COMUNE DI BRACCIANO

CITTA' METROPOLITANA DI ROMA CAPITALE

AREA OPERE ARCHITETTONICHE E BENI CULTURALI

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI ED OPERE ACCESSORIE

PROGETTO ESECUTIVO

Il progettista:
RTP: ing. Pasquale Fusco (CAPOGRUPPO)
MANDANTE: geol. Giuseppe De Luca
MANDANTE: ing. Mario Elefante

Sede: via Dario Fiore 114 ex 78
80021 Afragola (NA), Italia
Tel: pbx/fax +39 081 8602065
E-mail: ing.pasqualefusco@gmail.com
PEC: pasquale.fusco.15834@ordingna.it

timbro e firma

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI NAPOLI
DOTT. ING.
FUSCO PASQUALE
SEZIONE A
SETTORE CIVILE E AMBIENTALE - INDUSTRIALE - DELL'INFORMAZIONE
N° ISCRIZ. 15834
ing. Pasquale Fusco

Il Responsabile Unico del Procedimento
Arch. Cecilia Sodano

PROGETTO NUOVI LOCULI: RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	DATA EMISS. Aprile 2019	CODIFICA STR.10
	SCALA / FORMATO	

REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	APPROVATO DA
01	PRIMA EMISSIONE	MARZO 2019	
02	SECONDA EMISSIONE	APRILE 2019	
03			
04			

Il presente documento è di proprietà di ing.P.Fusco. Si fa divieto a chiunque di riprodurlo o renderlo noto a terzi senza autorizzazione. Legge 22-4-41 n.633 art. 2575 e segg. C.C.

SOMMARIO

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI 2

1. PREMESSA 2
2. NORME E SPECIFICHE 3
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE 4
4. INDAGINI SUI TERRENI 5
5. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE 6
   - *5.1 Criteri di analisi e verifica del complesso terreno – fondazione 6*
   - *5.2 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione 7*
   - *5.3 Verifiche "GEO" delle strutture di fondazione 7*
   - *5.4 Stima dei cedimenti 18*
6. CONCLUSIONI 24

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

LAVORI PE LA REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI ED OPERE ACCESSORIE

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica e sulle fondazioni costituisce parte integrante del progetto esecutivo per la realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel Cimitero comunale di Bracciano e di opere accessorie.

In particolare il progetto prevede la realizzazione di nuove opere in c.a costituite N. 2 BLOCCHI di loculi del tipo a Colombario e caratterizzati rispettivamente da 88 e da 112 oltre a 56 ossari.

La geometria riprende quella già esistente e presenta una sezione a pianta rettangolare di dimensioni rispettivamente pari a circa 19.95x4.85m nel blocco 1 e pari a 25.35x4.85mnel blocco 2.

Le strutture di fondazione sono costituite da una platea in c.a con altezza pari a 0.40m e dimensioni pari a 20.75x5.85m nel blocco 1 e pari a 26.15x5.85mnel blocco 2Il progetto di tutti gli interventi strutturali suddetti è stato eseguito in ottemperanza alle nuove "Norme Tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018, avendo adottato la metodologia di verifica agli Stati Limite.

Per la determinazione degli stati di sollecitazione presenti nelle diverse membrature, si è proceduti ad una modellazione tridimensionale dell'intero complesso, mediante un codice di calcolo strutturale agli elementi finiti (F.E.M.).

Al fine di perfezionare le informazioni progettuali contenute nella presente relazione, si rimanda agli elaborati descrittivi e grafici contenuti nell'Elenco Elaborati.

2. NORME E SPECIFICHE

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

NORME GENERALI RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

- **Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 –** "*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica"*;
- **CNR 10024/86 –** *"Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"*;
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 -** *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 -** *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
- **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018 -** *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 -** *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "***Norme tecniche per le costruzioni***" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;

CARICHI E SOVRACCARICHI

- **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018 -** *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 -** *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "***Norme tecniche per le costruzioni***" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;

STRUTTURE IN ACCIAIO

- **UNI ENV 1993-1-1 / 2000 –** *"Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-3: Regole generali – Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo"*;
- **UNI ENV 1090-2 / 2001 –** *"Esecuzione di strutture in acciaio: Regole supplementari per componenti e lamiere di spessore sottile formate a freddo";*
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 -** *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 -** *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
- **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018 -** *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 -** *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "***Norme tecniche per le costruzioni***" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;

TERRENI - FONDAZIONI

- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 -** *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 -** *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
- **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018 -** *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 -** *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "***Norme tecniche per le costruzioni***" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

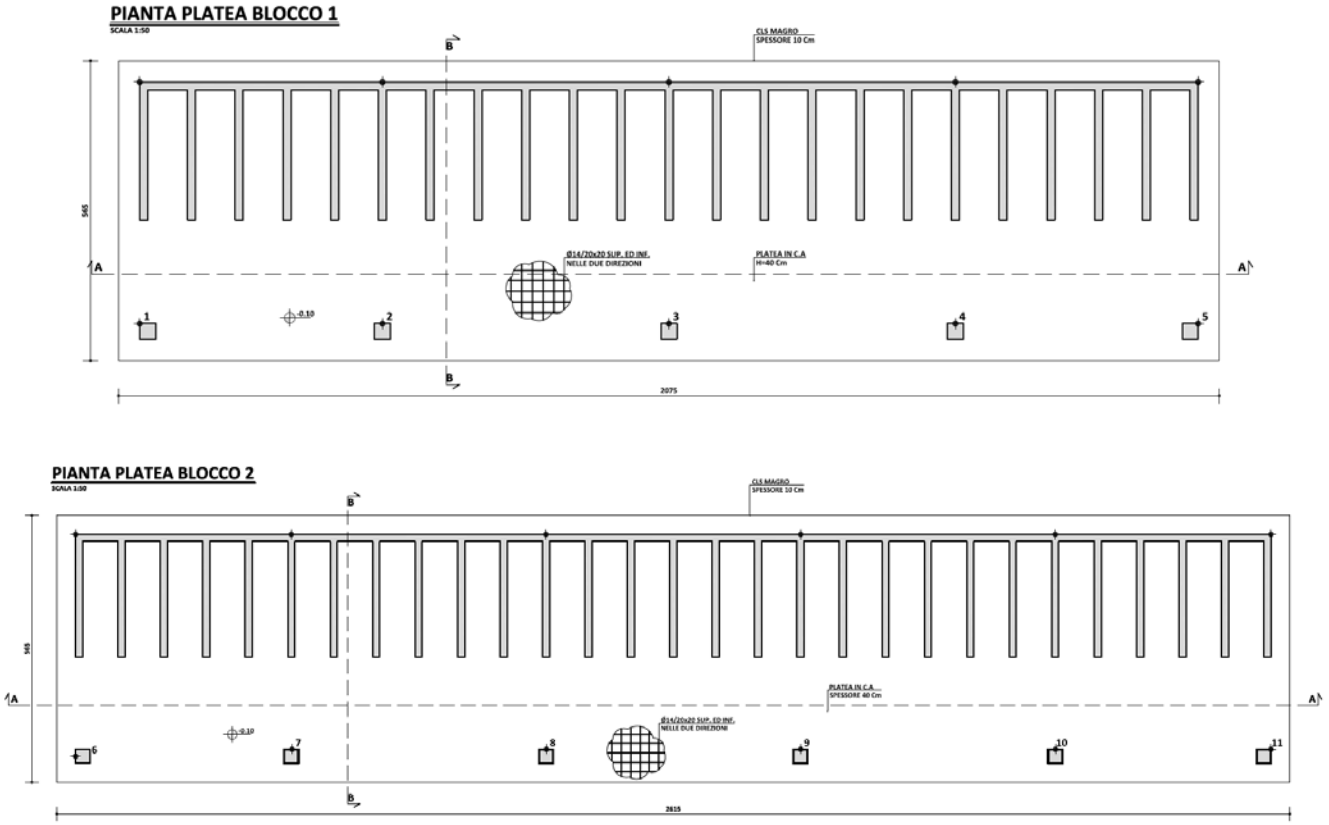
- **UNI ENV 10020/2000 –** *"Definizione e classificazione dei tipi di acciai"*;
- **UNI EN 10025 Gennaio 1995 –** *"Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali"*;
- **UNI EN 10219-1/1999 –** *"Profilati cavi formati a freddo di acciai non legati e a grano fine per strutture saldate*";
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 -** *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 -** *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
- **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018 -** *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*;
- **Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 -** *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "***Norme tecniche per le costruzioni***" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;

3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Come anticipato in premessa, il presente progetto strutturale prevede la realizzazione di n. 2 blocchi di loculi ed ossari al servizio del Cimitero di Bracciano (Roma).

Le strutture di fondazione sono costituite da una platea in c.a con altezza pari a 0.40m e dimensioni pari a 20.75 x 5.65 nel blocco 1 e pari a 26.15 x 5.65 nel blocco 2. Le fondazioni sono gettate su cls magro Sp=0.10m riportato su uno strato di stabilizzato pari a 0.10m. Il piano d'imposta delle fondazioni è posto a quota -0.70m dal livello di campagna. La protezione dell'estradosso delle fondazioni è garantita da uno strato di separazione costituito da un foglio in Pe. Le strutture verticali sono costituite da pareti longitudinali e trasversali aventi spessore pari a 0.15m oltre a pilastri d'estremità con sezione pari a 0.30x0.30m. Le strutture orizzontali sono costituite da solette in c.a con spessore pari a 0.15m mentre la copertura è costituita da una soletta in c.a dello spessore pari a 0.20m.

La disposizione in pianta dei nuovi plinti di fondazione e delle travi di collegamento e la rispettiva armatura è riportata schematicamente nelle immagini seguenti ed in maniera dettagliata nelle tavole grafiche di progetto.



Pianta delle fondazioni

Sezioni trasversale tipo

4. INDAGINI SUI TERRENI

Sui terreni presenti in sito sono state eseguite le seguenti indagini:

- Prove penetrometriche pesanti S.P.T.
- Prova penetrometrica pesante DPSH
- una prova sismica di tipo MASW
- n. 3 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo
- prelievo di n. 4 campioni indisturbati di terreno
- Esame di laboratorio su 1 campione per la definizione delle proprietà indice e prova di taglio diretto.

Per i risultati delle indagini eseguite si rimanda alla relazione geologica allegata al presente e ai paragrafi successivi.

Dalla prova MASW eseguita, invece, risulta che **la categoria di sottosuolo è di tipo "C"** ovvero "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina)*".

5. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

5.1 Criteri di analisi e verifica del complesso terreno – fondazione

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed R_d l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso. Nelle verifiche di sicurezza sono state prese in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine. Le verifiche di resistenza significative per le tipologie di strutture in progetto consistono principalmente in:

Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO)
- (1) collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- (2) scorrimento sul piano di posa;

Verifiche SLU di tipo strutturale (STR)
- (3) raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Nelle verifiche sarà seguito l'approccio progettuale "2" in cui l'analisi strutturale è svolta impiegando le combinazioni:

combinazione SLU: (A1+M1+R3) per verifiche tipo (1), (2) e (3)
combinazione SLV: (A2+M1+R3) per verifiche tipo (1), (2) e (3)

In funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi agenti, i seguenti coefficienti parziali:

Tabella N°1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non Strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q,i}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni di seguito riportate:

Tabella N°2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ'_K	$\gamma_{\varphi'}$	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

Infine si riporta di seguito la tabella per i coefficienti γ_R:

Tabella N°3 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	γ_R = 1.0	γ_R = 1.8	γ_R = 2.3
Scorrimento	γ_R = 1.0	γ_R = 1.1	γ_R = 1.1

5.2 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

Con riferimento alla Relazione geologica, si assume la seguente caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ovvero:

Profondità dal p.c. (m)	φ (°)	γ (daN/m³)	c (KPa)	Eed (daN/cm²)	Descrizione
0.00 – 0.70	NC	NC	--	--	*Terreno vegetale frammisto a materiale di riporto*
0.70-3.80	26°	1500	0.0	96	*Tufite trachitico -fonolitico bruno per lo più ceneritico con strati di lapillo e pomici*
3.80-8.70	32°	2000	2.1	380	*Tufite trachitico -fonolitico grigio per lo più ceneritico assimilabile ad una sabbia limosa contenente grossi frammenti lavici e prodotti di lancio con pomici di grosse dimensioni*
8.70-30.10	35°	2200	2.1	500	*Ignibrite fonolitico -tefritica o trachitica a matrice grigio chiara ed inclusi di varia naura -cristalli di biotite e pirosseno -pomici di vario colore e dimensione frammenti di lave, calcari e selci frequenti, di consistenza varia, ora litoide (piperno) ora incoerente (pozzolana)*

Per le verifiche GEO si assume lo schema di strato unico ed uniforme, assumendo i valori medi nel bulbo di presioni. Tale modellazione è, tra l'altro, aderente allo stato di progetto in quanto il bulbo delle tensioni risulta essere quasi interamente compreso nello strato medio.

Peso dell'unità di volume γ_t = 18,0 kN/m³
Coesione efficace c' = 2.1 kPa
Angolo di attrito interno φ' = 28°
Modulo Edometrico $E_{edmedio}$ = 3.25 MPa

Dai sondaggi effettuati non si evince la presenza di falde nei volumi di terreno indagati. Le verifiche vengono, pertanto, eseguite in condizioni "drenate"

Le indagini sismiche effettuate sul sito in oggetto, esposte nella relazione geologica, hanno fornito risultati che collocano i terreni indagati nella "categoria C" del D.M. 14 Gennaio 2018.

5.3 Verifiche "GEO" delle strutture di fondazione

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:

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

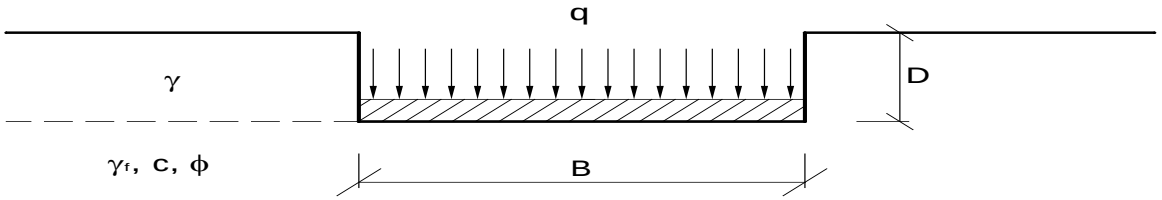
in cui:
c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
q = γ·D = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
D = profondità del piano di posa della fondazione;

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 (**valore nullo per lo schema adottato**).



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

dove:

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

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con B/L<1.

Calcolo dei fattori di profondità d_c, d_q, d_γ
Si definisce il seguente parametro k:

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

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

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

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ
Si definisce il seguente parametro:

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

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot tg\phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^m$
$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^{m+1}$

dove:
$A_f = B \cdot L$
H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$);
δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

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

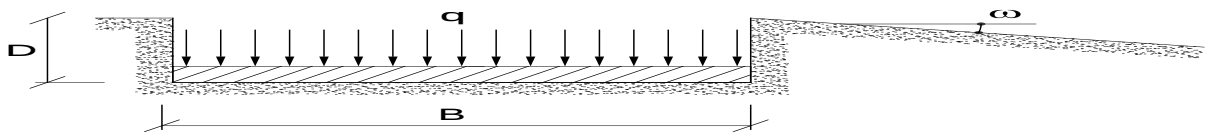
$$H < V \cdot tg\delta + A_f \cdot c_a$$

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ
Indicando con ω l'angolo di inclinazione del piano campagna, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot tg\phi}$
$b_q = 1$	$b_q = (1 - tg\omega)^2 \cos\omega$
$b_\gamma = 1$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos\omega}$

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

$$\omega < \phi \; ; \qquad \omega < 45°$$

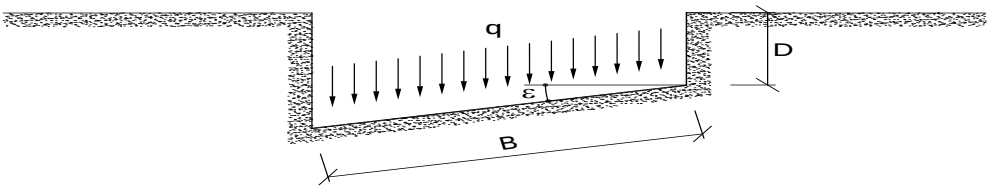


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

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

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{2 + \pi}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot tg\phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot tg\phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot tg\phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione: < 45°



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

Si definisce l'indice di rigidezza del terreno come:

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

dove:

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

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

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

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

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento **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:

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

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$\psi_c = 0.32 + 0.12\frac{B}{L} + 0.6 \cdot Log(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \cdot tg\phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp\left\{\left(0.6\frac{B}{L} - 4.4\right)tg\phi + \frac{3.07 \cdot sen\phi \cdot Log(2I_r)}{1 + sen\phi}\right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

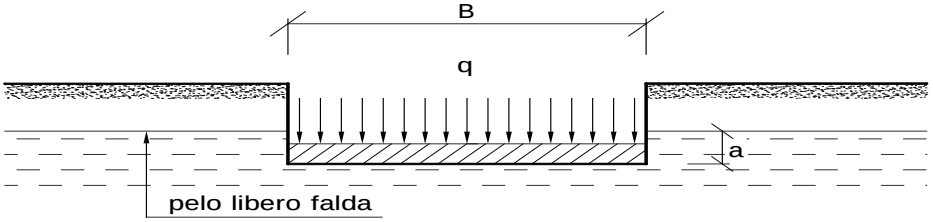
Calcolo del carico limite in presenza di falda

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

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma + \gamma_{H2O} \cdot a$$

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

$$q = \gamma \cdot (D - a) + \gamma' \cdot a$$

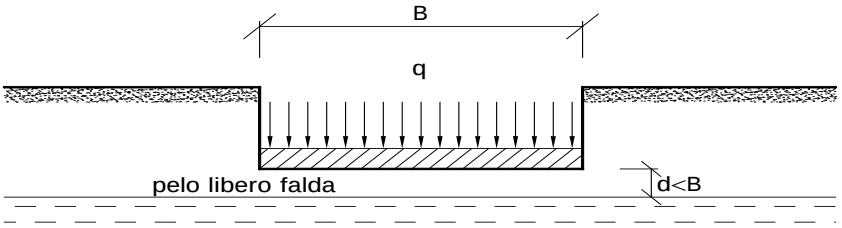


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità **d**, tale che:

$D \le d \le D + B$, o in altri termini $d < B$

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

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



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

$d > D + B$, o in altri termini $d \ge B$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

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

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

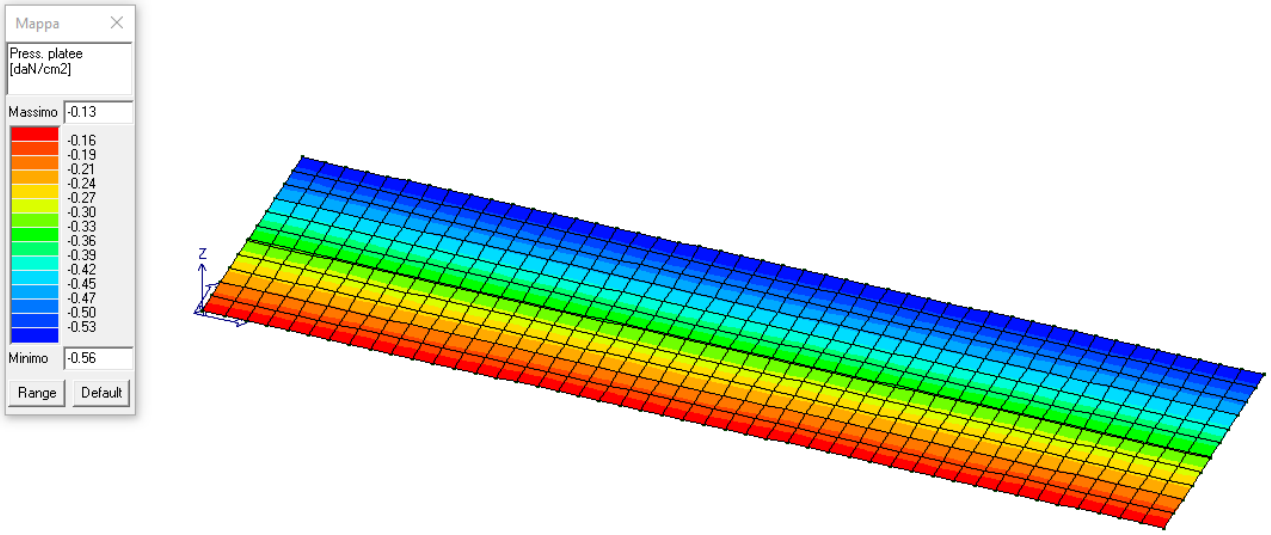
dove:

c_u = coesione non drenata;

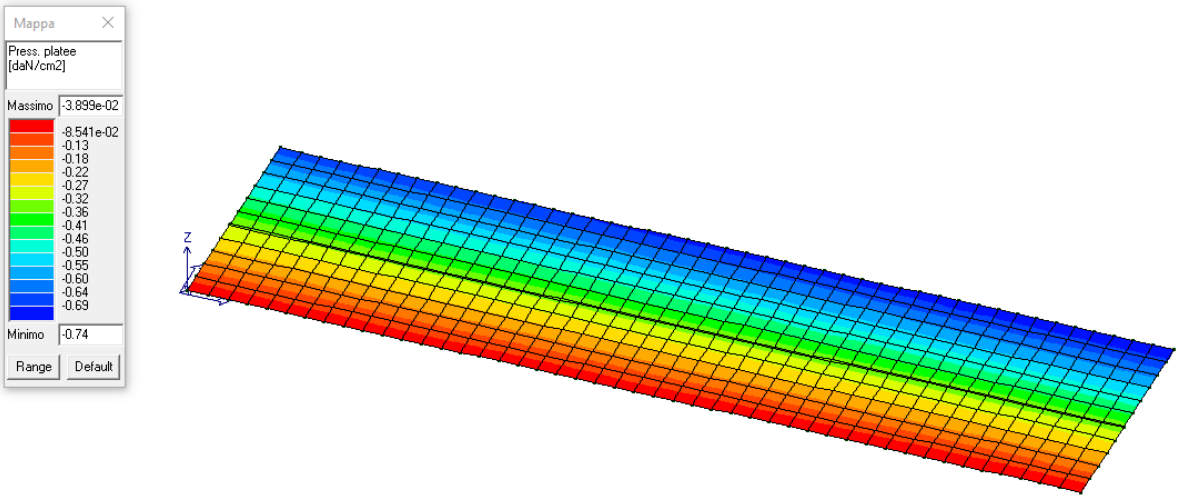
γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

Si riportano le massime reazioni SLU e SLV restituite dalle molle (springs) alla Winkler della modellazione effettuata e il confronto con il carico limite.

Blocco 1

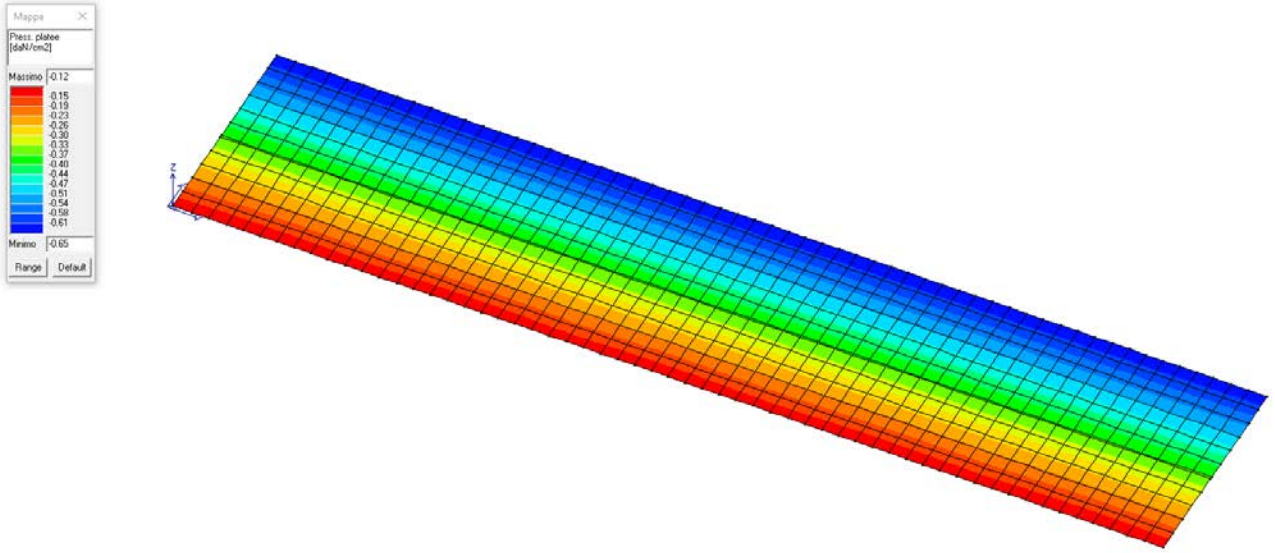


MASSIME PRESSIONI SLU

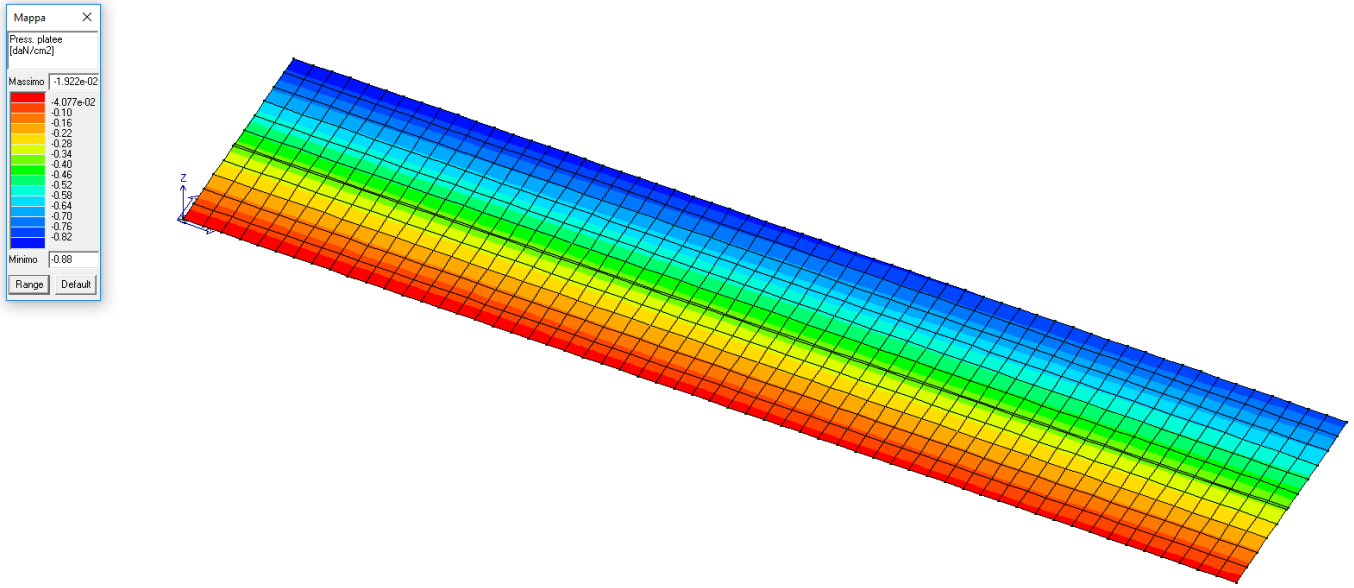


MASSIME PRESSIONI SLV

Blocco 2



MASSIME PRESSIONI SLU



MASSIME PRESSIONI SLV

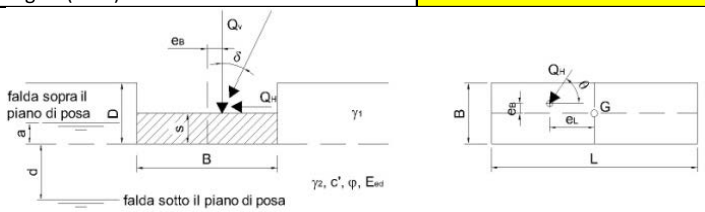
Di seguito, si riportano le verifiche geotecniche della fondazione (PLINTI E TRAVI DI FONDAZIONE)

FONDAZIONE BLOCCO 1 SLU

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI DIRETTE (SLU)

GEOMETRIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Geometria della fondazione					Geometria del sito			
B	L	s	e_B	e_L	D	ω	ε	Muro di sostegno?
m	m	m	m	m	m	°	°	
5,65	20,75	0,00	0,00	0,00	0,70	0	0	no
Posizione della falda					a	d		
					m	m		
Assente (a=0 e d=0)					0,00	3,00		
Caratteristiche fisiche dei terreni					Caratteristiche meccaniche terreni			
γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'	E_{ed}
kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kPa	kPa	°	MPa
18	18	10	18	18	2,10	2,10	28	3,25
Forma della fondazione					Condizioni			
Rettangolo(B'<L')					Drenate			



DEFINIZIONE DELL'APPROCCIO DI VERIFICA E DEI CARICHI (NTC 2008)

Combinazione	Componenti e direzione dei carichi				
	Q_V	Q_H	δ	θ	θ=angolo rispetto a L
Appr.2-A1+M1+R3	kN	kN	°	°	Se Q_H/B θ = 90°
	870,43	0	0,0	0	Se Q_H/L θ = 0°

Caratteristiche di calcolo dei terreni

γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'
kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kPa	kPa	°
18	18	10	18	18	2,10	2,10	28,0

VERIFICA DEL TIPO DI ROTTURA

G	σ	I_r	I_{crit}	
MPa	MPa			**Tipo di rottura:** Punzonamento
0,76	0,06	21,29	98,99	

CALCOLO DEL CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI

$$Q_{lim} = N_q \Psi_q \zeta_q \xi_q \alpha_q \beta_q [\gamma_1(D-a)+(\gamma_{sat}-\gamma_w)a] + N_c \Psi_c \zeta_c \xi_c \alpha_c \beta_c C' + N_\gamma \Psi_\gamma \zeta_\gamma \xi_\gamma \alpha_\gamma \beta_\gamma \gamma'_2 (B'/2) + \gamma_w a$$

B'	L'
m	m
5,65	20,75

	Coefficienti di carico limite	Coefficienti di punzonamento	Coefficienti di forma	Coefficienti di inclinazione carichi	Coefficienti piano di posa	Coefficienti piano di campagna		Termini del trinomio e spinta idraulica
	N	Ψ	ζ	ξ	α	β		
q	14,72	0,52	1,14	1,00	1,00	1,00	***I° term.***	110,3
c	25,80	0,46	1,16	1,00	1,00	1,00	***II° term.***	28,7
γ	16,72	0,52	0,89	1,00	1,00	1,00	***III° term.***	393,6
							Spinta idraulica	0,0

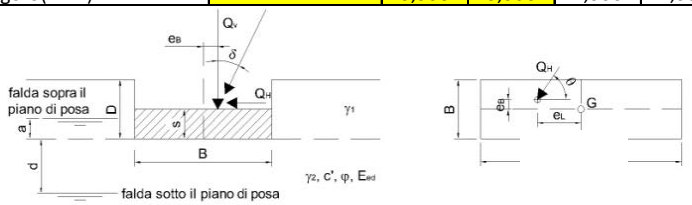
Verifica della capacità portante			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	2,30		
Resistenza $R_d = Q_{lim}(B'L')/\gamma_R$	**27146**	kN	in cond. Drenate
Sollecitazione $E_d = PP+Q_V$	870	kN	< Rd: VERIFICA OK
Verifica allo scorrimento			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	1,00		
Resistenza $R_d = Q_V\, tg(\varphi')/\gamma_R$	709,0	kN	
Sollecitazione $E_d = Q_H$	0,0	kN	< Rd: VERIFICA OK

FONDAZIONE BLOCCO 1 SLV

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI DIRETTE (SLV)

GEOMETRIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Geometria della fondazione					Geometria del sito			
B	L	s	e_B	e_L	D	ω	ε	Muro di sostegno?
m	m	m	m	m	m	°	°	
5,65	20,75	0,00	0,02	0,25	0,70	0	0	no
Posizione della falda					a	d		
					m	m		
Sotto il piano di posa (d<B e a=0)					0,00	3,00		
Caratteristiche fisiche dei terreni					Caratteristiche meccaniche terreni			
γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'	E_{ed}
kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kPa	kPa	°	MPa
18	18	0	18	18	2,10	2,10	28	3,25
Forma della fondazione			Condizioni		k_{hi}	k_{hk}	$e_{\gamma i}$	$e_{\gamma k}$
Rettangolo(B'<L')			Drenate		0,000	0,000	1,000	1,000



DEFINIZIONE DELL'APPROCCIO DI VERIFICA E DEI CARICHI (NTC 2008)

Combinazione	Componenti e direzione dei carichi				
	Q_V	Q_H	δ	θ	θ=angolo rispetto a L
Appr.1-A2+M2+R2	kN	kN	°	°	Se Q_H/B θ = 90°
	855,28	30,6	2,0	90	Se Q_H/L θ = 0°

Caratteristiche di calcolo dei terreni

γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'
kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kPa	kPa	°
18	18	0	18	18	1,68	1,68	23,0

VERIFICA DEL TIPO DI ROTTURA

G	σ	I_r	I_{crit}	
MPa	MPa			**Tipo di rottura:** Punzonamento
0,76	0,06	26,61	61,03	

CALCOLO DEL CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI

$$Q_{lim} = N_q \Psi_q \zeta_q \xi_q \alpha_q \beta_q [\gamma_1(D-a)+(\gamma_{sat}-\gamma_w)a] + N_c \Psi_c \zeta_c \xi_c \alpha_c \beta_c C' + N_\gamma \Psi_\gamma \zeta_\gamma \xi_\gamma \alpha_\gamma \beta_\gamma \gamma'_2 (B'/2) + \gamma_w a$$

B'	L'
m	m
5,61	20,26

	Coefficienti di carico limite	Coefficienti di punzonamento	Coefficienti di forma	Coefficienti di inclinazione carichi	Coefficienti piano di posa	Coefficienti piano di campagna		Termini del trinomio e spinta idraulica
	N*	Ψ	ζ	ξ**	α	β		
q	8,66	0,73	1,12	0,96	1,00	1,00	*I° term.*	86,0
c	18,05	0,66	1,13	0,96	1,00	1,00	*II° term.*	21,7
γ	8,20	0,73	0,89	0,94	1,00	1,00	*III° term.*	254,1
							Spinta idraulica	0,0

Verifica della capacità portante			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	1,80		
Resistenza $R_d = Q_{lim}(B'L')/\gamma_R$	**22850**	kN	in cond. Drenate
Sollecitazione $E_d = PP+Q_V$	855	kN	< Rd: VERIFICA OK
Verifica allo scorrimento			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	1,00		
Resistenza $R_d = Q_V\, tg(\varphi')/\gamma_R$	554,7	kN	
Sollecitazione $E_d = Q_H$	30,6	kN	< Rd: VERIFICA OK

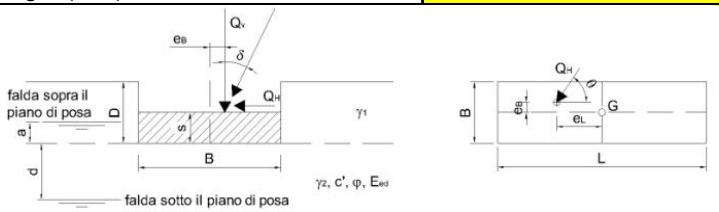
* Valori corretti con $e_{\gamma i}$ $e_{\gamma k}$; - ** Valori corretti con $e_{\gamma i}$

FONDAZIONE BLOCCO 2 SLU

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI DIRETTE (SLU)

GEOMETRIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Geometria della fondazione					Geometria del sito			
B	L	s	e_B	e_L	D	ω	ε	Muro di sostegno?
m	*m*	*m*	*m*	*m*	*m*	°	°	
5,65	26,15	0,00	0,00	0,00	0,70	0	0	no
Posizione della falda					a	d		
					m	*m*		
Assente (a=0 e d=0)					0,00	0,00		
Caratteristiche fisiche dei terreni					Caratteristiche meccaniche terreni			
γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'	E_{ed}
kN/m³	*kN/m³*	*kN/m³*	*kN/m³*	*kN/m³*	*kPa*	*kPa*	°	*MPa*
15	15	10	15	15	2,10	2,10	28	3,25
Forma della fondazione					Condizioni			
Rettangolo(B'<L')					Drenate			



DEFINIZIONE DELL'APPROCCIO DI VERIFICA E DEI CARICHI (NTC 2008)

Combinazione	Componenti e direzione dei carichi				
	Q_V	Q_H	δ	θ	θ=angolo rispetto a L
Appr.2-A1+M1+R3	*kN*	*kN*	°	°	Se Q_H//B θ = 90°
	870,43	0	0,0	0	Se Q_H//L θ = 0°

Caratteristiche di calcolo dei terreni							
γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'
kN/m³	*kN/m³*	*kN/m³*	*kN/m³*	*kN/m³*	*kPa*	*kPa*	°
15	15	10	15	15	2,10	2,10	28,0

VERIFICA DEL TIPO DI ROTTURA

G	σ	I_r	I_{crit}	
MPa	*MPa*			**Tipo di rottura:** Punzonamento
0,76	0,05	25,25	103,25	

CALCOLO DEL CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI

$$Q_{lim} = N_q\Psi_q\zeta_q\xi_q\alpha_q\beta_q[\gamma_1(D-a)+(\gamma_{sat}-\gamma_w)a] + N_c\Psi_c\zeta_c\xi_c\alpha_c\beta_c C' + N_\gamma\Psi_\gamma\zeta_\gamma\xi_\gamma\alpha_\gamma\beta_\gamma\gamma'_2(B'/2) + \gamma_w a$$

B'	L'
m	*m*
5,65	26,15

	Coefficienti di carico limite	Coefficienti di punzonamento	Coefficienti di forma	Coefficienti di inclinazione carichi	Coefficienti piano di posa	Coefficienti piano di campagna		Termini del trinomio e spinta idraulica
	N	Ψ	ζ	ξ	α	β		
q	14,72	0,55	1,11	1,00	1,00	1,00	***I° term.***	94,6
c	25,80	0,49	1,12	1,00	1,00	1,00	***II° term.***	29,9
γ	16,72	0,55	0,91	1,00	1,00	1,00	***III° term.***	355,2
							Spinta idraulica	0,0

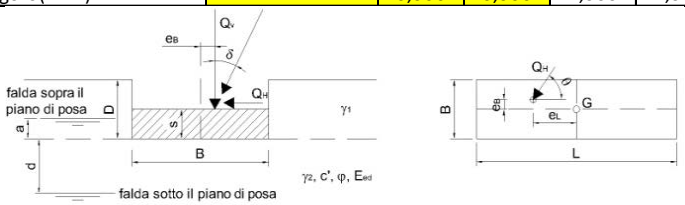
Verifica della capacità portante			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	2,30		
Resistenza $R_d = Q_{lim}(B'L')/\gamma_R$	**30811**	kN	in cond. Drenate
Sollecitazione $E_d = PP+Q_V$	870	kN	< Rd: VERIFICA OK
Verifica allo scorrimento			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	1,00		
Resistenza $R_d = Q_V\ tg(\varphi')/\gamma_R$	773,1	kN	
Sollecitazione $E_d = Q_H$	0,0	kN	< Rd: VERIFICA OK

FONDAZIONE BLOCCO 2 SLU

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI DIRETTE (SLV)

GEOMETRIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Geometria della fondazione					Geometria del sito			
B	L	s	e_B	e_L	D	ω	ε	Muro di sostegno?
m	m	m	m	m	m	°	°	
5,65	26,15	0,00	0,02	0,92	1,00	0	0	no
Posizione della falda					a	d		
					m	m		
Sotto il piano di posa (d<B e a=0)					0,00	0,00		
Caratteristiche fisiche dei terreni					Caratteristiche meccaniche terreni			
γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'	E_{ed}
kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kPa	kPa	°	MPa
15	15	0	15	15	2,10	2,10	28	3,25
Forma della fondazione			Condizioni		k_{hi}	k_{hk}	$e_{\gamma i}$	$e_{\gamma k}$
Rettangolo(B'<L')			Drenate		0,000	0,000	1,000	1,000



DEFINIZIONE DELL'APPROCCIO DI VERIFICA E DEI CARICHI (NTC 2008)

Combinazione	Componenti e direzione dei carichi				
	Q_V	Q_H	δ	θ	θ=angolo rispetto a L
Appr.1-A2+M2+R2	kN	kN	°	°	Se Q_H/B θ = 90°
	906,95	415,86	24,6	0	Se Q_H/L θ = 0°

Caratteristiche di calcolo dei terreni							
γ_1	γ_{1sat}	γ_w	γ_2	γ_{2sat}	c'	c_u	φ'
kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kPa	kPa	°
15	15	0	15	15	1,68	1,68	23,0

VERIFICA DEL TIPO DI ROTTURA

G	σ	I_r	I_{crit}	
MPa	MPa			**Tipo di rottura:** Punzonamento
0,76	0,06	29,25	63,41	

CALCOLO DEL CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI

$$Q_{lim} = N_q\Psi_q\zeta_q\xi_q\alpha_q\beta_q[\gamma_1(D-a)+(\gamma_{sat}-\gamma_w)a] + N_c\Psi_c\zeta_c\xi_c\alpha_c\beta_c C' + N_\gamma\Psi_\gamma\zeta_\gamma\xi_\gamma\alpha_\gamma\beta_\gamma\gamma'_2(B'/2) + \gamma_w a$$

B'	L'
m	m
5,60	24,30

	Coefficienti di carico limite	Coefficienti di punzonamento	Coefficienti di forma	Coefficienti di inclinazione carichi	Coefficienti piano di posa	Coefficienti piano di campagna		Termini del trinomio e spinta idraulica
	N*	Ψ	ζ	ξ**	α	β		
q	8,66	0,75	1,10	0,70	1,00	1,00	*I° term.*	74,5
c	18,05	0,68	1,11	0,66	1,00	1,00	*II° term.*	15,1
γ	8,20	0,75	0,91	0,51	1,00	1,00	*III° term.*	120,4
							Spinta idraulica	0,0

Verifica della capacità portante			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	1,80		
Resistenza $R_d = Q_{lim}(B'L')/\gamma_R$	**15883**	kN	in cond. Drenate
Sollecitazione $E_d = PP+Q_V$	907	kN	< Rd: VERIFICA OK
Verifica allo scorrimento			
Coeff. parz. di sicurezza γ_R	1,00		
Resistenza $R_d = Q_V\ tg(\varphi')/\gamma_R$	614,5	kN	
Sollecitazione $E_d = Q_H$	415,9	kN	< Rd: VERIFICA OK

* Valori corretti con $e_{\gamma i}$ $e_{\gamma k}$; - ** Valori corretti con $e_{\gamma i}$

La resistenza del complesso terreno-fondazione, risulta maggiore delle sollecitazioni indotte dalla sovrastante costruzione, ne risulta, quindi, che le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

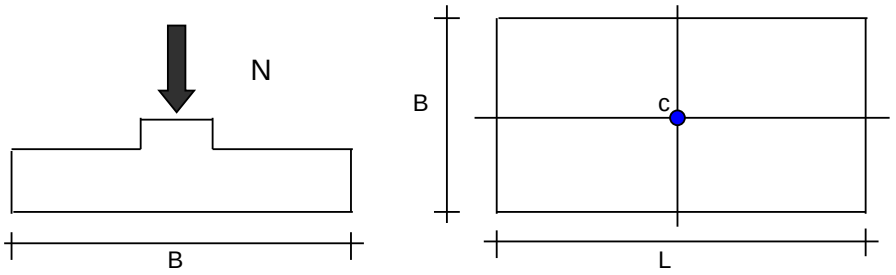
5.4 Stima dei cedimenti

La stima del più probabile valore del cedimento in terreni incoerenti viene eseguito ricorrendo al metodo proposto da **Poulos e Davis.**

La valutazione viene eseguita attraverso un foglio di calcolo i cui risultati sono sintetizzati di seguito:

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO: blocco 1



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$\Delta\sigma zi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))+((L/2)(B/2)z)/R_3)(1/R_1^2+1/R_2^2))$

$\Delta\sigma xi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2))$

$\Delta\sigma yi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2))$

$R1 = ((L/2)^2+z^2)^{0.5}$

$R2 = ((B/2)^2+z^2)^{0.5}$

$R3 = ((L/2)^2+(B/2)^2+z^2)^{0.5}$

$\delta_{tot} = \Sigma\delta\iota = \Sigma(((\Delta\sigma zi - \nu i(\Delta\sigma xi+\Delta\sigma yi))\Delta zi/Ei)$

DATI DI INPUT:

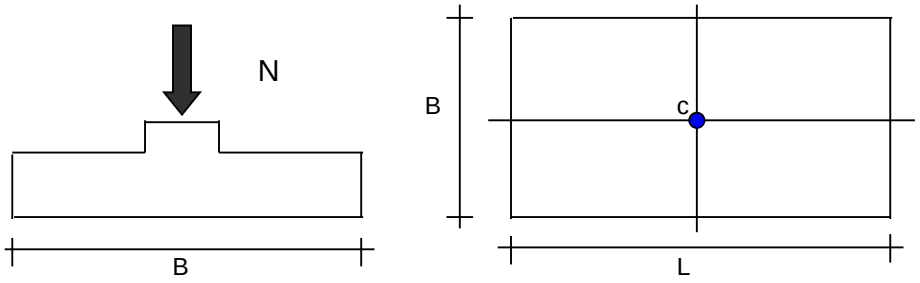
B =	5,65	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	20,75	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	1950	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	16,63	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	3	(-)	(numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δzi	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(-)	(cm)
1	1	3,80	0,0	3,8	1,0	7111,11111	0,30	**0,41**
2	2	4,90	3,8	8,7	1,0	28148,1481	0,30	**0,13**
3	3	21,40	8,7	30,1	1,0	37037,037	0,30	**0,12**
-			0,0	0,0	1,0			**-**
-			0,0	0,0	1,0			**-**
-			0,0	0,0	1,0			**-**

δ_{ctot} = 0,67 (cm)

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO: blocco 2



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$\Delta\sigma zi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))+((L/2)(B/2)z)/R_3)(1/R_1^2+1/R_2^2))$

$\Delta\sigma xi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2))$

$\Delta\sigma yi = (q/2\pi)*(\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3))-((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2))$

$R1 = ((L/2)^2+z^2)^{0.5}$

$R2 = ((B/2)^2+z^2)^{0.5}$

$R3 = ((L/2)^2+(B/2)^2+z^2)^{0.5}$

$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma zi - \nu i(\Delta\sigma xi+\Delta\sigma yi))\Delta zi/Ei)$

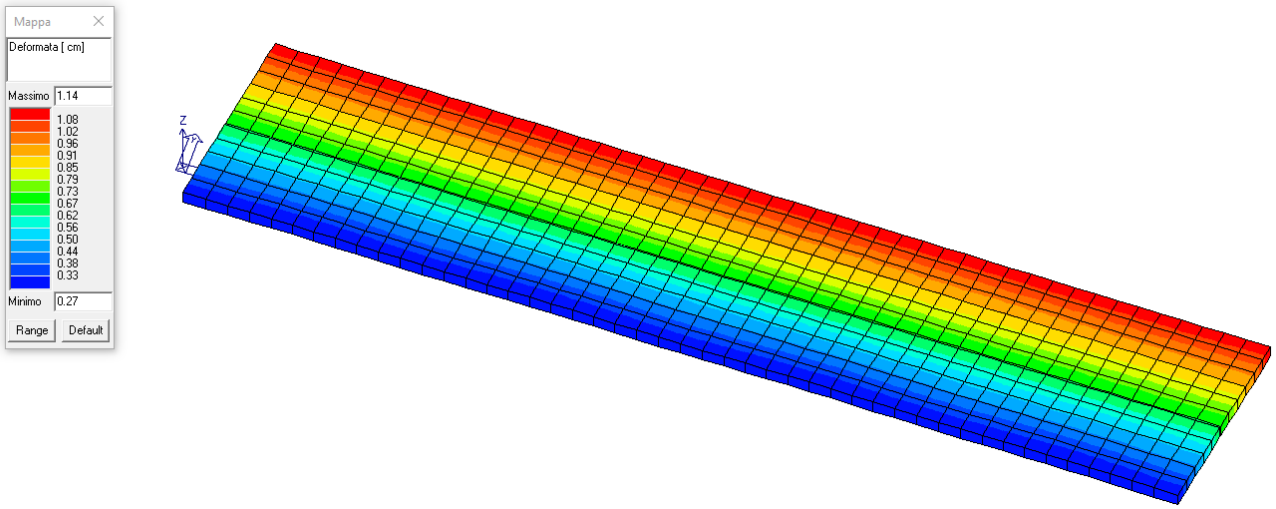
DATI DI INPUT:

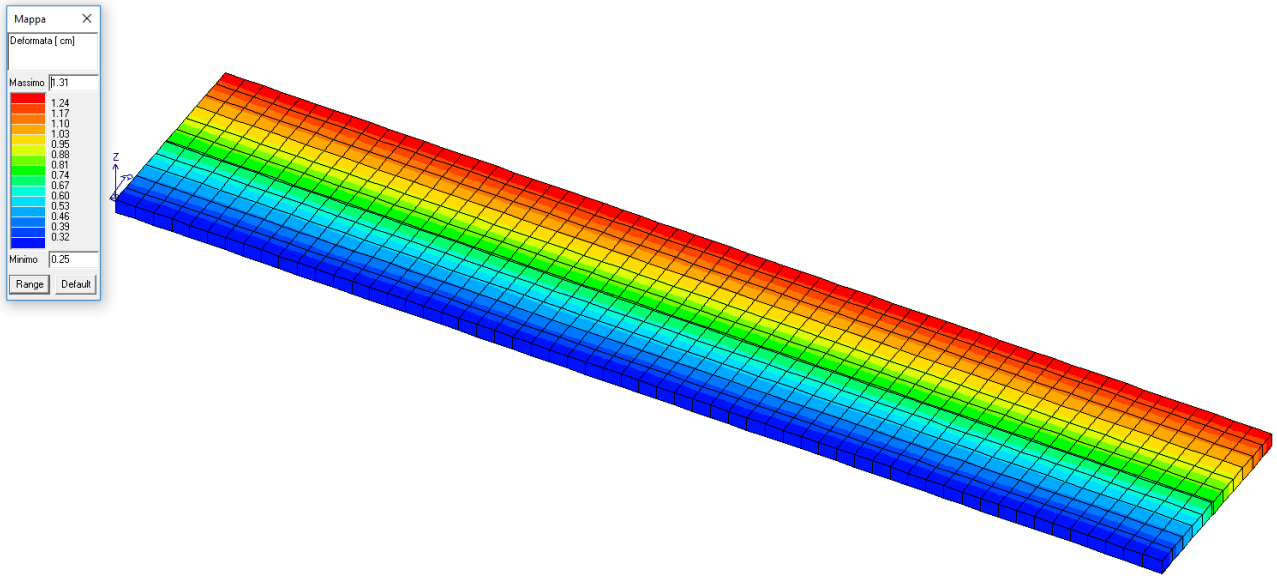
B =	5,65	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	26,15	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	4267	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	28,88	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	3	(-)	(numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δzi	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(-)	(cm)
1	1	3,80	0,0	3,8	1,0	7111,11111	0,30	**0,72**
2	2	4,90	3,8	8,7	1,0	28148,1481	0,30	**0,22**
3	3	21,40	8,7	30,1	1,0	37037,037	0,30	**0,24**
-			0,0	0,0	1,0			**-**
-			0,0	0,0	1,0			**-**
-			0,0	0,0	1,0			**-**

δ_{ctot} = 1,18 (cm)

Come si può notare dall'immagine seguente, i valori ottenuti attraverso il foglio di calcolo risultano coerenti anche con quelli ottenuti dal modello di calcolo.





Il massimo valore del cedimento è pari a 1.14 cm per il blocco 1 e pari a 1.31cm per il blocco 2 compatibile con la tipologia strutturale.

Al fine di poter determinare il valore di uno spostamento o di una rotazione eccessiva che possa indurre il raggiungimento di uno stato limite nella struttura in elevazione si procederà attraverso una valutazione indiretta. Occorre infatti, innanzitutto, procedere alla determinazione del cedimento del sistema di fondazione e da questo risalire alla rotazione o distorsione angolare. Il valore del cedimento massimo calcolato è infatti, correlato alla distorsione angolare b_{max} attraverso la relazione empirica $b_{max}=7.8x10^{-4}\ w_{max(cm)}$.
Esistono molti grafici e tabelle, proposti da vari Autori, che su base statistica indicano i valori ammissibili dei diversi parametri che definiscono i cedimenti assoluti e differenziali.
A titolo di esempio, in Tabella 16.4, sono riportati alcuni dei valori della distorsione angolare limite suggeriti da Bjerrum (1963), in Tabella 16.5 i valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione secondo Sowers (1962) contenuto in Viggiani. Si riportano inoltre i valori indicati nell'Eurocodice 7.

Tabella 16.4 - Distorsioni angolari limite secondo Bjerrum (1962)

Categoria di danno potenziale	***tan β***
Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti	1/750
Limite di pericolo per strutture reticolari	1/600
Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni	1/500
Limite oltre il quale possono apparire le prime fessure nei muri di tamponamento e difficoltà nell'uso dei carri ponte	1/300
Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni di edifici alti	1/250
Notevoli fessure in muri di tamponamento e muri portanti in laterizio.	
Limite di sicurezza per muri portanti in laterizio con h/L<1/4.	1/150
Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici.	

Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)

Tipo di movimento	*Fattore di limitazione*	*Valore ammissibile*
Cedimento massimo ρ_{max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiere, silos	7,5÷30
Rotazione rigida tanα	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02
Rotazione relativa tanβ	Murature portanti multipiano	0,0005÷0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001÷0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025÷0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici d'acciaio	0,005

EC7, 2003 (Allegato H)

ρ_{max} = 50 mm per fondazioni isolate
$(1/2000) < \beta_{max} < (1/300)$ → SLD
$\beta_{max} \approx (1/150)$ → SLU

EC7, 2003 (all'interno del testo)

$\delta_{\rho max}$ = 20 mm per fondazioni isolate
$\delta_{\rho max}$ = 10 mm per fondazioni a reticolo
$\delta_{\rho max} < 50\% \rho$ per fondazioni a reticolo

EC1, 1994 (all'interno del testo) per SLD

ρ_{max} = 25 mm per fondazioni isolate
ρ_{max} = 50 mm per fondazioni a piastra
$\delta_{\rho max}$ = 20 mm per telai aperti
$\delta_{\rho max}$ = 10 mm per telai con tramezzi flessibili
$\delta_{\rho max}$ = 5 mm per telai con tramezzi rigidi

La distorsione angolare massima determinata, è da confrontarsi con valori ammissibili (cfr Viggiani). Per la tipologia di struttura in esame il valore ammissibile della distorsione angolare come risulta dalle diverse

indicazioni bibliografiche riportate, è pari a **0.003** (cfr Viggiani)), tali valori sono in accordo anche con le indicazioni fornite nell'allegato H dell'Eurocodice 7. Per le strutture in esame risulta un valore inferiore quindi di tipo compatibile. Si precisa però che nel caso in cui il valore della distorsione angolare è maggiore del valore ammissibile non è detto che il valore sia tale da indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione, ma semplicemente che occorre procedere per via diretta, introducendo nel modello di calcolo della struttura di fondazione anche il sistema di fondazione con le sue caratteristiche meccaniche e studiare gli effetti sulle strutture in elevazione.

6. CONCLUSIONI

Tutte le analisi sviluppate, sono condotte secondo i principi fondamentali della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni prendendo in considerazione le azioni di progetto che con accertata probabilità agiranno sul sistema strutturale durante la sua vita di progetto.

Le analisi stesse e le verifiche condotte, hanno mostrato che le caratteristiche della sollecitazione interna negli elementi strutturali, forniscono valori compatibili con le resistenze di progetto dei materiali utilizzati.

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e all'art.35 del DPR 380/2001 e ss.mm.ii. ed è conforme **al punto §10.1 del DM 17/01/18**, essendo comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.

Il progetto è stato redatto in conformità ai cap.6 e 7 del Decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 17 Gennaio 2018 e della relativa circolare – Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 Gennaio 2018. I carichi trasmessi in fondazione sono compatibili con la resistenza del terreno.

Dai risultati ottenuti si evince che la struttura è verificata secondo la normativa vigente.

Napoli, Aprile 2019

Il PROGETTISTA
Ing.Pasquale Fusco