

**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 - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

I PROGETTISTI

Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore
Ing. Simona MASCIULLO - Progettista

COLLABORATORI

Geom. Andrea DELL'ANNA
Geom. Massimo MARTANO
Geom. Giuseppe CALO'

IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Alberto SANCHIRICO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA

RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI

Ing. Nicola MARZI

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO

Ing. Vincenzo MARZI

ATTIVITA' DI SUPPORTO

RTP:

Lombardi Ingegneria S.r.L.

TechProject S.r.L.

- Strutture
- Geotecnica
- Impianti

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

ST 2 - al km 11+518,16

Relazione di calcolo geotecnica

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L0503A D 1701

NOME FILE

T00_ST02_GET_RE02_D.pdf

CODICE ELAB. T00ST02GETRE02

REVISIONE

D

SCALA:

Varie

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Marzo 2022			
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019			
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Ottobre 2018			
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018			

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 AP	11
6.2 Verifica Spalla AP	12
6.3 Reazioni di base Spalla Dedicare	16
6.4 Verifica Spalla Dedicare	17
6.5 Calcolo dei cedimenti Spalla AP	21
6.6 Calcolo dei cedimenti Spalla Dedicare	25

1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i criteri progettuali seguiti per il dimensionamento delle strutture dell'opera ST02 (al km 11+518.16) 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.

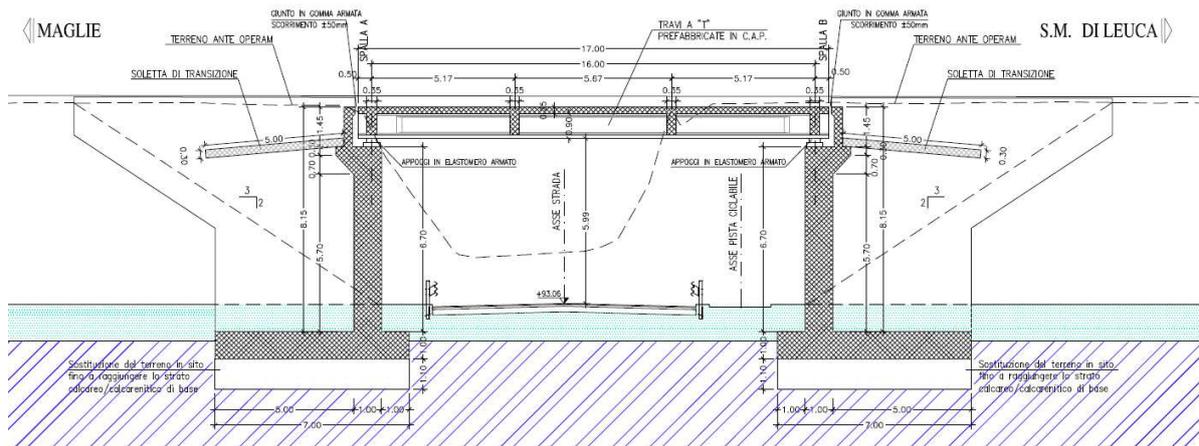


Figura 1 - Prospetto longitudinale ST02

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:	ST2
pk:	11+518,16
tipo di fondazione:	superficiale
quota imposta fondazioni [m]:	91
rif. sondaggio:	SML11

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO			
Unità Geotecnica	Quota iniziale [m]	Quota finale [m]	ΔH [m]
T1a - Terreno di riporto	96.50	96.10	0.40
T2a - Sabbie e sabbie limose	96.10	94.80	1.30
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	94.80	91.50	3.30
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	91.50	89.00	2.50
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	94.80	86.50	8.30

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 ST02 **si considera un terreno di fondazione costituito dall'unità geotecnica R1 (A)** (calcareniti molto alterate). Operativamente nei calcoli si assumono i seguenti parametri caratteristici medi:

- peso di volume: $\gamma = 20.0$ kN/m³
- coesione: $c' = 6.0$ kPa
- angolo di resistenza a taglio: $\phi' = 31.0^\circ$

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 $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	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 impedite;
- $\Delta\sigma_v$ 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_ST02_STR_RE01_A.

6.1 Reazioni di base Spalla AP

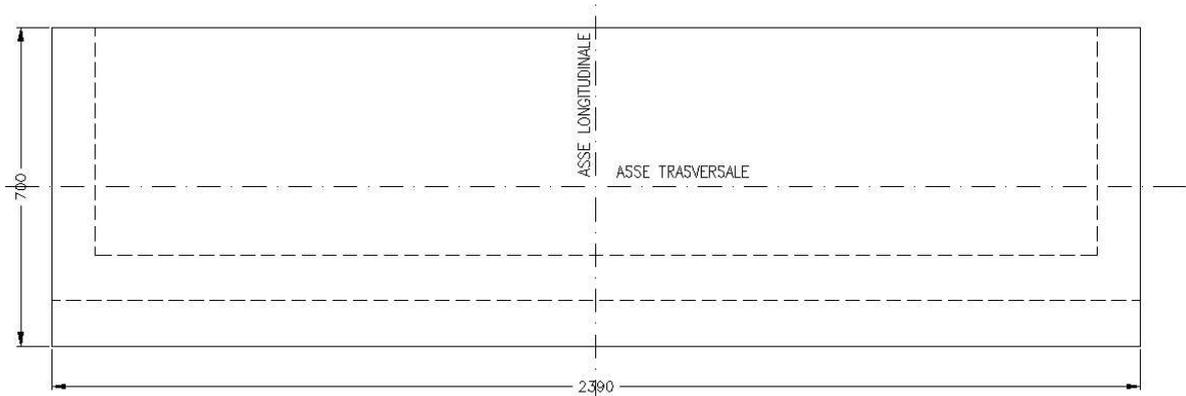
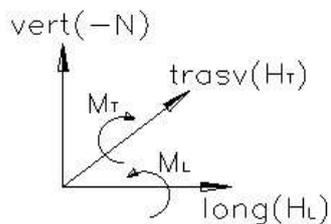


Figura 2 - Planimetria spalla, dimensioni 7m x 23.9m



	H_L	H_T	N	$M_T(G)$	$M_L(G)$
Combinazione	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	6588	0	36758	6003	0
STA SLU 2	6588	0	42059	17401	0
STA SLU 3	8196	85	47825	26403	870
STA SLU 4	7800	85	47239	23350	870
STA SLU 5	7795	142	47239	23312	1450
STA SLU 6	8200	142	47825	26441	1450
SIS SLU 7	10256	807	31524	37406	3760
SIS SLU 8	6493	2691	31524	20228	12533
SIS SLU 9	6493	807	32386	20173	3760
SIS SLU 10	10256	807	30879	37653	3760
SIS SLU 11	6493	2691	30879	20475	12533
SIS SLU 12	6493	807	30235	20998	3760

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

6.2 Verifica Spalla AP

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.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

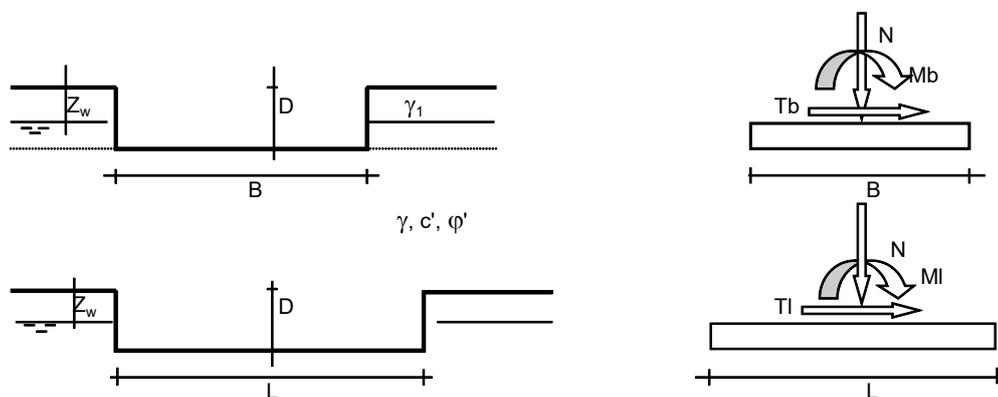
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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 = 23,90 (m)
 D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	31524	0.00	31524.00
Mb [kNm]	37406	0.00	37406.00
Ml [kNm]	3760	0.00	3760.00
Tb [kN]	10256	0.00	10256.00
Tl [kN]	807	0.00	807.00
H [kN]	10287.70	0.00	10287.70

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)

$e_B = 1.19$ (m)
 $e_L = 0.12$ (m)

$B^* = 4.63$ (m)
 $L^* = 23.66$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 20.00$ (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

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

$$s_c = 1.12$$

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

$$s_q = 1.12$$

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

$$s_\gamma = 0.92$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.84 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 85.50 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.16 \quad m = 1.83 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

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

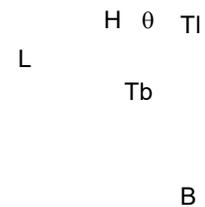
$$i_q = 0.50$$

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

$$i_c = 0.47$$

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

$$i_\gamma = 0.34$$



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

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

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

$$d_q = 1.06$$

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

$$d_c = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = \quad 734.46 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 287.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 319.33 \quad \geq \quad q = \quad 287.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 10287.70 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 19598.39 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 17816.72 \quad \geq \quad H_d = \quad 10287.70 \quad (\text{kN})$$

6.3 Reazioni di base Spalla Dedicata

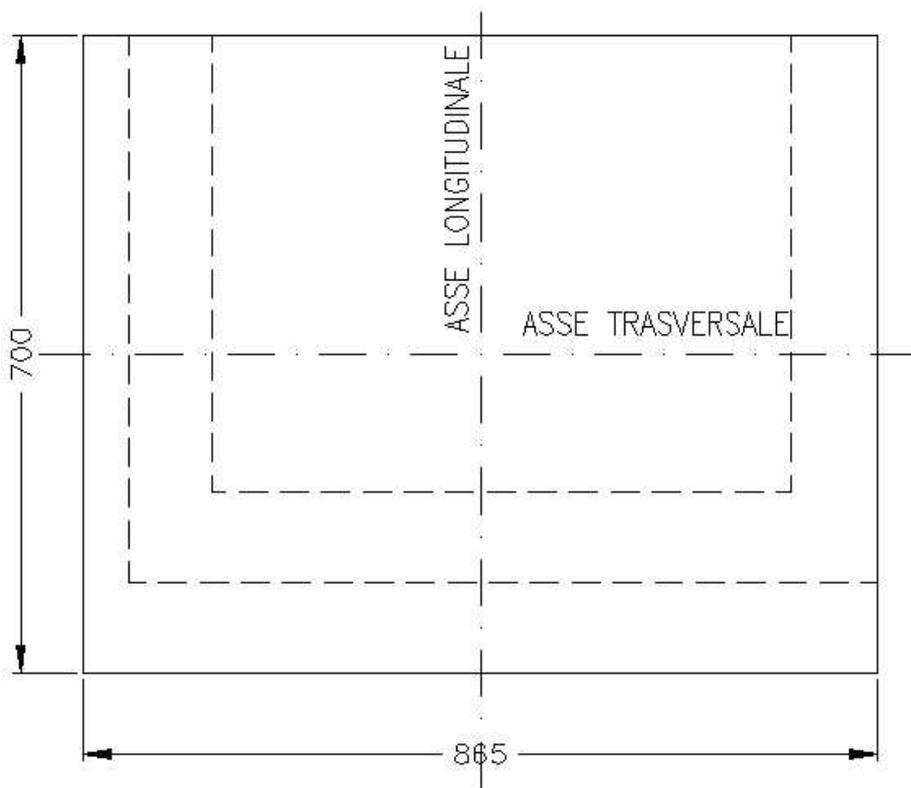
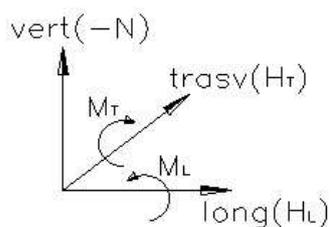


Figura 3 - Planimetria spalla, dimensioni 7m x 8.65m



	H_L	H_T	N	$M_T(G)$	$M_L(G)$
Combinazione	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	2275	0	13134	1580	0
STA SLU 2	2275	0	14991	5572	0
STA SLU 3	2832	85	17320	9462	870
STA SLU 4	2699	85	17029	8251	870
STA SLU 5	2694	142	17029	8212	1450
STA SLU 6	2836	142	17320	9500	1450
SIS SLU 7	3645	310	11236	13298	1565
SIS SLU 8	2273	1032	11236	6871	5216
SIS SLU 9	2273	310	11543	6844	1565
SIS SLU 10	3645	310	11005	13391	1565
SIS SLU 11	2273	1032	11005	6964	5216
SIS SLU 12	2273	310	10774	7154	1565

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

6.4 Verifica Spalla Dedicata

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.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

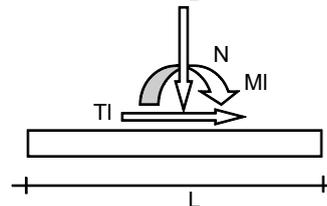
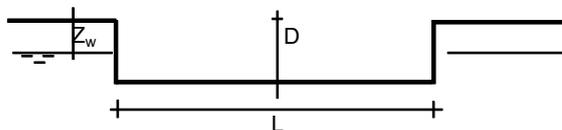
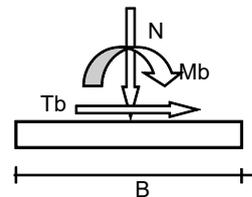
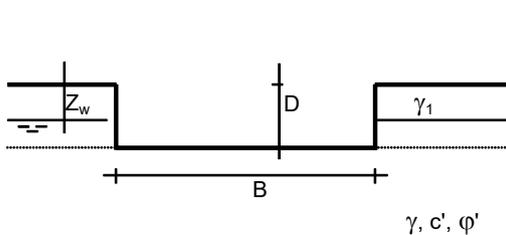
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

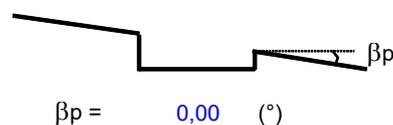
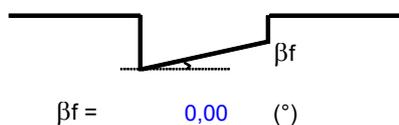
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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 = 8,65 (m)
- D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	11236	0.00	11236.00
Mb [kNm]	13298	0.00	13298.00
MI [kNm]	1565	0.00	1565.00
Tb [kN]	3645	0.00	3645.00
TI [kN]	310	0.00	310.00
H [kN]	3658.16	0.00	3658.16

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)

$e_B = 1.18$ (m)
 $e_L = 0.14$ (m)

$B^* = 4.63$ (m)
 $L^* = 8.37$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 20.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 20.63$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$

$Nc = 32.67$

$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N\gamma = 25.99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.35$$

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

$$s_q = 1.33$$

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

$$s_\gamma = 0.78$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.64 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 85.14 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.36 \quad m = 1.64 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

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

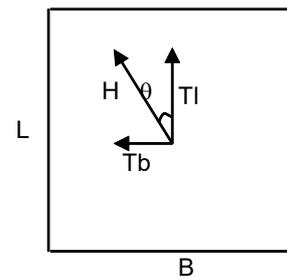
$$i_q = 0.54$$

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

$$i_c = 0.51$$

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

$$i_\gamma = 0.37$$



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

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

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

$$d_q = 1.06$$

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

$$d_c = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = \quad 803.93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 289.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 349.53 \quad \geq \quad q = \quad 289.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 3658.16 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 6983.98 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 6349.07 \quad \geq \quad H_d = \quad 3658.16 \quad (\text{kN})$$

6.5 Calcolo dei cedimenti Spalla AP

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 AP è pari a 2.25 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	7,00	23,90	0,00	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	γ_{sat}	ϕ	δ	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	25,00	0,00	1,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30,00	0,00	10,0	0,0
T2b	19,000	19,000	22,00	0,00	1,0	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	ν
	[kPa]	
T1a	20000	0.330
T1b	20000	0.330
T2a	20000	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	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-2,8	-2,8	-2,8	R1 [MA]
2	-5,3	-5,3	-5,3	R1 [A]
3	-13,6	-13,6	-13,6	R1 [MA]

Condizioni di carico

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]

Mx Momento in direzione X espressa in [kNm]

My Momento in direzione Y espresso in [kNm]

ex Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]

ey 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 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	35426,000	580,000	19563,000	0,6	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	35426,000	967,000	19595,000	0,6	0,0	90,0	0,000

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° 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

- cmb* 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	w_{imp}	H	X	Y
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m]
1	2,25	1,71	24,10	0,55	0,03

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

- Strato* Identificativo dello strato
Terreno 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 [MA]	2,80	0,2096	0,1095
2	R1 [A]	2,50	1,7542	1,3942
3	R1 [MA]	18,80	0,2903	0,2043
		24,10	2,2541	1,7081

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	-0,14	0,28	228	375000	0,0995
2	-0,42	0,28	227	375000	0,0189
3	-0,70	0,28	227	375000	0,0120
4	-0,98	0,28	225	375000	0,0108
5	-1,26	0,28	222	375000	0,0110
6	-1,54	0,28	219	375000	0,0113
7	-1,82	0,28	215	375000	0,0115
8	-2,10	0,28	209	375000	0,0116
9	-2,38	0,28	204	375000	0,0116
10	-2,66	0,28	198	375000	0,0116
11	-2,92	0,25	192	20000	0,1907
12	-3,17	0,25	186	20000	0,1882
13	-3,42	0,25	180	20000	0,1851
14	-3,67	0,25	175	20000	0,1817
15	-3,92	0,25	169	20000	0,1780
16	-4,17	0,25	164	20000	0,1741
17	-4,42	0,25	159	20000	0,1702
18	-4,67	0,25	154	20000	0,1661
19	-4,92	0,25	149	20000	0,1621
20	-5,17	0,25	144	20000	0,1580
21	-6,24	1,88	126	375000	0,0569
22	-8,12	1,88	100	375000	0,0468
23	-10,00	1,88	81	375000	0,0388
24	-11,88	1,88	67	375000	0,0324
25	-13,76	1,88	55	375000	0,0273
26	-15,64	1,88	47	375000	0,0232
27	-17,52	1,88	40	375000	0,0198
28	-19,40	1,88	34	375000	0,0171
29	-21,28	1,88	29	375000	0,0149
30	-23,16	1,88	26	375000	0,0130
		24,10			2,2541 - 1,7081

6.6 Calcolo dei cedimenti Spalla Dedicata

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 Dedicata è pari a 1.97 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 [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	D [m]	α [°]	ω [°]
Fondazione	(R)	0,00	0,00	7,00	8,65	0,00	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	25.00	0.00	1,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30.00	0.00	10,0	0,0
T2b	19,000	19,000	22.00	0.00	1,0	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	v
	[kPa]	
T1a	20000	0.330
T1b	20000	0.330
T2a	20000	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

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	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	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-2,8	-2,8	-2,8	R1 [MA]
2	-5,3	-5,3	-5,3	R1 [A]
3	-13,6	-13,6	-13,6	R1 [MA]

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>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</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	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	12829,000	580,000	7014,000	0,5	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	12829,000	967,000	7046,000	0,5	-0,1	90,0	0,000

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° 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

- cmb* 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	w _{imp}	H	X	Y
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m]
1	1,97	1,45	17,90	0,55	0,08

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

- Strato* Identificativo dello strato
Terreno 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 [MA]	2,80	0,1179	0,1081
2	R1 [A]	2,50	1,6976	1,2399
3	R1 [MA]	12,60	0,1580	0,1065
		17,90	1,9735	1,4545

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	-0,14	0,28	228	375000	0,0158
2	-0,42	0,28	227	375000	0,0093
3	-0,70	0,28	226	375000	0,0101
4	-0,98	0,28	224	375000	0,0109
5	-1,26	0,28	221	375000	0,0115
6	-1,54	0,28	217	375000	0,0119
7	-1,82	0,28	211	375000	0,0121
8	-2,10	0,28	204	375000	0,0122
9	-2,38	0,28	197	375000	0,0122
10	-2,66	0,28	189	375000	0,0120
11	-2,92	0,25	181	20000	0,1960
12	-3,17	0,25	174	20000	0,1912
13	-3,42	0,25	166	20000	0,1858
14	-3,67	0,25	159	20000	0,1798
15	-3,92	0,25	151	20000	0,1736
16	-4,17	0,25	144	20000	0,1671
17	-4,42	0,25	137	20000	0,1606
18	-4,67	0,25	131	20000	0,1542
19	-4,92	0,25	124	20000	0,1478
20	-5,17	0,25	118	20000	0,1415
21	-5,93	1,26	102	375000	0,0333
22	-7,19	1,26	80	375000	0,0266
23	-8,45	1,26	64	375000	0,0214
24	-9,71	1,26	51	375000	0,0174
25	-10,97	1,26	42	375000	0,0144
26	-12,23	1,26	35	375000	0,0120
27	-13,49	1,26	30	375000	0,0102
28	-14,75	1,26	25	375000	0,0087
29	-16,01	1,26	22	375000	0,0075
30	-17,27	1,26	19	375000	0,0065
		17,90			1,9735 - 1,4545