

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

CUP: J14D20000010001

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

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

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

BA - BARRIERE ANTIRUMORE
SCAVALCO L=11.00m - RELAZIONE DI CALCOLO TRAVE E FONDAZIONI

SCALA:

-

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

I N 1 A 2 0 D 2 6 C L B A 0 0 0 0 0 0 0 7 A

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



File: IN1A20D26CLBA0000007A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	BARRIERA VERTICALIZZATA - SCAVALCO L=11.00 M	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	9
3	MATERIALI UTILIZZATI	10
3.1	CALCESTRUZZO	10
3.1.1	<i>Calcestruzzo trave e Cordolo di Fondazione</i>	10
3.1.2	<i>Calcestruzzo Micropali</i>	11
3.1.3	<i>Calcestruzzo Micropali</i>	12
3.1.4	<i>Acciaio da C.A.</i>	13
3.2	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	14
3.2.1	<i>Profili e lamiere non saldate</i>	14
3.2.2	<i>Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella</i>	14
3.2.3	<i>Acciaio per micropali</i>	15
4	PARAMETRI SISMICI	15
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	17
	RILEVATO FERROVIARIO	17
	TERRENO DI FONDAZIONE	17
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	19
6.1.1	<i>Peso proprio</i>	19
6.1.2	<i>Vento</i>	21
6.1.3	<i>Pressione per effetti aerodinamici del treno</i>	30
6.1.4	<i>Azione sismica</i>	33

6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	37
6.2.1	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite ultimi (SLU)</i>	38
6.2.2	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite di esercizio (SLE)</i>	38
6.2.3	<i>Riepilogo coefficienti</i>	38
6.3	TABELLA RIASSUNTIVA COMBINAZIONI DI CARICO	39
7	VERIFICHE TRAVE	41
7.1.1	<i>Sollecitazioni COMBINAZIONI STATICHE estradosso trave:</i>	41
7.1.2	<i>Sollecitazioni COMBINAZIONI SISMICHE estradosso trave:</i>	42
7.1.3	<i>Verifica Sezione Maggiormente Sollecitata</i>	43
8	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI	45
8.1	SEZIONE DI INTERFACCIA CORDOLO DI FONDAZIONE TESTA MICROPALI	45
8.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO MICROPALO	45
8.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	47
8.4	CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E ASSUNZIONI PROGETTUALI	47
8.5	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO	47
9	VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE	58
9.1	ARMATURA MINIMA	58
9.2	VERIFICA STRUTTURALE	60
9.3	VERIFICA PRESSOFLESSIONE	60
9.4	VERIFICA A TAGLIO	61
9.5	VERIFICA A SFILAMENTO	62
10	CONCLUSIONI	63

1 PREMESSA

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

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

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

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





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

RELAZIONE DI CALCOLO SCAVALCO=11.00m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 006	A	5 di 63

1.1 Barriera verticalizzata - Scavalco L=11.00 m

La barriera fonoassorbente prevista in corrispondenza dello scavalco da 11.00m di luce presenta moduli in calcestruzzo di altezza circa 3m e per H7 larghezza 1.25m e per H10 larghezza 1.45m. I moduli sono collegati con tirafondi alla trave fondata alle estremità su micropali. I moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m.

Il montante della barriera è costituito da un tubolare $\phi 88.9 \times 16$ mm e da un profilo reggi pannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240x20 mm ed un'anima 255x12 mm (escluso lo spessore dell'ala); la distanza fra profilo in composizione saldata e tubo è fissata in 135 mm.

Il montante metallico superiore è collegato mediante un giunto bullonato ad un dispositivo metallico, che è parzialmente annegato nel calcestruzzo e consente il passaggio delle sollecitazioni alla base prefabbricata.

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

Tale relazione riguarda il dimensionamento strutturale di due tipologie di trave di sostegno:

- 150 x 40 cm per barriere con altezza fino all'H7. La fondazione è costituita da due plinti gettati in opera, posti in battuta al cordolo continuo della barriera, da un lato e dall'altro, su micropali;
- 160 x 40 cm per barriere con altezza fino all'H10. La fondazione è costituita da due plinti gettati in opera, posti in battuta al cordolo continuo della barriera, da un lato e dall'altro, su micropali.

Queste tipologie di scavalco si rendono necessarie in occasione di opere esistenti, quali sottopassi, o con manufatti afferenti alla TE.

RELAZIONE DI CALCOLO SCAVALCO=11.00m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 006	A	6 di 63

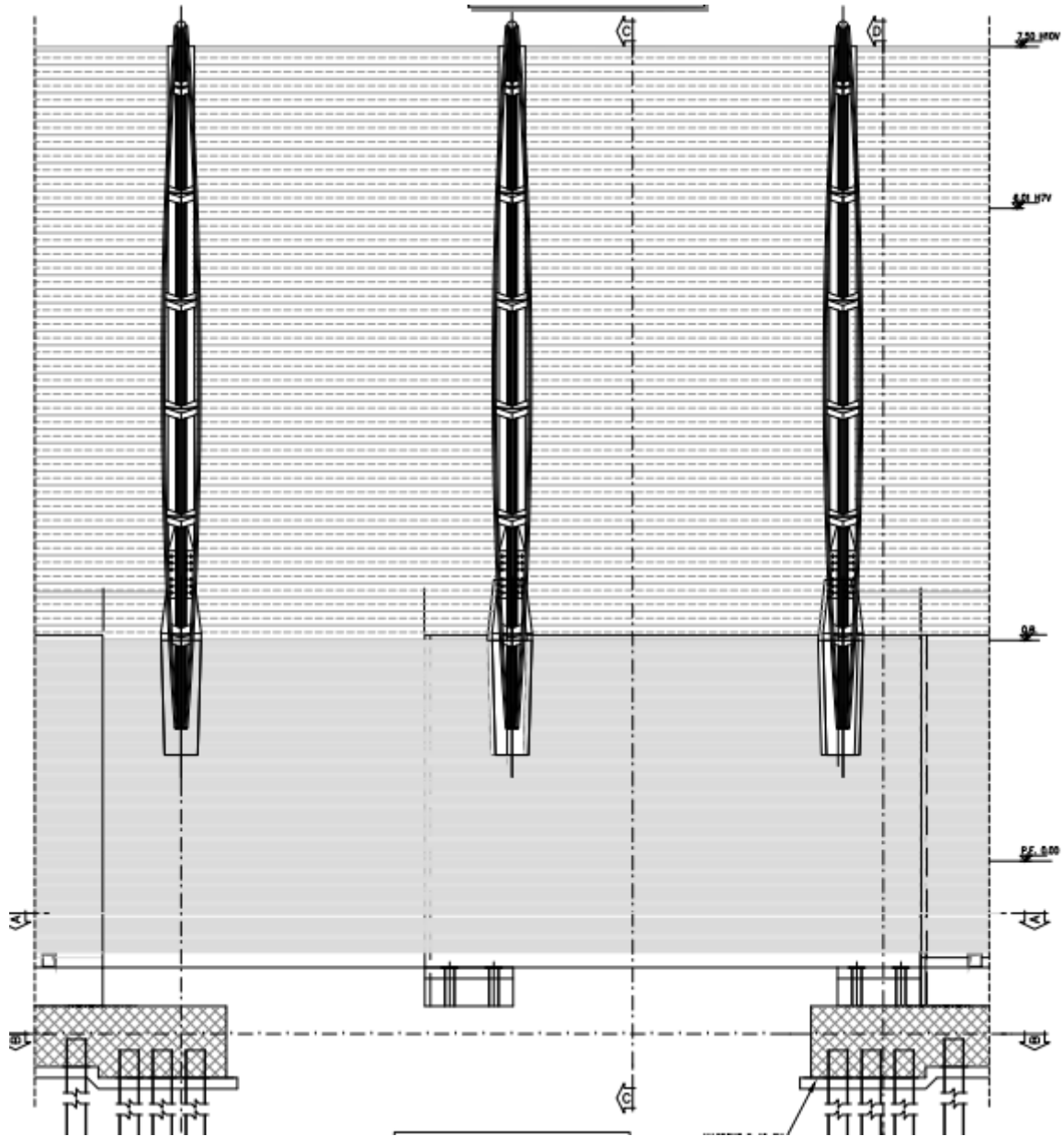


Figura - 1 Tipologico Scavalco L=11.00m

RELAZIONE DI CALCOLO SCAVALCO=11.00m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 006	A	7 di 63

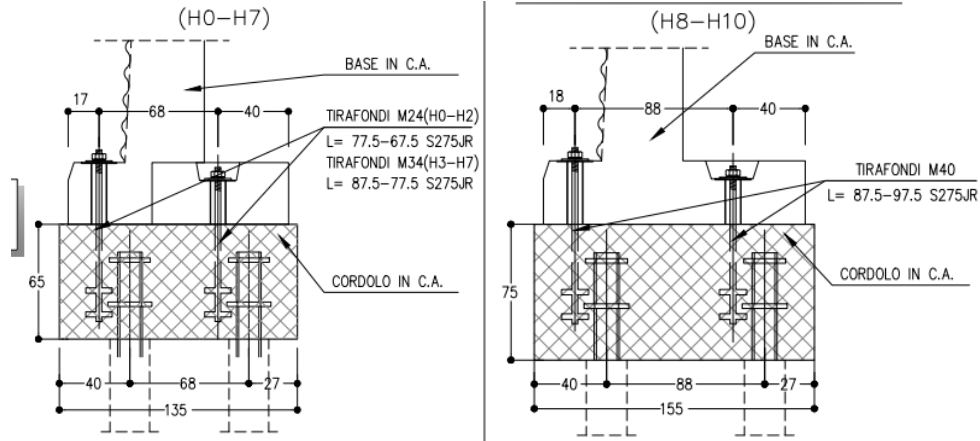


Figura - 2 Dettaglio fondazione

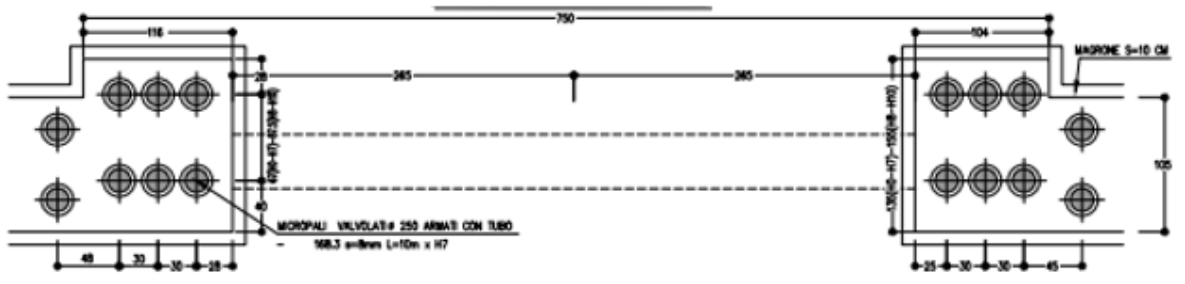


Figura - 3 Pianta fondazione



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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	8 di 63

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- [3] Legge 5 novembre 1971 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica
- [4] RFI DTC SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili
- [5] 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema "Infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea (18/11/2014);

3 MATERIALI UTILIZZATI

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

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo trave e Cordolo di Fondazione

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

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

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

- Resistenza media a compressione

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

- Modulo elastico

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

- Resistenza di calcolo a compressione

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

- Resistenza a trazione media

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

- Resistenza a trazione

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

- Resistenza a trazione di calcolo

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

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

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

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

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

3.1.2 Calcestruzzo Micropali

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

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

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

- Resistenza media a compressione

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

- Modulo elastico

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

- Resistenza di calcolo a compressione

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

- Resistenza a trazione media

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

- Resistenza a trazione

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

- Resistenza a trazione di calcolo

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

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

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

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

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

3.1.3 Calcestruzzo Micropali

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

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

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

- Resistenza media a compressione

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

- Modulo elastico

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

- Resistenza di calcolo a compressione

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

- Resistenza a trazione media

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

- Resistenza a trazione

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

- Resistenza a trazione di calcolo

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

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

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

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

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

3.1.4 Acciaio da C.A.

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

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

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

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2018, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

Copriferri

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

3.2 Acciaio per carpenteria metallica

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

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

3.2.1 Profili e lamiere non saldate

Nome e qualità dell'acciaio

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

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

3.2.2 Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella

Nome e qualità dell'acciaio

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

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

3.2.3 Acciaio per micropali

Nome e qualità dell'acciaio

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

Spessore nominale dell'elemento

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

4 PARAMETRI SISMICI

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

Vita nominale: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso: $C_u = 2.0$

Periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_u = 100$ anni

Categoria del suolo: B

Categoria topografica: T1

Stato Limite: SLV

Tempo di ritorno: 712

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

latitudine = 42.4269

longitudine = 10.9379

$a_g = 0.234$ g



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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	16 di 63

$$F_0 = 2.434;$$

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

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

$$S_s = 1.173$$

$$S_T = 1.0$$

Risulta quindi:

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

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

In riferimento al modello geotecnico del sottosuolo che caratterizza l'area di sedime dell'opera si definiscono i principali parametri fisico-meccanici dei terreni interagenti con l'opera.

In relazione alla sezione trasversale dell'opera si evince una stratigrafia con caratteristiche che entrano in gioco nel calcolo strutturale dei muri dal punto di vista dei carichi e dell'interazione terreno-struttura. Procedendo dal basso verso l'alto si hanno, nell'ordine:

- il terreno di fondazione;
- il rilevato ferroviario.

Rilevato ferroviario

Il terreno che costituisce il rilevato ferroviario ha le seguenti caratteristiche:

Peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Coesione efficace $c' = 0$

Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 38^\circ$

Terreno di fondazione

I principali parametri geotecnici sono riportati di seguito:

PK		154+046 ÷ 156+000 ZONA 1	156+000 ÷ 157+200 ZONA 2	157+200 ÷ 158+100 ZONA 3	158+100 ÷ 160+925 ZONA 4
WBS					
Formazione geologica					
Unità Geotecnica		UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa	UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa	UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa	UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa
Peso di volume g [kN/m ³]		19	19	19	19
Coesione C' [kPa]		0	0	0	0
Angolo di attrito di picco φ' [°]		<5 44.9 5-15 47.8 >15 46.4	44.0 44.6 44.8	40.2 38.8 41.7	40.4 43.2 44.0
Densità relativa D_R [%]		<5 92.8 5-15 95.3 >15 82.3	86.5 82.7 75.8	74.8 63.1 66.2	76.4 79.9 75.3
Modulo di taglio G_0 [MPa]		<5 83.2 5-15 145.2 >15 199.6	80.3 132.1 187.8	65.7 104.1 182.6	68.6 124.8 188.3
Modulo di deformazione elastica iniziale E_0 [Mpa]		<5 199.8 5-15 348.5 >15 479.1	192.8 316.9 450.8	157.7 249.7 438.1	164.5 299.5 452.0
Modulo di deformazione operativo per i rilevati E_{RIL} [Mpa]		<5 20.0 5-15 34.9 >15 47.9	19.3 31.7 45.1	15.8 25.0 43.8	16.5 30.0 45.2
Modulo di deformazione operativo per le opere civili E_{OC} [Mpa]		<5 40.0 5-15 69.7 >15 95.8	38.6 63.4 90.2	31.5 49.9 87.6	32.9 59.9 90.4
Modulo di deformazione operativo E'_{25} [Mpa]		<5 50.9 5-15 66.3 >15 67.6	48.7 55.5 61.8	34.9 33.1 48.6	35.6 48.8 57.3
Classe sottosuolo		B	B	B	B

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI SCAVALCO=11.00 m	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 007	REV. A

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo. Di seguito viene sviluppata la verifica per la tipologia più cautelativa del presente scavalco ossia quella relativa al sostegno di una barriera H10 con sezione trave 160x40cm.

Per quanto riguarda la tipologia "RFI", la barriera presenta moduli in calcestruzzo di altezza pari a circa 3 m e di lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi alla fondazione. I moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 metri.

La lunghezza di influenza del modulo dello scavalco su ciascuna fondazione risulta pari a 3.0m.

Pertanto su tale lunghezza ricadono poco più di n.3 moduli tampone (BT) e di n.3 moduli montante (BM), per comodità le forze saranno trasformate al metro in modo da usare carichi distribuiti.

6.1.1 Peso proprio

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 delle azioni dei moduli BT e BM e del cordolo di fondazione.

Di seguito si riportano i singoli contributi.

	N (KN)	Ecc_X (m)	M (KNm)
PP BM	67.50	0.05	3.38
PP PA	6.10	0.36	2.20
PP PB	12.20	0.36	4.39
PP BT 95	57.00	0.05	2.85

Tabella 1: Tabella delle sollecitazioni ad estradosso della trave di sostegno per 1 modulo da 3m

dove:

PP = peso proprio;

PP_{PA} = peso pannelli asciutti;

PP_{PA} = peso pannelli bagnati.

– cordolo di fondazione $(1,35 \text{ m} \cdot 0,87 \text{ m} \cdot 0,65 \text{ m} + 1,20 \cdot 0,75 \cdot 0,55) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \rightarrow N_{\text{cordolo}} = 31,46 \text{ kN}$

Dividendo tutti i risultati per 3m si ottengo le forze distribuite su metro lineare

	N (KN/m)	Ecc_X (m)	M (KNm/m)	M x modulo 3m (KNm)
PP BM	22.50	0.05	1.125	3.375
PP PA	2.03	0.36	0.73	2.19
PP PB	4.07	0.36	1.54	4.62
PP BT 95	19	0.05	0.95	2.85



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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	20 di 63

6.1.2 Vento

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

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

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati:

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

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

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			90
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.981



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

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

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

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

Coefficiente di forma

È il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

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

6.1.2.1 Categoria di esposizione

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

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

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

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

Dove:

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

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

c_t è il coefficiente di topografia.

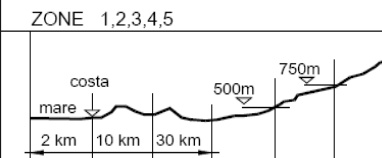
In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

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

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

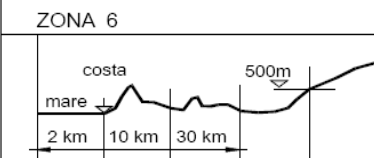
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità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

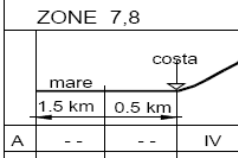
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non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

ZONE 1,2,3,4,5	
	
A	-- IV IV V V V
B	-- III III IV IV IV
C	-- * III III IV IV
D	I II II II III **

* Categoria II in zona 1,2,3,4
 Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
 Categoria IV in zona 1

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

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

* Categoria II in zona 8
 Categoria III in zona 7


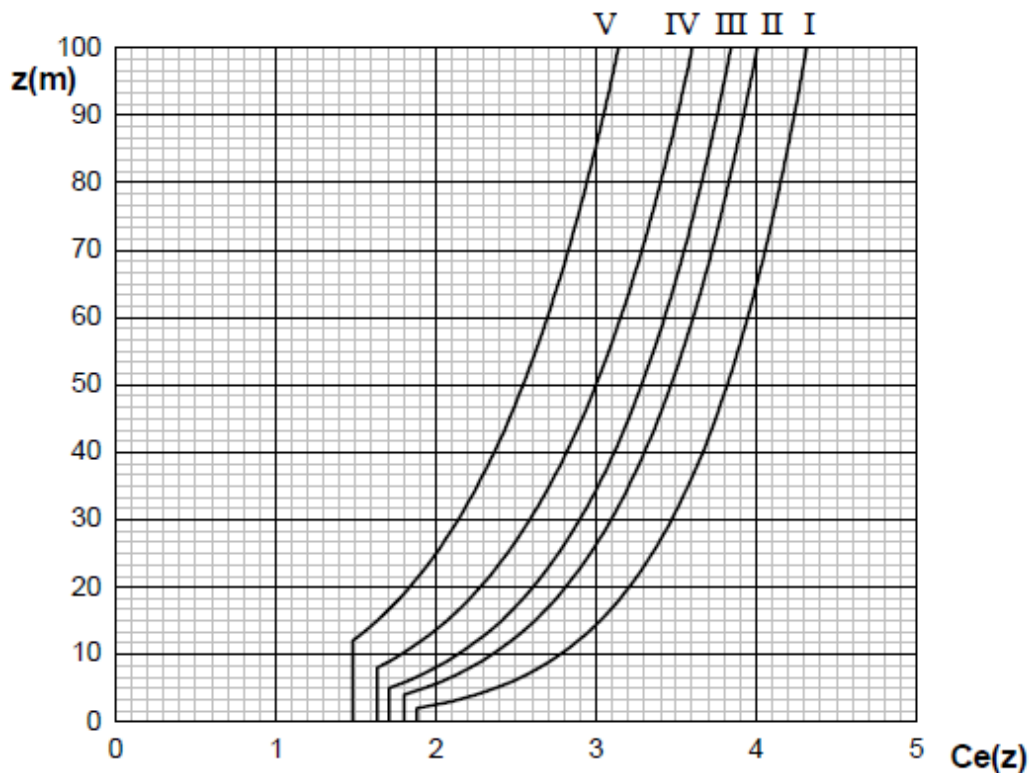
ZONA 9	
	
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

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

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

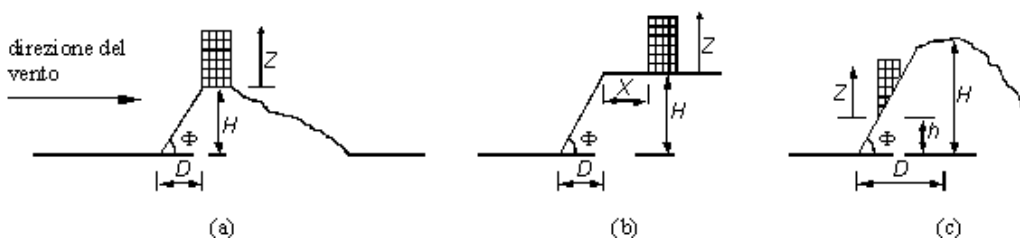

 Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	B
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	II
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k_r	[-]	0.19
	z_0	[m]	0.05
	z_{min}	[m]	4.00

Figura - 4 Categoria di esposizione

6.1.2.2 Coefficiente di topografia

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



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

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

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

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

- $\gamma = 0$ per $H/D \leq 0,10$
- $\gamma = 5 \cdot [(H/D) - 0,10]$ per $0,10 < H/D \leq 0,30$
- $\gamma = 1$ per $H/D > 0,30$

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

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

6.1.2.3 Coefficienti dinamico

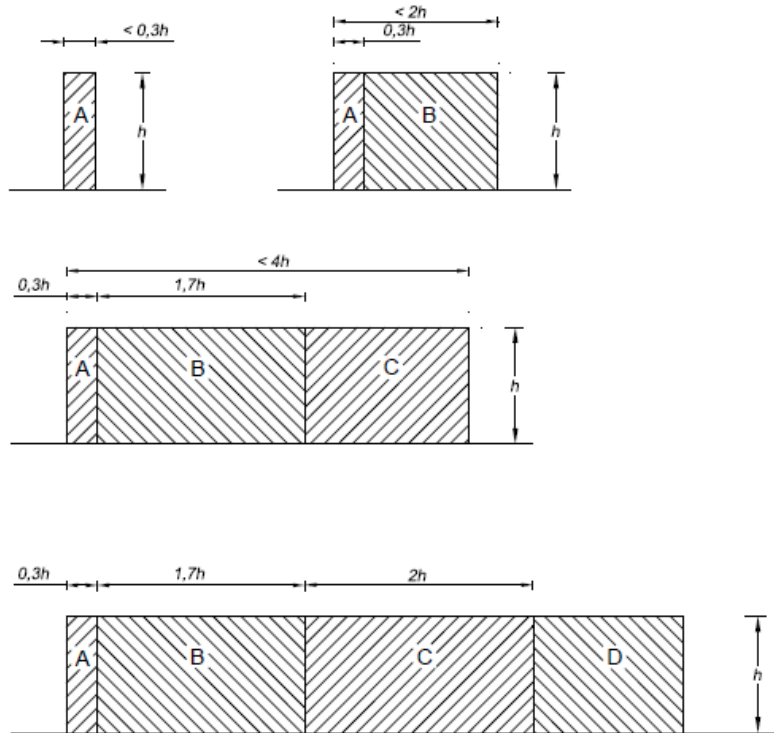
Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari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

6.1.2.4 Coefficienti di forma

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

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

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



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

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

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

6.1.2.5 Pressione del vento

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

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

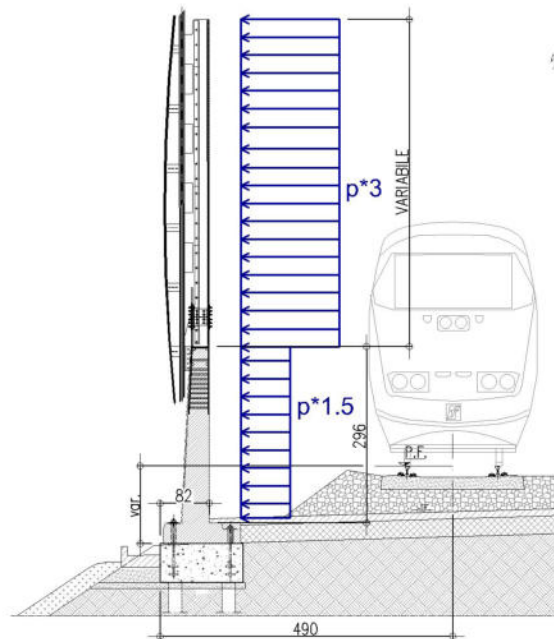


Figura - 5 Andamento della pressione del vento con l'altezza della barriera.

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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	29 di 63

Di conseguenza sull'estradosso della trave si ha:

H10							
Muro	q=	1,37 kN/m ²	x1,5=	2,055	Hmuro=	2,96 m	Fx = 6,0828 kN/m
			Braccio	2,96/2+0,35=	1,83	My=	11,13152 kN/m/m
Montante	q=	1,37 kN/m ²	x3=	4,11	Hmont.=	5,65 m	Fx = 23,2215 kN/m
			Braccio	5,66/2+0,35+2,96=	6,135	My=	142,4639 kN/m/m
			Momento per modulo Muro + montante			My=	427,3917 kN/m
H7							
Muro	q=	1,42 kN/m ²	x1,5=	2,13	Hmuro=	2,96 m	Fx = 6,3048 kN/m
			Braccio	2,96/2+0,35=	1,83	My=	11,53778 kN/m/m
Montante	q=	1,42 kN/m ²	x3=	4,26	Hmont.=	4,14 m	Fx = 17,6364 kN/m
			Braccio	5,66/2+0,35+2,96=	5,38	My=	94,88383 kN/m/m
			Momento per modulo Muro + montante			My=	284,6515 kN/m

6.1.3 Pressione per effetti aerodinamici del treno

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

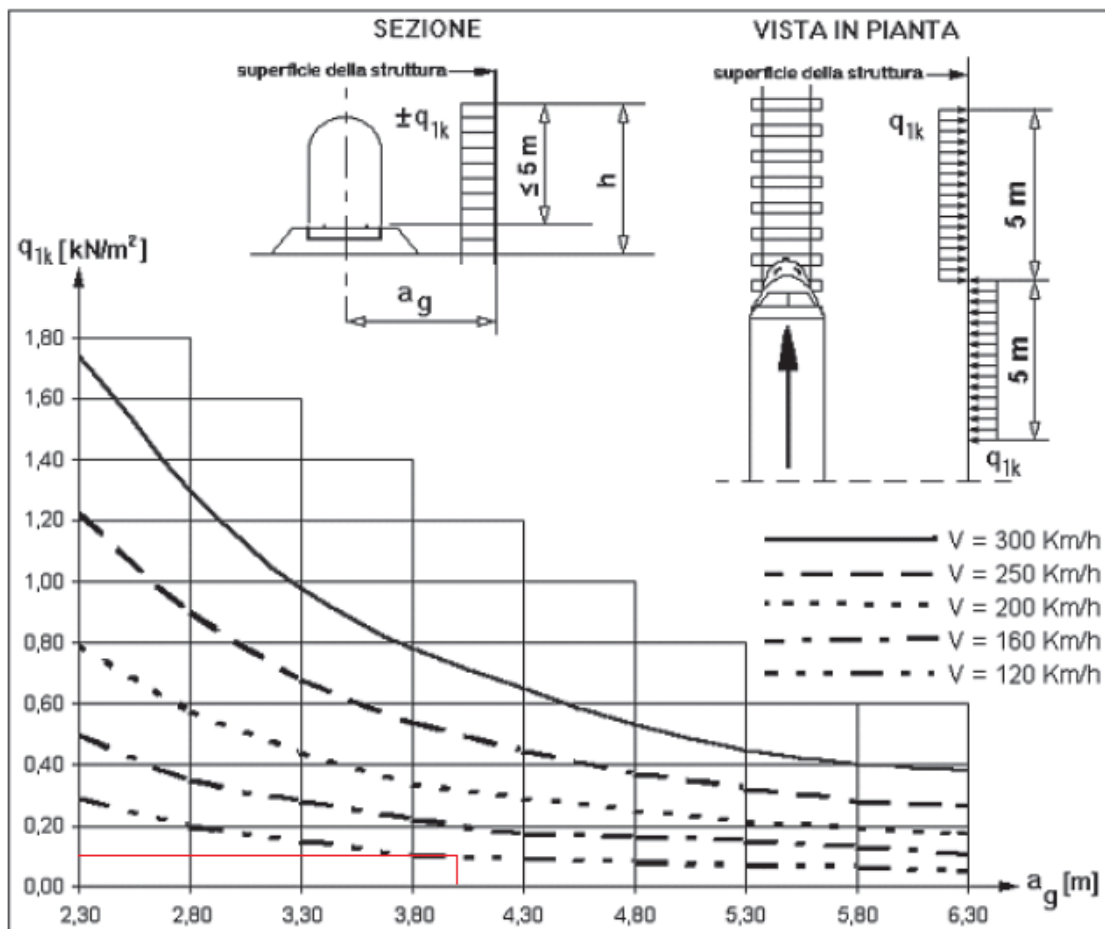


Figura - 6 Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

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

In corrispondenza alla velocità V massima della linea, pari a 120 km/h, risulta $q_{1k} = 0.18$ kN/m².

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

- Fino 5 m sul P.F. si applica la pressione di Normativa secondo quanto prescritto dalle NTC 2018;

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

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

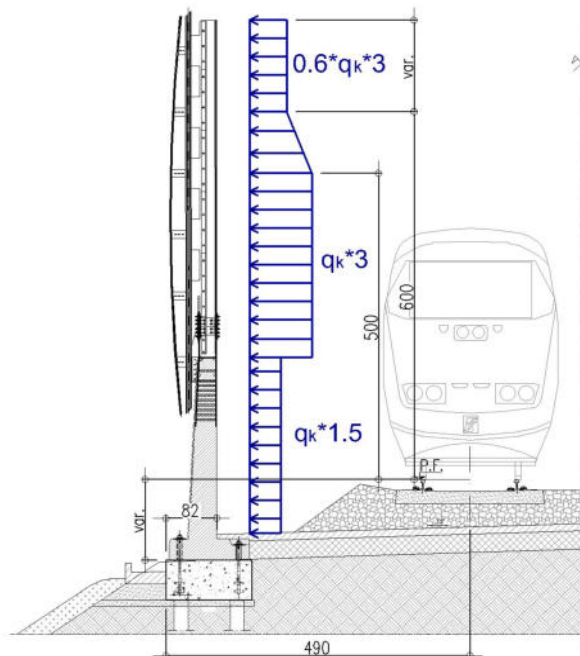


Figura - 7 Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera

Dagli studi dinamici eseguiti per le barriere "tipo Firmi" ed in particolare rimandando alla relazione di calcolo "Elab. di progetto n°05/17 - Relazione di calcolo base BM110 – Barriera H8-H10" redatta nell'ambito del progetto RFI DTC ICI AM ST 01 2010" si deduce il coefficiente k di amplificazione. Tale coefficiente è dovuto agli effetti dinamici ed è definito attraverso apposite analisi in funzione del tempo facendo riferimento a time history delle pressioni ricavate sperimentalmente sulla linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli ed in accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore". L'azione elementare sopra descritta è stata amplificata del coefficiente dinamico k:

$$a_g = 4.0 \text{ m} \quad \text{Distanza dall'asse del binario vicino}$$

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



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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	32 di 63

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

Di conseguenza sull'estradosso della trave si ha:

H10							
Muro	q=	0,18 kN/m ²	$x1,5k=$	0,2943	Hmuro=	2,96 m	Fx = 0,871128 kN/m
			Braccio	$2,96/2+0,35=$	1,83	My=	1,594164 kN/m/m
Montante	q=	0,18 kN/m ²	$x3k=$	0,5886	Hmont.=	3 m	Fx = 1,7658 kN/m
	q=	0,18 kN/m ²	$x3kxvar=$	0,47088	Hmont.=	1 m	Fx = 0,47088 kN/m
	q=	0,18 kN/m ²	$x3kx60%=$	0,35316	Hmont.=	1,65 m	Fx = 0,582714 kN/m
			Braccio	$3/2+0,35+2,96=$	4,81	My=	8,493498 kN/m/m
			Braccio	$1/2+0,35+2,96+3=$	6,81	My=	3,206693 kN/m/m
			Braccio	$1,65/2+0,35+2,96+4=$	8,135	My=	4,740378 kN/m/m
						Tot	18,03473

H7							
Muro	q=	0,18 kN/m ²	$x1,5=$	0,27	Hmuro=	2,96 m	Fx = 0,7992 kN/m
			Braccio	$2,96/2+0,35=$	1,83	My=	1,462536 kN/m/m
Montante	q=	0,18 kN/m ²	$x3k=$	0,5886	Hmont.=	3 m	Fx = 1,7658 kN/m
	q=	0,18 kN/m ³	$x3kxvar=$	0,47088	Hmont.=	1 m	Fx = 0,47088 kN/m
	q=	0,18 kN/m ⁴	$x3kx60%=$	0,35316	Hmont.=	0,14 m	Fx = 0,049442 kN/m
			Braccio	$5,66/2+0,35+2,96=$	4,81	My=	8,493498 kN/m/m
			Braccio	$5,66/2+0,35+2,96=$	6,81	My=	3,206693 kN/m/m
			Braccio	$5,66/2+0,35+2,96=$	7,38	My=	0,364885 kN/m/m
						Tot	12,06508

 ITALFERR <small>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</small>	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI SCAVALCO=11.00 m	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 007	REV. A

6.1.4 Azione sismica

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

Calcolo forza sismica alla base

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento a quanto prescritto dalle normative vigenti. Il periodo proprio della barriera è ripreso dalla documentazione del progetto del tipologico richiamato in precedenza, da cui si evince che la frequenza propria della barriera tipo da Scavalco $L=7.50\text{m}$

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

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

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

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

Tabella: Parametri spettro di risposta in funzione di TR

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

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

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

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

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

dove:

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

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

$$S_S = 1.173$$

$$S_T = 1.0$$

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

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



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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	35 di 63

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

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

W_i è il peso della massa i -esima;

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

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

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

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

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

6.2 Combinazioni di carico

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

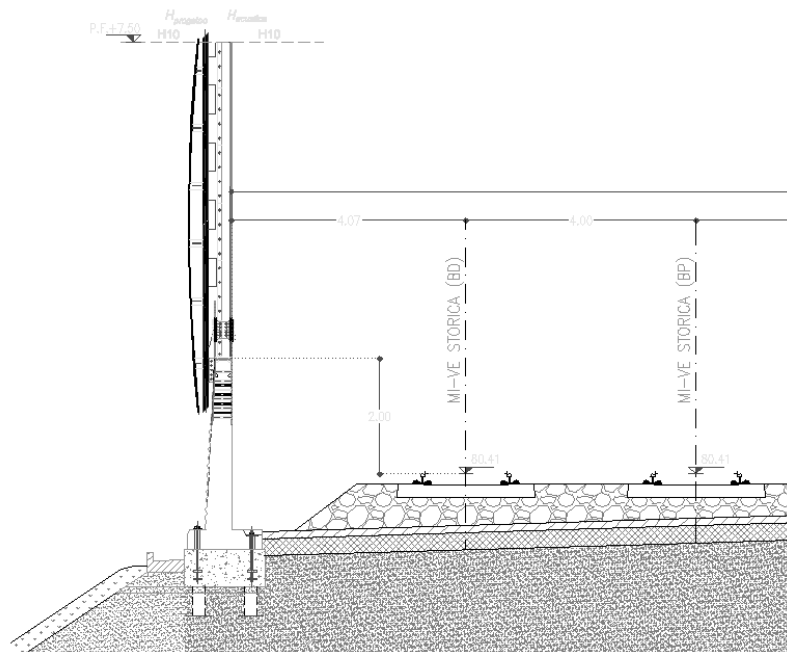


Figura - 8 Sezioni considerate per le verifiche

6.2.1 Combinazione dei carichi agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

Combinazioni per lo SLU di fatica

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

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

Combinazione ciclica

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

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

Combinazione caratteristica (rara), SLE irreversibili

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

Combinazione frequente, SLE reversibili

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

Combinazione quasi permanente (SLE), effetti di lungo termine

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

6.2.3 Riepilogo coefficienti

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU A1

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

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU A2

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

Coefficiente di combinazione ψ delle azioni

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

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

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

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

“SLU” = combinazione agli stati limite ultimi

“DEAD” = peso proprio

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

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

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

“P.vento” = azione del vento

“P.aereo” = azione aerodinamica

6.3 Tabella Riassuntiva Combinazioni di carico

Statica

	DEAD	G1 (ACCIAIO)	P.A.	P.B.	P.Vento	P.Aereo
SLU1	1,35	1,35	0	1,35	1,5	1,5
SLU2	1,35	1,35	1,35	0	-1,5	-1,5
SLU3	1,35	1,35	0	1,35	1,5	1,5
SLU4	1,35	1,35	1,35	0	-1,5	-1,5
SLU5	1,35	1,35	0	1,35	-1,5	1,5
SLU6	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-1,5
SLU7	1,35	1,35	0	1,35	1,5	1,5
SLU8	1,35	1,35	1,35	0	-1,5	-1,5
SLU9	1	1	0	1	1,5	1,5
SLU10	1	1	1	0	-1,5	-1,5
SLU11	1	1	0	1	1,5	1,5
SLU12	1	1	1	0	-1,5	-1,5
SLU13	1	1	0	1	-1,5	1,5
SLU14	1	1	1	0	1,5	-1,5
SLU15	1	1	0	1	1,5	1,5
SLU16	1	1	1	0	-1,5	-1,5
SLE1 (RARA)	1	1	0	1	1	1
SLE2 (RARA)	1	1	0	1	-1	-1
SLE3 (RARA)	1	1	1	0	1	1
SLE4 (RARA)	1	1	1	0	-1	-1

SLE5 (RARA)	1	1	0	1	1	1
SLE6 (RARA)	1	1	0	1	-1	-1
SLE7 (RARA)	1	1	1	0	1	1
SLE8 (RARA)	1	1	1	0	-1	-1
SLE9 (FREQ)	1	1	0	1	1	1
SLE10 (FREQ)	1	1	0	1	-1	-1
SLE11 (FREQ)	1	1	0	1	0	0
SLE12 (FREQ)	1	1	0	1	0	0
SLE13 (FREQ)	1	1	1	0	-1	-1
SLE14 (FREQ)	1	1	1	0	1	1
SLE15 (FREQ)	1	1	1	0	0	0
SLE16 (FREQ)	1	1	1	0	0	0
SLE17(Q.PERM)	1	1	0	1	0	0
SLE18(Q.PERM)	1	1	1	0	0	0

Sismica

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

7 VERIFICHE TRAVE

La trave a sostegno dei moduli delle barriere viene realizzata da prima attraverso travi tipo NPS Basic, che fungono da cassero auto portante, poi vengono solidarizzate con i due plinti attraverso il getto di completamento e le opportune armature. Di conseguenza il vincolo che si viene a creare è quello dell'incastro.

7.1.1 Sollecitazioni **COMBINAZIONI STATICHE** estradosso trave:

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

	N	T	M
	KN	KN	KN-m
SLU1	465,24	169,2	934,26
SLU2	433,98	-169,2	-934,26
SLU3	465,24	169,2	934,26
SLU4	433,98	-169,2	-934,26
SLU5	465,24	-119,13	-657,81
SLU6	433,98	119,13	657,81
SLU7	465,24	169,2	934,26
SLU8	433,98	-169,2	-934,26
SLU9	344,64	169,2	934,26
SLU10	321,45	-169,2	-934,26
SLU11	344,64	169,2	934,26
SLU12	321,45	-169,2	-934,26
SLU13	344,64	-119,13	-657,81
SLU14	321,45	119,13	657,81
SLU15	344,64	169,2	934,26
SLU16	321,45	-169,2	-934,26
SLE1 (RARA)	344,64	112,8	622,86
SLE2 (RARA)	344,64	-112,8	-622,86
SLE3 (RARA)	321,45	112,8	622,86
SLE4 (RARA)	321,45	-112,8	-622,86
SLE5 (RARA)	344,64	112,8	622,86
SLE6 (RARA)	344,64	-112,8	-622,86
SLE7 (RARA)	321,45	112,8	622,86
SLE8 (RARA)	321,45	-112,8	-622,86
SLE9 (FREQ)	344,64	112,8	622,86
SLE10 (FREQ)	344,64	-112,8	-622,86
SLE11 (FREQ)	344,64	0	0
SLE12 (FREQ)	344,64	0	0
SLE13 (FREQ)	321,45	-112,8	-622,86
SLE14 (FREQ)	321,45	112,8	622,86
SLE15 (FREQ)	321,45	0	0
SLE16 (FREQ)	321,45	0	0
SLE17(Q,PERM)	344,64	0	0
SLE18(Q,PERM)	321,45	0	0

7.1.2 Sollecitazioni COMBINAZIONI SISMICHE estradosso trave:

Per il calcolo delle azioni sismiche, si considerano tutte la masse sismiche che entrano in gioco

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

Combinazioni:

Sismica

	PP	P.A.	P.B.	Sisma P.A.	Sisma P.B.
Sismica 1	1	1	0	1	0
Sismica 2	1	0	1	0	1
Sismica 3	1	1	0	-1	0
Sismica 4	1	0	1	0	-1

Risultati Sismica

	N	T	M
	KN	KN	KN-m
Sismica 1	321.456	128.583	267.624
Sismica 2	344.631	137.853	328.203
Sismica 3	321.456	110.043	146.463
Sismica 4	344.631	100.773	85.884



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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	43 di 63

7.1.3 Verifica Sezione Maggiormente Sollecitata

Considerando lo schema di trave incastrata

Nella sezione più sollecitata si ha

$$M_x = 885.70 \text{ kNm}$$

$$T = 775.11 \text{ kN}$$

Considerando un'armatura superiore ed inferiore di 14 \varnothing 26

Il momento resistente della sezione è 997.50

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : Trave

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	160	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	74,33	3
2	74,33	37

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 M-curvatura

Precompresso

Materiali

B450C		C28/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M_{xRd} 997,5 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 22,99 ‰
 d 37 cm
 x 4,889 x/d 0,1321
 δ 0,7

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	44 di 63

Per il taglio si prevedono staffe f10 a 8 bracci

sen α_{cw} [#] =	1
b_w [mm] =	1600
d [mm] =	370
z [mm] = $0,9 \cdot d$ =	333
v_1 =	0,5400
f_{ck} [MPa] =	25,0
f_{cd} [MPa] =	16,7
$f_{ctk;0,05}$ [Mpa] =	1,8
θ [°] =	21,8
θ [rad] =	0,38
cot θ =	2,50
tan θ =	0,40

Base Sezione

Altezza utile

(coeff. Rid. per le resistenze di lunga durata)

Cilindrico Caratteristico

(incl. puntoni di cls rispetto asse trave)

Diametro Staffe [mm] =	10
Braccia Staffe =	8
A_{sw} [mm ²] =	628,3
s [mm] = Passo Staffe =	100 ≤ 277,5 mm

Formule Preliminari:

$V_{RD,cls}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$ =	1653431,8	Bielle Cls Comprese
$V_{RD,max}$ [kN] =	1653,4	
$V_{RD,s}$ [N] = $(A_{sw}/b_w) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ =	1137201,1	Bielle Acciaio Tese
$V_{RD,s}$ [kN] =	1137,2	

Per $\theta = 45^\circ$ -->	$V_{RD,cls,max}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,5$ =	2397600,0
Per $\theta = 21,8^\circ$ -->	$V_{RD,cls,min}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,3448$ =	1653431,8

V_{RD} [N] = TAGLIO RESISTENTE =	1137201,1
V_{RD} [kN] = TAGLIO RESISTENTE =	1137,2



Il taglio viene verificato.

8 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

8.1 Sezione di interfaccia cordolo di fondazione testa micropali

Sul cordolo di fondazioni dallo schema di trave incastrata si hanno le seguenti sollecitazioni massime:

$$M_x = 885.70 \text{ kNm}$$

$$N = 775.11 \text{ kN}$$

8.2 Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo

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

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

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

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

	Np+	Np-	Vp
	KN	KN	KN
SLU1	317,67	-201,36	21,15
SLU2	-205,275	313,77	-21,15
SLU3	317,67	-201,36	21,15
SLU4	-205,275	313,77	-21,15
SLU5	-124,575	240,885	-14,895
SLU6	236,97	-128,475	14,895
SLU7	317,67	-201,36	21,15
SLU8	-205,275	313,77	-21,15
SLU9	302,595	-216,435	21,15
SLU10	-219,345	299,7	-21,15
SLU11	302,595	-216,435	21,15
SLU12	-219,345	299,7	-21,15
SLU13	-139,65	225,81	-14,895
SLU14	222,9	-142,545	14,895
SLU15	302,595	-216,435	21,15
SLU16	-219,345	299,7	-21,15
SLE1 (RARA)	216,09	-129,93	14,1
SLE2 (RARA)	-129,93	216,09	-14,1

<i>SLE3 (RARA)</i>	213,195	-132,825	14,1
<i>SLE4 (RARA)</i>	-132,825	213,195	-14,1
<i>SLE5 (RARA)</i>	216,09	-129,93	14,1
<i>SLE6 (RARA)</i>	-129,93	216,09	-14,1
<i>SLE7 (RARA)</i>	213,195	-132,825	14,1
<i>SLE8 (RARA)</i>	-132,825	213,195	-14,1
<i>SLE9 (FREQ)</i>	216,09	-129,93	14,1
<i>SLE10 (FREQ)</i>	-129,93	216,09	-14,1
<i>SLE11 (FREQ)</i>	43,08	43,08	0
<i>SLE12 (FREQ)</i>	43,08	43,08	0
<i>SLE13 (FREQ)</i>	-132,825	213,195	-14,1
<i>SLE14 (FREQ)</i>	213,195	-132,825	14,1
<i>SLE15 (FREQ)</i>	40,185	40,185	0
<i>SLE16 (FREQ)</i>	40,185	40,185	0
<i>SLE17(Q.PERM)</i>	43,08	43,08	0
<i>SLE18(Q.PERM)</i>	40,185	40,185	0
<i>Sismica 1</i>	114,525	-34,155	16,08
<i>Sismica 2</i>	134,25	-48,09	17,235
<i>Sismica 3</i>	80,865	-0,51	13,755
<i>Sismica 4</i>	66,93	19,215	12,6

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

Np+ max	Np- max	Vp max
KN	KN	KN
317,67	313,77	21,15

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI SCAVALCO=11.00 m	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 007	REV. A

8.3 Verifiche geotecniche

8.4 Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali

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

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

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

8.5 Verifica di capacità portante del micropalo

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

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

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

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

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

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

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

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

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno.

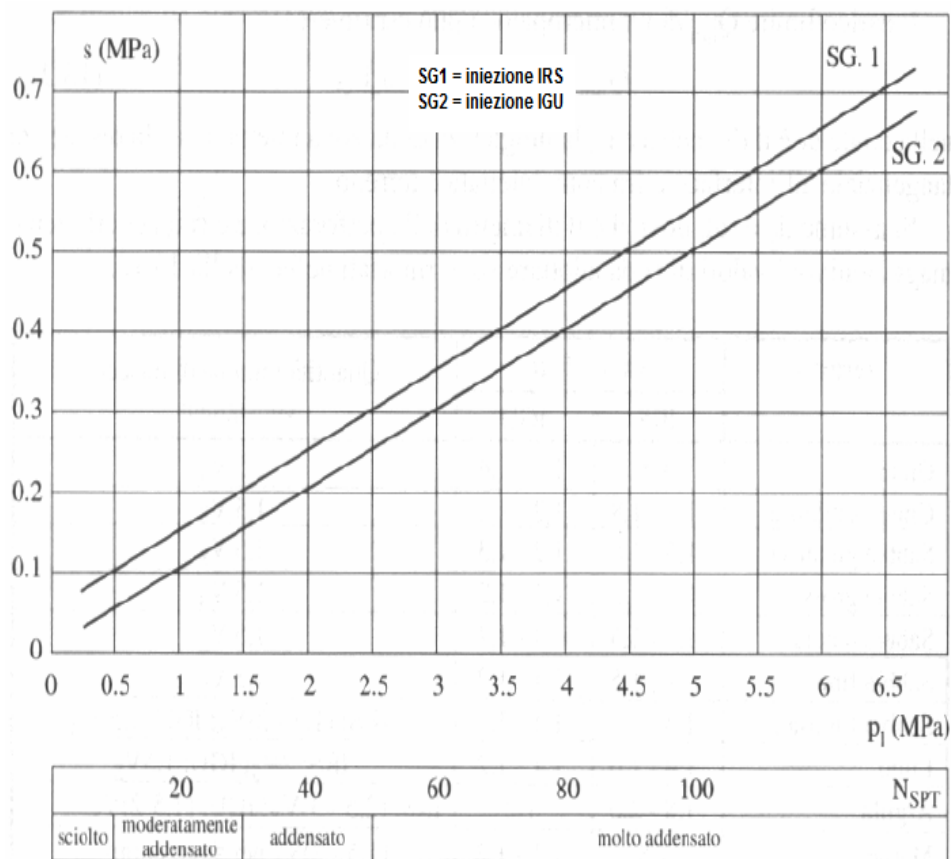
Secondo tale metodo, il carico limite del micropalo viene calcolato in funzione di un coefficiente adimensionale α , che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno e della resistenza tangenziale τ all'interfaccia palo-terreno, funzione sia della natura che delle caratteristiche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

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

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) V_s	1.5 V_s
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 V_s	1.5 V_s
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) V_s	(1.5 - 2) V_s
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) V_s per strati compatti	
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) V_s per strati poco fratturati; 2 V_s o più per strati fratturati	

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

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

Tabella 2: Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

Figura - 9 Abaco per la determinazione di s per sabbie

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

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

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

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

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

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

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

NUMERO DI VERTICALI INDAGATE	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 8.5-3 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

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

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

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

$$E_d \leq R_d$$

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

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

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

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

COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO O DI WINKLER

Formula binomia $K_s = A_s + B_s \cdot z^n$ con A_s e B_s espressi in N/cmc, z in m

strato		A_s	B_s	n
1	Rilevato	20,22276	35,23194	0,5
2	Ghiaia Sabbiosa fino a 5m	31,31423	50,16718	0,5
3	Ghiaia Sabbiosa fino a 5m	24,50149	41,3916	0,5
4	Ghiaia Sabbiosa fino a 5m	24,50149	41,3916	0,5

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Combinazione di carico allo SLU n° 1 (Carico MAX)

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)

sez./nodo	x (m)	N_x (kN)	T_z (kN)	M_y (kN*m)
1	0,0	-412,97	-22,80	0,00
2	0,5	-414,54	-8,85	-11,40
3	1,0	-416,11	1,02	-15,83
4	1,5	-417,68	6,25	-15,32
5	2,0	-419,26	7,80	-12,19
6	2,5	-420,83	7,06	-8,29
7	3,0	-422,40	5,28	-4,76
8	3,5	-423,97	3,34	-2,12
9	4,0	-425,54	1,72	-0,45
10	4,5	-427,11	0,61	0,41
11	5,0	-428,68	-0,01	0,72
12	5,5	-430,26	-0,38	0,72
13	6,0	-431,83	-0,44	0,52
14	6,5	-433,40	-0,34	0,31

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	52 di 63

15	7,0	-434,97	-0,21	0,14
16	7,5	-436,54	-0,10	0,03
17	8,0	-438,11	-0,02	-0,02
18	8,5	-439,68	0,02	-0,03
19	9,0	-441,25	0,03	-0,02
20	9,5	-442,83	0,01	-0,01
21	10,0	-444,40	0,01	0,00

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PALO (calcolo FEM)

Ks = costante orizzontale di Winkler (N/cmc)

RvX = componente della reazione vincolare lungo X (kN)

RvY = componente della reazione vincolare lungo Y (kN)

RvZ = componente momento della reazione vincolare (kN*m)

pXv = pressione orizzontale del terreno (molle) (kN/mq)

sez./nodo	x (m)	Ks	RvX	RvY	RvZ	pXv
1	0	20,22	3,61	0	0	57,76
2	0,5	45,14	10,73	0	0	85,83
3	1	55,45	7,6	0	0	60,77
4	1,5	63,37	4,02	0	0	32,19
5	2	70,05	1,19	0	0	9,55
6	2,5	75,93	-0,57	0	0	-4,56
7	3	81,25	-1,37	0	0	-10,97
8	3,5	86,14	-1,5	0	0	-11,96
9	4	90,69	-1,24	0	0	-9,94
10	4,5	94,96	-0,85	0	0	-6,82
11	5	99	-0,48	0	0	-3,84
12	5,5	148,97	-0,29	0	0	-2,3
13	6	154,2	-0,04	0	0	-0,32
14	6,5	159,22	0,07	0	0	0,59
15	7	164,04	0,1	0	0	0,82
16	7,5	168,7	0,09	0	0	0,69
17	8	173,21	0,06	0	0	0,45
18	8,5	177,58	0,03	0	0	0,23
19	9	181,82	0,01	0	0	0,06
20	9,5	185,94	-0,01	0	0	-0,07
21	10	189,96	-0,01	-341,84	0	-0,18

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO PALO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate al palo, $SF_x = -21,15$ kN

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommRvX = 21,15$ kN

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $SF_x + SommRvX = 0,00$ kN

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio del palo, $W_p = 24,17$ kN

somma delle forze verticali applicate al palo, $SF_y = 317,67$ kN

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $SommRvY = -341,84$ kN

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $W_p + SF_y + SommRvY = 0,00$ kN

Equilibrio alla rotazione (attorno alla testa del palo-primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate al palo, $MF_x = 0,00$ kN*m

momento delle reazioni vincolari lungo X, $MRvX = 0,00$ kN*m

reazioni vincolari momento, $MRvZ = 0,00$ kN*m

equazione di equilibrio alla rotazione: $MF_x + MRvX + MRvZ = 0,00$ kN*m

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,29	3,73	-0,002
2	0,5	-0,19	3,72	-0,0018
3	1	-0,11	3,72	-0,0014
4	1,5	-0,05	3,72	-0,001
5	2	-0,01	3,71	-0,0006
6	2,5	0,01	3,71	-0,0003
7	3	0,01	3,71	-0,0001
8	3,5	0,01	3,71	0
9	4	0,01	3,7	0,0001
10	4,5	0,01	3,7	0,0001
11	5	0	3,7	0,0001
12	5,5	0	3,69	0
13	6	0	3,69	0
14	6,5	0	3,69	0
15	7	0	3,68	0
16	7,5	0	3,68	0
17	8	0	3,68	0
18	8,5	0	3,68	0
19	9	0	3,67	0
20	9,5	0	3,67	0
21	10	0	3,67	0

VERIFICA SEZIONI A SFORZO NORMALE ECCENTRICO E TAGLIO
Dati meccanici della sezione

 Resistenza plastica a sforzo normale della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=5.826,41$ kN

 Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Av_z=222,46$ cmq

 Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=3.363,88$ kN

 Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=122,57$ kN*m

 Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=208,09$ kN*m

 tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=262$ N/mmq

Dati sulle verifiche delle sezioni

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mmq)

 M_{cy_Rd} : resistenza di progetto sezione soggetta a presso/tenso-flessione retta (kN*m)

sez.	x (m)	Nx (kN)	Tz (kN)	My (kN*m)	sid_m	M_{cy_Rd}	Verif?
1	0	-412,97	-22,8	0	18,7		SI
2	0,5	-414,54	-8,85	-11,4	43		SI
3	1	-416,11	1,02	-15,83	52,5		SI
4	1,5	-417,68	6,25	-15,32	51,5		SI
5	2	-419,26	7,8	-12,19	44,9		SI
6	2,5	-420,83	7,06	-8,29	36,6		SI
7	3	-422,4	5,28	-4,76	29,2		SI
8	3,5	-423,97	3,34	-2,12	23,6		SI
9	4	-425,54	1,72	-0,45	20,1		SI
10	4,5	-427,11	0,61	0,41	20,1		SI
11	5	-428,68	-0,01	0,72	20,8		SI
12	5,5	-430,26	-0,38	0,72	20,9		SI
13	6	-431,83	-0,44	0,52	20,5		SI
14	6,5	-433,4	-0,34	0,31	20,1		SI
15	7	-434,97	-0,21	0,14	19,9		SI
16	7,5	-436,54	-0,1	0,03	19,7		SI
17	8	-438,11	-0,02	-0,02	19,7		SI
18	8,5	-439,68	0,02	-0,03	19,8		SI
19	9	-441,25	0,03	-0,02	19,9		SI
20	9,5	-442,83	0,01	-0,01	19,9		SI
21	10	-444,4	0,01	0	20		SI

 Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR}=208,09$ kN*m

CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI
APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)
Azione di progetto

$E_d = gG_s * N_x0g + gQ_s * N_x0q + gG_s * W_p = 444,40 \text{ kN}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

Parametri geotecnici di progetto

tensione tangenziale o resistenza unitaria ad attrito laterale strato 1, $q_{s_d} = 100 \text{ kN/mq}$

tensione tangenziale o resistenza unitaria ad attrito laterale strato 2, $q_{s_d} = 110 \text{ kN/mq}$

Resistenza alla punta

Resistenza alla punta, $P_{max} = 173,18 \text{ kN}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max} = 1.154,54 \text{ kN}$

Verticale di indagine n° 2 (verticale n. 2)

Parametri geotecnici di progetto

tensione tangenziale o resistenza unitaria ad attrito laterale strato 1, $q_{s_d} = 110 \text{ kN/mq}$

tensione tangenziale o resistenza unitaria ad attrito laterale strato 2, $q_{s_d} = 130 \text{ kN/mq}$

Resistenza alla punta

Resistenza alla punta, $P_{max} = 197,92 \text{ kN}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max} = 1.319,47 \text{ kN}$

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio), $P_{max_med} = 185,55 \text{ kN}$

Resistenza alla punta (valore minimo), $P_{max_min} = 173,18 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore medio), $S_{max_med} = 1.237,00 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore minimo), $S_{max_min} = 1.154,54 \text{ kN}$

Fattore di correlazione, $\xi_3 = 1,65$

Fattore di correlazione, $\xi_4 = 1,55$

Resistenza alla punta (valore caratteristico), $P_{max_k} = 111,73 \text{ kN}$

Resistenza laterale (valore caratteristico), $S_{max_k} = 744,86 \text{ kN}$

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d} = P_{max_k} / \gamma_b = 82,76 \text{ kN}$

Resistenza laterale di progetto, $S_{max_d} = S_{max_k} / \gamma_s = 647,71 \text{ kN}$

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 730,47 \text{ kN}$

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{limt_d} = S_{max_d} = 647,71 \text{ kN}$

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $E_t = Q_{lim_d} / E_d = 1,64$

CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR} = 208,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$Ed=gGs*Tz0g+gQs*Tz0q=27,49 \text{ kN}$
Resistenza di progetto
Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

 angolo di resistenza al taglio di progetto, $Fi_d=38^\circ$

 coefficiente di spinta passiva, $Kp=4,203746$

 reazione orizzontale del terreno alla profondità L, $p(L)=567,51 \text{ kN/m}$

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

 profondità f in cui si forma la seconda cerniera plastica, $f=2,8 \text{ m}$

 Carico limite trasversale, $Tlim=222,79 \text{ kN}$
Verticale di indagine n° 2 (verticale n. 2)

 angolo di resistenza al taglio di progetto, $Fi_d=38^\circ$

 coefficiente di spinta passiva, $Kp=4,203746$

 reazione orizzontale del terreno alla profondità L, $p(L)=567,51 \text{ kN/m}$

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

 profondità f in cui si forma la seconda cerniera plastica, $f=2,8 \text{ m}$

 Carico limite trasversale, $Tlim=222,79 \text{ kN}$
Carico limite trasversale di progetto

 valore medio, $Tlim_med=222,79 \text{ kN}$

 valore minimo, $Tlim_min=222,79 \text{ kN}$

 fattore di correlazione $\xi_3=1,65$

 fattore di correlazione $\xi_4=1,55$

 Carico limite trasversale (valore caratteristico), $Tlim_k=135,02 \text{ kN}$

 Carico limite trasversale di progetto, $Tlim_d=103,86 \text{ kN}$
Verifica al carico limite per carichi trasversali

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

 coeff. di sicurezza, $Tlim_d/Ed=3,78$
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazione di carico allo SLE n° 1 (Comb. 1)
SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)

sez./nodo	x (m)	Nx (kN)	Tz (kN)	My (kN*m)
1	0,0	-80,00	-11,85	-5,00
2	0,5	-81,21	-2,99	-10,93
3	1,0	-82,42	2,85	-12,42
4	1,5	-83,63	5,54	-11,00
5	2,0	-84,83	5,91	-8,23
6	2,5	-86,04	4,94	-5,27

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	57 di 63

7	3,0	-87,25	3,48	-2,80
8	3,5	-88,46	2,06	-1,06
9	4,0	-89,67	0,96	-0,03
10	4,5	-90,88	0,24	0,44
11	5,0	-92,09	-0,13	0,57
12	5,5	-93,30	-0,32	0,50
13	6,0	-94,50	-0,31	0,34
14	6,5	-95,71	-0,23	0,19
15	7,0	-96,92	-0,13	0,07
16	7,5	-98,13	-0,05	0,01
17	8,0	-99,34	-0,01	-0,02
18	8,5	-100,55	0,01	-0,02
19	9,0	-101,76	0,02	-0,01
20	9,5	-102,96	0,01	0,00
21	10,0	-104,17	0,01	0,00

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,25	1,13	-0,002
2	0,5	-0,16	1,13	-0,0017
3	1	-0,08	1,13	-0,0012
4	1,5	-0,03	1,13	-0,0008
5	2	0	1,13	-0,0004
6	2,5	0,01	1,13	-0,0002
7	3	0,01	1,13	0
8	3,5	0,01	1,13	0,0001
9	4	0,01	1,13	0,0001
10	4,5	0,01	1,13	0,0001
11	5	0	1,13	0
12	5,5	0	1,13	0
13	6	0	1,12	0
14	6,5	0	1,12	0
15	7	0	1,12	0
16	7,5	0	1,12	0
17	8	0	1,12	0
18	8,5	0	1,12	0
19	9	0	1,12	0
20	9,5	0	1,12	0



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

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	58 di 63

21 10 0 1,12 0

9 VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 105x45cm.

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

9.1 Armatura minima

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

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

Dove:

b_t è la larghezza media della zona tesa

d è l'altezza utile della sezione

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

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

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

Dove:

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

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

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

Dati della sezione

H = 65 cm B = 140 cm h = 60 cm h' = 5 cm

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

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

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

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

staffe $\phi = 12mm$

numero di bracci $n_{br} = 4$

passo $s = 280 mm$

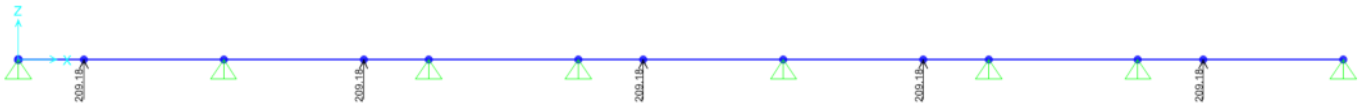
inclinazione staffe $\alpha = 90^\circ$

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

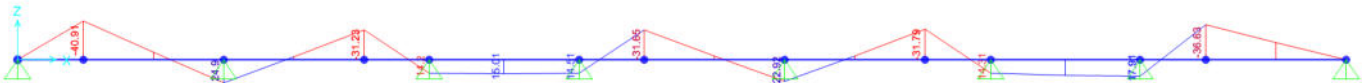
A_{tot} staffe = 16.2 cm² / m

9.2 Verifica strutturale

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



Trave di fondazione: schema di calcolo SLU



9.3 Verifica pressoflessione

Titolo :

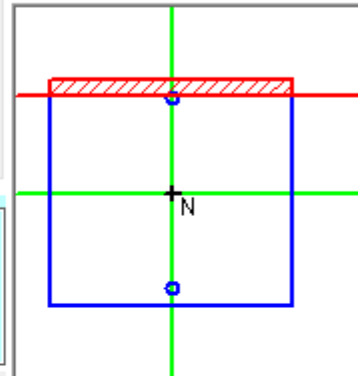
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	5
2	9.42	60

Tipo Sezione

-
- Rettan.re
-
- Trapezi
-
-
- a T
-
- Circolare
-
-
- Rettangoli
-
- Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	40.91	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0
 Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n
 Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 215.5 kN m

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 41.72 ‰

d 60 cm

x 4.644 x/d 0.0774

δ 0.7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

 Precompresso

9.4 Verifica a taglio

SEZIONE			
b _w	=	70	cm
h	=	65	cm
c	=	5	cm
d	=	h-c	= 60 cm
MATERIALI			
f _{ywd}	=	391.30	MPa
R _{ck}	=	35	MPa
γ_c	=	1.5	

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
 SCAVALCO=11.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	BA 00 00 007	A	62 di 63

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

ARMATURE A TAGLIO

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

□

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO
Calcolo di cot θ

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

$$\theta = 13.55^\circ$$

□

IPOTESI

$$\text{Cot } \vartheta = 1 \quad \vartheta = 45^\circ$$

Armatura trasversale

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

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

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

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

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

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

9.5 Verifica a sfilamento

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

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

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI SCAVALCO=11.00 m	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO BA 00 00 007	REV. A

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

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

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

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

10 CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere come il tipologico di progetto adottato risponda correttamente a tutti i requisiti di resistenza con opportuno margine di sicurezza. Tutte le tipologie di barriere adottate lungo l'opera che ricadono tra Scavalco L=11.00m e per le quali non è stata effettuata specifica analisi possono essere rappresentate dal tipologico analizzato e garantiscono coefficienti di sicurezza maggiori rispetto a quelli riportati nel presente documento.

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

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

INCIDENZA DELLE ARMATURE

- Trave 270 kg/m^3
- Plinti di fondazione 150 kg/m^3