

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><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resto</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGENGERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante) cooprogetti</p> <p>(Mandante) engeko</p> <p>(Mandante) AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) : <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</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>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
Asse principale
CV.02– Cavalcavia
Relazione di calcolo delle fondazioni

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p> <p>DPFI508 D 23</p>	<p>NOME FILE</p> <p>S05CV02GETRE01_A</p> <p>CODICE ELAB. S05CV02GETRE01</p>	<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA</p>
<p>D</p>			
<p>C</p>			
<p>B</p>			
<p>A</p>	<p>Emissione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p>	<p>Gennaio '24</p>	<p>Guidobaldi Resta Guiducci</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO VERIFICATO APPROVATO</p>

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>2</u>
1.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA	2
2.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>4</u>
3.	<u>CARATTERISTICHE MATERIALI.....</u>	<u>5</u>
3.1.	CALCESTRUZZO SOTTOSTRUTTURE.....	5
3.2.	ACCIAIO PER CARPENTERIA	5
4.	<u>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</u>	<u>6</u>
5.	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....</u>	<u>7</u>
6.	<u>VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE.....</u>	<u>9</u>
7.	<u>ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)</u>	<u>14</u>

1. PREMESSA

La presente relazione contiene il progetto del nuovo cavalcavia CV02, nell'ambito della progettazione per l'adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto per il completamento della E78 GROSSETO – FANO - Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45).

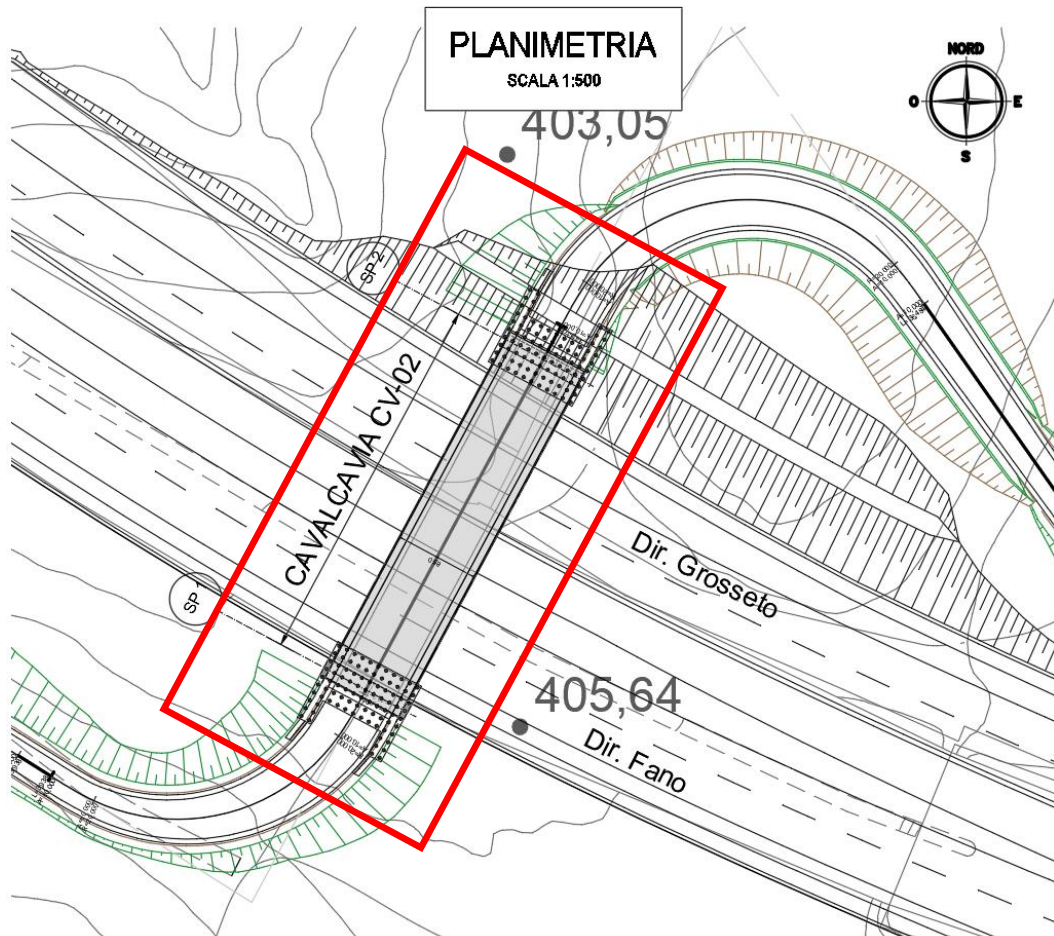


Figura 1.1 Corografia

1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La struttura dell'impalcato è di tipo a travata a luce singola di lunghezza pari a 38.0m con un andamento planimetrico rettilineo.

PROGETTAZIONE ATI:



Figura 1.2 Prospetto

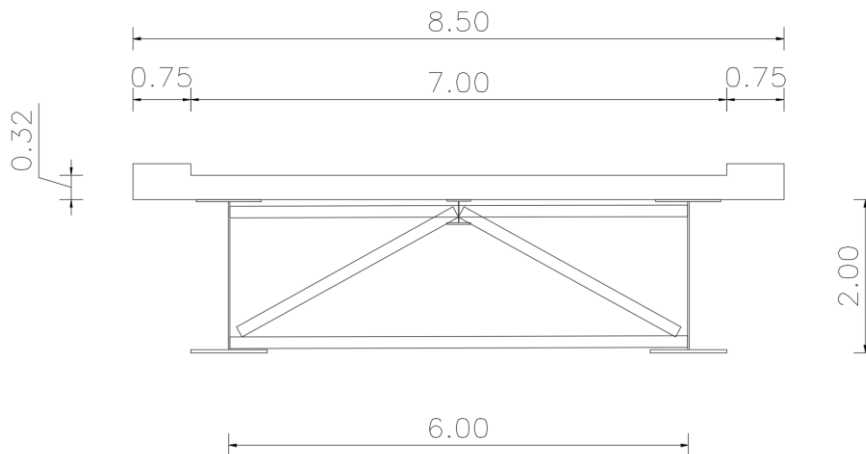


Figura 1.3 Sezione tipo

La collaborazione della soletta è affidata a pioli Nelson saldati alla piattabanda superiore. La soletta è supportata da una trave rompitratta sostenuta dai traversi reticolari disposti con passo tipico di 4m.

Le spalle sono costituite da una platea di fondazione su pali dello spessore di 2.0m, un muro frontale dello spessore di 2.5m, muri laterali con uno spessore pari a 0.75m e muri paraghiaia di spessore 0.4m.

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.

PROGETTAZIONE ATI:

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:

D.M. 17-01-2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” [NTC18]

UNI EN1991-2 “Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti” [EC1-2]

UNI EN1991-1-5 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni termiche” [EC1-1-5]

UNI EN1991-1-7 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni eccezionali [EC1-1-7]

UNI EN1992-1-1 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici” [EC2-1]

UNI EN1993-1-1 “Progettazione delle strutture in acciaio: regole generali e regole per gli edifici” [EC3-1]

UNI EN1993-1-5 “Progettazione delle strutture in acciaio: elementi strutturali a lastra” [EC3-1-5]

UNI EN1993-1-8 “Progettazione delle strutture in acciaio: progettazione dei collegamenti [EC3-1-8]

UNI EN1993-1-9 “Progettazione delle strutture in acciaio: fatica” [EC3-1-9]

UNI EN1993-2 “Progettazione delle strutture in acciaio: Ponti di acciaio” [EC3-1-8]

UNI EN1994-1-1 “Progettazione delle strutture in composte acciaio-calcestruzzo: progettazione dei collegamenti” [EC4-1-1]

PROGETTAZIONE ATI:

3. CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZO SOTTOSTRUTTURE

MICROPALI

Malta iniezione pali:

- Classe di resistenza	C32/40
- Diam. massimo inerte	16 mm
- Classe di consistenza	S5
- Classe di esposizione	XA2

3.2. ACCIAIO PER CARPENTERIA

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio patinabile a resistenza alla corrosione migliorata:
tipo S355J2W - per elementi saldati per spessori $t \leq 40$ mm;
tipo S355K2W per elementi saldati per spessori $t > 40$ mm;
tipo S355J2W - per elementi non saldati, piastre sciolte ed angolari

Gli acciai con spessori $t \leq 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione
- S355 $f_t \geq 510$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
- S355 $f_y \geq 355$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa
- Gli acciai con spessori $t > 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:
- tensione di rottura a trazione
- S355 $f_t \geq 470$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
- S355 $f_y \geq 335$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Vengono considerati elementi di carpenteria, quindi caratterizzati dalle specifiche soprariportate anche le predelle metalliche, gli elementi di interfaccia e collegamento degli apparecchi di appoggio.

L'assemblaggio dei conci delle travi principali sarà realizzato mediante giunzioni saldate, secondo quanto riportato negli elaborati progettuali.

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per quanto riguarda la vita nominale, con riferimento al par. 2.4.1 e alla tabella 2.4.I del D.M. 17/1/2018, qui riportata, si farà riferimento alla cat. 3, assumendo una vita nominale pari a $V_N = 50$ anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

La classe d'uso è la IV cui corrisponde un coefficiente d'uso $CU=2$

5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

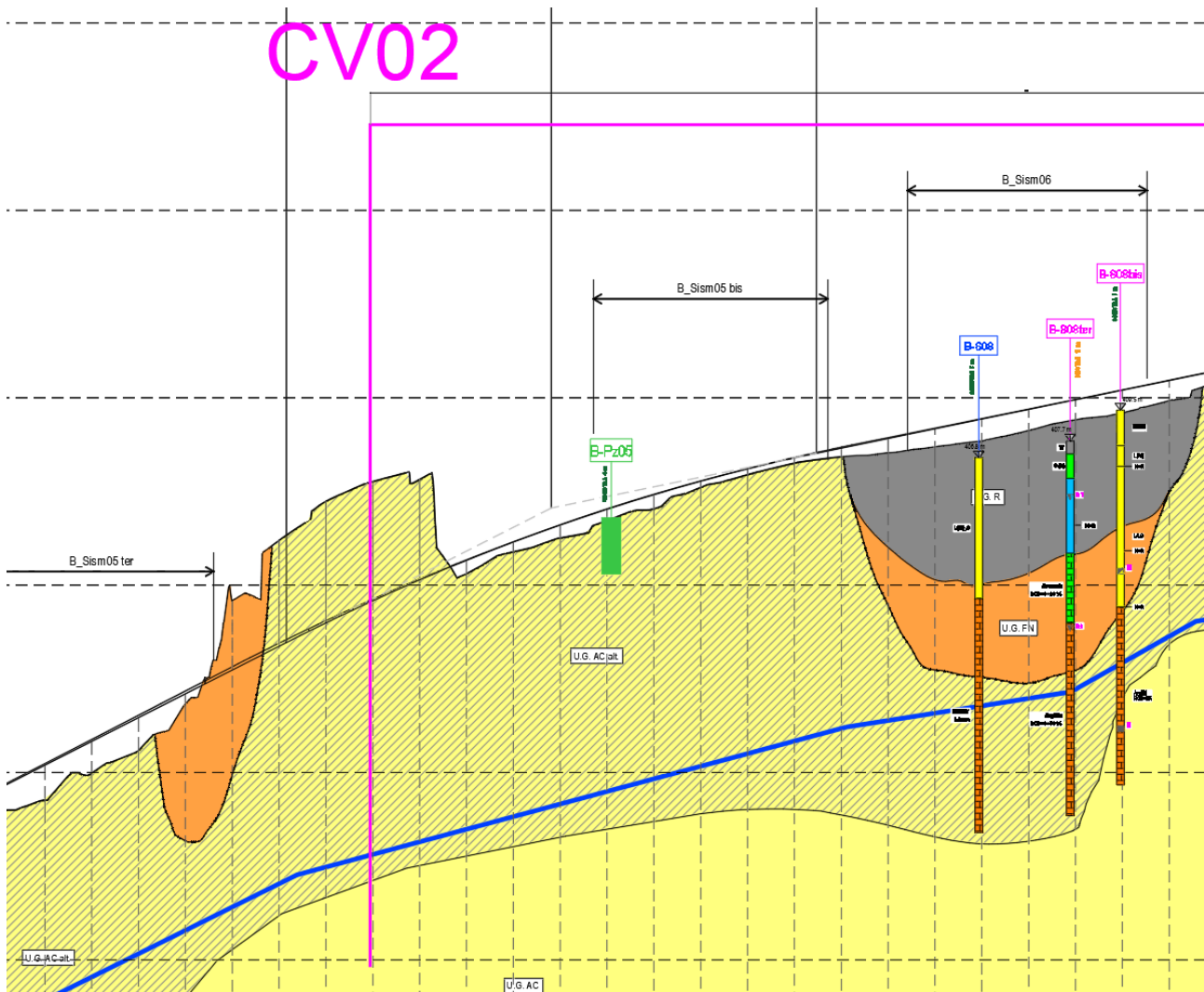
Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento al seguente modello geotecnico.

Arenaria (valori minimi a favore di sicurezza)

$$\Phi' = 25^\circ$$

$$c_u = 0$$



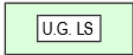
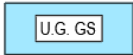
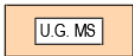
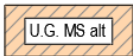
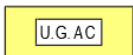
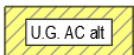
$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$



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, $\sigma_c=7\div10$)		UNITA' GEOTECNICA MARNE DI SAN POLO ALTERATA
	UNITA' GEOTECNICA ARENARIE DEL CERVAROLA (GSI=35÷40, $\sigma_c=7\div10$)		UNITA' GEOTECNICA ARENARIE DEL CERVAROLA ALTERATA

	Unità geotecnica	Unità geologica	V/V (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' ($^\circ$)	c' (kPa)	c_u (kPa)	ϕ'_k ($^\circ$)	c'_k (kPa)	$c_{u,k}$ (kPa)					$M_{\text{fond. Dir.}}$ (MPa)	$E_{\text{fond. Dir.}}$ (MPa)	$E_{\text{fond. Prof.}}$ (MPa)	$E_{\text{substr.}}$ (MPa)
Tratta in progetto	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 $q_s = s = 200 \text{ Kpa} = 0.2 \text{ Mpa}$ di AC alterato.

Per K_{laterale} del micropalo si è assunto:

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

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

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.

Per il calcolo delle spinte orizzontali e delle pressioni verticali agenti sulle sottostrutture, si è considerato:

- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

6. VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE

Le azioni maggiori sui micropali si trovano sulle spalle e sono stati ricavati dal modello di calcolo della spalla. Si riportano di seguito le azioni di taglio e assiali ricavate dal modello di calcolo della spalla.

Sforzi massimi

	NMAX		TMAX
comb.	SLU		SLU
33	508.196		90.454
	Nmax SISMA		Tmax
	551.078		sisma
			107.112

Di seguito si riporta la verifica del micropalo nella combinazione peggiore:

SLU

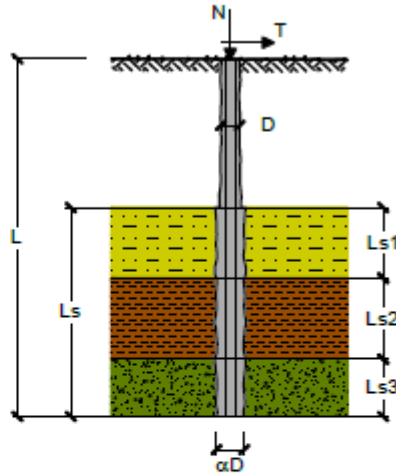
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_Vlxx_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	376,44	0,00	508,20
T (kN)	67,00	0,00	90,45



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			1,35	1,35	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ_1	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_s	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): 12,00 (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_{lim}): 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 $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

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)
	10,00	1,00	0,30	0,200	0,200	0,102	964,17
	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

$Ls = 10,00$ (m) $Ql = 964,17$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 15% $Qp = 144,63$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Qlim = Qb + Ql$ $Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Qlim = 1108,80$ (kN) $Fs = 2,18$

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) $\eta = 35,81$

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):

$M = 53,88$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

$$r = 2 \cdot T/Aarm$$

$\sigma_{max} = 241,40$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -86,68$ (N/mm²)

$r = 27,54$ (N/mm²)

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

$\sigma_{td} = 246,07$ (N/mm²) verifica soddisfatta

SLV

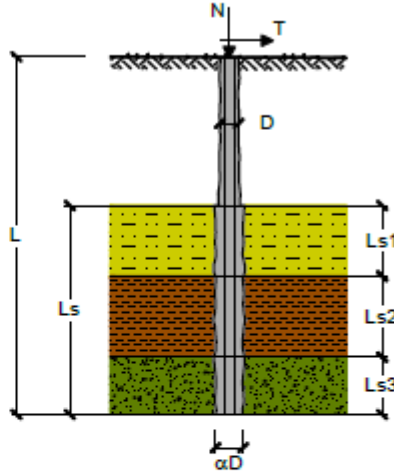
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_Vlxx_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	551,08	0,00	551,08
T (kN)	107,11	0,00	107,11



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e	$\gamma_{e,trans}$
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"/>	1,35	1,35	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.
ξ_0	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_e	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): 12,00 (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_{lim}): 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

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

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)
	10,00	1,00	0,30	0,200	0,200	0,102	964,17
	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

$Ls = 10,00$ (m) $Ql = 964,17$ (kN)

Capacità portante di punta

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

$\% Punta$ 15% $Qp = 144,63$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Qlim = Qb + Ql$

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

$Qlim = 1108,80$ (kN)

$Fs = 2,01$

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)

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

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

$Pk = 18197,13$ (MN)

$\eta = 33,02$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

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

Momento Massimo (M):

$M = 63,81$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

$\tau = 2 \cdot T/Aarm$

$\sigma_{max} = 278,15$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = -110,37$ (N/mm²)

$\tau = 32,61$ (N/mm²)

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

$\sigma_{td} = 283,83$ (N/mm²) verifica soddisfatta

La verifica di portanza è, pertanto, soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7. 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.