

COMUNE DI BARI

PERMESSO DI COSTRUIRE

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

OGGETTO :

- DEMOLIZIONE FABBRICATO "EX CASA CUSTODE" E RIPRISTINO AREA
- NUOVA COSTRUZIONE DI UN DEPOSITO
- REALIZZAZIONE NUOVA PAVIMENTAZIONE AREA DEPOSITI

COMMITTENTE:

AZIENDA MUNICIPALE GAS S.p.A
VIA ACCOLTIL GIL - Z.I. - BARI
TEL.080 53.90.111

ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

A.RF
Data Dicembre 2017
Aggiornamento Gennaio 2019
Aggiornamento
Aggiornamento
Aggiornamento
Scala

Progetto

Dr. Ing. Tonia Turitto

via Armando Diaz n. 61 70020 - Cassano delle Murge
C.F. TRTTNO69D51Z133N P.IVA 05894970721
tel. 080 764354 cell. 3332182115

COMUNE DI BARI

PERMESSO DI COSTRUIRE

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

OGGETTO :

- DEMOLIZIONE FABBRICATO "EX CASA CUSTODE" E RIPRISTINO AREA
- NUOVA COSTRUZIONE DI UN DEPOSITO
- REALIZZAZIONE NUOVA PAVIMENTAZIONE AREA DEPOSITI

COMMITTENTE:

AZIENDA MUNICIPALE GAS S.p.A
VIA ACCOLTIL GIL - Z.I. - BARI
TEL.080 53.90.111

ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Dr. Ing. Tonia Turitto

Progetto

Data
Dicembre 2017

Aggiornamento

Aggiornamento

Aggiornamento

Aggiornamento

Scala

via Armando Diaz n. 61 70020 - Cassano delle Murge
C.F. TRTTNO69D51Z133N P.IVA 05894970721
tel. 080 764354 cell. 3332182115

Indice

Indice.....	1
1. Descrizione Generale dell'Opera	3
2. Normativa di Riferimento.....	3
3. Indagini Geognostiche	4
3.1. Area di Sedime	4
3.2. Prove effettuate e Caratterizzazione Geotecnica	4
3.3. Idrogeologia.....	5
3.4. Problematiche riscontrate.....	6
4. Modellazione Geotecnica e Pericolosità Sismica del Sito	6
4.1. Modellazione Geotecnica.....	6
4.2. Pericolosità Sismica	6
5. Scelta Tipologica delle Opere di Fondazione	9
6. Modalità Costruttive.....	9
7. Verifiche di Sicurezza	9
7.1. Carico limite fondazioni dirette	10
7.1.1. Calcolo dei fattori N_{cr} , N_{qr} , N	11
7.1.2. Calcolo dei fattori di forma s_{cr} , s_{qr} , s	11
7.1.3. Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_{cr} , d_{qr} , d	12
7.1.4. Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_{cr} , i_{qr} , i	12
7.1.5. Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_{cr} , b_{qr} , b	13
7.1.6. Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_{cr} , g_{qr} , g	13
7.1.7. Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento α_{cr} , α_{qr} , α	14
7.1.8. Correzione per fondazione tipo piastra.....	14
7.1.9. Calcolo del carico limite in condizioni non drenate	15
7.2. Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma	15
7.2.1. Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c^*	16
7.2.2. Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_{cr} , z_{qr} , z	17
7.2.3. Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU).....	17

8.	Stima dei Cedimenti delle Fondazioni.....	20
8.1.	Calcolo dell'incremento delle tensioni.....	20
8.1.1.	Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa	22
8.2.	Calcolo dei Cedimenti	23
8.2.1.	Terreni a grana grossa	23
8.2.2.	Terreni a grana fina	23
8.3.	Calcolo delle distorsioni angolari.....	25
9.	Verifica a Scorrimento sul Piano di Posa.....	26

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 dal Tecnico Progettista sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio fornite dal Geologo.

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), in materia di "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), in materia di "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8), in materia di "Aggiornamento delle 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:

- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8), in materia di "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord. n. 5), in materia di "Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018";
- Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 17/01/2018.

3. Indagini Geognostiche

Sulla base di quanto dettagliato nella *Relazione Geologica* (elaborato A8) 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

L'area interessata dal progetto, collocata all'interno dell'"Azienda Municipale Gas S.p.a.", ubicata nel Comune di Bari in Via Accolti Gil Z.I. si eleva ad una quota di 14 m sul livello del mare e dista dalla linea di costa circa 5 km.

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* (elaborato A8).

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

TERRENI

N _{TRN}	γ _T	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Materiali di riporto										
T001	17 600	16	16	28	23	0,000	0,000	50	0	0,000
Calcareni mediamente addensate										
T002	18 600	72	82	128	35	0,008	0,060	228	175	1,000
Ammassi calcarei fratturati										
T003	22 000	328	328	210	37	0,015	0,010	373	287	1,000

LEGENDA:

N _{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ _T	Peso specifico del terreno.
K ₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c _u	Coesione non drenata.

Terreni

N _{TRN}	γ _T	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	

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 in Situ					
T001	0,00	-3,70	coerente	denso	lineare
T002	-3,70	-6,50	coerente	denso	lineare
T003	-6,50	INF	coerente	denso	lineare

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. Comportamento dello strato.

S.

Add Addensamento dello strato.

ΔEd Variazione con la profondità del modulo edometrico.

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"*).

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i=1}^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

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

L'area studiata è interessata da una falda profonda generalmente "in pressione", circolante all'interno dei calcari mesozoici.

La sua profondità si aggira intorno ai 15-20 m così come si evince da conoscenze in aree prossime a quelle in esame.

3.4. Problematiche riscontrate

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

4. Modellazione Geotecnica e Pericolosità Sismica del Sito

Le indagini effettuate permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**, basandosi sulle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$).

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	B	NO	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 - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
 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_{Temp}** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = 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 con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento					
Dir	q	q ₀	k _R	α_u/α_1	K _w
X	2,760	3,45	0,8	1,15	-
Y	2,760	3,45	0,8	1,15	-
Z	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
- q₀** Valore di base (comprensivo di K_w).

Fattori di comportamento

Dir	q	q ₀	k _R	α _u /α ₁	K _w

k_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza.

α_u/α₁ Rapporto di sovraresistenza.

K_w Fattore di riduzione di q₀.

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	T [*] _c	T _B	T _c	T _D
			S _s	C _c					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0261	1,200	1,489	2,381	0,220	0,109	0,328	1,705
SLD	50	0,0325	1,200	1,419	2,429	0,280	0,132	0,397	1,730
SLV	475	0,0725	1,200	1,254	2,612	0,520	0,217	0,652	1,890
SLC	975	0,0948	1,200	1,240	2,641	0,550	0,227	0,682	1,979

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.

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.

CI Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	C _{Top}	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	41.1215	16.8106	13	T1	1,00

LEGENDA:

CI Ed Classe dell'edificio

Lat. Latitudine geografica del sito.

Long. Longitudine geografica del sito.

Q_g Altitudine geografica del sito.

C_{Top} Categoria topografica (Vedi NOTE).

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Categoria topografica.

T1: Superficie piane, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°.

T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°.

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

5. Scelta Tipologica delle Opere di Fondazione

In questo paragrafo sono contenute le informazioni relative alle tipologie di fondazione desunte dai risultati dell'analisi geotecnica dei terreni di posa.

L'assetto geostrutturale del sottosuolo risulta idoneo alla ad una fondazione superficiale del tipo continuo a travi rovesce.

6. Modalità Costruttive

Le fondazioni saranno realizzate tutte con una struttura in cemento armato gettato in opera, posizionate direttamente sul terreno di fondazione idoneamente livellato con magrone.

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 dal paragrafo 2.6.1 del D.M. 17/01/2018, 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 D.M. 17/01/2018.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [D.M. 11/01/2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del D.M. 17/01/2018.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [D.M. 17/01/2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi_k$	$\gamma_{\varphi\beta}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 17/01/2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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 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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

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' = lunghezza ridotta della suola di fondazione (vedi Nota Bene);

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, r = coefficienti correttivi.

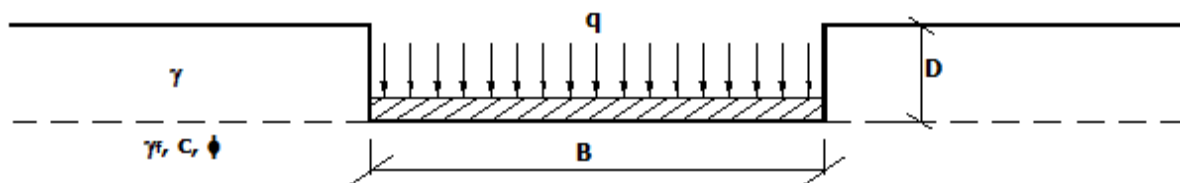
Nota Bene: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$L' = L - 2 \cdot e_L$ e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:



7.1.1. Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ .

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

dove:

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

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

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

7.1.2. Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ .

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

7.1.3. Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ .

Si definisce il seguente parametro:

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

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

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

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza } H \text{ è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza } H \text{ è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza } H \text{ forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$

$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$
----------------	---	---

dove:

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

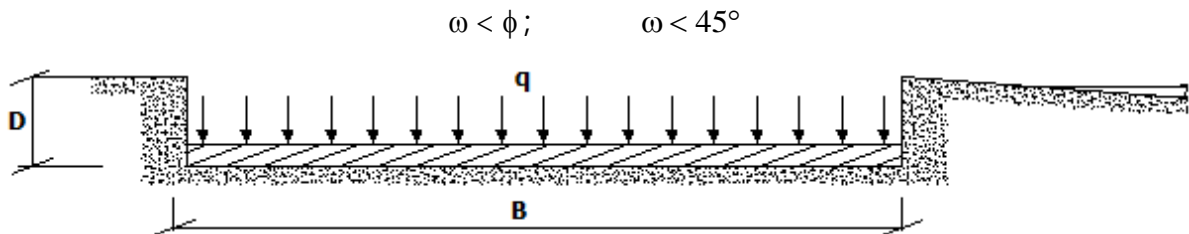
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

7.1.5. Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b .

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

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b = b_q / \cos \omega$	$b = b_q / \cos \omega$

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

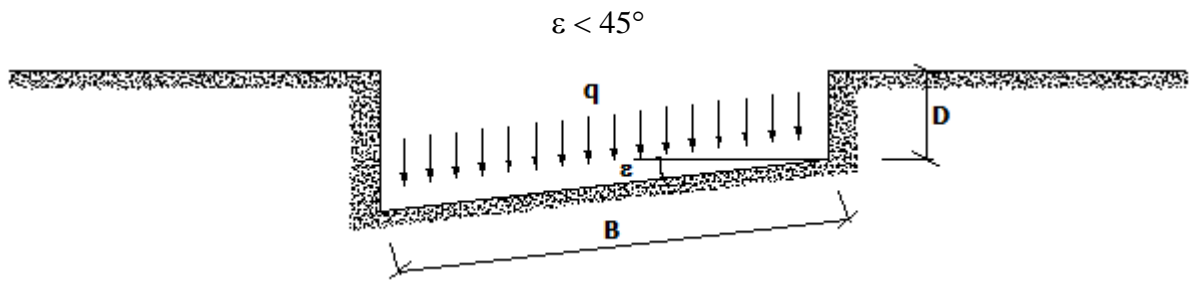


7.1.6. Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g .

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

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



7.1.7. Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

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, a vantaggio di sicurezza;

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

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

7.1.8. Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_γ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ:

$$r_{\gamma} = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}\left(\frac{B}{2}\right) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r. al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r _γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N_γ" è predominante.

7.1.9. Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

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

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

dove:

c_u = coesione non drenata;

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

Nota Bene: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito φ sia nullo (φ = 0).

7.2. 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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot Z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot Z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot c_\gamma$$

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.

7.2.1. 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} che è pari a:

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

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 seguente tabella:

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

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

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\text{tg}\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{k_{hk}}{\text{tg}\phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

7.2.2. 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:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$z_c = z_q = z_\gamma = 1$	$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_{hi}$ se $z_c > 0$, altrimenti $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{\text{tg}\phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{k_{hk}}{\text{tg}\phi} < 1$, altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

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.

7.2.3. 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 $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite Q_{lim} (calcolato come sopra esposto) e il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 17/01/2018)

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Max} e $Q_{d,Rd}$ 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 CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]]	[N/mm ²]]	
Trave 7-8	44,1 6	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,47	1,48	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,074	3,273	N O
Trave 5-6	44,1 6	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,47	1,48	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,074	3,273	N O
Trave 6-7	47,7 9	5,90	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,46	1,48	0,92	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,068	3,264	N O
Trave 4-8	42,2 6	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,45	1,47	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,077	3,243	N O
Trave 3-4	39,8 1	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,46	1,48	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,082	3,260	N O
Trave 1-2	39,8 1	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,46	1,48	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,082	3,260	N O
Trave 2-3	43,2 2	5,90	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,46	1,47	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,075	3,250	N O
Trave 1-5	42,2 6	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,45	1,47	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,077	3,243	N O
Trave 2-6	45,4 6	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,48	1,50	0,94	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,073	3,302	N O
Trave 3-7	45,4 6	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,48	1,50	0,94	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,073	3,302	N O

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	

CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

L_{x/y} Dimensioni dell'elemento di fondazione.

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

Z_{P.cmp} Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.

Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.

Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.

C. Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.

Terzaghi

hi

Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.

Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.

R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Trave 7-8	78,9 8	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,44	1,47	0,90	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,052	4,122	N O
Trave 5-6	78,9 8	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,44	1,47	0,90	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,052	4,122	N O
Trave 6-7	85,5 1	5,90	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,44	1,46	0,90	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,048	4,113	N O
Trave 4-8	75,1 3	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,43	1,46	0,89	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,054	4,088	N O
Trave 3-4	72,0 3	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,44	1,46	0,89	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,057	4,111	N O
Trave 1-2	72,0 3	5,75	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,44	1,46	0,89	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,057	4,111	N O
Trave 2-3	78,1 9	5,90	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,43	1,46	0,90	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,052	4,100	N O
Trave 1-5	75,1 3	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,43	1,46	0,89	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,054	4,088	N O
Trave 2-6	81,8 6	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,45	1,48	0,91	32,3 9	45,2 0	46,3 8	0,051	4,150	N O
Trave 3-7	81,8	6,20	0,90	0,00	3,65	15,00	Coesivo	1,45	1,48	0,91	32,3	45,2	46,3	0,051	4,150	N

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]]	[N/mm ²]]	
	6										9	0	8			0

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- L_{x/y}** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- R_{tz}** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
- Z_{P.cmp}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z_{Fld}** Profondità della falda dal piano campagna.
- Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- C.** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Terzag**
- hi**
- Q_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

8. Stima dei Cedimenti delle Fondazioni

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

8.1. Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche θ, z, r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

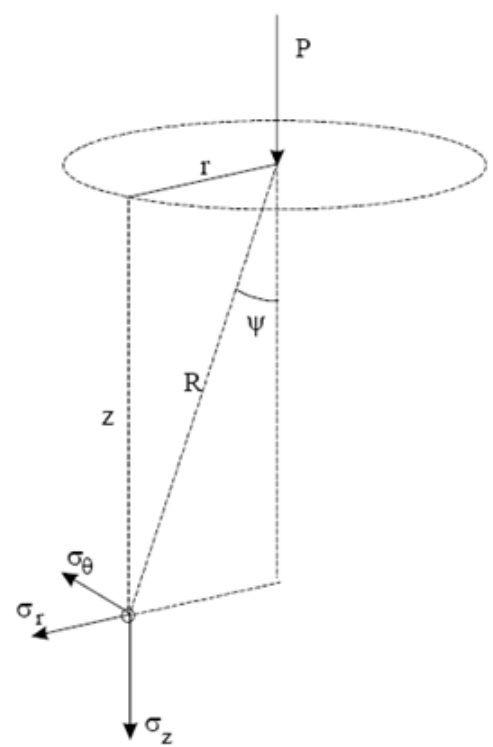
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y , diventano:

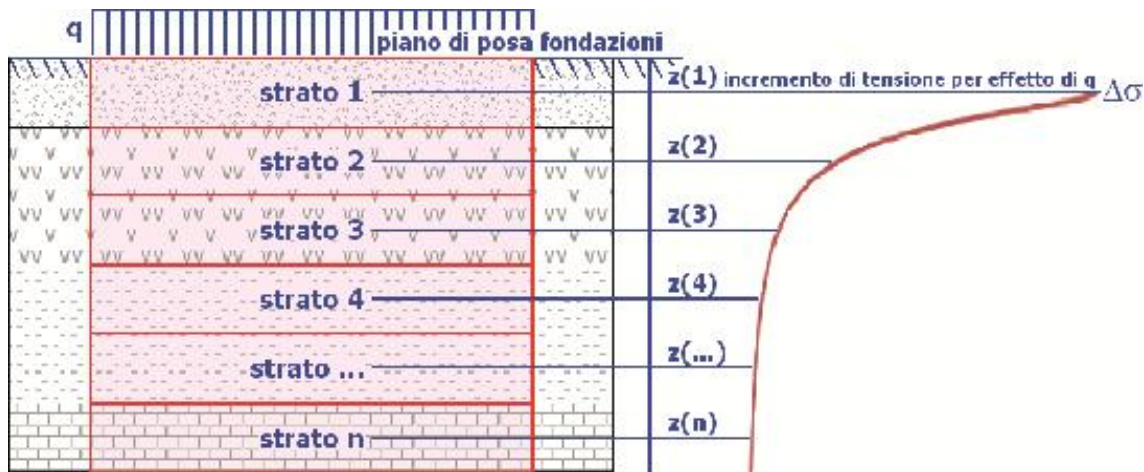
$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha)$$

dove α è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X .

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.





8.1.1. Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x , F_y , F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

8.2. *Calcolo dei Cedimenti*

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

8.2.1. Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_o) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

8.2.2. Terreni a grana fina

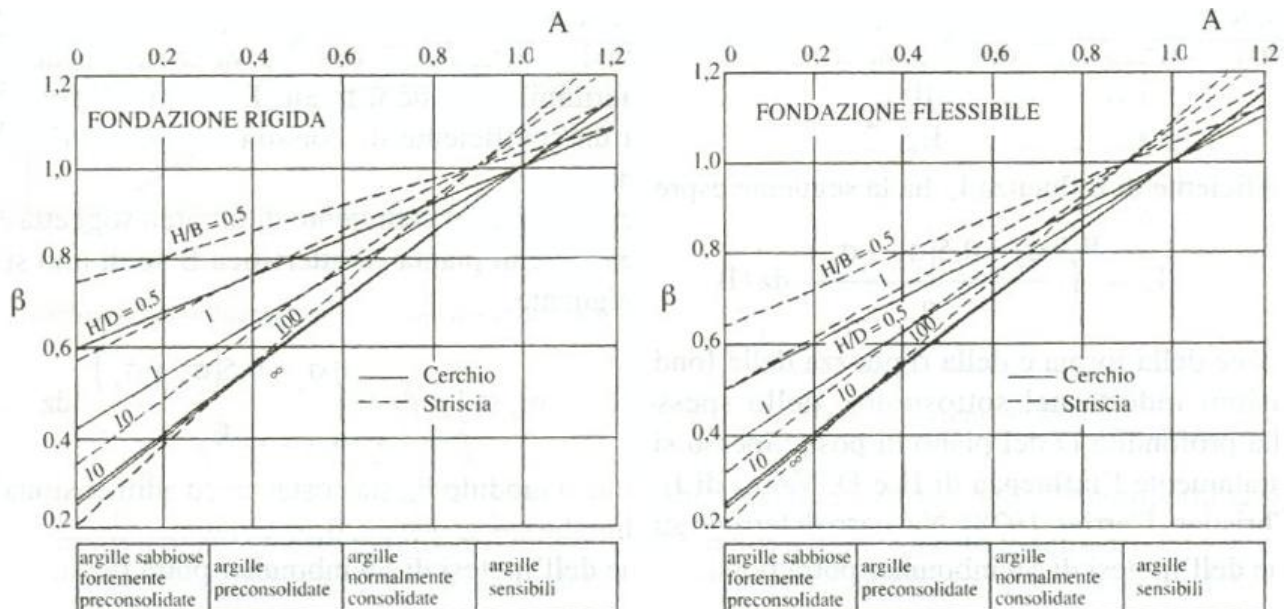
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidamento del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidamento del terreno	A_{Skempton}
basso	0.75 ÷ 1.50
normale	0.50 ÷ 1.00
poco sovraconsolidato	0.20 ÷ 0.50
Molto sovraconsolidato	0.00 ÷ 0.25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

E_u è il modulo di elasticità NON drenato;

q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;

B è la larghezza caratteristica della fondazione,

I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidamento del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u = (E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$W_f = W_o + W_c.$$

8.3. Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

Δw_{ij} è il cedimento differenziale tra i punti i e j ;

L_{ij} è la distanza tra la coppia di punti i e j .

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

Id_w	Id_{Δw}	(L/ΔW)_{i-f}	(L/ΔW)_{lim}	CS
001	C0011-C0012	22 421,92	200	NS
002	C0012-C0009	NS	200	NS
003	C0009-C0007	23 702,02	200	NS
004	C0003-C0004	41 022,80	200	NS
005	C0004-C0001	NS	200	NS
006	C0001-C0002	45 216,61	200	NS
007	C0011-C0003	30 918,08	200	NS
008	C0012-C0004	22 664,77	200	NS
009	C0009-C0001	22 580,79	200	NS
010	C0007-C0002	32 977,68	200	NS

LEGENDA:

Id_w Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).

Id_{Δw} Identificativo del cedimento differenziale.

(L/ΔW)_{i-f} Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW)_{i-f} maggiori o uguali di 50.000).

(L/ΔW)_{lim} Distorsione angolare limite.

CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

9. Verifica a Scorrimento sul Piano di Posa

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

- 1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1} , pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan \phi$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2} , pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna F_{Rd} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 1,10 (tabella 6.4.I del D.M. 17/01/2018).

Nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

Elm	Dir	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	F _{RD1}	F _{RD2}	F _{RD3}	F _{RD}	CS
		[N]	[N·m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Trave 7-8	B	218 148	-3 090	15 117	92598	0	146327	238925	15,81
	L	227 845	15 292	-15 536	96714	0	15269	111983	7,21
Trave 5-6	B	218 233	-3 094	15 172	92634	0	146327	238961	15,75
	L	227 929	-15 246	15 528	96750	0	15269	112019	7,21
Trave 6-7	B	232 418	-2 680	13 526	98656	0	152028	250683	18,53
	L	255 744	7 748	-15 949	108557	0	15460	124017	7,78
Trave 4-8	B	260 289	4 091	-16 165	110486	0	156490	266976	16,52
	L	280 805	45 780	-17 368	119195	0	15144	134339	7,73
Trave 3-4	B	249 189	3 937	-14 202	105774	0	146327	252101	17,75
	L	258 907	16 392	-15 681	109900	0	15269	125168	7,98
Trave 1-2	B	248 920	3 927	-14 251	105660	0	146327	251987	17,68
	L	258 624	-16 310	15 675	109779	0	15269	125048	7,98
Trave 2-3	B	264 629	3 510	-12 672	112328	0	152028	264356	20,86
	L	287 996	7 738	-16 089	122247	0	15460	137708	8,56
Trave 1-5	B	260 389	-4 093	16 166	110529	0	156490	267019	16,52
	L	280 939	45 788	-17 437	119252	0	15144	134396	7,71
Trave 2-6	B	264 627	-1 444	16 172	112327	0	148062	260390	16,10
	L	271 232	38 610	-15 311	115131	0	14329	129460	8,46
Trave 3-7	B	264 610	1 441	-16 172	112320	0	148062	260383	16,10
	L	271 187	38 624	-15 277	115112	0	14329	129441	8,47

LEGENDA:

Elm	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir	Direzione di verifica: per Plinti [B]= asse locale 2; [L]= asse locale 3. Per Winkler [B]= asse locale 3; [L]= asse locale 1. Per Platee [B]= asse globale Y; [L]= asse globale X.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	Sollecitazioni di progetto.