

INDICE

1	GENERALITÀ	4
1.1	PREMESSA	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2	MATERIALI.....	7
2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI	7
2.2	ACCIAIO B450C	8
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	9
4	CARICHI AGENTI.....	11
4.1.1	<i>Sollecitazioni base plinto – SPALLA A.....</i>	<i>11</i>
4.1.2	<i>Sollecitazioni base plinto –SPALLA B.....</i>	<i>14</i>
4.1.3	<i>Sollecitazioni in testa palo – SPALLA A.....</i>	<i>16</i>
4.1.4	<i>Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B.....</i>	<i>18</i>
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018	21
5.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	21
5.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	23
5.3	VERIFICHE STATICHE	23
5.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....</i>	<i>24</i>
5.3.2	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....</i>	<i>25</i>
5.4	VERIFICHE SISMICHE	26
6	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO.....	28
6.1	CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO	28
6.1.1	<i>Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici.....</i>	<i>28</i>
6.1.2	<i>Resistenza caratteristica.....</i>	<i>34</i>



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
 FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	3 di 55

6.1.3	Resistenza di progetto.....	35
6.1.4	Effetto gruppo.....	35
7	METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	37
7.1	PREMESSA.....	37
7.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	37
7.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS.....	37
8	RESISTENZA A CARICHI ASSIALI.....	41
8.1	PALO SINGOLO.....	41
8.2	PALIFICATA SPALLA A.....	44
8.3	PALIFICATA SPALLA B.....	44
9	CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	45
9.1	SPALLA A E B.....	45
10	ESITO DELLE VERIFICHE.....	47
10.1	VERIFICHE A CARICO LIMITE ASSIALE.....	47
10.2	VERIFICHE VERIFICHE A CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	48
11	CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI.....	49

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde delle spalle del viadotto VI 01.

Il viadotto è costituito da un'unica campata poggiate su due spalle, di seguito denominate spalla A (Lato Salerno) e spalla B (Lato Pontecagnao).

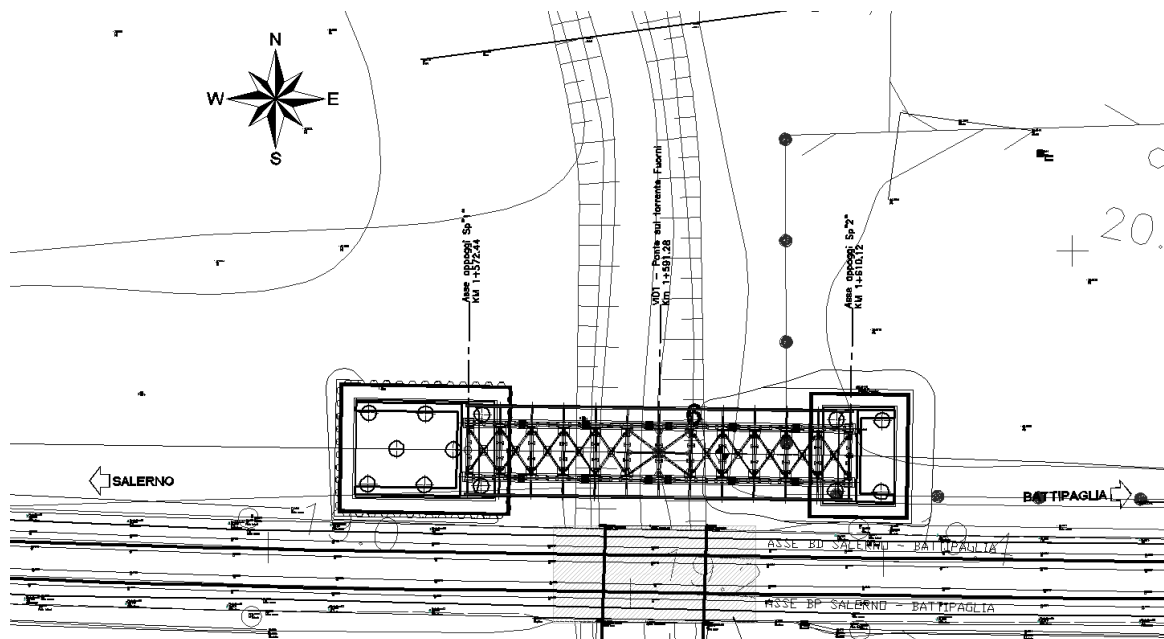


Figura 1. Stralcio planimetrico – ubicazione opera d'arte

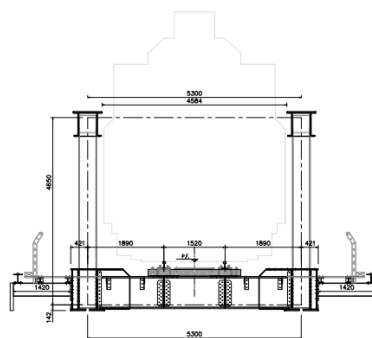


Figura 2. Sezione trasversale impalcato

Il viadotto è composto da un'unica travata in carpenteria metallica a singolo binario semplicemente appoggiata con portata teorica pari a 37.68m, come riportato in Figura 2.

La spalla A alloggia n°2 appoggi a cerniera sferica e poggia su 8 pali di diametro Ø 1500.

L'altezza del paramento a tergo del terreno è di circa 2.8 m, spessore del fusto di 2.20 m; la zattera di fondazione ha spessore 2.00 m.

La trave paraghiaia che contiene il terreno immediatamente a ridosso dell'impalcato ha uno spessore di 0.40m per un'altezza di circa 2.20 m.

Le sezioni più significative e la pianta della spalla in esame sono riportate rispettivamente in Figura 3 e Figura 4; per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

La lunghezza dei pali della spalla A è pari a 36 m.

La lunghezza dei pali della spalla B è pari a 38 m.

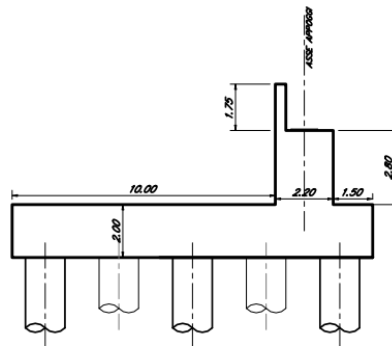


Figura 3. Spalla A – sezioni

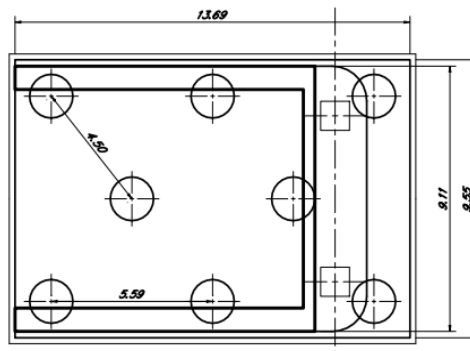


Figura 4. Spalla A – Pianta



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	6 di 55

Si riepilogano nel seguito le caratteristiche delle fondazioni.

		VI 01	
SPALLA A		SPALLA B	
TIPOLOGIA	PALIFICATA PALI GRANDE DIAMETRO	TIPOLOGIA	PALIFICATA PALI GRANDE DIAMETRO
L PALI [m]	36	L PALI [m]	38
D PALI [m]	1.5	D PALI [m]	1.5
int. Pali [m]	4.5	int. Pali [m]	4.5

1.2 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [N1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N4] RFI DTC SICS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N5] RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N6] Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [N7] Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [N8] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

1.3 Documenti di riferimento

I documenti che verranno richiamati nel seguito sono:

- Rif. [1] Relazione geotecnica generale
- Rif. [2] Impalcato – Relazione di calcolo – NN1X00D09CLVI0109001A
- Rif. [3] relazione di calcolo spalla A - NN1X00D09CLVI0104001A
- Rif. [4] relazione di calcolo spalla B - NN1X00D09CLVI0104002A

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per fondazioni e pali

Per le strutture in fondatazione si adotta un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche riportate in :

CLS FONDAZIONE - PALI		C25/30
Peso per unità di volume		
γ	25	kN/m ³
Resistenza a compressione		
$R_{ck} =$	30.00	MPa
$f_{ck} =$	25	MPa
$f_{cm} =$	33.00	MPa
$f_{cd} =$	14.17	MPa
$f_{cu} =$	12.04	MPa
$f_{ctm} =$	2.56	MPa
$f_{ctk} =$	1.80	MPa
$f_{ctd} =$	1.20	MPa
$f_{cfm} =$	3.08	MPa
Resistenza a compressione		
$\sigma_{c,max} =$	15.0 MPa	comb rara
$\sigma_{c,max} =$	11.3 MPa	comb qp
Modulo elastico e coefficiente di Poisson		
$E_{cm} =$	31475.81	MPa
$U_{fessurato} =$	0.00	
$U_{non\ fessurato} =$	0.20	
Grandezze deformative		
$\epsilon_{c4} =$	0.07%	
$\epsilon_{cu} =$	0.35%	

Tabella 1. Caratteristiche calcestruzzo fondazione e pali

2.2 Acciaio B450C

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC18 ([N2]), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

ACCIAIO per ARMATURA	B450C
Peso per unità di volume	
γ	78.5 kN/m ³
Resistenza a trazione	
$f_{yk} =$	450.00 MPa
$f_{yd} =$	391.30 MPa
$f_{tk} =$	540.00 MPa

Modulo elastico e coefficiente di Poisson	
$E_{sm} =$	210000 MPa
$\nu =$	0.30
Grandezze deformative	
$\epsilon_{yd} =$	0.19%
$\epsilon_{sud} =$	6.75% def. rottura di calcolo

Tabella 2. Caratteristiche acciaio per armatura

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla Relazione geotecnica (Rif. [1]) la trattazione completa dei parametri geologici e geotecnici del terreno di fondazione.

Si riportano di seguito il sunto dei parametri di progetto in base ai quali sono state effettuate le verifiche di normativa. Si sottolinea che rispetto alla tabella riportata al par 7.9 del Rif. [1], si è provveduto ad utilizzare sempre i valori medi degli intervalli per quanto riguarda i parametri di resistenza dei terreni

Tabella 3. Parametri geotecnici di progetto

	peso di volume naturale, γ	angolo di resistenza al taglio, ϕ'	coesione drenata, c'	coesione non drenata, C_u	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni, E_0
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Riporto, R	19	31	-	-	100-150
Limo media consistenza, L2	19	25	10	67	200-350
Limo alta consistenza, L3	19	30	15	135	400-470
Sabbia Limosa, SL	19	30	0	-	200-400

Le stratigrafie di calcolo sono coerenti con quanto indicato nel profilo geotecnico di progetto (rif. NN1400D78L6GE0600001A) del quale si riporta di seguito uno stralcio in corrispondenza del viadotto in oggetto.

Per quanto riguarda la quota di falda, si sottolinea che i calcoli sono stati sviluppati ipotizzando, cautelativamente, che questa raggiunga la quota di testa dei pali.

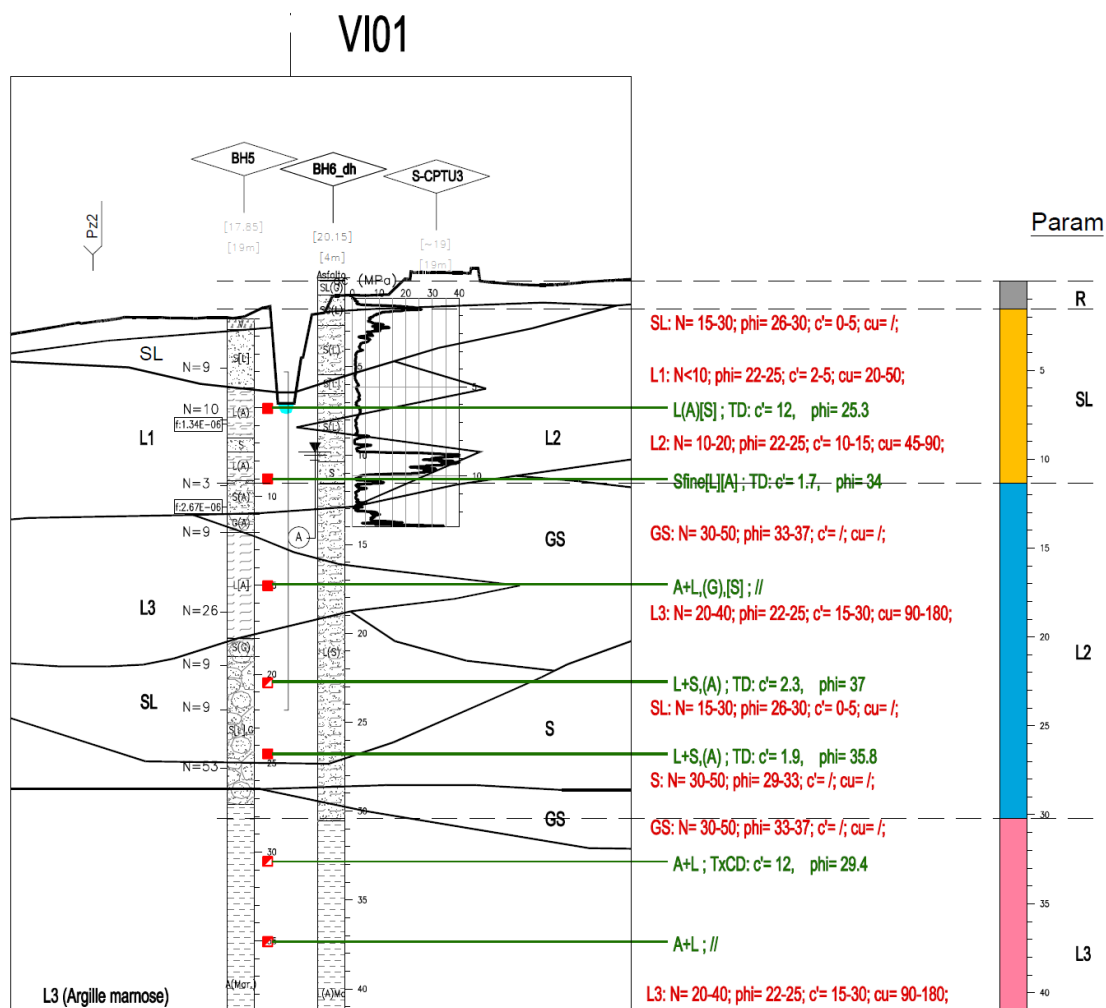


Figura 5. Stralcio del profilo stratigrafico di riferimento

Di seguito si riporta la stratigrafia di progetto

- Strato 1 "R" (Incoerente) da .00 a 1.60 m
- Strato 2 "SL" (Incoerente) da 1.60 a 11.30 m
- Strato 3 "L2" (Coesivo) da 11.30 a 30.20 m
- Strato 4 "L3" (Coesivo) da 30.20 a 50.00 m



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	11 di 55

4 CARICHI AGENTI

I carichi agenti sui pali di fondazione sono stati direttamente mutuati dal par 6.5.2 dei documenti(Rif. [3] e Rif. [4]). Per comodità di lettura si riportano di seguito.

Le azioni sono riportate secondo la seguente nomenclatura

- F_v =Forza verticale;
- F_l = Forza longitudinale;
- F_t = Forza trasversale;
- M_{sl} = Momento stabilizzante, rispetto al piede anteriore della fondazione ;
- M_{rl} = Momento ribaltante, rispetto al piede anteriore della fondazione;
- M_t =Momento trasversale, rispetto al baricentro della fondazione, riportato alla quota intradosso plinto;
- M_l =Momento longitudinale, rispetto al baricentro della fondazione, riportato alla quota intradosso plinto;

4.1.1 Sollecitazioni base plinto – SPALLA A

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori delle sollecitazioni a base plinto per ogni condizione massima e minima studiata:

COMB. SLU

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	33923.7	38000.2	2907.24	5747.14	415.754	1600.24	214895	19389.1	FVmax	SLU7	7
Fvmin	18288.1	2215.8	4184.26	1825.45	572.724	2359.16	127659	3472.07	FVmax	SLU6	6
Flmax	33923.7	38000.2	2907.24	5747.14	415.754	1600.24	214895	19389.1	FVmax	SLU7	7
Flmin	23039.7	-269.48	-736.51	784.052	126.816	-395.61	154989	-2306.4	Mtmin	SLU10	202
Mlmax	33923.7	38000.2	2907.24	5747.14	415.754	1600.24	214895	19389.1	FVmax	SLU7	7
Mlmin	20803.6	-9663.3	1103.54	853.446	153.669	616.184	149399	-2306.4	FVmin	SLU10	154
Ftmax	26936.1	8946.42	4184.28	2563.03	572.725	2359.17	181975	5280.05	FVmax	SLU3	3
Ftmin	22713.2	-1640.9	-491.84	794.183	125.942	-428.59	154173	-2306.4	Ftmin	SLU10	250
Mtmax	31676	21974.8	5143.78	4433.73	514.693	2795.59	209276	13474.4	Mtmax	SLU1	49
Mtmin	23039.7	-269.48	-736.51	784.052	126.816	-395.61	154989	-2306.4	Mtmin	SLU10	202
Np max	33923.7	38000.2	2907.24	5747.14	415.754	1600.24	214895	19389.1	FVmax	SLU7	7
Np min	25275.8	31269.6	2907.22	5009.55	415.753	1600.23	160579	17581.1	FVmax	SLU10	10

COMB. SISMICA

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	21531.9	18204.2	4652.14	3352.64	1215.4	1054.77	140761	11163.3	FVmax	SIS41	41
Fvmin	19267.6	-1222.3	-4545.6	-608.74	-1203.7	-1007.9	128753	-4144.4	FVmin	SIS36	324
Flmax	21095.9	32760.9	4572.18	7188.32	1214.46	1009.43	137449	25395	Flmax	SIS9	153
Flmin	19575.3	-15027	-4547.8	-4006.5	-1204.1	-1006.5	131744	-17066	FVmin	SIS12	300
Mlmax	21225.5	33325	4653.92	7188.32	1215.68	1055.61	137773	25395	FVmax	SIS9	9
Mlmin	19575.3	-15027	-4547.8	-4006.5	-1204.1	-1006.5	131744	-17066	FVmin	SIS12	300
Ftmax	20728.6	15692	15455.4	3097.44	4036.23	3532.69	136531	9923.5	Ftmax	SIS17	209
Ftmin	20035.3	-5.8314	-15356	-574.04	-4014.3	-3479.1	132894	-4045.7	Ftmin	SIS28	508
Mtmax	20728.3	15690.6	15502.7	3097.44	4035.72	3513.49	136530	9923.5	Mtmax	SIS17	113
Mtmin	20071.2	150.236	-15383	-574.04	-4013.8	-3460	132983	-4045.7	Mtmin	SIS28	412
Np max	21225.5	33325	4653.92	7188.32	1215.68	1055.61	137773	25395	FVmax	SIS9	9
Np min	21225.5	33325	4653.92	7188.32	1215.68	1055.61	137773	25395	FVmax	SIS9	9



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
 FONDAZIONI

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 NN1X 00 D 09 RB VI 01 03 001 A 13 di 55

CARICHI PERMANENTI

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
-	19786.2	5320.37	0.04896	1710.92	0.00043	0.0162

COMB. SLE-CAR

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	24605.3	25357.5	1947.28	3906.86	278.827	1071.07	156786	13597.6	FVmax	SLER2	2
Fvmin	21172	535.075	736.961	1530.62	102.675	402.762	146072	1578.86	FVmin	SLER6	42
Flmax	23959.2	22547.2	1947.35	3906.86	278.838	1071.51	155171	13597.6	Mmax	SLER2	8
Flmin	21521	-1774.4	735.757	1269.26	102.455	410.428	149076	-117.91	FVmin	SLER2	38
Mmax	24605.3	25357.5	1947.28	3906.86	278.827	1071.07	156786	13597.6	FVmax	SLER2	2
Mmin	21521	-1774.4	735.757	1269.26	102.455	410.428	149076	-117.91	FVmin	SLER2	38
Ftmax	22852.2	13090.3	3245.36	2940.78	356.533	1903.01	152404	8956.19	Ftmax	SLER4	28
Ftmin	22838	3954.41	-364.5	1269.26	83.3327	-310.1	152368	-117.91	Ftmin	SLER2	62
Mtmax	23055.1	14535.2	3489.73	3048.92	347.061	1895.46	152911	9518.53	Mtmax	SLER1	13
Mtmin	23063.2	4933.77	-533.24	1269.26	83.9357	-287.36	152931	-117.91	Mtmin	SLER2	50
Np max	24605.3	25357.5	1947.28	3906.86	278.827	1071.07	156786	13597.6	FVmax	SLER2	2
Np min	24605.3	25357.5	1947.28	3906.86	278.827	1071.07	156786	13597.6	FVmax	SLER2	2

COMB. SLE-FREQUENTE

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	23745.9	26913.8	1668.34	3823.62	240.645	913.798	149310	13564.1	FVmax	SLEFR2	2
Fvmin	20484.5	869.598	614.584	1274.33	85.6434	332.517	140090	641.506	FVmin	SLEFR6	42
Flmax	23745.9	26913.8	1668.34	3823.62	240.645	913.798	149310	13564.1	FVmax	SLEFR2	2
Flmin	22203.8	5206.98	-655.62	918.698	66.9039	-357.6	145454	-1434.5	Mtmin	SLEFR2	50
Mmax	23745.9	26913.8	1668.34	3823.62	240.645	913.798	149310	13564.1	FVmax	SLEFR2	2
Mmin	20661.7	-1279.2	613.38	964.961	85.4229	340.183	141599	-1212.5	FVmin	SLEFR2	38
Ftmax	21992.8	14392.7	2966.41	2804.65	318.351	1745.73	144927	8668.8	Ftmax	SLEFR4	28
Ftmin	21978.6	4260.04	-486.88	925.452	66.3009	-380.35	144892	-1402.1	Ftmin	SLEFR2	62
Mtmax	22195.7	15869.4	3210.78	2919.42	308.879	1738.18	145434	9262.97	Mtmax	SLEFR1	13
Mtmin	22203.8	5206.98	-655.62	918.698	66.9039	-357.6	145454	-1434.5	Mtmin	SLEFR2	50
Np max	23745.9	26913.8	1668.34	3823.62	240.645	913.798	149310	13564.1	FVmax	SLEFR2	2
Np min	23745.9	26913.8	1668.34	3823.62	240.645	913.798	149310	13564.1	FVmax	SLEFR2	2

COMB. SLE-QUASI PERMANENTE

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	19786.2	5628.84	0.04918	1775.19	0.00043	0.01633	134082	4175.71	FVmax	SLEQP1	1
Fvmin	19786.2	5320.37	0.04896	1710.92	0.00043	0.0162	134082	3867.24	FVmax	SLEQP2	2
Flmax	19786.2	5628.84	0.04918	1775.19	0.00043	0.01633	134082	4175.71	FVmax	SLEQP1	1
Flmin	19786.2	5011.89	0.04874	1646.66	0.00043	0.01607	134082	3558.77	FVmin	SLEQP1	13
Mmax	19786.2	5628.84	0.04918	1775.19	0.00043	0.01633	134082	4175.71	FVmax	SLEQP1	1
Mmin	19786.2	5011.89	0.04874	1646.66	0.00043	0.01607	134082	3558.77	FVmin	SLEQP1	13
Ftmax	19786.2	5628.84	0.04918	1775.19	0.00043	0.01633	134082	4175.71	FVmax	SLEQP1	1
Ftmin	19786.2	5011.89	0.04874	1646.66	0.00043	0.01607	134082	3558.77	FVmin	SLEQP1	13
Mtmax	19786.2	5628.84	0.04918	1775.19	0.00043	0.01633	134082	4175.71	FVmax	SLEQP1	1
Mtmin	19786.2	5011.89	0.04874	1646.66	0.00043	0.01607	134082	3558.77	FVmin	SLEQP1	13
Np max	19786.2	5628.84	0.04918	1775.19	0.00043	0.01633	134082	4175.71	FVmax	SLEQP1	1
Np min	19786.2	5628.84	0.04918	1775.19	0.00043	0.01633	134082	4175.71	FVmax	SLEQP1	1

4.1.2 Sollecitazioni base plinto –SPALLA B

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori delle sollecitazioni a base plinto per ogni condizione massima e minima studiata:

COMB. SLU											
Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	19337	14114	2496	3835	341	0	64138	9445	FVmax	SLU7	7
Fvmin	9661	2908	-1542	1868	-200	0	35434	4065	FVmin	SLU6	150
Fimax	19337	14114	2496	3835	341	0	64138	9445	FVmax	SLU7	7
Fimin	9661	2908	-1542	1868	-200	0	35434	4065	FVmin	SLU6	150
Mlmax	19337	14114	2496	3835	341	0	64138	9445	FVmax	SLU7	7
Mlmin	9661	2908	-1542	1868	-200	0	35434	4065	FVmin	SLU6	150
Ftmax	16451	9854	4425	3457	453	0	56926	8503	Ftmax	SLU13	109
Ftmin	9661	2908	-1542	1868	-200	0	35434	4065	FVmin	SLU6	150
Mtmax	17089	10590	4695	3478	437	0	58519	8503	Tmax	SLU1	121
Mtmin	12183	8204	-2735	2921	-145	0	42520	7287	Tmin	SLU4	268
Np max	19337	14114	2496	3835	341	0	64138	9445	FVmax	SLU7	7
Np min	11556	8420	3993	3188	374	0	40951	8230	Ftmax	SLU22	118

COMB. SISMICA											
Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	11754	5353	2687	1954	645	0	41022	4928	FVmax	SIS41	41
Fvmin	9993	-1664	-2582	-468	-634	0	35202	-1128	FVmin	SIS36	324
Fimax	11701	10307	2689	3497	645	0	40573	9618	FVmax	SIS9	9
Fimin	10046	-4863	-2584	-1504	-634	0	35650	-4065	FVmin	SIS4	292
Mlmax	11701	10307	2689	3497	645	0	40573	9618	FVmax	SIS9	9
Mlmin	10297	-4883	-2583	-1504	-634	0	36549	-4065	FVmin	SIS7	295
Ftmax	11146	4931	8915	1914	2135	0	39186	4798	Ftmax	SIS17	209
Ftmin	10545	-1428	-8779	-468	-2114	0	36898	-1128	Ftmin	SIS20	500
Mtmax	11193	4978	8952	1914	2135	0	39303	4798	Tmax	SIS17	257
Mtmin	10553	-1420	-8833	-468	-2113	0	36917	-1128	Tmin	SIS20	548
Np max	11701	10307	2689	3497	645	0	40573	9618	FVmax	SIS9	9
Np min	11165	9771	2584	3497	634	0	39234	9618	FVmin	SIS9	297

CARICHI PERMANENTI

Cond.	FV	MI	Mt	F	Rt	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
-	10656	3446	0	1711	0	0

COMB. SLE-CAR

Cond.	FV	MI	Mt	F	Rt	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	13945	8521	1673	2348	229	0	46480	5439	FVmax	SLER2	2
Fvmin	10818	4743	-619	2159	-80	0	38554	5125	FVmin	SLER6	42
Flmax	13945	8521	1673	2348	229	0	46480	5439	FVmax	SLER2	2
Flmin	10818	4743	-619	2159	-80	0	38554	5125	FVmin	SLER6	42
Mmax	13945	8521	1673	2348	229	0	46480	5439	FVmax	SLER2	2
Mmin	10818	4743	-619	2159	-80	0	38554	5125	FVmin	SLER6	42
Ftmax	11956	6243	3004	2288	306	0	41506	5439	Ftmax	SLER4	28
Ftmin	12065	6371	-1534	2292	-99	0	41779	5439	Ftmin	SLER1	61
Mtmax	12395	6749	3190	2302	295	0	42604	5439	Tmax	SLER1	31
Mtmin	12395	6749	-1865	2302	-97	0	42604	5439	Tmin	SLER1	67
Np max	13937	8513	1944	2348	278	0	46460	5439	FVmax	SLER1	1
Np min	11956	6243	3004	2288	306	0	41506	5439	Ftmax	SLER4	28

COMB. SLE-FREQUENTE

Cond.	FV	MI	Mt	F	Rt	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	13851	7910	1439	2108	199	0	45974	5406	FVmax	SLEFR2	2
Fvmin	10742	4254	-516	1967	-67	0	38149	4805	FVmin	SLEFR6	42
Flmax	13851	7910	1439	2108	199	0	45974	5406	FVmax	SLEFR2	2
Flmin	10742	4254	-516	1967	-67	0	38149	4805	FVmin	SLEFR6	42
Mmax	13851	7910	1439	2108	199	0	45974	5406	FVmax	SLEFR2	2
Mmin	10742	4254	-516	1967	-67	0	38149	4805	FVmin	SLEFR6	42
Ftmax	11861	5632	2770	2048	277	0	41000	5118	Ftmax	SLEFR4	28
Ftmin	11971	5760	-1431	2052	-86	0	41273	5136	Ftmin	SLEFR1	61
Mtmax	12301	6138	2956	2061	266	0	42099	5184	Tmax	SLEFR1	31
Mtmin	12301	6138	-1762	2061	-84	0	42099	5184	Tmin	SLEFR1	67
Np max	13843	7902	1710	2108	249	0	45954	5406	FVmax	SLEFR1	1
Np min	11861	5632	2770	2048	277	0	41000	5118	Ftmax	SLEFR4	28

COMB. SLE-QUASI PERMANENTE

Cond.	FV	MI	Mt	F	Rt	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	10656	3754	0	1775	0	0	37718	4176	FVmax	SLEQP1	1
Fvmin	10656	3446	0	1711	0	0	37718	3867	FVmax	SLEQP2	2
Flmax	10656	3754	0	1775	0	0	37718	4176	FVmax	SLEQP1	1
Flmin	10656	3446	0	1711	0	0	37718	3867	FVmax	SLEQP2	2
Mmax	10656	3754	0	1775	0	0	37718	4176	FVmax	SLEQP1	1
Mmin	10656	3446	0	1711	0	0	37718	3867	FVmax	SLEQP2	2
Ftmax	10656	3754	0	1775	0	0	37718	4176	FVmax	SLEQP1	1
Ftmin	10656	3446	0	1711	0	0	37718	3867	FVmax	SLEQP2	2
Mtmax	10656	3754	0	1775	0	0	37718	4176	FVmin	SLEQP1	13
Mtmin	10656	3446	0	1711	0	0	37718	3867	FVmax	SLEQP2	2
Np max	10656	3754	0	1775	0	0	37718	4176	FVmin	SLEQP1	13
Np min	10656	3754	0	1775	0	0	37718	4176	FVmin	SLEQP1	13

4.1.3 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA A

Plinto di fondazione

Altezza plinto	2.00	m
Dimensione long.fondazione	13.70	m
Dimensione trasv. fondazione	9.55	m
Inclinazione plinto	0.00	°
Sbalzo anteriore	1.50	m
Sbalzo posteriore	10.00	m
Altezza terreno ricoprimento	1.50	m
Altezza terreno riempimento	4.55	

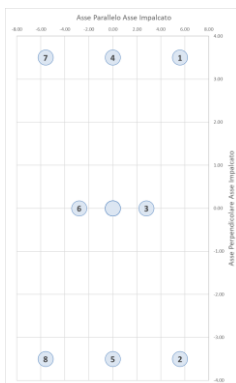


Figura 6. Disposizione pali

Le condizioni N_{pmax} e N_{pmin} sono le condizioni che massimizzano e minimizzano il carico assiale sul palo.

SLU

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLU7	5887	5610	4994	4379	4102	3486	2871
Fvmin	SLU6	2573	2175	2330	2485	2087	2242	2397
Fimax	SLU7	5887	5610	4994	4379	4102	3486	2871
Fimin	SLU10	2834	2904	2875	2845	2915	2885	2856
Mlmax	SLU7	5887	5610	4994	4379	4102	3486	2871
Mlmin	SLU10	2270	2164	2409	2653	2548	2792	3036
Ftmax	SLU3	3921	3523	3545	3566	3168	3190	3211
Ftmin	SLU10	2751	2797	2807	2816	2863	2872	2881
Mtmax	SLU1	5076	4587	4396	4204	3715	3523	3332
Mtmin	SLU10	2834	2904	2875	2845	2915	2885	2856
Np max	SLU7	5887	5610	4994	4379	4102	3486	2871
Np min	SLU10	4539	4262	3780	3298	3021	2539	2057

SIS

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SIS41	3637	3194	3054	2913	2470	2329	2189
Fvmin	SIS36	2142	2575	2384	2192	2625	2433	2242
Fimax	SIS9	4159	3723	3289	2855	2419	1985	1551
Fimin	SIS12	1631	2064	2147	2230	2663	2747	2830
Mlmax	SIS9	4201	3758	3316	2875	2432	1990	1549
Mlmin	SIS12	1631	2064	2147	2230	2663	2747	2830
Ftmax	SIS17	3951	2479	2903	3327	1855	2279	2703
Ftmin	SIS28	1772	3234	2504	1773	3236	2505	1775
Mtmax	SIS17	3953	2477	2903	3329	1853	2279	2705
Mtmin	SIS28	1781	3246	2511	1776	3241	2506	1772
Np max	SIS9	4201	3758	3316	2875	2432	1990	1549
Np min	SIS9	4201	3758	3316	2875	2432	1990	1549

SLU

N _{max}	N _{min}	H _{max}
kN	kN	kN
5887	1780	833

SIS

N _{max}	N _{min}	H _{max}
kN	kN	kN
4197	1109	968

4.1.4 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B

Plinto di fondazione		
Altezza plinto	2.00	m
Dimensione long.fondazione	7.00	m
Dimensione trasv. fondazione	9.50	m
Inclinazione plinto	0.0	°
Sbalzo anteriore	1.50	m
Sbalzo posteriore	3.30	m
Altezza terreno ricoprimento	2.30	m
Altezza terreno riempimento	4.55	

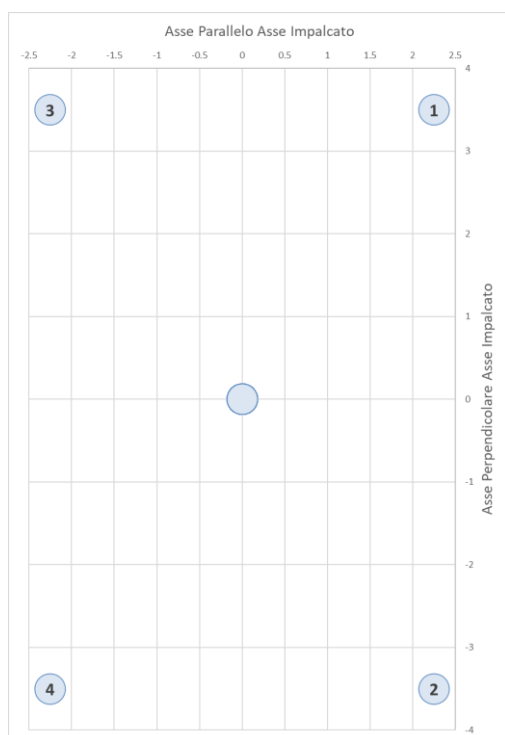


Figura 7. Disposizione pali

SLU

Cond.	Comb	1	2	3	4			
-	-	kN	kN	kN	kN			
Fvmax	SLU7	6581	6224	3444	3088			
Fvmin	SLU6	2628	2849	1982	2202			
Fimax	SLU7	6581	6224	3444	3088			
Fimin	SLU6	2628	2849	1982	2202			
Mlmax	SLU7	6581	6224	3444	3088			
Mlmin	SLU6	2628	2849	1982	2202			
Ftmax	SLU13	5524	4892	3334	2702			
Ftmin	SLU6	2628	2849	1982	2202			
Mtmax	SLU1	5784	5114	3431	2760			
Mtmin	SLU4	3762	4153	1939	2330			
Np max	SLU7	6581	6224	3444	3088			
Np min	SLU22	4110	3539	2239	1668			

SIS

Cond.	Comb	1	2	3	4			
-	-	kN	kN	kN	kN			
Fvmax	SIS41	3763	3380	2597	2213			
Fvmin	SIS36	2091	2460	2438	2807			
Fimax	SIS9	4274	3890	1990	1606			
Fimin	SIS4	1775	2144	2849	3218			
Mlmax	SIS9	4274	3890	1990	1606			
Mlmin	SIS7	1859	2228	2951	3320			
Ftmax	SIS17	3983	2709	2894	1620			
Ftmin	SIS20	1839	3093	2149	3404			
Mtmax	SIS17	4002	2723	2903	1624			
Mtmin	SIS20	1838	3100	2147	3409			
Np max	SIS9	4274	3890	1990	1606			
Np min	SIS9	4073	3704	1909	1539			

SLU

Nmax	Nmin	Hmax
kN	kN	kN
6581	1668	963

SIS

Nmax	Nmin	Hmax
kN	kN	kN
4274	1539	889

Le condizioni Npmax e Npmin sono le condizioni che massimizzano e minimizzano il carico assiale sul palo.



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
 FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	20 di 55

SLE-R

Cond.	Comb	1	2	3	4
-	-	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLE R2	4553	4314	2659	2420
Fvmin	SLE R6	3187	3276	2133	2222
Fmax	SLE R2	4553	4314	2659	2420
Fmin	SLE R6	3187	3276	2133	2222
Mlmax	SLE R2	4553	4314	2659	2420
Mlmin	SLE R6	3187	3276	2133	2222
Ftmax	SLE R4	3897	3468	2510	2081
Ftmin	SLE R1	3615	3834	2199	2418
Mtmax	SLE R1	4077	3621	2577	2121
Mtmin	SLE R1	3715	3982	2216	2482
Np max	SLE R1	4569	4291	2677	2400
Np min	SLE R4	3897	3468	2510	2081

SLE-FR

Cond.	Comb	1	2	3	4
-	-	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLEFR2	4444	4239	2687	2481
Fvmin	SLEFR6	3121	3195	2176	2250
Fmax	SLEFR2	4444	4239	2687	2481
Fmin	SLEFR6	3121	3195	2176	2250
Mlmax	SLEFR2	4444	4239	2687	2481
Mlmin	SLEFR6	3121	3195	2176	2250
Ftmax	SLEFR4	3789	3393	2537	2142
Ftmin	SLEFR1	3530	3735	2250	2455
Mtmax	SLEFR1	3968	3546	2604	2182
Mtmin	SLEFR1	3631	3883	2267	2519
Np max	SLEFR1	4461	4217	2705	2461
Np min	SLEFR4	3789	3393	2537	2142

SLE-QP

Cond.	Comb	1	2	3	4
-	-	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLEQP1	3081	3081	2247	2247
Fvmin	SLEQP2	3047	3047	2281	2281
Fmax	SLEQP1	3081	3081	2247	2247
Fmin	SLEQP2	3047	3047	2281	2281
Mlmax	SLEQP1	3081	3081	2247	2247
Mlmin	SLEQP2	3047	3047	2281	2281
Ftmax	SLEQP1	3081	3081	2247	2247
Ftmin	SLEQP2	3047	3047	2281	2281
Mtmax	SLEQP1	3081	3081	2247	2247
Mtmin	SLEQP2	3047	3047	2281	2281
Np max	SLEQP1	3081	3081	2247	2247
Np min	SLEQP1	3081	3081	2247	2247

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 03 001	REV. A	FOGLIO 21 di 55

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

In accordo con quanto definito nel paragrafo 6.2.4 delle NTC2018, devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza.

L'azione e la corrispondente resistenza di progetto vanno determinate in accordo alle NTC2018 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A1), ai parametri del terreno (M1) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R3).

Per le verifiche in condizioni sismiche è previsto l'utilizzo della medesima combinazione in cui siano posti pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (già pari ad 1 secondo il set M1) ed adottando i coefficienti parziali sulle resistenze come indicato per le combinazioni statiche laddove non diversamente specificato nel capitolo 7 sulla sismica.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2018, rispettivamente alle tabelle:

- A Tabella 6.2.I

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}

Figura 8. Coefficienti parziali sulle azioni (coefficienti A)

- M Tabella 6.2.II

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

Figura 9. Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (coefficienti M)

- R Tabella 6.4.II

 Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 03 001	REV. A	FOGLIO 23 di 55

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

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

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

Figura 10. Coefficienti parziali sulle resistenze (coefficienti R)

5.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

dove

- E_d valore di progetto dell'effetto dell'azione;
- C_d valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

5.3 Verifiche statiche

Come riportato al paragrafo 6.4 delle NTC2018, le verifiche delle fondazioni devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- Stato limite ultimo di tipo Geotecnico (SLU GEO)
- Stato limite ultimo di tipo Strutturale (SLU STR) (non oggetto del presente documento)
- Stato limite di esercizio (SLE)

Le verifiche statiche GEO e STR devono essere svolte secondo l'Approccio 2, ovvero:

- Combinazione A1+M1+R3 (SLU STR e SLU GEO)

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 03 001	REV. A	FOGLIO 24 di 55

Con la sola esclusione delle verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, per le quali si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2).

5.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO)

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico sono, nel caso delle palificate:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali;
- stabilità globale.

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico sono, nel caso delle fondazioni superficiali:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale.

Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione

Ai fini della verifica nei confronti dei carichi assiali nel presente documento viene determinata, nel caso delle fondazioni su pali, la curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, utilizzando l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale azione dovrà poi essere confrontata dal progettista della fondazione con il valore dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, valutata mediante un'analisi che tenga anche conto dell'effetto gruppo, in modo da definire la lunghezza di progetto del palo.

Nel caso della fondazione a pozzo, viene fornito il criterio di dimensionamento generale, essendo la geometria di questa fondazione strettamente dipendente dai valori della sollecitazione agente e risultando difatti impossibile descriverne la resistenza attraverso un'unica curva di portanza

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali

Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali delle palificate, le NTC2018 indicano di eseguire una verifica confrontando l'azione applicata al palo con il valore di progetto della resistenza dei pali soggetti ai carichi trasversali $R_{tr,d}$ e adottando un coefficiente parziale da applicare alla disuguaglianza γ_r pari a 1.3 (si veda tab 6.4.VI al paragrafo 6.4.3.1.2 delle NTC2018).

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 03 001	REV. A	FOGLIO 25 di 55

Tuttavia in merito a tali verifiche si ritiene, in virtù della flessibilità dei pali sottoposti a tali carichi, che tale meccanismo di rottura non sia possibile, e che le problematiche progettuali della palificata sottoposta ai carichi di progetto orizzontali afferiscano piuttosto nei seguenti aspetti:

- limitazione degli spostamenti orizzontali entro i limiti accettabili, imposti dal progettista strutturale (nella valutazione del campo di spostamento indotto si terrà conto anche delle rotazioni);
- limitazione dei carichi orizzontali e dei relativi momenti di incastro per limiti strutturali.

Stabilità globale

La stabilità globale non viene qui considerata in quanto la geometria del problema rende difficilmente probabili fenomeni di instabilità globale della fondazione.

Altre verifiche

Oltre alle verifiche di cui sopra, deve essere condotta anche la verifica strutturale nei confronti dei carichi orizzontali (azioni di taglio e di momento flettente), determinando il dominio di rottura nel piano M-N per la sezione del palo considerata e verificando che le sollecitazioni calcolate sul singolo palo dal Progettista Strutturale, a partire dai carichi relativi alla combinazione di carico assunta, siano interne a tale dominio. Per permettere al Progettista Strutturale di valutare tali sollecitazioni, si forniscono al progettista in allegato, per ciascuna opera e relativa tipologia di palo analizzato, la relazione fra taglio applicato in testa al palo e rispettivamente momento flettente in testa (ipotesi di palo incastrato) e spostamento atteso in testa al palo. Riguardo le fondazioni a pozzo, sulla base dei diagrammi di sollecitazione ottenuti, deve essere condotta la verifica strutturale della sezione

5.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Gli stati limite di esercizio sono:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali;
- eccessive rotazioni.

Nello specifico, ai fini della valutazione da parte del Progettista Strutturale della compatibilità degli spostamenti e delle distorsioni con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si forniscono le curve carico – cedimento e carico – spostamento orizzontale in testa. del palo singolo.

Sarà cura del progettista della palificata nel suo insieme valutare, in funzione delle effettive distanze e posizioni dei singoli pali all'interno della palificata, gli eventuali coefficienti correttivi da applicare per tenere conto dell'effetto gruppo.

Riguardo le fondazioni a pozzo, si rimanda al capitolo specifico di descrizione del dimensionamento, in cui è illustrato il procedimento di determinazione di spostamenti e rotazioni della fondazione in questione.

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 03 001	REV. A	FOGLIO 26 di 55

5.4 Verifiche sismiche

La Normativa stabilisce differenti Stati Limite (sia d'esercizio che ultimi) in funzione:

- dell'importanza dell'opera, mediante l'identificazione della Classe d'Uso;
- del danno conseguente ad un certo Stato Limite.

In particolare si definiscono i seguenti Stati Limite di esercizio e ultimi:

SLU:

Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

SLE:

Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.

Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 della normativa vigente le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_R);
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_R).



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	27 di 55

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Stabiliti i criteri di determinazione degli Stati Limite, le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico.

Si precisa che le verifiche di collasso per opere e sistemi geotecnici in condizioni sismiche dovranno essere svolte secondo quanto riportato al punto 7.11.1, secondo cui si deve adottare il medesimo approccio di verifica adottato per le condizioni statiche (DA2), utilizzando coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali pari ad 1, mentre restano invariati i fattori parziali sulle resistenze nel caso delle fondazioni dirette e su pali.

Di fatto si tratta di utilizzare, sia per le verifiche geotecniche che per quelle strutturali, la seguente combinazione di carico:

AZIONI_{SISMA}+M1+R3



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
 FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	28 di 55

6 METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO

6.1 Curve di resistenza del palo singolo

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \underline{\text{Resistenza di progetto a compressione}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \underline{\text{Resistenza di progetto a trazione}}$$

dove

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità secondo quanto descritto al paragrafo 6.1.1;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 6.1.2;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità, calcolate secondo quanto descritto al paragrafo 6.1.2;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 6.1.3.

6.1.1 Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = Q_{ult_comp} = Q_{lat_ult} + Q_{base_ult}$$



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	29 di 55

$$R_{c, \text{traz}} = Q_{ult_ \text{traz}} = Q_{lat_ \text{ult}}$$

dove:

$Q_{ult_ \text{comp}}$ Resistenza di calcolo a compressione;

$Q_{ult_ \text{traz}}$ Resistenza di calcolo a trazione;

$$Q_{lat_ \text{ult}} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nei seguenti capoversi;

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$Q_{base_ \text{ult}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{Portata limite di base}$$

con:

q_{ub} = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 1.1.1.1;

I contributi di resistenza laterale e di base sono stati calcolati in funzione del tipo di terreno attraversato e della tipologia e dimensione del palo da realizzare, si veda a questo proposito il seguente sottoparagrafo.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018. Nella condizione di resistenza a compressione va assunto come carico permanente svavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione va assunto come azione permanente favorevole.

Terreni a grana grossa (sabbie)-calcolo della resistenza laterale

$$\tau_{u,s} (kPa) = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \phi' \leq \tau_{u,s \text{ max}} (kPa)$$



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	30 di 55

dove:

k coefficiente empirico assunto in questa sede pari a 0.6;

σ'_{vo} tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

ϕ' angolo di resistenza al taglio del terreno.

Il valore di $\tau_{us,max}$ è assunto nei calcoli pari a 120 kPa.

Terreni a grana fine (limi e argille) -calcolo della resistenza laterale

$$\tau_{ult} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

c_u resistenza a taglio non drenata;

α coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u secondo quanto indicato nella tabella seguente

Tabella 4. Valori indicativi di α per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Per i terreni coesivi alluvionali è stata anche eseguita una verifica in tensioni efficaci; in accordo con quanto previsto dalle raccomandazioni AGI:

$$\tau_i > 0.23 * \sigma'v$$

$$\tau_i < 0.25 * \sigma'v$$

Terreni stratificati-calcolo della resistenza laterale

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	31 di 55

1.1.1.1 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} (kPa) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} (kPa)$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1}$ pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

N_q^* parametro che può essere valutato mediante la Figura 11;

σ'_{vo} tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

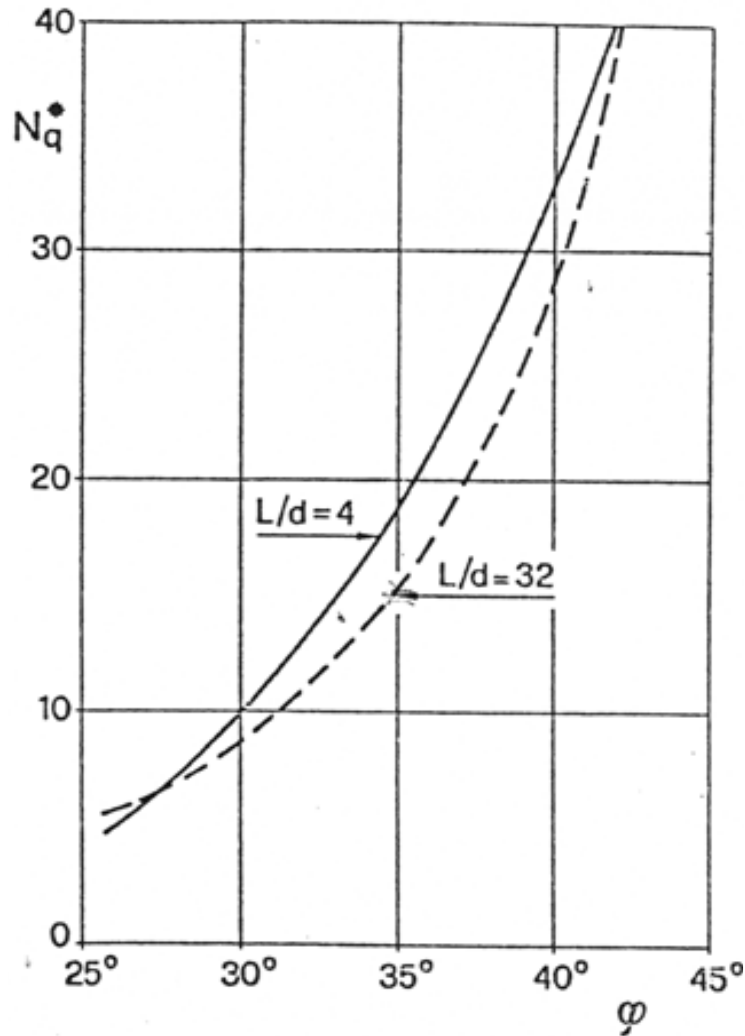


Figura 11. Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato valutato in accordo a quanto riportato nella successiva Tabella 5 ed assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 4300 kPa.

Tabella 5. Valori di $(q_{u,b})_{max}$ per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984

	$(q_{u,b})_{max}$
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u + \sigma_{v0} \leq q_{ub,max}$$

dove:

c_u resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

σ_{v0} tensione totale alla quota della base del palo

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 3000 kPa.

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati a grana fine (limi e argille) e strati a grana grossa (sabbie e ghiaie), la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 12.

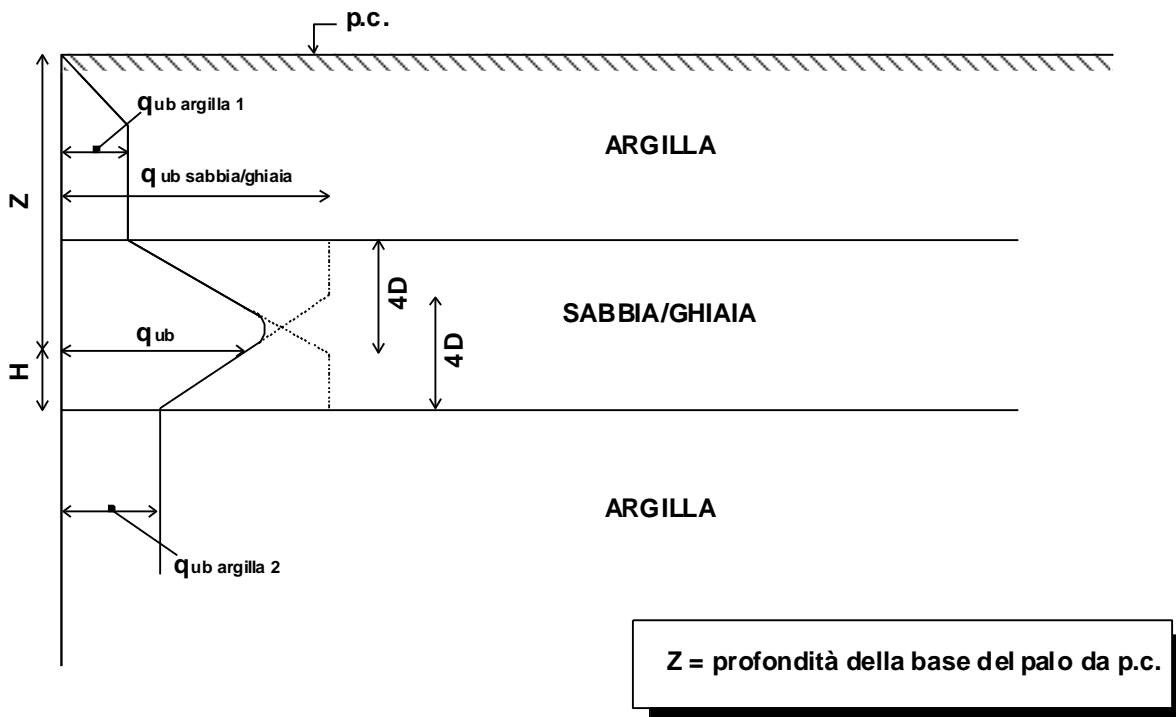


Figura 12. Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 03 001	REV. A	FOGLIO 34 di 55

Infine, in ottemperanza al p.to 2.5.1.9.3 del manuale di progettazione Italferr si verificherà che

$$R_{c,cal\,LAT}/1.25 > N_{ag}$$

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

6.1.2 Resistenza caratteristica

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ e la resistenza caratteristica a trazione $R_{t,k}$ del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018 risulta pertanto:

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

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

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$ resistenza di calcolo media ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$ resistenza di calcolo minima ad una data profondità;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

Nel caso in esame si è assunto: $\xi_3 = 1.7$ e $\xi_4 = 1.7$.

6.1.3 Resistenza di progetto

I valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di progetto del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la Tabella 6 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

Tabella 6. Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

	Pali trivellati
Resistenza \ γ_R	R_3
Base	1.35
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25

6.1.4 Effetto gruppo

Il carico limite verticale di una palificata viene valutato come:

$$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$$



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	36 di 55

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti, l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere $E = 1$ (per terreni incoerenti).

Per palificate in terreni coesivi (qui applicato anche per terreni stratificati), invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$$

Dove:

E = efficienza della palificata

N = numero di pali per fila

M = numero di file

$\Phi = \arctg (D/i)$ con D = diametro pali, i = interasse pali.

Le verifiche di capacità portante della fondazione saranno effettuate sia con riferimento al palo singolo (riferendosi alla resistenza di progetto del singolo palo, e confrontandola con il massimo carico agente tra tutti i pali della palificata) sia con riferimento all'intera palificata, confrontando il carico totale verticale massimo agente alla base del plinto con il carico limite della palificata calcolato come

$$Q_{palif} = n \cdot x(Q_d) \cdot E$$

In cui Q_d è il carico limite del singolo palo, n il numero di pali nella palificata ed E l'efficienza



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	37 di 55

7 METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

7.1 Premessa

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel paragrafo seguente.

7.2 Analisi agli stati limite

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa [N.1] al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

La valutazione è stata eseguita tenendo conto di effetto gruppo, cautelativamente assunto pari a 0.8.

Tabella 4. Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

7.3 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	38 di 55

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Le formulazioni dipendono dall'ipotesi che:

in terreni coesivi la resistenza del terreno davanti al palo valga

$$p = 9 c_u$$

a partire da una profondità

$$z = 1.5 D$$

mentre per profondità inferiori

$$p = 0$$

mentre in terreni granulari valga

$$p = 3 k_p \gamma z \quad (\gamma' \text{ per i terreni sotto falda})$$



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	39 di 55

I valori della resistenza a carico trasversale, come è noto, dipendono dalla formazione di cerniere plastiche all'interno del palo, ovvero del raggiungimento del momento di plasticizzazione della sezione strutturale del palo.

Nei pali incastrati in testa ciò avviene:

- prima in testa al palo
- successivamente ad una determinata profondità z^* dalla testa del palo.

La scrittura delle equazioni di equilibrio consente di determinare il diagramma dei momenti lungo il fusto del palo e di verificare quale sia il momento massimo.

Fondandosi su questa metodologia è possibile definire una procedura iterativa (Mancina Nori, Iasiello, Progetti e calcoli di geotecnica con Excel, 2009) per calcolare il carico limite di un palo soggetto a carichi trasversali in terreni stratificati:

La procedura per la ricerca del carico trasversale limite H_{lim} è di seguito esplicitata:

- 1) si divide idealmente il palo in n conci di altezza h_o
- 2) per ogni concio, negli strati coesivi si applica un carico orizzontale in verso opposto alla forza sollecitante il palo pari a:

$$p = 9 c_u$$

negli strati granulari si applica invece un carico pari a:

$$p = 3 k_p \gamma z \quad (\gamma' \text{ per i terreni sotto falda})$$

- 3) Si ipotizza il comportamento di "palo corto" (nessuna formazione di cerniera plastica lungo il palo) e mediante la risoluzione delle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione si determinano il diagramma del momento flettente nel palo e la resistenza trasversale del palo $H_{palo\ corto}$

- 4) se il momento massimo è inferiore a M_y (momento di plasticizzazione), allora

$$H_{lim} = H_{palo\ corto}$$

5) Se invece $M_{max} > M_y$, si ipotizza il comportamento di palo intermedio (una sola cerniera plastica in testa al palo) e, di nuovo in questa ipotesi si determinano il diagramma del momento flettente nel palo e la resistenza trasversale del palo $H_{palo\ intermedio}$.

6) se il momento massimo è inferiore a M_y (momento di plasticizzazione), allora

$$H_{lim} = H_{palo\ intermedio}$$

7) Se invece $M_{max} > M_y$, il palo si comporta sicuramente da palo lungo. Si assegna come profondità della seconda cerniera plastica la profondità alla quale si sviluppa il momento massimo calcolato nella fase 5) e in queste ipotesi si determina la resistenza trasversale del palo $H_{palo\ lungo}$.

$$H_{lim} = H_{palo\ lungo}$$



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	41 di 55

8 RESISTENZA A CARICHI ASSIALI

8.1 Palo singolo

Si riportano nel seguito le curve di resistenza dei pali a compressione per le due spalle

Per la Spalla A il carico di progetto per pali lunghi 36 m è pari a 5968 kN.

Per la Spalla B il carico di progetto per pali lunghi 38 m è pari a 7136 kN.

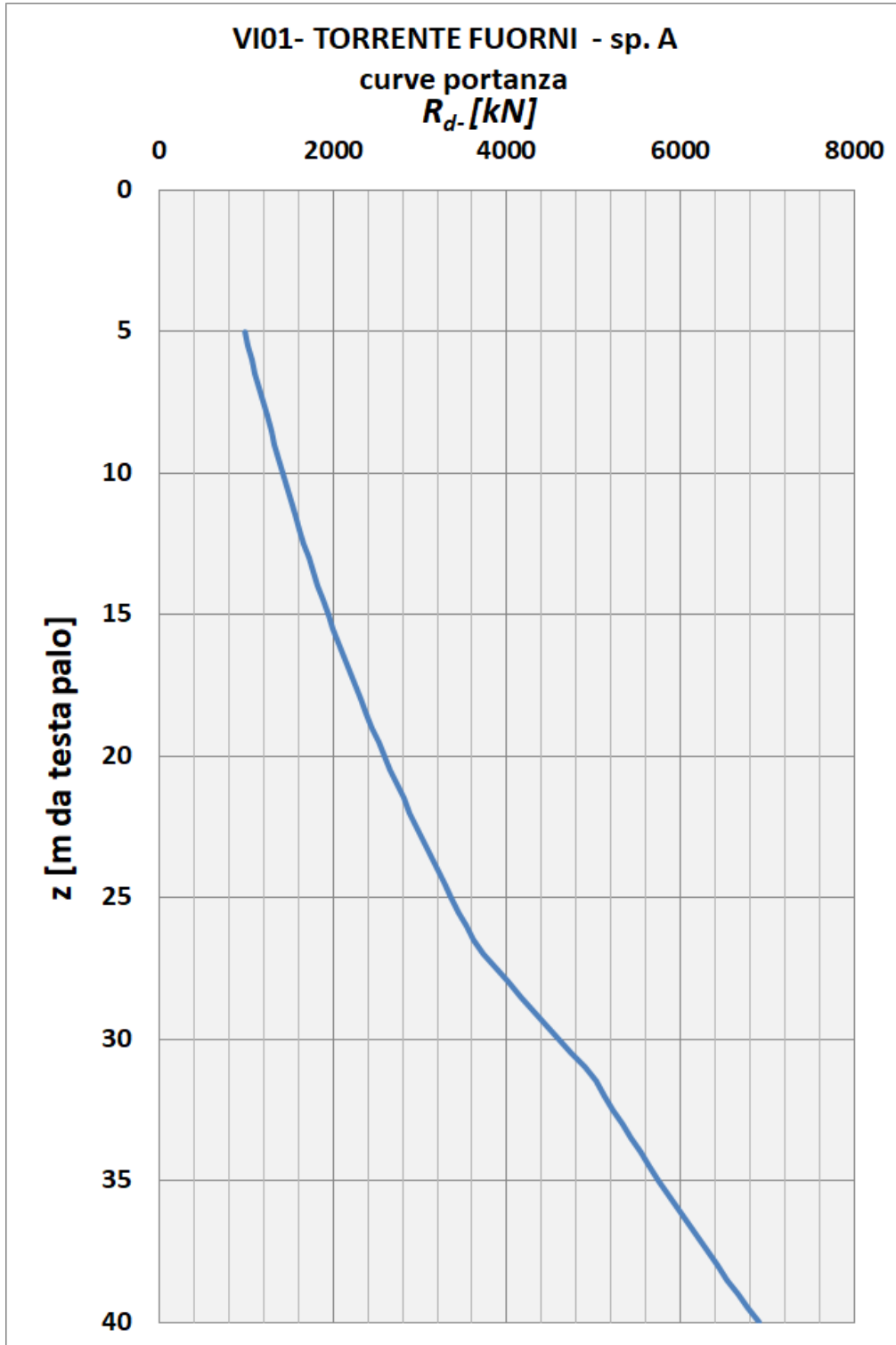


Figura 13. Curva di portanza- Spalla A

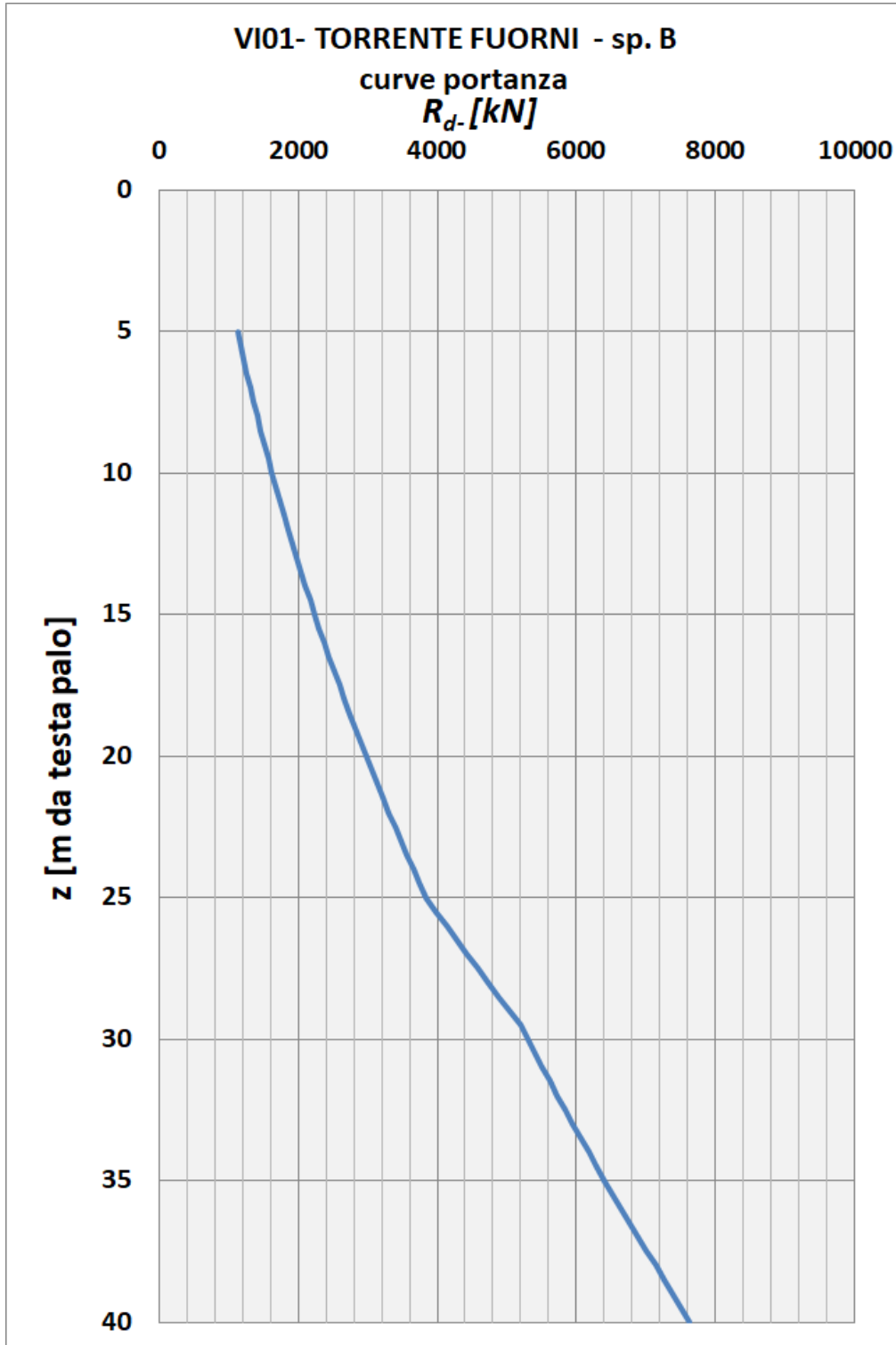


Figura 14. Curva di portanza- Spalla B



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	44 di 55

8.2 Palificata spalla A

Si riporta nel seguito il calcolo della resistenza di progetto della palificata della spalla A calcolata come

$$Q_{\text{palif}} = n \times Q_d \times E$$

in cui n è il numero di pali ed E l'efficienza della palificata.

nel presente caso $E = 0.76$

Si trova pertanto

$$Q_{\text{palif,d}} = 8 \times 5968 \times 0.76 = 36285 \text{ kN}$$

8.3 Palificata spalla B

Si riporta nel seguito il calcolo della resistenza di progetto della palificata della spalla A calcolata come

$$Q_{\text{palif}} = n \times Q_d \times E$$

in cui n è il numero di pali ed E l'efficienza della palificata.

nel presente caso $E = 0.76$

Si trova pertanto

$$Q_{\text{palif,d}} = 4 \times 7136 \times 0.8 = 22835 \text{ kN}$$



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	45 di 55

9 CARICO LIMITE TRASVERSALE

9.1 Spalla A e B

Si riporta nel seguito il calcolo del carico limite trasversale di progetto dei pali delle spalle A e B. in entrambi i casi il comportamento dei pali è a “palo lungo” ed il carico limite è stato determinato con riferimento ad un’armatura longitudinale realizzata con

40 Φ 30 sulla corona più esterna (copriferro 6 mm)

20 Φ 30 sulla corona più esterna(copriferro 9 mm)

che conferisce al palo un momento di plasticizzazione pari a

$$M_p = 8965 \text{ kN m}$$

Il carico trasversale di progetto vale, comprensivo del coefficiente di efficienza pari a

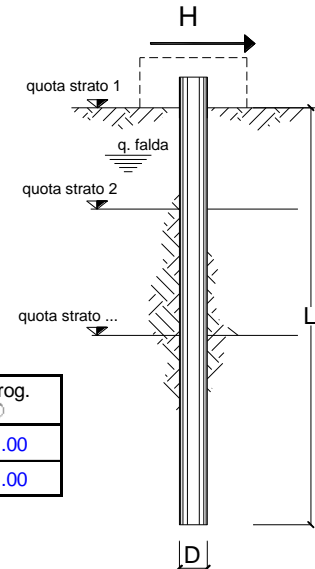
$$E = 0.8$$

$$H_d = 1527.1 * 0.8 = 1221.7 \text{ kN}$$

opera VI 01

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.40	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	18	8	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		93.20	19	9		1.00	45		1.00	45
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		74.30	18	8		1.00	90		1.00	90
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 100 (m)

Diametro del palo D 1.50 (m)

Lunghezza del palo L 30.00 (m)

 Momento di plasticizzazione palo M_y 8965.04 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
 (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	3374.8 (kN)		3374.8 (kN)	
Palo intermedio	7010.7 (kN)		7010.7 (kN)	
Palo corto	19203.2 (kN)		19203.2 (kN)	
H_{med}	3374.8 (kN)	Palo lungo	H_{min}	3374.8 (kN) Palo lungo
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)			1985.17 (kN)	
H_d = H_k/γ_T			1527.06 (kN)	



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	47 di 55

10 ESITO DELLE VERIFICHE

10.1 Verifiche a carico limite assiale

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando, per il palo singolo

$E_d < R_d$

5887 kN < 5968 kN

e per la palificata

$E_d < R_d$

33923 kN < 36285 kN

Si trova inoltre

$R_{c,cal LAT/1.25} > N_{ag}$

7488 > 4175

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando per il palo singolo

$E_d < R_d$

6581 kN < 6676 kN

e per la palificata

$E_d < R_d$

19337 kN < 22835 kN

Si trova inoltre

$R_{c,cal LAT/1.25} > N_{ag}$

9262 > 4569



LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 01 03 001	A	48 di 55

10.2 Verifiche Verifiche a carico limite trasversale

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$Ed < Rd$

968 kN < 1221.6 kN

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando

$Ed < Rd$

963 kN < 1221.6 kN

11 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Si riportano di seguito gli spostamenti orizzontali dei pali della spalla fissa (**spalla A**) e della spalla mobile (**Spalla B**) in condizioni sismiche, al fine di confermare l'ipotesi assunta nel paragrafo 2.6.2 delle relazioni delle spalle (Rif. [3] e Rif. [4]) in termini di applicazione della spinta sismica con Mononobe-Okabe.

Gli spostamenti sono calcolati nell'ipotesi di comportamento di suolo "alla Winkler", secondo la nota trattazione di Reese e Matlock (1956).

ovvero schematizzato attraverso un sistema di molle orizzontali indipendenti tra loro, il cui comportamento è descritto dall'equazione

$$p = k_h y$$

in cui p è il carico agente sulla molla (reazione del terreno), y è lo spostamento del palo alla quota della molla e k_h è la rigidezza della molla.

Dal punto di vista applicativo ci si può riferire a due modelli:

- rigidezza della molla costante con la profondità
- rigidezza della molla crescente con la profondità secondo l'equazione (Reese e Matlock 1956)

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

in cui z è la profondità dalla testa del palo

La determinazione del valore di k_h può essere svolta correlando questo parametro alla rigidezza secante del terreno secondo l'espressione (Broms 1964)

$$k_h = \frac{1.67E}{d}$$

Il problema di una trave su suolo alla Winkler può essere risolto con i tipici metodi della risoluzione delle equazioni differenziali (Matlock e Reese 1956), una volta assegnate le condizioni al contorno:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h z y = 0$$

Figura 15. Equazione linea elastica palo sottoposto a forze trasversali-

Matlock e Reese, 1956- (estratta da Viggiani 1999)

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 03 001	REV. A	FOGLIO 50 di 55

ed è pertanto possibile definire delle soluzioni in forma chiusa e compatta che nel presente caso consentono di ricavare:

- lo spostamento e la rotazione in testa al palo per effetto di un taglio H e di un momento M al variare della lunghezza caratteristica λ .

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_p J}{n_h}}$$

Palo infinitamente lungo ($L/\lambda > 4$)

$$y_0 = \frac{2,40H}{n_h^{3/5}(E_p J)^{2/5}} + \frac{1,60M}{n_h^{2/5}(E_p J)^{3/5}}$$

$$\theta_0 = \frac{1,60H}{n_h^{2/5}(E_p J)^{3/5}} + \frac{1,74M}{n_h^{1/5}(E_p J)^{4/5}}$$

Figura 16. Spostamento e rotazione in testa al palo- (estratta da Viggiani 1999)

Sempre risolvendo l'equazione differenziale di Matlock e Reese è possibile ricavare le sollecitazioni lungo il fusto del palo (cfr. capitolo 12 relazione)

Per la determinazione di n_h nel presente caso ci si è riferiti alle seguenti indicazioni di letteratura:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1.000	1.000 ÷ 3.000
Valore consigliato di A	200	600	1.500
n_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

Tab. 14.5. Valori orientativi di n_h e di A (eq. 14.25) per terreni incoerenti

Tipo di terreno	n_h [N/cm ³]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson, 1970 Wilson, Hilt, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

Tab. 14.6. Valori orientativi di n_h per terreni coesivi

Figura 17. Valori orientativi di n_h - (estratte da Viggiani 1999)

Nel presente caso

per limi L3 si pone $n_h = 500 \text{ kN/m}^3$

per limi L2 si pone $n_h = 200 \text{ kN/m}^3$

per le sabbie Limose S si pone $n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$

per le ghiaie si pone $n_h = 5000 \text{ kN/m}^3$

Si riportano di seguito la stratigrafia di calcolo e i risultati delle analisi per le due spalle.

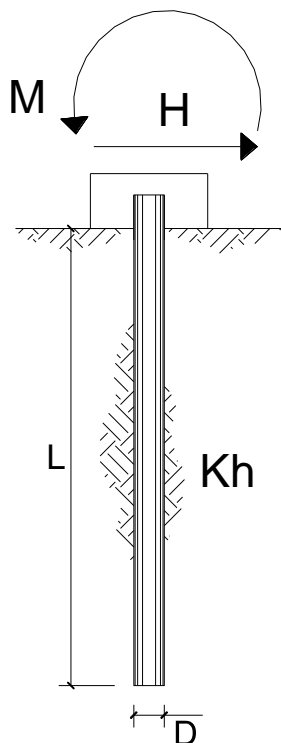
Come si evince:

per i pali della spalla fissa lo spostamento è pari a

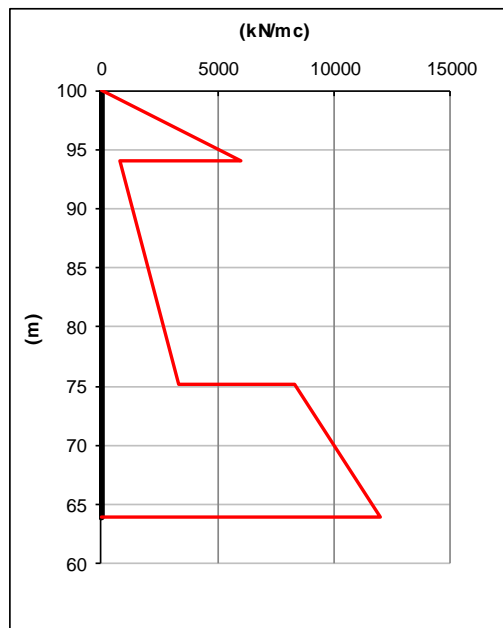
$$u = 2.9 \text{ cm}$$

per i pali della spalla mobile lo spostamento è pari a

$$u = 3.2 \text{ cm}$$



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1		100.00		1500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00		200
<input checked="" type="checkbox"/> strato		75.10		500
<input type="checkbox"/> strato				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1.5	(m)
J palo	0.24850	(m ⁴)
Lunghezza del palo	36	(m)
Forza orizzontale in testa	968	(kN)

Figura 18. Ipotesi di calcolo spalla Fissa (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo

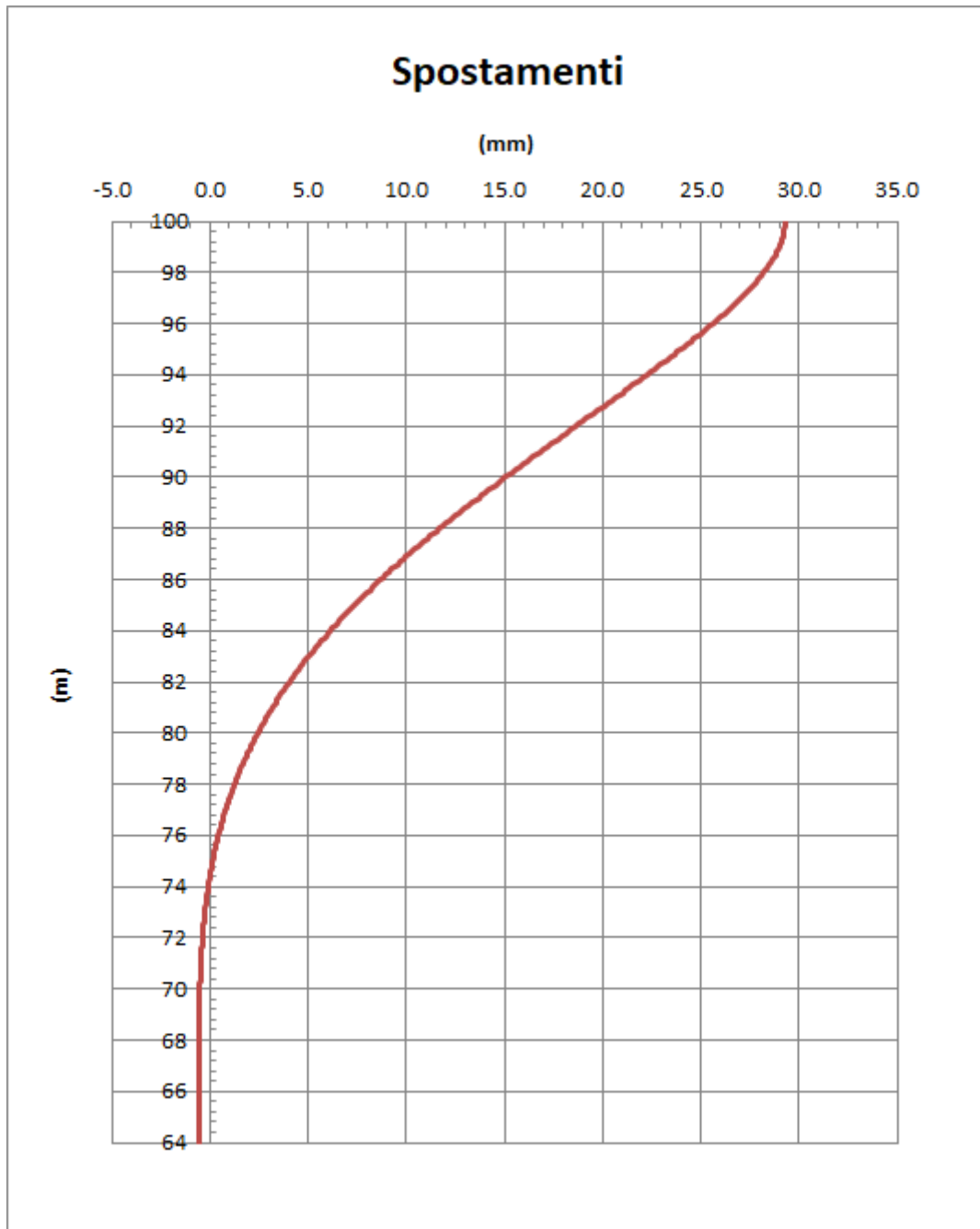
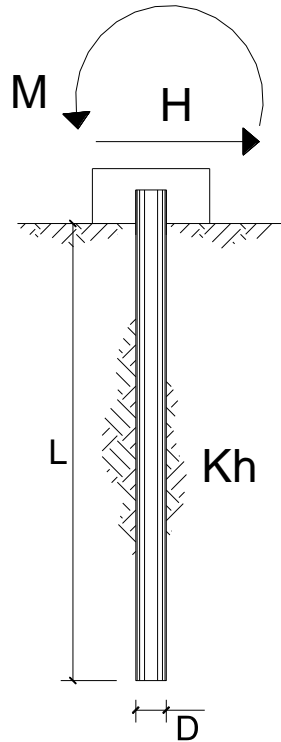
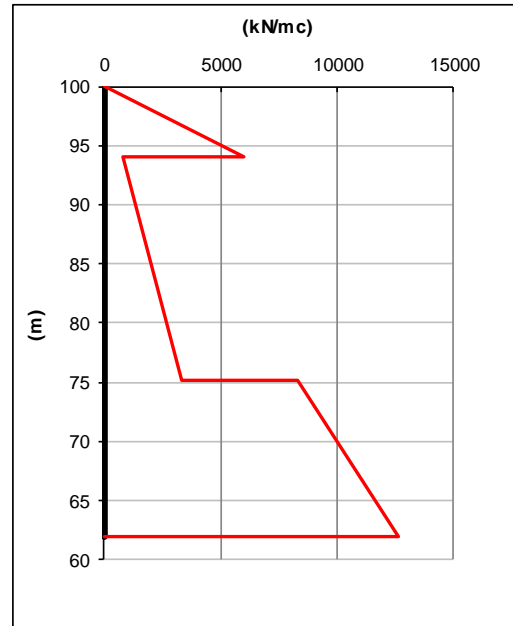


Figura 19. Spostamenti spalla fissa. $U_{max} = 2.9$ cm



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1		100.00		1500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00		200
<input checked="" type="checkbox"/> strato		75.10		500
<input type="checkbox"/> strato				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	1.5 (m)
J palo	0.24850 (m ⁴)
Lunghezza del palo	38 (m)
Forza orizzontale in testa	693 (kN)

Figura 20. Ipotesi di calcolo spalla mobile (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo

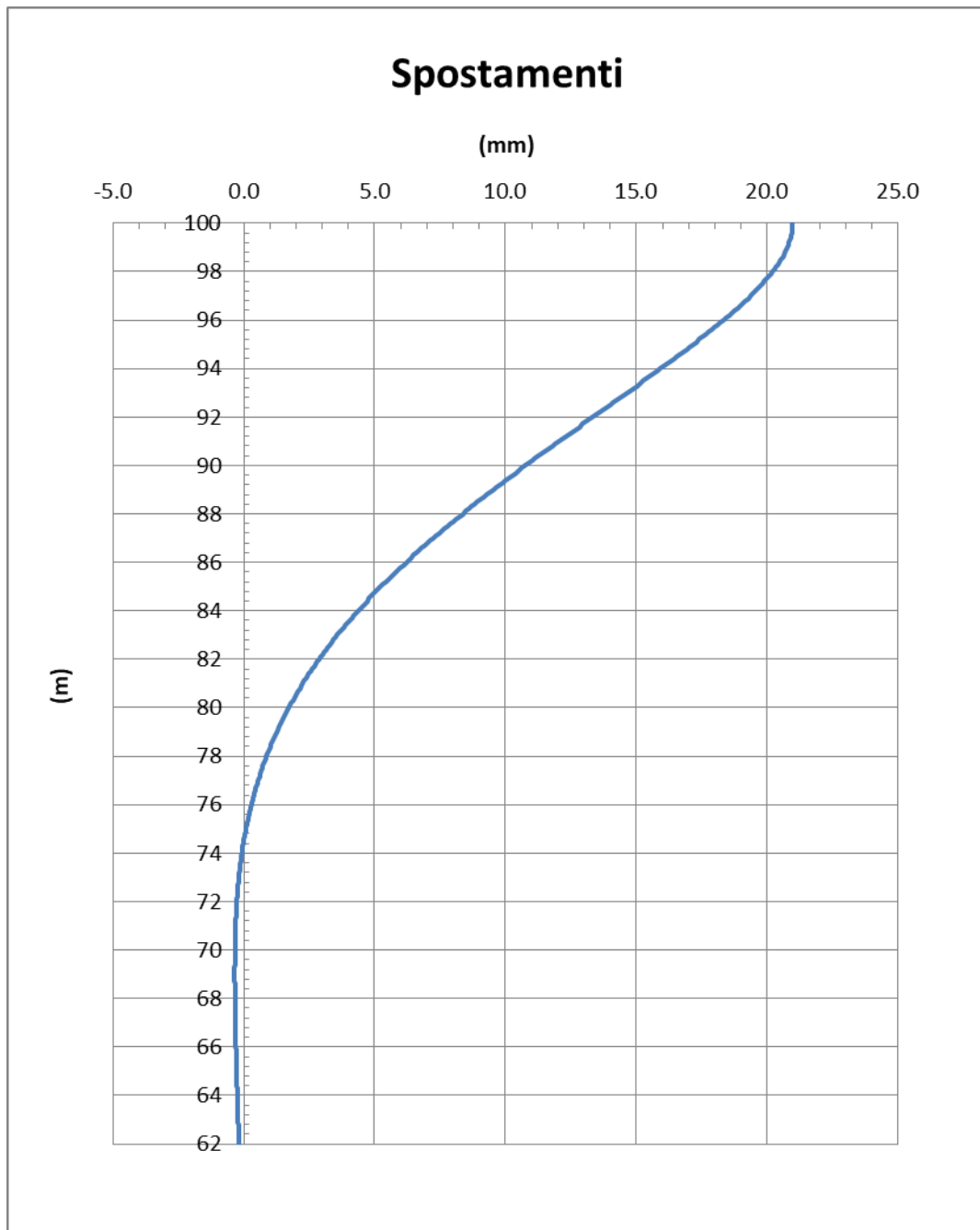


Figura 21. Spostamenti spalla fissa. $U_{max} = 2.1$ cm