

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J31H03000180008

DIREZIONE TECNICA
S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

NPP 0258 - GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD
TRATTA: VALLE AURELIA – VIGNA CLARA

BARRIERE ANTIRUMORE

Relazione di predimensionamento fondazioni su micropali

SCALA:

-

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

NR4E 1A R 29 CL BA0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione definitiva	F.Brunori <i>Franco Brunori</i>	Ottobre 2022	A.Brunetti <i>AB</i>	Ottobre 2022	T.Paoletti <i>T</i>	Ottobre 2022	F.Arduini Ottobre 2022 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Incarico Dott. Eraldo Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma

File: NR4E1AR29CLBA0000001A

n.Elab: 18-6

Indice

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
3	NORMATIVE E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	9
3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1	CALCESTRUZZO MICROPALI E CORDOLO.....	10
4.2	ACCIAIO DI ARMATURA.....	10
4.3	ACCIAIO ARMATURA MICROPALO.....	10
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	12
6.1	CARICHI PERMANENTI	13
6.1.1	<i>Pesi propri</i>	13
6.1.2	<i>Peso delle pennellature fonoassorbenti</i>	13
6.2	CARICHI VARIABILI.....	13
6.2.1	<i>Carico del vento</i>	13
6.2.2	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	16
6.3	AZIONE SISMICA	17
6.3.1	<i>Vita nominale</i>	17
6.3.2	<i>Classe d'uso</i>	18
6.3.3	<i>Periodo di riferimento</i>	19
6.3.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	19
6.3.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	20
7	COMBINAZIONI DI CARICO	25
8	VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI E CORDOLO DI FONDAZIONE	28

8.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI	28
8.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO	29
8.3	PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO	30
8.3.1	<i>Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali</i>	<i>30</i>
8.3.2	<i>Verifica a capacità portante del micropalo.....</i>	<i>30</i>
8.3.3	<i>Verifica micropalo compresso.....</i>	<i>34</i>
8.3.4	<i>Instabilità di tipo elastico.....</i>	<i>36</i>
8.3.5	<i>Valutazione cedimenti</i>	<i>37</i>
8.3.6	<i>Verifica micropalo tesò</i>	<i>39</i>
8.4	PORTANZA ORIZZONTALE.....	41
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI	49
8.6	VERIFICA CORDOLO DI FONDAZIONE	51
8.6.1	<i>Verifica a punzonamento.....</i>	<i>51</i>
8.6.2	<i>Riepilogo incidenze</i>	<i>53</i>
8.7	CONCLUSIONI	53

In generale, la chiusura dell'Anello Ferroviario si articola in una serie lotti funzionali. Il presente documento riguarda la Tratta Valle Aurelia - Vigna Clara, individuata dal Lotto 1A (si veda la Figura 2), lungo la quale è previsto l'intervento di posa del secondo binario su sede già predisposta, in quanto in data 12/06/2022 è stato riattivato il servizio ferroviario a spola su singolo binario tra Vigna Clara e Valle Aurelia.

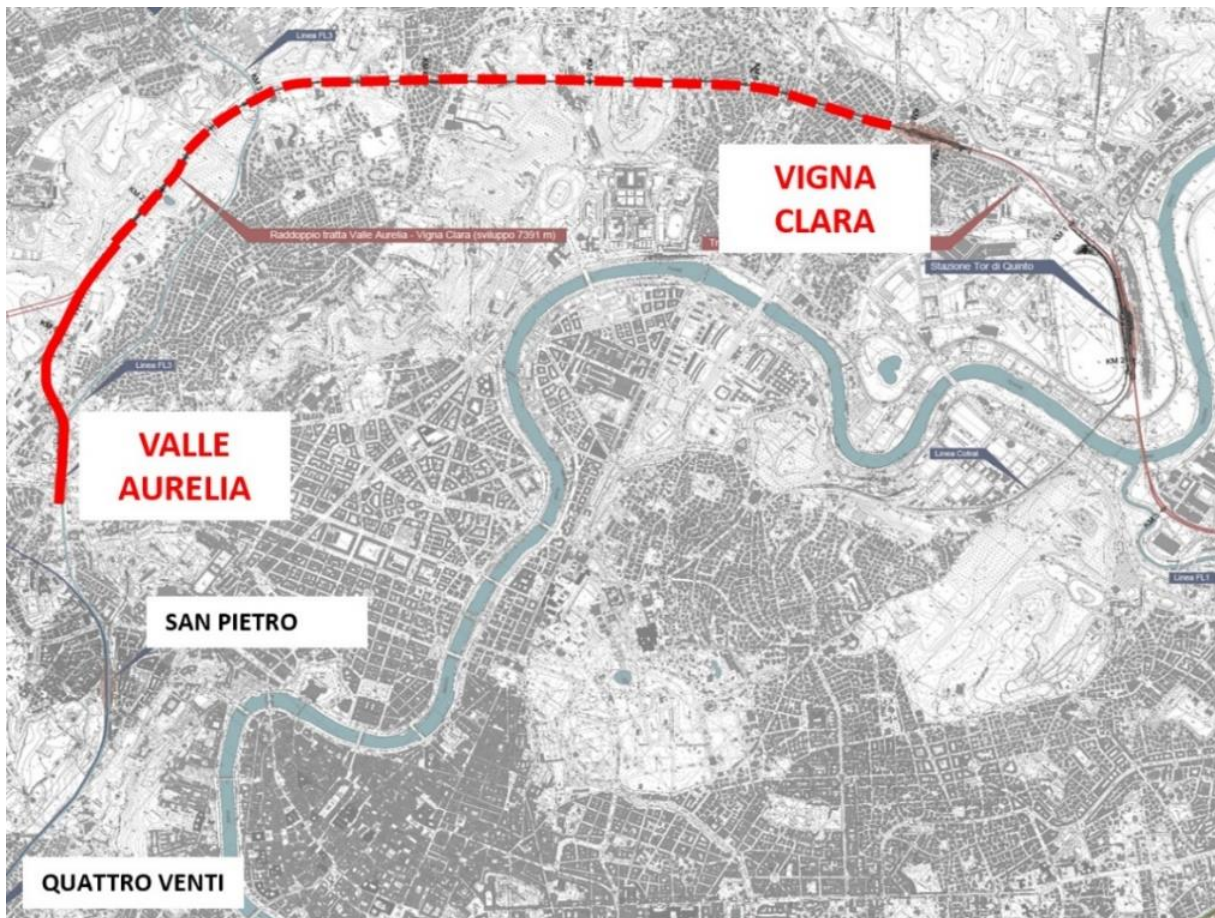


Figura 2 - Individuazione del Lotto 1°

Pertanto, l'attuale progetto prevede, come stato di fatto, il progetto di riattivazione della tratta Valle Aurelia – Vigna Clara, con la posa in opera di un solo binario.

Del progetto oggetto della presente documentazione attualmente risultano realizzati:

- galleria Monte Mario;
- sede ferroviaria da Valle Aurelia fino a Vigna Clara;
- stazione di Vigna Clara.

Di seguito il piano schematico di progetto.

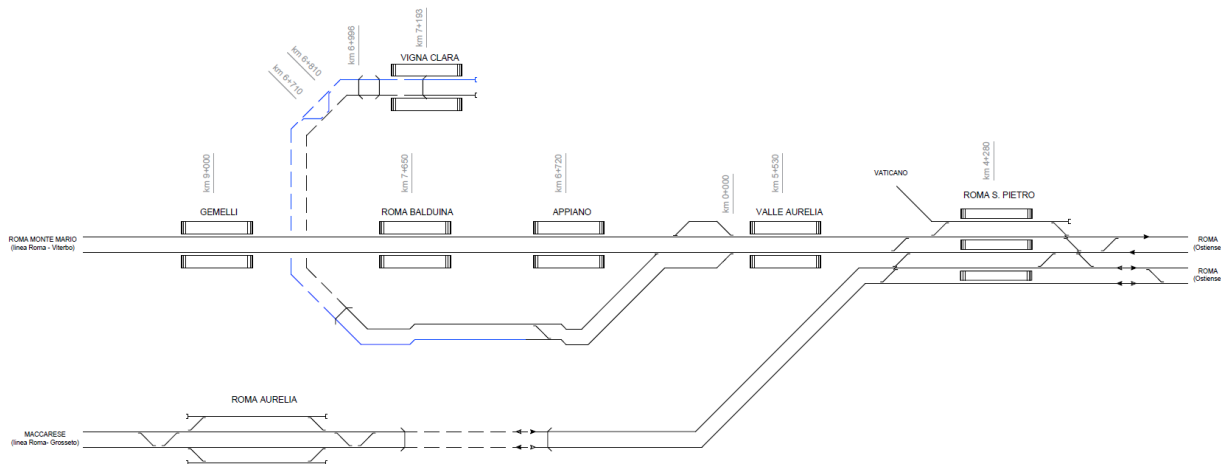


Figura 3 - Scenario Schematico di Progetto del Lotto

Nella presente relazione si dimensionano le fondazioni delle barriere antirumore tipo **H5**.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto con le relative condizioni e combinazioni, e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, Aggiornamento delle “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*” e le relative specifiche ferroviarie

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione profonde delle barriere antirumore su rilevato tipo H5; tali fondazioni sono realizzate con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali viene realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato.

La barriera fonoassorbente H5 in esame presenta moduli in calcestruzzo, di altezza circa 3 m e lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali, i moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m. Il montante della barriera è costituito da un tubolare e da un profilo reggi pannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala ed un'anima; la distanza fra profilo in composizione saldata e tubo è fissata in 135 mm. Il montante metallico superiore è collegato mediante un giunto bullonato ad un dispositivo metallico, che è parzialmente annegato nel calcestruzzo e consente il passaggio delle sollecitazioni alla base prefabbricata. Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito la sezione tipo di tali barriere.

Nel caso in esame, le barriere tipologiche da rilevato sono adattate alla configurazione di progetto, e pertanto se ne prevede l'installazione ad una quota compatibile con l'intervento di adeguamento del marciapiede PES. Preventivamente alla realizzazione delle fondazioni delle barriere, è prevista la demolizione della struttura presente al di sotto del marciapiede attuale, per la parte interferente, con successivo rinterro fino alla quota di realizzazione del magrone di fondazione, come mostrato nelle figure successive.

I micropali di lunghezza 15.0 m e diametro di perforazione pari a 0.250 m, sono del tipo valvolati iniettati a pressione. L'armatura in acciaio S275JR è costituita da un tubolare $\Phi 168.3$ spessore 8.0 mm.

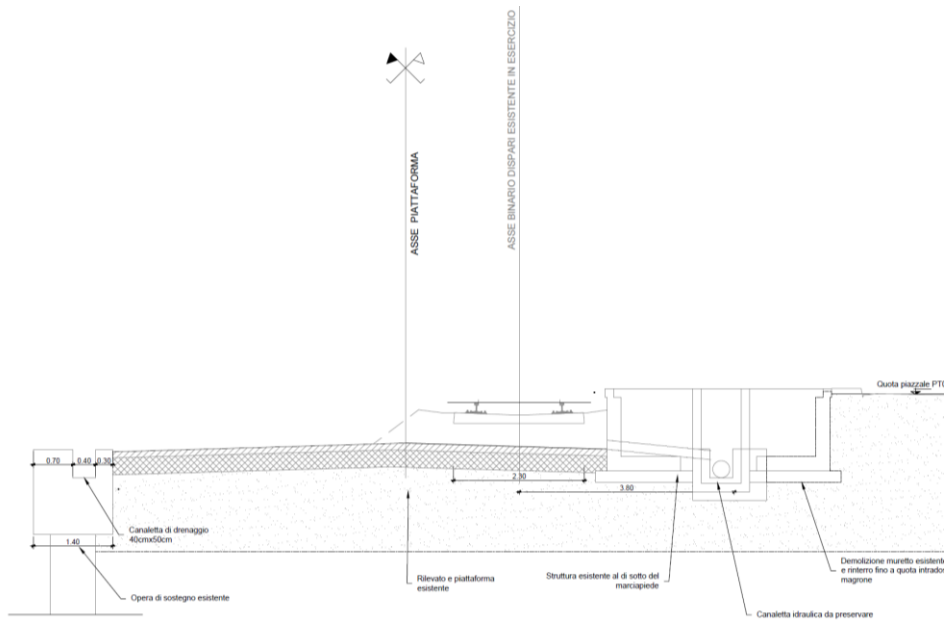


Figura 4 – Sezione stato di fatto

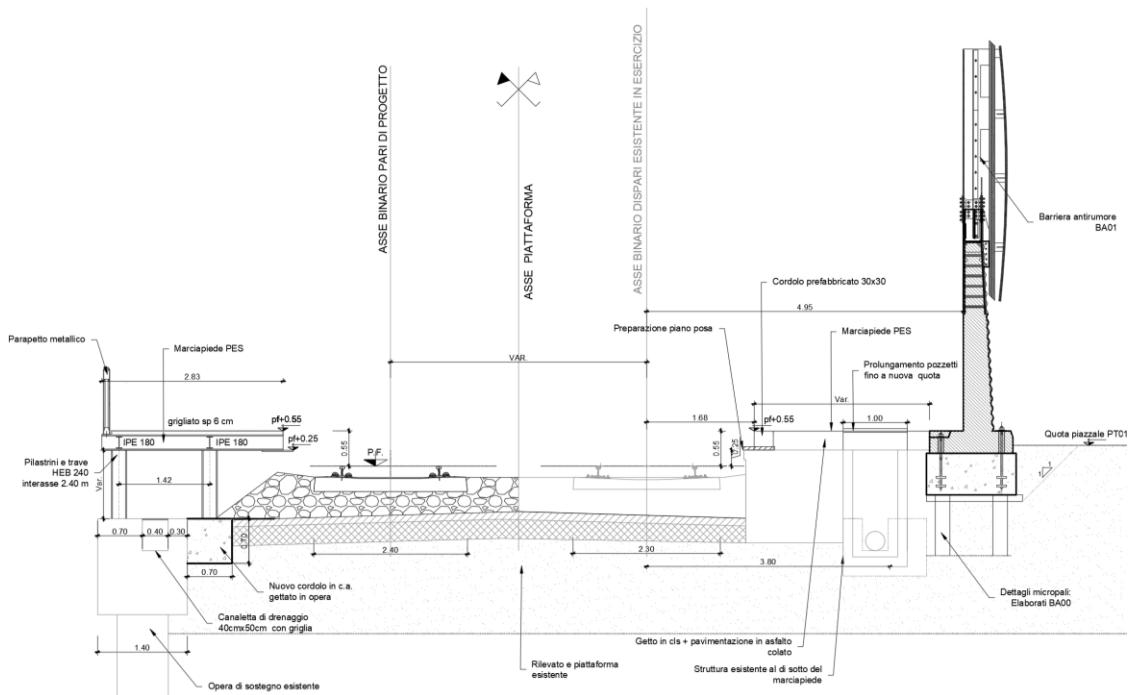


Figura 5 – Sezione tipo.

3 NORMATIVE E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

3.1 Normative di riferimento

Di seguito si riportano i riferimenti delle normative prese in considerazione per lo sviluppo delle analisi e delle verifiche in oggetto:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- RFI DTC SI MA IFS 001 E Dicembre 2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili
- RFI DTC SI SP IFS 001 E del 31.12.2020 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Calcestruzzo micropali e cordolo

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

Classe di resistenza = C25/30

R_{ck} = resistenza cubica = 30.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 24.90 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 32.90 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = $0.30 * f_{ck}^{(2/3)}$ = 2.55 N/mm²

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 * f_{ctm}$ = 3.06 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = $0.70 * f_{cfm}$ = 2.14 N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e 0.40 f_{cm} = $22000 * (f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31447 N/mm²

Copriferro micropali = 40 mm

Copriferro cordolo = 40 mm

4.2 Acciaio di Armatura

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y\ nom}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t\ nom}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{yk\ min}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk\ min}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k\ min}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k\ max}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y\ nom})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

4.3 Acciaio armatura micropalo

– S275JR.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella “Relazione geotecnica generale” e nel profilo geotecnico. In particolare nel tratto in esame la stratigrafia da piano ferro è costituita da:

Strato	Profondità da	Profondità a	Unità geotecnica	γ_{τ}	φ'	cu	E_{op}
	(m da p.f.)	(m da p.f.)		(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(MPa)
1	0.00	-5.00	R	18.5	30	60	20
3	-5.00	-7.00	SL	19.0	32	0.0	25
4	-7.00	-	AL3	20.0	27.5	100/140	35

Tabella 1 - Stratigrafia geotecnica di riferimento per i modelli di calcolo.

La falda è a quota di circa -3.80 m da piano ferro.

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi permanenti e variabili vengono desunti da quanto riportato nel manuale di progettazione RFI.

Per determinare le sollecitazioni agenti sui micropali è stato realizzato, con il software SAP2000, un modello semplificato agli elementi finiti modellando il montante in acciaio, la base montante e il cordolo in c.a. tramite elementi "frame". In particolare per il montante in c.a. è stata considerata una sezione larga 1.50 m con spessore pari a 0.375 m (spessore medio) che si sviluppa per un'altezza di 2.96 m mentre per la base è stato considerato un elemento di dimensioni 1.50m x 1.30m x 0.35 m. Il cordolo invece è stato modellato con un elemento 3.00 m x 1.40 m x 0.65 m e vincolato alla base con un vincolo fisso. Non essendo oggetto della presente analisi la verifica dei montanti in acciaio, la sezione composta metallica (costituita dall'elemento tubolare, dal profilo a doppio T, dai calastrelli, ...) è stata semplificata modellandola come un elemento ad H equivalente.

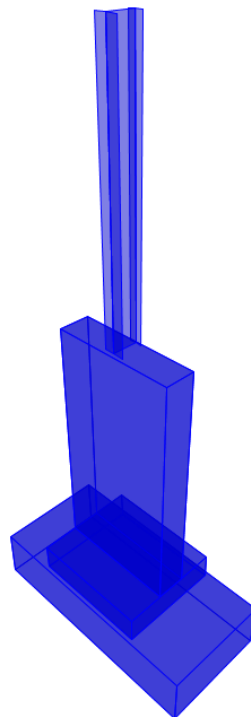


Figura 6 – modello di calcolo

6.1 Carichi permanenti

6.1.1 Pesì propri

Il peso proprio dei montanti in acciaio, della base montante e del cordolo di fondazione viene computato direttamente dal programma di calcolo. Il peso proprio della base tampone è stato invece inserito come carico concentrato a quota estradosso cordolo di fondazione.

6.1.2 Peso delle pennellature fonoassorbenti

I pannelli fonoassorbenti che si ipotizza di montare sono pannelli leggeri in acciaio inox che contengono materiale fonoassorbente. Si considera che tali pannelli possano essere asciutti o imbevuti di acqua e che il peso valga rispettivamente 500 N/m² e 1000 N/m².

6.2 Carichi variabili

6.2.1 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione ;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

- v_b = velocità di riferimento del vento (m/s);
- ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

Essendo v_b pari a 27 m/s si ottiene:

q_b [kN/mq]	0.456
---------------	-------

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r , z_0 , z_{min}). Facendo riferimento alla tabella 3.3.I del D.M. 2018, la regione Lazio ricade in zona 3, pertanto i parametri saranno i seguenti:

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare		500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Classe di rugosità del terreno: B = Aree urbane;

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

L'altezza della barriera, considerata dalla sommità fino a piano campagna, è 6.25 m.

k_r	0.20		Cat. II (D.M.18, Tab 3.3.II)
z_0	0.1	m	
z_{min}	5.00	m	
z	6.25	m	altezza sul suolo del punto considerato (Z)

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

essendo l'altezza della barriera $z > z_{min}$, si ha:

c_e	1.84
-------	------

Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

In riferimento alle pareti isolate (§7.4.1) – Zona D (Prospetto 7.9) - E.C.1 si ottiene:

c_p	1.20
-------	------

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico può essere assunto cautelativamente pari a 1:

c_d	1.00
-------	------

Quindi riassumendo si ha:

- q_b	0.456
- C_e	1.84
- C_p	1.20
- C_d	1

da cui si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2018:

$$P_v = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0.456 \cdot 1.84 \cdot 1.20 \cdot 1.0 = \mathbf{1.007 \text{ kN/m}^2}$$

6.2.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

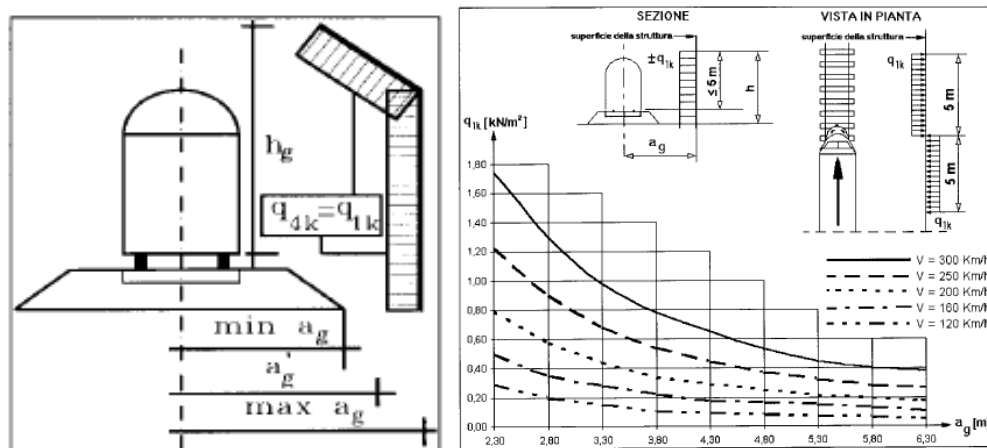
In accordo con quanto previsto al punto 5.2 delle NTC2018 relativo ai ponti ferroviari; si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.4 – NTC2018):

Il valore dell'azione $\pm q_{4k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base al grafico sottostante.



Considerando cautelativamente $V = 300 \text{ km/h}$ si ottiene

$$q_{1k} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento quindi complessivamente si ha:

$$q_{\text{tot}} = 1.61 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Vento + Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli}$$

Il manuale di progettazione (RFI DTC SI PS MA IFS 001 D) prescrive che il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica deve essere pari a 1.50 kN/m^2 per linee percorse a velocità $V \leq 200 \text{ Km/h}$ e pari a 2.50 kN/m^2 per linee percorse a velocità $V > 200 \text{ Km/h}$. (5.2.3.2.2 PARTE II - SEZIONE 2 PONTI E STRUTTURE).

Nel caso in esame pur essendo la velocità di progetto inferiore a 200 km/h si considera:

$$q_{\text{tot}} = 2.50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Vento + Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli}$$

6.3 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ (V≥250 Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Nel caso in esame si considera $V_N = 75$.

6.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per

l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esami si considera $C_U=1.5$.

6.3.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

da cui si ottiene:

Stati limite	Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)

SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

6.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

Nel caso in esame si considera Categoria C.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche come riportato di seguito:

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Nel caso in esame quindi si ha:

- coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$
- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.50$

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_d : info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_d : info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

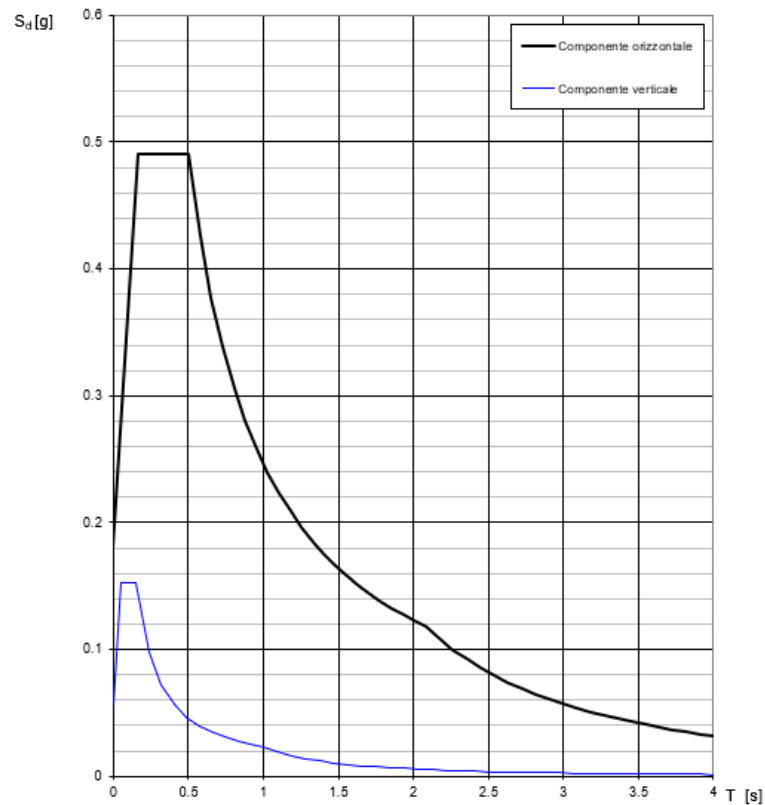
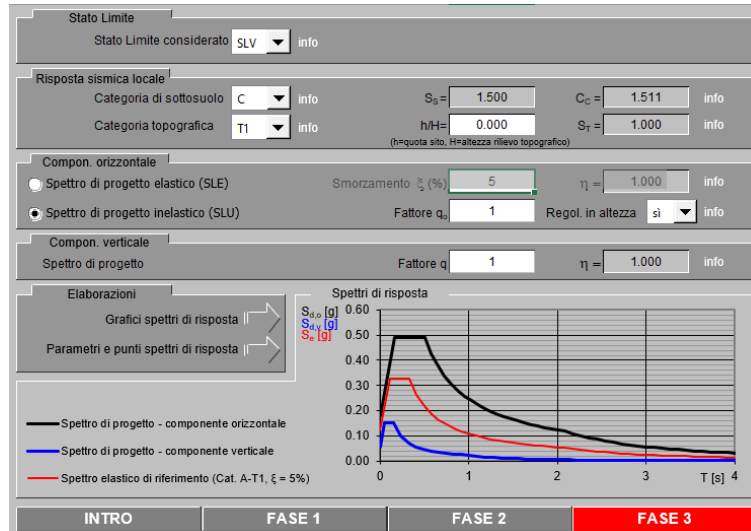
LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.120 g
F_o	2.718
T_c	0.332 s
S_s	1.500
C_c	1.511
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.167 s
T_C	0.502 s
T_D	2.081 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.180
T_B	0.167	0.490
T_C	0.502	0.490
	0.577	0.426
	0.652	0.377
	0.727	0.338
	0.803	0.307
	0.878	0.280
	0.953	0.258
	1.028	0.239
	1.103	0.223
	1.179	0.209
	1.254	0.196
	1.329	0.185
	1.404	0.175
	1.480	0.166
	1.555	0.158
	1.630	0.151
	1.705	0.144
	1.780	0.138
	1.856	0.133
	1.931	0.127
	2.006	0.123
T_D	2.081	0.118
	2.173	0.108
	2.264	0.100
	2.355	0.092
	2.447	0.086
	2.538	0.080
	2.629	0.074
	2.721	0.069
	2.812	0.065
	2.904	0.061
	2.995	0.057
	3.086	0.054
	3.178	0.051
	3.269	0.048
	3.360	0.045
	3.452	0.043
	3.543	0.041
	3.635	0.039
	3.726	0.037
	3.817	0.035
	3.909	0.034
	4.000	0.032

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (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, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre che l'azione del vento ed l'azione aerodinamica sono state considerate come un'unica azione variabile.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{F2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{F3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 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 (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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

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

In totale sono state analizzate:

- 4+4 combinazioni di tipo SLU,
- 3+3 combinazioni sismiche

per un totale di 14 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito.

	SLU1A	SLU1B	SLU2A	SLU2B	SLU3A	SLU3B	SLU4A	SLU4B
Peso proprio	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
P50	1.35	-	1.35	-	1.00	-	1.00	-
P100	-	1.35	-	1.35	-	1.00	-	1.00
Vento + pressione aerodinamica	1.50	1.50	-1.50	-1.50	1.50	1.5	-1.50	-1.50

	SLV1A	SLV1B	SLV2A	SLV2B	SLV3A	SLV3B
Peso proprio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P50	1.00	-	1.00	-	1.00	-
P100	-	1.00	-	1.00	-	1.00
Vento + pressione aerodinamica	-	-	-	-	-	-
Sisma Ex	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30
Sisma Ey	0.30	0.30	1.00	1.00	0.30	0.30
Sisma Ez	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	1.00

8 VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI E CORDOLO DI FONDAZIONE

8.1 Sollecitazioni agenti sulle fondazioni

Dal modello descritto precedentemente sono stati ricavati i valori delle sollecitazioni all'interfaccia tra i pali di fondazione ed il cordolo.

- Pannelli asciutti

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1	SLU1A	Combination		-70.2	8.597E-15	260.288	-3.241E-14	-264.654
1	SLU2A	Combination		70.2	-8.597E-15	260.288	3.241E-14	264.654
1	SLU3A	Combination		-70.2	8.597E-15	192.806	-3.241E-14	-264.654
1	SLU4A	Combination		70.2	-8.597E-15	192.806	3.241E-14	264.654
1	SIS1A	Combination	Max	15.605	4.163	194.344	10.2169	50.2348
1	SIS1A	Combination	Min	-15.605	-4.163	191.268	-10.2169	-50.2348
1	SIS2A	Combination	Max	4.682	13.875	194.344	34.0564	15.0704
1	SIS2A	Combination	Min	-4.682	-13.875	191.268	-34.0564	-15.0704
1	SIS3A	Combination	Max	4.682	4.163	197.933	10.2169	15.0704
1	SIS3A	Combination	Min	-4.682	-4.163	187.679	-10.2169	-15.0704

- Pannelli bagnati

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1	SLU1B	Combination		-70.2	8.597E-15	266.221	-3.241E-14	-264.654
1	SLU2B	Combination		70.2	-8.597E-15	266.221	3.241E-14	264.654
1	SLU3B	Combination		-70.2	8.597E-15	197.201	-3.241E-14	-264.654
1	SLU4B	Combination		70.2	-8.597E-15	197.201	3.241E-14	264.654
1	SIS1B	Combination	Max	16.609	4.473	198.547	12.2037	58.2182
1	SIS1B	Combination	Min	-16.609	-4.473	195.855	-12.2037	-58.2182
1	SIS2B	Combination	Max	4.983	14.912	198.547	40.679	17.4655
1	SIS2B	Combination	Min	-4.983	-14.912	195.855	-40.679	-17.4655
1	SIS3B	Combination	Max	4.983	4.473	197.294	12.2037	17.4655
1	SIS3B	Combination	Min	-4.983	-4.473	188.319	-12.2037	-17.4655

8.2 Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo

Le sollecitazioni (sforzo normale e taglio) agenti sui singoli micropali vengono calcolati in base al numero di micropali presente al di sotto di ogni campo di lunghezza 3.0m e al loro interasse, secondo le seguenti formule:

$$N_{Pi} = \frac{N}{n_p} + \frac{M_y x_{Pi}}{\sum_{j=1}^{n_p} x_{Pj}^2} + \frac{M_x y_{Pi}}{\sum_{j=1}^{n_p} y_{Pj}^2}$$

$$V_{Pi} = \frac{\sqrt{V_x^2 + V_y^2}}{n_p}$$

- Pannelli asciutti

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N _{p1}	N _{p2}	N _{p3}	N _{p4}	V
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN	KN
1	SLU1A	Combination		-81.96	212.10	-81.96	212.10	17.55
1	SLU2A	Combination		212.10	-81.96	212.10	-81.96	17.55
1	SLU3A	Combination		-98.83	195.23	-98.83	195.23	17.55
1	SLU4A	Combination		195.23	-98.83	195.23	-98.83	17.55
1	SIS1A	Combination	Max	79.90	24.08	73.09	17.27	4.04
1	SIS1A	Combination	Min	16.50	72.32	23.31	79.13	4.04
1	SIS2A	Combination	Max	68.31	51.57	45.61	28.86	3.66
1	SIS2A	Combination	Min	28.09	44.84	50.80	67.54	3.66
1	SIS3A	Combination	Max	61.26	44.52	54.45	37.71	1.57
1	SIS3A	Combination	Min	35.14	51.89	41.95	58.70	1.57

- Pannelli bagnati

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N _{p1}	N _{p2}	N _{p3}	N _{p4}	V
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN	KN
1	SLU1B	Combination		-80.47	213.59	-80.47	213.59	17.55
1	SLU2B	Combination		213.59	-80.47	213.59	-80.47	17.55
1	SLU3B	Combination		-97.73	196.33	-97.73	196.33	17.55
1	SLU4B	Combination		196.33	-97.73	196.33	-97.73	17.55
1	SIS1B	Combination	Max	86.05	21.36	77.91	13.23	4.30
1	SIS1B	Combination	Min	12.55	77.24	20.69	85.38	4.30
1	SIS2B	Combination	Max	72.90	53.49	45.78	26.37	3.93
1	SIS2B	Combination	Min	25.70	45.11	52.82	72.23	3.93
1	SIS3B	Combination	Max	63.09	43.69	54.96	35.55	1.67
1	SIS3B	Combination	Min	33.31	52.71	41.44	60.85	1.67

Vengono analizzati i seguenti casi per le verifiche:

- caso di massima compressione sul singolo micropalo: combinazione SLU2B;
- caso di massima trazione sul singolo micropalo: combinazione SLU3A;
- caso di massimo taglio sul singolo micropalo: combinazione SLU.

8.3 PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO

8.3.1 Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali

Secondo quanto definito nel “Manuale di progettazione delle opere civili”, i micropali da utilizzare nel progetto delle barriere antirumore saranno del tipo valvolati iniettati a pressione, con armatura in acciaio S275JR profilo CHS 168.3 S 8 e perforazione 250mm.

Il copriferro minimo da considerarsi per l’armatura del micropalo è pari a circa 4.0 cm. L’ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 mm con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d’angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

8.3.2 Verifica a capacità portante del micropalo

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall’École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} (numero di colpi) e/o p_L dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \sum L_i s_i$$

dove:

- D_s = diametro di perforazione;
- L_i = lunghezza della zona iniettata;
- α = coefficiente maggiorativo adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali (IRS o IGU) e del tipo di terreno;
- s_i = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall’ “École Nationale des Ponts et Chaussées” in base a numerose prove di carico a rottura per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo.
- Q_{pl} = portata alla punta ultima. Dato l’alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della portata alla punta pari al 10 -15% della portata laterale.

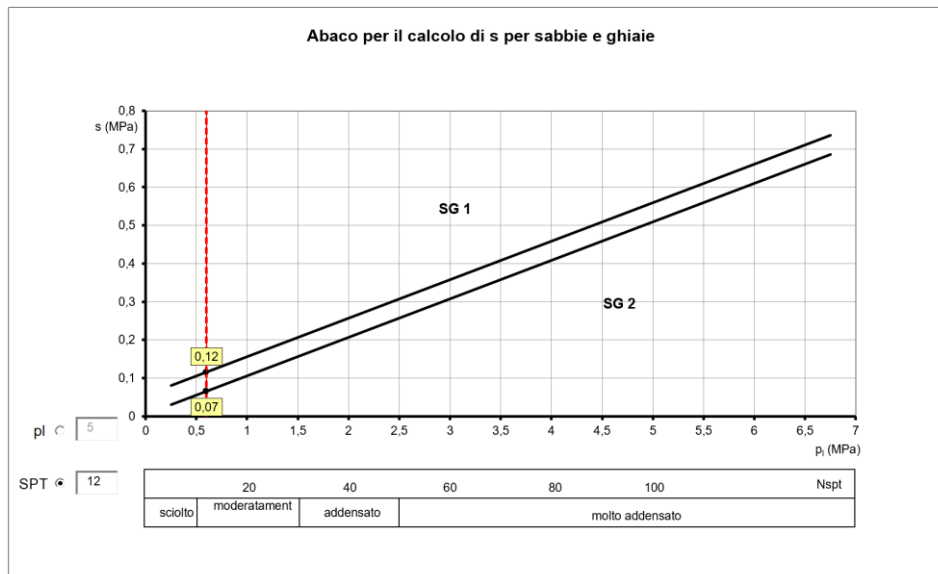
Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marna	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs 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) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Nel caso in esame cautelativamente vengono considerati i valori relativi alla tecnica IGU (injection globale inique).

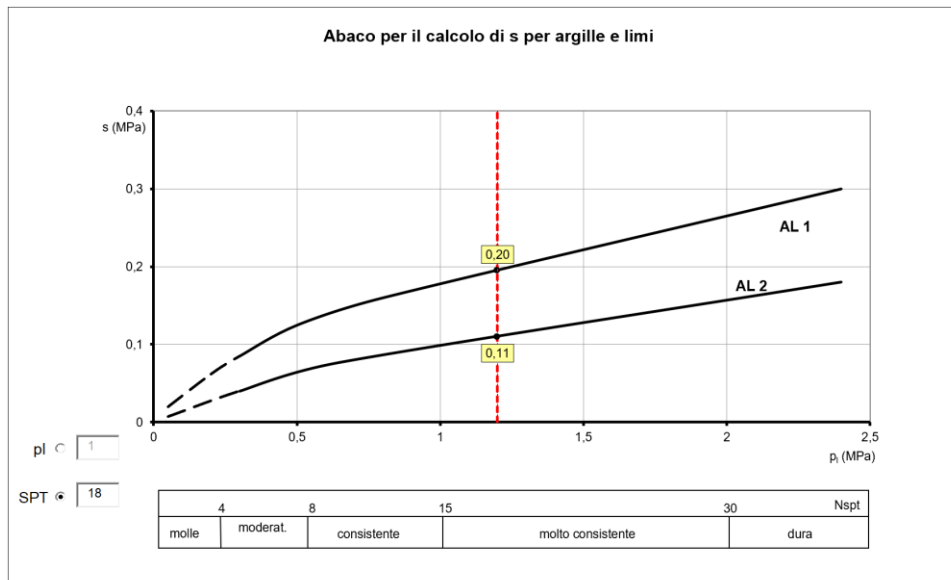
Facendo riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica e considerando la profondità dei micropali di 15 m, ai fini del calcolo della portanza del palo si considerano 3 unità geotecniche:

- Unità R: $\alpha=1.1$
- Unità SL: $\alpha=1.1$
- Unità AL2: $\alpha=1.2$

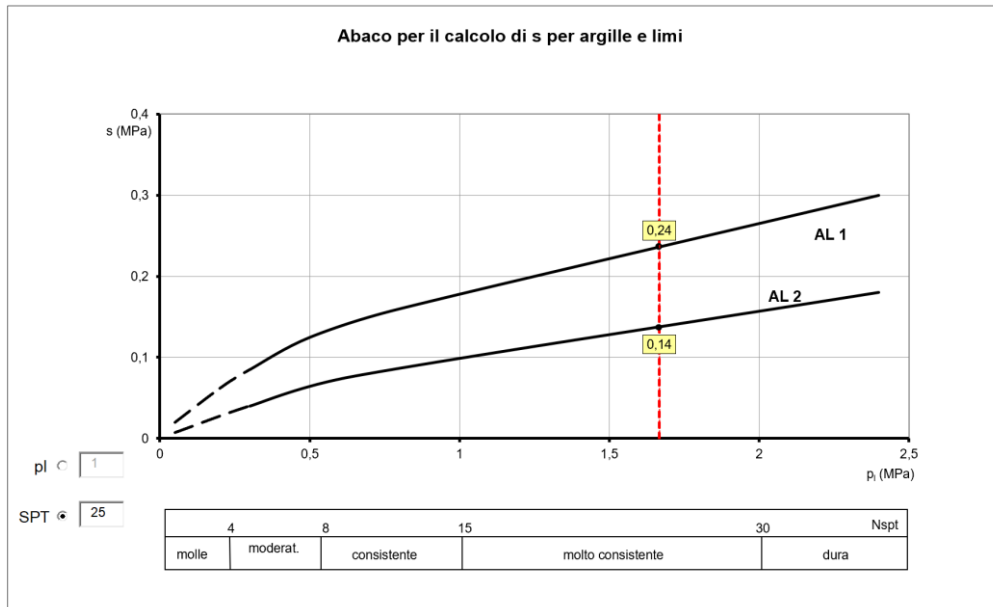
Terreno di riporto (sabbia eterometrica limosa e/o limo sabbioso): $N_{spt} = 12$ e pertanto $s = 0.07$ Mpa.



Sabbia, da debolmente limosa a con limo: $N_{spt} = 18$ e pertanto $s = 0.11$ MPa.



Argilla limosa e limo argilloso debolmente sabbioso: $N_{spt} = 25$ e pertanto $s = 0.14$ MPa.



Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

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

Le barriere oggetto della presente relazione sono H5. Per questo gruppo di micropali si considera una lunghezza complessiva dei micropali pari a 15 metri. Ai fini della verifica della portanza i primi 2,00 metri verranno trascurati.

8.3.3 Verifica micropalo compresso

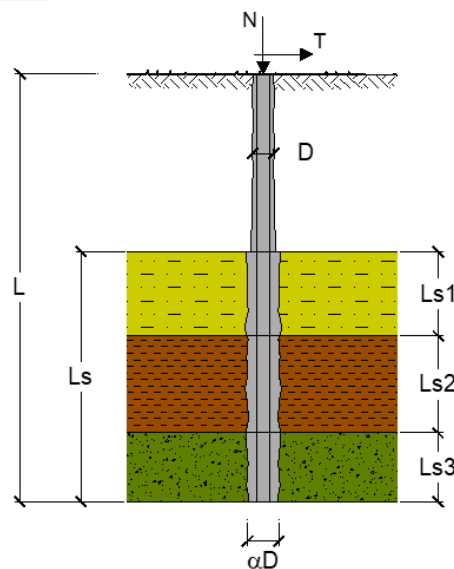
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Gronda: Micropali barriera antirumore H5

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	213,59	0,00	213,59
T (kN)	17,55	0,00	17,55



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		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	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): 0,25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15,00 (m)

Relazione di predimensionamento
fondazioni su micropali

PROGETTO NR4E LOTTO 1A CODIFICA R 29 CL DOCUMENTO BA0000 001 REV. A FOGLIO 35 di 53

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1,297E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154.162 (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_{im}): 262 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 25,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

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)
R	2,00	1,10	0,28	0,070	0,070	0,036	61,87
SL	2,50	1,10	0,28	0,100	0,100	0,051	110,48
AL2	8,50	1,20	0,30	0,140	0,140	0,072	573,68

L_s = 13,00 (m) QI = 746,03 (kN)

Capacità portante di punta

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

% Punta 15% Q_p = 111,90 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Q_{lim} = Q_b + QI

Q_{lim} = 857,93 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

F_s = 4,02

8.3.4 Instabilità di tipo elastico

Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolata come:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $b = kD_{arm}$ è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento (k è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler). Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

con $\eta > 10$ dove N è lo sforzo normale agente in testa al palo.

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	∅168,3 x 8,0	

∅168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1,297E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154.162 (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): 25,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 4,21 (N/mm²)

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

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

$$Pk = 6771,22 \quad (MN)$$

$$\eta = 31,70$$

8.3.5 Valutazione cedimenti

I cedimenti sono ricavati facendo riferimento alla formula di Poulos e Davis:

$$\delta = \frac{\beta \cdot P_{max}}{E \cdot L_u}$$

in cui $\beta = 0.5 + \text{Log}(L_{utile}/D)$, P_{max} è il carico massimo a cui è sottoposto il micropalo, E è il modulo di deformazione in cui è ammorso il micropalo e L_u è la lunghezza utile.

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Gronda: Micropali barriera antirumore H5

DATI DI IMPUT:

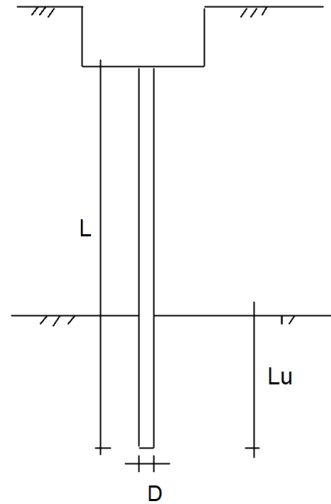
Diametro del Palo (D): 0,25 (m)

Carico massimo sul palo (Pmax): 213,59 (kN)

Lunghezza del Palo (L): 15,00 (m)

Lunghezza Utile del Palo (Lu): 15,00 (m)

Modulo di Deformazione (E): 20000 (kN/m²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 2,28 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad 1,62 \quad (\text{mm})$$

8.3.6 Verifica micropalo teso

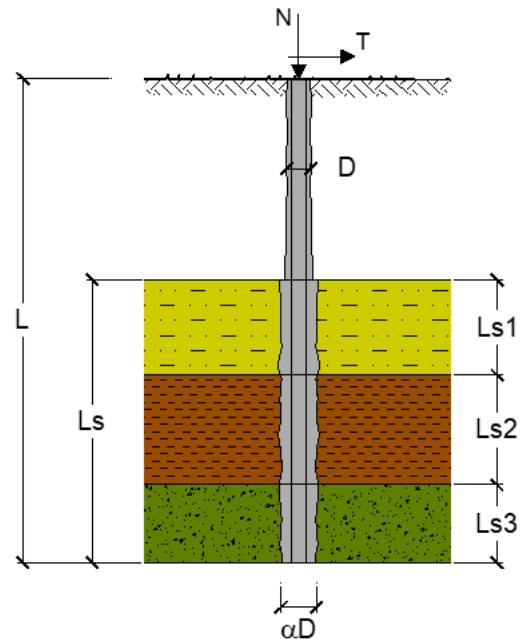
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Gronda: Micropali barriera antirumore H5

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-98,83	0,00	-98,83
T (kN)	17,55	0,00	17,55



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
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
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	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): 0,25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15,00 (m)

Relazione di predimensionamento
fondazioni su micropali

PROGETTO NR4E LOTTO 1A CODIFICA R 29 CL DOCUMENTO BA0000 001 REV. A FOGLIO 40 di 53

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1,297E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154.162 (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): 25,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
R	2,00	1,10	0,28	0,070	0,070	0,033	56,92
SL	2,50	1,10	0,28	0,100	0,100	0,047	101,64
AL2	8,50	1,20	0,30	0,140	0,140	0,066	527,79

$Ls = 13,00$ (m) $QI = 686,35$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta * QI$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 15\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

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

$Qlim = 686,35$ (kN)

$Fs = 6,94$

8.4 PORTANZA ORIZZONTALE

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato nella figura seguente per terreni coesivi e incoerenti.

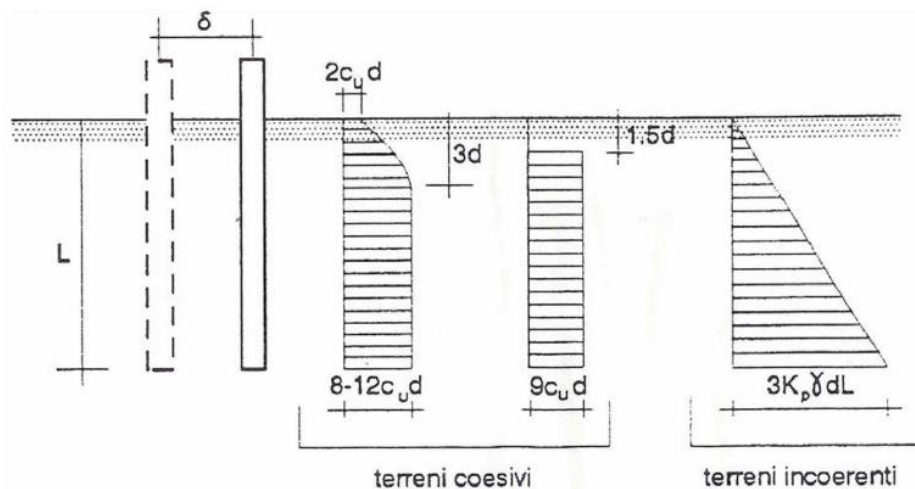


Figura 7: Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5 d$ (d =diametro reso del palo);

nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$

coefficiente di spinta passiva

γ

peso specifico del terreno

- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo $c = c_u$ e $\phi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\phi' \neq 0$)
- la forma della sezione trasversale del palo è ininfluyente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione $d = D_p$ (diametro reso del palo);
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento M non perviene al valore M_y (di plasticizzazione). Quando $M=M_y$, si forma nella sezione una cerniera plastica.

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

Terreni coesivi

Palo corto
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(2 \left(\frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo
$$H_3 = -13.5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left(182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

Terreni incoerenti

Palo corto
$$H_1 = 1.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio
$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo

$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta: $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

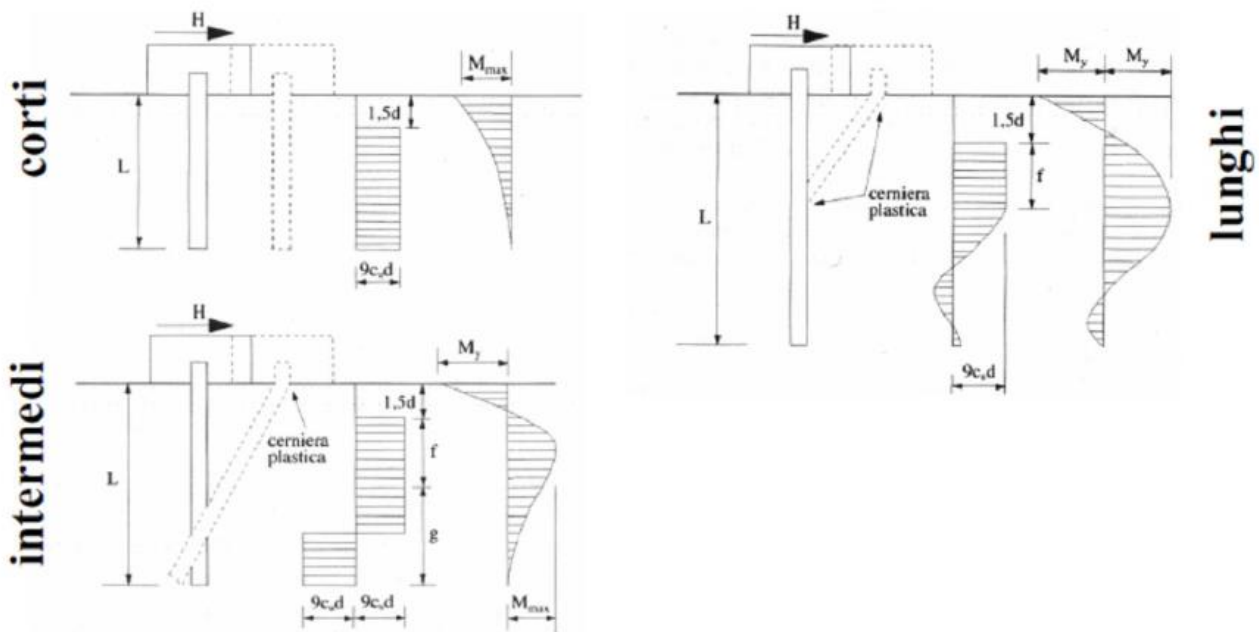


Figura 8: Carico limite trasversale: terreni coesivi

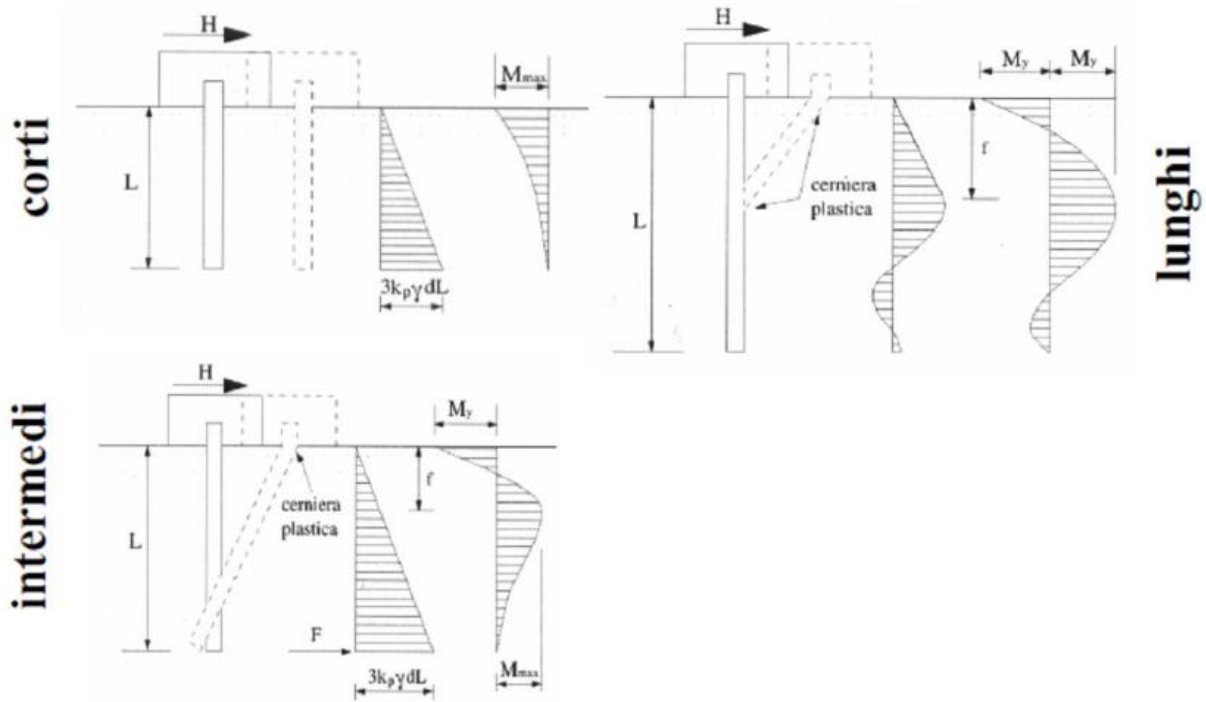


Figura 9: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

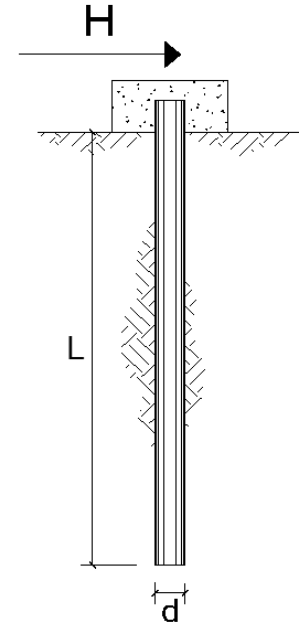
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Gronda: micropali barriera antirumore H5

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			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	1,00	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	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

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

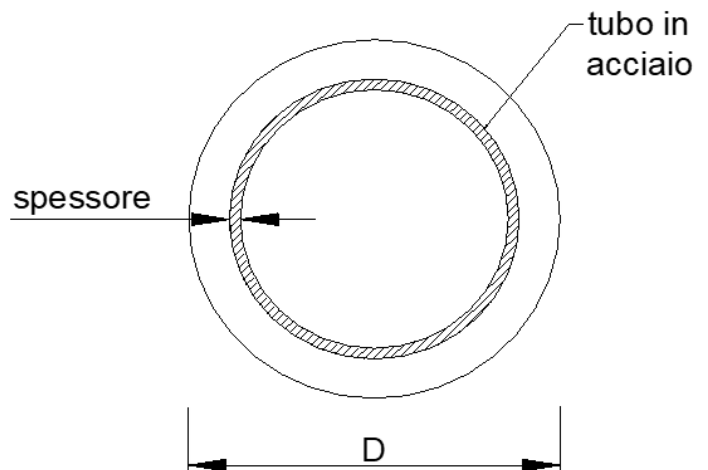
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 168,3 (mm)

Spessore = 8,0 (mm)

Sforzo Normale = -98,83 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1,5

α_{cc} = 0,85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 239,1$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0,114%

ϵ_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 56,8 (kN m)

Inserisci

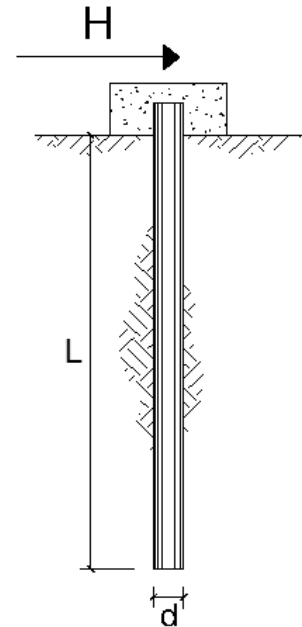
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Gronda: micropali barriera antirumore H5

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	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

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	15,00	(m)		
Diametro del palo	d =	0,25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	56,83	(kN m)		
Coazione non drenata	c _{u med} =	60,00	(kPa)	c _{u min} =	60,00 (kPa)
Coazione non drenata di progetto	c _{u med,d} =	60,00	(kPa)	c _{u min,d} =	60,00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	17,55	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 1974,38 \text{ (kN)} \qquad H1_{min} = 1974,38 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 794,40 \text{ (kN)} \qquad H2_{min} = 794,40 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 131,72 \text{ (kN)} \qquad H3_{min} = 131,72 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 131,72 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 131,72 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 77,48 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 59,60 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 17,55 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 3,40$$

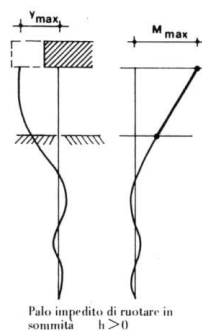
8.5 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

La verifica consiste nel controllare che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} < \sigma_{adm}$$

dove $\sigma_{id} = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$ e $\tau = 2T/A_{arm}$

Il momento agente in testa al palo, ipotizzando che la rotazione della testa del palo sia impedita, è valutato come:



Palo impedito di ruotare in
sommità $h > 0$

$$M = T/2b \text{ con } b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 **∅168,3 x 8,0**

∅168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.297E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154 162 (mm³)

Tipo di acciaio **S 275 (Fe 430)**

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): 25.0 (MN/m³)

Relazione di predimensionamento
fondazioni su micropali

PROGETTO NR4E	LOTTO 1A	CODIFICA R 29 CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. A	FOGLIO 50 di 53
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	213.59	0.00	213.59
T (kN)	17.55	0.00	17.55

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 = 0.870 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 10.08 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 118.42 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{min} = -12.39 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\tau = 8.71 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 119.38 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ **verifica soddisfatta**

8.6 Verifica cordolo di fondazione

8.6.1 Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento è effettuata in accordo con L'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1:2005; par. 6.4.3 – “Calcolo del taglio –punzonamento”).

Il procedimento di calcolo per il taglio-punzonamento si fonda sulle verifiche alla faccia del pilastro e al perimetro di verifica di base u_1 . Se è richiesta l'armatura a taglio, si raccomanda che un ulteriore perimetro di verifica $u_{out,ef}$ sia trovato laddove l'armatura a taglio non è più richiesta. Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto [MPa] lungo le sezioni di verifica:

$V_{Rd,c}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$V_{Rd,cs}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

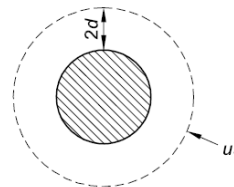
- Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata: $V_{Ed} < V_{Rd,max}$
- L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se: $V_{Ed} < V_{Rd,c}$
- Se V_{Ed} supera il valore $V_{Rd,c}$ per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento (determinando $V_{Rd,cs}$) lungo la sezione di verifica considerata.

CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

Caratteristiche materiali

R_{ck}	30	N/mm ²	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
γ_c	1.5		B450C	450	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²	f_{yd}	391.3	N/mm ²
f_{cd}	14.11	N/mm ²			

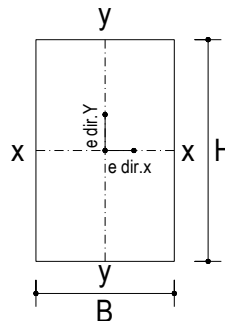


Sollecitazioni

N	213.59	kN	sfuerzo normale
M_{x-x}	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
M_{y-y}	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

Caratteristiche geometriche

c1	250	mm	diametro1 pilastro
c2	250	mm	diametro2 pilastro
s	650	mm	spessore soletta piena del solaio
c	50	mm	copriferro della soletta piena del solaio
d_x	579	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
d_y	594	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	586.5	mm	altezza utile media



pilastro interno

u_0	785	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
u_1^*	8156	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
u_1	8156	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
β	1.15		fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	18	passo	200	mm	$\rho_{l,x}$	0.0022
$A_{sup,y}$	1Ø	12	passo	200	mm	$\rho_{l,y}$	0.0010
ρ_l	0.0014		percentuale geometrica di armatura.				
k	1.58						

Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro (u_0)

V_{Ed} 0.53 N/mm²

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$V_{Rd,max}$ 3.53 N/mm²

$V_{Ed} < V_{Rd,max}$ la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta

Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

V_{Ed} 0.05 N/mm²

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$V_{Rd,max}$ 0.29 N/mm²

$V_{Ed} < V_{Rd,max}$ la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta

8.6.2 Riepilogo incidenze

Cordolo 130 kg/m³

8.7 CONCLUSIONI

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 0.250m diametro micropali

L = 15.00 m lunghezza di calcolo micropali

i = 1.50 m interasse longitudinale

d = 0.90 m interasse trasversale

tubolare 168.3x8.0 mm armatura micropalo

S275JR Classe di resistenza acciaio tubo armatura