



STUDIO DI GEOLOGIA E INDAGINI GEOGNOSTICHE

Dott. Geol. Massimo Pasquale FEDELE

Via Antonioli 221 – 25015

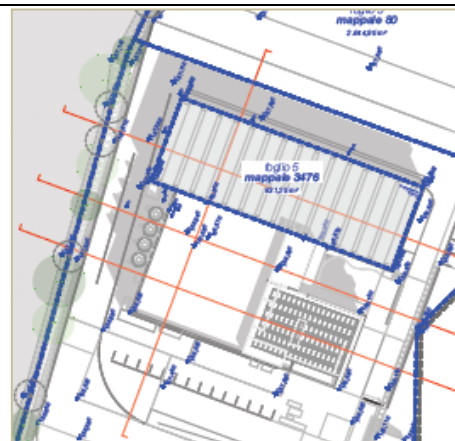
Desenzano del Garda (BS) - Italy

Tel. 3345719897 E-mail: geologofedele@gmail.com

RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOTECNICA

Proprietà: Spett.le. U.V.L. S.r.l., via Roma, 46, 25077, Roè Volciano (BS).
P.IVA e Cod. Fiscale 03023680980

Oggetto: Relazione geotecnica sulle indagini e modellazione del volume significativo di terreno per SUAP in variante al PGT per modifica destinazione d'uso e ampliamento di fabbricato esistente, via Fucine (SP 27), 25080, Prevalle (BS). Fg 5, Mappali 79, 80 e 3476.



Desenzano del Garda, 30/11/2023.

Il Responsabile/Progettista:

Dott. Geol. Massimo Pasquale FEDELE

Via Antonioli 221 – 25015

Desenzano del Garda (BS) - Italy

Tel. 3345719897

E-mail: geologofedele@gmail.com

Massimo Pasquale Fedele

Il progettista strutturale:

.....



INDICE.

1.0	Normativa di riferimento	pag. 2
2.0	Premessa	pag. 3
3.0	Descrizione del programma delle indagini e modello geotecnico di riferimento	pag. 4
	3.1 Stima dei parametri geotecnici ricavati dalla prova penetrometrica.	pag. 4
	3.2 Stima dei parametri geotecnici ricavati dall'indagine sismica Masw	pag. 5
4.0	Ipotesi di predimensionamento progettuale	pag. 8
5.0	Conclusioni	pag. 16
6.0	Bibliografia	pag. 18
	Cenni teorici sul calcolo della portanza e dei cedimenti	

1.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione ha le sue basi legali nella seguente normativa:

- 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.*
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*
- Nuove Norme tecniche per le Costruzioni, D.M. 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 7. *Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.*
- Eurocodice 8. *Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Circolare n. 36 del 27 luglio 2007 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. *Pericolosità sismica e Criteri Generali per la classificazione sismica del territorio nazionale;*
- Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988 n° 30483 – *Istruzioni 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*



2.0 PREMESSA.

Nel presente fascicolo vengono raccolte tutte le informazioni di carattere geotecnico emerse dai rilievi svolti a supporto per un progetto di nuova costruzione di un capannone industriale, cioè delle opere geotecniche interagenti con il terreno (fondazioni) regolate dal capitolo §6 del D.M. 17.01.2018 *“Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni”*.

La Relazione di modellazione geotecnica¹ per il sito in studio riporta la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel **volume significativo**², la suddivisione statisticamente omogenea dal punto di vista delle caratteristiche geomeccaniche lungo la verticale e lungo l'orizzontale del sito (in presenza di eteropie), la determinazione dei **valori caratteristici**³ delle proprietà del terreno e, per ultimo, il regime delle pressioni interstiziali. La complessità è legata all'intrinseca natura dei terreni, che sono materiali multifase, caratterizzati da un comportamento non lineare e fortemente condizionato da fattori quali la storia tensionale, l'anisotropia e l'eterogeneità.

Si fornisce una stima della resistenza dinamica agli stati limite (SLU) e alle condizioni di esercizio (SLE-SLD) per la stratigrafia geotecnica calcolata, per la condizione drenata nel rispetto dei principi e delle procedure citate nel paragrafo 6.2.3 delle NTC, per fornire al progettista strutturale un ordine di grandezza della capacità portante dei terreni presenti nell'area.

Poiché trattasi di una costruzione con affollamenti normali, sulla scorta del D.M. 17.01.2018 la Classe d'Uso è la **classe II** (NTC 2018 – 2.4.2).

¹ § 6.2.2 delle NTC e § C 6.2.2 della Circolare.

² Volume di terreno entro il quale si risentono gli effetti dell'intervento.

³ Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. Il significato di tali parole è ben chiarito nelle Istruzioni: *“Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.”* (Istruzioni – par. C6.2.1).



3.0 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI E MODELLO GEOTECNICO.

La prova penetrometrica realizzata ha raggiunto una profondità modesta in corrispondenza di litologie ghiaiose- sabbiose molto addensate. I dettagli sono riportati nella Relazione Geologica. Dalle analisi condotte emerge un terreno composto da un deposito superficiale a comportamento geotecnico prevalentemente coerente riassunto nelle prossime tabelle.

3.1 Stima dei parametri geotecnici ricavati dalla prova penetrometrica.

La prova penetrometrica dinamica risulta estremamente efficiente per l'investigazione di terreni incoerenti, ma considerando alcune limitazioni oggettive, è possibile eseguire la prova anche nei terreni limitatamente coesivi, interpretando i parametri di resistenza alla rottura secondo condizioni non drenate attraverso il valore C_u (coesione non drenata). In altre parole, nei terreni a grana fine, la penetrazione è essenzialmente un processo non drenato e molti dei parametri geotecnici sono basati sul comportamento non drenato.

Nei terreni granulari il processo di penetrazione è essenzialmente drenato e molti dei parametri geotecnici sono basati su tale comportamento (resistenza al taglio caratterizzata dal solo angolo di attrito).

Pertanto, per la definizione dei parametri geotecnici si è proceduto dapprima al calcolo dei parametri geotecnici ottenuti dai principali metodi di correlazione degli autori:

- coesione non drenata (C_u) e modulo edometrico (E_d) per i terreni coesivi;
- angolo d'attrito interno (φ), densità relativa (D_r) e modulo di deformazione (E) per i terreni incoerenti.

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	C_u (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	3.25	0.00-0.50	Terzaghi-Peck	0.20
Strato (2) limo argilloso	11.35	0.50-1.70	Terzaghi-Peck	0.77

Q_c (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Q_c (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	3.25	0.00-0.50	Robertson (1983)	6.50
Strato (2) limo argilloso	11.35	0.50-1.70	Robertson (1983)	22.70

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	E_d (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	3.25	0.00-0.50	Stroud e Butler (1975)	14.91
Strato (2) limo argilloso	11.35	0.50-1.70	Stroud e Butler (1975)	52.07

Modulo di Young



Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	3.25	0.00-0.50	Schultze	16.98
Strato (2) limo argilloso	11.35	0.50-1.70	Schultze	110.13

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) terreno vegetale	3.25	0.00-0.50	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
Strato (2) limo argilloso	11.35	0.50-1.70	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità' di volume (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	3.25	0.00-0.50	Meyerhof	1.65
Strato (2) limo argilloso	11.35	0.50-1.70	Meyerhof	2.00

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità' di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	3.25	0.00-0.50	Meyerhof	1.86
Strato (2) limo argilloso	11.35	0.50-1.70	Meyerhof	2.20

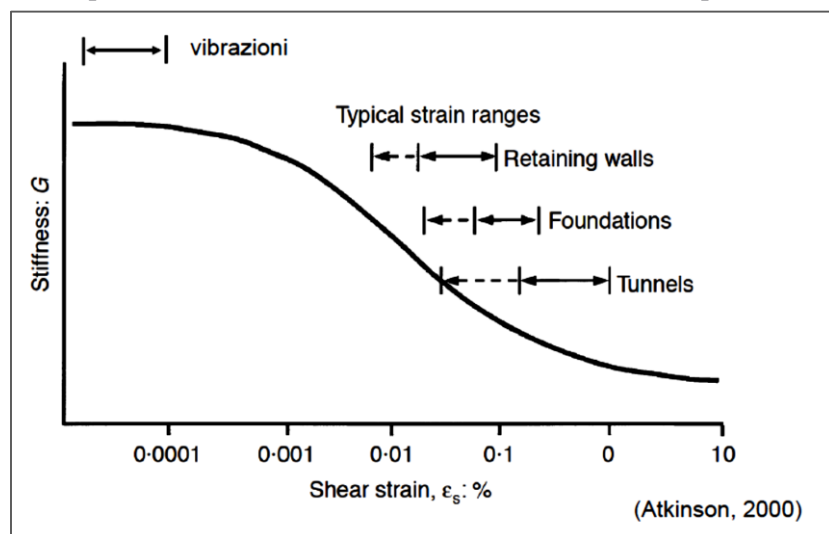
3.2 Stima dei parametri geotecnici ricavati dall'indagine sismica Masw.

Dato che la prova penetrometrica compiuta ha riscontrato l'arresto della punta (rifiuto strumentale) in corrispondenza di litologie del sottosuolo ghiaiose-sabbiose molto addensate, la caratterizzazione globale con buona approssimazione dei principali parametri geotecnici è stata quindi integrata dai dati derivanti dall'array sismico per rilievo Masw in quanto è impossibile prelevare campioni indisturbati in terreni non coesivi.

L'uso sempre più frequente di prove geofisiche in situ (sismica a rifrazione, down-hole; cross-hole, MASW, ecc.), finalizzate generalmente alla misura delle velocità sismiche e alla caratterizzazione sismica del sottosuolo (calcolo di V_{seq} e della categoria di sottosuolo), consente di procedere anche alla definizione dei **principali parametri geotecnici** dei terreni tramite l'applicazione di correlazioni empiriche con le velocità sismiche. Infatti, un'onda elastica non rimaneggia il terreno mentre un suo campione è sempre rimaneggiato.



La risposta sforzi – deformazioni dei terreni è di tipo lineare solo a livelli deformativi molto modesti,



inferiori a 0,001%, e marcatamente non-lineare nell'intervallo deformativo compreso tra 0,01% e 1%, entro cui ricadono le principali opere geotecniche. I valori significativi dei moduli elastici G ed E a deformazioni elevate ($\gamma = 0,1 \div 1,0\%$), detti anche “moduli operativi” o “moduli statici”, possono essere stimati attraverso le curve di

decadimento a partire da G_{max} ed E_{max} ottenuti a bassi livelli deformativi con l'indagine sismica, in funzione delle effettive deformazioni indotte o come frazione diretta dei rispettivi moduli a piccolissime deformazioni. Per esempio nella valutazione dei cedimenti dei rilevati è prassi nella pratica professionale assumere $E = E_{max}/10$; mentre nel calcolo delle opere di sostegno e dei cedimenti delle fondazioni si assumono valori pari a $1/3 \div 1/5$ di quelli iniziali, associabili a deformazioni indotte pari a 0,1% (1×10^{-3}) e 0,5% (5×10^{-3}).

Di seguito sono riportate le stime dei parametri elastici dinamici, a livelli deformativi molto modesti, in funzione della profondità, relativi all'area indagata, calcolati sulla base:

- della velocità delle onde di taglio V_s relative alla figura dello spettro;
- della stima della velocità delle onde V_p mediante il piccaggio dei primi arrivi delle onde prime V_P sulle tracce dei sismogrammi con il software DoReMi della *Sara electronics instruments S.r.l.*

MODULI ELASTICI INIZIALI (A PICCOLE DEFORMAZIONI)													
n.	Prof. [m]	Spes. [m]	V_p [m/s]	V_s [m/s]	V_p/V_s	Rigidezza	γ [t/mc]	Coef. Poisson	G_0 [MPa]	E_{din} [MPa]	M_0 [MPa]	Q_{amm} [kg/cm ²]	K_w [Kg/cm ²]
1	1.7	1.7	211.7	134.7	1.6	SOFFICE	14.6	0.16	24.9	61.8	65.5	0.6	0.3
2	5.7	4.0	752.7	402.3	1.9	RIGIDO	19.3	0.30	273.2	725.0	768.5	2.2	4.5
3	7.7	2.0	1479.8	710.9	2.1	MOLTO RIGIDO	22.2	0.35	934.2	2609.5	2766.1	4.5	17.8
4	9.7	2.0	1837.5	882.7	2.1	MOLTO RIGIDO	23.4	0.35	1558.3	4246.9	4501.7	5.9	29.9
5	16.7	7.0	1843.3	885.5	2.1	MOLTO RIGIDO	22.0	0.35	1725.0	4277.1	4533.8	5.9	30.2
6	oo	oo	1843.3	885.5	2.1	MOLTO RIGIDO	23.5	0.35	1724.9	4277.0	4533.6	5.9	30.2

Legenda:

- (**V_p**): velocità delle onde di compressione o prime.
- (**V_s**): velocità delle onde di taglio.
- (**V_p/V_s**): il rapporto $V_p/V_s > 5-6$ costituisce un indicatore sintetico caratterizzante i siti con falda freatica predisposti al fenomeno della liquefazione sismica⁴.

⁴ In letteratura si riconosce come caratterizzante il limite superiore dei suoli suscettibili di liquefazione dal valore



- (γ): peso di volume.
- (ν): Coefficiente di Poisson esprime il rapporto tra la deformazione trasversale e assiale subita dal corpo.
- ($E_{y\text{din}}$): o E_{max} . Modulo elastico dinamico iniziale, è la costante di proporzionalità tra gli sforzi di compressione e la deformazione assiale.
- (G_0): o G_{max} . Modulo di taglio dinamico iniziale, rappresenta la resistenza di un certo materiale alle variazioni di forma dovuti a sforzi di taglio puri.
- (M_0) Modulo edometrico (o confinato) iniziale.
- (Q_{amm}): capacità portante.
- (K_w): Coefficiente di Winkler.

La capacità portante e il modulo k non sono proprietà intrinseche del terreno, cioè determinabili a prescindere dalla geometria delle fondazioni, dalla distribuzione dei carichi, dalle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo. In qualunque caso le stime con le precedenti relazioni, ancorché non molto accurate, forniscono una soddisfacente indicazione del comportamento effettivo del terreno. Inoltre, le correlazioni tra N_{spt} e deformabilità hanno interesse limitato, in quanto non è noto il livello di deformazione di riferimento.

MODULI OPERATIVI MEDI					
n.	Prof. [m]	Spes. [m]	E_{y50} [kg/cm ²]	G_{50} [kg/cm ²]	M_{50} [kg/cm ²]
1	1.7	1.7	100.8	44.1	107.1
2	5.7	4.0	1183.2	517.6	1257.1
3	7.7	2.0	4258.7	1863.2	4524.9
4	9.7	2.0	6930.9	3032.3	7364.1
5	16.7	7.0	6980.3	3053.9	7416.5
6	oo	oo	6980.1	3053.8	7416.4

Legenda:

- (E_{y50}): Modulo elastico statico o “operativo”.
- (G_{50}): o G_{max} . Modulo di taglio statico o “operativo”.
- (M_{50}) Modulo edometrico (o confinato) statico o “operativo”.

Il termine *modellazione geotecnica* in senso generale comprende la scelta di un modello di comportamento e di conseguenza i parametri fisici e meccanici da inserire nelle espressioni analitiche relative all'adozione del modello stesso. Difficilmente il terreno presenta caratteri di omogeneità e pertanto si rende necessario fare un'operazione di modellazione che consiste nel suddividere la massa di terreno in unità a comportamento omogeneo dando ad ognuna di essi i parametri geotecnici richiesti per analizzare i fenomeni di interazione. Il termine **unità geotecnica** si addice meglio al termine *strato* in quanto l'unità può comprendere una serie di strati in senso geologico.

Così per la progettazione del **modello geotecnico di riferimento** come richiesto dal punto 6.2.2 delle NTC e della Circolare, non potendo raccogliere altri dati con prove continue, ho agito con il buon senso tecnico. Le inevitabili incertezze nella stima delle proprietà dei terreni (*epistemic uncertainty*) dovute alla variabilità spaziale dei parametri geotecnici sono state tenute in conto con il **metodo deterministico** convenzionale. Ho riassunto i dati acquisiti nell'indagine suddividendo il volume significativo di terreno in unità

V_s di 220 m/s (*proxi geotecnico*), con lo spessore dell'unità geofisicamente suscettibile alla liquefazione variabile tra i 3 mt e 16 mt, mentre il suo tetto è variabile tra 4 mt e 10 mt. ("Indicazioni per la caratterizzazione geofisica e l'individuazione di unità e zone potenzialmente predisposte alla liquefazione sismica", R. de Franco, G. Caielli (2016)).



geotecniche a comportamento meccanico omogeneo e sulla base dei dati disponibili ottenuti dalle correlazioni note in letteratura tra la velocità delle onde di taglio (V_s) ed i parametri geotecnici, dell'intervallo dei valori attesi, della problematica geotecnica e dell'esperienza si sono scelti i **valori medi dei parametri geotecnici** come caratteristici più probabili.

Considerando il modello geotecnico di riferimento, per la previsione del calcolo del carico limite nelle **condizioni di verifica a lungo termine** compiuta in termini di tensioni efficaci utilizzando i parametri c' e φ' (D.M. 1988 al capo A.2, c.2), in base all'esperienza dello scrivente per analoghi materiali e per simili contesti geologici ho trascurato la coesione per tutte le unità geotecniche, mentre ho reperito i valori dell'angolo di attrito dai valori suggeriti dal data-base di letteratura.

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson
1.69	1375.1	1375.1	22.0	0.1	0.35	100.8	107.1	0.16
4.0	1687.85	1687.85	30.0	0.0	0.0	1183.2	0.0	0.3
2.0	1848.56	1848.56	33.0	0.0	0.0	4258.7	0.0	0.35
2.0	2000.0	2000.0	40.0	0.0	0.0	6930.9	0.0	0.35
7.0	2200.0	2200.0	43.0	0.0	0.0	6980.3	0.0	0.35

Nelle elaborazioni la falda freatica non è stata considerata poiché profonda.

4.0 IPOTESI DI PREDIMENSIONAMENTO PROGETTUALE.

In funzione a ciò che viene richiesto dalle "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018", un'ipotesi di predimensionamento progettuale per il modello geotecnico precedentemente descritto ha considerato l'impronta fondale a **plinto** larga 2,0 mt e lunga 2,0 mt, e con uno spessore minimo del reinterro di 1,9 mt dal p.c.. Tali valori della fondazione (larghezza, spessore e profondità) e i carichi gravanti sul terreno sono puramente indicativi e propedeutici alla valutazione ingegneristica vera e propria. Si è proceduto poi con il calcolo del carico limite in **condizioni drenate**, compiuta in termini di tensioni efficaci utilizzando i parametri c' e φ' (D.M. 1988 al capo A.2, c.2).

Si è utilizzato per le elaborazioni il software licenziato commerciale *LoadCap*, versione 2023.32.2.1136, implementato dalla Geostru s.a.s. e si utilizzano nelle elaborazioni le direttive dell'Eurocodice 7 (sulla geotecnica) e dell'Eurocodice 8 (sulla sismica), di cui si riporta uno stralcio riguardante la formula di Brinch-Hansen modificata.



with $H \leq A' c_{u'}$

D.4 Drained conditions

(1) The design bearing resistance may be calculated from:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

with the design values of dimensionless factors for:

— the bearing resistance:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi, \text{ where } \delta \geq \phi/2 \text{ (rough base)}$$

La verifica allo SLU per il dimensionamento geotecnico (**GEO**) come previsto dalle NTC 2018 è effettuata facendo riferimento alla combinazione **A1+M1+R3** dell'Approccio 2 (**DA2-1**), valida sia per le verifiche **GEO** che **STR** sia in condizioni statiche che sismiche.

Si tiene conto che i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

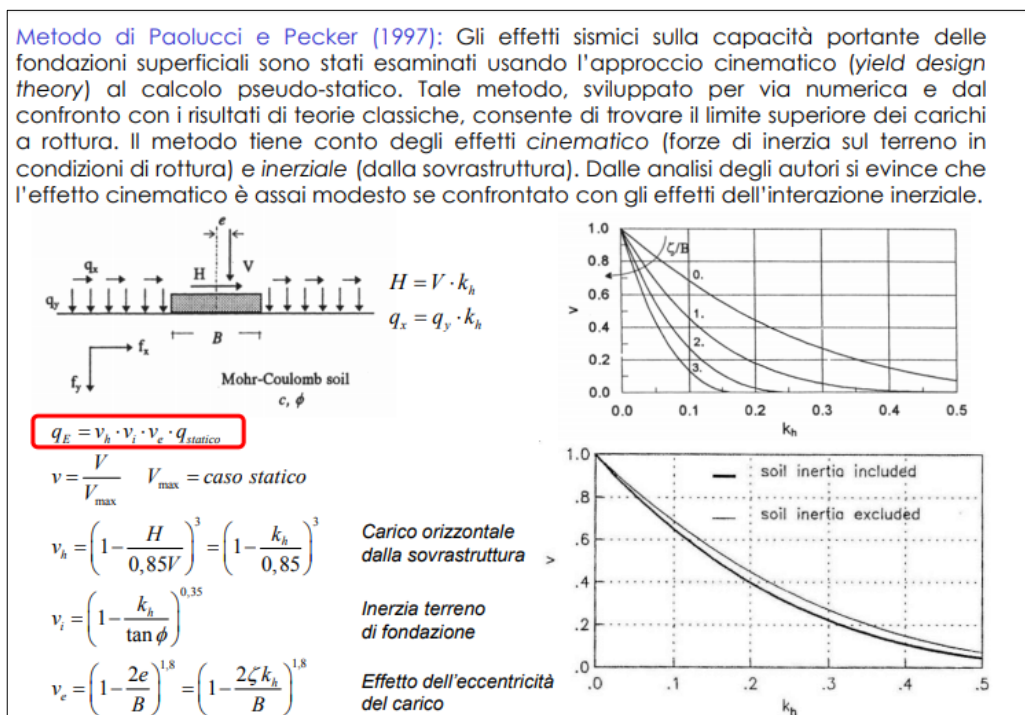
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.4

Tab. 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	$\gamma_R = 1.1$

La condizione di verifica viene espressa dalla seguente disuguaglianza: $E_d \leq R_d$. Ovvero l'azione o la domanda deve essere minore o uguale alla resistenza di progetto.

L'effetto dell'azione sismica sul carico limite di una fondazione superficiale è stato valutato introducendo i fattori parziali γ (effetti inerziali indotti dal sisma).



Nel caso specifico per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il software online "Parametri sismici" della GeoStru. Dopo aver selezionato la Classe d'uso e la Vita nominale dell'opera, il programma ha calcolato, per ogni stato limite, i parametri: T_r , a_g , F_0 , T_c^* ; dove T_r è il periodo di ritorno dell'azione sismica, a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, T_c^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Si è proseguito scegliendo il tipo di opera, la categoria topografica, il tipo di suolo (Sezione Coefficienti sismici). Per ogni stato limite si è calcolato il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s , il coefficiente funzione della categoria di sottosuolo C_c , il coefficiente di amplificazione topografica S_T , il coefficiente sismico orizzontale k_{hi} , il coefficiente sismico verticale k_v , l'accelerazione max in superficie e il coefficiente di riduzione dell'accelerazione max in superficie β .

Si è proceduto con il calcolo del carico limite in **condizioni drenate**, compiuta in termini di tensioni efficaci utilizzando i parametri c' e ϕ' (D.M. 1988 al capo A.2, c.2).

Il calcolo dell'altezza del **cuneo di rottura** è eseguito secondo la formulazione di Meyerhof (1953), $h = 0.5 \times B \times \tan(45^\circ + \phi/2)$, considerando come ϕ l'angolo di attrito del terreno sotto la fondazione, B la larghezza della fondazione e H la profondità cui si spinge il cuneo di terreno solidale con la fondazione.

Nel caso di un terreno multistrato si fa riferimento alla trattazione del Bowles (cap. 4.8), di cui è riportato di seguito uno stralcio riguardante la formula, che prescrive di utilizzare una media ponderata dei parametri di resistenza dei singoli strati all'interno del cuneo di rottura.

A possible alternative for ϕ - c soils with a number of thin layers is to use average values of c and ϕ in the bearing-capacity equations of Table 4-1 obtained as

$$c_{av} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + c_3 H_3 + \dots + c_n H_n}{\sum H_i} \quad (a)$$

BEARING CAPACITY OF FOUNDATIONS 255

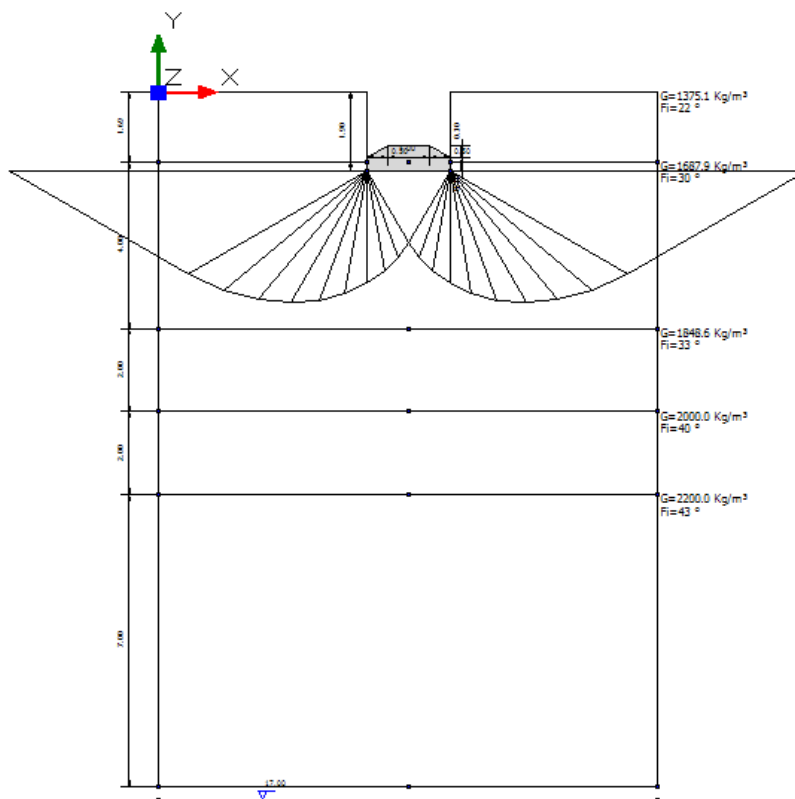
$$\phi_{av} = \tan^{-1} \frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{\sum H_i} \quad (b)$$

where c_i = cohesion in stratum of thickness H_i ; c may be 0
 ϕ_i = angle of internal friction in stratum of thickness H_i ; ϕ may be zero

Any H_i may be multiplied by a weighting factor (1.0 is used in these equations) if desired. The effective shear depth of interest is limited to approximately $0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$. One or two iterations may be required to obtain the best average ϕ - c values, since B is not usually fixed until the bearing capacity is established.

Per ogni condizione di carico è stato restituito il **fattore di sicurezza** come rapporto Q_{lim}/Q_{ass} tra carico limite e carico assegnato (tensione o pressione di progetto) e la condizione Verificato/Non verificato a seconda se il fattore di sicurezza calcolato è superiore o no al livello di sicurezza imposto dell'utente nella finestra dei carichi.

Infine, è calcolata la **costante di sottofondo (ks)** in kN/m^3 con il metodo proposto da Bowles: $ks = q_{lim}/\Delta H$ con $\Delta H = 2,5$ cm spostamento ritenuto ammissibile.





DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	2.0 m
Lunghezza fondazione	2.0 m
Profondità piano di posa	1.9 m
Altezza di incastro	1.9 m
Profondità falda	17.0

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.191
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0458

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [s]
S.L.O.	30.0	0.402	2.602	0.219
S.L.D.	50.0	0.549	2.496	0.24
S.L.V.	475.0	1.559	2.471	0.266
S.L.C.	975.0	2.02	2.462	0.278

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
S.L.O.	0.4824	0.2	0.0098	0.0049
S.L.D.	0.6588	0.2	0.0134	0.0067
S.L.V.	1.8708	0.24	0.0458	0.0229
S.L.C.	2.4182	0.28	0.069	0.0345

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione e	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SLV sisma	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	SLE quasi permanente	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio



Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	8.77 Kg/cm ²
Resistenza di progetto [Rd]	4.87 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1.0 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	8.77
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	3.51 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1687.85 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.77 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.25 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)



PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1687.85 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.91
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95
Carico limite	8.77 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.87 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Tabella di sintesi.

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3								
	Brinch - Hansen 1970	9.77	4.25	1.00	9.77	Verificata	* Rottura generale; Ir=2942.898; Icrit=69.63	3.91
SLV sisma								
*	Brinch - Hansen 1970	8.77	4.87	1.00	8.77	Verificata	* Rottura generale; Ir=2942.898; Icrit=69.63	3.51

Contrassegnati con * i valori più critici individuati.

Poiché i terreni in esame sono di natura granulare i cedimenti previsti si svilupperanno contemporaneamente all'applicazione del carico (cedimento primario).

Eventuali cedimenti secondari, dovuti a scorrimenti viscosi fra le particelle e alla migrazione dell'acqua pellicolare, sono rilevanti solo in terreni che presentano un alto contenuto in minerali argillosi.

Per la verifica dei cedimenti si fa riferimento al modello elastico del terreno che considera le deformazioni che avvengono in un ambito ben definito (*zona attiva*).



CEDIMENTI ELASTICI

Il calcolo dei cedimenti elastici (immediati) al bordo e al centro della fondazione sono calcolati da una equazione basata sulla teoria dell'elasticità di *Timoshenko* e *Goodier* (1951). Per la teoria su questo argomento consultare i cenni teorici.

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.1	Kg/cm ²
Spessore strato	5.8	m
Profondità substrato roccioso	5.8	m
Modulo Elastico	1183.2	Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.30	
Coefficiente di influenza I1	0.45	
Coefficiente di influenza I2	0.03	
Coefficiente di influenza Is	0.47	
Cedimento al centro della fondazione	0.76	mm
Coefficiente di influenza I1	0.36	
Coefficiente di influenza I2	0.05	
Coefficiente di influenza Is	0.38	
Cedimento al bordo	0.31	mm

Il sottoscritto ha verificato l'attendibilità degli algoritmi di calcolo tramite un idoneo numero di combinazioni di prova semplificati dove i risultati dell'analisi numerica sono stati comparati con le soluzioni teoriche.

La valutazione vale per reinterro costipato, da entrambi i lati della fondazione. Le precedenti stime sono fornite solamente con lo scopo di fornire al progettista un ordine di grandezza della capacità portante per i terreni presenti nell'area e quindi non come valore di progettazione. Egli, una volta determinata la distribuzione dei carichi in gioco, l'armatura e la rigidezza dell'intero complesso di fondazione e in base a quelli che riterrà i cedimenti ammissibili per l'opera che progetta, sceglierà la tipologia fondazionale più idonea al caso, tenendo comunque conto della variabilità verticale ed orizzontale dei parametri geotecnici evidenziati dall'indagine geotecnica e dalla cedevolezza dei terreni. Infatti, nel rispetto del carico ipotizzato nell'elaborazione, date le caratteristiche disomogenee dei sedimenti, possono non essere trascurabili i cedimenti differenziali.



5.0 CONCLUSIONI

Le indagini geotecniche eseguite nell'area in esame e le conoscenze disponibili hanno permesso di caratterizzare il terreno, composto nel complesso da depositi fluvioglaciali.

Si è ricavata la modellazione geotecnica dei terreni finalizzata all'analisi quantitativa dello specifico problema geotecnico, cioè la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, la suddivisione statisticamente omogenea dal punto di vista delle caratteristiche geomeccaniche lungo le verticali del sito e l'applicazione dell'approccio statistico-empirico per la determinazione dei valori caratteristici delle proprietà del terreno.

Gli strati a comportamento incoerente entro il cuneo efficace della fondazione sono caratterizzati cautelativamente da un peso specifico $\gamma = 16,9 \text{ KN/mc}$, da una **coesione drenata** $c = 0,0 \text{ KPa}$ e dall'angolo di attrito interno $\varphi' = 30,0^\circ$. Nelle elaborazioni la falda freatica è considerata assente nel volume significativo, non in grado quindi di comportare mutue, negative interferenze con le opere di progetto.

Si rinvia al giudizio e alle verifiche del pianificatore la valutazione tecnica ed economica, nel rispetto di quanto sopra esposto, per la scelta del tipo di fondazione e del suo dimensionamento in rapporto alla prevedibile entità/distribuzione dei carichi di progetto unitamente alla descrizione delle fasi e modalità costruttive.

I risultati resi nella presente relazione si basano soltanto sui dati raccolti ed interpretati con il minor grado d'incertezza dall'indagine diretta eseguita in sito; essa riveste una buona attendibilità per la caratterizzazione del modello geologico e geotecnico del sottofondo. Tuttavia tali dati si riferiscono a elementi di analisi puntuale sullo strato più superficiale. Pertanto in fase di esecuzione degli scavi per la realizzazione delle opere quanto presentato dovrà essere attentamente appurato da personale qualificato, in rapporto a discontinuità geomeccaniche ed eterogeneità particolari e puntuali anche in profondità, non riscontrabili in fase d'indagine geognostica, che siano in grado di limitare la validità del modello assunto. L'indagine effettuata in questa fase di progettazione, infatti, essendo localizzata, può non rilevare eventuali variazioni della composizione del terreno che solamente in fase di sbancamento dei terreni potrebbero manifestarsi e suggerire sondaggi geognostici integrativi, sulla base dei quali potranno essere formulate raccomandazioni più mirate e/o dovranno essere valutati eventuali azioni correttive a vantaggio dell'economicità e della sicurezza dell'opera.

Tanto dovevo secondo le conoscenze tecniche specifiche e l'accurata diligenza in concreto per l'incarico ricevuto, a tutela della pubblica e privata incolumità.



Studio ConsultinGEO Enviroment di dr Massimo Pasquale Fedele
Via Antonioli, 221 - 25015 Desenzano del Garda (Brescia)
Email: studiogeologofedele@libero.it

Dott. Geol. Massimo Pasquale FEDELE

Massimo Pasquale Fedele





6.0 BIBLIOGRAFIA

AGI (1984). - << Raccomandazioni sui pali di fondazione >>.

Berardi G. (1972). - << Ingegneria delle Fondazioni >>, Enciclopedia dell'Ingegneria, vol. VII. ISEDI.

Cestelli Guidi C. (1980). - Geotecnica e Tecnica delle fondazioni, vol. I, Hoepli, Milano.

Colombo P. (1971). - << Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro >> RIG, vol. V n.3, pp. 163-172.

Di Francesco R.; Petrella P. (2021) - Progettazione geotecnica e strutturale delle fondazioni. DF editore.

Lambe T. W. (1968). - << The behaviour of foundations during construction >>, JSMFD, ASCE, vol 94, SM 1, pp. 93-130.

Lancellotta R. (1994). - Geotecnica, 2a ed., Zanichelli, Bologna.

Poulos H. G. , Davis E. H. (1980). - Pile Foundation Analysis and Design, J. Wiley & Sons , New York.

Terzaghi K., Peck R. B. (1967). - Soil Mechanics Engineering Practice, J. Wiley & Sons , New York.

Viggiani C. (1983). - Fondazioni, Ed. CUEM, Napoli.

Bowles (1991). - Foundation Analysis and Design, Joseph E. Bowles, Ed. McGraw-Hill.

Micropali ad elevata capacità portante. - << Rivista Italiana di Geotecnica >>.

La Tecnica Professionale (Agosto 1998). - << Rivista edita dal collegio Ingegneri Ferroviari Italiani >>.

Pasquale De Simone. - Fondazioni. Liguore Editore.



CENNI TEORICI SUL CALCOLO DELLA PORTANZA E DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti g_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale g_F (o g_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	g_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	g_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	g_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(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 g_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$g_R = 2.3$
Scorrimento	$g_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- E_d , valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- C_d , valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:



- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k , E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

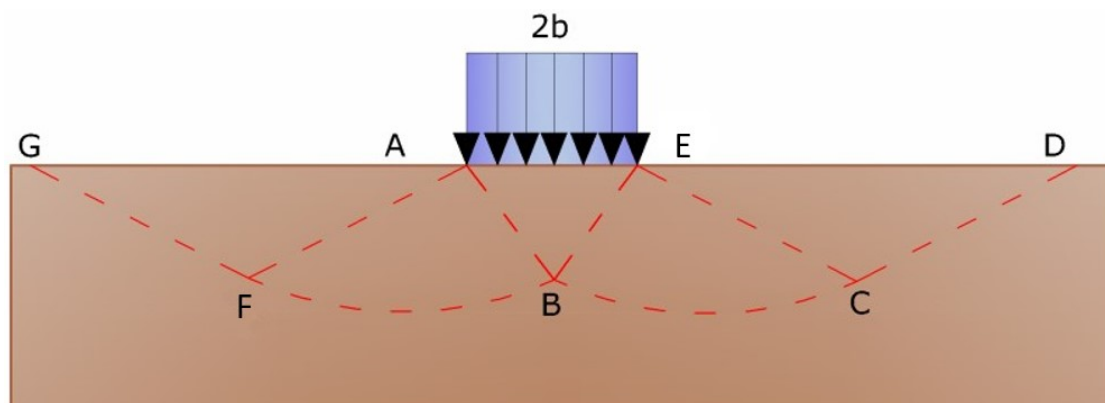
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $g=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + j/2$ rispetto all'orizzontale. Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + j/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito j del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi \tan \varphi \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)} - 1 \right]$$

Per $j=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $g'0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \ll 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $g'0$, $j=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche



dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione γ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di γ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $g_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di **Terzaghi**; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da **Meyerhof** ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da **Meyerhof** sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$



Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

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

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- q = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$



Nel caso $j=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $j=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)



La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$



$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H :

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per $c = 0$ e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

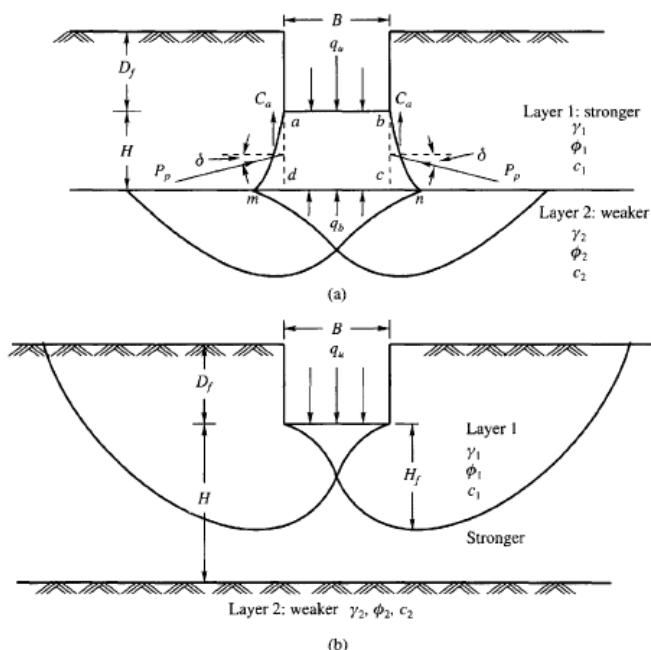


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio j_1
- $N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio j_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b = carico limite nello strato 2;
- P_p = spinta passiva;
- C_a = adesione;
- d = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

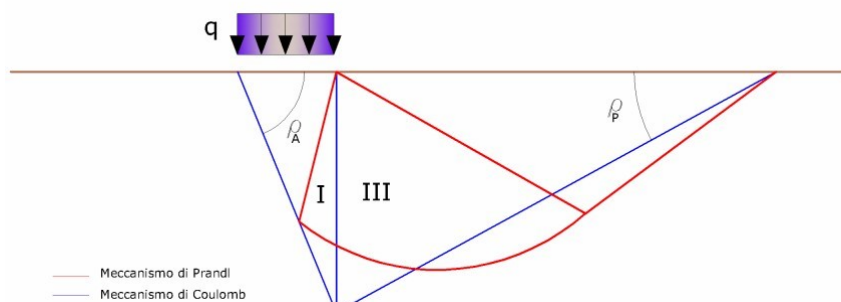
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} - \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} + \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$



$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $f=0.5d$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h g$ e $k_v g$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di r_A e r_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come r_{AE} e r_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{[1 + \tan^2(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{[1 + \tan^2(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_g sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli r_{AE} e r_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo q definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$j = 30^\circ \quad d = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $j=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_g	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;

- R_d = capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

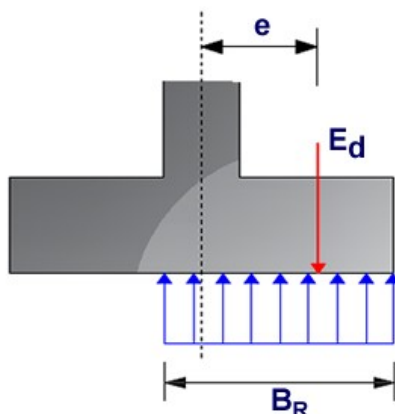
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

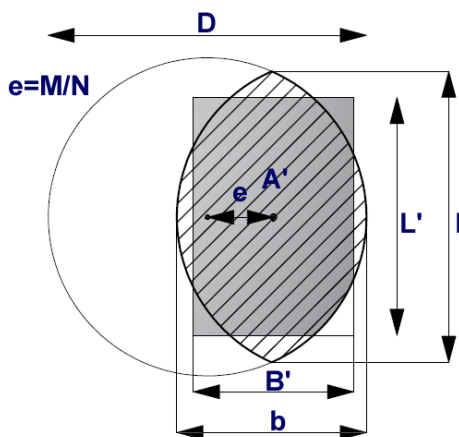
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e j .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi} \right)^{0,35}$$



$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \cdot L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:



$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione s'_p ($s'_p + Ds_v < s'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($s'_{v0} = s'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- RR : Rapporto di ricomprensione;
- CR : Rapporto di compressione;
- H_0 : Spessore iniziale dello strato;
- s'_{v0} : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- Ds_v : Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($s'_0 + Ds_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_c : altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:



- D_q : rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z : è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata
- B , per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- D_{zi} : rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;
- I_c : Indice di compressibilità;
- f_s, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.



L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s , f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- t tempo in anni > 3 ;
- R_3 costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.