

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGENGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2687</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone n. 750A</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p><i>Ing. Giuseppe Festa</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Asse principale
VI.10 – Viadotto Scopetone
Relazione di calcolo delle fondazioni

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p>	<p>NOME FILE</p> <p>V01VI10GETRE01_B</p>	<p>REVISIONE</p>	<p>SCALA</p>
<p>DPFI508 D 23</p>	<p>CODICE ELAB. V01VI10GETRE01</p>	<p>B</p>	<p>-</p>
<p>D</p> <p>C</p>			
<p>B</p>	<p>Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p>	<p>Gennaio '24</p>	<p>Cassarini</p>
<p>A</p>	<p>Emissione</p>	<p>Agosto '23</p>	<p>Cassarini</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>
<p>VERIFICATO</p>	<p>APPROVATO</p>	<p>Bordugo</p>	<p>Bordugo</p>
<p>Guiducci</p>	<p>Guiducci</p>		

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>2</u>
2.	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....</u>	<u>5</u>
3.	<u>VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE.....</u>	<u>7</u>
3.1.	PALO FONDAZIONE SPALLE	7
3.2.	PALO FONDAZIONE PILA	13
4.	<u>ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)</u>	<u>18</u>

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo viene descritta la procedura seguita per il progetto e la verifica degli elementi strutturali principali costituenti l'opera d'arte denominata "VI.10 - Viadotto Scopetone", ricadente nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento **E78 GROSSETO – FANO - TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45) – PALAZZO DEL PERO – 1° LOTTO (FI508)**.

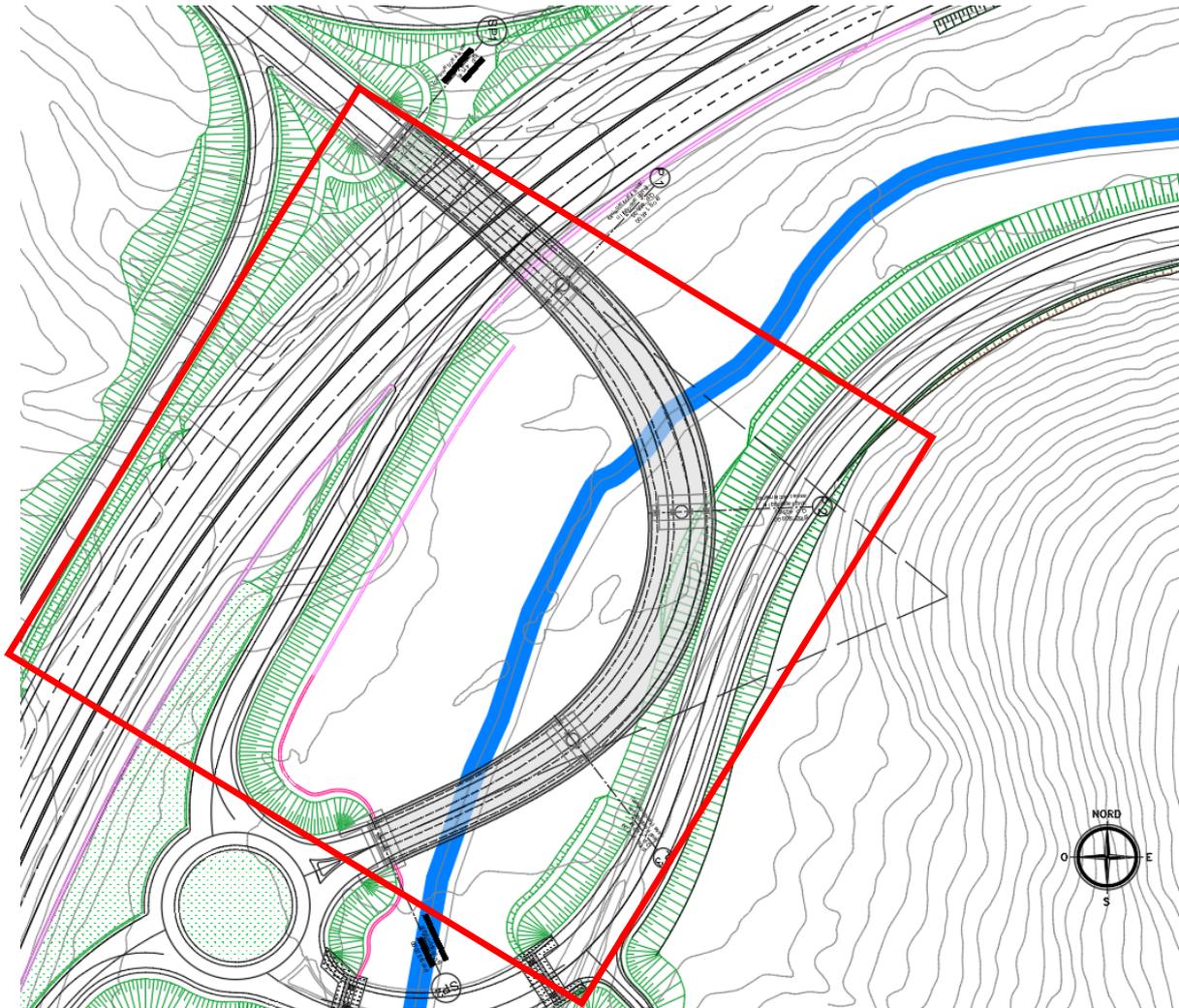


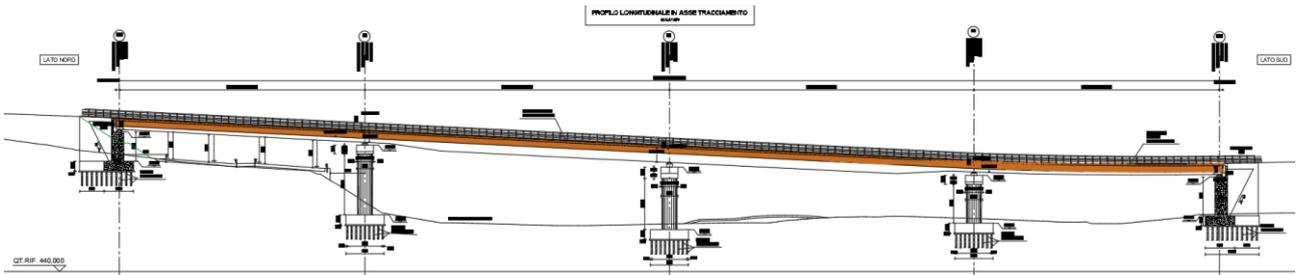
Figura 1.1 Corografia

L'opera d'arte è rappresentata da un viadotto costituito da 4 campate, con luce di calcolo pari a 50.00-62.00-62.00-50.00m, per uno sviluppo complessivo di 224.00m.

L'impalcato, in sezione mista acciaio – cls, è realizzato secondo uno schema statico di trave continua.

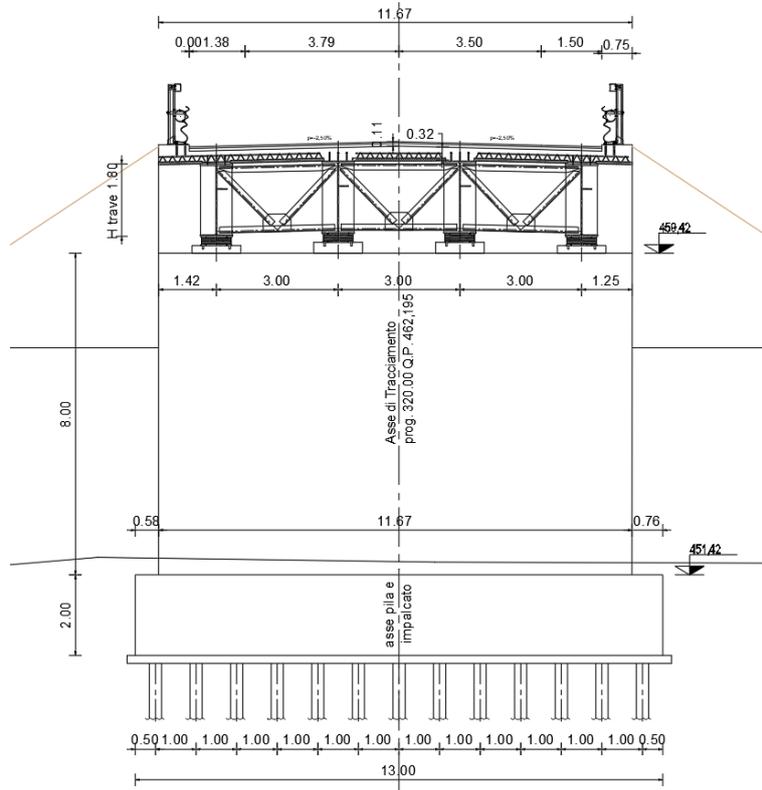
La sezione trasversale, di larghezza complessiva variabile da 11.67 a 13.28 m al netto del carter, è costituita da 4 travi in composizione saldata ad anima piena di altezza variabile pari a 1.80-3.00m, poste ad interasse variabile di 3.00-3.40m, collegate da traversi reticolari aventi un interasse medio di massimo 6.00m.

PROGETTAZIONE ATI:



SPALLA 2
VISTA FRONTALE

SCALA 1:100



PROGETTAZIONE ATI:

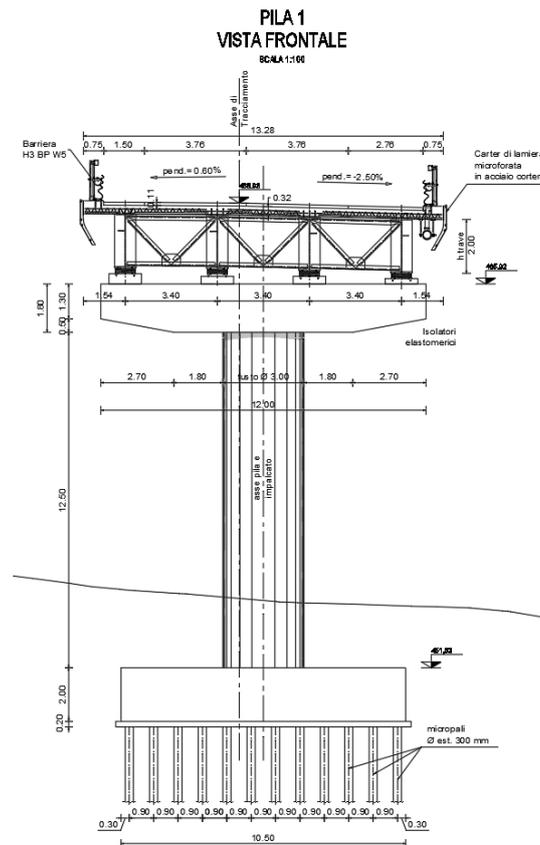


Figura 1.2 Prospetto longitudinale e sezioni trasversali

L'impalcato è costituito da una soletta in c.a. composta di lastre predalles e calcestruzzo gettato in opera per uno spessore complessivo pari a 25+7cm, resa collaborante con le travi principali per mezzo di connettori tipo Nelson; sono previsti, inoltre, dei controventi orizzontali (*attivi solo nella fase di varo della carpenteria metallica*) a livello di intradosso delle piattabande superiori delle travi principali.

Infine, l'impalcato è completato dalle opere di finitura e sicurezza quali binder, tappeto di usura e barriere del tipo H3 BP W5 ancorate su appositi cordoli laterali gettati sempre in opera.

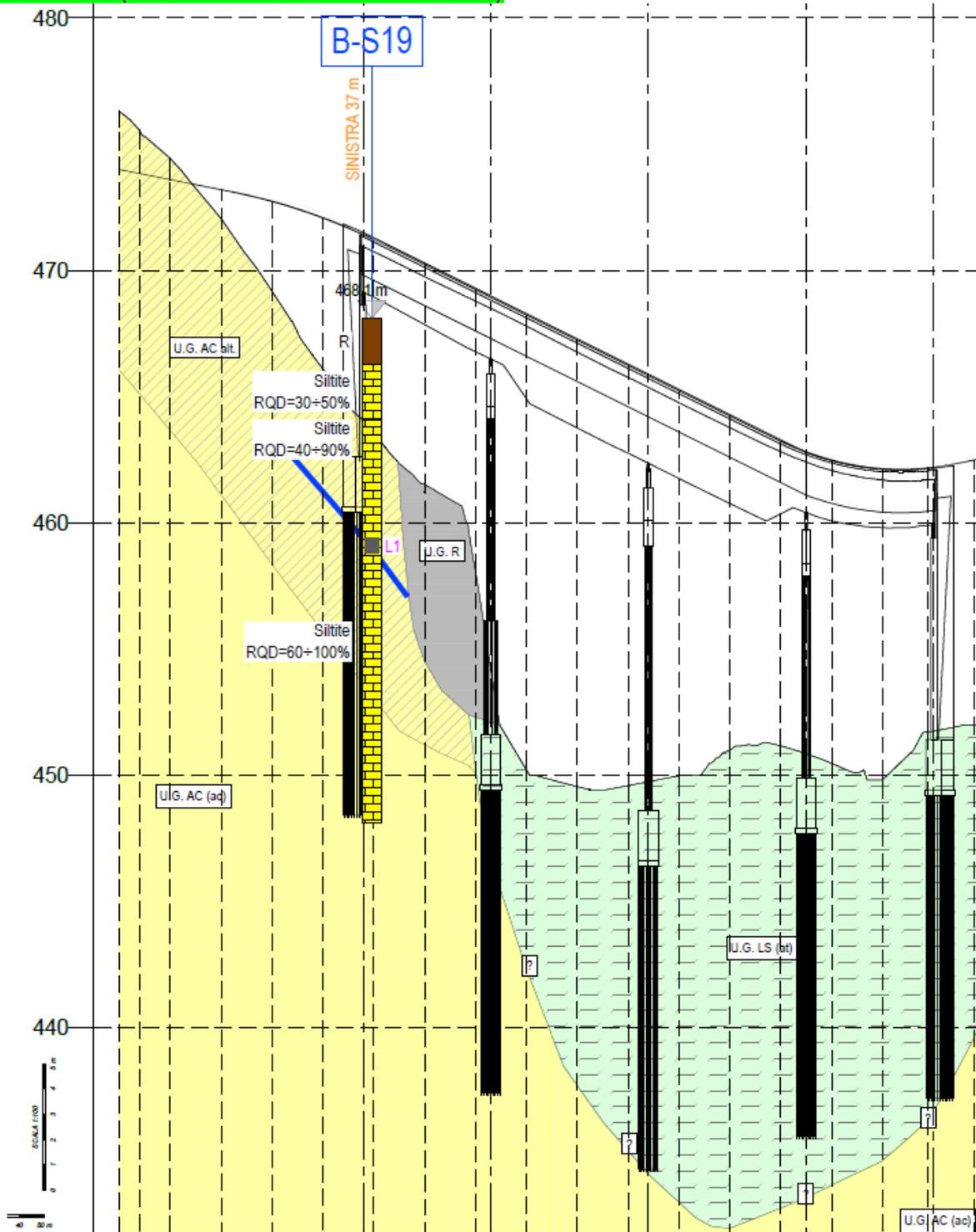
Le spalle e le pile sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera e sono fondate su micropali di diametro Ø300mm.

Per quanto riguarda, invece, lo schema degli appoggi, al fine di limitare le azioni sismiche trasferite dall'impalcato alle sottostrutture, si è previsto l'utilizzo di isolatori elastomerici ad alto smorzamento viscoso equivalente.

2. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento al seguente modello geotecnico.

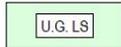
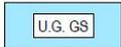
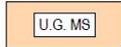
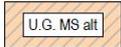
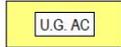
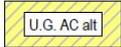
Limi sabbiosi (valori minimi a favore di sicurezza)



PROGETTAZIONE ATI:

LEGENDA

UNITA' GEOTECNICHE

	UNITA' GEOTECNICA RIPORTI		UNITA' GEOTECNICA FRANE
	UNITA' GEOTECNICA LIMI SABBIOSI		UNITA' GEOTECNICA GHIAIE SABBIOSE
	UNITA' GEOTECNICA MARNE DI SAN POLO (GSI=38+40, $\sigma_c=7+10$)		UNITA' GEOTECNICA MARNE DI SAN POLO ALTERATA
	UNITA' GEOTECNICA ARENARIE DEL CERVAROLA (GSI=35+40, $\sigma_c=7+10$)		UNITA' GEOTECNICA ARENARIE DEL CERVAROLA ALTERATA

Unità geotecnica	Unità geologica	$\gamma \gamma'$ (kN/m^3)	Variabilità parametri			Valori caratteristici			q_s per micropali tipo IGU (kPa)	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	ν (-)	Valori di deformabilità di riferimento			
			φ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	φ'_k (°)	c'_k (kPa)	$c_{u,k}$ (kPa)					$M_{fond. Dir.}$ (MPa)	$E_{fond. Dir.}$ (MPa)	$E_{fond. Prof.}$ (MPa)	$E_{substr.}$ (MPa)
R	r	20/10	26+35	0+10	-	35	0	-	100	200	80	0.25	-	20	30	-
FN	fn	19.5/9.5	20+30	0+10	-	20+26	0+5	-	60	100+200	20+80	0.30	-	6+10	9+15	-
LS	at	19.5/9.5	24+28	10+30	40+60	26	10	50	-	200+400	80+300	0.30	4+20	3+16	8+30	-
GS	at	19.5/9.5	27+32	0	-	30	0	-	100+150	200+400	80+300	0.30	-	10+15	15+22	-
MS alt	ms	19.5/9.5	24+32	10+80	-	28	10+50*	-	200+400	200+700	80+1000	0.20	-	20+240	25+300	-
MS	ms	23/13	24+32	80+200	-	28	100	-	400+600	700+1000	1100+2300	0.20	-	-	-	1100+1400
AC alt	ac	19.5/9.5	25+35	10+80	-	30	10+50*	-	200+400	200+700	80+1000	0.20	-	20+240	25+300	-
AC	ac	23/13	25+35	80+210	-	32	90	-	400+600	700+1000	1100+2300	0.20	-	-	-	1100+1400

*Valore che incrementa con la profondità

Si adotta per il calcolo della portanza, a favore di sicurezza, il valore minimo per $q_s = s = 70 \text{ Kpa} = 0.07 \text{ Mpa}$ di Limi sabbiosi.

Per Klaterale del micropalo si è assunto:

$$K_{lat} = K_{vert}/10 \cong 50 \text{ MN/mc}$$

$$K_{vert} = N_{sle} / D_z / A \cong 547 \text{ MN/mc}$$

Le fasi realizzative prevedono la realizzazione prima delle opere provv. e di fondazione a valle. Quindi ultimato il nuovo viadotto a valle si iniziano le lavorazioni provv. per eseguire le fondazioni a monte: tale successione di fasi consente di ridurre le reali interferenze e di considerare non più agenti i tiranti ed i micropali delle opere provv. a valle in fase di esecuzione delle opere a monte. Le geometrie sia in fase provv. sia in fase definitiva sono state verificate in tali presupposti.

Limi sabbiosi

$$\Phi' = 24^\circ$$

$$c_u = 0$$

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

PROGETTAZIONE ATI:

3. VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE

Si effettua la verifica di portanza del micropalo di fondazione $\phi 300\text{mm}$, $L=12\text{m}$, armato con un tubo $\phi 219$ sp.10 maggiormente caricato.

3.1. PALO FONDAZIONE SPALLE

Per le spalle il valore massimo dello sforzo normale di compressione risulta:

$$N_{\min} = 388.88 \times 1.35 = 525 \text{ kN} \quad \text{COMB. SLU} \qquad N_{\min} = 675 \text{ kN} \quad \text{COMB. SLV}$$

Facendo riferimento ai parametri dei terreni illustrati al cap.4 di questa relazione, si ottiene:

SLU

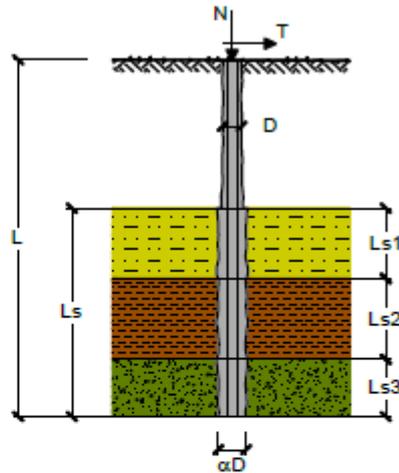
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI10_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	388,88	0,00	524,99
T (kN)	5,55	0,00	7,49



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_{smax}	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,35	1,35	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 24,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328 475 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{adm}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot \alpha_i$$

Tipo di Terreno	Spessore s_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
	22,00	1,00	0,30	0,070	0,070	0,036	742,41
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$Ls = 22,00$ (m) $Ql = 742,41$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 742,41$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1,41$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,98 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18197,13$ (MN) $\eta = 34,66$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 4,46$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$

$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$

$\sigma_{max} = 93,51$ (N/mm²) $\sigma_{min} = 66,33$ (N/mm²)

$\tau = 2,28$ (N/mm²)

$\sigma_{td} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$

$\sigma_{td} = 93,59$ (N/mm²) verifica soddisfatta

SLV

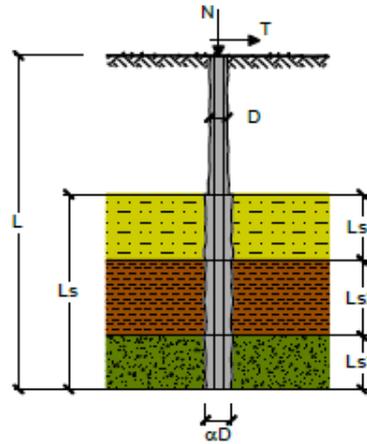
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI10_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	675,00	0,00	675,00
T (kN)	153,00	0,00	153,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	T_e	$T_{e,tras}$
			γ_G	γ_Q		
SLV	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			1,35	1,35	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.					
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 24,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 **ø219,1 x 10,0**

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328 475 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_w : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{am}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot \alpha_i$$

Tipo di Terreno	Spessore s_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
	22,00	1,00	0,30	0,070	0,070	0,036	742,41
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$Ls = 22,00$ (m) $Ql = 742,41$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 742,41$ (kN)

$Fs = 1,10$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,96 (N/mm³)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5} \quad \eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 18197,13$ (MN) $\eta = 26,96$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 91,15$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 380,24$ (N/mm²)

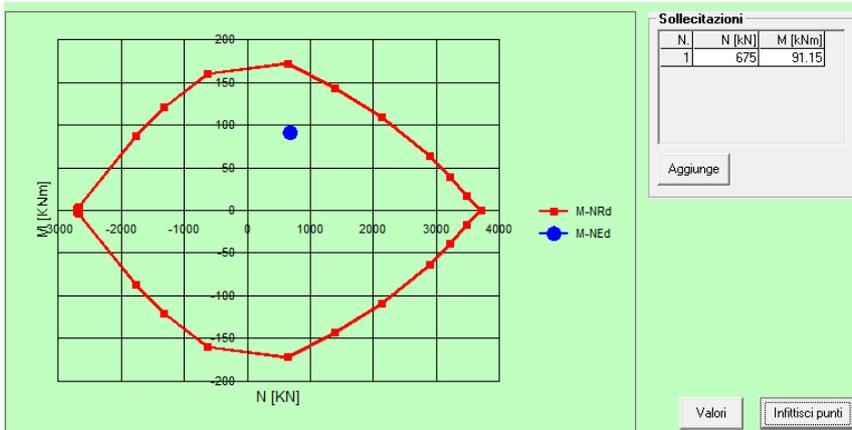
$\sigma_{min} = -174,73$ (N/mm²)

$\tau = 46,58$ (N/mm²)

$$\sigma_{M} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$\sigma_{M} = 388,70$ (N/mm²)

verifica non soddisfatta



Dominio di resistenza del micropalo Ø300

La verifica di portanza è, pertanto, soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

3.2. PALO FONDAZIONE PILA

Per le pile Il valore massimo dello sforzo normale di compressione risulta:

$N_{min} = 417kN$ COMB. SLU $N_{min} = 726kN$ COMB. SLV

Facendo riferimento ai parametri dei terreni illustrati al cap.4 di questa relazione, si ottiene:

SLU

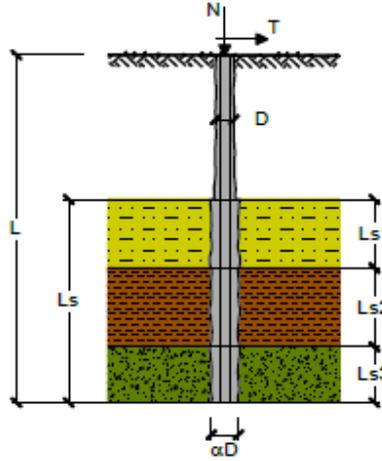
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI10_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	308,89	0,00	417,00
T (kN)	4,44	0,00	6,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_{smax}	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,35	1,35	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.					
ζ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ζ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 24,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 **ø219,1 x 10,0**

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328 475 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
	22,00	1,00	0,30	0,070	0,070	0,036	742,41
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$Ls = 22,00$ (m) $Ql = 742,41$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 742,41$ (kN)

$Fs = 1,78$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,96 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 18197,13$ (MN)

$\eta = 43,64$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 3,57$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 74,36$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = 52,60$ (N/mm²)

$\tau = 1,83$ (N/mm²)

$$\sigma_{td} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$\sigma_{td} = 74,43$ (N/mm²)

verifica soddisfatta

SLV

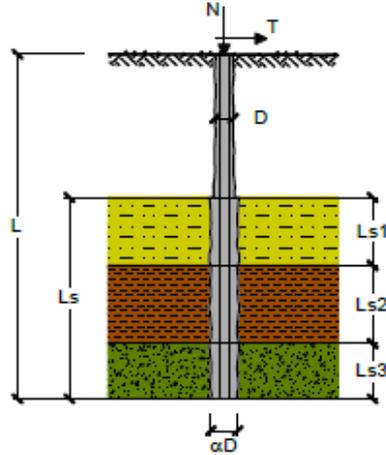
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI10_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	726,00	0,00	726,00
T (kN)	40,00	0,00	40,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_a	$\gamma_{a,rez}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista					<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
		<input type="radio"/>	1,35	1,35	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.					
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 24,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328 475 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{adm}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot \alpha s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
	22,00	1,00	0,30	0,070	0,070	0,036	742,41
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$Ls = 22,00$ (m) $Ql = 742,41$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Qlim = Qb + Ql$

$Fs = Qlim / N$ (Fs > 1)

$Qlim = 742,41$ (kN)

$Fs = 1,02$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,96 (N/mm³)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0,5}$

$\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 18197,13$ (MN)

$\eta = 25,06$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Jarm}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 23,83$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N / Aarm \pm M / Warm$

$r = 2 \cdot T / Aarm$

$\sigma_{max} = 183,06$ (N/mm²)

$\sigma_{mh} = 37,97$ (N/mm²)

$r = 12,18$ (N/mm²)

$\sigma_M = (\sigma^2 + 3 \cdot r^2)^{0,5}$

$\sigma_M = 184,27$ (N/mm²)

verifica soddisfatta

La verifica di portanza è, pertanto, soddisfatta.

4. ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)

Verifica dei risultati

Nel corso della progettazione sono state effettuate continue validazioni dei valori delle sollecitazioni, nei diversi elementi strutturali, emersi dal calcolo e delle verifiche condotte dal post processore del programma MIDAS CIVIL 2020 ver.3.2: tali calcolazioni di controllo sono state condotte con metodi consolidati della scienza delle costruzioni o con l'ausilio di altri software o fogli di calcolo.

Giudizio motivato di accettabilità

Dalle verifiche effettuate e sopra descritte appare evidente l'accettabilità dei risultati ottenuti, in quanto i valori qui determinati risultano sovrapponibili a quelli emersi dal calcolo effettuato con l'ausilio del software.