

RELAZIONE GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

OGGETTO

FONDO DI SVILUPPO E COESIONE 2007 - 2013

REGIONE PUGLIA – “Settore Aree Urbane - Città”

Finanziamento: € 1.200.000,00

Finanziamento integrativo: € 450.000,00 (Economie rivenienti dalle Leggi 457/78, 67/88 e 179/92)

REALIZZAZIONE DI N° 9 ALLOGGI DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA
NEL COMUNE DI MARGHERITA DI SAVOIA

Finanziamento complessivo: € 1.650.000,00

Foggia, lì 27.03.2015

**IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
(Dirigente del Settore Tecnico)**

Ing. Vincenzo De Devitiis

**IL PROGETTISTA ARCHITETTONICO
(u.o. Progettazione / Appalti)**

Ing. Antonio Verrastro

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI

Ing. Francesco Lovino

Via Barbarisco n. 7 , 76121 Barletta (BT)

**IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
(u.o. Costruzione / Recupero)**

Ing. Francesco Soleti

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

3.1 Area di sedime

Il sito d'interesse, individuabile mediante le coordinate geografiche 41°22'16.24" N 16° 9'6.23" E, ha la quota altimetrica media di circa 1,0 m s.l.m. e nella Carta Tecnica Regionale l'area è cartografata nell'elemento n°423022. In passato tale sito faceva parte di una vasca evaporante per la produzione del sale, successivamente colmata con terreno argilloso di riporto. Attualmente la vasca più vicina al sito dista circa 40 metri.

Il sottosuolo del sito in esame, come già visto, è costituito da terreno organico e di riporto che raggiunge una profondità variabile tra 1.3 e 3 m dal p.c. Al di sotto è presente un deposito avente uno spessore compreso fra 4 e 6.2 m, costituito da argilla limosa grigiastra e talora marrone di natura palustre, con scarsa consistenza. Questi terreni che raggiungono la profondità media di circa 7.0 metri dal piano campagna, poggiano sulle sabbie fini limose di color nocciola, contenenti intercalazioni limo-argillose, riconosciute fino al termine dei sondaggi meccanici (15 m). La continuità in profondità di quest'ultimo litotipo è stata evidenziata dall'indagine geosismica (MASW). Il piezometro presente nel foro n.3 ha evidenziato la presenza della falda nel sottosuolo a -0,65 m dal p.c. (alla data 13.03.2015).

3.2 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica effettuata dal Geologo Dott. Geol. Isidoro Sorbello Via Montegrappa, 77 71121 Foggia Tel/fax: +39 0881/770870 e-mail: isidorosorbello@inwind.it a cui si fa espressamente rimando.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

Le indagini effettuate sono qui di seguito riportate:

n. 4 perforazioni ad andamento verticale eseguite a carotaggio continuo con diam. 101 mm e rivestimento diam. 127 mm, spinte fino alla profondità di 15 m dal p.c. (denominate S1, S2, S3 e S4). Il perforo S3, è stato inoltre strumentato con piezometro a tubo aperto in PVC, per il rilievo e monitoraggio della falda freatica;

➤ Prelievo, mediante l'utilizzo di un campionatore Shelby, di n.9 campioni indisturbati di terreno. Su n.6 campioni sono state eseguite le opportune prove geotecniche di laboratorio;

➤ Esecuzione di n.8 prove penetrometriche S.P.T.;

➤ Indagine geofisica di superficie consistita in:

- n. 1 profilo sismico con onde P e onde Sh e analisi sismica con metodo MASW, al fine di definire il valore delle V_{s30} .

TERRENI

										Terreni
N _{TRN}	γ_T	K			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A _{S-B}
		K_x	K_y	K_z						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Terreno vegetale e di riporto										
T001	16 500	10	10	30	1	0,001	0,000	5	1	0,000
Argilla limo-sabbiosa										
T002	18 360	10	10	30	1	0,001	0,001	1	1	0,000
sabbia fine limosa										
T003	20 400	60	60	200	27	0,000	0,011	8	0	0,000

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
K	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_x), Y (K_y), e Z (K_z).
ϕ	Angolo di attrito del terreno.
c_u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E_d	Modulo edometrico.
E_{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

STRATIGRAFIE

						Stratigrafie
N _{TRN}	Q _i		Q _f	Cmp. S.	Add	ΔEd
	[m]		[m]			
[S001]-Stratigrafia IACP Margherita						
T001	0,00		-2,50	incoerente	sciolto	nulla
T002	-2,50		-7,50	incoerente	sciolto	nulla
T003	-7,50	INF		incoerente	sciolto	nulla

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
Cmp. S.	Comportamento dello strato.
Add	Addensamento dello strato.
ΔE_d	Variazione con la profondità del modulo edometrico.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.3 Idrogeologia

Tipologia di falda	Quota Piezometrica
Falda a pelo libero (o freatica)	-0.6 m

3.4 Problematiche riscontrate

il terreno presenta scarsa capacità portante, in quanto sembra essere un'area ricolmata con materiale di riporto con scarsa capacità portante. la falda è già presente a quota -0,65 m dal piano campagna. i materiali profondo sono completamente saturi.

Così come prescritto nella relazione Geologica del Dott. Sorbello si è tenuto conto delle seguenti prescrizioni:

- Nel calcolo della capacità portante del singolo palo è opportuno escludere i primi 5 metri per tenere in considerazione l'attrito negativo atteso a lungo termine nei primi metri per effetto della subsidenza del terreno di riporto.
- Si ritiene opportuno fare presente che, nel caso di pali trivellati, occorre usare molta attenzione nell'esecuzione dei fori e nel sostegno delle pareti, in particolare nei primi 7-8 m;
- Occorre evitare che l'area d'impronta della costruzione ricada nella porzione di suolo investigato col sondaggio S4, in quanto in tale area il terreno superficiale organico raggiunge la maggiore profondità (3 metri circa).

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											
0	15	B	ca	X	[T +C]	S	N	C	SI	NO	5
				Y	[T +C]						

LEGENDA:

Ang	Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
NV	Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
CD	Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
MP	Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
Dir	Direzione del sisma.
TS	Tipologia della struttura: Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T + C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso; Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano; Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T + C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
EcA	Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
Ir_{tmp}	Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [S] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [N] = Distribuzione tamponamenti regolare.
C.S.T.	Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.
RP	Regolarità in pianta: [S] = Struttura regolare - [N] = Struttura non regolare.
RH	Regolarità in altezza: [S] = Struttura regolare - [N] = Struttura non regolare.
ξ	Coefficiente viscoso equivalente.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI STRUTTURA

						Fattori di struttura	
Dir. X		K _w	Dir. Y		K _w	Dir. Z	
q	α _u /α ₁		q	α _u /α ₁		q	
3,12	1,30	-	3,12	1,30	-	1,50	

LEGENDA:

q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).
α_u/α₁	Rapporto di sovraresistenza.
K_w	Fattore di riduzione di q ₀ .

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	T _c [*]	T _B	T _C	T _D
	[t]		S _s	C _c		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0393	1,500	1,608	2,519	0,275	0,147	0,442	1,757
SLD	50	0,0502	1,500	1,560	2,563	0,301	0,157	0,470	1,801
SLV	475	0,1306	1,497	1,398	2,592	0,420	0,196	0,587	2,123
SLC	975	0,1729	1,433	1,386	2,573	0,431	0,199	0,598	2,291

LEGENDA:

T_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T^*_c	T_B	T_c	T_D
	[t]		S_s	C_c		[s]	[s]	[s]	[s]
C_c	Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.								
F₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.								
T[*]_c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.								
T_B	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.								
T_c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.								
T_D	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.								

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	CATop
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	41.3705	16.1528	1	T1	1,00

LEGENDA:

Cl Ed	Classe dell'edificio.
Lat.	Latitudine geografica del sito.
Long.	Longitudine geografica del sito.
Q_g	Altitudine geografica del sito.
CTop	Categoria topografica (Vedi NOTE).
CATop	Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
	Categoria topografica.
	T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.
	T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.
	T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
	T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

fondazioni indirette di tipo a pali su platea di fondazione dello spessore di 80cm.

6 - MODALITA' COSTRUTTIVE

i cedimenti riscontrati nelle prove di carico effettuate durante i sondaggi geologici sono importanti, questi hanno portato a scelte progettuali per le fondazioni con platea su pali.

7 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [DM 14/01/2008]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,00

Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del DM 14/01/2008.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [EN 1997-1:2005 (EC7)]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Angolo di attrito	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Coesione non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.II del DM 14/01/2008.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

7.1 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente).

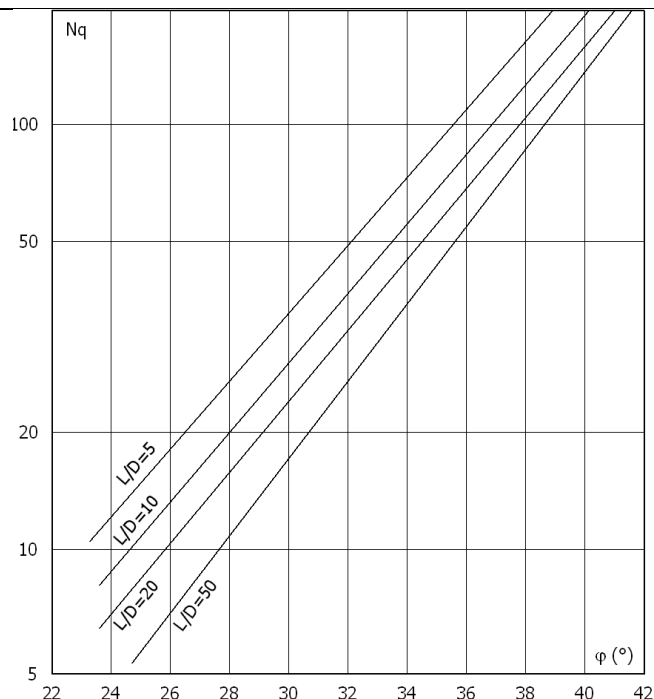
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta P_p si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

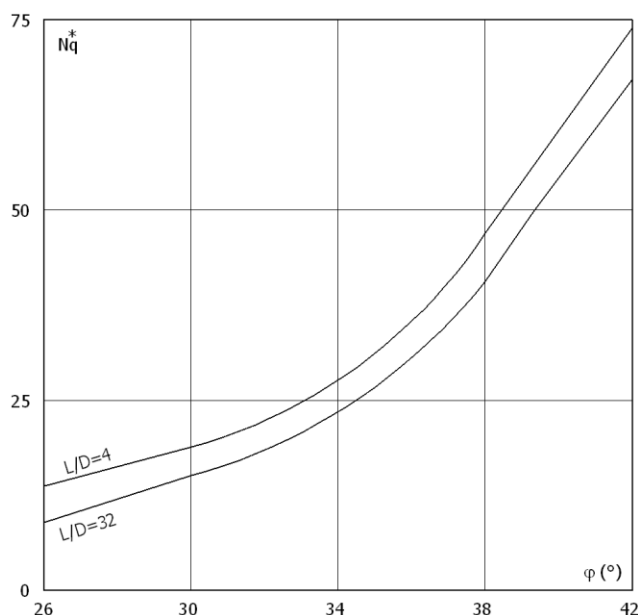
- per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$;
- c è la coesione;
- q è la pressione litostatica alla punta del palo.



Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate. In caso di **condizioni drenate** si assume $c=c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive. In **condizioni non drenate** si assume $q = q_{\text{tot}}$ (pressione totale), $c=c_u$ (coesione non drenata), $\phi=0$ e $N_c=9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

La portanza viene valutata portando in conto che la resistenza alla punta di un palo si mobilita per determinati valori di cedimento proporzionali al diametro del palo. Pertanto, viene fatta la distinzione fra pali di medio e grande diametro (>80 cm), per i quali la resistenza alla punta non viene mobilitata se non dopo un cedimento che può essere notevole (in tal caso si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q).



Per il calcolo della resistenza laterale si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s$$

in cui s è la somma di un termine di adesione a indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume $a = 0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ (con $\mu = A \cdot \tan \phi$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno). In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha \cdot c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

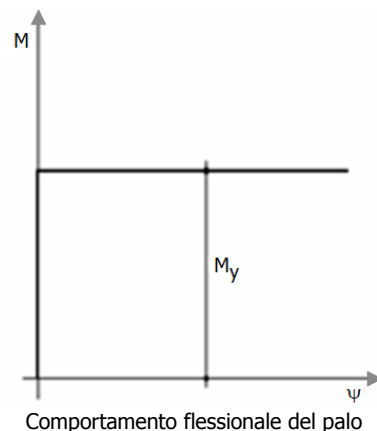
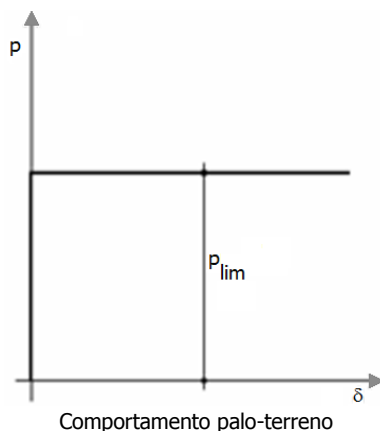
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

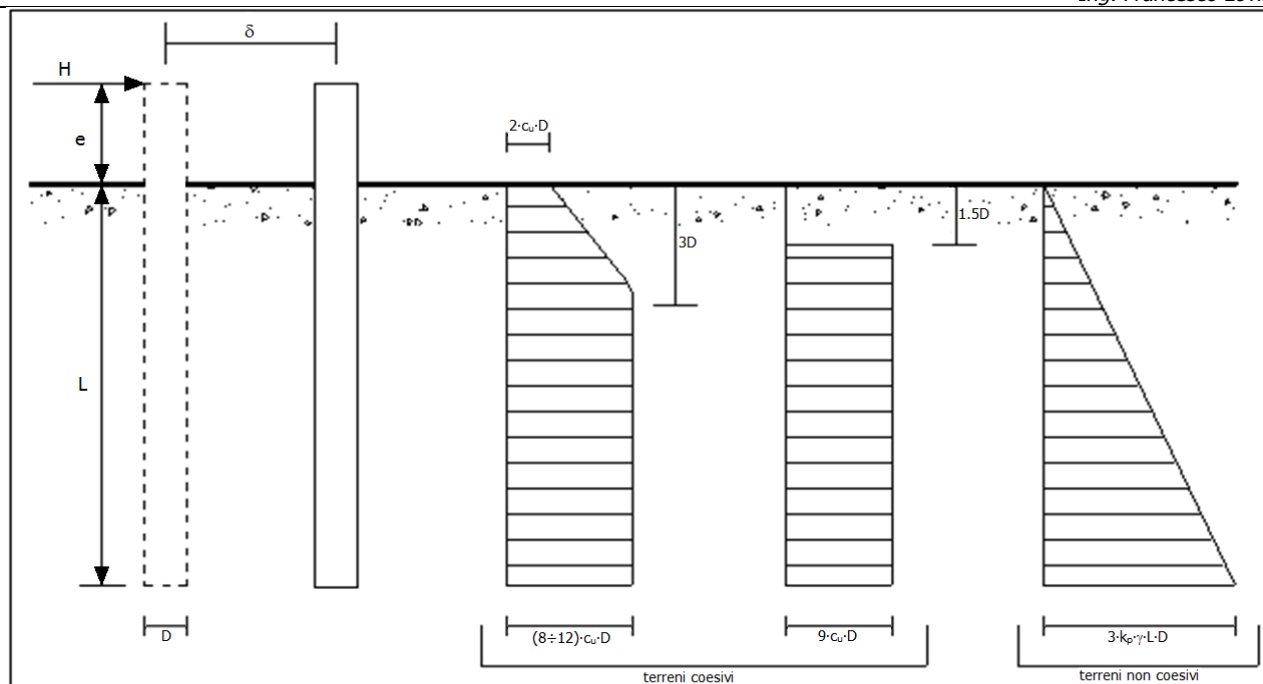
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- **Palo corto** \Rightarrow (plasticizzazione terreno)
- **Palo intermedio** \Rightarrow (plasticizzazione palo)
- **Palo lungo** \Rightarrow (plasticizzazione terreno)

Nel caso di **terreni non coesivi** ($c=0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p = 0$ (in testa) fino al valore $p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2 \cdot c_u \cdot D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1.5 \cdot D$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente ed è fondamentale per il calcolo delle sezioni che si plasticizzano. Di ciò viene tenuto correttamente conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R , relativo all'approccio utilizzato.

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R di pali soggetti a carichi assiali

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	γ_R	R3	R3	R3
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

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

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale γ_T (R3)
1,30

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = \frac{R_{cal}}{\xi_3}$$

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia $Q_{MaxVrt} - Q_{dVrt}$ e $Q_{MaxOrz} - Q_{dOrz}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

N.B: il valore del Q_{MaxVrt} rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si sottrae la differenza fra il peso del palo ed quello del volume di terreno occupato dal palo.

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale												
IdPI/Pnt PI	IdNd,sup	Q _{Ed,V} [N]	Q _{Ed,O} [N]	Q _{d,V} [N]	Q _{d,V,P} [N]	Q _{d,V,L} [N]	Q _{d,O} [N]	M _{max,O} [N-m]	T.R.	Z _{c,pls} [m]	CS _v	CS _o
PALO33	00061	167463	105573	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,16	1,49
PALO34	00095	167166	99210	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,17	1,59
PALO35	00094	175327	92237	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,84	1,71
PALO36	00093	202790	85622	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	5,91	1,84
PALO37	00092	195738	85274	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,12	1,85
PALO38	00091	167090	89657	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,17	1,76
PALO39	00090	143090	93335	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	8,38	1,69
PALO40	00060	128455	96157	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	9,33	1,64
PALO32	00089	101793	95474	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	11,77	1,65
PALO31	00088	119273	91879	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	10,05	1,71
PALO30	00087	148700	87992	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	8,06	1,79
PALO29	00237	183161	83483	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,54	1,89
PALO28	00233	188492	83523	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,36	1,89
PALO27	00086	155687	90708	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,70	1,74
PALO26	00085	131106	97874	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	9,14	1,61
PALO25	00084	122569	104996	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	9,78	1,50
PALO17	00083	122025	104057	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	9,82	1,51
PALO18	00082	131162	96595	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	9,14	1,63
PALO19	00081	150159	89347	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,98	1,76
PALO20	00080	175449	83301	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,83	1,89
PALO21	00079	175297	82906	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,84	1,90
PALO22	00078	140440	86715	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	8,53	1,82
PALO23	00077	113155	90744	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	10,59	1,74
PALO24	00076	99788	94699	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	12,01	1,66
PALO16	00075	103224	95194	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	11,61	1,66
PALO8	00063	119702	95844	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	10,01	1,64
PALO7	00074	127054	92881	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	9,43	1,70
PALO15	00073	117485	91750	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	10,20	1,72
PALO14	00072	141264	87946	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	8,48	1,79
PALO13	00071	166029	84233	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,22	1,87
PALO6	00070	151484	89211	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,91	1,77
PALO5	00040	176199	85622	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,80	1,84
PALO4	00109	182202	86017	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	6,58	1,83
PALO3	00069	169307	91570	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,08	1,72
PALO2	00068	159085	98268	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,53	1,60
PALO1	00062	161356	104422	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,43	1,51
PALO9	00067	128378	103957	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	9,34	1,52
PALO10	00066	139532	97233	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	8,59	1,62
PALO11	00065	154809	90314	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,74	1,74
PALO12	00064	168602	84605	1198467	856905	341562	157562	377084	Palo Lungo	3,45	7,11	1,86

LEGENDA:

IdPI/Pnt PI

Identificativo del palo o del plinto su pali.

IdNd,sup

Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.

Q_{Ed,V}

Carico verticale di progetto.

Q_{Ed,O}

Carico orizzontale di progetto.

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale												
Id _{PI} /Pnt PI	Id _{Nd,sup}	Q _{Ed,V}	Q _{Ed,O}	Q _{d,V}	Q _{d,V,P}	Q _{d,V,L}	Q _{d,O}	M _{max,O}	T.R.	Z _{c,pls}	CS _v	CS _o
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N·m]		[m]		
Q_{d,V}		Resistenza di progetto verticale.										
Q_{d,V,P}		Resistenza di progetto verticale alla punta.										
Q_{d,V,L}		Resistenza di progetto verticale per attrito laterale.										
Q_{d,O}		Resistenza di progetto orizzontale.										
M_{max,O}		Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.										
T.R.		Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).										
Z_{c,pls}		Profondità della seconda cerniera plastica.										
CS_v		Coefficiente di sicurezza per azioni verticali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).										
CS_o		Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).										

Barletta, 25/03/2015

Il progettista strutturale

ing. Francesco Lovino

Per presa visione, il direttore dei lavori

...

Per presa visione, il collaudatore

...