

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:
MANDATARIA:

 Sintagma

 GEOTECHNICAL DESIGN GROUP

 ICARIA
società di ingegneria

Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

MANDANTI:
Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. G.Cordua
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni

IL PROGETTISTA:
Dott. Ing. David Carlaccini
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.
Dott. Ing. Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019

INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA
Sezione A
A351
DOTT. INGEGNERE
NANDO GRANIERI
SETTORE CIVILE E AMBIENTALE
SETTORE INDUSTRIALE
SETTORE DELL'INFORMAZIONE

ORDINE degli INGEGNERI
INGEGNERE
David
CARLACCINI
A1245
Provincia di TERNI

OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTO CORNIA 1 (ferrovia)
Relazione geotecnica e di calcolo fondazioni

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00-VI01-GET-RE01		
DPFI12	E	1801	CODICE ELAB. T00VI01GETRE01	A	-
A	Emissione		29/03/2019	C.Consorti	D.Carlaccini
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4	MODELLO GEOTECNICO.....	6
5	CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	8
5.1	VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	8
5.1.1	Resistenza nei confronti dei carichi assiali	10
5.1.2	Resistenza nei confronti dei carichi trasversali	11
5.2	VERIFICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	12
5.2.1	Comportamento dei pali sottoposti a carico assiale - cedimenti (SLE).....	12
5.2.2	Comportamento dei pali sottoposti a carico trasversale (SLE).....	13
6	SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE	14
6.1	SPALLE SP1 E PILE	14
6.2	SPALLA SP2	20
7	RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU E SLE.....	21
7.1	VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI (SLU)	21
7.2	VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI (SLU).....	23
7.3	COMPORAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO ASSIALE - CEDIMENTI (SLE).....	24
7.4	COMPORAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO TRASVERSALE (SLE)	25
8	SINTESI DELLE LUNGHEZZE DEI PALI DI FONDAZIONE	25

ALLEGATO A - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI	26
ALLEGATO B - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI	31
ALLEGATO C - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI	33
ALLEGATO D - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI	36

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e la verifica dei pali di fondazione delle pile e delle spalle del Viadotto V01 – Cornia 1, rientrante nell'ambito del Lotto 1 della S.S. 398 "Via Val di Cornia", Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 ed il porto di Piombino.

Il viadotto presenta due carreggiate distinte e separate, ciascuna delle quali costituita da due impalcati continui di luce rispettivamente 37+5x46+37m e 37+2x46+37m, per un totale di 471.8m, intesa come distanza tra gli assi appoggi delle due spalle.

Le spalle sono di tipo a mensola, le pile con sezione piena e le fondazioni di tipo indiretto su pali di grande diametro $d = 1.2$ m.

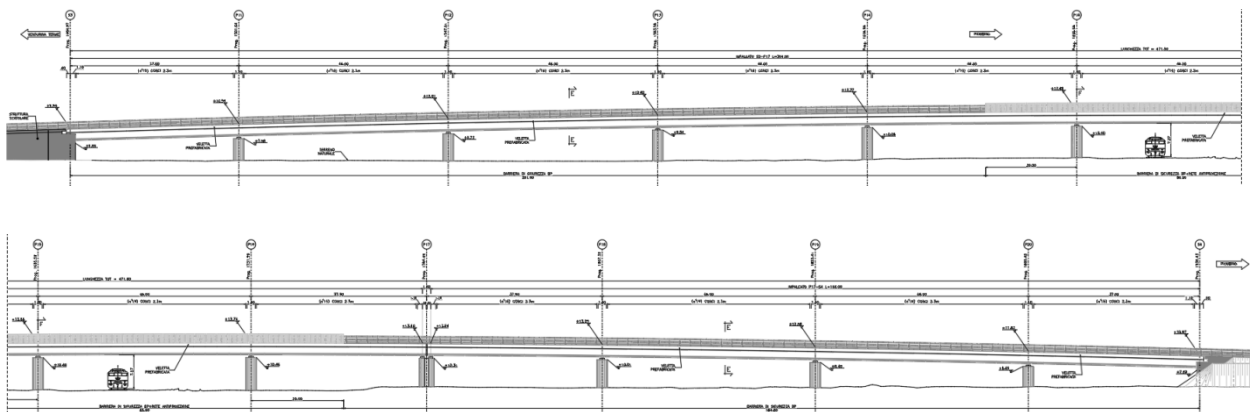


Figura 1: Profilo longitudinale.

L'impalcato è realizzato con conci prefabbricati di larghezza pari a 11.25m, altezza 2.40m e lunghezza pari a 2.30m per i conci intermedi e 2.0m per i conci in corrispondenza degli appoggi.

2 RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

È previsto l'impiego dei materiali di seguito descritti. Per maggiori informazioni si rinvia all'elaborato specifico.

CALCESTRUZZO PER SOTTOSTRUTTURE

Classe di resistenza calcestruzzo	C32/40			
caratteristiche del calcestruzzo				
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]	
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.2	[MPa]	
resistenza cilindrica media	f_{cm}	41.2	[MPa]	
resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.1	[MPa]	
resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	f_{ctk}	2.2	[MPa]	
modulo elastico istantaneo	E_{cm}	33,643	[MPa]	
Resistenze di calcolo				COEFFICIENTI
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.8	[MPa]	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.4	[MPa]	$\alpha_{cc} = 0.85$
Coefficiente di espansione termica lineare	α	1.00E-05	[°C ⁻¹]	

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Tipo di acciaio	B450C			
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	[MPa]	
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	[MPa]	
Resistenze di calcolo				COEFFICIENTI
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	[MPa]	$\gamma_s = 1.15$
Modulo elastico	E_s	200000	[MPa]	

Per il calcestruzzo armato si assume: $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$

4 MODELLO GEOTECNICO

Per quello che concerne la caratterizzazione geotecnica dell'area, si fa riferimento a quanto riportato all'interno della relazione geotecnica ed al profilo geotecnico (vedi Figura 2), ai quali si rimanda per maggiori dettagli. L'opera occupa un'area caratterizzata superficialmente da terreni di natura antropica costituiti da riporti, residui di altoforno e depositi di colmata per la bonifica idraulica della palude (Ug0); al di sotto dei riporti è presente uno strato di spessore variabile tra i 14 e i 17 m costituito da argille organiche (Ug1) di natura palustre, poco consistenti e dalle mediocri caratteristiche meccaniche; alla base di tale unità si trova uno spessore mediamente pari a 10 m costituito dai terreni di natura alluvionale caratteristici dell'intera area oggetto dell'intervento, identificati con l'unità Ug2 (terreni a prevalente grana fine); a partire da una profondità dal piano campagna variabile all'incirca tra i 28.5 e i 32.5 m si rileva la presenza dell'unità Ug3b, costituita da sabbie limose contenenti livelli di calcareniti ed inclusioni ciottolose. In corrispondenza delle fondazioni, entro una profondità di circa 50 m dal piano campagna, non è stata incontrata la formazione litoide di base di natura arenacea (*bedrock*: Ug4a).

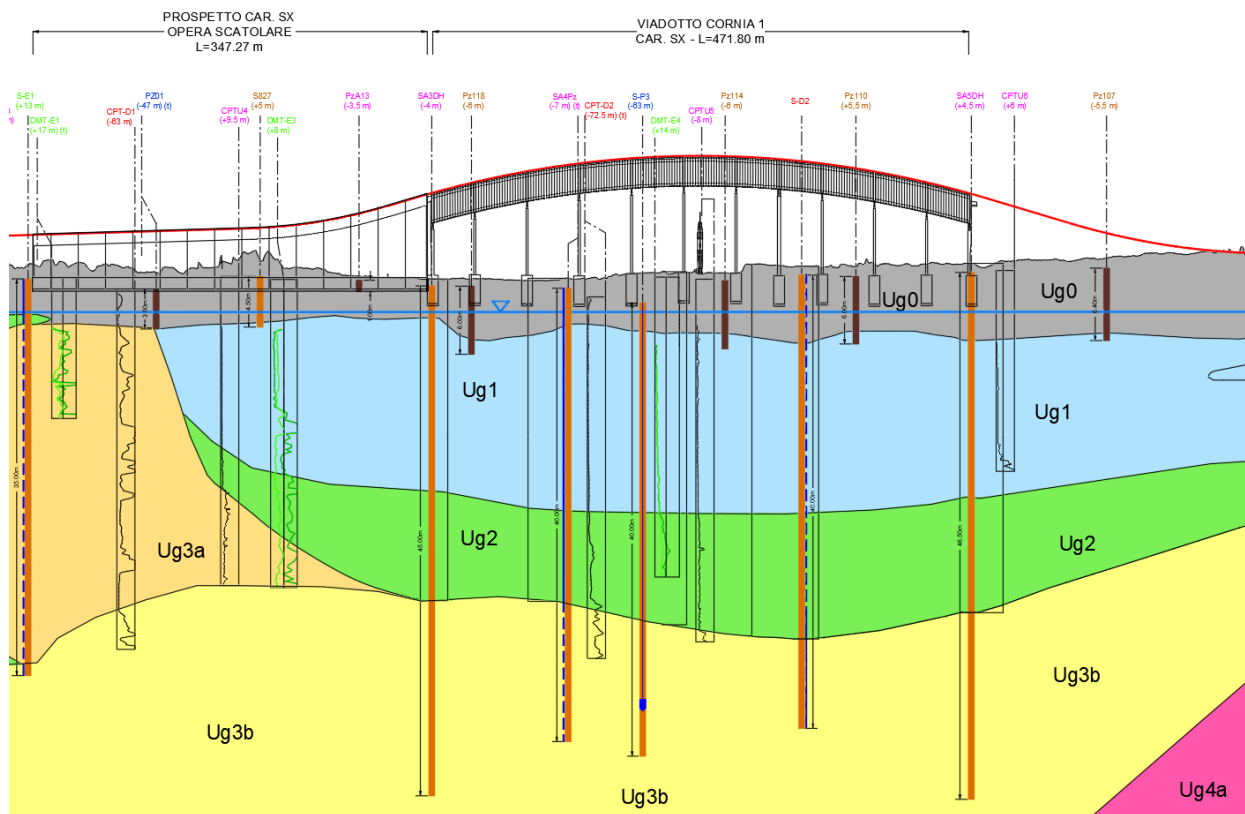


Figura 2: Viadotto V01: profilo geotecnico.

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri geotecnici d'interesse ai fini del dimensionamento e delle verifiche delle fondazioni.

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c_k' [kPa]	φ_k' [°]	c_{uk}' [kPa]	q_u [MPa]	E' [MPa]
Ug0	18.5	-	35	-	-	15
Ug1	17.0	-	24	25	-	5
Ug2	19.5	25	24	75	-	15
Ug3b	20.0	0	32	-	-	20
Ug4a	26.0	50	38	-	42	100
Ug4b	20.0	25	32	-	-	25

Tabella 1: V01 – Sintesi modello geotecnico di calcolo.

Si osserva che per l'unità Ug3b, presente in corrispondenza del tratto terminale dei pali di fondazione, si è cautelativamente scelto di adottare nei calcoli un valore dell'angolo di attrito $\varphi' = 32^\circ$, inferiore al valore caratteristico determinato come rappresentativo del litotipo in esame ($\varphi' = 35^\circ$).

La quota della falda, individuata a 0 m slm, nei calcoli è stata assunta coincidente con la quota di testa dei pali.

5 CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Nel presente capitolo vengono illustrati i criteri di calcolo adottati per la valutazione del comportamento delle fondazioni su pali trivellati di grande diametro.

La scelta tipologica e il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte sono stati effettuati a valle della caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni in corrispondenza dei quali è prevista l'opera.

In particolare, sia per le spalle che per le pile sono state previste fondazioni profonde costituite da pali trivellati di diametro D e lunghezza L come di seguito descritto:

Spalla Sp1 :	9 pali D = 1.2 m, L = 38 m;
Pile da P1 a P10:	9 pali D = 1.2 m, L = 38 m;
Spalla Sp2 :	12 pali D = 1.2 m, L = 40 m.

La descrizione di dettaglio delle geometrie delle opere di fondazione è riportata nelle relazioni strutturali e negli elaborati grafici specifici.

Al fine di sostenere ed isolare il terreno dei primi metri di riporto, costituiti parzialmente da residui di altoforno, i pali verranno realizzati con l'impiego di un tubo di rivestimento metallico provvisorio, da infiggere, fino alla profondità di 6 m dalla testa dei pali, e recuperare mediante attrezzatura vibrante. Per il sostegno dello scavo è previsto comunque l'impiego di fanghi/polimeri.

Di seguito si illustrano i criteri di calcolo adottati e i risultati delle verifiche geotecniche delle fondazioni in termini di SLU e di SLE.

Nelle analisi il plinto di fondazione e la sovrastruttura verranno considerati come un blocco infinitamente rigido; in altre parole gli spostamenti orizzontali e le rotazioni delle teste dei pali sono supposti uguali per tutti i pali.

5.1 VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni è stato eseguito con riferimento ai metodi correntemente in uso e ampiamente sperimentati relativi ai pali di fondazione (si veda in particolare "A.G.I. 1984, Raccomandazioni sui pali di fondazione").

Con riferimento alle prescrizioni delle NTC2018, le verifiche SLU sono state condotte nel rispetto della seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e R_d indica il valore di progetto delle resistenze.

Le azioni di progetto, E_d , o, altresì, gli effetti delle azioni, sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.1 delle NTC2018):

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

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

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

Figura 3: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (NTC2018).

Nello specifico, I valori di progetto delle azioni (E_d) sono stati ricavati direttamente dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Le resistenze di progetto, R_d , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera e verifica.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione 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

Figura 4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

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

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

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 5: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (NTC2018).

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

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

Figura 6: Coefficiente parziali per la resistenza caratteristica a carico trasversale dei pali (NTC18).

Nello specifico, i valori di progetto delle resistenze del palo nei confronti dei carichi assiali (R_d) e trasversali ($R_{T,d}$) sono stati ottenuti a partire dai valori di calcolo delle resistenze limite medie (lungo il fusto, $R_{lat,cal}$, ed alla base, $R_{b,cal}$, nei confronti dei carichi assiali; $R_{T,cal}$, nei confronti dei carichi trasversali) ridotti mediante il fattore di correlazione ξ_3 , funzione del numero di verticali indagate (cfr. Figura 7- tab. 6.4.VI del NTC08), per ottenere i valori caratteristici ($R_{lat,k}$ e $R_{b,k}$, nei confronti dei carichi assiali; $R_{T,k}$, nei confronti dei carichi trasversali) ai quali sono stati infine applicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_R (cfr. Figura 5 e Figura 6 - Tab. 6.4.II e Tab. 6.4.VI delle NTC2018).

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

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

Figura 7: Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristiche per le fondazioni su pali (NTC2018).

Per il caso in esame è stato assunto un valore di $\xi_3 = 1.45$.

Nello specifico, le verifiche sono state effettuate utilizzando l'approccio **A1 + M1 + R3**.

5.1.1 Resistenza nei confronti dei carichi assiali

Palo singolo

Il valore di calcolo della resistenza del singolo palo di diametro D e lunghezza L nei confronti dei carichi assiali, R_{cal} , è stato determinato ricorrendo alle seguenti espressioni ("formule statiche", AGI 1984) delle capacità portanti unitarie mobilitate lateralmente, r_{lat} , ed alla base, r_b :

per terreni a grana fine (calcolo in TT : Tensioni Totali)

$$r_{lat}(z) = \alpha \cdot c_u(z) \quad ; \quad r_b = N_c \cdot c_u + \sigma_{v0}(z = L) \quad , \text{ con}$$

$\sigma_{v0}(z)$ = tensione totale verticale alla profondità z;

$c_u(z)$ = coesione non drenata del terreno alla profondità z;

α = coefficiente di adesione laterale;

$N_c = 9$ = coefficiente di capacità portante alla base del palo.

per terreni a grana grossa (calcolo in TE : Tensioni Efficaci)

$$r_{lat}(z) = k \cdot \sigma'_{v0}(z) \cdot \tan \varphi' \quad ; \quad r_b = N_q \cdot \sigma'_{v0}(\text{per } z = L) \quad , \text{ con}$$

$\sigma'_{v0}(z)$ = tensione efficace verticale alla profondità z;

φ' = angolo di attrito del terreno;

$k = 1 - \text{sen}(\varphi')$ = coefficiente di spinta laterale (rapporto tra la tensioni efficaci orizzontale e verticale);

N_q = fattore di capacità portante alla base.

Dai valori delle resistenze unitarie, per integrazione lungo la superficie laterale ed alla base, si ottengono i valori globali, corrispondenti ai valori di calcolo delle resistenze limite:

$$R_{lat,cal} = \int_L r_{lat} d(z)$$

$$R_{b,cal} = (\pi \cdot D^2 / 4) r_b$$

Nei calcoli, la quota della falda è stata assunta alla quota di testa dei pali.

Gruppo di pali

Nel caso di pali in gruppo, per la determinazione della resistenza limite di calcolo del gruppo di pali è stato considerato un fattore di efficienza η , determinato mediante l'espressione di Converse-Labarre. La verifica allo stato limite ultimo (SLU) dei pali in gruppo è stata condotta considerando lo sforzo normale medio agente sui pali.

5.1.2 Resistenza nei confronti dei carichi trasversali

Le verifiche dei pali nei confronti delle azioni trasversali sono state effettuate utilizzando la teoria di Broms (1964), considerando un meccanismo di rottura a palo lungo incastrato in testa (formazione di due cerniere plastiche).

La resistenza del terreno è stata valutata secondo le seguenti espressioni:

$$p_{inc}(z) = 9 \cdot c_u \cdot D \quad , \text{ per terreni a grana fine;}$$

$$p_{inc}(z) = 3 \cdot K_p \cdot \gamma' \cdot D \cdot z \quad , \text{ per terreni a grana grossa;}$$

dove

D : diametro del palo;

K_p : coefficiente di spinta passiva;

γ' : peso di volume efficace;

c_u = coesione non drenata del terreno.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione intorno alla testa del palo, in funzione anche del momento di plasticizzazione M_y dell'elemento strutturale, viene quindi determinato il valore di calcolo della resistenza limite orizzontale, R_{T,cal}.

A partire dal valore di calcolo R_{T,cal}, i valori caratteristici, R_{T,k}, e di progetto, R_{T,d}, della resistenza limite orizzontale sono stati ricavati applicando i coefficienti parziali $\xi = 1.45$ e $\gamma_R = 1.3$.

Alla capacità portante limite nei confronti dei carichi trasversali, R_{T,d}, determinata per il singolo palo, infine, è stato applicato un fattore di efficienza η_H per tenere conto dell'effetto gruppo.

La quota della falda è stata assunta alla quota di testa dei pali.

5.2 VERIFICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Con riferimento allo stato limite ultimo di esercizio (SLE), sono stati determinati i cedimenti verticali e le sollecitazioni e le deformazioni orizzontali nei pali, sottoposti rispettivamente a carichi assiali e trasversali, verificandone la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con le caratteristiche strutturali.

5.2.1 Comportamento dei pali sottoposti a carico assiale - cedimenti (SLE)

La valutazione del cedimento w del singolo palo, è stata condotta utilizzando la seguente espressione semplificata:

$$w = \beta \cdot F_{ck} / (E \cdot L) \quad , \text{dove}$$

L = lunghezza del palo;

D = diametro del palo;

F_{ck} = carico caratteristico agente (valore caratteristico del carico assiale, in condizioni SLE)

E = modulo elastico del terreno;

$\beta = 0.5 + \text{Log}(L/D)$ = "coefficiente di influenza", adimensionale, funzione del rapporto L/D e del modello di sottosuolo utilizzato (formulazione proposta da Poulos e Davis, 1981).

Il cedimento medio della palificata, w_g , è stato quindi valutato a partire dal valore del cedimento del palo isolato, w , moltiplicando tale valore per un coefficiente di amplificazione $R_s = n \cdot R_g$, legato alla geometria della fondazione, con n = numero di pali ed R_g ("coefficiente di riduzione del gruppo") ottenuto come segue:

$$R_g = 0.5 / R + 0.13 / R^2 \quad (\text{Mandolini et al., 1997})$$

$$R = (n \cdot i / L)^{0.5} \quad (\text{Randolph e Clancy, 1993, Mandolini, 1994})$$

in cui i = interasse dei pali.

5.2.2 Comportamento dei pali sottoposti a carico trasversale (SLE)

Le distribuzioni con la profondità delle sollecitazioni (taglio e momento flettente) nel singolo palo sottoposto ad un carico trasversale e dei corrispondenti spostamenti orizzontali, sono state determinate schematizzando il palo come una trave su di un letto di molle elastiche.

Essendo z la profondità del piano campagna (o dalla quota di testa palo) e $y(z)$ lo spostamento orizzontale subito dal palo, la reazione orizzontale esercitata sul palo dal terreno è espressa dalla seguente relazione:

$$p(z) = k_h y(z)$$

in cui k_h rappresenta il modulo di reazione orizzontale del terreno ovvero la pressione esercitata dal terreno per uno spostamento unitario (ed ha dimensioni di una forza su una lunghezza al cubo $[F/L^3]$). In queste ipotesi l'equazione differenziale della linea elastica assume la forma:

$$y^{IV}(z) + \frac{k_h D}{EJ_p} y(z) = 0$$

Indicando con λ la lunghezza caratteristica del palo:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ_p}{k_h D}}$$

l'equazione differenziale può essere scritta nella maniera seguente:

$$y^{IV}(z) + \frac{4}{\lambda^4} y(z) = 0$$

Una volta ottenuta la funzione $y(z)$, le altre grandezze possono essere ottenute le seguenti grandezze:

reazione del terreno = $p(z) = k_h y(z)$;

rotazione: $\alpha(z) = \frac{dy}{dz}$;

momento flettente = $M(z) = -EJ_p \frac{d^2 y}{dz^2}$;

taglio: $T(z) = -EJ_p \frac{d^3 y}{dz^3}$.

6 SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE

Le azioni assiali e trasversali trasmesse ai singoli pali dai plinti di fondazione sono state determinate, per ogni combinazione, a partire dalle azioni globali trasferite dalla sovrastruttura e determinate alla quota di intradosso dei plinti, applicando il modello di piastra rigida.

Le verifiche sono state quindi condotte con riferimento alle condizioni di carico più gravose.

Nelle figure e nelle tabelle seguenti sono riportati gli schemi planimetrici dei plinti e dei pali di fondazione, comprensivi della convenzione dei segni adottata per le azioni trasferite dalla sovrastruttura, ed i valori delle azioni in fondazione ottenuti dal calcolo strutturale ed i corrispondenti valori significativi sui singoli pali, per le combinazioni di carico più gravose.

6.1 SPALLE SP1 E PILE

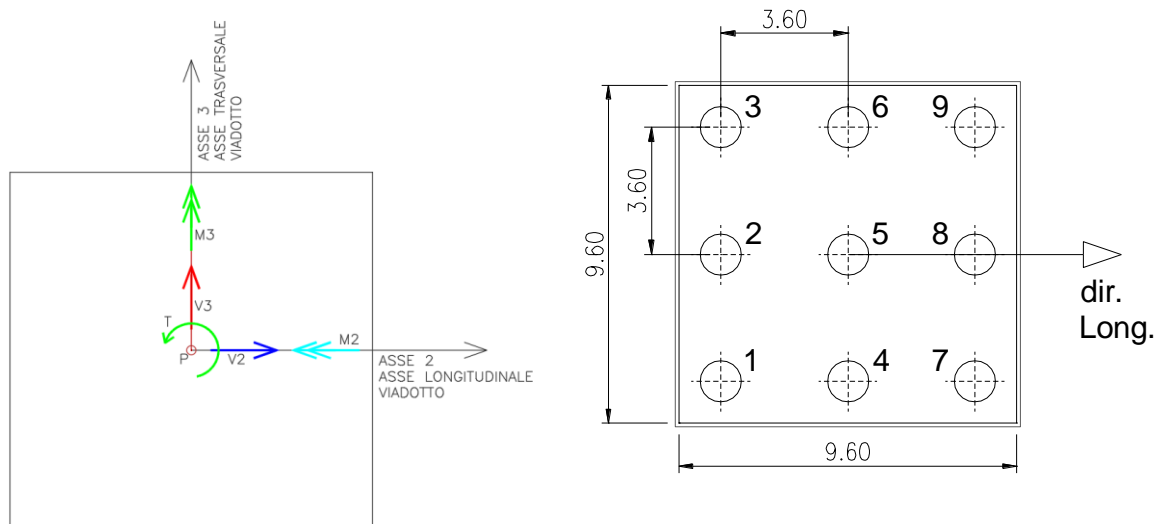


Figura 8: V01 – SPALLE SP1 e PILE – pianta plinto e convenzione dei segni delle azioni agenti.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	SPALLE : Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
combinazione									

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

SLE 1	14493	176	141	5431	5216	1610	2103	861	25
SLE 2	14434	134	235	6320	4885	1604	2123	840	30

Tabella 2: V01 - Spalle SP1: combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	SPALLE : Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLU 1	19499	153	1	5531	6499	2167	2724	1276	17
SLU 2	15107	148	1	5531	5061	1679	2169	854	16
SLU 3	19499	180	212	7531	6621	2167	2822	1178	31
SLU 4	15107	175	212	7531	5183	1679	2267	756	31

Tabella 3: V01 - Spalle SP1: combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 1: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLE 1	19823	133	188	7845	999	2203	2612	1366	26
SLE 2	19772	107	313	9171	746	2197	2656	1324	37

Tabella 4: V01 – Pila 1 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 1: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLU 1	26704	104	1	7905	834	2967	3372	2001	12
SLU 3	26704	137	282	10889	998	2967	3517	1855	35
SLU 4	20935	137	282	10889	995	2326	2876	1214	35
SLU 11	16659	757	177	1301	5167	1851	2150	1510	86

Tabella 5: V01 – Pila 1 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLE 1	20096	96	231	8990	773	2233	2685	1354	28
SLE 2	20081	90	384	10757	649	2231	2759	1279	44

Tabella 6: V01 – Pila 2 : combinazioni di carico SLE

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLU 1	27113	67	2	8559	600	3013	3437	2015	7
SLU 3	27113	107	346	12535	817	3013	3631	1821	40
SLU 4	21259	106	346	12535	816	2362	2980	1170	40
SLU 11	16827	749	217	1912	5630	1870	2219	1499	87

Tabella 7: V01 – Pila 2 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 3: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLE 1	20259	59	252	9369	456	2251	2706	1366	29
SLE 2	20257	71	419	11391	492	2251	2801	1271	47

Tabella 8: V01 – Pila 3 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 3: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLU 1	27348	30	2	8556	295	3039	3448	2049	3
SLU 3	27348	75	378	13104	553	3039	3671	1827	43
SLU 4	21438	75	378	13104	552	2382	3014	1170	43
SLU 11	16968	737	247	2399	5889	1885	2269	1483	86

Tabella 9: V01 – Pila 3 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 4: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLE 1	20362	61	253	9458	486	2262	2723	1372	29
SLE 2	20360	74	421	11546	530	2262	2821	1274	47

Tabella 10: V01 – Pila 4 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 4: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLU 1	27486	31	2	8541	309	3054	3464	2064	3

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneria

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

SLU 3	27486	78	379	13239	592	3054	3694	1834	43
SLU 4	21540	78	379	13239	592	2393	3034	1173	43
SLU 11	17073	743	249	2489	6148	1897	2297	1478	87

Tabella 11: V01 – Pila 4 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 5: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLE 1	20378	101	234	9229	892	2264	2733	1368	28
SLE 2	20363	98	389	11169	771	2263	2815	1285	45

Tabella 12: V01 – Pila 5 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 5: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLU 1	27494	66	2	8532	672	3055	3481	2055	7
SLU 3	27494	114	350	12896	955	3055	3696	1840	41
SLU 4	21541	114	350	12896	954	2393	3035	1178	41
SLU 11	17116	764	222	2122	6353	1902	2294	1486	88

Tabella 13: V01 – Pila 5 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 6: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLE 1	20380	142	193	8261	1302	2264	2707	1394	27
SLE 2	20329	122	321	9861	1016	2259	2762	1341	38

Tabella 14: V01 – Pila6 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 6: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLU 1	27456	103	2	7911	1040	3051	3465	2075	11
SLU 3	27456	150	289	11512	1323	3051	3645	1895	36
SLU 4	21493	150	289	11512	1319	2388	2982	1232	36
SLU 11	17224	785	188	1604	6566	1914	2292	1492	90

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

Tabella 15: V01 – Pila 6 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 7: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLE 1	17784	105	300	9379	2299	1976	2517	1046	35
SLE 2	17665	101	498	11772	2179	1963	2609	951	56

Tabella 16: V01 – Pila 7 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 7: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLU 1	23875	71	2	7815	2571	2653	3134	1672	8
SLU 3	23875	119	449	13200	2855	2653	3396	1410	52
SLU 4	18659	118	449	13200	2850	2073	2816	831	52
SLU 11	15196	1190	260	2534	11181	1688	2323	993	135

Tabella 17: V01 – Pila 7 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 8: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLE 1	20237	79	190	8169	646	2249	2657	1415	23
SLE 2	20183	82	316	9703	600	2243	2720	1354	36

Tabella 18: V01 – Pila 8 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 8: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
SLU 1	27259	49	2	7921	468	3029	3417	2082	5
SLU 3	27259	93	285	11373	720	3029	3589	1910	33
SLU 4	21343	92	285	11373	718	2371	2931	1253	33
SLU 11	17085	745	215	1960	5910	1898	2263	1491	86

Tabella 19: V01 – Pila 8 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 9: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)	Sollecitazioni sui singoli pali
------------------------------	---	------------------------------------

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneria

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLE 1	20096	34	204	8683	209	2233	2645	1401	23
SLE 2	20066	51	340	10259	305	2230	2719	1326	38

Tabella 20: V01 – Pila 9 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 9: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLU 1	27096	10	2	8532	86	3011	3410	2050	1
SLU 3	27096	49	306	12077	303	3011	3584	1876	34
SLU 4	21237	49	306	12077	303	2360	2933	1225	34
SLU 11	16865	716	227	2025	5336	1874	2215	1507	83

Tabella 21: V01 – Pila 9 : combinazioni di carico SLU

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	PILA 10: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLE 1	19810	72	187	7821	509	2201	2587	1390	22
SLE 2	19755	70	311	9136	450	2195	2639	1340	35

Tabella 22: V01 – Pila 10 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	PILA 10: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
combinazione	P [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]	T _{imax} [kN]
SLU 1	26682	49	1	7895	392	2965	3348	2022	5
SLU 3	26682	82	280	10854	555	2965	3493	1878	32
SLU 4	20915	82	280	10854	554	2324	2852	1237	32
SLU 11	16650	725	209	1667	4905	1850	2154	1505	84

Tabella 23: V01 – Pila 10 : combinazioni di carico SLU

6.2 SPALLA SP2

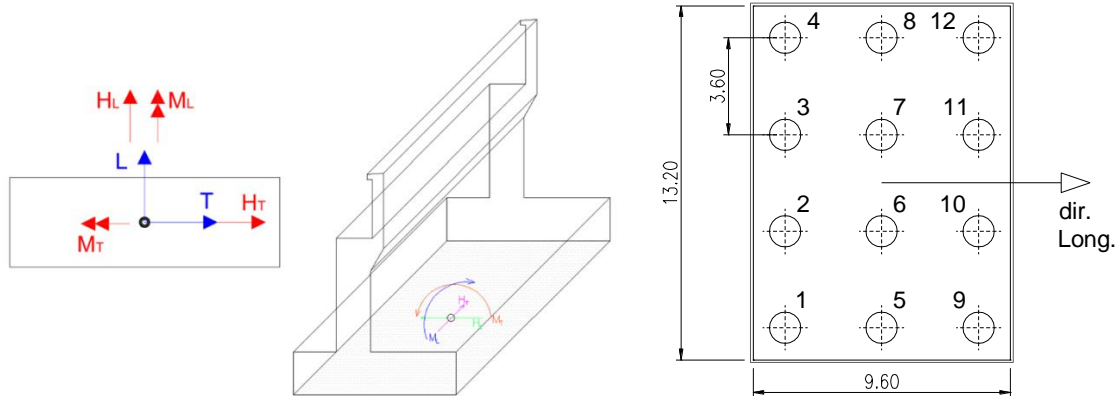


Figura 9: V01 – SPALLE SP2– pianta plinto e convenzione dei segni delle azioni agenti.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO	SPALLE SP2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
1	24971	4994	0	0	15367	2081	2614	1547	416
2	26983	5156	280	4940	21598	2249	3136	1361	430
3	27531	5955	168	2968	20778	2294	3098	1490	496
4	26181	4994	280	3797	18391	2182	2926	1438	417

Tabella 24: V01 – Spalle SP2 : combinazioni di carico SLE

STATO LIMITE ULTIMO	SPALLE SP2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione)					Sollecitazioni sui singoli pali			
	Combinazione A1 – M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	N _{imed} [kN]	N _{imax} [kN]	N _{imin} [kN]
1	33711	6742	0	0	20745	2809	3530	2089	562
2	36427	6985	420	6980	29338	3036	4248	1823	583
3	37369	8184	252	4193	28408	3114	4217	2011	682
4	35344	6742	420	5437	24828	2945	3958	1932	563

Tabella 25: V01 – Spalle SP2: combinazioni di carico SLU – A1-M1

7 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU E SLE

7.1 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI (SLU)

Nelle tabelle seguenti sono riportati, per ogni plinto (Spalle e Pile) la stratigrafia di calcolo (con le profondità riferite alla quota di testa dei pali) ed i risultati delle verifiche nei confronti dei carichi assiali, condotte per il singolo palo (con riferimento al valore massimo dell'azione assiale) e per il gruppo di pali (con riferimento al valore massimo dell'azione media assiale sui pali).

Nella valutazione delle azioni di progetto è stato considerato il peso proprio del palo, amplificato per $\gamma_F = 1.3$.

Nel calcolo delle capacità portanti è stato trascurato cautelativamente il contributo dei primi metri di terreno fino alla base dei depositi argillosi di origine palustre, di scarse caratteristiche meccaniche.

Le verifiche sono sempre soddisfatte, risultando $R_d / F_d > 1.0$, per il palo singolo e per i pali in gruppo.

V01: SPALLE SP1	z [m da t.p.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c _u [kPa]
	0 ÷ 15.5	Ug1	17.0	0	0	0
	15.5 ÷ 25	Ug2	19.5	-	-	75
	> 25	Ug3b	20	32	0	-

Tabella 26: V01 – Spalle SP1 : modello geotecnico di calcolo.

V01: PILE P1	z [m da t.p.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c _u [kPa]
	0 ÷ 1.8	Ug0	18.5	0	0	0
	1.8 ÷ 18.5	Ug1	17.0	0	0	0
	18.5 ÷ 27.5	Ug2	19.5	-	-	75
	> 27.5	Ug3b	20	32	0	-

Tabella 27: V01 – Pile P1 : modello geotecnico di calcolo.

V01: PILE P2÷P5	z [m da t.p.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c _u [kPa]
	0 ÷ 1.5	Ug0	18.5	0	0	0
	1.5 ÷ 16.5	Ug1	17.0	0	0	0
	16.5 ÷ 25.5	Ug2	19.5	-	-	75
	> 25.5	Ug3b	20	32	0	-

Tabella 28: V01 – Pile P2-P3-P4-P5 : modello geotecnico di calcolo.

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

V01: PILE P6÷P10 SPALLE SP2	z [m da t.p.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c _u [kPa]
	0 ÷ 2.5	Ug0	18.5	0	0	0
	2.5 ÷ 17.5	Ug1	17.0	0	0	0
	17.5 ÷ 28.5	Ug2	19.5	-	-	75
	> 28.5	Ug3b	20	32	0	-

Tabella 29: V01 – Pile P6-P7-P8-P9-P10 e Spalle SP2 : modello geotecnico di calcolo.

Opera: V01	Geometria palificata			Azioni assiali				Verifica singolo palo				Verifica gruppo di pali	
	np	D	L	N _{max}	N _{med}	F _d	F _{d,med}	R _{L,cal}	R _{B,cal}	R _d	R _d / F _d	R' _d = η R _d	R' _d / F _{d,med}
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
SPALLE 1	9	1.2	38	2822	2167	3660	3005	4737	6848	6339	1.73	4628	1.54
PILE 1	9	1.2	38	3517	2967	4355	3805	4077	6716	5876	1.35	4289	1.13
PILE 2	9	1.2	38	3631	3013	4469	3851	4634	6835	6271	1.40	4578	1.19
PILE 3	9	1.2	38	3671	3039	4509	3877	4634	6835	6271	1.39	4578	1.18
PILE 4	9	1.2	38	3694	3054	4532	3892	4634	6835	6271	1.38	4578	1.18
PILE 5	9	1.2	38	3696	3055	4534	3893	4634	6835	6271	1.38	4452	1.14
PILE 6	9	1.2	38	3645	3051	4483	3889	4000	6760	5852	1.31	4155	1.07
PILE 7	9	1.2	38	3396	2653	4234	3491	4000	6760	5852	1.38	4155	1.19
PILE 8	9	1.2	38	3589	3029	4427	3867	4000	6760	5852	1.32	4155	1.07
PILE 9	9	1.2	38	3584	3011	4422	3849	4000	6760	5852	1.32	4155	1.08
PILE 10	9	1.2	38	3493	2965	4331	3803	4000	6760	5852	1.35	4155	1.09
SPALLE 2	12	1.2	40	4248	3114	5130	3996	4743	7160	6502	1.27	4616	1.16

Tabella 30: V01 – Sintesi verifiche SLU nei confronti dei carichi assiali.

Nella tabella precedente, N_{max} ed N_{med} rappresentano rispettivamente i valori massimo e medio del carico assiale trasferiti dalla struttura in testa ai singoli pali; F_d ed F_{d,med} sono i corrispondenti valori di progetto ottenuti considerando anche il contributo del peso proprio del palo. R_{L,cal}, R_{B,cal} e R_d rappresentano invece i valori di calcolo delle resistenze limite del singolo palo valutate lungo il fusto ed alla base ed il corrispondente valore di progetto della resistenza globale. Infine, R'_d rappresenta il valore di progetto della capacità portante globale del singolo palo, ottenuto considerando un fattore di efficienza $\eta = 0.70$ per tenere conto della presenza degli altri pali ("effetto gruppo").

7.2 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI (SLU)

Nelle tabelle seguenti sono riportati, per ogni plinto (Spalle e Pile) i risultati delle verifiche nei confronti dei carichi trasversali.

In tabella, $F_{T,d}$ rappresenta il valore di progetto dell'azione trasversale sul singolo palo, assunto pari al valore medio del carico trasversale. M_y è il momento di plasticizzazione del singolo palo. $R_{T,d}$ e $R'_{T,d}$ rappresentano il valore di progetto della resistenza limite del singolo palo nei confronti delle azioni trasversali ed il corrispondente valore ridotto avendo considerato un fattore di efficienza $\eta_H = 0.70$ per tenere conto della presenza degli altri pali ("effetto gruppo").

Le verifiche sono sempre soddisfatte, risultando $R_{T,d} / F_{T,d} > 1.0$.

Opera: V01	Geometria palificata			Azione trasversale	Verifica gruppo di pali			
	np	D	L		$F_{T,d}$	M_y	$R_{T,d}$	$R'_{T,d} = \eta_H R_{T,d}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
SPALLE 1	9	1.2	38	92	1500	449	315	3.40
PILA 1	9	1.2	38	86	1500	489	342	3.96
PILA 2	9	1.2	38	75	1500	489	342	4.55
PILA 3	9	1.2	38	95	1500	489	342	3.60
PILA 4	9	1.2	38	96	1500	489	342	3.57
PILA 5	9	1.2	38	88	1500	489	342	3.87
PILA 6	9	1.2	38	75	1500	489	342	4.55
PILA 7	9	1.2	38	135	1500	489	342	2.53
PILA 8	9	1.2	38	86	1500	489	342	3.97
PILA 9	9	1.2	38	75	1500	489	342	4.55
PILA 10	9	1.2	38	84	1500	489	342	4.08
SPALLE 2	12	1.2	40	682	4500	1016	711	1.04

Tabella 31: V01 – Sintesi verifiche SLU nei confronti dei carichi trasversali.

7.3 COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO ASSIALE - CEDIMENTI (SLE)

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella, $N_{med,max}$ e $N_{med,min}$ rappresentano i valori massimo e minimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinati in condizioni di esercizio. Con riferimento a tali valori sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo, $w_{i,max}$ e $w_{g,min}$, e del gruppo di pali $w_{i,min}$ e $w_{g,min}$.

I valori dei cedimenti delle palificate risultano contenuti, generalmente inferiori a 5 cm. Solo nel caso delle spalle 2 il cedimento massimo della palificata risulta di poco superiore 5 cm; la maggior parte di questi cedimenti risulta tuttavia legata ai pesi propri, come dimostra il cedimento corrispondente al valore minimo del carico medio, praticamente in presenza del solo carico permanente. Il valore massimo dell'aliquota di cedimento legato all'applicazione dei carichi dovuti ai pesi propri portati ed alle azioni agenti sull'impalcato ovvero successivamente alla realizzazione dell'impalcato, risulta quindi inferiore ad 1 cm ($w_{g,max} - w_{g,min} \leq 9$ mm).

Opera: V01	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata					
	np	D	L	R	Rg	$N_{MED,max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$	$N_{MED,min}$	$w_{i,min}$	$w_{g,min}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]
SPALLE 1	9	1.2	38	0.92	0.69	1610	5	32	1354	4	27
PILE 1	9	1.2	38	0.92	0.69	2203	8	47	1775	6	38
PILE 2	9	1.2	38	0.92	0.69	2233	8	48	1806	6	39
PILE 3	9	1.2	38	0.92	0.69	2251	8	48	1821	6	39
PILE 4	9	1.2	38	0.92	0.69	2262	8	48	1832	6	39
PILE 5	9	1.2	38	0.92	0.69	2264	8	48	1837	6	39
PILE 6	9	1.2	38	0.92	0.69	2264	8	48	1837	6	39
PILE 7	9	1.2	38	0.92	0.69	1976	7	42	1587	5	34
PILE 8	9	1.2	38	0.92	0.69	2249	8	48	1823	6	39
PILE 9	9	1.2	38	0.92	0.69	2233	8	48	1812	6	39
PILE 10	9	1.2	38	0.92	0.69	2201	8	47	1775	6	38
SPALLE 2	12	1.2	40	1.04	0.60	2294	7	52	2081	7	47

Tabella 32: V01 – Sintesi calcolo dei cedimenti delle fondazioni in condizioni di esercizio SLE.

7.4 COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO TRASVERSALE (SLE)

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli delle sollecitazioni nel palo sottoposto a carico trasversale, in condizioni di esercizio. In tabella è riportato anche il valore del coefficiente di reazione orizzontale utilizzato nei calcoli, determinato tenendo conto delle caratteristiche dei terreni.

Opera: V01	Geometria palificata			Coefficiente di reazione orizzontale	Azione trasversale	Verifica gruppo di pali	
	np	D	L			k_h	$F_{T,d}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[N/cm ³]	[kN]	[kN]	[kN]
SPALLE 1	9	1.2	38	10	30.1	30.1	86
PILE	9	1.2	38	10	56.5	56.5	164
SPALLE 2	12	1.2	40	10	496.4	496.4	1425

Tabella 33: V01 – Sintesi calcolo delle sollecitazioni nel palo sottoposto a carico trasversale in condizioni SLE.

8 SINTESI DELLE LUNGHEZZE DEI PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano i valori delle lunghezze L dei pali di fondazione, di diametro D = 1.2 m, previsti per le Spalle e le Pile del Viadotto V01 :

Spalle Sp1	L = 38 m
Pile P1÷P10	L = 38 m
Spalle Sp2	L = 40 m

Tabella 34: V01 – Sintesi delle lunghezze dei pali di fondazione.

ALLEGATO A - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI01 - Spalla SP1

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 3 $\frac{a}{d}$ L_{palo} = 38.00 (m)

PARAMETRI MEDI

Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	ϕ' med (°)	c _u med (kPa)
1	15.50	Ug1	17.00	0.0	0.0	0.0
2	9.50	Ug2	19.50			75.0
3	13.00	Ug3b	20.00	0.0	32.0	

Coefficienti di Calcolo			
k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
0.00	0.00		0.00
0.00	0.00		0.35
0.47	0.62		

RISULTATI

Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	15.50	Ug1	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2	9.50	Ug2	940.1					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3	13.00	Ug3b	3796.9	18.42	0.00	6055.1	6848.2	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b;cal \text{ med}} = 6848.2 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s;cal \text{ med}} = 4737.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c;cal \text{ med}} = 11585.2 \text{ (kN)}$

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI01 - Pila P1

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 4 $\frac{1}{2}$ L_{palo} = 38.00 (m)

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	$c_{u\ med}$ (kPa)
1	1.80	Ug0	18.00	0.0	0.0	
2	16.50	Ug1	17.00	0.0	0.0	0.0
3	9.00	Ug2	19.50	0.0	0.0	75.0
4	10.70	Ug3b	20.00	0.0	32.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.35
0.47	0.62		

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	1.80	Ug0	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2	16.50	Ug1	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3	9.00	Ug2	890.6					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4	10.70	Ug3b	3186.2	18.42	0.00	5938.2	6715.9	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal\ med} = 6715.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal\ med} = 4076.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal\ med} = 10792.7 \text{ (kN)}$$

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI01 - Pile P2-P3-P4-P5

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 4 $\frac{A}{B}$ L_{palo} = 38.00 (m)

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	$c_{u\ med}$ (kPa)
1	1.20	Ug0	18.00	0.0	0.0	
2	15.00	Ug1	17.00	0.0	0.0	0.0
3	9.00	Ug2	19.50	0.0	0.0	75.0
4	12.80	Ug3b	20.00	0.0	32.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.35
0.47	0.62		

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	1.20	Ug0	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2	15.00	Ug1	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3	9.00	Ug2	890.6					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4	12.80	Ug3b	3743.4	18.42	0.00	6043.2	6834.7	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal\ med} = 6834.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal\ med} = 4634.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal\ med} = 11468.7 \text{ (kN)}$$

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI01: PILE P6-P7-P8-P9-P10

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 4 $\frac{1}{2}$ Lpalo = 38.00 (m)

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	ϕ' med (°)	c _u med (kPa)
1	2.50	Ug0	18.00	0.0	0.0	
2	15.00	Ug1	17.00	0.0	0.0	0.0
3	11.00	Ug2	19.50	25.0	25.0	75.0
4	9.50	Ug3b	20.00	0.0	32.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		
0.00	0.00		0.80
0.58	0.47		0.35
0.47	0.62		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	2.50	Ug0	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2	15.00	Ug1	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3	11.00	Ug2	1088.6					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4	9.50	Ug3b	2914.0	18.42	0.00	5976.9	6759.7	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal med} = 6759.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal med} = 4002.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal med} = 10762.3 \text{ (kN)}$$

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI01: SPALLA SP2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 4 L_{palo} = 40.00 (m)

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	2.50	Ug0	18.00	0.0	0.0	
2	15.00	Ug1	17.00	0.0	0.0	0.0
3	11.00	Ug2	19.50	25.0	25.0	75.0
4	11.50	Ug3b	20.00	0.0	32.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		
0.00	0.00		0.80
0.58	0.47		0.35
0.47	0.62		

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	2.50	Ug0	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2	15.00	Ug1	0.0					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3	11.00	Ug2	1088.6					0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4	11.50	Ug3b	3654.9	18.38	0.00	6330.7	7159.9	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

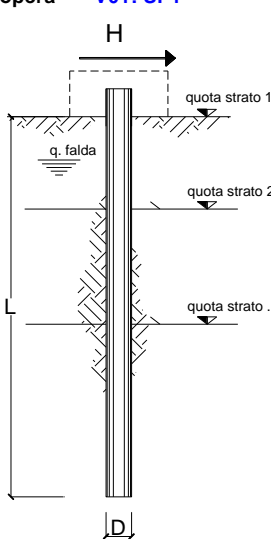
base $R_{b;cal med} = 7159.9 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s;cal med} = 4743.4 \text{ (kN)}$

totale $R_{c;cal med} = 11903.3 \text{ (kN)}$

ALLEGATO B - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI

opera V01: SP1



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Ug1	100.00	17	7	24	2.37	0
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda: 100 (m)
 Diametro del palo D: 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L: 40.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My: 1500 (kNm)
 Step di calcolo: 0.01 (m)

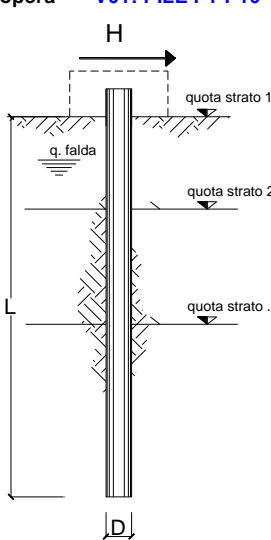
palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (ctrl+r)

Palo lungo H = 847.2 (kN)
 Palo intermedio H = 12489.5 (kN)
 Palo corto H = 47803.1 (kN)

Hlim = 847.2 (kN) Palo lungo

opera V01: PILE P1-P10



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Ug0	100.00	18.5	8.5	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Ug1	98.50	17	7	24	2.37	0
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda: 100 (m)
 Diametro del palo D: 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L: 38.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My: 1500 (kNm)
 Step di calcolo: 0.01 (m)

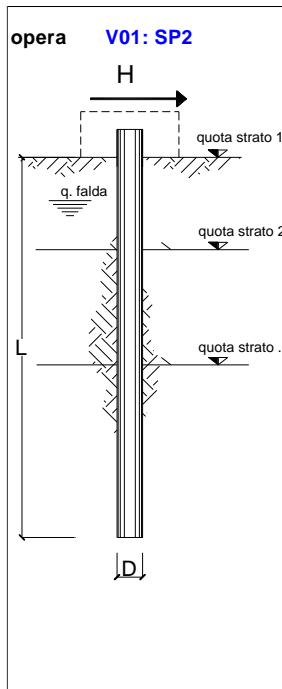
palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (ctrl+r)

Palo lungo H = 920.7 (kN)
 Palo intermedio H = 11616.4 (kN)
 Palo corto H = 43903.1 (kN)

Hlim = 920.7 (kN) Palo lungo

opera **V01: SP2**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
	p.c.=strato 1	100.00	18.5	8.5	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	97.50	17	7	0	1.00	25
<input type="checkbox"/>	strato 3					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 4					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00	

Quota falda 100 (m)

Diametro del palo D 1.20 (m)

Lunghezza del palo L 40.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo My 4500 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

		Calcolo (ctrl+r)	
Palo lungo	H =	1914.8	(kN)
Palo intermedio	H =	4319.2	(kN)
Palo corto	H =	10477.9	(kN)
	Hlim =	1914.8	(kN)

Palo lungo

ALLEGATO C - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

OPERA: V01 - SP1

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)
Carico sul palo (P):	1610.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	38.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	22.50	(m)
Modulo di Deformazione (E):	25.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	9	(-)
Spaziatura dei pali (s)	3.6	(m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{\text{utile}}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.77 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{\text{utile}} = \quad 5.07 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

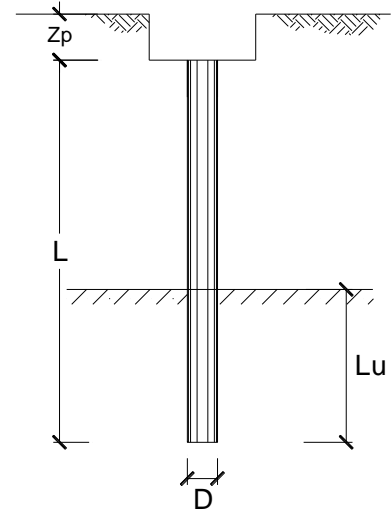
Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = \quad 0.923$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = \quad 9 \quad * \quad 0.69 \quad * \quad 5.07 \quad = \quad 31.69 \quad (\text{mm})$$



OPERA: V01 - PILE

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
Carico sul palo (P): 2249.0 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 38.00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 20.00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n): 9 (-)
Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.72 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 7.74 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

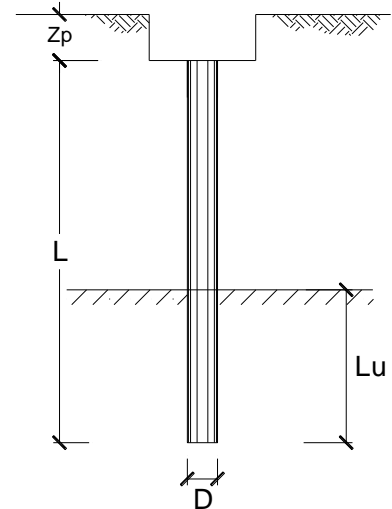
Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0.923$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 9 * 0.69 * 7.74 = 48.37 \text{ (mm)}$$



OPERA: V01 - SP2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
Carico sul palo (P): 2294.0 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 40.00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 22.50 (m)
Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n): 12 (-)
Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{\text{utile}}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): 1.77 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{\text{utile}} = 7.23 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

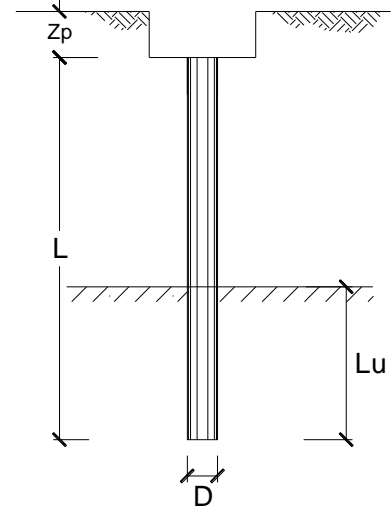
Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.039$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 12 * 0.60 * 7.23 = 52.19 \text{ (mm)}$$

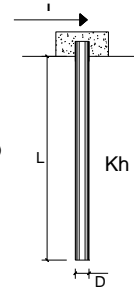


ALLEGATO D - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI

OPERA: V01 - SPALLA 1

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1.2	(m)
Lunghezza del palo (L):	38	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_n):	10	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	30.1	(kN)
fck del calcestruzzo:	27.0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	35.0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10) ^{0.3}):	32036	(MPa)
J (J = $\pi \cdot D^4 / 64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E J / k_n \cdot D)^{1/4}$):	574.19	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.044	0.44	0.00000	86.415	-30.100
0.76	0.043	0.43	-0.00002	65.049	-26.138
1.52	0.041	0.41	-0.00003	46.656	-22.295
2.28	0.038	0.38	-0.00004	31.108	-18.661
3.04	0.035	0.35	-0.00005	18.221	-15.300
3.80	0.032	0.32	-0.00005	7.773	-12.251
4.56	0.028	0.28	-0.00005	-0.484	-9.535
5.32	0.024	0.24	-0.00005	-6.806	-7.158
6.08	0.021	0.21	-0.00005	-11.448	-5.114
6.84	0.017	0.17	-0.00004	-14.660	-3.388
7.60	0.014	0.14	-0.00004	-16.674	-1.960
8.36	0.011	0.11	-0.00004	-17.708	-0.804
9.12	0.009	0.09	-0.00003	-17.959	0.108
9.88	0.007	0.07	-0.00003	-17.599	0.804
10.64	0.005	0.05	-0.00002	-16.783	1.314
11.40	0.003	0.03	-0.00002	-15.642	1.665
12.16	0.002	0.02	-0.00002	-14.286	1.883
12.92	0.001	0.01	-0.00001	-12.807	1.993
13.68	0.000	0.00	-0.00001	-11.278	2.016
14.44	-0.001	-0.01	-0.00001	-9.760	1.972
15.20	-0.001	-0.01	-0.00001	-8.294	1.877
15.96	-0.002	-0.02	0.00000	-6.915	1.747
16.72	-0.002	-0.02	0.00000	-5.645	1.594
17.48	-0.002	-0.02	0.00000	-4.496	1.427
18.24	-0.002	-0.02	0.00000	-3.477	1.255
19.00	-0.002	-0.02	0.00000	-2.588	1.085
19.76	-0.002	-0.02	0.00000	-1.826	0.921
20.52	-0.002	-0.02	0.00000	-1.186	0.767

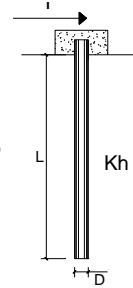
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
21.28	-0.001	-0.01	0.00000	-0.658	0.625
22.04	-0.001	-0.01	0.00000	-0.233	0.497
22.80	-0.001	-0.01	0.00000	0.101	0.383
23.56	-0.001	-0.01	0.00000	0.354	0.285
24.32	-0.001	-0.01	0.00000	0.537	0.200
25.08	-0.001	-0.01	0.00000	0.661	0.129
25.84	-0.001	-0.01	0.00000	0.736	0.070
26.60	0.000	0.00	0.00000	0.771	0.023
27.36	0.000	0.00	0.00000	0.774	-0.013
28.12	0.000	0.00	0.00000	0.753	-0.041
28.88	0.000	0.00	0.00000	0.713	-0.061
29.64	0.000	0.00	0.00000	0.661	-0.075
30.40	0.000	0.00	0.00000	0.601	-0.083
31.16	0.000	0.00	0.00000	0.536	-0.087
31.92	0.000	0.00	0.00000	0.470	-0.087
32.68	0.000	0.00	0.00000	0.405	-0.084
33.44	0.000	0.00	0.00000	0.342	-0.080
34.20	0.000	0.00	0.00000	0.284	-0.074
34.96	0.000	0.00	0.00000	0.230	-0.067
35.72	0.000	0.00	0.00000	0.182	-0.060
36.48	0.000	0.00	0.00000	0.140	-0.052
37.24	0.000	0.00	0.00000	0.103	-0.045
38.00	0.000	0.00	0.00000	0.071	-0.038

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

OPERA: V01 - PILE (con riferimento alla PILA 7)

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1.2	(m)
Lunghezza del palo (L):	38	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	10	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	57	(kN)
fck del calcestruzzo:	27.0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	35.0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	32036	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E/J/k_h \cdot D)^{1/4}$):	574.19	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.083	0.83	0.00000	163.644	-57.000
0.76	0.081	0.81	-0.00003	123.183	-49.497
1.52	0.078	0.78	-0.00006	88.351	-42.219
2.28	0.073	0.73	-0.00007	58.909	-35.338
3.04	0.067	0.67	-0.00009	34.506	-28.973
3.80	0.060	0.60	-0.00009	14.719	-23.199
4.56	0.053	0.53	-0.00009	-0.917	-18.056
5.32	0.046	0.46	-0.00009	-12.888	-13.555
6.08	0.039	0.39	-0.00009	-21.680	-9.684
6.84	0.033	0.33	-0.00008	-27.761	-6.417
7.60	0.027	0.27	-0.00007	-31.576	-3.712
8.36	0.021	0.21	-0.00007	-33.534	-1.523
9.12	0.017	0.17	-0.00006	-34.008	0.204
9.88	0.012	0.12	-0.00005	-33.327	1.523
10.64	0.009	0.09	-0.00004	-31.782	2.489
11.40	0.006	0.06	-0.00004	-29.621	3.153
12.16	0.003	0.03	-0.00003	-27.053	3.566
12.92	0.001	0.01	-0.00002	-24.252	3.774
13.68	0.000	0.00	-0.00002	-21.358	3.818
14.44	-0.001	-0.01	-0.00001	-18.481	3.734
15.20	-0.002	-0.02	-0.00001	-15.707	3.555
15.96	-0.003	-0.03	-0.00001	-13.095	3.308
16.72	-0.003	-0.03	0.00000	-10.689	3.018
17.48	-0.004	-0.04	0.00000	-8.515	2.702
18.24	-0.004	-0.04	0.00000	-6.584	2.377
19.00	-0.003	-0.03	0.00000	-4.901	2.054
19.76	-0.003	-0.03	0.00000	-3.459	1.744
20.52	-0.003	-0.03	0.00000	-2.246	1.452

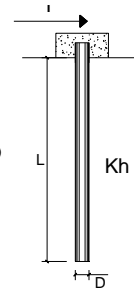
z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
21.28	-0.003	-0.03	0.00000	-1.246	1.183
22.04	-0.003	-0.03	0.00000	-0.440	0.941
22.80	-0.002	-0.02	0.00000	0.191	0.726
23.56	-0.002	-0.02	0.00000	0.670	0.539
24.32	-0.002	-0.02	0.00000	1.017	0.379
25.08	-0.001	-0.01	0.00000	1.252	0.244
25.84	-0.001	-0.01	0.00000	1.394	0.133
26.60	-0.001	-0.01	0.00000	1.460	0.044
27.36	-0.001	-0.01	0.00000	1.466	-0.026
28.12	0.000	0.00	0.00000	1.426	-0.078
28.88	0.000	0.00	0.00000	1.351	-0.116
29.64	0.000	0.00	0.00000	1.252	-0.142
30.40	0.000	0.00	0.00000	1.138	-0.157
31.16	0.000	0.00	0.00000	1.015	-0.164
31.92	0.000	0.00	0.00000	0.890	-0.164
32.68	0.000	0.00	0.00000	0.766	-0.160
33.44	0.000	0.00	0.00000	0.648	-0.151
34.20	0.000	0.00	0.00000	0.537	-0.140
34.96	0.000	0.00	0.00000	0.436	-0.127
35.72	0.000	0.00	0.00000	0.345	-0.113
36.48	0.000	0.00	0.00000	0.264	-0.099
37.24	0.000	0.00	0.00000	0.194	-0.085
38.00	0.000	0.00	0.00000	0.135	-0.072

VI01 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

OPERA: V01 - SP2

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1.2	(m)
Lunghezza del palo (L):	40	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_n):	10	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	496.5	(kN)
fck del calcestruzzo:	27.0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	35.0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	32036	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E_c J / k_n \cdot D)^{1/4}$):	574.19	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.721	7.21	0.00000	1425.422	-496.500
0.80	0.708	7.08	-0.00030	1055.808	-427.741
1.60	0.674	6.74	-0.00052	740.423	-361.258
2.40	0.626	6.26	-0.00067	476.732	-298.742
3.20	0.569	5.69	-0.00076	261.069	-241.339
4.00	0.506	5.06	-0.00080	89.037	-189.746
4.80	0.441	4.41	-0.00081	-44.164	-144.291
5.60	0.377	3.77	-0.00078	-143.479	-105.018
6.40	0.316	3.16	-0.00074	-213.795	-71.749
7.20	0.259	2.59	-0.00068	-259.789	-44.147
8.00	0.208	2.08	-0.00061	-285.824	-21.767
8.80	0.161	1.61	-0.00054	-295.873	-4.095
9.60	0.121	1.21	-0.00047	-293.485	9.418
10.40	0.086	0.86	-0.00040	-281.765	19.326
11.20	0.057	0.57	-0.00033	-263.379	26.172
12.00	0.033	0.33	-0.00027	-240.569	30.469
12.80	0.014	0.14	-0.00021	-215.181	32.692
13.60	-0.001	-0.01	-0.00016	-188.700	33.270
14.40	-0.013	-0.13	-0.00012	-162.286	32.584
15.20	-0.021	-0.21	-0.00008	-136.814	30.964
16.00	-0.026	-0.26	-0.00005	-112.916	28.693
16.80	-0.029	-0.29	-0.00003	-91.017	26.004
17.60	-0.031	-0.31	-0.00001	-71.369	23.092
18.40	-0.031	-0.31	0.00001	-54.089	20.107
19.20	-0.030	-0.30	0.00002	-39.185	17.170
20.00	-0.028	-0.28	0.00003	-26.582	14.366
20.80	-0.026	-0.26	0.00003	-16.146	11.760
21.60	-0.023	-0.23	0.00003	-7.703	9.390

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
22.40	-0.021	-0.21	0.00003	-1.053	7.279
23.20	-0.018	-0.18	0.00003	4.016	5.436
24.00	-0.015	-0.15	0.00003	7.716	3.857
24.80	-0.013	-0.13	0.00003	10.255	2.533
25.60	-0.010	-0.10	0.00003	11.831	1.444
26.40	-0.008	-0.08	0.00003	12.624	0.572
27.20	-0.006	-0.06	0.00002	12.797	-0.108
28.00	-0.005	-0.05	0.00002	12.496	-0.618
28.80	-0.003	-0.03	0.00002	11.847	-0.984
29.60	-0.002	-0.02	0.00001	10.955	-1.227
30.40	-0.001	-0.01	0.00001	9.910	-1.370
31.20	0.000	0.00	0.00001	8.784	-1.432
32.00	0.000	0.00	0.00001	7.636	-1.430
32.80	0.001	0.01	0.00000	6.509	-1.381
33.60	0.001	0.01	0.00000	5.436	-1.297
34.40	0.001	0.01	0.00000	4.441	-1.189
35.20	0.001	0.01	0.00000	3.537	-1.068
36.00	0.001	0.01	0.00000	2.734	-0.940
36.80	0.001	0.01	0.00000	2.034	-0.811
37.60	0.001	0.01	0.00000	1.435	-0.686
38.40	0.001	0.01	0.00000	0.934	-0.569
39.20	0.001	0.01	0.00000	0.523	-0.461
40.00	0.001	0.01	0.00000	0.194	-0.363