

PROGETTAZIONE:

DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE


Barriera antirumore da km 30+308.8 a km 30+594.3

Relazione di calcolo fondazioni

SCALA:

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

NR1J 01 D 29 CL BA0000 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione esecutiva	F.Serrau	Ott.2018	M.Monda	Ott.2018	T. Paoletti	Ott.2018		
B	Revisione	F.Serrau	Magg.2020	M.Monda	Magg.2020	T. Paoletti	Magg.2020		

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO	9
3.1.1	Magrone	9
3.1.2	Calcestruzzo strutture fondazione e riempimento micropali	9
3.2	ACCIAIO	9
3.2.1	Acciaio per cemento armato	9
3.2.2	Acciaio da carpenteria metallica	10
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA	10
5.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	11
5.1	PESI PROPRI	11
5.2	AZIONE DEL VENTO	12
5.3	AZIONE AERODINAMICA DOVUTA AL TRAFFICO FERROVIARIO	19
5.4	AZIONE SISMICA	21
5.4.1	Vita nominale	21
5.4.2	Classe d'uso	22
5.4.3	Periodo di riferimento	23
5.4.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	23
5.4.5	Caratterizzazione sismica del terreno	24
6.	COMBINAZIONI DI CARICO	34
7.	AZIONI RISULTANTI	39
8.	SOLLECITAZIONI IN TESTA AI MACROPALI	41

9.	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE	43
9.1	CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E ASSUNZIONI PROGETTUALI	43
9.2	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO.....	43
9.3	CALCOLO DEL CARICO CRITICO RELATIVO AD INSTABILITÀ ELASTICA.....	49
9.4	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI TRASVERSALI	50
9.5	CALCOLO DEL CEDIMENTO DEL MICROPALO.....	54
9.6	VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO	55
9.7	EFFETTO DELLA SPINTA LATERALE DEL TERRENO	58
10.	VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE	59
10.1	ARMATURA MINIMA	59
10.2	VERIFICA STRUTTURALE.....	61
10.2.1	Fondazione h=65cm.....	61
10.2.1	Fondazione h=140cm.....	68
10.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO.....	75
11.	INCIDENZA	77

1. PREMESSA

Il progetto di raddoppio della tratta Cesano – Vigna di Valle, sulla linea ferroviaria Roma – Viterbo, costituisce la prima fase funzionale del più esteso intervento di raddoppio tra Cesano e Bracciano, previsto dal recente Accordo Quadro tra Regione Lazio e RFI del 22/02/2018. L'intervento prevede il raddoppio della linea alla distanza iniziale di 5,50 m dal binario attuale, lo spostamento dell'esercizio sul binario raddoppiato (futuro binario dispari), il rifacimento della sede esistente (compreso il subballast) e la realizzazione del binario pari con interasse di 4,00 m.

In particolare, lo scopo della presente relazione sono i calcoli strutturali relativi alla barriera fonoassorbente di tipologia "RFI" H10 da 7.5m, che si prevede di installare nell'ambito dell'intervento di mitigazione sonora che interessa la tratta ferroviaria compresa tra le progressive da km 30+308.8 a km 30+594.3.

La barriera fonoassorbente H10 in esame presenta moduli in calcestruzzo, di altezza circa 3 m e lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali, i moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m. La tipologia di barriera utilizzata è la cosiddetta barriera "rettificata" di cui nella figura seguente si rappresentano le caratteristiche tipiche in sezione.

La presente relazione è condotta rispetto alle **sole fondazioni della barriera antirumore**.

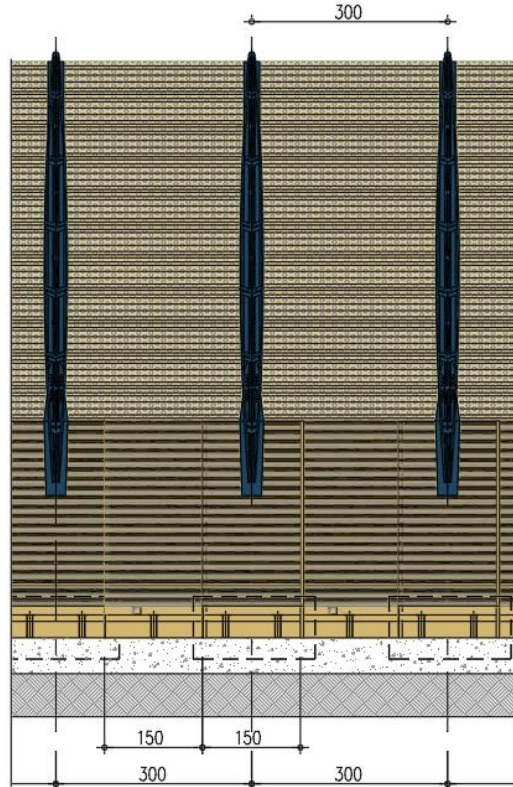
Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

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

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

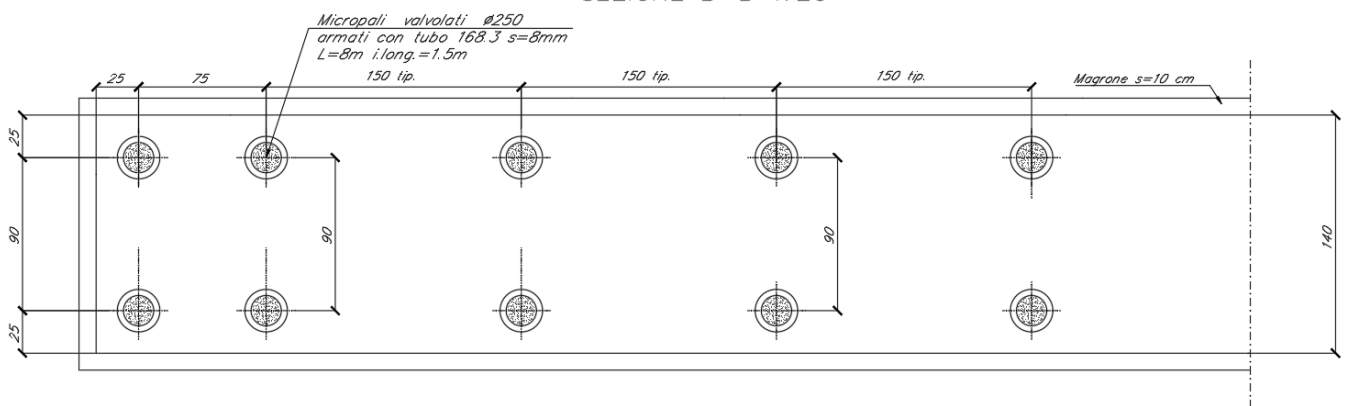
Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	5 di 78



Tipologico barriera "H10 rettificata"

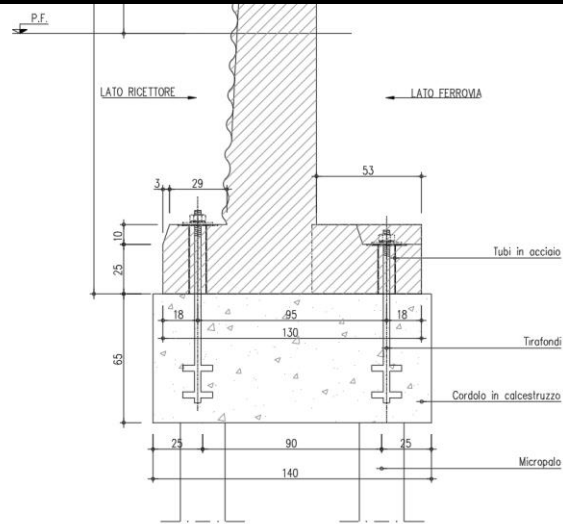
SEZIONE B-B 1:20



Pianta fondazione

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	6 di 78



Sezione fondazione barriera rettificata

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 7 di 78

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- [3] Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- [4] Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- [5] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- [6] 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
- [7] UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- [8] UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- [9] UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	8 di 78

2.2 Elaborati di progetto di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

Titolo	Scala																			
BA2-Barriera antirumore da km 30+308.8 a km 30+596.3 - Carpenteria fondazione e particolari costruttivi tipo H10	Varie	N	R	1	J	0	0	D	2	9	C	L	B	Z	0	0	0	0	0	1
BA2-Barriera antirumore da km 30+308.8 a km 30+596.3 - Carpenteria barriera antirumore tipo H10 - Dettagli accessi	Varie	N	R	1	J	0	0	D	2	9	C	L	B	Z	0	0	0	0	0	2
BA2-Barriera antirumore da km 30+308.8 a km 30+596.3 - Pianta e profilo barriera antirumore	Varie	N	R	1	J	0	0	D	2	9	C	L	B	Z	0	0	0	0	0	4

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza	C12/15;
Tipo cemento	CEM I – V
Classe di esposizione	X0

3.1.2 Calcestruzzo strutture fondazione e riempimento micropali

– classe di resistenza	C28/35
– modulo elastico	$E_c = 32308 \text{ MPa}$;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 36 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2.77 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,94 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,29 \text{ N/mm}^2$.

3.2 Acciaio

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

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:

- $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 0,8 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

3.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S355:

- Tensione di snervamento $f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione di rottura $f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$;
- 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 $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Le barriere in oggetto vanno dalla pk 30+308.8 e km 30+594.3 e pertanto si fa riferimento ai parametri del modello geotecnico n° 3.

Le caratteristiche della geologia nel tratto sono come segue:

Unità geotecnica	Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Modulo elastico E (MPa)
U2a	Limo argilloso sabbioso	0	4	4	17	GG	26	10	15-30
		4	10.5	6.5	17	GG	25		
U3a	PVI-depositi vulcanici incoerenti: Sabbia con limo debolmente argillosa	10.5	30	19.5	16	GG	26	0	15

L'opera ricade in un tratto dell'intervento classificato nella classe di suolo C.

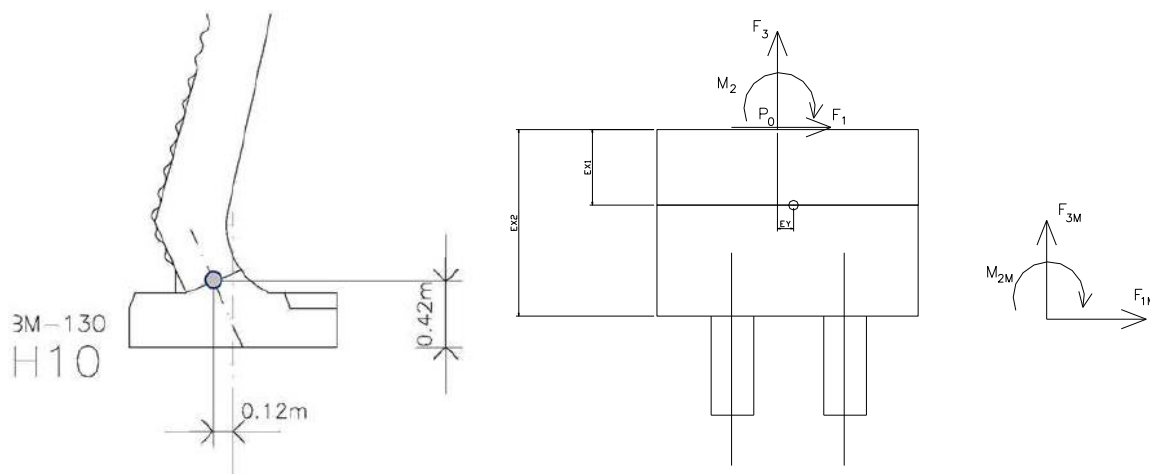
La falda di progetto è pari a 10m da piano campagna.

5. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

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

5.1 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. Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi del peso proprio della barriera, quello del pannello (bagnato o asciutto) e del cordolo di fondazione. Con la geometria e il sistema di riferimento riportati in figura, di seguito si riportano i singoli contributi:



BM130 + montante – Sollecitazioni ad estradosso zoccolo BM

Peso proprio BM130: $N_{BM} = -50.10\text{kN}$;

Peso proprio BT95: $N_{BT} = -41.27\text{kN}$;

Peso del pannello bagnato: $N_{panB} = -16.50\text{kN}$;

Peso del pannello asciutto: $N_{panA} = -8.25\text{kN}$;

Cordolo di fondazione tipico $1,40\text{ m} \cdot 3,00\text{ m} \cdot 0,65\text{ m} \cdot 25\text{kN/m}^3 \rightarrow N_{cordolo} = -68.25\text{ kN}$;

Cordolo di fondazione spesso $1,40\text{ m} \cdot 3,00\text{ m} \cdot 1,40\text{ m} \cdot 25\text{kN/m}^3 \rightarrow N_{cordolo*} = -147\text{ kN}$;

Considerando le eccentricità geometriche si ha:

Forze statiche a quota testa micropali

	N [kN]	eccentricità	M* [kN*m]
PP BM	-50,10	0,12	2,84
Pann. asc.	-8,25	0,12	7,72
PP BT95	-41,27	0,05	5,16
zoccolo BM	-17,06	0,00	0,00
zoccolo BT	-12,47	0,00	0,00
cordolo	-68,25	0,00	0,00
Cordolo spec.	-147,00	0,00	0,00

Forze statiche a quota testa micropali

	N [kN]	eccentricità	M* [kN*m]
PP BM	-50,10	0,12	2,84
Pann. bagn.	-16,50	0,12	15,43
PP BT95	-41,27	0,05	5,16
zoccolo BM	-17,06	0,00	0,00
zoccolo BT	-12,47	0,00	0,00
cordolo	-68,25	0,00	0,00
Cordolo spec.	-147,00	0,00	0,00

Tabella 5: Tabella riassuntiva dei carichi statici a quota testa micropali

5.2 Azione del vento

Si considera un caso limite di massima pressione esercitabile con massima altezza della barriera sopra un rilevato.

L'azione del vento, in accordo con le prescrizioni di Normativa (Capitolo 3.3 NTC2018), è stata analizzata mediante un'azione statica equivalente utilizzando le seguenti espressioni:

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento

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

$$q_r = \frac{1}{2} \rho V_r^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	13 di 78

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno $T_r=50$ anni. Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_b = V_{b,0} * C_a$$

- $V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare
- C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + K_s * \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione;
- a_0 , K_s sono forniti nella seguente tabella:

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

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

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferita ad un periodo di ritorno T_r . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b C_r$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	14 di 78

dove:

- V_b è la velocità base di riferimento;
- C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla seguente relazione:

$$C_r = 0.75 \left(1 - 0.2 * \ln \left(-\ln \left(1 + \frac{1}{T_r} \right) \right) \right)^{0.5}$$

dove T_r è il periodo di ritorno espresso in anni.

L'espressione per il calcolo della velocità di riferimento del vento $V_b(T_R)$ riferita a un generico periodo di ritorno è la seguente:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

Dove:

- V_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
- α_R è un coefficiente fornito dalla seguente espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Nel caso in esame, essendo in zona 3, con $a_s \approx 166$ m.s.l.m., $v_{b,0} = 27$ [m/s], $a_0 = 500$ [m] e $k_s = 0.37$, per cui risulterà:

- $c_a = 1$ per $a_s < a_0$
- $V_b = V_{b,0} * C_a = 27 * 1 = 27$ m/s (con $T_r = 50$ anni)

La pressione cinetica di riferimento vale quindi:

$$q_r = 0.5 \rho * V_r^2 = 456 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche, ci si riferisce alla formula:

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

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

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono funzione della categoria di esposizione del sito;

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	15 di 78

c_t è il coefficiente di topografia.

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

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

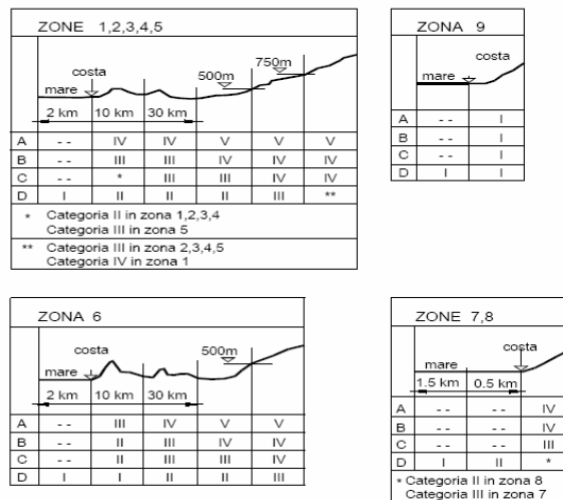
In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Il coefficiente di topografia c_t è posto pari a 1.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



Essendo la struttura in oggetto in zona 3 e classe di rugosità del terreno C, categoria di esposizione III, si determinano i seguenti parametri:

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	16 di 78

$$k_r = 0.20, z_0 = 0,10\text{m}, z_{\min} = 5.00\text{ m}$$

(Tab. 3.3.II)

Per il calcolo dell'azione del vento sulla struttura si considera come altezza di riferimento z l'altezza massima della costruzione sopra il piano di campagna. Per quanto riguarda la tipologia "RFI" si considera l'altezza della barriera come distanza tra la base dello zoccolo in cemento armato e la sua sommità. Si ottiene quindi:

$$z_{\text{RFI}} = 8.85\text{ m}$$

In funzione di z si calcola il coefficiente di esposizione:

$$c_{e,\text{RFI}}(z) = c_e(8.85\text{ m}) = 2.059$$

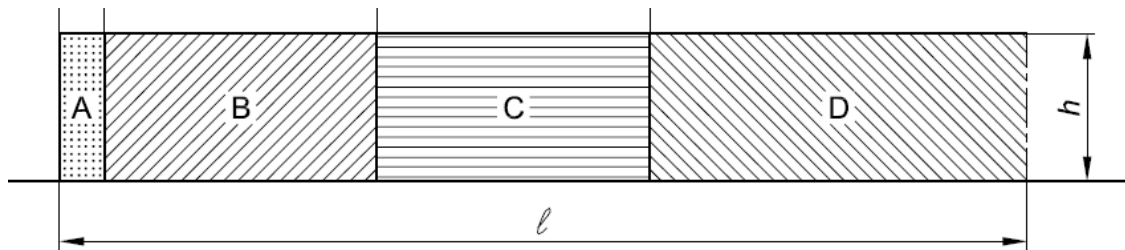
Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

$$c_d = 1.00$$

Coefficiente di forma

Per la determinazione del coefficiente di forma c_p si fa riferimento a quanto riportato al § 7.4 dell'EC 1. Si assume di ricadere in zona D secondo il seguente schema:



Per la zona D, secondo la tabella 7.9 si ottiene un coefficiente di pressione netta c_p pari a 1.2:

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	17 di 78

prospetto 7.9 Valori raccomandati dei coefficienti di pressione $c_{p,net}$ per pareti libere e parapetti

Solidità	Zona	A	B	C	D	
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

La pressione del vento risulta a questo punto:

Pressione cinetica di riferimento – $q_b = 0.456 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente dinamico – $C_d = 1.00$

Coefficiente di esposizione – $C_e = 2.059$

Coefficiente di pressione $C_p = 1.20$

E segue: $P_v = q_b * C_e * C_p * C_d = 1.13 \text{ kN/m}^2$

Tale azione deve essere associata all'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario. Si veda a questo proposito il paragrafo successivo.

Ricapitolando si ottiene:

Altezza totale: $h_{tot} = 8.85\text{m}$

Altezza pannello prefabbricato: $h_{BM130} = h_{BT95} = 3.3\text{m}$

Altezza barriera: $h_{barr} = 5.55\text{m}$

Altezza cordolo in c.a. $h_{cord} = 0.65\text{m}$

Altezza cordolo spesso $h_{cord*} = 1.4\text{m}$

$$F_{1(Vento)} = F_{1*(vento)} = p_v \cdot 3 \text{ m} \cdot h_{tot}$$

$$M_{1(Vento)} = F_{1(vento)} * h_{tot} / 2$$

$$M_{2(Vento)} = F_{1*(vento)} * (h_{cord} + h_{tot} / 2)$$

$$F_{3(Vento)} = F_{3*(vento)} = F_{1(Vento)} \text{ tg}(12^\circ)$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	18 di 78

All'estradosso del cordolo di fondazione si hanno le seguenti forze:

Carichi	F_1 [kN]	F_3 [kN]	M_1 [kNm]
Vento	30.00	-6.38	132.75

All'intradosso del cordolo di fondazione si hanno le seguenti forze:

Carichi	F_{1^*} [kN]	F_{3^*} [kN]	M_2 [kNm]
Vento (cordolo da65cm)	30.00	-6.38	152.25
Vento (cordolo da140cm)	30.00	-6.38	174.75

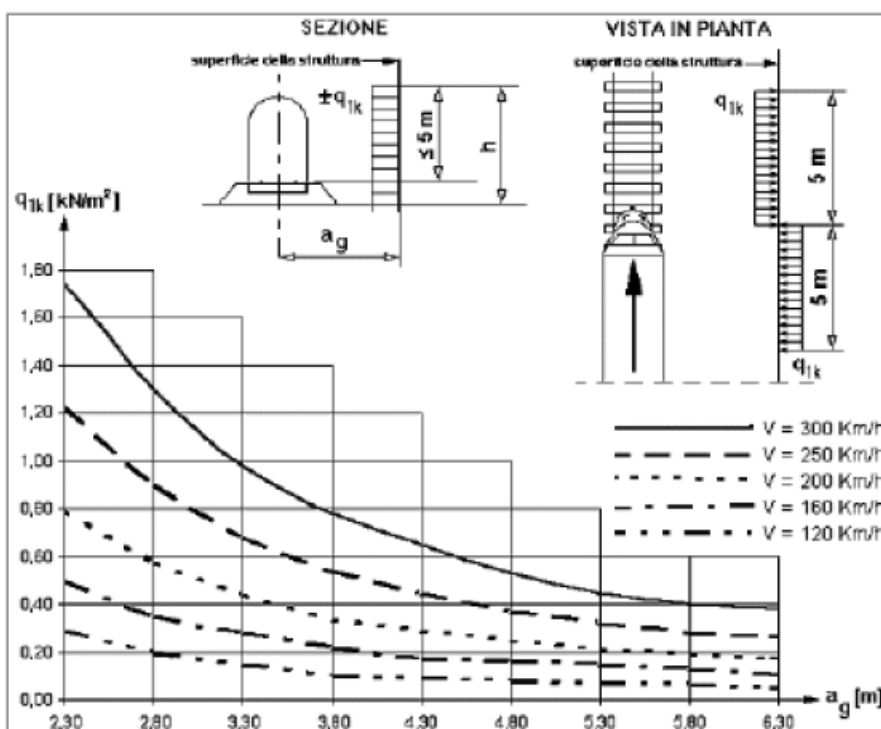
5.3 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

Si considerano inoltre gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari secondo quanto contenuto nel D.M.2018 paragrafo 5.2.2.6 e quanto previsto nella “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B). Si fa riferimento al caso di superfici verticali parallele al binario (§5.2.2.6.1 NTC2018).

Si considerano le seguenti condizioni:

- velocità massima del convoglio ferroviario: $V_{max}=115$ km/h
- distanza tra binario e barriera $a_g = 4.65$ m (valore più critico)

A tale valore di a_g corrisponde il valore dell’azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nelle norme e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:



Si assume $q_{1k}=0,1$ kN/m².

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 kN/m² sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q=1,00$ e $\gamma_{Qi}=1,00$.

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	20 di 78

Pertanto, si ha:

$$p_{\text{tot,RFI}} = p_{v,\text{RFI}} + q_{1k} = 1.13 + 0.1 = 1.23 \text{ kN/m}^2 < 1.5 \text{ kN/m}^2$$

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

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

Nel modello di calcolo verranno pertanto considerate le seguenti azioni:

- Vento = 1.13 kN/ m^2
- $P_{\text{aerod.}} = 0.37 \text{ kN/ m}^2$

$$F_{1(\text{Aerod})} = F_{1*(\text{Aerod})} = p_v \cdot 3 \text{ m} \cdot h_{\text{tot}}$$

$$M_{1(\text{Aerod})} = F_{1(\text{Aerod})} \cdot h_{\text{tot}} / 2$$

$$M_{2(\text{Aerod})} = F_{1*(\text{Aerod})} \cdot (h_{\text{cord}} + h_{\text{tot}} / 2)$$

$$F_{3(\text{Aerod})} = F_{3*(\text{Aerod})} = F_{1(\text{Aerod})} \cdot \text{tg}(12^\circ)$$

All’estradosso del cordolo di fondazione si hanno le seguenti azioni:

Carichi	F_1 [kN]	F_3 [kN]	M_1 [kNm]
Pressione aerodinamico	9.82	-2.09	43.45

All’intradosso del cordolo di fondazione si hanno le seguenti azioni:

Carichi	F_{1*} [kN]	F_{3*} [kN]	M_2 [kNm]
Pressione aerodinamica (cordolo da 65cm)	9.82	-2.09	49.84
Pressione aerodinamica (cordolo da 140cm)	9.82	-2.09	57.20

5.4 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

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

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 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_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

5.4.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2”.

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

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 22 di 78

(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. (

Tabella 1: Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 75$.

5.4.2 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
	<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

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

Tabella 2: Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

Per le strutture di progetto si considera una classe d'uso tipo II con coefficiente d'uso C_U=1,0.

5.4.3 Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1,00 = 75 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

5.4.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

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

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

Tabella 3: Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato da cui si ottiene la seguente Tab.:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T _R al variare del periodo di riferimento V _R (anni)
SLE	SLO	45

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
	<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

	SLD	75
SLU	SLV	712
	SLC	1462

Tabella 4: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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 $T_R = 712$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 75$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 712$ anni.

5.4.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

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

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. Come già illustrato, i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria C**.

Condizioni topografiche

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

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

Tabella 5: Classificazione topografica superfici

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

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 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 che sono riportati di seguito:

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

Tabella 6: Tabella delle espressioni per S_S e C_C

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

Tabella 7: Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

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

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_S = 1,5$ e $C_C = 1,483$

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ➔

Variabilità dei parametri ➔

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ➔

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 1: Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>

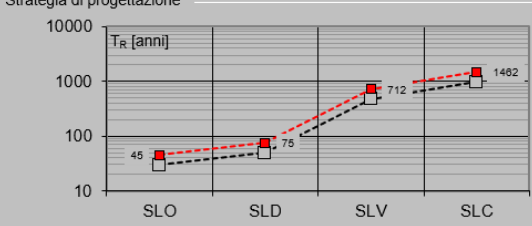
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

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 2: Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1,500$ $C_C = 1,483$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza **si** info

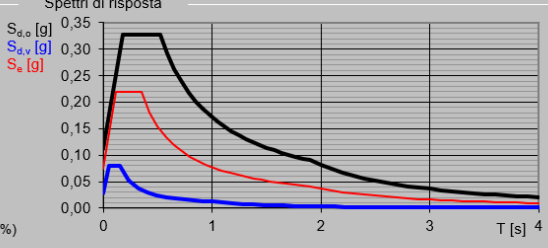
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q_1 $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Figura 3: Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,074 g
F_o	2,941
T_c	0,351 s
S_s	1,500
C_c	1,483
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,174 s
T_C	0,521 s
T_D	1,898 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_u(T)$ 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	0,112
T_B	0,174	0,328
T_C	0,521	0,328
	0,587	0,292
	0,652	0,262
	0,718	0,238
	0,783	0,218
	0,849	0,202
	0,914	0,187
	0,980	0,175
	1,046	0,164
	1,111	0,154
	1,177	0,145
	1,242	0,138
	1,308	0,131
	1,373	0,125
	1,439	0,119
	1,504	0,114
	1,570	0,109
	1,636	0,105
	1,701	0,101
	1,767	0,097
	1,832	0,093
T_D	1,898	0,090
	1,998	0,081
	2,098	0,074
	2,198	0,067
	2,298	0,061
	2,398	0,056
	2,498	0,052
	2,599	0,048
	2,699	0,045
	2,799	0,041
	2,899	0,039
	2,999	0,036
	3,099	0,034
	3,199	0,032
	3,299	0,030
	3,399	0,028
	3,499	0,027
	3,600	0,025
	3,700	0,024
	3,800	0,022
	3,900	0,021
	4,000	0,020

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 4: Spettro orizzontale di progetto: valori

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0,027 g
S_{D1}	1,000
S_{D2}	1,000
q	1,000
T_{B1}	0,050 s
T_{C1}	0,150 s
T_{D1}	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,083
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1 \cdot S_2 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{av}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_{B1} \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_{B1}} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_{B1}} \right) \right]$$

$$T_{B1} \leq T < T_{C1} \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_{C1} \leq T < T_{D1} \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_{C1}}{T} \right)$$

$$T_{D1} \leq T \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_{C1} \cdot T_{D1}}{T} \right)$$

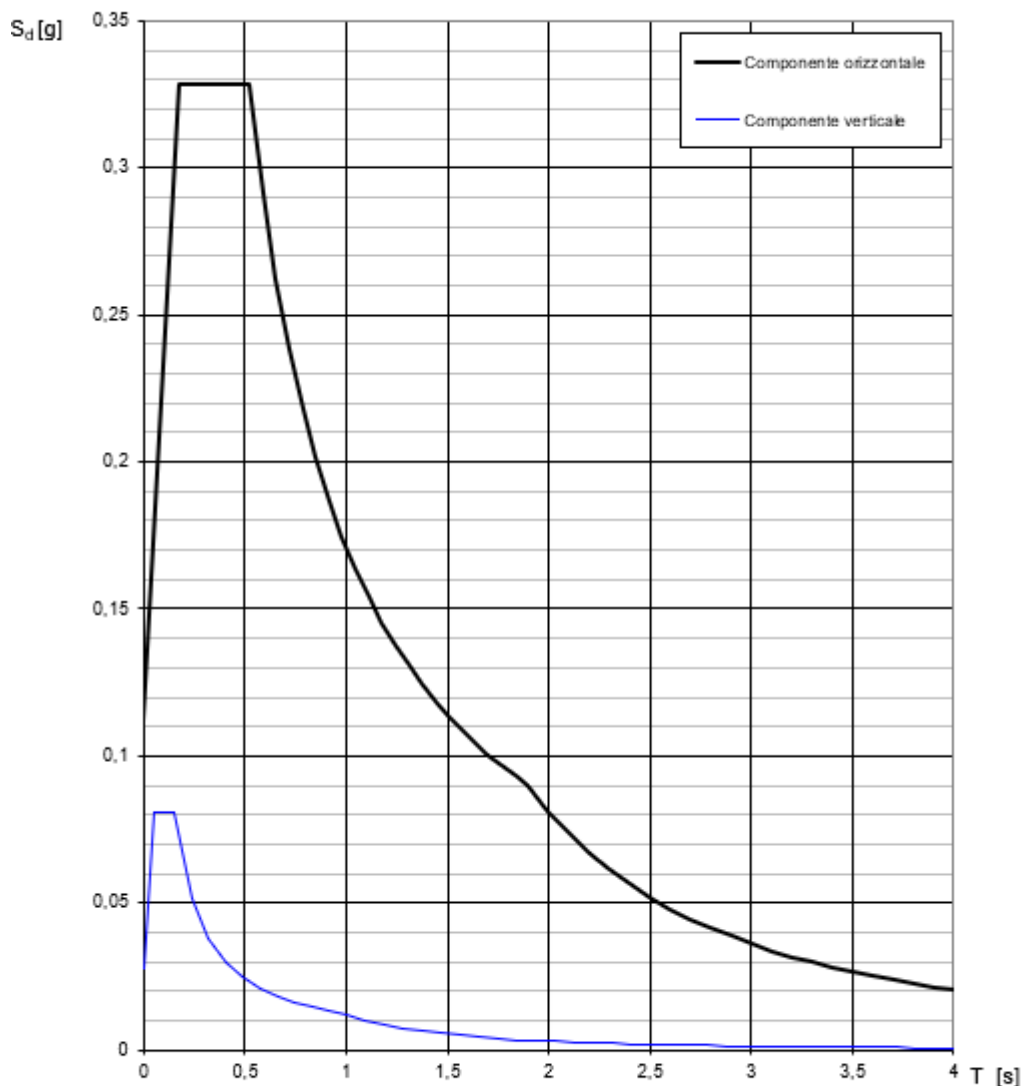
Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,027
T_{B1} ←	0,050	0,081
T_{C1} ←	0,150	0,081
	0,235	0,051
	0,320	0,038
	0,405	0,030
	0,490	0,025
	0,575	0,021
	0,660	0,018
	0,745	0,016
	0,830	0,015
	0,915	0,013
T_{D1} ←	1,000	0,012
	1,094	0,010
	1,188	0,009
	1,281	0,007
	1,375	0,006
	1,469	0,006
	1,563	0,005
	1,656	0,004
	1,750	0,004
	1,844	0,004
	1,938	0,003
	2,031	0,003
	2,125	0,003
	2,219	0,002
	2,313	0,002
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,002
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

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 5: Spettro verticale di progetto: valori

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li 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: Spettro di progetto: in rosso ed in blu le rette che individuano rispettivamente il T_{PB} ed il T_{PA}

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

Calcolo forza sismica alla base

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento a quanto prescritto dalle normative vigenti. Per il periodo proprio della barriera si assume conservativamente che esso è al culmine dello spettro sismico (tra T_B e T_C).

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

	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (s)
SLV	712	0,328	2,941	0,351

Tabella 8: Parametri spettro di risposta in funzione di T_R

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, con ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	32 di 78

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

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

$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$ T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro,

espresso in secondi.

Si hanno pertanto i seguenti valori:

$$\xi = 5 \%;$$

$$\eta = 1;$$

$$C_C = 1,483;$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,500 \cdot 1,00 = 1,500;$$

$$T_B = 0,174 \text{ s};$$

$$T_C = 0,521 \text{ s};$$

$$T_D = 1,898 \text{ s}.$$

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

presente nel D.M.2018:
$$F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g},$$

dove:

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

W_i è il peso della massa i -esima;

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

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

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

Dalle formulazioni precedentemente riportate i valori delle ordinate dello spettro in funzione delle due frequenze naturali della struttura rispettivamente in condizioni di pannelli asciutti e bagnati è pari:

$$S_e = 0.074 \cdot g \cdot 1.5 \cdot 2.941 = \mathbf{0.326g}$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	33 di 78

Si ottengono le seguenti azioni:

Forze sismiche ad estradosso zoccolo BM

Pannelli asciutti

	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
Base cls	-13,57	1,32	-17,91
Montanti	-2,76	4,06	-11,22
Pann. asc.	-2,69	4,15	-11,16
PP BT95	-13,45	1,32	-17,76
Tot BA PA	-32,48		-58,05

Forze sismiche ad estradosso zoccolo BM

Pannelli bagnati

	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
Base cls	-13,57	1,32	-17,91
Montanti	-2,76	4,06	-11,22
Pann. bagn.	-5,38	4,15	-22,32
PP BT95	-13,45	1,32	-17,76
Tot BA PB	-35,17		-69,21

**Forze sismiche a quota testa micropali
cordolo tipico**

	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
BA PA	-32,48	1,00	-90,53
zoccolo BM	-5,56	0,83	-4,59
zoccolo BT	-4,07	0,83	-3,35
cordolo	-22,25	0,33	-7,23
SPA	-64,35		-105,70

**Forze sismiche a quota testa micropali
cordolo tipico**

	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
BA PB	-35,17	1,00	-104,38
zoccolo BM	-5,56	0,83	-4,59
zoccolo BT	-4,07	0,83	-3,35
cordolo	-22,25	0,33	-7,23
SPB	-67,04		-119,55

**Forze sismiche a quota testa micropali
cordolo spesso**

	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
BA PA	-32,48	1,75	-114,88
zoccolo BM	-5,56	1,58	-8,76
zoccolo BT	-4,07	1,58	-6,40
cordolo	-47,92	0,70	-33,55
SPA	-90,02		-163,59

**Forze sismiche a quota testa micropali
cordolo spesso**

	V [kN]	bracci forze	M* [kN*m]
BA PB	-35,17	1,00	-130,75
zoccolo BM	-5,56	0,83	-8,76
zoccolo BT	-4,07	0,83	-6,40
cordolo	-47,92	0,70	-33,55
SPB	-92,71		-179,46

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti, mentre l'azione aerodinamica generata dal transito dei convogli è stata considerata come un carico variabile da traffico.

La verifica di capacità portante è svolta per la combinazione A1 + M1 + R3.

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	35 di 78

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
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

In totale sono state analizzate 8 combinazioni di tipo SLU, 12 combinazioni di tipo SLE, e 4 combinazioni simiche per un totale di 24 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito:

4 combinazioni SLU di tipo strutturale, per verificare di raggiungimento della resistenza dei pali e del cordolo di fondazione, utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) (come prescritto in 6.4.3.1 del NTC2018):

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

SLU2: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLU3: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

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

SLU5 – SLU8 sono analoghe rispettivamente alle combinazioni precedenti ma utilizzano i carichi associati con il cordolo spesso da 140 cm di altezza.

4 combinazioni SLE di tipo rara:

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

SLE2: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLE 3 e 4 – analoghi ma per il cordolo spesso da 140 cm di altezza.

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

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

SLE6: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLE 7 e 8 – analoghi ma per il cordolo spesso da 140 cm di altezza.

4 combinazione SLE di tipo quasi permanente: SLE9 - 12: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica assenti (moltiplicati per $\psi_2=0$).

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

SISMICA1: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli asciutti;

SISMICA2: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli bagnati;

SISMICA3 e SISMICA4 – valide per il cordolo spesso da 140 cm di altezza.

Nel paragrafo §9.2 che segue, si specificano le combinazioni piu' critiche considerate per la verifica di capacita' portante dei micropali in relazione alle forze verticali e orizzontali.

		G1	G2	G2	Q1	Q2
		PP	P.Asc.	P.Bagn.	VENTO	Press
App2	SLU1(STR)	1,35	0	1,5	1,5	1,5
	SLU2(STR)	1,35	1,35	0	1,5	1,5
	SLU3(STR)	1	0	1	1,5	1,5
	SLU4(STR)	1	1	0	1,5	1,5
App2 (cordolo spesso)	SLU5(STR)	1,35	0	1,35	1,5	1,5
	SLU6(STR)	1,35	1,35	0	1,5	1,5
	SLU7(STR)	1	0	1	1,5	1,5
	SLU8(STR)	1	1	0	1,5	1,5
Cordolo spesso	SLE1 (RARA)	1	0	1	1	1
	SLE2 (RARA)	1	1	0	1	1
	SLE3 (RARA)	1	0	1	1	1
	SLE4 (RARA)	1	1	0	1	1
Cordolo spesso	SLE5 (FREQ)	1	0	1	0,5	0,5
	SLE6 (FREQ)	1	1	0	0,5	0,5
Cordolo spesso	SLE7 (FREQ)	1	0	1	0,5	0,5
	SLE8 (FREQ)	1	1	0	0,5	0,5
Cordolo spesso	SLE9(Q.PERM)	1	0	1	0	0
	SLE10(Q.PERM)	1	1	0	0	0
Cordolo spesso	SLE11(Q.PERM)	1	0	1	0	0
	SLE12(Q.PERM)	1	1	0	0	0

Tabella 9 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni statiche

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

Tabella 10 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni sismiche

7. AZIONI RISULTANTI

Riepilogo pesi propri e carichi statici:

Pesi propri, barriera (sviluppo di 3m)

Carichi	F ₃ [kN]	M ₂ [kN*m]
PP BAR (BM+BT)	-120,9	8
Pann. asc.	-8,25	7,72
Pann. bagn.	-16,50	15,43
Cordolo	-68,25	0,00
Cordolo spesso	-147,00	0,00

Azioni variabili sulle barriere (sviluppo di 3m)

Carichi	F ₁ [kN]	F ₃ [kN]	M ₂ [kNm]
Vento	30,00	-6,38	152,25
Vento (cordolo spesso)	30,00	-6,38	174,75
Pressione aerodinamico	9,82	-2,09	49,84
Pressione aerodinamico (cordolo spesso)	9,82	-2,09	57,20

Forze sismiche orizzontali testa micropali (pannello asciutto)

	F ₁ [kN]	M ₂ [kNm]
PPSpA	42,10	98,47
Cordolo tipico	22,25	7,23
SISpA	64,35	105,70
PPSpA	42,10	130,04
Cordolo spesso	47,92	33,55
SISpA*	90,02	163,59

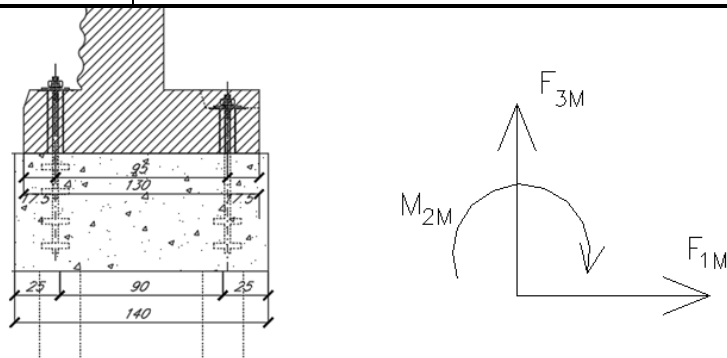
Forze sismiche orizzontali testa micropali (pannello bagnato)

	F ₁ [kN]	M ₂ [kNm]
PPSpB	44,79	112,32
Cordolo	22,25	7,23
SISpB	67,04	119,55
PPSpA	44,79	145,91
Cordolo spesso	47,92	33,55
SISpB*	92,71	179,46

Con riferimento alla figura seguente, le azioni sono state riportate alla base del cordolo in c.a.:

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	40 di 78



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

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
SLU1(STR)	-290.33	59.73	334.77
SLU2(STR)	-279.20	59.73	324.36
SLU3(STR)	-218.36	59.73	326.57
SLU4(STR)	-210.11	59.73	318.86
SLU5(STR)	-396.65	59.73	379.56
SLU6(STR)	-385.51	59.73	369.15
SLU7(STR)	-297.11	59.73	371.36
SLU8(STR)	-288.86	59.73	363.65
SLE1 (RARA)	-214.12	39.82	225.52
SLE2 (RARA)	-205.87	39.82	217.81
SLE3 (RARA)	-292.87	39.82	255.38
SLE4 (RARA)	-284.62	39.82	247.67
SLE5 (FREQ)	-209.89	19.91	124.48
SLE6 (FREQ)	-201.64	19.91	116.77
SLE7 (FREQ)	-288.64	19.91	139.41
SLE8 (FREQ)	-280.39	19.91	131.70
SLE9(Q.PERM)	-205.65	0.00	23.43
SLE10(Q.PERM)	-197.40	0.00	15.72
SLE11(Q.PERM)	-284.40	0.00	23.43
SLE12(Q.PERM)	-276.15	0.00	15.72
Sismica 1	-197.40	64.35	121.42
Sismica 2	-205.65	67.04	142.98
Sismica 3	-276.15	90.02	179.31
Sismica 4	-284.40	92.71	202.89

Tabella 11 - Sollecitazioni nelle diverse combinazioni di carico

8. SOLLECITAZIONI IN TESTA AI MACROPALI

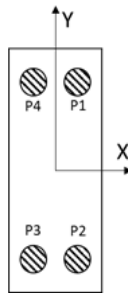
Lo sforzo normale e il taglio agenti sui singoli micropali vengono calcolati in base al numero di micropali presente al di sotto di ogni montante e al loro interasse trasversale, secondo le seguenti formule:

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

Dove $i_{trav} = 0.90m$

Barriere H10

Di seguito si riportano in sintesi le azioni agenti all'intradosso del cordolo di fondazione e le relative azioni massime sui micropali.



$\phi =$	0,25 m	Diametro pali
$A_p =$	0,05 m ²	Area singolo palo
$n_p =$	4,00	Numero totale pali
$B_x =$	1,40 m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	3,00 m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

Coord. Centro pali rispetto baricentro fondazione

Palo	X	Y
n°	m	m
1	0,45	0,75
2	0,45	-0,75
3	-0,45	-0,75
4	-0,45	0,75

Sollecitazioni singolo micropalo - combinazioni

	Nm [kN]	Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
SLU1(STR)	185.98	113.40	-258.56	14.93
SLU2(STR)	180.20	110.40	-250.00	14.93
SLU3(STR)	181.43	126.84	-236.01	14.93
SLU4(STR)	177.14	124.62	-229.67	14.93
SLU5(STR)	210.86	111.70	-310.03	14.93
SLU6(STR)	205.08	108.70	-301.46	14.93
SLU7(STR)	206.31	132.03	-280.58	14.93
SLU8(STR)	202.03	129.81	-274.24	14.93
SLE1 (RARA)	125.29	71.76	-178.82	9.96
SLE2 (RARA)	121.01	69.54	-172.47	9.96
SLE3 (RARA)	141.88	68.66	-215.10	9.96
SLE4 (RARA)	137.59	66.44	-208.75	9.96
SLE5 (FREQ)	69.15	16.68	-121.62	4.98
SLE6 (FREQ)	64.87	14.46	-115.28	4.98
SLE7 (FREQ)	77.45	5.29	-149.61	4.98
SLE8 (FREQ)	73.16	3.07	-143.26	4.98
SLE9(Q.PERM)	13.02	-38.40	-64.43	0.00
SLE10(Q.PERM)	8.73	-40.62	-58.08	0.00
SLE11(Q.PERM)	13.02	-58.08	-84.12	0.00
SLE12(Q.PERM)	8.73	-60.30	-77.77	0.00
Sismica 1	67.46	18.11	-116.81	16.09
Sismica 2	79.43	28.02	-130.85	16.76
Sismica 3	99.62	30.58	-168.65	22.51
Sismica 4	112.72	41.62	-183.82	23.18

Tabella 12: Sollecitazioni agenti sui singoli micropali Verranno analizzati i seguenti casi per le verifiche:

- il caso di massima compressione – SLU5(STR) per le verifiche strutturali;
- il caso di massime forze orizzontali – Sismica 4,

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 43 di 78

9. VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

9.1 Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali

Secondo quanto definito nel “Manuale di progettazione delle opere civili”, i micropali da utilizzare nel progetto delle barriere antirumore saranno del tipo valvolati iniettati a pressione, con armatura in acciaio **S355 profilo CHS 168.3 Sp 8.0mm e perforazione 250mm.**

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

La lunghezza dei micropali oggetto della presente relazione di calcolo risulta pari a **8m.**

9.2 Calcolo della capacità portante verticale del micropalo

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

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

Tabella 13: Tabella per la determinazione del coefficiente α (Viggiani 1999)

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

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

Tabella 14: Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

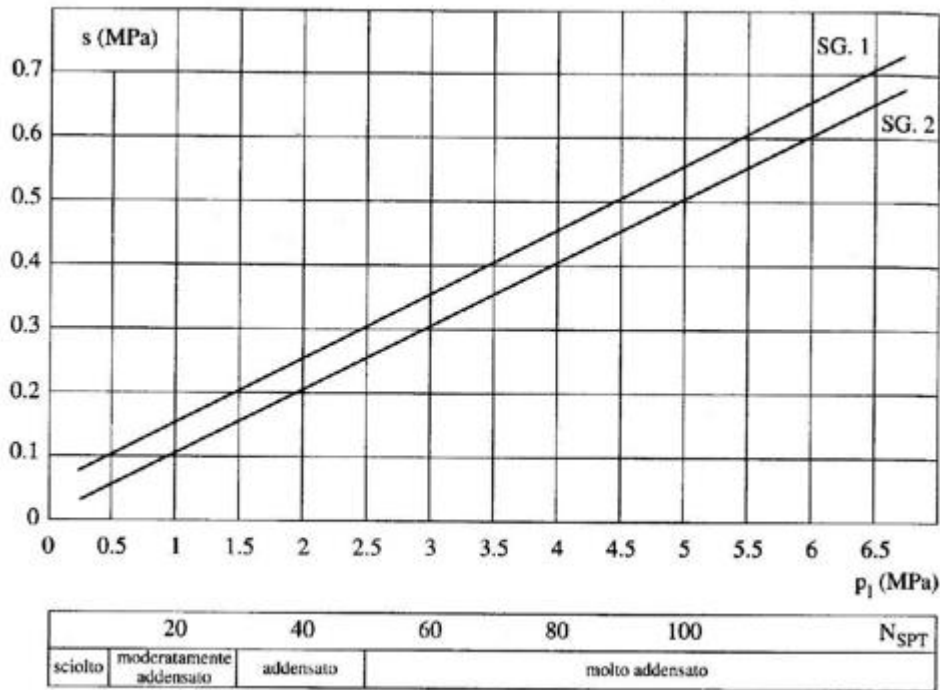


Figura 7: Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

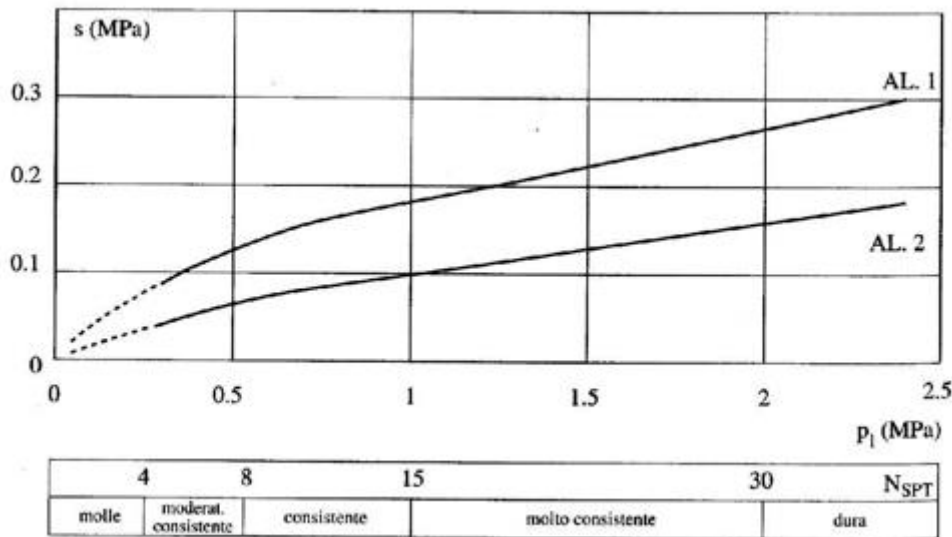


Figura 8: Abaco per la determinazione di s per limi e argille

Le verifiche sono eseguite secondo l'approccio 2, vale a dire:

Approccio 2 \rightarrow A1+M1+R3

Il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_r :

I coefficienti γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche valgono:

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	46 di 78

Resistenza	γ_R	R3
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25

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

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

 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

Nel caso in esame viene adottata la tecnica IRS (IRS, injection ripetitive et selective), ma è comunque raccomandato di considerare che per i primi 4 m il palo venga considerato del tipo IGU, (IGU, injection globale unique).

Nel calcolo che segue si esegue la verifica delle fondazioni del tratto di barriere antirumore che insistono sul modello geotecnico 3.

La lunghezza L del palo è quella totale. Nel caso in esame si considera una lunghezza totale di 8m.

Valutazione di s_i :

	N _{SPT}	s_i [MPa]	L_i [m]
Limo sabbioso	9	0.07	4
Limo sabbioso	9	0.14	4

Per un terreno limoso sabbioso: α (IGU) = 1.1 e α (IRS) = 1.4

Azioni in testa ai micropali

Le combinazioni critiche sono:

- La combinazione critica per la verifica di capacità portante dei micropali è quella che prevede la massima forza di compressione, cioè SLU5 (STR), che include carichi permanenti sfavorevoli (minori), pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi.
- La combinazione critica per la verifica di capacità portante dei micropali nei confronti delle azioni trasversali è quella con la massima forza di taglio, cioè Sismica 4, che include carichi permanenti e sisma unitari, pannelli bagnati con i valori di carichi per un cordolo spesso
- La combinazione critica per lo calcolo del cedimento dei micropali è SLE11 (Q.PERM), che include carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica assenti.

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	47 di 78

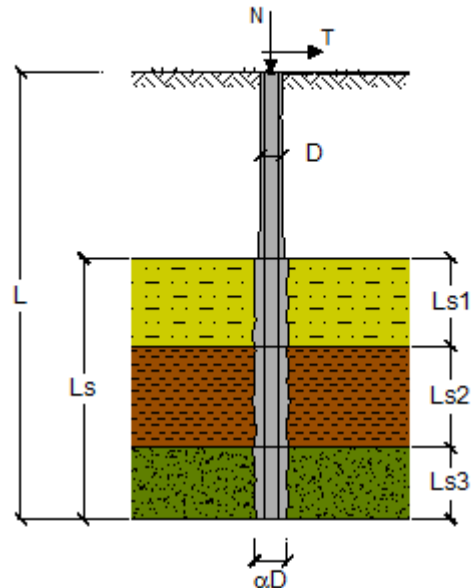
Sollecitazioni singolo micropalo - combinazioni

	Nm [kN]	Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
SLU5(STR)	210.86	111.70	-310.03	14.93
Sismica 4	112,72	41,62	-183,82	23,18
SLE11 (Q.PERM)	13.02	-58.08	-84.12	0.00

Verifica
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO
OPERA: BAR H10

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	310.03	0.00	310.03
T (kN)	23.18	0.00	23.18



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_r	$\gamma_{r, \text{traz}}$
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

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	48 di 78

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):	8.00	(m)

Armatura:

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø168,3 x 8,0	

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	4029	(mm ²)
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	1.297E+07	(mm ⁴)
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	154,162	(mm ³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210,000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k):	30.0	(MN/m ³)
------------------------	------	----------------------

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	49 di 78

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Limo sabbioso	4.00	1.10	0.28	0.070	0.070	0.036	123.74
Limo sabbioso	4.00	1.40	0.35	0.150	0.150	0.077	337.46
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 8.00 \text{ (m)} \quad Ql = 461.20 \text{ (kN)}$$

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 10\% \quad Qp = 46.12 \text{ (kN)}$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO
COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qp + Ql$$

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

$$Qlim = 507.31 \text{ (kN)}$$

$$Fs = 1.64$$

$$F_{d \text{ COMP}} = 310,03 \text{ kN} < R_{d \text{ COMPR}} = 507,31 \text{ kN OK}$$

9.3 Calcolo del carico critico relativo ad instabilità elastica

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

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

 in cui $\beta = k D_{arm}$ è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento (k è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler).

 Dove i valori di E_{arm} e J_{arm} sono come definiti nel paragrafo 9.2.

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

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

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

 Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 5.05 (N/mm²)

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

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

$$Pk = 7417.50 \text{ (kN)}$$

$$\eta = 23.93$$

La verifica risulta soddisfatta.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</p>	<p>COMMESSA NR1J</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D 29 CL</p>	<p>DOCUMENTO BA0000 001</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 50 di 78</p>

9.4 Verifica della capacità portante del micropalo nei confronti delle azioni trasversali

Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluenza, e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- γ = peso di volume del terreno
- d = diametro del palo
- z = profondità
- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo "corto" e "lungo", insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "lungi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo "corto" l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{\max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione $M_{\max} < M_y$ (M_y : momento ultimo del palo).

Per il palo "lungo" il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

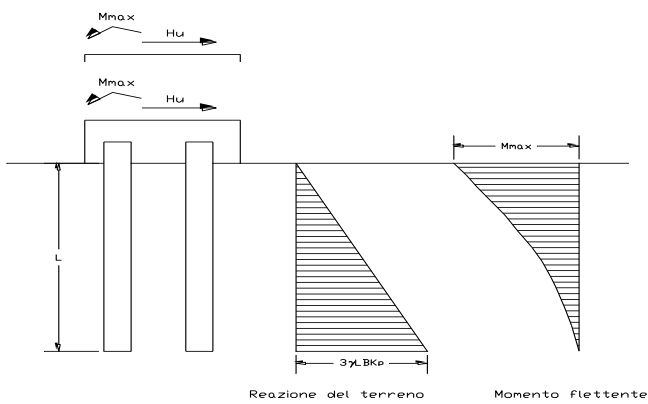
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	51 di 78

$$H_u (e+2/3f) = 2 M_y$$

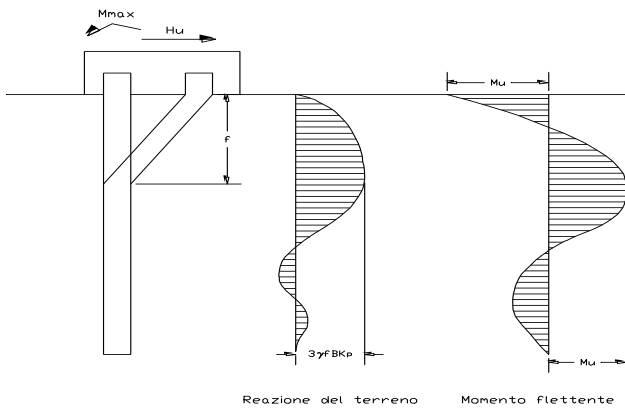
dove: $f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}$.

Schemi di rottura metodo di Broms:

Pali corti:



Pali lunghi:



Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	52 di 78

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

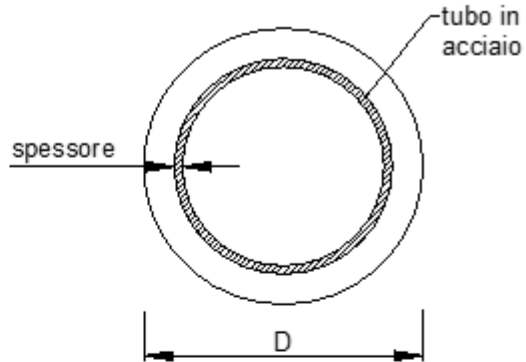
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 168,3 (mm)

Spessore = 8,0 (mm)

Sforzo Normale = 183,82 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1,5

α_{cc} = 0,85

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ (N/mm²)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 308,7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0,147%

ϵ_{sk} = 1,000%

Momento di Plasticizzazione

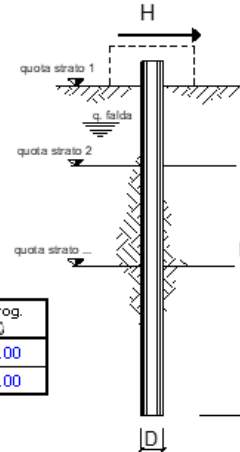
My = 75,3 (kN m)

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	53 di 78

opera Pali - BAR H10

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e'	$\gamma_{e''}$	γ_r	
			γ_s	γ_s				
SUD	A1+M1+R1	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="checkbox"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



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

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_s	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_s	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	17	17	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		96.00	17	17	25	2.46		25	2.46	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		89.50	16	16	26	2.56		26	2.56	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 90 (m)
 Diametro del palo D 0.25 (m)
 Lunghezza del palo L 8.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 75.26 (kNm)
 Step di calcolo 0.1 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	98.0 (kN)		98.0 (kN)	
Palo intermedio	271.4 (kN)		271.4 (kN)	
Palo corto	1015.2 (kN)		1015.2 (kN)	
	H_{med} 98.0 (kN)	Palo lungo	H_{min} 98.0 (kN)	Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_s)$		57.67 (kN)	
	$H_d = H_k/\gamma_r$		44.36 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =		23.18 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		0 (kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_s + Q \cdot \gamma_s =$			23.18 (kN)	
$FS = H_d / F_d =$			1.91	

La verifica risulta soddisfatta.

9.5 Calcolo del cedimento del micropalo

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

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

in cui

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

P_{\max} = carico massimo a cui è sottoposto il palo (Comb. GEO);

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

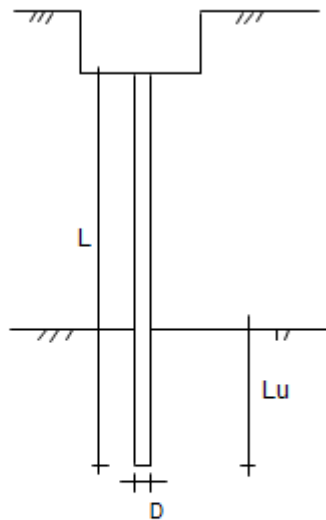
L_u = lunghezza utile

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: BAR H10

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	84.12	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	8.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	8.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	20000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

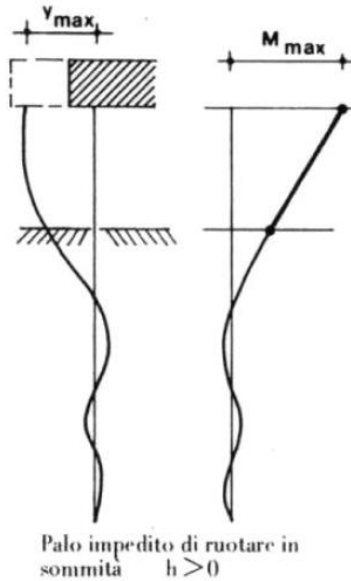
$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 2.01 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 1.05 \quad (\text{mm})$$

9.6 Verifica strutturale del micropalo

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



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

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

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

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

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	56 di 78

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

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

La verifica è soddisfatta se

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

Ø168,3 x 8,0

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

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

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

Tipo di acciaio ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

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

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30,0 (MN/m³)

Forze nel palo:

N (kN)	183,82
T (kN)	23,18

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	57 di 78

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

b = 0,911 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 12,72 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 128,17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{min} = -36,91 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

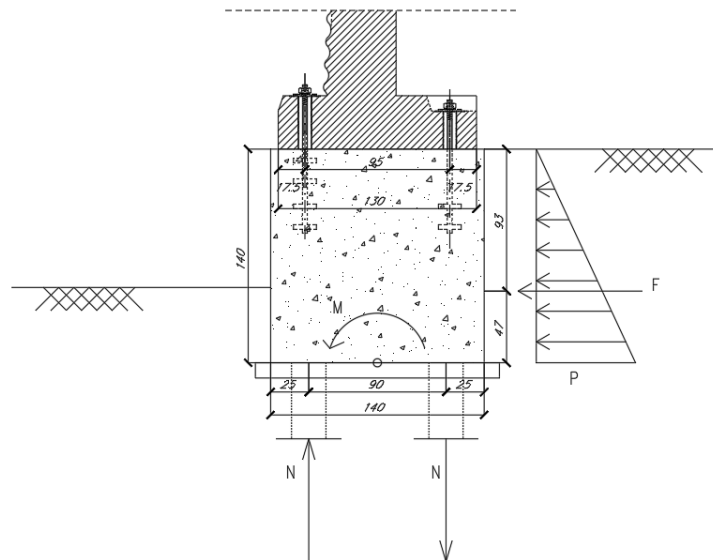
$\tau = 11,51 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$\sigma_{td} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$\sigma_{td} = 129,71 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

verifica soddisfatta

9.7 Effetto della spinta laterale del terreno



Per il terreno di rinfianco si considera un angolo di attrito $\varphi = 26^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità del cordolo di fondazione, utilizzando la formula $K_o = 1 - \sin\varphi$, per cui si ottiene un valore di $K_o = 0.561$. La spinta nella superficie inferiore della fondazione è:

$$p = K_o \cdot \gamma \cdot h = 0.561 \cdot 17 \cdot 1.40 = 13.37 \text{ kN/m}$$

$$S = p \cdot h / 2 = 9.36 \text{ kN (forza per metro di profondità)}$$

$$F = S \cdot \text{int}_{\text{mic}} = 9.36 \cdot 1.50 = 14.04 \text{ kN (forza riferita all'interasse tra due micropali in longitudinale pari a 1.50m)}$$

$$M = F \cdot h / 3 = 14.04 \cdot 0.47 = 6.55 \text{ kNm}$$

$$N_m = M / i = 6.55 / 0.90 = 7.28 \text{ kN (sforzo assiale nel singolo micropalo)}$$

Considerato l'ordine di grandezza delle forze in gioco (forza orizzontale per micropalo = $1.5 \cdot 14.04 / 2 \sim 10.5 \text{ kN}$; azione verticale $1.5 \cdot 7.28 = 10.92 \text{ kN}$) si deduce che

- il fattore di sicurezza rispetto all'azione verticale risulta $507.31 / (10.92 + 310.03) = 1.58 > 1$
- il fattore di sicurezza rispetto all'azione orizzontale è $44.36 / (10.5 + 23.18) = 1.30 > 1$

da cui segue che l'effetto non è critico per la capacità portante del sistema fondazionale.

10. VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 140x65cm per la sezione tipica e 140x140cm per la sezione spessa.

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

10.1 Armatura minima

L'armatura minima da prevedere deve essere calcolata considerando quanto indicato nelle NTC ai par. 4.1.6.1.1 e 7.2.5:

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

Dove:

b_t è la larghezza media della zona tesa

d è l'altezza utile della sezione

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

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

Dati della sezione tipico:

$$H = 65 \text{ cm} \quad B = 140 \text{ cm} \quad d = 58.5 \text{ cm}$$

Dati della sezione spesso:

$$H^* = 140 \text{ cm} \quad B = 140 \text{ cm} \quad d^* = 126 \text{ cm}$$

Minima armatura longitudinale tesa per travi di fondazione:

D.M. 17.01.2018 – par. 7.2.5

$$A_{s, \min} = 0.002 \cdot 650 \cdot 1400 = \mathbf{1820 \text{ mm}^2 \text{ (fondazione h=65cm)}}$$

$$A_{s, \min}^* = 0.002 \cdot 1400 \cdot 1400 = \mathbf{3920 \text{ mm}^2 \text{ (fondazione h=140cm)}}$$

Minima armatura longitudinale in zona tesa:

(D.M. 17.01.2018 – par. 4.1.6.1.1 – eq. 4.1.45 – travi)

$$A_{s, \min} = \max\{0,26b_t d f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013b_t d\} = \mathbf{1309 \text{ mm}^2 \text{ (fondazione h=65cm)}}$$

$$A_{s, \min}^* = \max\{0,26b_t d f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013b_t d\} = \mathbf{2819 \text{ mm}^2 \text{ (fondazione h=140cm)}}$$

Minima armatura trasversale:

(D.M. 17.01.2018 – par. 4.1.6.1.1 - travi)

$$A_{st} = 1.5b = \mathbf{2100 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (fondazione h=65cm e fondazione h=140cm)}}$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	60 di 78

Massimo passo armatura trasversale:

(D.M. 17.01.2018 – par. 4.1.6.1.1 – travi)

$t_{s \max} = 0,8d = 468 \text{ mm}$ (fondazione $h=65\text{cm}$)

$t_{s \max} = 0,8d = 1008 \text{ mm}$ (fondazione $h=140\text{cm}$)

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

Per la fondazione $h=65\text{cm}$

$8\phi 18/\text{m}$ con area pari $a = 2036 \text{ mm}^2$ superiori ed inferiori

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

numero di bracci $n_{br} = 4$

passo $s = 200 \text{ mm}$

$A_{\text{tot}} \text{ staffe} = 22.62 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Per la fondazione $h=140 \text{ cm}$

$8\phi 26/\text{m}$ con area pari $a = 4247 \text{ mm}^2$ superiori e inferiori

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

numero di bracci $n_{br} = 4$

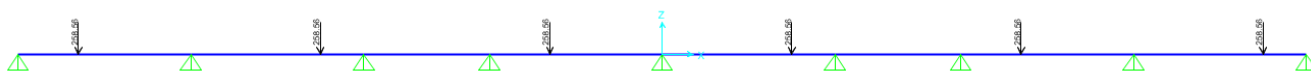
passo $s = 200\text{mm}$

$A_{\text{tot}} \text{ staffe} = 22.62 \text{ cm}^2 / \text{m}$

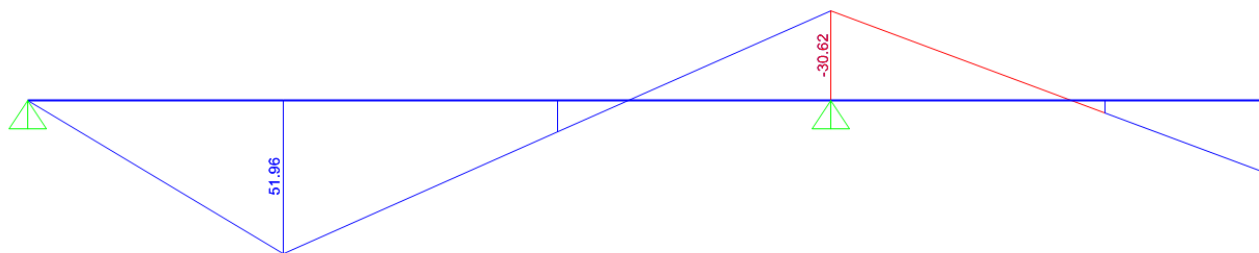
10.2 Verifica strutturale

Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui tirafondi e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei micropali compressi. Come sezione reagente si considera una sezione 70x65cm armata con **4+4 ϕ 18** per la fondazione da h=65 cm e una sezione 70x140cm armata con **4+4 ϕ 26** per la fondazione con h=140cm.

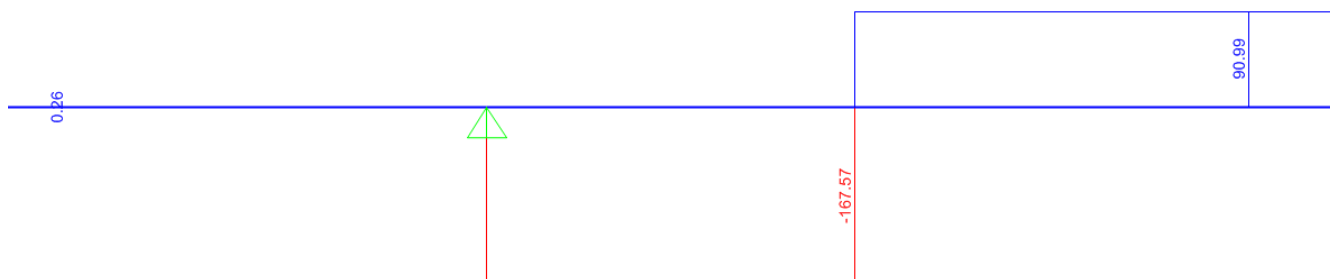
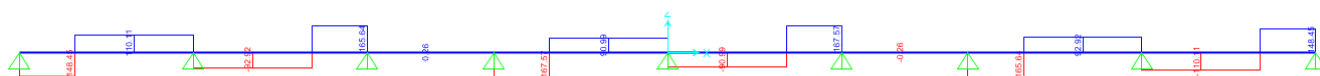
10.2.1 Fondazione h=65cm



Trave di fondazione: schema di calcolo SLU



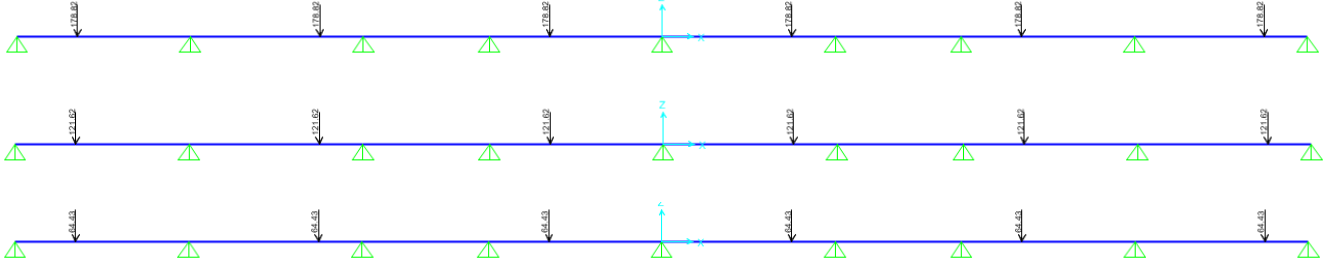
Trave di fondazione: momenti flettenti SLU



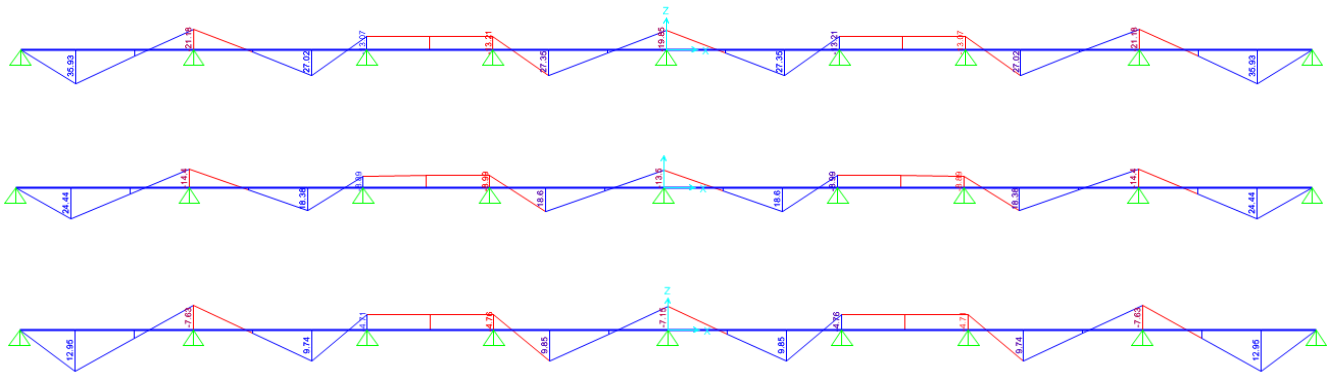
Trave di fondazione: taglio SLU

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	62 di 78

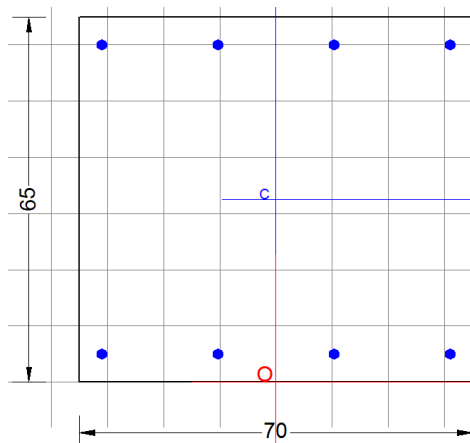


Trave di fondazione: schema di calcolo SLE (Rara, Frequente e Quasi -permanente)



Trave di fondazione: momenti flettenti SLE (Rara, Frequente e Quasi -permanente)

Qui di seguito si riportano le verifiche della suola di fondazione, fatte con il software RC-SEC.



Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	63 di 78

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: Cordolo tipico

(Percorso File: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\09 Barriere Antirumore\BA2 (Barriera H10)\Cordolo tipico.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.800 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.800 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.600 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.00 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.00 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	70.0	cm
Altezza:	65.0	cm
Barre inferiori:	4Ø18	(10.2 cm ²)
Barre superiori:	4Ø18	(10.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.9	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

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	64 di 78

VY	MT	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale		
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	51.96	167.57	0.00

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

N	Mx	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.) 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	35.93		

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

N	Mx	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.) 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	24.44 (154.26)		

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

N	Mx	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.) 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	12.95 (154.26)		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.3	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.8	cm

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

Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.		
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									
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]									
1	S	0.00	51.96	0.02	229.26	4.412	59.6	0.09	0.70	20.4 (6.6)

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	65 di 78

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
ec max	Deform. unit. massima del conglomerato 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	65.0	-0.00041	59.0	-0.03498	6.0

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

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 33.0 cm]
N.Bracci staffe:	4		
Area staffe/m :	22.6	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 10.5 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
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 conglomerato [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 conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]								
N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	167.57	188.09	1016.42	1174.97	70.0 59.0	2.500	1.000	3.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci.										
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)											
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.23	65.0	0.00	52.0	-64.9	59.0	15.0	1050	10.2	19.3

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	

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	66 di 78

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	-0.00037	0.00009	0.50	0.60	0.000195 (0.000195)	489	0.095 (0.20)	154.26

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.83	65.0	0.00	52.0	-44.1	59.0	15.0	1050	10.2	19.3

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00025	0.00006	0.50	0.60	0.000132 (0.000132)	489	0.065 (0.20)	154.26

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.44	65.0	0.00	52.0	-23.4	59.0	15.0	1050	10.2	19.3

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	-0.00013	0.00003	0.50	0.40	0.000070 (0.000070)	489	0.034 (0.20)	154.26

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	67 di 78

Verifica a torsione cordolo h=65cm

Torsione applicata $T_{Ed} = 334.77 \text{ kNm}$ (combo SLU 1)

Area sezione trasversale	$A_{tot} = b \cdot H = 910000 \text{ mm}^2$
Perimetro sezione trasversale	$P_{est} = 4100 \text{ mm}$
Spessore parete cava equivalente	$t = A_{tot} / P_{est} = 222 \text{ mm}$
Area parete equivalente	$A_k = (H-t) \cdot (b_w - t) = 504184 \text{ mm}^2$
Area complessiva barre longitudinali	$A_l = 8\phi 18 + 8\phi 18 + 1\phi 14 + 1\phi 14 = 4380 \text{ mm}^2$
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m = 32124200 \text{ mm}$
Fattore di efficienza cls	$v = 0.50$
	$\text{ctg}\theta = 1$
	$f_{cd} = 7.93 \text{ N/mm}^2$
	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a torsione

Resistenza a torsione biella di calcestruzzo: $T_{R,cd} = 2A_k \cdot t \cdot f_{cd}' \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 888 \text{ kNm}$

Resistenza a torsione staffatura: $T_{R,sd} = 2A_k \cdot (A_s / s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta = 893 \text{ kNm}$

Resistenza a torsione armatura longitudinale: $T_{R,ld} = 2 \cdot A_k \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta = 538 \text{ kNm}$

Affinché la verifica sia soddisfatta si deve avere:

$$T_{Rd} = \min(T_{R,cd}; T_{R,sd}; T_{R,ld}) > T_{Ed}$$

Per $T_{Rd} = 538 \text{ kNm} > T_{Ed} = 334.77 \text{ kNm}$, e quindi la verifica risulta soddisfatta.

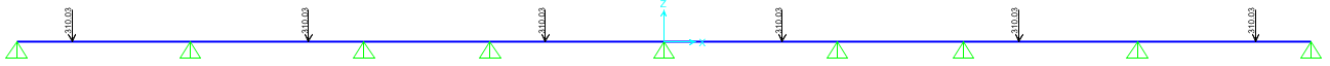
Verifica a taglio – torsione

$$\frac{V_{Sd}}{V_{R,cd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{R,cd}} = 0.54 < 1, \text{ cioè la verifica risulta soddisfatta.}$$

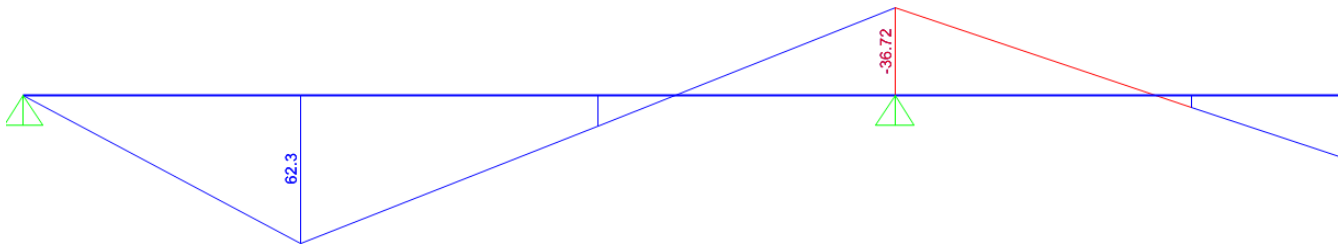
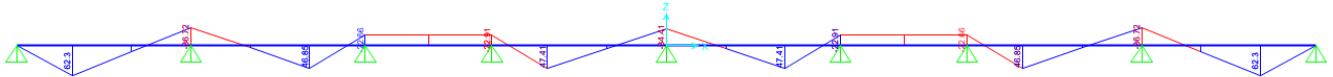
Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	68 di 78

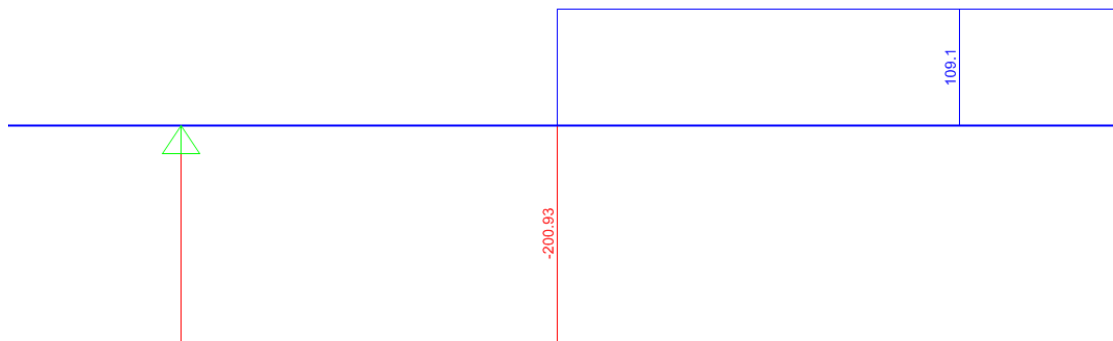
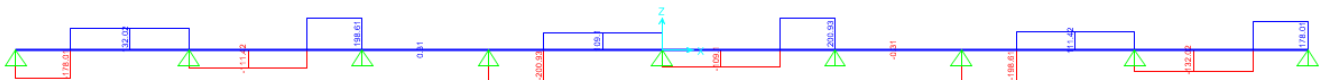
10.2.1 Fondazione h=140cm



Trave di fondazione: schema di calcolo SLU



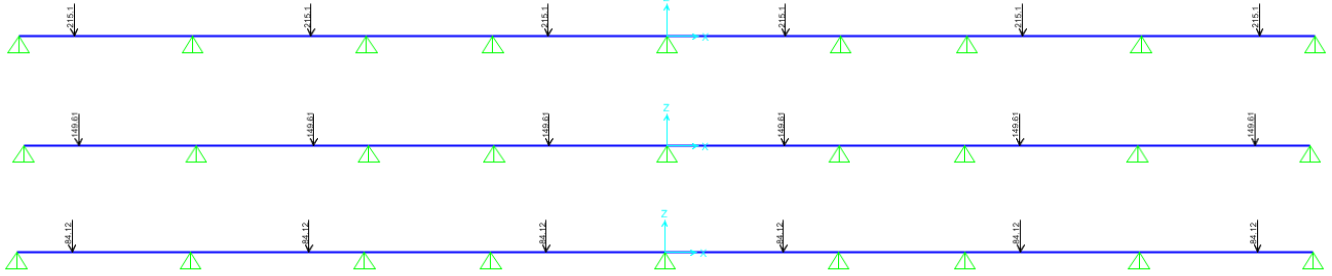
Trave di fondazione: momenti flettenti SLU



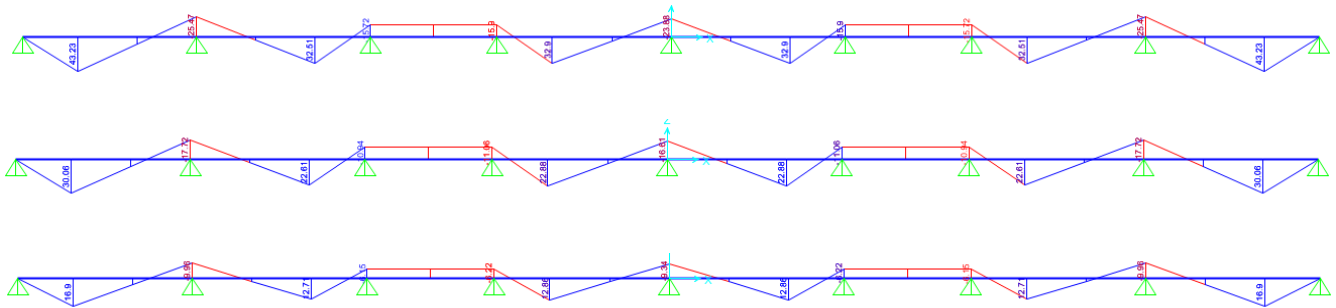
Trave di fondazione: taglio SLU

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	69 di 78

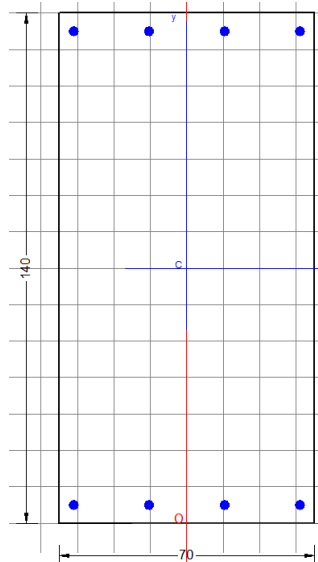


Trave di fondazione: schema di calcolo SLE (Rara, Frequente e Quasi -permanente)



Trave di fondazione: momenti flettenti SLE (Rara, Frequente e Quasi -permanente)

Qui di seguito si riportano le verifiche della suola di fondazione, fatte con il software RC-SEC.



Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	70 di 78

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: Cordolo spesso

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Trave
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.800 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.800 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.600 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 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:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	70.0	cm
Altezza:	140.0	cm
Barre inferiori:	4Ø26	(21.2 cm ²)
Barre superiori:	4Ø26	(21.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.5	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
---------	---	----	----	----

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	71 di 78

1	0.00	62.30	200.93	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	43.23	

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	30.06 (732.41)	

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	16.90 (732.41)	

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	16.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	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									
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]									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	62.30	0.04	1078.13	17.306	132.7	0.06	0.70	21.2 (14.9)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	72 di 78

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	140.0	0.00040	133.5	-0.06012	6.5

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

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]
 N.Bracci staffe: 4
 Area staffe/m : 22.6 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 10.5 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 conglomerato [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 conglomerato
 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	S	200.93	288.23	2299.85	2658.62	70.0 133.5	2.500	1.000	1.7

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.29	140.0	0.00	112.2	-16.3	133.5	16.3	1138	21.2	19.0

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

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

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	73 di 78

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00009	0.00002	0.50	0.60	0.000049 (0.000049)	414	0.020 (990.00)	732.41

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.20	140.0	0.00	112.2	-11.3	133.5	16.3	1138	21.2	19.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00006	0.00001	0.50	0.60	0.000034 (0.000034)	414	0.014 (0.40)	732.41

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.12	140.0	0.00	110.9	-6.4	133.5	16.3	1138	21.2	19.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00003	0.00001	0.50	0.40	0.000019 (0.000019)	414	0.008 (0.30)	732.41

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	74 di 78

Verifica a torsione cordolo h=140cm

Torsione applicata $T_{Ed} = 379.59 \text{ kNm}$ (combo SLU 5)

Area sezione trasversale $A_{tot} = b \cdot H = 1960000 \text{ mm}^2$

Perimetro sezione trasversale $P_{est} = 5600 \text{ mm}$

Spessore parete cava equivalente $t = A_{tot} / P_{est} = 350 \text{ mm}$

Area parete equivalente $A_k = (H-t) \cdot (b_w - t) = 1102500 \text{ mm}^2$

Area complessiva barre longitudinali $A_l = 8\phi 26 + 8\phi 26 + 4\phi 14 + 4\phi 14 = 9725 \text{ mm}^2$

Perimetro medio del nucleo resistente $u_m = 4200 \text{ mm}$

Fattore di efficienza cls $v = 0.50$

$$\text{ctg}\theta = 1$$

$$f_{cd} = 7.93 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a torsione

Resistenza a torsione biella di calcestruzzo: $T_{R,cd} = 2A_k \cdot t \cdot f_{cd}' \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 3061 \text{ kNm}$

Resistenza a torsione staffatura: $T_{R,sd} = 2A_k \cdot (A_s / s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta = 1952 \text{ kNm}$

Resistenza a torsione armatura longitudinale: $T_{Rld} = 2 \cdot A_k \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta = 1998 \text{ kNm}$

Affinché la verifica sia soddisfatta si deve avere:

$$T_{Rd} = \min(T_{R,cd}; T_{R,sd}; T_{R,ld}) > T_{Sd}$$

Per $T_{Rd} = 1952 \text{ kNm} > T_{Ed} = 379 \text{ kNm}$, e quindi la verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio – torsione

$$\frac{V_{Sd}}{V_{R,cd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{R,cd}} = 0.27 < 1, \text{ cioè la verifica risulta soddisfatta.}$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	75 di 78

10.3 Verifica a punzonamento

E' stata effettuata una ulteriore verifica rispetto al meccanismo di punzonamento.

Verifica per fondazione h=65cm NEd=258.6kN (combo SLU 1):

VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PIASTRE E FONDAZIONI SECONDO UNI EN 1992-1 §6.4

• Caratteristiche della sezione

h = 650	mm	altezza	Armatura longitudinale tesa in y e z su fascia D+3d:			
c = 50	mm	copriferro da asse armatura tesa				
d = 600	mm	altezza utile	D+3d = 2050	mm		
D = 250	mm	diametro pilastro	in y	1 Ø	18 18	17.5 cm
f _{ck} = 28	MPa	resist. caratteristica	in z	1 Ø	0 /	20 cm
γ _c = 1.50		coeff. sicurezza				
α _{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	A _{sl_y} = 29.81	cm ²		
f _{cd} = 15.87	MPa	resist. di calcolo	A _{sl_z} = 0.00	cm ²		
d'angolo		tipo pilastro				
f _{yk} = 450	MPa	resist. caratteristica	l _y = 1.5	m	luce campata in y	
γ _s = 1.15		coeff. sicurezza	l _z = 0.9	m	luce campata in z	
f _{yd} = 391.3	MPa	resist. di calcolo				

• Sollecitazioni (compressione>0, trazione<0, taglio in valore assoluto)

N _{E_{dy}} =	0.0 kN	V _{ed} =	258.6 kN
N _{E_{dz}} =	0.0 kN	β =	1.50

• Controllo della massima tensione possibile

v _{Rd,max} = 0,50×0,60×(1 - f _{ck} /250)×f _{cd} =	4.23 MPa
u ₀ = 500.00 mm	v _{ed} = 1.29 MPa

la massima tensione di taglio-punzonamento non è superata

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

C _{rd,c} = 0,18/γ _c	C _{rd,c} = 0.12
k = 1+(200/d) ^{1/2} <2	k = 1.577
v _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	v _{min} = 0.367
ρ _{ly} = A _{sl_y} /((D+3d)d)	ρ _{ly} = 0.002
ρ _{lz} = A _{sl_z} /((D+3d)d)	ρ _{lz} = 0.000
ρ ₁ = (r _{1y} ×r _{1z}) ^{1/2} <0,02	ρ ₁ = 0.000
σ _{cy} = N _{E_{dy}} /A _{cy}	σ _{cy} = 0.000 MPa
σ _{cz} = N _{E_{dz}} /A _{cz}	σ _{cz} = 0.000 MPa
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c	σ _{cp} = 0.00 MPa
v _{Rd,c} = C _{Rd,c} ×k×(100×ρ ₁ ×f _{ck}) ^{1/3} +0,1×σ _{cp} ≥ (v _{min} +0,1×σ _{cp})	
v _{Rd,c} =	0.367 MPa

• Verifica lungo il perimetro u₁

u ₁ = 2081.31 mm	v _{ed} = 0.311 MPa
-----------------------------	-----------------------------

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	76 di 78

Verifica per fondazione h=140cm NEd=310kN (combo SLU 5):

VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PIASTRE E FONDAZIONI SECONDO UNI EN 1992-1 §6.4

• Caratteristiche della sezione

h = 1400	mm	altezza	Armatura longitudinale tesa in y e z su fascia D+3d:			
c = 50	mm	copriferro da asse armatura tesa				
d = 1350	mm	altezza utile	D+3d = 4300	mm		
D = 250	mm	diametro pilastro	in y	1 Ø	26 / 17.5	cm
f _{ck} = 28	MPa	resist. caratteristica	in z	1 Ø	0 / 21	cm
γ _c = 1.50		coeff. sicurezza				
α _{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	A _{sly} = 130.46	cm ²		
f _{cd} = 15.87	MPa	resist. di calcolo	A _{slz} = 0.00	cm ²		
d'angolo		tipo pilastro				
f _{yk} = 450	MPa	resist. caratteristica	l _y = 1.5	m	luce campata in y	
γ _s = 1.15		coeff. sicurezza	l _z = 0.9	m	luce campata in z	
f _{yd} = 391.3	MPa	resist. di calcolo				

• Sollecitazioni (compressione>0, trazione<0, taglio in valore assoluto)

N _{Edy} =	0.0 kN	V _{ed} =	310.0 kN
N _{Edz} =	0.0 kN	β =	1.50

• Controllo della massima tensione possibile

v _{Rd,max} = 0,50×0,60×(1 - f _{ck} /250)×f _{cd} =	4.23 MPa
u ₀ = 500.00 mm	v _{ed} = 0.69 MPa

la massima tensione di taglio-punzonamento non è superata

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

C _{rd,c} = 0,18/γ _c	C _{rd,c} = 0.12
k = 1+(200/d) ^{1/2} < 2	k = 1.385
v _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	v _{min} = 0.302
ρ _{ly} = A _{sly} /((D+3d)d)	ρ _{ly} = 0.002
ρ _{lz} = A _{slz} /((D+3d)d)	ρ _{lz} = 0.000
ρ ₁ = (r _{1y} ×r _{1z}) ^{1/2} < 0,02	ρ ₁ = 0.000
σ _{cy} = N _{Edy} /A _{cy}	σ _{cy} = 0.000 MPa
σ _{cz} = N _{Edz} /A _{cz}	σ _{cz} = 0.000 MPa
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c	σ _{cp} = 0.00 MPa
v _{Rd,c} = C _{Rd,c} ×k×(100×ρ ₁ ×f _{ck}) ^{1/3} + 0,1×σ _{cp} >= (v _{min} +0,1×σ _{cp})	
v _{Rd,c} =	0.302 MPa

• Verifica lungo il perimetro u₁

u ₁ = 4437.50 mm	v _{ed} = 0.078 MPa
-----------------------------	-----------------------------

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

11. INCIDENZA

- Suola fondazione $h=65\text{cm}$, incidenza = 80 kg/m^3

Nel calcolo è stato considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

Geometria

Soletta fondazione tipica

H_{sez}	0.65 m
B_{sez}	1.4 m
L_{sez}	1 m
Volume unitario	0.91 m^3

Ferri di Soletta di fondazione

	ϕ	A	n° barre	peso
	mm	m^2	-	kg/m
Armatura superiore	18	0.000254	8	15.98
Armatura inferiore	18	0.000254	8	15.98
Staffe	12	0.000113	5	27.97
Armatura longitudinale laterale	14	0.000154	2	2.42
Incidenza Soletta di fond.		79 kg/m^3		

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 001	B	78 di 78

- Suola fondazione $h=140\text{cm}$, incidenza = 65 kg/m^3

Nel calcolo è stato considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

Geometria

Soletta fondazione spessa

H_{sez} 1.4 m

B_{sez} 1.4 m

L_{sez} 1

Volume unitario 1.960 m³

Peso acciaio 7850 kg/m³

Idennità di legature 0.15

Ferri di Soletta di fondazione

	ϕ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Armatura superiore	26	0.000531	8	33.342
Armatura inferiore	26	0.000531	8	33.342
Staffe	12	0.000113	5	34.625
Armatura longitudinale laterale	14	0.000154	8	9.667
Incidenza Soletta di fond.		65 kg/m³		