

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE

OPERE PRINCIPALI - SOTTOVIA E SOTTOPASSI

SL02 - Prolungamento sottovia poderale km 8+806

Relazione di calcolo prolungamento lato ovest (portale)

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

N M 0 Z 1 0 D 2 6 C L S L 0 2 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran	Novembre 2018	S.Borelli	Novembre 2018	F. Baccari	Novembre 2018

ITALFERR - DG INFRASTRUTTURE
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova
n. 23472 Sez. A

File: NM0Z10D26CLSL0200002A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5	MODELLO DI CALCOLO	8
6	ANALISI DEI CARICHI	9
6.1	PESO PROPRIO	9
6.2	PERMANENTI PORTATI	9
7	COMBINAZIONI DI CARICO	10
8	SOLLECITAZIONI	11
9	VERIFICHE STRUTTURALI	12
9.1	CRITERI DI VERIFICA.....	12
9.2	VERIFICA SEZIONE DI MEZZERIA.....	15
9.2.1	Flessione	15
9.3	VERIFICA SEZIONE DI INCASTRO	16
9.3.1	Flessione	16
9.3.2	Taglio.....	17
10	VERIFICA DEI MICROPALI	18
10.1	CRITERI DI VERIFICA	19
10.1.1	Carico limite verticale	20
10.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	23
10.2.1	Micropalo soggetto a compressione.....	23
10.2.2	Micropalo soggetto a trazione	25
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI	27

1 PREMESSA

Nell’ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.

Il quadruplicamento in oggetto, a partire dall’uscita della stazione Milano Rogoredo, prosegue in affiancamento alla linea storica e su una nuova sede e si sviluppa a sud di Milano, estendendosi per circa 30 km lungo l’attuale linea ferroviaria tra i nodi di Milano Rogoredo e Pavia.



Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato dell’opera in progetto

Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale del prolungamento lato Ovest dell’opera principale SL02 – Prolungamento sottovia Poderale al km 8+806.21.

2 DESCRIZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica del prolungamento lato Ovest dello scatolare SL02. L'opera è necessaria per consentire lo spostamento dei binari della linea storica. Il prolungamento è costituito da una struttura a cavalletto su micropali $\varnothing 240/750$ cm.

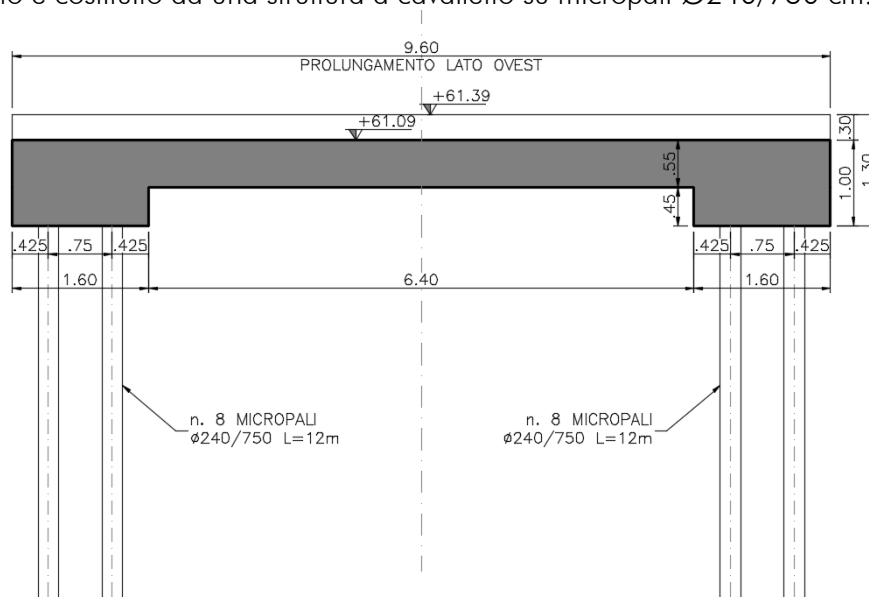


Figura 2-1: Sezione trasversale del prolungamento

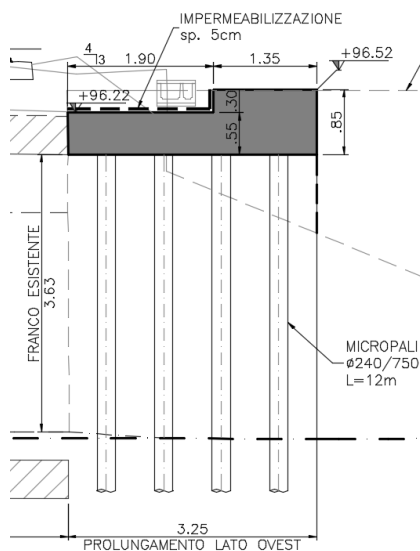



Figura 2-2: Sezione longitudinale del prolungamento

La struttura sarà realizzata in c.a. gettato in opera senza giunti intermedi. Per maggiori dettagli circa la posizione e la carpenteria dell'opera si rimanda agli elaborati grafici.

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE												
SL02 - Prolungamento Sottovia Poderale <i>Relazione di calcolo prolungamento Ovest</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NM0Z</td> <td>10</td> <td>D 26</td> <td>CLSL0200002</td> <td>A</td> <td>5 di 27</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NM0Z	10	D 26	CLSL0200002	A	5 di 27
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NM0Z	10	D 26	CLSL0200002	A	5 di 27								

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: "Manuale di progettazione delle opere civili" del 22/12/2017.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: Sezione 2 – Ponti e Strutture.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle opere in esame sono riportate nelle successive tabelle.

Calcestruzzo			
Classe	C25/30		Classe di Resistenza
f_{ck}	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
R_{ck}	30		Resistenza cubica caratteristica
f_{cm}	33	MPa	Resistenza cilindrica media
f_{ctm}	2.56496	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f_{ctk}	1.79547	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (fr
f_{ctm}	3.07796	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
E_{cm}	31475.8	MPa	Modulo Elastico
$\nu_{Poisson}$	0.2		Coefficiente di Poisson
$\alpha_{\Delta T}$	0.00001	1/°C	Coefficiente di Dilatazione Termica
α_{cc}	0.85		coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata
γ_c	1.5		coeff. parziale di sicurezza
f_{cd}	14.1667	MPa	Resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd}	1.19698	MPa	Resistenza di calcolo a trazione
σ_t	2.13747	MPa	Tensione limite di calcolo per formazione di fess
σ_c limite	11.25	MPa	Tensione limite per combinazione quasi perman
σ_c limite	15	MPa	Tensione limite per combinazione caratteristica

Acciaio Armature B450C			
$f_{ynom.}$	450	MPa	Tensione nominale di snervamento a trazione
$f_{tnom.}$	451	MPa	Tensione nominale di rottura a trazione
f_{yk}	450	MPa	Tensione caratteristica di snervamento
E_{cm}	206000	MPa	Modulo Elastico
γ_s	1.15		coeff. parziale di sicurezza
f_{yd}	391.304	MPa	Resistenza di calcolo
σ_s limite	360	MPa	Tensione limite per combinazione caratteristica



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO –
PAVIA
FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE
EMANUELE

SL02 - Prolungamento Sottovia Poderale
Relazione di calcolo prolungamento Ovest

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	10	D 26	CLSL0200002	A	7 di 27

ACCIAIO PER MICROPALI			
S275	<i>come da UNI EN 10025-2</i>		
$f_{tk} =$	tensione caratteristica di rottura (sp.<40mm)	430	MPa
$f_{yk} =$	tensione caratteristica di snervamento (sp.<40mm)	275	MPa
$n =$	coefficiente di Poisson	0.3	
$a =$	coefficiente di espansione termica lineare	12×10^{-6}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
$r =$	densità	7850	kg/m^3
$E_s =$	modulo elastico	210000	MPa
<i>Tensioni di progetto</i>			
$f_{yd} =$	resistenza di progetto per spessori fino a 40 mm	261.9	MPa
$f_{yd} =$	resistenza di progetto per spessori oltre a 40 mm	242.9	MPa

Per la classe di esposizione del calcestruzzo, la consistenza e il rapporto acqua/cemento si faccia riferimento alle tabelle presenti nell'elaborato "Materiali e Prescizioni"

5 MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo della struttura è stato effettuato considerando una striscia di un 1.0 m disposta ortogonalmente all'asse longitudinale del sottovia.

Le figure seguenti mostrano la schematizzazione di calcolo:

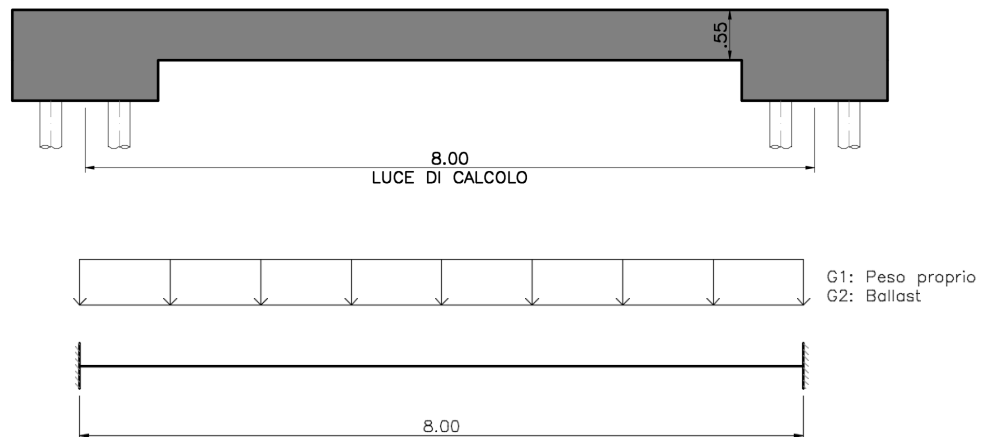


Figura 5-1: Schema di calcolo

A favore di sicurezza per il calcolo della sezione di mezzeria della trave si adotta uno schema di trave appoggiata su una luce di 8.0 m, mentre per la sezione all'appoggio si considera uno schema di trave incastrata.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori delle caratteristiche del terreno assunti nel calcolo dei micropali.

ZONA	SONDAGGI DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO
6	PNMP21P03	da 0 a 40m	S
	e		
	DHNMOZP03		

γ_{sat} [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	ϕ' [°]		ϕ' [°]	ϕ' [°]	E'_{op} [MPa]		V_s [m/s]		categoria terreno	G_0 [MPa]	
		max	min			laboratorio	scelto	max	min		max	min
19	15	30	21	30	29	54	3	363	140	C	257	39

Tabella 6

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio della struttura è stato calcolato considerando un peso in volume del c.a. pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ ed un'altezza della soletta superiore di 55cm.

Peso Proprio Analysis Case: PP			
Soletta superiore	G1 p.p.	13.75	kN/m

6.2 PERMANENTI PORTATI

Di seguito sono stati riassunti i valori dei carichi permanenti portati che competono la soletta superiore, a favore di sicurezza si considera un'altezza del ballast pari a 60 cm e costante sull'intera soletta:

Geometria del Ricoprimento			
Ballast	H_b	0.60	m
Sub Ballast	H_{sb}	0.00	m
Ricoprimento	H_{sc}	0.05	m
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	H_r	0.05	m

Permanente Portato soletta sup. Analysis Case: PERM			
Ballast	γ	18	kN/m^3
Sub Ballast	γ	20	kN/m^3
Ricoprimento	γ	20	kN/m^3
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	γ	25	kN/m^3
Permanenti totali (striscia di 1m)		13.05	kN/m

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono state effettuate secondo quanto prescritto dal D.M.14.01.2008 e dalle istruzioni ferroviarie.

In particolare sono state considerate le seguenti combinazioni:

- Combinazione Fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione Caratteristica Rara (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

In questo modo si ottengono le sollecitazioni di progetto con cui effettuare le verifiche per lo stato limite considerato.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁷⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

In particolare per il calcolo della struttura si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

8 SOLLECITAZIONI

Nel seguito si riporta il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione nelle sezioni di mezzeria e di incastro della struttura a cavalletto.

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI			
Peso proprio	G_1	=	13.75 [kN/m]
Permanenti portati	G_2	=	13.05 [kN/m]
	γ_{G1}	=	1.35
	γ_{G2}	=	1.50
carico agente allo SLU	p_G	=	38.14 [kN/m]
luce di caloclo	L	=	8.00 [m]
valutazione momento positivo in mezzeria			
<i>A favore di sicurezza si considera uno schema statico di trave semplicemente appoggiata.</i>			
contributo al momento di G_1 allo SLU	M_{G1}	=	148.50 [m]
contributo al momento di G_2 allo SLU	M_{G2}	=	156.60 [m]
momento positivo massimo in mezzeria	M^*	=	305.10 [kN/m*m]
sollecitazioni all'incastro			
<i>Pei le sollecitazioni in testa ai micropali si considera uno schema doppiamente incastrato.</i>			
taglio all'incastro	T	=	152.55 [kN/m]
momento negativo all'incastro	M^-	=	-203.40 [kN/m]



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO –
PAVIA
FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE
EMANUELE

SL02 - Prolungamento Sottovia Poderale
Relazione di calcolo prolungamento Ovest

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	10	D 26	CLSL0200002	A	12 di 27

9 VERIFICHE STRUTTURALI

9.1 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza degli elementi in c.a. sono state condotte con il metodo degli Stati Limite.
L'unità di misura adottata per le forze, momenti e tensioni saranno di volta in volta indicate.

COPRIFERRO ADOTTATO

$c=4$ cm

VERIFICHE ALLO SLU: Presso-Flessione

La verifica secondo il metodo degli stati limite si basa sulle seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Calcestruzzo non resistente a trazione;
- Perfetta aderenza acciaio-c.l.s.

Il controllo eseguito consiste nel verificare che lo stato di sollecitazione (N_{sd} , M_{sd}) sia interno alla frontiera del dominio di rottura della sezione tracciata nel piano Nrd-Mrd. Ciò viene fatto definendo due coefficienti di sicurezza o meglio due percorsi di carico che portano a rottura. Il primo è quello a sforzo normale $N=N_{sd}$ costante il secondo è quello a rapporto $M/N=M_{sd}/N_{sd}$ costante.

Il **coefficiente di sicurezza c.s.** rappresenta il rapporto tra la lunghezza del segmento che, per il fissato percorso di carico, collega l'origine del piano Nrd-Mrd ad un punto della frontiera e il segmento che, per lo stesso percorso, individua lo stato di sollecitazione applicato alla sezione.

La verifica è rispettata se $c.s. \geq 1$.

Nella verifica si sono imposte le seguenti deformazioni ultime:

Calcestruzzo:

ϵ_{cu1}	ϵ_{cu2}
0.200%	0.350%

Acciaio:

ϵ_{ys}	ϵ_{us}	α_s	ϵ_{ud}
0.196%	1.000%	1	1.000%

VERIFICHE ALLO SLU: Taglio

La resistenza a taglio V_{rd} è stata definita inizialmente pensando il generico elemento privo di armatura specifica a taglio. Qualora necessario ($V_{rd} < V_{sd}$) è stata aggiunta l'apposita armatura e ricalcolato il V_{rd} . Si riporta di seguito uno stralcio del D.M.14.01.2008 in cui sono indicate le relazioni con cui la V_{rd} è stata definita.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;	
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;	
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;	
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);	
α_c	coefficiente maggiorativo pari a	
	1	per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

9.2 VERIFICA SEZIONE DI MEZZERIA

La sezione ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$H = 0.55\text{m};$$

$$B = 1.00\text{ m.}$$

9.2.1 Flessione

La sezione è armata con $\varnothing 24/20$ inferiormente e $\varnothing 20/20$ superiormente

Titolo: SEZIONE DI MEZZERIA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	55	1	15.71	5
			2	22.62	50

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 305.1 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 415.5 kN m

Materiali: B450C, C25/30

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-14.17 N/mm²
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_s	391.3 N/mm²
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	14.17	ϵ_c	3.5 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8	ϵ_s	25.44 ‰
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75	d	50 cm
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6	x	6.047
		τ_{c1}	1.829	x/d	0.1209
				δ	0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Pertanto la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a:

$$c.s. = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.734.$$

9.3 VERIFICA SEZIONE DI INCASTRO

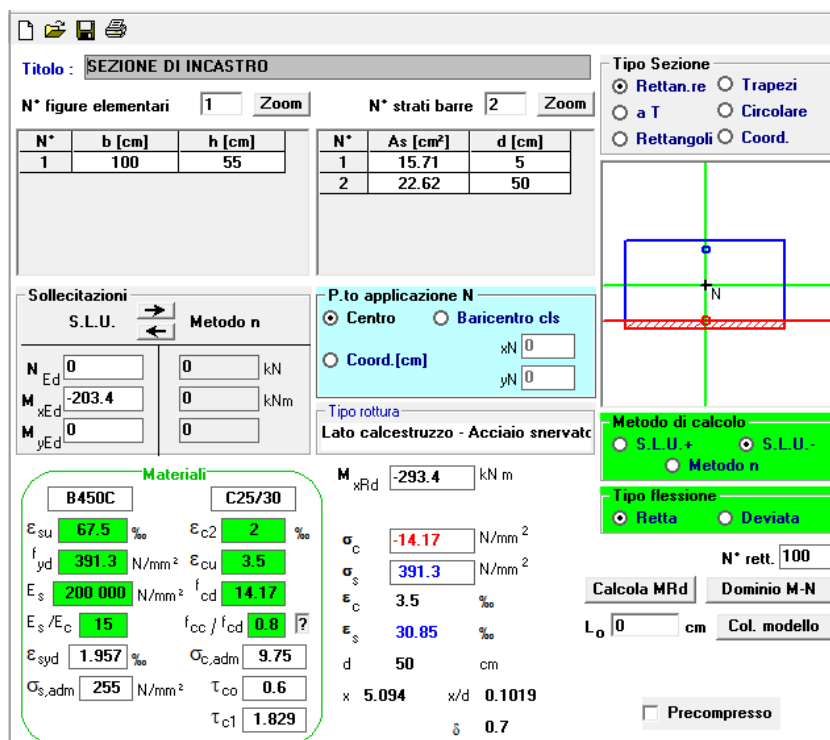
La sezione ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$H = 0.55\text{m};$

$B = 1.00\text{ m}.$

9.3.1 Flessione

La sezione è armata con $\varnothing 24/20$ inferiormente e $\varnothing 20/20$ superiormente



Titolo: SEZIONE DI INCASTRO

N* figure elementari: 1 Zoom N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	55	1	15.71	5
			2	22.62	50

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: -203.4 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} : 3.5 ‰
E_s : 200 000 N/mm²	f_{cd} : 14.17
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 9.75
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²	τ_{co} : 0.6
	τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: -293.4 kNm

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 30.85 ‰
d: 50 cm
x: 5.094 x/d: 0.1019
 δ : 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Pertanto la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a:

$$c.s. = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.693.$$

9.3.2 Taglio

elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

sezione di verifica: INCASTRO

elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

b_w	= larghezza sezione	[mm]	1000
h	= altezza sezione	[mm]	550
d	= altezza utile sezione	[mm]	498
A_{sl}	= armatura longitudinale	[mm ²]	2262
ρ_1	= rapporto geometrico di armatura longitudinale	[-]	0.005
σ_{cp}	= tensione media di compressione nella sezione	[MPa]	0
f_{ck}	= resistenza caratteristica cilindrica	[MPa]	29.05
V_{Rd}	= Taglio resistente	[KN]	230.70
V_{Ed}	= Taglio sollecitante	[KN]	152.55

VERIFICA SODDISFATTA

$$E_d/R_d = 0.66 < 1.00 \quad \checkmark$$

La sezione non necessita di armatura specifica a taglio.

10 VERIFICA DEI MICROPALI

I micropali hanno un diametro di perforazione di 240 mm e l'armatura è costituita da un tubo $\varnothing 139.7$ di spessore 6.3mm in acciaio S275; la lunghezza del singolo palo è di 12 m.

I micropali saranno eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, iniezione ripetuta e selettiva), con iniezione di prima fase per la formazione della guaina e successive iniezioni selettive ad alta pressione affinché il calcestruzzo primario si rompa e si formino le sbulbature. Si prevede che il tratto iniettato di micropalo (bulbo di fondazione) raggiunga la superficie del terreno.

Nella figura successiva è mostrata la disposizione in pianta dei micropali.

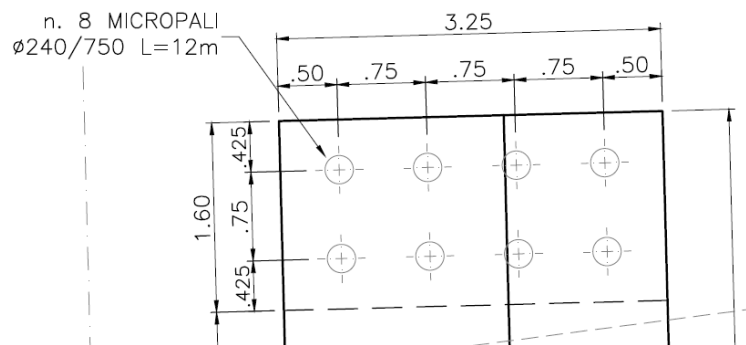


Figura 10-1: Disposizione dei micropali in pianta

Dalle sollecitazioni agenti nella sezione d'incastro, si veda il cap. 8, si sono determinate le azioni agenti in testa ai micropali nel modo seguente:

lunghezza longitudinale	LI	=	3.25	[m]
numero totale micropali	n	=	8	
numero file trasversali	nt	=	2	
numero file longitudinali	nl	=	4	
interasse trasversale	iy	=	0.75	[m]
interasse longitudinale	ix	=	0.75	[m]
Sollecitazione minima micropalo SLU	Pmin	=	-158.38	[kN]
Sollecitazione massima micropalo SLU	Pmax	=	282.32	[kN]

Seguono le verifiche del micropalo.

10.1 CRITERI DI VERIFICA

Il DM 14.01.2008 indica che le verifiche di sicurezza devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche agli stati limite sono effettuate secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3), con l'accortezza di non portare in conto del coefficiente γ_r nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale.

Di seguito si riportano i coefficienti parziali di sicurezza:

Tabella 10-1: Coefficienti parziali per le azioni (tab. 6.2.I D.M. 14.01.08)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 10-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II D.M. 14.01.08)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	1,0	1,0


	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	SL02 - Prolungamento Sottovia Poderale <i>Relazione di calcolo prolungamento Ovest</i>	COMMESSA NM0Z	LOTTO 10	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLSL0200002	REV. A

Tabella 10-3: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (tab. 6.4.II D.M. 14.01.08)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Il valore della resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata con metodi di calcolo analitici, applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ che dipendono dal numero di verticali indagate e riportati nella tabella 6.4.IV del D.M. 14.01.2008.

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

Nel calcolo si considera cautelativamente un fattore di correlazione pari a 1,70 corrispondente a n.1 verticale di indagine.

10.1.1 Carico limite verticale

I micropali trasferiscono il carico essenzialmente per attrito laterale: in primo luogo l'area ridotta della punta non permette di considerarla come elemento portante; in secondo luogo per mobilitarne la portata bisognerebbe avere un cedimento significativamente maggiore di quello che tipicamente si manifesta nel micropalo. L'area laterale è molto maggiore e la relativa portata viene mobilitata per cedimenti molto ridotti.

Per questi motivi nei calcoli che seguono sarà trascurata la resistenza alla punta del micropalo.

Pertanto, il carico limite del micropalo si può esprimere:

$$Q_{lim} = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

Nella quale d_s è il diametro e L_s la lunghezza della zona iniettata; s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Per la stima del diametro d_s e della resistenza tangenziale s , si fa riferimento al metodo proposto da Bustamante e Doix (1985) per i micropali iniettati in pressione.

A seconda della tipologia di iniezione (*IGU* o *IRS*), gli autori forniscono un coefficiente α maggiorativo del diametro di perforazione adottato, che è possibile ricavare, in funzione della litologia del terreno, attraverso abachi forniti dagli stessi autori (Tabella 10-4). Così operando, è possibile ottenere il valore del diametro del bulbo attraverso l'espressione $d_s = \alpha \cdot d$, in cui d è il diametro della perforazione.

Tabella 10-4: Valore del coefficiente α (Bustamante e Doix)

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5-2) V_s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati

Il valore della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di iniezione, e sono forniti dai diagrammi di Bustamante e Doix.

La curva a cui fare riferimento dipende dal tipo di iniezione secondo quanto riportato in

 Tabella 10-5: Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

I micropali saranno eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, iniezione ripetuta e selettiva), con bulbo di fondazione pari all'intera lunghezza di micropalo. Nei calcoli i primi 5 m di micropalo sono stati considerati del tipo IGU come raccomandato dalla letteratura tecnica sull'argomento.

Data la tecnologia di iniezione utilizzata ed il tipo di terreno attraversato, le cui principali caratteristiche sono riportate al capitolo 5, la curva a cui si è fatto riferimento è quella indicata con SG2 per i primi 5 m dalla superficie e ad SG1 per profondità oltre i 5m.

Le indagini in sito (SPT), condotte sul sottosuolo interessato, forniscono un valore medio del numero di colpi pari a $N_{spt} = 30$.

Dall'abaco si ricava una s limite pari a 0.16 MPa per i primi 5 m e 0.21 MPa per il restante tratto di fondazione iniettato.

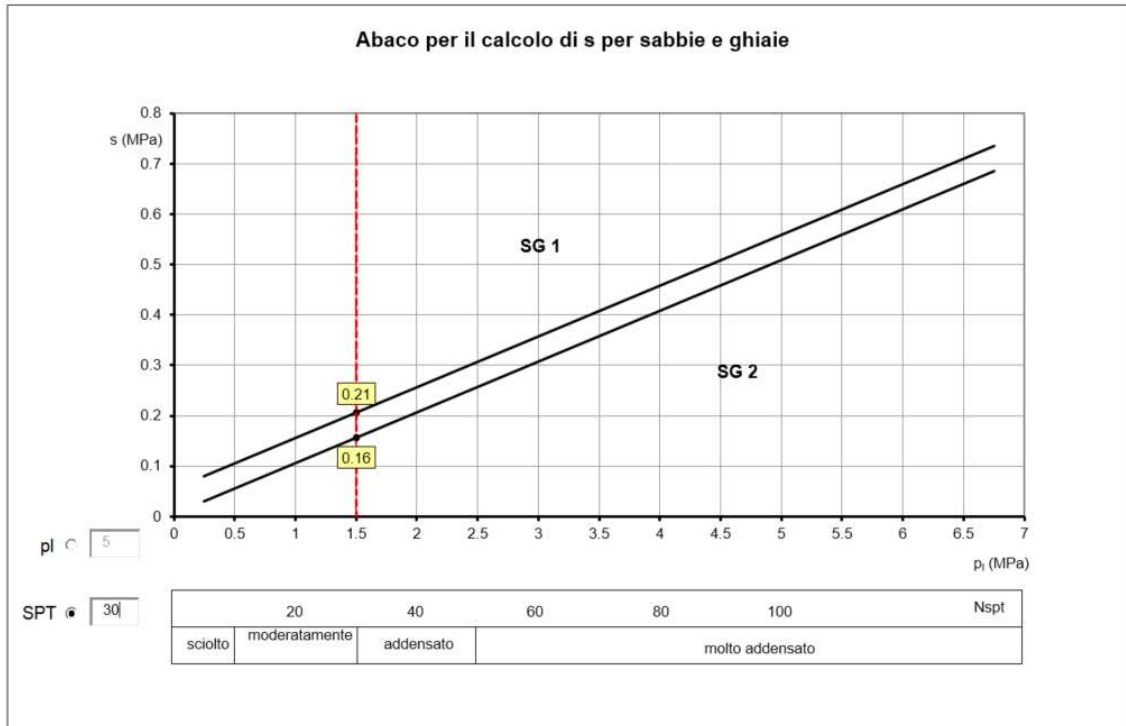


Figura 10-2: Determinazione della resistenza tangenziale (Bustamante e Doix)

10.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

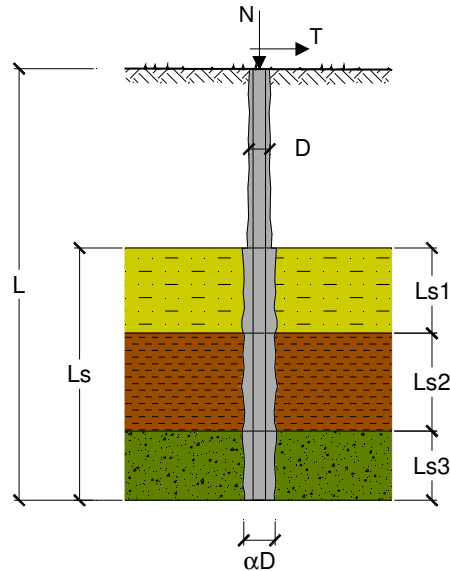
10.2.1 Micropalo soggetto a compressione

OPERA: SL02 - Prolungamento lato Ovest

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	282.32	0.00	282.32
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
			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			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	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): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\phi 139,7 \times 6,3$

$\phi 139,7 \times 6,3$

SL02 - Prolungamento Sottovia Poderale
Relazione di calcolo prolungamento Ovest

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	10	D 26	CLSL0200002	A	24 di 27

Area dell'armatura (A_{arm}): 2640 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.886E+06 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 84 269 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio (γ_M): 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm²)

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

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 15.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore l _{s_i} (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	s _i media (MPa)	s _i minima (MPa)	s _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
S	5.00	1.10	0.26	0.160	0.160	0.082	339.39
S	7.00	1.40	0.34	0.210	0.210	0.107	793.71
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

L_s = 12.00 (m) QI = 1133.09 (kN)

Capacità portante di punta

Q_p = %Punta * QI (consigliato 10-15%)

% Punta 0% Q_p = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Q_{lim} = Q_b + QI

Q_{lim} = 1133.09 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)

F_s = 4.01

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k * D_{arm}): 2.10 (N/mm²)

P_k = 2 * (β * E_{arm} * J_{arm})^{0.5}

P_k = 3218.85 (MN)

η = P_k / N (consigliato η > 10)

η = 11.40

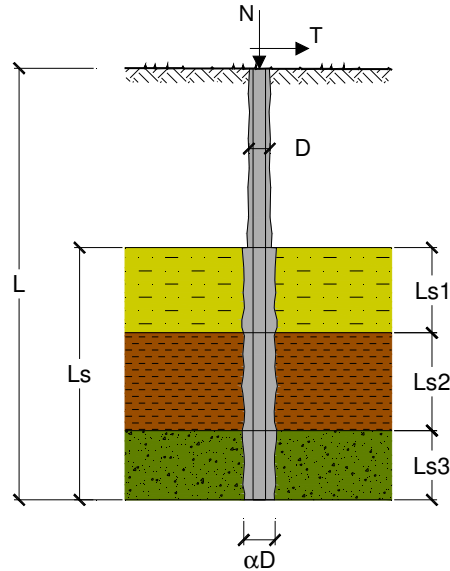
10.2.2 Micropalo soggetto a trazione

OPERA: SL02 - Prolungamento lato Ovest

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-158.40	0.00	-158.40
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SU	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			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	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): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input checked="" type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	$\emptyset 139,7 \times 6,3$	

$\emptyset 139,7 \times 6,3$

SL02 - Prolungamento Sottovia Poderale
Relazione di calcolo prolungamento Ovest

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	10	D 26	CLSL0200002	A	26 di 27

Area dell'armatura (A_{arm}): 2640 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.886E+06 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 84 269 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio (γ_M): 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm²)

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

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 15.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
S	5.00	1.10	0.26	0.160	0.160	0.075	312.24
S	7.00	1.40	0.34	0.210	0.210	0.099	730.21
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

L_s = 12.00 (m) QI = 1042.45 (kN)

Capacità portante di punta

Q_p = %Punta * QI (consigliato 10-15%)

% Punta 0% Q_p = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Q_{lim} = Q_b + QI

F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)

Q_{lim} = 1042.45 (kN)

F_s = 6.58

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k * D_{arm}): 2.10 (N/mm²)

Pk = 2 * (β * E_{arm} * J_{arm})^{0.5}

η = Pk / N (consigliato η > 10)

Pk = 3218.85 (MN)

η = --

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Segue la verifica strutturale del tubo di armatura.

Si fa riferimento a quanto prescritto in EC3. Si premette che per tutti i tubi commerciali comunemente impiegati per l'armatura dei micropali si può assumere che la sezione sia di classe 1 ovvero che valga:

$$D/t \leq 50 \times \varepsilon^2$$

dove:

$$\varepsilon = \sqrt{235 \text{MPa} / f_y};$$

f_y = tensione di snervamento;

D = diametro del tubo;

t = spessore del tubo.

Ciò premesso si definiscono "momento plastico per sola flessione", "taglio plastico" e "sfuerzo normale plastico" le seguenti quantità:

$$N_{pl,Rd} = A \times (f_y / \gamma_{m0})$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times (f_y / \gamma_{m0})$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) \times (1 / \gamma_{m0})$$

dove:

$$W_{pl} = \text{modulo di resistenza plastico} = 4/3 (R^3 - r^3)$$

R = raggio esterno del tubo

r = raggio interno del tubo = D/2-t

f_y = tensione di snervamento

γ_{m0} = coefficiente di sicurezza sul materiale = 1.05

A = area della sezione del tubo

$$A_v = 2 \cdot A / \pi$$

Nel caso in questione, essendo i micropali armati con tubo di diametro 139.7 mm e spessore 6.3mm si ha:

$$W_{pl} = 134\,375 \text{ mm}^3$$

$$A_v = 1681 \text{ mm}^2$$

Pertanto, le azioni resistenti di ogni micropalo risultano:

$$N_{c,Rd} = 691.5 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 35 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = 254 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $N_{Ed} < N_{Rd}$.