

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U. O. IMPIANTI DI SEGNALAMENTO

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA TARANTO-BRINDISI NUOVA STAZIONE DI TARANTO NASISI

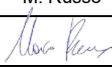
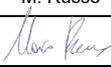
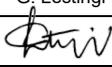
RELAZIONE DI CALCOLO DELLA FONDAZIONE PER PALINE DI SEGNALAMENTO FERROVIARIO

SCALA:

-

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

I A 8 E 0 0 D 6 7 C L A S 0 0 0 2 0 0 1 A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M. Russo 	06-2021	M. Russo 	06-2021	G. Lestingi 	06-2021	Mario Gambaro 

Sommario

1	PREMESSA E SCOPO	4
2	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	5
3	DOCUMENTI CORRELATI	6
4	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	7
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5.1	OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO	9
5.1.1	MAGRONI.....	9
5.1.2	STRUTTURA IN FONDAZIONE:.....	9
5.1.3	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	12
5.1.4	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA PER MICROPALI	12
5.1.5	SALDATE	12
5.1.6	PRESCRIZIONI TECNICHE.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA.....	14
6.1	INDAGINI IN SITO	14
6.2	PARAMETRI GEOTECNICI	14
6.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	14
7	MODELLO DI CALCOLO	15
7.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	15
7.2	MODELLAZIONE DELL'OPERA	15
8	AZIONI DI PROGETTO	17
8.1	APPROCCIO AGLI STATI LIMITE	17
8.2	PESO PERMANENTE STRUTTURALE - G_1	18
8.3	PESO PERMANENTE NON STRUTTURALE - G_2	18
8.4	CARICHI ACCIDENTALI	18
8.5	AZIONE DELLA NEVE	18
8.6	AZIONI DEL VENTO	18
8.7	PRESSIONE PER EFFETTI AERODINAMICI DEL TRENO.....	19
8.8	AZIONE SISMICA	21
8.9	COMBINAZIONI DI CARICO	21
9	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE	23
9.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	23
9.1.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUL SINGOLO MICROPALO	26
9.2	MICROPALI	27
9.2.1	VERIFICA DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI	28
9.2.2	VERIFICA DI COLLASSO PER CARICO LIMITE ORIZZONTALE	32
9.2.3	CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO	36

9.2.4	VERIFICA DEL BLOCCO DI FONDAZIONE	39
10	CARPENTERIA E ARMATURE	40
11	CONCLUSIONI.....	42

1 PREMESSA E SCOPO

La presente relazione è parte integrante del progetto definitivo della nuova stazione di Taranto Nasisi.

Nello specifico è relativa al progetto della fondazione per le paline di segnalamento ferroviario.

La soluzione proposta è coerente con quanto indicato nell'allegato F del Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 di Rete Ferroviaria Italiana. Essa è costituita da un blocco di fondazione, nel quale sarà annegata la palina, su micropali; tale soluzione consente di limitare le dimensioni del blocco lasciando che le sollecitazioni siano trasmesse al terreno attraverso tensioni tangenziali sulla superficie laterale dei pali.

La velocità massima sulla linea considerata è di 250 km/h e per il calcolo dell'azione del vento si è ipotizzato, cautelativamente, un rilevato di altezza massima pari a 8,00 metri.

La soluzione di fondazione proposta nella presente relazione è stata studiata considerando un numero totale di segnali pari a 7 (3 segnali luminosi alti, 3 segnali bassi SILED ed 1 segnale freccia applicato superiormente ai segnali alti).

Le azioni considerate nel calcolo sono le seguenti:

- Peso proprio del sistema palina, scala e segnali, costituiti da plastica rinforzata in fibra di vetro;
- Pressione del vento;
- Sovrappressione dovuta agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari;
- Presenza di un manutentore in sommità alla scala.

2 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Il sistema di fondazione progettato prevede un blocco in calcestruzzo armato di dimensioni pari a [Larghezza: 1,00 x Altezza: 1,20 x Profondità: 1,40] fondato su n°2 micropali di lunghezza 5,00 metri. Su di esso insiste una palina in PRFV da 6,50 m, annegata nel blocco di calcestruzzo. Sono stati considerati, cautelativamente, 7 segnali applicati: n° 3 segnali alti, n°3 segnali bassi e n°1 segnale freccia.

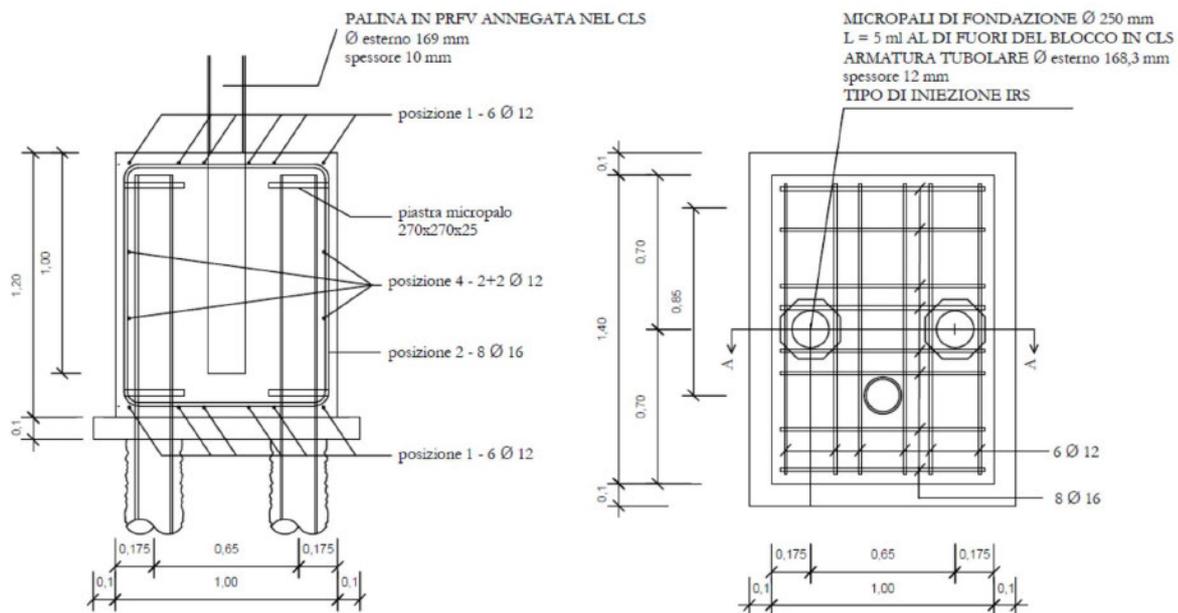


Figura 1: Soluzione di fondazione profonda per paline di segnalamento

4 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

1. **Norme Tecniche per le Costruzioni** - D.M. 17.01.2018 (NTC-2018)
2. **Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019** - Istruzioni per l'Applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
3. **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003**, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»;
4. **Decreto della Presidenza del Consiglio dei Ministri** dipartimento della protezione civile n. 3685 del 21/10/2003 recante disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'OPCM 3274.
5. **Legge n. 1086 del 5/11/1971**: «Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica».
6. **Legge n. 64 del 2/2/1974**: «Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche».
7. **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**: «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione».
8. **UNI EN 206:2016**: Calcestruzzo, «Specificazione, prestazione, produzione e conformità».
9. **UNI 11104:2016**: «Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206».
10. **CNR – DT 207 R1/2018** Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
11. **Eurocodice 2**: «Progettazione delle strutture di calcestruzzo» - 11/2005. UNI EN 1992.
12. **RFI DTC SI PS MA IFS 001 E** «Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II – Sezione 2 - Ponti e strutture».
13. **RFI DTC SI CS MA IFS 001 E** «Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II – Sezione 3 – Corpo stradale».
14. **RFI DTC SI SP IFS 001 E** «Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili».

15. **RFI TCSSTB NT IS 03 110 A** Notizia tecnica "Attrezzature di sostegno segnali in materiale P.R.F.V."

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai Par. 11.2 e 11.3 delle NTC2018. Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza r_k per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo γ :

$$r_d = \frac{r_k}{\gamma}$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei seguenti materiali, dei quali, di seguito, si riportano le caratteristiche meccaniche.

5.1 OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206).

5.1.1 MAGRONI

- **Classe di resistenza:** C12/15
- **Resistenza caratteristica cubica:** $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica cilindrica:** $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- **Classe di esposizione:** XC2 UNI EN 206
- **Classe di consistenza slump:** S3
- **Contenuto minimo di cemento:** 150 Kg/m^3
- **Rapporto A/C:** ≤ 0.60
- **Acqua:** Conforme a UNI EN 1008
- **Cemento:** CEM II/B-M 32.5 R (Conf. UNI-EN 197/1)

5.1.2 STRUTTURA IN FONDAZIONE:

- **Classe di resistenza:** C25/30
- **Classe di esposizione:** XC2 UNI EN 206

- **Classe di consistenza slump:** S4
- **Contenuto minimo di cemento:** 320 Kg/m³
- **Rapporto A/C:** ≤ 0.6
- **Aggregato:** Conforme a UNI EN 12620
- **Massima dimensione aggregato:** 25 mm
- **Copriferro:** 40 mm
- **Acqua:** Conforme a UNI EN 1008
- **Cemento:** CEM IV/A 42.5 R (Conf. UNI-EN 197/1)
- **Resistenza caratteristica cubica:** $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- **Coefficiente sicurezza SLU** $\gamma_c = 1,50$
- **Resistenza di calcolo a compressione SLU** $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 14.1 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU** $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$

		Fondazioni
R _{ck}	(N/mm ²)	30
f _{ck}	(N/mm ²)	25
f _{cm}	(N/mm ²)	33
α _{cc}	(-)	0,85
γ _c	(-)	1,5
f _{cd}	(N/mm ²)	14.17
f _{ctm}	(N/mm ²)	2,56
f _{ctk}	(N/mm ²)	1,79
f _{ctd}	(N/mm ²)	1.19
f _{cfm}	(N/mm ²)	3,07
f _{cfk}	(N/mm ²)	2,15
E _c	(N/mm ²)	31476

Dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Resistenza cilindrica media a compressione}$

$\alpha_{cc} = \text{Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: } \alpha_{cc} \text{ (t > 28gg)} = 0.85$

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto

quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%. $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \text{Resistenza}$

di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi \leq C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica a trazione}$

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a trazione}$

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza media a trazione per flessione}$

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica a trazione}$

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$

5.1.3 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- **Tensione caratteristica di snervamento** $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- **Tensione caratteristica di rottura** $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- **Rapporto** $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
- **Rapporto** $(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
- **Allungamento** $(Agt)_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- **Coefficiente sicurezza SLU** $\gamma_s = 1,15$
- **Resistenza di calcolo SLU** $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- **Tensione di calcolo SLE** $\sigma_{y,ad} = 0,75 f_{yk} = 337,5 \text{ N/mm}^2$

5.1.4 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA PER MICROPALI

Acciaio S355 JR UNI EN 10025/05 ($f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$), per ogni altra specificazione si rimanda al capitolato generale tecnico di appalto – parte II – sezione 7 “pali e micropali”.

5.1.5 SALDATURE

Le saldature dovranno essere eseguite e controllate nel rispetto del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2: Ponti e Strutture e del Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio, con le seguenti precisazioni:

Le saldature si intendono continue.

Le saldature si intendono a cordone d'angolo.

5.1.6 PRESCRIZIONI TECNICHE

Di seguito si riportano i valori di copriferro minimo di progetto per le opere da realizzare

Copriferro minimo di progetto c (mm)	Descrizione
c > 40 mm	Micropali di fondazione
c ≥ 40 mm	Opere in conglomerato cementizio a contatto con il terreno

TOLLERANZE

Per le tolleranze di costruzione delle opere in calcestruzzo e carpenteria metallica si faccia riferimento a quanto riportato nel capitolato di costruzione di opere civili vigente, salvo diverse indicazioni riportate sugli elaborati di progetto.

PRESCRIZIONI REALIZZATIVE MICROPALI

I micropali di fondazione a carattere definitivo devono essere realizzati mediante iniezioni multiple selettive (micropali valvolati), rispettando quanto prescritto nel capitolato generale tecnico di appalto – parte II – sezione 7 “pali e micropali”.

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

6.1 INDAGINI IN SITO

Per dettagli sulle indagini svolte e i relativi risultati di dettaglio si rimanda alla Relazione Geotecnica IA8E00D78RHGE0006001A.

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geomeccanici caratterizzanti sono stati desunti dalla suddetta relazione geotecnica. In particolare, ai fini del calcolo, sono state considerate cautelativamente le seguenti caratteristiche del terreno in fondazione:

γ [kN / m ³]	φ' [°]	c' [kPa]
18,0	24,0	0

La quota della falda (z_w) è stata assunta coincidente con il piano campagna.

6.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

I dati relativi alle misure geofisiche evidenziano che è possibile definire, in via cautelativa, una categoria di sottosuolo di tipo "C", ovvero "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*".

7 MODELLO DI CALCOLO

7.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Il modello di calcolo della platea è stato realizzato mediante il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

7.2 MODELLAZIONE DELL'OPERA

È stato realizzato un modello agli elementi finiti per l'altezza della palina pari a 5,50 m, tramite elementi "beam". La palina è stata modellata come incastrata al piede in corrispondenza della quota d'estradosso dello zoccolo della base in calcestruzzo, mentre la scala è stata modellata come incernierata al piede.

I segnali sono stati modellati come nodi collegati rigidamente alla palina e ai quale sono stati applicati i rispettivi carichi; i nodi che simulano i tre segnali alti hanno distanza dall'asse della palina pari 0,53 m in direzione -X mentre le rispettive altezze sono: $H_1=3,77$ m, $H_2=4,57$ m e $H_3 = 5,37$ m.

I segnali bassi sono stati modellati con un unico nodo di altezza $H_4=1,80$ m a distanza di 0,53 m, in direzione Y, dall'asse della palina e al quale sono state applicate le sollecitazioni complessive corrispondenti a 3 segnali.

L'altezza di applicazione del segnale freccia è $H_5 = 5,50$ m e la sua distanza dall'asse della palina è di 0,53 m in direzione -X.

Il diametro della palina è pari a 169 mm mentre lo spessore è pari a 10 mm.

La scala è stata modellata come una trave di peso equivalente all'elemento reale.

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D67CL	AS0002001	A	16 di 42

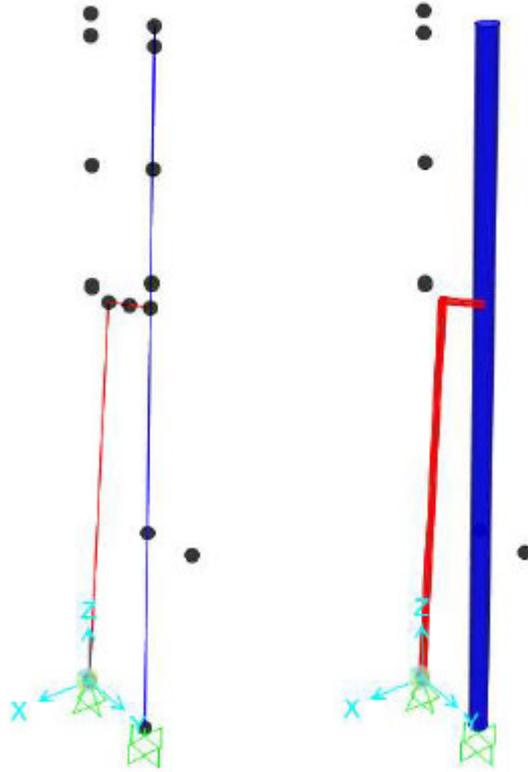


Figura 3: Vista tridimensionale del modello di calcolo

8 AZIONI DI PROGETTO

8.1 APPROCCIO AGLI STATI LIMITE

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio 2; con il quale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R).

Nel calcolo secondo le NTC2018, è necessario distinguere i parametri geotecnici caratteristici (X_k) e le azioni caratteristiche (F_k) dai parametri geotecnici di calcolo (X_d) e le azioni di calcolo (F_d).

Per le verifiche allo Stati Limite Ultimo, i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici applicando opportuni coefficienti di sicurezza parziali (γ) alle azioni, ai parametri geotecnici del terreno ed alla resistenza del sistema geotecnico:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_X} \quad \text{Parametro geotecnico di calcolo}$$

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F \quad \text{Azione di calcolo}$$

$$R_d = \frac{R(F_d; X_d)}{\gamma_R} \quad \text{Resistenza di calcolo}$$

I valori dei coefficienti parziali per le azioni risultano i seguenti.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori delle azioni di seguito riportati sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli Stati Limite.

8.2 PESO PERMANENTE STRUTTURALE - G_1

Il peso proprio del sistema di segnalamento è calcolato automaticamente dal programma (Peso specifico PRFV, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)

8.3 PESO PERMANENTE NON STRUTTURALE - G_2

I carichi permanenti non strutturali da considerare sono relativi ai segnali. È stato considerato un incremento del 50% per tener conto del peso della mensola di collegamento e di eventuali elementi accessori.

Segnale alto 1 + cuffia [kN]	0,45
Segnale alto 2 + cuffia [kN]	0,45
Segnale alto 3 + cuffia [kN]	0,45
Segnale freccia + cuffia [kN]	0,45
Segnale basso 1 + cuffia [kN]	0,65
Segnale basso 2 + cuffia [kN]	0,65
Segnale basso 3 + cuffia [kN]	0,65

8.4 CARICHI ACCIDENTALI

È stata considerata l'eventuale presenza di un manutentore e dell'attrezzatura da lavoro sulla sommità della scala applicando un carico concentrato di 2 kN.

8.5 AZIONE DELLA NEVE

Si trascurano gli effetti dovuti all'azione della neve in quanto ritenute non dimensionanti

8.6 AZIONI DEL VENTO

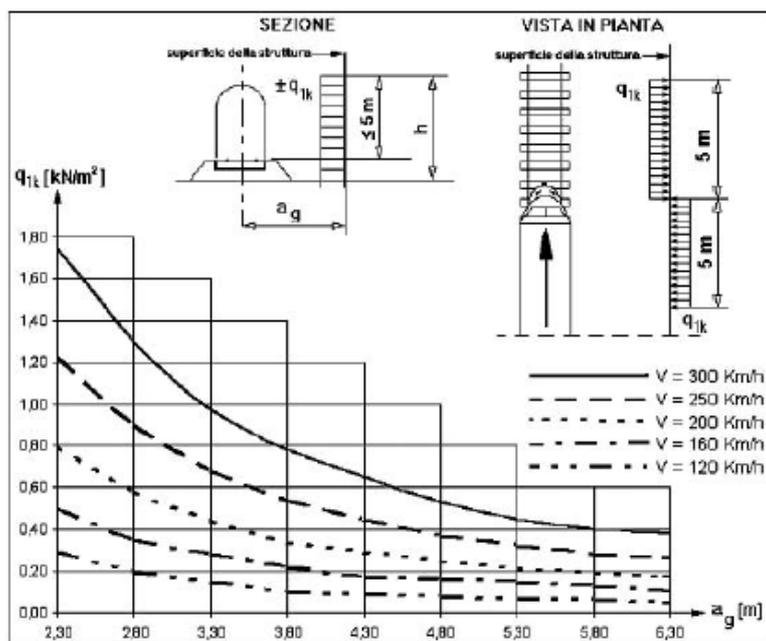
È stata assegnata una pressione del vento variabile e di intensità massima 3,66 kN/m² sui segnali e pari a 2 kN/mq sulla palina, agente ortogonalmente alla superficie considerata, secondo le seguenti

assunzioni: velocità base di riferimento al livello del mare ($v_{b,0}$) pari a 30 m/s, coefficienti di altitudine (c_a) e di ritorno (c_r) unitari, coefficiente di topografia (c_t) pari a 1,493, coefficienti di pressione (c_p) pari a 1,8 per i segnali e unitario per la palina, coefficiente dinamico (c_d) pari a 1, coefficiente di esposizione valutato considerando una categoria di esposizione del sito di tipo II.

8.7 PRESSIONE PER EFFETTI AERODINAMICI DEL TRENO

La pressione indotta dagli effetti aerodinamici del treno è stata applicata staticamente.

Si osserva che la distanza del montante dall'asse del binario è pari a 2,97 m. Dall'abaco 5.2.2.6.1 delle NTC'18 si è assunto cautelativamente per $V = 250$ km/h un valore della pressione aerodinamica di $1,17$ kN/m² agente ortogonalmente alla superficie considerata



Le tabelle seguenti riassumono le azioni agenti sugli elementi costituenti il sistema di segnalamento; per la direzione X, trasversale alla linea ferroviaria, è riportata la somma di vento e pressione aerodinamica mentre per la direzione Y, parallela alla linea, è riportata la sola azione del vento.

DIREZIONE X			
spess. Palina [m]	0,169	p [kN/m]	0,54
spess. scala [m]	0,05	p [kN/m]	0,16
spess. Ballatoio [m]	0,05	p [kN/m]	0,16
Area trasv. segnale alto 3 [mq]	0,2	p [kN]	0,95
Area trasv. segnale alto 2 [mq]	0,2	p [kN]	0,91
Area trasv. segnale alto 1 [mq]	0,2	p [kN]	0,88
Area trasv. segnale freccia [mq]	0,2	p [kN]	0,97
Area trasv. segnale basso [mq]	1,02	p [kN]	4,50

DIREZIONE Y			
spess. Palina [m]	0,169	p [kN/m]	0,34
spess. scala [m]	0,02	p [kN/m]	0,04
Area long. segnale alto 3 [mq]	0,49	p [kN]	1,75
Area long. segnale alto 2 [mq]	0,49	p [kN]	1,66
Area long. segnale alto 1 [mq]	0,49	p [kN]	1,59
Area long. segnale freccia [mq]	0,30	p [kN]	1,11
Area long. segnale basso [mq]	0,38	p [kN]	1,23

8.8 AZIONE SISMICA

Si trascurano gli effetti dovuti alle azioni sismiche in quanto ritenute non dimensionanti.

8.9 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche di resistenza sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, pressione del vento, sovrappressioni aerodinamiche e carichi concentrati.

Per la combinazione dei singoli casi di carico si è adottata la seguente simbologia:

- “PP”, peso proprio del sistema palina – scala;
- “WIND”, azione del vento;
- “PAEROD”, pressione aerodinamica;
- “G2”, carichi permanenti non strutturali (peso dei segnali)
- “Q”, variabili (peso dell’operatore manutenzione e attrezzatura).

Con riferimento al caso specifico, per le verifiche si utilizza la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall’approccio 2.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si è fatto riferimento alla combinazione fondamentale:

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

Le azioni del vento e della pressione aerodinamica sono state sommate e di conseguenza è stato utilizzato un solo coefficiente parziale di combinazione; nelle combinazioni 2, 4, 6 e 8 si è considerato il carico variabile “Q” moltiplicato per il solo coefficiente parziale ad esclusione del coefficiente riduttivo ψ .

Sono state, quindi, prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione 1 (A1+M1+R3): 1 PP + 1,5 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD)
- Combinazione 2 (A1 + M1 +R3): 1 PP + 1,5 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD) + 1,5 Q
- Combinazione 3 (A1+M1+R3): 1 PP + 0,8 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD)
- Combinazione 4 (A1 + M1 +R3): 1 PP + 0,8 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD) + 1,5 Q
- Combinazione 5 (A1+M1+R3): 1,3 PP + 1,5 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD)
- Combinazione 6 (A1 + M1 +R3): 1,3 PP + 1,5 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD) + 1,5 Q
- Combinazione 7 (A1+M1+R3): 1,3 PP + 0,8 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD)
- Combinazione 8 (A1 + M1 +R3): 1,3 PP + 0,8 G2 + 1,5 (WIND + PAEROD) + 1,5 Q

Per le verifiche in direzione $\pm Y$ le combinazioni considerate non prevedono l'azione "PAEROD".

9 RISULTATI ANALISI E VERIFICHE

9.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.

Si riportano le sollecitazioni ottenute dalla combinazione dei carichi:

- Vento spingente in direzione + X, esternamente al binario

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	COMB1	Combination	-17,42	0,06	6,76	1,03	-54,72	3,24
2	COMB2	Combination	-17,42	-0,03	8,75	1,09	-54,72	3,24
2	COMB3	Combination	-17,42	0,03	3,84	0,56	-54,05	3,24
2	COMB4	Combination	-17,42	-0,06	5,83	0,62	-54,05	3,24
2	COMB5	Combination	-17,42	0,06	6,91	1,04	-54,72	3,24
2	COMB6	Combination	-17,42	-0,03	8,90	1,09	-54,72	3,24
2	COMB7	Combination	-17,42	0,03	3,99	0,56	-54,05	3,24
2	COMB8	Combination	-17,42	-0,07	5,98	0,62	-54,05	3,24
3	COMB1	Combination	-0,35	-0,06	-0,54	0,00	0,00	0,00
3	COMB2	Combination	-0,35	0,03	0,47	0,00	0,00	0,00
3	COMB3	Combination	-0,35	-0,03	-0,24	0,00	0,00	0,00
3	COMB4	Combination	-0,35	0,06	0,76	0,00	0,00	0,00
3	COMB5	Combination	-0,35	-0,06	-0,51	0,00	0,00	0,00
3	COMB6	Combination	-0,35	0,03	0,50	0,00	0,00	0,00
3	COMB7	Combination	-0,35	-0,03	-0,21	0,00	0,00	0,00
3	COMB8	Combination	-0,35	0,07	0,79	0,00	0,00	0,00

- Vento spingente in direzione - X, internamente al binario

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	COMB1	Combination	17,42	0,06	6,76	1,03	51,86	-3,24
2	COMB2	Combination	17,42	-0,03	8,75	1,09	51,86	-3,24
2	COMB3	Combination	17,42	0,03	3,84	0,56	52,53	-3,24
2	COMB4	Combination	17,42	-0,06	5,83	0,62	52,53	-3,24
2	COMB5	Combination	17,42	0,06	6,91	1,04	51,86	-3,24
2	COMB6	Combination	17,42	-0,03	8,90	1,09	51,86	-3,24
2	COMB7	Combination	17,42	0,03	3,99	0,56	52,53	-3,24
2	COMB8	Combination	17,42	-0,07	5,98	0,62	52,53	-3,24
3	COMB1	Combination	0,35	-0,06	-0,54	0,00	0,00	0,00
3	COMB2	Combination	0,35	0,03	0,47	0,00	0,00	0,00
3	COMB3	Combination	0,35	-0,03	-0,24	0,00	0,00	0,00
3	COMB4	Combination	0,35	0,06	0,76	0,00	0,00	0,00
3	COMB5	Combination	0,35	-0,06	-0,51	0,00	0,00	0,00
3	COMB6	Combination	0,35	0,03	0,50	0,00	0,00	0,00
3	COMB7	Combination	0,35	-0,03	-0,21	0,00	0,00	0,00
3	COMB8	Combination	0,35	0,07	0,79	0,00	0,00	0,00

- Vento spingente in direzione + Y

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	COMB1	Combination	0,00	-11,93	24,49	41,01	-1,43	-4,86
2	COMB2	Combination	0,00	-12,03	26,49	41,07	-1,43	-4,86
2	COMB3	Combination	0,00	-11,97	21,57	40,53	-0,76	-4,86
2	COMB4	Combination	0,00	-12,06	23,57	40,59	-0,76	-4,86
2	COMB5	Combination	0,00	-11,94	24,64	41,01	-1,43	-4,86
2	COMB6	Combination	0,00	-12,03	26,64	41,07	-1,43	-4,86
2	COMB7	Combination	0,00	-11,97	21,72	40,54	-0,76	-4,86
2	COMB8	Combination	0,00	-12,06	23,72	40,60	-0,76	-4,86
3	COMB1	Combination	0,00	-2,10	-18,27	0,00	0,00	0,00
3	COMB2	Combination	0,00	-2,00	-17,27	0,00	0,00	0,00
3	COMB3	Combination	0,00	-2,07	-17,98	0,00	0,00	0,00
3	COMB4	Combination	0,00	-1,97	-16,97	0,00	0,00	0,00
3	COMB5	Combination	0,00	-2,10	-18,24	0,00	0,00	0,00
3	COMB6	Combination	0,00	-2,00	-17,24	0,00	0,00	0,00
3	COMB7	Combination	0,00	-2,06	-17,95	0,00	0,00	0,00
3	COMB8	Combination	0,00	-1,97	-16,94	0,00	0,00	0,00

- Vento spingente in direzione - Y

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	COMB1	Combination	0,00	12,56	-11,18	-39,72	-1,43	4,86
2	COMB2	Combination	0,00	12,47	-9,19	-39,66	-1,43	4,86
2	COMB3	Combination	0,00	12,53	-14,10	-40,19	-0,76	4,86
2	COMB4	Combination	0,00	12,44	-12,11	-40,13	-0,76	4,86
2	COMB5	Combination	0,00	12,56	-11,03	-39,71	-1,43	4,86
2	COMB6	Combination	0,00	12,47	-9,04	-39,65	-1,43	4,86
2	COMB7	Combination	0,00	12,53	-13,95	-40,19	-0,76	4,86
2	COMB8	Combination	0,00	12,44	-11,96	-40,13	-0,76	4,86
3	COMB1	Combination	0,00	1,99	17,40	0,00	0,00	0,00
3	COMB2	Combination	0,00	2,09	18,41	0,00	0,00	0,00
3	COMB3	Combination	0,00	2,03	17,70	0,00	0,00	0,00
3	COMB4	Combination	0,00	2,12	18,70	0,00	0,00	0,00
3	COMB5	Combination	0,00	2,00	17,43	0,00	0,00	0,00
3	COMB6	Combination	0,00	2,09	18,44	0,00	0,00	0,00
3	COMB7	Combination	0,00	2,03	17,73	0,00	0,00	0,00
3	COMB8	Combination	0,00	2,12	18,73	0,00	0,00	0,00

9.1.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUL SINGOLO MICROPALO

Si è valutato il carico massimo e minimo agente sul singolo micropalo per le diverse direzioni in cui agiscono il vento e la pressione aerodinamica; nello specifico si è considerato vento e pressione aerodinamica agenti in entrambe le direzioni trasversali alla linea ed il solo vento in entrambe le direzioni parallele alla linea.

$$Q_{MAX} = \frac{N_{TOT}}{n^{\circ}pali} + \frac{M_y}{\sum dx^2} dx + \frac{M_x}{\sum dy^2} dy$$

$$Q_{MIN} = \frac{N_{TOT}}{n^{\circ}pali} - \frac{M_y}{\sum dx^2} dx - \frac{M_x}{\sum dy^2} dy$$

$$\text{con } N_{TOT} = \gamma_G W_{fondazione} + \gamma_G n^{\circ}pali W_{palo,i} + N_{ED}$$

$$M_x = M_x + T_y h \quad M_y = M_y + T_x h$$

GEO A1+M1+R3	VENTO +X		VENTO - X		VENTO + Y		VENTO - Y	
	Q max	Q min	Q max	Q min	Q max	Q min	Q max	Q min
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
combinazione 1	142,32	-91,65	137,92	-87,24	27,54	23,13	27,54	23,13
combinazione 2	143,82	-90,15	139,42	-85,74	29,04	24,63	29,04	24,63
combinazione 3	139,98	-91,93	137,63	-89,58	25,20	22,85	25,20	22,85
combinazione 4	141,48	-90,43	139,13	-88,08	26,70	24,35	26,70	24,35
combinazione 5	149,08	-84,89	144,67	-80,48	34,30	29,89	34,30	29,89
combinazione 6	150,58	-83,39	146,17	-78,98	35,80	31,39	35,80	31,39
combinazione 7	146,74	-85,17	144,39	-82,82	31,96	29,60	31,96	29,60
combinazione 8	148,24	-83,67	145,89	-81,32	33,46	31,10	33,46	31,10
sollecitazioni max	150,58	-91,93	146,17	-89,58	35,80	31,39	35,80	31,39

Nella verifica al carico limite sono state considerate le sollecitazioni maggiori tra quelle ottenute;

	Q max [kN]	Q min [kN]
azioni di verifica	150,58	-91,93

Tagli agente massimo in direzione X: 17,77 kN.

Tagli agente massimo in direzione Y: 14,03 kN.

9.2 MICROPALI

Si assume che i micropali da utilizzare nel progetto della fondazione per paline di segnalamento siano di tipo valvolato iniettati a pressione con armatura in acciaio S355JR.

In ogni caso si cercherà di realizzare micropali con diametro massimo di perforazione di 250 mm al fine di poter operare in linea con macchinari di ridotte dimensioni.

Il copriferro minimo (semidifferenza tra il diametro di perforazione e diametro esterno dell'armatura del micropalo) da garantire all'armatura del micropalo può assumersi pari a 4 cm. Come criterio preferenziale di scelta del diametro dell'armatura si può pertanto partire dai valori commerciali immediatamente inferiori (o molto prossimi) al diametro della perforazione (D_s) diminuito di 8 cm.

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

La fondazione è stata verificata considerando un terreno a grana fine avente coesione nulla ed angolo di attrito interno $\phi = 24^\circ$ e peso di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

9.2.1 VERIFICA DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI

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

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 che si intende adottare;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, injection globale inique).

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

$$Q_{lim} = Q_{ll} + Q_{pl}$$

dove

Q_{ll} : portata laterale limite: $Q_{ll} = \pi * D_b * L_p * q_s$

D_b : diametro reso del micropalo = αD_s ;

D_s : 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 successiva);

q_s : portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore NSPT o pL. È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura (267) per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo. Tali grafici vengono riportati alle pagine seguenti.

Q_{pl} : portata alla punta ultima. 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 portanza laterale.

Nell'applicazione di quanto prescritto nel documento normativo [1], ai fini della valutazione della resistenza di progetto R_d , da confrontarsi con il valore di progetto dell'azione E_d , si opera dividendo

la resistenza caratteristica $R_{c,k}$ per i coefficienti γ_R (che tengono conto della tipologia di palo) e per i coefficienti ξ (che tengono conto del numero di verticali indagate):

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_r \xi}$$

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

In ogni caso, quando il tratto iniettato del micropalo raggiunge la superficie del terreno, si raccomanda che, per i primi 5 metri, esso venga considerato in ogni caso del tipo IGU.

La capacità portante verticale di progetto si calcolerà pertanto per integrazione dei valori di Q_D trovati per il tratto di tipo IGU e per quello di tipo IRS. La lunghezza del micropalo così calcolata dovrà essere aumentata di 2 metri in caso di realizzazione dell'opera su rilevato ferroviario per tener conto del ridotto stato di addensamento del terreno in prossimità della scarpata del rilevato stesso. 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 e della tecnica di realizzazione del micropalo. Il valore di q_s in MPa è leggibile sulle ordinate dei diagrammi

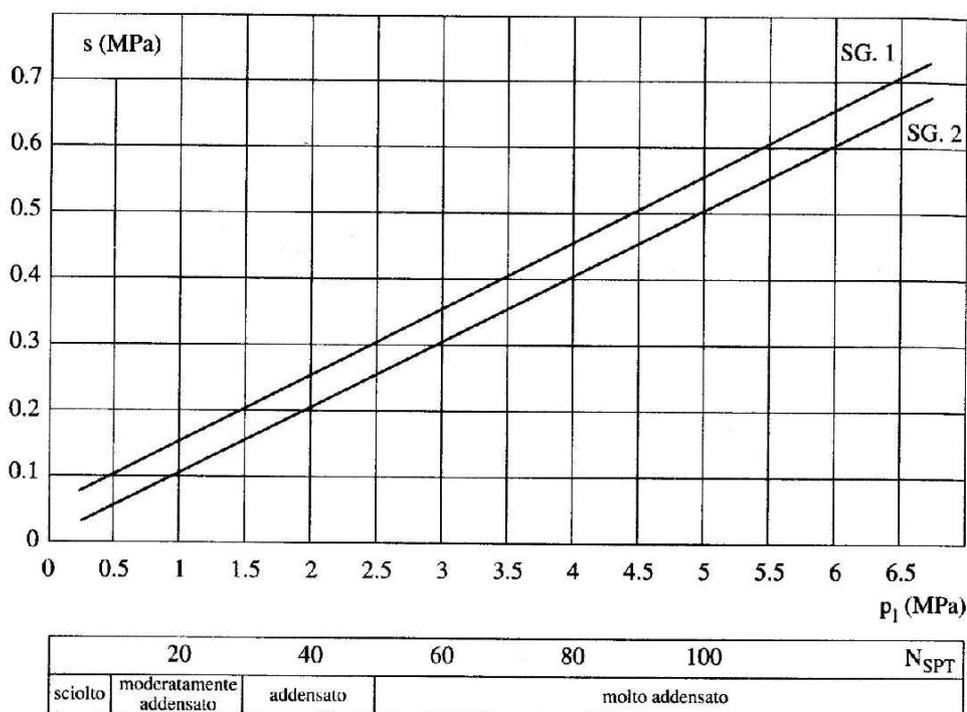
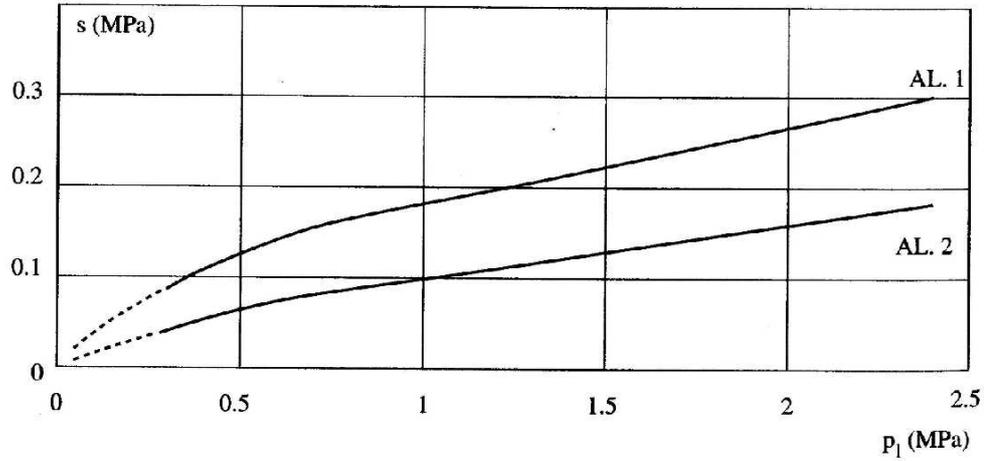


Figura 4: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie



4	8	15	30	N_{SPT}
molle	moderat. consistente	consistente	molto consistente	dura

Figura 5: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi

Tabella A: Valori del coefficiente α

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1,2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1,8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1,8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

 Tabella B: indicazioni per la scelta del valore q_s

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

Nelle verifiche ci si riferisce ad un unico stato di addensamento del terreno, identificato dal parametro N_{spt} pari a 10, coerentemente a quanto riportato nella relazione geotecnica, a cui corrisponde un valore di q_s pari a 80 KPa, letto a vantaggio di sicurezza sulla curva AL2.

I coefficienti parziali considerati nelle verifiche sono:

γ_{r3} compressione	1,15
γ_{r3} trazione	1,25

Si è considerato, cautelativamente, un numero di verticali indagate pari ad 1 da cui segue che il fattore di correzione ζ è pari a 1,70.

Nel calcolo non si è considerata la lunghezza totale dei micropali, fissata in 5 metri, ma a favore di sicurezza è stata valutata la resistenza offerta da solo 4,20 metri considerando 2 metri di terreno non collaborante per tenere conto del minore stato di addensamento del terreno in corrispondenza della scarpata del rilevato.

Inoltre, a favore di sicurezza, è stato condotto il calcolo considerando una tecnologia esecutiva IGU anziché IRS.

IGU Lunghezza [m]	coeff. α	$D_s = \alpha D$ [cm]	s [Mpa]	$Q_{lim, k}$ [kN]	$Q_{lim, d}$ compres. [kN]	$Q_{lim, d}$ trazione [kN]
4,20	1,1	27,5	0,08	290,28	167,46	136,60

VERIFICA	E_d [kN]	$Q_{l, d}$ [kN]	$F = Q_{l, d}/E_d$	ESITO VERIFICA
Compressione	150,58	167,46	1,11	soddisfatta
Trazione	91,93	136,60	1,49	soddisfatta

9.2.2 VERIFICA DI COLLASSO PER CARICO LIMITE ORIZZONTALE

La verifica è stata condotta secondo la teoria sviluppata da Broms; in accordo a tale teoria si è tenuto in conto delle seguenti ipotesi:

- Palo immerso in un terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido plastico perfetto;
- A favore di sicurezza si è ipotizzata la presenza della falda e, in accordo con la teoria di Broms, che questa sia coincidente con il piano campagna; sotto tale ipotesi si considera un peso specifico pari a $\gamma_{\text{terreno}} - \gamma_{\text{water}}$

In funzione della direzione considerata nella verifica si è fatta distinzione sul meccanismo di collasso:

- Direzione X: palo impedito di ruotare in testa in terreni incoerenti;
- Direzione Y: palo libero di ruotare in testa in terreni incoerenti.

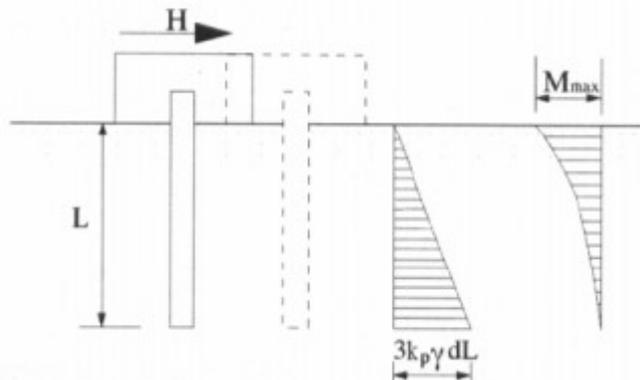
Il coefficiente parziale considerato nella verifica è

γ_t - taglio	1,30
---------------------	------

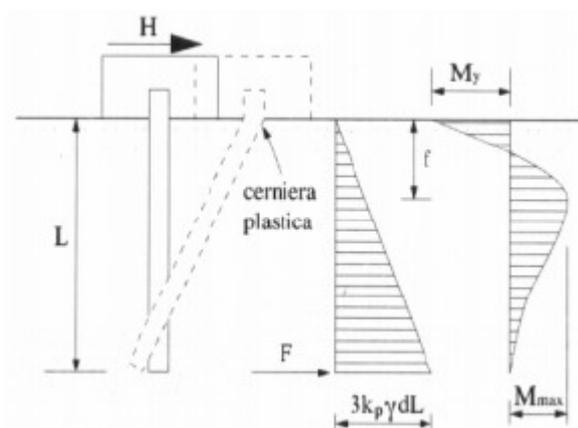
Si è considerato un numero di verticali indagate pari ad 1 da cui segue che il fattore di correzione ζ è pari a 1,70.

- Verifica in direzione X

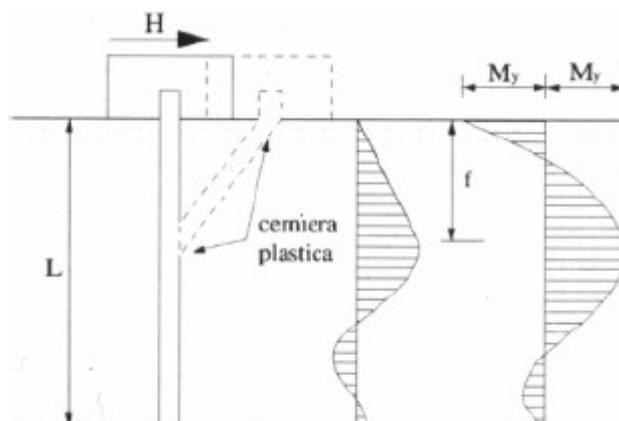
Per un palo impedito di ruotare in testa in terreni incoerenti i meccanismi di collasso che possono manifestarsi sono quelli di palo corto, palo intermedio o di palo lungo. La figura seguente riassume i possibili meccanismi di collasso e le distribuzioni della resistenza del terreno e del momento.



Meccanismo di palo corto



Meccanismo di palo intermedio



Meccanismo di palo lungo

Ai fini della verifica si considera il valore di resistenza minimo tra quelli corrispondenti ai singoli meccanismi:

$$\text{palo corto, } H_{lim} = 1,5 \left(\frac{L}{d}\right)^2 k_p \gamma d^3$$

$$\text{palo intermedio, } H_{lim} = k_p \gamma d^3 \left(\frac{1}{2} \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y d}{k_p \gamma d^4 L} \right)$$

$$\text{palo lungo, } H_{lim} = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

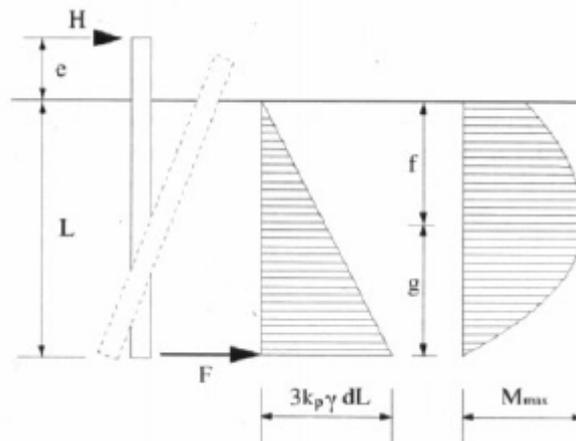
Il tubolare in acciaio ha diametro esterno di 168,3 mm e spessore 12 mm

Ipotesi meccanismo	Portanza	
Palo lungo	83,0	(kN)
Palo intermedio	59,4	(kN)
Palo corto	125,5	(kN)

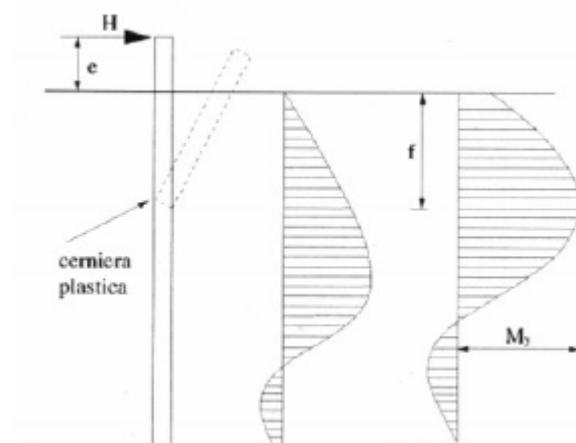
VERIFICA	Ted [kN]	Re,k [kN]	Re,d [kN]	F	Esito verifica
Azioni trasversali	8,88	59,4	26,88	3,05	Soddisfatta

- Verifica in direzione Y

Per un palo libero di ruotare in testa in terreni incoerenti i meccanismi di collasso che possono manifestarsi sono quelli di palo corto o di palo lungo. La figura seguente riassume i possibili meccanismi di collasso e le distribuzioni della resistenza del terreno e del momento.



Meccanismo di palo corto



Meccanismo di palo lungo

Il valore di resistenza offerto dai due diversi meccanismi di collasso è valutato con le seguenti formulazioni

$$\text{palo corto, } H_{lim} = k_p \gamma d^3 \frac{d}{2(e+L)} \left(\frac{L}{d}\right)^3$$

$$\text{palo lungo, } H_{lim} \left(e + 0,816 \frac{2}{3} \sqrt{\frac{H_{lim}}{k_p \gamma d}} \right) = M_y$$

L'equazione di palo lungo è risolvibile eguagliando il primo termine dell'equazione al momento di plasticizzazione del palo.

Per il coefficiente di spinta passiva si è utilizzata la relazione, $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$.

L'eccentricità del carico orizzontale è data dal rapporto tra il massimo momento sulla testa del palo e l'azione tagliante.

$$e (m) = \frac{M_x + T_x \cdot h}{T_x} =$$

Ipotesi meccanismo	Portanza	
Palo lungo	52,4	(kN)
Palo corto	32,8	(kN)

La portanza caratteristica in ipotesi di meccanismo di palo corto è inferiore a quella in ipotesi di palo lungo che si ottiene eguagliando il momento massimo al momento di plasticizzazione della sezione del micropalo.

Pertanto, risulta

VERIFICA	Ted [kN]	Re,k [kN]	Re,d [kN]	F	Esito verifica
Azioni trasversali	7,02	32,8	14,82	2,11	Soddisfatta

9.2.3 CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO

Per la verifica strutturale del micropalo si sono prese in considerazioni le maggiori sollecitazioni ottenute dall'analisi per diverse direzioni del vento e per le diverse combinazioni di carico; nello specifico sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dall'analisi con vento agente in direzione – X:

$$V_x = 17,77 \text{ kN}$$

$$Q_{max} = 150,58 \text{ kN}$$

Per la valutazione dello stato di sollecitazione flesso-tagliante, si è fatta l'ipotesi di terreno alla Winkler e di palo con rotazione impedita in testa.

Nell'ipotesi di coefficiente di reazione orizzontale del terreno k_h costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$EJ \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h D y = 0$$

con:

- E, modulo elastico del palo;

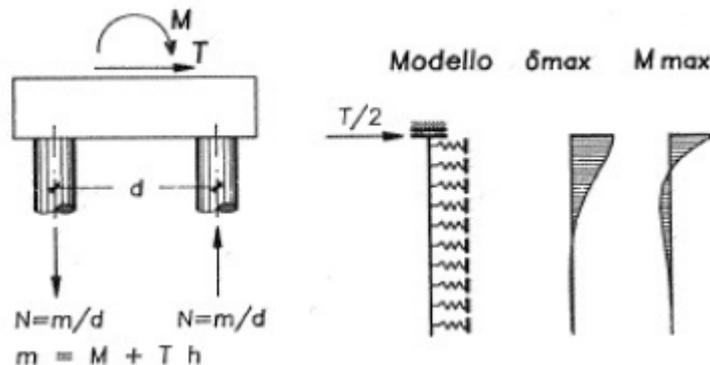
- J, momento di inerzia del palo;
- Y, spostamento orizzontale rispetto alla direzione verticale;
- D, diametro del micropalo.

Definendo la lunghezza caratteristica del micropalo come

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D}}$$

Definendo la lunghezza caratteristica del micropalo come

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{1}{\lambda^4} y = 0$$



Nell'ipotesi di palo con rotazione in testa impedita, il momento massimo che si verifica all'incastro si calcola come segue:

$$M_{max} = T_{tot} \lambda/2.$$

Il coefficiente di reazione orizzontale del terreno è stato calcolato con la seguente relazione:

$$K_h = c_g n_h \frac{z}{D}$$

con:

- c_g , coefficiente riduttivo di gruppo pari a 0,5;
- $n_h = A\gamma/1,35$, con A dipendente dal tipo di terreno e assunto pari a 450 per $N_{spt} = 10$.

Nella tabella seguente vengono riassunte le caratteristiche geometriche del micropalo

D perf [mm]	D est [mm]	t [mm]	D int [mm]	A steel [mmq]	Av, taglio [mmq]	I [cm ⁴]	Ws,elast [mmc]	E steel [Mpa]
250	168,30	12	144,30	5892,37	3751,2	1809,97	215088,09	210000

Per il calcolo del coefficiente orizzontale del terreno si è assunto un valore di z pari alla media della lunghezza del palo e quindi di 2,5 m.

Nell'ambito della verifica di resistenza si affidano gli sforzi alla sezione costituita dal solo tubolare in acciaio:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A_s} + \frac{M_{max}}{W_s}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_v}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3\tau_{max}^2}$$

La verifica risulta soddisfatta se la tensione di snervamento di progetto risulta maggiore della tensione ideale:

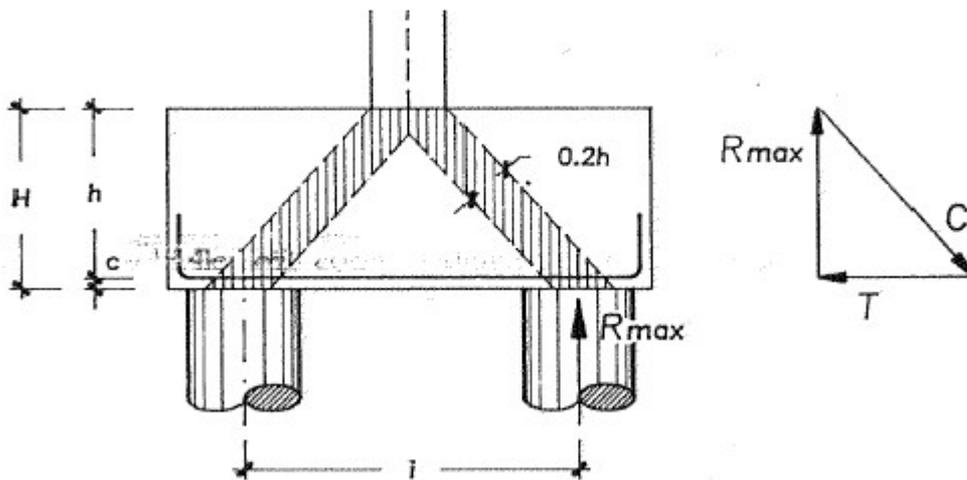
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355}{1,05} = 338,10 \text{ MPa} > \sigma_{id}$$

Nspt = 15	
z [m]	2,5
A	450
nh [kN/mc]	6666,7
γ [kN/mc]	18
L palo [m]	4,2
Kh [kN/mc]	33333,3
λ [m]	0,86
T max [kN]	8,88
M max [kNm]	14,04
N max [kN]	150,58
σ max [MPa]	90,85
τ max [MPa]	2,37
σ id [MPa]	90,94

In definitiva, si ottiene una tensione ideale inferiore alla tensione di snervamento di progetto, $f_{y,d} = 338,10 \text{ Mpa}$.

9.2.4 VERIFICA DEL BLOCCO DI FONDAZIONE

Per la verifica del blocco di base si utilizza un modello "strut and tie", come illustrato nella figura seguente:



È stato considerato un valore dello sforzo di compressione sul micropalo pari a 150,58 kN, derivante dalla peggiore combinazione di carico analizzata.

Inclinazione del puntone rispetto all'orizzontale,

$$\alpha = \arcsin\left(\frac{2h}{i}\right) = 74,08^\circ$$

Sforzo massimo nel tirante,

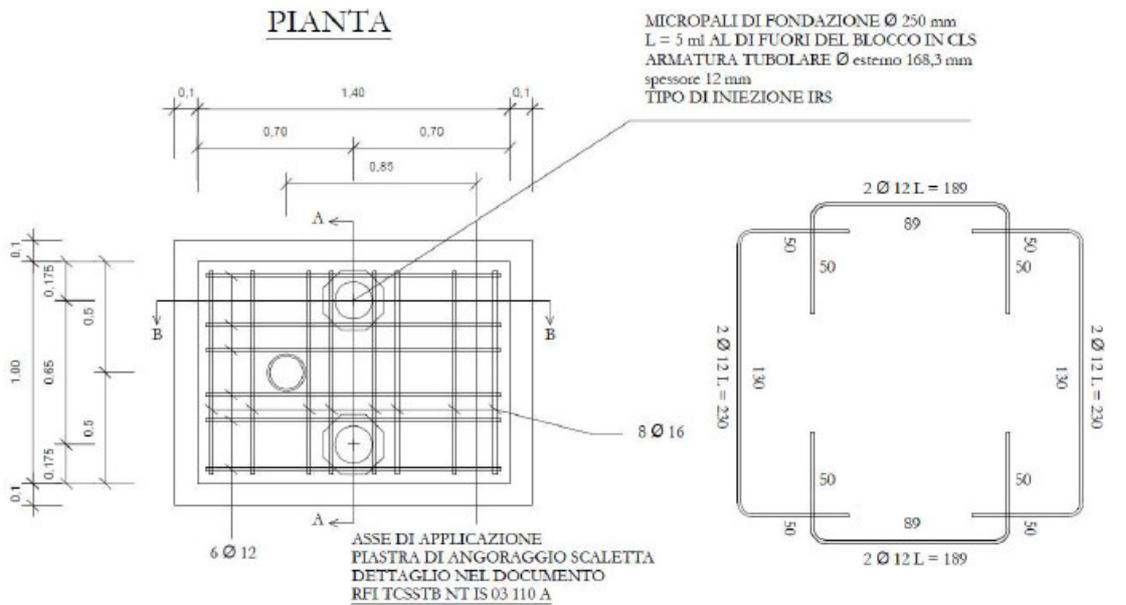
$$T = \frac{R_{max}}{\tan \alpha} = 42,95 \text{ kN}$$

$$A_{s,min} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{42,95}{391,3} = 109,76 \text{ mm}^2$$

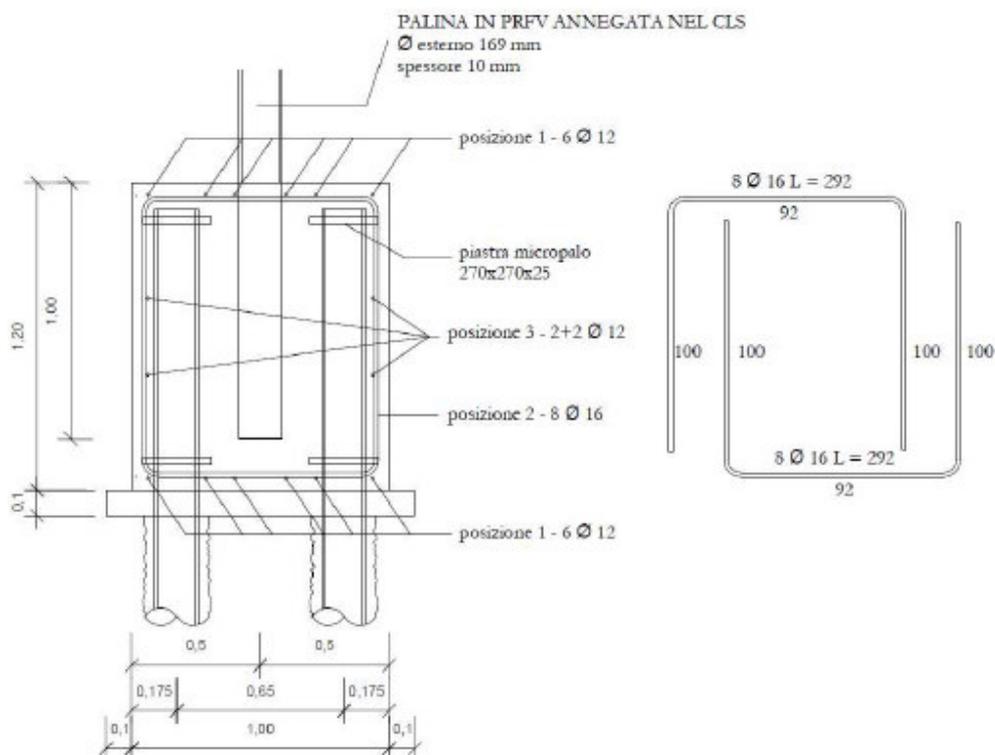
Si dispongono (4+4) $\varnothing 16$ ai due lembi per un'area totale complessiva di acciaio pari a: 1608 mm².

10 CARPENTERIA E ARMATURE

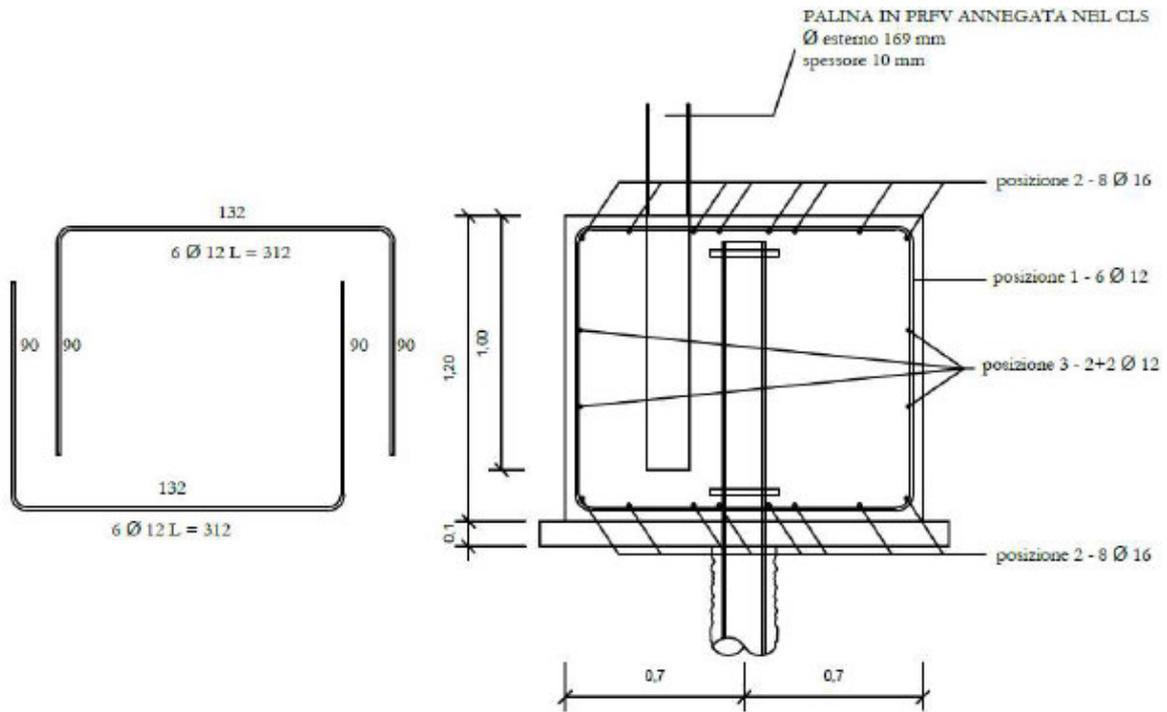
Si riportano le carpenterie indicate anche nell'allegato F alla Manuale di Progettazione - sezione III.



SEZIONE A - A

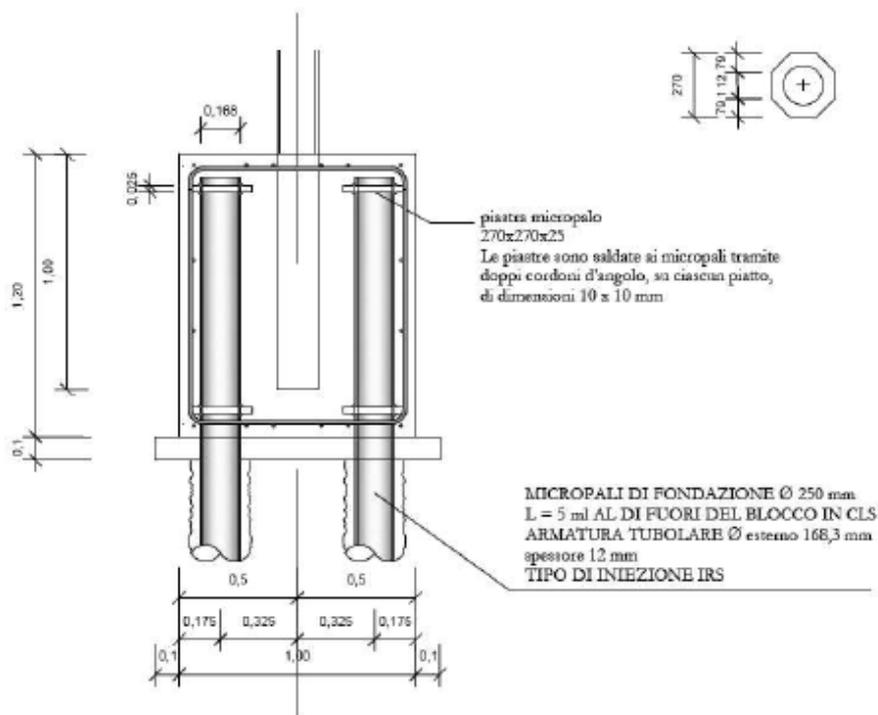


SEZIONE B - B



PARTICOLARE MICROPALO

PIASTRA MICROPALO



Incidenza delle barre di armatura: 73 Kg/m³

11 CONCLUSIONI.

Dalle verifiche effettuate risulta che la struttura fondale oggetto della presente relazione, e descritta nell'Allegato F del Manuale di Progettazione delle Opere Civili, parte II – Sezione III Corpo stradale, è idonea a sostenere i carichi ad essa applicabili, sia da un punto di vista geotecnico che strutturale.