



STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.

CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.

VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 MILANO TEL. 02.5393977 - FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI GEOARCHEOLOGICI - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER
DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO - COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 - SOA 3405AL/57/01

Milano, 21/02/2022

Prot. N. 7008/009/22

Spett.le

JACOBS ITALIA S.P.A.

Via A. Volta n° 16

20093 COLOGNO MONZESE (MI)

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite in un terreno in Comune di SETTIMO MILANESE (MI) - Località Castelletto - VIA BROCCHI.

RELAZIONE GEOTECNICA

Descrizione del progetto

Nel seguito sono analizzati i terreni e le fondazioni del complesso edilizio in progetto, ubicato nel Comune di SETTIMO MILANESE (MI) Località Castelletto - Via Brocchi. Sono trattati i seguenti argomenti:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- classificazione sismica,
- individuazione della tipologia di fondazione più idonea per l'edificio in oggetto,
- valutazione della resistenza della fondazione indicata e del relativo comportamento in esercizio,
- raccomandazioni progettuali ed esecutive.

Si fa presente che nell'area adiacente fu eseguita nel Giugno 2020 una indagine geotecnica-geologica oggetto della relazione Appendix 24 - Geological-Geotechnical Investigation della quale nell'Allegato si riporta la documentazione essenziale.



Riferimento altimetrico

Lo zero di riferimento delle profondità è stato calcolato dal punto quotato ST1 indicato di quota +100,00 sul rilievo topografico consegnato dalla Committente.

Documentazione consultata

- **a)** Relazione geologica prot. n° 7008/D - Febbraio 2022 a firma del dott. Geol. M. Bobbio e E. Abbiate.
- **b)** Indicazioni tecniche fornite da Jacobs Italia S.p.A.

Normative

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 17/01/18.
- Circolare esplicativa n° 7 del 21/01/19.
- Delibera Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129.

Riferimenti bibliografici

- 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).
- 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).

Limitazioni

Questa relazione è redatta in conformità alle normative sopra elencate e nel rispetto delle pratiche dell'ingegneria geotecnica più aggiornate.

È destinata ad essere utilizzata dalla Committente, e dai suoi rappresentanti per le esigenze progettuali.

Non deve essere utilizzata per altri fini in quanto potrebbe contenere informazioni non sufficienti e non confacenti.

Ha esclusiva funzione progettuale e non esecutiva. Le informazioni sulle problematiche esecutive eventualmente riportate hanno il solo scopo esemplificativo dei lavori da eseguire per rendere valide le disposizioni progettuali qui trattate.



Gli allegati e il testo del rapporto non devono essere utilizzati separatamente. Se utilizzati occorrerà citarne la fonte.

Quanto esposto nel seguito è basato sui dati ottenuti dall'indagine geotecnica eseguita nell'area in esame per lo studio corrente.

Sono stati inoltre utilizzati i dati d'archivio estratti dai documenti sopra elencati.

Si raccomanda di verificare le informazioni indicate nel seguito relative al progetto cui tale relazione si riferisce. Qualora fossero errate o incomplete o fossero da aggiornare, il presente documento dovrà essere oggetto di revisione.



Capitolo 1 **INDAGINE GEOTECNICA E GEOFI-SICA**

La dotazione dell'indagine eseguita nell'area in esame e utilizzata nel seguito è riportata nelle tabelle 1.1 e 1.2.

TABELLA 1.1 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN SITU

TIPO	N°
Sondaggio geotecnico	1
Prove penetrometriche SPT	20
Prove penetrometriche dinamiche continue	13
Piezometro	1
MASW	2

TABELLA 1.2 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN LABORATORIO

TIPO	N°
Limiti di Atterberg	4
Prova granulometrica	4
Prova di compattazione modificata	1
Prova CBR	1
Prova di taglio diretto	4

I risultati dei sondaggi hanno permesso di giungere alla conoscenza dettagliata della litologia dell'area in esame.

Le prove SPT eseguite in avanzamento con la perforazione e le prove penetrometriche continue sono state utilizzate per la determinazione correlativa delle caratteristiche meccaniche dei terreni.

L'indagine è stata completata con una prova geofisica consistita in un allineamento MASW (Multi Channel Analysis of Surface).

Questa prova ha permesso di giungere a conoscenza delle caratteristiche elastiche a bassa deformazione dei terreni fino alla profondità di 30 m, della velocità di diffusione delle onde di taglio e di ricavare la $v_{s,30}$ utile per la classificazione sismica dell'area.

Tali informazioni sono utilizzate per la determinazione del modello geotecnico.



Nelle tabelle 1.3, 1.4 e nella figura 1.1 si riassumono i risultati più significativi delle prove penetrometriche.

Nella tabella 1.5 sono riassunti i risultati delle prove di laboratorio.

Nel disegno n° 7008/2A del 1-12-2021 sono riportati i risultati delle prove penetrometriche e del sondaggio e la loro posizione planoaltimetrica.

Nella relazione n° 7008/A e n° 7008/B del Giugno 2020 sono riportati i risultati e la relativa interpretazione delle prove geofisiche.

**TABELLA 1.3 – SINTESI RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE
DINAMICHE CONTINUE**

PROVA	Q _{pc} [m]	Q ₁₀ [m]	Q ₂₀ [m]	Q _M [m]
PA	-0,7	-4,6	-16	-19,0
PB	-1,2	-13,6	-15,	-16,8
PC	-1,0	-11,2	-17,8	-19,3
PD	-1,8	-15,0	/	-19,5
PE	-1,4	-2,3; -13,1	-16,8	-19,7
PF	-1,2	-10,2	-16,5	-19,5
PG	-1,3	-11,5	-16,0	-19,6
PH	-1,5	-11,7	-18,0	-19,6
PI	-1,4	-12,8	-18,7	-19,7
PL	-1,6	-5,5;-12,5	-16,9-	-19,9
PM	-1,4	-16,1	-18,5	-19,4
PN	-1,7	-14,9	-18,5	-19,7
PO	-1,4	-15,5	-18,5	-19,4

Q_{pc} = quota piano campagna;

Q_{10,20} = quota al disotto della quale N_c>10;20 (N_c = resistenza penetrometrica continua);

Q_M = quota fine prova.



TABELLA 1.4 – RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE SPT

PROVA	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} [colpi/piede]
1	-4,3	9
2	-5,8	5
3	-7,3	10
4	-8,8	11
5	-10,3	6
6	-11,8	8
7	-13,3	17
8	-14,8	22
9	-16,3	15
10	-17,8	11
11	-19,3	11
12	-20,8	25
13	-22,3	R
14	-23,8	64
15	-25,3	56
16	-26,8	48
17	-28,3	52
18	-29,8	56
19	-31,3	54
20	-32,8	53

Q_{SPT} = quota di prova SPT;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT;

R = rifiuto strumentale.

TABELLA 1.5 – SINTESI PROVE DI CLASSIFICAZIONE

Camp.	Q _{camp.} [m]	A [%]	L [%]	S [%]	G [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]
S1/A	2,9	19,7	34,4	38,5	7,4	33,3	18,5	14,8
S1/F	10,4	4,3	7,7	37,2	50,8	25,8	17,4	8,4
S1/L	16,4	8,5	84,6	6,9	0,0	24,7	/	/
S1/P	22,4	3,0	6,2	46,9	43,9	27,5	22,6	4,9

A; L = contenuto di argilla; limo;

S; G = contenuto di sabbia; ghiaia;

LL; Lp;IP = limiti di consistenza.



**FIGURA 1.1 - ANDAMENTO CON LA PROFONDITÀ
DELLA RESISTENZA PENETROMETRICA SPT**

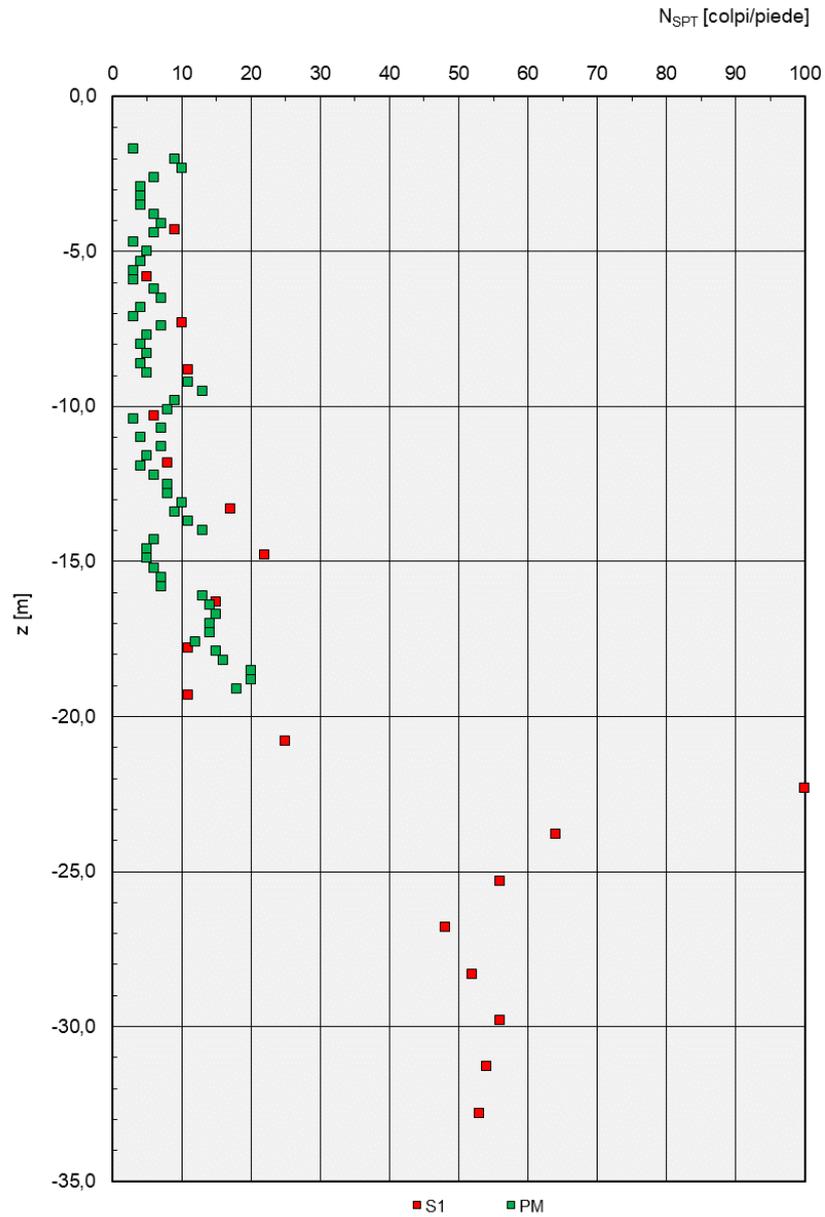
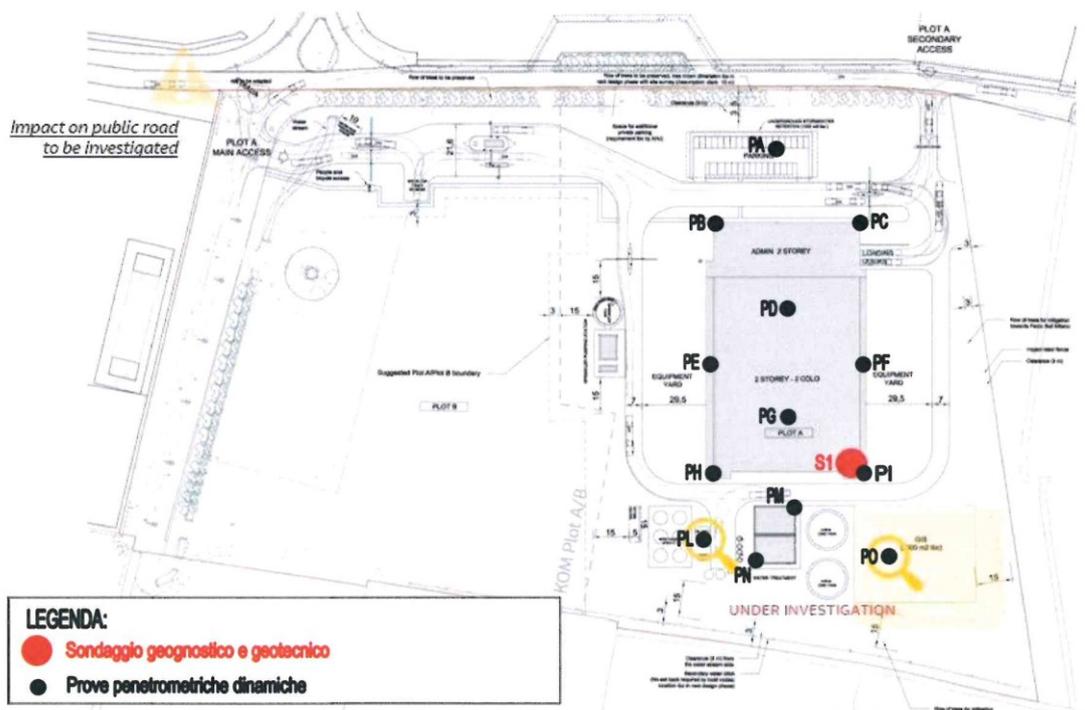




FIGURA 1.2 - PLANIMETRIA DELL'AREA E UBICAZIONE





Capitolo 2 **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

2.1 – Considerazioni generali sulle condizioni del sito

Il piano campagna dell'area si presenta pianeggiante ed è ubicato ai margini dell'area urbana della città di Settimo Milanese. I terreni sono in prevalenza costituiti da sabbia e ghiaia distribuite caoticamente con la profondità come è peculiare dei terreni di formazione fluvio-glaciale della zona.

2.2 – Litologia

L'insieme dei risultati del sondaggio e delle resistenze penetrometriche conferma, fino alla massima profondità d'indagine, la presenza di alternanze di livelli a prevalente frazione sabbiosa in matrice limosa ghiaiosa con livelli in cui prevale la sabbia limosa. In profondità, dalla -18,4 m in corrispondenza del sondaggio, è presente una compagine costituita da sabbia, da fine nella parte alta passante a grossolana nella parte bassa, molto addensata.

Da quanto sopra, i terreni in esame sono suddivisibili negli strati a differente resistenza penetrometrica e differente litologia denominati nel seguito con le lettere A, B, C, D.

2.3 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Le informazioni acquisite dalla campagna d'indagine in situ sono utilizzate per la caratterizzazione geotecnica dei terreni. Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto ricorso a relazioni empiriche che legano la resistenza penetrometrica N_{SPT} con le principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati. La resistenza N_c è stata correlata alla N_{SPT} tramite il coefficiente moltiplicativo di correlazione $\alpha = 1,4$.

Nella figura 2.1 si riportano gli andamenti con la profondità dei principali parametri geotecnici.

Le correlazioni adottate sono riportate in grassetto in calce alla figura.

Questi, opportunamente mediati, sono esposti nel modello geotecnico di tabella 2.1, modello al quale nel seguito viene fatto riferimento.



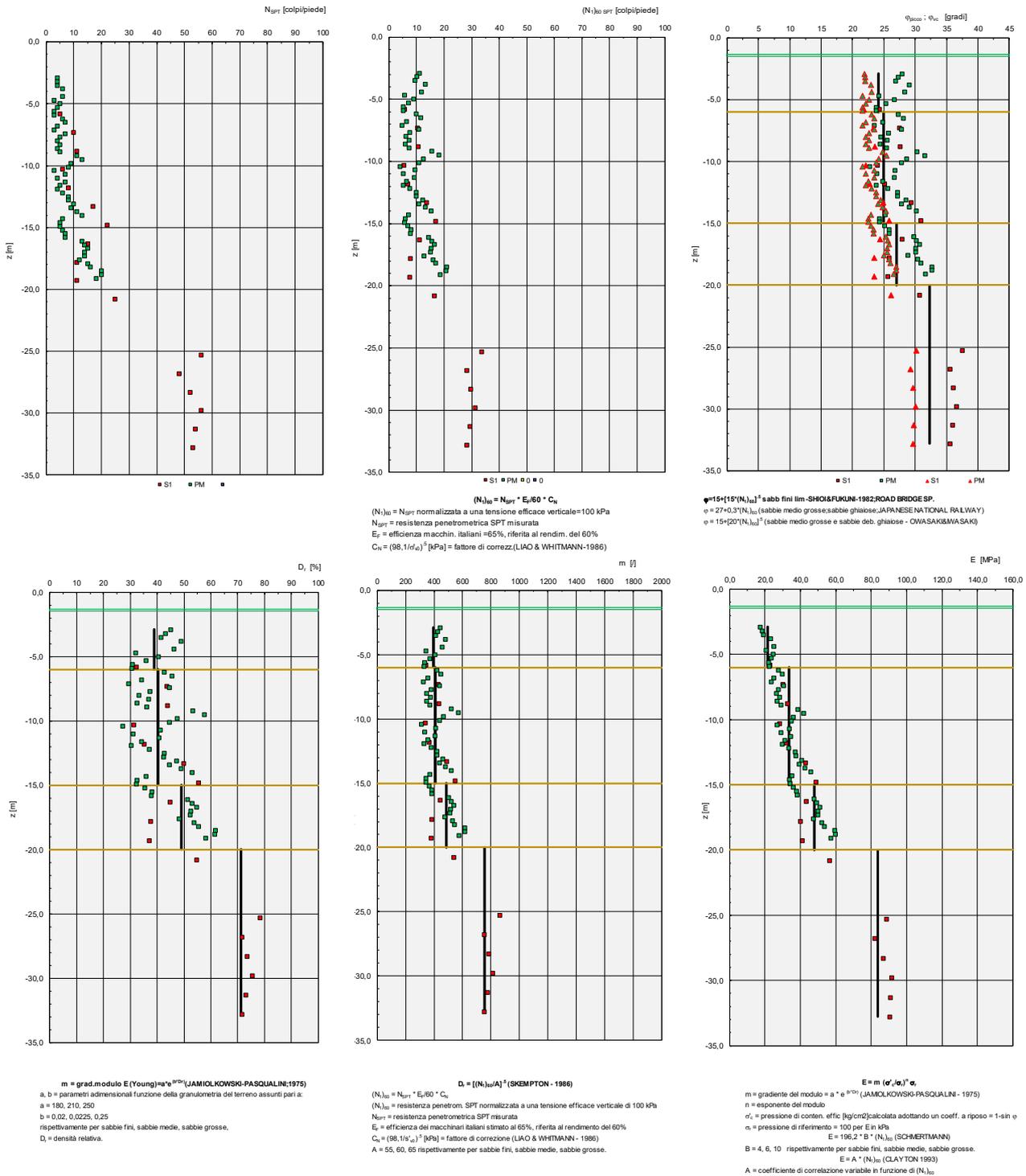
TABELLA 2.1 – MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

LITOTIPO	Q_L [m]	$(N_1)_{60-SPT}$ [/]	γ [kN/m ³]	φ'_{calc} [gradi]	D_r [%]	m [/]	n [/]	ν [/]
A	-6,0	10	19	24	38	300	0,5	0,35
B	-15,0	9	19	26	40	400	0,5	0,35
C	-20,0	12	19	27	50	500	0,5	0,35
D	/	30	19	33	75	1000	0,5	0,35

- Q_L = quota del letto dello strato,
 $(N_1)_{60-SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata,
 γ = peso di volume fuori falda,
 φ'_{calc} = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra φ' e φ'_{cv} ,
 D_r = densità relativa,
 m = gradiente del modulo di YOUNG E_{vc} nella formulazione $E_{vc} = m (\sigma_c/\sigma_r)^n \sigma_r$ (JANBU); σ_c ; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E_{σ_c} in kPa,
 E_{vc} = modulo di YOUNG (curva vergine); il modulo di YOUNG E_{UL-RL} di scarico e ricarico è pari a $\alpha^* E_{vc}$; α per i terreni in esame α assume il valore pari a 2,
 ν = rapporto di POISSON.



FIGURA 2.1 - PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI





2.4 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata rinvenuta l'acqua di falda alla quota Q_w pari a:

$$Q_w = -4,9 \text{ m.}$$

Nel seguito, anche in considerazione di condizioni idrologiche particolarmente sfavorevoli, nel seguito si ritiene prudentiale prefissare la Q_{wp} di progetto pari a:

$$Q_{wp} = -3,5 \text{ m.}$$

2.5 - Sismicità dell'area

Si rimanda al doc. rif. a) per i dettagli sull'argomento.

Nel seguito se ne riporta la sintesi per quanto d'interesse specifico.

- **a)** Il sito in esame appartiene alla ZONA 4.
- **b)** Dalle prove MASW risulta che i terreni di fondazione in esame ricadono nella categoria di sottosuolo C.
- **c)** L'area d'insediamento dell'edificio è pianeggiante. Ne consegue un valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a:
$$S_T = 1,0.$$
- **d)** Le verifiche strutturali nei diversi stati limiti vanno condotte adottando le azioni sismiche che sono funzione della "pericolosità sismica" dell'area. La "pericolosità sismica" è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con piano campagna orizzontale. I valori dei parametri sismici a_g , T'_c , F_0 che permettono di definire lo spettro di riferimento sono definiti dai progettisti delle strutture e varieranno in relazione alla strategia prescelta.

2.6 – Verifica a liquefazione

Come esposto nel doc. rif. a), il sito in esame non è suscettibile al rischio di liquefazione.



Capitolo 3 **CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO**

Il progetto prevede la realizzazione di un campus Data Center comprendente un edificio principale denominato Ballard, area dei macchinari a servizio del Ballard denominata Equipment Yard, e locali tecnici ausiliari distribuiti all'interno del sito.

La tipologia strutturale è a telaio in acciaio con tamponamenti di tipo pannelli sandwich.

Nella figura 3.1 si riporta la planimetria del progetto, nella figura 3.2 una sezione trasversale

FIGURA 3.1 – PLANIMETRIA DEL PROGETTO

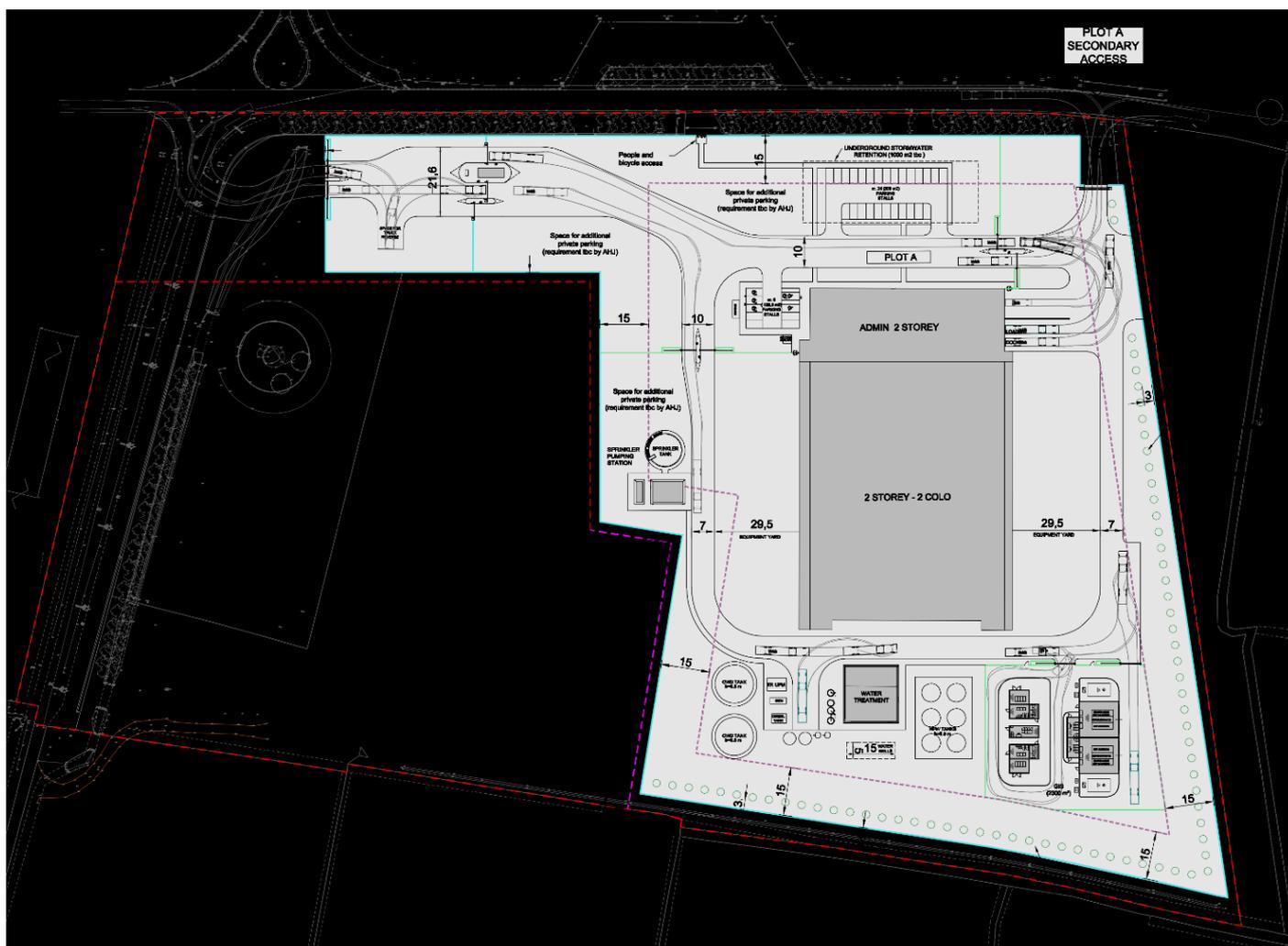
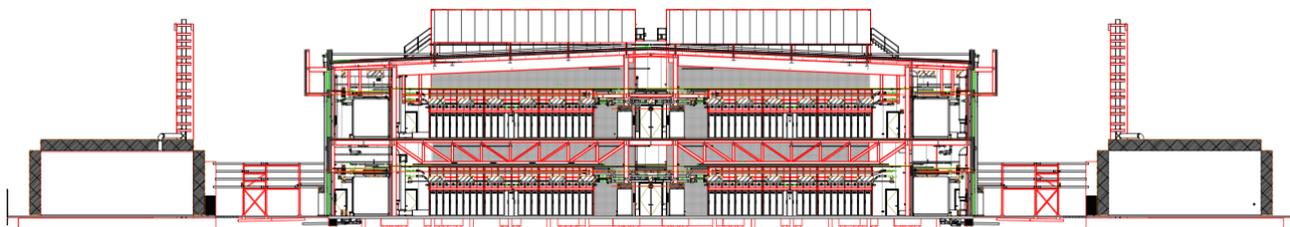




FIGURA 3.2 – SEZIONE TRASVERSALE INSEDIAMENTO IN ESAME



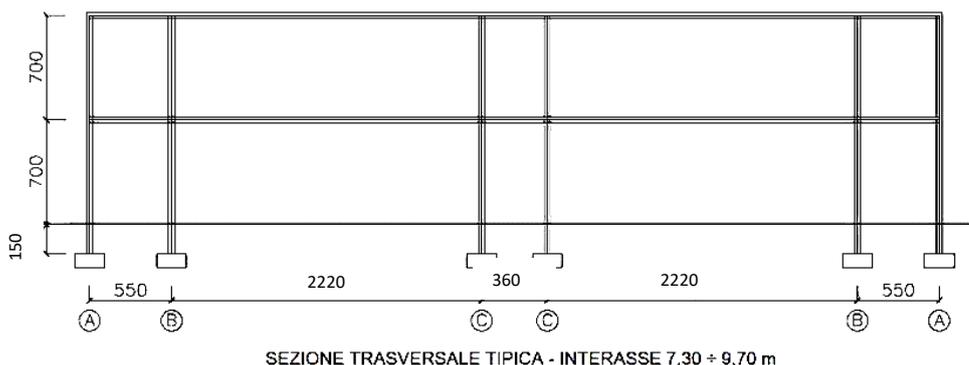
3.2 – Carichi in fondazione

Nell'ipotesi che i carichi applicati sulla pavimentazione del piano terra si scarichino direttamente sul terreno e non vadano sulle fondazioni, i carichi in fondazione sono riportati nella scheda 3.1 (rif. figura 3.3).

SCHEDA 3.1 – CARICHI IN FONDAZIONE

CARICHI IN FONDAZIONE				
<u>Colo building</u>				
Colonne tipo "A"	$N_{SLU} =$	751 kN	$N_{SLE} =$	551 kN
Colonne tipo "B"	$N_{SLU} =$	5.850 kN	$N_{SLE} =$	4.088 kN
Colonne tipo "C"	$N_{SLU} =$	5.610 kN	$N_{SLE} =$	3.916 kN
<u>Administration building</u>				
Colonne tipo "A"	$N_{SLU} =$	581 kN	$N_{SLE} =$	434 kN
Colonne tipo "B"	$N_{SLU} =$	2.302 kN	$N_{SLE} =$	1.707 kN
Colonne tipo "C"	$N_{SLU} =$	2.144 kN	$N_{SLE} =$	1.590 kN

FIGURA 3.3 – SCHEMA STRUTTURALE





Le fondazioni sono impostate alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -1,5 \text{ m.}$$

Sulla pavimentazione è previsto un sovraccarico di 20 kPa.



Capitolo 4 **FONDAZIONI**

4.1 - Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Il modello geotecnico riportato nel capitolo 2 commisurato con le caratteristiche strutturali e di carico deducibili dalle indicazioni di progetto riportate nel capitolo 3, escludono l'adozione di fondazioni dirette e evidenziano quindi la necessità di adottare fondazioni su pali.

I pali saranno del tipo trivellato eseguiti con tecnica CFA.

Di questi nel seguito è calcolata la resistenza GEO assiale e trasversale e valutato il comportamento in esercizio

4.2 - Analisi pali di fondazione sottoposti a forze verticali di compressione

4.2.1 - Caratteristiche dimensionali e di carico

La resistenza di progetto R_D del palo dovrà rispettare la condizione:

$$R_D \geq E_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione che sarà definito dal Progettista in relazione ai materiali che si definirà di adottare (classe del calcestruzzo, quantitativo d'armatura, diametro).

Nel seguito, nella valutazione della resistenza in termini GEO si prevede un "range" entro il quale si ritiene siano compresi i valori R_D richiesti.

4.2.2 - Ipotesi e modalità di calcolo

- I calcoli sono condotti secondo quanto prescritto nella normativa di riferimento.
- La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ dei pali viene considerata come sommatoria della resistenza laterale R_{c,cal_l} e resistenza di base R_{c,cal_b} .
Per la valutazione della R_{c,cal_b} il terreno è ipotizzato incompressibile e in condizioni di rottura generale; è calcolata con il metodo di BEREZANTZEV (1961). Per la valutazione della R_{c,cal_l} si è utilizzato il metodo MAYER (1949) e BERNAL-REESE (1983).
- I parametri geotecnici adottati nei calcoli sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 2 che rappresenta la condizione geotecnica



che, in relazione alla variabilità delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area, fornisce il valore minimo della $R_{c,calc}$ dal quale, utilizzando i fattori di correlazione ξ_3 e il coefficiente parziale γ_R , si ottiene la resistenza di progetto R_D .

- Per il calcolo dei cedimenti del palo isolato si è adottato il metodo delle curve di trasferimento.
- I calcoli sono condotti considerando valori di resistenza compresi entro un range in cui sono comprese le azioni dal progetto (cfr. tabella 3.1).
- Viene adottata la quota della testa dei pali pari a -1,5 m. Considerate le caratteristiche del terreno superficiale, la resistenza dei pali con la testa imposta a quote inferiori potrà essere considerata eguale a quella risultante dai calcoli sopra esposti.

4.2.3 - Risultati dei calcoli

I parametri, le modalità ed i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento dei pali sono riportati nell'APPENDICE A e riassunti nella tabella 4.1 e negli abachi riportati nelle figure 4.1 e 4.2.

**TABELLA 4.1 - RIASSUNTO DEI CALCOLI DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE
A COMPRESIONE DEI PALI TIPO CFA**

D [mm]	Q _b [m]	R _{c,calc_l} [kN]	R _{c,calc_b} [kN]	R _{D,A2c} [kN]	R _{D,A2t} [kN]	N _{calc} [kN]	w [cm]	K _v [MN/m]
420	-23,0	1819,0	653,7	1423,3	1079,8	824,2	0,28	299,3
	-24,0	1986,2	677,8	1537,6	1177,1	888,0	0,30	297,8
	-25,0	2153,4	701,9	1651,8	1274,5	951,8	0,32	294
510	-23,0	2208,8	965,9	1805,8	1321,7	1058,2	0,28	380,5
	-24,0	2411,8	1001,4	1947,2	1440,4	1137,7	0,30	382,5
	-25,0	2614,9	1036,9	2088,6	1559,0	1217,2	0,32	380,3

D = diametro nominale palo,

Q_b = quota base palo,

R_{c,calc_l} = portata limite laterale,

R_{c,calc_b} = portata limite di base,

R_{D,A2c} = resistenza di progetto a compressione secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3),

R_{D,A2t} = resistenza di progetto a trazione secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3),

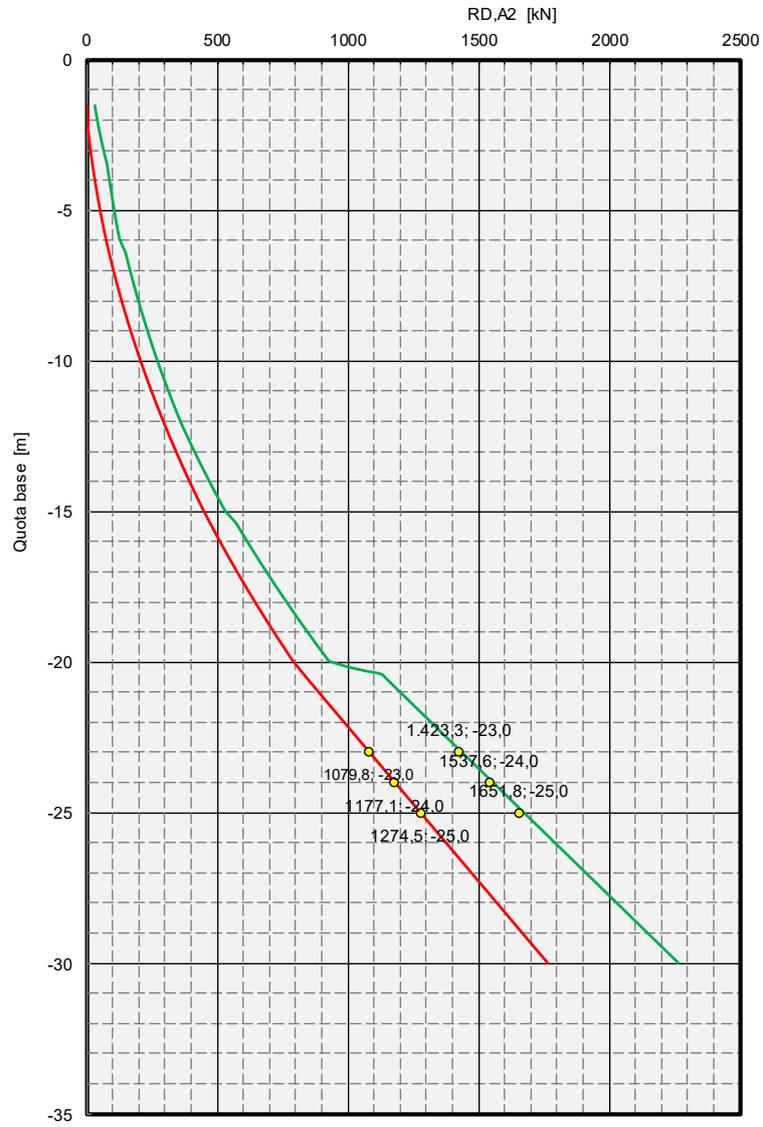
N_{calc} = forza agente adottata per il calcolo dei cedimenti,

w = cedimento sotto il carico N_{calc},

k_v = fattore di proporzionalità tra carico applicato e cedimento (rigidezza complesso palo-terreno).

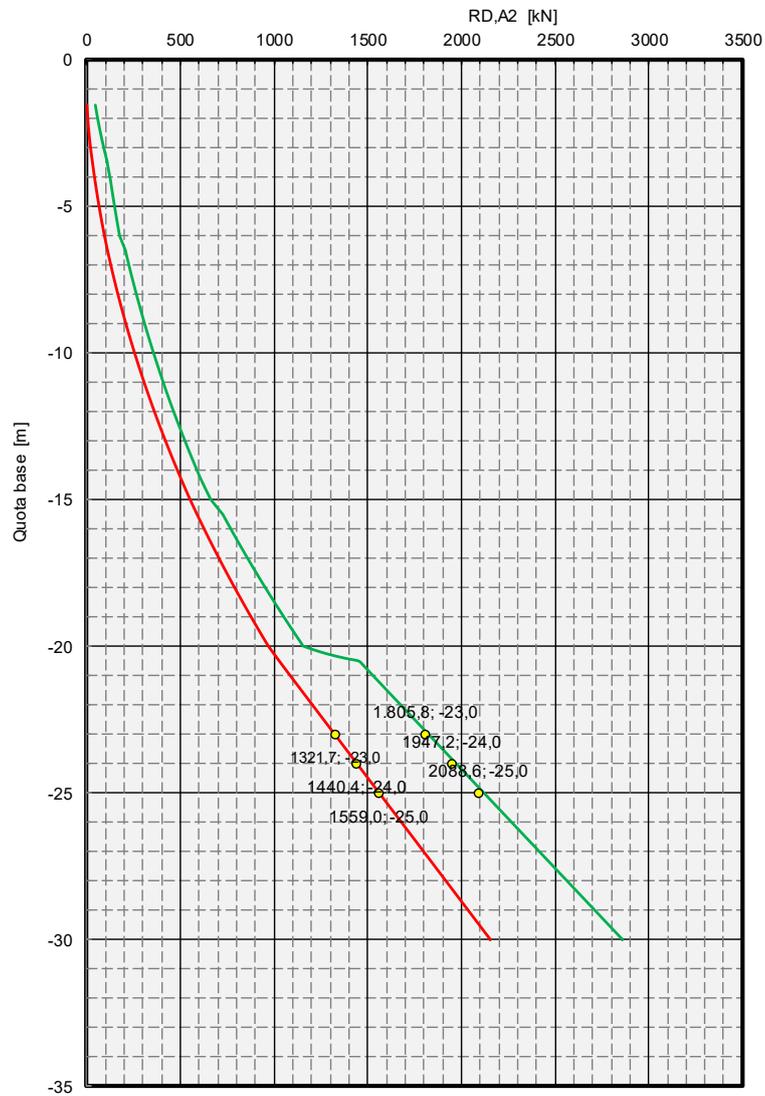


**FIGURA 4.1 - ABACO RESISTENZA COMPRESIONE R_{DA2} - QUOTA DI BASE Q_B
PALI CFA D = 420 mm**





**FIGURA 4.2 – ABACO RESISTENZA COMPRESSIONE R_{DA2} – QUOTA DI BASE Q_B
PALI CFA D = 510 mm**





4.3 - Analisi pali sottoposti a forze orizzontali

4.3.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

L'analisi è condotta adottando il metodo di calcolo FDM con il comportamento del terreno non lineare.

- Il calcolo della resistenza e la ricerca delle azioni interne è eseguito con il terreno in termini di sforzi efficaci.
- Il palo è stato considerato con la testa impedita di ruotare (incastrato nella fondazione).
- I calcoli sono condotti considerando valori di forze orizzontali compresi entro un range in cui sono comprese le azioni dal progetto. Per valori differenti ($\pm 20\%$) i risultati possono essere variati proporzionalmente.
- In analogia ai pali caricati con forze assiali, anche l'analisi in parola viene limitata ai pali con la testa impostata alla -1,5 m.

4.3.2 - Risultati dei calcoli

Nell'Appendice A sono riportati i parametri, le modalità e i risultati dell'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali. I risultati sono riassunti nelle figure 4.3 e 4.4 e nelle tabelle 4.2 e 4.3.

FIGURA 4.3 – PALO D = 420 mm - TESTA IMPEDITA DI RUOTARE

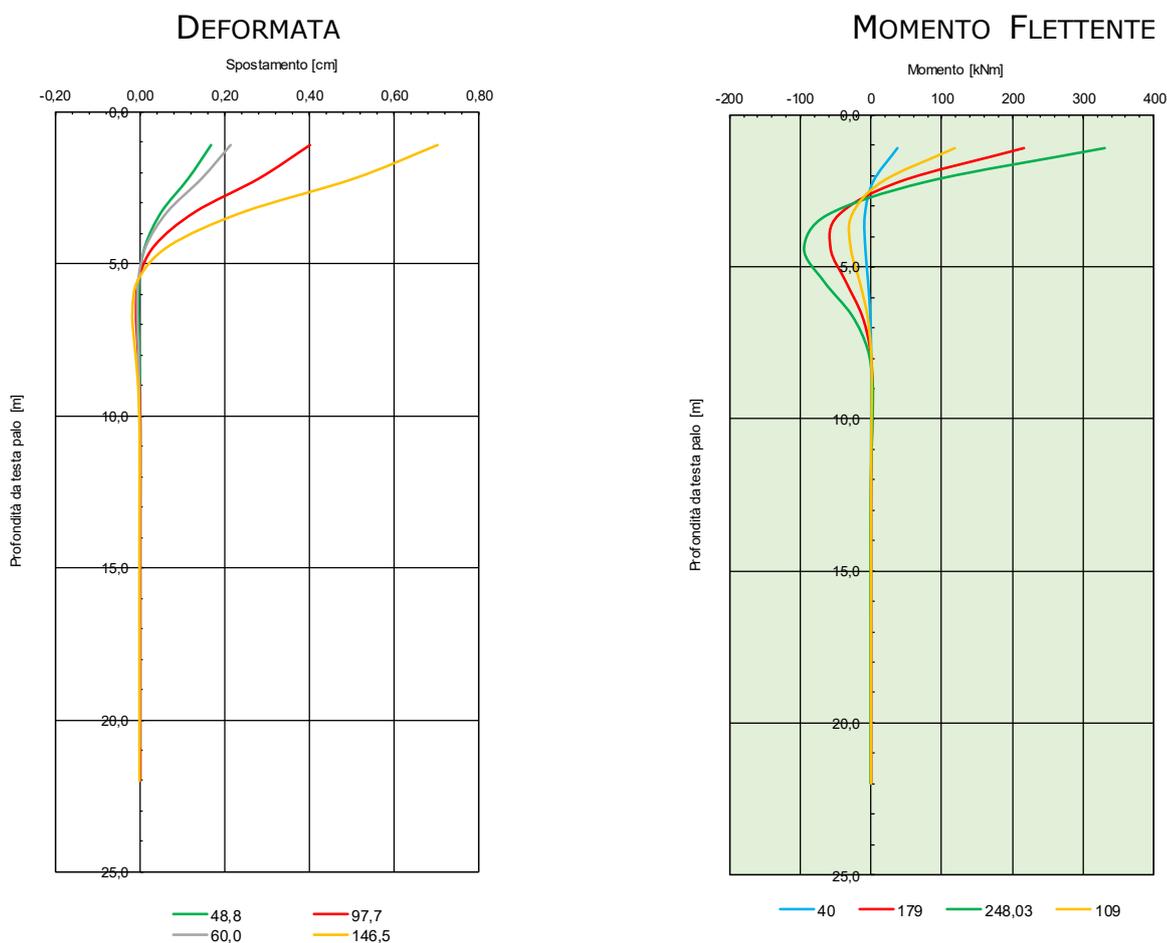




FIGURA 4.4 – PALO D = 510 mm - TESTA IMPEDITA DI RUOTARE

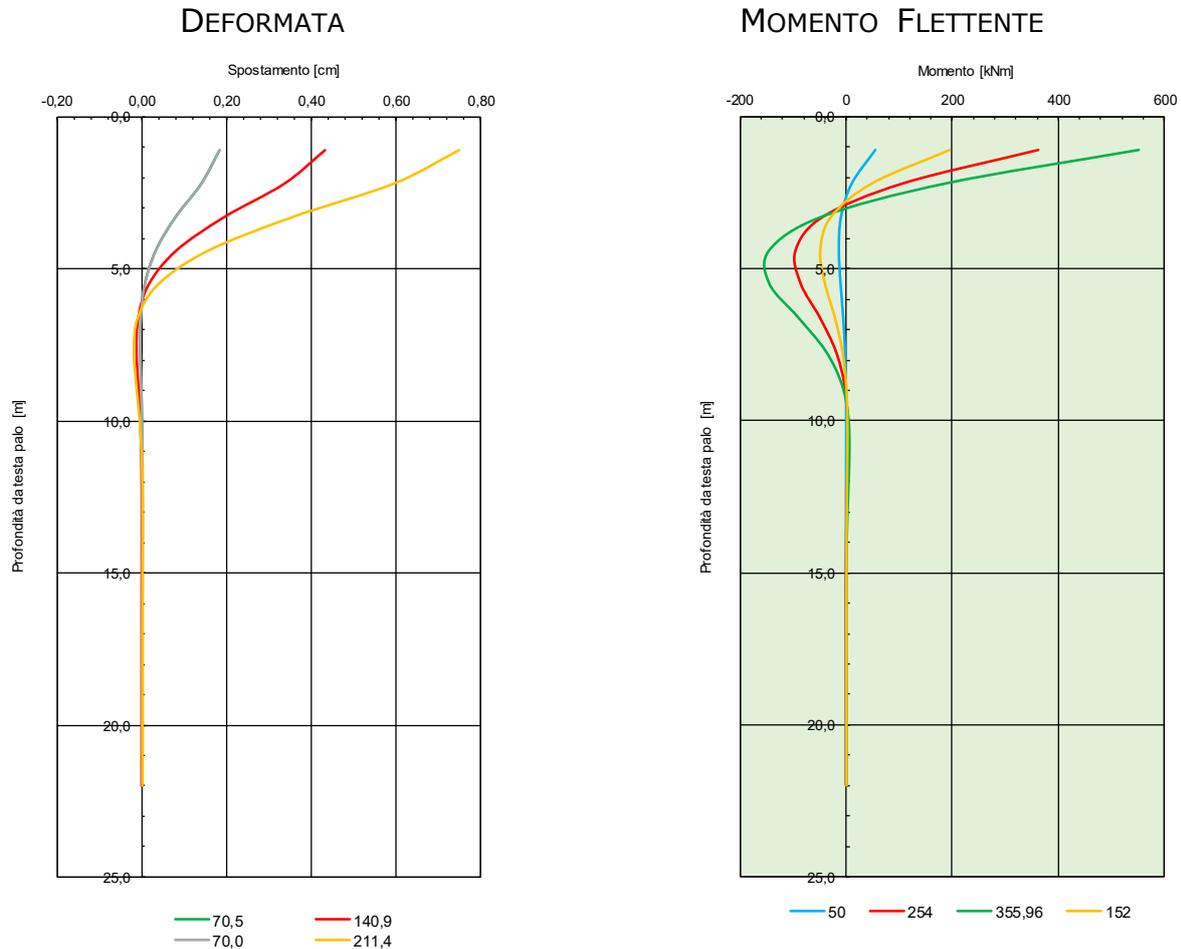


TABELLA 4.2 – SINTESI ANALISI PALO SOTTOPOSTO A FORZE ORIZZONTALI
 Palo D = 420 mm

HSLE [kN]	y_h [cm]	K_H [MN/m]	HSLU [kN]	M [kNm]	M_k [m]
48,8	0,17	29,1	40,0	37,3	0,93
97,7	0,40	24,4	109,3	118,7	1,09
146,5	0,70	20,8	178,7	216,6	1,21
195,3	1,09	18,0	248,0	329,9	1,33
244,1	1,57	15,6	634,8	1237,3	1,95

y_h ; M_i = spostamento; momento d'incastro agli SLE;

K_h = rigidezza orizzontale.

M_k = momento adimensionale = M/H .

$y_{es,max}$ =	0,22 [cm]	max spostam. per HSLE =	60,0 [kN]
$M_{max,SLU}$ =	37,3 [kNm]	momento mper HSLU =	40,0 [kN]
$P_{max,SLU}$ =	37,9 [%]	max mobiliz. pressione palo-terreno.	
Resistenza di progetto $R_{D,A2}$ (A1+M1+R3) =	232,6 [kN]		



TABELLA 4.3 – SINTESI ANALISI PALO SOTTOPOSTO A FORZE ORIZZONTALI
Palo D = 510 mm

HSLE [kN]	y_h [cm]	K_H [MN/m]	HSLU [kN]	M [kNm]	M_k [m]
70,5	0,18	38,1	50,0	56,2	1,12
140,9	0,43	32,6	152,0	195,5	1,29
211,4	0,75	28,2	254,0	361,7	1,42
281,8	1,15	24,6	356,0	553,0	1,55
352,3	1,63	21,6	915,9	2040,6	2,23

y_h ; M_i = spostamento; momento d'incastro agli SLE;

K_h = rigidezza orizzontale.

M_k = momento adimensionale = M/H .

$y_{es,max} =$	0,18	[cm]	max spostam. per HSLE =	70,0	[kN]
$M_{max,SLU} =$	56,2	[kNm]	momento mper HSLU =	50,0	[kN]
$P_{max,SLU} =$	32,1	[%]	max mobilitaz. pressione palo-terreno.		
Resistenza di progetto $R_{D,A2} (A1+M1+R3) =$	338,1	[kN]			

4.4 – Calcolo dei cedimenti della pavimentazione

Nel seguito si riporta il calcolo dei cedimenti della pavimentazione, affrontato nel rispetto di quanto segue.

4.4.1 – Ipotesi e modalità di calcolo

- Anche in considerazione delle pressioni non elevate trasmesse dalla fondazione al terreno, il calcolo dei cedimenti viene eseguito considerando il terreno a comportamento elastico lineare.
- La platea simulante la pavimentazione viene considerata di dimensioni 70*100 m sollecitata con la pressione di 20 kPa.
- Nell'analisi è considerato il modello geotecnico riportato nel capitolo 2.
- Per il calcolo della diffusione del carico indotto dalla fondazione al terreno, questo viene considerato come semispazio elastico, isotropo e omogeneo (alla Boussinesq).
- Il calcolo considera le fondazioni con associate due differenti rigidezze limiti: infinitamente flessibile, fornendo in questo caso differenti valori di cedimento a seconda della posizione planimetrica considerata, e perfettamente rigide con associato un unico valore di cedimento.



4.3.2 – Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE A sono riportate le ipotesi, le modalità, i parametri e i risultati dei calcoli di cedimento.

I risultati sono riassunti nella scheda 4.1.

SCHEDA 4.1 – RIASSUNTO DEI CALCOLI DI CEDIMENTO PLATEA DI FONDAZIONE

CARATTERISTICHE AREA DI CARICO			DEFORMABILITA'				
Dimensioni	Lato minore [m]: B =	70,00	B [m]	L [m]	w [cm]	kv,m [kN/m ³]	
	Lato maggiore [m]: L =	100,00					
	Concio suddivisione. [m]; Dy =	15,00	70,00	100,00	0,49	4080,40	Area totale
	Concio suddivisione [m]; Dx =	14,29	15,00	71,43	0,33	6102,29	Fascia perim.lungo X
Pressione area di carico	Uniforme rettangolare [kPa]:	20,00	14,29	25,00	0,27	7302,43	Fascia perim.lungo Y
CEDIMENTI			15,00	14,29	0,07	29118,54	Area Spigolo
cedimenti area infinit. fless	Cedimento spigolo [cm]: ws =	0,07	25,00	71,43	0,57	3533,13	Area interna
	Cedimento mezzeria B [cm]: wB	0,22					
	Cedimento mezzeria L [cm]: wL	0,22					
cedimenti area infinit. rigid	Cedimento centro [cm]: wC =	0,87					
	Cedimento medio [cm]: wR =	0,49					



Capitolo 5 **INDICAZIONI PROGETTUALI E ESECUTIVE**

5.1 – Indicazioni progettuali

- La disposizione dei pali al disotto delle fondazioni sarà tale da considerare un interasse minimo tra pali contigui pari a 3 diametri. Qualora si adottasse la soluzione di plinti su due pali si dovrà prevedere una trave interplinto con la funzione di assorbire i momenti longitudinali.
- Nel calcolo delle forze agenti sui singoli pali al disotto della fondazione si dovrà a parere degli scriventi assumere uno scostamento del palo rispetto alla posizione di progetto.

Tale "eccentricità", dovuta a errori di posizionamento dell'attrezzatura e in subordine a errori di tracciamento, per i pali in esame potrà essere assunta pari a:

$$e_p = 4 \div 5 \text{ cm.}$$

- La resistenza R_D calcolata nel paragrafo precedente è da intendere relativa a un palo isolato. La resistenza R_{DG} del gruppo di pali in generale è differente rispetto al prodotto della resistenza R_D del singolo palo per il numero n_p dei pali del gruppo ed è pari a:

$$R_{DG} = E_G * n_p * R_d$$

E_G = efficienza della palificata.

Con la tipologia di palo proposta (eseguita per parziale asportazione di terreno), nei terreni prevalentemente incoerenti quali quelli in esame l'efficienza è in generale maggiore di 1 in quanto l'azione di costipamento prodotta nel corso dell'esecuzione del palo produce un aumento della densità dei terreni. Le incertezze insite nel calcolo di E_G consigliano di adottare cautamente:

$$E_G = 1,0.$$

- Come prescritto dalla normativa occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti dei pali siano compatibili con i requisiti prestazionali delle strutture in elevazione (verifiche SLE). A tale scopo, nell'analisi interattiva struttura-terreno potranno essere utilizzati i valori delle rigidità K dei



pali indicate nella tabella 4.1.

Nell'ipotesi di pavimentazione infinitamente flessibile, in quanto si può ritenere trascurabile la rigidità flessionale della pavimentazione, risulta un cedimento massimo, sviluppantesi al centro dell'area di carico pari a:

$$w_M = 0,9 \text{ cm}$$

ed una distorsione angolare α tra il perimetro ed il centro dell'area pari a:

$$\alpha = (0,87-0,22)/3500 = 0,2\text{‰}$$

L'ammissibilità di tale deformazione sarà oggetto di analisi da parte degli utilizzatori dello stabile. Al riguardo si fa presente che il cedimento si sviluppa al momento dell'applicazione del carico.

Al fine di minimizzare il valore di α non si esclude l'opportunità di dare una lieve monta alla pavimentazione.

5.2 – Indicazioni esecutive

5.2.1 -Pali di fondazione

- a) Fase di produzione

Nel corso della fase di produzione dei pali, allo scopo di controllare il buon andamento dei lavori e la corretta esecuzione, si consiglia il rilievo in corso d'opera dei parametri dell'avanzamento dell'elica (pressione olio, velocità d'avanzamento, ecc.) e dei quantitativi di calcestruzzo utilizzati per il singolo palo. Ciò potrà essere condotto compilando un idoneo rapporto di cantiere.

Occorrerà misurare per il singolo palo l'assorbimento di calcestruzzo V_a e rapportarlo con il volume teorico V_t . Sarà ammesso un rapporto $\alpha_{cls} = V_a/V_t$ compreso tra 1 e 1.5.

Valori di α_{cls} differenti da quello segnalato sono indicatori di anomalie esecutive. Occorrerà in tal caso interrompere le lavorazioni e prendere i necessari provvedimenti correttivi.

- b) - Controlli e verifiche

Come previsto dalla normativa, si rileva che il dimensionamento dei pali potrà anche essere condotto mediante l'approccio sperimentale, utilizzando i risultati di una o più prove di carico di progetto da eseguire su pali pilota.

Queste prove permetteranno di ottimizzare il dimensionamento dei pali condot-



to nel presente rapporto con l'utilizzo dei fattori di correlazione ξ_1 e ξ_2 che si ricorda, assumono valori significativamente inferiori a quelli dei fattori ξ adottati sopra con il metodo analitico.

Per ultimo si ricorda quanto esposto nella Normativa vigente relativamente all'accettazione dei pali di fondazione, ovvero la necessità di eseguire prove di collaudo sui pali della palificata.

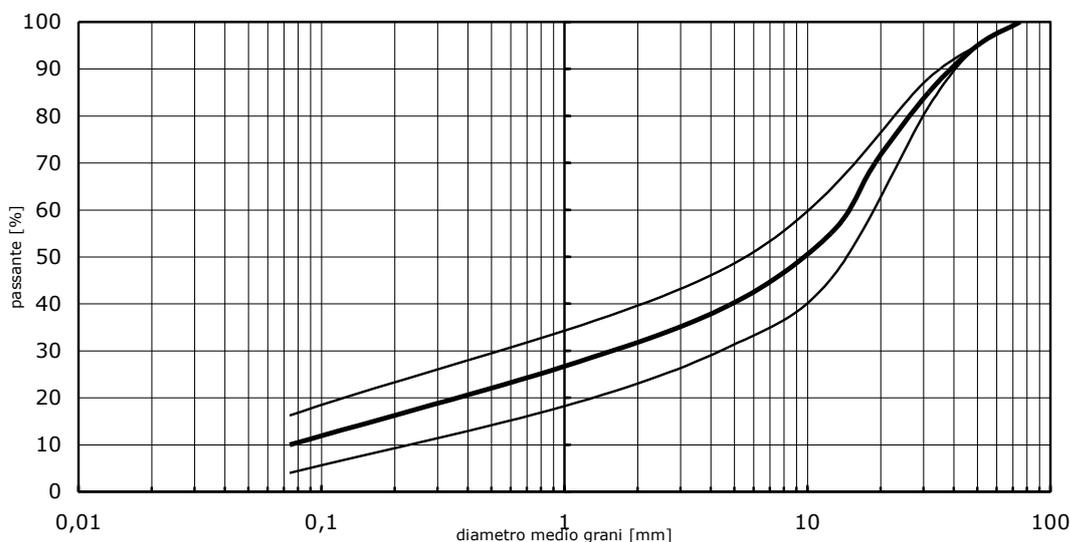
5.2.2 - Pavimentazione

Considerata la notevole eterogeneità della parte superiore dello strato A, sarà necessario asportare il terreno in situ per uno spessore commisurato alla condizione geotecnica. In ogni caso, tale spessore non sarà inferiore a 50 cm.

Il terreno asportato sarà sostituito da materiale inerte avente la granulometria di figura 5.1, steso in strati di spessore non superiore a 0,3 m, comunque commisurato alle caratteristiche del rullo vibrante.

L'inerte verrà compattato in modo tale da raggiungere il 95% del Proctor Optimal Modificato (Standard ASTM - D1557 - 78; CNR 8) o un modulo di deformazione da prove su piastra (Standard SNV 70317) maggiore di 60 MPa nel range 50 ÷ 150 kPa.

FIGURA 5.1 - FUSO GRANULOMETRICO INERTE PER BONIFICA





STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l. - VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 MILANO
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO - COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 - SOA 3405AL/57/01

APPENDICE A



ANALISI PALO SOTTOPOSTO A FORZE VERTICALI

MODALITA' DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

PALO TRIVELLATO TIPO CFA

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ del palo viene considerata come sommatoria delle resistenze laterale $R_{c,cal,l}$ e di base $R_{c,cal,b}$.

Per la valutazione della $R_{c,cal,b}$ il terreno viene considerato incompressibile e in condizione di rottura generale adottando il procedimento di BEREZANTZEV (1961).

Per la valutazione della $R_{c,cal,l}$ viene adottato il metodo di MAYER (1949) e BERNAL-REESE (1983) per i quali l'adesione laterale palo-terreno è funzione della pressione del calcestruzzo fluido per una profondità massima di 10 m.

Le formule generali adottate nei calcoli sono le seguenti:

$$R_{c,cal} = R_{c,cal,l} + R_{c,cal,b} \quad [1]$$

$$R_{c,cal,l} = \pi D * (\sum_i \Delta H_i * (\tau_{i1} + \tau_{i2})) \quad [2]$$

$$R_{c,cal,b} = \alpha_b * \Omega_b * (c * N_c + \alpha * \sigma_{vb} * N_q + 0.3 * \gamma_b * D * N_\gamma) \quad [3]$$

dove:

D = diametro palo,

ΔH_i = spessore strato di suddivisione iesimo,

$\tau_{i1} = \sigma_{cls} * \tan \delta$ = adesione palo-terreno relativa allo strato iesimo dove σ_{cls} è la pressione del cls fluido a partire dal piano lavori,

δ = angolo d'attrito terra-muro,

$\tau_{i2} = w_i * c_i$ = adesione palo-terreno dovuta alla coesione c_i ; w_i = coefficiente di riduzione secondo AGI,

α_b = coefficiente moltiplicativo dell'area di base,

$\Omega_b = \pi * D^2 / 4$ = area di base,

$\Omega_b = \pi * D^2 / 4$ = area di base,

c = coesione,

N_c ; N_q ; N_γ = fattori di capacità portante,

α = coefficiente di riduzione della σ_{vb} secondo Berezantzev,

$\sigma_{vb} = \gamma_m * z_b$ = pressione verticale totale alla base del palo,

γ_m = peso di volume medio ponderale del terreno entro la profondità z ,

z_b = profondità della base del palo misurata da Q_{pci} ,

γ_b = peso di volume del terreno al disotto della base del palo.

Per le verifiche agli stati limiti di esercizio (S.L.E.), il cedimento del palo viene calcolato considerando un carico agente N_{calc_SLE} assunto pari a:

$$N_{calc_SLE} = R_{c,cal,b} / F_{sb} + R_{c,cal,l} / F_{sl} - P_p$$

dove:

P_p = peso proprio del palo.

F_{sb} , F_{sl} = coefficienti di riduzione della resistenza di calcolo.

Nel calcolo agli stati limiti ultimi (S.L.U.), la verifica per collasso dovuto al raggiungimento del carico limite dell'insieme palo-terreno deve soddisfare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d e R_d sono rispettivamente i valori di progetto dell'azione e della resistenza.

La R_d viene calcolata secondo il D.M. del 17/01/18:

Approccio 2 (A1+M1+R3):

$$R_d = R_{c,kl}(\varphi, c) / 1,3 + R_{c,kl}(\varphi, c) / 1,15 - P_p * \gamma_F$$

$$\gamma_F = 1,3 \text{ (A1)}$$

Per $R_{c,kl}(\varphi, c)$ si è indicata la resistenza caratteristica, laterale (l) e di base (b), calcolata utilizzando i valori di φ e c caratteristici.

La resistenza caratteristica $R_{c,kl}$ è valutata tramite l'espressione:

$$R_{c,kl} = \text{Min} \{ R_{c,cal,l} / \xi_{s3}; R_{c,cal,b} / \xi_{s4} \}$$



$$R_{c, kb} = \text{Min} \{ (R_{c, \text{calc}})_{\text{media}} / \xi_3; (R_{c, \text{calc}})_{\text{min}} / \xi_4 \}$$

ξ_3, ξ_4 = fattori di correlazione funzione della condizione geotecnica adottata (ξ_3 : favorevole ($(R_{c, \text{calc}})_{\text{media}}$);
 ξ_4 : sfavorevole ($(R_{c, \text{calc}})_{\text{min}}$) (cfr. (tab. 6.4.IV del D.M. del 17/01/2018).

MODALITA' DI CALCOLO DEL CEDIMENTO

- a) Il calcolo del cedimento w_t del palo isolato è eseguito suddividendo l'elemento in n. 10 conci e applicando il metodo delle curve di trasferimento ($\tau - z$)

Il terreno lungo la superficie laterale e alla base viene considerato a comportamento elastico non lineare secondo una curva p-y di tipo iperbolico avente la seguente espressione:

$$\tau = \tau_{\text{lim}} * k_{s_i} * w_t / (\tau_{\text{lim}} + k_{s_i} * w_t) \quad [4]$$

$$\sigma_b = \sigma_{b \text{lim}} * k_{s_i} * w_t / (\sigma_{b \text{lim}} + k_{s_i} * w_t) \quad [5]$$

dove:

τ, σ_b = adesione palo-terreno e pressione del terreno alla base rispettivamente,

$\tau_{\text{lim}}, \sigma_{b \text{lim}}$ = adesione limite palo-terreno e pressione limite del terreno alla base del palo rispettivamente, coincidente con l'asintoto della curva $\tau - w$ e $\sigma_b - w$,

k_{s_i} = pendenza tangente iniziale della curva $\tau - w$ e $\sigma_b - w$,

w_t = cedimento sotto τ e σ_b .

- b) Per la valutazione di k_{s_i} si utilizzano la [4] e la [5] provvedendo dapprima al calcolo di τ_{lim} per i singoli conci di suddivisione e di $\sigma_{b \text{lim}}$ e successivamente al calcolo del cedimento all'interfaccia tra palo e terreno del singolo concio e della base del palo,

- c) Il calcolo del cedimento w_{ti} del generico concio all'interfaccia tra il palo e il terreno è eseguito utilizzando la seguente espressione:

$$w_{ti} = (\xi * \tau_i * D/2) / G_i$$

dove:

ξ = coefficiente empirico dipendente dalle modalità esecutive e che per il palo in esame si è assunto pari a 5,

τ_i = sforzo di taglio all'interfaccia concio iesimo-terreno,

D = diametro del palo,

G_i = modulo di taglio del terreno a lato del concio iesimo.

Il cedimento w_b del concio di base è calcolato tramite l'espressione seguente:

$$w_b = N * (1 - \nu) / (D/2 * G_b * 4)$$

dove:

N = carico assiale alla base del palo,

ν = rapporto di Poisson,

D = diametro del palo,

G_b = modulo di taglio del terreno alla base del palo.

- d) Note le curve di trasferimento per ogni singolo elemento di suddivisione, la prima iterazione considera la curva di trasferimento assimilata a una retta con pendenza k_{s_i} . Sulla scorta dello stato deformazionale ottenuto dalla prima iterazione (valori di w) il sistema procede al calcolo dei nuovi valori di k_s che è la rigidezza secante alla curva e con tale valore esegue la seconda iterazione e successivamente altre iterazioni fino a convergenza.

Il calcestruzzo viene considerato a comportamento elastico.



DATI DI INPUT	
GEOMETRIA	

Quota piano a lato della fondazione [m]:	$Q_{pci} =$	0,0
Quota testa palo (imposta fondazione) [m]:	$Q_f =$	1,5
Quota piano lavori [m]:	$Q_{pl} =$	1,0
Diametro palo [m]:	$D =$	0,42
Palo tipo/metodo di calcolo		Trivellato CFA - Metodo MAYER

GEOTECNICA							
Strato	Q_i	ν	γ	$m-\alpha$	φ	c	d
	[m]	[/]	[kN/m ³]	[/]	[gradi]	[kPa]	[/]
1	6,0	0,35	19,0	300,0	25,0	0,0	0,8
2	15,0	0,35	19,0	400,0	26,0	0,0	0,8
3	20,0	0,35	19,0	500,0	27,0	0,0	0,8
4	100,0	0,35	19,0	1000,0	32,0	0,0	0,8
5	/	/	/	/	1,0	/	/
6	/	/	/	/	1,0	/	/
7	/	/	/	/	1,0	/	/
8	/	/	/	/	1,0	/	/
9	/	/	/	/	1,0	/	/
10	/	/	/	/	1,0	/	/
Quota falda durante i lavori [m]:						$Q_w =$	3,5

ν = rapporto di Poisson,

γ = peso di volume,

m = gradiente del modulo E di Young (terreni granulari - $c=0$),

α = coefficiente moltiplicativo della coesione c per il calcolo di E (terreni coesivi - $\varphi=0$),

α = coefficiente moltiplicativo della coesione c per il calcolo di E (terreni coesivi - $\varphi=0$),

φ = angolo d'attrito,

c = coesione,

$d = \delta/\varphi$ (laterale),

δ = angolo d'attrito terra-muro.

$w = c_r/c$; (c_r = coesione ridotta).

VARIE	
-------	--

Peso di volume calcestruzzo fluido [kN/m ³]:	$\gamma_{cls} =$	23
Quota inferiore calcestruzzo fluido [m]:	$Q_{cls} =$	-11,0
Modulo elastico calcestruzzo [MPa]:	$E_{cls} =$	31000,0
Coefficiente moltiplicativo diametro di base:	$\alpha_b =$	1
Numero verticali d'indagine:	$n_{vind} =$	10
Condizione geotecnica:		sfavorevole
Fattore di correlazione:	$\gamma_{maR} =$	1,3



SINTESI RISULTATI CALCOLI Pal-Trivellato CFA - Metodo MAYER										
CALCOLI DI PORTATA										
A2 _c = Appr. 2 (GEO) - compressione				S.L.E			S.L.U.			
A2 _t = Appr. 2 (GEO) - trazione									A2 _c	A2 _t
Q _b [m]	R _{c,cal_l} [kN]	R _{c,cal_b} [kN]	R _{c,cal} [kN]	P _p [kN]	N _{cal_SLE} [kN]	w [cm]	R _{c;k_l} [kN]	R _{c;k_b} [kN]	R _D [kN]	R _D [kN]
-23,0	1819,0	653,7	2472,7	50,5	824,2	0,28	1299,3	466,9	1423,3	1079,8
-24,0	1986,2	677,8	2664,0	52,7	888,0	0,30	1418,7	484,1	1537,6	1177,1
-25,0	2153,4	701,9	2855,3	54,9	951,8	0,32	1538,2	501,4	1651,8	1274,5
CALCOLO CEDIMENTO TESTA PALO										
Q _b = -23,0			Q _b = -24,0			Q _b = -25,0				
N [kN]	w [cm]	K [MN/m]	N [kN]	w [cm]	K [MN/m]	N [kN]	w [cm]	K [MN/m]		
274,7	0,07	382,2	296,0	0,08	380,7	317,3	0,08	377,7		
549,5	0,16	335,3	592,0	0,18	333,1	634,5	0,19	329,1		
824,2	0,28	299,3	888,0	0,30	297,8	951,8	0,32	294,0		
1098,8	0,41	267,4	1183,8	0,44	267,2	1268,8	0,48	264,4		
1371,9	0,58	234,6	1478,1	0,63	236,2	1584,3	0,67	235,1		
1638,6	0,83	197,4	1765,3	0,88	201,0	1892,3	0,94	201,9		

K = rigidezza verticale.



CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -23,0$									
N - [kN]	274,7			549,5			824,2		
z	w	τ_v	α	w	τ_v	α	w	τ_v	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,07	6,6	53,5	0,16	8,9	72,4	0,28	10,0	81,5
3,2	0,06	9,2	36,9	0,14	14,4	57,7	0,24	17,4	70,0
5,4	0,05	11,6	32,3	0,11	19,1	53,3	0,20	23,8	66,6
7,5	0,04	11,4	24,9	0,09	20,5	44,7	0,16	27,1	59,1
9,7	0,03	10,4	18,7	0,07	20,3	36,5	0,13	28,5	51,2
11,8	0,02	9,1	13,9	0,06	19,1	29,0	0,11	28,5	43,4
14,0	0,02	8,9	11,4	0,04	19,5	25,1	0,09	30,5	39,2
16,1	0,01	7,7	8,7	0,03	17,9	20,1	0,07	29,6	33,3
18,3	0,01	8,6	8,0	0,03	20,6	19,1	0,05	35,1	32,6
20,4	0,01	10,4	8,2	0,02	25,2	19,8	0,05	43,3	34,2
sb [kPa] =	62,8	1,3	sb [kPa] =	170,7	3,6	sb [kPa] =	344,0	7,3	

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -23,0$									
N - [kN]	1098,8			1371,9			1638,6		
z	w	τ_v	α	w	τ_v	α	w	τ_v	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,41	10,7	86,8	0,58	11,1	90,3	0,83	11,4	92,9
3,2	0,36	19,4	78,0	0,52	20,9	83,7	0,74	21,9	88,1
5,4	0,31	27,0	75,5	0,45	29,3	82,0	0,67	31,1	87,0
7,5	0,26	31,9	69,6	0,39	35,5	77,6	0,59	38,4	83,9
9,7	0,22	35,1	63,0	0,34	40,4	72,5	0,53	44,8	80,4
11,8	0,18	36,8	56,1	0,29	44,1	67,2	0,46	50,3	76,7
14,0	0,15	40,9	52,5	0,25	50,4	64,8	0,41	58,7	75,4
16,1	0,12	41,8	47,0	0,21	53,8	60,5	0,36	64,7	72,7
18,3	0,10	50,8	47,2	0,18	66,3	61,6	0,33	80,0	74,3
20,4	0,09	63,0	49,7	0,16	81,9	64,6	0,30	97,9	77,3
sb [kPa] =	614,3	13,0	sb [kPa] =	1023,3	21,7	sb [kPa] =	1603,6	34,0	

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_v e della α .

PALO 2 - MAYER-cfa

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -24,0$									
N - [kN]	296,0			592,0			888,0		
z	w	τ_v	α	w	τ_v	α	w	τ_v	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,08	6,9	54,9	0,18	9,3	73,6	0,30	10,4	82,4
3,4	0,06	9,8	38,1	0,15	15,1	59,1	0,25	18,2	71,2
5,6	0,05	12,5	33,6	0,12	20,3	54,9	0,21	25,2	68,0
7,9	0,04	12,0	25,4	0,10	21,6	45,5	0,17	28,4	59,9
10,1	0,03	10,9	18,8	0,08	21,3	36,8	0,14	29,8	51,6
12,4	0,02	9,4	13,7	0,06	19,8	29,0	0,11	29,5	43,4
14,6	0,02	8,6	10,5	0,04	19,2	23,5	0,09	30,4	37,2
16,9	0,01	7,5	8,1	0,03	17,7	19,2	0,07	29,7	32,1
19,1	0,01	10,1	8,4	0,02	24,2	20,3	0,05	41,1	34,4
21,4	0,01	9,4	7,4	0,02	23,4	18,5	0,04	41,2	32,5
sb [kPa] =	57,5	1,2	sb [kPa] =	158,9	3,2	sb [kPa] =	325,3	6,6	

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -24,0$									
N - [kN]	1183,8			1478,1			1765,3		
z	w	τ_v	α	w	τ_v	α	w	τ_v	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,44	11,0	87,4	0,62	11,5	90,7	0,87	11,8	93,2
3,4	0,38	20,2	78,8	0,55	21,6	84,2	0,78	22,6	88,4
5,6	0,33	28,4	76,6	0,48	30,7	82,7	0,69	32,4	87,5
7,9	0,27	33,3	70,2	0,41	36,9	77,9	0,61	39,9	84,1
10,1	0,23	36,6	63,3	0,35	42,0	72,7	0,54	46,4	80,4
12,4	0,18	38,1	56,0	0,29	45,6	67,0	0,47	52,1	76,4
14,6	0,15	41,2	50,4	0,24	51,3	62,7	0,41	60,3	73,7
16,9	0,12	42,3	45,7	0,20	54,8	59,3	0,35	66,4	71,7
19,1	0,09	59,1	49,5	0,17	76,4	64,0	0,31	91,2	76,4
21,4	0,08	61,0	48,1	0,15	80,5	63,5	0,29	97,1	76,6
sb [kPa] =	590,4	12,1	sb [kPa] =	1001,0	20,5	sb [kPa] =	1597,1	32,6	

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_v e della α .

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -25,0$									
N - [kN]	317,3			634,5			951,8		
z	w	τ_v	α	w	τ_v	α	w	τ_v	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,2	0,08	7,3	56,3	0,19	9,7	74,8	0,32	10,8	83,3
3,5	0,07	10,4	39,3	0,16	15,9	60,4	0,27	19,1	72,3
5,9	0,05	13,2	34,5	0,13	21,4	56,1	0,23	26,4	69,1
8,2	0,04	12,7	25,9	0,10	22,8	46,4	0,18	29,8	60,8
10,6	0,03	11,4	19,1	0,08	22,4	37,4	0,15	31,3	52,3
12,9	0,02	9,7	13,6	0,06	20,7	29,0	0,11	31,0	43,4
15,3	0,02	8,8	10,3	0,05	19,8	23,4	0,09	31,5	37,1
17,6	0,01	7,5	7,6	0,03	18,1	18,3	0,07	30,6	31,0
20,0	0,01	9,8	7,8	0,02	24,2	19,1	0,05	41,6	33,0
22,3	0,01	9,0	7,1	0,02	22,7	17,9	0,04	40,4	31,9
sb [kPa] =	55,4	1,1	sb [kPa] =	155,1	3,1	sb [kPa] =	321,2	6,3	

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -25,0$									
N - [kN]	1268,8			1584,3			1892,3		
z	w	τ_v	α	w	τ_v	α	w	τ_v	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,2	0,48	11,4	88,1	0,67	11,8	91,2	0,93	12,1	93,5
3,5	0,41	21,0	79,7	0,59	22,4	84,9	0,83	23,4	88,8
5,9	0,35	29,6	77,5	0,51	31,8	83,3	0,73	33,6	87,9
8,2	0,29	34,8	71,0	0,43	38,5	78,5	0,64	41,4	84,4
10,6	0,24	38,3	63,9	0,36	43,8	73,1	0,56	48,3	80,6
12,9	0,19	40,1	56,1	0,30	47,8	67,0	0,48	54,5	76,3
15,3	0,15	42,8	50,4	0,25	53,2	62,6	0,41	62,4	73,5
17,6	0,12	44,0	44,5	0,20	57,4	58,1	0,35	69,8	70,7
20,0	0,09	60,6	48,0	0,17	79,1	62,7	0,31	95,2	75,5
22,3	0,08	60,4	47,6	0,15	80,1	63,2	0,28	97,0	76,5
sb [kPa] =	588,9	11,6	sb [kPa] =	1008,0	19,9	sb [kPa] =	1623,1	32,0	

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_v e della α .



DATI DI INPUT	
GEOMETRIA	
Quota piano a lato della fondazione [m]:	$Q_{pci} = 0,0$
Quota testa palo (imposta fondazione) [m]:	$Q_f = 1,5$
Quota piano lavori [m]:	$Q_{pl} = 1,0$
Diametro palo [m]:	$D = 0,51$
Palo tipo/metodo di calcolo	Trivellato CFA - Metodo MAYER

GEOTECNICA							
Strato	Q_i	ν	γ	$m-\alpha$	φ	c	d
	[m]	[/]	[kN/m ³]	[/]	[gradi]	[kPa]	[/]
1	6,0	0,35	19,0	300,0	25,0	0,0	0,8
2	15,0	0,35	19,0	400,0	26,0	0,0	0,8
3	20,0	0,35	19,0	500,0	27,0	0,0	0,8
4	100,0	0,35	19,0	1000,0	32,0	0,0	0,8
5	/	/	/	/	1,0	/	/
6	/	/	/	/	1,0	/	/
7	/	/	/	/	1,0	/	/
8	/	/	/	/	1,0	/	/
9	/	/	/	/	1,0	/	/
10	/	/	/	/	1,0	/	/
Quota falda durante i lavori [m]:						$Q_w = 3,5$	

ν = rapporto di Poisson,

γ = peso di volume,

m = gradiente del modulo E di Young (terreni granulari - $c=0$),

α = coefficiente moltiplicativo della coesione c per il calcolo di E (terreni coesivi - $\varphi=0$),

α = coefficiente moltiplicativo della coesione c per il calcolo di E (terreni coesivi - $\varphi=0$),

φ = angolo d'attrito,

c = coesione,

$d = \delta/\varphi$ (laterale),

δ = angolo d'attrito terra-muro.

$w = c_r/c$; (c_r = coesione ridotta).

VARIE	
Peso di volume calcestruzzo fluido [kN/m ³]:	$\gamma_{cls} = 23$
Quota inferiore calcestruzzo fluido [m]:	$Q_{cls} = -11,0$
Modulo elastico calcestruzzo [MPa]:	$E_{cls} = 31000,0$
Coefficiente moltiplicativo diametro di base:	$\alpha_b = 1$
Numero verticali d'indagine:	$n_{vind} = 10$
Condizione geotecnica:	sfavorevole
Fattore di correlazione:	$\gamma_R = 1,3$



SINTESI RISULTATI CALCOLI PalTrivellato CFA - Metodo MAYER											
CALCOLI DI PORTATA											
A2 _c = Appr. 2 (GEO) - compressione				S.L.E				S.L.U.			
A2 _t = Appr. 2 (GEO) - trazione										A2 _c	A2 _t
Q _b [m]	R _{c,cal_l} [kN]	R _{c,cal_b} [kN]	R _{c,cal} [kN]	P _p [kN]	N _{cal_SLE} [kN]	w [cm]	R _{c;k_l} [kN]	R _{c;k_b} [kN]	R _D [kN]	R _D [kN]	
-23,0	2208,8	965,9	3174,6	74,5	1058,2	0,28	1577,7	689,9	1805,8	1321,7	
-24,0	2411,8	1001,4	3413,2	77,7	1137,7	0,30	1722,7	715,3	1947,2	1440,4	
-25,0	2614,9	1036,9	3651,8	81,0	1217,2	0,32	1867,8	740,6	2088,6	1559,0	
CALCOLO CEDIMENTO TESTA PALO											
Q _b = -23,0			Q _b = -24,0			Q _b = -25,0					
N [kN]	w [cm]	K [MN/m]	N [kN]	w [cm]	K [MN/m]	N [kN]	w [cm]	K [MN/m]			
352,7	0,07	482,6	379,2	0,08	483,5	405,8	0,08	481,2			
705,5	0,17	427,1	758,5	0,18	427,9	811,5	0,19	425,0			
1058,2	0,28	380,5	1137,7	0,30	382,5	1217,2	0,32	380,3			
1410,7	0,42	335,7	1516,7	0,45	339,6	1622,7	0,48	338,9			
1761,1	0,61	288,0	1893,4	0,64	293,9	2025,9	0,69	295,5			
2103,1	0,90	234,7	2261,0	0,93	242,2	2419,3	0,98	246,1			

K = rigidezza verticale.



CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -23,0$									
N - [kN]	352,7			705,5			1058,2		
z	w	τ_1	α	w	τ_1	α	w	τ_1	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,07	6,0	49,0	0,17	8,4	68,5	0,28	9,6	78,5
3,2	0,06	8,4	33,5	0,14	13,4	53,7	0,24	16,6	66,5
5,4	0,05	10,7	29,9	0,12	17,9	50,0	0,21	22,7	63,5
7,5	0,04	10,8	23,6	0,10	19,4	42,4	0,18	25,9	56,7
9,7	0,03	10,2	18,3	0,08	19,6	35,2	0,15	27,7	49,6
11,8	0,03	9,3	14,1	0,07	19,0	29,0	0,13	28,2	43,0
14,0	0,02	9,5	12,2	0,06	20,3	26,1	0,11	31,2	40,1
16,1	0,02	8,8	9,9	0,05	19,6	22,1	0,09	31,6	35,5
18,3	0,01	10,5	9,8	0,04	23,9	22,2	0,08	39,1	36,3
20,4	0,01	13,4	10,5	0,03	30,4	24,0	0,07	49,6	39,2
	sb [kPa] =	82,8	1,8	sb [kPa] =	215,8	4,6	sb [kPa] =	419,7	8,9

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -23,0$									
N - [kN]	1410,7			1761,1			2103,1		
z	w	τ_1	α	w	τ_1	α	w	τ_1	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,42	10,4	84,7	0,61	10,9	88,9	0,89	11,3	92,1
3,2	0,37	18,8	75,3	0,55	20,4	81,8	0,82	21,7	87,0
5,4	0,33	26,2	73,1	0,50	28,8	80,4	0,75	30,8	86,1
7,5	0,29	31,0	67,6	0,44	34,9	76,3	0,69	38,1	83,3
9,7	0,25	34,3	61,7	0,39	39,9	71,7	0,63	44,6	80,1
11,8	0,22	36,6	55,8	0,35	44,1	67,2	0,57	50,5	77,0
14,0	0,19	41,6	53,5	0,31	51,1	65,7	0,52	59,4	76,4
16,1	0,16	43,9	49,4	0,28	55,7	62,6	0,48	66,2	74,4
18,3	0,14	54,8	50,9	0,25	69,6	64,7	0,45	82,4	76,5
20,4	0,13	69,0	54,5	0,23	86,6	68,4	0,42	101,0	79,7
	sb [kPa] =	724,5	15,3	sb [kPa] =	1165,1	24,6	sb [kPa] =	1761,5	37,3

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_1 e della c_b .

PALO 2 - MAYER-cfa CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -24,0$									
N - [kN]	379,2			758,5			1137,7		
z	w	τ_1	α	w	τ_1	α	w	τ_1	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,08	6,4	50,3	0,18	8,8	69,6	0,30	10,0	79,3
3,4	0,07	8,8	34,5	0,15	14,0	54,8	0,26	17,3	67,4
5,6	0,05	11,5	31,0	0,13	19,0	51,3	0,22	24,0	64,7
7,9	0,04	11,3	23,9	0,11	20,3	42,9	0,19	27,1	57,1
10,1	0,04	10,6	18,3	0,09	20,4	35,4	0,16	28,7	49,8
12,4	0,03	9,5	13,9	0,07	19,6	28,7	0,13	29,1	42,7
14,6	0,02	9,2	11,3	0,06	19,9	24,4	0,11	31,0	37,9
16,9	0,02	8,6	9,3	0,05	19,5	21,1	0,09	31,7	34,2
19,1	0,01	12,5	10,4	0,04	28,3	23,7	0,07	46,0	38,5
21,4	0,01	12,4	9,8	0,03	28,9	22,8	0,06	47,9	37,8
	sb [kPa] =	77,5	1,6	sb [kPa] =	204,8	4,2	sb [kPa] =	403,5	8,2

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -24,0$									
N - [kN]	1516,7			1893,4			2261,0		
z	w	τ_1	α	w	τ_1	α	w	τ_1	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,1	0,45	10,8	85,2	0,64	11,3	89,2	0,93	11,7	92,3
3,4	0,39	19,4	76,0	0,58	21,0	82,2	0,85	22,3	87,2
5,6	0,34	27,4	74,0	0,51	30,0	81,0	0,77	32,0	86,5
7,9	0,30	32,2	67,9	0,45	36,2	76,3	0,70	39,5	83,2
10,1	0,26	35,6	61,6	0,40	41,4	71,6	0,63	46,2	79,9
12,4	0,22	37,7	55,4	0,35	45,4	66,7	0,57	52,1	76,5
14,6	0,18	41,8	51,2	0,31	52,0	63,6	0,52	61,0	74,6
16,9	0,16	44,4	48,0	0,27	56,8	61,4	0,47	68,0	73,4
19,1	0,13	63,8	53,4	0,24	80,2	67,2	0,43	93,8	78,6
21,4	0,12	67,5	53,3	0,22	85,6	67,6	0,41	100,5	79,3
	sb [kPa] =	706,2	14,4	sb [kPa] =	1152,8	23,5	sb [kPa] =	1768,2	36,1

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_1 e della c_b .

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -25,0$									
N - [kN]	405,8			811,5			1217,2		
z	w	τ_1	α	w	τ_1	α	w	τ_1	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,2	0,08	6,7	51,6	0,19	9,2	70,7	0,32	10,4	80,2
3,5	0,07	9,4	35,5	0,16	14,8	56,0	0,28	18,0	68,5
5,9	0,06	12,1	31,8	0,14	20,0	52,4	0,24	25,1	65,6
8,2	0,05	11,9	24,4	0,11	21,4	43,7	0,20	28,4	57,9
10,6	0,04	11,1	18,5	0,09	21,4	35,8	0,16	30,1	50,3
12,9	0,03	9,9	13,8	0,07	20,4	28,6	0,13	30,5	42,6
15,3	0,02	9,4	11,1	0,06	20,5	24,2	0,11	32,1	37,8
17,6	0,02	8,7	8,8	0,05	19,9	20,2	0,09	32,7	33,1
20,0	0,01	12,3	9,8	0,04	28,5	22,6	0,07	46,8	37,1
22,3	0,01	12,1	9,5	0,03	28,4	22,4	0,06	47,4	37,4
	sb [kPa] =	75,9	1,5	sb [kPa] =	202,7	4,0	sb [kPa] =	402,9	7,9

CALCOLI DI CEDIMENTO $Q_b = -25,0$									
N - [kN]	1622,7			2025,9			2419,3		
z	w	τ_1	α	w	τ_1	α	w	τ_1	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
1,2	0,48	11,1	85,8	0,68	11,6	89,7	0,98	12,0	92,5
3,5	0,42	20,2	76,7	0,61	21,8	82,8	0,89	23,1	87,5
5,9	0,36	28,5	74,7	0,54	31,1	81,4	0,80	33,1	86,7
8,2	0,31	33,6	68,5	0,47	37,6	76,7	0,72	40,9	83,4
10,6	0,27	37,1	62,1	0,41	43,0	71,8	0,65	47,9	80,0
12,9	0,22	39,5	55,3	0,36	47,5	66,5	0,58	54,5	76,3
15,3	0,19	43,3	51,0	0,31	53,8	63,3	0,52	63,1	74,3
17,6	0,16	46,2	46,7	0,27	59,5	60,2	0,47	71,6	72,4
20,0	0,13	65,7	52,0	0,24	83,3	66,0	0,43	98,1	77,7
22,3	0,12	67,2	53,0	0,22	85,5	67,5	0,40	100,5	79,3
	sb [kPa] =	710,7	14,0	sb [kPa] =	1168,3	23,0	sb [kPa] =	1804,2	35,5

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_1 e della c_b .



METODOLOGIA DI CALCOLO

L'analisi viene condotta adottando il metodo DFM discretizzando il palo in n° 20 conci di eguale lunghezza.

Il terreno viene considerato a comportamento non lineare secondo la legge iperbolica rappresentata dall'espressione (Kondner - 1963).

Viene adottato il modello geotecnico di tabella 2.

La resistenza orizzontale ultima del terreno che si identifica con l'asintoto della curva è valutata tramite l'espressione (Broms):-

$$p_u = 3 * k_p * \sigma'_v * D / \xi$$

La rigidità del terreno viene simulata con molle orizzontali il cui valore è calcolato tramite il modulo di Young, utilizzando l'espressione (Vesic):

$$k_h = (0,65/D) * [E_s * D^4 / (E_p * J_p)]^{0,083} * (E_s / (1-n^2))$$

Il calcolo viene condotto per successive approssimazioni.

Nell'analisi agli SLE, considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici, viene applicato un carico via via crescente fino a raggiungere il 95% della pressione limite. La forza responsabile di tale sollecitazione viene considerata corrispondente alla forza di rottura del complesso palo terreno (H1 - primo criterio di rottura). Analoga analisi permette di ottenere il valore di H corrispondente al valore del momento di plasticizzazione (H2 - secondo criterio di rottura). La forza H, minore tra i due seguenti:

$$R_{D,SLU,1} = H1 / \gamma_R$$

$$R_{D,SLU,2} = H2 / \gamma_R$$

viene considerata la resistenza di progetto agli SLU.

La curva H-y viene ottenuta mediante l'analisi del palo considerato sollecitato da n° 5 valori di H il cui valore minimo corrisponde alla forza H applicata.

Ciò premesso, il calcolo viene condotto con le modalità di seguito descritte.

- a) Si provvede alla determinazione delle curve p-y relative al singolo concio di suddivisione.
 - b) La prima iterazione viene eseguita considerando il valore di k tangente iniziale.
 - c) Dalla deformata ottenuta si ottengono i valori aggiornati di k che vengono introdotti nella successiva iterazione. Il calcolo viene arrestato a deformata stabilizzata.
 - d) Utilizzando i valori di quest'ultima si calcolano infine i valori del momento flettente, del taglio, della curvatura, della reazione del terreno.
- Le analisi sono svolte considerando i parametri caratteristici.



DATI DI INPUT

Tabella 1 - Caratteristiche fisiche e geometriche del palo

Quota testa Q_t : [m]	-1,5
Quota base Q_b : [m]	-23,5
Lunghezza palo L_p : [m]	22,0
Lunghezza palo fuori terra $L_{p,ft}$: [m]	0,0
Diametro palo D : [mm]	420,0
Modulo di elasticità calcestruzzo E : MPa]	34077,1
Momento flettente di plasticizzazione M_{pl} : [kNm]	463,1

Tabella 2 - Caratteristiche geotecniche

Strato	Ql [m]	γ [kPa]	m	n	φ [gradi]	Dr [%]	v
A	-4,5	19,0	309,6	0,5	24,0	35,0	0,4
B	-13,5	19,0	405,3	0,5	26,0	48,0	0,4
C	-18,5	19,0	508,9	0,5	27,0	59,0	0,4
D	-28,5	19,0	1007,9	0,5	33,0	92,0	0,4
E	-28,5	9,0	1007,9	0,5	33,0	92,0	0,4

Ql = quota letto strato;

γ = peso di volume fuori acqua;

m; n = numero; esponente del modulo; E

Quota acqua di falda Q_w [m]:

Sovraccarico lato fondazione [kPa]

Coefficiente di correlazione ξ

φ = angolo d'attrito;

Dr = densità relativa;

v = rapporto di Poisson.

-3,5

9,5

1,40

Curve di trasferimento

$$y = p \cdot \rho_u / (p \cdot k_{si} - \rho_u \cdot k_{si})$$

$\rho_u = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'_v \cdot D$ terreni in condiz. Drenate

$\rho_u = \alpha \cdot c_u \cdot D$ $\alpha = 3-9$ terreni in condiz. N.D.

Azioni esterne

Forza orizz. testa palo H_{SLU} [kN]: 80,0

Forza orizz. testa palo H_{SLE} [kN]: 60,0

Forza verticale testa palo N [kN]: 1,0

Spost. Testa palo amm. w_a [cm]: 0,05

Concio n°	z da testapalo [m]	p_u [kN/m]	E_{si} [kPa]
1	0	42,6	54890,2
2	1,1	129,7	66583,8
3	2,2	174,3	76243,4
4	3,3	195,5	80348,5
5	4,4	233,9	107799,0
6	5,5	256,7	112498,5
7	6,6	279,6	116976,9
8	7,7	302,4	121261,4
9	8,8	325,2	125374,2
10	9,9	348,0	129333,5
11	11	370,8	133154,5
12	12,1	393,6	136850,3
13	13,2	433,0	173051,1
14	14,3	456,7	177335,4
15	15,4	480,5	181500,8
16	16,5	504,2	185556,2
17	17,6	672,5	354615,7
18	18,7	702,7	361835,5
19	19,8	732,9	368889,0
20	20,9	763,1	375786,7

$\rho_u = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'_v \cdot D$ = pressione orizzontale limite

$$k_{th} = (0,65/D) \cdot [E_s \cdot D^4 / (E_o \cdot J_o)]^{0,083} \cdot (E_s / (1-\nu^2))$$

Concio n.	z da tes.palo [m]	p_{lat} [kN/m]	N [kN]
1	0	0,0	100,0
2	1,1	0,0	0,0
3	2,2	0,0	0,0
4	3,3	0,0	0,0
5	4,4	0,0	0,0
6	5,5	0,0	0,0
7	6,6	0,0	0,0
8	7,7	0,0	0,0
9	8,8	0,0	0,0
10	9,9	0,0	0,0
11	11	0,0	0,0
12	12,1	0,0	0,0
13	13,2	0,0	0,0
14	14,3	0,0	0,0
15	15,4	0,0	0,0
16	16,5	0,0	0,0
17	17,6	0,0	0,0
18	18,7	0,0	0,0
19	19,8	0,0	0,0
20	20,9	0,0	0,0

p_{lat} = pressione orizz. Applicata lungo il fusto;

N = forza assiale.



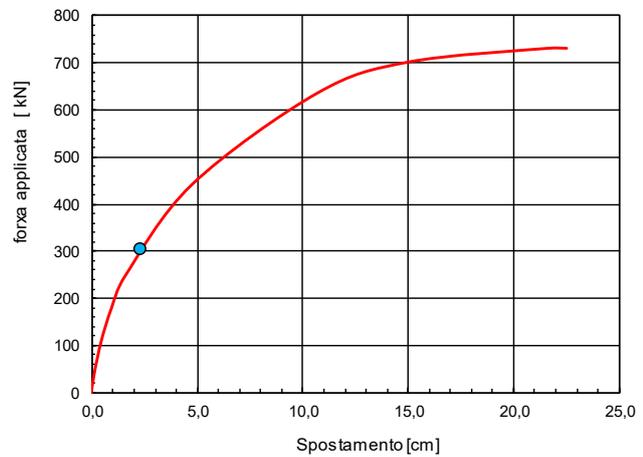
RISULTATI DEI CALCOLI
Analisi agli Stati Limiti Ultimi

Sintesi dei risultati per HSLU = [kN] 80

z	M	T	p	P _{ad}
[m]	[kNm]	[kN]	[kN/m]	[%]
0,0	37,3	-40,0	16,1	37,9
1,1	3,0	-20,9	18,5	14,3
2,2	-8,8	-5,1	10,3	5,9
3,3	-8,1	2,1	2,7	1,4
4,4	-4,2	3,1	-0,8	-0,3
5,5	-1,2	1,9	-1,4	-0,6
6,6	0,1	0,7	-0,8	-0,3
7,7	0,3	0,1	-0,3	-0,1
8,8	0,2	-0,1	0,0	0,0
9,9	0,1	-0,1	0,1	0,0
11,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12,1	0,0	0,0	0,0	0,0
13,2	0,0	0,0	0,0	0,0
14,3	0,0	0,0	0,0	0,0
15,4	0,0	0,0	0,0	0,0
16,5	0,0	0,0	0,0	0,0
17,6	0,0	0,0	0,0	0,0
18,7	0,0	0,0	0,0	0,0
19,8	0,0	0,0	0,0	0,0
20,9	0,0	0,0	0,0	0,0

z = profondità da testa palo,
M = momento flettente,
T = taglio,
p = reazione terreno,
P_{ad} = reazione adimensionale.

Abaco forza orizzontale-spostamento



Criteri di Rottura

Primo criterio

Collasso sezione palo

$H_{lim,STR} = 302,4$ kN corrispondente a $M_p = 463,1$ kNm

Secondo criterio

Raggiungimento resistenza limite terreno

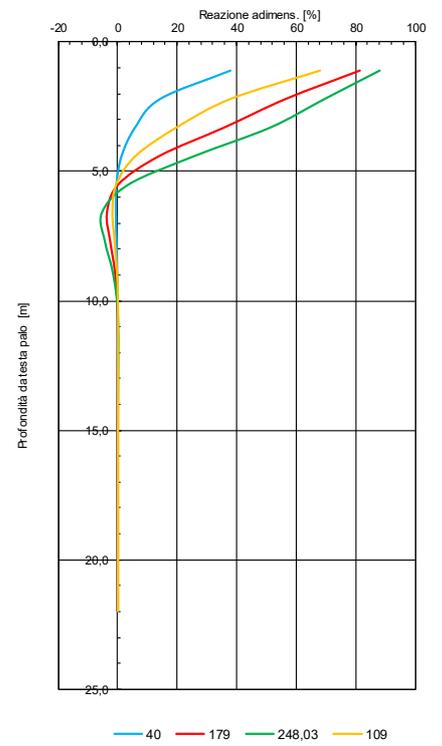
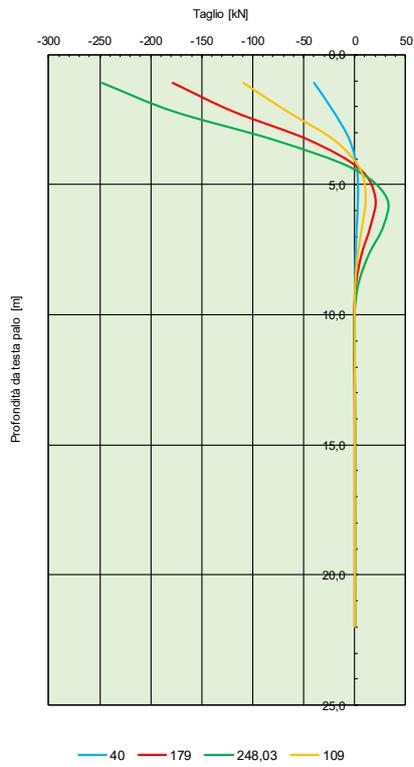
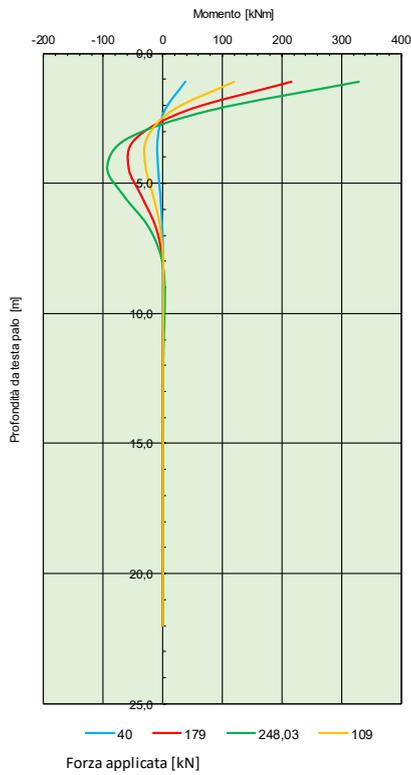
$H_{lim,GEO} = 730,0$ kN

La forza HSLU applicata non provoca la rottura della sezione

Resist. orizz. $R_{D,SLU} = M_{\min}(H_{lim,STR}/\gamma_R ; H_{lim,GEO}/\gamma_R) = [kN] 232,6$

La forza HSLE applicata genera uno spost. ammis. = [cm] 0,22

Anche la ricerca delle azioni interne viene condotta con i parametri geotecnici ridotti come sopra indicato.





RISULTATI DEI CALCOLI

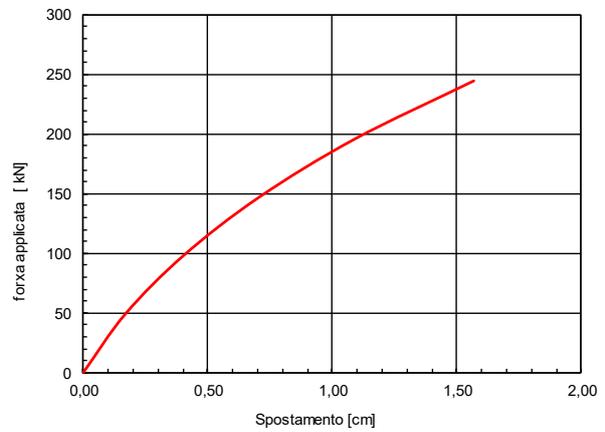
Analisi alle deformazioni

z [m]	y [cm]	Θ [rad]
0,0	0,22	0,0E+00
1,1	0,15	-6,8E-04
2,2	0,07	-6,0E-04
3,3	0,02	-3,1E-04
4,4	0,00	-9,7E-05
5,5	-0,01	-1,8E-06
6,6	0,00	2,0E-05
7,7	0,00	1,4E-05
8,8	0,00	5,5E-06
9,9	0,00	8,9E-07
11,0	0,00	-5,2E-07
12,1	0,00	-5,2E-07
13,2	0,00	-2,3E-07
14,3	0,00	-4,8E-08
15,4	0,00	1,2E-08
16,5	0,00	1,5E-08
17,6	0,00	6,5E-09
18,7	0,00	8,9E-10
19,8	0,00	-4,2E-10
20,9	0,00	-4,8E-10

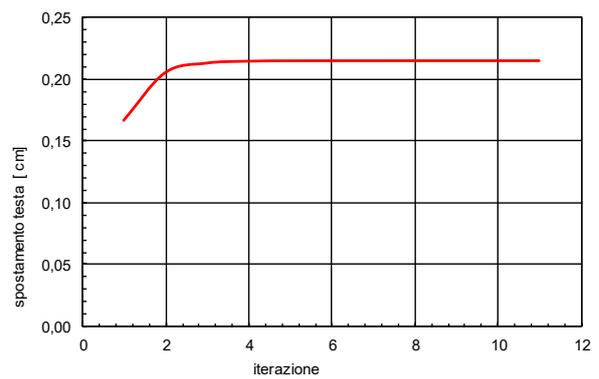
$H_{SLE} = 60,0$ [kN]

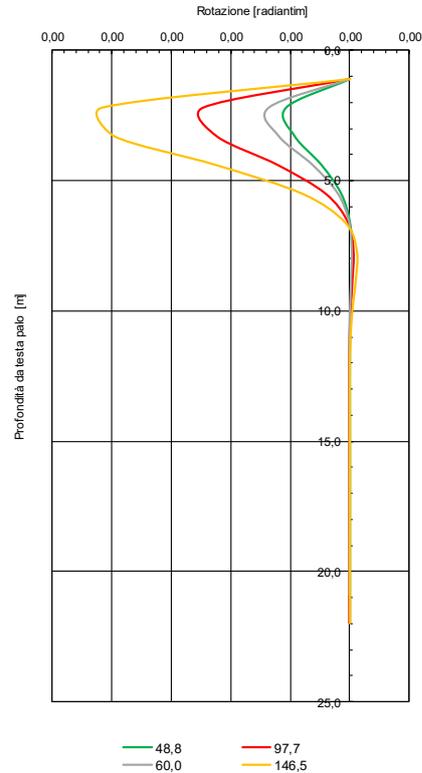
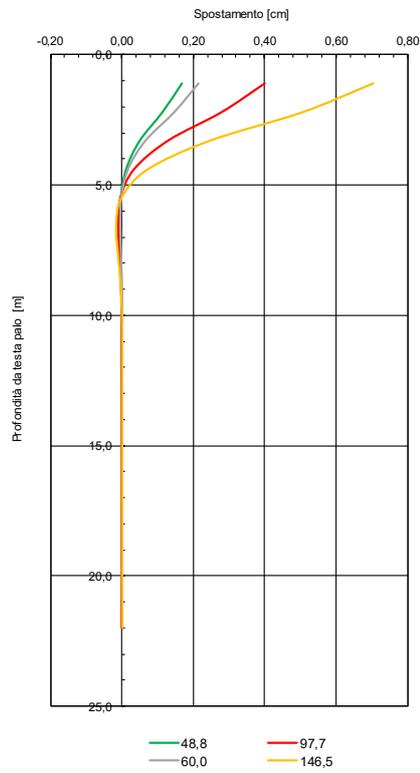
z = profondità da testa palo,
y = inflessione,
 Θ = rotazione,

Curva spostamento-forza applicata SLE



Curva di convergenza dello spostamento testa palo per $H = 60,0$







SINTESI RISULTATI ANALISI

HSLE [kN]	y_h [cm]	K_H [MN/m]	HSLU [kN]	M [kNm]	M_K [m]
48,8	0,17	29,1	40,0	37,3	0,93
97,7	0,40	24,4	109,3	118,7	1,09
146,5	0,70	20,8	178,7	216,6	1,21
195,3	1,09	18,0	248,0	329,9	1,33
244,1	1,57	15,6	634,8	1237,3	1,95

y_h ; M_i = spostamento; momento d'incastro agli SLE;

K_h = rigidezza orizzontale.

M_K = momento adimensionale = M/H .

$y_{es,max}$ =	0,22	[cm]	max spostam. per HSLE =	60,0	[kN]
$M_{max,SLU}$ =	37,3	[kNm]	momento m _p per HSLU =	40,0	[kN]
$P_{max,SLU}$ =	37,9	[%]	max mobilitaz. pressione palo-terreno.		
Resistenza di progetto $R_{D,A2}$ (A1+M1+R3) =	232,6	[kN]			



DATI DI INPUT

Tabella 1 - Caratteristiche fisiche e geometriche del palo

Quota testa Q_t : [m]	-1,5
Quota base Q_b : [m]	-23,5
Lunghezza palo L_p : [m]	22,0
Lunghezza palo fuori terra $L_{p,ft}$: [m]	0,0
Diametro palo D : [mm]	510,0
Modulo di elasticità calcestruzzo E : [MPa]	34077,1
Momento flettente di plasticizzazione M_{pl} : [kNm]	776,0

Tabella 2 - Caratteristiche geotecniche

Strato	Ql [m]	γ [kPa]	m [/]	n [/]	φ [gradi]	Dr [%]	v [/]
A	-4,5	19,0	309,6	0,5	24,0	35,0	0,4
B	-13,5	19,0	405,3	0,5	26,0	48,0	0,4
C	-18,5	19,0	508,9	0,5	27,0	59,0	0,4
D	-28,5	19,0	1007,9	0,5	33,0	92,0	0,4
E	-28,5	9,0	1007,9	0,5	33,0	92,0	0,4

Ql = quota letto strato;

γ = peso di volume fuori acqua;

m; n = numero; esponente del modulo; E

φ = angolo d'attrito;

Dr = densità relativa;

v = rapporto di Poisson.

Quota acqua di falda Q_w [m]: -3,5

Sovraccarico lato fondazione [kPa] 9,5

Coefficiente di correlazione ξ 1,40

Curve di trasferimento

$$y = p \cdot p_u / (p \cdot k_{si} - p_u \cdot k_{si})$$

$p_u = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'_v \cdot D$ terreni in condiz. Drenate

$p_u = \alpha \cdot c_u \cdot D$ $\alpha = 3-9$ terreni in condiz. N.D.

Azioni esterne

Forza orizz. testa palo H_{SLU} [kN]: 100,0

Forza orizz. testa palo H_{SLE} [kN]: 70,0

Forza verticale testa palo N [kN]: 1,0

Spost. Testa palo amm. w_a [cm]: 0,05

Concio n°	z da testapalo [m]	p_u [kN/m]	E_{si} [kPa]
1	0	51,7	45203,7
2	1,1	157,5	54833,7
3	2,2	211,7	62788,7
4	3,3	237,3	66169,3
5	4,4	284,0	88775,6
6	5,5	311,8	92645,9
7	6,6	339,5	96333,9
8	7,7	367,2	99862,4
9	8,8	394,9	103249,3
10	9,9	422,6	106509,9
11	11	450,3	109656,7
12	12,1	478,0	112700,2
13	13,2	525,8	142512,7
14	14,3	554,6	146040,9
15	15,4	583,4	149471,2
16	16,5	612,2	152811,0
17	17,6	816,6	292036,5
18	18,7	853,2	297982,2
19	19,8	889,9	303790,9
20	20,9	926,6	309471,4

$p_u = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'_v \cdot D$ = pressione orizzontale limite
 $k_{\eta} = (0,65/D) \cdot [E_s \cdot D^4 / (E_b \cdot J_b)]^{0,083} \cdot (E_s / (1 - \nu^2))$

Concio n.	z da tes.palo [m]	p_{lat} [kN/m]	N [kN]
1	0	0,0	100,0
2	1,1	0,0	0,0
3	2,2	0,0	0,0
4	3,3	0,0	0,0
5	4,4	0,0	0,0
6	5,5	0,0	0,0
7	6,6	0,0	0,0
8	7,7	0,0	0,0
9	8,8	0,0	0,0
10	9,9	0,0	0,0
11	11	0,0	0,0
12	12,1	0,0	0,0
13	13,2	0,0	0,0
14	14,3	0,0	0,0
15	15,4	0,0	0,0
16	16,5	0,0	0,0
17	17,6	0,0	0,0
18	18,7	0,0	0,0
19	19,8	0,0	0,0
20	20,9	0,0	0,0

p_{lat} = pressione orizz. Applicata lungo il fusto;
 N = forza assiale.



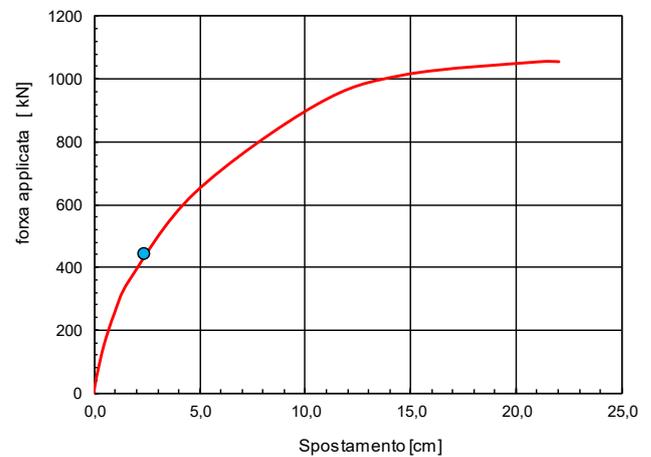
RISULTATI DEI CALCOLI
Analisi agli Stati Limiti Ultimi

Sintesi dei risultati per HSLU = [kN] 100

z [m]	M [kNm]	T [kN]	p [kN/m]	P _{ad} [%]
0,0	56,2	-50,0	16,6	32,1
1,1	11,2	-29,9	20,0	12,7
2,2	-9,5	-11,3	13,8	6,5
3,3	-13,6	-0,4	6,0	2,5
4,4	-10,3	3,8	1,4	0,5
5,5	-5,3	3,9	-1,2	-0,4
6,6	-1,7	2,4	-1,5	-0,4
7,7	0,0	1,0	-1,0	-0,3
8,8	0,5	0,2	-0,5	-0,1
9,9	0,4	-0,1	-0,1	0,0
11,0	0,2	-0,2	0,0	0,0
12,1	0,1	-0,1	0,1	0,0
13,2	0,0	0,0	0,0	0,0
14,3	0,0	0,0	0,0	0,0
15,4	0,0	0,0	0,0	0,0
16,5	0,0	0,0	0,0	0,0
17,6	0,0	0,0	0,0	0,0
18,7	0,0	0,0	0,0	0,0
19,8	0,0	0,0	0,0	0,0
20,9	0,0	0,0	0,0	0,0

z = profondità da testa palo,
M = momento flettente,
T = taglio,
p = reazione terreno,
P_{ad} = reazione adimensionale.

Abaco forza orizzontale-spostamento



Criteri di Rottura

Primo criterio

Collasso sezione palo

$$H_{lim,STR} = 439,5 \text{ kN} \quad \text{corrispondente a } M_p = 776,0 \text{ kNm}$$

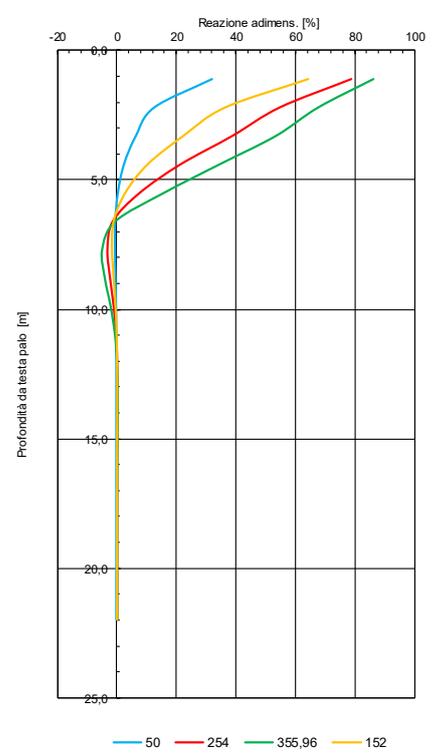
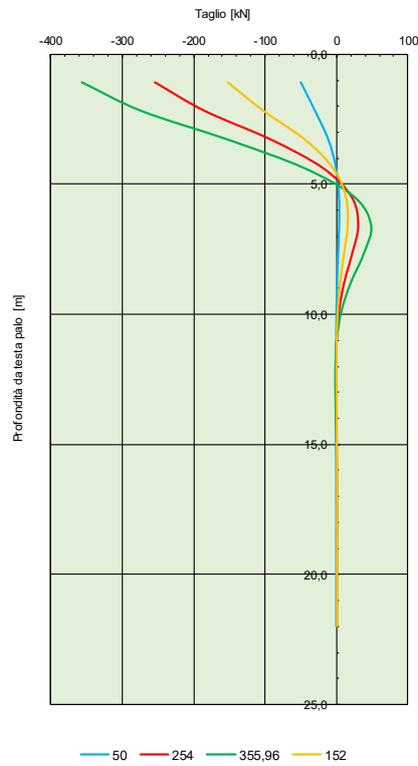
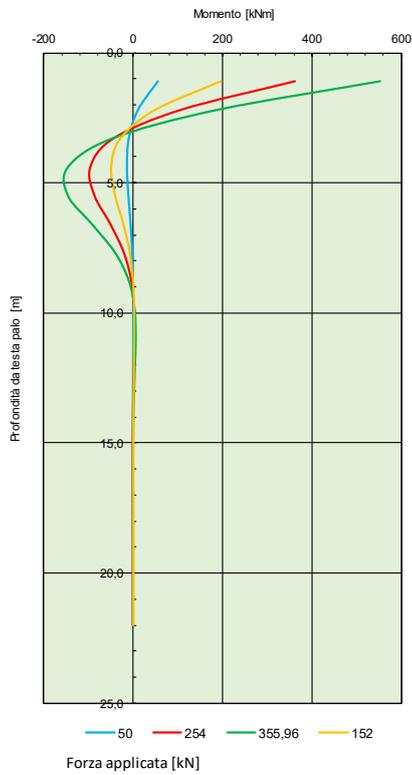
Secondo criterio

Raggiungimento resistenza limite terreno

$$H_{lim,GEO} = 1053,3 \text{ kN}$$

La forza HSLU applicata non provoca la rottura della sezione
Resist. orizz. R_{D,SLU} = M_{min}(H_{lim,STR}/γ_R; H_{lim,GEO}/γ_R) = [kN] 338,1
La forza HSLE applicata genera uno spost. ammis. = [cm] 0,18

Anche la ricerca delle azioni interne viene condotta con i parametri geotecnici ridotti come sopra indicato.





RISULTATI DEI CALCOLI

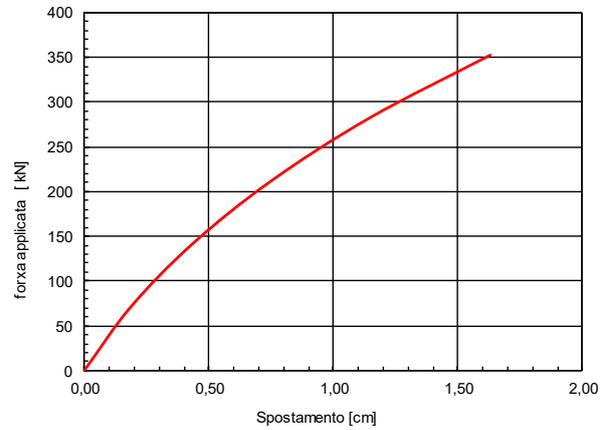
Analisi alle deformazioni

z [m]	y [cm]	Θ [rad]
0,0	0,18	0,0E+00
1,1	0,14	-4,8E-04
2,2	0,08	-4,9E-04
3,3	0,03	-3,3E-04
4,4	0,01	-1,6E-04
5,5	0,00	-4,9E-05
6,6	-0,01	3,1E-06
7,7	0,00	1,6E-05
8,8	0,00	1,3E-05
9,9	0,00	6,9E-06
11,0	0,00	2,3E-06
12,1	0,00	5,0E-08
13,2	0,00	-5,5E-07
14,3	0,00	-4,4E-07
15,4	0,00	-2,0E-07
16,5	0,00	-4,9E-08
17,6	0,00	9,6E-09
18,7	0,00	1,4E-08
19,8	0,00	8,2E-09
20,9	0,00	5,8E-09

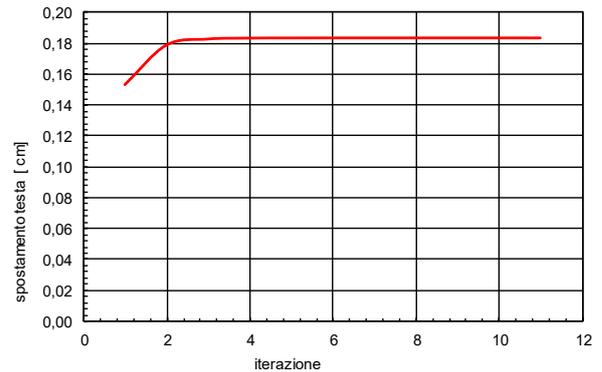
$H_{SLE} = 70,0$ [kN]

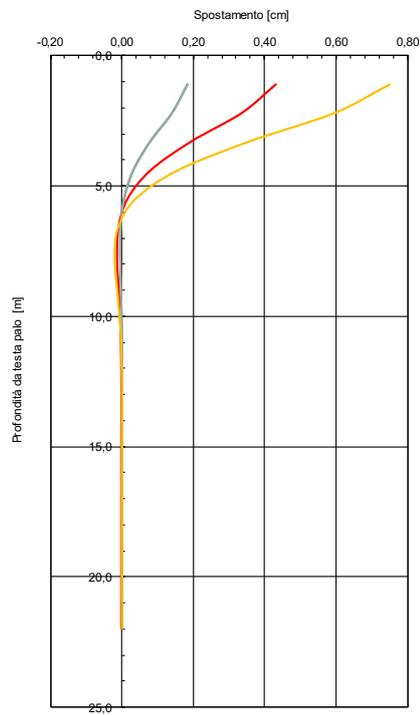
z = profondità da testa palo,
y = inflessione,
 Θ = rotazione,

Curva spostamento-forza applicata SLE

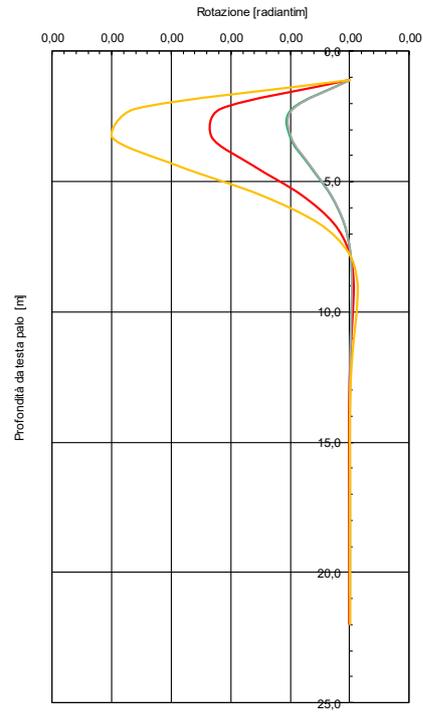


Curva di convergenza dello spostamento testa palo per $H = 70,0$





— 70,5 — 140,9
— 70,0 — 211,4



— 70,5 — 140,9
— 70,0 — 211,4



SINTESI RISULTATI ANALISI

HSLE	y_h	K_H	HSLU	M	M_k
[kN]	[cm]	[MN/m]	[kN]	[kNm]	[m]
70,5	0,18	38,1	50,0	56,2	1,12
140,9	0,43	32,6	152,0	195,5	1,29
211,4	0,75	28,2	254,0	361,7	1,42
281,8	1,15	24,6	356,0	553,0	1,55
352,3	1,63	21,6	915,9	2040,6	2,23

y_h ; M_i = spostamento; momento d'incastro agli SLE;

K_h = rigidezza orizzontale.

M_k = momento adimensionale = M/H .

$y_{es,max} =$	0,18	[cm]	max spostam. per HSLE =	70,0	[kN]
$M_{max,SLU} =$	56,2	[kNm]	momento m.per HSLU =	50,0	[kN]
$P_{max,SLU} =$	32,1	[%]	max mobilitaz. pressione palo-terreno.		
Resistenza di progetto $R_{D,A2}$ (A1+M1+R3) =	338,1	[kN]			



CALCOLO CEDIMENTI AREA DI CARICO

DATI d'INGRESSO

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO		
coefficiente di Skempton	A =	0,40
coefficiente pressione a riposo:	$k_0 =$	0,40
coefficiente correttivo $\beta = A + \alpha * (1 - A)$ (Skempton, Bjerrun)	$\beta =$	0,70
coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,35
$\alpha = \int \sigma_{hci} / \int \sigma_{hci}$	$\alpha =$	0,50
peso di volume del terreno sotto la fondazione [kN/m ³]:	$\gamma_i =$	19,00
peso di volume del terreno sopra la fondazione [kN/m ³]:	$\gamma_s =$	19,00
peso di volume acqua [kN/m ³]:	$\gamma_w =$	10,00
quota livello acqua sotterranea [m]:	$Q_w =$	3,50

Litologia terreni					
quota sup. [m]	quota inf. [m]	granulometria	E_{UL-RL} / E_{cv}		
0,0	6,0	sabbia grossa/ghiaia	2		
6,0	15,0	sabbia grossa/ghiaia	2		
15,00	20,00	sabbia grossa/ghiaia	2		
20,00	200,00	sabbia grossa/ghiaia	2		
			/		
			/		
			/		
			/		
			/		
			/		
Caratteristiche di deformabilità terreni granulari					
Il modulo elastico E relativo ai terreni granulari è assunto pari a $E = m * (p_c / p_0)^n$ dove $p_c = \sigma_v k_0 + \sigma_h$ (σ_v = pressione di contenimento, σ_h = incremento dovuto al sovraccarico), m è il gradiente di E.					
Caratteristiche di deformabilità terreni fini					
quota sup. [m]	quota inf. [m]	OCR	C_c	C_r	c_v [m ² /s]

CARATTERISTICHE DI GEOMETRIA GENERALE E OPZIONI	
lato minore area di carico [m]:	70,0
lato maggiore area di carico [m]:	100,0
pressione trasmessa al terreno [kPa]:	20,0
quota del piano di campagna [m]:	0,0
quota del piano di calpestio [m]:	0,0
quota del piano dell'area di carico [m]:	0,20
grado di consolidaz. pressione di rigonfiam. alla ricarica (terreni fini) [%]:	0,0
intervallo di suddivisione Δx [m]:	0,3



SINTESI

Cedimento dall'applicazione del carico a tempo infinito

	totali [cm]	terreni gross. [cm]	terreni fini [cm]
w_s	0,07	0,07	0,00
w_b	0,22	0,22	0,00
w_l	0,22	0,22	0,00
w_c	0,87	0,87	0,00
w_{medio}	0,49	0,49	0,00