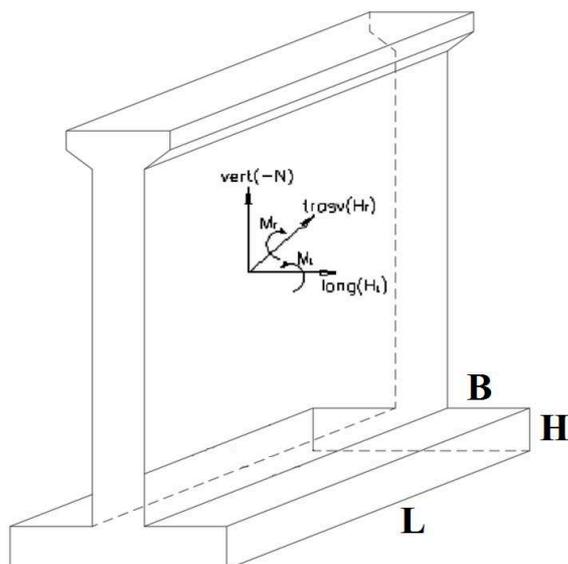
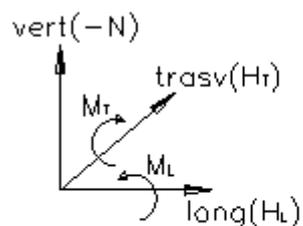


Figura 7 - Schema pila e convenzione dei segni

B = 5 [m]
 L = 26,78 [m]
 H = 1 [m]



SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H _L	H _T	N	M _T	M _L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	0	0	12230	0	0
STA SLU 2	0	0	34910	0	0
STA SLU 3	1218	0	39635	11876	11340
STA SLU 4	0	413	38454	0	11453
STA SLU 5	1298	248	38454	12654	10274
SIS SLU 6	5054	632	26182	38987	5608
SIS SLU 7	1516	2105	26182	11696	18693
SIS SLU 8	1516	632	26933	11696	5608

Tab. 10 - Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.7 Verifica Spalla A - rampa

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della spalla nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 7): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot g_r$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

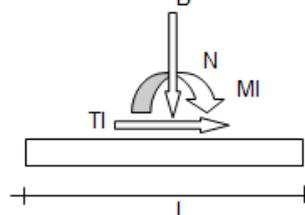
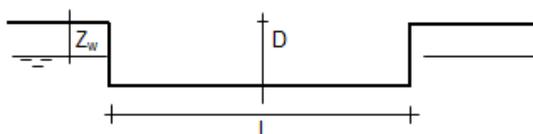
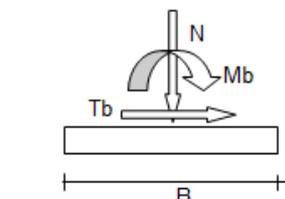
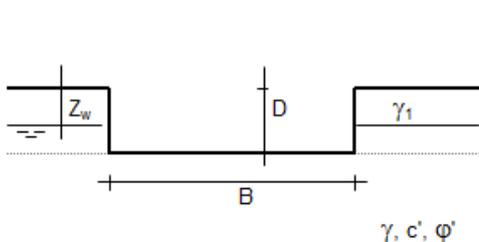
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

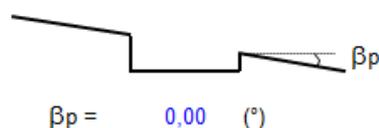
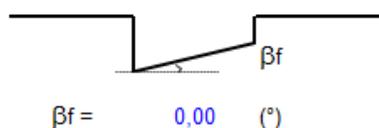
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	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 = 10,30 (m)
 D = 2,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15289	0,00	15289,00
Mb [kNm]	14165	0,00	14165,00
MI [kNm]	4607	0,00	4607,00
Tb [kN]	5232	0,00	5232,00
TI [kN]	324	0,00	324,00
H [kN]	5242,02	0,00	5242,02

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 0,93$ (m)

$e_L = 0,30$ (m)

$B^* = 5,15$ (m)

$L^* = 9,70$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 50,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 20,63$

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

$N_c = 32,67$

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

$N_\gamma = 25,99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,34$$

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

$$s_q = 1,32$$

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

$$s_\gamma = 0,79$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,65 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 86,46 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,35 \quad m = 1,65 \quad (-)$$

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

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

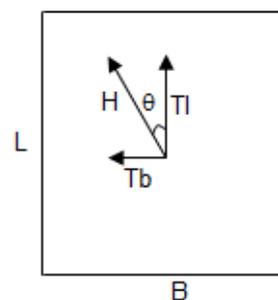
$$i_q = 0,51$$

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

$$i_c = 0,49$$

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

$$i_\gamma = 0,34$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1,14$$

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

$$d_c = 1,14$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = \quad 1,00$$

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

$$b_c = \quad 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = \quad 1,00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = \quad 1,00$$

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

$$g_c = \quad 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = \quad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 1302,17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 306,32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 566,16 \quad \geq \quad q = \quad 306,32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 5242,02 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 9486,03 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 8623,66 \quad \geq \quad H_d = \quad 5242,02 \quad (\text{kN})$$

6.8 Verifica Spalla B - rampa

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della spalla nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 7): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

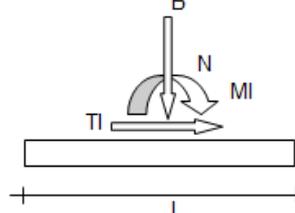
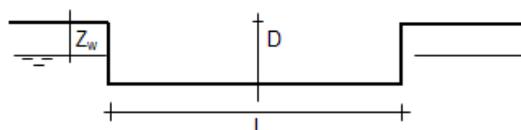
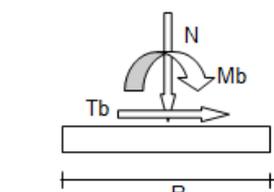
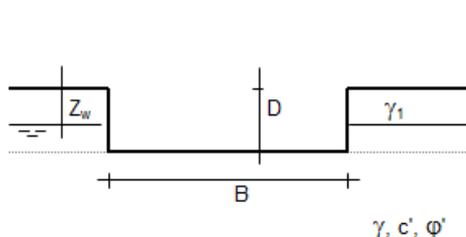
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

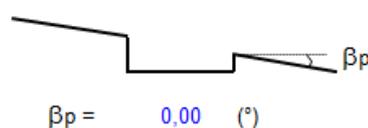
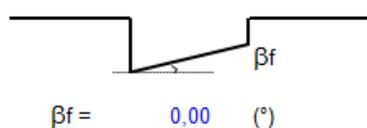
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	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)
 $L = 10,30$ (m)
 $D = 2,50$ (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15249	0,00	15249,00
Mb [kNm]	23972	0,00	23972,00
MI [kNm]	581	0,00	581,00
Tb [kN]	5372	0,00	5372,00
TI [kN]	473	0,00	473,00
H [kN]	5392,78	0,00	5392,78

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 1,57$ (m)

$e_L = 0,04$ (m)

$B^* = 3,86$ (m)

$L^* = 10,22$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 50,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 20,63$

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

$N_c = 32,67$

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

$N_\gamma = 25,99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,24$$

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

$$s_q = 1,23$$

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

$$s_\gamma = 0,85$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 84,97 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,27 \quad m = 1,72 \quad (-)$$

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

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

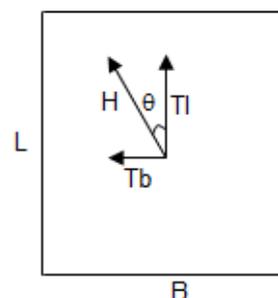
$$i_q = 0,48$$

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

$$i_c = 0,46$$

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

$$i_\gamma = 0,32$$



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

$$d_q = 1,18$$

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

$$d_c = 1,19$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_y : 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_c, g_q, g_y : 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

$$q_{lim} = 1124,12 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 386,81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 488,75 \geq q = 386,81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 5392,78 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 9399,06 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 8544,6 \geq H_d = 5392,78 \quad (\text{kN})$$

6.9 Verifica Spalla A centrale

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della spalla nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 7): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot q_r$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

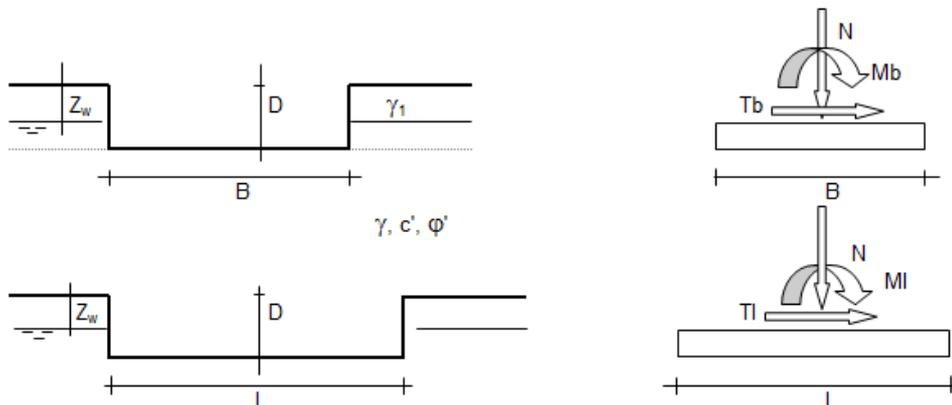
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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	$\tan \varphi'$	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 = 26,80 (m)
 D = 2,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	42517	0,00	42517,00
Mb [kNm]	44916	0,00	44916,00
MI [kNm]	1910	0,00	1910,00
Tb [kN]	15065	0,00	15065,00
TI [kN]	935	0,00	935,00
H [kN]	15093,99	0,00	15093,99

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 1,06$ (m)

$e_L = 0,04$ (m)

$B^* = 4,89$ (m)

$L^* = 26,71$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 50,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 20,63$

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

$N_c = 32,67$

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

$N_\gamma = 25,99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,12$$

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

$$s_q = 1,11$$

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

$$s_\gamma = 0,93$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,85 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 86,45 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,15 \quad m = 1,84 \quad (-)$$

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

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

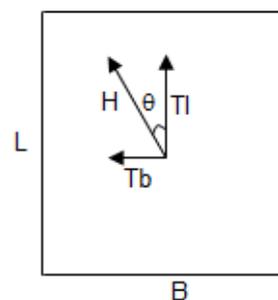
$$i_q = 0,46$$

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

$$i_c = 0,43$$

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

$$i_\gamma = 0,30$$



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

$$d_q = 1,14$$

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

$$d_c = 1,15$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = \quad 1,00$$

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

$$b_c = \quad 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = \quad 1,00$$

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

$$g_c = \quad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 1065,09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 325,71 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 463,08 \quad \geq \quad q = \quad 325,71 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 15093,99 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 26330,01 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 23936,37 \quad \geq \quad H_d = \quad 15093,99 \quad (\text{kN})$$

6.10 Verifica Spalla B centrale

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della spalla nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 7): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot q_r$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

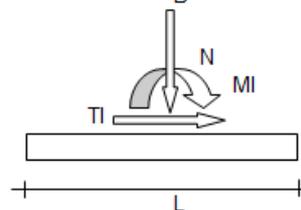
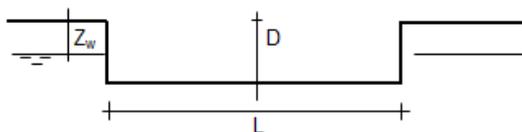
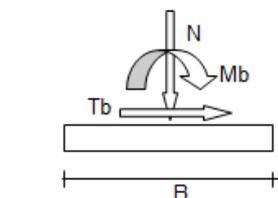
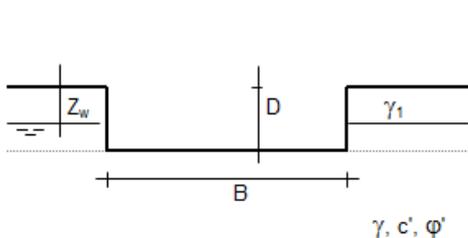
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

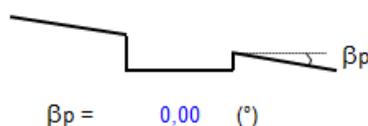
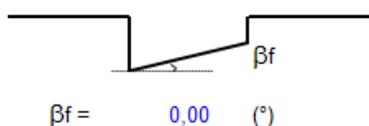
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	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 = 26,80 (m)
 D = 2,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	39600	0,00	39600,00
Mb [kNm]	67189	0,00	67189,00
MI [kNm]	18650	0,00	18650,00
Tb [kN]	13629	0,00	13629,00
TI [kN]	1534	0,00	1534,00
H [kN]	13715,06	0,00	13715,06

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 1,70$ (m)

$e_L = 0,47$ (m)

$B^* = 3,61$ (m)

$L^* = 25,86$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 50,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 20,63$

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

$N_c = 32,67$

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

$N_\gamma = 25,99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,09$$

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

$$s_q = 1,08$$

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

$$s_\gamma = 0,94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 83,58 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,12 \quad m = 1,87 \quad (-)$$

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

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

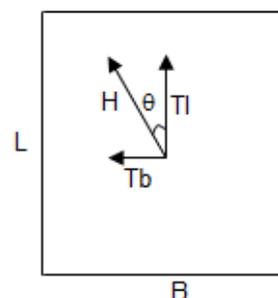
$$i_q = 0,46$$

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

$$i_c = 0,43$$

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

$$i_\gamma = 0,31$$



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

$$d_q = 1,20$$

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

$$d_c = 1,21$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1000,59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 424,62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 435,04 \geq q = 424,62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 13715,06 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 24353,64 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 22139,67 \geq H_d = 13715,06 \quad (\text{kN})$$

6.11 Verifica Pila rampa

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

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot q_r$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

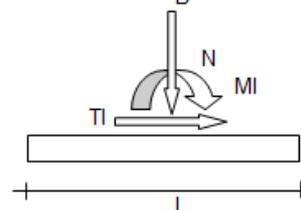
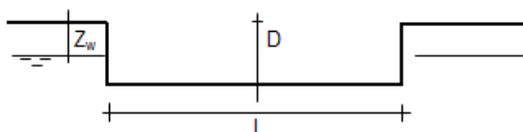
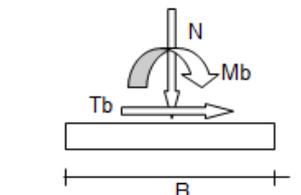
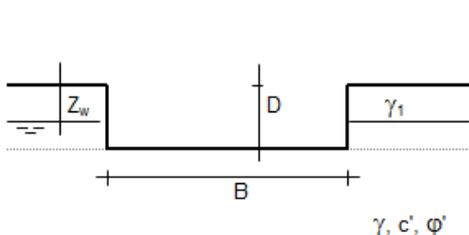
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

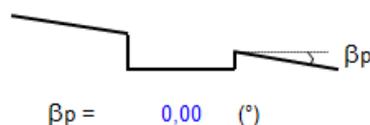
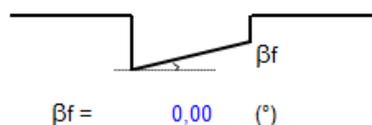
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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 = 10,34 (m)
 D = 1,70 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	8538	0,00	8538,00
Mb [kNm]	12466	0,00	12466,00
MI [kNm]	2109	0,00	2109,00
Tb [kN]	238	0,00	238,00
TI [kN]	1618	0,00	1618,00
H [kN]	1635,41	0,00	1635,41

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 1,46$ (m)

$e_L = 0,25$ (m)

$B^* = 2,08$ (m)

$L^* = 9,85$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 34,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 20,63$

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

$N_c = 32,67$

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

$N_\gamma = 25,99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,13$$

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

$$s_q = 1,13$$

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

$$s_\gamma = 0,92$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,83 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 8,37 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,17 \quad m = 1,19 \quad (-)$$

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

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

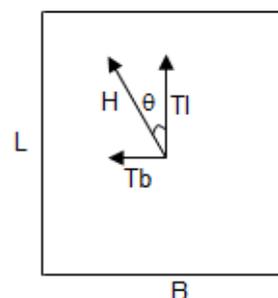
$$i_q = 0,78$$

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

$$i_c = 0,77$$

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

$$i_\gamma = 0,64$$



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

$$d_q = 1,23$$

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

$$d_c = 1,24$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1288,23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 416,93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 560,1 \geq q = 416,93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 1635,41 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$Sd = 5253,02 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 4775,47 \geq Hd = 1635,41 \quad (\text{kN})$$

6.12 Verifica Pila centrale

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

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot q_r$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

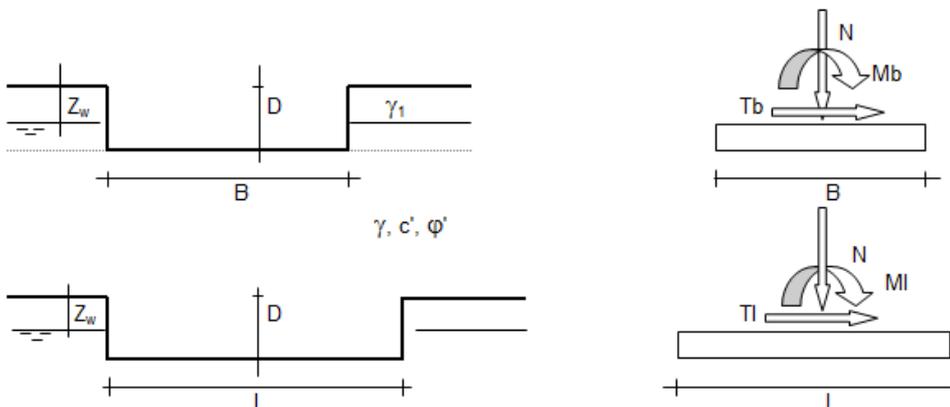
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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	$\tan \varphi'$	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 = 26,78 (m)
 D = 1,70 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	26182	0,00	26182,00
Mb [kNm]	38987	0,00	38987,00
MI [kNm]	5608	0,00	5608,00
Tb [kN]	632	0,00	632,00
TI [kN]	5054	0,00	5054,00
H [kN]	5093,36	0,00	5093,36

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 1,49$ (m)

$e_L = 0,21$ (m)

$B^* = 2,02$ (m)

$L^* = 26,35$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 34,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 20,63$

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

$N_c = 32,67$

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

$N_\gamma = 25,99$

s_c, s_q, s_γ : 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_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,93 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 7,13 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,07 \quad m = 1,08 \quad (-)$$

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

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

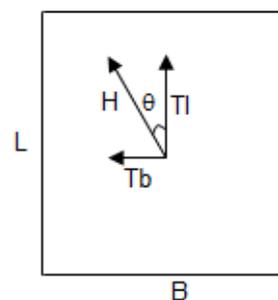
$$i_q = 0,80$$

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

$$i_c = 0,78$$

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

$$i_\gamma = 0,64$$



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

$$d_q = 1,24$$

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

$$d_c = 1,25$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1251,29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 491,41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 544,04 \geq q = 491,41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 5093,36 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 16051,41 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

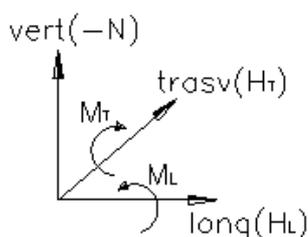
$$S_d / \gamma_R = 14592,19 \geq H_d = 5093,36 \quad (\text{kN})$$

6.13 Calcolo dei cedimenti Spalla Centrale

Si riportano di seguito i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della Spalla Centrale è pari a 10.4 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.

spalla centrale A:



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	7392	0	35415	-16178	-6307
STA SLE2	7392	0	42277	-8973	-6307
STA SLE3	8925	99	47153	-4197	-6543
STA SLE4	8977	99	46634	-2805	-6543
STA SLE5	8541	165	46634	-6790	-5787
STA SLE6	8925	165	47153	-4197	-5787

spalla centrale B:

	HL	HT	N	MT(G)	ML(G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	6703	0	31481	13457	6350
STA SLE2	6703	0	39113	29105	6350
STA SLE3	8920	74	43755	45322	8572
STA SLE4	8005	74	43294	37272	8572
STA SLE5	7797	123	43294	35366	9140
STA SLE6	8616	123	43755	42547	9140

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	7,00	26,80	1,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

T00_ST23_GET_RE02_C

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kPa]
ca	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [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

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
E	Modulo di Young espresso in [kPa]

Descrizione	E [kPa]	ν
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	20000	0.333
R1 [NA]	2500000	0.333

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	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]
<i>Terreno</i>	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	-20,0	-20,0	-20,0	R1 [A]

Normativa

Condizioni di carico

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

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_x</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</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 - SLER

Fondazione	N	M _x	M _y	e _x	e _y	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	43755,000	45322,000	8572,000	0,2	-1,0	89,5	8920,307

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 SLER

Nome	γ	ψ
Condizione n° 1	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

cmb	w_i [cm]	w_{imp} [cm]	H [m]	X [m]	Y [m]
1	10,41	8,14	26,40	0,20	1,04

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
ΔH	Spessore dello strato espresso in [m]
Δw_i	Cedimento elastico espresso in [cm]
Δw_{imp}	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw_i [cm]	Δw_{imp} [cm]
1	R1 [A]	25,40	10,4113	8,1445
		25,40	10,4113	8,1445

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
z	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	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]
 Δw cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

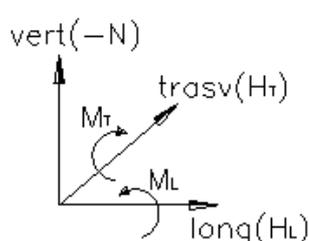
n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta\sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	Δw [cm]
1	-2,27	2,54	235	20000	1,9437
2	-4,81	2,54	188	20000	1,9708
3	-7,35	2,54	138	20000	1,5684
4	-9,89	2,54	103	20000	1,2253
5	-12,43	2,54	80	20000	0,9694
6	-14,97	2,54	63	20000	0,7780
7	-17,51	2,54	50	20000	0,6328
8	-20,05	2,54	41	20000	0,5214
9	-22,59	2,54	34	20000	0,4348
10	-25,13	2,54	29	20000	0,3667
		25,40			10,4113 - 8,1445

6.14 Calcolo dei cedimenti Spalla Rampa

Si riportano di seguito i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della Spalla Rampa è pari a 7.17 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.

spalla rampa A:



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	2589	0	12924	-6582	-7366
STA SLE2	2589	0	15203	-4189	-7366
STA SLE3	3120	99	17213	-2192	-7150
STA SLE4	3205	99	16950	-1178	-7150
STA SLE5	2987	165	16950	-3171	-6394
STA SLE6	3120	165	17213	-2192	-6394

spalla rampa B:

	HL	HT	N	MT(G)	ML(G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	2637	0	12493	4253	-2477
STA SLE2	2637	0	15061	9518	-2477
STA SLE3	3453	74	16952	15893	-1597
STA SLE4	3247	74	16719	14044	-1597
STA SLE5	3039	123	16719	12138	-1029
STA SLE6	3341	123	16952	14868	-1029

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	7,00	10,30	1,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kPa]
ca	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [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

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
E	Modulo di Young espresso in [kPa]

Descrizione	E [kPa]	ν
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	20000	0.333
R1 [NA]	2500000	0.333

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	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]
<i>Terreno</i>	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	-20,0	-20,0	-20,0	R1 [A]

Condizioni di carico

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

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_x</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</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 - SLER

Fondazione	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	e _x [m]	e _y [m]	β	T [kN]
Fondazione	15061,000	2477,000	9518,000	0,6	-0,2	90,0	2637,000

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 SLER

Nome	γ	ψ
Condizione n° 1	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

cmb	w_i [cm]	w_{imp} [cm]	H [m]	X [m]	Y [m]
1	7,17	5,56	19,50	0,63	0,16

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
ΔH	Spessore dello strato espresso in [m]
Δw_i	Cedimento elastico espresso in [cm]
Δw_{imp}	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw_i [cm]	Δw_{imp} [cm]
1	R1 [A]	18,50	7,1724	5,5603
		18,50	7,1724	5,5603

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
<i>z</i>	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	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]
Δw	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta\sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	Δw [cm]
1	-1,93	1,85	227	20000	1,3200
2	-3,78	1,85	190	20000	1,4774
3	-5,63	1,85	139	20000	1,1943
4	-7,48	1,85	99	20000	0,8903
5	-9,33	1,85	72	20000	0,6599
6	-11,18	1,85	53	20000	0,4977
7	-13,03	1,85	41	20000	0,3842
8	-14,88	1,85	32	20000	0,3033
9	-16,73	1,85	26	20000	0,2445
10	-18,58	1,85	21	20000	0,2007
		18,50			7,1724 - 5,5603

6.15 Calcolo dei cedimenti Pila Centrale

Si riportano di seguito i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della pila Centrale è pari a 7.39 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.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLE

Comb.	H _L	H _T	N	M _T	M _L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	0	0	9060	0	0
STA SLE 2	0	0	25860	0	0
STA SLE 3	812	0	29360	7917	8400
STA SLE 4	0	276	28485	0	8266
STA SLE 5	907	165	28485	8845	7479

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	26,78	1,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

φ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [kPa]

ca Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [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 [kPa]	v
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	20000	0.333
R1 [NA]	2500000	0.333

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° 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	-20,0	-20,0	-20,0	R1 [A]

Condizioni di carico

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

Fondazione Nome identificativo della fondazione

N Sforzo normale totale espressa in [kN]

M_x	Momento in direzione X espressa in [kNm]
M_y	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
e_x	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
e_y	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T	Forza di taglio espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - SLER

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	28485,000	7479,000	8845,000	0,3	-0,3	79,7	921,886

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 SLER

Nome	γ	ψ
Condizione n° 1	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

cmb	w_i [cm]	w_{imp} [cm]	H [m]	X [m]	Y [m]
1	7,40	5,80	22,50	0,31	0,26

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
ΔH	Spessore dello strato espresso in [m]
Δw_i	Cedimento elastico espresso in [cm]
Δw_{imp}	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw_i [cm]	Δw_{imp} [cm]
1	R1 [A]	21,50	7,3977	5,8033
		21,50	7,3977	5,8033

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
<i>z</i>	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	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]
Δw	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta \sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	Δw [cm]
1	-2,08	2,15	216	20000	1,5514
2	-4,23	2,15	157	20000	1,4209
3	-6,38	2,15	111	20000	1,0636
4	-8,53	2,15	82	20000	0,8176
5	-10,68	2,15	64	20000	0,6493
6	-12,83	2,15	51	20000	0,5273

n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta\sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	Δw [cm]
7	-14,98	2,15	41	20000	0,4351
8	-17,13	2,15	34	20000	0,3635
9	-19,28	2,15	29	20000	0,3070
10	-21,43	2,15	24	20000	0,2618
		21,50			7,3977 - 5,8033

6.16 Calcolo dei cedimenti Pila Rampa

Si riportano di seguito i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della pila rampa è pari a 5.33 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.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLE

Comb.	H _L	H _T	N	M _T	M _L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	0	0	3133	0	0
STA SLE 2	0	0	8433	0	0
STA SLE 3	272	0	9933	2652	1300
STA SLE 4	0	276	9558	0	2941
STA SLE 5	583	165	9558	5686	2154

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 [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	D [m]	α [°]	ω [°]
Fondazione	(R)	0,00	0,00	5,00	10,34	1,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kPa]
ca	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [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

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
<i>E</i>	Modulo di Young espresso in [kPa]

Descrizione	E [kPa]	v
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	20000	0.333
R1 [NA]	2500000	0.333

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	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]
<i>Terreno</i>	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	-20,0	-20,0	-20,0	R1 [A]

Condizioni di carico

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

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_x</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</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 - SLER

Fondazione	N	M _x	M _y	e _x	e _y	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	9558,000	2154,000	5486,000	0,6	-0,2	74,2	605,899

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° 1	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

cmb	w_i [cm]	w_{imp} [cm]	H [m]	X [m]	Y [m]
1	5,33	4,12	16,80	0,57	0,23

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
ΔH	Spessore dello strato espresso in [m]
Δw_i	Cedimento elastico espresso in [cm]
Δw_{imp}	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw_i [cm]	Δw_{imp} [cm]
1	R1 [A]	15,80	5,3256	4,1214
		15,80	5,3256	4,1214

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
<i>z</i>	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	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]
Δw	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta \sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	Δw [cm]
1	-1,79	1,58	211	20000	1,0838
2	-3,37	1,58	164	20000	1,1060
3	-4,95	1,58	116	20000	0,8528
4	-6,53	1,58	83	20000	0,6316
5	-8,11	1,58	60	20000	0,4707
6	-9,69	1,58	45	20000	0,3575
7	-11,27	1,58	35	20000	0,2777
8	-12,85	1,58	27	20000	0,2204
9	-14,43	1,58	22	20000	0,1783
10	-16,01	1,58	18	20000	0,1468
		15,80			5,3256 - 4,1214