

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

**PROGETTO DEFINITIVO**

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

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**

VI-03 PONTE SUL FIUME ASA  
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 09 RB VI0303 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A.Polastrì	Sett.2020	A. Rotunno	Sett.2020	D'Avino	Sett.2020	A. Vitozzi Sett.2020

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili - Gestione delle varianti  
Dott. Ing. Angelo Vitozzi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia  
N° 42/2783

## INDICE

1	GENERALITÀ .....	4
1.1	PREMESSA .....	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
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 [AGGIORNARE I CARICHI SPALLA A E SPALLA B] .....	12
4.1.1	<i>Sollecitazioni base plinto – SPALLA A.....</i>	<i>12</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>15</i>
4.1.4	<i>Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B.....</i>	<i>17</i>
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018 .....	19
5.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	19
5.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	21
5.3	VERIFICHE STATICHE .....	21
5.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....</i>	<i>22</i>
5.3.2	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....</i>	<i>23</i>
5.4	VERIFICHE SISMICHE .....	23
6	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO.....	25
6.1	CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO .....	25
6.1.1	<i>Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici.....</i>	<i>25</i>
6.1.2	<i>Resistenza caratteristica.....</i>	<i>29</i>

6.1.3	Resistenza di progetto.....	30
6.1.4	Effetto gruppo.....	31
7	METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	32
7.1	PREMESSA.....	32
7.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	32
7.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS.....	32
8	RESISTENZA A CARICHI ASSIALI.....	36
8.1	PALO SINGOLO.....	36
8.2	PALIFICATA SPALLA A.....	38
8.3	PALIFICATA SPALLA B.....	38
9	CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	39
9.1	SPALLA A E B.....	39
10	ESITO DELLE VERIFICHE.....	41
10.1	VERIFICHE A CARICO LIMITE ASSIALE.....	41
10.2	VERIFICHE VERIFICHE A CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	41
11	CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI.....	43

## 1 GENERALITÀ

### 1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde delle spalle del viadotto VI 03.

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

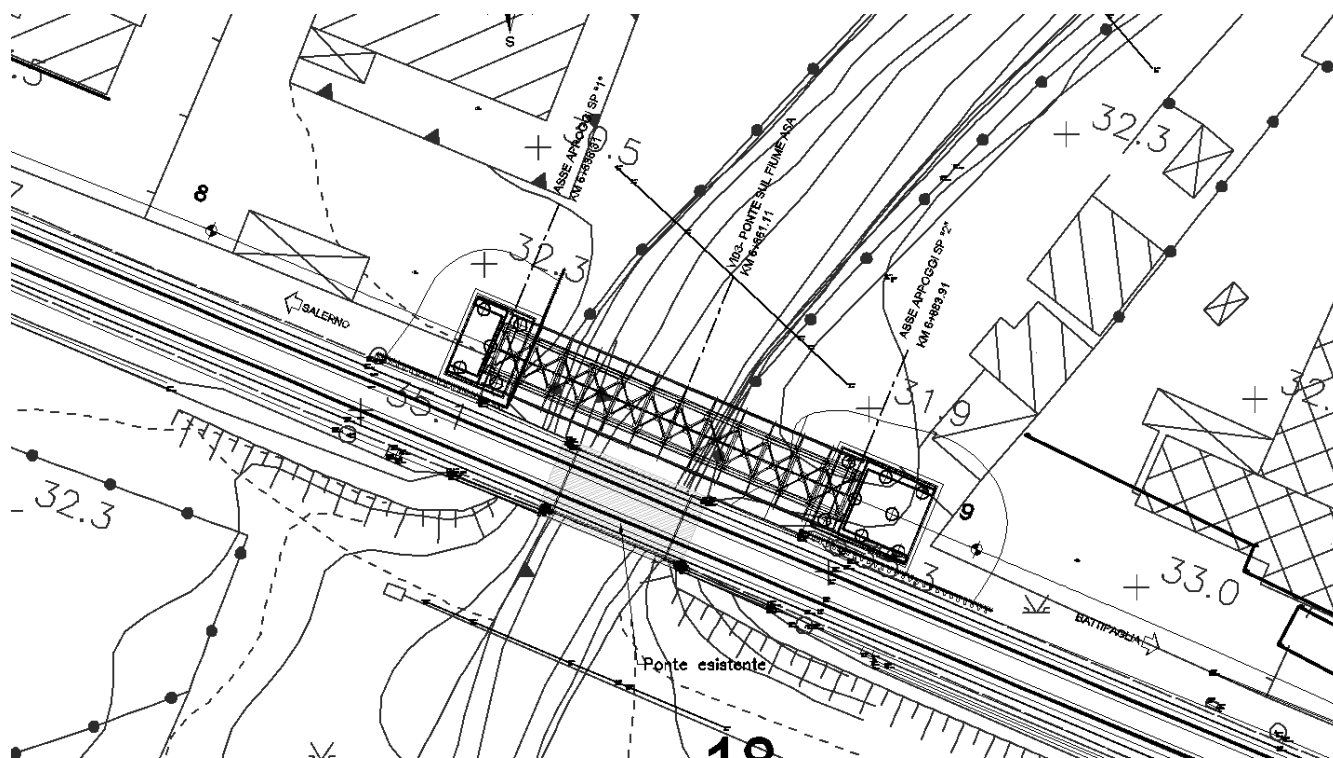
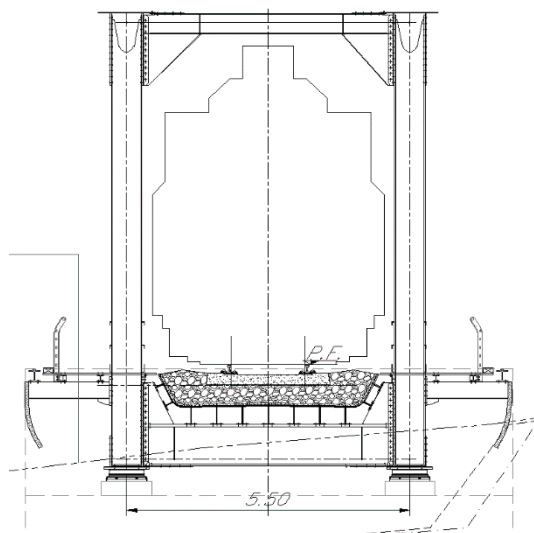


Figura 1. Stralcio planimetrico – ubicazione opera d'arte



**Figura 2. Sezione trasversale impalcato**

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

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

Si riepilogano nel seguito le caratteristiche geometriche principali delle fondazioni

		VI 03	
SPALLA A		SPALLA B	
TIPOLOGIA	PALIFICATA PALI GRANDE DIAMETRO	TIPOLOGIA	PALIFICATA PALI GRANDE DIAMETRO
L PALI [m]	36	L PALI [m]	36
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.



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 03 03 001	A	6 di 49

[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 – NN1X00D09CLVI0309001A
- Rif. [3] Relazione di calcolo spalla A - NN1X00D09CLVI0304001A
- Rif. [4] Relazione di calcolo spalla B - NN1X00D09CLVI0304002A

## 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		<b>C25/30</b>
Peso per unità di volume		
$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>
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**



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 03 03 001	A	8 di 49

## 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	
$\gamma$	78.5 kN/m <sup>3</sup>
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, $\gamma$	angolo di resistenza al taglio, $\varphi'$	coesione drenata, $c'$	coesione non drenata, $C_u$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni, $E_0$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Riporto, R	19	31	-	-	100-150
Argilla media consistenza, A2	19	23	10	95	300-400
Limo scarsa consistenza, L1	19	25	2	35	85-200
Limo media consistenza, L2	19	25	10	67	200-350
Sabbia Limosa, SL	19	30	0	-	200-400
Sabbia media, S	19	33	-	-	400-600

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.

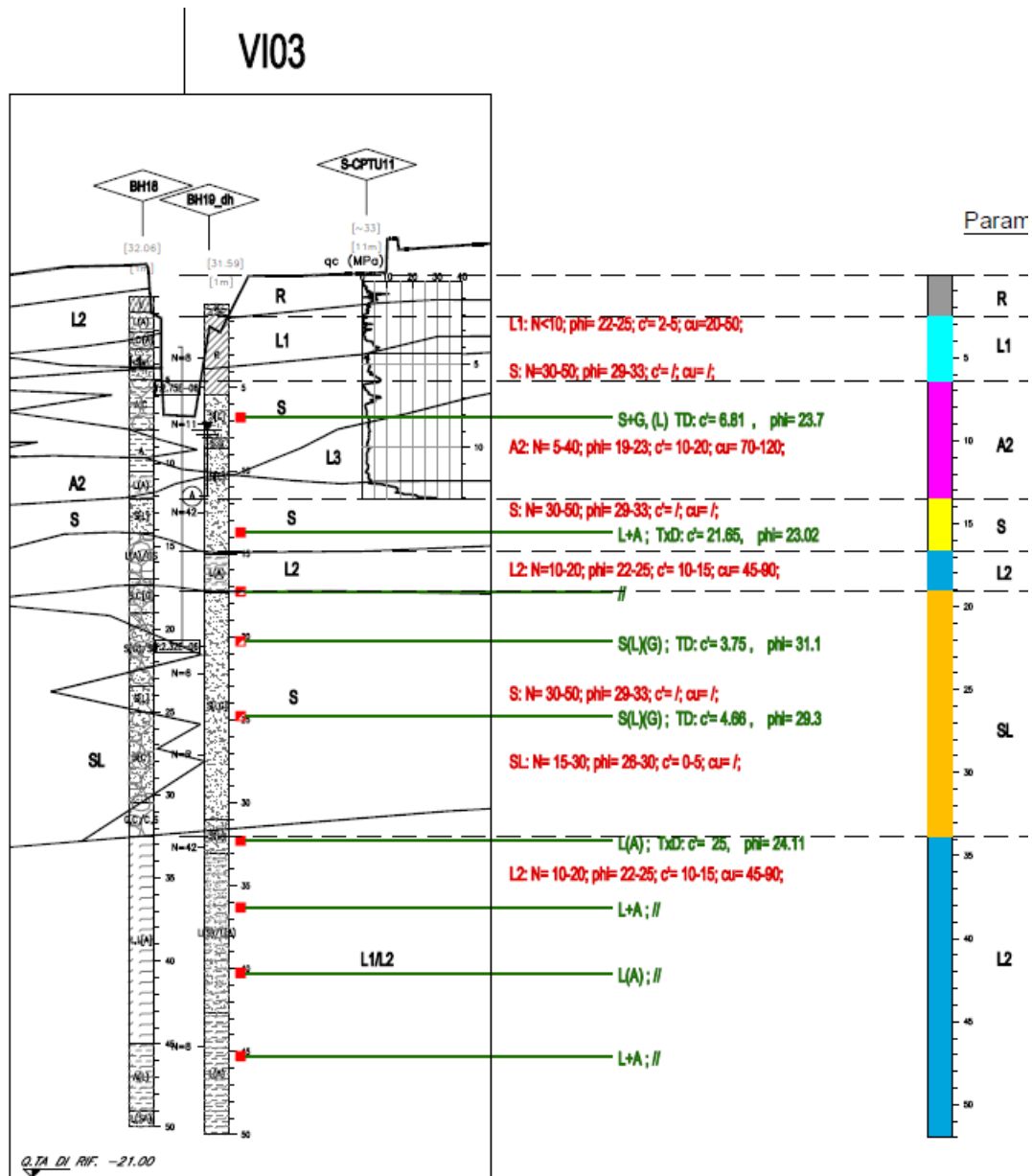


Figura 3. Stralcio del profilo stratigrafico di riferimento

Si riporta di seguito la stratigrafia di progetto, definita con lo 0.0 ubicato a piano campagna

Strato 1 "R" (Incoerente) da 0.00 a 2.50 m

Strato 2 "L1" (Coesivo) da 2.50 a 6.40 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 03 03 001	A	11 di 49

Strato 3 "A2" (Coesivo) da 6.40 a 13.60 m

Strato 4 "S " (Incoerente) da 13.60 a 16.70 m

Strato 5 "L2" (Coesivo) da 16.70 a 19.10 m

Strato 6 "SL" (Incoerente) da 19.10 a 33.90 m

Strato 7 "L2" (Coesivo) da 33.90 a 60.00 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 03 03 001	A	12 di 49

#### 4 CARICHI AGENTI [AGGIORNARE I CARICHI SPALLA A E SPALLA B]

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	22747	16681	3670	2531	498	0	71948	5601	FVmax	SLU7	7
Fvmin	9932	1371	-3264	1463	-395	0	37843	2962	FVmin	SLU6	150
Fimax	22723	16653	4037	2531	570	0	71887	5601	FVmax	SLU1	1
Fimin	9932	1371	5503	1463	709	0	37843	2962	FVmax	SLU6	6
Mlmax	22747	16681	3670	2531	498	0	71948	5601	FVmax	SLU7	7
Mlmin	9932	1371	-3264	1463	-395	0	37843	2962	FVmin	SLU6	150
Ftmax	9932	1371	5503	1463	709	0	37843	2962	FVmax	SLU6	6
Ftmin	17150	6238	-3264	1919	-395	0	60198	3838	FVmin	SLU3	147
Mtmax	9932	1371	5503	1463	709	0	37843	2962	FVmax	SLU6	6
Mtmin	20361	13936	-3422	2531	-246	0	65982	5601	Ftmin	SLU1	241
Np max	22723	16653	4037	2531	570	0	71887	5601	FVmax	SLU1	1
Np min	10847	6428	4111	2075	584	0	37887	4724	Mlmax	SLU16	40

### COMB. SISMICA

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	14206	11422	3705	3198	851	0	48229	7308	FVmax	SIS9	9
Fvmin	11125	-2992	-3538	-1538	-818	0	39881	-3224	Mlmax	SIS4	52
Fimax	14206	11422	3705	3198	851	0	48229	7308	FVmax	SIS9	9
Fimin	12129	-2325	3561	-1538	830	0	42880	-3224	FVmax	SIS3	3
Mlmax	14206	11422	3705	3198	851	0	48229	7308	FVmax	SIS9	9
Mlmin	11125	-2992	-3538	-1538	-818	0	39881	-3224	Mlmax	SIS4	52
Ftmax	13247	6602	12124	1733	2772	0	45833	3590	Ftmax	SIS17	209
Ftmin	12016	361	-11997	-532	-2750	0	42110	-897	Ftmin	SIS20	500
Mtmax	13247	6602	12124	1733	2772	0	45833	3590	Ftmax	SIS17	209
Mtmin	12025	472	-12000	-497	-2739	0	42133	-796	Mtmax	SIS28	124
Np max	14206	11422	3705	3198	851	0	48229	7308	FVmax	SIS9	9
Np min	12581	6097	11893	1660	2759	0	43677	3363	Mlmax	SIS30	78

Figura 4 Carichi Spalla A

#### 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	34501.7	53142.5	4321.64	3390.25	575.613	1950.84	164979	7192.28	FVmax	SLU7	7
Fvmin	16334.9	4743.39	2323.44	2086.89	281.346	984.828	99152.1	5441.12	FVmin	SLU4	148
Fimax	29898.8	45169.7	4361.52	5400.3	583.08	1978.86	153472	15674.7	FVmax	SLU19	19
Fimin	18370.6	4043.23	777.752	266.603	274.229	673.566	104241	-2260.7	Mtmin	SLU22	214
Mlmax	34501.7	53142.5	4321.64	3390.25	575.613	1950.84	164979	7192.28	FVmax	SLU7	7
Mlmin	16383.4	-2785.1	2318.86	338.785	280.993	981.997	99273.4	-2260.7	FVmin	SLU22	166
Ftmax	16334.9	4187.31	6565.28	1744.44	838.739	2959.6	99152.1	2773.03	FVmax	SLU6	6
Ftmin	29923.6	34397.4	-810.43	2767.57	264.932	251.122	153534	7192.28	Ftmin	SLU7	247
Mtmax	20647.5	22777.6	7660.54	2829.53	590.954	2650.43	109933	6221.72	Mtmax	SLU10	58
Mtmin	30188.7	35335.9	-1020.2	2765.19	265.662	284.442	154197	7192.28	Mtmin	SLU7	199
Np max	34501.7	53142.5	4321.64	3390.25	575.613	1950.84	164979	7192.28	FVmax	SLU7	7
Np min	20358	30501	4362.06	4911.76	583.157	1982.35	109210	14704.1	FVmax	SLU22	22

COMB. SISMICA											
Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	21245.3	23685.6	5316.78	3677.76	1287.32	1755.07	117173	11273	FVmax	SIS41	41
Fvmin	17443.2	30.1096	-5143.1	-2170.8	-1254.4	-1677.7	98158.4	-7258.6	Mlmax	SIS36	84
Fimax	21066.5	38642.4	5373.7	7598.38	1295.67	1779.78	114091	24234	FVmax	SIS9	9
Fimin	17624.4	-14768	-5316	-5940.5	-1284.8	-1760	101247	-20069	FVmin	SIS12	300
Mlmax	21066.5	38642.4	5373.7	7598.38	1295.67	1779.78	114091	24234	FVmax	SIS9	9
Mlmin	17624.4	-14768	-5316	-5940.5	-1284.8	-1760	101247	-20069	FVmin	SIS12	300
Ftmax	20160.6	20610.8	17697.8	3243.63	4260.93	5812.51	111826	9441	Ftmax	SIS17	209
Ftmin	18507.8	1339.84	-17602	-2138	-4239.1	-5767.5	103455	-7120	Ftmin	SIS28	508
Mtmax	20154.6	20589.4	17738	3243.63	4260.84	5808.63	111811	9441	Mtmax	SIS17	113
Mtmin	18533.8	1432.7	-17622	-2138	-4239	-5763.4	103520	-7120	Mtmin	SIS28	412
Np max	21066.5	38642.4	5373.7	7598.38	1295.67	1779.78	114091	24234	FVmax	SIS9	9
Np min	21066.5	38642.4	5373.7	7598.38	1295.67	1779.78	114091	24234	FVmax	SIS9	9

Figura 5. Carichi Spalla B

#### 4.1.3 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA A

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

##### SLU

Cond.	Comb	Ind	1	2	3	4	5	6	7	8
-	-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLU7	7.00	6963	6583	5543	4502	4123	3083	2042	1663
Fvmin	SLU4	148.00	2363	2160	2152	2144	1940	1932	1924	1720
Fimax	SLU19	19.00	6020	5637	4783	3929	3546	2692	1837	1455
Fimin	SLU22	214.00	2518	2449	2390	2330	2262	2203	2143	2075
Mlmax	SLU7	7.00	6963	6583	5543	4502	4123	3083	2042	1663
Mlmin	SLU22	166.00	2021	1817	1983	2150	1946	2112	2279	2075
Ftmax	SLU6	6.00	2524	1948	2139	2330	1754	1945	2136	1560
Ftmin	SLU7	247.00	5297	5368	4537	3705	3776	2944	2112	2184
Mtmax	SLU10	58.00	3971	3299	3108	2917	2245	2054	1862	1190
Mtmin	SLU7	199.00	5365	5454	4592	3729	3818	2956	2093	2182
Np max	SLU7	7.00	6963	6583	5543	4502	4123	3083	2042	1663
Np min	SLU22	22.00	4148	3766	3251	2736	2353	1839	1324	941

##### SIS

Cond.	Comb	Ind	1	2	3	4	5	6	7	8
-	-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SIS41	41.00	3985	3519	3204	2889	2422	2107	1792	1326
Fvmin	SIS36	84.00	1956	2407	2181	1955	2406	2180	1953	2405
Fimax	SIS9	9.00	4658	4187	3528	2869	2398	1739	1080	609
Fimin	SIS12	300.00	1286	1753	1861	1970	2436	2545	2654	3120
Mlmax	SIS9	9.00	4658	4187	3528	2869	2398	1739	1080	609
Mlmin	SIS12	300.00	1286	1753	1861	1970	2436	2545	2654	3120
Ftmax	SIS17	209.00	4250	2698	2997	3296	1744	2043	2342	790
Ftmin	SIS28	508.00	1603	3148	2344	1541	3086	2282	1479	3023
Mtmax	SIS17	113.00	4251	2695	2996	3297	1741	2043	2344	788
Mtmin	SIS28	412.00	1610	3156	2350	1544	3090	2284	1477	3023
Np max	SIS9	9.00	4658	4187	3528	2869	2398	1739	1080	609
Np min	SIS9	9.00	4658	4187	3528	2869	2398	1739	1080	609

##### SLU

N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>
kN	kN
6963	941

H <sub>max</sub>
kN
793

##### SIS

N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	H <sub>max</sub>
kN	kN	kN
4658	609	1062

**SLE-R**

Cond.	Comb	Ind	1	2	3	4	5	6	7	8
-	-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLE2	2.00	4393	4140	3539	2938	2685	2084	1483	1229
Fvmin	SLE4	40.00	3003	2867	2671	2476	2340	2144	1948	1813
Fimax	SLE2	2.00	4393	4140	3539	2938	2685	2084	1483	1229
Fimin	SLE2	38.00	2861	2725	2602	2478	2343	2219	2095	1960
Mlmax	SLE2	2.00	4393	4140	3539	2938	2685	2084	1483	1229
Mlmin	SLE2	38.00	2861	2725	2602	2478	2343	2219	2095	1960
Ftmax	SLE4	28.00	3716	3359	3060	2761	2404	2105	1806	1449
Ftmin	SLE2	62.00	3259	3228	2924	2619	2589	2284	1980	1949
Mtmax	SLE1	13.00	3828	3443	3122	2801	2416	2095	1775	1389
Mtmin	SLE2	50.00	3272	3246	2935	2624	2597	2287	1976	1949
Np max	SLE2	2.00	4393	4140	3539	2938	2685	2084	1483	1229
Np min	SLE2	2.00	4393	4140	3539	2938	2685	2084	1483	1229

**SLE-FR**

Cond.	Comb	Ind	1	2	3	4	5	6	7	8
-	-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLEFR2	2.00	4335	4120	3520	2919	2704	2103	1502	1287
Fvmin	SLEFR4	40.00	2912	2799	2632	2464	2351	2184	2016	1903
Fimax	SLEFR2	2.00	4335	4120	3520	2919	2704	2103	1502	1287
Fimin	SLEFR2	50.00	3149	3144	2879	2613	2609	2343	2077	2073
Mlmax	SLEFR2	2.00	4335	4120	3520	2919	2704	2103	1502	1287
Mlmin	SLEFR2	38.00	2746	2633	2550	2467	2354	2271	2188	2075
Ftmax	SLEFR4	28.00	3674	3356	3049	2742	2423	2116	1809	1491
Ftmin	SLEFR2	62.00	3135	3127	2868	2608	2600	2341	2081	2073
Mtmax	SLEFR1	13.00	3787	3440	3111	2782	2435	2107	1778	1431
Mtmin	SLEFR2	50.00	3149	3144	2879	2613	2609	2343	2077	2073
Np max	SLEFR2	2.00	4335	4120	3520	2919	2704	2103	1502	1287
Np min	SLEFR2	2.00	4335	4120	3520	2919	2704	2103	1502	1287

**SLE-QP**

Cond.	Comb	Ind	1	2	3	4	5	6	7	8
-	-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLEQP1	1.00	2968	2968	2687	2406	2406	2125	1844	1844
Fvmin	SLEQP2	2.00	2944	2944	2675	2406	2406	2137	1868	1868
Fimax	SLEQP1	1.00	2968	2968	2687	2406	2406	2125	1844	1844
Fimin	SLEQP1	13.00	2920	2920	2663	2406	2406	2149	1892	1892
Mlmax	SLEQP1	1.00	2968	2968	2687	2406	2406	2125	1844	1844
Mlmin	SLEQP1	13.00	2920	2920	2663	2406	2406	2149	1892	1892
Ftmax	SLEQP1	1.00	2968	2968	2687	2406	2406	2125	1844	1844
Ftmin	SLEQP1	13.00	2920	2920	2663	2406	2406	2149	1892	1892
Mtmax	SLEQP1	1.00	2968	2968	2687	2406	2406	2125	1844	1844
Mtmin	SLEQP1	13.00	2920	2920	2663	2406	2406	2149	1892	1892
Np max	SLEQP1	1.00	2968	2968	2687	2406	2406	2125	1844	1844
Np min	SLEQP1	1.00	2968	2968	2687	2406	2406	2125	1844	1844



#### 4.1.4 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B

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

##### SLU

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	
Fvmax	SLU7	6528	6046	4549	3053	2570	
Fvmin	SLU6	1914	2344	1986	1629	2058	
Fimax	SLU1	6545	6014	4545	3076	2544	
Fimin	SLU6	2491	1767	1986	2206	1482	
Mlmax	SLU7	6528	6046	4549	3053	2570	
Mlmin	SLU6	1914	2344	1986	1629	2058	
Ftmax	SLU6	2491	1767	1986	2206	1482	
Ftmin	SLU3	3865	4295	3430	2566	2995	
Mtmax	SLU6	2491	1767	1986	2206	1482	
Mtmin	SLU1	5299	5749	4072	2395	2846	
Np max	SLU1	6545	6014	4545	3076	2544	
Np min	SLU16	3109	2569	2169	1770	1229	

##### SIS

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	
Fvmax	SIS9	4275	3787	2841	1895	1408	
Fvmin	SIS4	1681	2146	2225	2304	2769	
Fimax	SIS9	4275	3787	2841	1895	1408	
Fimin	SIS3	2418	1949	2426	2902	2434	
Mlmax	SIS9	4275	3787	2841	1895	1408	
Mlmin	SIS4	1681	2146	2225	2304	2769	
Ftmax	SIS17	4135	2540	2649	2759	1164	
Ftmin	SIS20	1652	3230	2403	1576	3155	
Mtmax	SIS17	4135	2540	2649	2759	1164	
Mtmin	SIS28	1665	3244	2405	1566	3145	
Np max	SIS9	4275	3787	2841	1895	1408	
Np min	SIS30	3934	2369	2516	2663	1099	

##### SLU

Nmax	Nmin	Hmax
kN	kN	kN
6545	1229	520

##### SIS

Nmax	Nmin	Hmax
kN	kN	kN
4275	1099	662

**SLE-R**

Cond.	Comb	1	2	3	4	5
-	-	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLE R2	4716	4393	3253	2112	1789
Fvmin	SLE R6	3320	3493	2584	1675	1847
Fmax	SLE R2	4716	4393	3253	2112	1789
Fmin	SLE R1	4675	4319	3249	2180	1823
Mlmax	SLE R2	4716	4393	3253	2112	1789
Mlmin	SLE R6	3320	3493	2584	1675	1847
Ftmax	SLE R4	4051	3581	2823	2066	1595
Ftmin	SLE R1	3824	4128	2924	1719	2023
Mtmax	SLE R1	4144	3654	2875	2096	1607
Mtmin	SLE R1	3824	4128	2924	1719	2023
Np max	SLE R2	4716	4393	3253	2112	1789
Np min	SLE R5	3689	3363	2609	1856	1529

**SLE-FR**

Cond.	Comb	1	2	3	4	5
-	-	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLEFR2	4345	4070	3191	2312	2037
Fvmin	SLEFR6	3057	3200	2534	1868	2012
Fmax	SLEFR1	4356	4048	3187	2327	2019
Fmin	SLEFR3	4099	3804	3049	2294	1999
Mlmax	SLEFR2	4345	4070	3191	2312	2037
Mlmin	SLEFR6	3057	3200	2534	1868	2012
Ftmax	SLEFR4	3732	3309	2761	2213	1791
Ftmin	SLEFR1	3543	3819	2862	1904	2180
Mtmax	SLEFR1	3824	3383	2813	2244	1803
Mtmin	SLEFR1	3543	3819	2862	1904	2180
Np max	SLEFR1	4356	4048	3187	2327	2019
Np min	SLEFR4	3332	3017	2545	2073	1758

**SLE-QP**

Cond.	Comb	1	2	3	4	5
-	-	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLEQP1	2928	2928	2481	2033	2034
Fvmin	SLEQP2	2928	2928	2481	2033	2034
Fmax	SLEQP1	2928	2928	2481	2033	2034
Fmin	SLEQP1	2928	2928	2481	2033	2034
Mlmax	SLEQP1	2928	2928	2481	2033	2034
Mlmin	SLEQP2	2928	2928	2481	2033	2034
Ftmax	SLEQP1	2928	2928	2481	2033	2034
Ftmin	SLEQP2	2928	2928	2481	2033	2034
Mtmax	SLEQP1	2928	2928	2481	2033	2034
Mtmin	SLEQP2	2928	2928	2481	2033	2034
Np max	SLEQP2	2928	2928	2481	2033	2034
Np min	SLEQP2	2928	2928	2481	2033	2034



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 03 03 001	A	19 di 49

## 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

**Figura 6. 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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Figura 7. Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (coefficienti M)**

- R Tabella 6.4.II

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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 03 03 001	REV. A	FOGLIO 21 di 49

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$			
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>*)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 8. 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)

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).

	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 03 03 001	REV. A	FOGLIO 22 di 49

### 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  $\gamma_r$  pari a 1.3 (si veda tab 6.4.VI al paragrafo 6.4.3.1.2 delle NTC2018).

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.



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 03 03 001	A	23 di 49

## 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.

## **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.



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 03 03 001	A	24 di 49

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  $V_R$ ).

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<sub>SISMA</sub>+M1+R3



## 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;

$\xi_3, \xi_4$  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;

$\gamma_R$  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:

$$R_{c,cal} = Q_{ult\_comp} = Q_{lat\_ult} + Q_{base\_ult}$$

$$R_{c,traz} = Q_{ult\_traz} = Q_{lat\_ult}$$

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 03 03 001	A	26 di 49

$Q_{ult\_comp}$  Resistenza di calcolo a compressione;

$Q_{ult\_traz}$  Resistenza di calcolo a trazione;

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

con:

$\tau_{us}$  = 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.

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

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

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

dove:

$k$  coefficiente empirico assunto in questa sede pari a 0.7;

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

$\phi'$  angolo di resistenza al taglio del terreno.

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

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

$$\tau_i > 0.23 \cdot \sigma'_{v}$$

$$\tau_i < 0.25 \cdot \sigma'_{v_i}$$

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

$$\tau_{ult} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_u \leq 120 \text{ kPa}$$

dove:

$c_u$  resistenza a taglio non drenata;

$\alpha$  coefficiente adimensionale variabile col valore di  $c_u$  secondo quanto indicato nella tabella seguente

**Tabella 4. Valori indicativi di  $\alpha$  per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)**

$c_u$ (kPa)	$\alpha$ (-)
$\leq 25$	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
$\geq 75$	0.4

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.

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)

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

dove:

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

$N_q^*$  parametro che può essere valutato mediante la Figura 9;

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

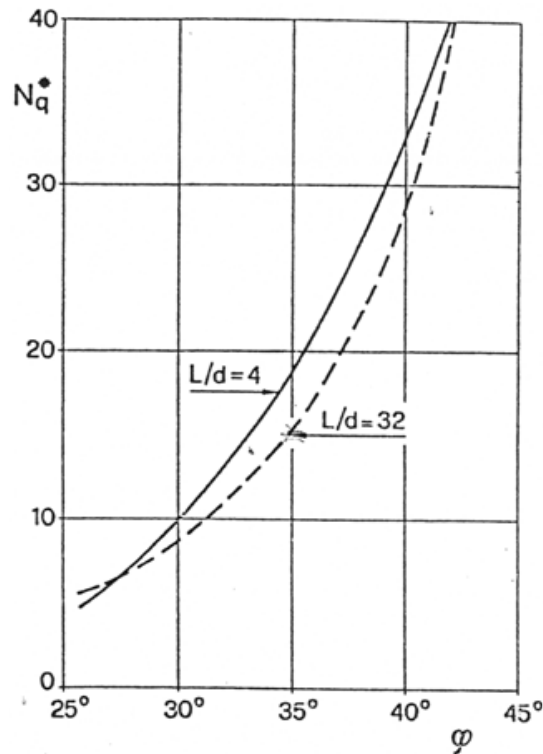


Figura 9. Coefficienti  $N_q^*$  (Berezantzev, 1965)

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.

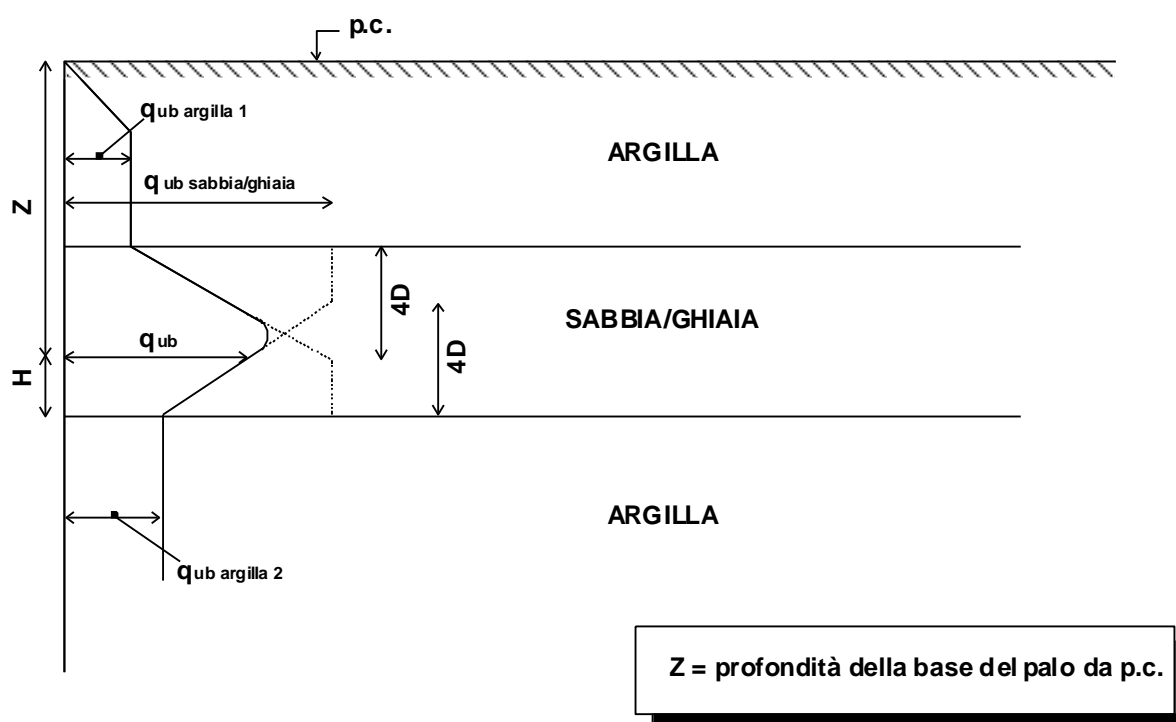
$\sigma_{v0}$  tensione totale alla quota della base del palo

	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 03 03 001	REV. A	FOGLIO 29 di 49

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 10.



**Figura 10. Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)**

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;

$\xi_3, \xi_4$  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  $\gamma_R$  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;

$\gamma_R$  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**



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 03 03 001	A	31 di 49

	Pali trivellati
Resistenza \ $\gamma_R$	$R_3$
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:

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

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

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

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 03 03 001	A	32 di 49

## 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 ( $\gamma_T$ ) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$ , 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 7. Coefficiente parziale  $\gamma_T$  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 :

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

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



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 03 03 001	A	34 di 49

$$p = 0$$

mentre in terreni granulari valga

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

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  $H_{palo\ intermedio}$ .



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 03 03 001	A	35 di 49

- 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 03 03 001	A	36 di 49

## 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 le due spalle la resistenza di progetto, per pali lunghi 38 m è pari a 7103 kN.

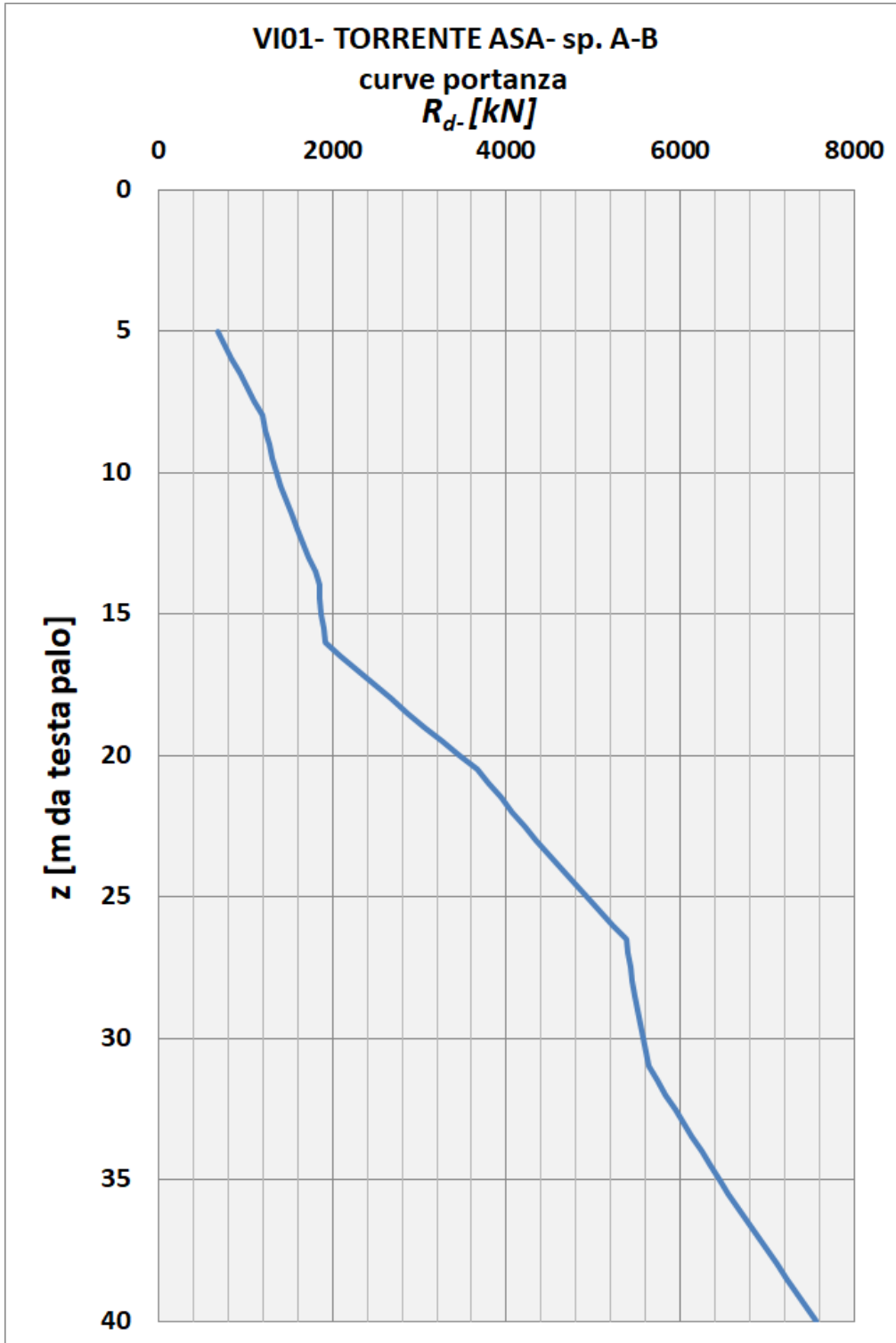


Figura 11. Curva di portanza spalle



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 03 03 001	A	38 di 49

## 8.2 Palificata spalla A

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

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

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

nel presente caso  $E = 0.76$

Si trova pertanto

$$Q_{\text{palif,d}} = 5 \times 7103 \times 0.76 = 26991 \text{ kN}$$

## 8.3 Palificata spalla B

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

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

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

nel presente caso  $E = 0.73$

Si trova pertanto

$$Q_{\text{palif,d}} = 8 \times 7103 \times 0.73 = 41481 \text{ kN}$$



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 03 03 001	A	39 di 49

## 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 $\Phi$ 30 sulla corona più esterna (copriferro 6 mm)

20 $\Phi$ 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

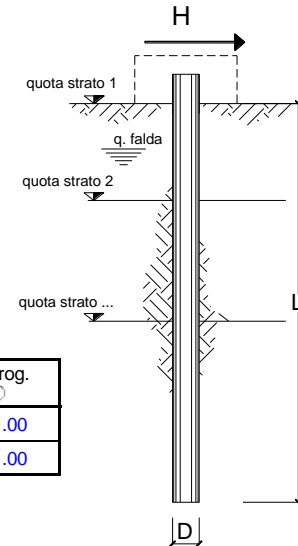
$$E = 0.8$$

$$H_d = 1386.5 * 0.8 = 1108.8 \text{ kN}$$

Si noti che il calcolo è stato svolto in tensioni efficaci per tutti gli strati di terreno verificando che questo approccio è quello che conduce alla minima resistenza di calcolo.

opera VI 03

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
SLS	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	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	18	8	22	2.20		22	2.20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		96.70	19	9	21	2.12		21	2.12	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		89.50	18	8	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		86.40	19	9	23	2.28		23	2.28	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5		84.00	19	9	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 6		69.20	19	9	24	2.37		24	2.37	

Quota falda 100 (m)  
 Diametro del palo D 1.50 (m)  
 Lunghezza del palo L 32.00 (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)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	3064.1 (kN)		3064.1 (kN)	
Palo intermedio	13819.6 (kN)		13819.6 (kN)	
Palo corto	56261.4 (kN)		56261.4 (kN)	
$H_{med}$	<b>3064.1 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	$H_{min}$	<b>3064.1 (kN)</b>
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1802.43 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			<b>1386.49 (kN)</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 03 03 001	A	41 di 49

## 10 ESITO DELLE VERIFICHE

### 10.1 Verifiche a carico limite assiale

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

$E_d < R_d$

6545 kN < 7103 kN

e per la palificata

$E_d < R_d$

22747 kN < 26991 kN

Si trova inoltre

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

9750 > 6963

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

$E_d < R_d$

6963 kN < 7103 kN

e per la palificata

$E_d < R_d$

34501 kN < 41481 kN

Si trova inoltre

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

9750 > 4716

### 10.2 Verifiche Verifiche a carico limite trasversale

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$E_d < R_d$



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 03 03 001	A	42 di 49

662 kN < 1108.8 kN

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando

Ed < Rd

1062 kN < 1108.8 kN

	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 03 03 001	REV. A	FOGLIO 43 di 49

## 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 rigidità della molla.

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

- rigidità della molla costante con la profondità
- rigidità 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 rigidità 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 12. Equazione linea elastica palo sottoposto a forze trasversali- Matlock e Reese, 1956- (estratta da Viggiani 1999)**

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  $\lambda$ .

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

*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 13. 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 <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], 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 <sup>3</sup> ]	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, Hiltz, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

*Tab. 14.6.* Valori orientativi di  $n_h$  per terreni coesivi

**Figura 14.** Valori orientativi di  $n_h$ - (estratte da Viggiani 1999)

Nel presente caso

per limi L1-L2 si pone

$$n_h = 200 \text{ kN/m}^3$$

per le argille A2 si pone

$$n_h = 500 \text{ kN/m}^3$$

per le sabbie Limose S-SL si pone

$$n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$$

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

$$u = 3.9 \text{ cm}$$

per i pali della spalla mobile lo spostamento è pari a

$$u = 2.4 \text{ cm}$$

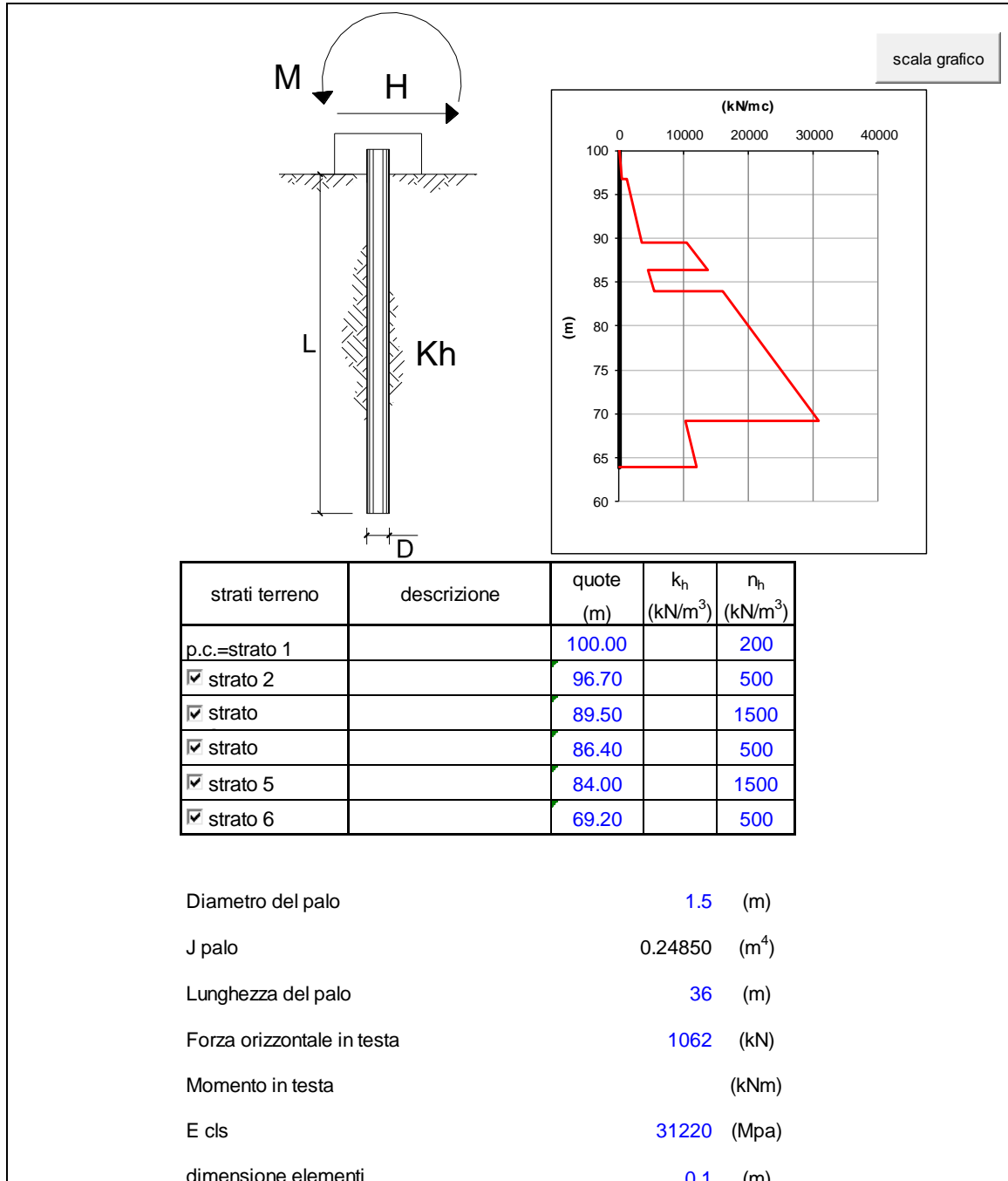


Figura 15. Ipotesi di calcolo spalla Fissa (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo

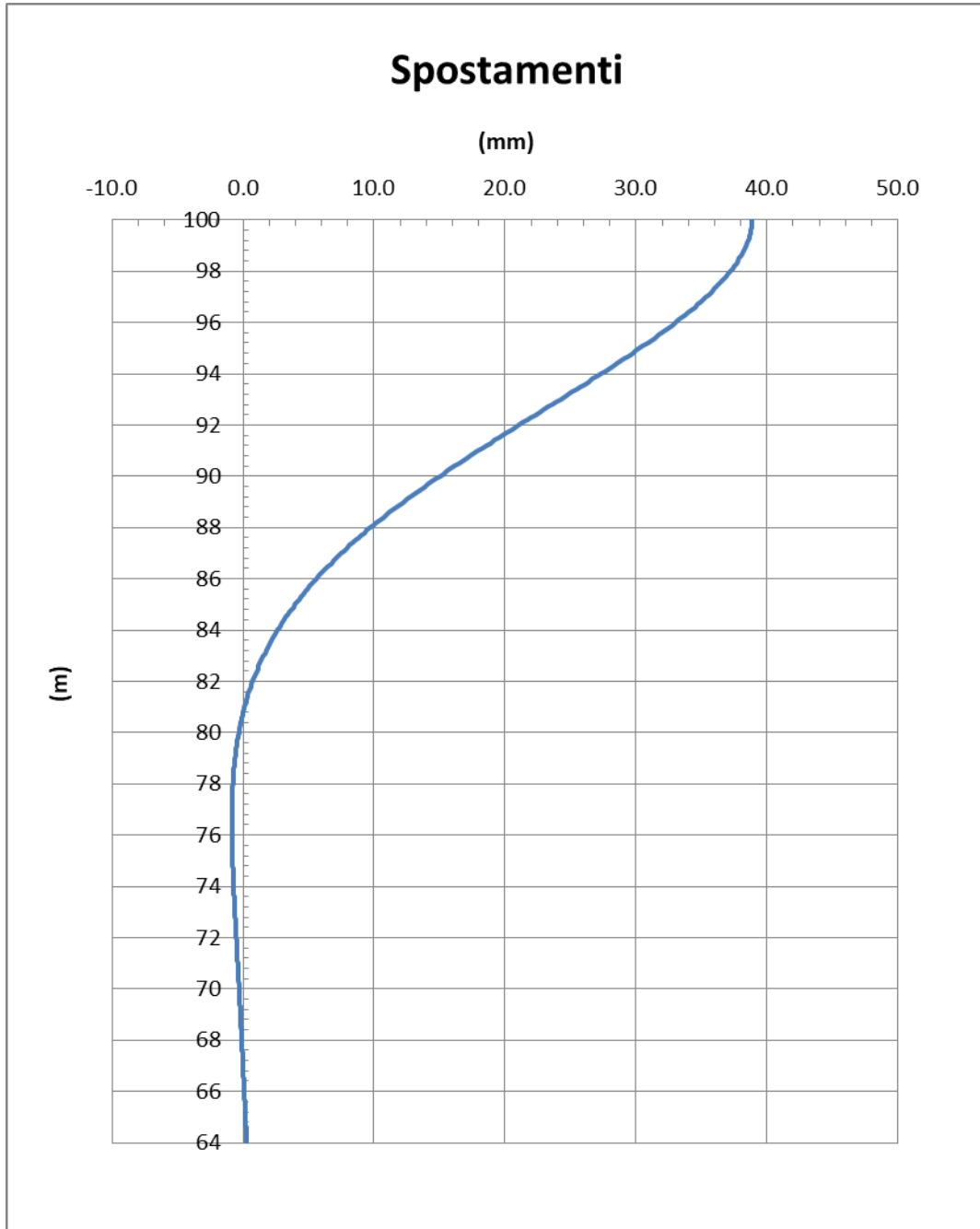
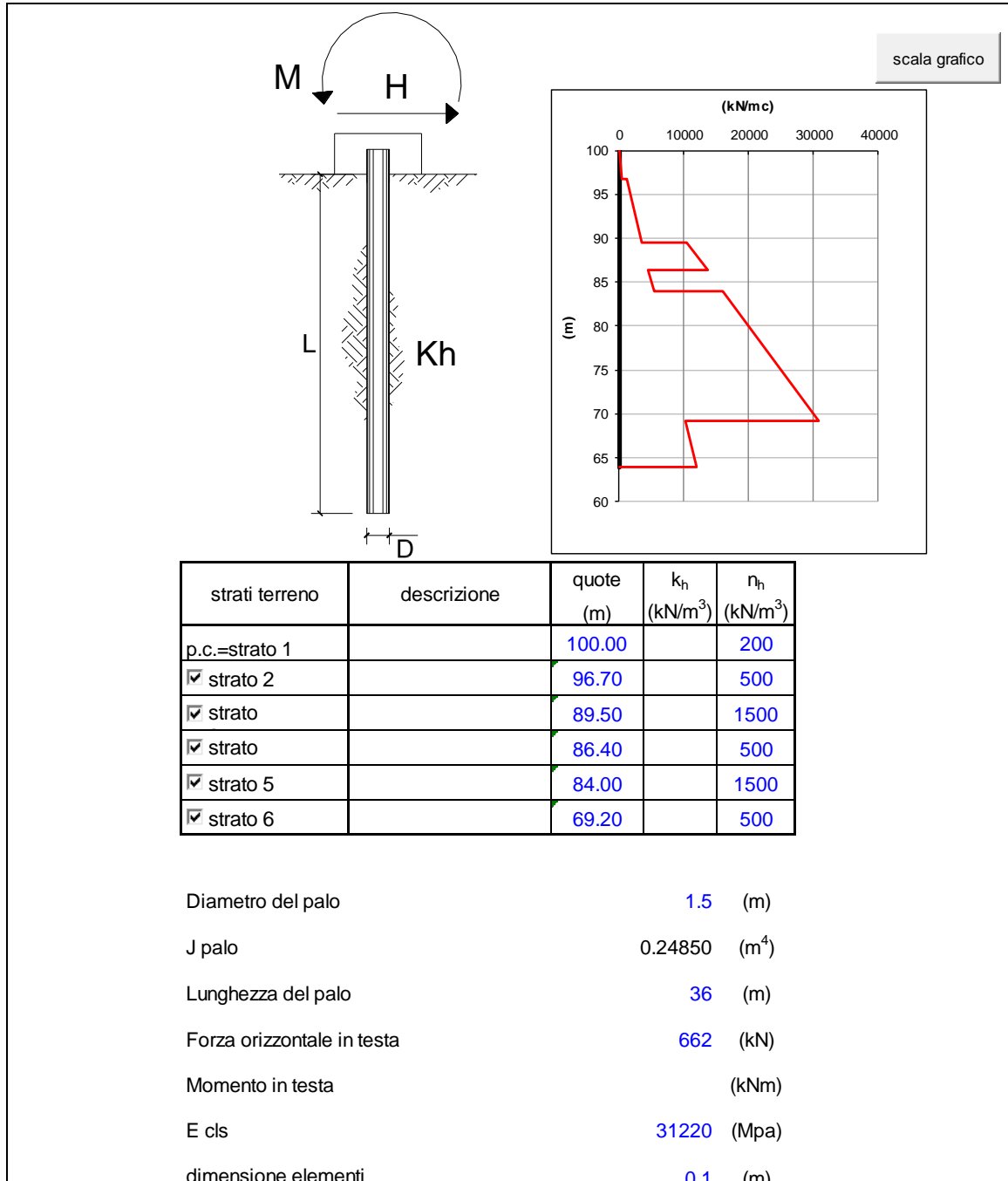


Figura 16. Spostamenti spalla fissa. U max = 3.9 cm



**Figura 17. Ipotesi di calcolo spalla mobile (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo**



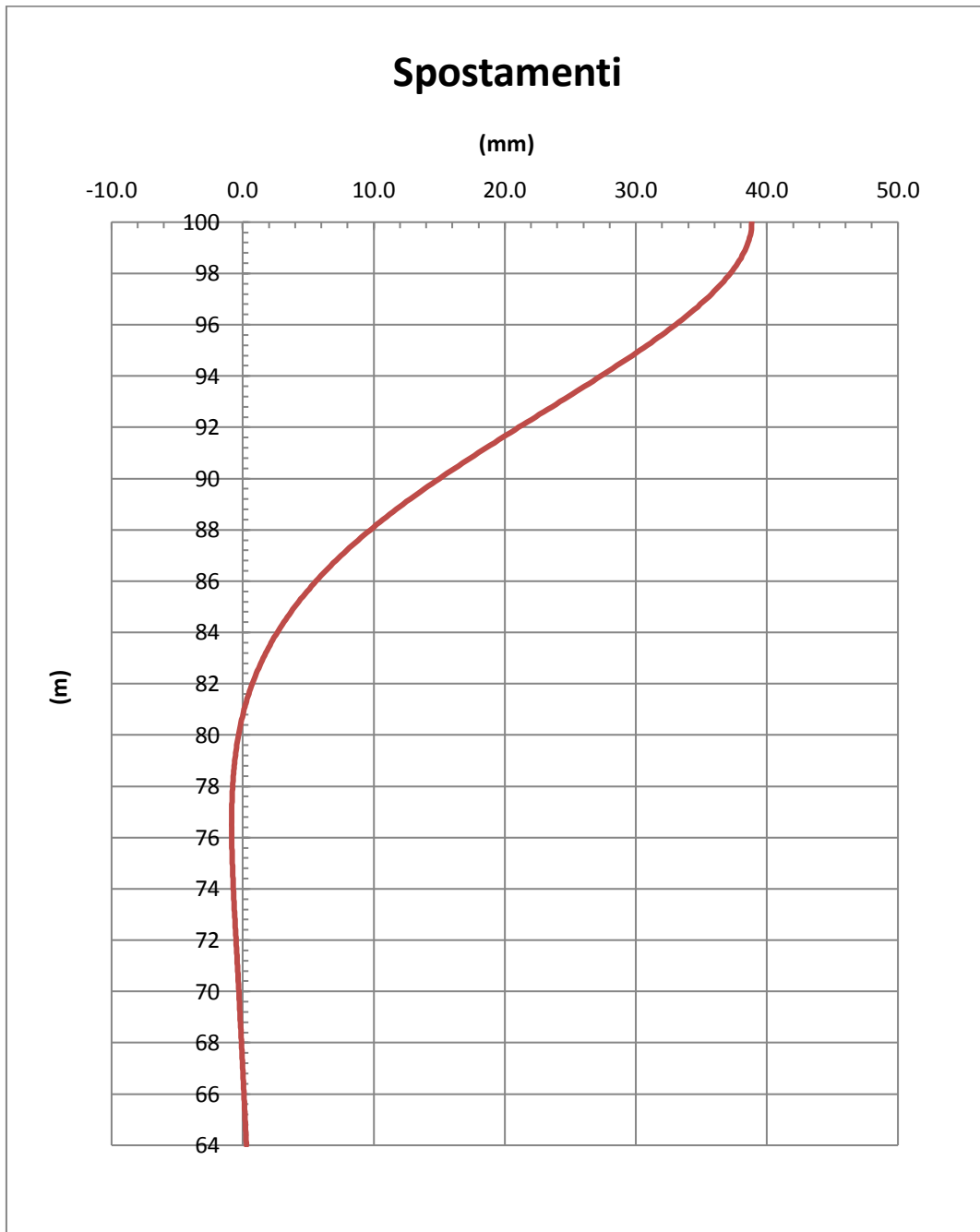


Figura 18. Spostamenti spalla fissa.  $U_{max} = 2.4$  cm