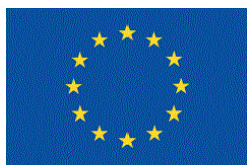




COMUNE DI NAPOLI



Unione Europea



Italiadomani

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

Coesione
Napoli



Riqualficazione funzionale e messa in
sicurezza del 21° Circolo Didattico
scuola dell'infanzia "Marco Aurelio"
C.U.P. : **B68I22000170006**

PROGETTO ESECUTIVO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giulio Davini

I PROGETTISTI

S.IN.T.E.C. s.r.l.



S.IN.T.E.C. S.R.L.
SOCIETÀ DI INGEGNERIA PER IL TERRITORIO EDILE E CIVILE
Tel e Fax: 081.5263349

Via Oriani n.2, Pozzuoli (NA) 80078 - P.IVA.0778920636



Amm. Ing. Rodolfo Fisciano

Mandante

Ing. Luigi Passante



Mandante

Ing. Massimo Di Palma



Mandante

Geol. Loredana Cimmino



Mandante

Ing. Francesca Rosaria Fele



ELABORATO N.

ESD_RGF

TITOLO ELABORATO

Relazione Geotecnica e
sulle Fondazioni

SCALA

REVISIONE



OGGETTO: RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DEL 21°
CIRCOLO DIDATTICO SCUOLA DELL'INFANZIA "MARCO AURELIO"

C.U.P. : B68I22000170006

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. DESCRIZIONE E INQUADRAMENTO DELLA COSTRUZIONE	5
3.1 Dati geometrici e strutturali.....	6
4. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
4.1. Prove effettuate e caratterizzazione geotecnica	7
4.2. Idrogeologia	8
5. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SUOLO	9
5.1. Modellazione geotecnica	9
5.2. Pericolosità sismica	9
5.3. Scelta tipologica delle opere di fondazione	11
6. VERIFICHE DI SICUREZZA	12
6.1. Carico limite fondazioni dirette	13
6.2. Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma	17
6.3. Verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU).....	18
6.3.1. Verifiche carico limite fondazioni dirette.....	19
7. CONCLUSIONI	21

1. PREMESSA

La presente relazione si pone l'obiettivo di definire le opere architettoniche relative all'intervento di "RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DEL 21° CIRCOLO DIDATTICO SCUOLA DELL'INFANZIA "MARCO AURELIO". L'edificio oggetto di intervento, che ospita il 21° Circolo Scuola dell'Infanzia "Marco Aurelio" ricade in "Municipalità 9 – Soccavo" ed è sito in Napoli alla via Marco Aurelio n° 93. I lavori da eseguire prevedono principalmente i seguenti interventi:

- Opere di miglioramento sismico ed isolamento-impermeabilizzazione delle coperture dei corpi esagonali, tramite realizzazione di nuova copertura con soletta in calcestruzzo e lamiera grecata;
- Abbattimento e ricostruzione dei corridoi di collegamento tra il corpo centrale e i corpi esagonali e realizzazione di giunti sismici, adeguamento dell'altezza interna e nuova configurazione di uscita di emergenza, come da grafici di progetto;
- Opere di miglioramento sismico di alcuni telai strutturali del corpo A, tramite ringrosso dei pilastri strutturali esistenti;
- Rimozione delle lastre di marmo e arrotondamento degli spigoli interni delle aule, al fine di rendere gli ambienti più sicuri per i bambini;
- Sostituzione degli infissi esterni con adeguamento delle altezze dei parapetti che allo stato dei luoghi risultano inferiori ad 1.00 m, prevedendo sottoluce non apribili al di sotto delle ante scorrevoli apribili;
- Opere impiantistiche: installazione di split con pompa di calore/chiller, sostituzione di caldaia esistente con caldaia a condensazione e radiatori esistenti con radiatori in alluminio, sostituzione di boiler elettrici con collettori solari ed accumulo (integrazione con caldaia); nuovo impianto di ricambio d'aria; installazione di impianto fotovoltaico; sostituzione lampade esistenti con lampade LED; nuovo impianto idrico-sanitario.
- Posa in opera di nuovo controsoffitto modulare per passaggio impianti nel corridoio distributivo e nel refettorio;
- Riorganizzazione dei servizi igienici degli alunni con incremento del numero di vasi e lavabi;
- Realizzazione di nuovo servizio igienico per disabili;
- Tinteggiatura.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa vigente di riferimento per gli edifici esistenti è la seguente:

- Decreto Ministeriale 14/01/2008 – “Norme tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 – NTC08”;
- Decreto Ministeriale 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le Costruzioni NTC18”;
- Circolare del 21/01/2019 – “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 – NTC18”.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme Tecniche per le costruzioni;
- D.P.R. 380/2001 s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- D.P.R. 207/2010 s.m.i. per la parte non abrogata;
- D.lgs 18 aprile 2016, n. 50 "Codice dei contratti pubblici" e s.m.i.;
- D.P.R. 18 aprile 1994, n. 383 - Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale;
- D. Lgs. 09/04/2008 n. 81 "Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro”;
- D.Lgs. 42/2004 s.m.i. "Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 1 O della legge 6 luglio 2002, n. 137”;
- Linee Guida ANAC N°1 - Indirizzi generali sull'affidamento dei servizi attinenti all'architettura e all'ingegneria.
- Norme relative alla verifica della vulnerabilità sismica e valutazione della sicurezza strutturale
- D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. - Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 Norme in materia ambientale;
- Legge 77/2009 s.m.i.;
- D.P.C.M. 09/02/2011 Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Regolamento Regionale Lazio 13 luglio 2016 n. 14 "Regolamento regionale per lo snellimento e la semplificazione delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico e di repressione delle violazioni della normativa sismica”.
- O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 s.m.i.;
- O.P.C.M. 3431 del 03/05/2005 s.m.i.;
- D.P.C.M. del 21/10/2003 Presidenza del Consiglio dei ministri Dipartimento della Protezione Civile.

3. DESCRIZIONE E INQUADRAMENTO DELLA COSTRUZIONE

A seguito dell'incarico conferito dal Comune di Napoli si è proceduto alla progettazione degli interventi di adeguamento sismico dell'Edificio scolastico "Marco Aurelio" ubicato in via Marco Aurelio, 93, in Soccavo (NA), in Soccavo (NA).



Foto 1 – Localizzazione dell'edificio

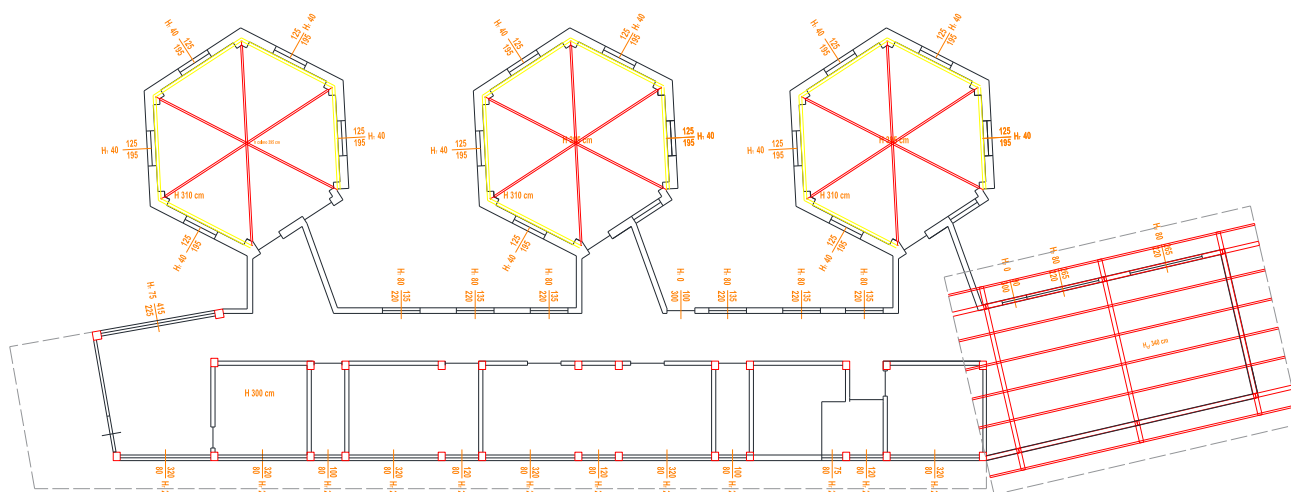
Il fabbricato in questione è un edificio scolastico costituito da un unico corpo di fabbrica, caratterizzato da diverse tipologie costruttive di strutture. La struttura portante principale è costituita da travi e pilastri in c.a. (CORPO A), mentre quella delle aule è costituita da pilastri e travi in acciaio (CORPI B e C); gli orizzontamenti sono costituiti da solai latero-cementizi nel Corpo A, coperture in legno lamellare nel Corpo B e solaio sandwich in lamiera grecata nel Corpo C. L'edificio presenta uno schema planimetrico a pianta irregolare, la cui superficie del singolo livello è di circa 330 mq. Si riporta nell'immagine che segue, la suddivisione in corpi della scuola:



La scuola è costituita da un unico livello fuori terra, caratterizzato da un'altezza interna media di circa 3,50 m.

3.1 Dati geometrici e strutturali

Il rilievo geometrico e strutturale è stato effettuato in sito tramite distanziometro laser, si riporta di seguito lo schema planimetrico di rilievo degli spazi:



Come anticipato ad inizio capitolo, la struttura si sviluppa su un unico livello ed è suddivisibile, per le diverse tecnologie costruttive che la compongono, in tre diversi corpi:

- Il primo, quello principale per estensione (Corpo A), caratterizzato da una struttura portante costituita da telai monodirezionali in calcestruzzo armato con pilastri avente sezioni 30x25 e 30x30 cm e travi a spessore. Il solaio, in latero-cemento classico, ha un'altezza strutturale di 25 cm e risulta essere ordito lungo la luce corta del corpo di fabbrica.
- Il secondo (Corpo B), caratterizzato da tre aule esagonali collegate al corpo in c.a. attraverso un corridoio avente altezza interna inferiore. Tali corpi di fabbrica sono costituiti da pilastri e travi in acciaio su cui insiste una copertura in legno spiovente avente altezza di colmo pari a 3,95 m e un'altezza minima di 3,10 m.
- Il terzo ed ultimo corpo (Corpo C) riguarda un'aula posta nella parte terminale del corpo A ed è costituito da una struttura intelaiata in acciaio i cui collegamenti sono costituiti da squadrette e flange bullonate; la copertura di tale corpo è costituito da un solaio sandwich in lamiera grecata.

4. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In tale paragrafo si inseriscono i risultati ottenuti dalla campagna di indagine eseguita ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico e redazione del progetto definitivo-esecutivo oggetto della presente relazione. I risultati di tale campagna di indagini a cui si fa riferimento è presente all'interno della relazione geologica sottoscritta dal geologo Loredana Cimmino.

4.1. 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. Le indagini eseguite sono:

- n. 1 prove penetrometriche dinamiche DPSH effettuate dalla ditta INGE S.R.L. *Servizi per la Geologia* con sede in Via Taverna Vecchia, 19, 81020 Castel Morrone (CE) in possesso di Aut. Min. N.R. 0000566 del 13.11.2019 Circ. 7618/STC – Prove sulle Terre e di Aut. Min. N. 154 del 19.04.2011 Circ. 7619/STC – Prove in Sito;
- n. 1 indagini sismiche con metodologia MASW effettuate dal Dott. Geologo Giovanni Turco con strumentazione di sua proprietà.

Per caratterizzare geotecnicamente i terreni di imposta in cui ricade la Scuola sono state utilizzate le prove penetrometriche dinamiche DPSH eseguite. I dati acquisiti sono stati confrontati con valori bibliografici di riferimento. I parametri geomeccanici desunti dalla prova penetrometrica sono così riassumibili:

- il primo, dal piano campagna fino a 2.4m di profondità, con peso di volume $\gamma=1.40\text{g/cm}^3$, angolo di attrito $\varphi=34^\circ$, coesione non drenata $c_u=2.78\text{Kg/cm}^2$, Modulo Edometrico $E_d=123\text{Kg/cm}^2$ e Densità relativa $Dr=71\%$ (*terreno mediamente addensato*);
- il secondo, da -2.4 a -4.5m, con peso di volume $\gamma=1.30\text{g/cm}^3$, angolo di attrito $\varphi=31^\circ$, coesione non drenata $c_u=0.97\text{Kg/cm}^2$, Modulo Edometrico $E_d=44\text{Kg/cm}^2$ e Densità relativa $Dr=43\%$ (*terreno sciolto*);
- il terzo, da -4.5 a -6m, con peso di volume $\gamma=1.30\text{g/cm}^3$, angolo di attrito $\varphi=31^\circ$, coesione non drenata $c_u=1.01\text{Kg/cm}^2$, Modulo Edometrico $E_d=46\text{Kg/cm}^2$ e Densità relativa $Dr=47\%$ (*terreno sciolto*);
- il quarto, da -6 a -8.1m, con peso di volume $\gamma=1.40\text{g/cm}^3$, angolo di attrito $\varphi=33^\circ$, coesione non drenata $c_u=1.49\text{Kg/cm}^2$, Modulo Edometrico $E_d=68\text{Kg/cm}^2$ e Densità relativa $Dr=58\%$ (*terreno mediamente addensato*);

- il quinto, da -8.1 a -9.3m, con peso di volume $\gamma=1.40\text{g/cm}^3$, angolo di attrito $\varphi=33^\circ$, coesione non drenata $c_u=1.68\text{Kg/cm}^2$, Modulo Edometrico $E_d=77\text{Kg/cm}^2$ e Densità relativa $Dr=63\%$ (terreno mediamente addensato);
- il sesto, infine, da -9.3 a -10.2m, con peso di volume $\gamma=1.50\text{g/cm}^3$, angolo di attrito $\varphi=36^\circ$, coesione non drenata $c_u=2.47\text{Kg/cm}^2$, Modulo Edometrico $E_d=112\text{Kg/cm}^2$ e Densità relativa $Dr=80\%$ (terreno mediamente addensato).

I dati acquisiti con l'indagine sismica hanno consentito di investigare fino oltre i 30m dal piano campagna. Il sottosuolo può essere suddiviso nei seguenti sismostrati:

- il primo, fino a 0.36m dal piano campagna, caratterizzato da una V_s pari a 43m/s;
- il secondo, da -0.36m a circa -1m, caratterizzato da una V_s pari a 78m/s;
- il terzo, da circa -1m a circa -1.75m, con V_s pari a 204m/s;
- il quarto, da - circa -1.75m a circa -3m, con V_s pari a 246m/s;
- il quinto, da circa -3 a circa -5.6m, con V_s pari a 263m/s;
- il sesto, da circa -5.6 a circa -8.3m, con V_s pari a 270m/s;
- il settimo, da circa -8.3 a circa -11.8m, con V_s pari a 468m/s;
- l'ottavo, infine, da circa -11.8m a -40.3m, caratterizzato da una V_s pari a 594m/s.

I valori delle velocità delle onde di taglio ricavati dalle indagini geofisiche MASW eseguite nell'area di studio permettono di attribuire al sito **la categoria di sottosuolo C** (*"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180m/s e 360m/s"*), avendo determinato sperimentalmente con tale tecnica una velocità delle onde di taglio entro i 30 m al di sotto del piano campagna (V_s 0-30) di circa **359 m/s**.

$V_{s,30}$ m/s	Categoria di sottosuolo	Categoria Topografica
	-	-
359	C	T1

4.2. Idrogeologia

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

5. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SUOLO

La modellazione del suolo e le relative verifiche geotecniche sono state eseguite unicamente per il corpo B, ovvero per il corpo ove è prevista la realizzazione di una nuova struttura portante in telaio in cemento armato alla cui base verranno eseguiti dei plinti quadrati collegati tra loro mediante travi di fondazione.

5.1. 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.

Le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno su cui insiste la fondazione superficiale sono le seguenti:

Terreni												
N _{TRN}	γ _T	γ _{Ts}	K1			ϕ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m³]	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
Primo strato												
T001	14.000	15.000	10	10	30	34	0,278	0,000	12	1	0,000	NO

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
γ_{Ts}	Peso specifico saturo 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.
ST_P	[SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

5.2. 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											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	50	B	caOld	X Y	- -	S	N	C	NO	SI	5

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_{Temp}** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Fattori di comportamento						
Dir	q'	q	q ₀	K _R	α_u/α_1	k _w
X	-	1,000	-	-	-	-
Y	-	1,000	-	-	-	-
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).
- q₀** 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 sovrarresistenza.
- k_w** Fattore di riduzione di q₀.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	F_v	T_c^*	T_B	T_c	T_D
			S_s	C_c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	45	0,0558	1,500	1,556	2,337	0,745	0,304	0,157	0,472	1,823
SLD	75	0,0737	1,500	1,527	2,325	0,852	0,321	0,164	0,491	1,895
SLV	712	0,1916	1,423	1,501	2,410	1,424	0,339	0,170	0,509	2,367
SLC	1462	0,2397	1,341	1,498	2,495	1,649	0,341	0,170	0,511	2,559

LEGENDA:

T_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
C_c	Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
F_0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
F_v	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.
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]		
3	50	75	40.853889	14.250556	17	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 $i \leq 15^\circ$.
	T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.
	T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
	T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

5.3. 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 mediante plinti collegati da travi di collegamento.

6. VERIFICHE DI SICUREZZA

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

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche 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	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_v	γ_v	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.

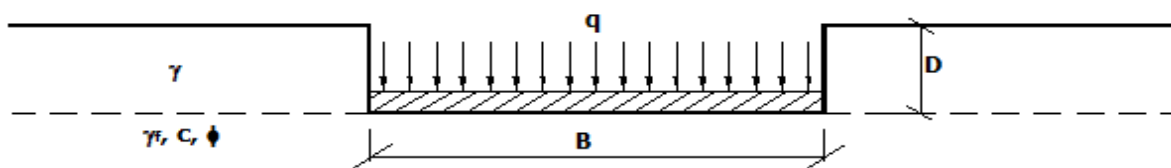
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

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

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

$$\text{con } B' \leq L'.$$

dove:



Calcolo dei Fattori N_c, N_q, N_γ

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

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;

ϖ = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con $B'/L' < 1$.

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

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

dove:

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

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

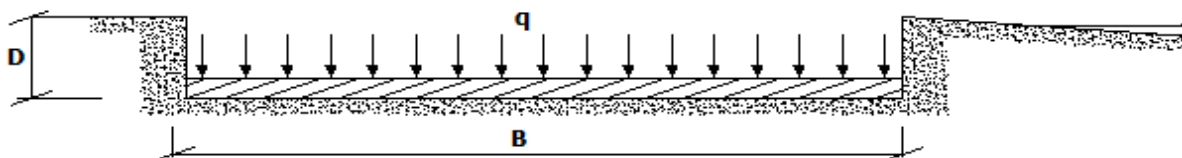
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

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

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

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

$\varpi < \varphi$; $\varpi < 45^\circ$.



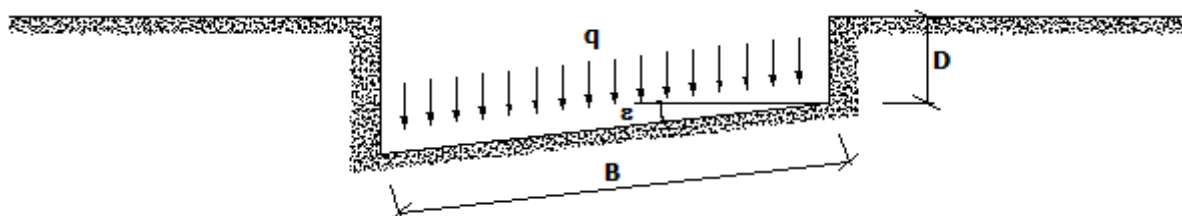
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

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

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

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

$\varepsilon < 45^\circ$



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

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

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

dove:

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

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

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

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

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

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

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 r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine “ $B \cdot N_\gamma$ ” 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;

g_{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 f sia nullo ($f = 0$).

6.2. Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

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

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

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

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

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:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot SS \cdot ST \cdot ag/g;$$

dove:

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

g = accelerazione di gravità;

SS = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

ST = coefficiente di amplificazione topografica;

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

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

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

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

$$K_{hi} = SS \cdot ST \cdot a_g / g;$$

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.

6.3. Verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo (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 Qd,Rd, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza Rd, 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 = $s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$

6.3.1.Verifiche carico limite fondazioni dirette

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU																
Id _{Fnd}	CS	L _X	L _Y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Plinto 2	7,61	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,26	0,00	1,00	5,14	0,00	0,103	0,784	NO
Plinto 4	5,95	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,34	0,00	1,00	5,14	0,00	0,141	0,836	NO
Plinto 6	6,04	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,37	0,00	1,00	5,14	0,00	0,141	0,855	NO
Plinto 5	5,75	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,34	0,00	1,00	5,14	0,00	0,146	0,837	NO
Plinto 7	6,31	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,24	0,00	1,00	5,14	0,00	0,123	0,776	NO
Plinto 3	5,35	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,38	0,00	1,00	5,14	0,00	0,161	0,859	NO
Plinto 1	6,31	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,26	0,00	1,00	5,14	0,00	0,125	0,788	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.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p,cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi	
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

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	Rtz	Z _{p.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Plinto 2	13,99	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,26	0,00	1,00	5,14	0,00	0,072	1,002	NO
Plinto 4	11,01	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,34	0,00	1,00	5,14	0,00	0,097	1,068	NO
Plinto 6	11,27	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,37	0,00	1,00	5,14	0,00	0,097	1,092	NO
Plinto 5	10,78	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,34	0,00	1,00	5,14	0,00	0,099	1,070	NO
Plinto 7	12,00	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,24	0,00	1,00	5,14	0,00	0,082	0,988	NO
Plinto 3	10,01	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,38	0,00	1,00	5,14	0,00	0,110	1,098	NO
Plinto 1	11,73	1,30	1,30	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,26	0,00	1,00	5,14	0,00	0,086	1,008	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.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
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.

7. CONCLUSIONI

Il terreno di fondazione è modellato con un modello alla Winkler come un letto di molle elastiche.

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale del suolo per la struttura oggetto della presente relazione hanno dato esito positivo per le fondazioni in oggetto, pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni loro parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 17 Gennaio 2018.

Si rilascia per gli usi consentiti dalla legge.

Il Tecnico

Ing. Rodolfo Fisciano

