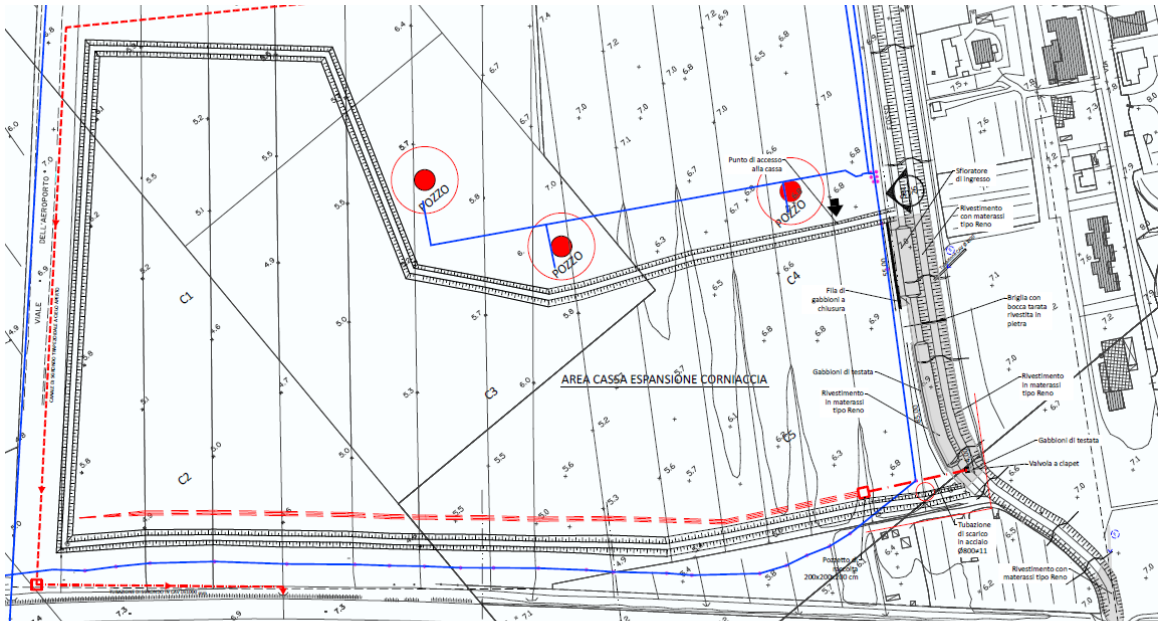
Ing. Fernando Muccetti P.le Premuda 2/F - 0565/221813 57025 PIOMBINO (LI)
C.F. MCC FNN 58R25 F656R P.IVA 01853990495 – email: f.muccetti@infol.it Cell. 335-7218898

OPERE DI RIDUZIONE DI RISCHIO IDRAULICO IN VENTURINA TERME
LOTTO N° 3
VASCA DI LAMINAZIONE

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO



RELAZIONE GEOTECNICA

Allegato: ***A03***

Data: Febbraio 2017
Rev. Maggio 2020
Rev. Ottobre 2020

Ing. Fernando Muccetti
Firmato con firma digitale ai sensi
dell'art. 21 c.2 D.Lgs 82/2005

1) PREMESSA:

La presente relazione geotecnica si propone di verificare la compatibilità della portanza del terreno di fondazione nei confronti delle strutture in c.a previste.

Per il dimensionamento delle opere di fondazione si fa riferimento alla relazione tecnico-geologica sottoscritta dal Dott. Geol. Fabio Melani di Venturina ed alle successive integrazioni prodotte e richiamate nella documentazione allegata al progetto generale.

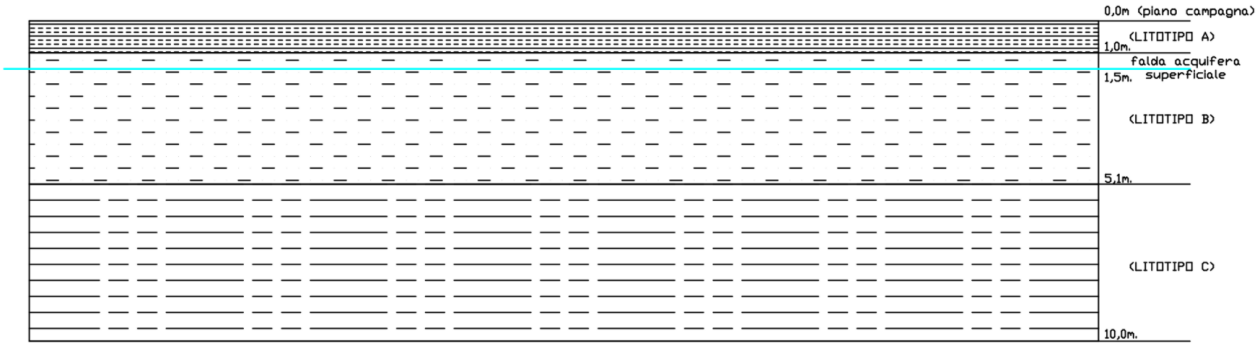
Il riferimento normativo adottato è il seguente:

- D.M 17/01/2018 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Eurocodice E7

Nel corso di questi anni il quadro geologico e geotecnico ha subito evoluzione, talvolta anche contrastanti, negli studi elaborati da vari professionisti e dalle prove in campo, spesso non inquadrate in un quadro unitario. Si è sentito pertanto l'esigenza di che fossero sintetizzati tutte le elaborazioni in un unico documento (si veda documento redatto dal dott. Fabio Melani "MODELLAZIONE GEOLOGICA - " TECNICA")

Gli elementi che si traggono ed che saranno riutilizzati per l'allineamento di tutte i documenti sono i seguenti:

Per quanto attiene all'area della vasca:



LITOTIPO A: Terreno alluvionale misto prevalentemente argillo limoso

CONDIZIONI NON DRENATE: γ=19,0KN/mc; cu=78,0KPa; ϕ=0°

CONDIZIONI DRENATE: γ=17,36KN/mc; c=18,5KPa; ϕ=15°

K=1x10^{-8} m/s

LITOTIPO B: Terreno alluvionale misto prevalentemente sabbio limoso

CONDIZIONI NON DRENATE: γ=19,0KN/mc; cu=18,0KPa; ϕ=20°

CONDIZIONI DRENATE: γ=18,97KN/mc; c=15,0KPa; ϕ=27°

K=1x10^{-6} m/s

LITOTIPO C: Terreno alluvionale misto prevalentemente argilloso

CONDIZIONI NON DRENATE: γ=19,0KN/mc; cu=34,0KPa; ϕ=0°

CONDIZIONI DRENATE: γ=17,36KN/mc; c=24,5KPa; ϕ=16°

K=1x10^{-8} m/s

STIMA DEI PARAMETRI DEL RILEVATO ARGINALE REALIZZATO CON I MATERIALI DI ESCAVO DEI TERRENI SUPERFICIALI

In prima approssimazione essi sono considerabili equivalenti a quelli del litotipo A, leggermente ridotti a causa della smovimentazione. La consistenza del terreno dipenderà dalla compattazione.

γ=17,0KN/mc; c'=15KPa; ϕ=15°

K=1x10^{-10} m/s (permeabilità media scaturita dalle prove A.A.S.H.T.O. del2008 (vedi allegati alle mie precedenti relazioni)

L'uso della coesione drenata o non drenata dipenderà esclusivamente dal tipo di verifica che si intende condurre, se a breve termine o se a lungo termine indipendentemente dallo stato limite che si prenderà in considerazione.

Nel caso di terreni coesivi saranno condotte entrambe, sia in condizioni drenate che non.

Nella verifica in condizioni non drenate, l'angolo di attrito e' assunto nullo mentre la coesione da assumere e' cu (quella non drenata) e le verifiche saranno condotte in termini di tensioni totali (e non effettive).

Nella verifica in condizioni drenate, l'angolo di attrito e' diverso da zero e se il terreno e' coesivo anche la coesione e' diversa da zero, ma non e' uguale a quella cu, bensi alla coesione efficace solitamente indicata con c'.

In questo caso non faremo riferimento alle tensioi totali bensi a quelle effettive.

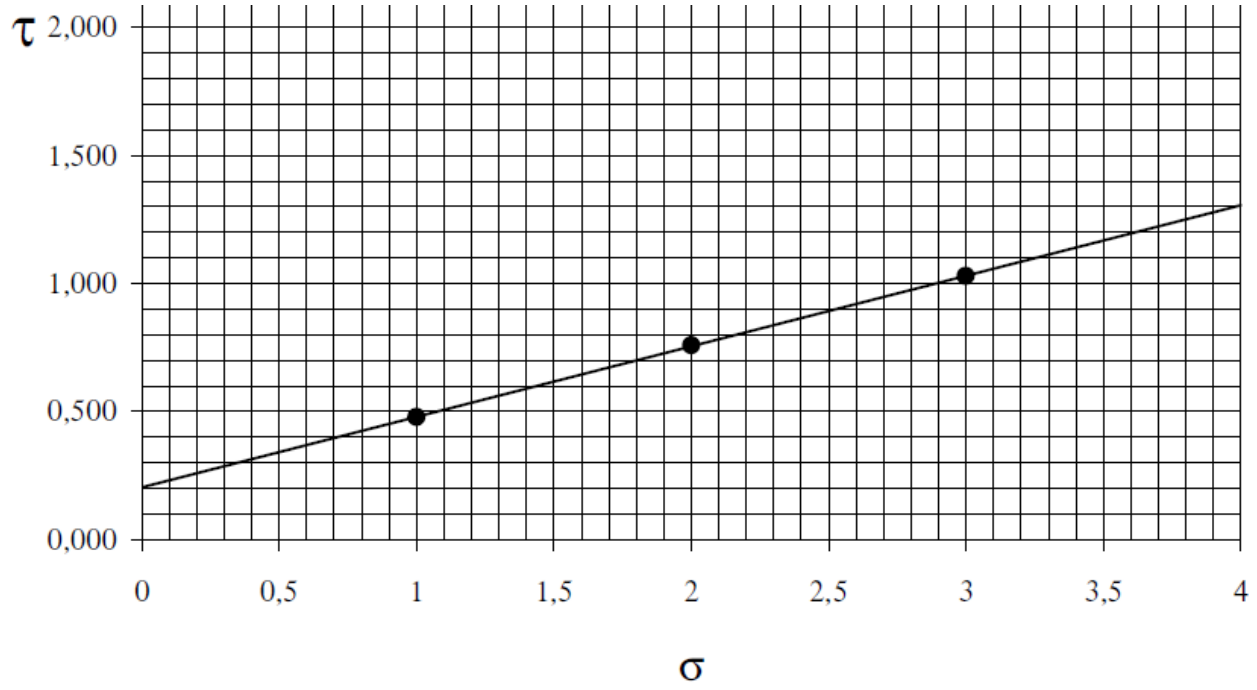
La coesione non drenata cu è geralmente un ordine di grandezza maggiore di c', cioe se c'=10 kPa (0.1 kg/cm²) quella non drenata si attesta a cu= 100 -120 kPa.

Per quanto attiene al sondaggio effettuato in area limitrofa al Ponte su Via Cerrini

S2c1

carico assiale	(Kg/cmq)	1	2	3
sforzo a rottura	(Kg/cmq)	0,478	0,758	1,029

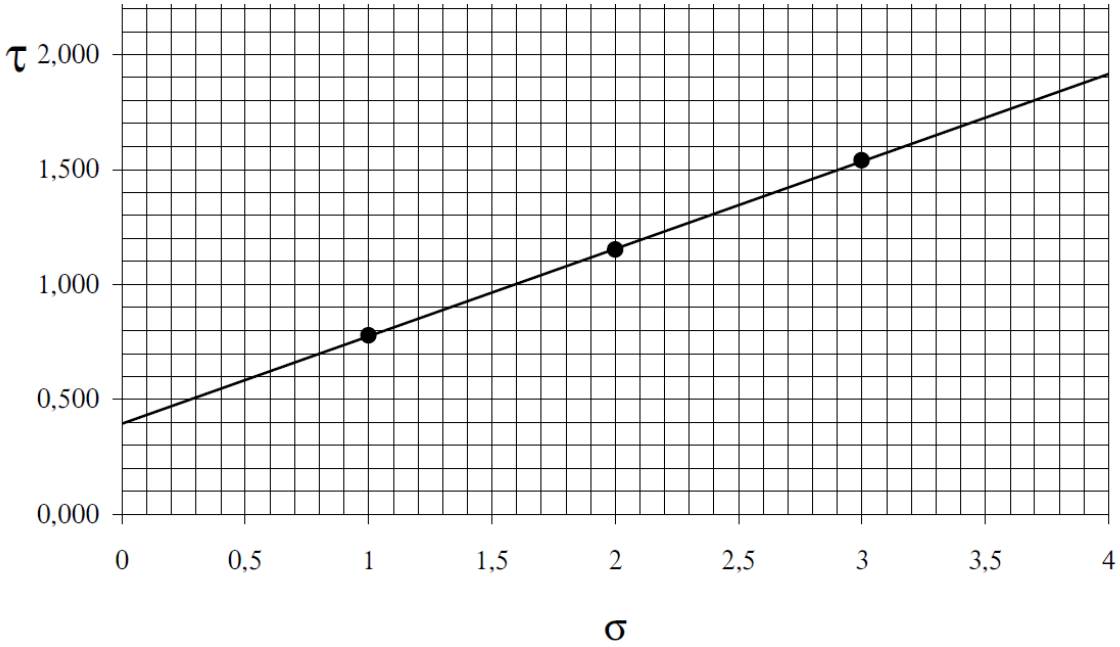
c	0,20	kg/cmq
ϕ	15	°



C1

carico assiale	(Kg/cmq)	1	2	3
sforzo a rottura	(Kg/cmq)	0,777	1,150	1,538

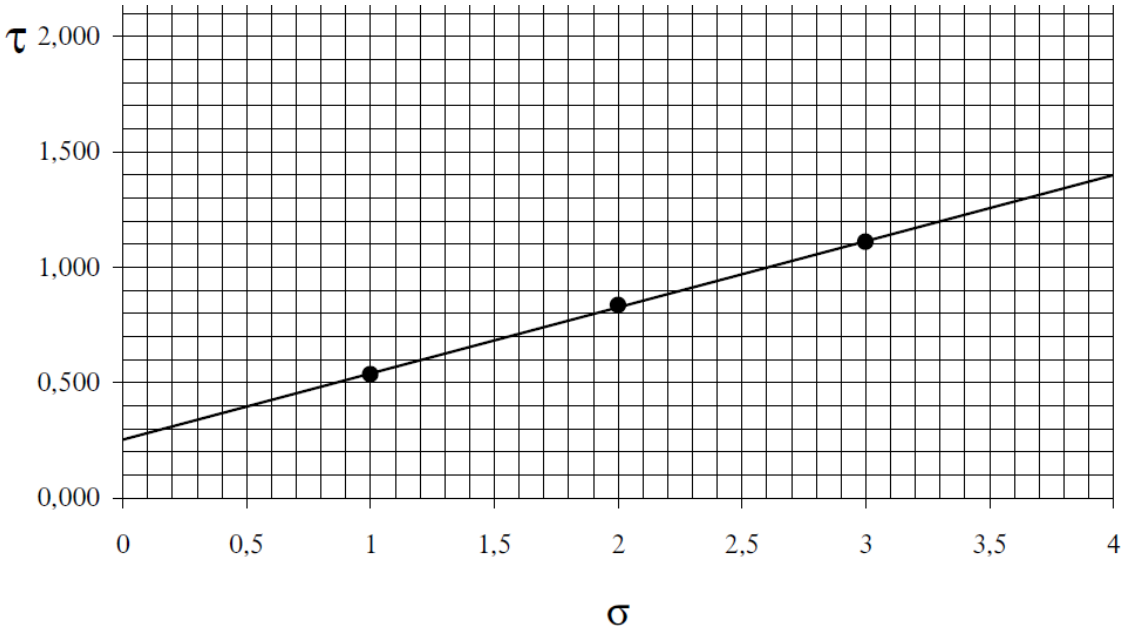
c	0,39	kg/cmq
ϕ	21	°



- C3

carico assiale	(Kg/cmq)	1	2	3
sforzo a rottura	(Kg/cmq)	0,535	0,835	1,108

c	0,25	kg/cmq
ϕ	16	°



ALLEGATI

Appendice Relazione Geotecnica e sulle fondazioni Clapet
Appendice Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni Briglia

APPENDICE 1.2

1.2 Relazione geotecnica e delle fondazioni CLAPET

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "*volume significativo*" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.
Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
"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:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "*Progettazione geotecnica*" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

3.1 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.

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

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Sabbia argillosa mediamente consolidata										
T001	19 000	60	60	200	20	0.0188	0.015	60	0	0.000

LEGENDA:

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	

N_{TRN} Numero identificativo del terreno.
γ_T Peso specifico del terreno.
K1 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.
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.

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

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i}^{n} \left[\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}\right]}{\text{Profondità significat iva}}$$

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

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "*volume significativo*" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

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

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:
C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).
Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi 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_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X	[P NC]	S	N	C	NO	SI	5
				Y	[P NC]						

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] = Media - [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 - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.

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

Ir_{Tmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [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	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1.500	1.50	1.00	1.00	0.50
Y	-	1.500	1.50	1.00	1.00	0.50
Z	-	1.500	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).

q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).

K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..

α_u/α_1 Rapporto di sovraresistenza.

k_w Fattore di riduzione di q_0.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica S_S	Amplif. Stratigrafica C_C	F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0.0243	1.500	1.849	2.637	0.180	0.111	0.333	1.697
SLD	50	0.0293	1.500	1.792	2.686	0.198	0.118	0.355	1.717
SLV	475	0.0541	1.500	1.598	2.810	0.280	0.149	0.447	1.817
SLC	975	0.0635	1.500	1.580	2.858	0.290	0.153	0.458	1.854

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 Tc allo SLO/SLD/SLV/SLC.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica S_S	C_C	F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T^*_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	43.019693	10.596448	6	T1	1.00

LEGENDA:

Cl Ed Classe dell'edificio
V_N Vita nominale ([t] = anni).
V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
Categoria topografica.
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 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

La tipologia delle opere di fondazione è consona 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:

$$E_d \square R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 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. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2(1)	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni 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 tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_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. 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.

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:

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

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' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

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.

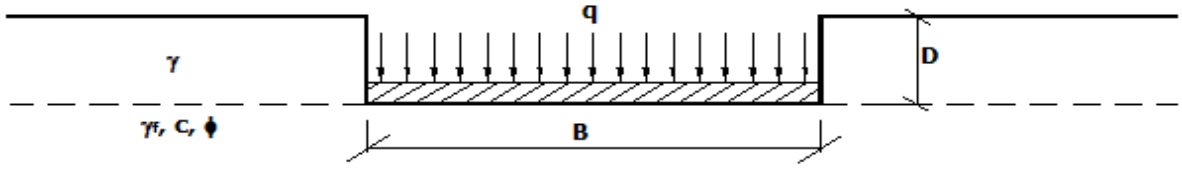
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

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

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

con B' □ L'.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

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.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con B′/L′<1.

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)
$d_c = 1+0{,}4\cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1+2\cdot\tan\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

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

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

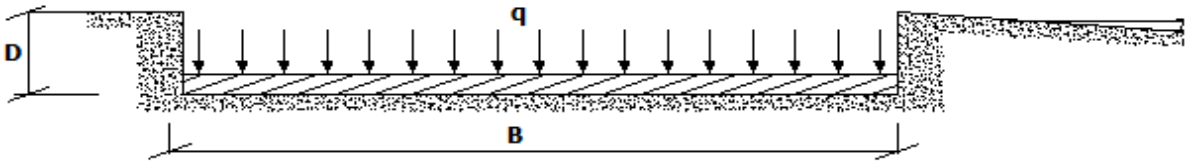
Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)

$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2+\pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$	$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$
$b_\gamma = b_q/\cos\omega$	$b_\gamma = b_q/\cos\omega$

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

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



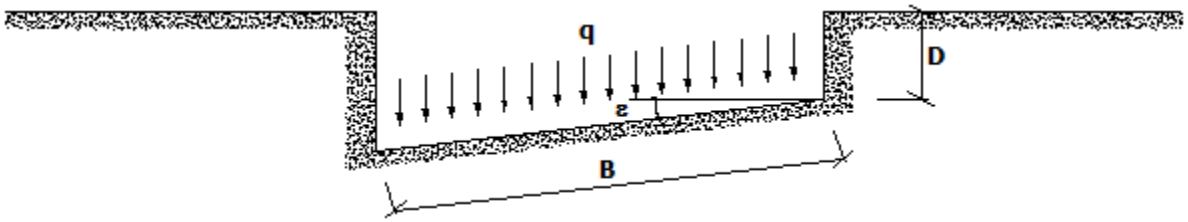
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε 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:

$$\varepsilon < 45°$$



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

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

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

dove:

$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$ = 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:

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

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \mathrm{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$\Psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{\left(0,6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4,4\right) \cdot \tan\phi + \frac{3,07 \cdot \sin\phi \cdot \mathrm{Log}(2 \cdot I_r)}{1+\sin\phi}\right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "$B \cdot N_\gamma$", 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 $\mathbf{r}_\gamma$:

$$r_\gamma = 1-0{,}25 \cdot \mathrm{Log}(B/2) \qquad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
$\mathbf{r}_\gamma$	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 "$B \cdot N_\gamma$" è predominante.

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.

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 $\mathbf{K_{hi}}$ e $\mathbf{K_{hk}}$, 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.

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:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

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 $\mathbf{c}_\gamma$ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \leq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \leq 0$, $\phi \leq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan\phi} < 1$, 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 ($c \leq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \leq 0$, $\phi \leq 0$)		
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1-0,32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan\phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan\phi} < 1$	altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

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

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

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 SLU 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_d, ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo 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. 2018).
Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} 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:

Coef. Cor. Terzaghi per N_q = $s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$
Coef. Cor. Terzaghi per N_c = $s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$
Coef. Cor. Terzaghi per N_γ = $s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \; z_\gamma \cdot c_\gamma$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Platea 1	11.05	3.11	2.80	90.00	0.65	-	NON Coesivo	1.72	0.00	0.59	23.18	35.49	30.21	0.036	0.396	NO

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	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi per N_q	C. Terzaghi per N_c	C. Terzaghi per N_γ	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	

CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 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.
Rtz 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. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
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	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi per N_q	C. Terzaghi per N_c	C. Terzaghi per N_γ	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Platea 1	19.17	3.11	2.80	90.00	0.65	-	NON Coesivo	1.66	0.00	0.57	23.18	35.49	30.21	0.026	0.493	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 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.
Rtz 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. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
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.

..., 07/09/2020

Il progettista strutturale

...

Per presa visione, il direttore dei lavori

...

Per presa visione, il collaudatore

...

APPENDICE 2.2

2.2 Relazione geotecnica e delle fondazioni Briglia

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "*volume significativo*" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.
Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
"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:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "*Progettazione geotecnica*" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

3.1 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.

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

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Terreno Alluvionale Misto prevalentemente sabbio Limoso										
T001	19 000	60	60	200	20	0.0188	0.015	60	0	0.000

LEGENDA:

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	

N_{TRN} Numero identificativo del terreno.
γ_T Peso specifico del terreno.
K1 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.
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.

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

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i}^{n} \left[\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}\right]}{\text{Profondità significat iva}}$$

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

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "*volume significativo*" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

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

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:
C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).
Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi 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_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X	[P NC]	S	N	C	NO	SI	5
				Y	[P NC]						

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] = Media - [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 - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.

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

Ir_{Tmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [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	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1.500	1.50	1.00	1.00	0.50
Y	-	1.500	1.50	1.00	1.00	0.50
Z	-	1.500	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).

q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).

K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..

α_u/α_1 Rapporto di sovraresistenza.

k_w Fattore di riduzione di q_0.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica S_S	Amplif. Stratigrafica C_C	F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0.0243	1.500	1.849	2.637	0.180	0.111	0.333	1.697
SLD	50	0.0293	1.500	1.792	2.686	0.198	0.118	0.355	1.717
SLV	475	0.0541	1.500	1.598	2.810	0.280	0.149	0.447	1.817
SLC	975	0.0635	1.500	1.580	2.858	0.290	0.153	0.458	1.854

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 Tc allo SLO/SLD/SLV/SLC.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica S_S	C_C	F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T^*_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	43.019693	10.596448	6	T1	1.00

LEGENDA:

Cl Ed Classe dell'edificio
V_N Vita nominale ([t] = anni).
V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
Categoria topografica.
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 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

La tipologia delle opere di fondazione è consona 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:

$$E_d \square R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 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. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2(1)	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni 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 tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_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. 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.

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:

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

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' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

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.

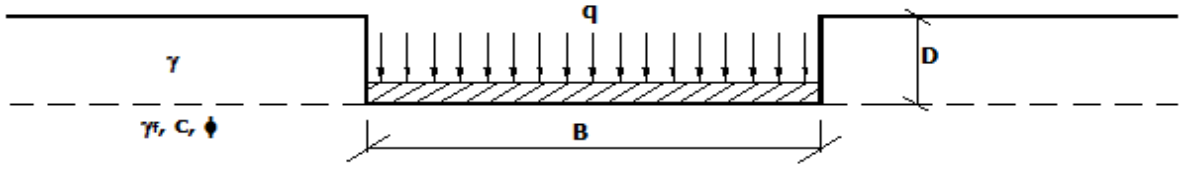
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

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

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

con B' □ L'.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

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.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con B′/L′<1.

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)
$d_c = 1+0{,}4\cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1+2\cdot\tan\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

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

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

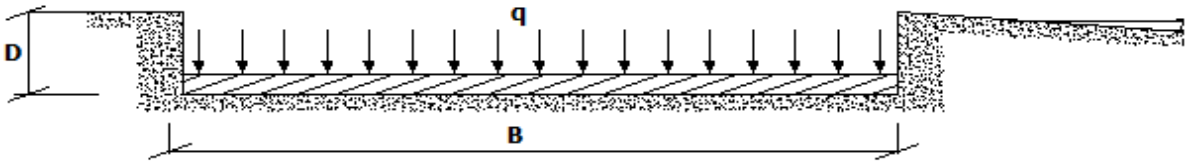
Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \square 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \square 0$, $\phi \square 0$)

$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2+\pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$	$b_q = (1-\tan\omega)^2 \cdot \cos\omega$
$b_\gamma = b_q/\cos\omega$	$b_\gamma = b_q/\cos\omega$

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

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



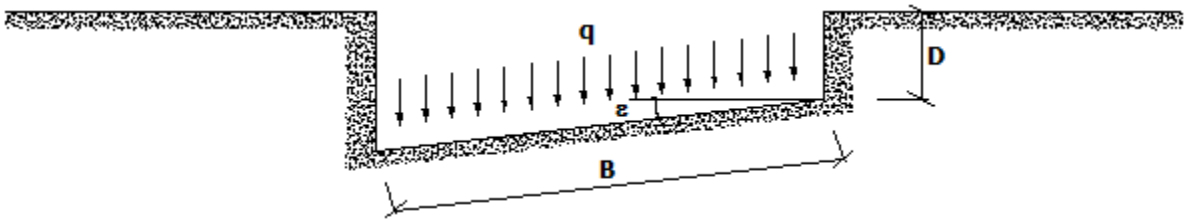
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε 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:

$$\varepsilon < 45°$$



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

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

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

dove:

$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$ = 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:

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

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \mathrm{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$\Psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{\left(0,6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4,4\right) \cdot \tan\phi + \frac{3,07 \cdot \sin\phi \cdot \mathrm{Log}(2 \cdot I_r)}{1+\sin\phi}\right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "$B \cdot N_\gamma$", 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 $\mathbf{r}_\gamma$:

$$r_\gamma = 1-0{,}25 \cdot \mathrm{Log}(B/2) \qquad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
$\mathbf{r}_\gamma$	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 "$B \cdot N_\gamma$" è predominante.

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.

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 $\mathbf{K_{hi}}$ e $\mathbf{K_{hk}}$, 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.

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:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

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 $\mathbf{c}_\gamma$ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \leq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \leq 0$, $\phi \leq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan\phi} < 1$, 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 ($c \leq 0$, $\phi=0$)	**Terreni dotati di attrito e coesione** ($c \leq 0$, $\phi \leq 0$)		
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1-0,32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan\phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan\phi} < 1$	altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

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

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

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 SLU 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_d, ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo 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. 2018).
Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} 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:

Coef. Cor. Terzaghi per N_q = $s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$
Coef. Cor. Terzaghi per N_c = $s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$
Coef. Cor. Terzaghi per N_γ = $s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \; z_\gamma \cdot c_\gamma$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Platea 1	1.03	16.60	5.00	0.00	0.65	-	NON Coesivo	1.03	0.91	0.63	1.00	5.14	0.00	0.026	0.027	NO
Platea 2	1.21	16.60	0.50	180.00	1.15	-	NON Coesivo	1.37	1.50	0.99	1.00	5.14	0.00	0.038	0.046	NO

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi per N_q	C. Terzaghi per N_c	C. Terzaghi per N_γ	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 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.
Rtz 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. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
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	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi per N_q	C. Terzaghi per N_c	C. Terzaghi per N_γ	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Platea 1	1.65	16.60	5.00	0.00	0.65	-	NON Coesivo	1.00	0.90	0.61	1.00	5.14	0.00	0.020	0.032	NO
Platea 2	2.07	16.60	0.50	180.00	1.15	-	NON Coesivo	1.33	1.47	0.95	1.00	5.14	0.00	0.028	0.058	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS = 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.
Rtz 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. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
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.

..., 07/09/2020

Il progettista strutturale

...

Per presa visione, il direttore dei lavori

...

Per presa visione, il collaudatore

...