

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14D20000010001

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

BA - BARRIERE ANTIRUMORE
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI TIPO H9-H10

SCALA:

-

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

I N 1 A 2 0 D 2 6 C L B A 0 0 0 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	V. Reale	Gen. 2022	M. Rigo	Gen. 2022	C. Mazzocchi	Gen. 2022	A. Perego Gen. 2022

File: IN1A20D26CLBA0000002A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	BARRIERA VERTICALIZZATA H10	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	9
2.2	CALCESTRUZZO	10
2.2.1	<i>Calcestruzzo Cordolo di Fondazione</i>	10
2.2.2	<i>Calcestruzzo Micropali</i>	11
2.2.3	<i>Acciaio da C.A.</i>	12
2.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	13
2.3.1	<i>Profili e lamiere non saldate</i>	13
2.3.2	<i>Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella</i>	13
2.3.3	<i>Acciaio per micropali</i>	13
3	PARAMETRI SISMICI	15
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	17
5	MODELLO DI CALCOLO BARRIERA MONTANTE IN C.A - BM110	17
5.1	ANALISI DEI CARICHI	17
5.1.1	<i>Peso proprio</i>	18
5.1.2	<i>Peso delle pannellature fonoassorbenti</i>	19
5.1.3	<i>Vento</i>	19
5.1.4	<i>Pressione per effetti aerodinamici del treno</i>	26
5.1.5	<i>Azione sismica</i>	29
5.2	COMBINAZIONI DI CARICO	33
5.2.1	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite ultimi (SLU)</i>	33
5.2.2	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite di esercizio (SLE)</i>	34

5.2.3	<i>Riepilogo coefficienti</i>	34
5.3	TABELLA RIASSUNTIVA COMBINAZIONI DI CARICO	35
6	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI	37
6.1	SEZIONE DI INTERFACCIA CORDOLO DI FONDAZIONE TESTA MICROPALI	37
6.1.1	<i>Sollecitazioni elementari in testa ai micropali:</i>	37
6.1.2	<i>Sollecitazioni COMBINAZIONI STATICHE interfaccia cordolo di fondazione testa micropali:</i>	37
6.1.3	<i>Sollecitazioni COMBINAZIONI SISMICHE interfaccia cordolo di fondazione testa micropali:</i>	38
6.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO	40
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	41
6.4	CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E ASSUNZIONI PROGETTUALI	41
6.5	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO	41
6.5.1	<i>Lotto 1</i>	49
6.5.2	<i>Lotto 2</i>	50
6.5.3	<i>Verifica ai carichi trasversali</i>	50
6.5.4	<i>Calcolo del cedimento del micropalo</i>	53
	VERIFICHE STRUTTURALI.....	53
7	VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE	60
7.1	ARMATURA MINIMA	60
7.2	VERIFICA STRUTTURALE.....	62
7.3	VERIFICA PRESSOFLESSIONE.....	62
7.4	VERIFICA A TAGLIO	63
7.5	VERIFICA A SFILAMENTO	64
8	CONCLUSIONI	65

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Est al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'uscita dell'Autostrada Verona Nord e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Vescovo, per una estensione di circa 9.7 km dall'inizio dello Scalo Cason alla fine della linea AV/AC. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

- MODIFICA DI TRACCIATO DELLE LINEE MI-VE STORICA E VR-BRENNERO
- LINEA AV/AC MILANO-VENEZIA
- NUOVO SCALO IN LOCALITA' CASON
- RACCORDO BIVIO S.MASSIMO – VERONA P.N.
- RACCORDO Q.E. – VERONA P.N.
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA NUOVA
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA VESCOVO

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e Verona Porta Vescovo. Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).



1.1 Barriera verticalizzata H10

La barriera fonoassorbente H10 in esame presenta moduli in calcestruzzo, di altezza circa 3 m e lunghezza 1.40 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 $\phi 88.9 \times 16$ mm e da un profilo reggi pannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240x20 mm ed un'anima 255x12 mm (escluso lo spessore dell'ala); 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.

I risultati ottenuti in questa relazione saranno applicati alle barriere antirumore su rilevato tipo H8, H9 e H10 (rettificate).

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito la sezione tipo di tali barriere.

Gli elementi strutturali ed i collegamenti sono stati progettati eseguendo sia verifiche a fatica a tempo infinito, per le quali si è fatto riferimento alle sollecitazioni indotte dalla sovrappressione dinamica indotta dal passaggio di convogli per la velocità di progetto della linea $V=200$ km/h, sia verifiche di resistenza e di deformabilità.

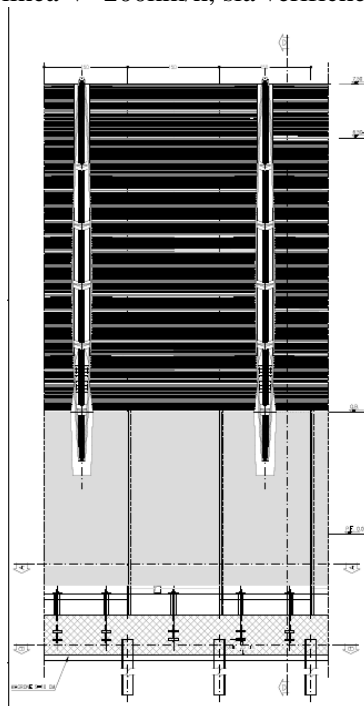


Figura - 1 Tipologico BA H10

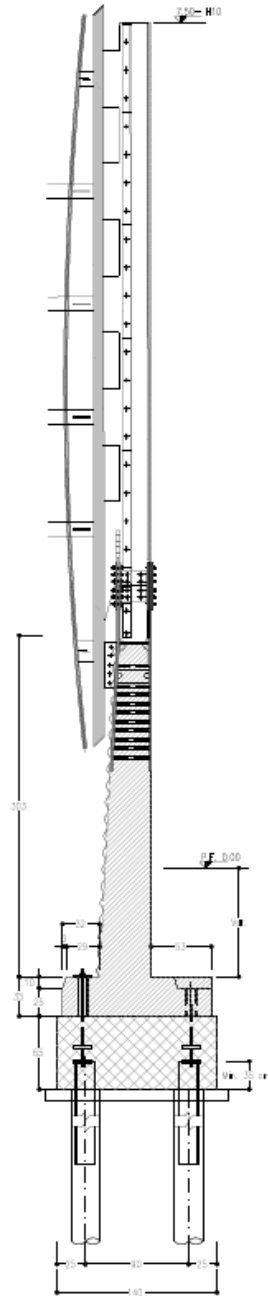


Figura - 2 Tipologico BA H10

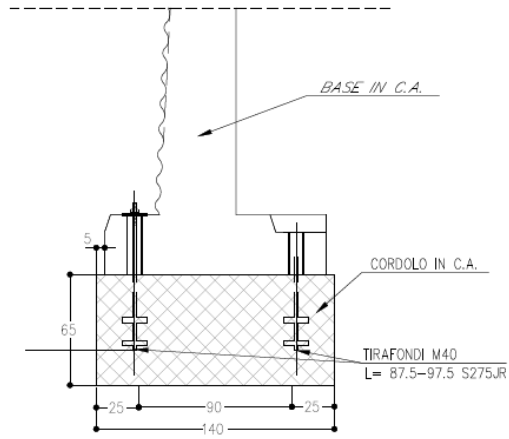


Figura - 3 Tipologico cordolo di fondazione

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- [3] Legge 5 novembre 1971 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica
- [4] RFI DTC SI MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili – Parte I
- [5] RFI DTC SI AM MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente
- [6] RFI DTC SI AM MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente – Allegato A: Barriera antirumore Standard per Impieghi Ferroviari tipo "HS"
- [7] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- [8] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale
- [9] 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema "Infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea (18/11/2014);

MATERIALI UTILIZZATI

2.2 Calcestruzzo

2.2.1 Calcestruzzo Cordolo di Fondazione

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$$

2.2.2 Calcestruzzo Micropali

Per la realizzazione dei pali di fondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85^* f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.70 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$$

2.2.3 Acciaio da C.A.

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

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

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: $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

Copriferri

Copriferro barriera	$c_e = 3.00 \text{ cm}$
Copriferro fondazione	$c_f = 4.00 \text{ cm}$
Sovrapposizioni	$I_s > 50\emptyset$

2.3 Acciaio per carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S275:

Tensione di snervamento $f_{yk} \leq 275 \text{ N/mm}^2$;

Tensione di rottura $f_{tk} \leq 430 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;

Coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$;

Modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$;

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C-1}$ (per T fino a 100 °C);

Densità $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

2.3.1 Profili e lamiera non saldate

Nome e qualità dell'acciaio

S 275	J0
-------	----

Spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 80 mm	
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
275	430	255	410

2.3.2 Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella

Nome e qualità dell'acciaio

S 275	J2
-------	----

Spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 80 mm	
$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
275	430	255	410

2.3.3 Acciaio per micropali

Nome e qualità dell'acciaio

S275	JR
------	----

Spessore nominale dell'elemento

--

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
TIPO H9-H10

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 002	A	14 di 65

t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 80 mm	
fyk (N/mm ²)	ftb (N/mm ²)	fyk (N/mm ²)	ftb (N/mm ²)
275	430	275	410

3 PARAMETRI SISMICI

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la II.

Vita nominale: $V_N = 75$ anni

Classe d'uso II

Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$

Periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_u = 75$ anni

Categoria del suolo B

Categoria topografica T1

Stato Limite SLV

Tempo di ritorno 712

L'opera ricade nel comune di Pescara. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=1424 anni) sono i seguenti:

latitudine = 42.4269

longitudine = 10.9379

$a_g = 0.234$ g

$F_0 = 2.434$;

$$T^*c = 0.284 \text{ s};$$

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "B" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_s = 1.173$$

$$S_T = 1.0$$

Risulta quindi:

$$a_{\max} = 0.274g$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI TIPO H9-H10	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 002	REV. A

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si riporta l'estratto dell'elaborato Relazione Geotecnica da cui si riportano i dati geotecnici fondamentali di interesse.

Tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo:

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume γ [kN/m ³]	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Modulo elastico E _{op} (MPa)
1	0	15.00	Materiale rimaneggiato	20.00	MR	35.00	5.00	50.00
3	>15.00		Argilla limosa	19.00	AL	38.00	0.00	80.00

Tabella 1 – Caratteristiche meccaniche del terreno

5 MODELLO DI CALCOLO BARRIERA MONTANTE IN C.A - BM110

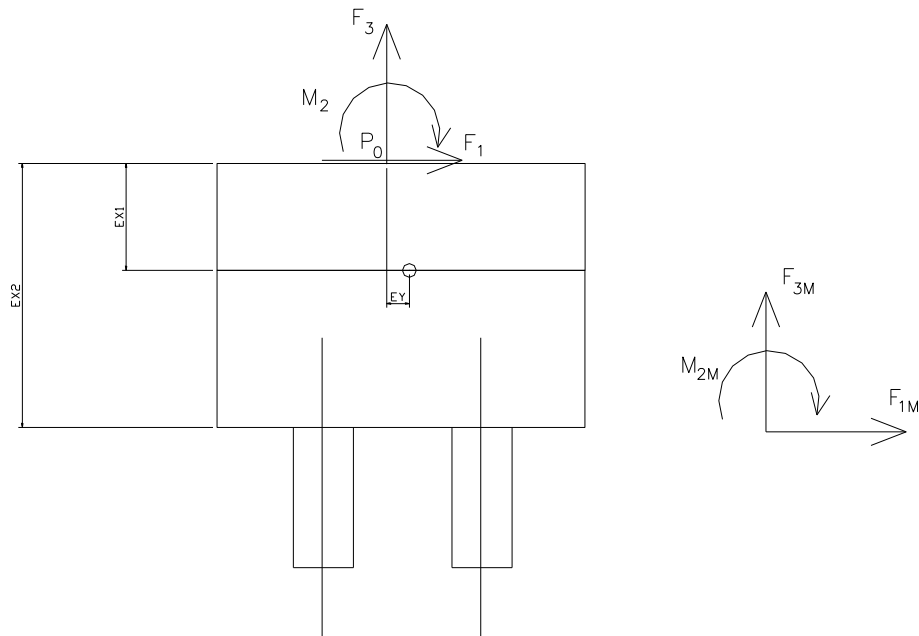
Le analisi sono riferite alla sola base montante in c.a. tipo BM110. Per le analisi riferite alle strutture metalliche porta pannelli (barriere H10) si rimanda ad “ RFI DTC SI AM MA IFS 001 Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente – Allegato A: Barriera antirumore Standard per Impieghi Ferroviari tipo “HS”.

Le analisi che seguono sono state svolte implementando modelli semplificati della Base Montante BM110 intesa come mensola. La base montante di calcolo (L=1.50m) è sollecitata dai carichi seguenti e per aree di influenza. Gli elementi che compongono la struttura sono pensati come posizionati nel loro baricentro.

5.1 Analisi dei carichi

I carichi orizzontali agenti sulla struttura sono stati riportati sul montante considerando le differenti aree di influenza tra la parte metallica e quella in calcestruzzo. In particolare si considera una lunghezza di

influenza di 3000 mm per i pannelli in acciaio inox, pari all'interasse tra i montanti metallici, e una lunghezza di influenza di 1500 mm per le basi montanti (BM110) in C.A., pari alla larghezza delle stesse.



5.1.1 Peso proprio

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo. Di seguito si esplicita l'analisi dei carichi di tali elementi:

5.1.1.1 Elementi in acciaio

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
	KN		kN
2 tondi F30	0.055	13.000	0.721
Tubo Phi88.9x16	0.288	6.500	1.869
Piatti da 130 mm	0.082	1.480	0.121
Piatti da 180 mm	0.113	0.300	0.034
Piatti spessi 12 mm	0.007	3.000	0.022
Profilo a T	0.617	4.500	2.777
Profili a 2T	4.255	0.250	1.064
		PP_tot	6.607

5.1.1.2 Basi montanti in c.a.

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
	KN/m		kN
BM130			
Base in cls (escluso zoccolo)	27.8	1.5	41.63
Zoccolo	11.4	1.5	17.06
		PP_tot	58.69

5.1.1.3 Cordoli di fondazione in c.a.

DESCRIZIONE		Peso unitario	Quantità	Peso proprio
Tipo	140x65	KN/m		kN
PP CORDOLO		22.8	1.5	34.13

5.1.2 Peso delle pannellature 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/m^2 e 1000 N/m^2 .

A favore di sicurezza, per le verifiche sul montante si suppone l'intero carico come agente direttamente sul montante in acciaio senza alcun appoggio sulla base in calcestruzzo.

5.1.3 Vento

Si considera un caso limite, valutando la pressione esercitata dal vento su una barriera collocata su una linea caratterizzata da un rilevato alto.

La pressione del vento è stata calcolata ai sensi delle NTC 2018, la normativa suddivide il territorio italiano in zone per le quali sono assegnati i parametri di base $v_{b,0}$, a_0 , k_a . Con riferimento a tali parametri è possibile calcolare la velocità di riferimento v_b , vale a dire il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su dieci minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 100 anni v_b .

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati:

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			90
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ 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			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.981



$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

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

 c_e (coefficiente di esposizione)

 c_p (coefficiente di forma)

 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	421.88
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del 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.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità

 5.1.3.1 Categoria di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione c_e varia lungo la quota fuori terra (z) della costruzione ed è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

Dove:

k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

z è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata);

c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

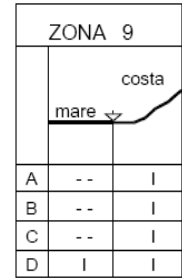
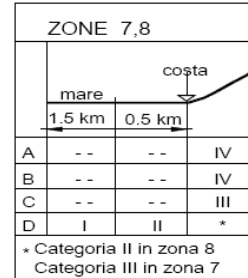
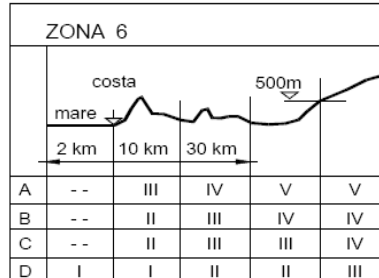
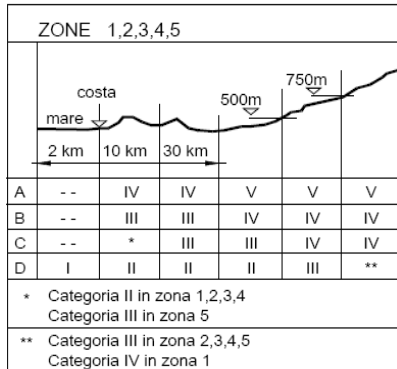


Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

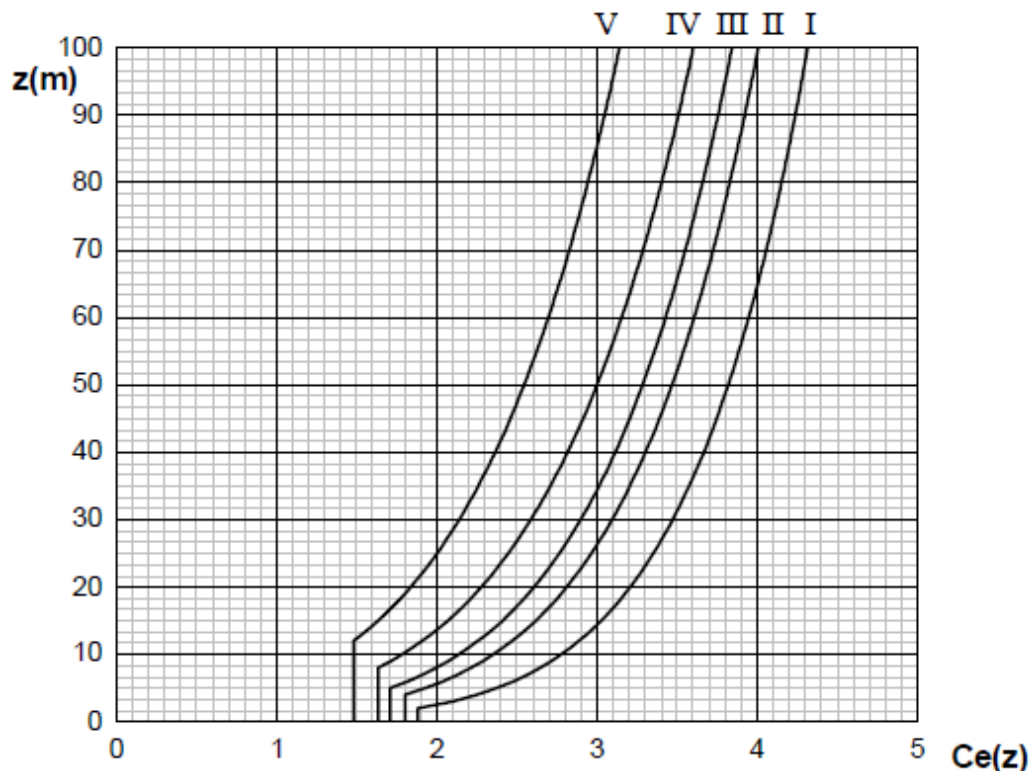


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

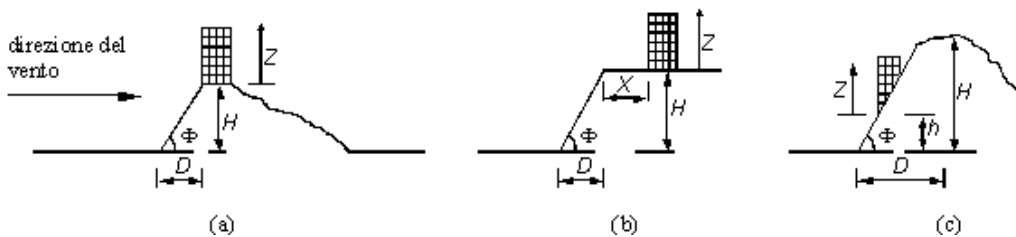
Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	B
--------------------------------	-----------------------	-----	---

Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	II
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k _r	[-]	0.19
	Z ₀	[m]	0.05
	Z _{min}	[m]	4.00

Figura - 4 Categoria di esposizione

5.1.3.2 Coefficiente di topografia

Per il calcolo del coefficiente di topografia Ct si fa riferimento alla Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5.:



Con riferimento alla figura sopra detta H l'altezza della collina o del dislivello e $H/D = \tan \Phi$ la sua pendenza media, si introducono preliminarmente:

Il coefficiente β , funzione dell'altezza z che vale:

- $\beta = 0,5$ per $z/H \leq 0,75$
- $\beta = 0,8 - 0,4 \cdot z/H$ per $0,75 < z/H \leq 2$
- $\beta = 0$ per $z/H > 2$

Il coefficiente γ dipendente dalla pendenza H/D che vale:

- $\gamma = 0$ per $H/D \leq 0,10$
- $\gamma = 5 \cdot [(H/D) - 0,10]$ per $0,10 < H/D \leq 0,30$

– $\gamma = 1$ per $H/D > 0,30$

In tal modo il coefficiente di topografia C_t si può esprimere nei seguenti casi:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina $C_t = 1 + \beta\gamma$
- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello $C_t = 1 + \beta\gamma \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
- Costruzioni su di un pendio $C_t = C_i = 1 + \beta\gamma \cdot (h/H)$

5.1.3.3 Coefficienti dinamico

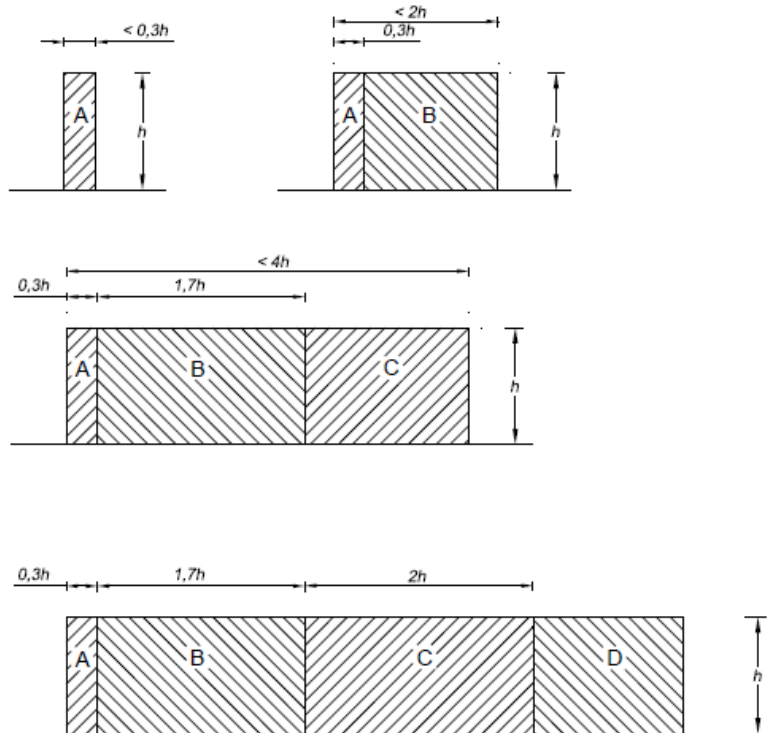
Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a $c_d = 1.0$.

5.1.3.4 Coefficienti di forma

I coefficienti di forma c_p , in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici delle NTC, vengono determinati in base alle indicazioni riportate nel capitolo G.5 (dal titolo “Coefficienti aerodinamici globali”) delle CNR-DT 207/2008 (“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti per del vento sulle costruzioni”) e nell’Eurocodice EN 1991-1-4.

Le due norme, per muri e parapetti piani indicano coefficienti di forma c_p differenti in base alla zona considerata in funzione della distanza dal bordo libero della barriera.

La figura che segue, tratta dalle CNR, riporta la suddivisione delle zone con coefficienti di pressione totali differenti.



La Tabella che segue indica i valori dei coefficienti di forma per ciascuna fascia, sia in assenza che in presenza di chiusure laterali e per due valori φ di densità dell'elemento. Nella tabella il simbolo " l " indica la lunghezza della barriera mentre " h " rappresenta l'altezza.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Si è scelto di applicare il coefficiente di pressione pari a $c_{p\text{ corrente}} = 1,2$.

5.1.3.5 Pressione del vento

h_{FOA}	h muro ba	$H_{rilevato}$	Montante	Posizione	C_t	$C_{esposizione}$	$C_{pressione}$	$C_{dinamico}$	$p_{montante}$
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]
5.15	3.31	6.60	H10	Corrente	1.29	3.02	1.20	1.00	1.37

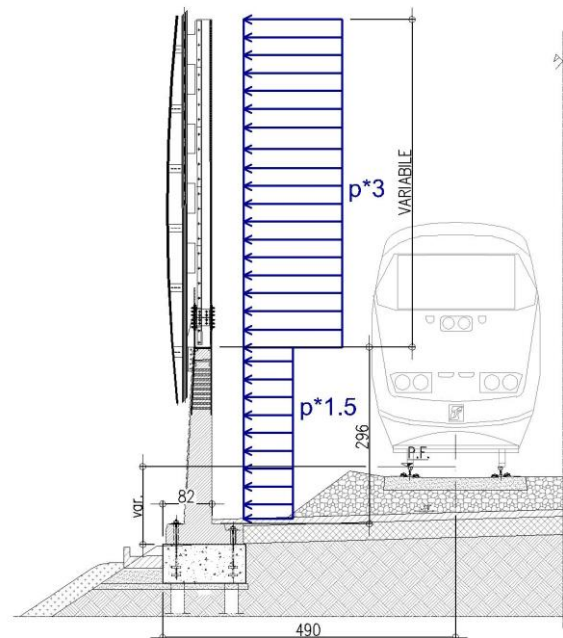


Figura - 5 Andamento della pressione del vento con l'altezza della barriera.

La predetta pressione ortogonale alla barriera può agire in direzione X sia verso l'interno binario sia verso l'esterno.

5.1.4 Pressione per effetti aerodinamici del treno

Le azioni aerodinamiche dovute al passaggio dei convogli sono state schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda dei treni ai sensi delle NTC 2018. I valori caratteristici delle azioni q_{1k} sono forniti in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Il valore caratteristico q_{1k} è relativo ai treni con forme aerodinamiche sfavorevoli. Per convogli di forme aerodinamiche favorevoli tale valore va corretto per mezzo di un fattore k_1 che si assume pari a 0.85 (convogli formati da carrozze di sagoma arrotondata). Per la linea in esame si considera $k_1 = 1$.

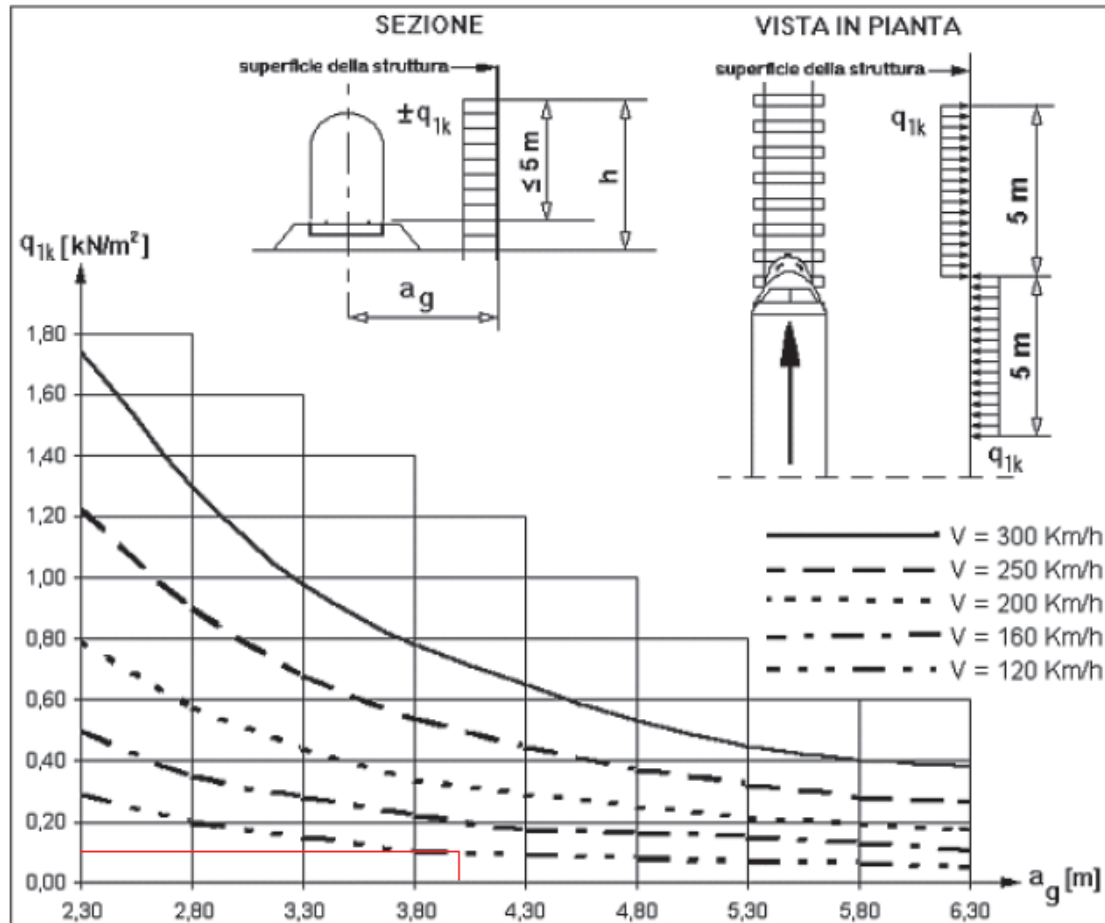


Figura - 6 Figura 5-1: Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

La distanza fittizia (minima) tra la barriera e l'asse del binario è pari ad $a_g = 4.0$ m

In corrispondenza alla velocità V massima della linea, pari a 120 km/h, risulta $q_{1k} = 0.18$ kN/m^2 .

Per quanto riguarda la distribuzione delle pressioni in altezza, considerata la notevole altezza della barriera sul P.F., ragionando a favore di sicurezza, è stato considerato un pressigramma le cui caratteristiche sono riportate di seguito

- Fino 5 m sul P.F. si applica la pressione di Normativa secondo quanto prescritto dalle NTC 2018;
- da 5 m a 6 m sul P.F. si ipotizza che la pressione diminuisca linearmente fino a raggiungere un valore pari a 60% del valore di Normativa;
- da 6 m fino alla sommità della barriera, si ipotizza che il valore della pressione si mantenga costante pari al 60% del valore di Normativa.

L'andamento delle pressioni in altezza è stato estrapolato da apposite misure di pressione eseguite dal Politecnico di Milano in galleria del vento, su modelli in scala ridotta delle barriere standard HS nell'ambito dello "Studio sul comportamento dinamico della linea area con palificazione di sostegno inserita nelle barriere standard HS".

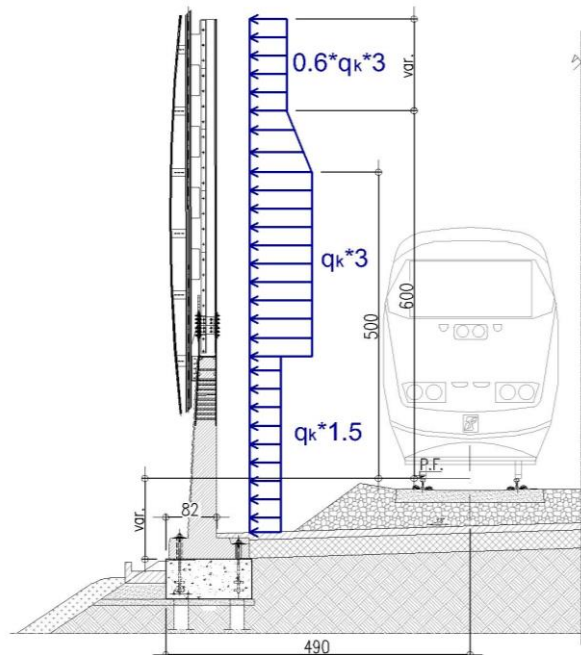


Figura - 7 Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera

Dagli studi dinamici eseguiti per le barriere "tipo Firmi" ed in particolare rimandando alla relazione di calcolo "Elab. di progetto n°05/17 - Relazione di calcolo base BM110 – Barriera H10" redatta nell'ambito del progetto RFI DTC ICI AM ST 01 2010" si deduce il coefficiente k di amplificazione. Tale coefficiente è dovuto agli effetti dinamici ed è definito attraverso apposite analisi in funzione del tempo facendo riferimento a time history delle pressioni ricavate sperimentalmente sulla linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli ed in accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore". L'azione elementare sopra descritta è stata amplificata del coefficiente dinamico k:

$a_g =$ 4.0 m Distanza dall'asse del binario vicino

Velocità	q_{1k}	k_1	k	$q_k = k_1 * k * q_{1k}$
km/h	kN/m ²	-		kN/m ²
120	0.18	1	1.09	0.20

q_{1k}	valori caratteristici dell'azione relativi a superfici parallele al binario
k_1	coefficiente riduttivo per treni con forme aerodinamiche favorevoli
$k_1 = 0.85$	per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata
$k_1 = 0.6$	per treni aerodinamici
k	coefficiente di amplificazione dinamico

5.1.5 Azione sismica

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

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. Il periodo proprio della barriera è ripreso dalla documentazione del progetto del tipologico richiamato in precedenza, da cui si evince che la frequenza propria della barriera tipo H10 vale:

$$f_{1,PA} = 18,48 \text{ Hz (frequenza con pannello asciutto)} \rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/18,48 = 0,054 \text{ s;}$$

$$f_{1,PB} = 20,42 \text{ Hz (frequenza con pannello bagnato)} \rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/20,42 = 0,049 \text{ s.}$$

I parametri dello spettro di risposta elastica sono di seguito riportati:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI TIPO H9-H10	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 002	REV. A

	Tr(anni)	ag(g)	Fo	Tc*(s)
SLV	75	0,234	2,434	0,284

Figura - 8 Tabella: Parametri spettro di risposta in funzione di TR

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR 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;

$S = SS \cdot ST$, coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, in cui i valori di SS, coefficiente di amplificazione stratigrafica, e di ST, coefficiente di amplificazione topografica

$$S_S = 1.173$$

$$S_T = 1.0$$

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

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.

$$S = S_S \cdot S_T = 1.431 \cdot 1.00 = 1.431;$$

$$T_B = 0.134 \text{ s};$$

$$T_C = 0.401 \text{ s};$$

$$T_D = 2.534 \text{ s}.$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI TIPO H9-H10	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 002	REV. A

La componenti della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula presente nel D.M.2018:

$$F_{h,i} = S_d(T_i) W_i \lambda / g$$

dove:

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

W_i è il peso della massa i -esima;

$S_d(T_i)$ 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 spettro in funzione delle due frequenze naturali della struttura rispettivamente in condizioni di pannelli asciutti e bagnati è pari:

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

5.2 Combinazioni di carico

Il carico relativo al peso proprio degli elementi strutturali (base in calcestruzzo e montante in acciaio) è stato assegnato ad una condizione di carico “PP_BARRIERA”; il carico dovuto alla pannellatura fonoassorbente è stato considerato in altre due condizioni di carico ed è stato posto pari a 500 N/m² nella condizione “P_ASCIUTTI” per pannelli asciutti o 1000 N/m² nella condizione “P_BAGNATI” per pannelli bagnati; l’azione del vento è stata considerata nella condizione di carico “VENTO”, agente in direzione ortogonale alla barriera sia nella direzione interno esterno (uscendo dal binario) sia nella direzione esterno interno (quindi verso il binario); la sovrappressione esercitata dal passaggio del convoglio è stata considerata sia applicata come pressione sia come depressione. Le sollecitazioni per le verifiche agli SLU e agli SLE sono state calcolate per la sezione di interfaccia tra cordolo di fondazione e testa micropali.

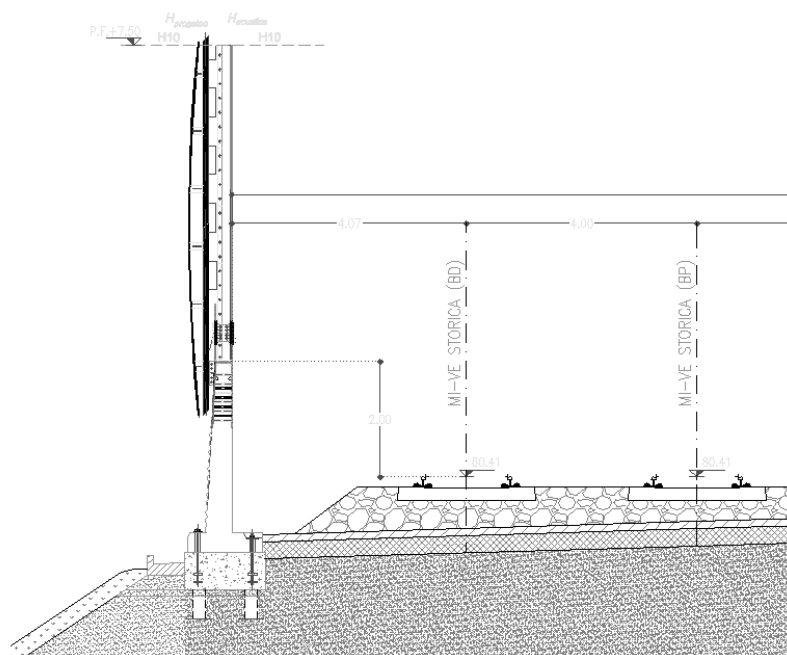


Figura - 9 Sezioni considerate per le verifiche

5.2.1 Combinazione dei carichi agli stati limite ultimi (SLU)

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazioni per lo SLU di fatica

Combinazione di base per il carico non ciclico (equivalente alla condizione SLE frequente)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,1} \cdot Q_{k,i})$$

Combinazione ciclica

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,1} \cdot Q_{k,i}) \right) + Q_{fat}$$

5.2.2 Combinazione dei carichi agli stati limite di esercizio (SLE)

Combinazione caratteristica (rara), SLE irreversibili

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

Combinazione frequente, SLE reversibili

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

Combinazione quasi permanente (SLE), effetti di lungo termine

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

5.2.3 Riepilogo coefficienti

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU A1

Carichi permanenti	$\gamma_{G1} =$	1.35
Carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{G2} =$	1.5
Carichi variabili da traffico	$\gamma_Q =$	1.45
Carichi variabili	$\gamma_{Qi} =$	1.5

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU A2

Carichi permanenti	$\gamma_{G1} =$	1
Carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{G2} =$	1.3
Carichi variabili da traffico	$\gamma_Q =$	1.25
Carichi variabili	$\gamma_{Qi} =$	1.3

Coefficiente di combinazione ψ delle azioni

I coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono posti unitari, come prescritto dal Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente - RFI DTC SI AM MA IFS 001 B

Le combinazioni di carico sono state eseguite considerando per gli stati limite ultimi sia nella condizione A1 sia A2.

L'azione del vento e l'azione aerodinamica sono prese in considerazione alternativamente come prevalenti.

Per la definizione delle combinazioni di carico si è adottata la seguente simbologia:

“**SLU**” = combinazione agli stati limite ultimi

“**DEAD**” = peso proprio

“**G1 (ACCIAIO)**” = peso proprio struttura in acciaio

“**A1**”, “**A2**” = coefficienti di sicurezza per le combinazioni di tipo A1 e A2

“**P.A.**” = peso pannelli asciutti, “**P.B.**” = peso pannelli bagnati

“**P.vento**” = azione del vento

“**P.aereo**” = azione aerodinamica

5.3 Tabella Riassuntiva Combinazioni di carico

Statica

	DEAD	G1 (ACCIAIO)	P.A.	P.B.	P.Vento	P.Aereo
SLU1	1,35	1,35	0	1,35	1,5	1,5
SLU2	1,35	1,35	1,35	0	-1,5	-1,5
SLU3	1,35	1,35	0	1,35	1,5	1,5
SLU4	1,35	1,35	1,35	0	-1,5	-1,5
SLU5	1,35	1,35	0	1,35	-1,5	1,5

SLU6	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-1,5
SLU7	1,35	1,35	0	1,35	1,5	1,5
SLU8	1,35	1,35	1,35	0	-1,5	-1,5
SLU9	1	1	0	1	1,5	1,5
SLU10	1	1	1	0	-1,5	-1,5
SLU11	1	1	0	1	1,5	1,5
SLU12	1	1	1	0	-1,5	-1,5
SLU13	1	1	0	1	-1,5	1,5
SLU14	1	1	1	0	1,5	-1,5
SLU15	1	1	0	1	1,5	1,5
SLU16	1	1	1	0	-1,5	-1,5
SLE1 (RARA)	1	1	0	1	1	1
SLE2 (RARA)	1	1	0	1	-1	-1
SLE3 (RARA)	1	1	1	0	1	1
SLE4 (RARA)	1	1	1	0	-1	-1
SLE5 (RARA)	1	1	0	1	1	1
SLE6 (RARA)	1	1	0	1	-1	-1
SLE7 (RARA)	1	1	1	0	1	1
SLE8 (RARA)	1	1	1	0	-1	-1
SLE9 (FREQ)	1	1	0	1	1	1
SLE10 (FREQ)	1	1	0	1	-1	-1
SLE11 (FREQ)	1	1	0	1	0	0
SLE12 (FREQ)	1	1	0	1	0	0
SLE13 (FREQ)	1	1	1	0	-1	-1
SLE14 (FREQ)	1	1	1	0	1	1
SLE15 (FREQ)	1	1	1	0	0	0
SLE16 (FREQ)	1	1	1	0	0	0
SLE17(Q.PERM)	1	1	0	1	0	0
SLE18(Q.PERM)	1	1	1	0	0	0

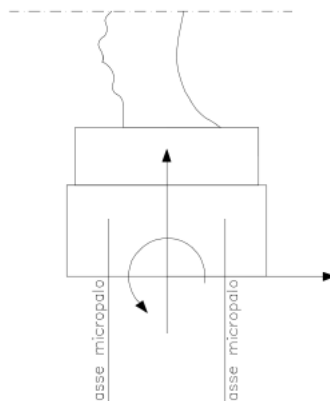
Sismica

	DEAD	G1 (ACCIAIO)	P.A.	P.B.	Sisma P.A.	Sisma P.B.
SISMICA 1	1	1	1	0	1	0
SISMICA 2	1	1	0	1	0	1
SISMICA 3	1	1	1	0	-1	0
SISMICA 4	1	1	0	1	0	-1

6 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

6.1 Sezione di interfaccia cordolo di fondazione testa micropali

Adottando lo schema di riferimento rappresentato in figura, si ottengono le sollecitazioni ad intradosso cordolo (superficie di contatto cordolo in cls-terreno).



TIPO BASE	BM 130
BM11	1.5 m
Larghezza	1.1 m
Spessore	0.35 m
CORDOLO	
Lunghezza	1.5 m
Larghezza	1.4 m
Spessore	0.65 m

6.1.1 Sollecitazioni elementari in testa ai micropali:

	N	T	M
	KN	KN	KN-m
Pp elementi in acciaio	6.61	0	0
Pp Basi montanti in c.a. (con zoccolo)	58.69	0	0
Pp Cordolo in fondazione	34.13	0	0
Pann. asc.	7.73	0	0
Pann. bagn.	15.45	0	0
VENTO	0	32.04	176.90
Paereo	0	5.56	30.72

6.1.2 Sollecitazioni COMBINAZIONI STATICHE interfaccia cordolo di fondazione testa micropali:

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

		N	T	M
		KN	KN	KN-m
A1	SLU1	155.08	56.40	311.42
	SLU2	144.66	-56.40	-311.42
	SLU3	155.08	56.40	311.42
	SLU4	144.66	-56.40	-311.42
	SLU5	155.08	-39.71	-219.27
	SLU6	144.66	39.71	219.27
	SLU7	155.08	56.40	311.42
	SLU8	144.66	-56.40	-311.42
A2 per verifiche stabilità pali	SLU9	114.88	56.40	311.42
	SLU10	107.15	-56.40	-311.42
	SLU11	114.88	56.40	311.42
	SLU12	107.15	-56.40	-311.42
	SLU13	114.88	-39.71	-219.27
	SLU14	107.15	39.71	219.27
	SLU15	114.88	56.40	311.42
	SLU16	107.15	-56.40	-311.42
	SLE1 (RARA)	114.88	37.60	207.62
	SLE2 (RARA)	114.88	-37.60	-207.62
	SLE3 (RARA)	107.15	37.60	207.62
	SLE4 (RARA)	107.15	-37.60	-207.62
	SLE5 (RARA)	114.88	37.60	207.62
	SLE6 (RARA)	114.88	-37.60	-207.62
	SLE7 (RARA)	107.15	37.60	207.62
	SLE8 (RARA)	107.15	-37.60	-207.62
	SLE9 (FREQ)	114.88	37.60	207.62
	SLE10 (FREQ)	114.88	-37.60	-207.62
	SLE11 (FREQ)	114.88	0.00	0.00
	SLE12 (FREQ)	114.88	0.00	0.00
	SLE13 (FREQ)	107.15	-37.60	-207.62
	SLE14 (FREQ)	107.15	37.60	207.62
	SLE15 (FREQ)	107.15	0.00	0.00
	SLE16 (FREQ)	107.15	0.00	0.00
	SLE17(Q.PERM)	114.88	0.00	0.00
	SLE18(Q.PERM)	107.15	0.00	0.00

6.1.3 Sollecitazioni COMBINAZIONI SISMICHE interfaccia cordolo di fondazione testa micropali:

Per il calcolo delle azioni sismiche, in testa ai microopali, si considerano tutte le masse sismiche che entrano in gioco

	N [kN]	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
Elementi in Acciaio	6.607	2.6428	3.96	10.46549
Basi montanti in c.a.	58.69	23.476	2.305	54.11218
Cordolo in fondazione	34.13	13.652	0.325	4.4369
tot. DEAD	99.427	39.7708		69.01457
pannello asciutto	7.725	3.09	6.535	20.19315
pannello bagnato	15.45	6.18	6.535	40.3863

Combinazioni:

Sismica

	PP	P.A.	P.B.	Sisma P.A.	Sisma P.B.
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

Risultati Sismica

	N	T	M
	KN	KN	KN-m
Sismica 1	107.152	42.861	89.208
Sismica 2	114.877	45.951	109.401
Sismica 3	107.152	36.681	48.821
Sismica 4	114.877	33.591	28.628

6.2 Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo

Lo sforzo normale e il taglio agenti sui 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:

$$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2i_{tras}}$$

$$V_p = \frac{V}{n_{pali}}$$

I micropali verranno disposti con interasse longitudinale di 1,50m, su due file allineate con distanza trasversale di 0.90m; pertanto si potrà contare su 4 micropali per ogni montante.

		Np+	Np-	Vp
		KN	KN	KN
A1	SLU1	211.78	-134.24	14.10
	SLU2	-136.85	209.18	-14.10
	SLU3	211.78	-134.24	14.10
	SLU4	-136.85	209.18	-14.10
	SLU5	-83.05	160.59	-9.93
	SLU6	157.98	-85.65	9.93
	SLU7	211.78	-134.24	14.10
	SLU8	-136.85	209.18	-14.10
A2 per verifiche stabilità pali	SLU9	201.73	-144.29	14.10
	SLU10	-146.23	199.80	-14.10
	SLU11	201.73	-144.29	14.10
	SLU12	-146.23	199.80	-14.10
	SLU13	-93.10	150.54	-9.93
	SLU14	148.60	-95.03	9.93
	SLU15	201.73	-144.29	14.10
	SLU16	-146.23	199.80	-14.10
	SLE1 (RARA)	144.06	-86.62	9.40
	SLE2 (RARA)	-86.62	144.06	-9.40
	SLE3 (RARA)	142.13	-88.55	9.40
	SLE4 (RARA)	-88.55	142.13	-9.40
	SLE5 (RARA)	144.06	-86.62	9.40
	SLE6 (RARA)	-86.62	144.06	-9.40
	SLE7 (RARA)	142.13	-88.55	9.40
	SLE8 (RARA)	-88.55	142.13	-9.40
	SLE9 (FREQ)	144.06	-86.62	9.40
	SLE10 (FREQ)	-86.62	144.06	-9.40
	SLE11 (FREQ)	28.72	28.72	0.00
	SLE12 (FREQ)	28.72	28.72	0.00

SLE13 (FREQ)	-88.55	142.13	-9.40
SLE14 (FREQ)	142.13	-88.55	9.40
SLE15 (FREQ)	26.79	26.79	0.00
SLE16 (FREQ)	26.79	26.79	0.00
SLE17(Q.PERM)	28.72	28.72	0.00
SLE18(Q.PERM)	26.79	26.79	0.00
Sismica 1	76.35	-22.77	10.72
Sismica 2	89.50	-32.06	11.49
Sismica 3	53.91	-0.34	9.17
Sismica 4	44.62	12.81	8.40

Le verifiche geotecniche e strutturali riportate nei paragrafi successivi sono realizzate in virtù dei valori di sollecitazione riportati nella tabella precedente.

Np+ max	Np- max	Vp max
KN	KN	KN
211.78	209.18	14.10

6.3 Verifiche geotecniche

6.4 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.

6.5 Verifica di capacità portante del micropalo

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI TIPO H9-H10	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 002	REV. A

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} e/o p_L (pressione laterale limite) 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.

Secondo tale metodo, il carico limite del micropalo viene calcolato in funzione di un coefficiente adimensionale α , che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno e della resistenza tangenziale τ all'interfaccia palo-terreno, funzione sia della natura che delle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di infissione.

Valori del coefficiente α ($V_s = L_s * \pi * d_s^2 / 4$)

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

Marne	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

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	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 2: Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

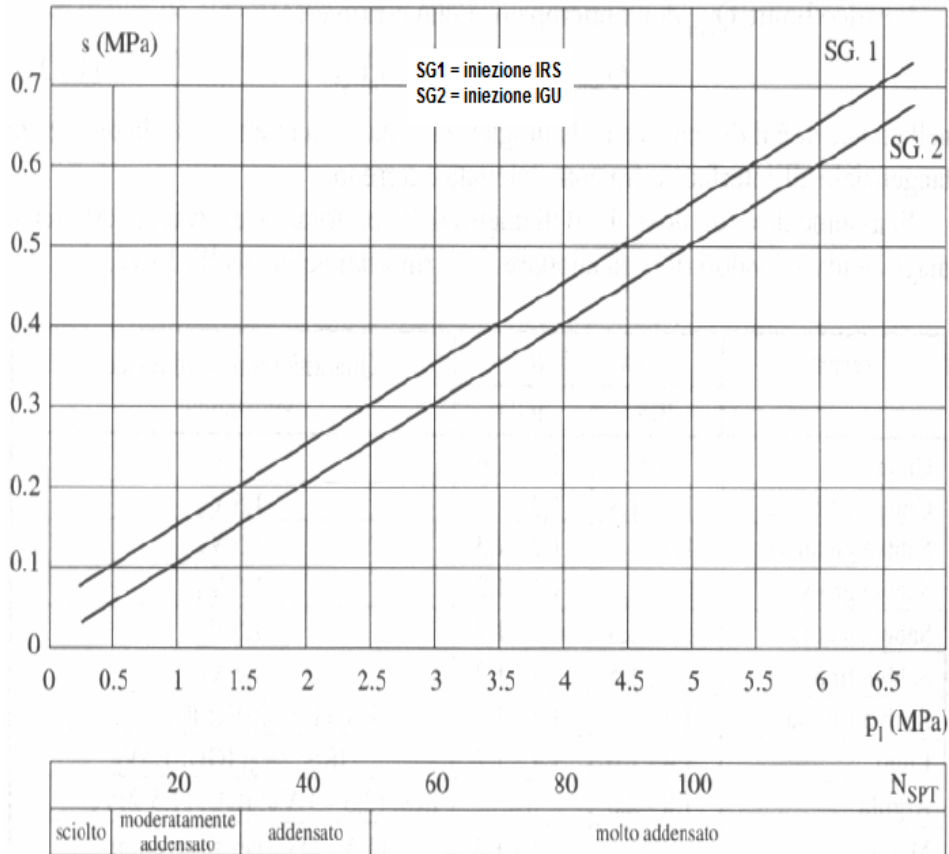


Figura - 10 Figura 2: Abaco per la determinazione di s per sabbie

Nel progetto in esame si prevede l'utilizzo di micropali tipo IRS. Nei casi di fondazione su rilevato ferroviario (da inizio intervento fino al km 1+280.00), si terrà in considerazione quanto riportato in letteratura (da *Fondazioni*, di C. Viggiani) e si utilizzerà un micropalo tipo IGU da p.c. fino ad una profondità di -5.00m.

Tali verifiche sono state effettuate seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella seguente tabella (cfr. Norme Tecniche 2018, Tab. 6.4.II).

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.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti g_R indicati nella tabella precedente.

La resistenza caratteristica R_k del micropalo è stata dedotta con riferimento alle procedure analitiche descritte nei paragrafi precedenti. Tali resistenze vengono a loro volta divise per un fattore di correlazione α riportato nella seguente tabella in funzione del numero delle verticali indagate. In questo caso, supponendo un numero minimo pari ad 1 di verticali indagate nei pressi dell'opera, si adotta, a favore di sicurezza, un coefficiente $\xi = 1.7$ [NTC – Tabella 6.4.IV].

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

Tabella 6.5-3 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

In definitiva, il valore della resistenza di calcolo è data dal minimo tra quella calcolata considerando i valori minimi dei parametri geotecnici e quella calcolata considerando quelli medi, come indicato nelle seguente formula:

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

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

La verifica di resistenza per pali soggetti a carichi assiali risulta soddisfatta se

$$E_d \leq R_d$$

con E_d azione di progetto ottenuto amplificando i carichi caratteristici agenti in fondazione con i coefficienti di amplificazione indicati dal D.M. 2018 per l'Approccio 2.

In aggiunta alle verifiche richieste dalle NTC18 dovrà essere verificata la seguente relazione:

$$\frac{R_{c,cal,LAT}}{1.25} > N_{ag}$$

Dove $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo e N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	209.18	0.00	209.18
T (kN)	14.10	0.00	14.10

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale	
	permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
Metodo di calcolo				

definiti dal progettista		1,00	1,00	1,15	1,25
--------------------------	---	------	------	------	------

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

Caratteristiche del micropalo:

 Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.25 (m)

 Lunghezza del micropalo (L): 13.00 (m)

 $\varnothing 168,3 \times 8,0$

 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)

6.5.1 Lotto 1

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_s$$

Tipo di Terreno	Spessore l_s (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
A,L2	2.70	1.40	0.35	0.020	0.020	0.010	30.37
A,L2	1.80	1.40	0.35	0.000	0.000	0.000	0.00
L(S)	6.00	1.40	0.35	0.000	0.000	0.000	0.00
G,S	1.50	1.40	0.35	0.170	0.170	0.087	143.42
L,A2	1.00	1.40	0.35	0.160	0.160	0.082	89.99

$$L_s = 13.00 \quad (m) \qquad Ql = 263.78 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * Ql$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 15\% \qquad Qp = 39.57 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + Ql$$

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

$$Qlim = 303.35 \quad (kN)$$

$$F_s = 1.45$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

 Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k * D_{am}$): $1.68 \quad (N/mm^2)$

$$Pk = 2 * (\beta * Earm * Jarm)^{0.5}$$

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

$$Pk = 4282.50 \quad (MN)$$

$$\eta = 20.47$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI TIPO H9-H10	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 002	REV. A

6.5.2 Lotto 2

6.5.3 Verifica ai carichi trasversali

Per la verifica ai carichi trasversali del palo singolo si farà riferimento alla teoria di Broms (1965) in base alla quale per il calcolo del carico limite occorre distinguere i casi di palo libero di ruotare in testa ovvero vincolato alla quota del piano di campagna ad una struttura di fondazione che ne impedisca la rotazione.

Per pali relativamente corti e rigidi il valore del carico limite orizzontale dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo e dalla resistenza del terreno.

Per pali relativamente lunghi il valore limite del carico orizzontale dipende anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica nel palo.

Per la verifica del palo singolo sottoposto ai carichi orizzontali si determinerà il valore caratteristico $R_{tr,cal}$ con i criteri descritti nel paragrafo precedente. Il valore di progetto $R_{tr,d}$ si otterrà dal valore $R_{tr,k}$ applicando i coefficienti parziali γ_T riportati in Tabella 6.5–4. **Error! Reference source not found.** (cfr. Tabella 6.4.VI del D.M. 2018).

COEFFICIENTE PARZIALE (γ_T)
$\gamma_T=1.3$

Tabella 6.5–5 – Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Nel caso in esame, si assume la condizione di palo vincolato con incastro in sommità. Di seguito si riporta la condizione più gravosa relativa alla stratigrafia del lotto 2.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

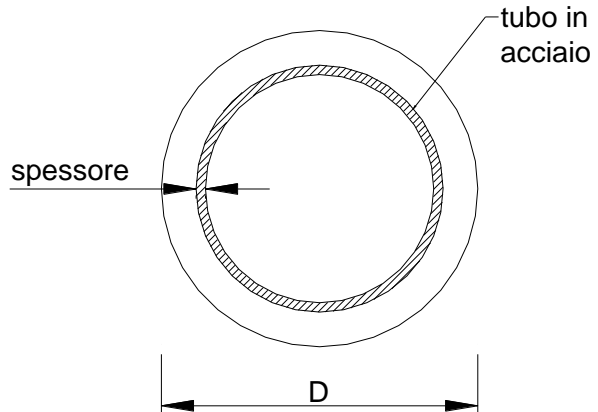
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 168.3 (mm)

Spessore = 8.0 (mm)

Sforzo Normale = 210 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

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

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

My = 63.5 (kN m)

Inserisci

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	13.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	63.55	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	20.50	(°)	$\varphi'_{min} =$	20.50 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	20.50	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	20.50 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.08	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.08 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	7.50	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	14.1	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 987.65 \quad (\text{kN}) \qquad H1_{min} = 987.65 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 334.11 \quad (\text{kN}) \qquad H2_{min} = 334.11 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 59.68 \quad (\text{kN}) \qquad H3_{min} = 59.68 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 59.68 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 59.68 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 35.11 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 27.01 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 14.10 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.92$$

6.5.4 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 (Comb. GEO);

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammorsato il micropalo;

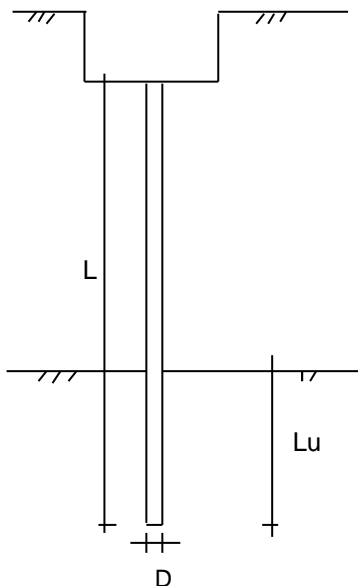
L_u = lunghezza utile

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: MICROPALI

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	209.18	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	9.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	9.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	50000	(N/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D):$$

2.10

Cedimento del palo

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

0.88

Verifiche strutturali

La verifica delle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il momento agente in testa al micropalo ed ipotizzando che la rotazione alla testa del palo sia impedita:



$M_{\text{linea elastica}} = T/(2b) \rightarrow$ dalla teoria della linea elastica

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

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

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

Dalle sollecitazioni ottenute, si calcola poi la tensione ideale del criterio di rottura di Von Mises:

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

La verifica è soddisfatta se



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
TIPO H9-H10

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 002	A	55 di 65

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm} = f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Per le verifiche strutturali occorre determinare anche il momento flettente massimo lungo il micropalo. La valutazione dello stato di sollecitazione può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti. Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E_{palo} \cdot J_{palo} \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D \cdot y = 0$$

Con $y=0$ spostamento orizzontale del palo.

Tale equazione si può scrivere anche nella forma:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} \cdot y = 0 \quad \text{con} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{palo} \cdot J_{palo}}{k_h \cdot D}} = \text{lunghezza caratteristica del palo}$$

Per tenere conto dello scarso stato di addensamento nei primi metri di infissione del micropalo, si ipotizza un tratto di altezza h sporgente dal terreno in particolare si assume $h=1,00$. Sotto questa ipotesi, considerando il palo impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal cordolo; il massimo valore del momento flettente per effetto del carico orizzontale si ha in testa al palo ed è pari a:

$$M_{max} = \frac{1}{2} \cdot V \cdot (h + \lambda)$$

con V = forza orizzontale applicata in testa.

Per la valutazione del coefficiente k_h si ipotizza un andamento crescente con la profondità secondo la teoria di Vesic:

$$k_h = \left(\frac{E_t}{D_p} \right) \times 12 \sqrt{\frac{E_t \times D^4}{E_p J_p}} \times \left(\frac{0.65}{1 - \nu_t^2} \right)$$

dove:

E_t modulo elastico longitudinale in condizioni non drenate dipendente dallo strato litologico considerato ;

ν_t coefficiente di Poisson;

E_p modulo elastico minimo del palo per $R'_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$;

J_p rigidezza del palo;

D_p diametro del palo.

$$k_{H,LSA} = 1.5 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

In via cautelativa, si farà riferimento al valore unitario.

Il calcolo della lunghezza elastica del palo è stato condotto considerando la sola armatura del micropalo.

Le verifiche strutturali sono state effettuate utilizzando le sollecitazioni di taglio massimo dell'Approccio 2.

Il profilo tubolare adottato per la tipologia in esame è il seguente:

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)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$$b = 0.692 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 10.19 \quad (\text{kN m})$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$$\sigma_{\text{max}} = 118.00 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{\text{min}} = -14.16 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau = 7.00 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

$$\sigma_{\text{id}} = 118.62 \quad (\text{N/mm}^2)$$

verifica soddisfatta

7 VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 105x45cm.

Avendo adottato e verificato la stessa armatura, per le incidenze dei cordoli di fondazione delle barriere HS rettificata si rimanda a quanto previsto nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili

7.1 Armatura minima

L'armatura minima da prevedere deve essere calcolata considerando quanto indicato nelle NTC ai par. 4.1.6.1.1 e 7.4.6.2.1:

$$A_{s \min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

Dove:

b_t è la larghezza media della zona tesa

d è l'altezza utile della sezione

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{compr} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

Dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa $A_{\text{tesa}}/b \cdot h$

ρ_{compr} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa $A_{\text{compr}}/b \cdot h$

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio in MPa

Dati della sezione

$H = 65 \text{ cm}$

$B = 140 \text{ cm}$

$h = 60 \text{ cm}$

$h' = 5 \text{ cm}$

Larghezza media zona tesa	b_t	140 cm
Altezza sezione	H	65 cm
Copriferro	c	5 cm
Altezza utile della sezione	d	60 cm
Classe di resistenza cls	C28/35	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	29.05 MPa
Resistenza a trazione assiale media	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	2.835 MPa
Resistenza a trazione dell'armatura ordinaria	f_{yk}	450 MPa
Armatura longitudinale minima in zona tesa	$A_{s,min}$	13.76 cm²

In base a quanto su indicato come armatura minima si considerano:

5 ϕ 20/m con area pari a = 15.71 cm² / m = A_a superiori

5 ϕ 20/m con area pari a = 15.71 cm² / m = $A'a$ inferiori

staffe $\phi = 12 \text{ mm}$

numero di bracci $n_{br} = 4$

passo $s = 280 \text{ mm}$

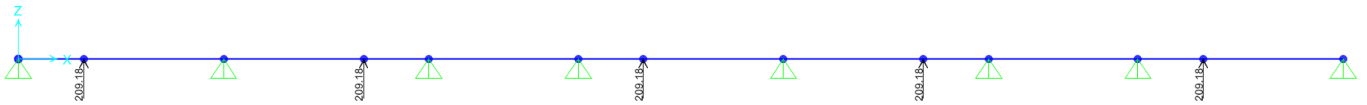
inclinazione staffe $\alpha = 90^\circ$

inclinazione puntone $\theta = 45^\circ$ $\cot \theta = 1 \in [1; 2,5]$

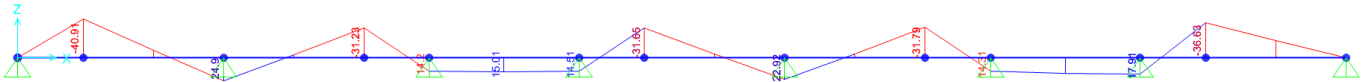
$A_{tot} \text{ staffe} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

7.2 Verifica strutturale

Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui tirafondi e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei micropali compressi. Come sezione reagente si considera una sezione 70x65cm armata con **3+3 ϕ 20**.



Trave di fondazione: schema di calcolo SLU



7.3 Verifica pressoflessione

Titolo :

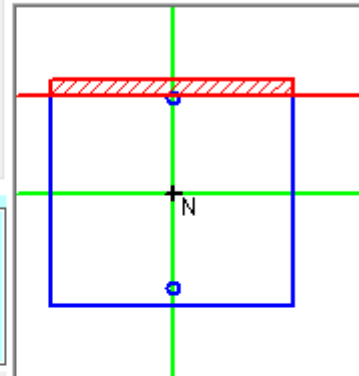
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	5
2	9.42	60

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 40.91 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 215.5 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 41.72 ‰
 d 60 cm
 x 4.644 x/d 0.0774
 δ 0.7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

7.4 Verifica a taglio

SEZIONE			
b_w	=	70	cm
h	=	65	cm
c	=	5	cm
d	=	h-c	= 60 cm
MATERIALI			
f_{ywd}	=	391.30	MPa
R_{ck}	=	35	MPa
γ_c	=	1.5	

f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa

ARMATURE A TAGLIO

ϕ_{st}	=	12		
braccia	=	2		
ϕ_{st2}	=	0		
braccia	=	0		
passo	=	28	cm	
(A_{sw} / s)	=	8.078	cm ² / m	
α	=	90	°	(90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	133.75	(KN)
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)
		$\alpha_c =$	1.0000	

□

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO
Calcolo di cot θ

$$\cot(\theta) = 4.15$$

$$\theta = 13.55^\circ$$

□

IPOTESI
Cot $q = 1$ $q = 45^\circ$
Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 170.70 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rcd} = 1555.63 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 170.70 \text{ (KN)}$$

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

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

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

7.5 Verifica a sfilamento

Si considera l'attrito sull'esterno del tubolare. Come indicato nell'Eurocodice4 (par.4.8.2.7 uni Env 1994-1-1.) la massima tensione tangenziale allo SLU per sezioni cave in acciaio completamente rivestite in cls è pari a $\tau_{lat} = 0.4 \text{ Mpa}$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI TIPO H9-H10	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 002	REV. A

Si ottiene una resistenza, per il tubolare $\varnothing 163.8$ sp8mm e altezza immersa nel cordolo di 600mm, pari a:

$$R_{\text{attrito}} = 0.6 \times 0.51 \times \tau_{\text{lat}} = 123.44 \text{ kN}$$

Si salda una piastra ottagonale di dimensioni lorde 270x270x25 mm con lati da 112 mm.

$$F_{R,\text{tot}} = 123,44 + 575 = 698.44 \text{ kN} \gg 211,78 \text{ kN}$$

8 CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere come il tipologico di progetto adottato risponda correttamente a tutti i requisiti di resistenza con opportuno margine di sicurezza. Tutte le tipologie di barriere adottate lungo l'opera che ricadono tra l'H8 e l'H10 e per le quali non è stata effettuata specifica analisi possono essere rappresentate dal tipologico analizzato e garantiscono coefficienti di sicurezza maggiori rispetto a quelli riportati nel presente documento.

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.