



GRUPPO STILO

TORINO FASHION VILLAGE s.r.l.

AMPLIAMENTO FASE 1

Corso Matteotti, 10 - 20121 Milano (MI)

Coordinamento generale e Project management

COGESTIL S.R.L.

Via Portico, 59/61 - 24050 Orio al Serio (BG)

T. +39 035 530143 F. +39 035 536998

E. cogestil@cogestil.it W. www.cogestilsrl.it



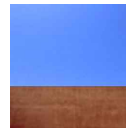
Concetto Architettonico

CLAUDIO SILVESTRIN ARCHITECTS

Via delle Erbe, 2 - 20121 Milano (MI)

T. +39 02 89283250 F. +39 02 89283279

E. c.silvestrin@claudiosilvestrin.com W. www.claudiosilvestrin.com



Progetto Municipale - Progetto OOUU

ARTECNA S.R.L.

P.zza Vittorio Veneto, 14 - 10123 Torino (TO)

T. +39 011 8172626 F. +39 011 8120193

E. posta@artecna.com W. www.artecna.com



Progetto Architettonico, Strutturale, Prevenzione Incendi e Sicurezza

BMS PROGETTI S.R.L.

P.zza Ss Trinità, 6 - 20154 Milano (MI)

T. +39 02 29003457 - 3531 F. +39 02 29003452

E. bmsprogetti@bmsprogetti.it W. www.bmsprogetti.it



Progetto OOUU

SERTEC ENGINEERING CONSULTING S.R.L.

Strada Provinciale 222, 31 - 10010 Loranze (TO)

T. +39 012 5561001 F. +39 012 5564014

E. info.sertec@ilquadrifoglio.to.it W. www.sertec-engineering.com

Progetto Paesaggio

Laura Dal Canto con Luisa Perona e Cristina Gragnolati

Via R. Montecuccoli, 6 - 10121 Torino (TO)

T. +39 011 744980 F. +39 011 744980

E. lrdalcanto@gmail.com

Progetto Impianti Meccanici

ACTA S.R.L.

C.so Turati 13/E - 10128 - Torino

T. +39 011 59 35 65 F. +39 011 50 21 36

E. posta@actastudio.it



Progetto Impianti Elettrici e Speciali

STUDIO ASSOCIATO SCANDELLA

Via A. Tosi n.7, 24020 ROVETTA (BG)

T. +39 0346 74720 F. +39 0346 74720

E. studio@studioscandella.it



PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

RELAZIONE GEOTECNICA

REV. N°	DATA	DESCRIZIONE MODIFICHE	Eseguito:	Verificato:	Approvato:
			Nome:	Nome:	Nome:
00	23.04.2018	PRIMA EMISSIONE	M.M.	M.S.	A.B.
01	11.07.2018	AGGIORNAMENTO	M.M.	M.S.	A.B.

Eseguito:	Progettista:	Nome file:	Scala:	Tavola N°:
BMS PROGETTI	ing. A.Bottini	18007 E STR R02 01_Relazione geotecnica.dwg	--	R02



BMS

ICON
INGEGNERIA S.R.L.



engineering **rCOS**

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	2
2.1	Normativa di riferimento	2
2.2	Bibliografia di riferimento	2
2.3	Documentazione di riferimento	2
2.4	Software utilizzato	3
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE	4
3.1	Calcestruzzo	4
3.2	Acciaio	4
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	5
4.1	Indagine geotecnica	5
4.2	Caratterizzazione geotecnica	7
4.3	Idrogeologia	11
4.4	Modello geotecnico	12
4.5	Stratigrafia di calcolo	12
5	INQUADRAMENTO SISMICO E VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	14
5.1	Verifica a liquefazione	15
6	CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO	16
7	COMBINAZIONI DI CALCOLO	17
8	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA	19
8.1	Capacità portante assiale dei pali di fondazione	19
8.2	Calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo	21
8.3	Capacità portante trasversale dei pali di fondazione	23
8.3.1	Pali a rotazione in testa impedita	24
8.3.2	Pali liberi di ruotare in testa	25

8.4	Valutazione dei cedimenti	26
9	ANALISI DI CALCOLO	28
9.1	Caso 1: Struttura Bi-Piano	28
9.1.1	Azioni agenti	28
9.1.2	Capacità portante carico assiali - Palo Ø1000	28
9.1.3	Capacità portante carico trasversale - Palo Ø1000	32
9.1.4	Valutazione del cedimento - Palo Ø1000	35
9.1.5	Valutazione di spostamenti e rotazioni - Palo Ø1000	35
9.1.6	Sollecitazioni lungo il fusto del palo - Palo Ø1000	36
9.2	Caso 2: Struttura Mono-Piano	37
9.2.1	Azioni agenti	37
9.2.2	Capacità portante carico assiali - Palo Ø1000	37
9.2.3	Capacità portante carico trasversale - Palo Ø1000	41
9.2.4	Valutazione del cedimento - Palo Ø1000	44
9.2.5	Valutazione di spostamenti e rotazioni - Palo Ø1000	44
9.2.6	Sollecitazioni lungo il fusto del palo - Palo Ø1000	45
9.2.7	Capacità portante carico assiali - Palo Ø800	46
9.2.8	Capacità portante carico trasversale - Palo Ø800	50
9.2.9	Valutazione del cedimento - Palo Ø800	53
9.2.10	Valutazione di spostamenti e rotazioni - Palo Ø800	53
9.2.11	Sollecitazioni lungo il fusto del palo - Palo Ø800	54
10	CONCLUSIONI E INDICAZIONI	56

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le risultanze e le analisi relative ai terreni e alle fondazioni del nuovo insediamento commerciale Outlet della Torino Fashion Village srl (nel seguito, per brevità, TOV), ubicato nel Comune di Settimo Torinese (TO), in adiacenza al precedente analogo insediamento, di recente edificazione, che presenta le medesime tipologie costruttive e scelte progettuali, essendo in particolare finalizzata alla definizione della tipologia fondazionale e alle relative verifiche geotecniche.

Al fine di definire la litologia e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati dalla realizzazione della struttura, è stata realizzata una campagna di indagine geotecnica in situ.

Si è ritenuto di fare utile riferimento anche alla pregressa conoscenza dell'area, grazie alle risultanze della campagna di indagine e dei contenuti della relazione geotecnica finalizzata all'edificazione dell'esistente insediamento. Ciò anche in virtù delle analoghe risultanze delle indagini effettuate in questa fase e quelle precedenti.

Sulla base della campagna di indagine realizzata, si è dunque pervenuti alla definizione della caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni, dell'idrologia dell'area, della tipologia di fondazione idonea per la struttura in elevazione in progetto, effettuando le verifiche geotecniche delle soluzioni fondazionali previste e fornendo indicazioni e raccomandazioni in fase di esecuzione.

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1 Normativa di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- D.M. 17 gennaio 2018
- Circolare esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009 del DM LL.PP. del 14 gennaio 2008
- UNI EN 1997-1:2005: "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"

2.2 Bibliografia di riferimento

La bibliografia tecnica cui viene fatto riferimento è la seguente:

- J. E. BOWLES – "Foundation Analysis and Design" – (1982 e 1988)
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN – "Soil Mechanics" – (1969)
- R. LANCELLOTTA – "Geotecnica" – Ed. ZANICHELLI – (1993)
- R. LANCELLOTTA; J. CALAVERA – "Fondazioni" – Ed. MCGRAW-HILL – (1999)
- H. G. POULOS, E. H. DAVIS – "Pile Foundation Analysis and Design" – (1980)
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – "SPT and Compressibility of Soils" – V ICSMFE (1961)
- F. SCHNAID – "In Situ Testing in Geomechanics" – Taylor & Francis (2009)
- K. TERZAGHI – "Theoretical Soil Mechanics" – (1943)
- VIGGIANI C. – "Fondazioni" – (2003)

2.3 Documentazione di riferimento

Per il progetto dell'opera in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Specifica tecnica per esecuzione di indagini geotecniche redatta da BMS Progetti s.r.l., 18Fo3 E STR To1 01
- Report indagini geotecniche Esecuzione di indagini geotecniche "Torino Outlet Village" – Ampliamento fase 1 – Committente COGESTIL Costruzioni Generali - Sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche; DPSH
- Relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Stefano Tuberga dell'aprile 2018
- Schemi strutturali e carichi in fondazione trasmessi da BMS Progetti s.r.l.
- Relazione geotecnica del 15.05.2012 redatta da Geotecnica Croce, Ing. Umberto Croce Lo37-12/R1/UC

2.4 Software utilizzato

Per il calcolo delle opere in esame si sono utilizzati Codici di calcolo interni (codici di calcolo in Excel e Visual Basic messi a punto e testati dallo studio nel corso degli anni) che gestiscono le combinazioni di carico e le verifiche degli elementi che compongono la struttura.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti:

3.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo per magrone

- Classe di resistenza: C12/15
- Classe di esposizione per superfici interne: Xo

Calcestruzzo per pali di fondazioni

- Classe di resistenza: C25/30
- Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: XC2

3.2 Acciaio

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si riporta il modello geotecnico utilizzato per il calcolo dei pali di fondazione delle strutture, cui si è pervenuti sulla base delle risultanze della campagna geotecnica in situ, la cui finalità è stata la seguente:

- individuazione delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area;
- definire i parametri geomeccanici dei terreni entro il volume significativo, ovvero entro il volume interessato dalle variazioni tensionali indotte dalle fondazioni dell'edificio in progetto;
- individuare l'acquifero.

4.1 Indagine geotecnica

La campagna di indagine condotta in situ, nel periodo di marzo 2018, è composta come riportato nella tabella a seguire (Tabella 1):

Tabella 1: Indagini in situ

Tipo	n.	Lunghezza
Sondaggio geognostico (S1)	1	35 m
Sondaggio geognostico (S2, S3)	2	20 m
Prova Penetrometrica SPT	44	/
Prova Penetrometrica Dinamica Continua DPSH	15	20 m o a rifiuto
Piezometro	2	Nei sondaggi S2 e S3
Prospezione geofisica Down Hole	1	30 m in S1 (-4 – 34 m da p.c.)

L'ubicazione delle verticali di indagine è riportata in Figura 1; informazioni analoghe sono deducibili dalla Figura 2, in cui è riportata anche l'impronta della struttura in elevazione.

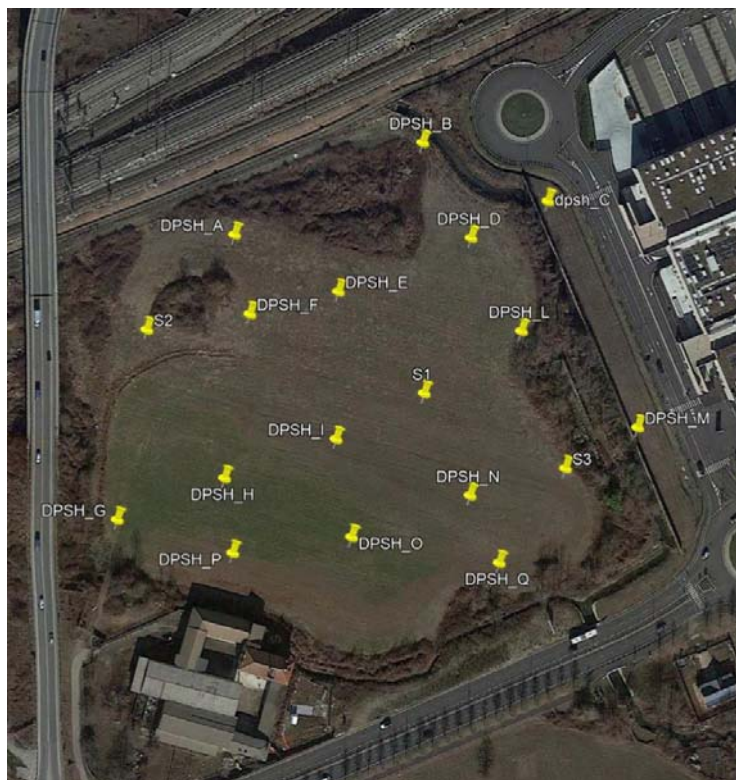


Figura 1: Planimetria dell'area con indicazione delle verticali di indagine

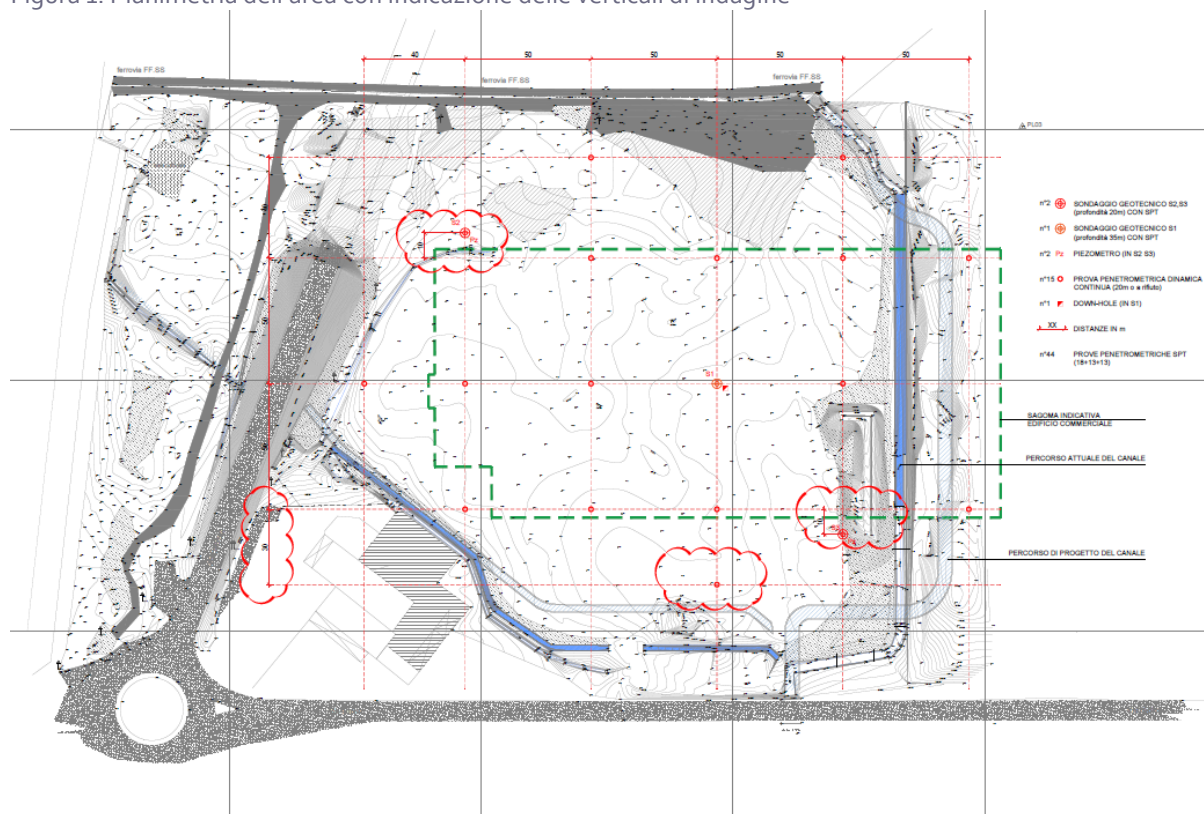


Figura 2: Planimetria dell'area con indicazione delle verticali di indagine e impronta della struttura in elevazione

4.2 Caratterizzazione geotecnica

I sondaggi geognostici effettuati hanno evidenziato, come meglio esplicitato nella relazione geologica, la presenza di depositi quaternari rappresentati da ghiaie eterometriche più o meno ciottolose che presentano caratteristiche litologiche e litotecniche simili almeno fino a 16,50-19,50 m di profondità, fatto salvo per la porzione più superficiale, fino ad una profondità massima di 2,0 m da p.c.. A partire da questo intervallo di profondità fino al passaggio con i sottostanti depositi miocenici di molassa (da circa 23,00 m) questi depositi fluviali si presentano probabilmente più grossolani, probabilmente non più addensati, da cui si evincono valori di SPT maggiormente elevati dovuti alla difficoltà di infissione della punta per la presenza di numerosi ciottoli. La presenza di questo orizzonte di alcuni metri posto a contatto con i sottostanti depositi miocenici è probabilmente connessa con le prime fasi deposizionali dei sedimenti fluviali, trasportati da corsi d'acqua con energia più elevata rispetto alle successive fasi sedimentarie.

Da un punto di vista litostratigrafico, i terreni possono essere schematizzati come segue (Tabella 2)

Tabella 2: Modello litostratigrafico locale

Da [m]	A [m]	Descrizione litostratigrafica
0,00	2,00	Terreno vegetale, terreno di riporto e terreno rimaneggiato costituito da ghiaia eterometrica, più o meno ciottolosa, e sabbia da debolmente limosa a limosa. Unità litologica A'.
2,00	23,00	Ghiaia eterometrica ciottolosa con sabbia, da debolmente limosa a limosa. Soggiacenza media annua falda freatica 6,0 m da p.c.. Unità litologica A.
23,00	35,00	Sabbia fine debolmente limosa. Unità litologica B.

Data la tipologia di materiali rilevata, appare maggiormente significativa la valutazione dei parametri geomeccanici tramite l'interpretazione delle prove penetrometriche SPT, pur considerando come le indagini DPSH sembrano confermare quanto deducibile dalle prove discontinue. La valutazione dei parametri geomeccanici è effettuata come segue:

- definizione di N_{60} , correggendo i valori di NSPT in funzione del rapporto energetico C_e (1,08), in funzione della lunghezza delle aste C_r (con valori compresi da un minimo di 0,75 per lunghezza aste fino a 4 m, 0,85 per lunghezza tra 4 e 6 m, 0,95 per lunghezza tra 6 e 10 m e 1 per lunghezza maggiore di 10 m), in funzione del diametro del foro C_d (1,05)
- definizione di N'_{60} , valutato come $N_{60} \times C_N$, essendo C_N un coefficiente di correzione che tiene conto del valore della tensione verticale efficace σ'_v alla quota di prova e dell'efficienza del sistema; la correzione è funzione della granulometria e per la valutazione della tensione efficace si pone, come meglio indicato a seguire, la quota del livello di falda a 6 m dal piano campagna.

Eseguita la correzione, è possibile stimare il valore della densità relativa DR , grazie alla correlazione suggerita da Skempton (1986), mediante l'espressione:

$$DR = 100 \times [(N'60/60)^{0.5}]$$

Nel successivo grafico di Figura 3 si riporta l'andamento dei valori di NSPT con la profondità per i 3 sondaggi effettuati, mentre le elaborazioni dei dati delle prove SPT sono riportate nelle successive tabelle (Tabella 3, Tabella 4 e Tabella 5), rispettivamente per il sondaggio S1, S2 e S3, in cui si perviene alla definizione della Densità Relativa DR dei depositi.

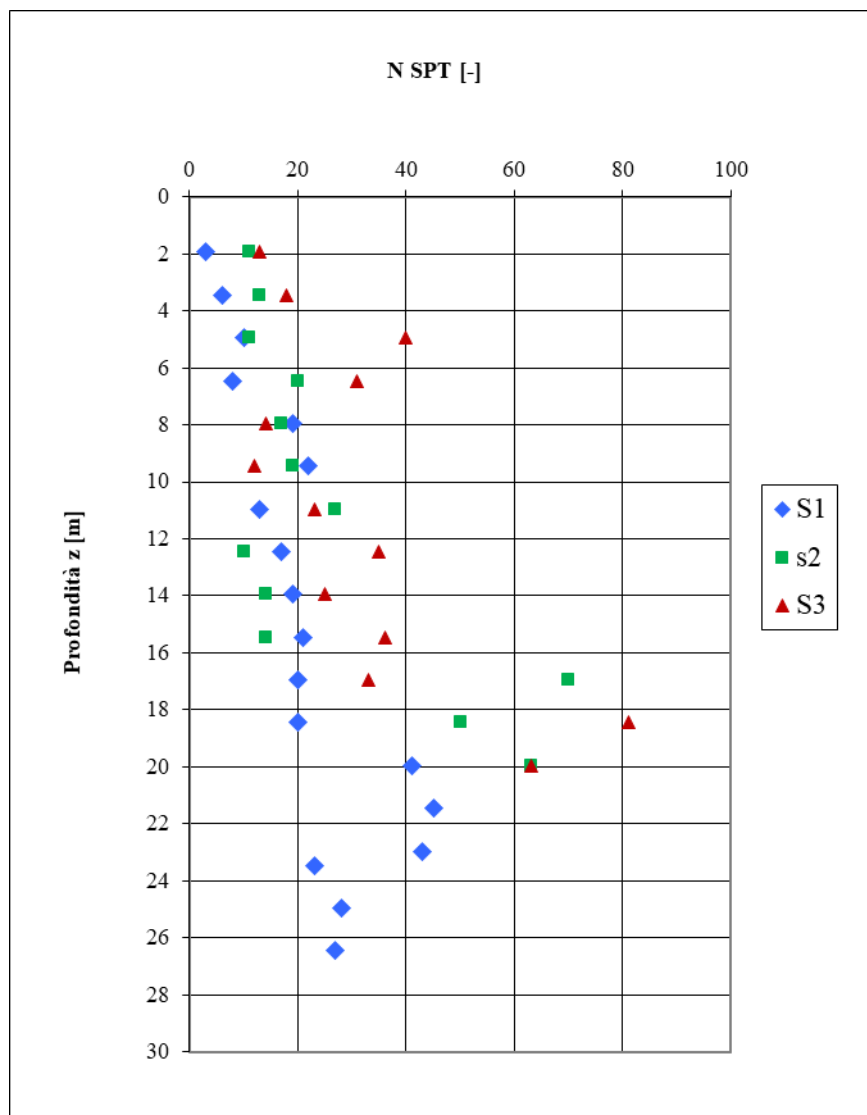


Figura 3: Valori NSPT in funzione della profondità per i 3 sondaggi effettuati

Tabella 3: Valutazione della Densità Relativa DR – Sondaggio S₁

Prof. z da PC	SPT	N _{SPT}	u	σ_{vo}	σ'_{vo}	Sabbie Fini				Sabbie Grosse			
						C _N	N60	N'60	D _R	C _N	N60	N'60	D _R
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[%]
1,95	1-1-2	3	0	37,05	37,05	1,459	2,552	3,7	25	1,266	2,552	3,2	23
3,45	2-3-3	6	0	65,55	65,55	1,208	5,103	6,2	32	1,130	5,103	5,8	31
4,95	5-5-5	10	0	94,05	94,05	1,031	9,639	9,9	41	1,020	9,639	9,8	40
6,45	2-4-4	8	4,5	122,6	118,1	0,917	8,618	7,9	36	0,943	8,618	8,1	37
7,95	8-10-9	19	19,5	151,1	131,6	0,864	20,469	17,7	54	0,905	20,469	18,5	56
9,45	40-13-9	22	34,5	179,6	145,1	0,816	23,701	19,3	57	0,869	23,701	20,6	59
10,95	6-6-7	13	49,5	208,1	158,6	0,774	14,742	11,4	44	0,837	14,742	12,3	45
12,45	7-7-10	17	64,5	236,6	172,1	0,735	19,278	14,2	49	0,806	19,278	15,5	51
13,95	10-9-10	19	79,5	265,1	185,6	0,700	21,546	15,1	50	0,778	21,546	16,8	53
15,45	8-10-11	21	94,5	293,6	199,1	0,669	23,814	15,9	52	0,752	23,814	17,9	55
16,95	9-9-11	20	109,5	322,1	212,6	0,640	22,680	14,5	49	0,727	22,680	16,5	52
18,45	8-11-9	20	124,5	350,6	226,1	0,613	22,680	13,9	48	0,704	22,680	16,0	52
19,95	18-21-20	41	139,5	379,1	239,6	0,589	46,494	27,4	68	0,683	46,494	31,7	73
21,45	16-24-21	45	154,5	407,6	253,1	0,566	51,030	28,9	69	0,662	51,030	33,8	75
22,95	19-22-21	43	169,5	436,1	266,6	0,546	48,762	26,6	67	0,643	48,762	31,4	72
23,45	11-14-9	23	174,5	445,6	271,1	0,539	26,082	14,1	48	0,637	26,082	16,6	53
24,95	12-12-16	28	189,5	474,1	284,6	0,520	31,752	16,5	52	0,619	31,752	19,7	57
26,45	11-12-15	27	204,5	502,6	298,1	0,502	30,618	15,4	51	0,602	30,618	18,4	55

 Tabella 4: Valutazione della Densità Relativa DR – Sondaggio S₂

Prof. z da PC	SPT	N _{SPT}	u	σ_{vo}	σ'_{vo}	Sabbie Grosse			
						C _N	N60	N'60	D _R
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[%]
1,95	6-5-6	11	0	37,05	37,05	1,266	9,356	13,9	48
3,45	12-7-6	13	0	65,55	65,55	1,130	11,057	14,7	49
4,95	8-8-3	11	0	94,05	94,05	1,020	9,356	11,2	43
6,45	8-18-2	20	4,5	122,6	118,1	0,943	17,010	18,9	56
7,95	12-8-9	17	19,5	151,1	131,6	0,905	14,459	15,4	51
9,45	7-9-10	19	34,5	179,6	145,1	0,869	16,160	16,5	52
10,95	11-12-15	27	49,5	208,1	158,6	0,837	22,964	22,6	61
12,45	5-5-5	10	64,5	236,6	172,1	0,806	8,505	8,1	37
13,95	10-8-6	14	79,5	265,1	185,6	0,778	11,907	10,9	43
15,45	7-8-6	14	94,5	293,6	199,1	0,752	11,907	10,5	42
16,95	20-25-45	70	109,5	322,1	212,6	0,727	59,535	50,9	92
18,45	19-22-28	50	124,5	350,6	226,1	0,704	42,525	35,2	77
19,95	23-31-32	63	139,5	379,1	239,6	0,683	53,582	43,0	85

 Tabella 5: Valutazione della Densità Relativa DR – Sondaggio S₃

Prof. z da PC	SPT	N _{SPT}	u	σ_{vo}	σ'_{vo}	Sabbie Grosse			
						C _N	N60	N'60	D _R
[m]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[%]
1,95	6-7-6	13	0	37,05	37,05	1,266	11,057	16,5	52
3,45	10-11-7	18	0	65,55	65,55	1,130	15,309	20,3	58
4,95	20-21-19	40	0	94,05	94,05	1,020	34,020	40,8	82
6,45	15-16-15	31	4,5	122,6	118,1	0,943	26,366	29,2	70
7,95	7-6-8	14	19,5	151,1	131,6	0,905	11,907	12,7	46
9,45	7-6-6	12	34,5	179,6	145,1	0,869	10,206	10,4	42
10,95	10-12-11	23	49,5	208,1	158,6	0,837	19,562	19,2	57
12,45	32-20-15	35	64,5	236,6	172,1	0,806	29,768	28,2	69
13,95	11-13-12	25	79,5	265,1	185,6	0,778	21,263	19,5	57
15,45	8-17-19	36	94,5	293,6	199,1	0,752	30,618	27,1	67
16,95	16-17-16	33	109,5	322,1	212,6	0,727	28,067	24,0	63
18,45	12-49-32	81	124,5	350,6	226,1	0,704	68,891	57,0	97
19,95	25-30-33	63	139,5	379,1	239,6	0,683	53,582	43,0	85

La definizione dell'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' del terreno è valutabile tramite l'espressione proposta da Shioi-Fukuni (1982), come segue:

$$\phi' = 15 + (15 \times N'60)^{0,5}$$

La definizione del Modulo di Young E invece è valutabile tramite la formulazione contenuta in AASHTO (1996) dove:

- limi, sabbie limose e miscele leggermente coesive: $E=0,4 \times N'60$ (MPa);
- sabbie fini e medie: $E=0,7 \times N'60$;
- sabbie grossolane: $E=1,0 \times N'60$;
- ghiaie e ghiaie sabbiose: $E=1,2 \times N'60$.

I risultati sono riportati nelle successive tabelle (Tabella 3, Tabella 4 e Tabella 5), rispettivamente per il sondaggio S1, S2 e S3.

Tabella 6: Valutazione dell'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' e del Modulo di Young – Sondaggio S1

Prof. z da PC	ϕ'	E
[m]	[°]	[MPa]
1,95	22	4
3,45	24	7
4,95	27	12
6,45	26	10
7,95	32	22
9,45	33	25
10,95	29	15
12,45	30	19
13,95	31	20
15,45	31	21
16,95	31	20
18,45	30	19
19,95	37	38
21,45	38	41
22,95	37	38
23,45	31	20
24,95	32	14
26,45	32	13

Tabella 7: Valutazione dell'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' e del Modulo di Young – Sondaggio S2

Prof. z da PC	ϕ'	E
[m]	[°]	[MPa]
1,95	28	17
3,45	29	18
4,95	28	13
6,45	32	23
7,95	31	18
9,45	32	20
10,95	35	27
12,45	27	10
13,95	29	13
15,45	29	13
16,95	47	61
18,45	42	42
19,95	46	52

Tabella 8: Valutazione dell'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' e del Modulo di Young – Sondaggio S3

Prof. z da PC	ϕ'	E
[m]	[°]	[MPa]
1,95	29	20
3,45	31	24
4,95	39	49
6,45	37	35
7,95	29	15
9,45	28	13
10,95	34	23
12,45	38	34
13,95	34	23
15,45	38	32
16,95	37	29
18,45	50	68
19,95	46	52

Le risultanze delle indagini effettuate evidenziano come il sondaggio S3 e le prove dinamiche continue realizzate in prossimità ad esso, nel settore di sud-est dell'area in esame (DPSH_M e DPSH_N) sembrerebbero indicare la presenza di depositi alluvionali maggiormente grossolani (più ciottolosi) rispetto a quelli che si rinvenivano nella restante porzione. Si ritiene pertanto maggiormente rappresentativa la definizione dei parametri geotecnici caratteristici, ai fini del calcolo, effettuata considerando le risultanze dei sondaggi e delle prove S1 e S2.

4.3 Idrogeologia

Il rilievo piezometrico effettuato in sede di indagine sembra collocare (al momento di effettuazione delle indagini stesse) la falda in un intervallo pari a circa 8 – 12 m dalla quota di piano campagna. Considerando però

la variabilità stagionale che la stessa può presentare, e per quanto meglio espresso nella Relazione Geologica, si considera cautelativamente in sede di calcolo una quota della falda di **-6 m dal p.c.**

4.4 Modello geotecnico

A partire da quanto espresso nei capitoli precedenti in merito alla caratterizzazione geologico-geotecnica del sito interessato dal progetto, è stato definito il seguente modello geotecnico del terreno di fondazione interessato dalla struttura.

- 1 **Litotipo A1:** ghiaia eterometrica e sabbia limosa, da 0÷5 m dal p.c.
- 2 **Litotipo A2:** ghiaia eterometrica ciottolosa con sabbia limosa, da 5÷23 m dal p.c.
- 3 **Litotipo B:** sabbia debolmente limosa, > 23 m dal p.c.

Per quanto concerne la posizione della falda dal piano campagna per quanto sopra espresso, si considera cautelativamente in sede di calcolo una quota della falda di **-6 m dal p.c.**

4.5 Stratigrafia di calcolo

La struttura in progetto, presenta 2 distinti piani di imposta della fondazione:

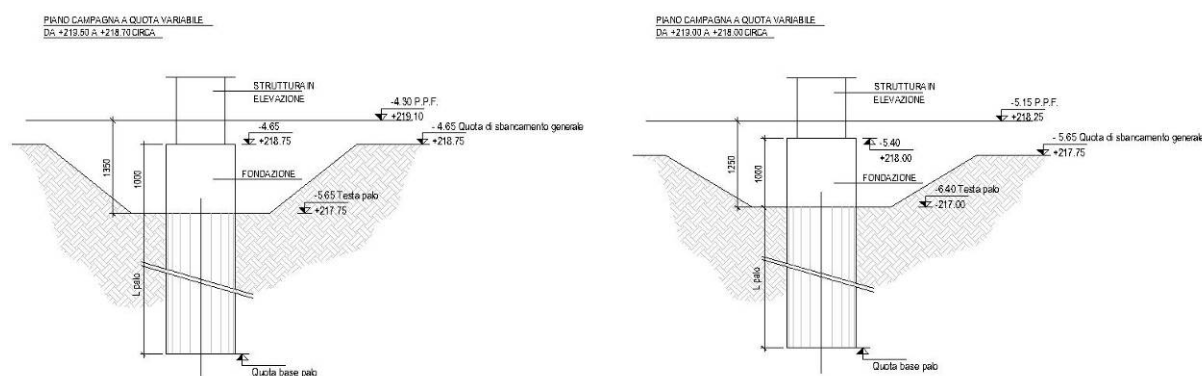


Figura 4: Sezioni tipo - Piano di imposta fondazioni

Come si evince l'intradosso del dado di fondazione (testa palo) risulta posto pari a -1.25 m e -1.35 m dal p.c. (P.P.F.) rispettivamente per i 2 casi, per cui al fine di evitare più casistiche nelle analisi di calcolo, vista la esigua differenza di quota di imposta delle fondazioni, in sede di calcolo è stata assunta cautelativamente una profondità di scavo dal p.c. della sommità palo di fondazione di **-1.20 m**.

Per cui le analisi sono condotte con un'unica stratigrafia di calcolo, di seguito riassunta con i relativi parametri geotecnici caratteristici assunti, valutati in funzione delle analisi precedentemente effettuate e in considerazione delle caratteristiche geomeccaniche riportate nella letteratura tecnica per i materiali in questione:

Tabella 9: Stratigrafia di calcolo

N°	Strato	Spessore [m]	Peso specifico γ [kN/mc]	Angolo di attrito ϕ [°]	Coesione c [kPa]	Modulo elastico E [MPa]
1	A1	5	19	22	0	10
2	A2	18	19	29	0	25
3	B	> 10	19	31	0	25

5 INQUADRAMENTO SISMICO E VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Secondo la normativa vigente, ai fini dell'impiego dell'approccio semplificato per la valutazione dell'azione sismica, i terreni sono suddivisi nelle seguenti categorie, come indicato nella Tab. 3.2.II del D.M. 2018.

Tabella 10: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato ai sensi della normativa vigente (Tab. 3.2.II)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

In considerazione delle informazioni rilevabili dalla precedente campagna di indagine effettuata per l'insediamento ad oggi esistente adiacente a quello qui in progetto, e sulla scorta delle indicazioni contenute nella Relazione Geologica nella quale è riportata la risultanza della prospezione sismica di tipo Down Hole che ha fornito un valore di $V_{s,30}$ pari a **370 m/s**, il suolo in esame è identificabile come appartenente **alla categoria B**.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2018, con il tipo 2, come "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

Si riporta di seguito la parametrizzazione sismica dell'opera:

- **vita nominale** VN = 50 anni
- **classe d'uso** III
- **coefficiente d'uso** CU = 1.50
- **periodo di riferimento per l'azione sismica** VR = VN x CU = 75 anni

Per la caratterizzazione dell'azione sismica delle opere si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

■ Longitudine	45° 07' 39.21" E
■ Latitudine	7° 44' 9.20" N

I parametri sismici risultanti, avendo preso in riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risultano:

■ Categoria di suolo	B;
■ Coefficiente di amplificazione stratigrafica:	$S_s = 1.200$;
■ Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.000$;
■ Massima accelerazione orizzontale al suolo	$a_g/g = 0.06$.

5.1 Verifica a liquefazione

Ai sensi della normativa vigente, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1 accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
- 2 profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3 depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4 distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Da quanto esposto si evidenzia il manifestarsi della circostanza di cui al punto 1, pertanto la verifica a liquefazione può essere omessa.

6 CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO

Il progetto della struttura in elevazione prevede la costruzione di un nuovo manufatto di pianta rettangolare con dimensioni pari a circa 225 x 110 m, costituito da due porzioni di cui una costituita da die livelli fuori terra e una da 1 livello fuori terra.

Come già indicato, la struttura sorgerà in adiacenza al TOV, di recente edificazione, e ripeterà le medesime tipologie costruttive e scelte progettuali. La struttura è costituita da elementi prefabbricati in c.a., con un sistema di fondazione costituito da plinti isolati su pali, collegati da travi rovesce, le quali non sono considerate collaboranti ai fini geotecnici in termini di capacità portante, assorbimento delle azioni e dei cedimenti.

In particolare è ipotizzata l'adozione di pali trivellati, collegati alla struttura da plinti in c.a.; il diametro dei pali è ipotizzato pari a 1000 mm e 800 mm, secondo i casi meglio indicati al successivo paragrafo 9.

Le sollecitazioni agenti in testa ai pali di fondazione per combinazione di calcolo, sono di seguito riportate:

Tabella 11: Sollecitazione testa palo - Struttura Bi-Piano

Combinazione	Azione assiale N_p [kN]	Azione tagliente V_p [kN]	Azione flettente M_p [kNm]
Statica SLU	-4250	300	1200
Sismica	-2980	150	500
Statica SLE	-3150	200	800

Tabella 12: Sollecitazione testa palo - Struttura Mono-Piano

Combinazione	Azione assiale N_p [kN]	Azione tagliente V_p [kN]	Azione flettente M_p [kNm]
Statica SLU	-3250	100	400
Sismica	-2160	75	250
Statica SLE	-2400	67	267

7 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Nella presente progettazione dei pali di fondazione, come prescritto dalla normativa vigente D.M. 17/01/2018, si è adottato l'Approccio 2 che prevede una sola combinazione di set di coefficienti: A1+M1+R3.

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando lo stesso set di coefficienti ponendo però pari all'unità quelli sulle azioni.

Di seguito si riportano i coefficienti parziali utilizzati nella combinazione di calcolo A1+M1+R3 per la **verifica a capacità portante a carichi assiali dei pali di fondazione**:

Tabella 13: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

Azioni	Effetto	Coefficiente parziale γ_F	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 non strutturali $G_2^{(1)}$	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 carichi permanenti non strutturali ben definiti si possono adottare gli stessi coefficienti parziali validi per G_1

Tabella 14: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

Parametro	Simboli	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	1.0	1.0

Tabella 15: Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

Resistenza	Simboli	Coefficiente parziale γ_R (R3)		
		Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
Base	γ_b	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ_s	1.15	1.15	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25	1.25	1.25

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ.

La normativa vigente definisce per tali procedure, l'applicazione alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

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

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

Relativamente invece alla **verifica di capacità portante a carico trasversale dei pali di fondazione**, il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza a carichi trasversali, si ottiene a partire dal valore caratteristico $R_{tr,k}$ applicando il coefficiente parziale del set R_3 , ovvero $\gamma_r = 1.30$ ed il fattore di correlazione ξ relativo al numero n di verticali di indagini, come riportato nella tabella precedente.

La campagna di indagine condotta per il progetto in esame, presenta n° 3 sondaggi geognostici, spinti a profondità di 35 m (S1) e 20 m (S2 ed S3), e n° 15 prove DPSH fino a profondità di 20 m. La profondità interessata dai pali di fondazione è compresa tra 15÷20 m dal p.c., per cui è possibile considerare attendibili ai fini della caratterizzazione geotecnica, **tutte le verticali di indagine (>10)** e quindi assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi = 1.40$.

8 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di calcolo adottati per le verifiche geotecniche condotte sulle opere fondazionali della struttura.

8.1 Capacità portante assiale dei pali di fondazione

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con l'approccio progettuale 2 della Norme Tecniche 2018 con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R^s_i} + \frac{Q_b}{R^b_i} \right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$
- $Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s$
- D = diametro del palo
- L = lunghezza del palo
- q_b = pressione limite alla base del palo
- σ_s = pressione laterale lungo il palo
- R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze
- W_k = peso caratteristico del palo
- S_w = spinta idraulica sulla porzione di palo immerso
- R_w = coefficiente di abbattimento del contributo della spinta idraulica.

Come si evince dalla stratigrafia di calcolo, lo spessore superficiale A1 risulta essere un litotipo incoerente ma con sabbia in matrice limosa e di scadenti caratteristiche fisico-meccaniche; gli strati successivi invece, A2 e B, sono depositi incoerenti da mediamente ad altamente addensati, con parametri resistenti maggiori. Per cui, relativamente al calcolo della **resistenza laterale**, sono state utilizzate 2 distinte teorie: per lo strato A1 si applica la teoria classica di Terzaghi, più cautelativa visto il litotipo interessato, e la teoria di Reese&O'Neill (1989), valida per depositi ghiaiosi/sabbiosi con medio/alto grado di addensamento quali i litotipi A2 e B.

Di seguito se ne riportano le espressioni:

$$\tau_s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta \quad \text{Litotipo A1 (Terzaghi)}$$

$$\tau_s = \beta \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{Litotipo A2 e B (Reese\&O'Neill)}$$

dove:

- σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;
- $K = (0.7 \div 1) \cdot K_0$
- K_0 = coefficiente di spinta a riposo;
- $\delta = (0.5 \div 1) \cdot \varphi$
- φ = angolo di attrito interno;
- β = coefficiente empirico, calcolato con la seguente espressione di:

$$1.8 \geq \beta = 1.50 - 0.245 \cdot z^{0.50} \geq 0.25$$

In sede di calcolo sono stati assunti i seguenti valori di progetto:

- **$K = K_0$**
- **$\delta = 0.70 \varphi$**

I calcoli della resistenza laterale sono stati condotti limitandone il valore massimo a **$\tau_{s,max} = 200 \text{ kPa}$** .

Per quanto concerne invece la **resistenza alla punta**, il litotipo interessato è A2 o B, depositi ghiaiosi/sabbiosi con medio/alto grado di addensamento, per cui la resistenza alla punta è stata calcolata con la teoria di Berezantzev, la cui espressione è di seguito riportata:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

dove N_q è il fattore di capacità portante, valutato secondo il diagramma di seguito riportato:

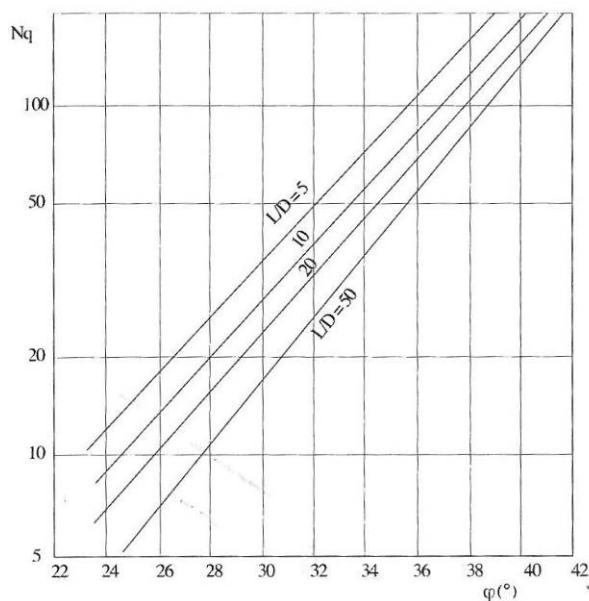


Figura 5: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

Per la valutazione del fattore N_q a partire dal precedente diagramma si fa riferimento ad un angolo di attrito ridotto pari a $\varphi_d = \varphi - 3^\circ$. A partire da ciò è stato assunto, cautelativamente, il seguente fattore N_q per i litotipi attraversati:

- $N_q = 5$ per il litotipo A1
- $N_q = 15$ per il litotipo A2
- $N_q = 20$ per il litotipo B

I calcoli della resistenza alla punta sono stati condotti limitandone il valore massimo a $q_{b,max} = 4 \text{ MPa}$.

8.2 Calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo

Per le verifiche strutturali dei pali di fondazione si rimanda alla specifica relazione di calcolo delle fondazioni, ma nella presente relazione geotecnica viene determinato l'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni del palo.

Per assegnati carichi trasversali (V_p , M_p) applicati in testa al palo si risolve la seguente equazione differenziale:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} - E_s \cdot y = 0$$

Nell'espressione precedente, i simboli hanno i seguenti significati:

- E_p = modulo di Young del palo
- I_p = momento di inerzia del palo
- y = spostamento orizzontale.
- $E_s = k_{s,h} z$ = modulo di reazione orizzontale secante medio del terreno;

- $k_{s,h}$ = gradiente del modulo di reazione orizzontale con la profondità z che viene valutato mediante la formulazione di Bowles (1996):

$$k_{s,h} = A_{s,h} + B_{s,h} \cdot z^{0.5} \text{ (MPa)}$$

dove $A_{s,h}$ e $B_{s,h}$ sono fattori che variano in funzione dei parametri geotecnici, la presenza di falda e il diametro di palo. Data la natura dei litotipi attraversati, cautelativamente si considera un modulo di reazione orizzontale costante per tutta la lunghezza del palo, che per lo strato superficiale, più scadente, risulta pari a **$E_s = 12 \text{ MPa}$** .

L'equazione viene risolta in campo lineare mediante la teoria di **Matlock & Reese (1960)**, che ha alla base le seguenti ipotesi:

- pali interamente immersi in un terreno omogeneo
- pali caricati in testa da una forza orizzontale (V_p) ed un momento flettente (M_p).

Sotto tali ipotesi sono ricavate le espressioni generali di seguito riportate:

$$\delta_h = \left(\frac{V_p \cdot T^3}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot A_y + \left(\frac{M_p \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot B_y \quad \text{spostamento orizzontale}$$

$$\vartheta = \left(\frac{V_p \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot A_s + \left(\frac{M_p \cdot T}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot B_s \quad \text{rotazione}$$

$$M = (V_p \cdot T) \cdot A_m + M_p \cdot B_m \quad \text{momento flettente}$$

$$V = V_p \cdot A_v + \frac{M_p}{T} \cdot B_v \quad \text{taglio}$$

con il seguente significato dei simboli:

- $T = \left(\frac{E_p \cdot I_p}{E_s} \right)^{0.25}$

- A e B = coefficienti adimensionali funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti $\frac{L_p}{T}$ e $\frac{z}{T}$, essendo L_p la lunghezza del palo e z la profondità generica riferita alla testa palo.

Per quanto concerne lo sforzo normale, è valutato l'andamento lungo il fusto del palo mediante la risoluzione dell'equilibrio in direzione assiale per ciascun concio in cui questo è stato suddiviso, secondo la seguente espressione:

$$N(z) = Q_{sd} - Q_{sd}(z) + W_p$$

Mediante le espressioni di Matlock & Reese appena descritte, sono valutate le sollecitazioni di taglio e di momento lungo i fusti dei pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita.

8.3 Capacità portante trasversale dei pali di fondazione

In presenza di forze orizzontali agenti su un palo è necessario che esso venga dimensionato a carico limite sotto queste azioni. Lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno si presenta come problema tridimensionale, per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative.

La teoria che verrà presentata è quella sviluppata da Broms, che assume:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo ininfluenza.

Quest'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione (M_y) del palo, a partire dalla quale si forma una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

Per un terreno incoerente, come quello interessato dai pali di fondazione in progetto, si assume che la resistenza opposta dal terreno p alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

dove

- k_p = coefficiente di spinta passiva;
- z = profondità dal piano campagna;
- γ = peso specifico del terreno (in falda si considera il peso specifico efficace γ').

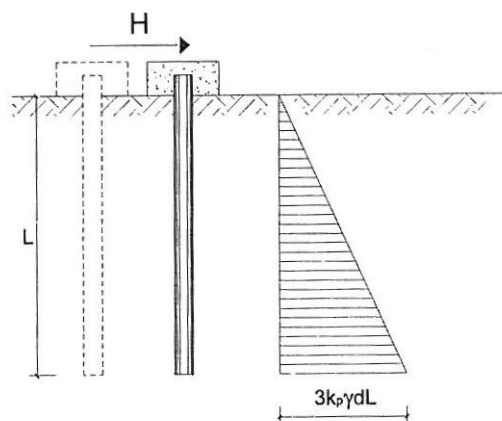


Figura 6: Resistenza limite di terreni incoerenti

Come si evince dall'espressione precedente, la pressione orizzontale risulta tre volte maggiore della spinta passiva; ciò si giustifica tenendo in considerazione il fatto che il fenomeno di rottura in questo caso è di tipo

tridimensionale, per cui esso comprende anche le azioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie laterale del palo.

Nello studio seguente si fa riferimento a pali soggetti a carichi orizzontali sia liberi di ruotare in testa che con rotazione impedita in testa, in quanto la presenza di una struttura rigida in sommità palo (plinto) consente l'ipotesi dell'esistenza di un vincolo di incastro.

8.3.1 Pali a rotazione in testa impedita

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati di seguito:

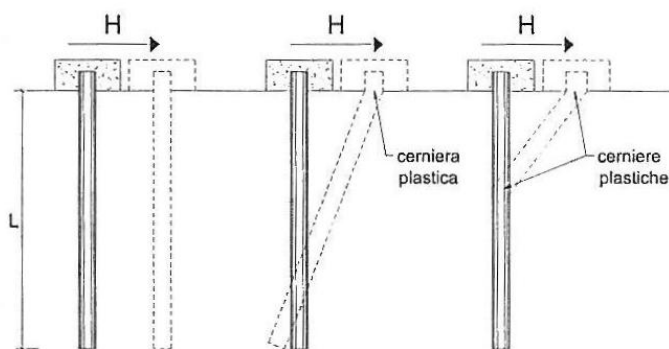


Figura 7: Meccanismi di rottura per pali vincolati in testa

Il meccanismo di **“palo corto”** corrisponde alla condizione in cui non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione; il carico limite orizzontale corrispondente a tale caso si determina facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio e vale:

$$H_1 = 1.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Il meccanismo di **“palo intermedio”** corrisponde alla condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione all'attacco palo-fondazione; il carico limite orizzontale corrispondente a tale caso si determina facendo ricorso ad equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica all'attacco palo-fondazione e risulta:

$$H_2 = 0.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{My}{L}$$

Infine il meccanismo **“palo lungo”** corrisponde alla condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione dapprima all'attacco palo-fondazione e successivamente in una sezione lungo il fusto del palo stesso; il carico limite orizzontale corrispondente a tale caso si determina facendo ricorso ad equazioni di

equilibrio ed imponendo la formazione di cerniere plastiche nelle 2 sezioni che hanno raggiunto il momento di plasticizzazione e risulta:

$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

L'azione ultima resistente del terreno a carichi trasversali risulta pertanto pari a:

$$R_{tr,d} = \frac{\min(H_1, H_2, H_3)}{\gamma_T \cdot \xi}$$

8.3.2 Pali liberi di ruotare in testa

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati di seguito:

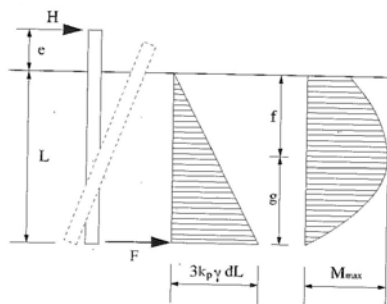


Figura 8: Meccanismi di rottura per pali liberi di ruotare in testa - Palo corto

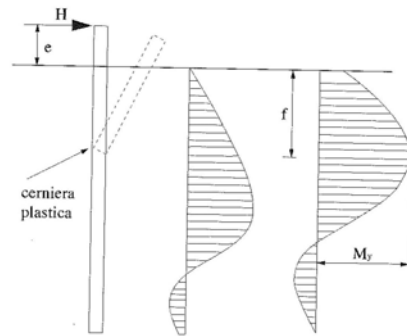


Figura 9: Meccanismi di rottura per pali liberi di ruotare in testa - Palo Lungo

Il meccanismo di **"palo corto"** corrisponde alla condizione in cui non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione; il carico limite orizzontale corrispondente a tale caso si determina facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio e vale:

$$H_1 = \frac{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}{2(e + L)} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^3$$

Il meccanismo **"palo lungo"** corrisponde alla condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione una sezione lungo il fusto del palo stesso a distanza "f" dalla sommità:

$$\frac{H_2}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} \cdot \left(\frac{e}{d} + 0.544 \cdot \sqrt{\frac{H_2}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3}}\right) = \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}$$

Si determina una equazione di terzo grado risolta per via iterativa.

L'azione ultima resistente del terreno a carichi trasversali risulta pertanto pari a:

$$R_{tr,d} = \frac{\min(H_1, H_2)}{\gamma_T \cdot \xi}$$

8.4 Valutazione dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti è stata condotta mediante il metodo di **Randolph e Wroth (1978)** che considera il palo immerso in un mezzo elastico ed esamina separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo; le due soluzioni vengono poi sovrapposte.

Randolph e Wroth hanno mostrato che, tenendo conto della deformabilità del palo, la relazione carico-cedimento risulta essere la seguente:

$$\frac{Q}{w \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{\frac{4 \cdot \eta}{(1-\nu) \cdot \xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot \tanh(\mu L) \cdot L}{\zeta \cdot \mu L \cdot r_0}}{1 + \frac{4 \cdot \eta \cdot \tanh(\mu L) \cdot L}{\pi \cdot \lambda \cdot (1-\nu) \cdot \xi \cdot \mu L \cdot r_0}}$$

dove:

- $\eta = \frac{r_b}{r_0}$ per pali a base allargata;
- $\xi = \frac{G_L}{G_b}$ per pali poggianti su uno strato di elevata rigidezza;
- $\rho = \frac{G_m}{G_L}$ per terreni immersi in un terreno con rigidezza variabile;
- $\lambda = \frac{E_p}{G_L}$ rigidezza relativa palo-terreno;
- $\zeta = \ln \left\{ \left[0.25 + (2.5 \cdot \rho \cdot (1-\nu) - 0.25) \cdot \xi \right] \cdot \frac{L}{r_0} \right\}$
- $\mu L = \frac{L}{r_0} \cdot \sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda}}$
- Q = carico applicato alla testa del palo;
- w = cedimento del palo;
- L = lunghezza del palo;
- r_b = raggio del palo alla base;
- r_0 = raggio del palo i testa;
- r_m = raggio medio del palo;
- E_p = modulo elastico del palo;
- G_L = modulo elastico trasversale del terreno a profondità L del palo;

- G_b = modulo elastico trasversale dello strato di base del palo;
- G_m = modulo elastico trasversale medio del terreno tra testa del palo e profondità L.

Occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti dei pali siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

9 ANALISI DI CALCOLO

La struttura oggetto della presente relazione geotecnica, è costituita da corpi distinti che presentano 2 diverse altezze complessive dell'opera, per cui si individuano 2 casistiche di calcolo:

■ **Caso 1: Struttura Bi-Piano**

■ **Caso 2: Struttura Mono -Piano**

Come già detto in precedenza, in sede di calcolo è stata assunto per entrambe le casistiche lo stesso piano di posa delle fondazioni (1.20 m dal p.c.), quest'ultime costituite da plinti in c.a. (1.00x1.00x1.00 m), poggianti su palo trivellato singolo, collegati tra loro da travi rovesce. A fronte di ciò in calcolo dei pali di fondazione è stato condotto considerando gli stessi incastrati in sommità e ipotizzando, a vantaggio di sicurezza, l'ininfluenza delle travi rovesce nella trasmissione delle azioni taglianti della struttura che quindi, saranno considerate agenti per intero in testa pali di fondazione.

Di seguito si riportano i calcoli dei pali di fondazione per ciascun caso di carico previsto.

9.1 Caso 1: Struttura Bi-Piano

9.1.1 Azioni agenti

Le sollecitazioni agenti in testa pali di fondazioni per combinazione di calcolo, sono di seguito riportate:

Tabella 16: Sollecitazione testa palo - Struttura Bi-Piano

Combinazione	Azione assiale N_p [kN]	Azione tagliente V_p [kN]	Azione flettente M_p [kNm]
Statica SLU	-4250	300	1200
Sismica	-2980	150	500
Statica SLE	-3150	200	800

9.1.2 Capacità portante carico assiali - Palo Ø1000

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo della capacità portante a carichi assiali del palo.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

OPERA: **CASO 1: STRUTTURA BI-PIANO**
 OGGETTO: **PALO D1000**

Dati di Input

Diametro del palo $D_p = 1.00$ m
 Classe di resistenza del cls del palo **C25/30**
 Modulo di Young del palo $E_p = 31447$ MPa
 Momento di inerzia del palo $I_p = 4.91E-02$ m⁴
 Tratto non reagente dal p.p. della fondazione $L_{nr} = 0.00$ m
 Piano di posa della fondazione dal p.c. $D = 1.20$ m

Stratigrafia di calcolo con parametri geotecnici ridotti dei coefficienti parziali γ_{M1}

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	E_s (kN/m ²)
1	A1	Sabbie sciolte	Drenate	0.00	5.00	19.00	19.00	22.00	0.00	0.00	12000
2	A2	Depositi incoerenti	Drenate	5.00	23.00	19.00	19.00	29.00	0.00	0.00	12000
3	B	Depositi incoerenti	Drenate	23.00	50.00	19.00	19.00	31.00	0.00	0.00	12000

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = Peso specifico strato

γ_{sat} = Peso specifico strato

ϕ' = Angolo di attrito efficace

c_u = Coesione non drenata

c' = Coesione drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

E_s = Modulo di reazione orizzontale del terreno

Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo
Condizioni drenate:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

1 .Metodo di Reese&O'Neill (1988): $\tau = \beta \sigma'_{v0}$ con

2 .Metodo classico: $\tau = c_\alpha + \beta \sigma'_{v0}$ con

per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi

per qualsiasi litotipo

$c_\alpha/c' = 0.00$ (0.20÷0.60)

$K/K_0 = 1.00$ (0.70÷1.00)

$\delta/\phi' = 0.70$ (0.50÷1.00)

Limite superiore della resistenza a taglio drenata:

$\beta \sigma'_{v0} = 200$ kPa

Criterio di calcolo della resistenza alla punta del palo

Tensione litostatica alla punta:

$\sigma_{v0} = 393.30$ kN/m²

Coesione non drenata alla punta:

$c_u = 0$ kPa

Coesione efficace alla punta:

$c' = 0$ kPa

Angolo di attrito alla punta:

$\phi' = 29^\circ$

Diametro palo:

$D_p = 1.00$ m

Tipo di strato di base:

Drenato

Strato di base in condizioni drenate
Metodo di calcolo:

1 .Metodo di Berezantzev: $q_{kb} = N_q \sigma'_{v0}$

2 .Metodo di Reese&O'Neill: $q_{kb} = \alpha_N N_{SPT}$

3 .Metodo di Meyerhof-Vesic: $q_{kb} = c N_c + \eta \sigma_{v0} (N_q - 1)$

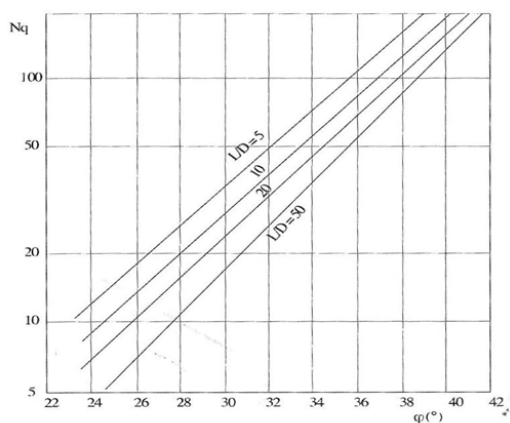
per terreni prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi

noti i risultati delle prove penetrometriche SPT

per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

1

Metodo di Berezantsev:

 Fattore di capacità portante:
 Pressione di base:

 $N_q = 15$
 $q_{kb} = 3.65 \text{ MPa}$
 $q_{kb,max} = 4.00 \text{ MPa}$
Condizioni di calcolo

Considerare sottospinta idraulica ?

No

Trascurare la resistenza alla punta?

No

Trascurare la resistenza laterale?

No

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

 Valore scelto di $\xi = 1.40$
Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche per i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	A1+M1+R3.	Sismica	SLE
Resistenza laterale:	1.15	1.15	1.00
Resistenza alla punta:	1.30	1.30	1.00
Resistenza laterale in trazione:	1.25	1.25	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.00	1.00	1.00
Azioni idrauliche	1.00	1.00	1.00

Tabella di calcolo lunghezza pali

N°	Combinazioni		Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kNm)	Lp,nec (m)
	Tipo	Descrizione				
1	A1+M1+R3.	Bi-Piano	-4250.00	300.00	1200.00	19.50
2	Sismica	Bi-Piano	-2890.00	150.00	500.00	13.50

Legenda:

 Se $L_{p,nec} = 0$ Carico di punta maggiore del carico di esercizio

 Se $L_{p,nec} = No$ Spessore degli strati non sufficiente

Calcolo della capacità portante del palo

Lunghezza palo di progetto:

 $L_p = 20.00 \text{ m}$

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo

N° Concio	z _{fin} con. dal p.p. (m)	z _m con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	1.00	0.50	1	19.00	32.30	0.00	0.00	0.17	5.56	17.48
2	2.00	1.50	1	19.00	51.30	0.00	0.00	0.17	8.84	27.76
3	3.00	2.50	1	19.00	70.30	0.00	0.00	0.17	12.11	38.04
4	4.00	3.50	1	19.00	89.30	0.00	0.00	0.17	15.38	48.33
5	5.00	4.50	2	19.00	108.30	0.00	0.00	0.92	99.10	311.34
6	6.00	5.50	2	9.00	117.30	0.00	0.00	0.87	101.56	319.07
7	7.00	6.50	2	9.00	126.30	0.00	0.00	0.82	103.59	325.42
8	8.00	7.50	2	9.00	135.30	0.00	0.00	0.78	105.18	330.42
9	9.00	8.50	2	9.00	144.30	0.00	0.00	0.74	106.34	334.08
10	10.00	9.50	2	9.00	153.30	0.00	0.00	0.70	107.09	336.44
11	11.00	10.50	2	9.00	162.30	0.00	0.00	0.66	107.44	337.53
12	12.00	11.50	2	9.00	171.30	0.00	0.00	0.63	107.39	337.36
13	13.00	12.50	2	9.00	180.30	0.00	0.00	0.59	106.95	335.99
14	14.00	13.50	2	9.00	189.30	0.00	0.00	0.56	106.13	333.42
15	15.00	14.50	2	9.00	198.30	0.00	0.00	0.53	104.95	329.70
16	16.00	15.50	2	9.00	207.30	0.00	0.00	0.50	103.40	324.84
17	17.00	16.50	2	9.00	216.30	0.00	0.00	0.47	101.50	318.87
18	18.00	17.50	2	9.00	225.30	0.00	0.00	0.44	99.25	311.81
19	19.00	18.50	2	9.00	234.30	0.00	0.00	0.41	96.67	303.69
20	20.00	19.50	2	9.00	243.30	0.00	0.00	0.39	93.75	294.52

Q_s = 5316.11
Legenda:

 z_{fin} conc = profondità finale del concio dal piano di posa

 z_m conc = profondità media del concio dal piano di posa

 γ' = peso specifico efficace dello strato

 σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota z_m

cu = Coesione non drenata

 α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

 β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

 τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratterisitca sul palo

 ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Risultati delle analisi di capacità portante del palo di lunghezza L_p

Resistenza laterale caratteristica:	Q _{k,s} =	5316.11 kN
Resistenza alla punta caratteristica:	Q _{k,b} =	2866.31 kN
Sottospinta idraulica base palo:	Sw =	0.00 kN
Peso caratteristico del palo:	W _{p,k} =	-392.70 kN

Tabella di calcolo dei Fattori di Sicurezza

Combinazioni			N _p (kN)	Q _{Rd} (kN)	F _{S_{eff}}
N°	Tipo	Descrizione			
1	A1+M1+R3.	Bi-Piano	-4250.00	-4484.13	1.06
2	Sismica	Bi-Piano	-2890.00	-4484.13	1.55

Di seguito si riportano le curve di capacità portante per le combinazioni di calcolo esaminate.

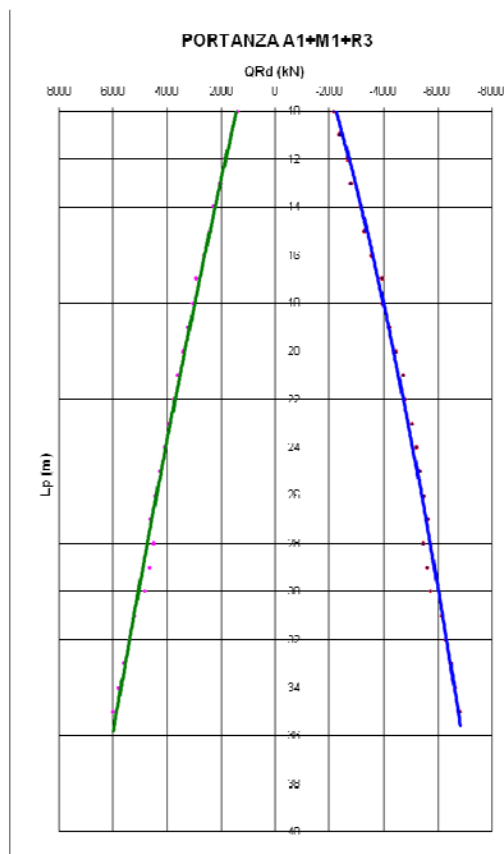


Figura 10: Curva di portanza statica (A1+M1+R3)

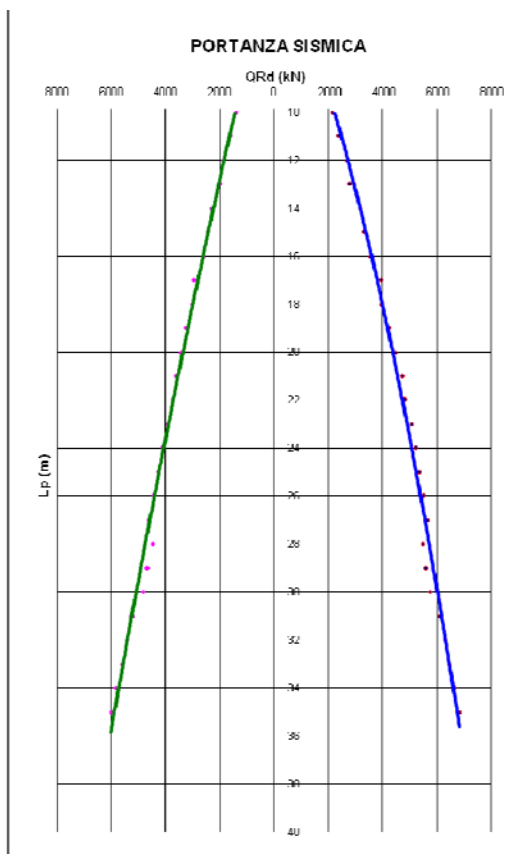


Figura 11: Curva di portanza Sismica

9.1.3 Capacità portante carico trasversale - Palo Ø1000

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo della resistenza trasversale del palo:

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: **STRUTTURA BI-PIANO: PALO Ø1000**

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

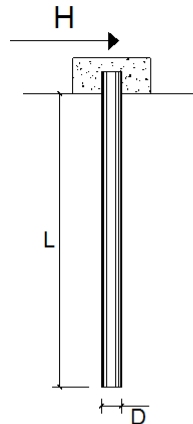
M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva (k_p = (1+sinφ')/(1-sinφ'))

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda γ = γ')



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

DATI DI INPUT:

L = 20.00 (m)

D = 1.00 (m)

M_y = 1251.24 (kN m)

F_S = 1.82 (-)

φ' = 22.00 (°)

k_p = 2.20 (-)

γ = 19.00 (kN/m³)

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Coefficiente parziale γ _r	R3
Resistenza laterale:	1.30

Valore scelto di ξ = 1.40

Palo corto:

H1 = 25057.05 (kN) H1d = H1/F_S = 13767.61 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 8414.91 (kN) H2d = H2/F_S = 4623.58 (kN)

Palo lungo:

H3 = 959.55 (kN) H3d = H3/F_S = 527.23 (kN)

R_{tr,d} = min(H1d, H2d, H3d) = 527.23 (kN) palo lungo

Come si evince risulta $R_{tr,d} > V_p$ con fattore di sicurezza minimo pari a F_S = 1.76 per la combinazione statica SLU (avendo considerato una armatura longitudinale pari a 16Ø26).

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: **STRUTTURA BI-PIANO: PALO Ø1000**

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

e = braccio dell'azione H

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva (k_p = (1+sinφ')/(1-sinφ'))

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda γ = γ')

Palo corto:
$$H = \frac{k_p \gamma D}{2(e + L)} \cdot L^3$$

Palo lungo:
$$H = \frac{M_y}{e + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma D}}}$$

DATI DI INPUT:

L = 20.00 (m)

D = 1.00 (m)

M_y = 1251.24 (kN m)

e = 0.00 (m)

F_S = 1.82 (-)

φ' = 22.00 (°)

k_p = 2.20 (-)

γ = 19.00 (kN/m³)

Fattori di correlazione per resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Coefficiente parziale γ _T	R3
Resistenza laterale:	1.30

Valore scelto di ξ = 1.40

Palo corto:

H1 = 8352.35 (kN) H1/F_S = 4589.20 (kN)

Palo lungo:

H2 = 604.50 (kN) H2/F_S = 332.14 (kN)

R_{tr,d} = min(H1d, H2d, H3d) = 332.14 (kN) Palo Lungo

Come si evince risulta $R_{tr,d} > V_p$ con fattore di sicurezza minimo pari a F_S = 1.11 per la combinazione statica SLU (avendo considerato una armatura longitudinale pari a 16Ø26).

9.1.4 Valutazione del cedimento - Palo Ø1000

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo del cedimento del palo, avendo suddiviso il terreno attraversato in 2 strati, rispettivamente litotipo A1 (da 0÷3.80 m) e litotipo A2 e B (da 3.80÷20 m):

Calcolo del cedimento sul palo singolo (Randolph-Wroth)

Diametro del palo alla base:	$D_b =$	1.00 m	
Diametro del palo in testa:	$D_0 =$	1.00 m	
Lunghezza di progetto del palo:	$L =$	20.00 m	
Classe di resistenza del cls del palo		C25/30	
Modulo elastico del palo	$E_p =$	31447 MPa	
Carico massimo sul palo:	$N_p =$	-3150.00 kN	(Combinazione SLE)
Spessore strato 1	$s_1 =$	3.80 m	(Litotipo A1)
Spessore strato 2	$s_2 =$	16.20 m	(Litotipo A2 e B)
Modulo di Young del terreno in testa palo:	$E_0 =$	10.00 MPa	
Modulo di Young del terreno di base del palo:	$E_b =$	25.00 MPa	
Modulo di Young del terreno a profondità L:	$E_L =$	25.00 MPa	
Modulo di Young medio del terreno:	$E_m =$	22.15 MPa	
Coefficiente di Poisson del terreno alla base del palo:	$\nu =$	0.20	
Modulo trasversale testa palo:	$G_0 =$	4.17 MPa	
Modulo trasversale medio terreno:	$G_m =$	9.23 MPa	
Modulo trasversale del terreno di base del palo:	$G_b =$	10.42 MPa	
Modulo trasversale del terreno a profondità L:	$G_L =$	10.42 MPa	
	$\xi =$	1.00	
	$\rho =$	0.89	
	$\lambda =$	3018.93	
	$\zeta =$	4.26	
	$\mu L =$	0.50	
	$\eta =$	1.00	
Cedimento del singolo palo	$w =$	11.56 mm	

9.1.5 Valutazione di spostamenti e rotazioni - Palo Ø1000

La valutazione delle rotazioni e degli spostamenti è stata condotta a partire dalla teoria di **Matlock & Reese (1960)**, come descritto ai capitoli precedenti, nella sola combinazione statica in esercizio (SLE) e di cui di seguito se ne riporta una tabella riassuntiva:

N° Concio	zm con. dal p.p. (m)	δh (mm)	θ (rad)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
0	0	12.854	-0.00393	-3150.00	200.00	800.00
1	0.5	9.196	-0.00336	-3158.78	68.40	928.78
2	1.5	6.142	-0.00275	-3161.17	-23.05	948.19
3	2.5	3.690	-0.00215	-3157.17	-81.59	892.63
4	3.5	1.823	-0.00161	-3146.79	-113.85	791.95
5	4.5	0.480	-0.00114	-2973.05	-126.69	669.68
6	5.5	-0.462	-0.00074	-2794.51	-126.97	541.73
7	6.5	-0.998	-0.00044	-2612.01	-116.85	421.07
8	7.5	-1.291	-0.00021	-2426.42	-102.21	311.93
9	8.5	-1.411	-0.00004	-2238.55	-86.04	218.59
10	9.5	-1.406	0.00008	-2049.21	-68.79	136.66
11	10.5	-1.271	0.00014	-1859.20	-53.25	80.51
12	11.5	-1.112	0.00018	-1669.30	-38.63	32.94
13	12.5	-0.918	0.00019	-1480.24	-26.63	6.14
14	13.5	-0.732	0.00019	-1292.78	-16.75	-15.68
15	14.5	-0.555	0.00017	-1107.64	-8.76	-33.05
16	15.5	-0.404	0.00014	-925.51	-3.45	-38.47
17	16.5	-0.280	0.00012	-747.09	0.59	-40.78
18	17.5	-0.263	0.00011	-573.05	0.56	-38.34
19	18.5	-0.247	0.00011	-404.06	0.52	-35.89
20	19.5	-0.231	0.00010	-240.77	0.49	-33.45

Legenda:

zm conc. = Profondità media del concio

δh = Spostamento orizzontale lungo il fusto del palo

θ = Rotazione lungo il fusto del palo

M = Momento flettente polare lungo il fusto del palo

V = Taglio polare lungo il fusto del palo

N = Sforzo Normale lungo il fusto del palo

9.1.6 Sollecitazioni lungo il fusto del palo - Palo Ø1000

A partire dalla teoria di **Matlock & Reese (1960)**, come descritto ai capitoli precedenti, di seguito si riporta una tabella di involuppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) lungo il fusto del palo, necessaria al dimensionamento/verifica strutturale dello stesso, per cui dettagli si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	N° Comb.	$N_{Ed,pmax}$ (kN)	$M_{Ed,p}$ (kNm)
0	0.000	1	-4250.00	1200.00
1	0.500	1	-4258.78	1393.18
2	1.500	1	-4261.17	1422.28
3	2.500	1	-4257.17	1338.94
4	3.500	1	-4246.79	1187.92
5	4.500	1	-4073.05	1004.52
6	5.500	1	-3894.51	812.59
7	6.500	1	-3712.01	631.61
8	7.500	1	-3526.42	467.90
9	8.500	2	-1978.55	153.82
10	9.500	2	-1789.21	98.01
11	10.500	2	-1599.20	59.30
12	11.500	2	-1409.30	26.31
13	12.500	2	-1220.24	7.16
14	13.500	2	-1032.78	-8.35
15	14.500	2	-847.64	-20.61
16	15.500	2	-665.51	-24.80
17	16.500	2	-487.09	-26.82
18	17.500	2	-313.05	-25.22
19	18.500	2	-144.06	-23.61
20	19.500	2	0.00	-22.00

Legenda:

$z_{m,con}$ = profondità media del concio

$N_{Ed,pmax}$ = Sforzo normale massimo ultimo agente sul palo

$M_{Ed,p}$ = Momento polare ultimo agente sul palo

Figura 12: Momento flettente lungo il fusto del palo

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	N° Comb.	$N_{Ed,pmax}$ (kN)	$V_{Ed,p}$ (kNm)
0	0.000	1	-4250.00	300.00
1	0.500	1	-4258.78	102.59
2	1.500	1	-4261.17	-34.57
3	2.500	1	-4257.17	-122.38
4	3.500	1	-4246.79	-170.78
5	4.500	1	-4073.05	-190.04
6	5.500	1	-3894.51	-190.45
7	6.500	1	-3712.01	-175.28
8	7.500	1	-3526.42	-153.31
9	8.500	1	-3338.55	-129.07
10	9.500	1	-3149.21	-103.18
11	10.500	1	-2959.20	-79.88
12	11.500	1	-2769.30	-57.94
13	12.500	1	-2580.24	-39.94
14	13.500	1	-2392.78	-25.13
15	14.500	1	-2207.64	-13.14
16	15.500	1	-2025.51	-5.17
17	16.500	1	-1847.09	0.89
18	17.500	1	-1673.05	0.84
19	18.500	1	-1504.06	0.79
20	19.500	1	-1340.77	0.73

Legenda:

z_m = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo sul palo

$V_{Ed,p}$ = Taglio polare sul palo

Figura 13: Taglio lungo il fusto del palo

9.2 Caso 2: Struttura Mono-Piano

9.2.1 Azioni agenti

Le sollecitazioni agenti in testa pali di fondazioni per combinazione di calcolo, sono di seguito riportate:

Tabella 17: Sollecitazione testa palo - Struttura Mono-Piano

Combinazione	Azione assiale N_p [kN]	Azione tagliente V_p [kN]	Azione flettente M_p [kNm]
Statica SLU	-3250	100	400
Sismica	-2160	75	250
Statica SLE	-2400	67	267

Di seguito si riportano le analisi condotte per un palo trivellato $\varnothing 1000$ e $\varnothing 800$.

9.2.2 Capacità portante carico assiali - Palo $\varnothing 1000$

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo della capacità portante a carichi assiali del palo.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

OPERA: CASO 2: STRUTTURA MONO-PIANO
 OGGETTO: PALO D1000

Dati di Input

Diametro del palo Dp = 1.00 m
 Classe di resistenza del cls del palo C25/30
 Modulo di Young del palo Ep = 31447 MPa
 Momento di inerzia del palo Ip = 4.91E-02 m⁴
 Tratto non reagente dal p.p. della fondazione Lnr = 0.00 m
 Piano di posa della fondazione dal p.c. D = 1.20 m

Stratigrafia di calcolo con parametri geotecnici ridotti dei coefficienti parziali γ_{M1}

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Es (kN/m ²)
1	A1	Sabbie sciolt	Drenate	0.00	5.00	19.00	19.00	22.00	0.00	0.00	12000
2	A2	Depositi incc	Drenate	5.00	23.00	19.00	19.00	29.00	0.00	0.00	12000
3	B	Depositi incc	Drenate	23.00	50.00	19.00	19.00	31.00	0.00	0.00	12000

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = Peso specifico strato

γ_{sat} = Peso specifico strato

ϕ' = Angolo di attrito efficace

cu = Coesione non drenata

c' = Coesione drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno

Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo
Condizioni drenate:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

1 .Metodo di Reese&O'Neill (1988): $\tau = \beta \sigma'_{v0}$ con

2 .Metodo classico: $\tau = c_\alpha + \beta \sigma'_{v0}$ con

per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi

per qualsiasi litotipo

$c_\alpha/c' = 0.00$ (0.20÷0.60)

$K/K_0 = 1.00$ (0.70÷1.00)

$\delta/\phi' = 0.70$ (0.50÷1.00)

Limite superiore della resistenza a taglio drenata:

$\beta \sigma'_{v0} = 200$ kPa

Criterio di calcolo della resistenza alla punta del palo

Tensione litostatica alla punta:

$\sigma_{v0} = 300.68$ kN/m²

Coesione non drenata alla punta:

cu = 0 kPa

Coesione efficace alla punta:

c' = 0 kPa

Angolo di attrito alla punta:

$\phi' = 29^\circ$

Diametro palo:

Dp = 1.00 m

Tipo di strato di base:

Drenato

Strato di base in condizioni drenate
Metodo di calcolo:

1 .Metodo di Berezantzev: $q_{kb} = N_q \sigma'_{v0}$

2 .Metodo di Reese&O'Neill: $q_{kb} = \alpha_N N_{SPT}$

3 .Metodo di Meyerhof-Vesic: $q_{kb} = c N_c + \eta \sigma_{v0} (N_q - 1)$

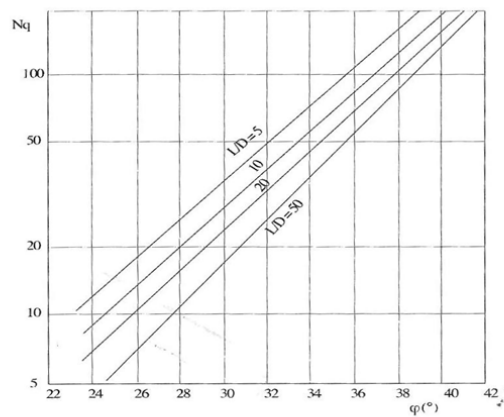
per terreni prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi

noti i risultati delle prove penetrometriche SPT

per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

1

Metodo di Berezantzev:


Fattore di capacità portante:

 $N_q = 15$
 $q_{kb,max} = 4.00 \text{ MPa}$

Pressione di base:

 $q_{kb} = 2.94 \text{ MPa}$
Condizioni di calcolo

Considerare sottospinta idraulica ?

No

Trascurare la resistenza alla punta?

No

Trascurare la resistenza laterale?

No

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

 Valore scelto di $\xi = 1.40$
Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche per i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	A1+M1+R3.	Sismica	SLE
Resistenza laterale:	1.15	1.15	1.00
Resistenza alla punta:	1.30	1.30	1.00
Resistenza laterale in trazione:	1.25	1.25	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.00	1.00	1.00
Azioni idrauliche	1.00	1.00	1.00

Tabella di calcolo lunghezza pali

N°	Combinazioni		Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kNm)	Lp,nec (m)
	Tipo	Descrizione				
1	A1+M1+R3.	Mono-Piano	-3250.00	100.00	400.00	14.50
2	Sismica	Mono-Piano	-2160.00	75.00	250.00	10.50

Legenda:

 Se $L_{p,nec} = 0$ Carico di punta maggiore del carico di esercizio

 Se $L_{p,nec} = No$ Spessore degli strati non sufficiente

Calcolo della capacità portante del palo

Lunghezza palo di progetto:

 $L_p = 15.00 \text{ m}$

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo

N° Concio	z _{fin} con. dal p.p. (m)	z _m con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	0.75	0.38	1	19.00	29.93	0.00	0.00	0.17	5.15	12.15
2	1.50	1.13	1	19.00	44.18	0.00	0.00	0.17	7.61	17.93
3	2.25	1.88	1	19.00	58.43	0.00	0.00	0.17	10.06	23.71
4	3.00	2.63	1	19.00	72.68	0.00	0.00	0.17	12.52	29.50
5	3.75	3.38	1	19.00	86.93	0.00	0.00	0.17	14.97	35.28
6	4.50	4.13	2	19.00	101.18	0.00	0.00	0.93	94.56	222.81
7	5.25	4.88	2	9.00	107.93	0.00	0.00	0.90	96.72	227.88
8	6.00	5.63	2	9.00	114.68	0.00	0.00	0.86	98.61	232.35
9	6.75	6.38	2	9.00	121.43	0.00	0.00	0.83	100.26	236.23
10	7.50	7.13	2	9.00	128.18	0.00	0.00	0.79	101.66	239.52
11	8.25	7.88	2	9.00	134.93	0.00	0.00	0.76	102.81	242.23
12	9.00	8.63	2	9.00	141.68	0.00	0.00	0.73	103.71	244.37
13	9.75	9.38	2	9.00	148.43	0.00	0.00	0.70	104.38	245.95
14	10.50	10.13	2	9.00	155.18	0.00	0.00	0.68	104.82	246.98
15	11.25	10.88	2	9.00	161.93	0.00	0.00	0.65	105.03	247.48
16	12.00	11.63	2	9.00	168.68	0.00	0.00	0.62	105.02	247.44
17	12.75	12.38	2	9.00	175.43	0.00	0.00	0.60	104.78	246.89
18	13.50	13.13	2	9.00	182.18	0.00	0.00	0.57	104.33	245.83
19	14.25	13.88	2	9.00	188.93	0.00	0.00	0.55	103.67	244.27
20	15.00	14.63	2	9.00	195.68	0.00	0.00	0.53	102.80	242.22

Q_s = 3731.03
Legenda:

 z_{fin} conc = profondità finale del concio dal piano di posa

 z_m conc = profondità media del concio dal piano di posa

 γ' = peso specifico efficace dello strato

 σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota z_m

cu = Coesione non drenata

 α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

 β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

 τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratterisitca sul palo

 ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Risultati delle analisi di capacità portante del palo di lunghezza L_p

Resistenza laterale caratteristica:	Q _{k,s} =	3731.03 kN
Resistenza alla punta caratteristica:	Q _{k,b} =	2305.24 kN
Sottospinta idraulica base palo:	Sw =	0.00 kN
Peso caratteristico del palo:	W _{p,k} =	-294.52 kN

Tabella di calcolo dei Fattori di Sicurezza

Combinazioni			N _p (kN)	Q _{Rd} (kN)	F _{S_{eff}}
N°	Tipo	Descrizione			
1	A1+M1+R3.	Mono-Piano	-3250.00	-3289.50	1.01
2	Sismica	Mono-Piano	-2160.00	-3289.50	1.52

Di seguito si riportano le curve di capacità portante per le combinazioni di calcolo esaminate.

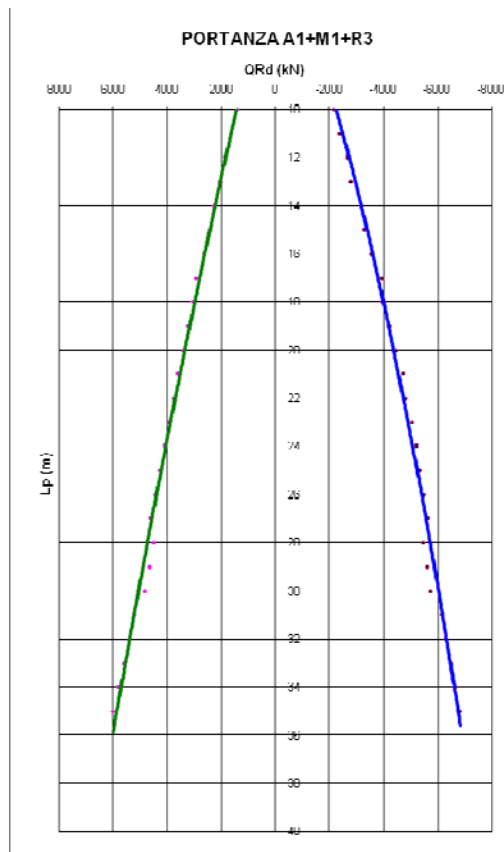


Figura 14: Curva di portanza statica (A1+M1+R3)

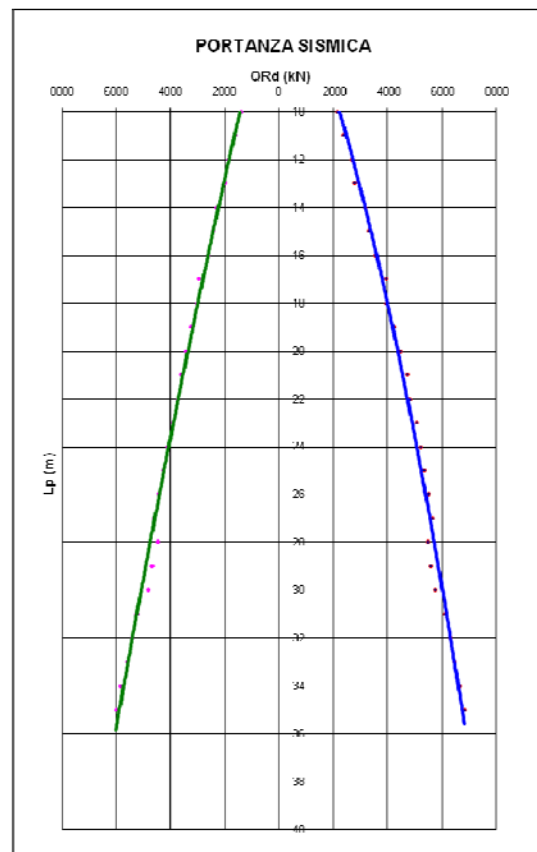


Figura 15: Curva di portanza Sismica

9.2.3 Capacità portante carico trasversale - Palo Ø1000

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo della resistenza trasversale del palo:

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: **STRUTTURA MONO-PIANO: PALO Ø1000**

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

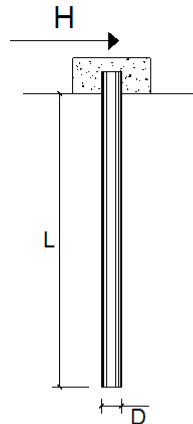
M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva (k_p = (1+sinφ')/(1-sinφ'))

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda γ = γ')



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

DATI DI INPUT:

L = 15.00 (m)

D = 1.00 (m)

M_y = 780.08 (kN m)

F_s = 1.82 (-)

φ' = 22.00 (°)

k_p = 2.20 (-)

γ = 19.00 (kN/m³)

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Coefficiente parziale γ _r	R3
Resistenza laterale:	1.30

Valore scelto di ξ = 1.40

Palo corto:

H1 = 14094.59 (kN) H1d = H1/F_s = 7744.28 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 4750.20 (kN) H2d = H2/F_s = 2610.00 (kN)

Palo lungo:

H3 = 700.28 (kN) H3d = H3/F_s = 384.77 (kN)

R_{tr,d} = min(H1d, H2d, H3d) = 384.77 (kN) palo lungo

Come si evince risulta $R_{tr,d} > V_p$ con fattore di sicurezza minimo pari a F_s = 3.84 per la combinazione statica SLU (avendo considerato una armatura longitudinale pari a 16Ø20).

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: **STRUTTURA MONO-PIANO: PALO Ø1000**

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

e = braccio dell'azione H

My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = \frac{k_p \gamma D}{2(e + L)} \cdot L^3$$

Palo lungo:
$$H = \frac{M_y}{\left(e + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma D}} \right)}$$

DATI DI INPUT:

L = 15.00 (m)

D = 1.00 (m)

My = 780.08 (kN m)

e = 0.00 (m)

FS = 1.82 (-)

φ' = 22.00 (°)

kp = 2.20 (-)

γ = 19.00 (kN/m³)

Fattori di correlazione per resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Coefficiente parziale γ_T	R3
Resistenza laterale:	1.30

Valore scelto di $\xi = 1.40$

Palo corto:

H1 = 4698.20 (kN) H1/FS = 2581.43 (kN)

Palo lungo:

H2 = 441.17 (kN) H2/FS = 242.40 (kN)

Rtr,d = min(H1d, H2d, H3d) = 242.40 (kN) Palo Lungo

Come si evince risulta $R_{tr,d} > V_p$ con fattore di sicurezza minimo pari a FS = 2.42 per la combinazione statica SLU (avendo considerato una armatura longitudinale pari a 16Ø20).

9.2.4 Valutazione del cedimento - Palo Ø1000

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo del cedimento del palo, avendo suddiviso il terreno attraversato in 2 strati, rispettivamente litotipo A1 (da 0÷3.80 m) e litotipo A2 e B (da 3.80÷20 m):

Calcolo del cedimento sul palo singolo (Randolph-Wroth)

Diametro del palo alla base:	$D_b =$	1.00 m	
Diametro del palo in testa:	$D_0 =$	1.00 m	
Lunghezza di progetto del palo:	$L =$	15.00 m	
Classe di resistenza del cls del palo		C25/30	
Modulo elastico del palo	$E_p =$	31447 MPa	
Carico massimo sul palo:	$N_p =$	-2400.00 kN	(Combinazione SLE)
Spessore strato 1	$s_1 =$	3.80 m	(Litotipo A1)
Spessore strato 2	$s_2 =$	11.20 m	(Litotipo A2 e B)
Modulo di Young del terreno in testa palo:	$E_0 =$	10.00 MPa	
Modulo di Young del terreno di base del palo:	$E_b =$	25.00 MPa	
Modulo di Young del terreno a profondità L:	$E_L =$	25.00 MPa	
Modulo di Young medio del terreno:	$E_m =$	21.20 MPa	
Coefficiente di Poisson del terreno alla base del palo:	$\nu =$	0.20	
Modulo trasversale testa palo:	$G_0 =$	4.17 MPa	
Modulo trasversale medio terreno:	$G_m =$	8.83 MPa	
Modulo trasversale del terreno di base del palo:	$G_b =$	10.42 MPa	
Modulo trasversale del terreno a profondità L:	$G_L =$	10.42 MPa	
	$\xi =$	1.00	
	$\rho =$	0.85	
	$\lambda =$	3018.93	
	$\zeta =$	3.93	
	$\mu L =$	0.39	
	$\eta =$	1.00	
Cedimento del singolo palo	$w =$	10.69 mm	

9.2.5 Valutazione di spostamenti e rotazioni - Palo Ø1000

La valutazione delle rotazioni e degli spostamenti è stata condotta a partire dalla teoria di **Matlock & Reese (1960)**, come descritto ai capitoli precedenti, nella sola combinazione statica in esercizio (SLE) e di cui di seguito se ne riporta una tabella riassuntiva:

Calcolo sollecitazioni lungo il fusto del palo con Matlock&Reese

N° Concio	zm con. dal p.p. (m)	δh (mm)	θ (rad)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
0	0	3.565	-0.00101	-2400.00	67.00	167.00
1	0.375	2.845	-0.00091	-2407.18	38.33	205.50
2	1.125	2.199	-0.00081	-2410.77	15.69	225.11
3	1.875	1.634	-0.00070	-2410.77	-1.50	230.11
4	2.625	1.150	-0.00059	-2407.17	-14.05	223.98
5	3.375	0.757	-0.00048	-2399.99	-22.23	209.39
6	4.125	0.432	-0.00038	-2276.32	-27.58	190.49
7	4.875	0.176	-0.00030	-2149.51	-30.35	168.60
8	5.625	-0.019	-0.00022	-2019.92	-31.10	145.50
9	6.375	-0.160	-0.00016	-1887.91	-30.23	122.35
10	7.125	-0.234	-0.00011	-1753.87	-27.93	101.36
11	7.875	-0.308	-0.00006	-1618.14	-25.62	80.37
12	8.625	-0.333	-0.00003	-1481.09	-22.70	63.00
13	9.375	-0.343	0.00000	-1343.05	-19.59	46.69
14	10.125	-0.337	0.00002	-1204.37	-16.58	33.20
15	10.875	-0.315	0.00003	-1065.39	-13.67	22.22
16	11.625	-0.289	0.00004	-926.42	-10.90	12.65
17	12.375	-0.255	0.00004	-787.80	-8.53	6.64
18	13.125	-0.220	0.00005	-649.83	-6.18	0.71
19	13.875	-0.187	0.00005	-512.84	-4.55	-3.07
20	14.625	-0.154	0.00004	-377.11	-2.92	-6.85

Legenda:

zm conc. = Profondità media del concio

δh = Spostamento orizzontale lungo il fusto del palo

θ = Rotazione lungo il fusto del palo

M = Momento flettente polare lungo il fusto del palo

V = Taglio polare lungo il fusto del palo

N = Sforzo Normale lungo il fusto del palo

9.2.6 Sollecitazioni lungo il fusto del palo - Palo Ø1000

A partire dalla teoria di **Matlock & Reese (1960)**, come descritto ai capitoli precedenti, di seguito si riporta una tabella di involuppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) lungo il fusto del palo, necessaria al dimensionamento/verifica strutturale dello stesso, per cui dettagli si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	N° Comb.	$N_{Ed,pmax}$ (kN)	$M_{Ed,p}$ (kNm)
0	0.000	2	-2160.00	250.00
1	0.375	1	-3257.18	453.88
2	1.125	1	-3260.77	474.44
3	1.875	1	-3260.77	469.73
4	2.625	2	-2167.17	297.58
5	3.375	2	-2159.99	274.90
6	4.125	2	-2036.32	247.44
7	4.875	2	-1909.51	216.83
8	5.625	2	-1779.92	185.33
9	6.375	2	-1647.91	154.35
10	7.125	2	-1513.87	126.83
11	7.875	2	-1378.14	99.32
12	8.625	2	-1241.09	76.91
13	9.375	2	-1103.05	55.98
14	10.125	2	-964.37	38.84
15	10.875	2	-825.39	25.06
16	11.625	2	-686.42	13.15
17	12.375	2	-547.80	5.97
18	13.125	2	-409.83	-1.11
19	13.875	2	-272.84	-5.71
20	14.625	2	-137.11	-10.31

Legenda:

$z_{m,con}$ = profondità media del concio

$N_{Ed,pmax}$ = Sforzo normale massimo ultimo agente sul palo

$M_{Ed,p}$ = Momento polare ultimo agente sul palo

Figura 16: Momento flettente lungo il fusto del palo

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	N° Comb.	$N_{Ed,pmax}$ (kN)	$V_{Ed,p}$ (kNm)
0	0.000	1	-3250.00	100.00
1	0.375	1	-3257.18	48.79
2	1.125	2	-2170.77	11.62
3	1.875	1	-3260.77	-20.13
4	2.625	1	-3257.17	-40.79
5	3.375	1	-3249.99	-53.43
6	4.125	1	-3126.32	-60.99
7	4.875	1	-2999.51	-63.98
8	5.625	1	-2869.92	-63.48
9	6.375	1	-2737.91	-60.26
10	7.125	1	-2603.87	-54.76
11	7.875	1	-2468.14	-49.27
12	8.625	1	-2331.09	-43.02
13	9.375	1	-2193.05	-36.55
14	10.125	1	-2054.37	-30.46
15	10.875	1	-1915.39	-24.71
16	11.625	1	-1776.42	-19.31
17	12.375	1	-1637.80	-14.81
18	13.125	1	-1499.83	-10.37
19	13.875	1	-1362.84	-7.38
20	14.625	1	-1227.11	-4.38

Legenda:

z_m = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo sul palo

$V_{Ed,p}$ = Taglio polare sul palo

Figura 17: Taglio lungo il fusto del palo

9.2.7 Capacità portante carichi assiali - Palo Ø800

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo della capacità portante a carichi assiali del palo.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

OPERA: CASO 2: STRUTTURA MONO-PIANO
 OGGETTO: PALO D800

Dati di Input

Diametro del palo Dp = 0.80 m
 Classe di resistenza del cls del palo C25/30
 Modulo di Young del palo Ep = 31447 MPa
 Momento di inerzia del palo Ip = 2.01E-02 m⁴
 Tratto non reagente dal p.p. della fondazione Lnr = 0.00 m
 Piano di posa della fondazione dal p.c. D = 1.20 m

Stratigrafia di calcolo con parametri geotecnici ridotti dei coefficienti parziali γ_{M}

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Es (kN/m ²)
1	A1	Sabbie sciolt	Drenate	0.00	5.00	19.00	19.00	22.00	0.00	0.00	12000
2	A2	Depositi incc	Drenate	5.00	23.00	19.00	19.00	29.00	0.00	0.00	12000
3	B	Depositi incc	Drenate	23.00	50.00	19.00	19.00	31.00	0.00	0.00	12000

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = Peso specifico strato

γ_{sat} = Peso specifico strato

ϕ' = Angolo di attrito efficace

cu = Coesione non drenata

c' = Coesione drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

Es = Modulo di reazione orizzontale del terreno

Criterio di calcolo della resistenza laterale del palo
Condizioni drenate:

Azione tangenziale lungo il fusto del palo:

1 .Metodo di Reese&O'Neill (1988): $\tau = \beta \sigma'_{v0}$ con

2 .Metodo classico: $\tau = c_\alpha + \beta \sigma'_{v0}$ con

per depositi sabbiosi e/o ghiaiosi

per qualsiasi litotipo

$c_\alpha/c' = 0.00$ (0.20÷0.60)

$K/K_0 = 1.00$ (0.70÷1.00)

$\delta/\phi' = 0.70$ (0.50÷1.00)

Limite superiore della resistenza a taglio drenata:

$\beta \sigma'_{v0} = 200$ kPa

Criterio di calcolo della resistenza alla punta del palo

Tensione litostatica alla punta:

$\sigma_{v0} = 393.30$ kN/m²

Coesione non drenata alla punta:

cu = 0 kPa

Coesione efficace alla punta:

c' = 0 kPa

Angolo di attrito alla punta:

$\phi' = 29^\circ$

Diametro palo:

Dp = 0.80 m

Tipo di strato di base:

Drenato

Strato di base in condizioni drenate
Metodo di calcolo:

1 .Metodo di Berezantzev: $q_{kb} = N_q \sigma'_{v0}$

2 .Metodo di Reese&O'Neill: $q_{kb} = \alpha_N N_{SPT}$

3 .Metodo di Meyerhof-Vesic: $q_{kb} = c N_c + \eta \sigma_{v0} (N_q - 1)$

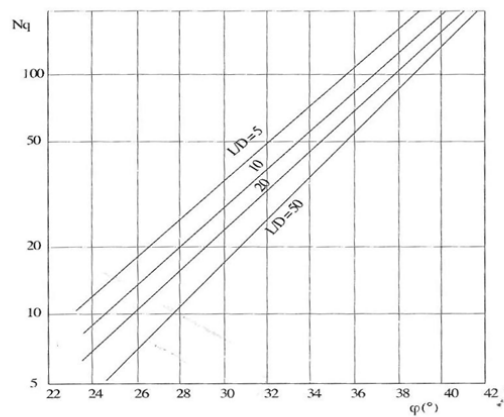
per terreni prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi

noti i risultati delle prove penetrometriche SPT

per qualsiasi litotipo

Criterio da utilizzare in sede di progettazione del palo:

1

Metodo di Berezantzev:


Fattore di capacità portante:

 $N_q = 15$
 $q_{kb,max} = 4.00 \text{ MPa}$

Pressione di base:

 $q_{kb} = 3.65 \text{ MPa}$
Condizioni di calcolo

Considerare sottospinta idraulica ?

No

Trascurare la resistenza alla punta?

No

Trascurare la resistenza laterale?

No

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

 Valore scelto di $\xi = 1.40$
Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche per i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	A1+M1+R3.	Sismica	SLE
Resistenza laterale:	1.15	1.15	1.00
Resistenza alla punta:	1.30	1.30	1.00
Resistenza laterale in trazione:	1.25	1.25	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.00	1.00	1.00
Azioni idrauliche	1.00	1.00	1.00

Tabella di calcolo lunghezza pali

N°	Combinazioni		Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kNm)	Lp,nec (m)
	Tipo	Descrizione				
1	A1+M1+R3.	Mono-Piano	-3250.00	100.00	400.00	19.50
2	Sismica	Mono-Piano	-2160.00	75.00	250.00	13.50

Legenda:

 Se $L_{p,nec} = 0$ Carico di punta maggiore del carico di esercizio

 Se $L_{p,nec} = No$ Spessore degli strati non sufficiente

Calcolo della capacità portante del palo

Lunghezza palo di progetto:

 $L_p = 20.00 \text{ m}$

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo

N° Concio	z _{fin} con. dal p.p. (m)	z _m con. dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	c _u (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	1.00	0.50	1	19.00	32.30	0.00	0.00	0.17	5.56	13.98
2	2.00	1.50	1	19.00	51.30	0.00	0.00	0.17	8.84	22.21
3	3.00	2.50	1	19.00	70.30	0.00	0.00	0.17	12.11	30.44
4	4.00	3.50	1	19.00	89.30	0.00	0.00	0.17	15.38	38.66
5	5.00	4.50	2	19.00	108.30	0.00	0.00	0.92	99.10	249.07
6	6.00	5.50	2	9.00	117.30	0.00	0.00	0.87	101.56	255.25
7	7.00	6.50	2	9.00	126.30	0.00	0.00	0.82	103.59	260.34
8	8.00	7.50	2	9.00	135.30	0.00	0.00	0.78	105.18	264.34
9	9.00	8.50	2	9.00	144.30	0.00	0.00	0.74	106.34	267.27
10	10.00	9.50	2	9.00	153.30	0.00	0.00	0.70	107.09	269.15
11	11.00	10.50	2	9.00	162.30	0.00	0.00	0.66	107.44	270.02
12	12.00	11.50	2	9.00	171.30	0.00	0.00	0.63	107.39	269.89
13	13.00	12.50	2	9.00	180.30	0.00	0.00	0.59	106.95	268.79
14	14.00	13.50	2	9.00	189.30	0.00	0.00	0.56	106.13	266.74
15	15.00	14.50	2	9.00	198.30	0.00	0.00	0.53	104.95	263.76
16	16.00	15.50	2	9.00	207.30	0.00	0.00	0.50	103.40	259.87
17	17.00	16.50	2	9.00	216.30	0.00	0.00	0.47	101.50	255.10
18	18.00	17.50	2	9.00	225.30	0.00	0.00	0.44	99.25	249.45
19	19.00	18.50	2	9.00	234.30	0.00	0.00	0.41	96.67	242.95
20	20.00	19.50	2	9.00	243.30	0.00	0.00	0.39	93.75	235.61

Q_s = 4252.89
Legenda:
z_{fin} conc = profondità finale del concio dal piano di posa

z_m conc = profondità media del concio dal piano di posa

 γ' = peso specifico efficace dello strato

 σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota z_m
c_u = Coesione non drenata

 α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

 β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

 τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratteristica sul palo

 ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Risultati delle analisi di capacità portante del palo di lunghezza L_p

Resistenza laterale caratteristica:	Q _{k,s} =	4252.89 kN
Resistenza alla punta caratteristica:	Q _{k,b} =	1834.44 kN
Sottospinta idraulica base palo:	Sw =	0.00 kN
Peso caratteristico del palo:	W _{p,k} =	-251.33 kN

Tabella di calcolo dei Fattori di Sicurezza

Combinazioni			N _p (kN)	Q _{Rd} (kN)	F _{S_{eff}}
N°	Tipo	Descrizione			
1	A1+M1+R3.	Mono-Piano	-3250.00	-3398.15	1.05
2	Sismica	Mono-Piano	-2160.00	-3398.15	1.57

Di seguito si riportano le curve di capacità portante per le combinazioni di calcolo esaminate.

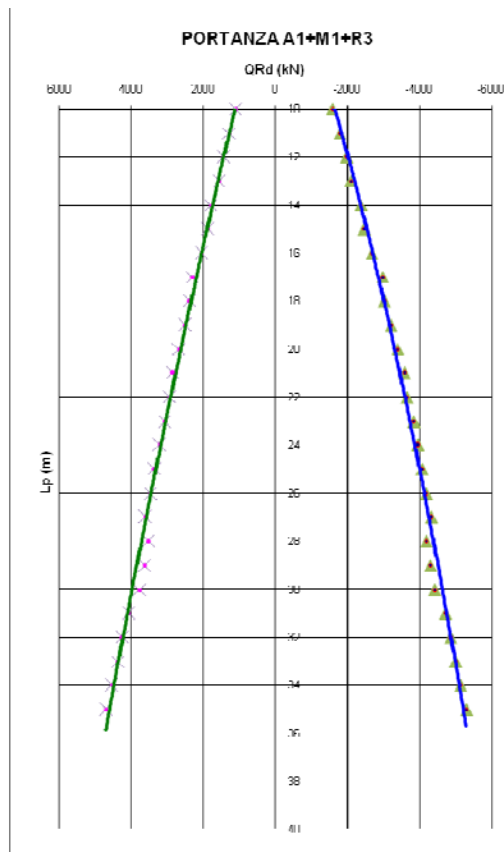


Figura 18: Curva di portanza statica (A1+M1+R3)

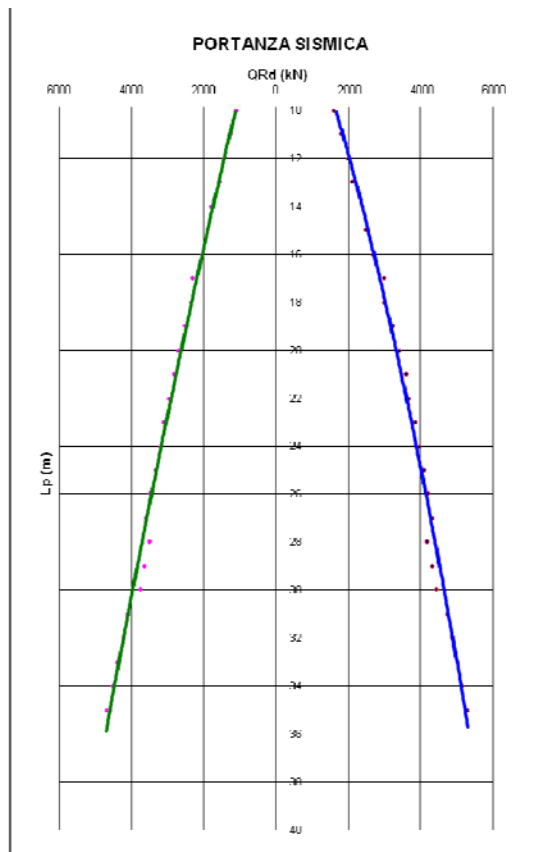


Figura 19: Curva di portanza Sismica

9.2.8 Capacità portante carico trasversale - Palo Ø800

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo della resistenza trasversale del palo:

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: **STRUTTURA MONO-PIANO: PALO Ø800**

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

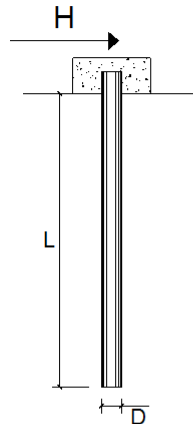
M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva (k_p = (1+sinφ')/(1-sinφ'))

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda γ = γ')



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

DATI DI INPUT:

L = 20.00 (m)

D = 0.80 (m)

M_y = 453.28 (kN m)

F_s = 1.82 (-)

φ' = 22.00 (°)

k_p = 2.20 (-)

γ = 19.00 (kN/m³)

Fattori di corr. ξ per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Coefficiente parziale γ _r	R3
Resistenza laterale:	1.30

Valore scelto di ξ = 1.40

Palo corto:

H1 = 20045.64 (kN) H1d = H1/F_s = 11014.09 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 6704.54 (kN) H2d = H2/F_s = 3683.82 (kN)

Palo lungo:

H3 = 452.67 (kN) H3d = H3/F_s = 248.72 (kN)

R_{tr,d} = min(H1d, H2d, H3d) = 248.72 (kN) palo lungo

Come si evince risulta $R_{tr,d} > V_p$ con fattore di sicurezza minimo pari a F_s = 2.48 per la combinazione statica SLU (avendo considerato una armatura longitudinale pari a 12Ø20).

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: **STRUTTURA MONO-PIANO: PALO Ø800**

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

e = braccio dell'azione H

My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = \frac{k_p \gamma D}{2(e + L)} \cdot L^3$$

Palo lungo:
$$H = \frac{M_y}{\left(e + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma D}} \right)}$$

DATI DI INPUT:

L = 20.00 (m)

D = 0.80 (m)

My = 453.28 (kN m)

e = 0.00 (m)

FS = 1.82 (-)

φ' = 22.00 (°)

kp = 2.20 (-)

γ = 19.00 (kN/m³)

Fattori di correlazione per resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Coefficiente parziale γ_T	R3
Resistenza laterale:	1.30

Valore scelto di $\xi = 1.40$

Palo corto:

H1 = 6681.88 (kN) H1/FS = 3671.36 (kN)

Palo lungo:

H2 = 285.12 (kN) H2/FS = 156.66 (kN)

Rtr,d = min(H1d, H2d, H3d) = 156.66 (kN) Palo Lungo

Come si evince risulta $R_{tr,d} > V_p$ con fattore di sicurezza minimo pari a FS = 1.57 per la combinazione statica SLU (avendo considerato una armatura longitudinale pari a 12Ø20).

9.2.9 Valutazione del cedimento - Palo Ø800

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo del cedimento del palo, avendo suddiviso il terreno attraversato in 2 strati, rispettivamente litotipo A1 (da 0÷3.80 m) e litotipo A2 e B (da 3.80÷20 m):

Calcolo del cedimento sul palo singolo (Randolph-Wroth)

Diametro del palo alla base:	$D_b =$	0.80 m	
Diametro del palo in testa:	$D_0 =$	0.80 m	
Lunghezza di progetto del palo:	$L =$	20.00 m	
Classe di resistenza del cls del palo		C25/30	
Modulo elastico del palo	$E_p =$	31447 MPa	
Carico massimo sul palo:	$N_p =$	-2400.00 kN	(Combinazione SLE)
Spessore strato 1	$s_1 =$	3.80 m	(Litotipo A1)
Spessore strato 2	$s_2 =$	16.20 m	(Litotipo A2 e B)
Modulo di Young del terreno in testa palo:	$E_0 =$	10.00 MPa	
Modulo di Young del terreno di base del palo:	$E_b =$	25.00 MPa	
Modulo di Young del terreno a profondità L:	$E_L =$	25.00 MPa	
Modulo di Young medio del terreno:	$E_m =$	22.15 MPa	
Coefficiente di Poisson del terreno alla base del palo:	$\nu =$	0.20	
Modulo trasversale testa palo:	$G_0 =$	4.17 MPa	
Modulo trasversale medio terreno:	$G_m =$	9.23 MPa	
Modulo trasversale del terreno di base del palo:	$G_b =$	10.42 MPa	
Modulo trasversale del terreno a profondità L:	$G_L =$	10.42 MPa	
	$\xi =$	1.00	
	$\rho =$	0.89	
	$\lambda =$	3018.93	
	$\zeta =$	4.48	
	$\mu L =$	0.61	
	$\eta =$	1.00	
Cedimento del singolo palo	$w =$	9.76 mm	

9.2.10 Valutazione di spostamenti e rotazioni - Palo Ø800

La valutazione delle rotazioni e degli spostamenti è stata condotta a partire dalla teoria di **Matlock & Reese (1960)**, come descritto ai capitoli precedenti, nella sola combinazione statica in esercizio (SLE) e di cui di seguito se ne riporta una tabella riassuntiva:

N° Concio	zm con. dal p.p. (m)	δh (mm)	θ (rad)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
0	0	4.840	-0.00177	-2400.00	67.00	167.00
1	0.5	3.215	-0.00147	-2403.88	19.11	207.76
2	1.5	1.913	-0.00114	-2402.65	-11.33	210.24
3	2.5	0.947	-0.00082	-2396.31	-27.84	188.97
4	3.5	0.270	-0.00054	-2384.87	-34.93	156.84
5	4.5	-0.159	-0.00032	-2242.73	-35.45	121.20
6	5.5	-0.370	-0.00017	-2096.75	-31.55	88.17
7	6.5	-0.486	-0.00005	-1947.62	-26.44	58.60
8	7.5	-0.498	0.00003	-1796.00	-20.41	34.50
9	8.5	-0.444	0.00006	-1642.56	-14.86	17.87
10	9.5	-0.371	0.00008	-1487.95	-9.99	6.22
11	10.5	-0.288	0.00008	-1332.81	-5.90	-1.51
12	11.5	-0.209	0.00008	-1177.74	-2.93	-6.88
13	12.5	-0.141	0.00006	-1023.35	-0.95	-8.64
14	13.5	-0.105	0.00005	-870.24	-0.08	-8.87
15	14.5	-0.097	0.00005	-718.98	-0.07	-8.19
16	15.5	-0.090	0.00005	-570.14	-0.07	-7.50
17	16.5	-0.082	0.00004	-424.26	-0.06	-6.82
18	17.5	-0.074	0.00004	-281.89	-0.05	-6.13
19	18.5	-0.066	0.00003	-143.56	-0.05	-5.44
20	19.5	-0.058	0.00003	-9.78	-0.04	-4.76

Legenda:

zm conc. = Profondità media del concio

δh = Spostamento orizzontale lungo il fusto del palo

θ = Rotazione lungo il fusto del palo

M = Momento flettente polare lungo il fusto del palo

V = Taglio polare lungo il fusto del palo

N = Sforzo Normale lungo il fusto del palo

9.2.11 Sollecitazioni lungo il fusto del palo - Palo Ø800

A partire dalla teoria di **Matlock & Reese (1960)**, come descritto ai capitoli precedenti, di seguito si riporta una tabella di involuppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) lungo il fusto del palo, necessaria al dimensionamento/verifica strutturale dello stesso, per cui dettagli si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	N° Comb.	$N_{Ed,pmax}$ (kN)	$M_{Ed,p}$ (kNm)
0	0.000	1	-3250.00	400.00
1	0.500	1	-3253.88	451.90
2	1.500	1	-3252.65	435.48
3	2.500	1	-3246.31	378.88
4	3.500	1	-3234.87	306.08
5	4.500	1	-3092.73	230.47
6	5.500	1	-2946.75	163.57
7	6.500	2	-1707.62	72.88
8	7.500	2	-1556.00	41.45
9	8.500	2	-1402.56	20.19
10	9.500	2	-1247.95	5.65
11	10.500	2	-1092.81	-3.72
12	11.500	2	-937.74	-10.33
13	12.500	2	-783.35	-12.18
14	13.500	2	-630.24	-12.23
15	14.500	2	-478.98	-11.29
16	15.500	2	-330.14	-10.34
17	16.500	2	-184.26	-9.40
18	17.500	2	-41.89	-8.45
19	18.500	2	0.00	-7.51
20	19.500	2	0.00	-6.56

Legenda:

$z_{m,con}$ = profondità media del concio

$N_{Ed,pmax}$ = Sforzo normale massimo ultimo agente sul palo

$M_{Ed,p}$ = Momento polare ultimo agente sul palo

Figura 20: Momento flettente lungo il fusto del palo

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	N° Comb.	$N_{Ed,pmax}$ (kN)	$V_{Ed,p}$ (kNm)
0	0.000	1	-3250.00	100.00
1	0.500	2	-2163.88	14.83
2	1.500	1	-3252.65	-40.29
3	2.500	1	-3246.31	-66.87
4	3.500	1	-3234.87	-76.03
5	4.500	1	-3092.73	-73.45
6	5.500	1	-2946.75	-63.44
7	6.500	1	-2797.62	-51.65
8	7.500	1	-2646.00	-38.84
9	8.500	1	-2492.56	-27.57
10	9.500	1	-2337.95	-17.91
11	10.500	1	-2182.81	-10.01
12	11.500	1	-2027.74	-4.40
13	12.500	2	-783.35	-0.80
14	13.500	1	-1720.24	0.75
15	14.500	1	-1568.98	0.69
16	15.500	1	-1420.14	0.63
17	16.500	1	-1274.26	0.57
18	17.500	1	-1131.89	0.51
19	18.500	1	-993.56	0.46
20	19.500	1	-859.78	0.40

Legenda:

z_m = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo sul palo

$V_{Ed,p}$ = Taglio polare sul palo

Figura 21: Taglio lungo il fusto del palo

10 CONCLUSIONI E INDICAZIONI

Dalle analisi su esposte, si ritiene adeguata la scelta fondazionale di plinti su singolo palo trivellato e di seguito si riassumono i risultati delle verifiche:

Tabella 18: Sintesi dei risultati

Caso	Descrizione	Diametro palo [mm]	Lunghezza palo [m]
1	Struttura Bi-Piano	1000	20
2	Struttura Mono-Piano	1000	15
		800	20

La lunghezza dei pali indicata è riferita alle condizioni geotecniche dedotte dalla sintesi dei risultati delle indagini geotecniche eseguite nell'area dello store ma si precisa che, come previsto dalle norme vigenti, il dimensionamento dei pali potrà anche essere condotto mediante l'approccio sperimentale, utilizzando i risultati di prove di carico di progetto da eseguire su pali pilota (secondo i dettami della norma stessa), che potrebbero ulteriormente ottimizzare il dimensionamento dei pali condotto nella presente relazione, tramite metodo analitico.

Per ultimo si ricorda quanto esposto nelle NTC relativamente all'accettazione dei pali di fondazione, ovvero la necessità di eseguire prove in corso d'opera sui pali della palificata.

"Sui pali di fondazione, ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali, devono essere eseguite prove di carico statiche per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di carico devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione. In ogni caso, per ciascun sistema di fondazione il numero complessivo di prove non deve essere inferiore a:

1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,

2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,

3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,

4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,

5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,

il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Fermo restando il numero complessivo delle prove di carico minimo sopra indicato, il numero di prove di carico statiche può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche sostitutive, da tarare con quelle statiche di progetto su pali pilota, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali, per verificarne lunghezza e integrità strutturale. In ogni caso, deve essere eseguita almeno una prova di carico statica".