

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U. O. Progettazione Integrata Nord

PROGETTO DEFINITIVO

**AGEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE
ZONA INDUSTRIALE**

2^ FASE

OPERE CIVILI

BARRIERE ANTIRUMORE

Relazione di calcolo barriere H3-H7

SCALA:

-

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

I V 0 H 0 2 D 2 6 C L B A 0 0 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per commenti	C. Soave 	Marzo 2022	M. Andreani 	Marzo 2022	G. Fadda 	Marzo 2022	A. Perego Marzo 2022

Sommario

1	PREMESSA	5
1.1	GENERALE	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	9
3	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	11
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	11
3.2	DOCUMENTI DI PROGETTO	12
3.3	BIBLIOGRAFIA.....	12
4	MATERIALI.....	13
4.1	CALCESTRUZZO	13
4.1.1	<i>Magrone.....</i>	<i>13</i>
4.1.2	<i>Calcestruzzo per opere in c.a portante</i>	<i>13</i>
4.1.3	<i>Micropali</i>	<i>14</i>
4.2	ACCIAIO	14
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	<i>14</i>
4.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica e tubolare dei micropali</i>	<i>15</i>
5	INQUADRAMENTO GEOTENICO.....	16
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....	17
6.1	PESI PROPRI	17
6.2	CARICHI VARIABILI.....	19
6.2.1	<i>Carico del vento.....</i>	<i>19</i>
6.2.2	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	<i>23</i>
6.3	AZIONE SISMICA	26

6.3.1	Vita nominale	26
6.3.2	Classe d'uso	27
6.3.3	Periodo di riferimento.....	28
6.3.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	28
6.3.5	Caratterizzazione sismica del terreno.....	30
7	COMBINAZIONI DI CARICO	39
7.1	COMBINAZIONI STATICHE	42
7.2	COMBINAZIONI SISMICHE	42
8	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA	43
8.1	CALCOLO SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI	43
8.1.1	Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo	44
8.2	PORTANZA VERTICALE	45
8.2.1	Verifica alla portanza verticale	48
8.3	PORTANZA ORIZZONTALE	51
8.3.1	Verifica alla portanza trasversale.....	54
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	56
8.4.1	Verifica di resistenza micropalo	56
8.5	STIMA DEI CEDIMENTI.....	57
8.5.1	Verifica di resistenza suola di fondazione	58
9	CONCLUSIONI.....	67



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	4 DI 67



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	5 DI 67

1 PREMESSA

1.1 Generale

Il presente documento ha per oggetto il dimensionamento e la verifica delle fondazioni delle barriere antirumore tipo H3, H4, H6 ed H7 previste nell'ambito dell'adeguamento e al potenziamento dell'impianto di Vado Ligure zona Industriale, vedi Figura 1-1.

Essendo la linea Genova – Ventimiglia, appartenente alla rete TEN-T Core, e dal Porto di Savona-Vado, appartenente alla rete TEN-T Comprehensive, coerentemente al piano di adeguamento prestazionale di RFI, è stato previsto l'adeguamento a modulo 750 metri.

Il progetto prevede complessivamente la realizzazione di un nuovo ACC, in luogo dell'attuale Apparato Centrale Idrodinamico, con centralizzazione ed elettrificazione di tutti i 6 binari del piazzale, e la rivisitazione del PRG della stazione, con adeguamento di un binario a modulo 750 metri. All'interno del perimetro saranno compresi anche la soppressione del PL di Via Sabazia, l'adeguamento per la gestione delle merci pericolose, la progettazione dell'indipendenza della radice dei raccordi Porto ed Esso/Infineum e l'adeguamento stradale di via Leopardi, necessario nell'ambito dei lavori di PRG a regime.

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

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e le relative specifiche ferroviarie.

azioni permanenti (pesi propri, etc.);

azioni variabili (vento, etc.);

azioni sismiche.



Figura 1-1 - Inquadramento dell'area di intervento (Fonte: Google Earth)

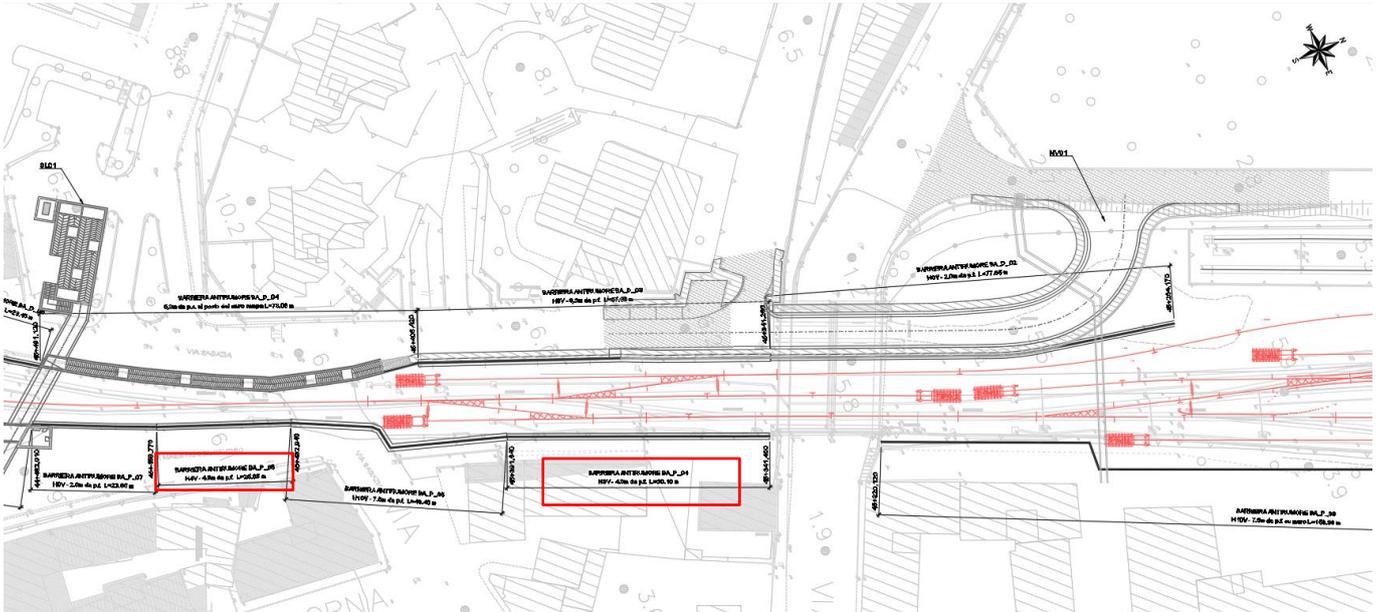


Figura 1-2 – Planimetria di progetto – Barriere H3-H7 - 1 / 3

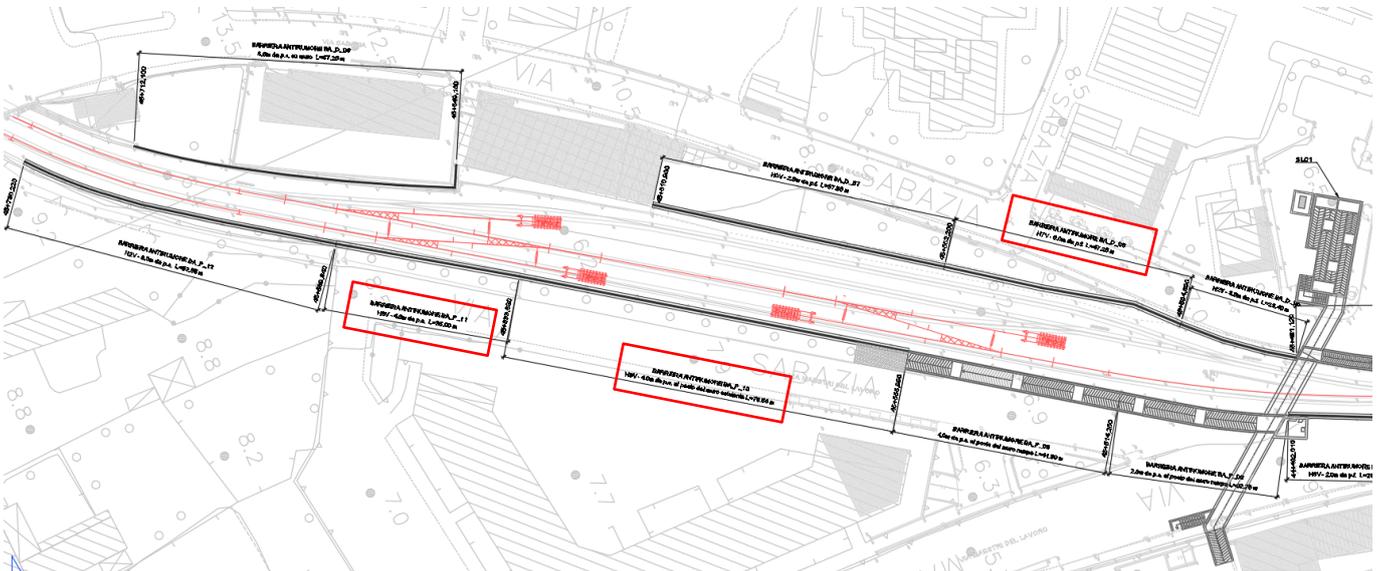


Figura 1-3 – Planimetria di progetto – Barriere H3-H7 - 2 / 3

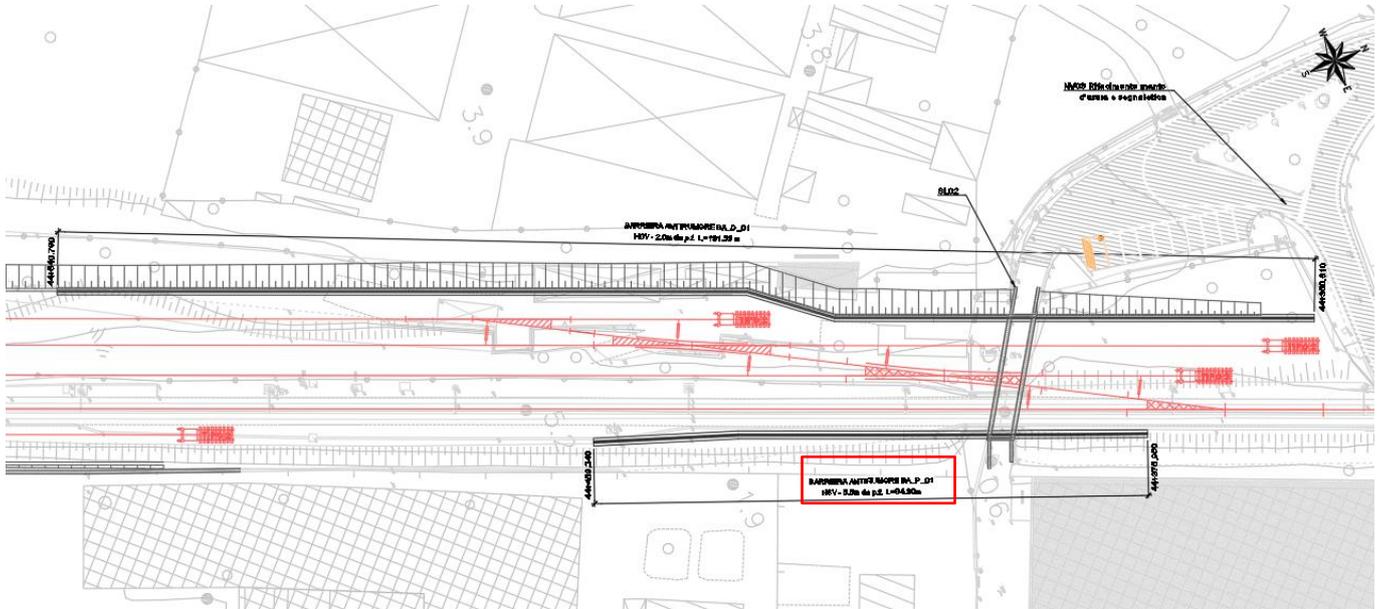


Figura 1-4 – Planimetria di progetto – Barriere H3-H7 - 3 / 3

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il dimensionamento delle opere di fondazione profonde delle barriere antirumore tipo H3, H4, H6 ed H7 (modulo BM110). Il calcolo descritto nei capitoli che seguono è stato eseguito, a favore di sicurezza, con riferimento al caso più sfavorevole ovvero a barriere tipo H7.

Le fondazioni saranno realizzate con micropali aventi un diametro di perforazione di 250mm e lunghezza di 11m e dotati di armatura tubolare in acciaio $\phi 168.3$ mm dello spessore di 8 mm, adottando le iniezioni IRS. Sulla testa di tali micropali sarà poi realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato avente sezione 120cm x 55cm, al quale saranno poi ancorate le basi delle barriere antirumore per mezzo di tirafondi.

Le barriere antirumore previste nell'ambito del progetto sono evidenziate in giallo in Tabella 1.

Si evidenzia che le analisi svolte nella presente relazione si riferiscono alle barriere BAP01 (valevoli per le pk 44+375 a pk 44+459), BAP04 (valevoli per le pk 45+341 a pk 45+391), BAP06 (valevoli per le pk 45+432 a pk 45+458), BAD06 (valevoli per le pk 45+504 a pk 45+552), BAP10 (valevoli per le pk 45+556 a pk 45+663),), e BAP11 (valevoli per le pk 45+633 a pk 45+669).

Tabella 1 - Elenco barriere antirumore previste lungo la tratta

ID	Barriera RFI	PK inizio	PK fine	H sul p.f. [m]	ID	Barriera RFI	PK inizio	PK fine	H sul p.f. [m]
BA_D_01	H0V	44+350	44+540	2	BA_P_07	H0V	45+458	45+482	2
BA_P_01	H6V	44+375	44+459	5.5	BA_D_05	H2V	45+481	45+504	3
BA_P_02	H2V	44+706	44+858	3	BA_P_08		45+482	45+514	2
BP_P_03	H10V	45+164	45+320	7.5	BA_D_06	H7V	45+504	45+552	6
BA_D_02	H0V	45+264	45+341	2	BA_P_09		45+514	45+555	4
BA_D_03	H8V	45+341	45+408	6.5	BA_D_07	H0V	45+552	45+610	2
BA_P_04	H3V	45+341	45+391	4	BA_D_08		45+649	45+712	6.5
BA_P_05	H10V	45+391	45+432	7.5	BA_P_10	H3V	45+556	45+633	4
BA_D_04		45+408	45+481	6	BA_P_11	H3V	45+633	45+669	4
BA_P_06	H4V	45+432	45+458	4.5	BA_P_12	H2V	45+669	45+730	3

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

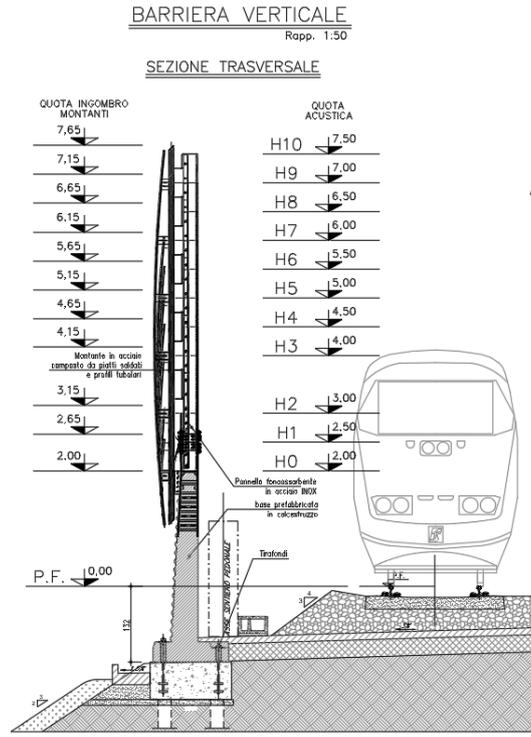


Figura 2-1 - Sezioni tipo barriera antirumore

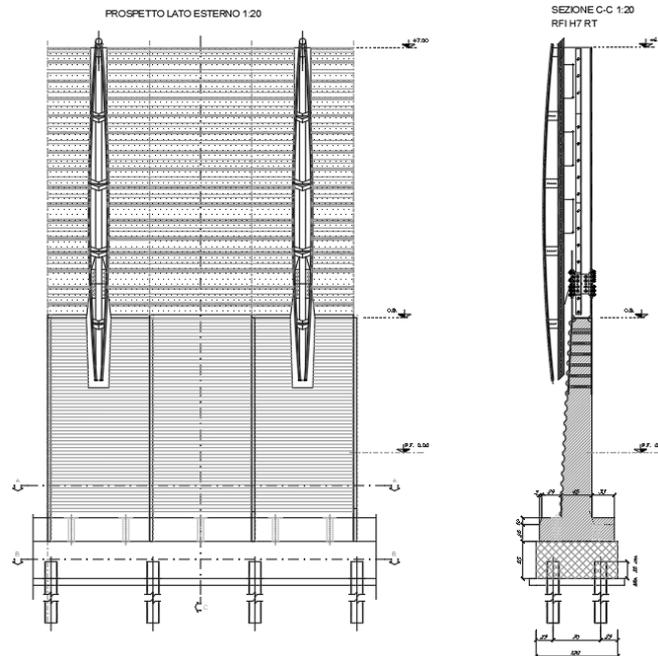


Figura 2-2 – Prospetto e sezioni tipo barriere antirumore tipo H7

3 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

3.1 Normative e raccomandazioni

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018;
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS SP IFS 004 E del 31/12/20: “Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – Parte II Parte II - Sezione 5: Opere in Terra e scavi”;
- [4] RFI DTC SI PS MA IFS 001 E – Manuale di progettazione delle opere civili – Ponti e strutture;
- [5] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [6] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;
- [7] UNI EN del 1998 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
- [8] Regione Calabria, Legge regionale del 12 ottobre 2012, n. 46, Modifiche ed integrazioni alla legge regionale del 16 ottobre 2009, n. 35, recante: «Procedure per la denuncia, il deposito e l'autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva antisismica), (BUR n. 19 del 16 ottobre 2012, supplemento straordinario n. 2 del 20 ottobre 2012);
- [9] Regione Calabria, Regolamento regionale n. 7 del 28 giugno 2012 s.m.i. “procedure per la denuncia, il deposito e l'autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva sismica di cui alla legge regionale n. 35 del 19 ottobre 2009 s.m.i.” (Testo coordinato con le modifiche ed integrazioni di cui al R.R. n. 3 del 24.02.2014, approvato con Delibera G.R. n° 51 del 20.02.2014 pubblicato sul BURC Parte I n. 9 del 03.03.2014 ripubblicato con avviso di errata corrige sul BURC Parte I n. 10 del 5.03.2014);
- [10] Regione Calabria, Deliberazione della Giunta Regionale del 10 febbraio 2004 n. 47, Prime disposizioni per l’attuazione dell’Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;
- [11] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02.10.2003 «Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri»;
- [12] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;

- [13] D.P.R. 380 del 06/06/2001 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- [14] Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996 «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica»;
- [15] D.M. LL.PP. 11.03.1988 «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione»;
- [16] Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988 che prevede l’obbligo di sottoporre tutte le opere civili pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, alle verifiche per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni ed assicurare la stabilità complessiva del territorio nel quale si inseriscono»;
- [17] Legge n. 64 del 02.02.1974 «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l’obbligatorietà dell’applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero per il Lavori Pubblici”;
- [18] D.lgs. 18 aprile 2016, n. 50 «Codice dei contratti pubblici»;
- [19] 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;

3.2 Documenti di progetto

- [20] IV0H02D26GEGE0000002A – Relazione geotecnica
- [21] IV0H02D26F7GE0000001A – Profilo geotecnico
- [22] IV0H01D26GEOC0000001B – Relazione geotecnica (PD Vado Ligure Fase I)
- [23] IV0H02D26P8BA0000001A – Planimetria di progetto
- [24] IV0H02D26BZBA0000002A – Carpenterie tipologie H3-H7 - Piante, prospetto e sezioni

3.3 Bibliografia

- [25] Geotecnica, R. Lancellotta; Quarta edizione, 2012, Zanichelli.
- [26] Bustamante M. e Doix B. (1985), “Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés”, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985, Réf. 3047.

4 MATERIALI

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

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Magrone

Classe di resistenza C12/15;

contenuto min. cemento 150 kg/m³.

4.1.2 Calcestruzzo per opere in c.a. portante

Per le strutture di fondazione si impiega calcestruzzo di classe C32/40.

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

Tabella 2 - Caratteristiche del conglomerato di classe C32/40

Classe di esposizione	XS1
Rapporto acqua/cemento max	0,50
Dose minima cemento	340 kg/m ³

Peso Specifico	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Resistenza Cubica	$R_{ck} = 40 \text{ Mpa}$
Resistenza Cilindrica	$f_{ck} = 32 \text{ Mpa}$
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ Mpa}$
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ Mpa}$

Copriferro minimo

50 mm

4.1.3 Micropali

Tabella 3 - Caratteristiche del conglomerato di classe C25/30

Classe di esposizione	XC2
Rapporto acqua/cemento max	0,60
Dose minima cemento	320 kg/m ³

Il materiale posto in opera è C25/30:

Peso Specifico	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Resistenza Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
Resistenza Cilindrica	$f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28 \text{ Mpa}$
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447 \text{ Mpa}$

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio per cemento armato

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	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	15 DI 67

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:

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

4.2.2 Acciaio da carpenteria metallica e tubolare dei micropali

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

5 INQUADRAMENTO GEOTENICO

Dall'esame dei parametri geotecnici (rif. Doc. [20]), è stato possibile determinare il modello più conservativo, con riferimento al sondaggio S1 al fine delle verifiche richieste dal NTC 2018. La tabella seguente riassume i parametri geotecnici da implementare nei modelli di calcolo.

Tabella 1: Modello geotecnico di calcolo

Modello geotecnico: indagine di rif. S1, MASW2												
Unità	Descrizione	z iniziale (m da p.c.)	z finale (m da p.c.)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo non drenato Eu (MPa)	K media (m/s)
R	Ripporto antropico	0	3	3	18	-	-	-	-	-	-	-
UG-a	Sabbia con ghiaia poco addensata	3	9	6	18	20-30	27-29	-	-	5-15	-	2.29E-04
UG-b	Sabbia con ghiaia, talvolta limosa da sciolta a poco addensata	9	22.5	13.5	19	30-40	28-30	-	-	10-20	-	-
UG-c	Alternanza di ghiaia con sabbia limosa e limo con sabbia addensata	22.5	30	7.5	18	40-50	32	-	-	20-40	-	-

La falda si è rilevata a quota di +0.80 m.s.l.m.

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Si riportano di seguito la valutazione dei carichi permanenti e variabili per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche inerenti alle sezioni della struttura.

6.1 Pesì Propri

Di seguito è riportata la tabella riassuntiva delle sollecitazioni con evidenziate le azioni dei pesi propri riferite all'estradosso dello zoccolo del manufatto prefabbricato della barriera:

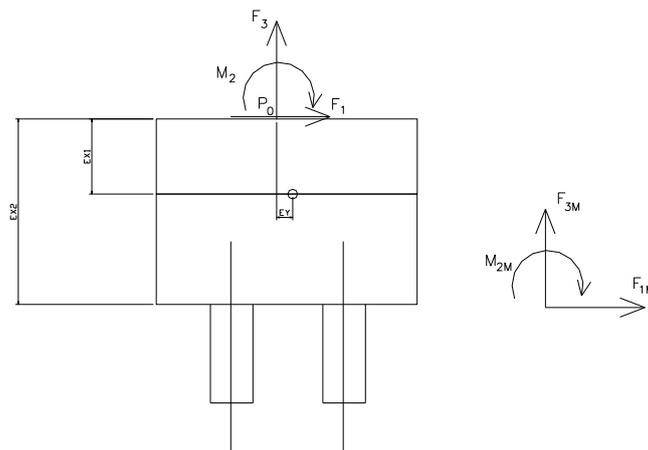


Figura 6-1 - Sistemi di riferimento e punti di verifica

Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi delle azioni di un modulo BM110, di un modulo BT95, dei rispettivi zoccoli e del cordolo di fondazione. Il cordolo di fondazione ha dimensioni 1,20m x 3,00m x 0,55m.

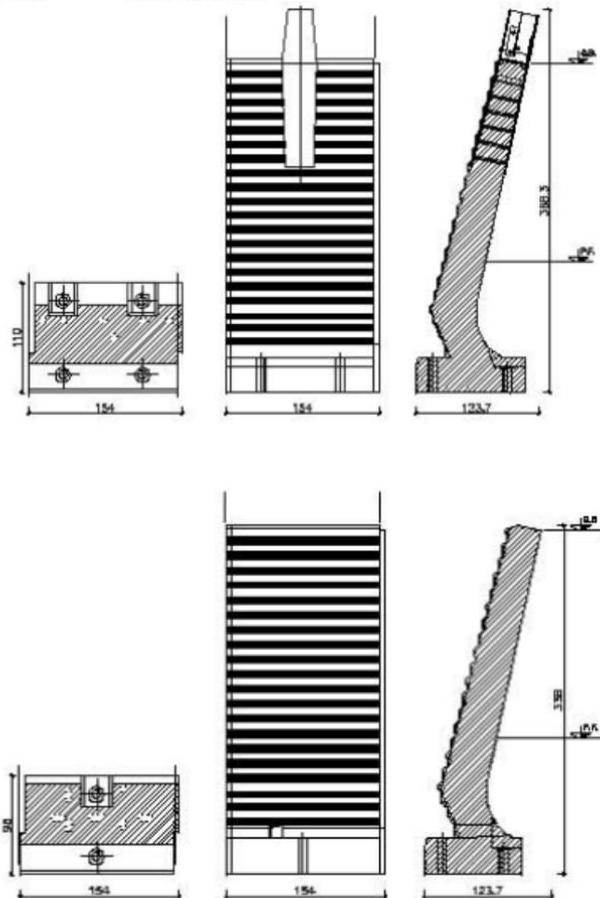


Figura 6-2 - Moduli BM110 e BT95

Di seguito si riportano i singoli contributi:

Tabella 4 - Tabella riassuntiva dei carichi statici a quota testa micropali

Tabella riassuntiva dei carichi statici a quota testa micropali

Pesi propri

	N (kN)	V (kN)	Braccio (m)	M (kNm)
Modulo BM110 cls, PP BMcls	58.40	0.00	0.05	2.92
Modulo BM110 acc, PP BMacc	6.40	0.00	0.05	0.32
Modulo BT95, PP BT	56.50	0.00	0.05	2.83
Cordolo, Ppcord	49.50	0.00	0.00	0.00
Pannelli asciutti, PPPA	6.75	0.00	0.05	0.34
Pannelli bagnati, PPPB	13.50	0.00	0.05	0.68

6.2 Carichi variabili

6.2.1 Carico del vento

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

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

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

c_d = coefficiente dinamico.

Tabella 5 - Definizione della categoria di esposizione

ZONE 7,8			
	mare		costa
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

Tabella 6 - Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

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

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

7) Liguria

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
7	28	1000	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])	5.8		
T_R (Tempo di ritorno)	50		
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])	28.000		
α_R (T_R)	1.00073		
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]	28.021		



p (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]	490.72
--------------	--------

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

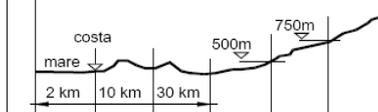
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

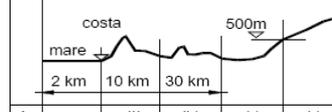
Coefficiente di esposizione

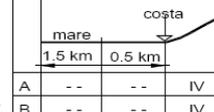
Classe di rugosità del terreno

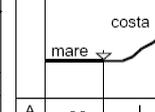
C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
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						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
7	C	5.8

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

z [m]	c _e
z ≤ 5	1.708
z = 0	1.708
z = 8.1	2.003

q_b = 0.490 kN/mq

c_e = 2.003 Coefficiente di esposizione

c_p = 2.1 Coefficiente di forma

c_d = 1 Coefficiente dinamico

p = 2.06 kN/mq Pressione del vento

Calcolo azioni del vento ad intradosso cordolo di fondazione:

R_{Vento} = P_{Vento} · 3m · h_{TOT}

V_{Vento} = R_{Vento} · cosα

N_{Vento} = R_{Vento} · senα

M_{Vento} = V_{Vento} · e_v

Azioni del vento ad intradosso cordolo

Distanza montanti, L	3.00 m
Altezza barriera, h _{tot}	7.50 m
Angolo inclinazione, α	90.00 °
Ricoprimento minimo blocco, z _f	0.00 m
Pressione cinetica di riferimento, q _b	0.491 kN/mq
Coefficiente di esposizione, c _e	2.00
Coefficiente di forma, c _p	2.10
Coefficiente dinamico, c _d	1.00
Pression del vento, p	2.06 kN/mq
Risultante del vento, R _{vento}	46.41 kN
Azione verticale, N	0.00 kN
Azione orizzontale, V	46.41 kN
Braccio verticale pannello, e _v	6.10 m
Momento risultante, M	283.08 kNm

Si assumono le seguenti azioni di calcolo:

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$V = 46.41 \text{ kN}$$

$$M = 283.08 \text{ kNm}$$

Sarà cura dell'appaltatore valutare i differenti effetti locali della pressione del vento sui singoli elementi strutturali.

Si rimanda alla fase esecutiva la verifica degli ultimi due montanti e delle relative fondazioni.

6.2.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

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

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.1 – NTC2018):

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

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

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

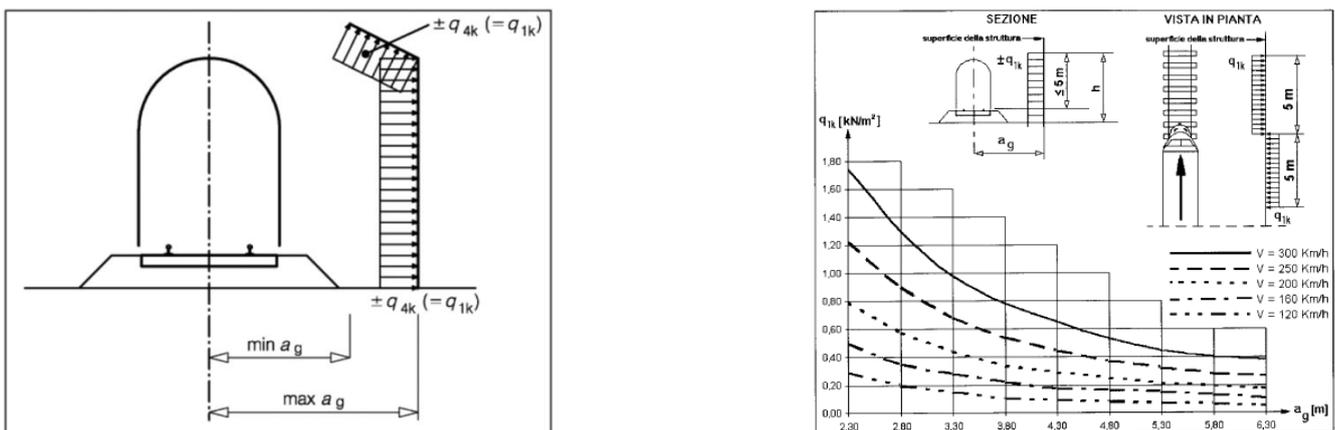


Figura 6-3 - Grafico per la definizione della distanza min-max a_g , e valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

Si considera la barriera più vicina all'asse dei binari:

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g = 0,6 \times 2,6 + 0,4 \times 6,3 = 4,08$$

A tali valori di a_g' corrispondono i seguenti valori dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata con velocità $V = 60$ km/h e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:

$$q_{1k} = 0,10 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Tale azione deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario, tenendo conto che il D.M.2018 al paragrafo 5.2.3.2.2 afferma che in ogni caso l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di $1,5 \text{ kN/m}^2$ sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q=1,00$ e $\gamma_{Qi}=1,00$. Secondo il documento RFI DTC INC PO SP IFS 001 A, il valore minimo della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assume pari a $1,5 \text{ kN/m}^2$ per linee percorse a velocità $V \leq 200$ km/h.

Pertanto, si calcola:

$$p_{\text{tot,RFI}} = p + q_{1k} = 2.06 + 0.10 = 2.16 \text{ kN/m}^2 > 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Le sollecitazioni dovute ai carichi aerodinamici ad intradosso fondazione si ottengono come segue:

$$R = q_{1k} \cdot 3m \cdot h_{\text{TOT}}$$

$$V = R \cdot \cos\alpha$$

$$N = R \cdot \sin\alpha$$

$$M = V \cdot e_v$$

Azione aerodinamica ad intradosso cordolo

Distanza montanti, L	3.00 m
Altezza barriera, h_{tot}	7.50 m
Angolo inclinazione, α	90.00 °
Ricoprimento minimo blocco, zf	0.00 m
Pressione aerodinamica	0.10 kN/mq
Risultante del aerodinamica, Raero	2.25 kN
Azione verticale, N	0.00 kN
Azione orizzontale, V	2.25 kN
Braccio verticale pannello, e_v	6.10 m
Momento risultante, M	13.73 kNm



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	25 DI 67

Si assumono le seguenti azioni di calcolo:

$$N = 0.0 \text{ kN}$$

$$V = 2.25 \text{ kN}$$

$$M = 13.73 \text{ kN.m}$$



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	26 DI 67

6.3 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

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

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

6.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” – Ponti e strutture - RFI DTC SI PS MA IFS 001 E”;

L’oggetto della presente relazione risulta essere un’opera nuova a velocità convenzionale ($v < 250$ km/h).

Tabella 7 - Tabella Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

Tipo di costruzione ⁽¹⁾	Vita Nominale [V _N] ⁽¹⁾
Opere nuove su infrastrutture ferroviarie esistenti opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM 14/01/2018 a velocità convenzionale (V<250 Km/h)	50
Altre opere nuove a velocità (v<250 km/h)	75
Altre opere nuove a velocità (v≥250 km/h)	100
Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m	≥ 100 ⁽²⁾

(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.

(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.

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

6.3.2 Classe d'uso

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

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione,

particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

Tabella 8 - Tabella Classe d'uso e Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso ⁽¹⁾	Coefficiente d'uso [C _U] ⁽¹⁾
FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO A AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	IV	2
GRANDI STAZIONI	IV	2
FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO B AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	III	1.5
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA ⁽²⁾	III	1.5
ALTRE OPERE D'ARTE, FABBRICATI NON RIENTRANTI NELLE CLASSI D'USO III E IV	II	1
<p>(1) Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.</p> <p>(2) Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria</p>		

Facendo riferimento al, "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" – Ponti e strutture - RFI DTC SI PS MA IFS 001 E", nel caso in esame si assume una classe d'uso tipo II con coefficiente d'uso C_U=1,0.

6.3.3 Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

Tabella 9 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

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

da cui si ottiene la seguente tabella:

Tabella 10 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

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

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

Vita nominale $V_N = 50$ anni;

Periodo di riferimento pari a $V_R = 50$ anni;

Il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 475$ anni.



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	30 DI 67

6.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.3.5.1 *Categorie di Sottosuolo*

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

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

Con riferimento alla Relazione Geotecnica (rif. Doc. [25]), i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C.

6.3.5.2 *Condizioni topografiche*

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

Tabella 11 - Classificazione topografie superfici

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

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

6.3.5.3 *Amplificazione Stratigrafica e Topografica*

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Tabella 12 - Tabella delle espressioni per S_s e C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 13 - Tabella valori massimi del Coeff. di amplificazione topografica S_T

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1,0$

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica è pari a $S_s = 1,5$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 8.44183 LATITUDINE: 44.28098

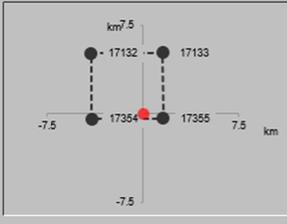
Ricerca per comune

REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Asti COMUNE: Villanova d'Asti

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 6-4 - Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_{nk} : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_{uj} : 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_{Rk} : 50 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_{Rk} : info

Stati limite di esercizio - SLE:

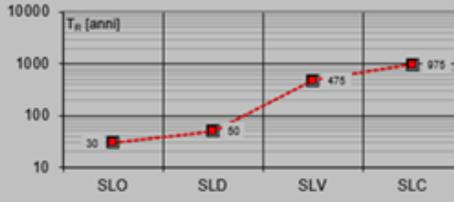
- SLO - $P_{v,ni} = 81\%$: 30
- SLD - $P_{v,ni} = 63\%$: 50

Stati limite ultimi - SLU:

- SLV - $P_{v,ni} = 10\%$: 475
- SLC - $P_{v,ni} = 5\%$: 975

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO:
 ---○--- Strategia per costruzioni ordinarie
 ---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Figura 6-5 - Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

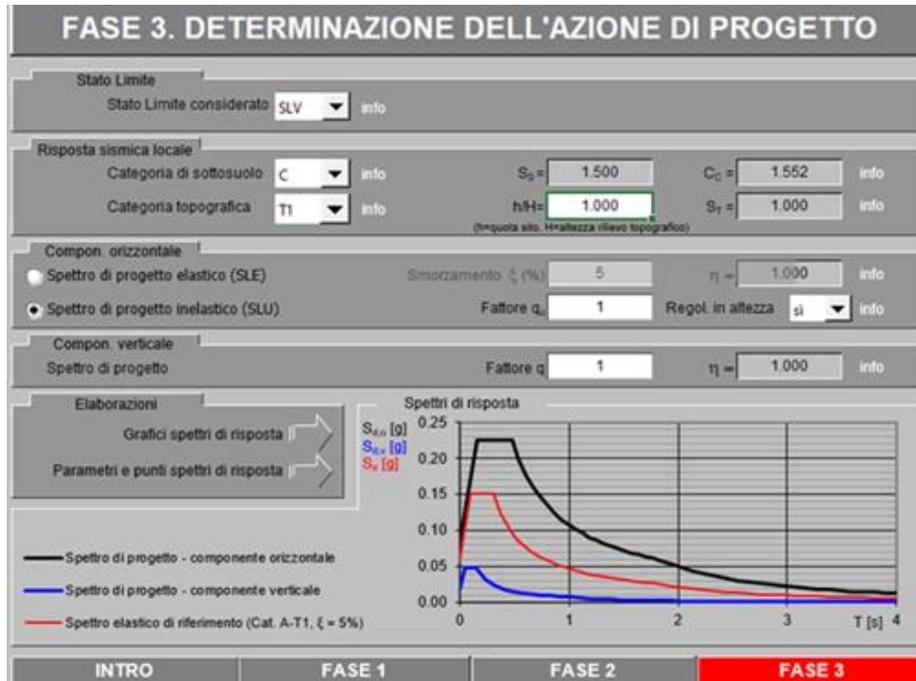
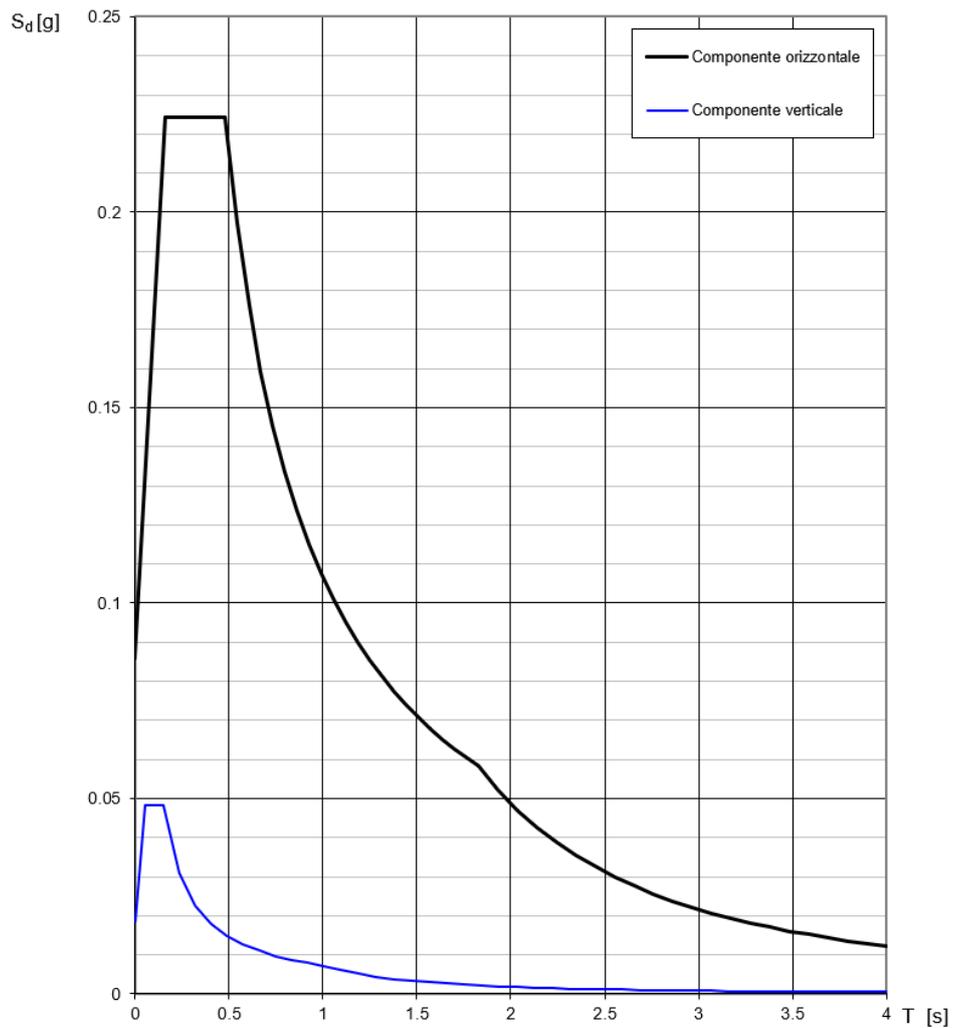


Figura 6-6 - Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 6-7 - Spettro di progetto: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.057 g
F_o	2.610
T_C^*	0.307 s
S_S	1.500
C_C	1.551
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.475 s
T_D	1.829 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.086
T_B	0.158	0.224
T_C	0.475	0.224
	0.540	0.197
	0.604	0.176
	0.669	0.159
	0.733	0.145
	0.798	0.134
	0.862	0.124
	0.927	0.115
	0.991	0.108
	1.056	0.101
	1.120	0.095
	1.184	0.090
	1.249	0.085
	1.313	0.081
	1.378	0.077
	1.442	0.074
	1.507	0.071
	1.571	0.068
	1.636	0.065
	1.700	0.063
	1.765	0.060
T_D	1.829	0.058
	1.932	0.052
	2.036	0.047
	2.139	0.043
	2.243	0.039
	2.346	0.035
	2.449	0.032
	2.553	0.030
	2.656	0.028
	2.759	0.026
	2.863	0.024
	2.966	0.022
	3.070	0.021
	3.173	0.019
	3.276	0.018
	3.380	0.017
	3.483	0.016
	3.586	0.015
	3.690	0.014
	3.793	0.014
	3.897	0.013
	4.000	0.012

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Figura 6-8 - Spettro di progetto: valori



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	36 DI 67

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

6.3.5.4 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.

$$f_{1,PA} = 8.13 \text{ Hz (frequenza con pannello asciutto)} \rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 0.123 \text{ s};$$

$$f_{1,PB} = 6.58 \text{ Hz (frequenza con pannello bagnato)} \rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 0.152 \text{ s}.$$

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

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

dove:

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

W_i peso della massa i -esima;

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

λ 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 accelerazione di gravità terrestre ($9,81 \text{ m/s}^2$).

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:

$$S_e(T_{1,PA}) = 0.156g.$$

$$S_e(T_{1,PB}) = 0.163g.$$

Il contributo del peso della barriera è distinto a seconda se i pannelli sono asciutti o bagnati e della tipologia di modulo; di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle forze statiche a quota testa micropali.

Tabella 14 - Riepilogo forze statiche a quota testa micropali

Azioni	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
PP	170.80	0.00	6.07
PP PA	6.75	0.00	0.34
PP PB	13.50	0.00	0.68
Vento	0.00	46.41	283.08
Aerodinamica	0.00	2.25	13.73

Si riportano di seguito le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti ed ai carichi variabili in condizioni sismiche (quest'ultime calcolate tenendo conto dei momenti di trasporto di ciascun carico elementare).

Tabella 15 - Sollecitazioni in condizioni sismiche pannelli asciutti
Azione del sisma ad intradosso cordolo - pannelli asciutti

Distanza montanti, L	3.000 m
Altezza barriera, htot	8.100 m
Altezza cordolo, hcord	0.550 m
Altezza modulo in cls, hcls	3.300 m
Altezza modulo in acc, hacc	5.120 m
Altezza modulo in acc (su Q.B)	4.250 m
Pannelli	asciutti
Altezza pannello, hpannello	4.500 m
Ordinata spettrale pannelli asciutti, Se(T1,PA)	0.156 g

	N [kN]	V [kN]	Braccio [m]	M [kNm]
Modulo BM110 cls, PP BMcls	58.400	9.110	2.200	20.043
Modulo BM110 acc, PP Bmacc	6.400	0.998	5.975	5.965
Pannelli asciutti, Pppa	6.750	1.053	6.100	6.423
Modulo BT95, PP BT	56.500	8.814	2.200	19.391
Cordolo, PP cord	49.500	7.722	0.275	2.124
		27.698		53.946

Tabella 16 - Sollecitazioni in condizioni sismiche pannelli bagnati

Azione del sisma ad intradosso cordolo - pannelli bagnati

Distanza montanti, L	3.00 m
Altezza barriera, htot	8.10 m
Altezza cordolo, hcord	0.55 m
Altezza modulo in cls, hcls	3.30 m
Altezza modulo in acc, hacc	5.12 m
Altezza modulo in acc (su Q.B)	4.25 m
Pannelli	bagnati
Altezza pannello, hpannello	4.50 m
Ordinata spettrale pannelli bagnati, Se(T2,PB)	0.163 g

	N [kN]	V [kN]	Braccio [m]	M [kNm]
Modulo BM110 cls, PP BMcls	58.40	9.52	2.20	20.94
Modulo BM110 acc, PP Bmacc	6.40	1.04	5.98	6.23
Pannelli bagnati, Pppa	13.50	2.20	6.10	13.42
Modulo BT95, PP BT	56.50	9.21	2.20	20.26
Cordolo, PP cord	49.50	8.07	0.28	2.22
		30.04		63.08



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	39 DI 67

7 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	40 DI 67

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

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

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

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

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

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

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	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.

Le combinazioni di calcolo assunte nelle analisi sono riassunte di seguito:

SLU

SLU1: carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

SLU2: carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

RARA

RARA1: carichi permanenti, pannelli bagnati, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

RARA2: carichi permanenti, pannelli asciutti, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

FREQUENTE

FREQ1: carichi permanenti, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi;

FREQ2: carichi permanenti, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi;

QUASI-PERMANENTE

QP1: carichi permanenti, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi;

SISMICHE

SISMA1: carichi permanenti, pannelli bagnati, sisma;

SISMA2: carichi permanenti, pannelli asciutti, sisma;

7.1 Combinazioni statiche

Tabella 17 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni statiche

Combinazione	SLU1	SLU2	RARA1	RARA2	FREQ1	FREQ2	QP1
PP	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P. Asc.	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
P. Bag.	1.35	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Vento	1.50	1.50	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00
Aereod.	1.50	1.50	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00

7.2 Combinazioni sismiche

Tabella 18 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni sismiche

Combinazione	SISMA1	SISMA2
PP	1.00	1.00
P. Asc.	0.00	1.00
P. Bag.	1.00	0.00
Vento	0.00	0.00
Aereod.	0.00	0.00
Sisma PA	0.00	1.00
Sisma PB	1.00	0.00

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

8.1 Calcolo sollecitazioni agenti sulle fondazioni

Le sollecitazioni agenti in testa ai micropali sono state calcolate partendo dalle sollecitazioni risultanti all'incastro del modulo BM, sono poi stati sommati i contributi dovuti ai momenti di trasporto, i pesi propri degli zoccoli di base dei moduli BM e BT e del cordolo di fondazione.

Forze statiche a quota testa micropali:

Tabella 19 - Tabella riassuntiva delle forze statiche a quota testa micropali

Sintesi forze statiche

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
PP=PP BMcls+PP BMacc+ PP BT+PP cord	170.80	0.00	6.07
Pannelli asciutti	6.75	0.00	0.34
Pannelli bagnati	13.50	0.00	0.68
Vento	0	46.41	283.08
Aerodinamica	0	2.25	13.73

Tabella 20 - Tabella riassuntiva delle forze sismiche a quota testa micropali

Sintesi forze sismiche

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
Scenario con pannelli asciutti	177.55	27.70	53.95
Scenario con pannelli bagnati	184.30	30.04	63.08

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

Tabella 21 - Sollecitazioni nelle diverse combinazioni di carico

Combinazioni di calcolo

	SLU1	SLU2	RARA1	RARA2	FREQ1	FREQ2	QP1	SISMA1	SISMA2
N [kN]	248.81	177.55	184.30	177.55	184.30	177.55	177.55	184.30	177.55
V [kN]	72.98	72.98	48.66	48.66	24.33	24.33	0.00	30.04	27.70
M [kNm]	454.31	451.61	303.54	303.21	155.14	154.80	6.40	63.08	53.95

8.1.1 Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo

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

$$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm N_m = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2 \cdot i_{trasv}} \quad V_p = \frac{V}{n_{pali}}$$

Barriere H7 – Modulo BM110

$$i_{trasv.} = 0,7m$$

$$n_{micropali.} = 4$$

Tabella 22 - Sollecitazioni agenti sui singoli micropali – condizioni statiche

Sollecitazioni agenti sui singoli micropali

	SLU1	SLU2	RARA1	RARA2	FREQ1	FREQ2	QP1	SISMA1	SISMA2
N+ [kN]	386.71	366.97	262.89	260.96	156.89	154.96	48.96	91.13	82.92
N- [kN]	-262.30	-278.19	-170.74	-172.19	-64.74	-66.19	39.81	1.02	5.85
V [kN]	18.25	18.25	12.16	12.16	6.08	6.08	0.00	7.51	6.92



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	45 DI 67

8.2 Portanza verticale

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' *École Nationale des Ponts et Chaussées* da Bustamante e Doix (Doc. rif. [26]) recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} (numero di colpi) dei terreni attraversati.

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

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

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

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

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

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

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

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella sotto). Nel caso in esame viene adottata la tecnica del tipo IRS (Iniezione Ripetuta Selettiva).

Per la resistenza alla punta del micropalo si assume 15% della resistenza laterale.

Coerentemente a quanto discusso nella Relazione Geotecnica (Doc. rif. [25]), per lo strato (Ug-a) si ha un valore medio di $N_{spt} = 4$, facendo riferimento al sondaggio S01. Il valore della resistenza tangenziale unitaria s ; all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nella Figura 8-1. Conseguentemente è stato adottato il valore limite di resistenza tangenziale unitaria pari a 80 kPa.

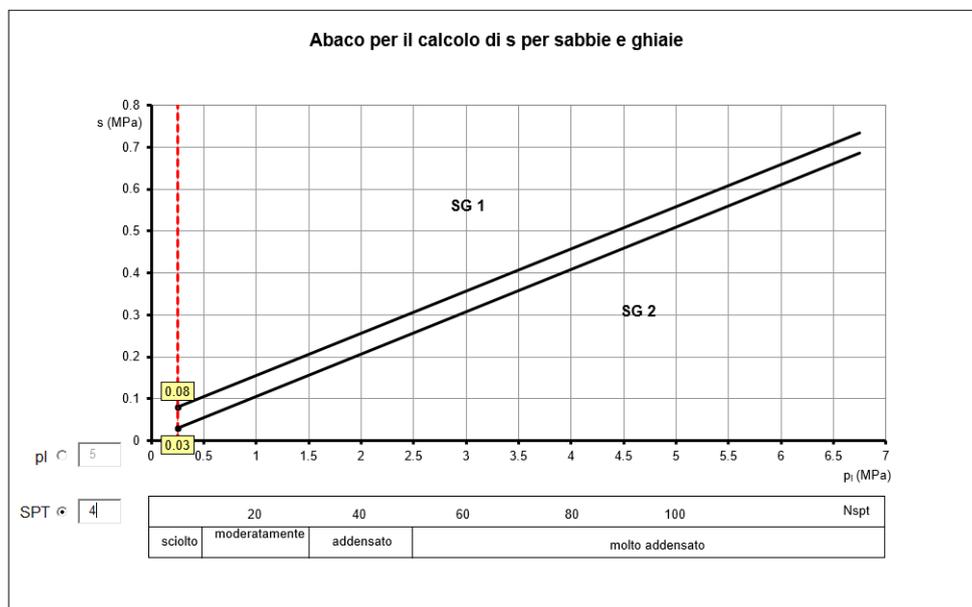


Figura 8-1 – Abaco $N_{spt} - s$ [Mpa]

I valori del coefficiente α , secondo il metodo di Bustamante e Doix vengono riportate nella Tabella 23. Nel caso in esame tale coefficiente è stato assunto pari a 1.4 per lo strato intercettato dall'opera.

Tabella 23 - Tabella per la determinazione del coefficiente α

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	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
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	

Tabella 24 - Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

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

La lunghezza complessiva del micropalo è pari a 11m. Al fine del calcolo della capacità portante dei micropali è stata assunta un'altezza utile pari a 9m in quanto le barriere BA-P-01 e BA-P-04 sono applicate su un tratto con altezza media di rilevato pari a 2m.

Secondo quanto indicato al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, il valore caratteristico della resistenza R_k del micropalo è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab. 6.4IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine. Nel caso in esame $\xi = 1.70$.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

8.2.1 Verifica alla portanza verticale

Si riporta di seguito l'esito del calcolo, eseguito considerando la combinazione di calcolo più gravosa: $N=386.7$ kN, $V=18.25$ kN. La verifica geotecnica della fondazione ai carichi assiali risulta soddisfatta.

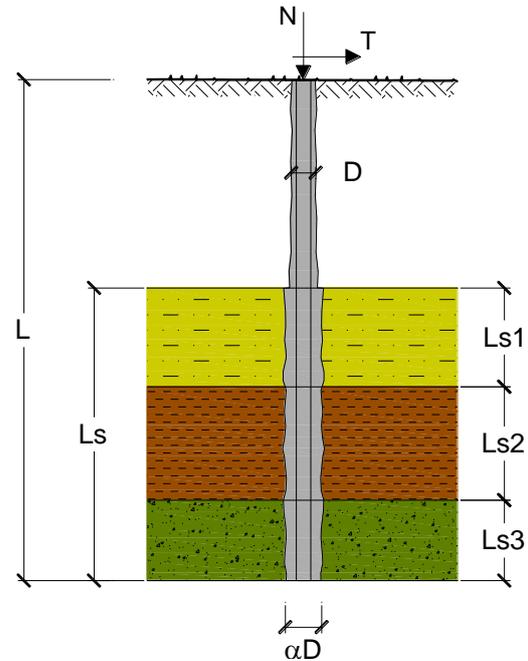
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Barriere H3-H7

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	386.70	0.00	386.70
T (kN)	18.30	0.00	18.30



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
		γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

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

Lunghezza del micropalo (L): **11.00 (m)**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	50 DI 67

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)	Qs_i (kN)
U1	9.00	1.40	0.35	0.080	0.080	0.041	404.95
U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 9.00 \quad (m) \qquad QI = 404.95 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 15\% \qquad Qp = 60.74 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Qlim = 465.69 \quad (kN)$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$$Fs = 1.20$$

VERIFICA A TRAZIONE DEI MICROPALI

Dpalo	0.25 m
Ltot	11 m
ξ	1.7 -
Tipo iniezione	IRS
α	1.4 -

TRAZIONE

Nmax	278.20 kN
γ_s	1.25 -

STRATO 1

L1	9 m
τ_{lim}	80 kPa
T	791.68 kN
T SLU	372.56 kN

372.56 kN

VERIFICATA

8.3 Portanza orizzontale

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

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

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato in Figura 8-2 per terreni coesivi e incoerenti.

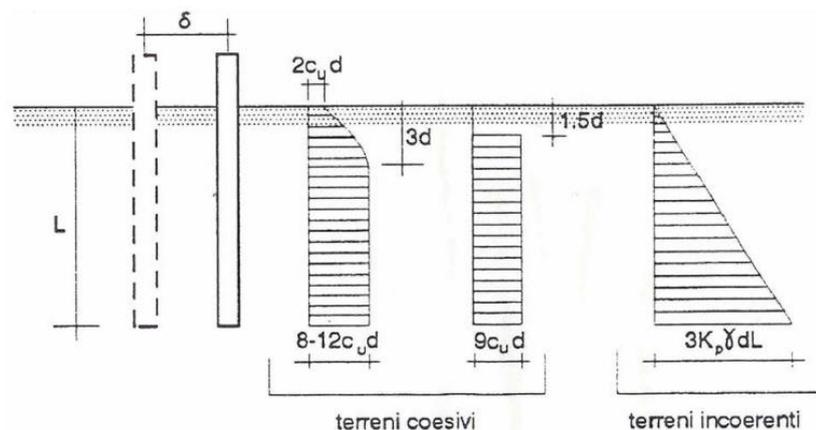


Figura 8-2 - Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

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

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5 d$ (d =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:
- $$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$
- $$k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$
 coefficiente di spinta passiva

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

Quando $M=M_y$, si forma nella sezione una cerniera plastica.

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

Terreni coesivi

$$\text{Palo corto} \quad H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

$$\text{Palo intermedio} \quad H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4,5 \right)^{1/2}$$

$$\text{Palo lungo} \quad H_3 = -13,5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left(182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

Terreni incoerenti

Palo corto
$$H_1 = 1,5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

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

Palo lungo
$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

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

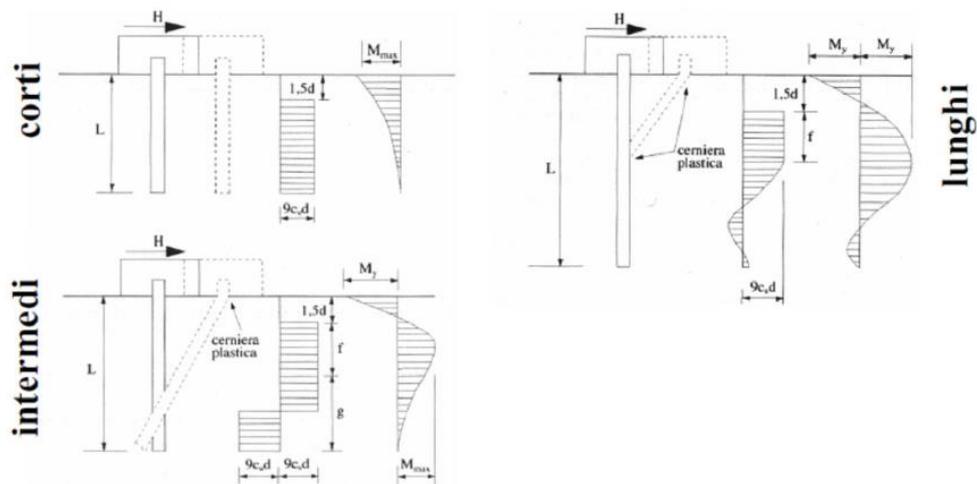


Figura 8-3 - Carico limite trasversale: terreni coesivi

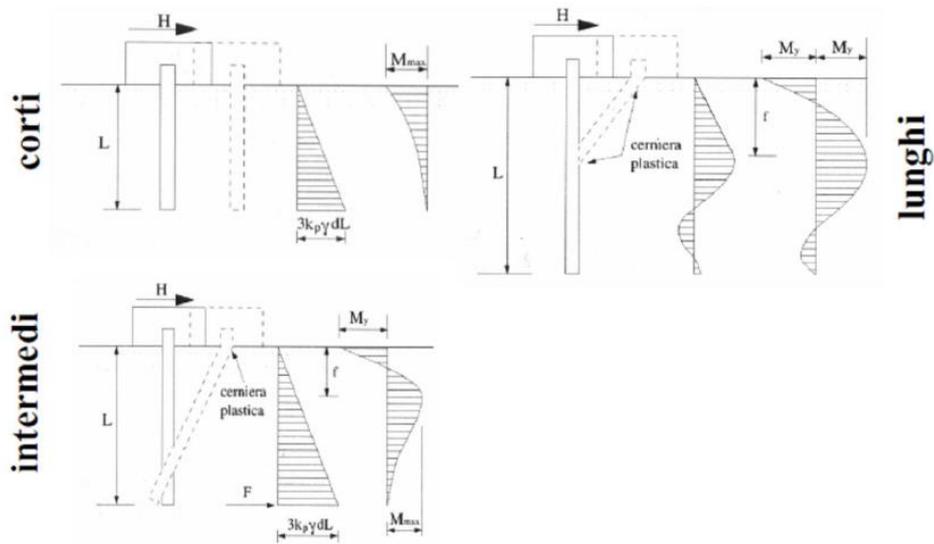


Figura 8-4 - Carico limite trasversale: terreni incoerenti

8.3.1 Verifica alla portanza trasversale

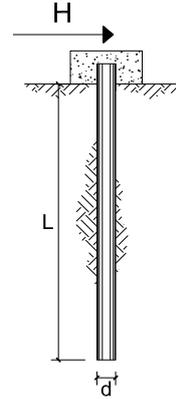
Si descrive di seguito l'esito della verifica del micropalo avente tubo di armatura in acciaio S275, con diametro pari a 168.3 mm e spessore di 8 mm.

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

OPERA: Barriere H3-H7

TEORIA DI BASE:
(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ϕ	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			●	1.00	1.00	1.30



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

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:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)			
Diametro del palo	d =	0.25	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	63.27	(kN m)			
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	27.00	(°)	$\phi'_{min} =$	27.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	27.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	27.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med} =$	2.66	(-)	$k_{p,min} =$	2.66	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	18.00	(kN/m ³)			
Carico Assiale Permanente (G):	G =	18.3	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)			

Palo corto:

$H1_{med} = 1455.96$ (kN) $H1_{min} = 1455.96$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 492.35$ (kN) $H2_{min} = 492.35$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 86.54$ (kN) $H3_{min} = 86.54$ (kN)

$H_{med} = 86.54$ (kN) palo lungo $H_{min} = 86.54$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_t) = 50.91$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 39.16$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 18.30$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 2.14$



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	56 DI 67

8.4 Verifiche strutturali

8.4.1 Verifica di resistenza micropalo

Viene effettuata la verifica del tubo di armatura considerando la combinazione di carico più gravosa e le seguenti condizioni di sollecitazione:

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

Il micropalo ha tubo di armatura in acciaio S275 e, pertanto, la tensione equivalente σ_{id} deve risultare inferiore al valore limite $\sigma_{lim}=262\text{N/mm}^2$.

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$$\sigma_{max} = 168.10 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{min} = 23.87 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau = 9.08 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

$$\sigma_{id} = 168.83 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

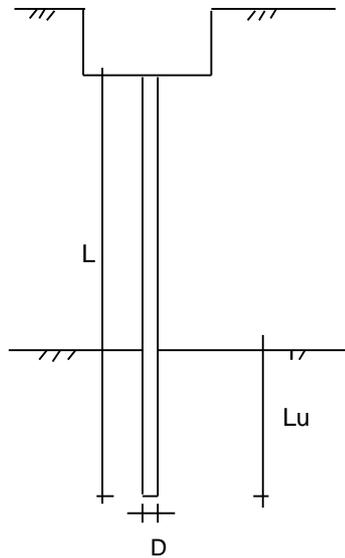
8.5 Stima dei cedimenti

Di seguito si riporta il calcolo dei cedimenti dei micropali. Si evidenzia che gli spostamenti orizzontali sono trascurabili in quanto le azioni orizzontali allo stato SLE risultano minore di 19 kN per ogni micropalo (V. Tabella 22).

OPERA: Barriere H3-H7

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	386.70	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	11.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	9.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	10000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 2.06 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad \mathbf{8.84 \quad (mm)}$$

8.5.1 Verifica di resistenza suola di fondazione

Si effettuano le seguenti verifiche della suola di fondazione:

Armatura longitudinale → Sezione trasversale verticale di dimensioni 1.05 x 45

Armature minime di normativa

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC'18):

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

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

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

Quindi calcoliamo tali quantità:

$$A_{s,min} ' = 0,26 \times 2,9/450 \times 1200 \times 550 = 1106 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} '' = 0,0013 \times 1200 \times 550 = 858 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1106 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times 1200 \times 550 = 26400 \text{ mm}^2$$

8.5.1.1 Verifica allo SLU

Per la verifica della sezione trasversale si ricorre ad una modellazione in cui la fondazione viene schematizzata come una trave (*beam*) incastrata in corrispondenza delle teste dei micropali; i medesimi appoggi vengono posti in modo eccentrico rispetto all'asse della fondazione utilizzando dei link rigidi che permettono di simulare l'effetto rocking; per determinare la sollecitazione flettente (che dimensiona le armature di forza della sezione trasversale) e quella tagliante (che dimensiona le staffe) si applica un carico uniformemente distribuito sulla travata (vedere figura); tale carico è stato determinato sommando i valori di sollecitazione agenti, in termini di sforzo normale, sui micropali interessati diviso la lunghezza del tratto di fondazione considerata ($L=3,0m$); nel caso di specie:

$$N_{pali} = 248.81 \text{ kN}$$

$$P = (N_{palo})/L = 82.9 \text{ kN/ml}$$

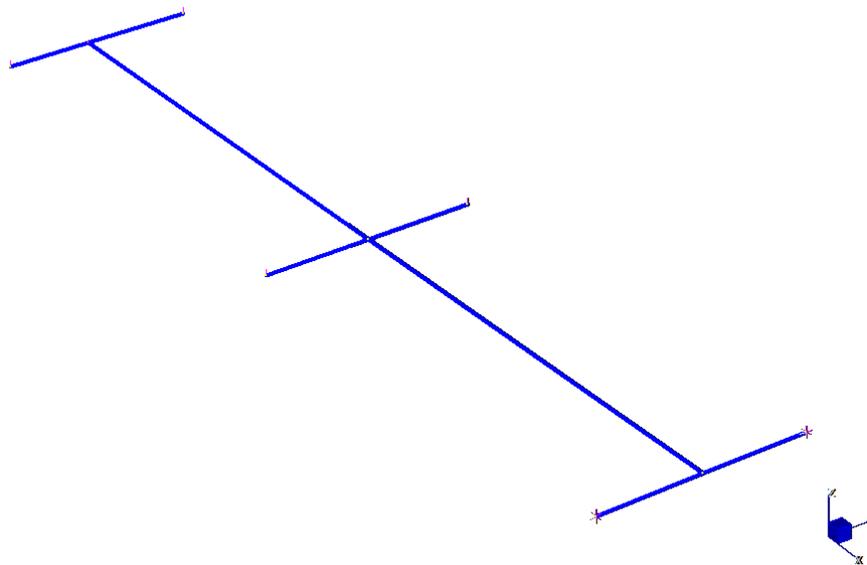


Figura 8-5 - schematizzazione trave di fondazione

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

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

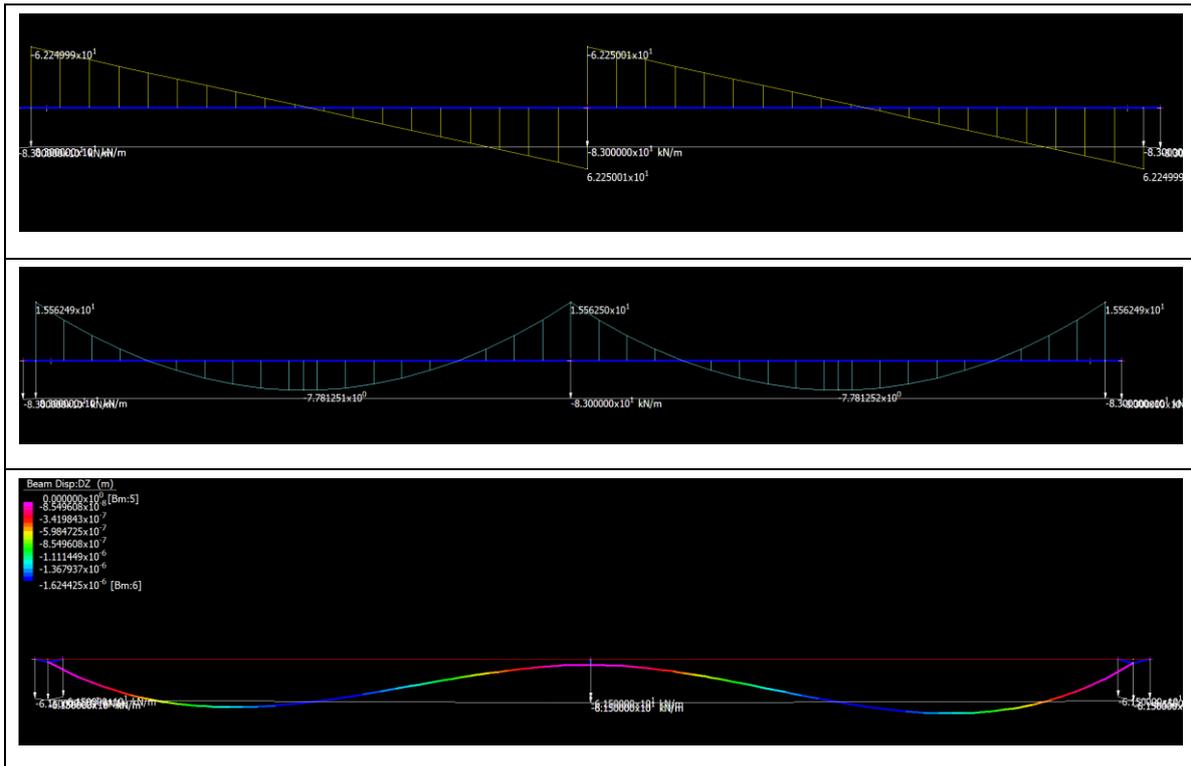


Figura 8-6 – Sollecitazioni/spostamenti derivanti dal modello della fondazione

Verifica a flessione, taglio e fessurazione

Valori delle sollecitazioni agli SLU:

$$M_{\max} = 15.6 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 62.3 \text{ kN}$$

Valori delle sollecitazioni agli SLE:

$$M_{\text{rara}} = 11.5 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{freq}} = 11.5 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{qp}} = 11.1 \text{ kNm}$$



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	61 DI 67

Dati della sezione

H = 55 cm B = 120 cm

Armatura longitudinale adottata:

6 ϕ 20 superiore

6 ϕ 20 inferiore

Staffe

ϕ 12/ 200mm (2 bracci)

Come descritto di seguito, la sezione risulta verificata agli SLU (flessione e taglio) ed agli SLE (fessurazione).

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.81 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.41 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	120.0	cm
Altezza:	55.0	cm
Barre inferiori:	6 ϕ 20	(18.8 cm ²)
Barre superiori:	6 ϕ 20	(18.8 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	62 DI 67

Coprif.Lat. (dal baric.barre): 7.2 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	15.60	62.30	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	11.50

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	11.50 (213.82)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	11.10 (213.82)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.1 cm
Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	63 DI 67

Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	15.60	-0.08	350.11	22.443	49.2	0.12	0.70	37.7 (13.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	55.0	-0.00085	47.8	-0.02537	7.2

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 11.3 cm²/m

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	N	62.30	316.76	2427.63	190.38	120.0 47.8	1.000	1.000	3.7

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)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [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	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	64 DI 67

1 S 0.32 55.0 0.00 42.6 -14.1 47.8 14.3 1717 18.8 21.1

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]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00008	0.00002	0.50	0.60	0.000042 (0.000042)	521	0.022	213.82

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.32	55.0	0.00	42.6	-14.1	47.8	14.3	1717	18.8	21.1

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00008	0.00002	0.50	0.60	0.000042 (0.000042)	521	0.022	213.82

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.31	55.0	0.00	42.6	-13.6	47.8	14.3	1717	18.8	21.1

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	-0.00008	0.00002	0.50	0.40	0.000041 (0.000041)	521	0.021	213.82

L'area dell'armatura $A_s = 1884.95 \text{ mm}^2$ risulta maggiore di $A_{s,min} = 1106 \text{ mm}^2$ e pertanto tale richiesta viene soddisfatta.

Incidenza totale = 85 kg/m^3



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	65 DI 67

8.5.1.2 Verifica a punzonamento

Il calcolo è eseguita coerentemente a quanto previsto dalle normative vigenti e verificando le seguenti condizioni:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{lungo il perimetro del pilastro}$$

dove:

V_{Ed} tensione di punzonamento di progetto;

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

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

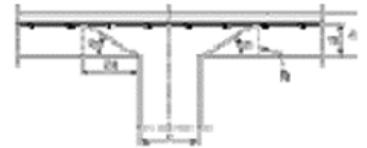
Qualora la prima condizione non fosse soddisfatta, si raccomanda la disposizione di armatura per il taglio-punzonamento lungo la sezione di verifica.

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	66 DI 67

INPUT

Altezza utile della trave, h1	550 mm
Copriferro	50 mm
Diametro micropalo, Dp	250 mm
Altezza utile effettiva, d	500 mm
Classe di calcestruzzo	C32/40
Resistenza caratteristica, fck	32 N/mm ²
Coefficiente riduttivo, α	0.85 -
Coefficiente parziale materiale, γ_c	1.50 -
Resistenza di progetto, fcd	18.13 Mpa

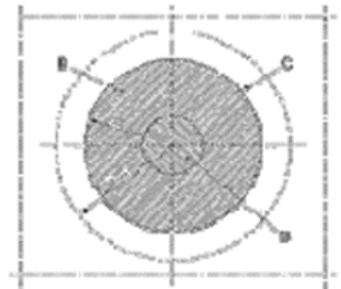


VERIFICA PERIMETRO DEL PALO

TENSIONE DI TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PROGETTO

Azione di progetto, Ved	386.7 kN
Perimetro palo, u0	785.40 mm
Posizione del palo ed eccentricità dei carichi	Palo interno
Coefficiente di eccentricità, β	1.15 -

Tensione di punzonamento di progetto, $ved = \beta Ved / (u_0 d)$	1.13 Mpa
---	----------



RESISTENZA MASSIMA A TAGLIO-PUNZONAMENTO

Coefficiente $v = 0.5$ fino a C70/85; $n = 0.6(1-f_{ck}/250)$ oltre C70/85	0.5 -
--	-------

Resistenza massima sul perimetro, $V_{rd,max}$	3.63 Mpa
--	----------

Coefficiente di sicurezza sul perimetro, Cs	3.20 -
---	--------

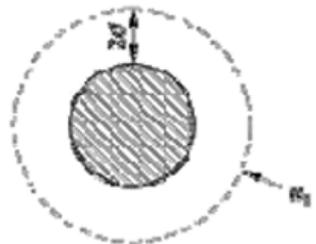
$V_{rd,max} > ved$ verificato

VERIFICA SULLA SEZIONE UTILE DI TRAVE SENZA ARMATURA A TAGLIO

TENSIONE DI TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PROGETTO

Azione di progetto, Ved	386.7 kN
Coefficiente di eccentricità, β	1.15 -
Perimetro utile, u1	7068.58 mm

Tensione di punzonamento di progetto, $ved = \beta Ved / (u_0 d)$	0.13 Mpa
---	----------



RESISTENZA MASSIMA A TAGLIO-PUNZONAMENTO

Coefficiente $k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2d$	1.63 -
--	--------

Armatura longitudinale tesa in direzione 1, $\phi_{long,dir1}$	20 mm
--	-------

Barre/m armatura longitudinale tesa in direzione 1, $S_{long,dir1}$	6 -
---	-----

Larghezza equivalente per la sezione di acciaio teso, D+3d	1750 mm
--	---------

Armatura longitudinale tesa in direzione 1, $As1$	32.99 cmq
---	-----------

Rapporto di armatura longitudinale in direzione 1, ρ_1	0.38 %
---	--------

Rapporto di armatura longitudinale in direzione 1, ρ_2	0.38 %
---	--------

Rapporto di armatura longitudinale, $\rho_l = \min(\rho_1; \rho_2)$	0.38 %
---	--------

Resistenza di calcolo, $V_{rd,c,calc} = 0.18/\gamma_c k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	0.45 Mpa
--	----------

Resistenza di calcolo, $V_{rd,c,min} = 0.35 k^{2/3} f_{ck}^{1/2}$	0.41 Mpa
---	----------

Coefficiente di sicurezza sul perimetro, Cs	3.28 -
---	--------

$V_{rd,max} > ved$ verificato



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

Relazione di calcolo barriere H3-H7

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 002	A	67 DI 67

9 CONCLUSIONI

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

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

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

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

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 25 cm	diametro micropali
L = 11,0 m	lunghezza micropali
i = 1,50 m	interasse longitudinale
d = 0,7 m	interasse trasversale
tubolare 168.3x8 mm	armatura micropalo