



COMUNE DI SANT'ARCANGELO



PROVINCIA DI POTENZA

REGIONE BASILICATA

PIANO DI LOTTIZZAZIONE

Distretto Perequativo D.P.1

Superficie Totale mq 16031,00

ELABORATO 6 PL	RELAZIONE GEOTECNICA-IDROGEOLOGICA	SCALA 1:1000 DATA 14/03/2014 AGG.
--------------------------	---------------------------------------	---

I Committenti:

Fantini Roberto
Greco Antonio
La Grotta Pietro



IL TECNICO

Ing. Roberto Fantini

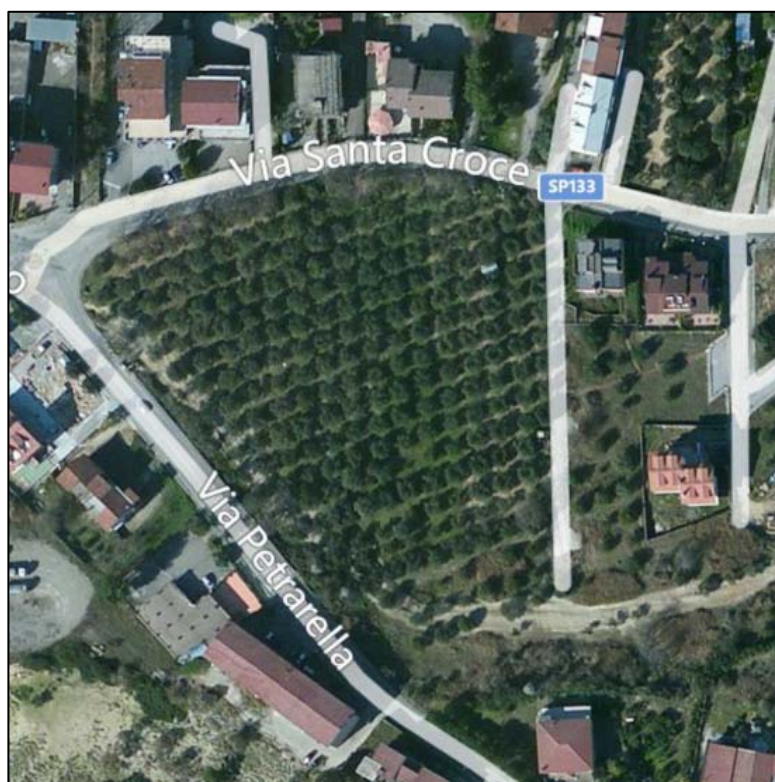
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

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 DEL PRESENTE PIANO DI LOTTIZZAZIONE E DELLE FUTURE OPERE.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio. Detta area è stata inizialmente destinata ad edifici pubblici, secondo la previsione del P.di F. adottato con delibera consiliare n. 38/78. Successivamente il Comune di Sant'arcangelo, con delibera consiliare n. 35/88, ha adottato una variante al predetto P. di F. con la quale ha stabilito di mantenere vincolata l'area individuandola come zona di trasferimento dei rioni pericolanti.

L'Area a causa della su menzionata Variante al P di F. nonché dell'approvazione della Lottizzazione “Sansanelli Limitrofa” , e per ultimo all'approvazione del Regolamento Urbanistico Vigente, è stata sottoposta a molteplici indagini geologiche che hanno permesso di caratterizzare in maniera esaustiva le caratteristiche geotecniche e geologiche del sito in esame. L'area è situata in un ambito prettamente residenziale, attualmente si configura come un vero e proprio vuoto urbano.come si evince dalla vista aerea sottostante

-VISTA AEREA .Zona Interessata dalla Lottizzazione.



In data 24/01/1990 è stato espresso parere favorevole dall'Ufficio Geologico della Regione Basilicata , parere n. 4160 di prot., per la lottizzazione "Sansanelli adiacente" approvata con delibera consiliare n. 207 del 26/09/1989 e per la variante al P.F. che interessava l'ara oggetto della presente Lottizzazione , di cui si riportano in sintesi i risultati delle indagini svolte sul sottosuolo dal Geol. Dott. Senatro Vivoli, e la Tav.n.2 tratta dallo studio geologico allegato al parere dell'Ufficio Geologico.

TAV.n.2



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica dei terreni per il futuro dimensionamento delle opere 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

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito allegata alla Variante del P.F. , 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 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato, dato per altro confermato dalle molteplici indagini fatte .

3.2 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, 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:

B [Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT, 30 > 50 nei terreni a grana grossa e c_u , 30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).], 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 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

Descrizione del terreno	Q_i	Q_f	C_m	Ad	Peso sp.	K_z	K_o	f_i	C_{eff}	C_u	Ed	VEd
Stratigrafie												
Terreni fondazioni dirette												
Sabbia	-	-	-	-	19000	200	60	31	0,05	0	25	-

mediamente													
consolidata													
Q _i =Quota iniziale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)													
Q _f =Quota finale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)													
C _m =Grado di coerenza del terreno													
Ad=Coefficiente di adesione													
Peso sp.=Peso specifico del terreno													
K _z =Costante di sottofondo in verticale													
K _o =Costante di sottofondo orizzontale (media aritmetica fra le costanti lungo X e lungo Y)													
fi=Angolo di attrito interno													
C _{eff} =Coesione efficace													
C _i =Coesione													
Ed=Modulo edometrico.													
VEd=Variazione del modulo edometrico con la profondità.													

4.2 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 rigidità 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.

4.3 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	S	Mcm	PAc	EcA	IrT	TP	RP	RH	CVE	Fattori di Riduzione degli Spettri				
													SoX	SoY	SLU Sv	SLD	
													(q)	(q)		Sov	
[ssdc]																	
0	30	B	ca	T	XY	A	S	N	B	SI	SI	2	3,30	3,30	1,50	1,00	

Tr	Ag	Amplif. Stratigrafica		FO	T ^c
		Ss	Cc		
[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
30	0,0405	1,200	1,419	2,435	0,280
50	0,0508	1,200	1,382	2,447	0,320
475	0,1231	1,200	1,296	2,534	0,441
975	0,1582	1,200	1,286	2,586	0,458

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Amplificazione Topografica	
						Categ Topog	Coef Ampl Topog
						[anni]	[anni]
2	50	50	40° 14' 56.00"	16° 16' 21.00"	388	T1	1,00

LEGENDA Dati generali analisi sismica

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.

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferiment o	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Amplificazione Topografica	
						Categ Topog	Coef Ampl Topog
						[anni]	[anni]

CD Classe di duttilita': [A] = Alta - [B] = Bassa.

MP Tipo di materiale prevalente nella struttura: [ca] = calcestruzzo armato.

S Tipologia della struttura:

Cemento armato: [T] = Telaio - [P] = Pareti - [TP] = Mista telaio-pareti - [N] = nucleo - [2P] = Due pareti per direzione non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso;

Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;

Acciaio: [T] = Telaio - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo invertito - [TT] = telaio con tamponature.

Mcm Struttura con telai multicampata: [N]=Nessuna direzione - [X]=Solo in direzione X - [Y]=Solo in direzione Y - [XY]=Sia in direzione X che Y.

PAc Presenza nella struttura di pareti accoppiate: [P] = presenti - [A] = Assenti

EcA Eccentricita' accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.

IrT Irregolarita' tamponature in pianta: [S] = Tamponature irregolari in pianta - [N] = Tamponature regolari in pianta.

TP Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni: [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] = Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositati 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.

RP Regolarita' in pianta: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.

RH Regolarita' in altezza: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.

CVE Coefficiente viscoso equivalente.

Classe

Classe dell'edificio.

Edificio

SoX (q) Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLU per sisma orizzontale in direzione X (Fattore di struttura).

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferiment o	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Amplificazione Topografica	
						Categ Topog	Coef Ampl Topog
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		

SoY (q) Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLU per sisma orizzontale in direzione Y (Fattore di struttura).

SLU Sv Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLU per sisma verticale.

SLD Sov Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLD per sisma orizzontale e verticale.

Categ

Categoria topografica. (Vedi NOTE)

Topog

Coef

Ampl Coefficiente di amplificazione topografica.

Topog

Ag Coefficiente di accelerazione al suolo.

Ss Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO / SLD / SLV / SLC.

Cc Coefficienti di Amplificazione di Tc 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.

Latitudi

ne Latitudine geografica del sito.

ne

Longitu

dine Longitudine geografica del sito.

dine

Altitudi

ne Altitudine geografica del sito.

ne

NOTE

Categoria topografica

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferiment o	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Amplificazione Topografica	
						Categ Topog	Coef Ampl Topog
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		

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 dirette

6 - VERIFICHE DI SICUREZZA

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

$$E_d \leq R_d \quad \text{dove:}$$

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 di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione **A1+M1+R3**), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2008, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l'approccio 2, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari.

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.

6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

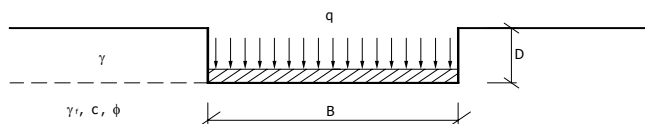
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L .



Calcolo dei fattori N_c , N_q , N_γ

Condizioni non drenate	Condizioni drenate
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen} \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = \gamma (N_q + 1) \cdot i \bar{r} \phi$

dove:

$$k_p = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{è il coefficiente di spinta passiva;}$$

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$s_c = 1 + \frac{B}{(2 + \pi)L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg} \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

con $B/L < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1;$$

$$k = \text{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1.$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$d_c = 1 + 0.4 k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \text{tg} \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + \gamma \text{tg} \phi (1 - 2 \text{ctg} \phi)_s \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$i_c = 1 - \frac{B \cdot \Gamma \cdot c^u \cdot \mathcal{N}^c}{\mathcal{M} \cdot H}$	$i_c = i^d - \frac{\mathcal{N}^c \cdot \text{tg} \delta}{1 - i^d}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m$
$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1}$

dove:

$$A_f = B \cdot L$$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$);

δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

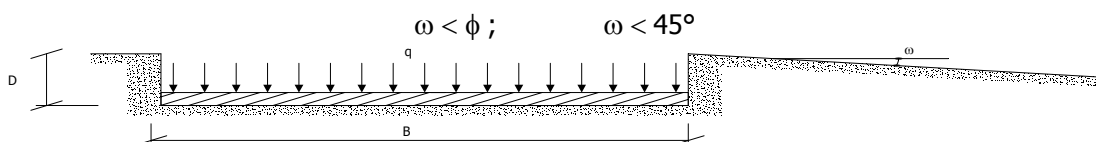
$$H < \mathcal{N} \cdot \text{tg} \delta + \mathcal{V}^l \cdot c^s$$

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω l'angolo di inclinazione del piano campagna, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \text{tg} \phi}$
$\rho^d = 1$	$b_q = (1 - \text{tg} \omega)^2 \cos \omega$
$\rho^l = 1$	$\rho^s = \frac{\cos \omega}{\rho^d}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

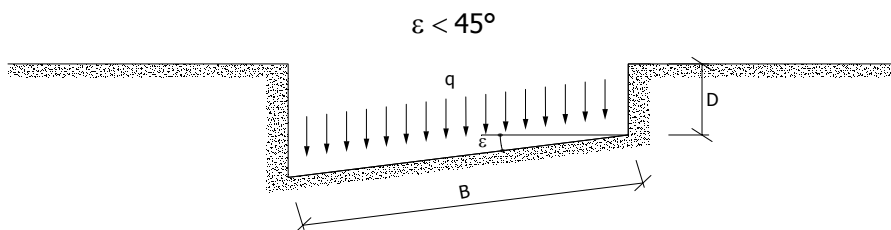


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε l'angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{2 + \pi}$	$g_c = g^d - \frac{I^c \cdot \tan \phi}{I - g^d}$
$g^d = I$	$g^d = (I - \varepsilon \cdot \tan \phi)_s$
$g_\lambda = I$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E = modulo elastico del terreno. Nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico;

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5;

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

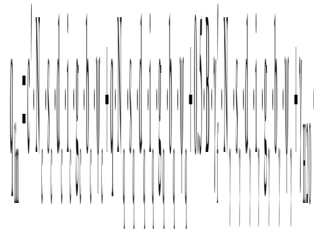
La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \text{ctg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$\psi_c = 1$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \cdot \tan \phi}$
$g^d = 0.35 + 0.15 \frac{\Gamma}{B} + 0.0 \cdot e \cdot I^c$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \text{sen} \phi \cdot \ln(2I_r)}{1 + \text{sen} \phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

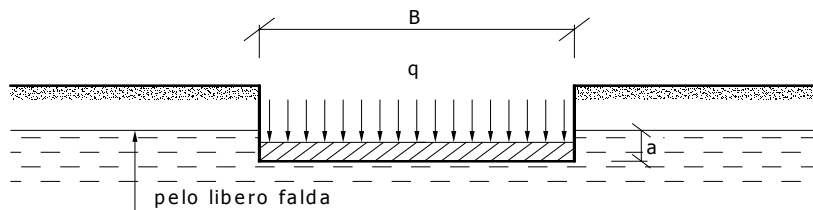
Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza a sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:



dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

$$\bar{d} = \lambda \cdot (D - \sigma) + \lambda_v \cdot \sigma$$

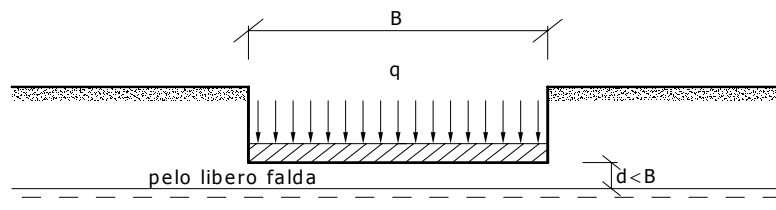


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d , tale che:

$$D \leq d \leq D + B, \quad \text{o in altri termini} \quad d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \left(\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \frac{d}{B} \right) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità d , tale che:

$$q > D + B, \quad \text{o in altri termini} \quad d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

6.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} , valutabile con i riferimenti normativi specificati per i pendii (circolare esplicativa § C 7.11.5.3.1). In tal modo è possibile esprimere il K_{hk} (§ 7.11.3.5.2, NTC 2008) come:

$$k_{hk} = \beta_s \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 7.11.I del DM 14/01/2008:

Tab. 7.11.I – DM 14/01/2008

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_q(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_q(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_q(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

$$c_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\text{tg}\phi}\right)^{0.45}$$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

$$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{\text{tg}\phi}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_{hi}$$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$k_{hi} = \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLV per $T=0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Q_{lim}, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto) diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione. Nel caso in esame tale valore, come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2008, è stato assunto pari:

$$\gamma_R = 2.3.$$

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{max} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "per N_q", "per N_c" e "per N_γ", relative ai "Coef. Cor. Terzaghi", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

VERIFICHE A CARICO LIMITE

Verifiche a carico limite															
Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			Q _{Max}	Q _{Lim}
		X	Y	Rtz				per N _q	per N _c	per N _γ	per N _q	per N _c	per N _γ		
		[m]	[m]	[°]				[m]	[m]						
Platea 1	20,38	13,14	4,46	89,78	0,45	-	NON Coesivo	1,24	1,25	0,86	20,63	32,67	25,99	0,023	0,463
Platea 2	22,33	7,72	6,20	180,00	0,45	-	NON Coesivo	1,50	1,53	0,68	20,63	32,67	25,99	0,022	0,493

LEGENDA - Verifiche a carico limite

Verifiche a carico limite

Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMax	QLim
		X	Y	Rtz				per N_q	per N_c	per N_γ	per N_q	per N_c	per N_γ		
		[m]	[m]	[°]				[m]	[m]						

Descrizione

Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.

e

CS

Coefficiente di sicurezza [NS] = Non significativo.

Dimensioni

Dimensioni dell'elemento di fondazione.

i

Rtz

Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.

Prof

Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.

Falda

Profondità di falda sotto l'elemento di fondazione dal piano campagna.

Comp.

Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.

Terreno

Coef. Cor.

Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.

Terzaghi

Coef. Calc.

Coefficienti di calcolo per la formula di Terzaghi.

Terzaghi

QMax

Carico Massimo di Progetto allo SLU.

QLim

Carico Limite.

Il Tecnico

Ing.Roberto Fantini