

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO DEFINITIVO

**INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT
BARRIERE ANTIRUMORE NUOVA INTERCONNESSIONE LINEA STORICA
DA PK 106+689 A PK 113+687.220**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	C L	B A V C 0 0	0 0 1	D

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Cambio tipologia barriere	CCR Ing.	21/04/15	COCIV	23/04/15	A.Palomba	24/04/15	 Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
C00	Rev.Ist. A30100D09ISBA00000 01A del 17/06/2015	CCR Ing.	24/07/15	COCIV		A.Mancarella	28/07/15	
D00	Rev. prot. 0002131/CTVA M.A.T.T.	AIE	27/07/16	COCIV	27/07/16	A. Mancarella	27/07/16	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-001-D00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

Fondazioni B.A. continue su micropali- Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-001-D00	Foglio 4 di 40

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	6
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
2.1.	Normativa tecnica vigente	7
3.	METODO DI CALCOLO.....	9
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	9
4.1.	Calcestruzzo Per Le Strutture.....	9
4.2.	Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato	10
4.3.	Micropali.....	10
5.	PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO	11
6.	INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	11
7.	MODELLAZIONE	12
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	13
8.1.	Condizioni Elementari Di Carico	13
8.2.	Combinazioni Di Carico	13
8.3.	Definizione Dei Carichi	14
8.4.	grafici esplicativi dei carichi	19
9.	PERICOLOSITAqSISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA20	
9.1.	Azione sismica	20
10.	VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI.....	21
10.1.	Calcolo Della Capacità Portante Verticale Del Micropalo.....	22
10.2.	Calcolo Della Capacità Portante Orizzontale Del Micropalo	26
11.	VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE TIPO 1	29
11.1.	Sollecitazioni	29
11.2.	Capacità Portante Verticale Del Micropalo	30
11.3.	Capacità Portante Orizzontale Del Micropalo	30
12.	VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE TIPO 2	31
12.1.	Sollecitazioni	31
12.2.	Capacità Portante Verticale Del Micropalo	32
12.3.	Capacità Portante Orizzontale Del Micropalo	32
13.	VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE TIPO 3	33
13.1.	Sollecitazioni	33
13.2.	Capacità Portante Verticale Del Micropalo	34
13.3.	Capacità Portante Orizzontale Del Micropalo	34



14.	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLI DI FONDAZIONE	35
14.1.	VERIFICA CORDOLO TIPO 1.....	35
14.2.	VERIFICA CORDOLO TIPO 2 E 3	37
14.3.	INCIDENZA ARMATURE	40

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA su micropali tipo 1,2 e 3, da realizzare sulla tratta ferroviaria Milano-Genova, in corrispondenza del comune di Novi Ligure, per l'installazione delle Barriere Antirumore.

Tale tipologia strutturale prevede l'installazione delle barriere antirumore su cordoli continui in c.a. rispettivamente di sezione:

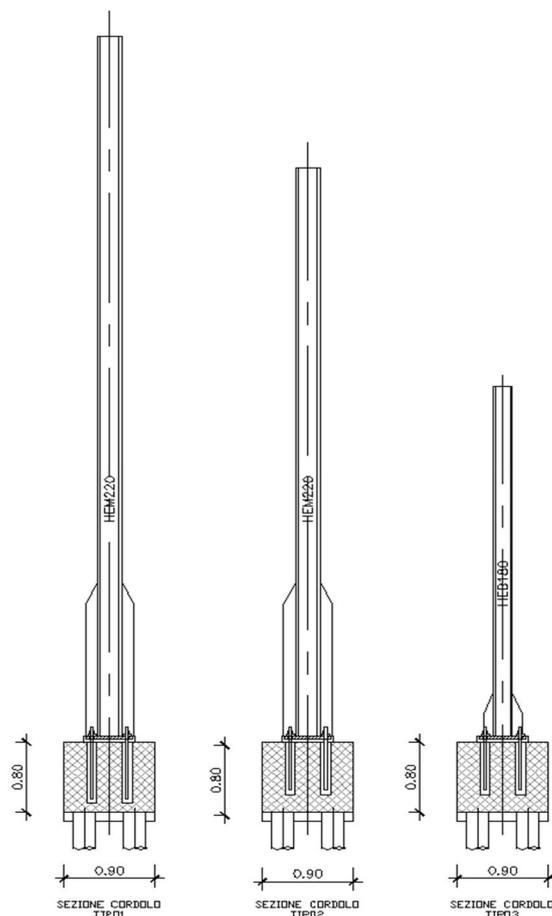
Cordolo tipo 1: 0,90x0,80m (interasse montanti 2 m)

Cordolo tipo 2: plinto 1,50x0,90x0,80 con travi di collegamento 0,90x0,25 (interasse montanti 3 m)

Cordolo di tipo 3: plinto 1,50x0,90x0,80 con travi di collegamento 0,90x0,25 (interasse montanti 3 m).

I cordoli di tipo 1 sono su micropali Ø220mm disposti a quinconce con interasse trasversale di 0,50 m ed interasse longitudinale di 1,00m.

I plinti dei cordoli di tipo 2 e 3 sono poggiati su micropali Ø220mm disposti a quinconce con interasse trasversale di 0,50 m ed interasse longitudinale di 1,00m.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-001-D00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 40</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto é redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 öNorme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioneö
- [NT_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 öIstruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazioneö.
- [NT_3]. D.M. 09.01.1996 öNorme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metallicheö
- [NT_4]. D.M. 16.01.1996 öNorme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- [NT_5]. Circolare 156 del 04.07.1996 öIstruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichiö
- [NT_6]. D.M. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- [NT_7]. Ministero LL.PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- [NT_8]. D.M. 16.01.1996 öNorme tecniche per le costruzioni in zone sismicheö
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 1 ó öCriteri per l'individuazione delle zone sismiche ó Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zoneö
- [NT_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 4 ó öNorme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreniö
- [NT_11]. Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- [NT_12]. O.P.C.M. n. 3519 28 aprile 2006 óöCriteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (GU n. 108 del 11-5-2006)ö
- [NT_13]. Raccomandazioni AICAP öAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. Maggio 1993.
- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 ó öSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari ó Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.ö
- [NT_15]. Istruzioni FF.SS. 44a - öCriteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviariaö.
- [NT_16]. Prescrizioni tecniche per la progettazione FF.SS. - öManuale di progettazione - Corpo stradaleö

2.1. **NORMATIVA TECNICA VIGENTE**

- [NT_17]. Norma UNI EN 206-1:2006 öCalcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformitàö

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-001-D00 Foglio 8 di 40

- [NT_18]. UNI EN 197-1 giugno 2001 ó òCemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [NT_19]. UNI EN 11104 marzo 2004 ó òCalcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per la applicazione delle EN 206-1
- [NT_20]. Linee guida sul calcestruzzo strutturale - 5 aprile 2013- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- [NT_21]. UNI EN 1991-1-5:2004 òEurocodice 1 ó Azioni sulle strutture ó Azioni in generale ó Azioni termicheö
- [NT_22]. UNI EN 1992-1-1:1993 òEurocodice2 ó Progettazione delle strutture in calcestruzzo ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_23]. UNI EN 1993-1-1:2005 òEurocodice 3 ó Progettazione delle strutture in acciaio ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_24]. UNI EN 1997-1:1997 òEurocodice 7 ó Progettazione geotecnica ó Parte 1: Regole generaliö
- [NT_25]. Raccomandazioni AICAP òAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. giugno 2012.
- [NT_26]. Raccomandazioni AGI òRaccomandazioni sui pali di fondazioneö ed. dicembre 1984.
- [NT_27]. Norma UNI EN 10025 ó 2005 ó òProdotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT_28]. DM 16 Gennaio 1996 ó òNorme tecniche per le costruzioniö
- [NT_29]. D.M. 14.01.2008 òApprovazione delle nuove norme tecniche per le costruzioniö (G.U. n.29 del 04.02.2008)
- [NT_30]. C.M. 02.02.2009 òIstruzioni per la applicazione delle òNuove norme tecniche per le costruzioniö di cui al D.M. 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009)ö
- [NT_31]. Istruzioni RFI - RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A ó 21 dicembre 2011 ó òSpecifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.ö

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-001-D00 Foglio 9 di 40

3. METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo e di verifica utilizzato è quello degli stati limite (SLU-SLE). I risultati dell'analisi strutturale condotta per le singole condizioni di carico, moltiplicati da opportuni coefficienti e combinati in casi di carico, definiscono le sollecitazioni di calcolo delle membrature da verificare.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza e le azioni di calcolo sono stati assunti in conformità con il D.M. 16.01.96 e Norme tecniche per le costruzioni.

Le caratteristiche dei materiali sono state assunte in conformità con il D.M. 14.01.2008 e Norme tecniche per le costruzioni e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.), nonché alle Istruzioni RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Con riferimento alle normative citate le strutture sono state verificate adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali.

4.1. CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE

CALCESTRUZZO FONDAZIONI CONTINUE CLASSE C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$)

Classe di esposizione: XC4 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture in elevazione = 40mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: S3+S5 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati $\phi 32 \text{ mm}$

Classe contenuto cloruri: C1 0.2

CALCESTRUZZO PER MAGRONI CLASSE C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$)

Resistenza media $\geq 15 \text{ N/mm}^2$

Contenuto minimo cemento: 150 kg/m^3

4.2. ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per l'acciaio di armatura è stato utilizzato un acciaio B 450 C avente le seguenti caratteristiche.

$f_{y,k} = 450 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di snervamento #11.3.2 ó NTC08);

$f_{t,k} = 540 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di rottura #11.3.2 ó NTC08);

$\gamma_s = 1.15$ (coefficiente di sicurezza #4.1.2.1.1.3 ó NTC08).

4.3. MICROPALI

Malte e miscele per iniezioni: Rck× 25 MPa

Rapporto A/C Max in peso: 0.5

Classe contenuto cloruri: Cl 0.2

Acciaio tubi S355 JR

5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO

Per le caratteristiche geo meccaniche del terreno si assumono i parametri dedotti dalla relazione geologica del Dott. Geologo Anselmi.

LITOLOGIA TRATTO A:

0,0 ÷ 5,00 Limo Argilloso debolmente sabbioso di colore rossiccio con abbondanti inclusi eterogenei a spigoli vivi ed arrotondati

5,00 Ghiaia eterogenea ed etero metrica da sub angolare a sub arrotondata in matrice limoso sabbiosa di colore nocciola

PARAMETRI GEOTECNICI:

Litologia	γ	C	ϕ	E
	(t/m ³)	(Kg/cm ²)	(°)	(Kg/cm ²)
Limo argillo Debolmente sabbioso	1.8	0.2	25	200
Ghiaia	1.9	0.0	33	400
Argilla marnosa marne argillose	2.1	2.0	35	2000

6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Norme C.N.R.-U.N.I 10024/86: informazioni sul codice di calcolo.

Codice DOLMENWIN, versione 13, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidezza elastica.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (HERCULES della Soc. SOCOTEC - Parigi). La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. È possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

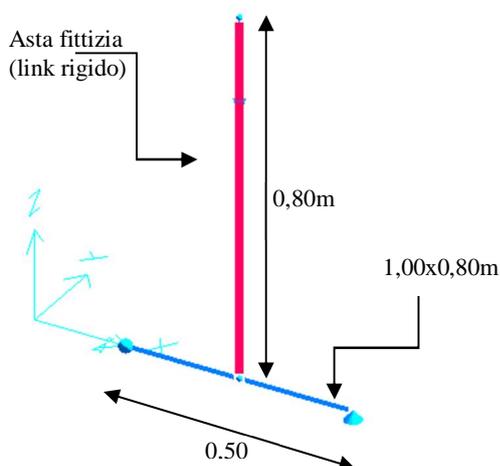
7. MODELLAZIONE

Le suddette tipologie strutturali sono state calcolate come travi semplicemente appoggiate (appoggi costituiti dai micropali) e caricate considerando un'eccentricità delle azioni pari allo spessore della trave.

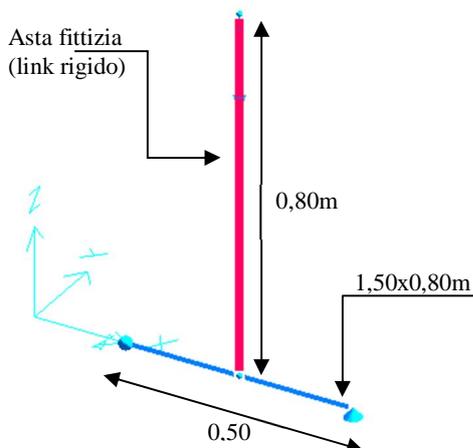
I modelli sono stati effettuati con elementi finiti monodimensionali (modello ad aste), ciascuno con la propria sezione reale.

MODELLI IN 3D

Cordoli tipo 1



Cordoli tipo 2 e 3



8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Nella seguente tabella si riportano le condizioni di carico analizzate nei modelli F.E.M.

per cordoli tipo 1, 2 e 3

Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	1	Peso proprio	Permanente		
<input type="radio"/> 002)	PP_pannelli	1	1	Permanente	Permanente		
<input type="radio"/> 003)	Vento + Sovraspinta_	1	2	A:Var abitazione	Var.abitazione		

8.2. COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	1.4PP+1.4Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.500	±		
2	1.0PP+1.0Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.500	±		

Si riporta una breve descrizione dei casi di carico considerati:

caso 1: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

caso 2: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere considerate come carichi favorevoli ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

Il sisma è stato trascurato in quanto produce delle azioni inferiori a quelle relative al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno.

8.3. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Di seguito vengono definiti tutti i carichi riportati al paragrafo precedente.

- **δPeso_Proprio**

Il peso proprio delle travi di fondazione si è applicato come carico concentrato sul nodo centrale, e calcolato distribuendo il peso complessivo di ciascun concio di trave di lunghezza pari a 1.00 m per il cordolo di tipo 1; mentre per le altre due tipologie si sono calcolati il peso del plinto più il peso del cordolo di collegamento che gravano su 2 pali. Ottenendo pertanto:

$$q_{\text{tipo1}} = 0.90 \cdot 0.80 \cdot 1.00 \cdot 2500 = 1800 \text{ daN}$$

$$q_{\text{tipo2,3}} = (1.5 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 2500 + 1.5 \cdot 0.9 \cdot 0.25 \cdot 2500) / 2 = 1181.3 \text{ daN/m}$$

- **δPp_pannelli**

In tale combinazione viene contemplato il peso dei pannelli sia in c.a. sia in acciaio delle barriere ed anche l'incidenza dei montanti costituiti da profili in acciaio.

Tali carichi sono stati desunti dai documenti sopra citati, di cui si riporta uno stralcio di seguito.

$$Pp_{\text{Pannelli acciaio}} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Pannelli c.a.}} = 350 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Profili}} = 20 \text{ daN/m}$$

La barriera antirumore è costituita da i primi 2m da pannelli in CLS e la restante parte da pannelli in acciaio. Nella tabella seguente si riporta per ogni altezza di barriera la azione verticale di compressione al netto del peso proprio del montante.

Barriera	z [m]	N [kN]
H0	3.0	22.50
H1	3.5	23.25
H2	4.0	24.00
H3A	4.5	24.75
H4A	5.0	25.50
H5A	5.5	26.25
H6A	6.0	27.00
H7A	6.5	27.75
H8A	7.0	19.00
H9A	7.5	19.50
H10	8.0	20.00

Le considerazioni, i calcoli e le verifiche allegate di seguito risultano valide anche nel caso in cui i pannelli di acciaio vengano sostituiti con dei pannelli di vetro stratificato tipo 8+1.52+8 mm.

Tele sostituzione, infatti, non comporta aumenti di carico rispetto alle considerazioni citate sopra in quanto il peso dei paraventi in vetro risulta minore di quelli in acciaio come mostrato nei calcoli sotto riportati:

$$\frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 43.2}{1000} / 1000$$

$$\frac{43.2}{1000} \cdot \frac{50}{1000} / 1000$$

• **δAzione del Ventoö**

Il carico del vento secondo il D.M. 16-01-1996 è il seguente:

$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ = pressione del vento

$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 391 \text{ N/m}^2$, pressione cinetica di riferimento

$v_{ref} = v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$, per $a_s < a_0$, velocità di riferimento del vento

$a_s = 200 \text{ m}$, altitudine sul livello del mare del sito

Zona 1 (Piemonte,..)

$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$; $a_0 = 1000 \text{ m}$; $a_s < a_0$

$$\left. \begin{aligned} C_e(z) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot a [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min} \\ C_e(z) &= C_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min} \end{aligned} \right\} \text{Coefficiente di esposizione}$$

Classe di rugosità del terreno C, Aree con ostacoli diffusi

Categoria III, sito distante oltre 30 Km dalla costa, altitudine <500m

$k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{min} = 5.00 \text{ m}$, $z = 6.00 \text{ m}$

$Z = z_{min}$

Calcolo coefficiente di topografia

$C_t = 1 + \beta \gamma [1 - 0.1(x/H)]$

$\beta = 0.5$ per $z/H \leq 0.75$

$\beta = 0.8 - 0.4(z/H)$ per $0.75 < z/H \leq 2$

$\beta = 0$ per $z/H > 2$

$\gamma = 0$ per $H/D \leq 0.10$

$\gamma = 1/0.20(H/D - 0.10)$ per $0.10 < H/D \leq 0.30$

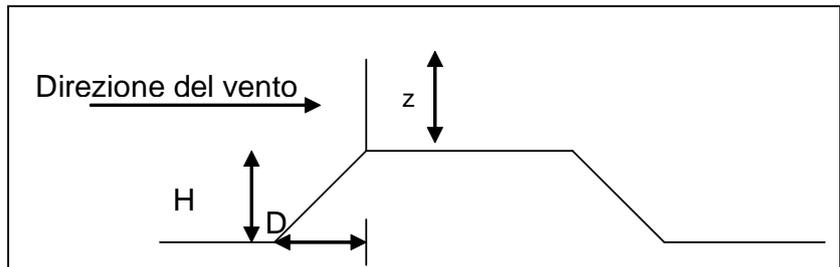
$\gamma = 1$ per $H/D > 0.30$

x , distanza tra ciglio rilevato e barriera

H , altezza rilevato

D , larghezza scarpata

z , altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori

($H=8\text{m}$, $D=12\text{m}$, $x=0$, $z=6.00\text{m}$), si ottiene:

$$z/H = 0.75 \quad \rightarrow \beta = 0.5$$

$$H/D = 0.66 \quad \rightarrow \gamma = 1$$

Quindi

$$C_t = 1.5$$

$$C_e = 3.23$$

$$C_p = 1.2 \text{ coefficiente di forma per pensiline con } \alpha > 35^\circ$$

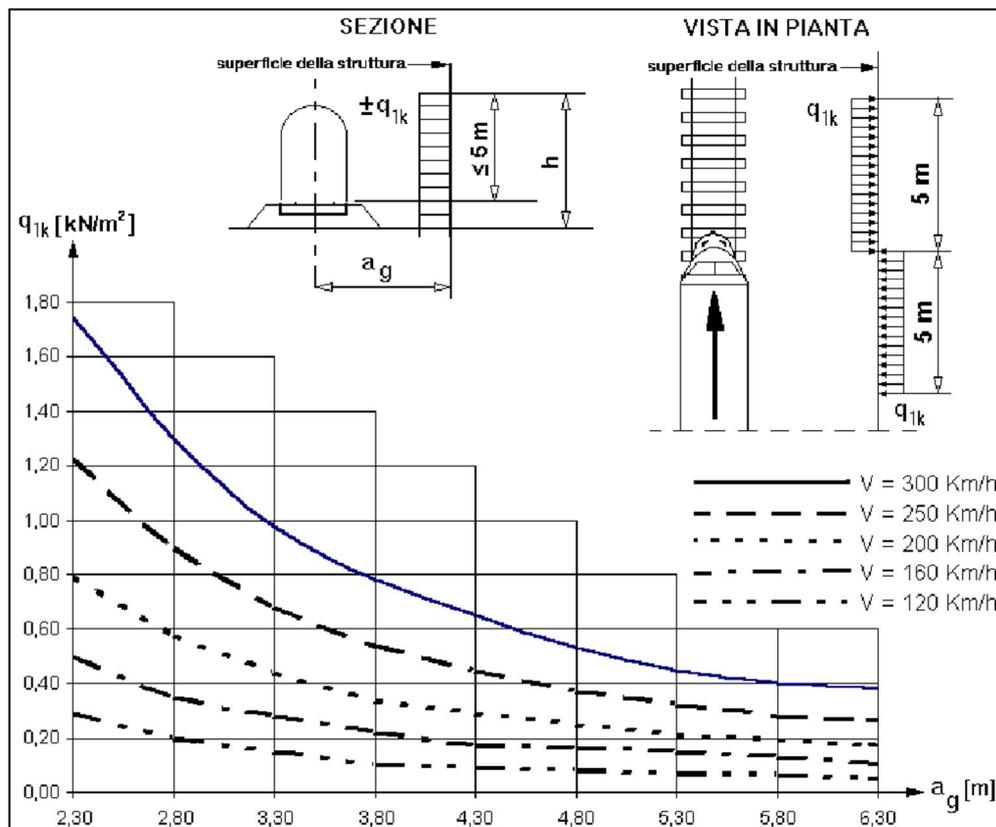
$$C_d = 1.0$$

$$p = q_{\text{ref}} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 391 \cdot 3.57 \cdot 1.2 \cdot 1 = 1675 \text{ N/m}^2$$

• δ Sovrappinta_Trenoö

In tale combinazione viene contemplata l'azione di sovrappinta dovuta al passaggio del treno, considerando una velocità massima dei convogli di 160 km/h.

L'effetto aerodinamico associato al passaggio del convoglio ferroviario è stato valutato ipotizzando la situazione più gravosa possibile, facendo riferimento alla seguente figura ricavata dall'istruzione FS δ Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.



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

$$q_{1k} = f(a_g, v) = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$a_g = 4.30 \text{ m, distanza asse binario-barriera minima}$$

$$v = 160 \text{ Km/h, velocità massima per treni aerodinamici ETR,}$$

$$p_a = q_{1k} \times k_1 = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$k_1 = 1.00 \text{ per treni aerodinamici ETR,}$$

La pressione dovuta al transito dei treni che si assume per i calcoli sarà pari a **0.20 kN/m²**.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-001-D00 Foglio 18 di 40

- **Vento + sovraspinta treno**

La velocità del treno nel tratto considerato è $V_{\max} \leq 160$ km/h. L'azione orizzontale da applicare alle barriere antirumore, sia per le verifiche statiche che per le verifiche a deformazione, verrà assunta come valore statico pari al massimo tra 1.50 kN/m^2 e la somma dell'azione dovuta al vento e agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari.

$$q_h = p + p_{a,\max} = 1.675 + 0.20 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

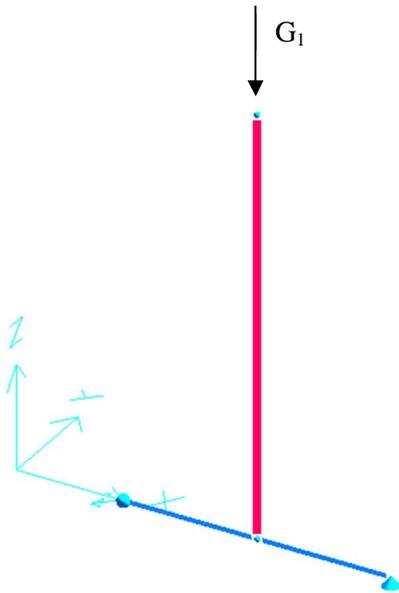
La pressione che si assume per le verifica statiche e di deformazione sarà pari a **1.90 kN/m²**.

- **Carichi sismici**

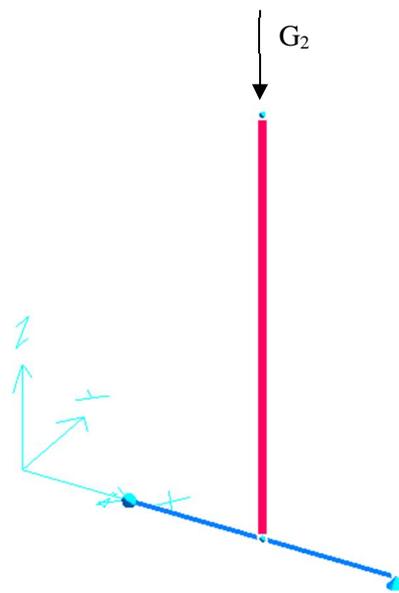
Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

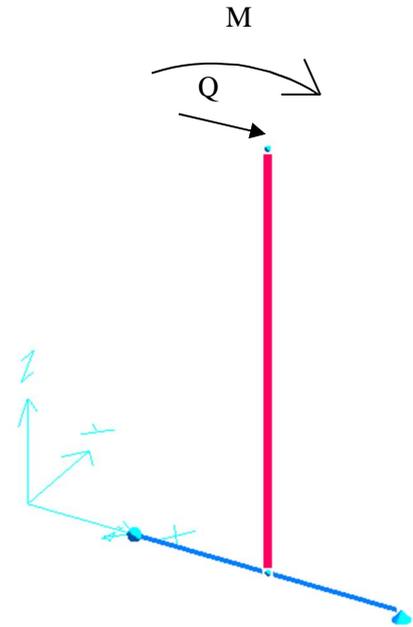
Peso proprio cordolo



Peso proprio pannelli



vento + sovraspinta treno



9. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA

9.1. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sono state considerate tramite un'analisi statica con i parametri di seguito esposti.

$$F = k \cdot S \cdot R \cdot I \cdot W$$

dove:

$$k = 0,04$$

Coefficiente di intensità sismica

$$S = 6$$

Grado di sismicità

$$R = 1$$

Coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

$$I = 1,2$$

Coefficiente di protezione sismica

$$= 1,3$$

Coefficiente di fondazione

$$= 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{\text{proprio}} = 1113 \text{ daN/m} \quad \text{Peso complessivo di 1 metro di barriera H10}$$

$$F = 0,0624 \cdot 1113 \cdot 69,5 / 8$$

Per confrontare tale forza orizzontale con l'azione prodotta dal vento + la sovraspinta del treno si divide per l'altezza della barriera H10.

$$\frac{69,5}{8 \cdot 100} = 0,087 \text{ m}^2/\text{m} \quad \text{e} \quad 1,90 \text{ m}^2/\text{m} = q$$

Vista la minore entità della spinta orizzontale dovuta al sisma, rispetto all'azione determinata dal vento più la sovraspinta del treno, si è deciso di trascurare tale contributo.

10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di portata verticale condotte sui micropali Ø220 mm .

Tali verifiche sono state eseguite seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R2), secondo quanto previsto dall' UNI EN 1997 "Eurocodice 7".

Si considerano pertanto le combinazioni dei carichi a SLU (A1) e i parametri geotecnici ridotti dei coefficienti γ_M dell'insieme M1, visibili nei prospetti A.3 e A.4 dell'Eurocodice 7 riportati sotto.

prospetto A.3 Coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) o sugli effetti delle azioni (γ_E)

Azione		Simbolo	Insieme	
			A1	A2
Permanente	Sfavorevole	γ_G	1,35	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabile	Sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
	Favorevole		0	0

prospetto A.4 Coefficienti parziali sui parametri del terreno (γ_M)

Parametro del terreno	Simbolo	Insieme	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio ^{a)}	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,0	1,25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,0	1,0

a) Questo coefficiente si applica a $\tan \varphi'$.

I valori di calcolo della resistenza si ottengono a partire dai valori caratteristici applicando i coefficienti parziali γ_R del prospetto A.7 dell' UNI EN 1997 "Eurocodice 7" qui di seguito riportato:

prospetto A.7 Coefficienti parziali sulla resistenza (γ_R) per pali trivellati

Resistenza	Simbolo	Insieme			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Laterale (compressione)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Totale/combinata (compressione)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,15	1,1	1,6

La resistenza caratteristica è ottenuta con metodo empirico che prevede l'utilizzo dei risultati di prove in sito applicando alle resistenze i fattori di correlazione ξ deducibili nel prospetto A.10 qui di seguito riportato:

prospetto A.10 **Fattori di correlazione ξ per ricavare i valori caratteristici da risultati di prove sul sottosuolo (n - numero di profili di prova)**

ξ per n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

I valori delle capacità portanti di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

10.1. 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} e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati. I micropali vengono distinti in due categorie:

- micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, injection répétitive et selective). Appartengono a tale gruppo i micropali da adottare per le barriere antirumore;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in una unica soluzione (IGU, injection globale inique).

Il metodo si avvale, per la capacità portante ultima della relazione:

$$Q_{II} = \alpha \cdot D_b \cdot L_p \cdot q_s$$

dove

Q_{II} è la portata laterale: $Q_{II} = \alpha \cdot D_b \cdot L_p \cdot q_s$

con D_b = diametro reso del micropalo = D_s ;

D_s = 220 mm (diametro di perforazione);

L_p = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella A). In via cautelativa si può adottare un coefficiente α pari ad 1.1 per la parte IGU in limo argilloso (0÷5 m) e 1.2 per la parte IGU in terreno ghiaioso (> 5 m di profondità), cioè i valori minimi per ognuna delle due categorie di terreno;

q_s = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall'École Nationale des Ponts et Chaussées in base a numerose prove di carico a rottura per varietipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo.

Q_{pl} : portata alla punta. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della portata alla punta pari al 15% della portata laterale.

La peculiarità del calcolo per un micropalo consiste nella scelta di D_s e nella determinazione di q_s e di L_p .

La capacità portante verticale si calcolerà pertanto per integrazione dei valori di Q_{lim} trovati per il tratto di tipo IGU in limo e in ghiaia.

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore di q_s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza nonché dalla tecnica di realizzazione del micropalo.

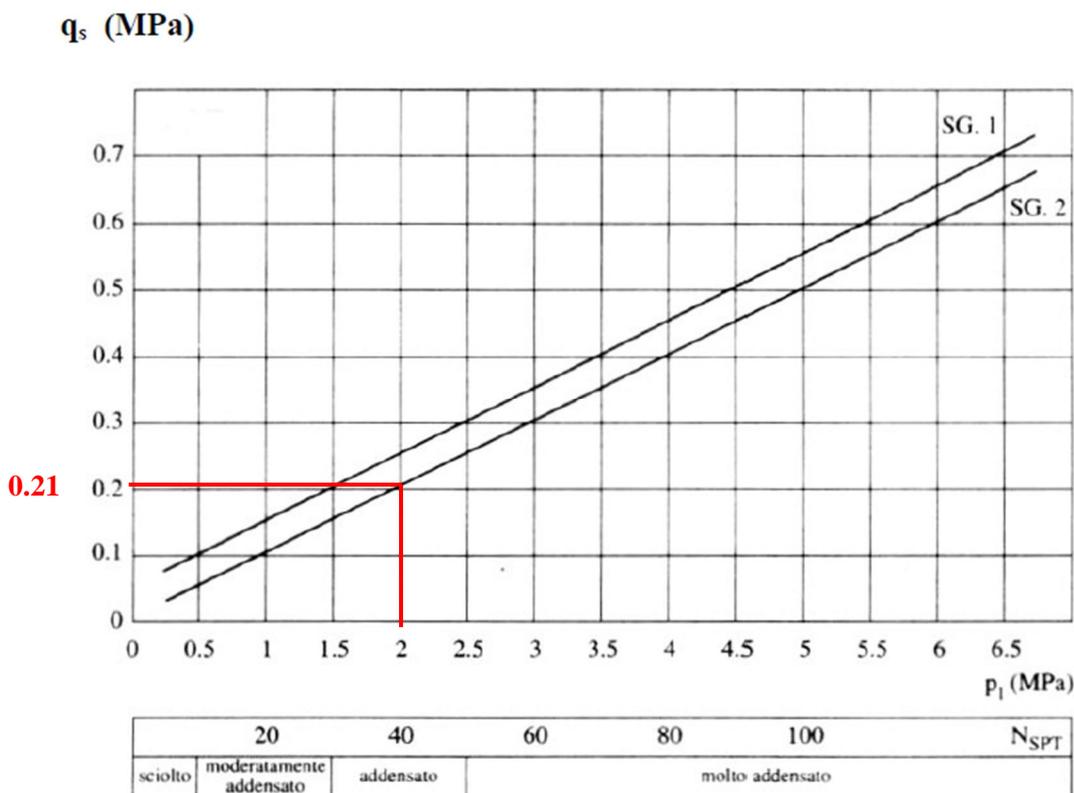
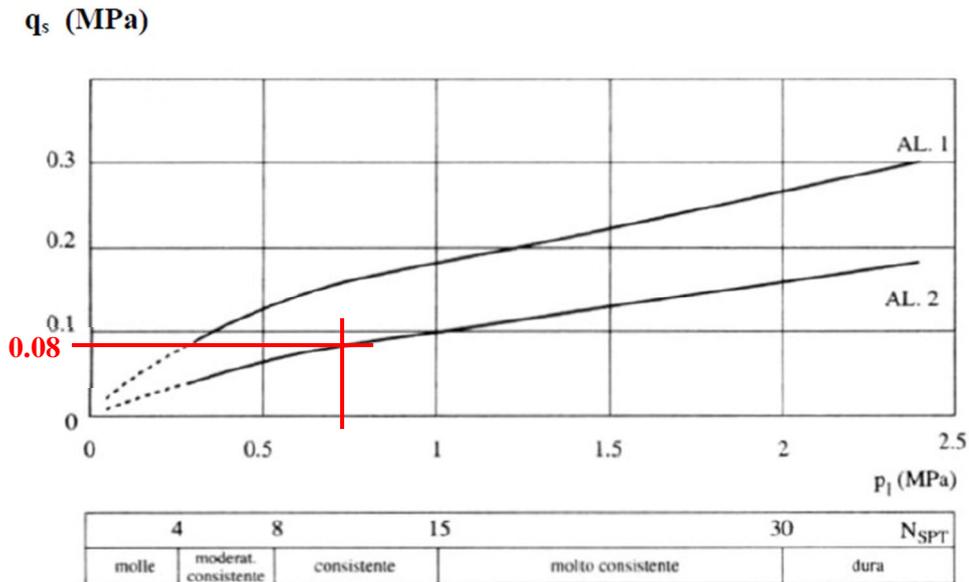


Figura I: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie.

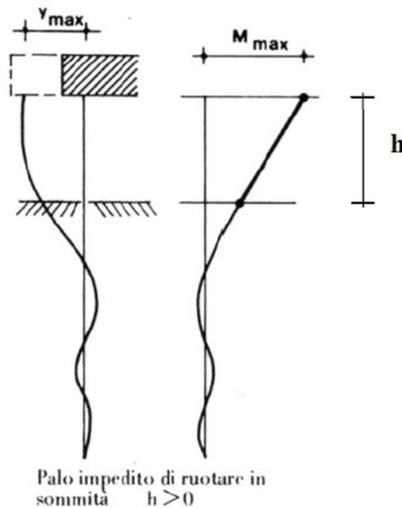
Figura II: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi.Tabella A: Valori del coefficiente α ; $\alpha_{IRS} \cdot \frac{q_s}{p_1}$

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_S$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_S$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_S$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_S$; IGU: $1,5 V_S$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_S$; IGU: $1,5V_S$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_S$; IGU: $(1,5-2)V_S$
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 $2V_S$ o più per strati fratturati

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale per un micropalo soggetto ad una forza orizzontale $H = T$ applicata in testa, sporgente dal terreno di $h = 2.00$ m (nel caso di rilevato) o di $h=1.00$ m (negli altri casi) ed impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto, il massimo valore del momento e del taglio agenti sul palo valgono:

$$M_{max} = 0.5 \cdot T \cdot h$$

$$T_{max} = T$$



Utilizzando queste sollecitazioni sarà possibile dimensionare l'armatura del micropalo.

La forza orizzontale applicata in testa al micropalo sporgente dal terreno di $h = 2$ m per la presenza di uno strato superficiale assunto come non collaborante (nel caso di rilevati) oppure $h = 1$ m nei restanti casi.

La deflessione y_{max} è calcolata in base alle seguenti proprietà:

$$y_{max} = \frac{4 \cdot T \cdot h^3}{24 \cdot E \cdot J_c}$$

dove

E modulo elastico del calcestruzzo

J_s momento d'inerzia del tubo

J_c momento d'inerzia del calcestruzzo

l'acciaio è omogeneizzato al calcestruzzo con $n=6$

$J = J_c + n \cdot J_s$ momento d'inerzia totale

$k_h = c_g \cdot n_h \cdot z/d$ coefficiente di reazione orizzontale del terreno

$c_g = 0.5$ coefficiente riduttivo di gruppo (dipendente dal numero di micropali)

$n_h = a \cdot \gamma / 1.35$ dove:

a coefficiente adimensionale dipendente dallo stato di addensamento del terreno;

γ peso specifico del terreno.



z profondità media del terreno reagente, trascurando il primo metro di terreno per tener conto della scarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$$d = D_d$$

$$D_{d,0.5} = 0.5 \cdot D_{d,1} \cdot \left(\frac{D_{d,1}}{D_{d,0.5}} \right)^{0.5}$$

$$D_{d,0.5} = D_{d,1} \cdot \left(\frac{D_{d,1}}{D_{d,0.5}} \right)^{0.5}$$

$$D_{d,0.5} = \frac{D_{d,1} \cdot D_{d,1}}{D_{d,0.5}}$$

$$D_{d,0.5}^2 = \frac{D_{d,1}^2}{D_{d,0.5}}$$

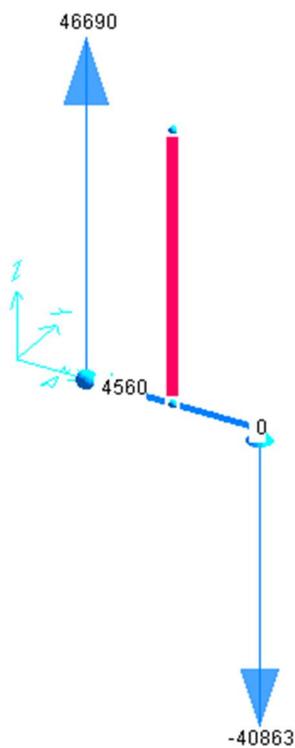
$$D_{d,0.5}^3 = D_{d,1}^2$$

11. VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE TIPO 1

11.1. SOLLECITAZIONI

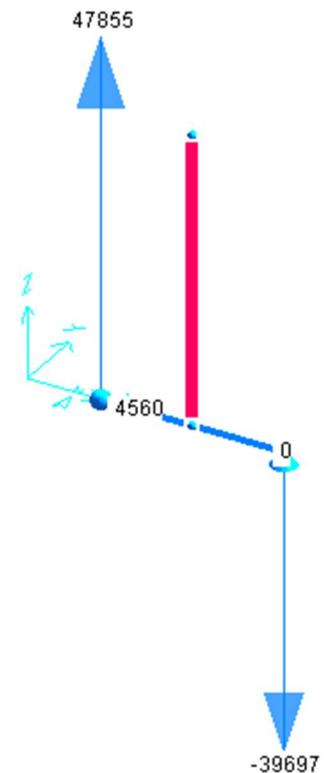
Si riportano le reazioni alla testa dei micropali calcolate per i casi di carico n. 1 e 2. Le sollecitazioni sono riferite ai carichi di competenza di due micropali, in particolare le azioni su 2 m di barriera H10.

Reazioni minime Verticali - N_{min}



$$N_{Sd,min} = 408.6 \text{ kN (trazione)}$$

Reazioni massime Verticali - N_{max}



$$N_{Sd,max} = 479 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{Sd,max} = 45.6/2\text{pali} = 22.8 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

11.2. CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO

Nella tabella che segue vengono riportati i valori di $Q_{lim,comp}$ e $Q_{lim,traz}$ in funzione delle diverse lunghezze L_{IGU2} dei micropali.

APPROCCIO 2 - A1+M1+R2										
L_{IGU1}	L_{IGU2}	L_p	$Q_{i,k}$	$Q_{p,k}$	$Q_{i,d,comp}$	$Q_{i,d,traz}$	$Q_{b,d}$	W_p	$Q_{lim,comp}$	$Q_{lim,traz}$
[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	0	4	155.702	23.355	141.548	135.393	21.232	3.801	158.978	139.195
5	0	5	194.628	29.194	176.934	169.242	26.540	4.752	198.723	173.993
5	1	6	306.097	45.915	278.270	266.171	41.740	5.702	314.308	271.873
5	1.5	6.5	361.831	54.275	328.937	314.636	49.341	6.177	372.101	320.813
5	2	7	417.565	62.635	379.605	363.100	56.941	6.652	429.893	369.753
5	3	8	529.034	79.355	480.940	460.030	72.141	7.603	545.479	467.632
5	4	9	640.503	96.075	582.275	556.959	87.341	8.553	661.064	565.512
5	5	10	751.972	112.796	683.611	653.888	102.542	9.503	776.649	663.392
5	6	11	863.440	129.516	784.946	750.818	117.742	10.454	892.234	761.271
5	7	12	974.909	146.236	886.281	847.747	132.942	11.404	1007.819	859.151
5	8	13	1086.378	162.957	987.616	944.676	148.142	12.354	1123.404	957.031
5	9	14	1197.847	179.677	1088.951	1041.606	163.343	13.305	1238.989	1054.910
5	10	15	1309.315	196.397	1190.287	1138.535	178.543	14.255	1354.575	1152.790
5	11	16	1420.784	213.118	1291.622	1235.464	193.743	15.205	1470.160	1250.670
5	12	17	1532.253	229.838	1392.957	1332.394	208.944	16.156	1585.745	1348.549
5	13	18	1643.721	246.558	1494.292	1429.323	224.144	17.106	1701.330	1446.429

Pertanto si adotta una lunghezza dei micropali pari a: $L = 8 + 2 = 10$ m con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 545 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 479 \text{ kN} \quad ; \quad Q_{lim,traz} = 467 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 408.6 \text{ kN}$$

11.3. CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

Le sollecitazioni sono pari a: $N_{Sd} = 479 \text{ kN}$; $V_{Sd} = 22.8 \text{ kN}$

γ_{limo}	γ_{ghiaia}	k_h	c_g	n_h	a	z	d	D_b
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]		[kN/m ³]		[m]	[m]	[mm]
18	19	12698.41	0.5	5333.333	400	1	0.21	210

V_{Sd}	$N_{pl,Rd}$	N_{ed}	A	f_{yk}	γ_{MO}	$M_{pl,Rd}$	W_{pl}	h	E	J
[kN]	[kN]	[kN]	[mm ²]	[N/mm ²]		[kNm]	[mm ²]	[m]	[N/mm ²]	[mm ⁴]
22.8	1376.048	479	4070	355	1.05	57.1381	169000	2	28500	8620000

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{(N,Rd)} \quad \mathbf{31.6821} \text{ [kNm]}$$

$$M_{(N,Rd)} = M_{(pl,Rd)} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad \mathbf{47.636} \text{ [kNm]}$$

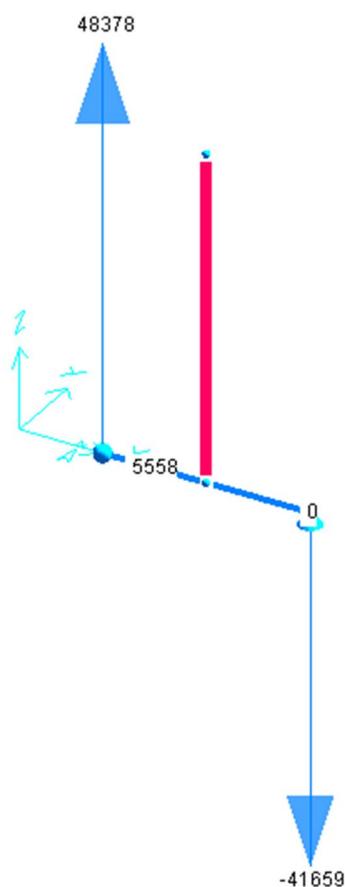
$$M_{N,Rd} = 47.6 \text{ kNm} > M_{Sd} = 31.7 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICATO})$$

12. VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE TIPO 2

12.1. SOLLECITAZIONI

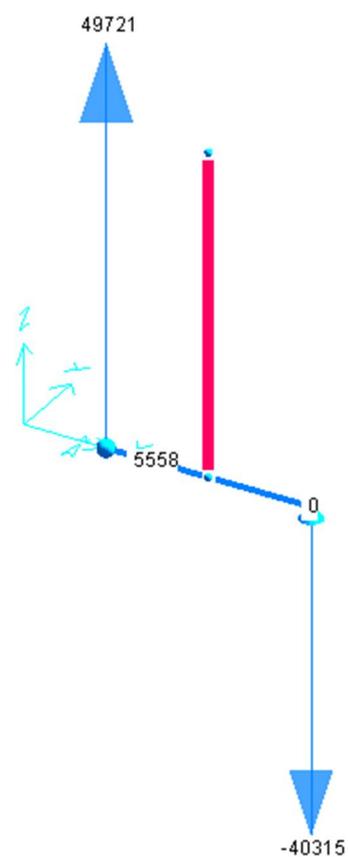
Si riportano le reazioni alla testa dei micropali calcolate per i casi di carico n. 1 e 2. Le sollecitazioni sono riferite ai carichi di competenza di due micropali, in particolare le azioni su 3 m di barriera H7A.

Reazioni minime Verticali - N_{min}



$$N_{Sd,min} = 416.6 \text{ kN (trazione)}$$

Reazioni massime Verticali - N_{max}



$$N_{Sd,max} = 497 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{Sd,max} = 55.58/2\text{pali} = 27.8 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

12.2. CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO

Nella tabella che segue vengono riportati i valori di $Q_{lim,comp}$ e $Q_{lim,traz}$ in funzione delle diverse lunghezze L_{IGU2} dei micropali.

APPROCCIO 2 - A1+M1+R2										
L_{IGU1}	L_{IGU2}	L_p	$Q_{i,k}$	$Q_{p,k}$	$Q_{i,d,comp}$	$Q_{i,d,traz}$	$Q_{b,d}$	W_p	$Q_{lim,comp}$	$Q_{lim,traz}$
[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	0	4	155.702	23.355	141.548	135.393	21.232	3.801	158.978	139.195
5	0	5	194.628	29.194	176.934	169.242	26.540	4.752	198.723	173.993
5	1	6	306.097	45.915	278.270	266.171	41.740	5.702	314.308	271.873
5	1.5	6.5	361.831	54.275	328.937	314.636	49.341	6.177	372.101	320.813
5	2	7	417.565	62.635	379.605	363.100	56.941	6.652	429.893	369.753
5	3	8	529.034	79.355	480.940	460.030	72.141	7.603	545.479	467.632
5	4	9	640.503	96.075	582.275	556.959	87.341	8.553	661.064	565.512
5	5	10	751.972	112.796	683.611	653.888	102.542	9.503	776.649	663.392
5	6	11	863.440	129.516	784.946	750.818	117.742	10.454	892.234	761.271
5	7	12	974.909	146.236	886.281	847.747	132.942	11.404	1007.819	859.151
5	8	13	1086.378	162.957	987.616	944.676	148.142	12.354	1123.404	957.031
5	9	14	1197.847	179.677	1088.951	1041.606	163.343	13.305	1238.989	1054.910
5	10	15	1309.315	196.397	1190.287	1138.535	178.543	14.255	1354.575	1152.790
5	11	16	1420.784	213.118	1291.622	1235.464	193.743	15.205	1470.160	1250.670
5	12	17	1532.253	229.838	1392.957	1332.394	208.944	16.156	1585.745	1348.549
5	13	18	1643.721	246.558	1494.292	1429.323	224.144	17.106	1701.330	1446.429

Pertanto si adotta una lunghezza dei micropali pari a: $L = 8 + 2 = 10$ m con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 545 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 497 \text{ kN} \quad ; \quad Q_{lim,traz} = 467 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 416.6 \text{ kN}$$

12.3. CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

Le sollecitazioni sono pari a: $N_{Sd} = 497 \text{ kN}$; $V_{Sd} = 27.8 \text{ kN}$

γ_{limo}	γ_{ghiaia}	k_h	c_g	η_h	a	z	d	D_b
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]		[kN/m ³]		[m]	[m]	[mm]
18	19	12698.41	0.5	5333.333	400	1	0.21	210

V_{Sd}	$N_{pl,Rd}$	N_{ed}	A	f_{yk}	γ_{MO}	$M_{pl,Rd}$	W_{pl}	h	E	J
[kN]	[kN]	[kN]	[mm ²]	[N/mm ²]		[kNm]	[mm ³]	[m]	[N/mm ²]	[mm ⁴]
27.8	1376.048	497.2	4070	355	1.05	57.1381	169000	2	28500	8620000

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{(N,Rd)} \quad \mathbf{38.62993} \text{ [kNm]}$$

$$M_{(N,Rd)} = M_{(pl,Rd)} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad \mathbf{47.0141} \text{ [kNm]}$$

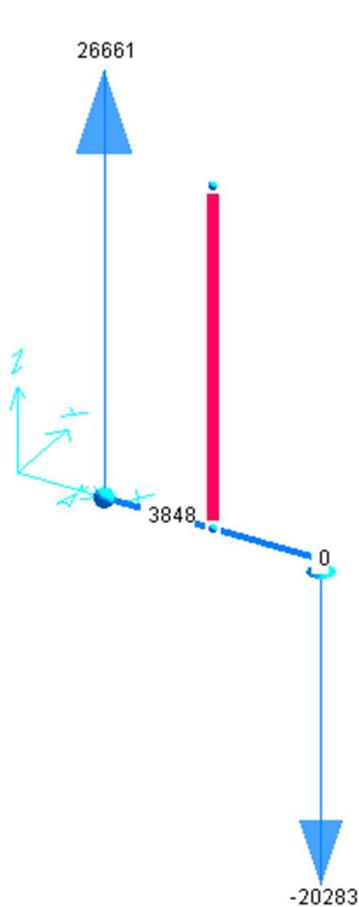
$$M_{N,Rd} = 47.00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 38.60 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICATO})$$

13. VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE TIPO 3

13.1. SOLLECITAZIONI

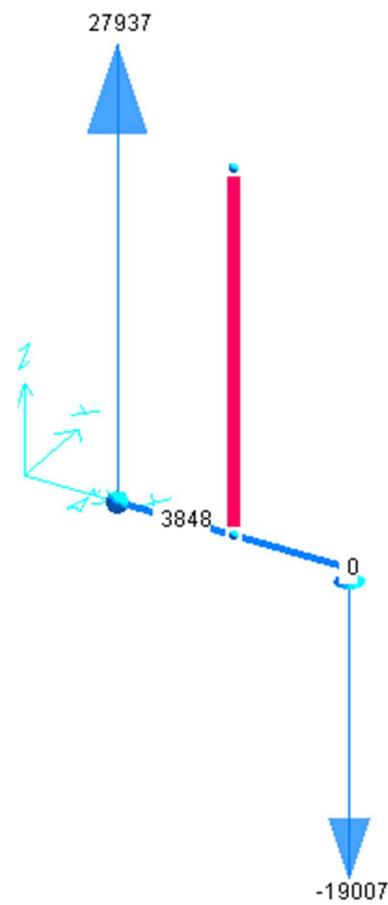
Si riportano le reazioni alla testa dei micropali calcolate per i casi di carico n. 1 e 2. Le sollecitazioni sono riferite ai carichi di competenza di due micropali, in particolare le azioni su 3 m di barriera H3A.

Reazioni minime Verticali - N_{min}



$$N_{Sd,min} = 202.8 \text{ kN (trazione)}$$

Reazioni massime Verticali - N_{max}



$$N_{Sd,max} = 279.4 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{Sd,max} = 38.5/2\text{pali} = 19.3 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

13.2. CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO

Nella tabella che segue vengono riportati i valori di $Q_{lim,comp}$ e $Q_{lim,traz}$ in funzione delle diverse lunghezze L_{IGU2} dei micropali.

APPROCCIO 2 - A1+M1+R2										
L_{IGU1}	L_{IGU2}	L_p	$Q_{i,k}$	$Q_{p,k}$	$Q_{i,d,comp}$	$Q_{i,d,traz}$	$Q_{b,d}$	W_p	$Q_{lim,comp}$	$Q_{lim,traz}$
[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	0	4	155.702	23.355	141.548	135.393	21.232	3.801	158.978	139.195
5	0	5	194.628	29.194	176.934	169.242	26.540	4.752	198.723	173.993
5	1	6	306.097	45.915	278.270	266.171	41.740	5.702	314.308	271.873
5	1.5	6.5	361.831	54.275	328.937	314.636	49.341	6.177	372.101	320.813
5	2	7	417.565	62.635	379.605	363.100	56.941	6.652	429.893	369.753
5	3	8	529.034	79.355	480.940	460.030	72.141	7.603	545.479	467.632
5	4	9	640.503	96.075	582.275	556.959	87.341	8.553	661.064	565.512
5	5	10	751.972	112.796	683.611	653.888	102.542	9.503	776.649	663.392
5	6	11	863.440	129.516	784.946	750.818	117.742	10.454	892.234	761.271
5	7	12	974.909	146.236	886.281	847.747	132.942	11.404	1007.819	859.151
5	8	13	1086.378	162.957	987.616	944.676	148.142	12.354	1123.404	957.031
5	9	14	1197.847	179.677	1088.951	1041.606	163.343	13.305	1238.989	1054.910
5	10	15	1309.315	196.397	1190.287	1138.535	178.543	14.255	1354.575	1152.790
5	11	16	1420.784	213.118	1291.622	1235.464	193.743	15.205	1470.160	1250.670
5	12	17	1532.253	229.838	1392.957	1332.394	208.944	16.156	1585.745	1348.549
5	13	18	1643.721	246.558	1494.292	1429.323	224.144	17.106	1701.330	1446.429

Pertanto si adotta una lunghezza dei micropali pari a: $L = 6 + 2 = 8$ m con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 314 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 279.40 \text{ kN} \quad ; \quad Q_{lim,traz} = 271 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 202.80 \text{ kN}$$

13.3. CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

Le sollecitazioni sono pari a: $N_{Sd} = 279.4 \text{ kN}$; $V_{Sd} = 19.3 \text{ kN}$

γ_{limo}	γ_{ghiaia}	k_h	c_g	n_h	a	z	d	D_b
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]		[kN/m ³]		[m]	[m]	[mm]
18	19	12698.41	0.5	5333.333	400	1	0.21	210

V_{Sd}	$N_{pl,Rd}$	N_{ed}	A	f_{yk}	γ_{Mo}	$M_{pl,Rd}$	W_{pl}	h	E	J
[kN]	[kN]	[kN]	[mm ²]	[N/mm ²]		[kNm]	[mm ³]	[m]	[N/mm ²]	[mm ⁴]
19.3	1376.048	279.4	4070	355	1.05	57.1381	169000	2	28500	8620000

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{(N,Rd)} \quad \mathbf{26.81862} \text{ [kNm]}$$

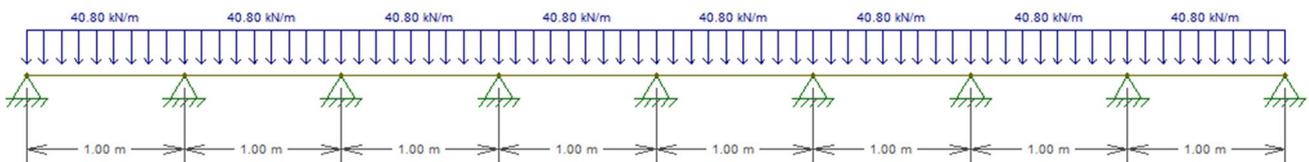
$$M_{(N,Rd)} = M_{(pl,Rd)} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad \mathbf{53.33766} \text{ [kNm]}$$

$$M_{N,Rd} = 53.30 \text{ kNm} > M_{Sd} = 26.80 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICATO})$$

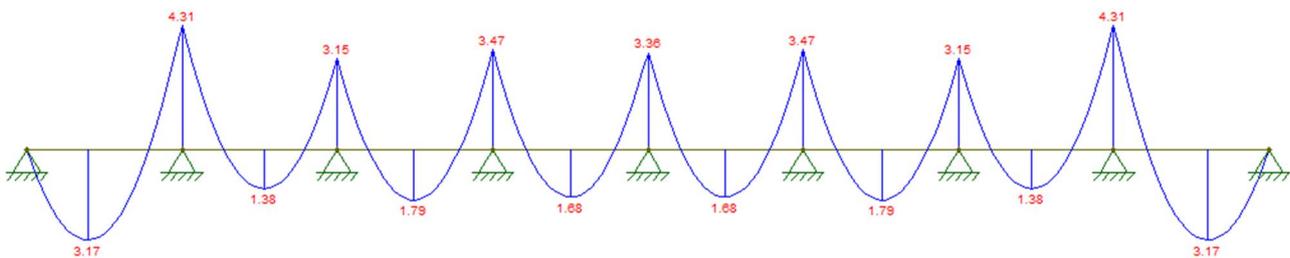
14. VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLI DI FONDAZIONE

14.1. VERIFICA CORDOLO TIPO 1

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 90x80 cm. Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui micropali e caricate con un carico distribuito rappresentante il peso delle barriere più il peso proprio della trave di fondazione, il tutto per il coefficiente di amplificazione dei carichi propri e permanenti $g = 1.4$. A vantaggio di sicurezza, viene considerata una sezione resistente 45x80cm.



Per quanto riguarda la verifica delle armature longitudinali, si riporta l'andamento dei momenti flettenti: il valore massimo si registra in prossimità degli appoggi e vale $M^{(-)} = 4.31$ kNm. In campata si ha un momento massimo positivo di $M^{(+)} = 3.17$ kNm



L'armatura minima per tale trave di fondazione viene calcolata nel seguente modo e risulta sufficiente a sviluppare un momento resistete adeguato.

$$A_{s,min} = B \times H \times 0.2\% = 450 \times 800 \times 0.002 = 720 \text{ mm}^2$$

Si utilizzano 3ø18 con $A_s = 763 \text{ mm}^2$

$$M_{Rd} = 218.5 \text{ kNm} > M_{Sd} = 4.31 \text{ kNm (verificato)}$$

In definitiva l'armatura del cordolo di sezione 90x80 è:

$$A_s = A_s' = 6 \text{ } \phi 18 = 1526 \text{ mm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-001-D00	Foglio 36 di 40

14.1.1. Verifica a torsione

Alla trave sono applicate le sollecitazioni di taglio e momento torcente (applicate nel baricentro della trave):

$$V = q_{sd} \cdot i \cdot H \quad (\text{taglio})$$

$$T_{Sd} = M + V \cdot h/2 \quad (\text{momento torcente})$$

Dove:

$$M = q_{sk} \cdot i \cdot H^2 / 2 \quad \text{momento trasversale}$$

$$q_{sk} = 1.90 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale caratteristica}$$

$$i = 2.00 \text{ m} \quad \text{interasse tra i montanti}$$

$$H = 8.00 \text{ m} \quad \text{altezza barriera H10}$$

$$h = 0.80 \text{ m} \quad \text{altezza trave}$$

$$q_{sd} = q_{sk} \cdot q = 2.85 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale di calcolo}$$

$$q = 1.5 \quad \text{fattore di sicurezza azioni variabili}$$

$$T_{Sd} = 182.4 + 18.2 = 200.6 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 200.6 / 2 \text{ montanti} = 100.3 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{Sl} = 8 \cdot \emptyset 16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sw} = \text{staffa chiusa } \emptyset 12/200 = 113 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1/2 \cdot (f_{\phi d} \cdot B_e \cdot h_s)$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot B_e \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd}$$

$$T_{Rld} = 2 \cdot B_e \cdot A_l / u_e \cdot f_{yd}$$

$$\text{Dove: } B_e = 78 \cdot 68 = 5304 \text{ cm}^2 ; u_e = (78 + 68) \cdot 2 = 292 \text{ cm} ; d_e = 68 \text{ cm} ;$$

$$h_s = d_e / 6 = 11.3 \text{ cm} ;$$

$$f_{\phi d} = 18.13 \text{ N/mm}^2 ; \quad f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1086 \text{ kNm}$$

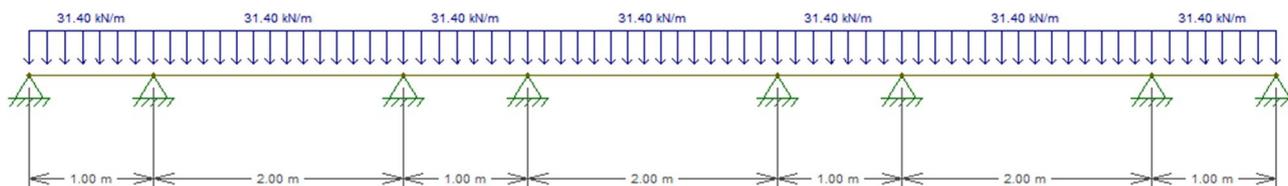
$$T_{Rsd} = 234.5 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 228.1 \text{ kNm} > T_{Sd} = 100.3 \text{ kNm}$$

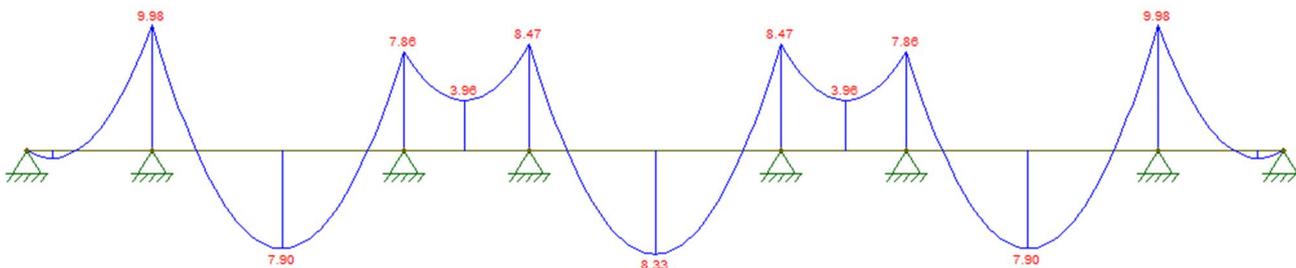
14.2. VERIFICA CORDOLO TIPO 2 E 3

14.2.1. Verifica a flessione

La trave di fondazione è costituita da plinti di dimensioni 150 x 90 x 80 di altezza e collegati tramite dei cordoli di sezione 90 x 25 cm. Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato, costituito da una trave di n campate appoggiata sui micropali e caricate con un carico distribuito rappresentante il peso delle barriere più il peso proprio della fondazione, il tutto per il coefficiente di amplificazione dei carichi propri e permanenti $g = 1.4$. A vantaggio di sicurezza, la verifica viene eseguita utilizzando la sezione del cordolo di collegamento 90 x 25 cm.



Per quanto riguarda la verifica delle armature longitudinali, si riporta l'andamento dei momenti flettenti: il valore massimo si registra in prossimità degli appoggi e vale $M^{(-)} = 10$ kNm. In campata si ha un momento massimo positivo di $M^{(+)} = 8.3$ kNm



L'armatura minima per tale trave di fondazione viene calcolata nel seguente modo e risulta sufficiente a sviluppare un momento resistente adeguato.

$$A_{s,min} = B \times H \times 0.2\% = 900 \times 250 \times 0.002 = 450 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = 62.5 \text{ kNm} > M = 10 \text{ kNm (verificato)}$$

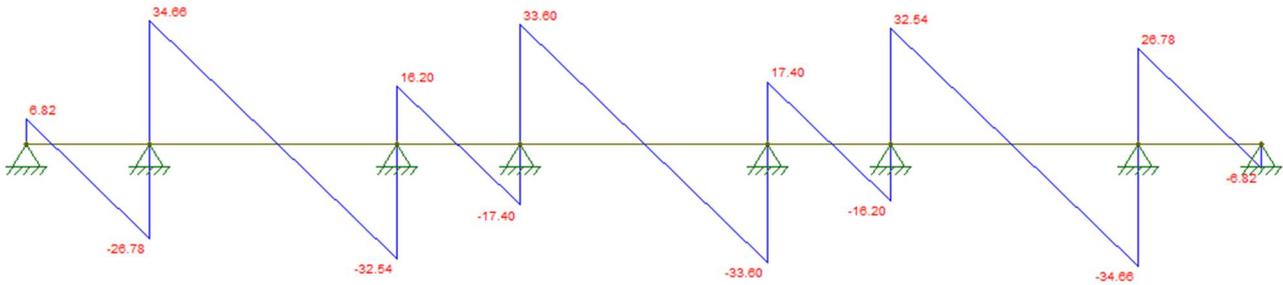
In definitiva l'armatura del cordolo di sezione 90x25 è $A_s = A_s' = 5 \phi 14 = 770 \text{ mm}^2$

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	90	25	1	7.70	6
			2	7.70	19

Proprietà	Valore	Unità
ϵ_{su}	67.5	%
f_{yd}	391.3	N/mm²
E_s	200000	N/mm²
E_s/E_c	15	
ϵ_{syd}	1.957	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
ϵ_{c2}	2	%
ϵ_{cu}	3.5	%
f_{cd}	18.13	N/mm²
f_{cc}/f_{cd}	0.8	
$\sigma_{c,adm}$	12.25	N/mm²
τ_{co}	0.7333	
τ_{c1}	2.114	
σ_c	-18.13	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	3.5	%
ϵ_s	12.61	%
d	19	cm
x	4.128	x/d
δ	0.2173	
δ	0.7116	

14.2.2. Verifica a taglio

La verifica a taglio si esegue in prossimità della discontinuità plinto cordolo di fondazione. A vantaggio di sicurezza si usa come taglio sollecitante quello che insiste in prossimità dell'appoggio.



$$V_{sd} = 34.7 \text{ kN}$$

Il valore di taglio resistente, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{Rd,c} = (0.25 \alpha_{ctd} \text{ o } \alpha(1+50 \alpha_l) \alpha_{bw} \alpha_{dutile} \alpha$$

dove:

$$A_{sl} = 5 \quad 14 \text{ con } 770 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_{ctd} = 1.409$$

$$\alpha_{bw} = 32$$

$$= 1$$

$$B_w = 900 \text{ mm (lunghezza unitaria basamento)}$$

$$d_{utile} = 190 \text{ mm (altezza utile basamento)}$$

$$r = 1,6 - d_{utile} = 1.41 \quad ; \quad \alpha_l = A_{sl}/(B_w * d) = 0.0045$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{Rd} = 104 \text{ kN/m} > V_{sd} = 34.7 \text{ kN/m (verificato)}$$

14.2.3. Verifica a torsione

In corrispondenza del plinto, in particolare in prossimità dell'ancoraggio del montante, sono applicate le sollecitazioni di taglio e momento torcente (applicate nel baricentro del plinto):

$$V = q_{sd} \cdot i \cdot H \quad (\text{taglio})$$

$$T_{Sd} = M + V \cdot h/2 \quad (\text{momento torcente})$$

Dove:

$$M = q_{sk} \cdot i \cdot H^2/2 \quad \text{momento trasversale}$$

$$q_{sk} = 1.90 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale caratteristica}$$

$$i = 3.00 \text{ m} \quad \text{interasse tra i montanti}$$

$$H = 6.50 \text{ m} \quad \text{altezza barriera H7A}$$

$$h = 0.80 \text{ m} \quad \text{altezza plinto}$$

$$q_{sd} = q_{sk} \cdot q = 2.85 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale di calcolo}$$

$$q = 1.5 \quad \text{fattore di sicurezza azioni variabili}$$

$$T_{Sd} = 180.6 + 22.2 = 202.8 \text{ kNm}$$

$$T_{sd} = 202.8 / 2 \text{ montanti} = 101.4 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{Sl} = 8 \text{ } \varnothing 16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sw} = \text{staffa chiusa } \varnothing 12/200 = 113 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1/2 \cdot (f_{\varnothing d} \cdot B_e \cdot h_s)$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot B_e \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd}$$

$$T_{Rld} = 2 \cdot B_e \cdot A_l / u_e \cdot f_{yd}$$

Dove: $B_e = 78 \cdot 68 = 5304 \text{ cm}^2$; $u_e = (78+68) \cdot 2 = 292 \text{ cm}$; $d_e = 68 \text{ cm}$;

$$h_s = d_e / 6 = 11.3 \text{ cm} ;$$

$$f_{\varnothing d} = 18.13 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{Rcd} = 543 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 234.5 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 228.1 \text{ kNm} > T_{Sd} = 101.4 \text{ kNm}$$

14.3. INCIDENZA ARMATURE

Alle armature appena calcolate vanno aggiunte staffe e staffoni nelle due direzioni dei plinti, vanno considerate delle armature aggiuntive di confinamento delle zone in prossimità dei tirafondi e un incremento del 25% per le sovrapposizioni e i pieghi.

	Tipologico fondazione	B	H	Tipologico barriera	As=A's	As _{laterale}	As _{torsione}	Staffe torsione	Staffe taglio	V _{staffe} [cm ³ /m]	Ac [cm ³ /m]	As _{l,tot} [cm ² /m]	Vsl,tot [cm ³ /m]	Vs,tot [cm ³ /m]	ω [%]	incidenza armatura [kg/m ³]
TIPO 3	Plinto 150x90x80h	90	80	H0-H3	6Φ18	4+4Φ12	8Φ16	Φ12/200	Φ12/200	3334	720000	69.5	6950	10284	1.43	112
TIPO 2	Plinto 150x90x80h	90	80	H4-H7	6Φ18	4+4Φ12	8Φ16	Φ12/200	Φ12/200	3334	720000	69.5	6950	10284	1.43	112
TIPO 1	Cordolo 90x80h	90	80	H8-H10	6Φ18	4+4Φ12	8Φ16	Φ12/200	Φ12/200	3334	720000	69.5	6950	10284	1.43	112
TRAVE DI COLLEGAMENTO	Cordolo 90x25h	90	25	H0-H7	5Φ14	1+1Φ12	6Φ12	Φ8/200	Φ8/200	925	225000	30.6	3055	3980	1.77	139

Alla luce di tali considerazioni e della tabella riassuntiva delle armature calcolate si ipotizza un'incidenza di armatura media di 130 kg/m³ di calcestruzzo.