

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI.

STAZIONE AEROPORTO

PENSILINA NORD - Relazione di calcolo fondazioni

SCALA:

-

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

I A 7 K 0 0 D 1 0 C L F V 0 1 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A. Ingletti	dic 2019	A.Ciavarella	dic 2019	T.Paoletti	dic 2019	L.Berardi Dicembre 2019
B	Emissione Esecutiva	A. Ingletti	dic 2019	A.Ciavarella <i>A. Ciavarella</i>	dic 2019	T.Paoletti <i>T. Paoletti</i>	dic 2019	

File: IA7K00D10CLFV010001B.doc

n. Elab.:

INDICE

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	DOCUMENTI DI PROGETTO	5
2.1	NORMATIVE E ISTRUZIONI	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO	8
4	SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI	9
4.1.1	<i>Approccio di calcolo e combinazioni di carico</i>	9
4.1.2	<i>Azioni di verifica</i>	17
5	VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE	23
5.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA VERTICALI E STRUTTURALI DEL MICROPALO	23
5.1.1	<i>Verifica geotecnica e strutturale del micropalo compresso</i>	32
5.1.2	<i>Verifica geotecnica e strutturale del micropalo teso</i>	35
5.2	VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA ORIZZONTALE	37
5.2.1	<i>Caso di palo impedito di ruotare in testa</i>	39
5.2.2	<i>Caso di palo libero di ruotare in testa</i>	41
5.2.3	<i>Momento di plasticizzazione micropalo</i>	43
5.2.4	<i>Verifica geotecnica di portanza orizzontale del micropalo</i>	44
6	VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE	48
6.1	CLASSIFICAZIONE DEL PLINTO DI FONDAZIONE	48
6.2	VERIFICHE STRUTTURALI	48
6.2.1	<i>Armature per meccanismo tirante-puntone</i>	48
6.2.2	<i>Verifica a punzonamento plinto</i>	54
7	TRAVE DI COLLEGAMENTO	56



**PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE**

**COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	3 di 61

8 INCIDENZA ARMATURE 61

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione della pensilina lato Nord della stazione ferroviaria dell'aeroporto del Salento. Tali fondazioni sono costituite da plinti su micropali, connessi da travi di collegamento. I plinti e le travi di collegamento sono previsti realizzati in conglomerato cementizio armato gettato in opera.

Si riporta di seguito la sezione tipologica del sistema di fondazione in esame.

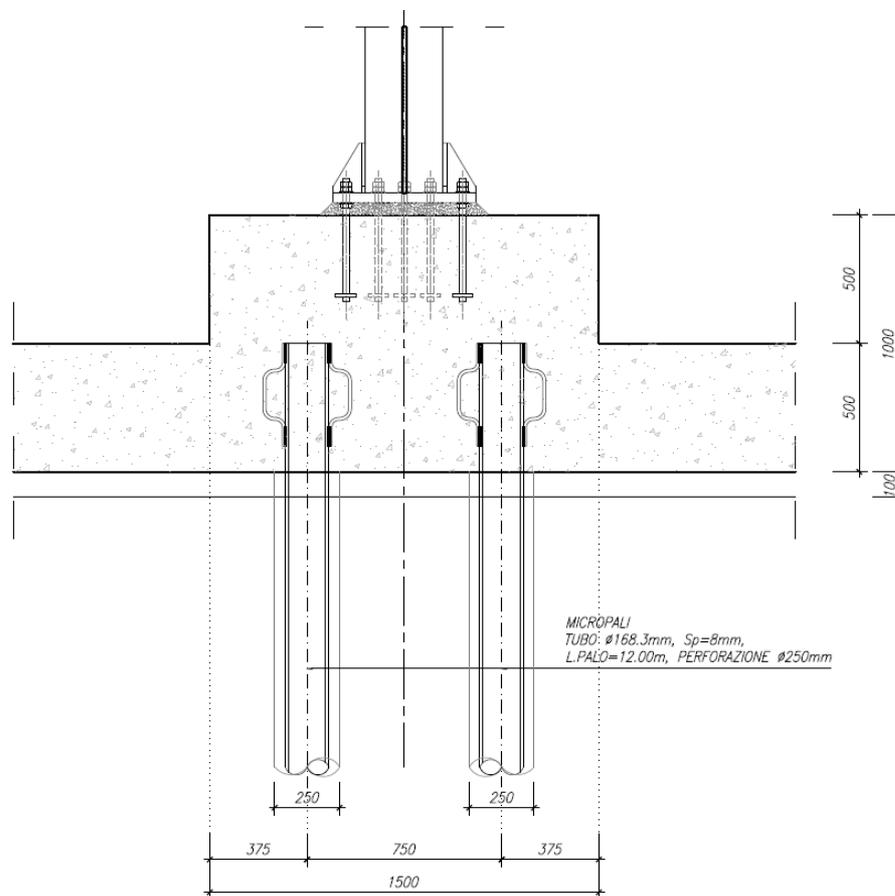


Figura 1. Sezione tipo fondazione Pensilina Nord.

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	5 di 61

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I documenti usati come input per il presente elaborato sono riportati nei paragrafi successivi.

2.1 Documenti di progetto

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito in esame, si rimanda agli elaborati tecnici di seguito riportati.

Codifica elaborato	Titolo elaborato
IA7B01D69FZGE0001001A	Profilo geologico
IA7K00D09GEGE0006001A	Relazione geotecnica generale
IA7K00D09F6GE0006005A	Profilo geotecnico - Tav 5 di 5
IA7K00D44CLFV010001A	Pensilina Nord – Relazione di calcolo elevazioni

Tabella 1: Documenti di riferimento.

2.1 Normative e istruzioni

La progettazione è stata svolta in conformità alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.. La normativa utilizzata è la seguente:

- “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione II – Ponti e Strutture ” (rif. RFI-DTC-SI-PS-MA-IFS-001-C);
- Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-18);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 18;
- UNI EN 1992-1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione dei collegamenti;
- “Istruzioni per la valutazione delle azione e degli effetti del vento sulle costruzioni” – CNR-DT 207/2008.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	6 di 61

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

3.1 Calcestruzzo

Descrizione	Simbolo	u.d.m.	Valore
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}	MPa	15.00
Contenuto minimo cemento		kg/m ³	150.00

Tabella 2: Proprietà meccaniche del calcestruzzo del magrone.

CALCESTRUZZO PLINTO DI FONDAZIONE

Descrizione	Simbolo	Formula	u.d.m.	Valore
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		MPa	30.00
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	MPa	24.90
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck} + 8$	MPa	32.90
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc}		-	0.85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.50
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	MPa	14.11
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	MPa	2.56
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	MPa	1.79
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	MPa	1.19
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	$1.2 * f_{ctm}$	MPa	3.07
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	MPa	2.15
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	MPa	31447.16
Peso proprio	γ_{cls}		N/m ³	25000.00
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.20
Coefficiente di aderenza	η		-	1.00
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	MPa	4.03
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	MPa	2.69
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	$\sigma_{c,rara}$	$0.55 * f_{ck}$	MPa	13.70
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	$\sigma_{c,per}$	$0.40 * f_{ck}$	MPa	9.96

Tabella 3: Proprietà meccaniche del calcestruzzo del plinto.

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	7 di 61

Descrizione	Simbolo	Formula	u.d.m.	Valore
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		MPa	25.00
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	MPa	20.75
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck} + 8$	MPa	28.75
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc}		-	0.85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.50
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	MPa	11.76
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	MPa	2.27
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	MPa	1.59
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	MPa	1.06
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	$1.2 * f_{ctm}$	MPa	2.72
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	MPa	1.90
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	MPa	30200.49
Peso proprio	g_{cls}		N/m ³	25000.00
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.20
Coefficiente di aderenza	η		-	1.00
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	MPa	3.57
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	MPa	2.38
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	$\sigma_{c,rara}$	$0.55 * f_{ck}$	MPa	11.41
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	$\sigma_{c,per}$	$0.40 * f_{ck}$	MPa	8.30

Tabella 4: Proprietà meccaniche del calcestruzzo dei micropali.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	8 di 61

3.2 Acciaio

Descrizione	Simbolo	Formula	u.d.m.	Valore
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t,nom}$		MPa	540.00
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y,nom}$		MPa	450.00
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s		-	1.15
Resistenza di calcolo	f_{yd}	f_{yk}/γ_s	MPa	391.30
Modulo elastico	E_s		MPa	206000.00
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	σ_s	$0.75 * f_{yk}$	MPa	337.50

Tabella 5: Proprietà meccaniche dell'acciaio delle barre di armatura plinto.

ACCIAIO PER MICROPALI E RELATIVI PIATTI

Acciaio S275

Descrizione	Simbolo	Formula	u.d.m.	Valore
Modulo elastico	E_s		MPa	210000.00
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.3
Modulo di elasticità trasversale	G	$E/[2*(1+\nu)]$	MPa	80769
Coefficiente di espansione termica lineare	α		1°/C	1.20E-05
Densità	ρ		kg/m ³	7850
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}		MPa	275
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}		MPa	430

Tabella 6: Proprietà meccaniche dell'acciaio per micropali e relativi piatti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	9 di 61

4 SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI

In fase di verifica sono state valutate le sollecitazioni massime per lo SLU e SLV, ottenute dal modello di calcolo della pensilina sovrastante, realizzato mediante il software SAP2000. Tali sollecitazioni sono restituite rispetto all'estradosso del plinto di fondazione.

Come mostrato nell'immagine di sotto, nel modello di calcolo dell'elevazione della pensilina si è assunto un vincolo di incastro alla base di ogni colonna.

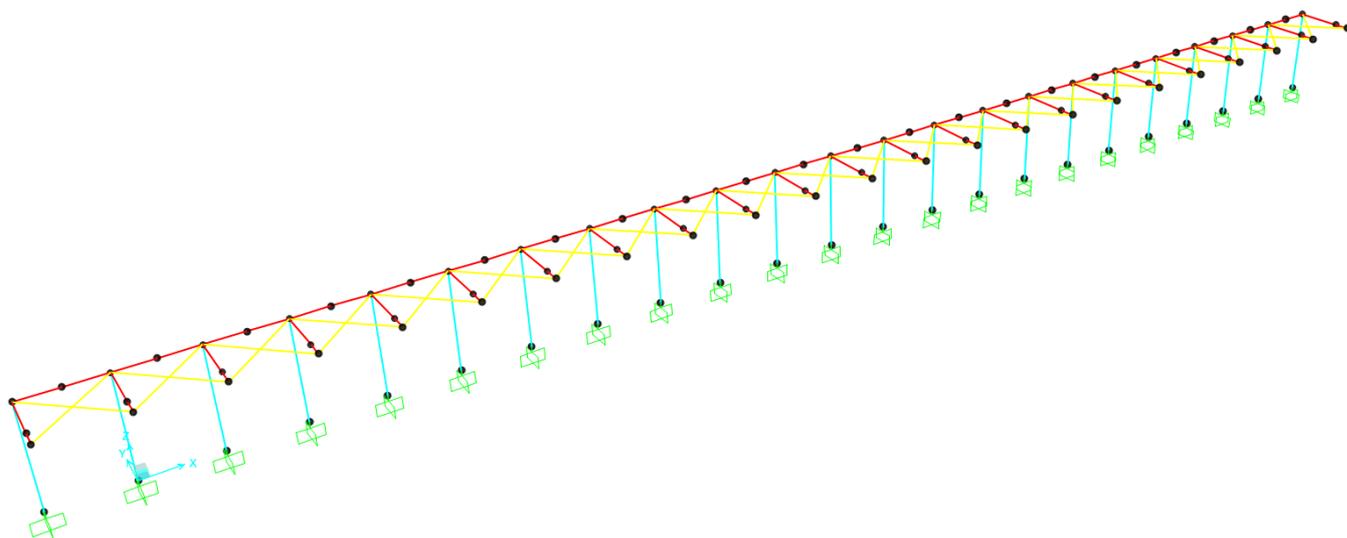


Figura 2. Modello SAP2000 elevazione Pensilina Nord.

4.1.1 Approccio di calcolo e combinazioni di carico

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche strutturali e geotecniche del sistema fondazionale devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle NTC 2018.

Come indicato al paragrafo 6.4.3.1 delle NTC 2018, per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) della fondazione è stato adottato l'Approccio progettuale di tipo 2.

Secondo tale approccio, si impiega un'unica combinazione (A1+M1+R3) dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), i parametri geotecnici (M) e le resistenze (R). Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi di tipo strutturale, il coefficiente R3 non deve essere portato in conto.

I coefficienti parziali per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze secondo NTC 2018 sono riportati di seguito.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B

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}

Tabella 7: Coefficienti parziali azioni.

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

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

Tabella 8: Coefficienti parziali resistenza dei parametri geotecnici.

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

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

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 9: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche a carico verticale dei micropali.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	11 di 61

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tabella 10: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche a carico orizzontale dei micropali.

Ai fini delle verifiche agli stati limite, le combinazioni delle azioni definite per l'elevazione, in accordo al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, sono le seguenti:

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

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

- Combinazione caratteristica, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili (SLE Rara):

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

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE Quasi permanente):

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi di salvaguardia per la vita (SLV) e di esercizio (SLO) connessi con l'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

Dove:

- Azioni permanenti (G);
- Azioni variabili (Q);
- Azione da precompressione (P);
- Azioni eccezionali (A);
- Azioni sismiche (E).

Avendo adottato per la verifica del sistema fondazionale l'approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), le combinazioni di carico definite per l'elevazione, che usano i coefficienti A1, rimangono valide anche per le verifiche della fondazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B

Il valore dei coefficienti di combinazione secondo NTC 2018 è riportato di seguito.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



**PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE**

**COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	13 di 61

Di seguito si riportano i casi di carico elementari definiti per l'analisi.

Carico	Descrizione
G1	Peso proprio elementi strutturali
G2	Carico permanente non strutturale sulla copertura
Q1.1	Azione del vento di pressione sulla copertura
Q1.2	Azione del vento di depressione sulla copertura
Q2	Neve sulla copertura
Q3	Manutenzione sulla copertura
Dt	Variazione uniforme di temperatura positiva assegnata e travi e colonne dell'elevazione
SLV_X	Sisma allo Stato Limite di Salvaguardia della vita agente in direzione globale X
SLV_Y	Sisma allo Stato Limite di Salvaguardia della vita agente in direzione globale Y
SLV_Z	Sisma allo Stato Limite di Salvaguardia della vita agente in direzione globale Z
Ecc	Azione eccezionale di rottura della catenaria

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B

Di seguito si riportano le combinazioni di carico definite per l'analisi.

Combinazioni fondamentali (SLU).

Si precisa che per ogn combinazione, il nome riportato dopo la numerazione della combinazione sta ad indicare quale carico è stato considerato come dominante nella combinazione stessa (ad esempio, per U1 ven si intende una combinazione allo stato limite ultimo in cui il caso di carico Q1.1 del vento è stato considerato come dominante e gli altri carichi come secondari).

SLU	1	2	3	4	5	6	7
	G1	G2	Q1.1	Q1.2	Q2	Q3	Dt
U1 ven	1.3	1.5	1.5	0	0	0.75	0.9
U2 ven	1.3	1.5	1.5	0	0	0.75	-0.9
U3 ven	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0.9
U4 ven	1.3	1.5	0	1.5	0	0	-0.9
U5 man	1.3	1.5	0	0	1.5	0.75	0.9
U6 man	1.3	1.5	0	0	1.5	0.75	-0.9
U7 man	1.3	1.5	0.9	0	1.5	0.75	0.9
U8 man	1.3	1.5	0.9	0	1.5	0.75	-0.9
U9 nev	1.3	1.5	0	0	0	1.5	0.9
U10 nev	1.3	1.5	0	0	0	1.5	-0.9
U11 nev	1.3	1.5	0.9	0	0	1.5	0.9
U12 nev	1.3	1.5	0.9	0	0	1.5	-0.9
U13 DT	1.3	1.5	0	0	0	0.75	1.5
U14 DT	1.3	1.5	0	0	0	0.75	-1.5
U15 DT	1.3	1.5	0.9	0	0	0.75	1.5
U16 DT	1.3	1.5	0.9	0	0	0.75	-1.5
U17 DT	1.3	1.5	0	0.9	0	0	1.5
U18 DT	1.3	1.5	0	0.9	0	0	-1.5

Tabella 11: Combinazioni di carico fondamentali (SLU).

Combinazioni eccezionali (ECC).

SLU	1	2	3	4	5	6	7	8
	G1	G2	Q1.1	Q1.2	Q2	Q3	Dt	Ecc
ECC 1	1	1	1.5	0	0	0.75	0.9	1
ECC 2	1	1	1.5	0	0	0.75	-0.9	-1

Tabella 12: Combinazioni di carico eccezionali (ECC).

Combinazioni caratteristiche (SLE RARA).

Si precisa che per ogn combinazione, il nome riportato dopo la numerazione della combinazione sta ad indicare quale carico è stato considerato come dominante nella combinazione stessa (ad esempio, per K1 ven si intende una combinazione allo stato limite ultimo in cui il caso di carico Q1.1 del vento è stato considerato come dominante e gli altri carichi come secondari).

SLE RARA	1	2	3	4	5	6	7
	G1	G2	Q1.1	Q1.2	Q2	Q3	Dt
K1 ven	1	1	1	0	0	0.5	0.6
K2 ven	1	1	1	0	0	0.5	-0.6
K3 ven	1	1	0	1	0	0	0.6
K4 ven	1	1	0	1	0	0	-0.6
K5 ven	1	1	1	0	0	0	0.6
K6 ven	1	1	1	0	0	0	-0.6
K7 ven	1	1	0	1	0	0	0.6
K8 ven	1	1	0	1	0	0	-0.6
K9 man	1	1	0.6	0	1	0.5	0.6
K10 man	1	1	0.6	0	1	0.5	-0.6
K11 man	1	1	0	0	1	0.5	0.6
K12 man	1	1	0	0	1	0.5	-0.6
K13 nev	1	1	0.6	0	0	1	0.6
K14 nev	1	1	0.6	0	0	1	-0.6
K15 nev	1	1	0	0	0	1	0.6
K16 nev	1	1	0	0	0	1	-0.6
K17 DT	1	1	0	0	0	0	1
K18 DT	1	1	0	0	0	0	-1
K19 DT	1	1	0.6	0	0	0.5	1
K20 DT	1	1	0.6	0	0	0.5	-1
K21 DT	1	1	0	0.6	0	0	1
K22 DT	1	1	0	0.6	0	0	-1

Tabella 13: Combinazioni di carico caratteristiche (K).

Combinazioni quasi permanenti (SLE QP).

SLE QP	1	2	3	4	5	6	7
	G1	G2	Q1.1	Q1.2	Q2	Q3	Dt
QP1	1	1	0	0	0	0	0
QP2	1	1	0	0	0	0	0
QP3	1	1	0	0	0	0	0.5
QP4	1	1	0	0	0	0	-0.5

Tabella 14: Combinazioni di carico quasi permanenti (QP).
Combinazioni sismiche allo Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV)

SLV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	G1	G2	Q1.1	Q1.2	Q2	Q3	Dt	SLV_X	SLV_Y	SLV_Z
EX	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3
EY	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3
EZ	1	1	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1

Tabella 15: Combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

4.1.2 Azioni di verifica

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni massime di sforzo normale, taglio, momento flettente e torcente alla base delle colonne, ossia all'estradosso della fondazione.

		MASSIME AZIONI ALLA BASE DELLE COLONNE					
Nome comb.	Azione max o min	Fz	Fx	Fy	My	Mx	Mt
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]	[kN m]
U7 man	Comb. Nmax	106.49	14.23	2.18	10.70	147.84	0.00
U3 ven	Comb. Nmin	15.37	-1.53	-5.45	-23.26	-9.81	0.02
U8 man	Comb. M1xmax	62.99	1.59	-13.54	1.03	169.26	-0.02
U18 Dt	Comb. M1xmin	20.98	5.07	7.57	21.76	-48.67	-0.12
EX	Comb. M2ymax	58.11	14.64	5.18	43.51	76.26	0.01
U13 Dt	Comb. M2ymin	32.00	-8.79	-9.86	-52.39	94.06	0.08
U4 ven	Comb. Fxmax	58.87	19.64	0.00	37.32	29.97	0.01
U13 Dt	Comb. Fxmin	32.00	-8.79	-9.86	-52.39	94.06	0.08
EY	Comb. Fymax	56.22	10.53	9.04	19.00	105.37	0.01
U2 ven	Comb. Fymin	52.81	3.49	-15.37	6.68	155.91	-0.02
U16 Dt	Comb. Mtmax	33.36	-5.84	3.57	-43.28	9.43	0.13
U16 Dt	Comb. Mtmin	33.36	5.09	5.06	21.83	0.56	-0.14

Tabella 16: Massime azioni alla base delle colonne, all'estradosso della fondazione.

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B	FOGLIO 18 di 61

Nello specifico le combinazioni considerate sono le seguenti:

- **Combinazione 1:** combinazione che massimizza lo sforzo normale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 2:** combinazione che minimizza lo sforzo normale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 3:** combinazione che massimizza il momento longitudinale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 4:** combinazione che minimizza il momento longitudinale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 5:** combinazione che massimizza il momento trasversale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 6:** combinazione che minimizza il momento trasversale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 7:** combinazione che massimizza il taglio longitudinale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 8:** combinazione che minimizza il taglio longitudinale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 9:** combinazione che massimizza il taglio trasversale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 10:** combinazione che minimizza il taglio trasversale (e altre azioni associate);
- **Combinazione 11:** combinazione che massimizza il momento torcente (e altre azioni associate);
- **Combinazione 12:** combinazione che minimizza il momento torcente (e altre azioni associate).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	19 di 61

Tali sollecitazioni sono state riportate all'intradosso del plinto di fondazione, aggiungendo al momento di calcolo quello dovuto al trasporto del taglio applicato all'estradosso del plinto fino all'intradosso dello stesso e allo sforzo normale il peso proprio del plinto.

Nella tabella che segue si riportano le caratteristiche geometriche del plinto di fondazione.

Lx plinto	1.50	m
Ly plinto	1.50	m
H plinto	1.15	m
H rinterro	0.00	m
Peso specifico cls	25.00	kN/m ³
Peso specifico terreno	0.00	kN/m ³
N _{plinto}	64.69	kN
N _{rinterro}	0.00	kN
N _{totale}	64.69	kN
Quota applicazione forze	1.15	m

Tabella 17: Caratteristiche geometriche plinto.

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni massime di sforzo normale, taglio, momento flettente e torcente riportate al baricentro della palificata, coincidente col baricentro in pianta della fondazione all'intradosso, nel rispetto delle combinazioni di carico elencate precedentemente.

Nome comb.	Azione max o min	Carichi agenti sulla palificata					
		Fz [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	My [kN m]	Mx [kN m]	Mt [kN m]
U7 man	Comb. Nmax	171.18	14.23	2.18	27.06	145.34	0.00
U3 ven	Comb. Nmin	80.05	-1.53	-5.45	-25.02	-3.55	0.02
U8 man	Comb. M1xmax	127.68	1.59	-13.54	2.86	184.82	-0.02
U18 Dt	Comb. M1xmin	85.67	5.07	7.57	27.59	-57.37	-0.12
EX	Comb. M2ymax	122.80	14.64	5.18	60.35	70.29	0.01
U13 Dt	Comb. M2ymin	96.69	-8.79	-9.86	-62.50	105.40	0.08
U4 ven	Comb. Fxmax	123.55	19.64	0.00	59.91	29.98	0.01
U13 Dt	Comb. Fxmin	96.69	-8.79	-9.86	-62.50	105.40	0.08
EY	Comb. Fymax	120.91	10.53	9.04	31.11	94.97	0.01
U2 ven	Comb. Fymin	117.49	3.49	-15.37	10.69	173.59	-0.02
U16 Dt	Comb. Mtmax	98.05	-5.84	3.57	-50.00	5.32	0.13
U16 Dt	Comb. Mtmin	98.05	5.09	5.06	27.68	-5.25	-0.14

Tabella 18: Massime azioni agenti sulla palificata riportate al baricentro della stessa.

Nel rispetto delle distanze geometriche dei singoli micropali dal baricentro del plinto di fondazione e nell'ipotesi di plinto di fondazione rigido, si ripartiscono le sollecitazioni all'intradosso del plinto di fondazione tra i singoli micropali.

Lo sforzo normale e il taglio agenti sui singoli micropali vengono calcolati secondo le seguenti formule:

$$N_i = \frac{N}{n^{\circ}pali} + \frac{M_x}{\sum d_{yi}^2} d_{yi} + \frac{M_y}{\sum d_{xi}^2} d_{xi}$$

$$T_i = \frac{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}{n^{\circ}pali} + \frac{M_T}{\sum d_i^2} d_i$$

Nella tabella che segue si riportano le coordinate dei micropali rispetto al baricentro della palificata, coincidente in questo caso col baricentro in pianta del plinto all'intradosso.

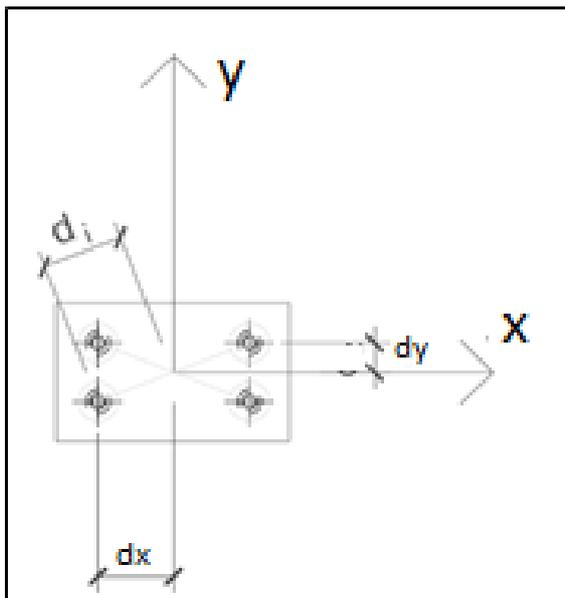


Figura 3. Sistema di riferimento palificata.

Palo	1	2	3	4
x [m]	-0.375	0.375	-0.375	0.375
y [m]	-0.375	-0.375	0.375	0.375
dx [m]	-0.375	0.375	-0.375	0.375
dy [m]	-0.375	-0.375	0.375	0.375
dx² [m ²]	0.141	0.141	0.141	0.141
dy² [m ²]	0.141	0.141	0.141	0.141

Tabella 19: Coordinate micropali rispetto al baricentro della palificata.

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni di sforzo normale massimo, sforzo normale minimo e taglio massimo associato a ciascuna combinazione di carico, indipendentemente dalla posizione geometrica del micropalo.

Nome comb.	Azione max o min	Azioni sui singoli micropali				
		Nmax [kN]	Nmin [kN]	T [kN]	T _(Mt) [kN]	Ttot [kN]
U7 man	Comb. Nmax	157.72	-72.14	3.60	0.00	3.60
U3 ven	Comb. Nmin	39.06	0.97	1.41	0.01	1.43
U8 man	Comb. M1xmax	157.04	-93.20	3.41	-0.01	3.40
U18 Dt	Comb. M1xmin	78.06	-35.23	2.28	-0.06	2.22
EX	Comb. M2ymax	117.79	-56.39	3.88	0.00	3.89
U13 Dt	Comb. M2ymin	136.10	-87.76	3.30	0.04	3.34
U4 ven	Comb. Fxmax	90.81	-29.04	4.91	0.00	4.91
U13 Dt	Comb. Fxmin	136.10	-87.76	3.30	0.04	3.34
EY	Comb. Fymax	114.28	-53.82	3.47	0.00	3.47
U2 ven	Comb. Fymin	152.23	-93.48	3.94	-0.01	3.93
U16 Dt	Comb. Mtmax	61.39	-12.37	1.71	0.06	1.77
U16 Dt	Comb. Mtmin	46.47	2.56	1.79	-0.07	1.73

Tabella 20: Massime azioni sui micropali.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	23 di 61

5 VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE

5.1 Verifiche geotecniche di portanza verticali e strutturali del micropalo

Si eseguono la verifica strutturale dell'armatura del palo e la verifica a capacità portante nei riguardi del carico assiale. Le sollecitazioni che agiscono su ciascun palo sono quelle riportate al paragrafo precedente. Le verifiche sono effettuate rispetto alle sollecitazioni massime agenti sui pali.

Per le verifiche geotecniche si utilizzano i coefficienti M1 e R3 previsti per l'approccio 2.

Verifica geotecnica di portanza verticale

Il calcolo di verifica per portanza vertical viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' *École Nationale des Ponts et Chaussées* da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} (numero di colpi) dei terreni attraversati. Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

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

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, nella condizione più generale in cui il micropalo attraversa strati di terreno con caratteristiche differenti, è data da:

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

dove $d_s = \alpha \cdot d$ è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo, che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999).

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

Tabella 21: Valori parametro α secondo Bustamante e Doix.

Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

Il valore della resistenza all'interfaccia viene ricavato in funzione del numero di colpi N_{SPT} ; in particolare, si fa riferimento al sondaggio BH01A, considerando a favore di sicurezza per ogni strato il valore minimo.

Nel caso in esame si prende in considerazione l'abaco relativo alle sabbie e alle argille di seguito riportati. In funzione al numero di colpi delle prove SPT si risale al valore di s .

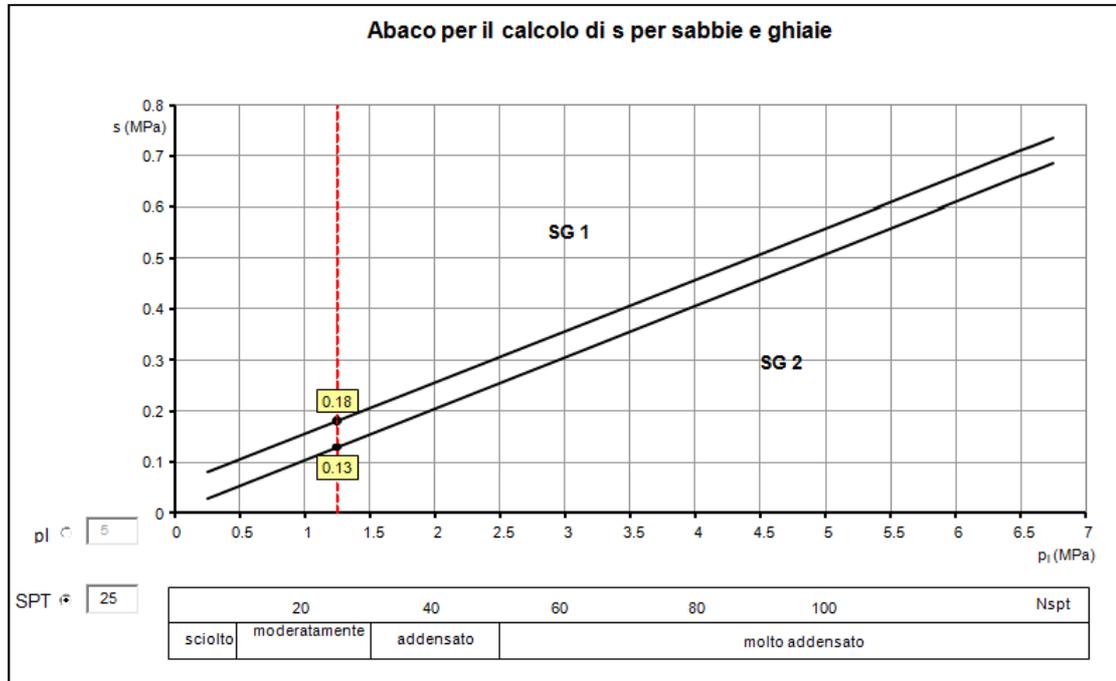


Figura 4. Calcolo del parametro s per lo strato $S_{L/Cal}$.

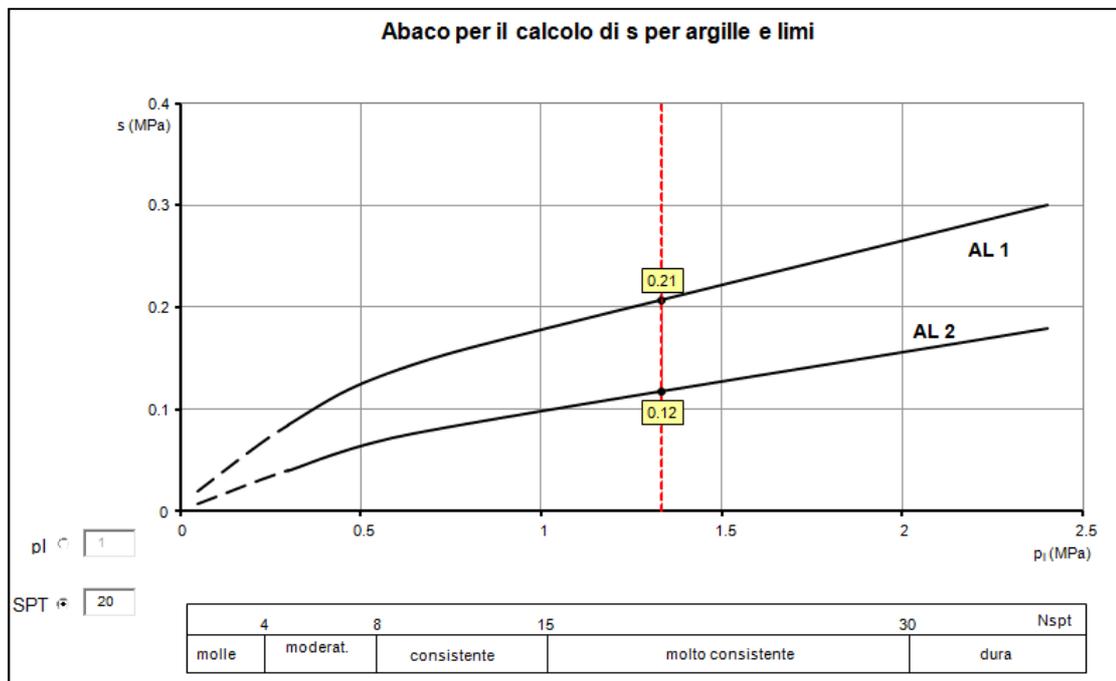


Figura 5. Calcolo del parametro s per lo strato $L_{S(ga)}$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B

Nel caso in esame viene adottata l'ipotesi seguente:

- 2 metri sommitali perforazione a vuoto (non contribuisce alla portanza) nel terreno di riporto;
- da 2 m con perforazione IGU.

Per quanto riguarda la resistenza alla punta del palo P, questa si assume pari al 10% di quella laterale S. Si trascura la resistenza alla punta del micropalo nel caso di palo soggetto a trazione.

In accordo con le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione e le ipotesi adottate (primi due metri di perforazione a vuoto), si assumono i seguenti parametri per il secondo e terzo strato dall'alto, che sono quelli da considerare per il calcolo della portanza verticale.

Parametri di portanza micropali Approccio 2 - Comb. A1+M1+R3		
Sabbia limosa/Limo sabbioso		
IGU	s (MPa)	α
	0.13	1.10
Limo sabbioso grigio azzurro		
IGU	s (MPa)	α
	0.12	1.10

Tabella 22: Valori assunti dei parametri α e s per il 2° e 3° strato.

Per i restanti parametri geotecnici si è fatto riferimento ai valori della tabella della relazione geotecnica di seguito riportati.

Valori caratteristici dei parametri geotecnici di progetto								
		γ	ϕ'	c'	C_u	G_0	E_{op}	kh=kv
		(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(m/s)
$L_{S(ms)}$	Limo marrone scuro	19	25÷26 ⁽¹⁾	0÷10 ⁽¹⁾	10÷15 ⁽¹⁾	35÷45	9÷11	1.0E-8 ⁽¹⁾
$S_{L/Cal}$	Sabbia limosa/limo sabbioso color avana con possibili intercalazioni calcarenitiche	19	29÷30	0÷6	-	70÷100 fino a 4.5 m da pc 85÷110 oltre 4.5 m da pc	18÷25 fino a 4.5m da pc 21÷28 oltre 4.5m da pc	1.0E-8 (per i raccordi e fino al km 01+800) 1.0E-7÷1.0E-6 (dal km 01+800 fino a fine tracciato)
$L_{S(ga)}$	Limo sabbioso grigio azzurro	19.5	26÷28	7÷10	50	110÷150	28÷38	1.0E-7
A_L	Argilla limosa grigio azzurra	20	23÷24	15÷20	70-150 ⁽³⁾	$G=85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	(2.5·G ₀)/10	1.0E-9
Cal	Depositi calcarenitici	20	31 ⁽²⁾	0	-	n.d.	30 ⁽¹⁾	1.0E-7

γ = peso di volume naturale;
 ϕ' = angolo di attrito "operativo";
 c' = intercetta di coesione "operativa"; C_u = resistenza al taglio non drenata;
 G_0 =modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche. Dove $G_0=85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0.65}$, $p_a=100$ kPa
 E_{op} =modulo di young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari k = coefficiente di permeabilità
 n.d.=non determinato
 (1) Valori ipotizzati sulla base della descrizione del materiale in assenza di prove.
 (2) In assenza di prove sono stati cautelativamente assunti i parametri di resistenza ottenuti sulla calcarenite fratturata più superficiale
 (3) variabile linearmente con la profondità da 21m a 50m da pc originale

Tabella 23: Valori parametri geotecnici estratti dalla relazione geotecnica.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B

In particolare si considera la seguente stratigrafia.

Altezza strato	Quota sommità	Quota base	Unità	Descrizione
H [m]	Qs [m]	Qi [m]		
1.50	0.00	1.50	L _{S(ms)}	Limo marrone scuro
5.00	1.50	6.50	S _{L/Cal}	Sabbia limosa/Limo sabbioso
5.50	6.50	12.00	L _{S(ga)}	Limo sabbioso grigio azzurro

Tabella 24: Stratigrafia considerata.

Per i parametri geotecnici si sono considerati a favore di sicurezza i valori minimi.

Sondaggio	Profondità	Unità	γ (kPa)	φ' (°)	C' (MPa)	C _u (MPa)
BH01A	Da 0m a 1.5m	L _{S(ms)}	19.00	25.00	0.00	10.00
	Da 1.5m a 6.5m	S _{L/Cal}	19.00	29.00	0.00	-
	Da 6.5m a 12m	L _{S(ga)}	19.50	26.00	7.00	variabile con la z

Tabella 25: Parametri geotecnici considerati.

I sondaggi hanno evidenziato la presenza di falda a circa -2.50m dal piano di posa delle fondazioni (o circa -3.00m dal p.c.).

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par. 6.4.3.1.1 delle NTC 2018. Tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6.4.IV delle NTC 2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

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

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

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

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

Tabella 26: Fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate.

Verifica strutturale del micropalo per instabilità

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

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

in cui

- $\beta = k \cdot D_{arm}$, è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento (k è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler; D_{arm} è il diametro del profilo tubolare);
- E_{arm} è il modulo elastico del profilo tubolare del micropalo;
- J_{arm} è il momento di inerzia della sezione del micropalo.

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

con η consigliato superiore a 10 ed N è lo sforzo normale agente in testa al palo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	30 di 61

Il coefficiente orizzontale di Winkler delle molle è stato determinato secondo le indicazioni riportate in letteratura, utilizzando la formulazione proposta da Cestelli Guidi al paragrafo §14.4.3.2.2, riportata di seguito, che tiene conto del modulo elastico del terreno e del modulo di Poisson.

$$k = \frac{E_t}{D * (1 - \nu^2)} \left(\frac{E_t D^4}{E_p I_p} \right)^{1/12}$$

Figura 6. Formula usata per il calcolo del coefficiente orizzontale di Winkler.

Considerando che il momento agente sul palo si sviluppa principalmente nella parte sommitale del palo, per il caso in esame si fa riferimento a favore di sicurezza ai parametri geotecnici dello strato più superficiale $L_{S(ms)}$.

Nella tabella che segue si riporta il calcolo del modulo di reazione orizzontale del terreno per la stratigrafia in esame.

Coefficiente di reazione orizzontale di Winkler			
Diametro palo	D	0.25	m
Lunghezza palo	L	8.00	m
Resistenza cls palo	R _{ck}	25.00	N/mm ²
Momento di inerzia palo	J _p	0.0002	m ⁴
Modulo elastico palo	E _p	30200.49	N/mm ²
Modulo elastico terreno	E _T	9.00	N/mm ²
Modulo di Poisson terreno	ν	0.20	-
Modulo di reazione orizzontale del terreno	k	0.0245	N/mm ³
Modulo di reazione orizzontale del terreno	k	24.51	MN/m³

Tabella 27: Coefficiente di reazione orizzontale di Winkler.

Verifica strutturale del micropalo per resistenza complessiva

Per le verifiche strutturali, si considera a favore di sicurezza il palo come impedito di ruotare in testa, considerando quindi il momento agente in testa al micropalo.

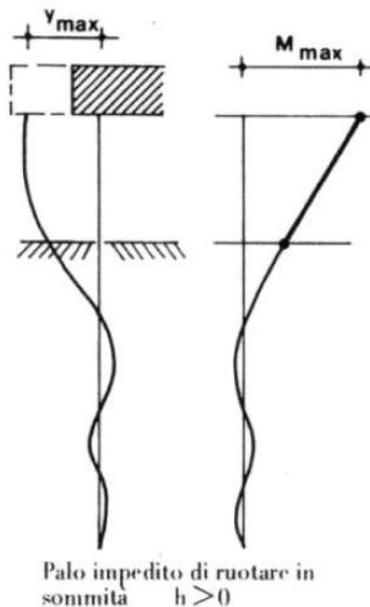


Tabella 28: Schema di micropalo incastrato in testa.

$$M_{\text{linea elastica}} = T/(2b) \text{ con } b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4E_{\text{arm}}J_{\text{arm}}}}$$

Definito il taglio momento massimo e noto il taglio massimo è possibile calcolare le tensioni normali e tangenziali.

$$\sigma = N/A_{\text{arm}} \pm M/W_{\text{arm}}; \quad \tau = 2T/A_{\text{arm}};$$

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

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

La verifica è soddisfatta se:

$$\sigma_{\text{id}} < \sigma_{\text{adm}}$$

La tensione ammissibile è pari al rapporto tra la tensione caratteristica di snervamento e il relativo coefficiente parziale di sicurezza.

5.1.1 Verifica geotecnica e strutturale del micropalo compresso

Si riporta di seguito la verifica alla portanza verticale e strutturale del palo soggetto a forza di compressione, in cui si precisa che per i coefficienti parziali, si precisa che selezionando "definiti dal progettista" si utilizzano coefficienti:

- unitari per le azioni, essendo le azioni di verifica riportate al paragrafo 4.1.2 già amplificate tramite i coefficienti A1;
- M1 per i parametri geotecnici.

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti
N (kN)	157.72
T (kN)	4.91

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

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ζ_3									
	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_4									
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	33 di 61

Caratteristiche del micropalo:

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

 Lunghezza del micropalo (L): **12.00 (m)**
Armatura:
Tube ø168,3 x 8,0

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

 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): **1.297E+07 (mm⁴)**

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

Tipo di acciaio

 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **275 (N/mm²)**

 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: **1.05**

 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **262 (N/mm²)**

 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210,000 (N/mm²)**
Coefficiente di Reazione Laterale:

 Coeff. di Winkler (k): **24.51 (MN/m³)**
CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α·D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
S _{L/cal} (IGU)	4.50	1.10	0.28	0.130	0.130	0.066	258.52
L _{S(ga)} (IGU)	5.50	1.10	0.28	0.120	0.120	0.061	291.66

 L_s = 10.00 (m) QI = 550.18 (kN)

Capacità portante di punta

 Q_p = %Punta·QI (consigliato 10-15%)

 % Punta **10%** Q_p = 55.02 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

 Q_{lim} = **605.20 (kN)**
COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

 F_s = **3.84**

Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	34 di 61

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 4.13 (N/mm²)

$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = P_k / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$P_k = 6704.54$ (MN) $\eta = 42.51$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$b = 0.866$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 2.84$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 57.54$ (N/mm²) $\sigma_{min} = 20.76$ (N/mm²)

$\tau = 2.44$ (N/mm²)

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

$\sigma_{td} = 57.69$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B

5.1.2 Verifica geotecnica e strutturale del micropalo teso

Si riporta di seguito la verifica alla portanza verticale e strutturale del palo soggetto a forza di trazione, in cui si precisa che per i coefficienti parziali, si precisa che selezionando “definiti dal progettista” si utilizzano coefficienti:

- unitari per le azioni, essendo le azioni di verifica riportate al paragrafo 4.1.2 già amplificate tramite i coefficienti A1;
- M1 per i parametri geotecnici.

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti
N (kN)	-93.48
T (kN)	4.91

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

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ζ_{tr}									
	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_t									
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	36 di 61

Caratteristiche del micropalo:

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

 Lunghezza del micropalo (L): **12.00 (m)**
Armatura:
Tube ø168,3 x 8,0

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

 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): **1.297E+07 (mm⁴)**

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

Tipo di acciaio

 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **275 (N/mm²)**

 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: **1.05**

 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **262 (N/mm²)**

 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210,000 (N/mm²)**
Coefficiente di Reazione Laterale:

 Coeff. di Winkler (k): **24.51 (MN/m³)**
CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot D_{si} \cdot s_i \cdot I_{si}$$

Tipo di Terreno	Spessore I _{si} (m)	α (-)	D _{si} = α·D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Q _{si} (kN)
S _{L/cal} (IGU)	4.50	1.10	0.28	0.13	0.13	0.061	237.84
L _{S(ga)} (IGU)	5.50	1.10	0.28	0.12	0.12	0.056	268.33

L_s = 10.00 (m) QI = 506.17 (kN)
Capacità portante di punta
Q_p = %Punta·QI (consigliato 10-15%)
% Punta 0% Q_p = 0.00 (kN)
CARICO LIMITE DEL MICROPALO
Q_{lim} = Q_b + QI
Q_{lim} = 506.17 (kN)
COEFFICIENTE DI SICUREZZA
F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)
F_s = 5.41

Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	37 di 61

5.2 Verifiche geotecniche di portanza orizzontale

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

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

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

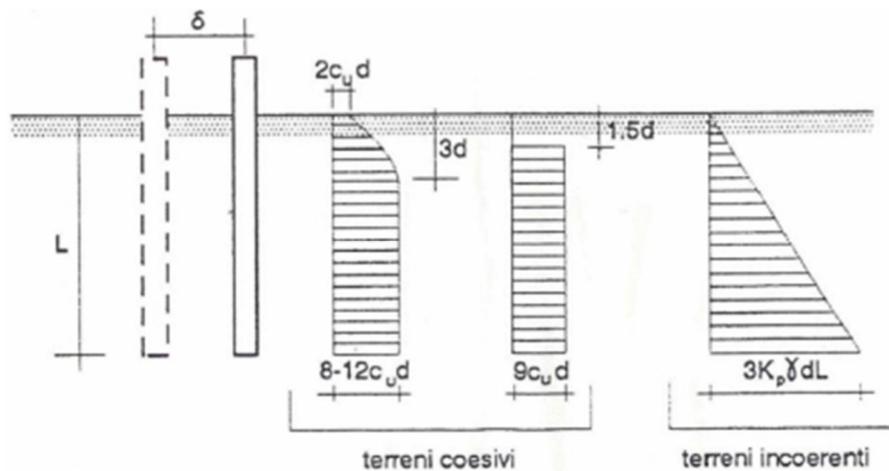


Figura 7: Pressioni nel terreno sotto uno spostamento orizzontale per terreni coesivi e incoerenti.

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	38 di 61

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

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5d$ (d =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

$$- p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$- k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi') \quad \text{coefficiente di spinta passiva}$$

$$- \gamma \quad \text{peso specifico del terreno}$$

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	39 di 61

5.2.1 Caso di palo impedito di ruotare in testa

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

- Terreni coesivi

- Palo corto

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

- Palo intermedio

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

- Palo lungo

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

- Terreni incoerenti

- Palo corto

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

- Palo intermedio

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

- Palo lungo

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

Sia per il caso di terreno coesivo che di terreno incoerente, il carico limite orizzontale H_{lim} risulta pari al minimo tra quello ricavato per i tre meccanismi di rottura di palo corto, intermedio e lungo.

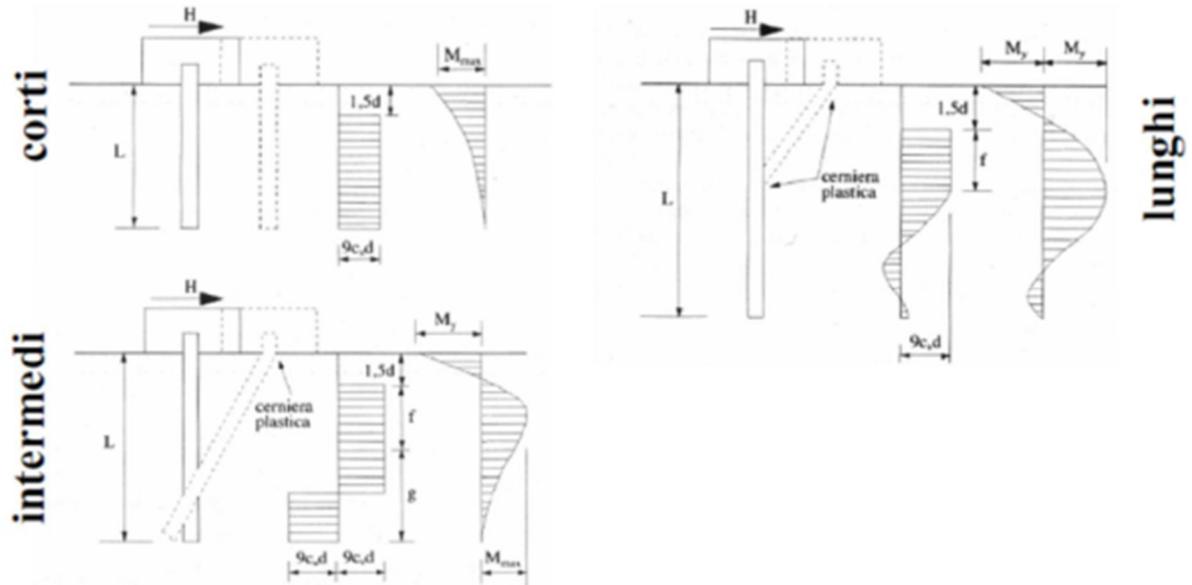


Figura 8: Pali impediti di ruotare in testa: carico limite trasversale per terreni coesivi.

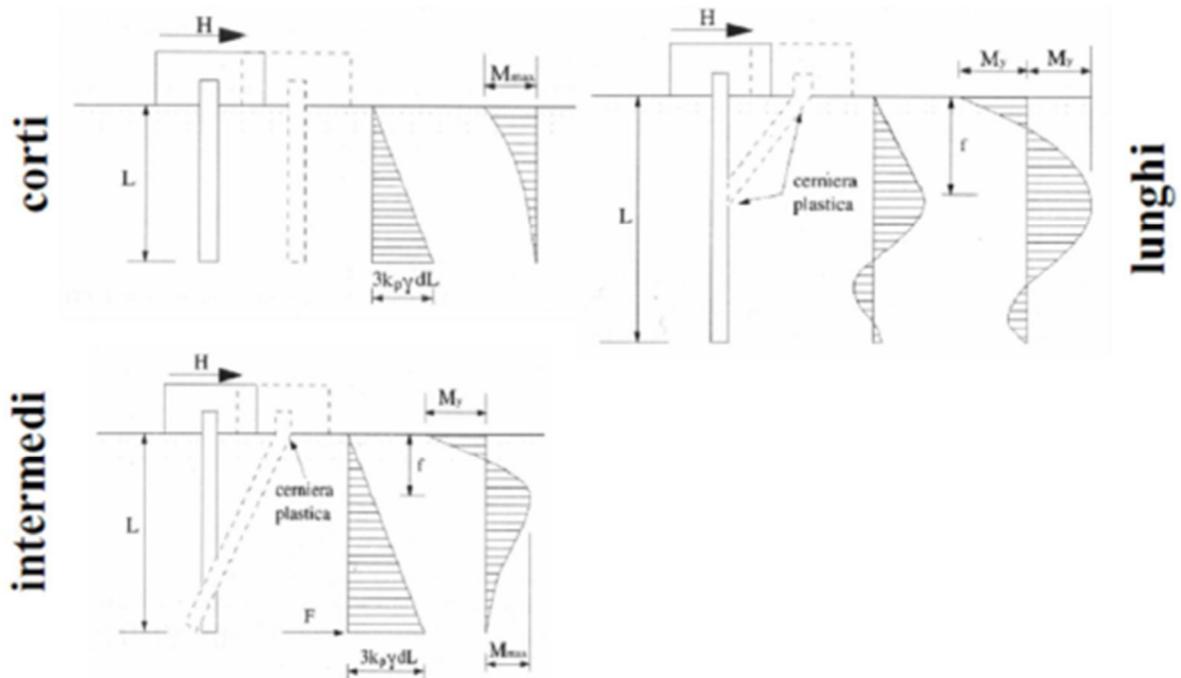


Figura 9: Pali impediti di ruotare in testa: carico limite trasversale per terreni incoerenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B	FOGLIO 41 di 61

5.2.2 Caso di palo libero di ruotare in testa

Nel caso di palo libero di ruotare in testa, Broms identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure a seguire e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale.

- Terreni coesivi

- Palo corto

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -9 \left(1.5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{Le}{d^2} + 6 \frac{e}{d} + 4.5}$$

- Palo lungo

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -9 \left(1.5 + \frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2M_y}{9c_u d^3} + 2.25}$$

- Terreni incoerenti

(nelle formule riportate di seguito per H si intende il carico limite orizzontale H_{lim})

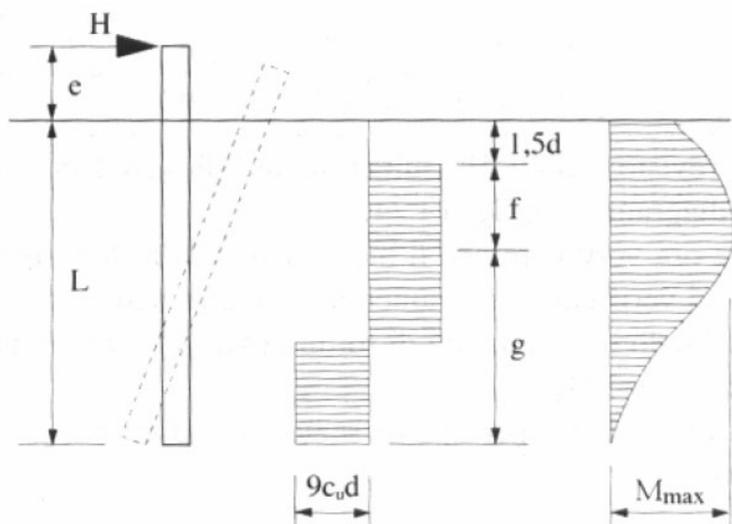
- Palo corto

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2 * (e + L)} \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

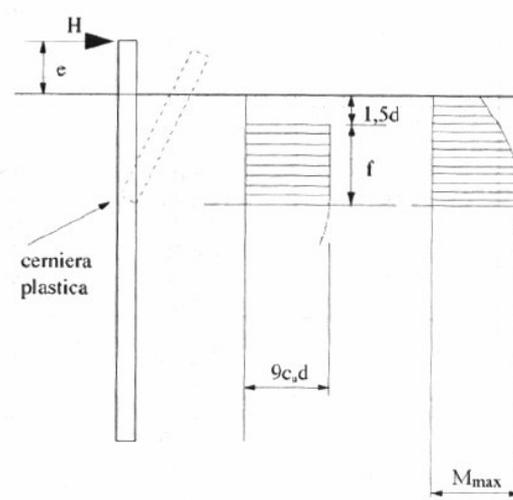
- Palo lungo

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

Sia per il caso di terreno coesivo che di terreno incoerente, il carico limite orizzontale risulta pari al minimo tra quello ricavato per i due meccanismi di rottura di palo corto e di palo lungo.



corti



lunghi

Figura 10: Pali liberi di ruotare in testa: carico limite trasversale per terreni coesivi.

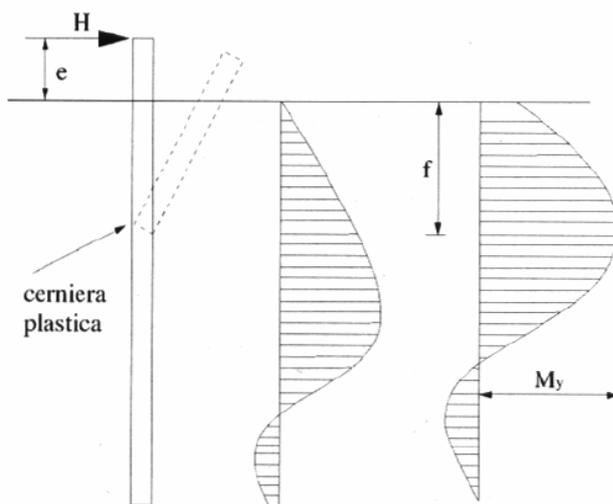
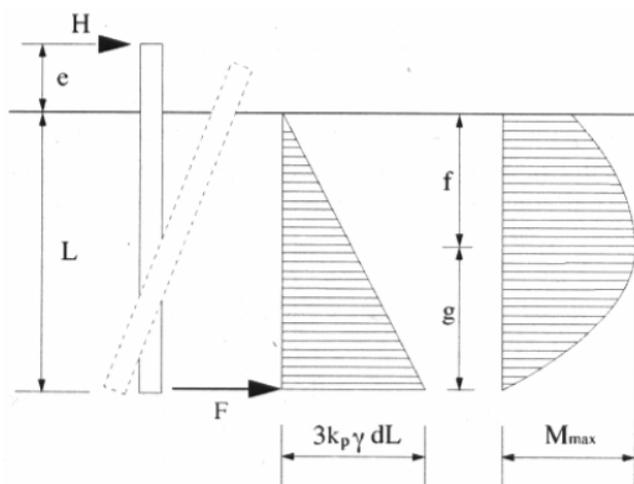


Figura 11: Pali liberi di ruotare in testa: carico limite trasversale per terreni incoerenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	43 di 61

5.2.3 Momento di plasticizzazione micropalo

Il momento plastico del micropalo si calcola considerando la sola sezione tubolare in acciaio, escludendo lo sforzo normale e considerando la completa plasticizzazione della sezione.

Profilo cavo circolare			
Diametro esterno	d_{ext}	168.30	mm
Spessore	t	8.00	mm
Diametro interno	d_{int}	152.30	mm
Area	A	4028.78	mm ²
Momento di inerzia	J	12972711.83	mm ⁴
Modulo di resistenza elastico	W_{el}	154161.76	mm ³
Modulo di resistenza plastico	W_{pl}	205739.39	mm ³
Numero profili	n_p	1.00	-
Area totale	A_{tot}	4028.78	mm ²
Modulo di resistenza elastico totale	W_{el_totale}	154161.76	mm ³
Modulo di resistenza plastico totale	W_{pl_totale}	205739.39	mm ³
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	275.00	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1.05	
Tensione di calcolo di snervamento	f_{yd}	261.90	N/mm ²
Coefficiente di resistenza	ϵ^2	0.85	-
Valore limite per classe 1	$50 \times \epsilon^2$	42.50	-
Valore limite per classe 2	$70 \times \epsilon^2$	59.50	-
Valore limite per classe 3	$90 \times \epsilon^2$	76.50	-
Rapporto geometrico	d_{ext}/t	21.04	-
Classe sezione	CL	1	-
Sforzo normale massimo	N_{max}	1055.16	kN
Momento di snervamento	$M_{el,Rd}$	40.38	kNm
Momento di completa plasticizzazione	$M_{pl,Rd}$	53.88	kNm
Momento di plasticizzazione per micropali	M_{yp}	53.88	kNm

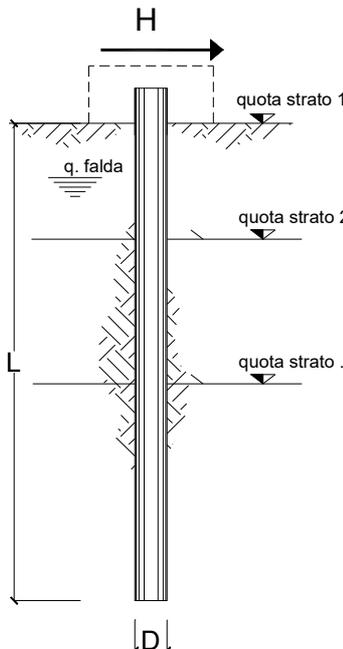
Tabella 29: Momento di plasticizzazione tubolare in acciaio del micropalo.

5.2.4 Verifica geotecnica di portanza orizzontale del micropalo

La verifica di portanza orizzontale viene svolta verificando che il massimo valore del taglio agente sul micropalo sia inferiore alla sua portanza orizzontale, determinata come il minimo tra il carico limite orizzontale per il caso di palo con rotazione in testa impedita e quello di palo libero di ruotare in sommità.

Palo impedito di ruotare in testa

opera Pensilina



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Ls(ms)	0.00	19	19	25	2.46	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	SL/cal	-1.50	19	19	29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	SL/cal	-2.50	19	9	29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 4	Ls(ga)	-6.50	19.5	9.5	26	2.56	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda	-2.5	(m)
Diametro del palo D	0.25	(m)
Lunghezza del palo L	12.00	(m)
Momento di plasticizzazione palo M_y	53.88	(kNm)
Step di calcolo	0.01	(m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

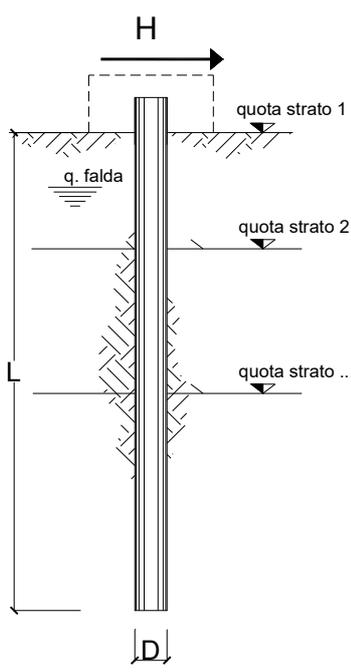
Calcolo (ctrl+r)	
Palo lungo	H = 77.5 (kN)
Palo intermedio	H = 576.1 (kN)
Palo corto	H = 1974.9 (kN)
Hlim =	77.5 (kN) Palo lungo

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	45 di 61

Palo impedito di ruotare in testa

opera Pensilina



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Ls(ms)	0.00	19	19	25	2.46	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	SL/cal	-1.50	19	19	29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	SL/cal	-2.50	19	9	29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 4	Ls(ga)	-6.50	19.5	9.5	26	2.56	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda -2.5 (m)
 Diametro del palo D 0.25 (m)
 Lunghezza del palo L 12.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 53.88 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 48.9 (kN)
 Palo corto H = 571.3 (kN)
Hlim = 48.9 (kN) Palo lungo

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE				
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI				
Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. FOGGIO B 46 di 61

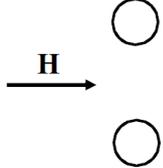
Il carico orizzontale ammissibile va inoltre ridotto per tener conto dell'effetto gruppo della palificata (in presenza di pali ravvicinati) quando questa è caricata da forze orizzontali, tramite il parametro "E" che definisce l'efficienza del gruppo utilizzando la trattazione proposta da *Reese e Van Impe* del 2001, riportata nell'immagine di sotto.



$$e_A = 0.70 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \frac{s}{D} \leq 4$$

$$e_B = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \frac{s}{D} \leq 7$$

Figura 12. Efficienza pali in serie secondo *Reese e Van Impe*.



$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34} \quad \frac{s}{D} \leq 3.75$$

Figura 13. Efficienza pali affiancati secondo *Reese e Van Impe*.

Per il caso in esame risulta:

EFFICIENZA DEL GRUPPO DI PALI PER CARICHI ORIZZONTALI			
Diametro pali	D	0.25	m
Interasse pali nella direzione del carico	ix	0.75	m
Interasse pali nella direzione ortogonale al carico	iy	0.75	m
Efficienza palo frontale	Ea	0.93	-
Efficienza palo posteriore	Eb	0.73	-
Efficienza pali affiancati	Ec	0.93	-
Efficienza della palificata (Van Impe)	E	0.77	-

Tabella 30: Calcolo efficienza palificata per carichi orizzontali secondo *Reese e Van Impe*.

Come riassunto nella tabella seguente, in virtù di quanto sopra riportato, la verifica risulta soddisfatta.

Verifica di portanza orizzontale			
$H_{LIM_IMPEDITO}$		77.50	[kN]
H_{LIM_LIBERO}		48.90	[kN]
H_{LIM}	$H_{LIM}=\min(H_{LIM_IMPEDITO};H_{LIM_LIBERO})$	48.90	[kN]
ξ_4		1.70	[-]
γ_T		1.30	[-]
E		0.77	[-]
H_{AMM}	$H_{AMM}=(E*H_{LIM})/(\xi_4*\gamma_T)$	17.04	[kN]
V_{MAX}		4.91	[kN]
FS	$FS=H_{AMM}/\gamma_T$	3.47	[-]

Tabella 31: Verifica di portanza orizzontale.

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	48 di 61

6 VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli di verifica strutturale del plinto di fondazione. Nel caso in esame è stato previsto un plinto di forma quadrata fondato su un sistema di quattro micropali.

6.1 Classificazione del plinto di fondazione

La classificazione del plinto è effettuata in base al rapporto tra la lunghezza della parte a sbalzo della colonna L_{sb} , e l'altezza h . Qualora tale rapporto è maggiore di due il plinto sarà flessibile, al contrario rigido. In caso di plinto flessibile, si dimensiona l'armatura con un modello a mensola in cui la parte a sbalzo è incastrata in corrispondenza del filo esterno della colonna. In caso di plinto rigido si ricorre ad un modello di calcolo con meccanismo tirante-puntone. Nel caso di plinto rigido non è necessaria la verifica strutturale a taglio. Nel caso in esame il plinto oggetto dello studio è di tipo rigido.

6.2 Verifiche strutturali

6.2.1 Armature per meccanismo tirante-puntone

La verifica del plinto di fondazione è stata eseguita prendendo in considerazione le sollecitazioni agli stati limite ultimi. A partire dalle azioni agenti nel baricentro della fondazione alla quota di imposta della stessa, si sono determinate le sollecitazioni gravanti sui pali di fondazione. Per il dettaglio delle analisi condotte sui pali, per la determinazione delle sollecitazioni di verifica, si rimanda al paragrafo dedicato.

Le verifiche strutturali della suola di fondazione, invece, si sono effettuate nell'ipotesi di struttura "rigida", individuando un meccanismo resistente a "tirante-puntone".

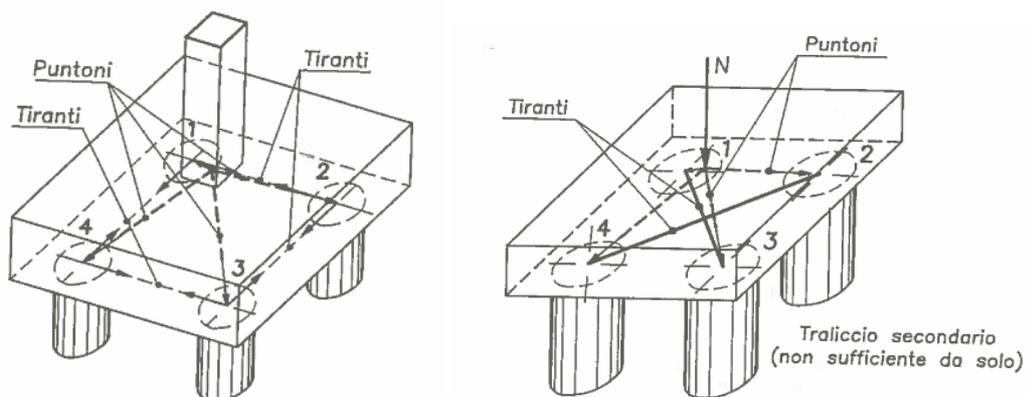


Figura 14. Schema di calcolo tirante-puntone per il plinto.

La determinazione dello sforzo nei tiranti si effettua calcolando la forza F agente nei piani verticali contenenti i puntone (cioè nella direzione dei tiranti del traliccio secondario) e scomponendola nelle due direzioni delle congiungenti i pali (1-2, 2-3, 3-4, 4-1).

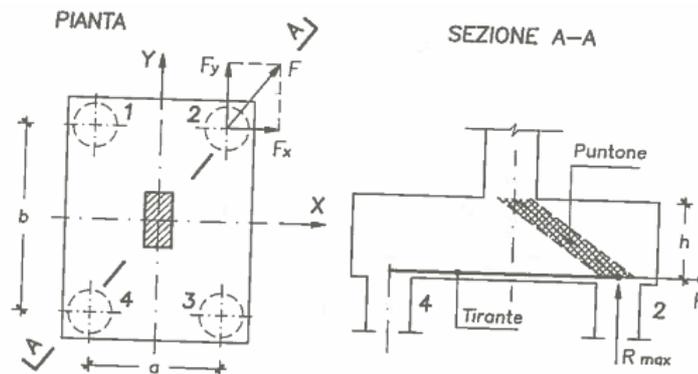


Figura 15. Scomposizione della forza nel puntone.

Nel caso di plinto avente i pali disposti sui vertici di un rettangolo di lati a , b si ha:

$$F = R_{max} \sqrt{a^2 + b^2} / 2h$$

Scomponendo la forza nelle due direzioni X e Y si ottiene:

$$F_x = aR_{max} / 2h$$

$$F_y = bR_{max} / 2h$$

Nelle relazioni sopra riportate:

- R_{max} è la reazione massima del palo;
- a , b rappresentano l'interasse tra i pali;
- h è la distanza del baricentro del tirante dal lembo compresso.

Nella tabella a seguire si riporta la verifica allo SLU del plinto di fondazione.

Caratteristiche acciaio			
Tipo di acciaio	Classe	B4540C	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450.00	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	391.30	[MPa]
Modulo elastico	E	205000.00	[MPa]
Caratteristiche calcestruzzo			
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	30.00	[MPa]
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	24.90	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza per resistenza	γ_c	1.50	[-]
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	[-]
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	f_{cd}	14.11	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.56	[MPa]
Parametri geometrici			
Diametro del micropalo	d_p	0.25	[m]
Lato del plinto in direzione x	B_x	1.50	[m]
Lato del plinto in direzione y	B_y	1.50	[m]
Altezza del plinto	h	1.15	[m]
Interasse tra i pali in direzione x	i_x	0.75	[m]
Interasse tra i pali in direzione y	i_y	0.75	[m]
Copriferro calcestruzzo	c	5.00	[cm]
Altezza utile della sezione	d	110.00	[cm]

Tabella 32: Caratteristiche geometriche e meccaniche plinto di fondazione.

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	51 di 61

Modello tirante puntone_Verifica tirante in direzione x			
Reazione massima trasmessa dal palo	R_{max}	157.72	[kN]
Forza di trazione sul tirante diagonale	F_d	72.73	[kN]
Forza di trazione sul tirante in direzione x	F_{dx}	53.77	[kN]
Area di armatura necessaria per il tirante in direzione x	A_{s,req_x}	1.37	[cm ²]
Area sezione di calcestruzzo in direzione x	A_{cls_x}	17250.00	[cm ²]
Armatura minima pari allo 0,10% della sezione di calcestruzzo dir.x	A_{s,min_x}	17.25	[cm ²]
Armatura minima per trazione in direzione x	$A_{smin_eff_x}$	17.25	[cm ²]
Armatura effettiva in direzione x			
Diametro barre di armatura	ϕ_b	20.00	[mm]
Area singola barra di armatura	A_{sbarra}	3.14	[cm ²]
Numero barre di armatura sulla larghezza B_y del plinto	n_b	8.00	[-]
Area armatura di progetto inferiore	$A_{s,inf}$	25.13	[cm ²]
Passo tra le barre di armatura inferiore	s	20.00	[cm]
Area armatura di progetto inferiore resistente	n_{b_res}	2.00	[-]
Area armatura di progetto inferiore resistente	A_{s,inf_res}	6.28	[-]
Forza di trazione resistente sul tirante	F_{Rdx}	245.86	[kN]
Armatura di progetto superiore fuori calcolo	$\Phi 20/20$ cm		

Tabella 33: Modello tirante-puntone: verifica tirante in direzione x.

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	52 di 61

Modello tirante puntone_Verifica tirante in direzione y			
Reazione massima trasmessa dal palo	R_{max}	157.72	[kN]
Forza di trazione sul tirante in direzione y	F_{dy}	53.77	[kN]
Area di armatura necessaria per il tirante in direzione y	A_{s,req_y}	1.37	[cm ²]
Area sezione di calcestruzzo in direzione y	A_{cls_y}	17250.00	[cm ²]
Armatura minima pari allo 0,10% della sezione di calcestruzzo dir.y	A_{s,min_y}	17.25	[cm ²]
Armatura minima per trazione in direzione y	$A_{smin_eff_y}$	17.25	[cm ²]
Armatura effettiva in direzione y			
Diametro barre di armatura	ϕ_b	20.00	[mm]
Area singola barra di armatura	A_{sbarra}	3.14	[cm ²]
Numero barre di armatura sulla larghezza B_x del plinto	n_b	8.00	[-]
Area armatura di progetto inferiore	$A_{s,inf}$	25.13	[cm ²]
Passo tra le barre di armatura inferiore	s	20.00	[cm]
Area armatura di progetto inferiore resistente	n_{b_res}	2.00	[-]
Area armatura di progetto inferiore resistente	A_{s,inf_res}	6.28	[-]
Forza di trazione resistente sul tirante	F_{Rdy}	245.86	[kN]
Armatura di progetto superiore fuori calcolo	$\Phi 20/20$ cm		

Tabella 34: Modello tirante-puntone: verifica tirante in direzione y.

Modello tirante puntone_Verifica puntone			
Forza di trazione resistente sul tirante diagonale	F_{Rd}	347.70	[kN]
Dimensione orizzontale del puntone	l	0.99	[m]
Angolo di inclinazione del puntone rispetto l'orizzontale	ψ	45.00	[°]
Parametro adimensionale " λ "	λ	1.00	[-]
Coefficiente adimensionale "c" per armatura a taglio	c	1.00	[-]
Resistenza del puntone di cls da confrontare con F_{Rd}	P_{RC}	776.09	[kN]

Tabella 35: Modello tirante-puntone: verifica puntone.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FV 01 00 001	REV. B	FOGLIO 54 di 61

6.2.2 Verifica a punzonamento plinto

Verifiche a punzonamento micropalo: dati e sollecitazioni				
Caratteristiche dei materiali				
Caratteristiche acciaio barre di armatura				
Classe acciaio barre di armatura	Classe		[-]	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yK}		[MPa]	450.00
Tensione caratteristica di rottura	f_{uK}		[MPa]	540.00
Coefficiente parziale di sicurezza per resistenza	γ_{Ms}		[-]	1.15
Resistenza a snervamento di calcolo	f_{yD}		[MPa]	391.30
Caratteristiche calcestruzzo plinto				
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}		[MPa]	30.00
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}		[MPa]	24.90
Coefficiente parziale di sicurezza per resistenza	γ_c		[-]	1.50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}		[-]	0.85
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	f_{cd}	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	14.11
Parametri geometrici				
Diametro del palo	D		[cm]	25.00
Spessore piastra	s		[cm]	115.00
Copriferro medio	c		[cm]	5.00
Altezza utile media della sezione	d	$d = s - c$	[cm]	110.00
Distanza minima baricentro palo da eventuale bordo	x		[cm]	37.50
Interasse minimo pali	i		[cm]	75.00
Sollecitazioni di calcolo				
Sforzo normale su palo	V_{Ed}		[kN]	157.72
Momento flettente su palo	M_{Ed}		[kNm]	2.84

Tabella 36: Caratteristiche plinto fi fondazione e azioni per verifica a punzonamento.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	55 di 61

Come evidenziato nelle verifiche riportate di seguito, il plinto non necessita di alcuna armatura aggiuntiva per il taglio-punzonamento.

Calcolo del taglio punzonamento						
Calcolo della tensione massima di taglio						
Eccentricità del carico applicato	e	$e = M_{Ed}/V_{Ed}$	[m]	0.02		
Coefficiente adimensionale	β	$\beta = 1 + 0.60 \cdot \pi \cdot [e / (D + 4 \cdot d)]$	[-]	1.00		
Diametro perimetro efficace generico	D_{eff_gen}	$D_{eff_gen} = D + 4 \cdot d$	[cm]	465.00		
Raggio perimetro efficace	R_{eff}	$R_{eff} = \min(D_{eff_gen}/2; i/2; x)$	[cm]	37.50		
Perimetro efficace di verifica considerato	u_1	$u_1 = 2 \cdot \pi \cdot R_{eff}$	[cm]	235.62		
Tensione massima di taglio per punzonamento	v_{Ed}	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d)$	[MPa]	0.06		
Verifica sullo stato tensionale lungo il perimetro dell'area caricata						
Tensione massima di taglio per punzonamento	v_{Ed}		[MPa]	0.06		
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio	v	$v = 0.60 \cdot (1 - f_{ck}/250)$	[-]	0.54		
Resistenza a taglio-punzonamento lungo il perimetro di verifica	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max} = 0.50 \cdot v \cdot f_{cd}$	[MPa]	3.81		
Verifica sullo stato tensionale lungo il perimetro dell'area caricata	ρ_{vc}	$\rho_{vc} = v_{Ed} / V_{Rd,max}$	[-]	0.02		
Resistenza a punzonamento di piastre prive di armature a taglio						
Tensione massima di taglio per punzonamento	v_{Ed}		[MPa]	0.06		
Diametro barre di armatura tesa in direzione y	Φ_y		[mm]	20.00		
Area armatura tesa in direzione y	A_{sy}		[cm ²]	3.14		
Interasse barre di armatura tesa in direzione y	i_y		[cm]	20.00		
Diametro barre di armatura tesa in direzione z	Φ_z		[mm]	20.00		
Area barra armatura tesa in direzione z	A_{sz}		[cm ²]	3.14		
Interasse barre di armatura tesa in direzione z	i_z		[cm]	20.00		
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa in direzione y	ρ_{ly}	$\rho_{ly} = A_{sy} / (i_y \cdot d)$	[-]	0.0014		
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa in direzione z	ρ_{lz}	$\rho_{lz} = A_{sz} / (i_z \cdot d)$	[-]	0.0014		
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_l	$\rho_l = \min[v(\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}); 0.02]$	[-]	0.0014		
Fattore k	k	$k = \min[1 + v(200/d); 2]$	[-]	1.43		
Coefficiente correttivo della resistenza	$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$	[-]	0.12		
Tensione media di compressione nella sezione in direzione y	σ_{cy}		[MPa]	0.00		
Tensione media di compressione nella sezione in direzione z	σ_{cz}		[MPa]	0.00		
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$	[MPa]	0.00		
Contributo di resistenza per punzonamento	v_{min}	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	[MPa]	0.30		
Coefficiente numerico	k_1		[-]	0.10		
Resistenza di calcolo per punzonamento per piastre prive di armatura a taglio	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c} = \max[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}; v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}]$	[MPa]	0.30		
Verifica a rottura a punzonamento per piastre prive di armature a taglio	ρ_{vc}	$\rho_{vc} = v_{Ed} / V_{Rd,c}$	[-]	0.20		

Tabella 37: Verifica a punzonamento plinto.

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	56 di 61

7 TRAVE DI COLLEGAMENTO

Per quanto le travi di collegamento, non si attribuisce ad esse nessuna funzione di ripartizione delle azioni di taglio e flettenti dei plinti che collegano, ma solo quella di contrastare gli spostamenti orizzontali relativi degli elementi di fondazione che connettono.

Così come riportato nelle NTC 2018 (7.2.5), si deve infatti tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti.

Per ciascun plinto si prevedono quindi due travi di collegamento, una per ciascun allineamento delle colonne della pensilina sovrastante.

In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

- $\pm 0,2 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A;
- $\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B;
- $\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C;
- $\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D;

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Come valore di N_{sd} si assume il massimo valore dell'azione assiale agente tra tutti i plinti di fondazione, al livello dell'intradosso, ossia si fa riferimento ai valori riportati nel paragrafo 4.1.2.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali; nel caso in esame tale condizione è soddisfatta.

Al fine di determinare il valore minimo di armatura necessaria, si tiene conto, oltre che della forza di trazione agente, anche del limite normativo relativo alle travi di fondazione riportato al paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018, secondo cui per l'intera lunghezza bisogna predisporre un'armatura longitudinale non inferiore allo 0,2% sia inferiormente che superiormente.

In presenza di una condizione di trazione sulla trave di collegamento, l'armatura necessaria per il tirante risulta:

$$A_{s,req} = T_{Ed} / f_{yd}$$

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	57 di 61

Nella relazione sopra presentata, i parametri si calcolano come segue:

- T_{Ed} è la sollecitazione di trazione agente;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio.

Detta $A_{s,eff}$ l'armatura totale disposta all'interno della trave di collegamento, la forza di trazione resistente vale:

$$T_{Rd} = A_{s,eff} \cdot f_{yd}$$

La verifica a compressione della trave tiene conto del solo contributo resistente fornito dal calcestruzzo e vale:

$$C_{Rd} = A_c \cdot f_{cd}$$

Nella relazione sopra presentata, i parametri si calcolano come segue:

- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- f_{cd} è la resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo.

In presenza di una condizione di compressione si riporta anche una verifica di stabilità per elementi snelli eseguita in accordo con il paragrafo 4.1.2.3.9.2 delle NTC 2018.

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{\nu}} \quad [4.1.41]$$

dove

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionalizzata.

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad [4.1.42]$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Per le pareti il calcolo di l_0 deve tenere conto delle condizioni di vincolo sui quattro lati e del rapporto tra le dimensioni principali nel piano.

Per quanto riguarda l'armatura trasversale da disporre all'interno della trave di collegamento si tiene conto dei valori minimi richiesti in accordo con il paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC 2018.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

Nella tabella che segue si riporta il calcolo e le verifiche strutturali delle travi di collegamento tra i plinti.

Caratteristiche acciaio			
Tipo di acciaio	Classe	B450C	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	391.30	[MPa]
Modulo elastico	E	205000.00	[MPa]
Caratteristiche calcestruzzo			
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	30.00	[MPa]
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	24.90	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza per resistenza	γ_c	1.50	[-]
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	[-]
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	f_{cd}	14.11	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.56	[MPa]
Parametri geometrici			
Base trave di collegamento	b	40.00	[cm]
Altezza trave di collegamento	h	50.00	[cm]
Area della sezione della trave	A_c	2000.00	[cm ²]
Copriferro calcestruzzo	c	5.00	[cm]
Altezza utile della sezione	d	45.00	[cm]
Lunghezza della trave di collegamento	L	2.50	[m]
Sollecitazione di trazione/compressione sulla trave di collegamento			
Profilo stratigrafico	P_s	C	[-]
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max/g}$	0.098	[-]
Valore medio delle forze verticali agenti sui plinti collegati	N_{sd}	157.72	[kN]
Forza di trazione/compressione agente sulla trave	N_{Ed}	6.15	[kN]

Tabella 38: Caratteristiche travi di collegamento e azione di verifica.

Verifica a trazione della trave di collegamento			
Forza di trazione agente sulla trave di collegamento	T_{Ed}	6.15	[kN]
Area di armatura necessaria per il tirante	$A_{s,req}$	0.16	[cm ²]
Area sezione di calcestruzzo	A_c	2000.00	[cm ²]
Armatura min. infe. pari allo 0,20% della sezione di calcestruzzo	A_{s,min_inf}	4.00	[cm ²]
Armatura min. sup. pari allo 0,20% della sezione di calcestruzzo	A_{s,min_sup}	4.00	[cm ²]
Armatura minima totale per trazione	A_{smin}	8.00	[cm ²]
Diametro barre di armatura	ϕ_b	14	[mm]
Area singola barra di armatura	A_{sbarra}	1.54	[cm ²]
Numero barre di armatura inferiori	n_{b_inf}	3	[-]
Numero barre di armatura superiori	n_{b_sup}	3	[-]
Numero barre di armatura di parete	n_{b_par}	2	[-]
Numero barre di armatura totali	n_b	8	[-]
Area armatura di progetto	$A_{s,eff}$	12.32	[cm ²]
Passo tra le barre di armatura inferiore	s_{inf}	15.00	[cm]
Passo tra le barre di armatura superiore	s_{sup}	15.00	[cm]
Passo tra le barre di armatura di parete	s_{par}	13.33	[cm]
Forza di trazione resistente sulla trave di collegamento	T_{Rd}	481.89	[kN]
Verifica a compressione della trave di collegamento			
Forza di compressione agente sulla trave di collegamento	C_{Ed}	6.15	[kN]
Forza di compressione resistente sulla trave di collegamento	C_{Rd}	2822.00	[kN]
Verifica di stabilità per elementi snelli			
Lunghezza della trave di collegamento	l	2.50	[m]
Coefficiente per tipologia di schema statico della trave	β	0.50	[-]
Lunghezza libera di inflessione della trave	l_0	1.25	[m]
Raggio minore d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato	i	0.07	[m]
Snellezza della trave di collegamento	λ	18.75	[-]
Azione assiale adimensionale	ν	0.002	[-]
Snellezza limite della trave di collegamento	λ_{lim}	535.48	[-]

Tabella 39: Verifica a compressione e trazione trave di collegamento.

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	60 di 61

Armatura minima trasversale per la trave di collegamento			
Diametro barre di armatura	ϕ_b	8.00	[mm]
Area singola barra di armatura	A_{sbarra}	0.50	[cm ²]
Numero bracci armatura trasversale	n_{br}	2.00	[-]
Area armatura trasversale	$A_{s,trasv}$	1.01	[cm ²]
Passo minimo delle barre di armatura trasversale	s_{min}	16.76	[cm]
Passo di progetto tra le barre di armatura trasversale	s	15.00	[cm]

Tabella 40: Verifica armatura trasversale minime travi di collegamento.

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO STRUTTURE					
	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00	D10CL	FV 01 00 001	B	61 di 61

8 INCIDENZA ARMATURE

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

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

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

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2018.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 250 mm	diametro micropali
L = 12,00 m	lunghezza di calcolo micropali
i = 0,75 m	interasse longitudinale
d = 0,75 m	interasse trasversale
tubolare 168.3x8 mm	armatura micropalo
S275	Classe di resistenza acciaio tubo armatura

Il plinto di fondazione è armato con:

- Armatura longitudinale e trasversale $\phi 20/20$ cm sup. e inf.

Da cui l'**incidenza è 112 kg/mc.**

La trave di collegamento di fondazione è armata con:

- Armatura longitudinale 3 $\phi 14$ sup. e inf.
- Armatura di parete 1+ 1 $\phi 14$
- Armatura per taglio costituita da staffe $\phi 8/15$ cm.

Da cui l'**incidenza è 94 kg/mc.**