



COMUNE DI BARLETTA
 Medaglia d'oro al Merito Civile ed al Valor Militare
 Città della Disfida



Programma Straordinario di E.R.P. ex. art. 21 D.L. 159/2007
 PIANO NAZIONALE DI EDILIZIA ABITATIVA
**REALIZZAZIONE DI N° 24 ALLOGGI DI EDILIZIA
 RESIDENZIALE PUBBLICA**

MADDALENA DAMIANI
Architetto

STUDIO TECNICO
 Via Messenape 13/A - 70132 BARI
 Tel.:+39.080.5014282 Fax:+39.080.9190207
 arch.damiani@alice.it

IDEAZIONE E COORDINAMENTO

arch. Maddalena Damiani

ARCHITETTONICI

Arch. Maddalena DAMIANI

STRUTTURE

ing. Antonio VERNOLE collaboratore

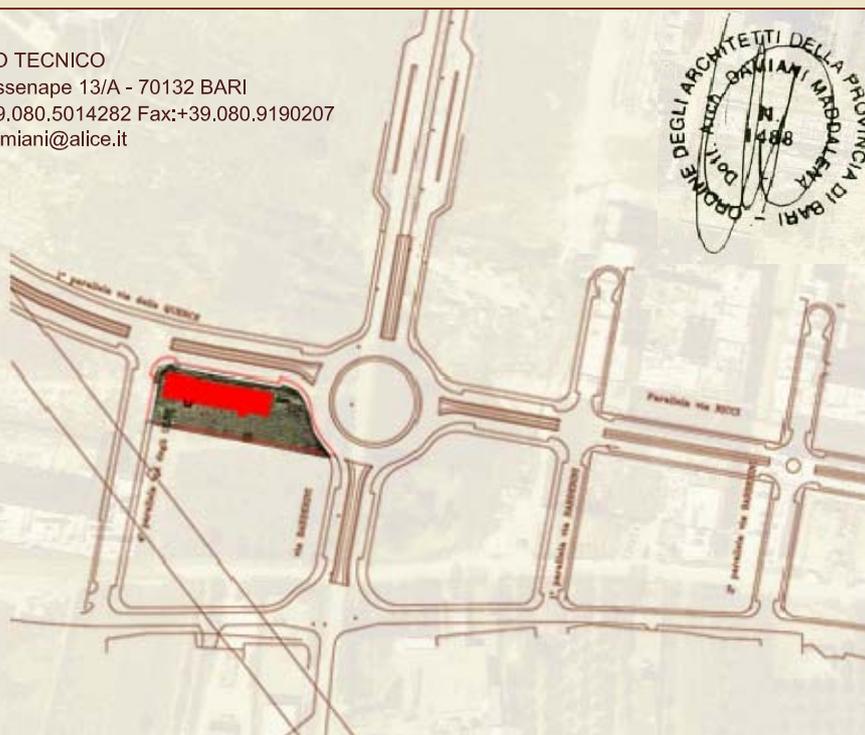
ing. Annamaria PETRAROLI collaboratore

IMPIANTI MECCANICI

ing. Floriana DE MARTINO collaboratore

IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI

ing. Luigi CESARI collaboratore



PROGETTO ESECUTIVO

Categoria documento		ELABORATI GENERALI	Scala	-	Codice elaborato	A004
RELAZIONE GEOTECNICA					Data di consegna	13.06.2014
					Rif.	14011
					Nome file	Mask A4 Rev00.dwg
Rev.	Data	Descrizione	Approvato			
00						

PROGETTAZIONE

APPROVAZIONI

1 – PREMESSA

La presente relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalla relazione geologica scritta dal Dott. Alfredo De Giovanni, nel Marzo 2012, per la caratterizzazione del terreno di fondazione nel sito dove sorgerà l'edificio oggetto della presente relazione di calcolo.

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

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica, 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. Maggiori dettagli sono riportati nell'apposita sezione della relazione geologica.

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

Sulla base delle indagini dirette in sito (prove sismiche e sondaggi geognostici) nonché delle correlazioni esistenti in letteratura fra queste ed i parametri geotecnici dei terreni sciolti, è stato ottenuto il seguente modello geotecnico del sito.

Secondo la relazione geologica suddetta, a partire dal piano campagna attuale, si ha:

LITOTIPO A

Da 0,00 a 1,00 m dal p.c.: Terreno di riporto e vegetale costituito da sabbie con elementi lapidei eterogenei

$\gamma = 13,5 \text{ kN/m}^3$	(peso-volume naturale)
$\phi' = 23^\circ$	(angolo di attrito interno)
$c' = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	(coesione efficace)
$E_s = 38 \text{ daN/cm}^2$	(modulo di Young statico)

LITOTIPO B

Da 1,00 a 5,50 m dal p.c.: Sabbie fini con livelli arenacei

$N_{\text{SPT}} = 12$	(n. colpi prova penetrometrica standard)
$V_p = 790 \text{ m/s}$	(velocità onde sismiche longitudinali)
$V_s = 260 \text{ m/s}$	(velocità onde sismiche trasversali)
$\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$	(peso-volume naturale)
$\gamma_d = 14,5 \text{ kN/m}^3$	(peso-volume secco)
$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$	(peso-volume saturo)
$\phi' = 31^\circ$	(angolo di attrito interno)
$c' = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	(coesione efficace)
$*E_s = 150 \text{ daN/cm}^2$	(modulo di Young statico)
$\nu = 0,44$	(coeff. di Poisson)

* valore mediato tra (E) ottenuto da SPT ed (E) ottenuto da sismica a rifrazione

LITOTIPO C

Da 5,50 a 10,30 m dal p.c.: Argille di colore avana-verdastro

$N_{\text{SPT}} = 34$	(n. colpi prova penetrometrica standard)
$V_p = 1150 \text{ m/s}$	(velocità onde sismiche longitudinali)
$V_s = 347 \text{ m/s}$	(velocità onde sismiche trasversali)
$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$	(peso-volume naturale)
$\phi' = 0^\circ$	(angolo di attrito interno)
$c_u = 2,2 \text{ daN/cm}^2$	(coesione non-drenata)
$*E_s = 300 \text{ daN/cm}^2$	(modulo di Young statico)
$\nu = 0,45$	(coeff. di Poisson)

LITOTIPO D

Da 10,30 a 15,00 m dal p.c.: Sabbie e sabbie con limo

$V_p = 1150 \text{ m/s}$	(velocità onde sismiche longitudinali)
$V_s = 347 \text{ m/s}$	(velocità onde sismiche trasversali)
$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$	(peso-volume naturale)
$\phi' = 35^\circ$	(angolo di attrito interno)
$c_u = 0,0 \text{ daN/cm}^2$	(coesione non-drenata)
$*E_s = 640 \text{ daN/cm}^2$	(modulo di Young statico)
$\nu = 0,45$	(coeff. di Poisson)

- Falda superficiale rilevata a: -5,70 m dal p.c. attuale.

Tale falda, soggetta ad oscillazione stagionali, legate all'andamento del regime pluviometrico, dell'ordine di $\pm 0,80 \text{ m}$, non potrà influenzare in alcun modo le fondazioni del manufatto a costruirsi.

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 N_{SPT} , 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 ($c_{u,30}$).

4.1 Caratterizzazione geotecnica

Lo strato del terreno interessato dalle fondazioni è il LITOTIPO B la cui caratterizzazione geotecnica è riassunta nella seguente tabella:

Descrizione del terreno	Q _i	Q _f	C _m	Ad	Ps	K _z	K _o	Ø	C'	C _u	Ed	VEd
	[m]	[m]			[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Terreni fondazioni dirette												
Terreno Barletta	-	-	-	-	18000	13	10	31	0	0	15	-
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 =Comportamento dello strato												
Ad=Addensamento dello strato												
Ps=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)												
Ø=Angolo di attrito interno												
C'=Coesione efficace												
C _u =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
[ssdc] 0	60	B	ca	2P	N	A	S	N	B	SI	NO	5

Fattori di struttura

Dir. X			Dir. Y			Dir. Z
q	αu/α1	Kw	q	αu/α1	Kw	q
2,4	1,00	1,00	2,40	1,00	1,00	1,50

Stato Limite	Tr	Ag/g	Amplif. Stratigrafica		FO	T ^c	Tb	Tc	Td
			Ss	Cc					
	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0378	1,200	1,429	2,519	0,270	0,129	0,386	1,751

Stato Limite	Tr	Ag/g	Amplif. Stratigrafica		FO	T ^c	Tb	Tc	Td
			Ss	Cc					
	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]	[s]	[s]	[s]
SLD	50	0,0484	1,200	1,408	2,562	0,291	0,137	0,410	1,794
SLV	475	0,1428	1,200	1,338	2,573	0,376	0,168	0,503	2,171
SLC	975	0,1982	1,200	1,316	2,475	0,408	0,179	0,537	2,393

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	41.3082	16.2711	26	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.
CD	Classe di duttilita': [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
MP	Tipo di materiale prevalente nella struttura: [ca] = calcestruzzo armato - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
S	Tipologia della struttura: Cemento armato: [T] = Telaio - [P] = Pareti - [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] = 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.
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 Edificio	Classe dell'edificio.
Categ Topog	Categoria topografica. (Vedi NOTE)
Coef	
Ampl Topog	Coefficiente di amplificazione topografica.
Tr	Periodo di ritorno dell'azione sismica.
Ag/g	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.
FO	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.
Tb	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
Tc	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
Td	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.
Latitudine	Latitudine geografica del sito (in datum ED50).
Longitudine	Longitudine geografica del sito (in datum ED50).
Altitudine	Altitudine geografica del sito.
q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).
αu/α1	Rapporto di sovraresistenza.
Kw	Fattore di riduzione di q0.

NOTE

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

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 $15^\circ = i = 30^\circ$

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:

$$E_d \leq R_d$$

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 = $\gamma \times D$ = 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:

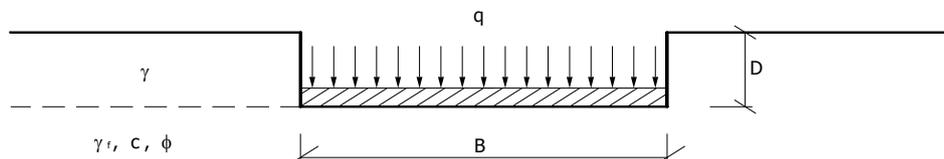
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L
con $B' \leq L'$.



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

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.

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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi)L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

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.

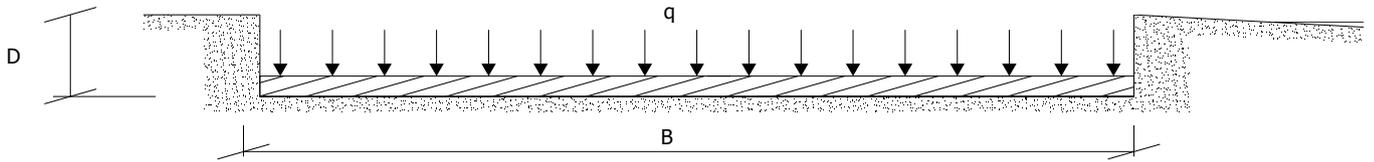
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

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

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

$$\omega < \phi ; \quad \omega < 45^\circ$$



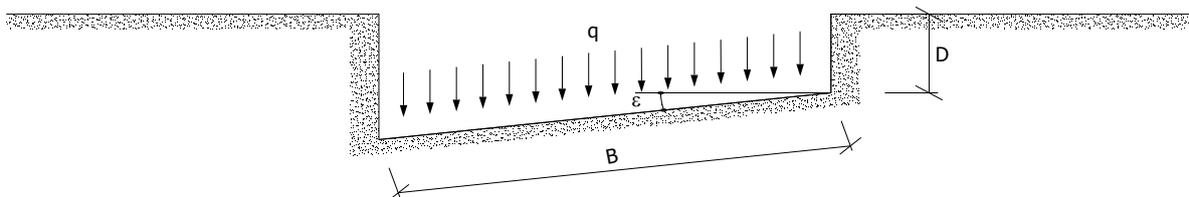
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

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

$$\varepsilon < 45^\circ$$



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

Si definisce l'indice di rigidità 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 rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

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

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.66 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}$

$$\psi_\gamma = 1$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

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.

N.B: 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 ($\phi=0$).

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:

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

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
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	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	Terreni dotati di attrito e coesione
---------------------------	--------------------------------------

($c \neq 0, \phi = 0$)	($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{k_{hk}}{tg\phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

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 $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{tg\phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{k_{hk}}{tg\phi} < 1$, 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.

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_{dr} , ossia il rapporto fra il carico limite Q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2008, è stato assunto pari a:

$$\gamma_R = 2.3.$$

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 PER CARICO LIMITE SU FONDAZIONI DIRETTE

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMax	Qd,Rd	Int rv
		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]								[N/m ²]	[N/m ²]	
Platea 1	10,96	51,80	17,87	0,00	0,60	-	NON Coesivo	0,77	0,00	0,87	20,63	32,67	25,99	0,110	1,210	NO

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMax	Qd,Rd	Interv
		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]								[N/m ²]	[N/m ²]	

LEGENDA - Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

- Descrizione** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza [NS] = Non significativo.
- Dimensioni** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- 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. Terreno** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- Coef. Cor. Terzaghi** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Coef. Calc. Terzaghi** Coefficienti di calcolo per la formula di Terzaghi.
- QMax** Carico Massimo di Progetto allo SLU.
- Qd,Rd** Resistenza di progetto del terreno.
- Intrv** [SI] = nodo con presenza di rinforzo; [NO] = nodo senza rinforzo.

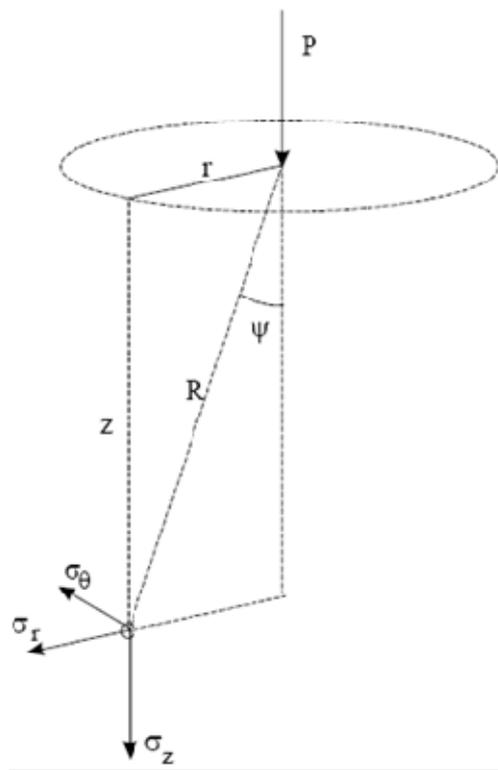
7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

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.

7.1 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:

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

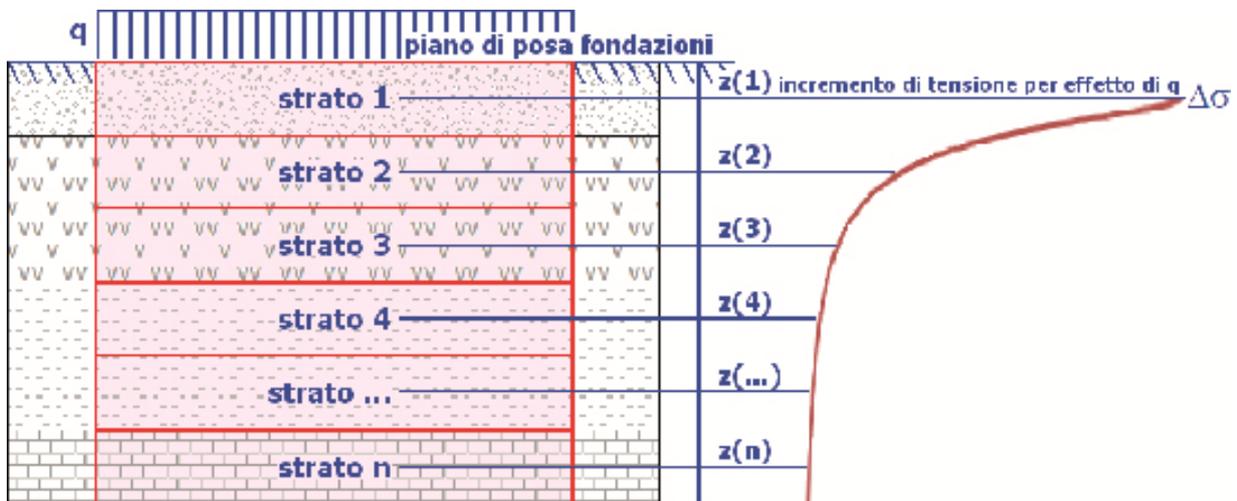
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

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

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

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.



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.

7.2 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.

- **Terreni a grana grossa**

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) 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.

- **Terreni a grana fina**

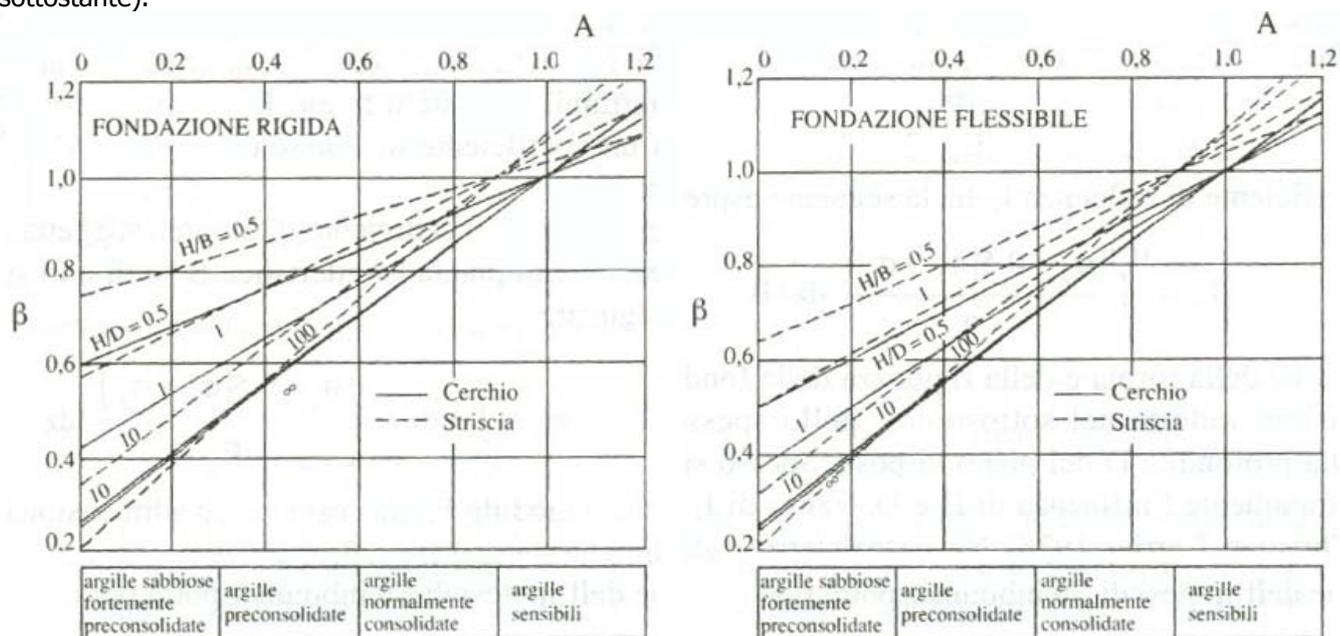
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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:

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

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:

$$w_0 = \frac{qB}{E_u} I_w$$

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:

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

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 consolidamento del terreno (OCR)	$I_p < 0.3$	$0.3 < I_p < 0.5$	$I_p > 0.5$
basso	800	400	200
normale	800	400	200
poco sovraconsolidato	500	300	150
Molto sovraconsolidato	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$W_f = W_o + W_c.$$

7.3 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	Ced. diff.	$(L/\Delta W)_{i-f}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
		[·]	[·]	
001	C0033-C0063	290,97	125	2,33
002	C0063-C0004	237,52	125	1,90
003	C0017-C0039	804,36	125	6,43
004	C0039-C0043	457,54	125	3,66
005	C0061-C0042	455,55	125	3,64
006	C0042-C0019	801,51	125	6,41
007	C0018-C0044	237,48	125	1,90
008	C0044-C0035	291,35	125	2,33
009	C0053-C0037	290,80	125	2,33
010	C0037-C0065	262,50	125	2,10
011	C0065-C0059	527,05	125	4,22
012	C0059-C0060	306,51	125	2,45
013	C0041-C0031	305,16	125	2,44
014	C0031-C0046	524,85	125	4,20
015	C0046-C0045	262,27	125	2,10
016	C0045-C0049	291,07	125	2,33
017	C0063-C0037	661,38	125	5,29
018	C0037-C0054	751,32	125	6,01
019	C0004-C0025	621,08	125	4,97
020	C0017-C0065	452,19	125	3,62
021	C0039-C0059	328,11	125	2,62
022	C0059-C0062	395,70	125	3,17
023	C0042-C0031	328,77	125	2,63
024	C0031-C0047	395,94	125	3,17
025	C0019-C0046	454,39	125	3,64
026	C0018-C0005	614,53	125	4,92
027	C0044-C0045	662,52	125	5,30
028	C0045-C0058	749,76	125	6,00
029	C0024-C0079	610,08	125	4,88
030	C0079-C0009	805,23	125	6,44
031	C0015-C0066	611,08	125	4,89
032	C0066-C0001	806,89	125	6,46
033	C0015-C0003	248,65	125	1,99
034	C0003-C0005	149,94	125	1,20
035	C0040-C0054	314,84	125	2,52
036	C0054-C0034	344,13	125	2,75
037	C0034-C0064	256,95	125	2,06
038	C0064-C0038	377,25	125	3,02

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali				
ID	Ced. diff.	$(L/\Delta W)_{i-f}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
		[-]	[-]	
039	C0038-C0032	661,36	125	5,29
040	C0032-C0062	393,02	125	3,14
041	C0062-C0036	424,74	125	3,40
042	C0048-C0047	422,67	125	3,38
043	C0047-C0050	390,19	125	3,12
044	C0050-C0055	658,81	125	5,27
045	C0055-C0052	375,61	125	3,00
046	C0052-C0057	256,36	125	2,05
047	C0057-C0058	345,86	125	2,77
048	C0058-C0056	315,83	125	2,53
049	C0033-C0053	756,20	125	6,05
050	C0053-C0040	1 028,69	125	8,23
051	C0043-C0060	224,04	125	1,79
052	C0060-C0036	286,44	125	2,29
053	C0061-C0041	224,11	125	1,79
054	C0041-C0048	286,32	125	2,29
055	C0035-C0049	758,20	125	6,07
056	C0049-C0056	1 031,36	125	8,25
057	C0065-C0038	412,98	125	3,30
058	C0046-C0055	413,01	125	3,30
059	C0025-C0016	149,24	125	1,19
060	C0016-C0024	247,30	125	1,98
061	C0026-C0081	326,16	125	2,61
062	C0081-C0010	647,63	125	5,18
063	C0027-C0082	640,14	125	5,12
064	C0082-C0051	372,14	125	2,98
065	C0051-C0011	288,78	125	2,31
066	C0026-C0071	246,41	125	1,97
067	C0071-C0004	356,15	125	2,85
068	C0010-C0080	192,56	125	1,54
069	C0080-C0017	274,44	125	2,20
070	C0027-C0090	192,55	125	1,54
071	C0090-C0019	273,65	125	2,19
072	C0011-C0083	246,65	125	1,97
073	C0083-C0018	356,16	125	2,85
074	C0025-C0073	491,60	125	3,93
075	C0073-C0006	571,11	125	4,57
076	C0005-C0072	494,93	125	3,96
077	C0072-C0023	573,34	125	4,59
078	C0006-C0074	165,19	125	1,32
079	C0074-C0009	245,11	125	1,96
080	C0001-C0067	245,74	125	1,97
081	C0067-C0023	166,15	125	1,33
082	C0014-C0088	253,03	125	2,02
083	C0088-C0022	1 777,75	125	14,22
084	C0013-C0087	1 877,54	125	15,02
085	C0087-C0021	252,76	125	2,02
086	C0028-C0075	281,83	125	2,25
087	C0075-C0007	232,56	125	1,86
088	C0008-C0078	1 727,27	125	13,82
089	C0078-C0030	1 687,61	125	13,50
090	C0002-C0069	232,98	125	1,86
091	C0069-C0020	282,15	125	2,26
092	C0012-C0085	439,15	125	3,51
093	C0085-C0029	438,91	125	3,51
094	C0014-C0076	162,00	125	1,30
095	C0076-C0007	196,08	125	1,57
096	C0022-C0077	127,59	125	1,02
097	C0077-C0008	150,26	125	1,20
098	C0013-C0086	128,06	125	1,02
099	C0086-C0030	151,11	125	1,21
100	C0021-C0068	159,26	125	1,27
101	C0068-C0002	198,23	125	1,59
102	C0028-C0084	663,86	125	5,31
103	C0084-C0012	736,87	125	5,89
104	C0020-C0091	664,17	125	5,31
105	C0091-C0029	737,53	125	5,90

LEGENDA Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

- ID** Identificativo del cedimento riportato nella vista 3D.
Ced. diff. Identificativo del cedimento differenziale.
 $(L/\Delta W)_{i-f}$ Distorsione angolare. [NS] = Non Significativo - Per valori di $(L/\Delta W)_{i-f}$ maggiori o uguali di 50000.
 $(L/\Delta W)_{lim}$ Distorsione angolare limite ammissibile.
CS Coefficiente di sicurezza (rapporto fra distorsione angolare di calcolo e distorsione angolare ammissibile).

8 - 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} . È 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} . È 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. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2008, è stato assunto pari a:

$$\gamma_R = 1.1.$$

Sia nel tabulato che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Geotecnica - Verifiche a scorrimento									
elemento	dir.	N	M	T	F_{RD1}	F_{RD2}	F_{RD3}	F_{RD}	CS
		[N]	[Nm]	[N]	[N]	[N]	[N]		
Platea 1	B	68870680	51318414	4500638	37619709	0	135811	37755520	8,39
	L	68906287	-82443899	5296753	37639158	0	393678	38032837	7,18

LEGENDA Geotecnica - Verifiche a scorrimento

elemento	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.
N, M, T	Sforzo Normale, Momento e Taglio di progetto.
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	Coefficienti di sicurezza: [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100.