

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

BARRIERE ANTIRUMORE

Tipo H3-H7 - Relazione di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

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

N M 2 5 0 3 D 2 6 CL B A 0 0 0 2 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Prima Emissione	B. Coppa 	Aprile 2020	R. Rausero 	Aprile 2020	M. Berlingieri 	Aprile 2020	

File: NM2503D26CLBA0002002A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	BARRIERA VERTICALIZZATA H7	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI UTILIZZATI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.1.1	<i>Calcestruzzo Cordolo di Fondazione</i>	7
3.1.2	<i>Calcestruzzo Micropali</i>	7
3.1.3	<i>Acciaio da C.A.</i>	8
3.2	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	9
3.2.1	<i>Profili e lamiere non saldate</i>	9
3.2.2	<i>Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella</i>	9
3.2.3	<i>Acciaio per micropali</i>	10
4	PARAMETRI SISMICI	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
6	MODELLO DI CALCOLO BARRIERA MONTANTE IN C.A – BM110	12
6.1	ANALISI DEI CARICHI	13
6.1.1	<i>Peso proprio</i>	14
6.1.2	<i>Vento</i>	15
6.1.3	<i>Pressione per effetti aerodinamici del treno</i>	23
6.1.4	<i>Azione sismica</i>	25
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	28
6.2.1	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite ultimi (SLU)</i>	29
6.2.2	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite di esercizio (SLE)</i>	29
6.2.3	<i>Riepilogo coefficienti</i>	29
6.3	TABELLA RIASSUNTIVA COMBINAZIONI DI CARICO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.

7	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI	30
7.1	SEZIONE DI INTERFACCIA CORDOLO DI FONDAZIONE-TESTA MICROPALI	31
7.1.1	<i>Sollecitazioni elementari in testa ai micropali:</i>	31
7.1.2	<i>Sollecitazioni COMBINAZIONI STATICHE interfaccia cordolo di fondazione testa micropali:</i>	32
7.1.3	<i>Sollecitazioni COMBINAZIONI SISMICHE interfaccia cordolo di fondazione testa micropali:</i>	32
7.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO	34
8	VERIFICHE GEOTECNICHE	36
8.1	CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E ASSUNZIONI PROGETTUALI	36
8.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO	36
8.2.1	<i>Capacità portante (compressione)</i>	41
8.2.2	<i>Capacità portante (trazione)</i>	41
8.3	VERIFICA AI CARICHI TRASVERSALI	42
8.4	CALCOLO DEL CEDIMENTO DEL MICROPALO	46
9	VERIFICHE STRUTTURALI	47
10	VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE	51
10.1	ARMATURA MINIMA	51
10.2	VERIFICA STRUTTURALE	53
10.2.1	<i>Verifiche SLU</i>	53
10.2.2	<i>Verifiche SLE</i>	54
10.3	VERIFICA A SFILAMENTO	59
11	CONCLUSIONI	59

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo viene emessa nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova, per la tratta da Piadena a Mantova.

Tale relazione riguarda il dimensionamento strutturale e geotecnico delle fondazioni profonde delle barriere antirumore presenti lungo il tracciato, per le quali è prevista l'applicazione del tipologico "HS" verticalizzato, di seguito riportato. In particolar modo si farà riferimento ai tipologici da H3 a H7.

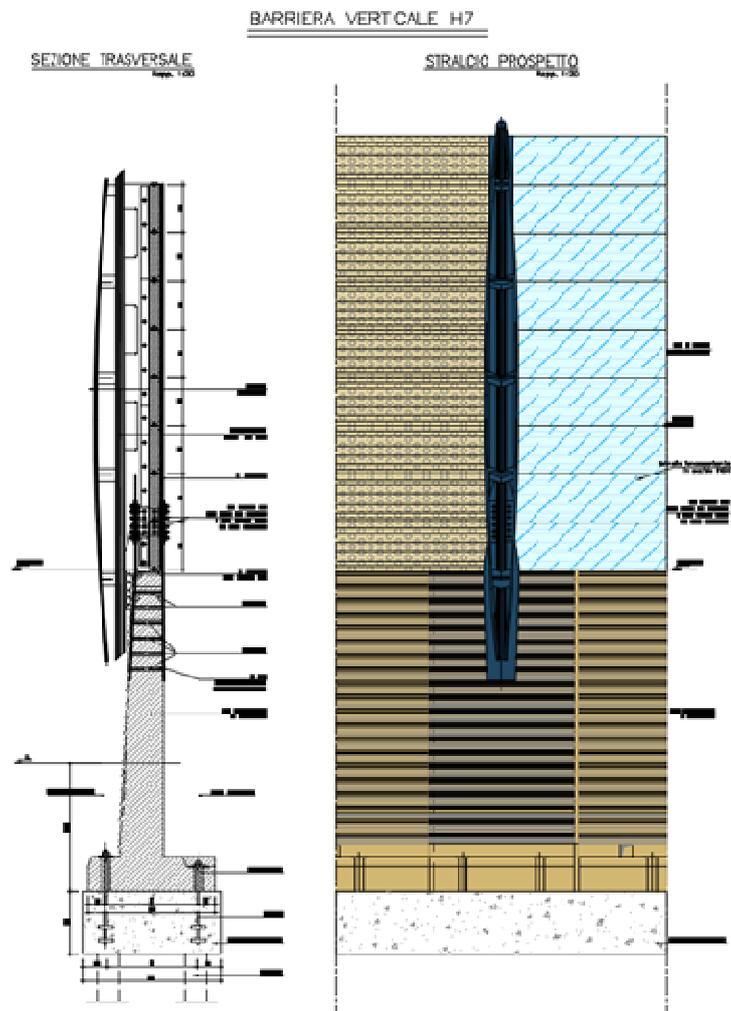


Figura 1 - Barriera verticalizzata

1.1 Barriera verticalizzata H7

La barriera fonoassorbente H7 in esame presenta moduli in calcestruzzo, di altezza circa 3 m e lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali, i moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m.

Il montante della barriera è costituito da un tubolare $\square 88.9 \times 6.3$ mm e da un profilo reggi pannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240×10 mm ed un'anima 265×12 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.

Le fondazioni sono realizzate con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali viene poi realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato al quale vengono poi ancorate le basi delle barriere antirumore.

I risultati ottenuti in questa relazione saranno applicati alle barriere antirumore su rilevato tipo H3, H4, H5, H6 e H7 (rettificate).

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

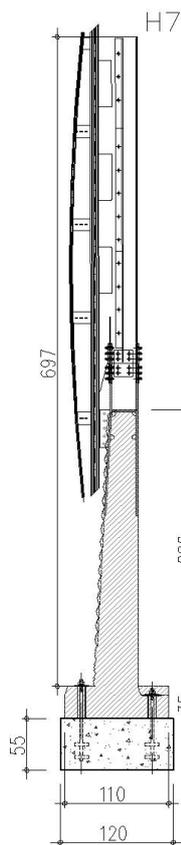


Figura 2 – Tipologico BA H7

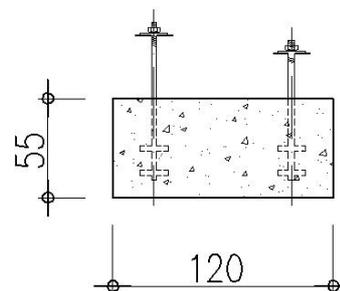


Figura 3 – Tipologico cordolo di fondazione

2 **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- 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
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica
- RFI DTC SI MA IFS 001 C - Manuale di progettazione delle opere civili – Parte I
- RFI DTC SI AM MA IFS 001 B - Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente
- 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"
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C - Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 C - Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

3 MATERIALI UTILIZZATI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati, ricavate con riferimento alle indicazioni contenute D.M.17 gennaio 2018. Le classi di esposizione dei calcestruzzi sono coerenti con la UNI EN 206-1-2001.

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 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)

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

3.1.2 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

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

- 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)

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

3.1.3 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 $c_e=3.00$ cm

Copriferro fondazione $c_f=4.00$ cm

Sovrapposizioni $I_s>50\emptyset$

3.2 Acciaio per carpenteria metallica

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

- Tensione di snervamento $f_{yk} \leq 275$ N/mm²;
- Tensione di rottura $f_{tk} \leq 430$ N/mm²;
- Modulo elastico $E = 210.000$ N/mm²;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$;
- Modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23$ N/m²;
- Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ per °C-1 (per T fino a 100 °C);
- Densità $\rho = 7.850$ kg/m³.

3.2.1 Profili e lamiere non saldate

Nome e qualità dell'acciaio

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

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

3.2.2 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} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)
275	430	255	410

Tipo H3-H7 - Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	BA 00 02 002	A	10 di 59

3.2.3 Acciaio per micropali

Nome e qualità dell'acciaio

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

Spessore nominale dell'elemento			
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

4 PARAMETRI SISMICI

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni. La classe d'uso assunta è la II.

Vita nominale:	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso	$C_u = 1.0$
Periodo di riferimento	$V_R = V_N \times C_u = 50$ anni
Categoria del suolo	C
Categoria topografica	T1
Stato Limite	SLV
Tempo di ritorno	475

I valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=475 anni) sono i seguenti:

latitudine	= 45.159632
longitudine	= 10.784886
a_g	= 0.091 g
F_0	= 2.56;
T^*c	= 0.305 s;

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

S_S	= 1.50
S_T	= 1.0

Risulta quindi:

a_{max}	= 1.37 m/s ²
-----------	-------------------------

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per il dimensionamento dei micropali di fondazione, si adatteranno le stratigrafie più gravose tra quelle in cui ricadono le barriere. In particolare si farà riferimento alla tratta T9, descritta nella Relazione Geotecnica generale e di seguito riportata. Inoltre si tiene conto del caso in cui le fondazioni ricadano su rilevato ferroviario.

UNITA'		Wa1	WRa2	WRs2	
Stratigrafia	DA	[m P.C.]	0.0	3.0	17.0
	A	[m P.C.]	3.0	9.0	13.5
Parametri di resistenza	γ_n	[kN/m ³]	19.0	19.0	19.0
	φ'	[°]	25.0	25.0	32-33.0
	c'	[kPa]	0	0	0
	c_u	[kPa]	50	60	-
Parametri di deformabilità	G_0	[MPa]	40.0	60	90.0
	NSPT		11	5-9	13
	E_{op2}	[MPa]	30.0	25.0	50.0
	OCR	[-]	3	2.0	-
	CR	[-]	0.18	0.160	-
	RR	[-]	0.036	0.032	-
	C_{ae}	[%]	0.12	0.150	-
k_v (*)	[m/s]	5.00E-08	1.00E-08	5.00E-07	

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato ferroviario sono:

$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $\varphi' = 38^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0.00 \text{ kPa}$ coesione drenata

Si assume la falda presente a quota p.c.

6 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 H7) si rimanda ad “Elab. di progetto n°06/17 - Relazione di calcolo base BM110 – Barriera H7” redatta nell’ambito del progetto RFI DTC ICI AM ST 01 2010.

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.

6.1 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.

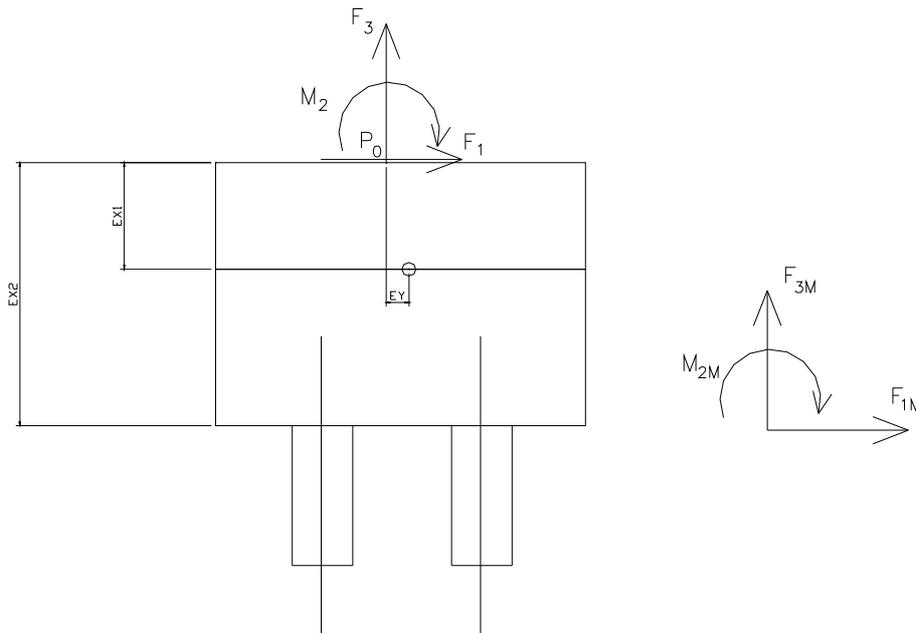


Figura 4 - Sistemi di riferimento e punti di verifica

6.1.1 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:

6.1.1.1 Elementi in acciaio

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
	KN		kN
2 tondi F30	0.055	10.000	0.555
Tubo Phi88.9x6.3	0.128	4.970	0.638
Piatti da 130 mm	0.082	1.320	0.108
Profilo a T	0.396	3.980	1.578
Profili a 2T	0.663	0.500	0.331
-	-	-	-
-	-	-	-
		PP_tot	3.210

6.1.1.2 Basi montanti in c.a.

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
	KN/m		kN
BM110			
Base in cls (escluso zoccolo)	27.8	1.5	41.63
Zoccolo	9.6	1.5	14.44
		PP_tot	56.06

6.1.1.3 Cordoli di fondazione in c.a.

DESCRIZIONE	Peso unitario	Quantità	Peso proprio
Tipo	120x55	KN/m	kN
PP CORDOLO		16.5	1.5
			24.75

6.1.1.4 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/m² e 1000 N/m².

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.

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

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.

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

Tabella 1: Definizione della categoria 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

Tabella 2: Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

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 50 anni v_b .

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati:

Zona - Regione	Zona	[-]	1
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	25
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	1000
Parametro funzione della zona	k_s	[1/s]	0.40
Altitudine	a_s	[m]	30
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	v_b	[m/s]	25
Tempo di ritorno	T_R	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	c_R	[-]	1.00
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_r(T_R)$	[m/s]	25.02

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

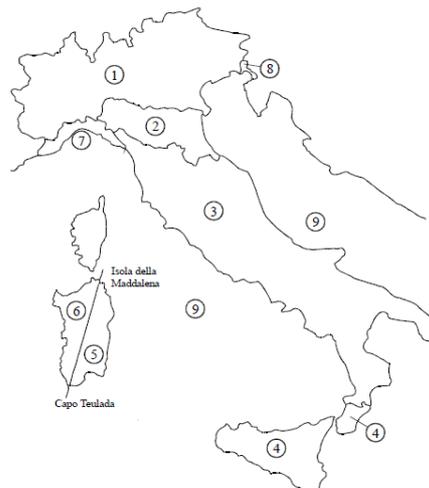


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Figura 5 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri di riferimento (tab. 3.3.I NTC2018).

Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	q_b	[N/m ²]	391.20

6.1.2.1 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:

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

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

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 innestate 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.

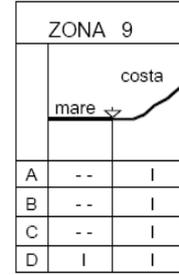
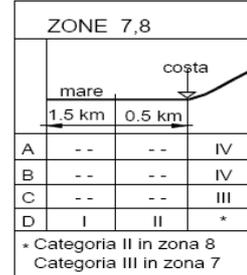
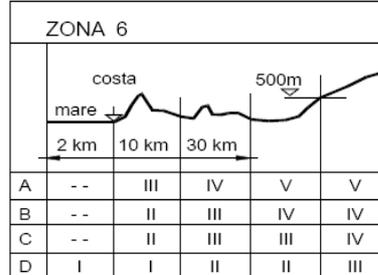
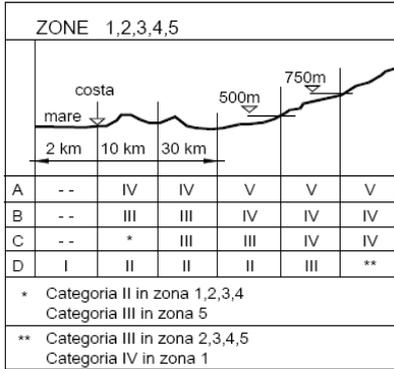


Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

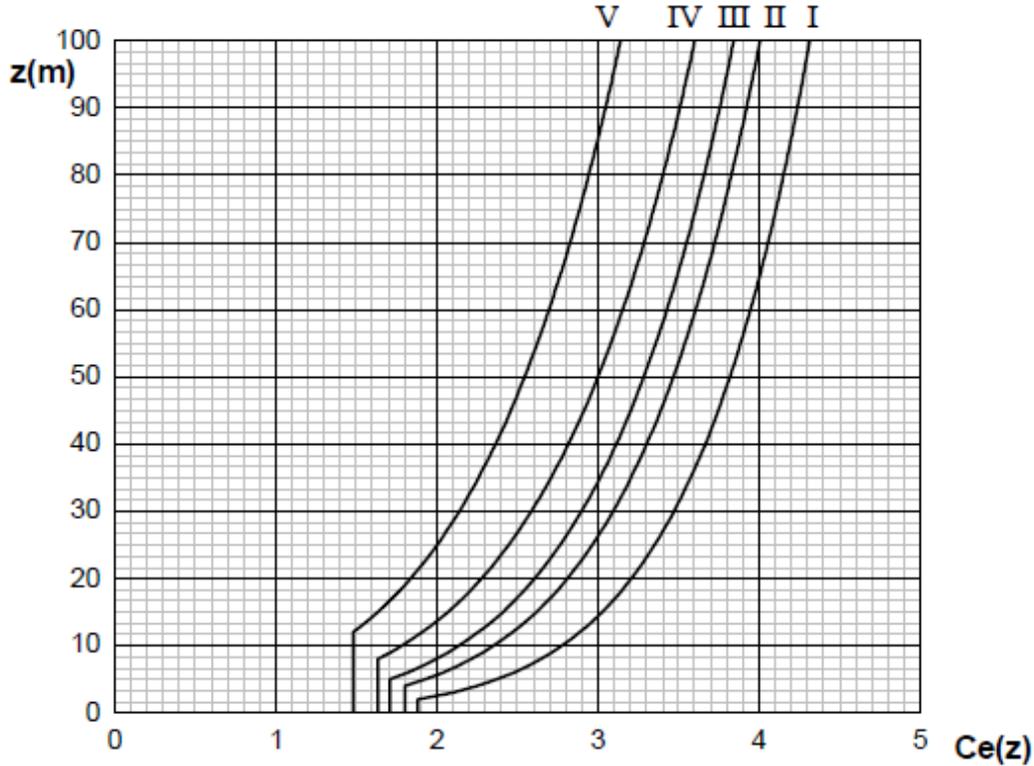


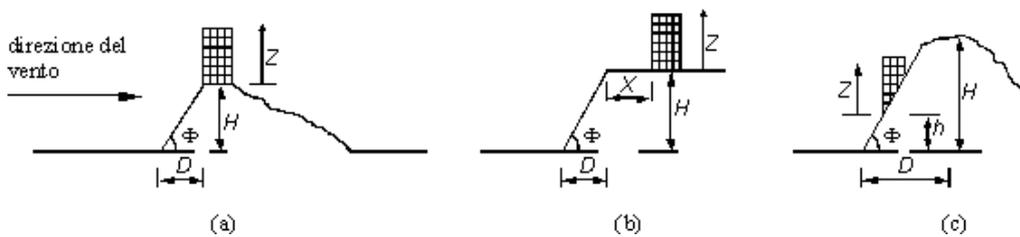
Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k _r	[-]	0.20
	z ₀	[m]	0.10
	z _{min}	[m]	5.00

Tabella 3 - Categoria di esposizione

6.1.2.2 Coefficiente di topografia

Per il calcolo del coefficiente di topografia C_t 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 $C_t = C_t = 1 + \beta\gamma \cdot (h/H)$

I parametri utilizzati per il calcolo del coefficiente di topografia C_t sono i seguenti:

$H=6.66$ metri

$z= 6.97$ metri

$D= 10.00$ metri (con pendenza del rilevato 2 su 3)

$z/H= 1.047$

$b = 0.38$

$H/D = 0.66667$

$\gamma = 1$

$ct = 1.38$

6.1.2.3 Coefficienti dinamico

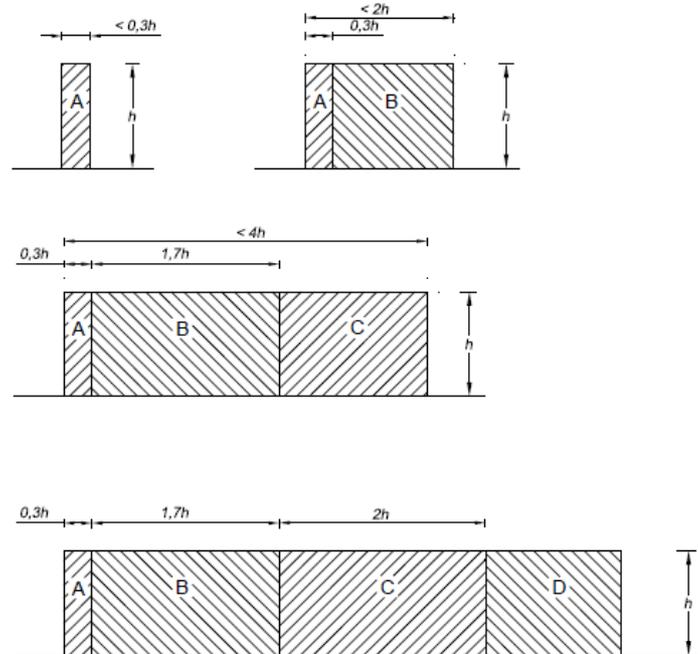
Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari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

6.1.2.4 Coefficienti di forma

I coefficienti di forma c_{fs} , 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_{fs} 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 $c_{p\text{ corrente}} = 1.2$.

6.1.2.5 Pressione del vento

h_{FOA}	h muro ba	$H_{rilevato}$	Montante	Posizione	C_t	C_e montante	C_p montante	$C_{dinamico}$	$p_{montante}$
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]
3.66	3.31	6.60	H7	Corrente	1.38	3.02	1.20	1.00	1.42

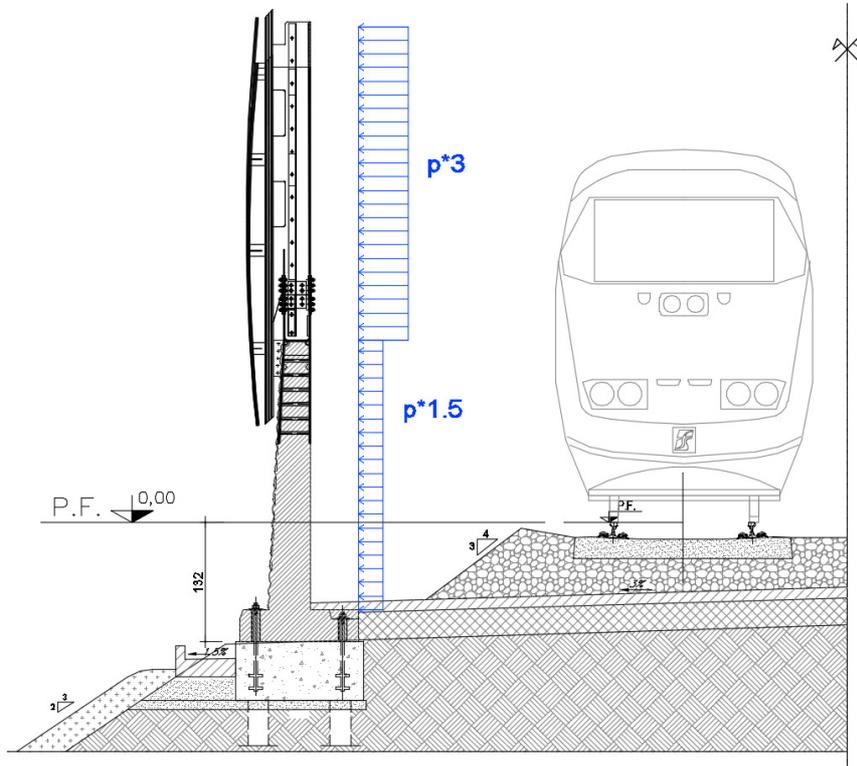


Figura 6 - Andamento della pressione del vento con l'altezza della barriera.

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

6.1.3 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 $k_1 = 1$.

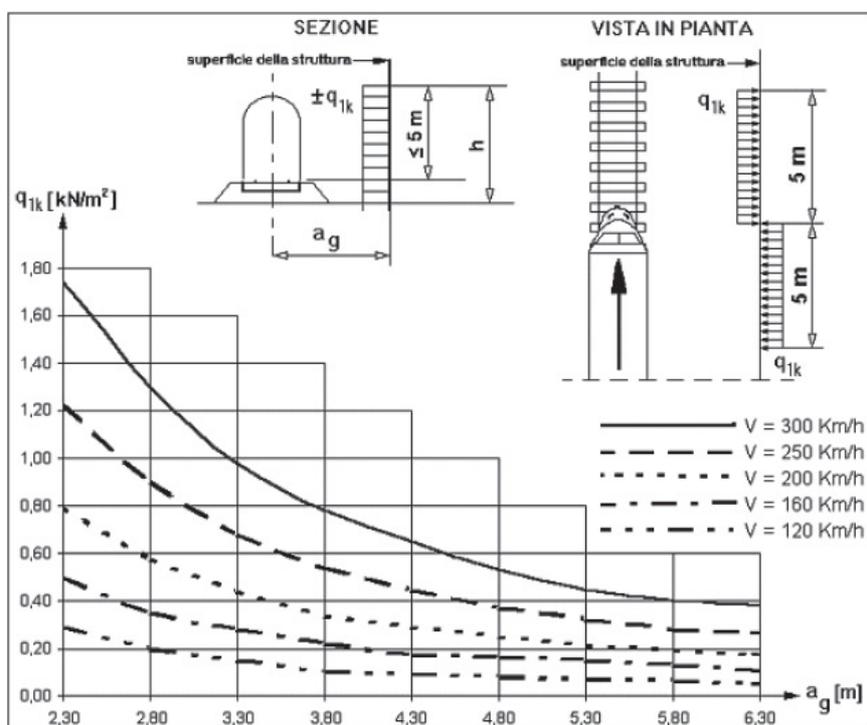


Figura 7 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

La distanza fittizia (minima) tra la barriera e l'asse del binario è pari ad $a_g = 3.55$ m

In corrispondenza alla velocità V massima della linea, pari a 160 km/h, risulta $q_{1k} = 0.25$ kN/m².

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 (vedi Figura 8 - Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera):

- 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".

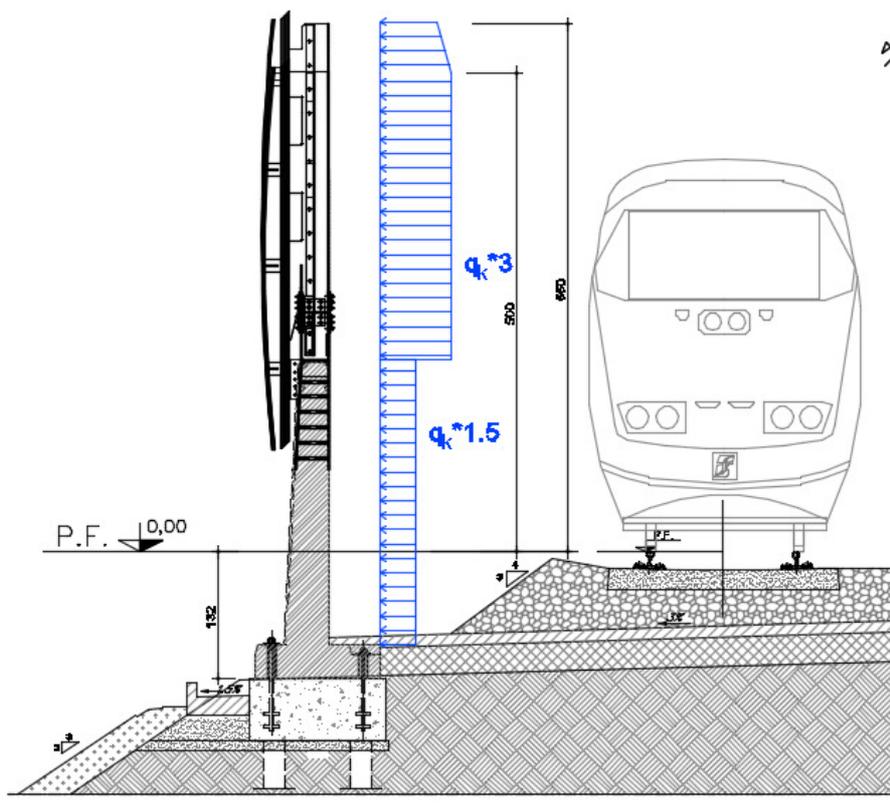


Figura 8 - Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera

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 BM95 – Barriera H2" 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:

$a_g =$ 3.55 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
160	0.25	1	1.09	0.2725

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

6.1.4 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.

6.1.4.1 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 vale:

$f_{1,PA} = 6,58$ Hz (frequenza con pannello asciutto) $\rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/6,58 = 0,152$ s;

$f_{1,PB} = 8,14$ Hz (frequenza con pannello bagnato) $\rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/8,14 = 0,123$ s.

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

	Tr(anni)	$a_g(g)$	F_0	$T_c^*(s)$
SLV	712	0,105	2,560	0,305

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 = $S_S \cdot S_T$, 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

$$S_S = 1.50$$

$$S_T = 1.0$$

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

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.

$$S = S_S \cdot S_T = 1,50 \cdot 1,00 = 1,50;$$

$$T_B = 0,159 \text{ s};$$

$$T_C = 0,477 \text{ s};$$

$$T_D = 2,012 \text{ s}.$$

La componente della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula:

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

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 spettro in funzione delle due frequenze naturali della struttura rispettivamente in condizioni di pannelli asciutti e bagnati è pari:

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

$$S_e(T_{1,PA}) = 0.105 \cdot g \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 2.56 \cdot [0.152/0.159 + 1/(1 \cdot 2.56) \cdot (1 - (0.152/0.159))] = \mathbf{0.392 \text{ g}}$$

$$S_e(T_{1,PB}) = 0.105 \cdot g \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 2.56 \cdot [0.123/0.159 + 1/(1 \cdot 2.561) \cdot (1 - (0.123/0.159))] = \mathbf{0.347 \text{ g}}$$

6.2 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 (uscente 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.

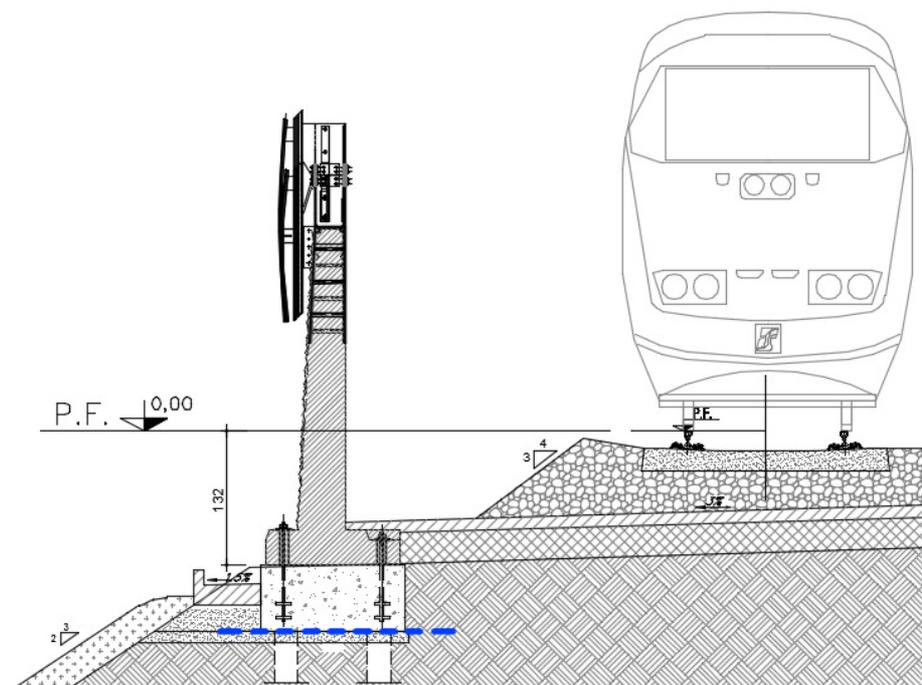


Figura 9 - Sezione considerata per le verifiche

Per il dimensionamento e le verifiche strutturali della barriera in calcestruzzo si farà riferimento alle specifiche 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”.

6.2.1 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

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

6.2.2 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

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

6.2.3 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

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

L'azione del vento e l'azione aerodinamica sono prese in considerazione contemporaneamente 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” = coefficienti di sicurezza per le combinazioni di tipo A1

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

“P.vento” = azione del vento

“P.aereo” = azione aerodinamica

6.3 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
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

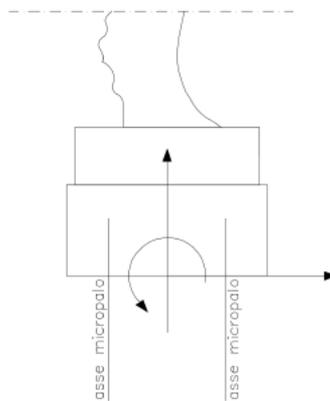
Sismica

	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

7 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

7.1 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 110	
Lunghezza	1.5	m
Larghezza	1.1	m
Spessore	0.35	m
CORDOLO		
Lunghezza	1.5	m
Larghezza	1.2	m
Spessore	0.55	m

7.1.1 Sollecitazioni elementari in testa ai micropali:

	N	T	M
	KN	KN	KN-m
Pp elementi in acciaio	3.21	0	0
Pp Basi montanti in c.a. (con zoccolo)	56.06	0	0
Pp Cordolo in fondazione	24.75	0	0
Pann. asc.	5.49	0	0
Pann. bagn.	10.98	0	0
P.Vento	0	22.55	104.14
P.Aereo	0	4.35	20.07

7.1.2 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	128.25	40.34	186.32
	SLU2	120.84	-40.34	-186.32
	SLU3	128.25	40.34	186.32
	SLU4	120.84	-40.34	-186.32
	SLU5	128.25	40.34	186.32
	SLU6	120.84	-40.34	-186.32
	SLE1 (RARA)	95.00	26.89	124.21
	SLE2 (RARA)	95.00	-26.89	-124.21
	SLE3 (RARA)	89.51	26.89	124.21
	SLE4 (RARA)	89.51	-26.89	-124.21
	SLE5 (RARA)	95.00	26.89	124.21
	SLE6 (RARA)	95.00	-26.89	-124.21
	SLE7 (RARA)	89.51	26.89	124.21
	SLE8 (RARA)	89.51	-26.89	-124.21
	SLE9 (FREQ)	95.00	26.89	124.21
	SLE10 (FREQ)	95.00	-26.89	-124.21
	SLE11 (FREQ)	95.00	0.00	0.00
	SLE12 (FREQ)	95.00	0.00	0.00
	SLE13 (FREQ)	89.51	-26.89	-124.21
	SLE14 (FREQ)	89.51	26.89	124.21
	SLE15 (FREQ)	89.51	0.00	0.00
	SLE16 (FREQ)	89.51	0.00	0.00
	SLE17(Q.PERM)	95.00	0.00	0.00
	SLE18(Q.PERM)	89.51	0.00	0.00

7.1.3 Sollecitazioni **COMBINAZIONI SISMICHE** interfaccia cordolo di fondazione testa micropali:

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

	N [kN]	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
Elementi in Acciaio	3.21	1.28	3.86	4.96
Basi montanti in c.a.	56.1	22.42	2.21	49.44
Cordolo in fondazione	24.8	9.90	0.28	2.72
tot. DEAD	84.0	33.61		57.12

pannello asciutto	5.5	1.1	7.5	8.3
pannello bagnato	11.0	4.4	5.7	25.0

Combinazioni:

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

Risultati COMBINAZIONI Sismiche

	N	T	M
	KN	KN	KN-m
SISMICA 1	89.51	34.71	65.38
SISMICA 2	95.00	38.00	82.11
SISMICA 3	89.51	32.51	48.87
SISMICA 4	95.00	29.22	32.13

7.2 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 0.70m; pertanto si potrà contare su 4 micropali per ogni montante.

	Np+	Np-	Vp
	KN	KN	KN
SLU1	165.15	-101.02	10.08
SLU2	-102.87	163.29	-10.08
SLU3	165.15	-101.02	10.08
SLU4	-102.87	163.29	-10.08
SLU5	165.15	-101.02	10.08
SLU6	-102.87	163.29	-10.08
SLE1 (RARA)	112.47	-64.97	6.72
SLE2 (RARA)	-64.97	112.47	-6.72
SLE3 (RARA)	111.10	-66.35	6.72
SLE4 (RARA)	-66.35	111.10	-6.72
SLE5 (RARA)	112.47	-64.97	6.72
SLE6 (RARA)	-64.97	112.47	-6.72
SLE7 (RARA)	111.10	-66.35	6.72
SLE8 (RARA)	-66.35	111.10	-6.72
SLE9 (FREQ)	112.47	-64.97	6.72
SLE10 (FREQ)	-64.97	112.47	-6.72
SLE11 (FREQ)	23.75	23.75	0.00
SLE12 (FREQ)	23.75	23.75	0.00
SLE13 (FREQ)	-66.35	111.10	-6.72
SLE14 (FREQ)	111.10	-66.35	6.72
SLE15 (FREQ)	22.38	22.38	0.00
SLE16 (FREQ)	22.38	22.38	0.00
SLE17(Q.PERM)	23.75	23.75	0.00
SLE18(Q.PERM)	22.38	22.38	0.00

	Np+	Np-	Vp
	KN	KN	KN
Sismica 1	69.08	-24.32	8.68
Sismica 2	82.40	-34.90	9.50
Sismica 3	57.28	-12.53	8.13
Sismica 4	46.70	0.80	7.30

Le verifiche geotecniche e strutturali riportate nei paragrafi successivi sono realizzate in virtù dei valori di sollecitazione massime, di seguito riportate.

Np+ max	Np- max	Vp max
KN	KN	KN
165.15	-101.02	10.08

8 VERIFICHE GEOTECNICHE

8.1 Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali

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

Il copriferro minimo da considerarsi per l’armatura del micropalo è pari a circa 4.0 cm.

L’ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 mm con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d’angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

8.2 Verifica di capacità portante del micropalo

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall’*École Nationale des Ponts et Chaussées* da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT e/o pL (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 ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
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 .

Tabella 4 - Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

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

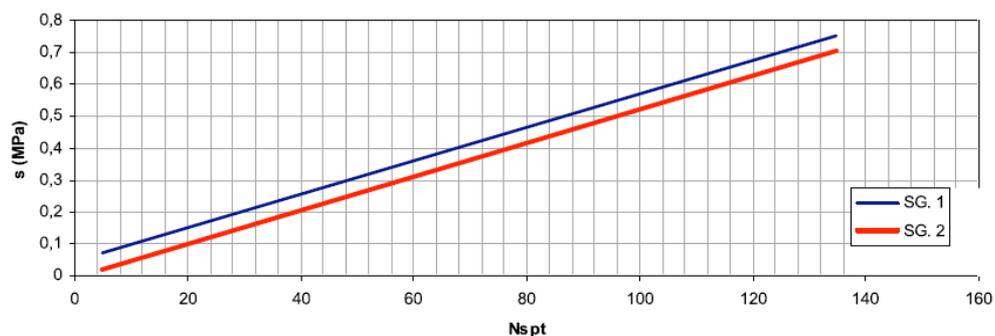


Figura 10 - Abaco per la determinazione di s per sabbie e ghiaie

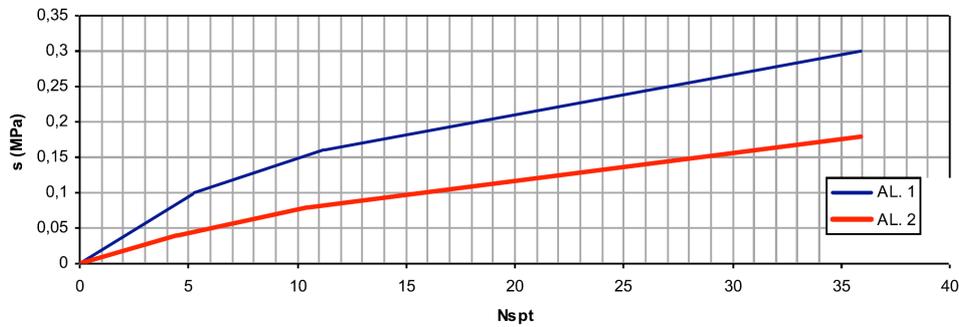


Figura 11 - Abaco per la determinazione di s per argille e limi

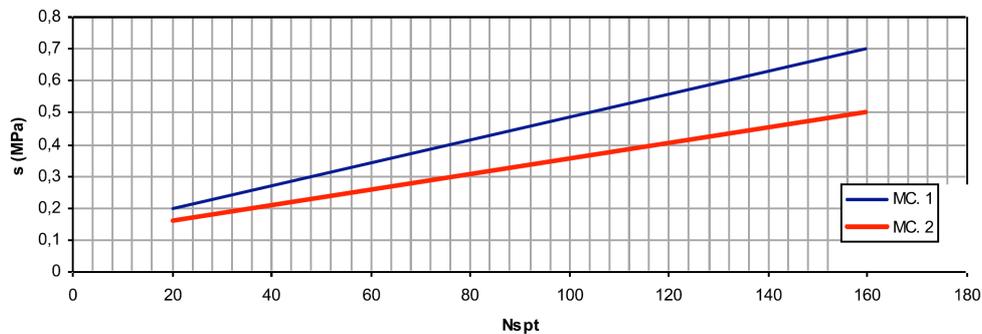


Figura 12 - Abaco per la determinazione di s per gessi, marne e marne calcaree

Nel progetto in esame si prevede l'utilizzo di micropali tipo IRS. Nei casi di fondazione su rilevato ferroviario 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 γ_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 ξ 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].

Tabella 5 – Fattori di correlazione - 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

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).

Ai fini della verifica della portanza si considera una lunghezza utile di **5,00 m**.

Si assume uno spessore medio di rilevato ferroviario pari a 2m, trascurandone dunque il relativo contributo in termini di portanza verticale. Conseguentemente la lunghezza del micropalo dal piano campagna è pari a 7m.

Tipo H3-H7 - Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	BA 00 02 002	A	40 di 59

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	165.15	0.00	165.15
T (kN)	10.08	0.00	10.08

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-101.20	0.00	-101.20
T (kN)	10.08	0.00	10.08

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
	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): 7.00 (m)

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

S 275 (Fe 430)

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

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

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

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

8.2.1 Capacità portante (compressione)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Wa1	3.00	1.10	0.28	0.105	0.105	0.054	139.20
WRa2	2.00	1.10	0.28	0.077	0.077	0.039	68.05

$$Ls = 5.00 \text{ (m)} \quad QI = 207.26 \text{ (kN)}$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% \text{ Punta} = 0\% \quad Qp = 0.00 \text{ (kN)}$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALLO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Qlim = 207.26 \text{ (kN)}$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$$Fs = 1.25$$

8.2.2 Capacità portante (trazione)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Wa1	3.00	1.10	0.28	0.105	0.105	0.049	128.07
WRa2	2.00	1.10	0.28	0.077	0.077	0.036	62.61

$$Ls = 5.00 \text{ (m)} \quad QI = 190.68 \text{ (kN)}$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% \text{ Punta} = 0\% \quad Qp = 0.00 \text{ (kN)}$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALLO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Qlim = 190.68 \text{ (kN)}$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$$Fs = 1.88$$

8.3 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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (cfr. Tabella 6.4.VI del D.M. 2018).

Tabella 6– Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1.3$

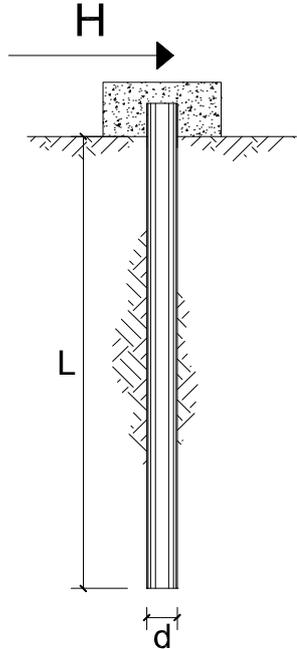
Nel caso in esame, si assume la condizione di palo vincolato con incastro in sommità.

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

OPERA: BARRIERA H7

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.30	1.50	1.25	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

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

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

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

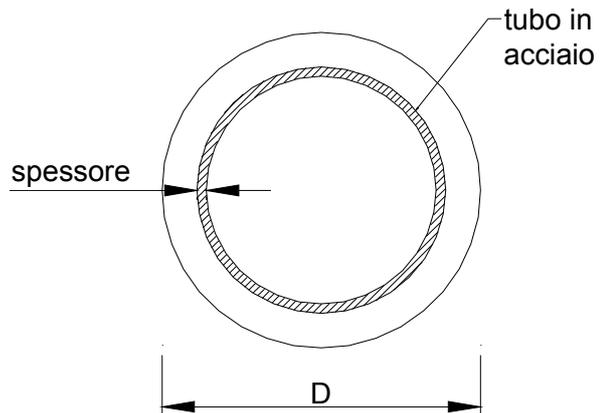
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 163.3 (mm)

Spessore = 8.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (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)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.114%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 56.9 (kN m)

Inserisci

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	7.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	56.93	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	25.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	25.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.46	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	9.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	10.08	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 407.47 \quad (\text{kN}) \qquad H1_{min} = 407.47 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 143.96 \quad (\text{kN}) \qquad H2_{min} = 143.96 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 62.38 \quad (\text{kN}) \qquad H3_{min} = 62.38 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 62.38 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 62.38 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 36.70 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 28.23 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 13.10 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 2.15$$

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 (Comb. GEO);

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

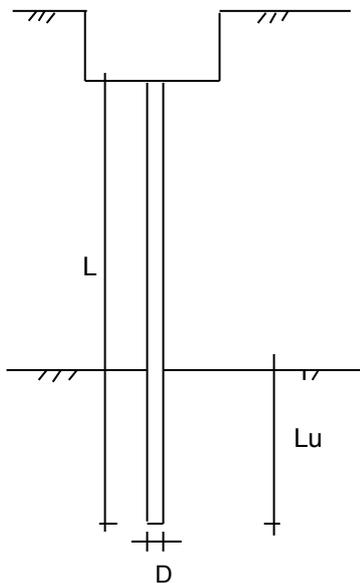
L_u = lunghezza utile

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: MICROPALI

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	165.15	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	7.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	5.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	30000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

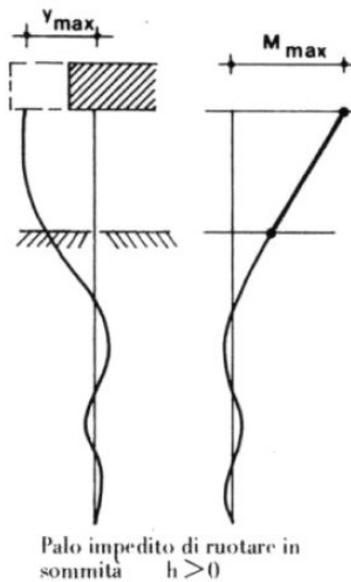
$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.80 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 1.98 \quad (\text{mm})$$

9 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

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

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:

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

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.

$$k_H = 5.5 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

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 (mm^2)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.297E+07 (mm^4)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154,162 (mm^3)

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm^2)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm^2)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm^2)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$$b = 1.060 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 4.76 \quad (kN m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$$\sigma_{max} = 71.84 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 10.15 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 5.00 \quad (N/mm^2)$$

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

$$\sigma_{id} = 72.36 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

10 VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 120x55cm.

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

10.1 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 $A_{tesa}/b \cdot h$

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

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

Dati della sezione

H = 55 cm

B = 120 cm

c = 5 cm

Armatura longitudinale minima in zona tesa		
Larghezza media zona tesa	b_t	120 cm
Altezza sezione	H	55 cm
Copriferro	c	5 cm
Altezza utile della sezione	d	50 cm
Classe di resistenza cls	C30/37	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	37 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck}$	30.71 MPa
Resistenza a trazione assiale media	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	2.942 MPa
Resistenza a trazione dell'armatura ordinaria	f_{yk}	450 MPa
Armatura longitudinale minima in zona tesa	$A_{s,min}$	10.20 cm²

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

5 ϕ 18/m con area pari a = 12.72 cm² / m = A_a superiori

5 ϕ 18/m con area pari a = 12.72 cm² / m = $A'a$ inferiori

staffe $\phi = 12mm$

numero di bracci $n_{br} = 4$

passo $s = 280 mm$

inclinazione staffe $\alpha = 90^\circ$

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

A_{tot} staffe = **16.2 cm² / m**

10.2 Verifica strutturale

Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato, costituito da una trave incastrata nel setto in c.a. della barriera e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei micropali compressi.

$L_{\text{mensola}} = 0.378$ m
 $d_1 = 0.128$ m distanza micropali dal setto
 $i = 1.50$ m interasse longitudinale micropali

$N_p =$ azione assiale sul palo
 $V_p =$ azione orizzontale sul palo

	N_p [kN]	V_p [kN]
SLU	165.15	10.08
SLE RARA	112.47	6.72
SLE FREQ	111.1	6.72
SLE Q.P	23.75	0

Sollecitazioni all'incastro della mensola determinate dal palo più sollecitato

	SLU	SLE RARA	SLE FREQ	SLE Q.P
M	21.14	14.40	14.22	3.04
N (>0 traz.)	10.08	6.72	6.72	0.00
V	165.15	112.47	111.10	23.75

Sollecitazioni al metro lineare di fondazione

	SLU	SLE RARA	SLE FREQ	SLE Q.P
M	14.09	9.60	9.48	2.03
N (>0 traz.)	6.72	4.48	4.48	0.00
V	110.10	74.98	74.07	15.83

10.2.1 Verifiche SLU

Per la verifica in direzione trasversale allo SLU si ricorre ad una sezione di larghezza unitaria: 100cmx55cm.

Trattandosi di una fondazione tozza si ricorre al meccanismo di **tirante – puntone**.

Armature su entrambi i lembi: ϕ 12/280mm

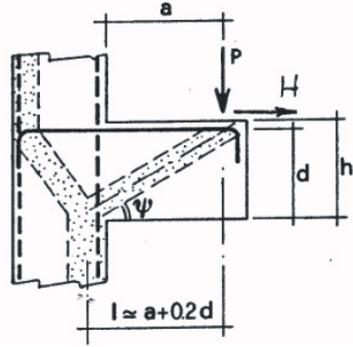


Figura 15: meccanismo di tirante-puntone

Le forze che entrano in gioco sono:

P	reazione vincolare del micropalo
H	azione tagliante orizzontale
$A_s \cdot f_{yd}$	forza resistenze di trazione
R_s	forza resistente risultante

Si verificano due meccanismi:

Resistenza dell'armatura a trazione (tirante)

$$R_s = [(A_s f_{yd} - H) \cdot 0,9d / L > P$$

Resistenza biella di calcestruzzo (puntone)

$$R_c = 0,4 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot c / (1 + \lambda^2) > R_s$$

Caratteristiche geometriche sezione

Larghezza mensola	b	100
Altezza mensola	h	55
Copriferro tirante principale all'asse	c	5
Altezza utile	d=h-c	50
Distanza di applicazione soll. Verticale	a	25.3

Materiali

Resistenza di calcolo snervamento acciaio	f_{ywd}	391.30
Resistenza caratteristica Cubica Cls	R_{ck}	37
Fattore parziale materiale Cls	γ_c	1.5
Resistenza caratteristica Cilindrica Cls	$f_{ck}=0.83 \times R_{ck}$	30.71
Resistenza di calcolo Cilindrica Cls	$f_{cd}=0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	17.40

Sollecitazioni agenti

Sollecitazione verticale agente di calcolo	P_{Ed}	110.1
Sollecitazione orizzontale agente di calcolo	H_{Ed}	6.72
Compressione aggiuntiva (di consolidamento)	N_{Ed}	0

Armatura tirante principale

Diametro armatura corrente principale	ϕ_l	12
Numero di barre di armatura	n	3.57
Area totale di acciaio tirante principale	A_{st}	4.04
Lunghezza teorica tirante principale	l	35.30
Parametro inclinazione	$\lambda = l / (0.9d) \approx \text{ctg} \psi$	0.784
Parametro che tiene conto della staffatura dell'elemento di attacco della mensola	c	1.5

Resistenza del tirante costituito da sola armatura
Resistenza del puntone di cls compresso

P_{rs} 193
 P_{rc} 3232

Verifica gerarchia di resistenza ($P_{RS} > P_{RC}$)

Esito **Verifica positiva**

Fattore di sicurezza tirante teso

FS_{acc} **1.75**

Fattore di sicurezza puntone compresso

FS_{CLS} **29.35**

10.2.2 Verifiche SLE

I valori di sollecitazione massimi per le combinazioni allo SLE riferiti ad 1m di fondazione sono le seguenti:

	SLE RARA	SLE FREQ	SLE Q.P
M	9.60	9.48	2.03
N (>0 traz.)	4.48	4.48	0.00
V	74.98	74.07	15.83

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:

$$W_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$W_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$W_3 = 0.4 \text{ mm}$$

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 “aggressiva” propria di una classe di esposizione XC4.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- combinazione quasi permanente
- combinazione frequente

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. 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 delle fessure W_K non deve superare i valori nominali $W_1 = 0.2$ mm, $W_2 = 0.3$ mm, $W_3 = 0.4$ mm.

Il valore di calcolo 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:

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

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;

Stato limite di formazione delle fessure

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

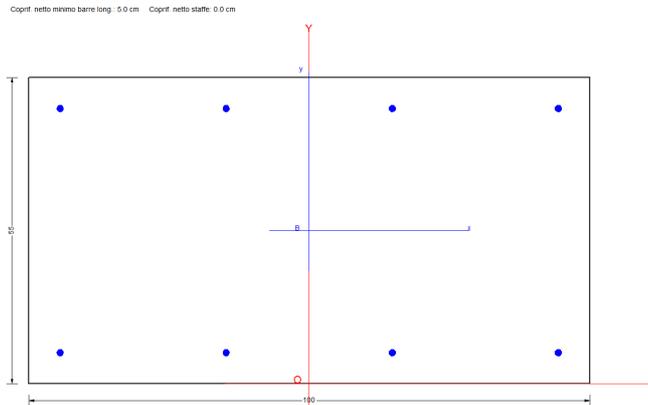
$$\sigma_T = f_{ctm} / 1,2 = - 2.94 \text{ MPa.}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

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

$$\sigma_{c,max} < 0,55 \cdot f_{ck} = 16.89 \text{ MPa per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,max} < 0,40 \cdot f_{ck} = 12.28 \text{ MPa per la combinazione quasi permanente}$$



COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
	(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.54	55.0	0.00	47.5	-45.3	49.4	14.0	1400	4.5	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

Tipo H3-H7 - Relazione di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	BA 00 02 002	A	59 di 59

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00026	0.00004	0.50	0.60	0.000136 (0.000136)	619	0.084 (990.00)	153.07

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.53	55.0	0.00	47.5	-44.8	49.4	14.0	1400	4.5	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00025	0.00004	0.50	0.60	0.000134 (0.000134)	619	0.083 (0.30)	153.07

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.11	55.0	0.00	47.5	-9.6	49.4	14.0	1400	4.5	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00005	0.00001	0.50	0.40	0.000029 (0.000029)	619	0.018 (0.20)	153.07

10.3 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 $\tau_{lat} = 0.4\text{Mpa}$.

Si ottiene una resistenza, per il tubolare $\varnothing 163.8$ sp8mm e altezza immersa nel cordolo di 350mm, pari a:

$$R_{\text{attrito}} = 0.35 \times 0.51 \times \tau_{lat} = 72 \text{ kN}$$

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

$$F_{R,\text{tot}} = 72 + 575 = 647 \text{ kN} \gg 135,37 \text{ kN}$$

11 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'H3 e l'H7 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.