

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE – ANDORA

OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE
Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore H2

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I V 0 I	0 0	D	2 6	CL	R I 0 0 0 8	0 0 1	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A. Orsini	Feb.2022	M. Severi	Feb. 2022	G. Fadda	Feb. 2022	F. Arduini Giugno 2024
B	Emissione esecutiva	A. Orsini	Giugno 2024	G.Nitti	Giugno 2024	M. Firpo	Giugno 2024	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Det. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° 18302 del 4

File IV0I00D26CLRI0008001B

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	4
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA.....	5
4.1	CARATTERISTICHE DELLA FALDA	5
4.2	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PER TRATTI	5
4.3	RISULTATI PROVE MASW.....	5
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
5.1	CALCESTRUZZO.....	6
5.1.1	<i>Magrone</i>	8
5.1.2	<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante</i>	8
5.1.3	<i>Micropali di fondazione C25/30</i>	9
5.2	ACCIAIO	9
5.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	9
5.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica (pali)</i>	9
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	10
6.1	PESI PROPRI.....	10
6.1.1	<i>Barriera ML10</i>	10
6.2	CARICHI VARIABILI.....	11

6.2.1	<i>Carico del vento</i>	11
6.2.2	<i>Azione Sismica</i>	17
7.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA.....	35
8.1	CALCOLO SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI	35
8.1.1	<i>Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo</i>	37
8.2	PORTANZA VERTICALE	39
8.2.1	<i>Verifica capacità portante verticale</i>	42
8.3	PORTANZA ORIZZONTALE.....	44
8.3.1	<i>Verifica capacità portante orizzontale</i>	47
8.4	CALCOLO DEL CEDIMENTO DEL MICROPALO.....	49
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI TUBO MICROPALI.....	50
8.6	VERIFICA DI RESISTENZA SUOLA DI FONDAZIONE SLU	51
8.6.1	<i>Verifiche allo flessione</i>	52
8.6.2	<i>Verifiche a taglio</i>	53
8.7	VERIFICHE ALLO SLE.....	54
8.7.1	<i>Stato limite di formazione delle fessure</i>	56
8.7.2	<i>Verifica delle tensioni di esercizio</i>	57
8.7.3	<i>Verifica a punzonamento</i>	58
9.	CONCLUSIONI.....	61

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo si inquadra all'interno della progettazione definitiva per appalto integrato degli interventi di mitigazione acustica nell'ambito del raddoppio della linea Genova – Ventimiglia lungo la tratta Finale Ligure - Andora.

Nella presente relazione si verificano le strutture di fondazione delle barriere antirumore tipo standard **H2**.

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 e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche delle fondazioni delle barriere antirumore su rilevato tipo standard **H2**. Le barriere sono costituite da un montante posto ad un interasse di 3m.

Le fondazioni hanno larghezza 1.05 m e spessore 0.55 m.

Le fondazioni presentano ciascuna 2 file di micropali posti ad interasse trasversale di 0.55m e interasse longitudinale di 1.5m, i micropali hanno diametro 250 mm, armati con armatura tubolare metallica $\phi 168.3$ mm $s=5$ mm.

Per i dettagli relativi alla carpenteria della fondazione della barriera H5 si rimanda al Doc. IV0I00D26BZRI0008001A

Nei calcoli è stata considerata la presenza di una barriera H2.

B cordolo	1.05	m
s cordolo	0.55	m
ϕ micropali	250	mm
i trasv.	0.55	m
i long.	1.5	m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore H2	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0008001	REV. B	FOGLIO 4 di 63

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

- *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC-2018);*
- *Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*
- *UNI EN 206-1/2021 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;*
- *UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;*
- *Norme UNI ENV 1991 ; UNI ENV 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1997; UNI EN 1998 e s.m.e.i.;*
- *“ MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SICS MA IFS 001 del 31.12.2020;*
- *“CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI” –RFI DTC SICS SP IFS 001 del 31.12.2020.*

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Nell'ambito degli interventi di risanamento acustico nella regione Liguria (Fase di Attuazione del Piano redatto ai sensi del D.M. Ambiente 29/11/2000), e nello specifico lungo la tratta Finale Ligure - Andora, si riportano i risultati della campagna di indagini condotte ai fini delle verifiche strutturali. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

4.1 Caratteristiche della falda

La falda, lungo la tratta in esame, si trova a profondità variabili. Si considera quindi, a favore di sicurezza, il caso peggiore riscontrato ossia una falda alla quota del piano campagna.

4.2 Parametri geotecnici caratteristici per tratti

A favore di sicurezza, è stata considerata la geotecnica peggiore rilevata lungo la tratta esaminata. Si riportano di seguito la caratterizzazione geotecnica del terreno considerata ai fini della verifica.

Unità Geotecnica	Descrizione Unità	Profondità	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' [kPa]	NSPT (Colpi/30cm)	E [MPa]	Spessori
Strato 1	Unità 2	0-9	20	34	-	19	15	9
Strato 2	CMV-C	9-16	20.5	25	-	28	15	7

4.3 Risultati prove MASW

Lungo la tratta, l'analisi dell'assetto stratigrafico, delle indagini geofisiche e dei valori di Nspt ha consentito di definire una categoria di sottosuolo come "B" ed "E". Si assume a favore di sicurezza una categoria di sottosuolo di tipo E.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

5.1 Calcestruzzo

Prendendo un calcestruzzo abbiamo:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza caratteristica a compressione;}$$

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza di calcolo a compressione del cls;}$$

La norma prevede che per classi di resistenza < C50/60 la formulazione della resistenza caratteristica a trazione del cls sia la seguente:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza media a trazione del cls;}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione del cls;}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza di calcolo a trazione del cls.}$$

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo è pari a:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls;}$$

dove $\eta = 1,0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c; \text{ con } \gamma_c = 1,5 \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza di calcolo di aderenza del cls.}$$

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Nel caso di combinazione rara:

$$\sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck} \quad \rightarrow \quad \text{tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;}$$

Nel caso di combinazione quasi permanente:

$\sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck}$ → tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm.

Modulo elastico del calcestruzzo

$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ [N/mm²] dove:

– $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [N/mm²] → Resistenza media cilindrica a compressione del cls;

$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ → Modulo elastico del cls.

5.1.1 Magrone

Classe di resistenza C12/15;

contenuto min. cemento 150 kg/m³.

5.1.2 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante

Per le strutture di fondazione si impiega calcestruzzo di classe C35/45:

Tensioni di progetto del calcestruzzo allo S.L.U. secondo D.M. 2018

Classe di resistenza	C32/40	-
Classe di esposizione	XC2	-
Rapporto acqua/cemento max	0.6	-
Dose minima cemento	300	kg/m ³
Dose cemento	340	kg/m ³
Rck	40	N/mm ²
fck	33.2	N/mm ²
fcd	18.8	N/mm ²
fcm	41.20	N/mm ²
σ_c comb rara	18.26	N/mm ²
σ_c comb quasi permanente	7.53	N/mm ²
Ecm	33643	N/mm ²

fctm	3.10	N/mm ²
fctk	2.17	N/mm ²
fctd	1.45	N/mm ²
fbk	4.88	N/mm ²
abd	3.25	N/mm ²

5.1.3 Micropali di fondazione C25/30

Classe di resistenza	C25/30	-
Rck	30	N/mm ²
fck	24.9	N/mm ²
fctm	2.56	N/mm ²
fcmm	32.90	N/mm ²
Ecm	31447	N/mm ²

5.2 Acciaio

5.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tipologia	B450C	-
fyk nom	450.00	N/mm ²
ftk nom	540	N/mm ²
fyd	391.3	N/mm ²
Es	206000	N/mm ²

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2018, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 \text{ fyk} \quad \rightarrow \text{tensione massima di esercizio per l'acciaio.}$$

5.2.2 Acciaio da carpenteria metallica (pali)

Si utilizza un acciaio S275 per i tubolari di armatura dei micropali.

fyk nom	275	N/mm ²
ftk nom	430	N/mm ²
E	210000	N/mm ²
v	0.3	-
G	80769.23	N/m ²
α	0.000012	-
ρ	7850	kg/m ³

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Per la valutazione dei carichi permanenti e variabili, questi saranno desunti dalla relazione delle barriere antirumore del tipologico di RFI, dopodiché per i carichi variabili si effettuerà la verifica puntuale che le azioni da considerare sui nostri pannelli prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame risultino uguali o minore a quelle considerate per il calcolo tipologico, ove tali condizioni non risultino soddisfatte si procederà alle opportune modifiche ed integrazioni.

6.1 Pesì Propri

Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi delle azioni dei montanti verticali, dei pannelli della barriera e del cordolo di fondazione.

6.1.1 Barriera ML10

PP PA	0.6	kN/m ²
PP PB	1.2	kN/m ²

Dove:

- PP_{PA} = peso pannelli asciutti;
- PP_{PA} = peso pannelli bagnati.

Riferendosi all'interasse di 3m tra i montanti verticali della barriera ed all'altezza degli stessi ed assumendo un incremento del 20% peso proprio del montante per la presenza di piastrame e bulloneria, si hanno i seguenti carichi:

	N (KN)	Ecc_X (m)	M (KNm)
PP PA	1.80	0	0.00
PP PB	3.60	0	0.00
PP muro	99.81	0	0.00
PP cordolo	43.31	0	0.00

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.

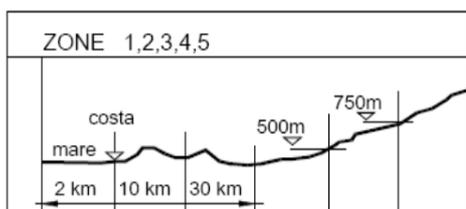
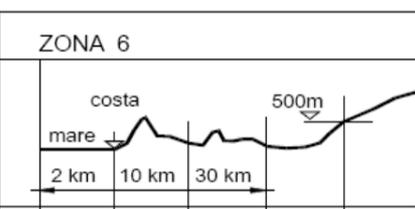
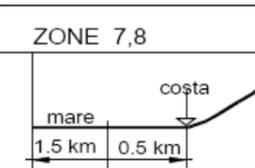
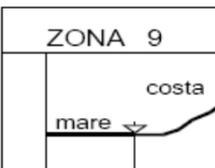
La tratta in esame si trova in Liguria, a cui corrisponde la zona 7.



Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
7	28	1000	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			20
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
\underline{v}_b ($T_R = 50$ [m/s])			28.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			28.021

Classe di rugosità e coefficiente d'esposizione

Nel caso specifico le barriere sono posizionate a diversa distanza dalla linea di costa, parametro fondamentale per il calcolo della pressione del vento nella zona in esame (zona 7 – Liguria). Pertanto, si analizza il caso più gravoso individuato, ossia di barriera sotto i 1500m dalla linea di costa alla quale va attribuita la Classe di rugosità D e categoria di esposizione I.

ZONE 1,2,3,4,5							ZONA 6																	
																								
A	--	IV	IV	V	V	V	A	--	III	IV	V	V												
B	--	III	III	IV	IV	IV	B	--	II	III	IV	IV												
C	--	*	III	III	IV	IV	C	--	II	III	III	IV												
D	I	II	II	II	III	**	D	I	I	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							* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			<table border="1"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>I</td></tr> </table>			A	--	I	B	--	I	C	--	I	D	I	I
A	--	I																						
B	--	I																						
C	--	I																						
D	I	I																						

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

Zona	Classe di rugosità	as [m]
7	D	20

Cat. Esposiz.	kr	z0 [m]	zmin [m]	ct
I	0.17	0.01	2	1

Pressione cinetica di riferimento

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

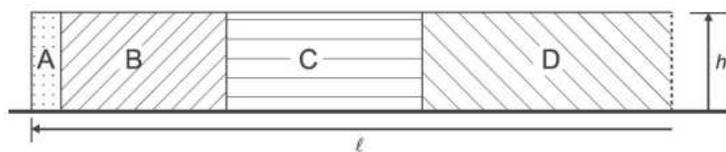
q_b [N/mq]	490.72
--------------	--------

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

Per la determinazione del coefficiente aerodinamico sulle pareti verticali è stato fatto riferimento al paragrafo 7.4.1. dell'EC 1, considerando coefficiente di pressione netto $c_{p,net}$ per pareti con rapporto $l/h > 10$, senza angoli di ritorno, con rapporto di solidità $\phi = 1.0$.



Solidity	Zone		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Without return corners	$\ell/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	with return corners of length $\geq h^a$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

^a Linear interpolation may be used for return corner lengths between 0,0 and h

Figura 1: Determinazione del coefficiente aerodinamico [§7.4 dell'EC1]

A favore di sicurezza il calcolo è stato svolto considerando il valore massimo del coefficiente di pressione netta pari a $c_p = 2.1$, corrispondente alla zona A.

Di seguito si riporta il calcolo finale della pressione del vento:

z min	2.00	m
ce z ≤ z min	1.88	-
ce	2.25	-
q_b	0.49	kN/m ²
C_p	2.10	-
C_d	1	-
p	2.32	kN/m ²

6.2.1.1 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nella “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011; si considera l’effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.1 – 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.

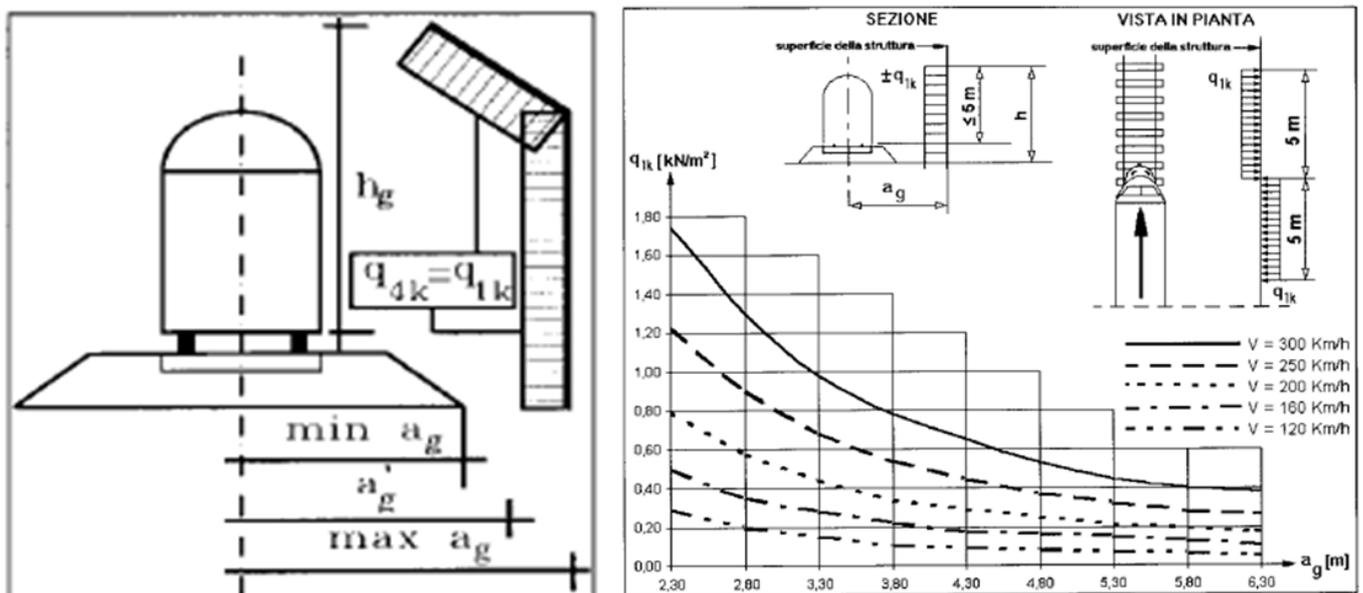


Figura 2- Grafico per la definizione della distanza min-max a_g , e valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

A tali valori di a_g' corrispondono i seguenti valori dell’azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata con velocità $V = 160$ km/h e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli.

Il valore sarà però aumentato secondo quanto prescritto dalle “Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere AntiRumore”:

Vento + $P_{\text{aerod.}} \geq 1.50 \text{ kN/ m}^2$ per tutte le verifiche.

min ag	3	m
max ag	5.12	m
ag' (d fittizia binario)	3.85	m
V	160	km/h
qk	0.32	kN/m ²

Verifica	Cp = 2.1	
W Vento	2.32	kN/m ²
S Traffico	0.32	kN/m ²
W+S	2.64	kN/m ²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore H2	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0008001	REV. B

6.2.2 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), 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 PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, 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.

6.2.2.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale VN 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” - RFI DTC SI AM MA IFS 001 B del 31.12.2020”. L’oggetto della presente relazione risulta essere un’opera nuova su infrastrutture ferroviarie esistenti a velocità convenzionale ($v < 250$ km/h).

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 VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (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. (

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 50$.

6.2.2.2 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.

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al punto 1.1.1 dell'Istruzione RFI " *Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*" - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011".

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C _U]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Facendo riferimento al, “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” pag.151 di 431 – *Ponti e strutture*, le strutture di progetto non ricadono in una linea del sistema di grande viabilità strategica, pertanto, nel progetto si considera una classe d'uso tipo II con coefficiente d'uso **C_U=1,0**.

6.2.2.3 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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.00 = 50 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.2.2.4 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	v _R : 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%

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore H2	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0008001	REV. B

da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	30
	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 475$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 50$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 50$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 475$ anni.

6.2.2.5 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.

Come già illustrato, i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria B.

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; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate 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

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_S = 1,60$ e $C_C = 1,904$.

6.2.2.6 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 8.16890 LATITUDINE: 44.05290

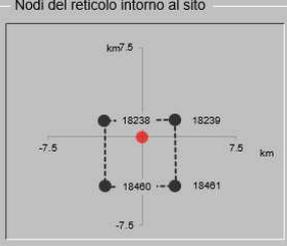
Ricerca per comune

REGIONE: Liguria PROVINCIA: Savona COMUNE: Albenga

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

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_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info

$S_s = 1.494$

$C_c = 1.861$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore $q_s = 1$

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore $q_v = 1$

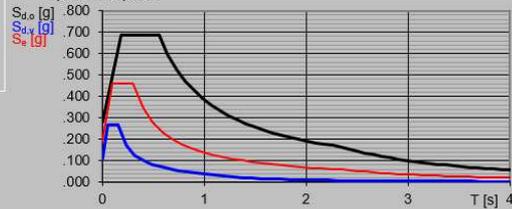
$\eta_v = 1/q_v = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



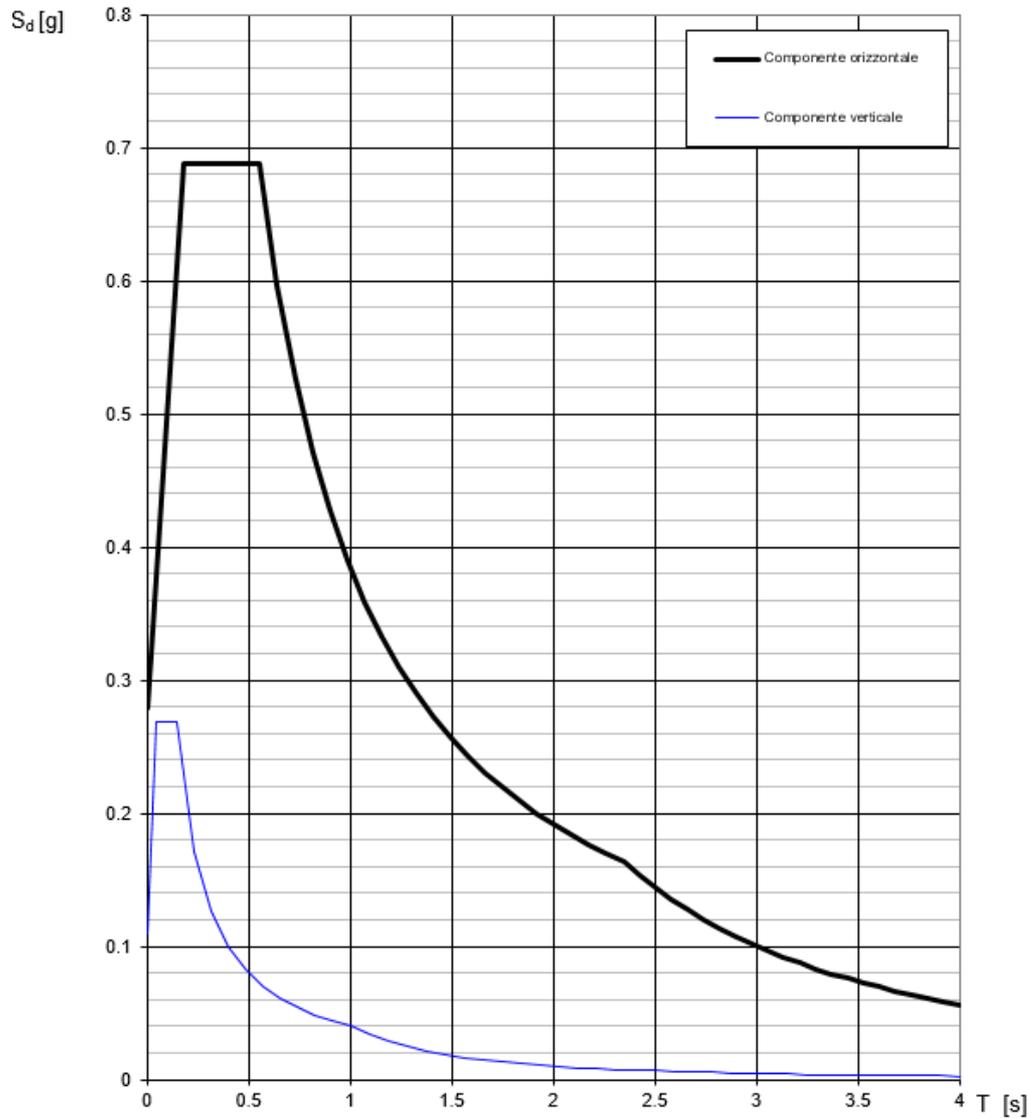
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.132 g
F_o	2.425
T_c	0.283 s
S_s	1.600
C_c	1.904
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.180 s
T_C	0.540 s
T_D	2.128 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ 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	0.211
$T_B \leftarrow$	0.180	0.512
$T_C \leftarrow$	0.540	0.512
	0.615	0.449
	0.691	0.400
	0.766	0.360
	0.842	0.328
	0.918	0.301
	0.993	0.278
	1.069	0.258
	1.145	0.241
	1.220	0.226
	1.296	0.213
	1.371	0.201
	1.447	0.191
	1.523	0.181
	1.598	0.173
	1.674	0.165
	1.749	0.158
	1.825	0.151
	1.901	0.145
	1.976	0.140
	2.052	0.135
$T_D \leftarrow$	2.128	0.130
	2.217	0.120
	2.306	0.110
	2.395	0.102
	2.484	0.095
	2.573	0.089
	2.663	0.083
	2.752	0.078
	2.841	0.073
	2.930	0.068
	3.019	0.064
	3.108	0.061
	3.198	0.057
	3.287	0.054
	3.376	0.052
	3.465	0.049
	3.554	0.046
	3.643	0.044
	3.733	0.042
	3.822	0.040
	3.911	0.038
	4.000	0.037

6.2.2.7 Calcolo forza sismica alla base

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento a quanto prescritto dalle normative vigenti.

Stato limite	SLV	
a0	0.132	g
F0	2.425	-
Tc*	0.283	s
Ss	1.600	-
Cc	1.904	-
St	1.000	-
q	1.000	-

S	1.600	-
η	1.000	-
Tb	0.180	s
Tc	0.540	s
Td	2.128	s

C1	0.085	-
T	0.194	s
Se	0.512	g
λ	1	-
Wi asciutto	101.61	kN
Wi bagnato	103.41	kN

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{con } 0 \leq T < T_B;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{con } T_B \leq T < T_C;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{con } T_C \leq T < T_D;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{con } T_D \leq T;$$

dove:

T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;

$S = S_S \cdot S_T$, coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, in cui i valori di S_S , coefficiente di amplificazione stratigrafica, e di S_T , coefficiente di amplificazione topografica sono riportati nelle tabelle presenti di seguito;

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, con ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione; F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro con C_T e C_C (coefficiente funzione della categoria di sottosuolo) definiti nelle tabelle del presente paragrafo dell'azione sismica;

$T_B = T_C / 3$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi.

Le componenti della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula presente nel D.M.2008:

$$F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g}$$

dove:

$F_{h,i}$ è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i è il peso della massa i -esima;

$S_e(T_i)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito in precedenza;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_i < 2 \cdot T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità terrestre (9,80665 m/s²).

Dalle formulazioni precedentemente riportate i valori delle ordinate dello in condizioni di pannelli asciutti e bagnati è pari:

Fh asciutto	52.03	kN
Fh bagnato	52.95	kN

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 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:

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

In base a quanto riportato al paragrafo precedente, non viene considerata nessuna combinazione sismica.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), 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, mentre l'azione aerodinamica generata dal transito dei convogli è stata considerata come un carico variabile da traffico.

In riferimento al **MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI** - RFI DTC SI AM MA IFS 001 B §1.5.4.3.1 "Criteri di combinazione delle azioni" si considera che il valore della combinazione "vento + effetto aerodinamico" (p_{tot}) sarà assunto pari a:

$$p_{vento} + p_{aerod} = p_{tot} \geq 1,5 \text{ kN / m}^2$$

Nel caso in esame quindi l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		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 ⁽⁵⁾
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

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

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	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.

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	1,0	1,0

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

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

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

In totale sono state analizzate 8 combinazioni di tipo SLU, 4 di tipo GEO e 10 combinazioni di tipo SLE, per un totale di 22 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito:

8 combinazioni SLU di tipo strutturale, per verificare il raggiungimento della resistenza dei pali e del cordolo di fondazione, utilizzando l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1):

SLU1: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLU2: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLU3: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLU4: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLU5, SLU6, SLU7, SLU8 analoghe rispettivamente a SLU1, SLU2, SLU3, SLU4 ma con i coefficienti moltiplicativi unitari per i carichi permanenti;

4 combinazioni SLE di tipo rara:

SLE1: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLE2: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLE3: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLE4: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

SLE5: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLE6: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLE7: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLE8: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente:

SLE9: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica assenti (moltiplicati per $\psi_2=0$);

SLE10: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica assenti (moltiplicati per $\psi_2=0$);

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

SISMICA1-3: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli asciutti, (positivi e negativi);

SISMICA2-4: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli bagnati, (positivi e negativi).

Combinazioni statiche

	PP	P. Asc.	P. Bag.	Vento	Aereod.
SLU 1	1.35	0	1.35	1.5	1.5
SLU 2	1.35	1.35	0	-1.5	-1.5
SLU 3	1.35	0	1.35	-1.5	-1.5
SLU 4	1.35	1.35	0	1.5	1.5
SLU 5	1	0	1	1.5	1.5
SLU 6	1	1	0	-1.5	-1.5
SLU 7	1	0	1	-1.5	-1.5
SLU 8	1	1	0	1.5	1.5
SLE 1	1	0	1	1	1
SLE 2	1	0	1	-1	-1
SLE 3	1	1	0	1	1
SLE 4	1	1	0	-1	-1
SLE 5	1	0	1	0.5	0.5
SLE 6	1	0	1	-0.5	-0.5
SLE 7	1	1	0	-0.5	-0.5
SLE 8	1	1	0	0.5	0.5
SLE 9	1	0	1	0	0
SLE 10	1	1	0	0	0

Combinazioni sismiche

Combo	PP	P.Asc.	P.Bagn.	Sisma PA	Sisma PB
Sismica 1	1	1	0	1	0
Sismica 2	1	0	1	0	1
Sismica 3	1	1	0	-1	0
Sismica 4	1	0	1	0	-1

8. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA

8.1 Calcolo sollecitazioni agenti sulle fondazioni

Le sollecitazioni agenti in testa ai micropali sono state calcolate partendo dalle sollecitazioni risultanti per le diverse azioni esaminate e considerando i contributi dovuti ai momenti di trasporto rispetto alla quota di testa dei micropali in posizione baricentrica. I pesi propri considerano il peso proprio del montante, del muro e del cordolo di fondazione.

Elementi	N (kN)	V (kN)	Braccio (m)	M (kNm)
PP Barriera	0.00	0.00	1.05	0.00
PP PB	3.60	1.84	1.05	1.94
PP muro	99.81	51.10	2.05	104.76
PP CORDOLO	43.31	22.18	0.275	6.10
	146.73	75.12		112.80

	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
PP	143.13	0	0.00
PP P.Asc.	1.80	0	0.00
PP P.Bag.	3.60	0	0.00
Vento e Azione Aero.	0.00	31.66	80.73

A partire dai valori caratteristici indicati in Tabella, si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico precedentemente descritta:

	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
SLU 1	198.08	47.49	121.09
SLU 2	195.65	-47.49	-121.09
SLU 3	198.08	-47.49	-121.09
SLU 4	195.65	47.49	121.09
SLU 5	146.73	47.49	121.09
SLU 6	144.93	-47.49	-121.09
SLU 7	146.73	-47.49	-121.09
SLU 8	144.93	47.49	121.09
SLE 1	146.73	31.66	80.73
SLE 2	144.93	-31.66	-80.73
SLE 3	146.73	31.66	80.73
SLE 4	144.93	-31.66	-80.73
SLE 5	146.73	15.83	40.36
SLE 6	144.93	-15.83	-40.36
SLE 7	146.73	-15.83	-40.36
SLE 8	144.93	15.83	40.36
SLE 9	146.73	0.00	0.00
SLE 10	144.93	0.00	0.00

Combo	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
Sismica 1	146.73	74.20	111.83
Sismica 2	146.73	75.12	112.80
Sismica 3	146.73	-74.20	-111.83
Sismica 4	146.73	-75.12	-112.80

8.1.1 Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo

Lo sforzo normale e il taglio agenti sui singoli micropali vengono calcolati in base al numero di micropali presente al di sotto di ogni montante e al loro interasse trasversale, secondo le seguenti formule:

$i_{\text{trasv. [m]}}$	0.55
$i_{\text{long. [m]}}$	1.50
n. pali in trasv. su INTER	2.00
n. pali in long. su INTER	2.00
$n_{\text{micropali}}$ su INTER	4.00

su 1 micropalo	Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
SLU 1	159.60	-60.56	11.87
SLU 2	-61.17	158.99	-11.87
SLU 3	-60.56	159.60	-11.87
SLU 4	158.99	-61.17	11.87
SLU 5	146.76	-73.40	11.87
SLU 6	-73.85	146.31	-11.87
SLU 7	-73.40	146.76	-11.87
SLU 8	146.31	-73.85	11.87
SLE 1	110.07	-36.71	7.91
SLE 2	-37.16	109.62	-7.91
SLE 3	110.07	-36.71	7.91
SLE 4	-37.16	109.62	-7.91
SLE 5	73.38	-0.01	3.96
SLE 6	-0.46	72.93	-3.96
SLE 7	-0.01	73.38	-3.96
SLE 8	72.93	-0.46	3.96
SLE 9	36.68	36.68	0.00
SLE 10	36.23	36.23	0.00

Combo	Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
Sismica 1	138.34	-64.98	18.55
Sismica 2	139.22	-65.86	18.78
Sismica 3	-64.98	138.34	-18.55
Sismica 4	-65.86	139.22	-18.78

Verranno analizzati i seguenti casi per le verifiche:

Caso coefficiente di forma $C_p = 2.1$:

	Np (kN)	Vp (kN)	
Np+	159.60	11.87	massima compressione SLU 1 per le verifiche strutturali e geotecniche
Np-	-73.85	11.87	massima trazione SLU 1 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp+	159.60	11.87	massimo taglio SLU 1 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp-	-61.17	-11.87	minimo taglio SLU 2 per le verifiche strutturali e geotecniche

	Np (kN)	Vp (kN)	
Np+	139.22	18.78	massima compressione SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
Np-	-65.86	18.78	massima trazione SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp+	139.22	18.78	massimo taglio SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp-	-65.86	-18.78	minimo taglio SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche

	Np (kN)	Vp (kN)	
Np+	110.07	7.91	massima compressione SLE 1 per le verifiche strutturali
Np+	73.38	3.96	massima compressione SLE 5 per le verifiche strutturali
Np+	36.68	0.00	massima compressione SLE 9 per le verifiche strutturali

8.2 Portanza verticale

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) 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:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

Dove $d_s = \alpha \cdot d$ è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Nel caso in esame il micropalo attraversa strati di terreno dalle caratteristiche diverse e la relazione per la determinazione di S risulta:

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

Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella sotto). Nel caso in esame viene adottata la tecnica IRS (IRS, injection ripetitive et selective), ma è comunque raccomandato di considerare che per i primi 5 m il palo venga considerato del tipo IGU, (IGU, injection globale unique).

Si trascura la resistenza alla punta del micropalo.

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)Vs; IGU: 1,5Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2Vs; IGU: 1,5Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)Vs; IGU: (1,5 - 2)Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)Vs per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcarei 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 2Vs o più per strati fratturati

Oltre al coefficiente α , il metodo di Bustamante e Doix contempla anche il calcolo della resistenza tangenziale s all'interfaccia palo-terreno in funzione sia della natura che delle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di infissione, vengono riportate di seguito la tabella che indica a quale curva bisogna fare riferimento nel nostro caso, sia il grafico nel quale entrando con il valore delle N_{SPT} , è possibile leggere il corrispettivo valore di s .

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

I valori della resistenza tangenziale unitaria s_i all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nelle Figure sottostanti:

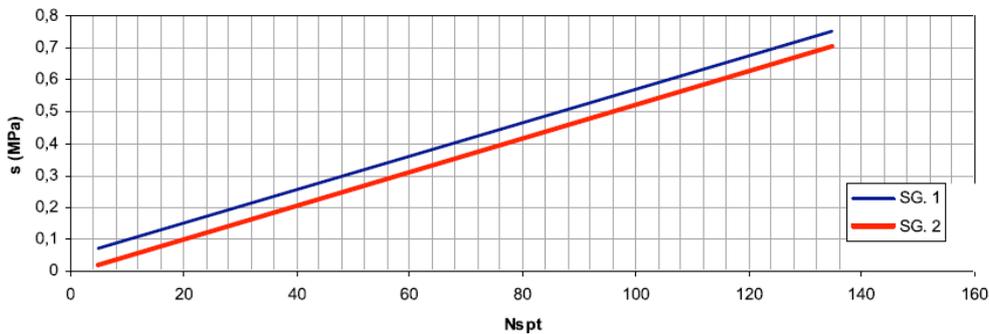


Figura 1. Abaco per la determinazione di s per Sabbie e Ghiaie
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

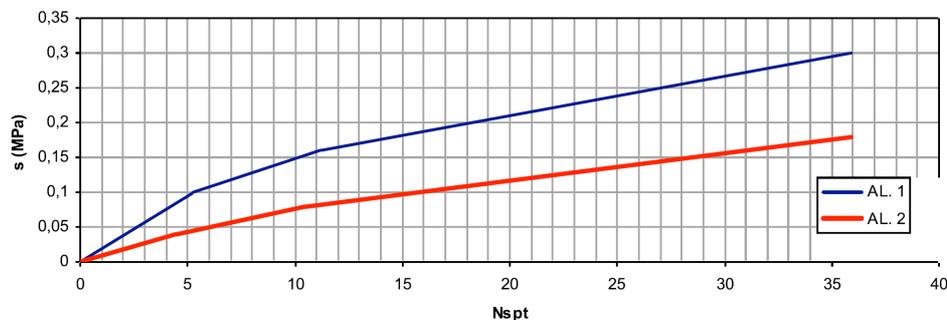


Figura 2. Abaco per la determinazione di s per Argille e Limi
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

La lunghezza complessiva del micropalo è pari a **7.00 m**.

Si assume una profondità d'infissione del palo pari a 2.00m dal piano campagna.

Ai fini della verifica si considera una lunghezza utile del palo di 5,00 m, avendo assunto i primi 2.00 m di palo non reagenti ai fini della portanza verticale.

Unità	Spessore	Tipo di	Coeff α	Curva di	Nspt	Resistenza	$ds = \alpha\delta$	P	S
	[m]	iniezione		riferimento		tangenziale si	[m]	[kN]	[kN]
						[MPa]			
Strato 1	4	-	-	-	-	-	-	-	-
Strato 1	3	IGU	1.1	SG 2	19	0.1	0.275	-	259.18
Strato 1	2	IRS	1.4	SG 1	19	0.2	0.35	-	439.82
Strato 2	0	IRS	1.4	SG 1	28	0.2	0.35	-	0.00
								0	699.00

A favore di sicurezza viene trascurata la **portanza di base**.

8.2.1 Verifica capacità portante verticale

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

Si verifica di seguito il palo maggiormente sollecitato.

A partire dalle portanze di calcolo definite al § precedente si ottengono le portanze caratteristiche dividendo per i fattori di correzione ξ e quindi le portanze di progetto dividendo per i coefficienti γ_r .

Portanze di progetto:

ξ_3	1.7	-
ξ_4	1.7	-
QL_k portanza laterale	411.18	kN
Qb_k portanza di base	0	kN

Efficienza
1.00

Capacità portante totale

	R3	R3 con Efficienza		
Qd_{COMPRESSIONE}	357.55	357.55	kN	$Qd = Q_{L,k} / \gamma_p + Q_{b,k} / \gamma_p$
Qd_{TRAZIONE}	328.94	328.94	kN	$Qd = Q_{L,k} / \gamma_p$

Compressione	STR	SISMA	
	A1 M1 R3	M1 R3	
N_{testa palo}	159.60	139.22	kN
FS = R_d/E_d	2.24	2.57	-
	verificato	verificato	

Trazione	STR	SISMA	
	A1 M1 R3	M1 R3	
N_{testa palo}	73.85	65.86	kN
FS = R_d/E_d	4.45	4.99	-
	verificato	verificato	

8.3 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 rigidità 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 in figura 10 per terreni coesivi e incoerenti.

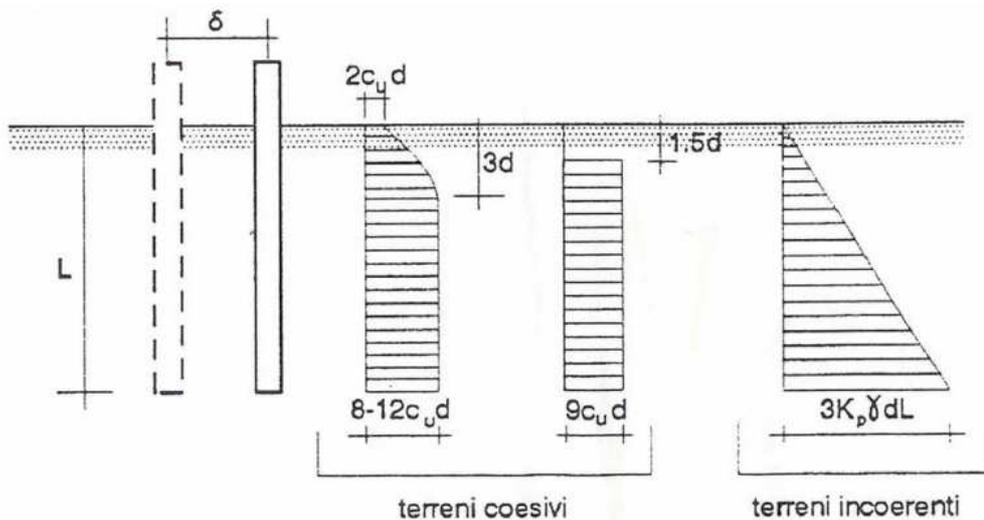


Figura 3: Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

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

$$\gamma$$

peso specifico del terreno

terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata;

(terreno coesivo $c = c_u$ e $\varphi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\varphi' \neq 0$)

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: $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

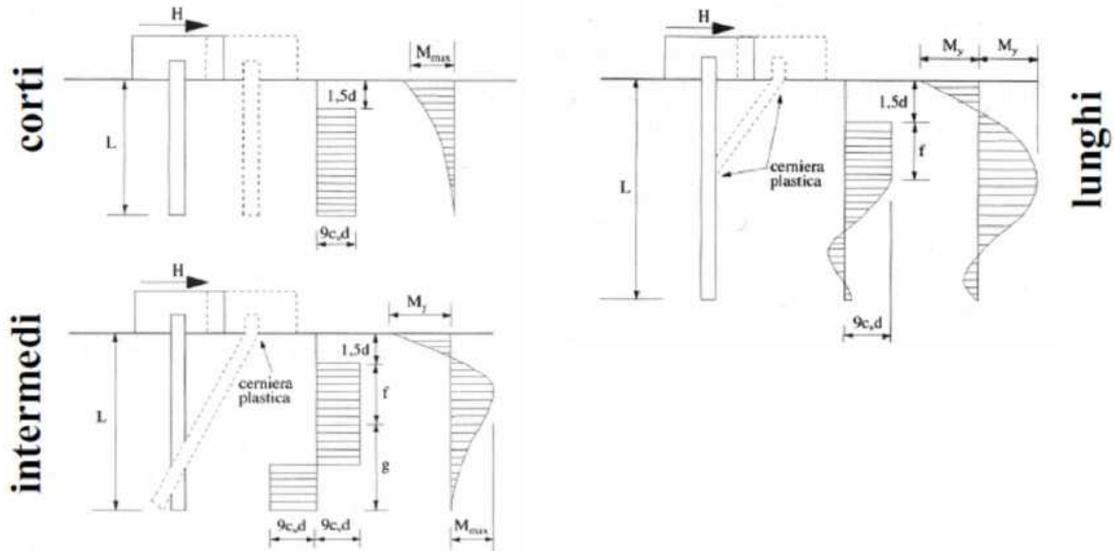


Figura 4: Carico limite trasversale: terreni coesivi

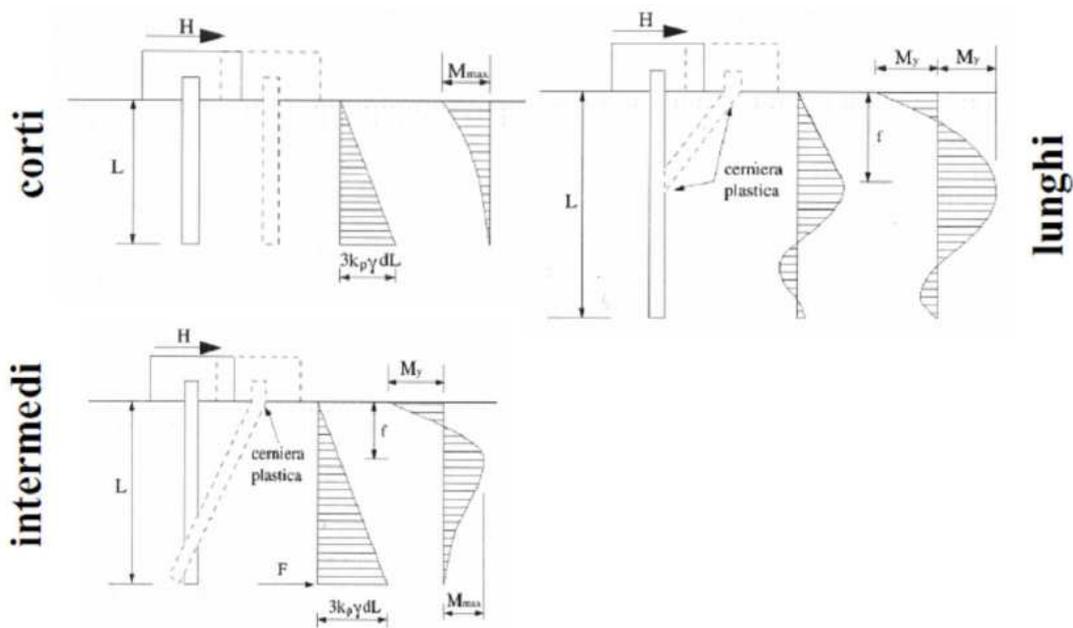


Figura 5: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

8.3.1 Verifica capacità portante orizzontale

Tubo Micropali

ϕ esterno	168.3	mm	Diametro tubo
s	5	mm	Spessore tubo
As	25.7	mm ²	Area
Js	8560000	mm ⁴	Momento di inerzia
Ws	102000	mm ³	Momento statico
As,t	1243.3	mm ²	Area di taglio (pix fi int x s)
fyk	275	N/mm ²	Tensione di snervamento caratteristica
fyd	261.90	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto
Es	210000	N/mm ²	Modulo elastico acciaio

Portanza orizzontale

Terreni incoerenti – pali impediti di ruotare in testa.

	strato 1	strato 2	strato 3	
H (m)	3	2	0	
ϕ' medio (°)	34	25	0	valori medi
kp medio	3.54	2.46	1.00	3.11
ϕ' minimo (°)	34	25	0	
kp minimo	3.54	2.46	1.00	3.11
γ (kN/m ³)	20	20.5	0	20.20

My	34.83	kN
ξ_3	1.7	-
ξ_4	1.7	-

	R3 (kN)
γT	1.3

Caso palo corto

$R_{trd,cal,media}$	1535.38	kN
$R_{trd,cal,min}$	1535.38	kN
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	903.2	kN
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	903.2	kN
$R_{tr,k}$	903.2	kN

	R3 (kN)
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_I$	694.7

Caso palo intermedio

$R_{trd,cal,media}$	389.49	kN
$R_{trd,cal,min}$	389.49	kN
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	229.1	kN
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	229.1	kN
$R_{tr,k}$	229.1	kN

	R3 (kN)
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_I$	176.2

Caso palo lungo

$R_{trd,cal,media}$	61.0	kN
$R_{trd,cal,min}$	61.0	kN
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	35.9	kN
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	35.9	kN
$R_{tr,k}$	35.9	kN

	R3 (kN)
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_I$	27.6

Si ricade nel caso di

Caso palo lungo

	STR	SISMA
	A1 M1 R3	M1 R3
V_R (kN)	27.6	27.6
V (kN)	11.87	18.78
FS	2.33	1.47
	Verificato	Verificato

8.4 Calcolo del cedimento del micropalo

Il cedimento del micropalo è ricavato tramite la formula di Poulos e Davis:

$$\delta = (\beta \cdot P_{\max}) / (E \cdot L_u)$$

in cui

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_u/D);$$

P_{\max} = carico massimo a cui è sottoposto il palo (combinazione RARA);

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammorsato il micropalo (si assume il modulo elastico ponderato con lo spessore degli strati di terreno attraversati dal micropalo nel caso di geotecnica peggiore);

L_u = lunghezza utile del micropalo.

D	0.25	m
Lu	7	m
E	15.00	N/mm ²
P_{max}	110.07	kN
β	1.95	
δ	2.0	mm

8.5 Verifiche strutturali tubo micropali

Viene effettuata la verifica del tubo di armatura considerando le seguenti condizioni di sollecitazione:

- massime azioni assiali di compressione (N_{p+}) e trazione (N_{p-}) e corrispondenti azioni taglianti;
- massime azioni di taglio (V_{p+} e V_{p-}) e corrispondenti azioni assiali.

		N_p	V_p	$M_p = V_p \times L_0 / 2$	$\sigma = N/A + M/W$	$\tau = V/At$	σ_{δ}	f_{yd}	Verifica	C.S
		[KN]	[KN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		
STATICHE	N_{p+}	159.60	11.87	10.46	164.66	9.55	165.49	261.90	Verificato	1.58
	N_{p-}	-73.85	11.87	10.46	131.30	9.55	132.34	261.90	Verificato	1.98
	V_{p+}	159.60	11.87	10.46	164.66	9.55	165.49	261.90	Verificato	1.58
	V_{p-}	-61.17	-11.87	-10.46	126.36	9.55	127.44	261.90	Verificato	2.06
SISMICHE	N_{p+}	139.22	18.78	16.55	216.43	15.11	218.00	261.90	Verificato	1.20
	N_{p-}	-65.86	18.78	16.55	187.88	15.11	189.69	261.90	Verificato	1.38
	V_{p+}	139.22	18.78	16.55	216.43	15.11	218.00	261.90	Verificato	1.20
	V_{p-}	-65.86	-18.78	-16.55	187.88	15.11	189.69	261.90	Verificato	1.38

8.6 Verifica di resistenza suola di fondazione SLU

Si effettuano le seguenti verifiche della suola di fondazione.

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC18):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c$$

Quindi calcoliamo tali quantità:

ARMATURE LONGITUDINALI (PARALLELE AL MURO)

B	105	cm
H	55	cm
d'	5	cm
d	50	cm
As,min	860	mm2
As,min	683	mm2
As,min	860	mm2
As,max	23100	mm2

φ	14	mm
n barre	8	-
As sup	1231.5	mm2
φ	14	mm
n barre	8	-
As inf	1231.5	mm2

Verificato

Verificato

ARMATURE TRASVERSALI (PERPENDICOLARI AL MURO)

B	100	cm
H	55	cm
d'	5	cm
d	50	cm
As,min	819	mm2
As,min	650	mm2
As,min	819	mm2
As,max	22000	mm2

φ	18	mm
passo	20	cm
As sup	1272.3	mm2/m
φ	18	mm
passo	20	cm
As inf	1272.3	mm2/m

Verificato

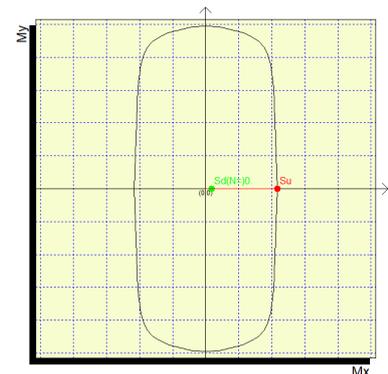
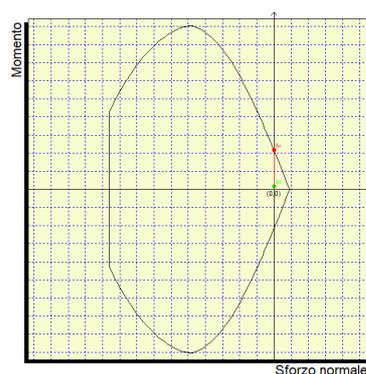
Verificato

8.6.1 Verifiche allo flessione

Per la verifica della sezione trasversale si ricorre ad un modello di trave su 3 appoggi, rappresentati dalle teste dei micropali. Per determinare la sollecitazione flettente (che dimensiona le armature di forza della sezione trasversale) e quella tagliante (che dimensiona le staffe) si applica un carico uniformemente distribuito sulla travata, tale carico è stato determinato sommando i valori di sollecitazione agenti, in termini di sforzo normale, sui micropali interessati diviso la lunghezza del tratto di fondazione considerata.

VERIFICA ALLO SLU Trave su 3 appoggi

N micropali	85.75	kN
Carico ripartito	57.17	kN/m
M max	16.08	kNm



Il valore di N_{palo} considerato, tiene conto sia delle azioni verticali derivanti dal peso della barriera, e sia dalle azioni orizzontali derivanti dalle azioni del vento e dall'azione aerodinamica; ciò in quanto il medesimo valore è stato determinato a partire dalla combinazione delle azioni su descritte.

Quindi nonostante si tratti di una verifica a flessione semplice retta, si tiene implicitamente in conto anche dell'effetto delle azioni nel piano orizzontale.

8.6.2 Verifiche a taglio

VEd = TSLV	107.19	kN
	107188.6719	N

Rck	35	N/mm ²
fck	29.05	N/mm ²

H sezione	550	mm
c netto	50	mm
Ø armatura long.	14	mm
Ø arm a flessione	14	mm
d	500	mm
k	1.63	-

bw	1050	mm
Asl	1232	mm ²
ρλ	0.002	-

NEd	86	kN
	85751	N
Ac	577500	mm ²
σχπ	0.15	N/mm ²

fcd	18.42	N/mm ²
γγ	1.5	-
CRd,c	0.12	-
vmin	0.39	-

VRd,c	206673	N
VRd,c min	218261	N
VRd,c effettivo	218261	N

Verifica	OK
C.S.	2.04

8.7 Verifiche allo SLE

I valori di sollecitazione massimi per le combinazioni allo SLE sono le seguenti:

	N (kN)	M (kNm)
Comb rara	0.00	20.51
Comb frequente	0.00	20.51
Comb quasi perm	0.00	20.51

Al fine di assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture in c.a. è necessario non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni agenti ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Si distinguono i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2$$

con:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,30 \cdot 29,05^{(2/3)} = 2.84 \text{ N/mm}^2$$

- b) Stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta il valore limite di apertura della fessura è pari ad uno dei seguenti valori:

$$W_1 = 0.2 \text{ mm} \qquad W_2 = 0.3 \text{ mm} \qquad W_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione dalla corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise secondo quanto riportato nella tabella seguente, estratta dalle NTC 2018:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso di specie la condizione di riferimento è “ordinaria” propria di una classe di esposizione XC2.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- combinazione quasi permanente
- combinazione frequente

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Le armature sono classificate come “*armature poco sensibili*”.

stato limite di formazione delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle fessure W_K è dato da:

$$W_K = 1.7 W_m$$

dove W_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la media fra le fessure Δ_m .

Per il calcolo delle grandezze descritte vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

Secondo la simbologia dell'EC2 l'ampiezza W_K vale:

$$W_K = \beta S_{rm} \epsilon_{sm}$$

in cui:

S_{rm} : interasse medio finale delle lesioni (fessurazione stabilizzata);

ϵ_{sm} : deformazione media delle barre di acciaio;

β : coefficiente che trasforma l'ampiezza media delle lesioni nel valore di calcolo pari ad un valore compreso fra 1.30 ed 1.70 relativamente a spessori variabili fra 300 mm e 800 mm;

ϵ_{sm} : si calcola con la relazione:

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{ST} / \sigma_s)^2)$$

con:

σ_s : tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio);

σ_{ST} : tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio) considerando la condizione di carico che causa la prima fessurazione;

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata;

β_2 coefficiente dipendente dalla durata del carico;

L'espressione di S_{rm} accolta dalla normativa italiana è la seguente:

$$S_{rm} = 2(c+s/10) + K_1 K_2 \phi / \rho_r$$

c: copriferro

s: interasse delle barre

K_1 : 0.40 (barre ad aderenza migliorata)

K_2 : 0.125 (flessione pura) – 0.25 (trazione pura)

Il controllo dell'ampiezza delle lesioni consiste nell'accertare la validità della seguente disuguaglianza:

$$W_K < W_{lim}$$

in cui:

W_K : è l'ampiezza di calcolo della lesione;

W_{lim} : è il valore nominale limite dell'ampiezza dalla lesione che è specificato dalle norme in base alle condizioni ambientali.

8.7.1 Stato limite di formazione delle fessure

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2$$

Comb. quasi permanente: (trazione) non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure

Combinazione frequente: (trazione) non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

fck	29.05	N/mm ²
fctm	2.83	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_c N		
Comb rara	-2.36	-0.36	N/mm ²	verifica soddisfatta
Comb quasi perm		-0.36	N/mm ²	verifica soddisfatta

SL apertura fessure	Non c'è bisogno di verificare l'ampiezza delle fessure			
	w lim	w		
Comb quasi perm w1	0.2		mm	verifica soddisfatta
Comb frequente w2	0.3		mm	verifica soddisfatta
Comb rara w1	0.2		mm	verifica soddisfatta

8.7.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per la combinazione rara per cui deve risultare che:

$$\sigma_{c,max} < 0,55 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,max} < 0,40 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha che:

Verifica tensioni di esercizio

	$\sigma_c \max$	$\sigma_c Mmax$		
Comb rara	17.43	0.8	N/mm ²	verifica soddisfatta
Comb quasi perm	13.07	0.8	N/mm ²	verifica soddisfatta

	$\sigma_s \max$	σ_s		
Comb rara	-360	-43.48	N/mm ²	verifica soddisfatta

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara deve risultare:

$$s_{s,max} < 0,75 \cdot f_{yk}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.7.3 Verifica a punzonamento

Si procede alla verifica a punzonamento del cordolo di fondazione per effetto dello sforzo assiale trasmesso dai pali di fondazione. In questa verifica si valuta la resistenza a trazione del calcestruzzo intorno ad un perimetro distante $2d$ dall'area caricata.

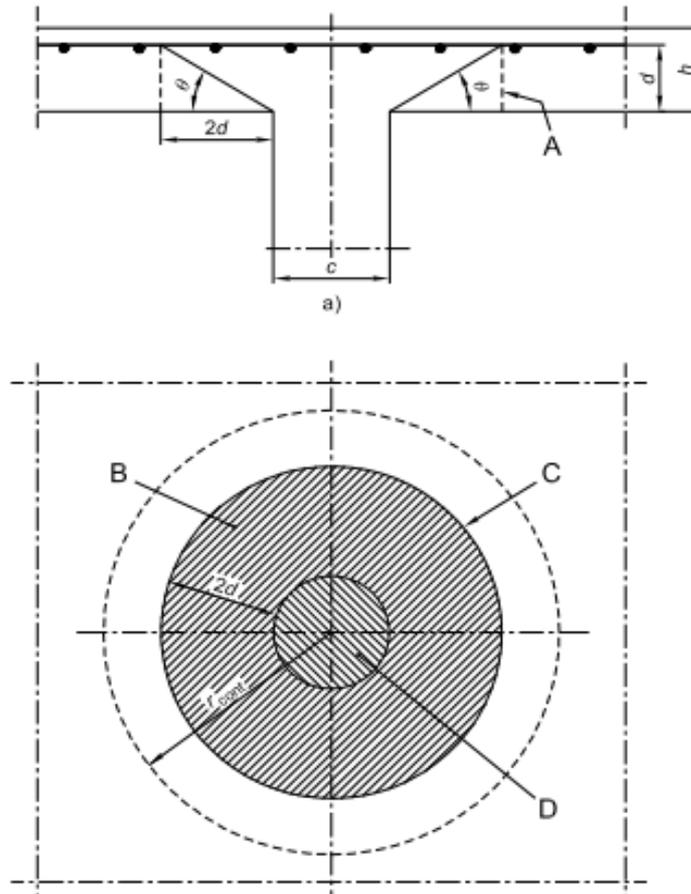


Figura 6 - Schema punzonamento soletta allo SLU

H utile soletta in dir y	d_y	491.0	mm
H utile soletta in dir z	d_z	491.0	mm
h utile (effettiva) soletta	$d_{eff} = 0,5 \times (d_y + d_z)$	491.0	mm
dist da P applicazione	$2d$	982.0	mm
P di verifica di base	u_1	6955.5	mm

$ved = \beta Ved / (u0 d)$		
Ved	159.60	kN
u0	785.4	mm
d	491.0	mm
β	1.15	
ved	0.48	N/mm2

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$Vrd,max = 0,5 fcd v$		
fcd	16.46	N/mm2
v	0.5	-
Vrd,max	4.1	N/mm2

ved < Vrd,max	verificato
---------------	------------

Resistenza a punzonamento senza armatura a taglio-punzonamento

$Vrd,c = Crd,c * k * (100 * \rho l fck)^{1/3}$		
γ_c	1.5	
$Crd,c=0,18/\gamma_c$	0.12	
$k=1+(200/d)^{1/2}$	1.64	
ρl	0.002	< 0.02
fck	29.05	N/mm2
Vrd,c	0.37	N/mm2

$Vrd,c MIN = 0,035 k^{3/2} fck^{1/2}$		
Vrd,c MIN	0.40	N/mm2
Vrd,c	0.40	N/mm2

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

ved = β Ved / (u1 d)		
d	491.0	mm
u1	6955.5	mm
ved	0.054	N/mm2

ved > Vrd,min	verificato
-------------------------	-------------------

Essendo il valore di tensione di calcolo, indotto dalla reazione normale del palo, inferiore al valore di resistenza suggerito dall'Eurocodice, la verifica si ritiene soddisfatta, e non è necessaria armatura a punzonamento.

9. CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17.01.2018.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dalla presente relazione.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali.

D = 25cm	diametro micropali
L = 7.0 m	lunghezza micropali (incluso il tratto nel rilevato)
tubolare 168.3x5 mm	armatura micropalo
S275	Classe di resistenza acciaio tubo armatura

Di seguito si riportano le incidenze di armatura dei principali elementi in c.a.:

Elemento	Incidenza [kg/m ³]
Cordolo di fondazione	110