

SG.INARCH Società di ingegneria



*via A.Moro, 14A int 10 - 95030 NICOLOSI
via Nazionale 25 Mistretta
tel. + 39 095/911727. + 39 3933359775*

COMUNE DI ITALA

Provincia di Messina

IL R.U.P. :

PROGETTISTA : SG.INARCH s.r.l.s.
Dott.Ing. Gaetano Saitta

PROGETTO

MIGLIORAMENTO STRUTTURALE E ANTISISMICO
EDIFICIO SEDE DEL COMUNE

ELABORATO : RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	FASE	REV.	DATA EMISSIONE	SCALA	DOCUMENTO
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	PE	<input type="checkbox"/>	NOVEMBRE 2017		G E N <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> 0 0 3

1				
0				
REV.	DATA	DESCRIZIONE		APPROVATO

3 RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI.

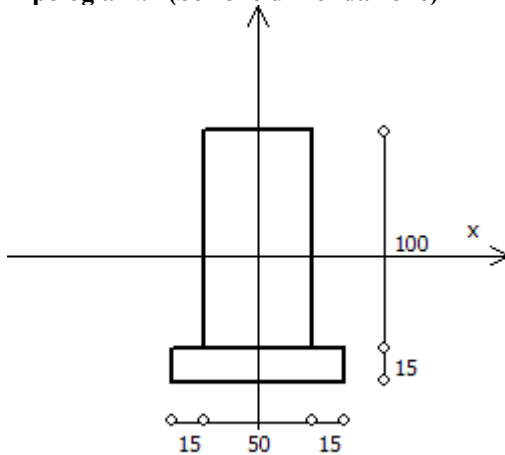
Nella presente relazione vengono riportati i risultati delle elaborazioni a carattere geotecnico eseguite per le opere di fondazione realizzate nell'edificio sede del comune a seguito dell'intervento di miglioramento sismico.

I risultati delle indagini effettuate, degli studi eseguiti e delle valutazioni geotecniche operate, parte integrante degli elaborati progettuali relativi ai lavori in oggetto, faranno riferimento per le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione ai dati riportati nella Relazione geologico-tecnica redatta dal dott. geol. mario Cacciato Insilla

TIPOLOGIA FONDAZIONI:

Fondazioni superficiali, quindi del tipo dirette, costituite da un reticolo di travi rovesce con sezione .

Tipologia N.1 (Sezione di Fondazione)



A	= 5000 cm ²
Jx	= 4166667 cm ⁴
Jy	= 1041667 cm ⁴
Jt	= 2860417 cm ⁴
Materiale	= cls travi
Peso	= 1250 daN/ml

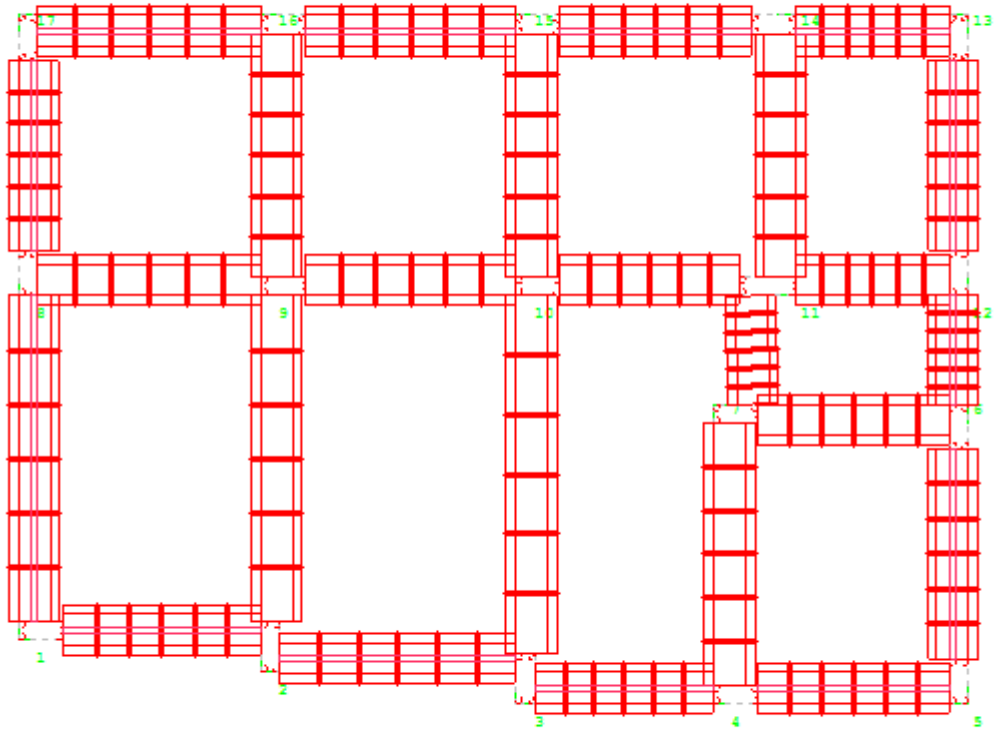
Caratteristiche delle travi di fondazione con la loro ubicazione in pianta.

Asta	: numerazione dell'asta;
Fili	: fili fissi ai quali appartiene l'asta;
Nodo Iniziale	: nodo iniziale dell'asta;
Nodo Finale	: nodo finale dell'asta;
SEZIONE	: sezione trasversale associata all'asta;
L	: lunghezza teorica (nodo-nodo) dell'asta;
Impalcato	: impalcato di appartenenza dell'asta;
KwN	: modulo di Winkler normale;
KwT	: modulo di Winkler tangenziale;

Asta	Fili	Nodo Iniziale	Nodo Finale	SEZIONE	L [cm]	Impalcato	KwN [daN/cm ³]	KwT [daN/cm ³]
1	1, 2	1	2	1	360.87	Fond.	10.00	2.50
2	2, 3	2	3	1	403.11	Fond.	10.00	2.50
3	2, 9	2	9	1	565.35	Fond.	10.00	2.50
4	3, 4	3	4	1	330.95	Fond.	10.00	2.50
5	3, 10	3	10	1	615.33	Fond.	10.00	2.50
6	4, 5	4	5	1	350.57	Fond.	10.00	2.50
7	4, 7	4	7	1	440.00	Fond.	10.00	2.50
8	6, 5	6	5	1	400.00	Fond.	10.00	2.50
9	7, 6	7	6	1	350.57	Fond.	10.00	2.50
10	12, 6	12	6	1	240.00	Fond.	10.00	2.50
11	7, 11	7	11	1	206.16	Fond.	10.00	2.50
12	8, 9	8	9	1	400.50	Fond.	10.00	2.50
13	8, 17	8	17	1	370.00	Fond.	10.00	2.50
14	9, 10	9	10	1	400.00	Fond.	10.00	2.50
15	9, 16	9	16	1	410.00	Fond.	10.00	2.50
16	10, 11	10	11	1	360.00	Fond.	10.00	2.50
17	10, 15	10	15	1	410.00	Fond.	10.00	2.50
18	11, 12	11	12	1	300.67	Fond.	10.00	2.50
19	11, 14	11	14	1	410.12	Fond.	10.00	2.50
20	13, 12	13	12	1	370.00	Fond.	10.00	2.50
21	14, 13	14	13	1	290.69	Fond.	10.00	2.50
22	15, 14	15	14	1	370.00	Fond.	10.00	2.50
23	16, 15	16	15	1	400.00	Fond.	10.00	2.50
24	17, 16	17	16	1	400.50	Fond.	10.00	2.50
25	1, 18	1	18	1	329.90	Fond.	10.00	2.50
26	18, 8	18	8	1	230.46	Fond.	10.00	2.50

Piante fondazioni.

Fond.



3.2 RELAZIONE GEOTECNICA (DM 14/01/2008 CAP. 6 e CIRCOLARE 617/2009 punto C6.2.2.5)

Problemi geotecnici e scelte tipologiche.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione compresi nel volume significativo, ovvero in quella parte di sottosuolo che viene influenzata direttamente o indirettamente dalle opere in oggetto, viene riportata in dettaglio nella relazione geologico-tecnica allegata.

Vengono di seguito indicati i parametri fondamentali per la valutazione della capacità portante del terreno di fondazione e le scelte tipologiche adottate per la verifica delle opere di fondazione, non avendo riscontrato altre particolari problematiche di tipo geotecnico.

Al fine d'identificare la categoria di sottosuolo, tramite la conoscenza dello spessore e natura dei diversi strati che compongono il terreno sottostante il piano di posa delle fondazioni, per il dimensionamento strutturale e geotecnico delle stesse sono state effettuate delle indagini in sito ubicate nell'area oggetto dell'intervento.

L'area in esame presenta un'inclinazione media della superficie topografica $\geq 15^\circ$, caratterizzata da un fattore di amplificazione topografico pari a T2. Nella valutazione del coefficiente di amplificazione topografica S_t si è fatto quindi riferimento ai valori riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento in oggetto.

Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche.

Per definire la stratigrafia di progetto, dei terreni di sedime dei lavori in oggetto e per acquisire i parametri fisico-meccanici dei terreni in esame è stata condotta sull'area interessata dall'intervento di progetto una campagna di indagini.

Il programma delle indagini e delle prove con l'ubicazione delle stesse è stato definito a seguito di un attento sopralluogo dell'area in oggetto e risulta più ampiamente descritto nella relazione geologica allegata.

Caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.

- Caratteristiche litostratigrafiche

l'area in esame è caratterizzata dall'affioramento di Filladi passanti a Metareniti e caratterizzano i lineamenti geostrutturali generali del territorio interessato.

Sulla base del rilevamento geologico di superficie è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica, individuando dall'alto verso il basso, i seguenti litotipi:

- Colamenti
- Detriti
- Alluvioni recenti ed attuali
- Roccia metamorfica di basso grado, Filladi passanti a Metareniti di colore verde grigio scuro

Compositivamente e granulometricamente queste formazioni sono formate da materiale eterogeneo, con spessore e stato di addensamento variabile.

La campagna di indagini è consistita in n. 1 prove sismica attiva M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Wave) e n. 1 prospezione sismica a rifrazione per cui è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica interessata dall'edificio.

Il substrato interessato dalle strutture è costituito da filladi con vario grado di fatturazione.

Le caratteristiche fisico-meccaniche della formazione affiorante migliorano con la profondità

- Caratteristiche fisico meccaniche dei terreni di fondazione

Per la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche sono stati utilizzati i dati ottenuti dall'esecuzione di n. 1 prova sismiche attive M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Wave) e n. 1 prospezione sismica a rifrazione.

I valori geotecnici di seguito elencati si riferiscono alla coltre detritica e alle filladi alterate e integre:

- **Complesso Detritico**
Litologicamente risulta formato da sabbia limosa e ghiaia con immersi dentro questa matrice ciottoli di dimensione centimetrica e decimetrica di natura metamorfica.

Tale coltre si presenta allentata o maggiormente areata rispetto ai litotipi sottostanti, formati da rocce metamorfiche.

I parametri geomeccanici di tali litotipi sono:

$$C=0,00 \text{ Kg/cm}^2 \quad \gamma= 1,75 \text{ t/m}^3 \quad \varphi=26^\circ$$

- **Complesso Metamorfico**

I parametri delle filladi alterate che arrivano fino a 10,00 metri sono i seguenti:

$$C=0,00 \text{ Kg/cm}^2 \quad \gamma= 1,95 \text{ t/m}^3 \quad \varphi= 28^\circ$$

Permeabilità da bassa a medio-alta per il complesso litoide, (per fessurazione) variabile con il grado di fatturazione e l'orientamento delle discontinuità.

Discreta capacità di ritenuta dei suoli

($K > 10^{-5}$ cm/s, c.i.p. 50-60%)

I parametri delle filladi integre meno alterate che si trovano da 10,00 m. in poi, sono i seguenti:

$C = 0,00$ Kg/cm² $\gamma = 2,05$ t/m³ $\varphi = 30^\circ - 35^\circ$

L'analisi delle caratteristiche geologiche, con particolare riguardo alla ricostruzione della successione litostratigrafica, alla circolazione idrica sotterranea e alla determinazione dei parametri geotecnici, consente di fornire al progettista i dati utili per un'opportuna verifica delle soluzioni da adottare.

In conclusione:

- Il substrato geologico interessato dal Palazzo Municipale oggetto dei lavori si presenta sotto forma di Filladi a struttura prevalentemente scistosa passanti a Metareniti.

. Dalla prova sismica attiva M.A.S.W. si evidenzia un incremento dei valori di velocità delle onde di taglio con la profondità. Tale incremento è dovuto al fatto che in superficie si riscontrano i livelli più fratturati e disarticolati della formazione.

- La ricerca geomorfologica ha rilevato condizioni di stabilità geostatica soddisfacenti e il sito non ricade in aree a dissesto idrogeologico indicate dal Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.).

- Le proprietà geomeccaniche generali pongono i terreni interessati dall'edificio oggetto dei lavori nel campo dei terreni addensati.

L'area in esame rientra in una zona sismica 1 ed in un suolo di categoria B mentre per condizioni topografiche la categoria cui appartiene è T2.

- Dal punto di vista idrogeologico, nei terreni ivi presenti si possono verificare solo modeste infiltrazioni ;

- I parametri geotecnici che caratterizzano i terreni interessati e che si consigliano al tecnico per i calcoli strutturali (in valori cautelativi), sono i seguenti:

$\gamma = 1,95$ t/m³

$\phi' = 28^\circ$

$c' = 0$ t/m²

- Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione:

La categoria assunta per il suolo di fondazione per il sito in oggetto è: B

Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi.

L'interazione terreno struttura viene modellata applicando il modello di Winkler, il quale caratterizza il sottosuolo con una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi. Si assume cioè che:

$$p = k_v w$$

dove K_v è detta costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno e w è l'abbassamento della trave di fondazione tale da comprimere il terreno sottostante.

Il valore di tale coefficiente k adottato nel lavoro in oggetto ($k_v = 10.00$ daN/cm³), con riferimento ai dati geologico-geotecnici fornitici, è stato desunto da valori tabellati riportati in letteratura.

Tale modello viene esteso anche alla componente orizzontale dello spostamento, utilizzando un valore della costante orizzontale pari a $k_o = 2.50$ daN/cm³.

Le travi rovesce di fondazione vengono modellate utilizzando un elemento finito di tipo BEAM vincolato attraverso delle molle traslazionali e rotazionali diffuse atte a simulare l'iterazione terreno-fondazione.

In pratica viene aggiunto alla matrice di rigidezza elastica dell'asta il contributo delle molle ripartite sulle facce della fondazione. I valori di tali contributi sono calcolate computando i coefficienti funzione delle aree di contatto terreno-fondazione. Tutti i calcoli sono effettuati sulla base di cinematici unitari.

Questo elemento finito possiede 12 gradi di libertà in quanto i due nodi di estremità hanno 6 gradi di libertà ciascuno: 3 alla traslazione e 3 alla rotazione:

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite (SLU).

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa ed eseguite sono:

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO - raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. Le relative verifiche sono riportate nella relazione di calcolo allegata;

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.

Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE.

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:

- (punti 6.4.2.1 del DM 14/01/2008 e 6.4.3 per fondazioni su pali del DM 14/01/2008)

A1 + M1 + R3

dove:

- Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	COEFFICIENTE PARZIALE	Comb. A1
PERMANENTI	γ_{G1ns}	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	γ_{G2ns}	1.5
VARIABILI	γ_{Qi}	1.5

- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPL. IL COEFF. PARZIALE	Comb. M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi$	1.0
Coesione drenata del terreno	C	1.0
Coesione non drenata del terreno	C_u	1.0
Peso dell'unità di volume	γ	1.0

- Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE R3
Capacità portante	$\gamma_R = 2.3$

Il carico limite del terreno viene desunto dalla relazione geotecnica. Le verifiche vengono riassunte nelle successive tabelle.

4.1.2 Tensioni sul Terreno - PGA SLV = 0.4212 g.

I dati seguenti riportano i valori delle tensioni esercitate dalla fondazione sul terreno.

- Asta/Piastra : numerazione interna dell'asta/piastra.
 X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l'asse dell'asta/piastra.
 Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell'inviluppo.
 Tensioni (σ_T) : valore della tensione dovuta alla pressione dell'asta/piastra di fondazione:

Tabella 7.I

Tensioni Terreno Aste					
Asta	Imp.	Fili	Comb	X [cm]	σ [daN/cm ²]
1	Fond.	1-2	COMB 20	0.00	1.96907
2	Fond.	2-3	COMB 20	0.00	1.86836
3	Fond.	2-9	COMB 20	0.00	1.86836
4	Fond.	3-4	COMB 21	330.95	2.01613
5	Fond.	3-10	COMB 13	0.00	1.66759
6	Fond.	4-5	COMB 19	350.57	2.31337
7	Fond.	4-7	COMB 21	0.00	2.01613
8	Fond.	6-5	COMB 19	400.00	2.31337
9	Fond.	7-6	COMB 6	350.57	2.27125
10	Fond.	12-6	COMB 6	0.00	1.50701
11	Fond.	7-11	COMB 11	0.00	1.40910
12	Fond.	8-9	COMB 17	0.00	1.71284
13	Fond.	8-17	COMB 17	370.00	2.56167
14	Fond.	9-10	COMB 2	400.00	1.13217
15	Fond.	9-16	COMB 17	410.00	1.22450
16	Fond.	10-11	COMB 2	360.00	1.22162
17	Fond.	10-15	COMB 16	410.00	1.30767
18	Fond.	11-12	COMB 6	300.67	2.50701
19	Fond.	11-14	COMB 16	410.12	1.72056
20	Fond.	13-12	COMB 7	0.00	1.88503
21	Fond.	14-13	COMB 7	290.69	1.88503
22	Fond.	15-14	COMB 16	370.00	1.72056
23	Fond.	16-15	COMB 16	400.00	1.30767
24	Fond.	17-16	COMB 17	0.00	1.56167
25	Fond.	1-18	COMB 20	0.00	1.96907
26	Fond.	18-8	COMB 17	230.46	1.71284

4.1.2 Calcolo capacità portante

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
- Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
- Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
- Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D/B) \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 (D/B) \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\alpha$$

$$i_\gamma = [1 - (\theta^\circ / \phi^\circ)]^\beta \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Cedimenti della fondazione

Metodo Elastico

Il metodo dell'elasticità per il calcolo dei cedimenti, così come implementato, fornisce due valori:

- uno per deformazione laterale impedita (w_{imp})

- uno in condizioni di deformazione laterale libera (w_{lib})

L'espressione di w_{imp} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i (1 - \nu - 2 \nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

dove

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E è il modulo elastico relativo allo strato **i-esimo**;

Δz rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo** in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico;

ν è il coefficiente di **Poisson**.

L'espressione di w_{lib} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

dove i termini sono stati già descritti sopra.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto. I valori del cedimento ottenuti dalle due relazioni rappresentano un valore minimo w_{imp} e un valore massimo w_{lib} del cedimento in condizioni elastiche della fondazione analizzata.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		R1	R2	R3
Capacità portante	γ_r	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_r	1,00	1,10	1,10

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0,70$ $\Psi_1=0,50$ $\Psi_2=0,20$

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kg]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kgm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espressa in [kgm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1) [PERMANENTE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	15650,0	0,0	1728,0	0,1	0,0	90,0	1440,0

Condizione n° 2 (Condizione n° 2) [VARIABILE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	10850,0	0,0	1152,0	0,1	0,0	90,0	960,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

<i>γ</i>	Coefficiente di partecipazione della condizione
<i>ψ</i>	Coefficiente di combinazione della condizione
<i>C</i>	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Caso A1-M1 - Sismica

Condizione n° 1	γ	ψ	C
	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 SLU - Caso A1-M1

Condizione n° 2	γ	ψ	C
	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza per carichi verticali

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Meyerhof
La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c i_c d_c + q N_q s_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: NESSUNA

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Fondazione

Combinazione n° 1 (SISMICA)

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato $H = 0,67$ [m]

Peso specifico terreno	$\gamma = 1950,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 28,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta	$B' = B - 2 e_x = 0,58$ [m]
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2 e_y = 1,00$ [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 25,80$	$N_q = 14,72$	$N_\gamma = 11,19$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,89$	$i_q = 0,89$	$i_\gamma = 0,66$
$d_c = 1,50$	$d_q = 1,25$	$d_\gamma = 1,25$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 3,82 + 0,52 = 4,34 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_d = 4,34 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 25119,17 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 25119,17 \text{ [kg]}$$

$$V = 15650,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 25119,17 / 15650,00 = 1,61$$

Indici rigidezza	
$I_c = 0,89$	$I_{rc} = 121,39$

Combinazione n° 2

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 0,67$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 1950,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 28,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta	$B' = B - 2 e_x = 0,59$ [m]
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2 e_y = 1,00$ [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 25,80$	$N_q = 14,72$	$N_\gamma = 11,19$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,89$	$i_q = 0,89$	$i_\gamma = 0,67$
$d_c = 1,50$	$d_q = 1,25$	$d_\gamma = 1,25$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 3,83 + 0,54 = 4,37 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_d = 4,37 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 25693,30 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 25693,30 \text{ [kg]}$$

$$V = 10850,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 25693,30 / 10850,00 = 2,37$$

Indici rigidezza	
$I_c = 0,89$	$I_{rc} = 121,39$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento).

Partecipazione spinta passiva: 0,00 (%)

La relazione adottata è la seguente:

$$\eta = R / H \geq \eta_{req}$$

η_{req} : coefficiente di sicurezza richiesto

Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kg]
<i>R_{ult1}</i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kg]
<i>R_{ult2}</i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kg]
<i>R</i>	Somma di <i>R_{ult1}</i> e <i>R_{ult2}</i>
<i>R_{amm}</i>	Resistenza ammissibile allo scorrimento espressa in [kg]
η	Coeff. di sicurezza allo scorrimento

Fondazione

Cmb	H	R_{ult1}	R_{ult2}	R	R_{amm}	η
1	1440,00	5084,99	0,00	5084,99	5084,99	3,53
2	960,00	3525,38	0,00	3525,38	3525,38	3,67